高等学校教材

水文水利计算

武汉水利电力学院 叶守泽 主编

高等学校教材

水文水利计算

武汉水利电力学院 叶守泽 主编

水利电力出版社

（京）新登字115号

内 容 提 要

本书论述了工程水文和水利计算的基本原理与方法。全书共分十七章，包括水循环、水文测验、水文统计、设计年径流与设计洪水、水文预报、水文模型、水质评价、水库兴利调节和防洪计算，以及水电站水能计算等内容。

本书为高等学校农田水利工程专业通用教材，也可供其他水利类专业师生和水利工程技术人员参考。

高等学校教材

水文水利计算

武汉水利电力学院 叶守泽 主编

*

水利电力出版社出版

（北京三里河路6号）

新华书店北京发行所发行·各地新华书店经售

水利电力出版社印刷厂印刷

*

787×1092毫米 16开本 21.5印张 490千字

1992年11月第一版 1992年11月北京第一次印刷

印数0001—3500册

ISBN 7-120-01613-X/TV·590

定价5.60元

前　言

本教材为高等学校农田水利工程专业的通用教材，是根据水利部“1990～1995年高等学校水利水电类专业本科、研究生教材选题和编审出版规划”及农田水利工程专业“《水文水利计算》教材编写大纲”编写的。在编写过程中，除征求有关专业师生的意见和吸收过去教材编写经验之外，力求在保证论述学科的基本知识和基本计算方法的基础上，适当反映本学科领域的新内容。

全书共十七章，按90学时规定的字数编写，分为两个部分，一是工程水文，二是水利计算。工程水文方面以径流形成过程、水文统计方法、设计年径流及设计洪水为主要内容；同时，扼要论述了水文测验及水文资料收集、可能最大洪水、水文预报、水文模型、水质及水质评价等方面的知识。水利计算方面着重介绍径流调节计算的原理与方法、中小型水库的兴利和防洪计算及控制运用方法。

本书第一、二、三、六、八、十、十一、十二、十五、十六章由武汉水利电力学院叶守泽编写；第五、十三、十七章由河海大学许静仪编写；第七、九、十四章由武汉水利电力学院王祥三编写；第四章由武汉水利电力学院李记泽编写。叶守泽担任全书的主编及定稿工作。

本教材由河海大学叶秉如教授主审。主审人对书稿进行了认真的审查，提出了很多修正和补充意见，编者在此深表感谢。

限于编者水平，书中错误和不妥之处在所难免，恳请读者批评指正。

编　者

1991年12月

目　　录

前　言

第一章　绪论……1

第一节　水文水利计算的研究内容……1

第二节　水文水利计算在农田水利建设中的任务……1

第三节　水文现象的基本特性……2

第四节　现代水文学的特点……3

第二章　水循环及径流形成……4

第一节　水循环及水量平衡……4

第二节　河流和流域……6

第三节　降水……8

第四节　蒸发……13

第五节　下渗……15

第六节　径流及径流形成过程……16

第三章　水文测验及水文资料收集……21

第一节　水文测站……21

第二节　水位观测……22

第三节　流量测验……23

第四节　流量资料整编……27

第五节　泥沙测验及计算……31

第六节　水文资料收集……33

第四章　水文统计的基本方法……36

第一节　概述……36

第二节　概率的基本概念……37

第三节　随机变量的概率分布及其统计参数……38

第四节　水文频率分布线型……44

第五节　皮尔逊III型分布参数估计方法……50

第六节　现行水文频率计算方法——配线法……55

第七节　相关分析……62

第五章　设计年径流分析计算……73

第一节　概述……73

第二节　具有长期实测资料的设计年径流量分析计算……75

第三节　具有短期实测资料的设计年径流量计算……78

第四节　缺乏实测资料的设计年径流量计算……84

第五节　设计年径流年内分配的分析计算……87

第六节　日流量历时曲线……88
第六章　由流量资料推求设计洪水……90
第一节　概述……90
第二节　设计洪峰流量及设计洪量的推求……91
第三节　设计洪水过程线的推求……97
第四节　有关设计洪水的几个新问题……100
第七章　由暴雨资料推求设计洪水……103
第一节　概述……103
第二节　暴雨特性的分析及暴雨资料的审查……103
第三节　设计面暴雨量的推求……105
第四节　设计暴雨的时、空分布……108
第五节　设计净雨的推求……110
第六节　设计洪水过程线的推求……119
第八章　小流域设计洪水计算……140
第一节　概述……140
第二节　小流域设计暴雨计算……140
第三节　计算洪峰流量的推理公式……143
第四节　计算洪峰流量的地区经验公式……150
第五节　设计洪水过程线的推求……152
第九章　可能最大暴雨和可能最大洪水的估算……157
第一节　可能最大暴雨的基本知识……157
第二节　可能最大暴雨估算方法——典型暴雨极大化法……160
第三节　可能最大暴雨等值线图集的应用……162
第四节　可能最大洪水的推求……164
第十章　水文预报……166
第一节　概述……166
第二节　短期洪水预报……166
第三节　水文预报精度评定……176
第十一章　水文模型……180
第一节　概述……180
第二节　系统理论模型……180
第三节　概念性模型……183
第十二章　水质及水质评价……190
第一节　水体污染……190
第二节　水质指标……191
第三节　水质评价……194
第十三章　中小型水库的兴利调节计算……197
第一节　水库特性曲线、特征水位及特征库容……197
第二节　中小型水库设计标准……201

第三节　水库水量损失及水库死水位选择 ……202
第四节　水库兴利调节计算原理及调节分类 ……204
第五节　年调节水库兴利调节计算 ……206
第六节　多年调节水库兴利调节计算的长系列法 ……217
第七节　多年调节水库兴利调节计算的数理统计法 ……223
第十四章　小型水电站的水能计算 ……235
第一节　水能利用的基本知识 ……235
第二节　水电站的设计保证率 ……238
第三节　电力系统的负荷及其容量组成 ……239
第四节　无调节、日调节水电站的水能计算 ……242
第五节　年调节水电站的水能计算 ……253
第六节　灌溉水库水电站的水能计算 ……260
第十五章　水库防洪计算 ……269
第一节　概述 ……269
第二节　水库调洪计算的原理和方法 ……271
第三节　水库防洪计算 ……280
第四节　入库洪水计算 ……285
第五节　溃坝洪水计算 ……291
第十六章　中小型水库汛期控制运用 ……296
第一节　水库汛期控制运用计划的编制 ……296
第二节　中小型水库抗洪能力计算 ……306
第十七章　中小型水库兴利控制运用 ……309
第一节　水库年度供水计划的编制 ……309
第二节　水库兴利调度图的绘制和应用 ……312
第三节　中小型水库简易供水计划 ……319
第四节　综合利用水库调度 ……321
附表 ……324
附表 1　皮尔逊Ⅲ型频率曲线的离均系数Φ_p值表 ……324
附表 2　皮尔逊Ⅲ型频率曲线的模比系数K_p值表 ……326
附表 3　三点法用表——S与C_s关系表 ……328
附表 4　三点法用表——C_s与有关Φ值的关系表 ……329
附表 5　1000hPa地面到指定高度（高出地面米数）间饱和假绝热大气中的可降水量(mm)与1000hPa露点（℃）函数关系表 ……330
附表 6　瞬时单位线S曲线查用表 ……332
参考文献 ……338

第一章 绪　　论

第一节　水文水利计算的研究内容

水文水利计算包括两方面的内容，一是水文计算，二是水利计算。

水文学是研究地球上各种水体的起源、存在、分布、循环和运动规律，探讨水体的物理和化学特性以及它们对环境作用的一门科学。水体是指以一定形态存在于自然界中的水的总体，如大气中的水汽，地面上的河流、湖泊、沼泽、海洋和地面下的地下水。各种水体都有自己的特性和变化规律，因此，水文学可按其研究对象分为水文气象学、河流水文学、湖泊水文学、沼泽水文学、冰川水文学、海洋水文学和地下水水文学。

水文学是地球科学的组成部分，同时，也是现代技术科学的一个领域。它有许多实际用途。运用水文学的理论和方法，为国民经济建设提供水文设计数据和水文预报，为农业、林业和国土整治规划提供水文依据，这就形成了水文学的一个分支学科——应用水文学。应用水文学的范围很广，其中用于工程建设（主要是水利工程）的称为工程水文学，主要内容为水文计算和水文预报。

水文计算是为防洪排涝、水资源开发利用和桥涵建筑等工程或非工程措施的规划、设计、施工和运用，提供水文数据的各种水文分析和计算的总称。其主要任务是，估算工程在规划设计阶段和施工运行期间可能出现的水文设计特征值及其在时间和空间上的分布。

水利计算指的是水资源系统开发和治理中对河流等水体的水文情况、国民经济各部门用水需求、径流调节方式和经济论证等进行分析计算。通过水利计算获得的成果，可为建筑物的设计和设备工作状态的选择提供数据，以便确定建筑物的规模和设备的运行规程，同时也为各种水资源工程的投资和效益、用水部门正常工作的保证强度和工程修建后的后果等作经济分析、综合论证提供定量依据。

水利计算分为灌溉工程的兴利计算、水电站的水能计算、水库防洪计算以及综合利用水库的水利计算。径流调节是指对河川径流在时间和空间上的再分配，使之适应国民经济各用水部门的需要。径流调节计算按服务对象分防洪径流调节计算和兴利调节计算，它是各类水利计算的基础工作。

第二节　水文水利计算在农田水利建设中的任务

兴建农田水利工程，其目的在于通过工程设施来调节和改变农田水分状况和地区水利条件，使之符合发展生产的需要。农田水利工程包括蓄水工程、引水工程、提水工程、防洪排涝工程等，从修建到运用，一般要经过规划设计、施工、管理3个阶段。每一阶段都需要进行水文水利计算，但是，各阶段计算的任务不相同，各有侧重点。

一、规划设计阶段

工程规划设计阶段主要是为确定工程规模提供水文数据。水文计算的任务就是要研究工程修建后，在长期使用期限内的水文情势，提出作为工程设计依据的水文特征数值（如设计年径流、设计洪水、固体径流等）。水利计算的任务则是根据设计水文数据，通过调节计算，选定工程枢纽参数（如正常蓄水位、死水位、装机容量等），并确定主要建筑物的尺寸（如坝高、溢洪道尺寸、引水道尺寸等），然后详细计算各项水利经济指标，进行经济论证。

二、施工阶段

工程施工阶段水文计算的任务是为了确定临时性水工建筑物（如施工围堰、导流隧洞和导流渠等）的规模提供施工期设计洪水。为了使施工现场不受洪水淹没，保证工作正常进行，施工期还要提供中、短期水文预报信息，为防汛抢险和截流当好参谋。

在编制施工详图阶段，水利计算的任务一般是制定枢纽运行计划，主要是编制枢纽初期运转的调度图。另外随着枢纽主体工程的逐步完成，还需研究多年调节水库的初期充蓄问题。

三、运用管理阶段

工程运用管理阶段，需要知道面临时期的来水情况，以便编制水量调度方案，合理调度，充分发挥工程效益。因此，在这一阶段水文预报工作十分重要。例如，汛前根据洪水预报信息，在洪水来临之前，预先腾出库容拦蓄洪水，使水库安全渡汛，下游也免遭洪水灾害。到汛末时，又及时拦蓄尾部洪水，以保证灌溉、发电等方面的需求。此外，在工程运用期间随着水文资料的积累，还要经常地复核和修正原设计的水文数据，改进调度方案或对工程实行必要的改造。

第三节　水文现象的基本特性

自然界水文现象的发生和发展过程，由于受气象要素和地质、地貌、植被等下垫面因素以及人类活动的影响，情况是十分复杂的。但是，人们可以从中寻求出一些规律和特性，认识这些规律和特性，有利于开展水文研究和业务工作。

1.周期性

众所周知，河流每年都具有洪水期和枯水期的周期性交替现象，冰雪水源河流则具有以日为周期的流量变化，海洋潮汐也具有日周期变化等，产生这些现象的基本原因是地球的公转和自转造成的。

2.随机性

影响水文现象的因素很多，有的因素如气象要素变化莫测，它们之间的组合随时不同，由于这些影响的复杂性和多样性，致使水文现象出现的时间和数量都是不确定的，表现出随机性的特点。例如，河流某断面各年出现的最大洪峰流量的大小和出现的具体时间不会完全相同，不同年份的流量过程也不会完全一致。

3.地区性

由于气候要素和地理要素具有地区性规律，因此，受其影响的水文现象也在一定程度上具有地区性的特点。例如，我国的多年平均降水量自东南沿海向西北内陆逐渐减少，从而使河川多年平均径流量也呈现出同样的地区性变化。又如湿润地区河流的径流年内分配一般较为均匀，而干旱地区河流的径流年内分配就很不均匀。

从上述水文现象的基本特性可以看出，水文现象的变化规律是错综复杂的。为了寻找它们的变化规律，作出定性的和定量的描述，首要的工作是进行长期的、系统的观测工作，收集和掌握充分的水文资料。根据不同的研究对象和资料条件，采取各种有效的分析研究和计算方法。在水文计算中经常采用的方法有成因分析法、数理统计法以及地区综合法等，这些方法是相辅相成，互为补充的。当今水文模型的应用，包括物理模型和数学模型，特别是水文数学模型引起了人们的重视，丰富了现有的水文计算方法。

第四节　现代水文学的特点

水文科学是地球科学的组成部分，也是现代技术科学的一个领域。水文科学是研究地球上水体的起源、存在、分布、循环、运动变化规律的科学。从1856年达西定律或1851年推理公式的提出算起，水文科学体系的形成和发展已将近140多年。今天的水文科学已发展成为一系列分支学科组成的涉及整个水资源并与多个边缘科学相互渗透的一门学科。尽管当今国际上对水文科学的现状和发展存在着不同的认识和论点，但是，由于人类改造自然的能力迅速增强，人与水的关系已经由古代的趋利避害发展到了现代较高水平的兴利除害的新阶段。这个阶段赋予水文科学以新的动力和新的特色。

现代化工业和农业的发展，加速了对水资源的需求，同时造成水源污染，加剧了水资源的供需矛盾。水文科学的研究领域，不能停留在原有的水平，不仅要以提供水文资料和为工程建设提供水文数据作为主要任务，而且还要实时地为水资源评价、水资源管理以及充分利用和保护水资源提供水文信息和依据。

大规模的人类活动对自然环境产生了多方面的影响，水质污染问题已成为生产建设和社会发展的一个重要制约因素。研究和评价人类活动的水文效应，揭示人类活动影响下水文现象的变化规律，评价和预估水体质量，已成为水文科学面临的新课题。

现代科学技术的发展使获取水文信息的手段和水文分析方法有了长足的进步。例如，利用空间遥感技术探测水文要素；应用核技术获取微观水文信息。另外，水文模拟方法、水文随机分析方法、水文系统分析方法使人们研究水文现象的能力发展到了新的水平。

随着科学技术的进步，水文科学研究内容不断发展更新，既有微观的水文学问题，也有宏观的水文学问题。同时，水文科学和其他边缘学科正在不断地相互渗透，相互影响，学科间的空隙逐渐得到填补，水文科学许多新分类的不断涌现，例如水资源水文学、业务水文学、比较水文学、古水文学、随机水文学、环境水文学等，为水文科学的研究增添了许多新的色彩。

第二章　水循环及径流形成

第一节　水循环及水量平衡

一、水循环

存在于地球上各种水体中的水，在太阳幅射与地心引力的作用下，以蒸发、降水、入渗和径流等方式进行的往复交替的运动过程，称为水循环或水分循环。

实际上，水循环过程中的蒸发、降水、入渗及径流等环节，往往交错并存，情况比较复杂。水循环不仅有发生于海陆之间的交换过程，而且在地球上局部地区也可发生独立的循环交换过程。前者称为大循环，后者称为小循环。所以说，地球上的水循环是由一系列大小循环组合成的一个复杂的动态系统。如图 2-1 所示，用P表示一个时期的降水量；E表示同一时期的蒸发量；R表示同一时期从陆地流入海洋的径流量；A表示海洋与陆地之间的水汽输送量。该图反映了大小水循环的模式。

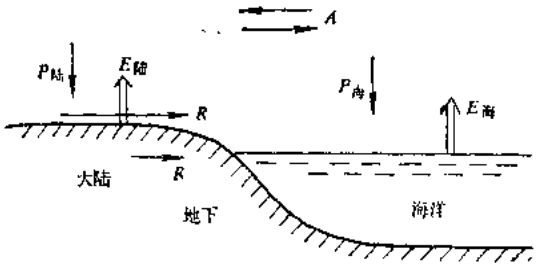


图 2-1　地球上的水循环示意图

二、地球的水量平衡

地球上任一区域在一定时段内，进入的水量与输出的水量之差等于该区域内的蓄水变量，这一关系叫做水量平衡。它是质量守恒定律在水文循环中的特定表现形式。进行水量平衡的研究，有助于了解水循环各要素的数量关系，估计地区水资源数量，以及分析水循环各要素之间的相互关系。

若以地球陆地作为研究范围，其水量平衡方程为

$$E_{陆}=P_{陆}-R+\Delta U_{陆} \qquad (2\text{-}1)$$

式中　$E_{陆}$——陆地蒸发量；

$P_{陆}$——陆地降水量；

R——入海径流量；

$\Delta U_{陆}$——陆地在研究时段内蓄水量的变量。

在短时期内，时段蓄水量的变量$\Delta U_{陆}$可正可负，但在多年情况下，当观测资料年数趋近无穷大时，正负值可以相互抵消、蓄水量总的变化接近于零。因此，在多年平均情况下的水量平衡方程式为

$$\bar{E}_{陆}=\bar{P}_{陆}-\bar{R} \qquad (2\text{-}2)$$

式中　$\bar{E}_{陆}$——陆地的多年平均年蒸发量；

$\bar{P}_{陆}$——陆地的多年平均年降水量；

$\bar{R}$——多年平均年入海径流量。

对于海洋而言，多年平均年蒸发量$\bar{E}_{海}$应等于多年平均年降水量$\bar{P}_{海}$与多年平均年入海径流量$\bar{R}$之和，即

$$\bar{E}_{海}=\bar{P}_{海}+\bar{R} \tag{2-3}$$

将上二式合并，即得全球水量平衡方程

$$\bar{E}_{陆}+\bar{E}_{海}=\bar{P}_{陆}+\bar{P}_{海} \tag{2-4}$$

或

$$\bar{E}=\bar{P} \tag{2-5}$$

即全球多年平均年蒸发量($\bar{E}$)等于全球多年平均年降水量($\bar{P}$)。表2-1列出了全球水量平衡各要素的数量。

表2-1　　全球水量平衡表

地表部位	面积	多年平均年降水量		多年平均年蒸发量		多年平均年入海径流量	
	(10^6km^2)	mm	km^3	mm	km^3	mm	km^3
陆地	149	800	119000	485	72000	315	47000
海洋	361	1270	458000	1400	505000	130	47000
全球	510	1130	577000	1130	577000		

注　表中数据引自《地球的世界水平衡和水资源》，1974年俄文版。

三、流域水量平衡

根据水量平衡原理，对于非闭合流域，即流域的地下分水线与地面分水线不相重合，可列出如下水量平衡方程式

$$P+E_1+R_{表}+R_{地}+S_1=E_2+R'_{表}+R'_{地}+S_2 \tag{2-6}$$

式中　P——降水量时段内区域的降水量；

E_1、E_2——时段内的水汽凝结量和蒸发量；

$R_{表}$、$R_{地}$——时段内地面径流和地下径流流入量；

$R'_{表}$、$R'_{地}$——时段内地面径流和地下径流流出量；

S_1，S_2——时段初和时段末的蓄水量。

令$E=E_2-E_1$代表净蒸发量，则上式成为

$$P+R_{表}+R_{地}+S_1=E+R'_{表}+R'_{地}+S_2 \tag{2-7}$$

上式即为非闭合流域的水量平衡方程。对于一个闭合流域，即流域的地下水分水线和地面水分水线重合，显然，$R_{表}=0$，$R_{地}=0$。若令$R=R'_{表}+R'_{地}$，$\Delta S=S_2-S_1$，则闭合流域水量平衡方程为

$$R=P-E-\Delta S \tag{2-8}$$

对多年平均情况而言，上式中蓄水变量项ΔS的多年平均值趋近于零，故上式可简化为

$$\bar{P}=\bar{R}+\bar{E} \tag{2-9}$$

式中　$\bar{P}$、$\bar{R}$、$\bar{E}$——流域多年平均年降水量、径流量和蒸发量。

第二节 河流和流域

河流是一种天然水体，它是在一定地质和气候条件下形成的河槽与在其中流动的水流的总称。由地壳运动形成的线形槽状凹地为河流提供了行水的场所，大气降水则为河流提供了水源。河流是地球上水循环的重要路径。一条河流接受补给的区域，称为该河流的流域。河流补给包括地面水补给和地下水补给，一般把地面水的集水面积作为流域面积。

一、河流

1.水系、干流和支流

干流、支流和流域内的湖泊、沼泽彼此连接组成一个庞大的系统，称为水系。水系的名称通常以它的干流或注入的湖泊、海洋命名，如长江水系、太湖水系等。

干流和支流是一个相对的概念。在一个水系里面，一般以长度或水量最大的河流作为干流，注入干流的河流为一级支流，注入一级支流的为二级支流，依此类推。但干流划分有时根据过去习惯而定，如岷江和大渡河，后者长度和水量都大于前者，但却把大渡河称为岷江的支流。

2.河流分段

河流一般分为河源、上游、中游、下游及河口五段。河源是河流发源处，可以是溪涧、泉水、湖泊或沼泽等。上游直接连接河源，一般落差大，水流急，下切和侵蚀作用强，多急流险滩和瀑布；中游段比降变缓，下切力减弱，旁蚀力加强，河道有弯曲，两岸有滩地，河床较稳定；下游段比降平缓，流速较小，常有浅滩、沙洲，淤积作用较显著。河口是河流的终点，即河流注入海洋、湖泊或其它河流的地方。有些河流最终消失在沙漠之中，无明显河口，这种河流称为瞎尾河。

3.水系形态

根据干、支流的分布和组合情况，水系可分为扇形、羽毛形、平行状和混合形等形态。水系形态对河流水情有重要影响。扇形水系，汇流时间短，洪水集中，容易形成洪灾。羽毛形水系，各支流洪水交错汇入干流，近水先去，远水后来，洪水比较缓和。

4.河流长度

自河源沿河道至河口的长度称为河流长度，可在十万分之一或更大比尺的地形图上用曲线仪或小分规量出。

5.河网密度

河网密度是指流域内干支流的总长度ΣL和流域面积F之比值，以D表示，即

$$D=\frac{\Sigma L}{F}\quad(\mathrm{km/km^2}) \tag{2-10}$$

6.河流的弯曲系数

河流的弯曲系数φ等于河流实际长度L与河流两端间的直线l之比值，即

$$\varphi=\frac{L}{l} \tag{2-11}$$

河流弯曲系数表示河流平面形状的弯曲程度，一般平原区河流弯曲系数比山区的大，下游的比上游的大。

二、流域

1.流域面积

分水线所包围的面积称为流域面积或集水面积，以F表示。它是流域的主要几何特征，是衡量河流大小的重要指标。测定流域面积，通常在适当比例尺的地形图上画出流域分水线，用求积仪量出它所包围的面积，或者用面积公式法或数方格法算出所包围的面积。

2.流域长度

流域的几何中心轴长称为流域长度，以L_A表示。以河口为圆心，画出不同半径的若干圆弧与分水线相交于两点，连两点得割线，取这些割线中点的连线长度即为流域长度。

3.流域形状系数

流域形状系数是流域平均宽度B和流域长度L_A之比，以K表示。它反映流域形状的特性，如扇形流域K值大，狭长形流域K值小。流域平均宽度B可用下式计算：

$$B=\frac{F}{L_A} \tag{2-12}$$

K值按下式计算：

$$K=\frac{B}{L_A}=\frac{F}{L_A^2} \tag{2-13}$$

4.流域自然地理特征

流域的地理位置、地形、气候、土壤、地质、植被以及湖沼等，都是与流域水文情势有密切关系的自然地理特征。因此，在研究流域的水文问题时，需要对流域的自然地理特征有一定的了解。

流域的地理位置是用流域所处的经纬度范围来表示的。它反映了流域的气候与地理环境的特性，也是水文区域性变化的一个标志。

流域的气候条件包括降水、蒸发、温度、湿度和风等。径流情势的变化主要决定于降水，而降水又与其它气象因素有着密切关系。

土壤、岩石性质和地质构造影响入渗及地下水的补给，因而也影响到了径流的变化。

植被增加能减缓地面径流，增加入渗和地下径流。森林覆盖率加大可使年雨量有所增加，同时也增加了流域蒸发量。流域上植被覆盖程度以植被面积$f_{植}$占流域面积F之比值来表示，叫做植被率。

湖泊、沼泽率是湖泊、沼泽面积占流域面积的百分数，它反映了湖泊、沼泽在流域内所占比重的大小。湖泊、沼泽对洪水有调蓄作用，湖泊、沼泽率大的流域，河流的洪峰较低，径流在年内分配较均匀。

流域地形特征对流域内降水和径流的变化有很大影响。除用地形图表示地形的特征之外，还可用流域的平均高程和平均坡度来表征。

第三节 降　　水

从云雾中降落到地面的液态水或固态水，如雨、雪、雹、霰等称为降水。此外，由于大气中的水汽在地面或地物上直接凝结的结果，也会形成液态水或固态水，如露、霜等。但是大量的降水还是雨和雪。降水是气象要素之一，也是自然界水循环过程中最为活跃的因子，降水量时空分布的变化规律，直接影响河川径流情势，所以在水文水利计算中必须研究降水，特别是降雨。

一、降水的成因及分类

地面湿热气团因各种原因而上升，体积膨胀作功，消耗内能而冷却。当温度降低到露点以下时，气团中的水汽便开始凝结为水滴或冰晶，形成了云。云中的水滴或冰晶，继续吸附水汽凝结于其表面，或由于互相碰撞面结合成大水滴或冰粒，当其重量达到不再能被上升气流所顶托的时候，则下降为降水。

降水的特性主要决定于上升气流、水汽供应和云的微物理特性，其中尤以上升气流最为重要。按照上升气流的特性，降水可分成对流性的、地形性的和系统性的3种。

（一）对流性降水

由于地表局部受热，气温向上递减率过大，使大气层结不稳定，因而水汽发生垂直上升运动，形成动力冷却而降雨，称为对流雨。对流雨雨面不广，历时较短，但上升速度很大，降雨强度的变化也很大。

（二）地形性降水

湿空气在运移途中，受山脉等地形抬升，因动力冷却而形成降雨，称为地形雨。过山脉后，汽流沿山坡下降而增温，故迎风面雨多，背风面雨少，甚至出现干旱少雨区域，称雨影区。

（三）系统性降水

锋面、气旋、切变线等天气系统，在天气低层的辐合流场，引起大范围的上升运动，产生连续性降水，称为系统性降水。这些系统的范围很大，持续时间很长，但降水强度变化不大。锋面雨、气旋雨都属于系统性降水。

1.锋面雨

在较大范围内存在着水平方向的物理性质，如温度、湿度等比较均匀的大团空气，称为气团。两个温湿特性不同的气团相遇时，其接触处有一较大温差的狭窄过渡区，叫做“锋”。锋在水平方向伸展范围与气团尺度相当，长的可达几千km，短的几百km。锋区（过渡区）宽度不大，近地面层只有几十km，高空可达200～400km。锋区有上下两个界面，称为锋面，上界处于暖气团与锋区之间，下界处于冷气团与锋区之间，如图2-2所示。

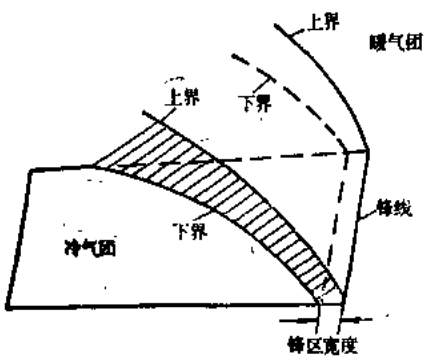


图 2-2　锋的示意图

冷暖气团相遇时，冷气团沿锋面楔进暖气团，迫使暖气团上升，发生动力冷却而成雨，称为冷锋雨[见图2-3(*a*)]。冷锋雨强度大，历时较短，雨区范围较小。若暖气团行进速度快，暖气团将沿界面爬升到冷气团之上，冷却致雨，称为暖锋雨[见图2-3(*b*)]。暖锋雨强度小，历时长，雨区范围大。冷暖气团势均力敌，在某一地区摆动或停滞的锋称为准静止锋。准静止锋大多是冷锋前进移动减慢而成，坡度很小，近似缓行冷锋天气，阴雨天气比较持久。

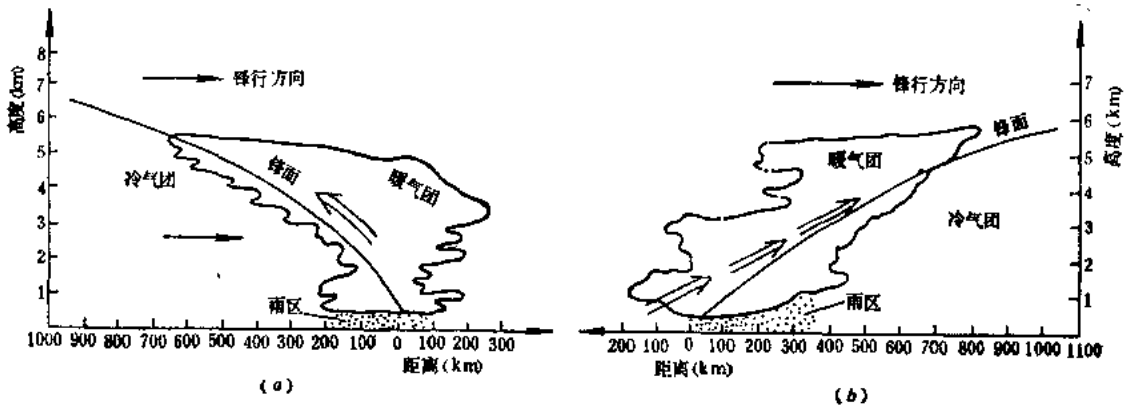


图 2-3 锋面雨示意图
(*a*)冷锋雨；(*b*)暖锋雨

2.气旋雨

气旋是一个低压区，在此低压区内，空气从外围流向中心，中心的气压最低，形成涡旋运动。在北半球，涡旋动运为逆时针方向。当一地区气旋过境，由于气流向低压中心辐合面引起大规模的上升运动，使空气冷却致雨，称为气旋雨。

气旋的发生、发展，与锋区的位置以及高空中的低压系统活动有关。由锋面波动发展而成的气旋模式如图 2-4 所示。气旋前方是宽阔的暖锋云系及相伴随的连续性降水天气，气旋后方是比较狭窄的冷锋云系和降水天气，气旋中都是暖气团天气，有层云或毛毛雨。

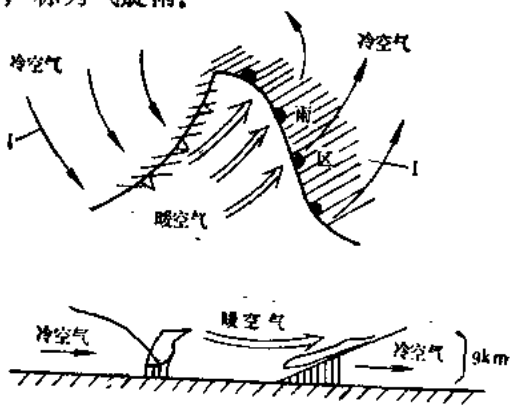


图 2-4 气旋模式

在低纬度的海洋上形成的强烈暖心气旋性涡旋，称为热带气旋。我国气象部门把中心附近地面最大风速达到 8～11级的热带气旋称为台风，12级以上的称为强台风。台风雨在海上形成，水汽供应充足，上升运动比较强烈，带来狂风暴雨，对沿海地区影响很大。我国对出现在150°E 以西的太平洋和南海台风，按每年出现的先后顺序编号，向全国发布预报。

二、降水观测

我国大部分地区的降水以降雨为主，北方地区冬季以降雪为主。本节主要讲述降雨

观测。

（一）观测

降水量以降落在地面上的水层深度表示，以mm为单位。观测降水量的仪器有雨量器和自记雨量计。

雨量器上部的漏斗口，内径是20cm，下部放储水瓶收集雨水（见图2-5）。器口一般距地面70cm。观测时用空的储水瓶将雨量器中的储水瓶换出，用特制的量杯测定储水瓶中的雨水。

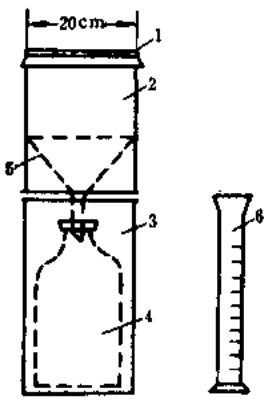


图 2-5 雨量器示意图

1—器口；2—承雨器；3—雨量筒；4—储水瓶；5—漏斗；6—量雨杯

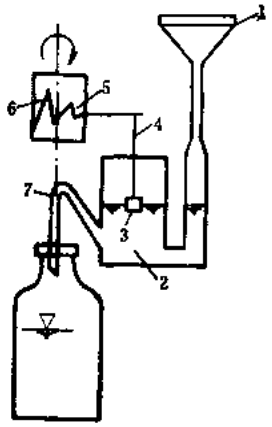


图 2-6 自记雨量计构造示意图

1—承雨器；2—浮子室；3—浮子；4—连杆；5—自记笔；6—自记钟；7—虹吸管

用雨量器观测降雨，一般采用定时分段方法。日雨量以每日上午8时作为分界。观测站通常在每日8时与20时观测两次，雨季增加观测段次，雨大时还要加测。

自记雨量计能自动连续地把降雨过程记录下来，其构造如图2-6所示。雨水从承雨器进入浮子室，浮子即随水面上升并带动连杆，使自记笔在附于自记钟的记录纸上把雨量刻画出来。当浮子室的水面上升至虹吸管顶部时，浮子室内雨水在虹吸管的作用下排至储水瓶，此时，自记笔从记录纸上沿下落至原点。以后随着降雨的增加，浮子室继续充水，自记笔又重新向上移动。

（二）降水特性的描述

降水特性主要包括降雨量、降雨历时和降雨强度。降雨量是指一定时段内降落在某一点或某一面积上的深度，以mm为单位。降雨历时是指一次降雨所经历的时间，以分钟（min）、小时（h）、日(d)等为单位。降雨强度表示单位时间内的降雨量，以mm/min或mm/h计。雨强大小反映了一次降雨的强弱程度，故常用雨强进行降雨分级，常用分级标准如表2-2所示。

降雨在时程上的分配，可用降雨强度过程线表示。降雨强度可以是瞬时的或时段平均的，如图2-7所示。瞬时降雨强度过程线是根据自记雨量计的观测记录整理绘制的，过程线下所包围的面积就是这次降雨的总雨量。时段平均降雨强度过程线则是根据雨量器按规定时段进行观测的雨量记录绘制的，过程线下各时段内的矩形面积表示该时段内的降

表 2-2　　降 雨 强 度 分 级

等　级	12小时降雨量 (mm)	24小时降雨量 (mm)	等　级	12小时降雨量 (mm)	24小时降雨量 (mm)
小　雨	0.2～5.0	<10	暴　雨	30～70	50～100
中　雨	5～15	10～25	大暴雨	70～100	100～200
大　雨	15～30	25～50	特大暴雨	>100	>200

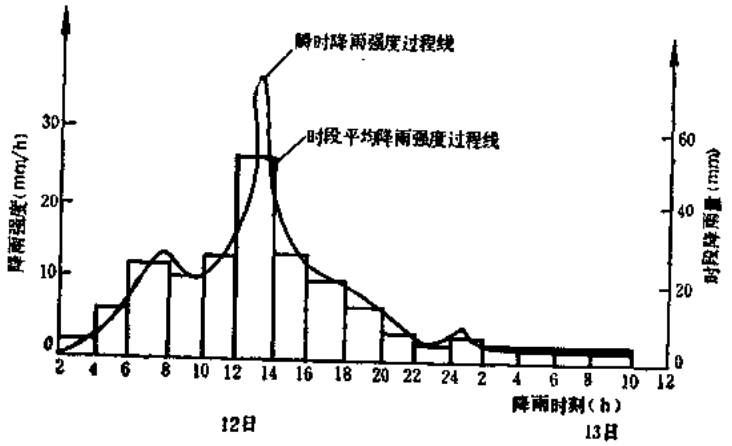


图 2-7　某雨量站一次降雨强度过程线

雨量。

降雨过程也可用降雨量累积曲线表示。此曲线横坐标为时间，纵坐标代表自降雨开始到各时刻降雨量的累积值，如图2-8所示。自记雨量计记录纸上的曲线，即是降雨量累积曲线。曲线上每个时段的平均坡度是各时段内的平均降雨强度。曲线上各点切线的斜率表示该瞬时的降雨强度。如果将相邻雨量站的同一次降雨累积曲线绘在同一张图上，可用于分析降雨在时程上和空间分布的变化特性。

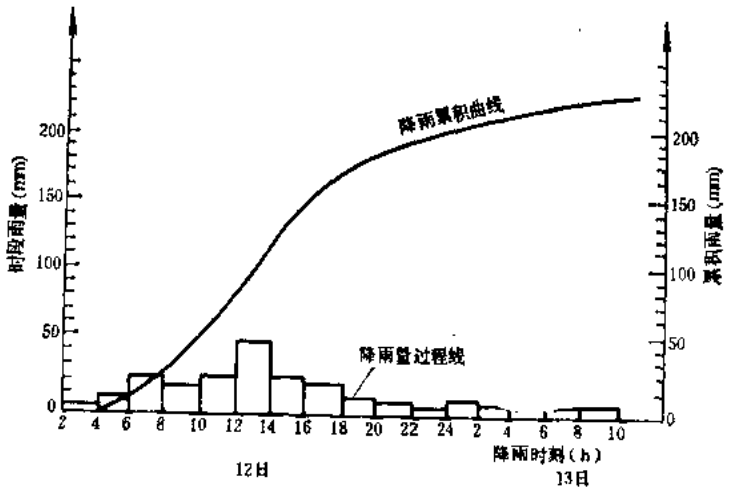


图 2-8　某雨量站一次降雨的累积曲线

降雨在地区上的分布可用降雨量等值线图表示，它是流域内降雨量相等点的连线。图的作法与地形图上的等高线作法类似。

三、流域平均降雨量的计算

由测站观测到的降雨量，称为点雨量。在水文计算中往往需要全流域（或地区）的降雨量，或称面雨量。因此，要从各点雨量值推求流域平均降雨量。计算方法有下列几种。

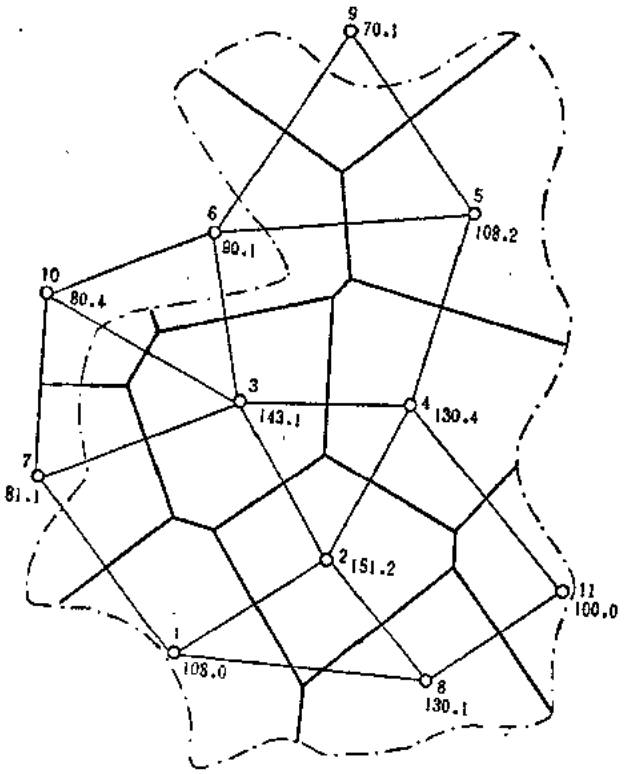


图 2-9　垂直平分法求流域平均降雨量

（1）算术平均法　当流域内雨量站分布较均匀，地形起伏变化不大时，可用各雨量站同时段降雨量之总和除以雨量站数，即为该时段流域平均降雨量。

（2）垂直平分法　当流域内雨量站分布不太均匀时，为了更符合实际，假定流域各处的降雨量可由与其距离最近的雨量站代表。为此，先用直线连接相邻的雨量站，成为很多个三角形，然后在各条连线上作垂直平分线，这些垂直平分线将流域分为 n 个部分，各部分面积正好有一个雨量站（见图 2-9）。显然，每一个部分面积上的那一个雨量站距离该部分面积上的任何一点最近。该法在国外常称泰森多边形法。

设p_1，p_2，…，p_n为各雨量站观测的雨量值，f_1，f_2，…，f_n为各站所在的部分面积，F为流域面积，流域平均降雨量$\bar{P}$可由下式计算：

$$\bar{P}=\frac{p_1f_1+p_2f_2+\cdots+p_nf_n}{F} \qquad (2\text{-}14)$$

（3）等雨深线法　若流域内雨量站较多，能绘制出雨量等值线图时，也可用等雨深线法计算流域平均降雨量。计算式为

$$\bar{P}=\frac{1}{F}(p_1f_1+p_2f_2+\cdots+p_nf_n)$$

$$=\frac{1}{F}\sum_{i=1}^{n}p_if_i \qquad (2\text{-}15)$$

式中　f_i——相邻两条等雨深线间的面积；

p_i——f_i上的平均雨深。

第四节 蒸　　发

蒸发是水循环及水量平衡的基本要素之一，也是全球气候系统动态平衡中的重要环节。蒸发研究无论对水资源的规划、管理还是利用都有必要。

流域上的蒸发包括水面蒸发、土壤蒸发和植物散发。

一、蒸发的物理机制

水面蒸发过程是水由液态转化为汽态的过程，是水分子运动的结果。在蒸发过程中，活跃的水分子自水面逸出，而另一方面进入空中的水分子又有一部分重新回到水中。实际水面蒸发量应该是从水面逸出来的水分子与重新回到水中去的水分子的差值。从水中逸出的水分子，其活动程度随气温、水面温度、饱和差和风速等气象因素而变。水温愈高，水分子内能愈大，蒸发愈快。水面上水汽饱和差大、风速大，蒸发也快。只有当空气中水汽达到饱和时蒸发才停止。所以说，蒸发对于水体而言是一种失热冷却过程。

土壤蒸发比水面蒸发要复杂得多，除受气象因素影响外，还受土壤含水量、土壤性质、地势及植被的影响。润湿的土壤，开始从土壤表面局部地方干化，由于供水逐步减少，蒸发速度相应降低，随着土壤中水分不断地消耗，毛管水上升能力达不到表土，土壤蒸发主要在较深的土层中进行，蒸发的水汽由分子扩散作用通过表面的干涸层进入大气，其速度非常缓慢。

土壤中水分经植物根系吸收后，输送至叶面，然后由叶片细胞间隙气孔逸入大气，称为植物散发。由于气孔具有随外界条件变化面缩放的能力，因而可调节水分散发的强度。因此植物散发不只是物理过程，而且还是植物生理过程。因为植物生长在土壤中，植物散发与植物所生长的土壤上的蒸发总是同时存在的，通常将此二者合称为陆面蒸发。

二、水面蒸发量的确定方法

确定水面蒸发量的方法有器测法、经验公式法、水量平衡法及热量平衡法等。本节只介绍器测法和经验公式法。

1.器测法

直接利用蒸发器、蒸发池测定水面蒸发量是最简便易行的方法。我国水文气象站网上使用的蒸发观测仪器有E-601型蒸发器，口径为80cm的带套盆的蒸发器和口径为20cm的蒸发皿3种。其它还有ГГИ-3000蒸发器、水上漂浮蒸发器、20m²及100m²大型蒸发池等。由于蒸发器的水热条件、风力影响和天然水面不同，蒸发器测出的蒸发数据，必须通过折算才能求出天然水面的蒸发量，其换算关系为

$$E = K'E' \tag{2-16}$$

式中　E——天然水面蒸发量；

E'——蒸发器实测蒸发量；

K'——蒸发器折算系数，它与蒸发器的类型、季节、地理环境、地理位置等有关。

表2-3为施成熙教授等人通过分析全国蒸发实验站的资料，所得出的不同地区、不同型号蒸发器的年蒸发量折算系数，可供参考。

表 2-3　　我国不同型号蒸发器折算系数

型　　号	东北区	华北区	华中区	华南区	康滇区	青藏区	蒙新区	全国平均
E-601	0.91	0.93	0.96	0.97	0.97	0.88	0.83	0.92
φ80	0.82	0.80	0.81	0.72	0.89	0.73	0.64	0.78
φ20	0.61	0.51	0.66	0.68	0.60	0.60	0.54	0.61
ГГИ 3000	0.90	0.89	0.91	0.92	0.90	0.87	0.82	0.88

2.经验公式法

在缺乏实测资料情况下，可采用经验公式估算水面蒸发。经验公式一般是按湍流扩散理论建立起来的，公式形式为

$$E=f(u)(e_s-e_d) \tag{2-17}$$

式中　E——水面蒸发量；

u——水面上某高度处风速；

e_s——水面温度下的饱和水汽压；

e_d——水面上某高度处水汽压；

$f(u)$——与风速u有关的经验函数。

例如重庆蒸发实验站得出100m²的蒸发池计算公式

$$E=0.14(1+0.58u_2)(e_s-e_d) \tag{2-18}$$

和20m²蒸发池计算公式

$$E=0.18(1+0.43u_2)(e_s-e_d) \tag{2-19}$$

式中　u_2——2m高百叶箱处的风速。

三、流域总蒸发

流域总蒸发是流域内所有的水面、土壤以及植被蒸发与散发的总和。由于流域内气象条件与下垫面条件的时空变化复杂，要直接测出一个流域的总蒸发几乎是不可能。目前采用的方法是从全流域综合角度出发，用水量平衡原理来推算流域总蒸发量。

对于某一闭合流域，利用已知降雨和径流资料，可列出任意计算时段的水量平衡方程

$$E_{总}=P-R+\Delta U \tag{2-20}$$

式中　$E_{总}$——计算时段内的全流域蒸发量，mm；

P——计算时段内全流域平均降水量，mm；

R——计算时段内全流域平均径流量，mm；

ΔU——计算时段始、末流域蓄水量差值，mm。

对于多年平均情况，上式可简化为

$$\overline{E_{总}}=\overline{P}-\overline{R} \tag{2-21}$$

式中　$\overline{E_{总}}$、$\overline{P}$、$\overline{R}$——流域的多年平均年蒸发量、年降水量和年径流量。

第五节 下　　渗

水透过地面进入土壤的过程，称为下渗。它是水在分子力、毛细管引力和重力的综合作用下在土壤中发生的物理过程，是径流形成过程的重要环节之一。

一、下渗的物理过程

下渗是水从土壤表面进入土壤内的运动过程。首先，水分主要在分子力的作用下，被土壤颗粒吸附形成薄膜水。分子力最初吸水很快，但随后逐渐减少。薄膜形成后，分子力消失，下渗的水充填土壤间的空隙，产生毛管力，形成毛管下渗，向下层渗透。同时，空隙中的自由水在重力作用下，沿空隙向下流动，即为重力下渗。表层土壤的毛管水满足以后，继续入渗的水分填充空隙，使表层土壤饱和。之后毛管作用停止，以后的下渗靠重力作用，下渗强度逐渐趋于稳定。由此可见，在下渗过程中，土层的表层是饱和的，其厚度不断增加，湿度比较均匀，接近饱和。下层是一个过渡层，又称湿润层，其湿润程度随深度减少，直至达到初始含水量为止。土层中形成两个锋面，即上锋面和下锋面，如图2-10所示。

二、下渗量测定

下渗量的大小可用下渗总量 F(mm) 或下渗率 f(mm/min) 表示，下渗率可通过野外下渗实验来测定。测定方法按供水不同又分为注水型和人工降雨型。前者采用单管下渗仪或同心环下渗仪，后者采用人工降雨设备在小面积上进行。

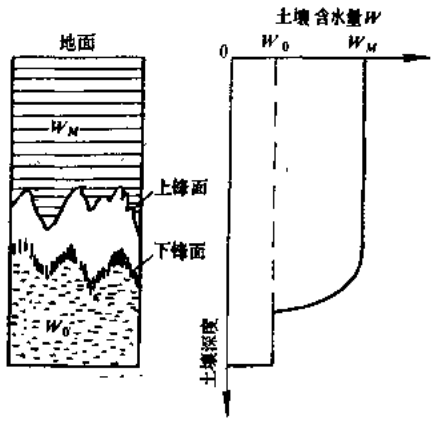


图 2-10　下渗过程中土层含水量变化图

W_0—土壤初始含水量；W_M—土壤最大含水量

同心环下渗仪为两个同心的金属环，上下无底，内外环直径分别为 30cm 和 60 cm，环高 20cm。在内环及外环中同时连续加水以保持5cm左右的固定水深。在内环内加水便可测定土壤下渗量，每分钟加入内环的水量除以内环面积，即得下渗率。在内外环之间加水是为了减少旁渗对实验精度的影响（见图2-11）。

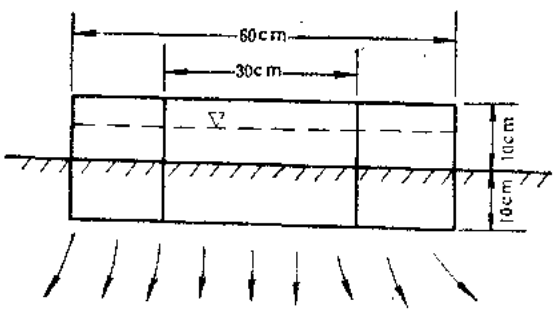


图 2-11　同心环下渗仪剖面图

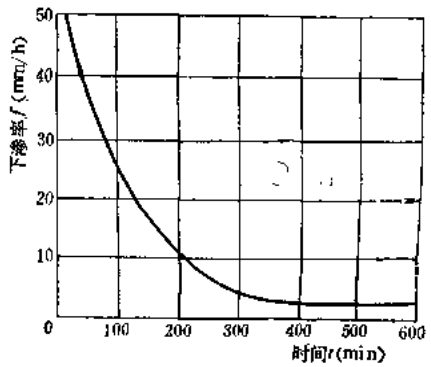


图 2-12　下渗曲线

三、下渗公式

大量下渗试验表明，下渗率随时间呈递减规律。开始时下渗率很大，以后随着土壤吸水量的增加而迅速减少，最后趋于一个稳定值，称为稳定下渗率f_c（见图2-12）。不少学者根据实验和理论研究提出了许多经验公式和理论公式，较常用的经验公式有霍顿（R.E.Horton）公式

$$f_t=(f_0-f_c)e^{-\beta t}+f_c \tag{2-22}$$

式中 f_t——t时刻的下渗率；

f_0——$t=0$时的初始下渗率；

f_c——稳定下渗率；

β——递减指数；

e——自然对数的底。

上式中的参数β、f_0及f_c可根据实验资料确定。

第六节 径流及径流形成过程

由降水或融雪形成的、沿着流域的不同路径流入河流、湖泊或海洋的水流，称为径流。其中沿着地表流动的水流称为地表径流；沿土壤表层相对不透水层界面流动的水流，称为表层流（或称壤中流）；在地表以下沿着岩土空隙流动的水流称为地下径流。

径流是地球上水循环的一个重要环节，是水量平衡的基本要素之一，是河流水文情势变化的根本因素，可以说是水文水利计算的最主要对象。

一、径流的表示方法

径流的表示方法和度量单位有以下几种。

（1）流量Q　流量是指单位时间内通过某一过水断面的水量，常用单位为m^3/s。各个时刻t测出的流量按时序可点绘成流量过程线$Q\sim t$。日、月、年平均流量等于该时期的径流总量除以该时期的秒数。

（2）径流总量W　一定时段内（日、月、年）通过河流某一断面的总水量，称为径流总量，单位为m^3、万m^3或亿m^3。一个时段的径流总量为

$$W=\bar{Q}T \tag{2-23}$$

式中 $\bar{Q}$——该时段内的平均流量，m^3/s；

T——时段长，s。

（3）径流深R　某一时段内的径流总量平铺在全流域面积上所得的水层深度，称为径流深，单位为mm，其关系式如下：

$$R=\frac{W}{1000F} \tag{2-24}$$

式中 F——流域面积，km^2。

（4）径流模数M　单位流域面积上所产生的某种流量称为径流模数，单位为$m^3/(s\cdot km^2)$，将流域面积除流量即得。表达式为

$$M=\frac{Q}{F} \qquad (2\text{-}25)$$

式中符号意义同前。

（5）径流系数α　同一时段内的径流深R与降雨量P的比值，称为径流系数，以小数或百分数计，即

$$\alpha=\frac{R}{P} \qquad (2\text{-}26)$$

二、影响径流的因素

影响径流的因素可分为三类，即流域的气候因素、地理因素和人类活动因素，后二者属于流域下垫面因素。

（一）气候因素

降雨对径流有直接影响。一般降雨量大，径流量也大。如其它影响因素不变，当降雨量相同，降雨历时愈短，则降雨强度愈大，所产生的洪峰流量也愈大，流量过程线呈尖瘦形。

降雨的空间分布对径流量有影响。空间分布均匀的降雨，产流量相对较小。暴雨中心位置在下游，洪峰流量则较大；暴雨中心位置在上游，洪峰流量就要小些。

蒸发也是直接影响径流的因素。蒸发量大，水体损失量也大，径流量就小。但是，不同时段和不同地区对径流的影响是不同的。例如年蒸发量对于该年的径流量影响较大，而暴雨期间的蒸发量对于本次暴雨所产生的径流量影响很小。又如蒸发在湿润地区对径流的影响，不如在干旱地区所造成的影响大。

温度和湿度主要影响蒸发过程。

（二）地理因素

流域的地理因素包括流域的地理位置、流域的大小、形状、河道特征、土壤、植被以及湖泊、沼泽等，它们从不同的角度对径流产生影响，有的因素已在本章第二节讲过，这里不拟重述。总之，流域的形状影响汇流过程；河道特性影响水流输送和调蓄能力；土壤植被影响雨水下渗和植物截留过程；流域地形影响汇流速度和停滞过程。但是，这些地理因素在一定时期内自身的变化是不大的，一般称为缓变因素。不象气候因素，本身变化很大，称为急变因素。

（三）人类活动因素

人类在河流上兴修水工建筑物、大面积灌溉和排水、水土保持措施、土地利用方式的改变和都市化及工业化等活动，称为人类活动。它直接或间接地影响着径流，同时产生各种水文效应。

修建水库可以调节径流。年调节水库可以调节径流的年内分配，多年调节则可以调节径流的年际分配。大规模灌溉会引起河川径流量及其年内分配的改变、流域蒸发增加、地下水位抬高，灌区气温和湿度也会有所变化。森林牧草地区能增加土壤渗蓄雨水的能力，表层土壤含水量大，可起到减少水土流失和削减洪峰的作用。都市化地区，由于多数为不透水地面，地面径流大量增加，造成城市的洪涝威胁。

三、径流形成过程

在流域中从降水到水流汇集于流域出口断面的整个物理过程称为径流形成过程。降水开始后，除少量降落在与河网相通的不透水面及河槽水面上的雨量直接成为径流外，其余大部分的降水并不立即产生径流，而是消耗于植物截流、下渗、填洼和蒸发，经历一个流域蓄渗阶段。雨水通过蓄渗阶段，一部分从地面汇入河网，另一部分通过表层土壤流入河网，还有一部分从地下进入河网，然后在河网中从上游向下游、从支流向干流汇集到流域出口断面，经历一个流域汇流阶段。我国习惯上把上述径流形成过程，概化为产流过程和汇流过程两个阶段。但是，在径流形成过程中，由于降水、蒸发以及土壤含水量存在时间和空间上分布的不均匀性，从而使产流和汇流在流域中的发展也具有不均匀性和不同步性。

（一）产流过程

降雨开始时，一部分雨水被植物茎叶所截留，称为植物截留。这一部分水量以后消耗于蒸发，回归大气之中。其余落到地面的雨水，除下渗外，有一部分填充低洼地带或塘堰，称为填洼。这一部分水量，有的下渗，有的以蒸发形式被消耗。当降雨强度小于下渗能力时，降落在地面的雨水将全部渗入土壤；大于下渗能力时，雨水除按下渗能力入渗外，超出下渗能力的部分便形成地面径流，通常称它为超渗雨。下渗的雨水，滞留在土壤中，除被土壤蒸发和植物散发而损耗掉的外，其余的继续下渗，通过含气层、浅层透水层和深层透水层等产流场所形成壤中流、浅层地下径流和深层地下径流向河流补给水量（见图2-13）。由此可见，产流过程与流域的滞蓄和下渗有着密切的关系。

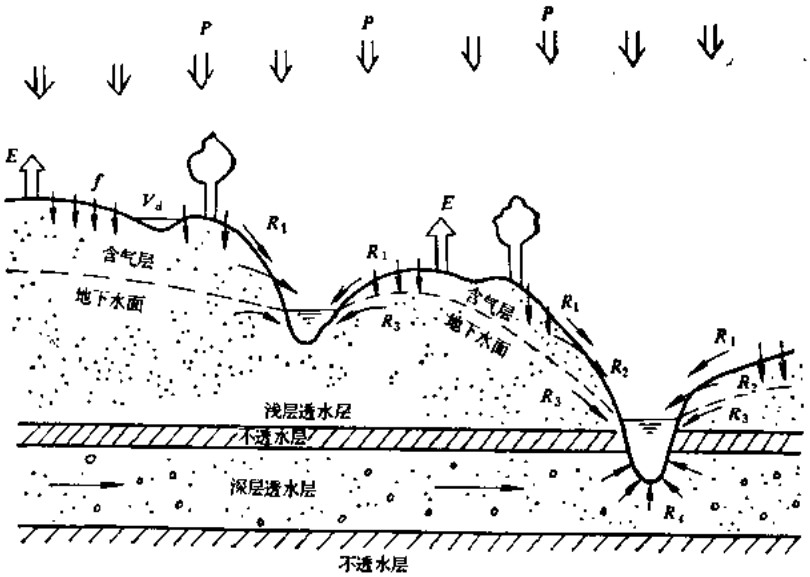


图 2-13 径流形成过程示意图

R_1—地面径流；R_2—壤中流；R_3—浅层地下径流；R_4—深层地下径流

（二）汇流过程

降水形成的水流，从它产生的地点向流域出口断面的汇集过程，称为流域汇流。汇流可分为坡地汇流及河网汇流两个阶段。

1.坡地汇流

坡地汇流是指降雨产生的水流从它产生地点沿坡地向河槽的汇集过程。坡地是产流的场所，包括坡面、表层和地下3种情况。坡面汇流习惯上被称作坡面漫流，是超渗雨沿坡面流往河槽的过程，坡面上的水流多呈沟状或片状，汇流路线很短，因此汇流历时也较短。大暴雨的坡面漫流，容易引起暴涨暴落的洪水，这种水流被称为地面径流。表层汇流是雨水渗入土壤后，使表层土壤含水量达到饱和，后续下渗雨量沿该饱和层的坡度在土壤孔隙间流动，注入河槽的过程。这种水流称为壤中流或表层径流。表层流的实际发生条件和表现形式比较复杂，目前难以作出更确切的描述和定量分析，在实际的水文分析工作中往往将它并入地面径流。重力下渗的水到达地下水面，并经由各种途径注入河流的过程，称为地下汇流。这部分水流统称地下径流。由于地下往往存在不同特性的含水层，地下径流可分为浅层地下径流和深层地下径流。浅层地下径流通常指冲积层地下水（也称潜水）所形成的径流，它在地表以下第一个常年含水层中，补给来源主要是大气降水和地表水的渗入。深层地下径流由埋藏在隔水层之间含水层中的承压水所形成，它的水源较远，流动缓慢，流量稳定，不随本次降雨而变化。

2.河网汇流

河网汇流是指水流沿河网中各级河槽向出口断面的汇集过程。显然，在河网汇流过程中，沿途不断有坡面漫流和地下水流汇入。对于比较大的流域，河网汇流时间长，调蓄能力大，当降雨和坡面漫流停止后，它产生的径流还会延长很长的时间。

流域面上一次降雨形成径流的整个过程，可用径流形成过程框图表示（见图2-14）。

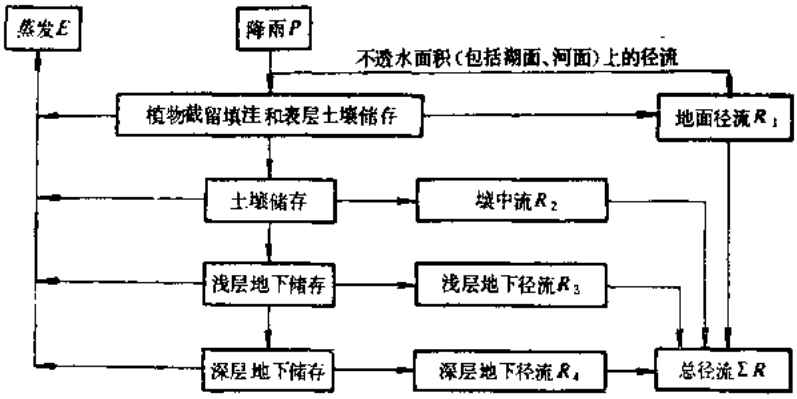


图 2-14 降雨径流形成过程框图

习 题

【2-1】 根据附有水文测站位置的地形图，确定水文站基本断面以上的流域分水线，量算流域面积、河道干流长度，并计算河流的弯曲系数。

【2-2】 某流域内及其附近有甲、乙、丙、丁4个雨量站，如图2-15所示。试绘出泰森多边形图，并计算该流域该日平均面雨量。雨量站旁数据为同日雨量数值。

【2-3】 已知某水文站控制的集水面积 $F=800km^2$，某次洪水过程线如表2-4所示。

表 2-4　　某水文站一次洪水过程线

时段次序	0	1	2	3	4	5	6	7
Q(m³/s)	0	110	180	1500	1350	920	700	430
时段次序	8	9	10	11	12	13	14	15
Q(m³/s)	310	260	230	200	170	150	60	0

注　时段长=6小时。

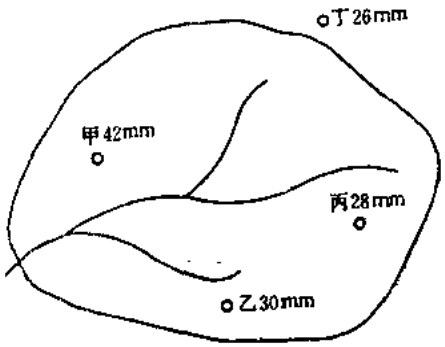


图 2-15　某流域雨量站位置图

试求：

1）该次洪水的径流总量；

2）该次洪水的径流深。

第三章　水文测验及水文资料收集

第一节　水　文　测　站

一、水文测站的任务

基本水文资料是进行各种水文分析工作的基础，包括水文、气象、水文地质等多方面的资料和数据。水文测验工作是以水文测验学的理论和技术为基本依据，从事基本水文资料的收集和试验研究工作。水文测站是进行水文测验工作的基地，也是收集水文资料的基本场所。水文测站的任务是按照国家颁布的《水文测验规范》对指定地点（或河流断面）的水文要素进行系统观测与资料整编工作。水文测站的观测项目一般包括水位、流量、泥沙、蒸发、水温、冰凌、地下水位及水质等。每一个测站的具体工作内容，应根据设站的目的、要求及测站的性质来确定。

水文测站按测验项目可分为：1）水文站，观测水位、流量，或兼测其它项目；2）水位站，只观测水位，或兼测降水量；3）雨量站，只观测降水量；4）水质站，只观测水质。

按测站的性质，水文测站可分为基本站、专用站与实验站3类。基本站是为满足国民经济各方面的需要服务的，必须统一规划，执行测验规范，收集的资料刊入水文年鉴，站点比较稳定。专用站是为某一特殊需要而设立的，观测项目可由设站部门自行规定，对基本站网起补充作用，但不具备或不完全具备基本站的特点。实验站是为了深入研究某种水文现象，探讨一些特殊问题而设置的，如径流实验站、河床实验站等。

二、水文站网

为了能搜集到大范围内的基本水文资料，满足水利水电、环境保护及其它国民经济建设的需要，还必需合理地规划布局水文测站，构成具有水文规律的控制观测体系，即水文站网。要发挥水文站网的作用，又要做到经济合理。水文站网的布局应该使各个测站、各个项目测点成为一个有机联系的整体，能用相关、内插和移用等方法，解决站网覆盖区域中所有地点的水文要素问题。其次，要考虑站网布局的合理密度。站网越密则内插精度愈高，但所需的人力、物力也越大，因此，世界气象组织曾提出最小站网密度准则问题。据统计，水文站密度在我国为每万$km^2$3.56站，世界100多个国家的平均值为每万$km^2$4.0站。可见我国水文站的密度尚低于世界平均水平，站网有待进一步充实和发展。

三、水文站的设立

测验河段的好坏，对整个测验工作有着很大的影响，故应在站网规划所布署的各级水文站位置上，选择测验河段。测验河段的选择应在满足设站目的、要求和测验精度的条件下，有利于测验工作和资料整理工作。即要求测验河段的水位与流量之间存在着良好的稳定关系，当河段具有这种稳定作用时，称为测站控制良好。若这种作用是由于河段的一个

特定断面所形成的，如河道上的石梁、急滩、弯道、卡口或人工堰等，叫做断面控制。若是靠一段河槽的底坡、断面形状、糙率等因素形成控制条件的，叫做河槽控制。因此，适于断面控制的河段，如山区河流，应尽可能选在急滩、石梁、卡口等控制断面的上游。适于河槽控制的河段，如平原河流，应尽量选择具有一定长度的河槽顺直、断面规整、河床稳定，具有良好控制作用的河段。测验河段的选择还要尽量避开变动回水、急剧冲淤、分流、斜流等不利影响；对于北方河流，还要尽量避开易发生冰坝、冰塞的河段。

水文站上要布设必要的断面，称为测验断面，各种水文要素的观测在各个断面上进行。测验断面依其用途分为基本水尺断面、流速仪测流断面、浮标测流断面以及比降断面。基本水尺断面上设立基本水尺，为观测全部水位变化而设，这个断面最好设在河段中间水流稳定，没有横比降之处。流速仪测流断面为施测流速所用的断面，应与基本水尺断面重合。浮标测流断面是用浮标法施测流量所在的横断面，分浮标中断面与上下辅助断面，中断面也应与基本水尺断面重合，上下辅助断面设在中断面上下游的等距离处，断面间距既要保证浮标流速的代表性，又要满足一定的精度要求，一般应为最大断面平均流速的50～80倍。比降断面上设立比降水尺，用来观测河流的比降和分析河床的糙率，上下比降断面的间距应满足比降观测的精度要求，使测得比降的误差一般能在±15%以内。

水文测站要设1～3个基本水准点，它是测站的永久性高程控制点，是具体反映基面位置的标志。如只设一个基本水准点，则需有两个以上的考证点，以保证基面的固定不变。

为了测验的需要，在岸上应布设基线，作为基本测量线段。基线最好垂直于测流断面，且起点应在断面起点桩上。为保证测算起点距的精度要求，基线长度应不小于河宽的0.6倍。

第二节 水位观测

水位是江、河、湖、海和水库等水体在某一地点的水面离标准基面的高度。我国统一采用青岛附近黄海海平面为标准基面。但由于历史的原因，各地仍有沿用以往使用的大沽基面、吴淞基面、废黄河口基面，对这些不同基面的水位，要作相应的订正。

水位是最基本的水文特征，是反映水流变化的重要标志，也是水利建设、防汛抗旱斗争的重要依据。

水位观测设备分为水尺和水位计两类。水尺是传统的有效的直接观测设备，分为直立式、倾斜式、矮桩式和悬锤式等数种。观测时，水面在水尺上的读数加上水尺零点的高程即得水位值。它的优点是构造简单、经济、使用方便，但观测条件差，工作量大。

水位计是利用机械、压力、电流等的感应作用，间接地测记水位的设备。结构比较复杂，造价、管理费用也比较高，但节省人力，能将水位变化的连续过程自动记录下来，有的并能将水位以数字或图象的形式远传至室内，使水位观测工作趋于自动化和远传化。目前使用的水位计分为就地自记与远传遥测自记两种形式。

水位观测按观测设备分为水尺水位观测和水位计水位观测。用基本水尺观测水位时，应测算出一年中各日的日平均水位，最高、最低水位及洪水变化过程。水位观测的时间和

次数应根据观测任务和水位变化情况而定。水位变化平稳时，每日 8 时观测一次。稳定封冻期且水位平稳时，可每2～5日观测一次，月初月末两天应予观测。水位变化缓慢时，每日 8 时、20时观测 2 次。水位变化较大或出现缓慢的峰谷时，每日 2 时、8 时、14时、20时观测 4 次。洪水期或水位变化急剧时期，每1～6小时观测一次；暴涨暴落时期应视需要再增加测次。

使用自记水位计观测水位，主要内容是水位计的校测和检查以及自记水位记录的订正和摘录，具体方法可参考《水文测验手册》。

水位观测结果应换算成日平均值，并编制“逐日平均水位表”。

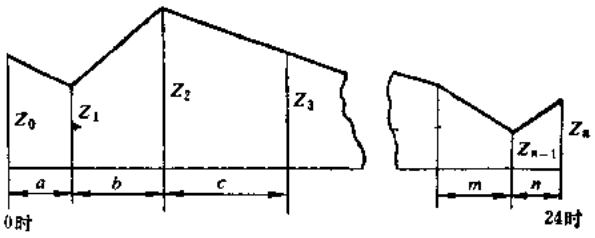


图 3-1　面积包围法示意图

一日内水位变化缓慢，或水位变化虽较大，但系等时距观测时，日平均的水位的计算可采用算术平均法。若一日内水位变化较大，且不等时距观测时，采用面积包围法，将本日 0～24时内水位过程线所包围的面积，除以一日时间求得，如图3-1所示。其计算式为

$$\bar{Z}=\frac{1}{48}[Z_0a+Z_1(a+b)+Z_2(b+c)+\cdots+Z_{n-1}(m+n)+Z_nn] \qquad (3\text{-}1)$$

式中　$Z_0,Z_1,\cdots,Z_n$——各次观测的水位，m；

$a,b,c,\cdots,m,n$——相邻两次水位间的时距，h。

第三节　流　量　测　验

流量是江河的重要水文特征，是反映水资源的基本资料。由水力学可知，河流某断面的流量Q值应等于过水断面面积ω乘断面平均流速$\bar{v}$。所以，流量测验包括断面测量、流速测量及流量计算 3 个部分。

流量测验的方法很多，按工作原理可分为 4 类，即面积～流速法、水力学法、化学法及物理法。

面积～流速法是在测流断面的若干垂线上，用流速仪施测流速，然后计算流量，此法应用广泛，是目前测流的主要方法。水力学法是利用各种量水建筑物，测量水力因素，代入相应的水力学测流公式算出流量的方法。化学法是从物质不灭原理出发，将一定浓度的指示剂注入河水中，由于扩散，稀释后的浓度与水流的流量成反比，因此，测出水中指示剂的浓度，就可以算出流量。物理法是利用某种物理量在水中的变化来测定流速，例如超声波法测速、电磁法测速等。本节将着重介绍用流速仪施测的方法。

一、断面测量

断面测量的目的是要绘出测流断面图。测量的方法是在测流断面上根据河宽和断面的转折变化情况，布设一定数量的测深垂线，测得每条测深垂线与岸上起点桩间的水平距离

（起点距）和水深，用施测时的水位减去水深，即得各测深垂线处的河底高程。有了各测深垂线的河底高程和相应的起点距，便可绘出测流断面的断面图。

一般用测深杆、测深锤等量具直接量出水深，对于水深较大的河流，有条件时可用回声测深仪测深。

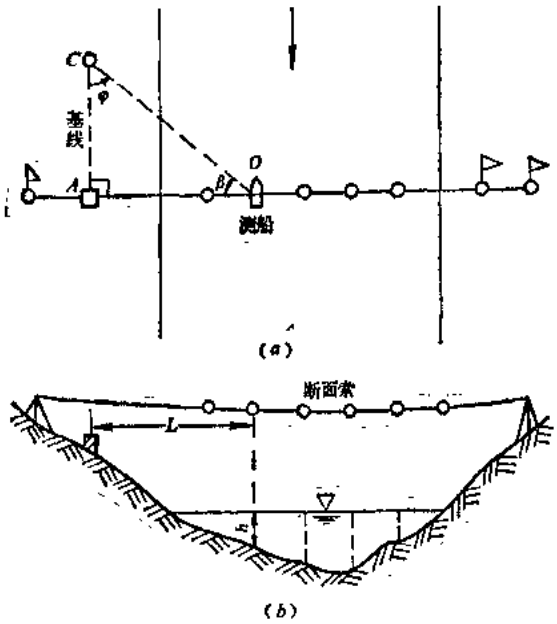


图 3-2 断面测量示意图
(a)测角交会法；(b)断面索观读法

起点距可直接用有尺度标志的断面索观读，也可用测角交会法确定（见图3-2）。若用经纬仪以测角交会法施测，应先将仪器置于岸上基线的终点C，后视基线起点A，再分别前视各测深垂线，观读水平角φ。若用六分仪施测，则在测船上读出β角，即可用下式计算起点距。

$$L=A\mathrm{Ctg}\varphi \qquad (3\text{-}2)$$

或

$$l=A\mathrm{Cctg}\beta \qquad (3\text{-}3)$$

断面测量分水道断面和大断面测量两种。水道断面是指经常过水的断面，为平时断面测量之用。大断面是指高出历年最高洪水位0.5～1.0m的河道断面，一般在设站时测定后，每年汛前复测一次。

二、流速测量

流速仪是利用转子被水流冲击作用而产生旋转的原理制成，并用转子转速来反映水流速度的仪器。转子转速n与流速v存在着如下关系：

$$v=K_n+C \qquad (3\text{-}4)$$

式中，K、C分别为仪器的检定常数与摩阻系数。在K、C为已知常数的情况下，只要测得转速n，即可用式（3-4）计算水流速度。

转子流速仪按照构造形式可分为旋杯式和旋桨式两种类型。旋杯式流速仪的转轴垂直于水面，旋桨式流速仪的转轴是水平的。目前国产流速仪主要的有九种，其用途和适用范围如表3-1所示，可供使用时参考。

测速时，要在测流断面上选择若干条垂线作为测速垂线，并在每条测速垂线上选定若干个测点。测速垂线的数目，视水面宽度、水深和测量精度要求而定，在精测法的要求下，最少测速垂线数目如表3-2所示。测速垂线的位置以能控制断面形状和流速横向分布为原则进行布设。

每根垂线上的流速随水深的不同而异，为求得垂线平均流速，必须在各测速垂线不同水深点上测速。垂线上流速测点的数目和位置，要根据水深大小、水流情况、有无冰封等情况决定，但无论用任何方法测流，垂线上流速测点的间距都不宜小于流速仪旋桨、旋叶或旋杯的直径，精测法的流速测点分布，参见表3-3。

精测法是在断面上设较多的垂线，在垂线上设足够的测点，用以研究测流断面的水流规律，为以后精简测流工作提供依据。常测法是在保证一定精度的前提下，在较少的垂

表 3-1　　国产流速仪的用途和施测范围

类型	型号	施测流速范围 (m/s)	施测水深范围 (m)	主要用途
旋桨式	LS25-1	0.06～5.0	0.2～24	江河、湖泊、渠道、水库测速
	LS10	0.10～4.0	>0.10	体积小，适于江河、渠道及野外水利查勘
	LS12	0.05～7.0	>0.10	体积小，适于江河、水电站、闸坝及渠道测速
	LS20	0.03～5.0	0.2～40	适于江河、湖泊、水库测速，配有直读流速装置
	LS25-3	0.04～10.0	0.2～40	适于水电站压力管道、溢洪道高速水流测量
	ZLS-1	0.20～5.0	0.2～24	适于江河、湖泊、渠道测速，配有直读流速装置
旋杯式	LS68	0.20～3.5	>0.2	结构简单，适于漂浮物较少、流速不太大的河流
	LS68-2	0.02～0.50	>0.2	适于河流、湖泊、水库测量低流速
	LS43	0.015～0.50	0.05～0.5	适于浅水河流及明沟、农业排灌渠道测量低流速

表 3-2　　精测时的最少测速垂线数目

水面宽度 (m)		<5	5	50	100	300	1000	>1000
最少测速垂线数目	窄深河槽	5	6	10	12	15	20	>20
	宽浅河槽			10	15	20	25	>25

表 3-3　　精测法流速垂线测点分布表

水深 (m)		垂线上测点数目和位置	
悬杆悬吊	悬索悬吊	畅流期	冰期
>1.0	>3.0	五点(水面、0.2、0.6、0.8水深、河底)	六点(水面或冰底或冰花底、0.2、0.4、0.6、0.8水深、河底)
0.6～1.0	2.9～3.0	三点(0.2、0.6、0.8水深)或 二点(0.2、0.8水深)	三点(0.15、0.5、0.85水深)
0.4～0.6	1.5～2.0	二点(0.2、0.8水深)	二点(0.2、0.8水深)
0.2～0.4	0.3～1.5 <0.50	一点(0.6水深)	一点(0.5水深)
0.16～0.20	0.6～0.8	一点(0.5水深)	一点(0.5水深)
	<0.6	改用悬杆悬吊或其它测流方法	改用悬杆悬吊
<0.16		改用小浮标法或其它方法	

线、测点上测速的一种经常性的测流方法。因此，在精测的基础上，经过精简分析，可确定常测法的测速垂线位置，但测速垂线数目不得少于表3-2中的二分之一，且不少于5条。每条测线上的测点位置，可根据水深等情况选用三点法、二点法或一点法进行测速。

测速垂线上的测点确定后，将流速仪用悬杆或悬索定点在测点上，记录总转数和测速历时，然后求得流速仪转子的转速，用式（3-4）可求得测点流速。

三、流量计算

断面测量和测点流速数据求得之后，由测点流速推求垂线平均流速，再推求部分断面

面积上的部分平均流速，把各部分平均流速与相应部分面积相乘即得部分流量，各部分流量之和即为测流断面流量。具体算法如下。

（1）垂线平均流速　视测速垂线上测点数目情况，分别按以下各式计算。

一点法：　$v_m=v_{0.6}$或$v_m=(0.90\sim0.95)v_{0.5}$　（3-5）

二点法：　$v_m=\frac{1}{2}(v_{0.2}+v_{0.8})$　（3-6）

三点法：　$v_m=\frac{1}{3}(v_{0.2}+v_{0.6}+v_{0.8})$　（3-7）

五点法：　$v_m=\frac{1}{10}(v_{0.0}+3v_{0.2}+3v_{0.6}+2v_{0.8}+v_{1.0})$　（3-8）

六点法：　$v_m=\frac{1}{10}(v_{0.0}+2v_{0.2}+2v_{0.4}+2v_{0.6}+2v_{0.8}+v_{1.0})$　（3-9）

式中　v_m——垂线平均流速，m/s；

$v_{0.2}$，$v_{0.8}$……——垂线上测点流速，其脚标为测点的相对水深，m/s。

（2）部分面积平均流速　岸边部分面积的平均流速按下式计算：

$$v_1=\alpha v_{m1}　（3-10）$$

$$v_{n+1}=\alpha v_{mn}　（3-11）$$

式中　v_{m1}、v_{mn}——距岸边最近的垂线平均流速；

α——岸边系数。斜坡岸边为0.67～0.75；陡岸为0.8～0.9；死水边为0.5～0.67。

中间部分面积的平均流速，按梯形公式计算：

$$v_i=\frac{1}{2}(v_{m\,i-1}+v_{mi})　（3-12）$$

（3）部分面积　按梯形公式计算：

$$\omega_i=\frac{1}{2}(H_i+H_{i-1})b_i　（3-13）$$

式中　ω_i——第i块部分断面面积；

H_i、H_{i-1}——第i和$i-1$条垂线水深；

b_i——第i块部分断面面积的水面宽度。

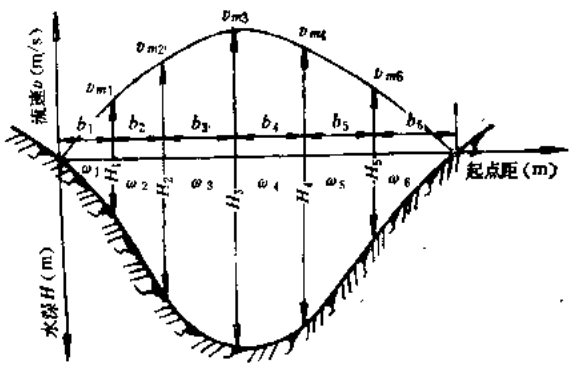


图 3-3　流量及部分面积计算示意图

（4）流量计算　部分流量等于部分断面面积和此部分面积的平均流速的乘积。全部部分流量之和即为测流断面的流量。断面流量被过水面积除，即为断面平均流速。

上面论述的方法是针对流速仪测流而言的，当使用流速仪测流有困难时，可改用浮标法测流。浮标测流是通过观测水流夹带浮标的移动速度求得水面虚流速，利用水面虚流速推求断面虚流量，然后乘以

浮标系数得测流断面流量。水面虚流速按下式计算：

$$v_f=\frac{L}{t} \qquad (3\text{-}14)$$

式中 v_f——浮标虚流速，m/s；

L——上下浮标断面间距，m；

t——各浮标流经上下浮标断面的时间，s。

根据每个浮标的虚流速及浮标通过中断面的起点距，在中断面图上绘制虚流速分布图（与图3-3相似），由于每个浮标经过中断面时的起点距不是固定的，不能直接求出断面各垂线上的虚流速，要在虚流速分布图上内插求得。然后根据断面垂线的起点距、水深和内插求得的虚流速，用上述流速仪测速的流量计算方法，算出测流断面虚流量Q_f，再乘以浮标系数K_f，即得测流断面流量Q。浮标系数K_f应该通过与流速仪测流成果对比分析来确定，一般在0.85～0.95之间。

第四节 流量资料整编

各种水文测站测得的原始资料，由于天然和人为的影响，存在着一定的误差。多数原始资料只能代表观测时的瞬时情况，有时还会出现中断、缺测情况。因此，都必须经过整编。水文资料整编就是将水文测站测得的原始资料，按照统一的格式进行整理、分析和统计，提炼成系统、完整、具有一定精度的整编成果，供国民经济各部门使用。本节着重论述流量资料整编工作。

流量施测工作比较费事，只能间接地进行，不能象水位那样每时每刻都可以进行观测，得出水位变化过程。因此，流量资料整编工作主要是根据实测水位、流量资料，建立水位流量关系曲线，通过它把水位变化过程转换成流量变化过程，并算出月、年平均流量及各种流量特征值。

一、水位流量关系

一个水文测站的水位流量关系，是指测站基本水尺断面处的水位与通过该断面的流量之间的关系。水位流量关系可分为稳定的和不稳定的两类，它的性质可以通过水位流量关系曲线分析得出。

（一）稳定的水位流量关系

稳定的水位流量关系是指同一水位就只有一个相应的流量，它们二者的关系成为一条单一的曲线。根据水力学中的曼宁公式，天然河道的流量可用下式表示：

$$Q=\frac{1}{n}\omega R^{2/3}I^{1/2} \qquad (3\text{-}15)$$

式中 Q——流量，m^3/s；

ω——过水断面面积，m^2；

R——水力半径，m；

n——糙率；

I ——水面比降。

上式表明，要使水位流量关系保持稳定，必须在同一水位下，ω、R、n、I 等因素均保持不变，或者各因素虽有变化，但对流量的影响能互相补偿。

由此可见，在测站控制良好、河床稳定的情况下，该测站的水位流量可以保持稳定的单一关系，点绘出的水位流量关系曲线，其点据比较密集，没有系统的偏离，如图 3-4所示。推求流量时，在稳定的水位流量关系曲线上，由已知的水位过程便可求得相应的流量过程。

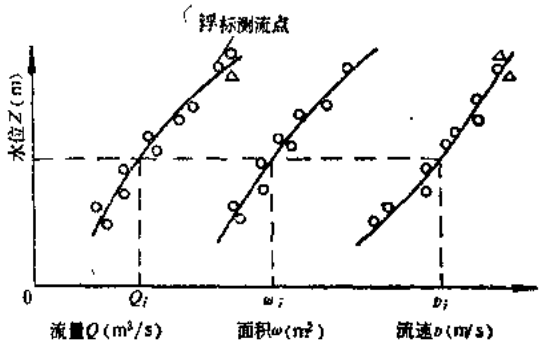


图 3-4 稳定的水位流量关系图

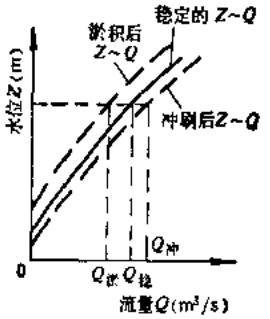


图 3-5 受冲淤影响的水位流量关系曲线图

（二）不稳定的水位流量关系

在天然河道里，测流断面各项水力因素的变化对水位流量关系的影响不能相互补偿，水位流量关系难以保持稳定。因此，同一水位不同时期断面通过的流量不是定值，点绘出的水位流量关系曲线，其点据分布比较散乱。可以说，天然河道的水位流量关系一般是不稳定的。

造成水位流量关系不稳定的原因有：

1.河槽冲淤影响

在控制河段或控制断面，因冲淤影响而使测站的控制条件发生了变化，使水位流量关系不稳定。当河床受冲时，断面面积增加，同一水位的流量变大；当河床受淤时，断面面积减少，同一水位的流量变小，如图3-5所示。若冲淤时段有规律，水位流量关系能保持稳定状态，则可分别确定不同时段的水位流量关系曲线，从各自相应时段的水位流量关系曲线上，由水位推求流量。

2.洪水涨落影响

洪水波在河道中传播时，属于不稳定流，产生了附加比降。当涨水时，水面比降较稳定流时的水面比降大，同一水位的流量也就增大；退水时，流量则减小，致使一次洪水过程的水位流量关系曲线依时序形成一逆时针方向的绳套曲线，如图3-6 所示。此时可按涨落过程定线，然后由水位推求流量。

3.变动回水影响

由于测流断面下游的干支流涨水，下游闸门关闭及结冰等的影响，引起回水顶托，致使水面比降产生变化。回水顶托愈严重，水面比降变得愈小，同水位的流量较稳定流时减

少愈多。所以受回水顶托影响的水位流量关系点据偏向稳定的水位流量关系曲线的左边，如图3-7所示。在这种情况下，可以比降为参数确定出一组水位流量关系曲线备用。

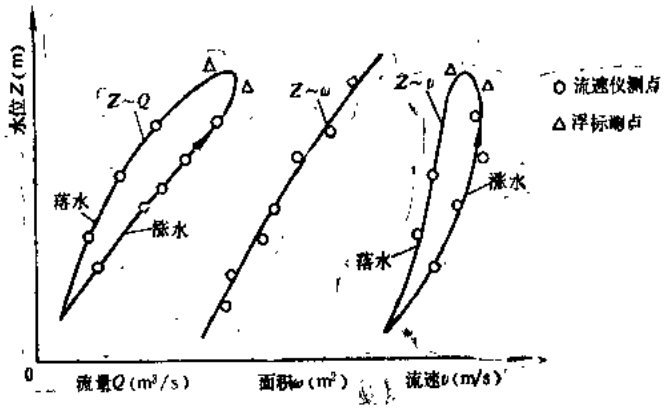


图 3-6 受洪水涨落影响的水位流量关系曲线图

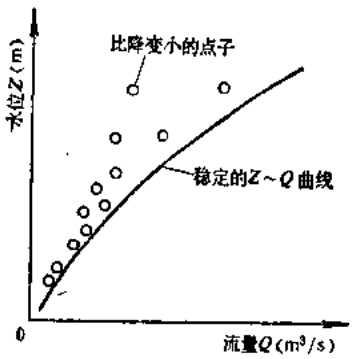


图 3-7 受变动回水影响的水位流量关系曲线图

当水位流量关系受多种因素混合影响而连续变化时，一般采用“连时序法”确定水位流量关系曲线。连时序法就是按实测流量点子的时间顺序来连接水位流量关系曲线。本法要求测流次数较多，能反映水位流量关系变化的转折点，依照测点的时序，就可从曲线上推出各个时期的流量。在按时序连线时，水位流量关系曲线往往成绳套形，宜参照用时序法绘出的水位面积关系曲线的变化过程及水位过程线的起伏趋势连线。这样有助于发现绳套的顶部和底部，便于绘好水位流量关系曲线（见图3-8）。

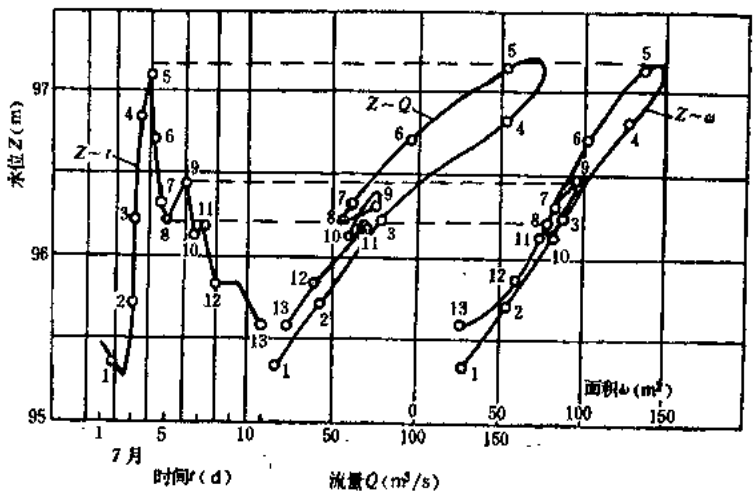


图 3-8 连时序水位流量关系曲线

二、水位流量关系曲线的延长

测流时，本应在整个水位变幅内布置测次，但由于高水时历时短、流速大，枯水时水浅、流速小施测困难，未能测得洪峰流量和枯水流量，这时，必须将水位流量关系曲线进行高低水延长，方能推得全年完整的流量过程。

高低水位延长的成果，涉及到流量的最大、最小值，影响规划设计工作，必须保证有

一定的精度，一般要求高水外延部分不超过当年实测流量所占水位变幅的30%，低水外延部分不超过10%。

（一）高水延长方法

高水延长的主要依据是实测大断面资料，一般用水位面积、水位流速关系或水力学公式延长，若历年水位流量关系比较稳定，可参照历年水位流量关系曲线延长。

（1）根据水位面积、水位流速关系延长　河床比较稳定的测站，水位面积、水位流速（指断面平均流速）关系点子比较集中，曲线有明显趋向。可根据实测大断面资料绘制所需延长部分的水位面积关系曲线，然后再将水位流速曲线按照其上端的趋势外延。一般来说，水位流速曲线的高水部分接近直线。最后根据延长部分的各级水位的流速与相应面积的乘积得流量，并定出延长部分的水位流量关系曲线（见图3-9）。

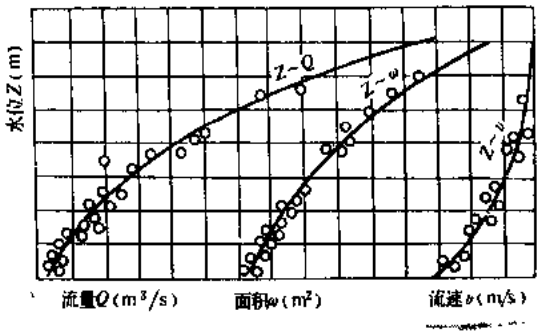


图 3-9　水位面积、水位流速关系曲线延长法

（2）用曼宁公式延长　由曼宁公式可知，水力半径通常可用断面平均水深代替，因此流速计算主要取决于比降和糙率。在有比降和糙率资料的测站，可点绘水位糙率关系曲线并顺势延长，以此确定高水位时的河床糙率。利用高水位时的比降关系实测值，并根据大断面资料由曼宁公式计算平均流速，从面得出高水位时的流量。

对于没有比降和糙率资料的测站，可将式（3-15）改写为

$$\frac{1}{n}I^{1/2}=\frac{v}{R^{2/3}}\approx\frac{v}{\bar{H}^{2/3}} \qquad (3\text{-}16)$$

式中　v——断面平均流速，m/s；

$\bar{H}$——断面平均水深，m。

其它符号与式（3-15）相同。根据实测流量资料，算出每次测流时的$\frac{v}{\bar{H}^{2/3}}$值，该值等于$\frac{1}{n}I^{1/2}$，故可点绘出水位$Z\sim\frac{1}{n}I^{1/2}$关系曲线。当测站河段顺直、断面均匀、坡度平缓时，高水部分的$\frac{1}{n}I^{1/2}$接近于常数，故$Z\sim\frac{1}{n}I^{1/2}$关系曲线高水部分可沿平行于纵轴的趋势外延。同时，由断面测量资料可算出高水时的$\omega\bar{H}^{2/3}$，与相应的$\frac{1}{n}I^{1/2}$相乘，即得相应水位的流量，从而使水位流量关系曲线得到延长（见图3-10）。

（二）低水延长方法

低水延长一般可用水位面积、水位流速关系曲线法，也可用断流水位Z_0作为控制点，将实测水位流量关系顺曲线趋势延长。断流水位Z_0即流量等于零的水位。确定断流水位

的方法，一是根据测站纵横断面资料作出判断，如测站下游有浅滩或石梁，则以其顶部高程作为断流水位；如测站下游很长距离内河底平坦，则取基本水尺断面河底最低点高程作为断流水位。二是用分析法推求，适用于断面形状整齐，在延长部分的水位变幅内河宽无显著变化的情况。此时假定水位流量关系的低水部分的方程式为

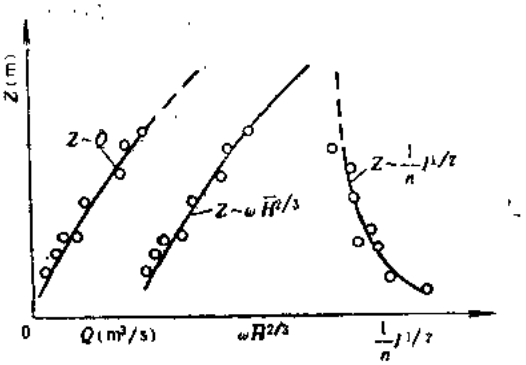


图 3-10　用曼宁公式延长水位流量关系曲线图

$$Q=K(Z-Z_0)^n \qquad (3\text{-}17)$$

式中　K、n——方程式的系数和指数，为待定常数。

在水位流量关系曲线的低水部分顺序取 a、b、c 3 点，其相应的水位和流量分别为 Z_a、Z_b、Z_c和Q_a、Q_b、Q_c。使这 3 点的流量关系满足$Q_b^2=Q_a\cdot Q_c$，则可得

$$K^2(Z_b-Z_0)^{2n}=K^2(Z_a-Z_0)^n(Z_c-Z_0)^n$$

解之得断流水位

$$Z_0=\frac{Z_aZ_c-Z_b^2}{Z_a+Z_c-2Z_b} \qquad (3\text{-}18)$$

三、资料整编工作

流量资料整编工作是在测流的基础上，点绘各项水文要素过程图，编制实测流量成果表和实测大断面成果表，编制水位流量关系并推算逐时流量，然后推求逐日的平均流量。当流量变化平稳时，可用日平均水位在水位流量关系曲线上查得日平均流量；当一日内流量变化较大时，可用逐时水位在水位流量关系曲线上查得逐时流量，再按算术平均法或面积包围法求得日平均流量，从面得出月、年平均流量及其它统计特征值，编制成逐日平均流量表和洪水水文要素摘录表，在《水文年鉴》中刊布，供各有关部门使用。

为提高整编成果的可靠性，还需要对测站整编成果进行合理性检查，检查确认成果无误后，才能作为正式成果提供使用。单站合理性检查可利用测站历年水位流量关系曲线、流量和水位过程线，或是降雨与径流关系对照分析，检查其是否符合相应的变化规律。综合合理性检查则是根据上下游测站洪峰流量过程线及洪水总量对照；或是用上下游站日平均流量过程线对照；或是用上下游站月、年平均流量对照等等，检查它们之间的相互关系是否合理。

第五节　泥沙测验及计算

河流中泥沙的冲淤变化，对河道整治、防洪、航运以及修建水工建筑物都有很大影响。泥沙资料也是一项重要的水文资料。河流泥沙可分为悬移质、推移质和河床质 3 类。悬移质泥沙悬浮于水中并随之运动；推移质泥沙受水流冲击沿河底移动或滚动；河床质泥沙相对静止而停留在河床上。三者随着水流条件的变化，可以相互转化。三者特性不同，

测验手段和计算方法也不相同，本节只作简略的介绍。

一、悬移质泥沙测验及计算

河流中悬移质的多少是通过测定水流悬沙浓度即含沙量来确定的。单位体积浑水中所含泥沙的重量，称为含沙量，以ρ表示。测验悬移质含沙量的仪器，常用的有横式采样器和瓶式采样器。测验时，先用采样器在每条垂线上的不同深度处取得水样，然后经过量积、沉淀、过滤、烘干、称重等手续，即可根据水样体积V，和测点水样中的干沙重W_s，用下式计算各测点的含沙量。

$$\rho=\frac{W_s}{V} \quad (\mathrm{kg/m^3}) \tag{3-19}$$

有了垂线上各点的含沙量，可用各相应测点的流速加权计算垂线平均含沙量，计算公式依测点多少而不同。例如

五点法：$$\rho_m=\frac{1}{10v_m}(\rho_{0.0}v_{0.0}+3\rho_{0.2}v_{0.2}+3\rho_{0.6}v_{0.6}+2\rho_{0.8}v_{0.8}+\rho_{1.0}v_{1.0}) \tag{3-20}$$

三点法：$$\rho_m=\frac{1}{3v_m}(\rho_{0.2}v_{0.2}+\rho_{0.6}v_{0.6}+\rho_{0.8}v_{0.8}) \tag{3-21}$$

式中 ρ_m——垂线平均含沙量，$\mathrm{kg/m^3}$；

ρ_i——测点含沙量，i为测点相对水深，$\mathrm{kg/m^3}$；

v_i——测点流速，i为测点相对水深，m/s；

v_m——垂线平均流速，m/s。

测验泥沙的另一个主要项目是输沙率，它是单位时间内流过测流断面的干沙重量。根据垂线平均含沙量及两垂线之间的部分流量，即可算得断面输沙率Q_s，其计算公式为

$$Q_s=\frac{1}{1000}\left(\rho_{m1}q_0+\frac{\rho_{m1}+\rho_{m2}}{2}q_1+\frac{\rho_{m2}+\rho_{m3}}{2}q_2+\cdots+\frac{\rho_{m(n-1)}+\rho_{mn}}{2}q_{n-1}+\rho_{mn}q_n\right) \quad (\mathrm{t/s}) \tag{3-22}$$

式中 ρ_{mi}——第i根垂线平均含沙量，$\mathrm{kg/m^3}$；

q_i——第i根垂线与第$i-1$根垂线间的部分流量，$\mathrm{m^3/s}$。

求得断面输沙率之后，即可算出断面平均含沙量$\bar{\rho}$，其计算公式为

$$\bar{\rho}=\frac{Q_s}{Q}\times 1000 \quad (\mathrm{kg/m^3}) \tag{3-23}$$

式中 Q——断面流量，$\mathrm{m^3/s}$。

二、推移质泥沙测验及计算

单位时间内通过测流断面的推移质泥沙重量，称为推移质输沙率，以Q_b表示，单位为kg/s。推移质泥沙测验是为了取得各个时期的推移质输沙率及各项特征值。

测验推移质泥沙时，首先在断面上有推移质的范围内布置若干测线，并尽可能与悬移质输沙率测验垂线重合。在每条测线上，将采样器放在河底，直接采取推移质沙样。自采

样器内取出沙样，并用清水将器壁泥沙冲入盛沙筒，测定沙样体积和沙样干重，然后计算垂线的基本输沙率（即单位宽度内的输沙率），从而可算出断面推移质输沙率。由于测验断面推移质输沙率（简称断推）工作量大，可用1～2条垂线的单位推移质输沙率（简称单推）与断推建立关系。用单推和断推关系推求其变化过程，使推移质泥沙测验工作大大简化。所谓单推是指在断面某一测线上测得的基本输沙率，它与断推之间具有良好关系。

垂线的基本输沙率是推移质运动强度的一个指标，用下式计算：

$$q_b=\frac{100W_b}{tb_k} \tag{3-24}$$

式中 q_b——基本输沙率，g/(s·m)；

W_b——推移质沙样重，g；

t——取样历时，s；

b_k——取样器的进口宽度，cm。

有了基本输沙率便可计算断面推移质输沙率。计算方法有图解法与分析法两种。图解法便于了解推移质基本输沙率沿断面的分布情况，初步估算，宜用此法。

用图解法计算时，先在断面图上绘制基本输沙率沿断面的分布曲线（见图3-11），曲线两端的基本输沙率应为零，如图3-11的A、B两点。为分析研究方便起见，一般将底速分布曲线绘在水面线以下。

用求积仪或数方格法，量出基本输沙率分布曲线与水面线包围的面积，按纵横比例尺换算，即得修正前的断面推移质输沙率。

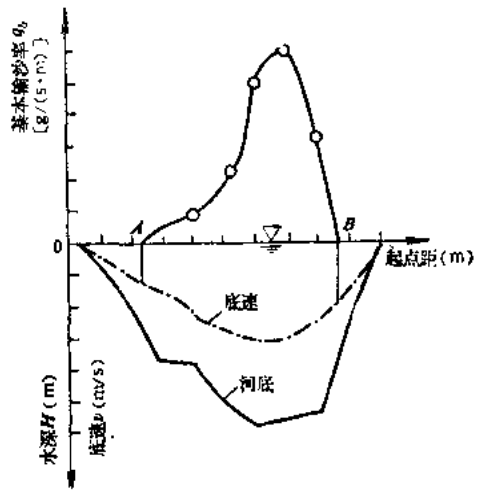


图 3-11 图解法计算断面推移质输沙率

修正后推移质输沙率用下式计算：

$$Q_b=KQ_b'$$

式中 Q_b——修正后断面推移质输沙率，kg/s或t/s；

Q_b'——修正前断面推移质输沙率，kg/s或t/s；

K——修正系数，为采样器采样效率之倒数，可以通过实验或其它方法确定。

第六节 水文资料收集

水文站网的定位观测工作，是观察水文现象、提供水文资料的主要途径。但由于定位观测有时间和空间的局限性，往往不能满足要求。因此必须通过其他途径来收集水文资料，补充定位观测之不足，使资料更加充分，满足国民经济各部门工作的需要。由此可见，收集水文资料也是水文分析计算的基本工作之一。水文资料的来源有水文调查、水文年鉴、水文手册以及水文图集等各种资料。

一、水文调查

水文调查包括洪枯水及暴雨调查，目的是调查测站及其他必要地点的特大洪水流量、暴雨量和最小枯水流量等，为水文分析和计算提供资料。历史洪水调查和考证工作，是在工程附近选择调查河段，搜集有关该流域的水文、气象资料，查阅历史文献，到现场实地调查，询问当地老居民，召开座谈会，指认历史上出现过的洪水痕迹、洪水发生的时间、洪水涨落过程及来源等，然后测量河段的纵横断面、洪痕高程，绘出洪水水面线，推算历史洪水。如果附近没有水文站，则可利用明渠均匀流的流量公式推求洪峰流量。

历史特大暴雨的调查，比较困难。一般是通过群众对当时雨势的回忆，或与近期发生的某次大暴雨相比，得出定性的概念；也可根据群众回忆对当时地面坑塘积水，露天水缸或其它器皿承接雨水的程度，估算降水量。

历史枯水的调查更为困难。一般只能根据当地较大旱情，不雨天数、河水是否干涸断流以及水深情况等分析估算当时的最小流量、最低水位及发生时间。

二、水文年鉴

水文站网历年测验的成果，按照统一的要求和格式，分流域和水系进行整编，作为正式水文资料，每年刊布一次，称为水文年鉴，内容包括测站分布图，水文站说明表及位置图，各测站的水位、流量、泥沙、水温、冰凌、水化学、地下水、降水量及蒸发量等系统的资料，这是水文部门向社会提供水文资料的主要形式。

三、水文手册和水文图集

水文年鉴仅刊布各水文测站的资料，对于面广量大的中小型水利工程常遇到水文资料短缺的情况。为此，各地区水文部门在分析研究和综合历年地区性水文资料的基础上，编制了地区性的水文手册，包括适合于某一地区的各种水文特征值统计表和等值线图，计算水文特征值的经验公式、经验系数、关系曲线及计算方法等。有的还将其中的图编成水文图集，供地区工作参考使用，一般作内部资料发行。

习　　题

【3-1】 某河某测站施测到某日的水位变化过程如表3-4所示，试用面积包围法求该日的平均水位。

表 3-4　　某测站某日水位变化过程表

时间 t (h)	0	2	8	14	16	20	24
水位观测值Z (m)	20.4	18.6	17.2	18.4	17.4	19.2	22.6

【3-2】 某河测站测流段比较稳定，测算得各级水位的断面平均流速和断面面积如表3-5所示。试绘制该站的水位流量关系曲线，并延长5.5m水位时的流量。

表 3-5　　某测站断面平均流速与断面面积关系表

水 位 Z (m)	断面平均流速 v (m/s)	断面面积 ω (m^2)	水 位 Z (m)	断面平均流速 v (m/s)	断面面积 ω (m^2)
0	0	0	3.5	1.9	356
1.2	0.7	64	4.0	2.1	460
2.0	1.2	136	4.2	2.0	514
2.5	1.4	208	4.5	2.2	600
3.1	1.8	300	5.0	2.3	730

第四章　水文统计的基本方法

第一节　概　　述

在上一章中我们介绍了取得河川径流资料以及其它有关水文、气象资料的基本方法，但是取得这些资料并不是我们的最终目的，我们的目的是要通过对资料的分析，找出河川径流的变化规律，并利用这些规律为水利工程的规划、设计、施工和运行管理提供水文依据。那么用什么途径达到这个目的？如何达到？这正是本章所要回答的问题之一。

我们知道，水文现象是自然现象的一种，它具有必然性的特点，也具有偶然性的特点。

对于必然现象，一般而言，通过物理成因分析，将描述现象的数学物理方程列出并求解，即可预测以后任意时刻的状态。例如，依据流域上降落的雨量和流域前期湿润情况，通过对暴雨洪水的分析，便可作出洪水过程的预估。水文学中称水文现象的这种必然性为确定性。

对于偶然现象，表面看起来好象是无规律可循，但是观察了大量的同类随机现象之后，还是可以看出其规律性的。例如，投掷一个硬币，出现正面或反面是一种随机现象，但多次重复投掷，就可以发现出现正面和反面的次数接近相等。又如河流上任一断面的年径流量由于受到许多因素的影响，每年都不相同，所以是一种随机现象。但多年长期观测的结果却表明，年径流量的平均值是一个相当稳定的数值，并且特大或特小的年径流量出现的机会都较小，而中等大小的年径流量出现的机会较大。随机现象的这种规律需要从大量的随机现象中统计出来，所以称为统计规律。

研究随机现象统计规律的学科称为概率论，而由随机现象的一部分试验资料去研究总体现象的数字特征和规律的学科称做数理统计学。概率论与数理统计是密切相联的，数理统计学必须以概率论为基础，概率论往往把由数理统计所揭示的事实提高到理论的认识。

由于水文现象具有一定的随机性，且这种随机性规律需要由大量资料统计出来，因此，用数理统计方法来分析研究这些现象可以认为是符合实际的，也是合理的。通常在工程水文中将数理统计这个词改称为水文统计。

工程水文中使用水文统计方法，不仅合理，而且也是必要的。例如，河流水资源的开发利用需要考虑未来时期河流水量的多少；设计拦河坝、堤防需要知道未来时期河中洪水的大小，这些都要求对未来长期的径流情势作出预估。如果所建工程计划使用 100 年，就应该对未来100年中的径流情势作出估计。但是，由于影响径流的因素众多，在目前的科学技术水平下，我们还不能对径流作出长期的定量预报，甚至在定性预报上的可靠性也不大，因而只能基于统计规律，运用数理统计方法对径流情势作出概率预估，以满足工程的需要。

第二节　概率的基本概念

一、事件

事件是概率论中最基本的概念之一。所谓事件是指在一定的条件组合下，随机试验的结果。事件可以是数量性质的，例如，某河某断面处的最大洪峰流量的值；也可以是属性性质的，例如，天气的风、雨、晴等。事件可以分为三类：

（1）必然事件　在一定的条件组合下，不可避免地发生的事件，称为必然事件。例如，流域上降雨且产流的情况下，河中水位上升是必然事件。

（2）不可能事件　在一定的条件组合下，肯定不会发生的事件，称为不可能事件。例如天然河流上游无人为阻水，当洪水来临时，发生断流是不可能事件。

（3）随机事件　在一定的条件组合下，随机试验中可能发生也可能不发生的事件，称为随机事件。例如在流域自然地理条件保持不变的情况下，某河某断面洪水期出现的年最大洪峰流量可能大于某一个数值，亦可能小于某一个数值，事先不能确定，因而它是随机事件。必然事件与不可能事件，本来没有随机性，但为了研究方便，我们把它看成是随机事件的特殊情形，通常把随机事件简称为事件，并用大写字母A，B，C，……表示。

二、概率

在等可能的条件下，随机事件在试验的结果中可能出现也可能不出现，但其出现（或不出现）的可能性大小则不相同。为了比较随机事件出现的可能性大小，必须要有个数量标准，这个数量标准就是随机事件的概率。

随机事件的概率可由下式计算。

$$P(A)=\frac{K}{n} \tag{4-1}$$

式中　$P(A)$——在一定的条件组合下，出现随机事件A的概率；

K——有利于随机事件A的结果数；

n——在试验中所有可能出现的结果数。

显然，必然事件的概率等于1，不可能事件的概率等于0，而任何随机事件的概率介于0与1之间。

上述计算概率的公式，只适用于古典概型事件。所谓古典概型是指试验的所有可能结果都是等可能的，且试验可能结果的总数是有限的。显然，水文事件一般不能归结为古典概型事件。在这种情况下，其概率如何计算呢？为了回答这一问题，下面将引出频率这一重要概念。

三、频率

设事件A在n次试验中出现了m次，则称

$$W(A)=\frac{m}{n} \tag{4-2}$$

为事件A在n次试验中出现的频率。

当试验次数n不大时，事件的频率是很不稳定的，具有明显的随机性。但当试验次数

足够大时，事件的频率与概率之差会达到任意小的程度，即频率趋于概率。这一点不仅为大量的实验和人类的实践活动所证实，而且在数学理论上也得到了证明。

频率和概率之间的这种有机联系，给解决实际问题带来很大的方便。当事件（实际问题）不能归结为古典概型时，就可以通过多次试验，把事件的频率作为事件概率的近似值。一般数学上将这样估计而得的概率称为统计概率或经验概率。例如对于水文现象，我们都是推求事件的频率以作为概率的近似值。

第三节　随机变量的概率分布及其统计参数

一、随机变量

概率论的重要基本概念，除事件、概率之外，还有随机变量。若随机事件的试验结果，可用一个数X来表示，X随试验结果的不同而取得不同的数值，虽然在一次试验中，究竟会出现哪一个数值，事先无法知道，但取得某一数值却具有一定的概率，我们将这种随试验结果而发生变化的变量X称为随机变量。水文现象中的随机变量，一般是指某种水文特征值，如某站的年径流量、洪峰流量等。

随机变量可分为两大类型：

1.离散型随机变量

若某随机变量仅能取得有限个或可列无穷多个离散数值，则称此随机变量为离散型随机变量。例如掷一颗骰子，出现的点数中只可能取得1、2、3、4、5、6共六种可能值，而不能取得相邻两数间的任何中间值。

2.连续型随机变量

若某随机变量可以取得一个有限区间的任何数值，则称此随机变量为连续型随机变量。水文现象大多属于连续型随机变量。例如某站流量，可以在0和极限值之间变化，因而它可以是0与极限流量之间的任何数值。

为叙述方便，通常用大写字母表示随机变量，它的种种可能取值用相应的小写字母表示。如某随机变量为X，它的种种可能取值记为x。若取n个值，则$X=x_1$，$X=x_2$，…，$X=x_n$。一般将x_1，x_2，…，x_n称为系列。

二、随机变量的概率分布

如前所述，随机变量的取值与其概率是一一对应的，一般将这种对应关系称为随机变量的概率分布。对离散型随机变量，其概率分布一般以分布列表示：

X	x_1	x_2	…	x_n	…
$P(X=x_n)$	p_1	p_2	…	p_n	…

其中，p_n为随机变量X取值x_n（$n=1,2,\cdots$）的概率，它满足下列两个条件：

1）$p_n\geqslant 0$（$n=1,2,\cdots$）；

2）$\sum p_n=1$。

对于连续型随机变量来说，由于它的所有可能取值完全充满某一区间，要编出一个表格把所有变量的可能取值都列出来是办不到的。另外，连续型随机变量与离散型随机变量还有一个重要的区别，就是离散型随机变量可以有取得个别值的概率，而连续型随机变量取得任何个别值的概率为零，因此，无法研究个别值的概率而只能研究某个区间的概率。例如，圆周长1m的轮于，在平板上滚动，若将轮周分成许多等份，恰巧停在0.7～0.8m之间的概率为$\frac{1}{10}$，停在0.70～0.71m之间的概率为$\frac{1}{100}$，但恰巧停在某一点，如0.70m处的概率则趋近于零$\left(\frac{1}{\infty}\to 0\right)$。

设有连续型的随机变量X，取值为x，因$X=x$的概率为零，所以在分析概率分布时，一般不用事件$X=x$的概率，而是用事件$X\geqslant x$的概率，此概率用$P(X\geqslant x)$来表示。当然，同样可以研究概率$P(X<x)$。但是，二者是可以相互转换的，只需研究一种就够了。水文学上习惯研究前者，而数学上则习惯研究后者。本书遵从水文学的习惯。显然，事件$X\geqslant x$的概率$P(X\geqslant x)$是随随机变量取值x而变化的，所以$P(X\geqslant x)$是x的函数，这个函数称为随机变量X的分布函数，记为$F(x)$，即

$$F(x)=P(X\geqslant x)$$

它代表随机变量X大于等于某一取值x的概率。其几何图形如图4-1(b)所示，图中纵坐标表示变量x，横坐标表示概率分布函数值$F(x)$，在数学上称此为分布曲线，而在水文学上通常称为随机变量的累积频率曲线，简称频率曲线。

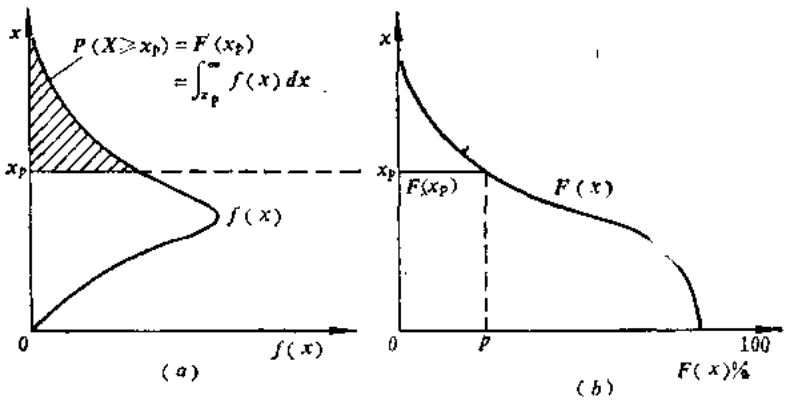


图 4-1 随机变量的概率密度函数和概率分布函数
(a)概率密度函数；(b)概率分布函数

在图4-1(b)中，当$x=x_p$时，由分布曲线上查得$F(x)=P(X\geqslant x_p)=P$，这说明随机变量大于x_p的可能性是$P\%$。

分布函数导数的负值我们称为密度函数，记为$f(x)$，即

$$f(x)=-F'(x)=-\frac{dF(x)}{dx} \qquad (4\text{-}3)$$

密度函数的几何曲线称密度曲线。水文中习惯以纵坐标表示变量x，横坐标表示概率密度

值$f(x)$，如图4-1(a)所示。

实际上，分布函数与密度函数是微分与积分的关系。因此，如果已知$f(x)$，便可通过积分求出$F(x)$，即

$$F(x)=P(X\geqslant x)=\int_{x}^{\infty}f(x)dx \qquad (4\text{-}4)$$

其对应关系如图4-1所示。

三、随机变量的统计参数

从统计数学的观点来看，随机变量的概率分布曲线或分布函数，比较完整地描述了随机现象，然而在许多实际问题中，随机变量的分布函数不易确定，另外在很多实际问题中，有时不一定都需要用完整的形式来说明随机变量，而只要知道个别代表性的数值，能说明随机变量的主要特征就够了。例如，某地的年降水量是一个随机变量，各年不同，有一定的概率分布曲线，但有时只要了解该地年降水量的概括情况，那么，其多年平均降水量就是反映该地年降水量多寡的一个重要数量指标。这种能说明随机变量的统计规律的某些数字特征，称为随机变量的统计参数。

水文现象的统计参数能反映其基本的统计规律。而且用这些简明的数字来概括水文现象的基本特性，既具体又明确，便于对水文统计特性进行地区综合。这对计算成果的合理性分析以及解决缺乏资料地区中小河流的水文计算问题具有重要的实际意义。

统计参数有总体统计参数与样本统计参数之分。所谓总体是某随机变量所有取值的全体，样本则是从总体中任意抽取的一部分，而样本中所包括的项数则称为样本容量。水文现象的总体通常是无限的，它是指自古迄今以至未来长远岁月所有的水文系列。显然，水文随机变量的总体是不知道的，这就需要在总体不知道的情况下，靠有限的样本观测资料去估计总体统计参数或总体的分布规律，而这种估计的一个重要途径就是由样本统计参数来估计总体的统计参数。因此，有必要讲述水文随机变量的总体与样本统计参数。由于在水文分析计算中只知道样本，所以下面我们只讨论样本统计参数的计算。水文计算中常用的样本统计参数有：

1.均值

设某水文变量的观测系列（样本）为x_1，x_2，…，x_n，则其均值为

$$\bar{x}=\frac{x_1+x_2+\cdots+x_n}{n}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}x_i \qquad (4\text{-}5)$$

均值表示系列的平均情况，它可以说明这一系列总水平的高低。例如，甲河多年平均流量$\bar{Q}_{甲}=2460m^3/s$，乙河多年平均流量$\bar{Q}_{乙}=20.1m^3/s$，则说明甲河流域的水利资源比乙河流域丰富。所以均值不但是频率曲线方程中的一个重要参数（见下节），而且还是水文现象的一个重要特征值。上式两边同除以$\bar{x}$，则得

$$1=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}\frac{x_i}{\bar{x}}$$

式中$\frac{x_i}{\bar{x}}$称为模比系数，常用K_i表示，由此可得

$$\overline{K}=\frac{K_1+K_2+\cdots+K_n}{n}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}K_i=1 \qquad (4\text{-}6)$$

上式说明，当我们把变量x的系列用其相对值即用模比系数K的系列表示时，则其均值等于1。这是水文统计中的一个重要特征，即对于以模比系数K所表示的随机变量，在其频率曲线的方程中，可以减少均值$\bar{x}$这样一个参数。

2.均方差

从以上分析可知，均值只能反映系列中各变量的平均情况，但并不能反映系列中各变量值集中或离散的程度。例如有两个系列：

第一系列　5，10，15；

第二系列　1，10，19。

这两个系列的均值相同，都等于10，但其离散程度显然是很不相同的，直观地看，第一系列只变化于5～15之间，而第二系列的变化范围则增大到1～19之间。

研究离散程度，是以均值为中心来考查的，因此离散特征参数可用相对于分布中心的离差（差距）来计算。设以平均数$\bar{x}$代表分布中心，由分布中心计量随机变量的离差为$(x-\bar{x})$。因为随机变量的取值有些是大于$\bar{x}$的，有些是小于$\bar{x}$的，故离差有正有负，其平均值为零，以离差本身的平均值来说明系列的离散程度是无效的。为了使离差的正值和负值不致相互抵消，一般取$(x-\bar{x})$的平方的平均值，然后开方作为离散程度的计量标准，并称为均方差，即

$$\sigma=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2}{n}} \qquad (4\text{-}7)$$

均方差永远取正号，它的单位与x相同。不难看出，如果各变量取值x_i距离$\bar{x}$较远，则σ大，即此变量分布较分散；如果x_i离$\bar{x}$较近，则σ小，变量分布比较集中。

按公式（4-7）计算出上述两个系列的均方差为

$$\sigma_1=\sqrt{\frac{(5-10)^2+(10-10)^2+(15-10)^2}{3}}$$

$$=\sqrt{\frac{50}{3}}=4.08$$

$$\sigma_2=\sqrt{\frac{(1-10)^2+(10-10)^2+(19-10)^2}{3}}$$

$$=\sqrt{\frac{162}{3}}=7.35$$

显然，第一系列的离散程度小，第二系列的离散程度大。

3.变差系数

均方差虽然能很好地说明一个系列的离散程度，但对于两系列，如果它们的均值不同，用均方差来比较这两个系列的离散程度就不合适了。例如有两个系列：

第一系列：5，10，15；$\bar{x}_1=10$；

第二系列：995，1000，1005；$\bar{x}_2=1000$。

按公式（4-7）计算它们的均方差σ都等于4.08，说明这两个系列的绝对离散程度是相同的，但因其均值一个是10，另一个是1000，其离散情况的实际严重性却是很不相同的。第一系列中的最大值和最小值与均值之差都是5，这相当于均值的$\frac{5}{10}=\frac{1}{2}$；而第二系列中最大值和最小值与均值之差虽然也都是5，但只相当于均值的$\frac{5}{1000}=\frac{1}{200}$，在近似计算中，这种差别甚至可以忽略不计。

为了克服以均方差衡量系列离散程度的这种缺点，数理统计中用均方差与均值之比作为衡量系列相对离散程度的一个参数，称为变差系数（C_v），又称离差系数或离势系数。变差系数为一无因次的数，用小数表示。其计算式如下：

$$C_v=\frac{\sigma}{\bar{x}}=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(K_i-1)^2}{n}} \tag{4-8}$$

从上式可以看出，变差系数C_v可以理解为变量x换算成模比系数K以后的均方差。

在上述两系列中，第一系列的$C_{v_1}=\frac{4.08}{10}=0.408$，第二系列的$C_{v_2}=\frac{4.08}{1000}=0.00408$，这就说明第一系列的变化程度远比第二系列为大。

对水文现象来说，C_v的大小反映了河川径流在多年中的变化情况。例如，由于南方河流水量充沛，丰水年和枯水年的年径流量相对来说变化较小，所以南方河流的C_v比北方河流一般要小。又如，大河的径流可以来自流域内几个不同的气候区，可以起到互相调节的作用，所以大流域年径流的C_v一般比小流域的小。

4.偏态系数

变差系数只能反映系列的离散程度，它不能反映系列在均值两边的对称程度。在水文统计中主要采用偏态系数C_s作为衡量系列不对称（偏态）程度的参数，其计算式如下：

$$C_s=\frac{\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^3}{n}}{\sigma^3}=\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^3}{n\sigma^3} \tag{4-9}$$

上式右端的分子、分母同除以$\bar{x}^3$，则得

$$C_s=\frac{\sum_{i=1}^{n}(K_i-1)^3}{nC_v^3} \tag{4-10}$$

偏态系数C_s也为一无因次数。当系列关于$\bar{x}$对称时，$C_s=0$，此时随机变量大于均值与小于均值的出现机会相等，亦即均值所对应的频率为50%。当系列关于$\bar{x}$不对称时，$C_s\neq 0$，其中，若正离差的立方占优时，$C_s>0$，称正偏；若负离差的立方占优时，$C_s<0$，称负偏。正偏情况下，随机变量大于均值比小于均值出现的机会小，亦即均值所对应的频率小

于50%；负偏情况下则刚好相反。

例如，有一个系列：300，200，185，165，150，其均值$\bar{x}=200$，均方差$\sigma=52.8$，按式（4-10）计算得$C_s=1.59>0$，属正偏情况。从该系列可以看出，大于均值的只有1项，小于均值的则有3项，但C_s却大于0，为什么大于均值的项数少，小于均值的项数多，反而会使$C_s>0$呢？这是因为大于均值的项数虽少，但却比均值大得多，即$(x_i-\bar{x})$很大，三次方后就更大；而小于均值的各项的$(x_i-\bar{x})$的绝对值都比较小，三次方后所起的作用不大。

有关上述概念如从总体分布的密度曲线来看，就会显得更加清楚。如图4-2所示，曲线下的面积以均值$\bar{x}$为界，对$C_s=0$，左边等于右边；对$C_s>0$，左边大于右边；对$C_s<0$，左边则小于右边。

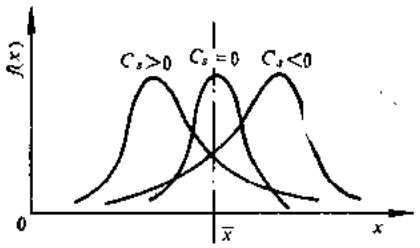


图 4-2 C_s对密度曲线的影响

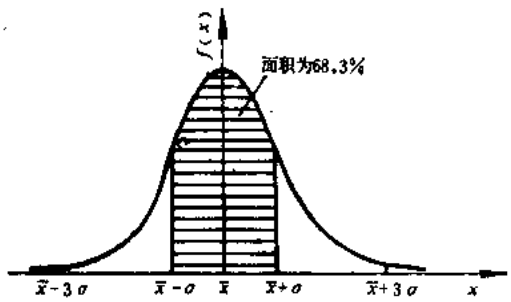


图 4-3 正态分布密度曲线

$C_s=0$的曲线在统计学中称为正态曲线或正态分布。自然界中的许多随机变量，如水文测量误差、抽样误差等，都服从或近似服从正态分布，这就是正态分布在概率统计中讨论得最多的原因。正态分布具有如下的密度函数：

$$f(x)=\frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}}e^{-\frac{(x-\bar{x})^2}{2\sigma^2}},\quad(-\infty<x<+\infty)\qquad(4\text{-}11)$$

式（4-11）只包含两个参数，即均值$\bar{x}$和均方差σ。因此，若某个随机变量服从正态分布，只要求出它的$\bar{x}$和σ，则其分布便完全确定了。

正态分布的密度曲线（见图4-3）有下面几个特点：

1）单峰；

2）关于均值$\bar{x}$对称，即$C_s=0$；

3）曲线两端趋于$\pm\infty$，并以x轴为渐近线。

可以证明正态分布曲线在$\bar{x}\pm\sigma$处出现拐点，并且

$$P_\sigma=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma}\int_{\bar{x}-\sigma}^{\bar{x}+\sigma}e^{-\frac{(x-\bar{x})^2}{2\sigma^2}}dx=0.683$$

$$P_{3\sigma}=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma}\int_{\bar{x}-3\sigma}^{\bar{x}+3\sigma}e^{-\frac{(x-\bar{x})^2}{2\sigma^2}}dx=0.997$$

正态分布的密度曲线与x轴所围成的全部面积显然等于1。这就是说，$\bar{x}\pm\sigma$区间所对

应的面积占全面积的68.3%，$\bar{x}\pm3\sigma$区间所对应的面积占全面积的99.7%。正态分布的这种特性，在后面误差估算时将会应用到。

正态频率曲线在普通格纸上是一条规则的S形曲线，它在$P=50\%$前后的曲线方向虽然相反，但形状完全一样。水文计算中常用的一种“频率格纸”其横坐标的分划就是按把标准正态频率曲线拉成一条直线的原理计算出来的。这种频率格纸的纵坐标仍是普通分格，但横坐标的分格是不相等的，中间分隔较密，越往两端分格越稀，其间距关于$P=50\%$是对称的。现以横坐标轴的一半（0～50%）为例，说明频率格纸间距的确定。通过积分或查有关表格，可在普通格纸上绘出标准正态频率曲线（见图4-4中①线）。由①线知，$P=50\%$时，$x=0$；$P=0.01\%$时，$x=3.72$。根据前述概念，在普通格纸上通过（50%，0）和（0.01%，3.72）两点的直线即为频率格纸上对应的标准正态频率曲线（见图中②线）。由①线和②线即可确定频率格纸上横坐标的分格。为醒目起见，我们将它画在$O'P'$线上。例如，在普通分格（OP轴）的$P=1\%$处引垂线交S形曲线（①线）于A点，作水平线交直线（②线）于B点，再引垂线交$O'P'$轴于C点，C点即为频率格纸上$P=1\%$的位置。同理可确定频率格纸上其他横坐标分格（$P=5\%$，10%，20%，…）的位置。

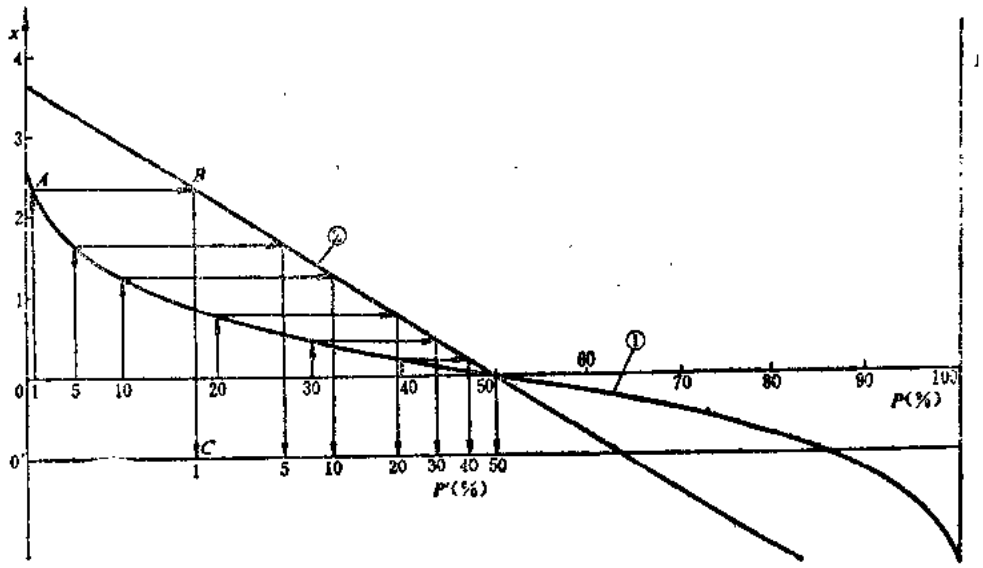


图 4-4 频率格纸横坐标的分划

不难证明，在频率格纸上，非标准正态频率曲线也为一条直线，其斜率随σ面变化。

把频率曲线画在普通方格纸上，因频率曲线的两端特别陡峭，又因图幅的限制，对于特小频率或特大频率，尤其是特大频率的点子很难点在图上。现在，有了这种频率格纸，就能较好地解决这个问题，所以在频率计算时，一般都是把频率曲线点绘在频率格纸上。

第四节 水文频率分布线型

水利水电工程的规划设计中，常常需要知道大于或等于某一特征值的频率是多少，也

就是要提供一定频率的水文数值，这就需要绘制频率曲线。水文计算中习惯上把由实测资料（样本）所绘制的频率曲线称为经验频率曲线，而把由数学方程式所表示的频率曲线称为理论频率曲线。所谓水文频率分布线型是指所采用的理论频率曲线（频率函数）的型式，它的选择主要取决于与大多数水文资料的经验频率点据的配合情况。分布线型的选择与统计参数的估算，一起构成了频率计算的两大内容。由于经验频率的计算以及经验频率曲线的绘制是水文频率计算的基础，且经验频率曲线在实际应用中有一定的实用性，因此，在讲述理论分布线型之前，有必要先讲述经验频率曲线。

一、经验频率曲线

1.经验频率计算公式

设某水文要素的系列（样本系列）共有n项，按由大到小的次序排列为：x_1，x_2，x_3，…，x_m，…x_n，则在系列中大于及等于x_1的出现次数为1，其频率为$1/n$；大于及等于x_2的出现次数为2，其频率为$2/n$；……；大于及等于x_m的出现次数为m，其频率为m/n，等等。

上述经验频率按下式计算：

$$P=\frac{m}{n}\times 100\% \qquad (4\text{-}12)$$

式中 P——等于和大于x_m的经验频率；

m——x_m的序号，即等于和大于x_m的项数；

n——样本容量，即观测资料的总项数。

如果n项实测资料本身就是总体，则上述计算经验频率公式（4-12）并无不合理之处。但水文资料都是样本资料，欲从这些资料来估计总体的规律，就有不合理的地方。例如，当$m=n$时，最末项x_n的频率为$P=100\%$，即是说样本的末项x_n就是总体中的最小值，样本之外不会出现比x_n更小的值，这显然不符合实际情况。因为随着观测年数的增多，总会有更小的数值出现。因此，有必要选用比较合乎实际的公式。

现行有代表性的经验频率公式主要有：

数学期望公式 $$P=\frac{m}{n+1}\times 100\% \qquad (4\text{-}13)$$

切哥达也夫公式 $$P=\frac{m-0.3}{n+0.4}\times 100\% \qquad (4\text{-}14)$$

海森公式 $$P=\frac{m-0.5}{n}\times 100\% \qquad (4\text{-}15)$$

前两个公式在统计学上都有一定的理论依据，但具体推导比较复杂。目前我国水文上广泛采用的是数学期望公式。

2.经验频率曲线绘制方法及存在问题

现以某站10年的实测最大洪峰流量资料为例，说明经验频率曲线的绘制和使用方法。具体步骤如下：

1）将逐年实测的年最大洪峰流量（水文变量）填入表4-1中第（1）、（2）栏。

表 4-1　　某站年最大洪峰流量经验频率计算表

年　份	年最大洪峰流量 Q_m(m³/s)	序　号	由大到小排列的 Q_m(m³/s)	经验频率 $P=\frac{m}{n+1}\times100\%$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1961	720	1	2650	9.1
1962	1080	2	2060	18.2
1963	1030	3	1440	27.3
1964	1250	4	1420	36.4
1965	1440	5	1370	45.5
1966	1420	6	1250	54.5
1967	1120	7	1120	63.6
1968	2060	8	1080	72.7
1969	1370	9	1030	81.8
1970	2650	10	720	90.9

2）将第二栏的年最大洪峰流量按大小递减次序重新排列，填入第（4）栏；第(3)栏为序号，自上而下为1，2，…，n。

3）按数学期望公式分别计算经验频率$P=\frac{m}{n+1}\times100\%$，填入第（5）栏。

4）以第（4）栏的水文变量Q为纵坐标，以第（5）栏的P为横坐标，在频率格纸上点绘经验频率点，然后徒手目估通过点群中间连成一条光滑曲线，即为该站的年最大洪峰流量经验频率曲线，如图4-5所示。

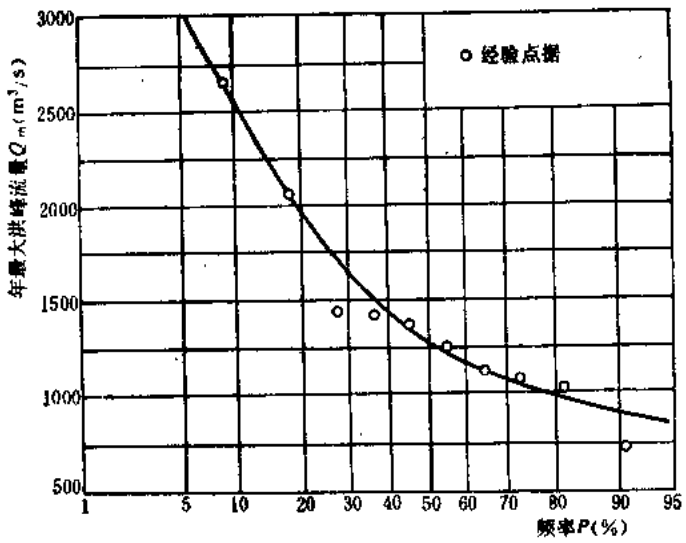


图 4-5　某站年最大洪峰流量经验频率曲线

5）根据工程设计标准指定的频率值，在曲线上查出所需的水文数据。如设计频率为10%，则从图4-5上可查得设计年最大洪峰流量为2550m³/s。

经验频率曲线，完全是根据实测资料绘出的，当实测资料较长或设计标准要求较低

时，经验频率曲线尚能解决一些实际问题。但是，工程设计时往往要推求稀遇的小频率洪水，如$P=1\%,0.1\%,0.01\%$。而目前实测资料一般至多不过几十年，计算的经验频率点只有几十个。因此，需要查用的经验频率曲线上端部分往往没有实测点据控制，即使采用频率格纸使经验频率曲线变直一些，但要进行曲线外延时仍有相当的主观成份，会使设计水文数据的可靠程度受到影响。另外，水文要素的统计规律有一定的地区性，但是我们很难直接利用经验频率曲线把这种地区性的规律综合出来，没有这种地区性规律，就无法解决无实测水文资料的小流域的水文计算问题。为解决这些问题，人们提出用数学方程式表示的频率曲线来配合经验点据，这就是理论频率曲线。

二、理论频率曲线

探求频率曲线的数学方程，即寻求水文频率分布线型，一直是水文分析计算中一个争论性很强的课题。水文随机变量究竟服从何种分布，目前还没有充足的论证，而只能以某种理论线型近似代替。这些理论线型并不是从水文现象的物理性质方面推导出来的，而是根据经验资料从数学的已知频率函数中选出来的。迄今为止，国内外采用的理论线型已有10余种，诸如皮尔逊III（P-III）型曲线、对数皮尔逊III（LP-III）型曲线、耿贝尔（EV-I）型曲线以及克里茨基-闵凯里（K-M）型曲线等等。不过，从现有资料来看，皮尔逊III型曲线和对数皮尔逊III型曲线比较符合水文随机变量的分布。因此，这两种曲线（尤其是P-III型曲线）用得最多，现简略介绍于下。

1.皮尔逊III型曲线

英国生物学家皮尔逊注意到物理学、生物学以及经济学上的有些随机变量不具有正态分布，因此致力于探求各种非正态的分布曲线，最后提出13种分布曲线的类型。其中第III型曲线被引入水文计算中。我国目前基本上都是采用皮尔逊III型曲线。

皮尔逊III型曲线是一条一端有限一端无限的不对称单峰、正偏曲线，数学上常称伽玛分布，其概率密度函数为

$$f(x)=\frac{\beta^{\alpha}}{\Gamma(\alpha)}(x-a_0)^{\alpha-1}e^{-\beta(x-a_0)} \qquad (4\text{-}16)$$

式中 $\Gamma(\alpha)$——α的伽玛函数；

α，β，a_0——三个参数。

显然，三个参数确定以后，该密度函数随之确定。可以推证，这三个参数与总体的三个统计参数$\bar{x}$、C_s、C_v具有下列关系：

$$\left.\begin{aligned}\alpha&=\frac{4}{C_s^2}\\ \beta&=\frac{2}{\bar{x}C_vC_s}\\ a_0&=\bar{x}\left(1-\frac{2C_v}{C_s}\right)\end{aligned}\right\} \qquad (4\text{-}17)$$

工程水文计算中，一般需求出指定频率P所相应的随机变量取值x_p，即求出的x_p满足下述等式：

$$P=P(x\geqslant x_p)=\frac{\beta^{\alpha}}{\Gamma(\alpha)}\int_{x_p}^{\infty}(x-a_0)^{\alpha-1}e^{-\beta(x-a_0)}dx \qquad (4\text{-}18)$$

显然，x_p取决于P、α、β和a_0四个参数，并且当α、β、a_0三个参数为已知时，则x_p只取决于P了。我们知道，α、β、a_0与分布曲线的$\bar{x}$、C_v、C_s有关，因此只要$\bar{x}$、C_v和C_s三个参数一经确定，x_p仅与P有关，也就是说，可由P唯一地来计算x_p。但是直接由积分式计算是非常繁杂的，实际做法是通过变量转换，根据拟定的C_s值进行积分，并将成果制成专用表格供查用，使计算工作大大简化。

令
$$\Phi=\frac{x-\bar{x}}{\bar{x}C_v} \qquad (4\text{-}19)$$

则有
$$x=\bar{x}(1+C_v\Phi) \qquad (4\text{-}20)$$

$$dx=\bar{x}C_v d\Phi \qquad (4\text{-}21)$$

这里，Φ的均值为零，均方差为1，便于制表，水文中通常称Φ为离均系数。将式（4-20）、式（4-21）代入式（4-18），简化后可得

$$P(\Phi>\Phi_p)=\int_{\Phi_p}^{\infty}f(\Phi,\ C_s)d\Phi \qquad (4\text{-}22)$$

式中被积函数只含有一个待定参数C_s。因为其它两个参数$\bar{x}$和C_v都包含在Φ中，因而只要假定一个C_s值，便可从式（4-22）通过积分求出P与Φ_p之间的关系。对于若干给定的C_s值，Φ_p和P的对应数值表，已先后由美国工程师福斯特和苏联工程师雷布京制作出来，见附表1。

在频率计算时，由已知的C_s值，查Φ值表得出不同P的Φ_p值，然后利用已知的$\bar{x}$、C_v值，通过式（4-20）即可求出与各种P相应的x_p值，因此就可绘制频率曲线。例如，已知某地年平均径流深$\overline{R}=1000$mm，$C_v=0.25$，$C_s=0.50$，若年径流的分布符合皮尔逊III型，试求概率P为1%的年径流深。

由$C_s=0.5$、$P=1\%$查附表1得$\Phi_p=2.68$，所以

$$R_{1\%}=\overline{R}(1+\Phi_p C_v)=1000(1+2.68\times0.25)=1670\text{mm}$$

当C_s等于C_v的一定倍数时，皮尔逊III型频率曲线的模比系数K_p值，已制成表格，见附表2。频率计算时由已知的C_v和C_s可以从附表2中查出与各种频率P相对应的K_p值，然后即可算出与各种频率对应的x_p值。有了P和x_p的一些对应值，即可绘制频率分布曲线。

2.对数皮尔逊III型曲线

美国水资源委员会对频率分析计算曾推荐采用对数皮尔逊III型曲线，这种分布尤其是对暴雨资料拟合较好，对洪水与年径流资料的拟合也有一定精度。因此，对数皮尔逊III型分布在美国和其他一些西方国家有较大影响。澳大利亚工程师协会也建议在澳大利亚采用这种线型。

设有某水文随机变量X，对变量X取对数得一新的随机变量，即

$$Y=\ln X$$

若Y服从皮尔逊III型分布时，X的分布叫做对数皮尔逊III型分布。因此，Y和X的密度函数分别为

$$f(y)=\frac{\beta^{\alpha}}{\Gamma(\alpha)}(y-a_0)^{\alpha-1}e^{-\beta(y-a_0)} \qquad (4\text{-}23)$$

$$f_1(x)=f(y)\frac{dy}{dx}$$

$$=\frac{\beta^{\alpha}}{x\Gamma(\alpha)}(\ln x-a_0)^{\alpha-1}e^{-\beta(\ln x-a_0)} \qquad (4\text{-}24)$$

其中三个参数α、β、a_0的表达式与式（4-17）完全相同，不过此时的$\bar{x}$、C_v、C_s应为水文随机变量取对数后的相应统计参数。

由以上可知，工程实际中，只要将水文系列取对数后转换成新的系列，便与前面所讲的皮尔逊III型曲线相同，即可绘制频率曲线。

三、频率与重现期的关系

由于频率这个名词比较抽象，为便于理解，实用上常采用重现期与频率并用。所谓重现期是指某随机变量的取值在长时期内平均多少年出现一次，又称多少年一遇。频率P与重现期T的关系，对下列两种不同情况有不同的表示方法。

1）当为了防洪研究暴雨洪水问题时，一般设计频率P小于50%，则

$$T=\frac{1}{P} \qquad (4\text{-}25)$$

式中 T——重现期，以年计；

P——频率，以小数或百分数计。

例如，当设计洪水的频率采用$P=1\%$时，代入上式得$T=100$年，称为百年一遇洪水。

2）当考虑水库兴利调节研究枯水问题时，为了保证灌溉、发电及给水等用水需要，设计频率P常采用大于50%，则

$$T=\frac{1}{1-P} \qquad (4\text{-}26)$$

例如，当灌溉设计保证率$P=80\%$时，代入上式得$T=5$年，称作以五年一遇的枯水年作为设计来水的标准。也就是说平均五年中有一年来水小于此枯水年的水量，而其余四年的来水等于或大于此数值，说明平均具有80%的可靠程度。

必须指出，由于水文现象一般并无固定的周期性，上面所讲的频率是指多年中的平均出现机会，重现期也是指多年中平均若干年可以出现一次。例如百年一遇的洪水，是指大于或等于这样的洪水在长时期内平均100年发生一次，而不能理解为恰好每隔100年遇上一次。对于某具体的100年来说，超过这样大的洪水可能有几次，也可能一次都不出现。

第五节　皮尔逊III型分布参数估计方法

水文频率分布线型选定后，剩下来的工作就是确定参数了。由上节知，皮尔逊III型和对数皮尔逊III型曲线中都包含有均值$\bar{x}$、变差系数C_v和偏态系数C_s等3个独立的参数，一旦这3个参数确定，其分布就完全确定。由于水文变量的总体我们不可能知道，这就需要用有限的样本观测资料去估计总体分布线型中的参数，故称为参数估计。如何合理地估计参数，将直接影响到工程的设计标准、投资数量和经济效益，因此，参数估计在水文频率分析计算中至关重要。目前参数估计的方法很多，各有其优缺点，本节只介绍3种方法，即矩法、三点法和权函数法。由于皮尔逊III型曲线用得最多，加之上节所介绍的对数皮尔逊III型的参数估计可归结为皮尔逊III型的参数估计（只需研究取对数后的水文系列即可），所以本节的参数估计方法只针对皮尔逊III型分布。

一、矩法

随机变量X对原点离差的k次幂的数学期望$E(X^k)$，称为随机变量X的k阶原点矩，而随机变量X对分布中心$E(X)$离差的k次幂的数学期望$E\{[x-E(x)]^k\}$，则称为X的k阶中心矩。水文分析计算中，通常称均值、变差系数、偏态系数的计算式（4-5）、式(4-8）及式（4-9）为矩法公式。这是因为均值的计算式就是样本的一阶原点矩，均方差的计算式（4-7）为二阶中心矩开方，偏态系数计算式（4-9）中的分子则为三阶中心矩。

式（4-5）、式（4-8）及式（4-9）只是样本统计参数的计算式，它们与相应的总体同名参数不一定相等。但是我们希望由样本系列计算出来的统计参数与总体更接近些，因此需将上述公式加以修正，这就是所谓的无偏估值公式或渐近无偏估值公式。

若$\hat{\theta}$为未知参数θ的估计量，且$E(\hat{\theta})=\theta$[这里$E(\hat{\theta})$为$\hat{\theta}$的数学期望]，则称$\hat{\theta}$为θ的无偏估计量。

若$\hat{\theta}_n$为未知参数θ的估计量（$\hat{\theta}_n$与样本容量有关），且

$$\lim_{n\to\infty}E(\hat{\theta}_n)=\theta$$

则称$\hat{\theta}_n$为θ的渐近无偏估计量。

按上述定义，我们可将式（4-5）、式（4-8）和式（4-9）作如下表示和修正。

$$\bar{x}=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}x_i \tag{4-27}$$

$$C_v=\sqrt{\frac{n}{n-1}}\cdot\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(K_i-1)^2}{n}}=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(K_i-1)^2}{n-1}} \tag{4-28}$$

$$C_s=\frac{n^2}{(n-1)(n-2)}\cdot\frac{\sum_{i=1}^{n}(K_i-1)^3}{nC_v^3}\approx\frac{\sum_{i=1}^{n}(K_i-1)^3}{(n-3)C_v^3}\quad（当n较大时）\tag{4-29}$$

水文计算人员习惯称上述三式为无偏估值公式。但实际上后两个公式估计出的C_s和C_v仍然是有偏的（渐近无偏）。必须指出，并不是说用上述无偏估值公式算出来的参数就代表总体参数，而是说有很多个同容量的样本资料，用上述三式计算出来的统计参数的均值，可望等于总体的同名参数。在现行水文频率计算中，当用矩法估计参数时，一般习惯都是用上述三式估算总体的参数，以作为配线法的参考数值（下面第六节讲述配线法），尽管后两个公式并不是精确的无偏估值公式。

二、三点法

当资料系列较长时，按无偏估值公式计算$\bar{x}$、C_v的工作量较大，而三点法则比较简便。因为皮尔逊III型曲线的方程中包含有$\bar{x}$、C_v、C_s3个参数，如果待求的皮尔逊III型曲线已经画出，就可以从这个曲线上任取3个点，其坐标为（x_{p_1}，P_1）、（x_{p_2}，P_2）及（x_{p_3}，P_3），把这3个点的纵坐标值代入原方程中，便得到3个方程，联解便可求得3个参数值，这就是三点法的基本思路。但是，现在的问题是皮尔逊III型曲线待求，只有知道了3个参数后才能画出，怎么办呢？

实际的作法是，先按经验频率点子绘出经验频率曲线，在此曲线上读取3点，并假定这3个点就在待求的皮尔逊III型曲线上，这样，可由式（4-20）建立如下的联立方程：

$$\left.\begin{aligned} x_{p_1}&=\bar{x}+\sigma\Phi(P_1,C_s)\\ x_{p_2}&=\bar{x}+\sigma\Phi(P_2,C_s)\\ x_{p_3}&=\bar{x}+\sigma\Phi(P_3,C_s)\end{aligned}\right\} \tag{4-30}$$

解上述方程组，消去均方差σ，得

$$\frac{x_{p_1}+x_{p_3}-2x_{p_2}}{x_{p_1}-x_{p_3}}=\frac{\Phi(P_1,C_s)+\Phi(P_3,C_s)-2\Phi(P_2,C_s)}{\Phi(P_1,C_s)-\Phi(P_3,C_s)} \tag{4-31}$$

令

$$S=\frac{x_{p_1}+x_{p_3}-2x_{p_2}}{x_{p_1}-x_{p_3}} \tag{4-32}$$

并定名S为偏度系数，当P_1、P_2、P_3已取定时，则有

$$S=M(C_s) \tag{4-33}$$

的函数关系。有关S与C_s的关系已制成表格，见附表3。由式（4-32）求得S后，查表即可得到C_s值。三点法中的P_2一般都取50%，P_1和P_3则取对称值，即$P_3=1-P_1$。若系列项数n在20左右，可取$P=5\%—50\%—95\%$；若n在30左右，则可取$P=3\%—50\%—97\%$；余此类推。

再由式（4-30）可得

$$\sigma=\frac{x_{p_1}-x_{p_3}}{\Phi(P_1,C_s)-\Phi(P_3,C_s)} \tag{4-34}$$

及

$$\bar{x}=x_{p_2}-\sigma\Phi(P_2,C_s)=x_{50\%}-\sigma\Phi_{50\%} \tag{4-35}$$

其中$[\Phi(P_1,C_s)-\Phi(P_3,C_s)]$及$\Phi_{50\%}$只与$C_s$有关，其关系也已制成表，见附表4。这样由前面确定的C_s即可确定$[\Phi(P_1,C_s)-\Phi(P_3,C_s)]$及$\Phi_{50\%}$之值，进而可确定$\sigma$、$\bar{x}$。

最后，由σ和$\bar{x}$便可计算C_s值。

$$C_s=\frac{\sigma}{\bar{x}}$$

三点法方法非常简单，但致命弱点是难以得到三个点的精确位置。一般在目估的经验频率曲线上选取，结果因人而异，有一定的任意性。与矩法一样，三点法在实用中很少单独使用，一般都是与配线法相结合，作为配线法初选参数的一种手段。

三、权函数法

用矩法和三点法估计皮尔逊 III 型分布的 3 个参数时，由于方法本身的缺陷而产生一定的计算误差，其中尤以C_s的计算误差较大，致使结果严重失真。为提高参数C_s的计算精度，近年来水文学者作过很多努力，提出了不少估计方法，如极大似然法、各种单参改正法等。但比较有效的方法还应首推权函数法。该法由我国学者马秀峰于1984年正式提出，其实质在于用一、二阶权函数矩来推求C_s。实践证明，该法有较好的精度。下面我们将对权函数法作简单介绍。

对皮尔逊III型密度函数式（4-16）两端取对数得

$$\ln f(x)=\ln\frac{\beta^\alpha}{\Gamma(\alpha)}+(\alpha-1)\ln(x-a_0)-\beta(x-a_0)$$

将上式两边求导，并利用式（4-17）推出的关系式$\frac{\alpha}{\beta}=\bar{x}-a_0$化简可得

$$\frac{f'(x)}{f(x)}=\frac{\alpha-1-\beta(x-a_0)}{x-a_0}=-\frac{1+\beta(x-\bar{x})}{x-a_0}$$

即

$$(x-a_0)f'(x)=-[1+\beta(x-\bar{x})]f(x)$$

上式两边乘以权函数$\varphi(x)$，再积分，则有

$$\int_{a_0}^{\infty}(x-a_0)\varphi(x)f'(x)dx=-\int_{a_0}^{\infty}[1+\beta(x-\bar{x})]\varphi(x)f(x)dx$$

将左边分部积分，并利用皮尔逊III型曲线的性质

$$\lim_{x\to a_0}f(x)=\lim_{x\to\infty}f(x)=0$$

则上面含有积分的方程可化为下列形式：

$$a_0\int_{a_0}^{\infty}\varphi'(x)f(x)dx+\beta\int_{a_0}^{\infty}(x-\bar{x})\varphi(x)f(x)dx=\int_{a_0}^{\infty}x\varphi'(x)f(x)dx \qquad (4\text{-}36)$$

利用式（4-17），则可由式（4-36）解出C_s，即

$$C_s=\frac{2}{\sigma}\cdot\frac{\int_{a_0}^{\infty}(x-\bar{x})\varphi(x)f(x)dx-\sigma^2\int_{a_0}^{\infty}\varphi'(x)f(x)dx}{\int_{a_0}^{\infty}(x-\bar{x})\varphi'(x)f(x)dx} \qquad (4\text{-}37)$$

下面的问题是：如何选取一个权函数$\varphi(x)$，使得用“有限和”取代式（4-37）中的

"无限积分"时C_s具有最高的计算精度。

权函数的选取应满足下列两个条件：

1）$\varphi(x)$非负且连续可微；

2）$\int_{a_0}^{\infty}\varphi(x)dx=1$。

我们知道，用式（4-37）计算C_s，要想保持一定的计算精度，一个必要条件是该公式分母的积分运算，不因正负相消而失去有效数字。为此所选的权函数必须使函数$(x-\bar{x})\times\varphi'(x)$在区间$(a_0,\infty)$上不改变符号。为满足这一条件，可取

$$\sigma^2\varphi'(x)=-\lambda(x-\bar{x})\varphi(x) \qquad (4\text{-}38)$$

求解上述微分方程得

$$\varphi(x)=Ce^{-\frac{\lambda}{2}\left(\frac{x-\bar{x}}{\sigma}\right)^2} \qquad (4\text{-}39)$$

式中，$\lambda>0$，是为控制计算精度而设置的待定常数。经大量的计算表明，取$\lambda=1$具有较好的效果。

由$\lambda=1$和$\int_{a_0}^{\infty}\varphi(x)dx=1$可求出积分常数

$$C=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma}$$

即

$$\varphi(x)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma}e^{-\frac{(x-\bar{x})^2}{2\sigma^2}} \qquad (4\text{-}40)$$

由上式可知，所选取的权函数为一正态分布的密度函数。

将式（4-40）代入式（4-37），并经整理可导出C_s的计算公式

$$C_s=-4\sigma\frac{E}{G}=-4\bar{x}C_v\frac{E}{G} \qquad (4\text{-}41)$$

其中

$$E=\int_{a_0}^{\infty}(x-\bar{x})\varphi(x)f(x)dx\approx\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})\varphi(x_i) \qquad (4\text{-}42)$$

$$G=\int_{a_0}^{\infty}(x-\bar{x})^2\varphi(x)f(x)dx\approx\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2\varphi(x_i) \qquad (4\text{-}43)$$

公式（4-41）～（4-43）便是用权函数法计算皮尔逊III型频率曲线参数C_s的具体形式，其中式（4-42）和式（4-43）可分别理解为一阶与二阶加权中心矩。

四、抽样误差

由于水文系列的总体往往无限，目前的实测资料仅是一个样本，显然，由有限的样本

资料来估计总体的相应统计参数值，总带有一定的误差，这种误差与计算误差不同，它是由随机抽样引起的，称为抽样误差。为叙述方便，下面仅以矩法的样本均值为例，说明抽样误差的概念和估算方法。

假设从某随机变量的总体中随意抽取 k 个容量相同的样本，分别算出各个样本的均值 $\bar{x}_1,\bar{x}_2,\bar{x}_3,\cdots,\bar{x}_k$，这些均值对其总体均值 $\bar{x}_{总}$ 的抽样误差为 $\Delta\bar{x}_i=\bar{x}_i-\bar{x}_{总}(i=1,2,\cdots,k)$。抽样误差 $\Delta\bar{x}$ 有大有小，各种数值出现的机会不同，即每一数值都有一定的概率，也就是说它也是随机变量，因而样本均值 $\bar{x}$ 也是一随机变量，因为它们相差一常数 $\bar{x}_{总}$。既然 $\Delta\bar{x}$ 是随机变量，也就有其分布，我们称之为抽样误差分布。由误差分布理论知，抽样误差可近似服从正态分布。因此，$\bar{x}$ 的抽样分布与 $\Delta\bar{x}$ 的分布相同，也近似服从正态分布（因为它们相差一常数）。

可以证明，当样本个数 k 很多时，均值抽样分布的数学期望正好是总体的均值 $\bar{x}_{总}$。因此，可以用抽样分布中的均方差（标准差）$\sigma_{\bar{x}}$ 作为度量抽样误差的指标，$\sigma_{\bar{x}}$ 大表示抽样误差大，$\sigma_{\bar{x}}$ 小表示抽样误差小。为区别起见，把这个均方差 $\sigma_{\bar{x}}$ 称为样本均值的均方误。

由正态分布的性质知：

$$P(\bar{x}-\sigma_{\bar{x}}\leqslant\bar{x}_{总}\leqslant\bar{x}+\sigma_{\bar{x}})=68.3\%$$

$$P(\bar{x}-3\sigma_{\bar{x}}\leqslant\bar{x}_{总}\leqslant\bar{x}+3\sigma_{\bar{x}})=99.7\%$$

也就是说，如果我们随机抽样取一个样本，以此样本的均值作为总体均值的估计值，则有68.3%的可能性误差不超过 $\sigma_{\bar{x}}$，有99.7%的可能性误差不超过 $3\sigma_{\bar{x}}$。

以上对样本均值抽样误差的讨论，同样也适用于其它样本参数。σ、C_v 和 C_s 的抽样误差也分别用 σ_σ、σ_{C_v} 和 σ_{C_s} 来度量，它们分别表示 σ、C_v 和 C_s 的抽样均方误。根据统计理论，可推导出各参数的均方误公式，它们与总体分布有关。

当总体为皮尔逊III型分布且用矩法公式（4-27）～（4-29）估算参数时，样本参数的均方误公式如下：

$$\sigma_{\bar{x}}=\frac{\sigma}{\sqrt{n}} \tag{4-44}$$

$$\sigma_\sigma=\frac{\sigma}{\sqrt{2n}}\sqrt{1+\frac{3}{4}C_s^2} \tag{4-45}$$

$$\sigma_{C_v}=\frac{C_v}{\sqrt{2n}}\sqrt{1+2C_s^2+\frac{3}{4}C_s^2-2C_sC_s} \tag{4-46}$$

$$\sigma_{C_s}=\sqrt{\frac{6}{n}\left(1+\frac{3}{2}C_s^2+\frac{5}{16}C_s^4\right)} \tag{4-47}$$

上述误差公式，只是许多容量相同的样本误差的平均情况，至于某个实际样本的误差可能小于这些误差，也可能大于这些误差，不是公式所能估算的。样本实际误差的大小要看样本对总体的代表性高低而定。

表 4-2　　样本参数的均方误（相对误差，%）

参数 / C_s	$\bar{x}$				C_v				C_s			
n	100	50	25	10	100	50	25	10	100	50	25	10
0.1	1	1	2	3	7	10	14	22	126	178	252	390
0.3	3	4	6	10	7	10	15	23	51	72	102	162
0.5	5	7	10	12	8	11	16	25	41	58	82	130
0.7	7	10	14	22	9	12	17	27	40	56	80	126
1.0	10	14	20	23	10	14	20	32	42	60	85	134

表4-2列出了皮尔逊III型分布 $C_s=2C_v$ 时各特征数的抽样误差。从表中可以看出，样本均值$\bar{x}$和变差系数C_v的均方误相对较小，而偏态系数C_s的均方误则很大。例如，当$n=100$时，C_s的相对误差在40%～126%之间，如$n=10$时，则C_s的相对误差更大，在126%以上，就是说，超出了C_s本身的数值。水文资料系列一般都少于100年，由资料直接根据矩法公式计算C_s的相对误差太大，难以满足实际要求。因此，工程水文计算中，一般不直接使用矩法估算参数，而是广泛采用一种配线法，矩法、三点法以及权函数法均可作为配线法初选参数的一种手段，且在使用矩法初选参数时，一般不计算C_s，而是假定C_s为C_v的某一倍数，这就是下一节所要介绍的内容。

第六节　现行水文频率计算方法——配线法

一、配线法步骤

配线法是以经验频率点据为基础，给它们选配一条符合较好的理论频率曲线，并以此来估计水文要素总体的统计规律。具体步骤如下：

1）将实测资料由大到小排列，计算各项的经验频率，在频率格纸上点绘经验点据（纵坐标为变量的取值，横坐标为对应的经验频率）。

2）选定水文频率分布线型（一般选用皮尔逊III型）。

3）假定一组参数$\bar{x}$、C_v和C_s。为了使假定值大致接近实际，可用矩法、三点法以及权函数法求出3个参数的值，作为第一次的$\bar{x}$、C_v和C_s的假定值。当用矩法估计时，因C_s的抽样误差太大，一般不计算C_s，而是根据经验假定C_s为C_v的某一倍数。

4）根据假定的$\bar{x}$、C_v和C_s，查附表2或附表1，计算x_p值。以x_p为纵坐标，P为横坐标，即可得到频率曲线。将此线画在绘有经验点据的图上，看与经验点据配合的情况，若不理想，则修改参数再次进行计算。主要调整C_v以及C_s。

5）最后根据频率曲线与经验点据的配合情况，从中选择一条与经验点据配合较好的曲线作为采用曲线，相应于该曲线的参数便看作是总体参数的估值。

6）求指定频率的水文变量设计值。

由以上可以看出，配线法层次清楚、图象显明，方法灵活，操作容易，所以在水文计

算中广泛采用。

二、统计参数对频率曲线的影响

为了避免上述配线时修改参数的盲目性，需要了解统计参数对频率曲线的影响。

1.均值$\bar{x}$对频率曲线的影响

当皮尔逊III型频率曲线的另外两个参数C_v和C_s不变时，由于均值$\bar{x}$的不同，可以使频率曲线发生很大的变化。我们把$C_v=0.5$、$C_s=1.0$，而$\bar{x}$分别为50、75、100的3条皮尔逊III型频率曲线同绘于图4-6中。从图中可以看出下列两点规律：

1）C_v和C_s相同时，由于均值不同，频率曲线的位置也就不同，均值大的频率曲线位于均值小的频率曲线之上；

2）均值大的频率曲线比均值小的频率曲线陡。

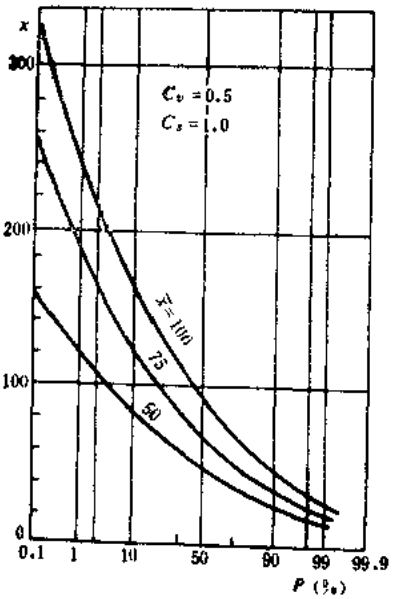


图 4-6 $C_v=0.5$、$C_s=1.0$时，不同$\bar{x}$对频率曲线的影响

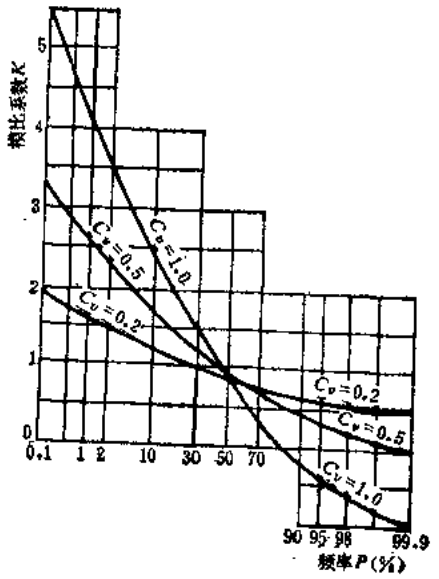


图 4-7 $C_s=1.0$时，各种C_v对频率曲线的影响

2.变差系数C_v对频率曲线的影响

为了消除均值的影响，我们以模比系数K为变量绘制频率曲线，如图4-7所示。图中$C_s=1.0$。当$C_v=0$时，说明随机变量的取值都等于均值，故频率曲线即为$K=1$的一条水平线。C_v越大，说明随机变量相对于均值越离散，因而频率曲线将越偏离$K=1$的水平线。随着C_v的增大，频率曲线的偏离程度也随之增大，显得越来越陡。

3.偏态系数C_s对频率曲线的影响

图4-8为$C_v=0.1$时各种不同的C_s对频率曲线的影响情况。从图中可以看出，正偏情况下，C_s愈大时，均值（即图中$K=1$）对应的频率愈小，频率曲线的中部愈向左偏，且上段愈陡，下段愈平缓。

三、计算实例

【例1】 已知某枢纽处实测21年的年最大洪峰流量资料列于表4-3中第（1）、（2）栏。试根据该资料用矩法初选参数配线，并推求百年一遇的洪峰流量。具体步骤如下：

1.点绘经验频率曲线

将原始资料按由大到小次序排列，列入表4-3中第（4）栏；用公式$P=\frac{m}{n+1}\times 100\%$计算经验频率，列入表4-3中第（8）栏，并将第（4）栏与第（8）栏的数值对应点绘经验频率于频率格纸上（见图4-9）。

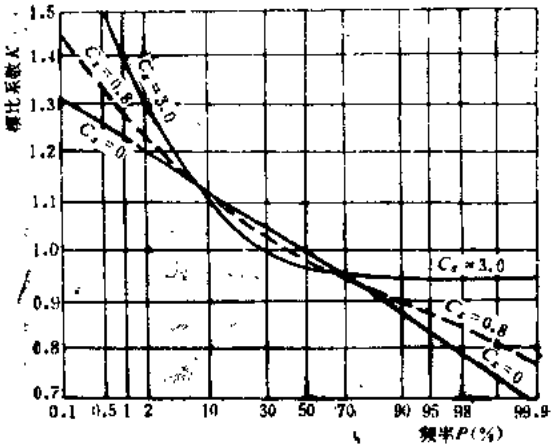


图 4-8 $C_v=0.1$时，各种C_s对频率曲线的影响

2.按无偏估值公式计算统计参数

1）计算年最大洪峰流量的均值。

表 4-3 某枢纽处年最大洪峰流量频率计算表

年份	洪峰流量 Q_i(m³/s)	序号	由大到小排列 Q_i(m³/s)	模比系数 K_i	K_i-1	$(K_i-1)^2$	$P=\frac{m}{n+1}\times 100\%$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
1945	1540	1	2750	2.20	1.20	1.44	4.6
1946	980	2	2390	1.92	0.92	0.846	9.0
1947	1090	3	1860	1.49	0.49	0.240	13.6
1948	1050	4	1740	1.40	0.40	0.160	18.2
1949	1860	5	1540	1.24	0.24	0.0576	22.7
1950	1140	6	1520	1.22	0.22	0.0484	27.3
1951	980	7	1270	1.02	0.02	0.0004	31.8
1952	2750	8	1260	1.01	0.01	0.0001	36.4
1953	762	9	1210	0.971	−0.029	0.0008	40.9
1954	2390	10	1200	0.963	−0.037	0.0014	45.4
1955	1210	11	1140	0.915	−0.085	0.0072	50.5
1956	1270	12	1090	0.875	−0.125	0.0156	54.6
1957	1200	13	1050	0.843	−0.157	0.0246	59.1
1958	1740	14	1050	0.843	−0.157	0.0246	63.6
1959	883	15	980	0.786	−0.214	0.0458	68.2
1960	1260	16	883	0.708	−0.292	0.0853	72.7
1961	408	17	794	0.637	−0.363	0.1318	77.3
1962	1050	18	790	0.634	−0.366	0.1340	81.8
1963	1520	19	762	0.611	−0.389	0.1513	86.4
1964	483	20	483	0.388	−0.612	0.3745	90.9
1965	794	21	408	0.327	−0.673	0.4529	95.4
总计	26170		26170	21.001	+3.500 −3.499	4.2423	

$$\bar{Q}=\frac{\sum_{1}^{n}Q}{n}=\frac{26170}{21}=1246\text{m}^3/\text{s}$$

式中，$\sum_{1}^{n}Q_i=26170\text{m}^3/\text{s}$为表4-3中第（4）栏的总和。

2）计算变差系数。

$$C_v=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(K_i-1)^2}{n-1}}=\sqrt{\frac{4.2423}{21-1}}=0.46$$

其中，$K_i=\frac{Q_i}{\bar{Q}}$为各项的模比系数，列于表中第（5）栏；$\sum_{i=1}^{n}(K_i-1)^2=4.2423$为第（7）栏的总和。

3.选配理论频率曲线

1）$\bar{Q}=1246\text{m}^3/\text{s}$，取$C_v=0.5$，并假定$C_s=2C_v=1.0$，查附表2，得出相应于不同频率$P$的$K_p$值，列入表4-4中第（2）栏，乘以$\bar{Q}$得相应的$Q_p$值，列入表4-4中第（3）栏。

将表4-4中第（1）、（3）两栏的对应数值点绘曲线，发现理论频率曲线的中段与经验频率点据配合较好，但头部偏于经验频率点据的下方，而尾部又偏于经验频率点的上方。

表 4-4　　理论频率曲线选配计算表

频率 P (%)	第一次配线 $\bar{Q}=1246$ $C_v=0.5$ $C_s=2C_v=1.0$		第二次配线 $\bar{Q}=1246$ $C_v=0.6$ $C_s=2C_v=1.2$		第三次配线 $\bar{Q}=1246$ $C_v=0.6$ $C_s=2.5C_v=1.5$	
	K_p	Q_p	K_p	Q_p	K_p	Q_p
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
1	2.51	3127	2.89	3600	3.00	3738
5	1.94	2417	2.15	2680	2.17	2704
10	1.67	2080	1.80	2243	1.80	2243
20	1.38	1720	1.44	1794	1.42	1770
50	0.92	1146	0.89	1109	0.86	1071
75	0.64	797	0.56	698	0.56	698
90	0.44	548	0.35	436	0.39	486
95	0.34	424	0.26	324	0.32	399
99	0.21	262	0.13	162	0.24	299

2）改变参数，重新配线。由第一次配线结果表明，需要增大C_v值。现取$C_v=0.6$，$C_s=2C_v=1.2$，再查附表2，得相应于不同P的K_p值，并计算各Q_p值，列于表4-4中第（4）、（5）栏，经与经验点据配合，发现头部配合较好，但尾部与经验点据偏低较多。

3）再次改变参数，第三次配线。在第二次配线的基础上，为使尾部抬高一些与经验点据相配合，需增大C_s值。因此，取$C_v=0.6$，$C_s=2.5C_v=1.5$，再次计算理论频率曲

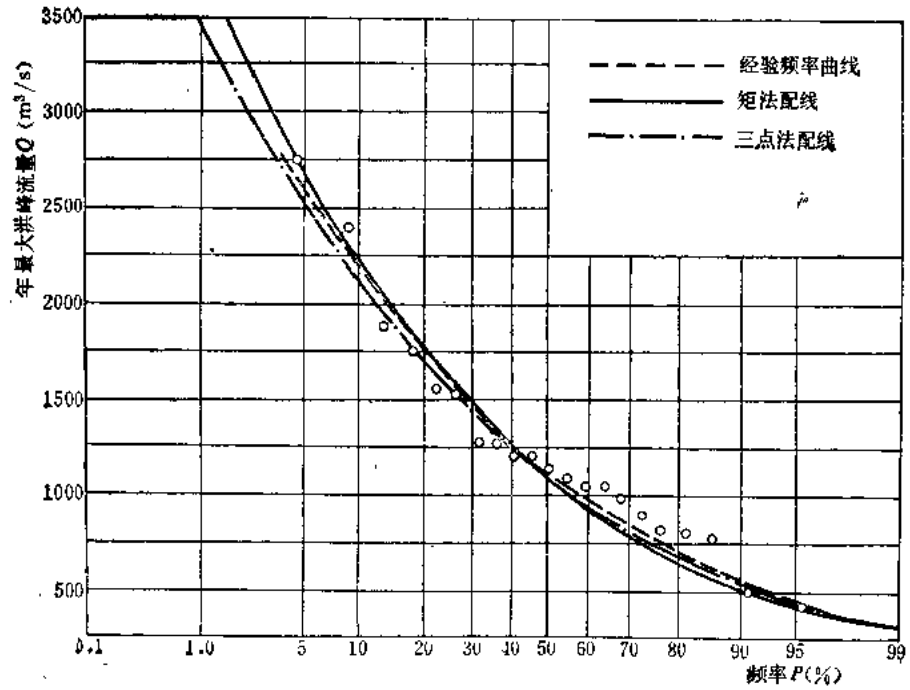


图 4-9　某枢纽处年最大洪峰流量频率曲线

线，与经验点据配合较为合适，即作为采用的理论频率曲线（见图4-9）。

4.推求百年一遇的设计洪峰流量

由图4-9，查$P=1\%$对应的流量为$Q_p=3730m^3/s$。

【例2】 采用例1的最大洪峰流量资料，按三点法初选参数进行配线。具体步骤如下：

1）点绘经验频率曲线，见图4-9中虚线。

2）从经验频率曲线上读得$Q_{5\%}=2600m^3/s$，$Q_{50\%}=1100m^3/s$，$Q_{95\%}=408m^3/s$。由式（4-32）可以求出：

$$S=\frac{Q_{5\%}+Q_{95\%}-2Q_{50\%}}{Q_{5\%}-Q_{95\%}}$$

$$=\frac{2600+408-2\times1100}{2600-408}=0.369$$

查附表3，当$S=0.369$时，$C_s=1.31$。再查附表4，当$C_s=1.31$时，$\Phi_{50\%}=-0.209$，$\Phi_{5\%}-\Phi_{95\%}=3.146$。由此可以算出

$$\sigma=\frac{Q_{5\%}-Q_{95\%}}{\Phi_{5\%}-\Phi_{95\%}}=\frac{2600-408}{3.146}=696.8$$

$$\bar{Q}=Q_{50\%}-\sigma\Phi_{50\%}=1100-696.8\times(-0.209)$$

$$=1246m^3/s$$

$$C_v=\frac{\sigma}{\bar{Q}}=\frac{696.8}{1246}=0.56$$

3）取$\bar{Q}=1246m^3/s$，$C_s=0.55$，$C_s=2.5C_v=1.375$进行配线，如图4-9所示。由于

该线与经验点据配合较好，故取作最后的成果（注意：例1中的配线与本例的配线基本上是一致的）。

【例3】 采用例1的资料，按权函数法估计参数进行配线。其步骤如下：

（1）按矩法或三点法先估计参数$\bar{Q}$、C_s。根据例1的结果，选取$\bar{Q}=1246m^3/s$，$C_s=0.60$，由此可算出$\sigma=\bar{Q}C_v=747.6$。

（2）按权函数法计算C_s

1）计算权函数值

$$\varphi(Q_i)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\sigma}e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{Q_i-\bar{Q}}{\sigma}\right)^2}$$

并列于表4-5中第（3）栏。

2）由表4-3中第（6）、（7）两栏的数值，计算$(K_i-1)\varphi(Q_i)$和$(K_i-1)^2\varphi(Q_i)$值，并分别列于表4-5中第（4）、（5）栏

3）计算C_s。

表 4-5　　权 函 数 法 计 算 表

序号	由大到小排列的Q_i (m^3/s)	$\varphi(Q_i)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\,\bar{x}\,C_v}\times e^{-\frac{(K_i-1)^2}{2C_v^2}}$ ($\times10^{-5}$)	$(K_i-1)\varphi(Q_i)$($\times10^{-4}$)	$(K_i-1)^2\varphi(Q_i)$($\times10^{-4}$)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1	2750	7.05	8.46	10.15
2	2390	16.55	15.23	14.00
3	1860	38.10	18.67	9.14
4	1740	42.91	17.16	6.87
5	1540	49.41	11.86	2.85
6	1520	49.91	10.98	2.42
7	1270	53.35	1.07	0.02
8	1260	53.37	0.53	0.01
9	1210	53.32	−1.55	0.04
10	1200	53.28	−1.97	0.07
11	1140	52.85	−4.49	0.38
12	1090	52.23	−6.53	0.81
13	1050	51.58	−8.10	1.27
14	1050	51.58	−8.10	1.27
15	980	50.11	−10.72	2.30
16	883	47.44	−13.85	4.05
17	794	44.46	−16.14	5.86
18	790	44.32	−16.22	5.94
19	762	43.29	−16.84	6.55
20	483	31.71	−19.41	11.88
21	408	28.48	−19.17	12.90
Σ	26170		−59.13	98.78

因为

$$E=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(Q_i-\bar{Q})\varphi(Q_i)$$

$$=\frac{\bar{Q}}{n}\sum_{i=1}^{n}(K_i-1)\varphi(Q_i)$$

$$G=\frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n}(Q_i-\bar{Q})^2\varphi(Q_i)$$

$$=\frac{\bar{Q}^2}{n}\sum_{i=1}^{n}(K_i-1)^2\varphi(Q_i)$$

所以

$$C_s=-4\bar{Q}C_v\frac{E}{G}$$

$$=-4C_v\frac{\sum_{i=1}^{n}(K_i-1)\varphi(Q_i)}{\sum_{i=1}^{n}(K_i-1)^2\varphi(Q_i)}$$

$$=-4\times0.60\times\frac{-59.13\times10^{-5}}{98.78\times10^{-5}}$$

$$=1.44$$

（3）根据$\bar{Q}=1246m^3/s$,$C_v=0.60$,$C_s=1.44$进行配线。先由$C_s=1.44$查附表1得不同P值对应的Φ_p值，再由$\Phi_p=\frac{Q_p-\bar{Q}}{\sigma}$，将$\Phi_p$转化成相应的$Q_p$值（见表4-6），据此可绘出频率曲线，如图4-10所示。由图可知，该曲线与经验点据配合尚好，故作为最后的曲线。

由上述几个算例可知，矩法、三点法估计的C_s与最后配线的成果出入很大，而权函数法估计的C_s比较接近实际，即权函数法估计的C_s精度较高，这正是权函数法的优点。但权函数法本身不能估计$\bar{x}$、C_v，需要配合其它方法（如矩法、三点法）使用，且C_s的精度受$\bar{x}$、C_v估算精度的影响，这是它的缺陷。

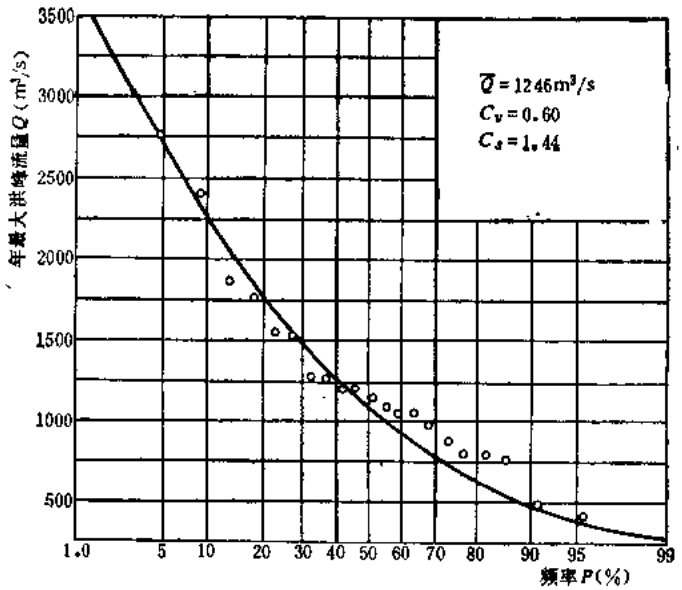


图 4-10 某枢纽处年最大洪峰流量频率曲线（权函数法配线）

表 4-6　　权函数法最后配线结果

（$\bar{Q}=1246$，$C_v=0.6$，$C_s=1.44$）

P	Φ_p	Q_p	P	Φ_p	Q_p
（1）	（2）	（3）	（1）	（2）	（3）
1	3.294	3708	50	−0.23	1074
2	2.722	3381	75	−0.73	700
5	1.944	2700	90	−1.03	476
10	1.330	2240	95	−1.15	386
20	0.702	1771	99	−1.296	277

第七节　相　关　分　析

一、相关关系的概念

自然界中的许多现象之间是有一定联系的。例如降水与径流之间，上下游洪水之间，水位与流量之间等等都存在着一定的联系。相关分析就是要研究两个或多个随机变量之间的联系。

在水文计算中，我们经常遇到某一水文要素的实测资料系列很短，而与其有关的另一要素的资料却比较长，这样我们就可以通过相关分析来把短期系列延长。此外，在水文预报中也经常采用相关分析的方法。

不过在相关分析时，必须先分析一下它们在成因上是否确有联系，否则把毫无关联的现象，只凭其数字上的偶然巧合，硬凑出它们之间的关系，那是唯心的、毫无意义的。

两种现象（变量）之间的关系一般可以有 3 种情况：

（一）完全相关（函数关系）

两个变量x与y之间，如果每给定一个x值，就有一个完全确定的y值与之对应，则这两个变量之间的关系就是完全相关（或称函数关系）。其相关的形式可为直线关系或曲线关系（见图4-11）。

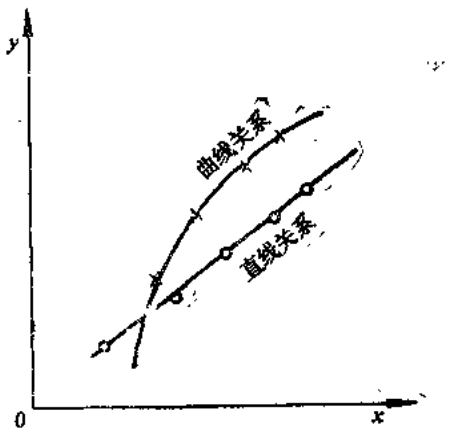


图 4-11　完全相关示意图

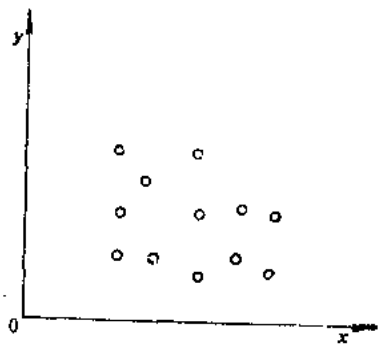


图 4-12　零相关示意图

（二）零相关（没有关系）

两变量之间毫无联系，或某一现象的变化不影响另一现象的变化，这样两个变量之间的关系为零相关或没有关系（见图4-12）。

（三）相关关系

若两个变量之间的关系界于完全相关和零相关之间，则称为相关关系。在水文计算中，由于影响水文现象的因素错综复杂，有时为简便起见，只考虑其中最主要的一个因素而略去其次要因素，例如径流与相应的降雨量之间的关系，或同一断面的流量与相应水位之间的关系等。如果把它们的对应数值点绘在方格纸上，便可看出这些点子虽有点散乱，但其平均关系还是有一个明显的趋势，这种趋势可以用一定的曲线（包括直线）来配合，如图4-13所示。这便是简单的相关关系。

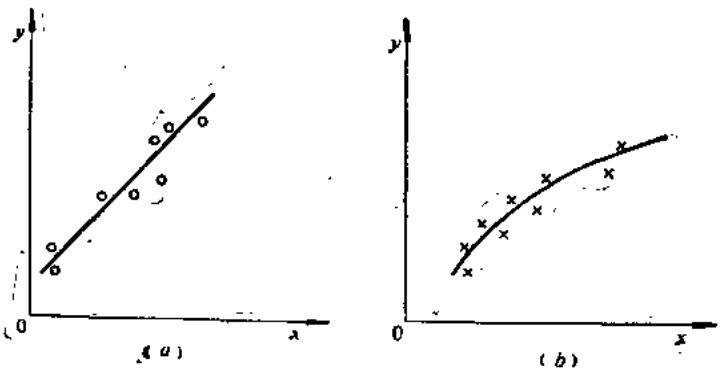


图 4-13　相关关系示意图

（a）直线相关；（b）曲线相关

以上研究两个变量（现象）的相关关系，一般称为简单相关。若研究3个或3个以上变量（现象）的相关关系时，则称为复相关，在相关关系的图形上可分为直线相关和非直线相关两类。在水文计算中常用的是简单相关，水文预报中常用复相关。本节以研究简单相关中的直线相关为主，并简述一下复相关。

二、简单直线相关

（一）相关图解法

设 x_i、y_i代表两系列的观测值，共有 n 对，把对应值点绘于方格纸上，如果点据的平均趋势近似于直线，则可用直线来近似地代表这种相关关系。若点据分布较集中，可以直接利用作图的方法求出相关直线，叫做相关图解法。此法是先目估通过点群中间及（$\bar{x}$，$\bar{y}$）点，绘出一条直线，然后在图上量得直线的斜率 b，直线与纵轴的截距 a，则直线方程式 $y=a+bx$ 即为所求的相关线方程。该法简便实用，一般精度尚可。

现以某站年降雨量和年径流量资料的相关分析为例，说明相关图的绘制。

该站年降雨量 x 和年径流量 y 的同期资料如表4-7所示。

根据设计要求，需要延长该站的年径流量 y。从物理成因上分析，同一站的年降雨量和年径流量确有联系，根据过去水文分析计算的经验可知，它们之间的关系可近似为直

线关系，又从水文年鉴上看该站年降雨量资料较长，因此可以作相关分析，用年降雨量资料延长年径流量资料。现以年降雨量x为横坐标，以年径流量y为纵坐标，将表4-7中各年数值点绘于图上得12个相关点子，如图4-14所示。从图上可以看出，这些相关点子分布基本上呈直线趋势。因此，可以通过点群中间按趋势目估绘出相关直线（如图4-14中的①线）。因为我们的目的是由较长期的年降雨量资料延长较短期的年径流量资料y，所以，在定线时要尽量使各相关点子距离所定直线的纵向离差（Δy_i）的平方和（$\Sigma \Delta y_i^2$）最小。

表 4-7　　某站年降雨量和年径流量资料

年　份	年降雨量x (mm)	年径流量y (mm)	年　份	年降雨量x (mm)	年径流量y (mm)
1954	2014	1362	1960	1306	778
1955	1211	728	1961	1029	337
1956	1728	1369	1962	1316	809
1957	1157	695	1963	1356	929
1958	1257	720	1964	1266	796
1959	1029	534	1965	1052	383

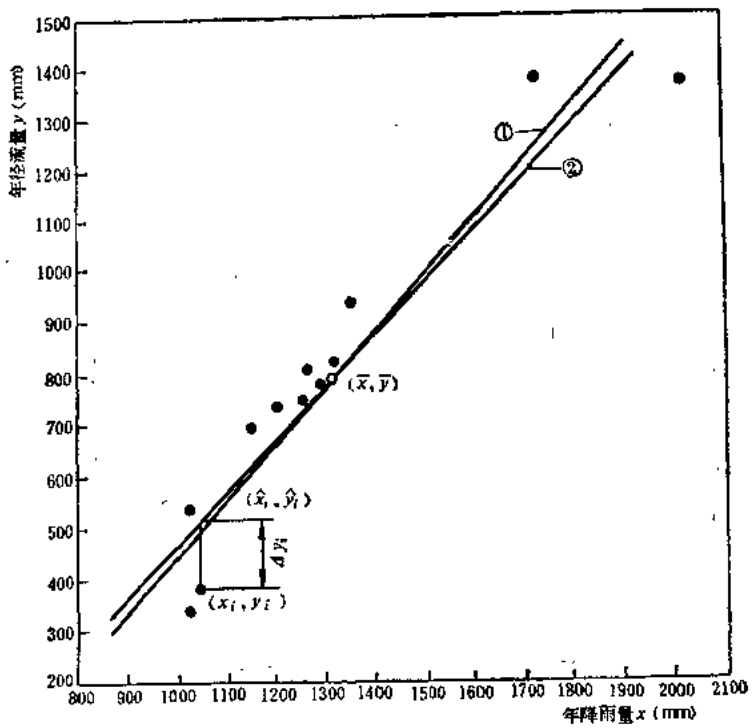


图 4-14　某站年降雨量和年径流量相关图
①一目估定线；②一计算的回归线

（二）相关计算法

如果相关点据分布较散，目估定线存在一定的任意性，为了精确起见，最好采用分析法来确定相关线的方程。设直线方程的形式为

$$y=a+bx \tag{4-48}$$

式中 x——自变量；

y——倚变量；

a，b——待定常数。

从图4-14可以看出，观测点与配合的直线在纵轴方向的离差为

$$\Delta y_i=y_i-\hat{y}_i=y_i-a-bx_i$$

要使直线拟合“最佳”，须使离差Δy_i的平方和为“最小”。即使

$$\sum_{i=1}^{n}(\Delta y_i)^2=\sum_{i=1}^{n}(y_i-\hat{y}_i)^2=\sum_{i=1}^{n}(y_i-a-bx_i)^2 \tag{4-49}$$

为极小值。

欲使上式取得极小值，可分别对a及b求一阶导数，并使其等于零，即令

$$\left.\begin{aligned}\frac{\partial\sum_{i=1}^{n}(y_i-a-bx_i)^2}{\partial a}&=0\\ \frac{\partial\sum_{i=1}^{n}(y_i-a-bx_i)^2}{\partial b}&=0\end{aligned}\right\}$$

求解上述方程组可得

$$b=r\frac{\sigma_y}{\sigma_x} \tag{4-50}$$

$$a=\bar{y}-b\bar{x}=\bar{y}-r\frac{\sigma_y}{\sigma_x}\bar{x} \tag{4-51}$$

$$r=\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})(y_i-\bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2\sum_{i=1}^{n}(y_i-\bar{y})^2}}=\frac{\sum_{i=1}^{n}(K_{xi}-1)(K_{yi}-1)}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(K_{xi}-1)^2\sum_{i=1}^{n}(K_{yi}-1)^2}} \tag{4-52}$$

式中 σ_x、σ_y——x、y系列的均方差；

$\bar{x}$、$\bar{y}$——x、y系列的均值；

r——相关系数，表示x、y间关系的密切程度。

将式（4-50）、（4-51）代入式（4-48）中，得

$$y-\bar{y}=r\frac{\sigma_y}{\sigma_x}(x-\bar{x}) \tag{4-53}$$

此式称为y倚x的回归方程式，它的图形称为回归线，如图4-14中的②线所示。

$r\frac{\sigma_y}{\sigma_x}$是回归线的斜率，一般称为$y$倚$x$的回归系数，并记为$R_{y/x}$即

$$R_{y/x}=r\frac{\sigma_y}{\sigma_x} \tag{4-54}$$

必须注意，由回归方程所定的回归线只是观测资料平均关系的配合线，观测点子不会完全落在此线上，而是分布于两侧，说明回归线不能完完全全代表两变量间的关系，它只是在一定标准情况下与实测点子的最佳配合线。

以上讲的是y倚x的回归方程，即x为自变量，y为倚变量，应用于由x求y中。若以y求x，则要应用x倚y的回归方程。同理，可推得x倚y的回归方程为

$$x-\bar{x}=R_{x/y}(y-\bar{y}) \tag{4-55}$$

式中

$$R_{x/y}=r\frac{\sigma_x}{\sigma_y} \tag{4-56}$$

（三）相关分析的误差

1.回归线的误差

回归线仅是观测点据的最佳配合线，因此回归线只反映两变量间的平均关系，利用回归线来插补延长系列时，总有一定的误差。这种误差有的大，有的小，根据误差理论，其分布一般是服从正态分布。为了衡量这种误差的大小，常采用均方误来表示，如用S_y表示y倚x回归线的均方误，y_i为观测点据的纵坐标，$\hat{y}_i$为由x_i通过回归线求得的纵坐标，n为观测项数，则

$$S_y=\sqrt{\frac{\Sigma(y_i-\hat{y}_i)^2}{n-2}} \tag{4-57}$$

同样，x倚y回归线的均方误S_x为

$$S_x=\sqrt{\frac{\Sigma(x_i-\hat{x}_i)^2}{n-2}} \tag{4-58}$$

式（4-57）、（4-58）皆为无偏估值公式。

回归线的均方误S_y与变量的均方差σ_y，从性质上讲是不同的。前者是由观测点与回归线之间的离差求得，而后者则由观测点与它的均值之间的离差求得。根据统计学上的推理，可以证明两者具有下列关系：

$$S_y=\sigma_y\sqrt{1-r^2} \tag{4-59}$$

$$S_x=\sigma_x\sqrt{1-r^2} \tag{4-60}$$

正如以上所指出的，由回归方程式算出的$\hat{y}_i$值，仅仅是许多y_i的一个“最佳”拟合或平均趋值。按照误差原理，这些可能的取值y_i落在回归线两侧一个均方误范围内的概率为68.27%，落在3个均方误范围内的概率为99.7%，如图4-15所示。

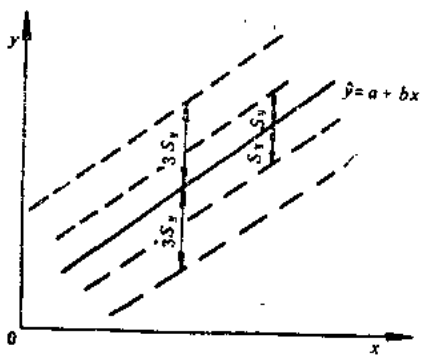


图 4-15　y倚x回归线的误差范围

必须指出，在讨论上述误差时，没有考虑样本的抽样误差。事实上，只要用样本资料来估计回归方程中的参数，抽样误差就必然存在。可以证明，这种抽样误差在回归线的中段较小，而在上下段较大，在使用回归线时，对此必须给予注意。

2.相关系数及其误差

（1）相关系数　相关系数表明两变量的相关程度。由式（4-50）可知

$$b=\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})(y_i-\bar{y})}{\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2} \tag{4-61}$$

将式（4-51）代入式（4-49），并利用式（4-61）化简后可得

$$\sum_{i=1}^{n}(y_i-\hat{y}_i)^2=A-B \tag{4-62}$$

其中，　　$A=\sum_{i=1}^{n}(y_i-\bar{y})^2$，　$B=b^2\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2$

因为A、B均为正值，由（4-62）可知

$$A\geqslant B$$

所以

$$0\leqslant\frac{B}{A}=\frac{b^2\sum_{i=1}^{n}(x_i-\bar{x})^2}{\sum_{i=1}^{n}(y_i-\bar{y})^2}\leqslant 1 \tag{4-63}$$

将式（4-61）代入上式得

$$0\leqslant\frac{B}{A}=r^2\leqslant 1 \tag{4-64}$$

根据式（4-64）可作如下判断：

1）当$\Sigma(y_i-\hat{y}_i)^2=0$时，所有观测点都位于一直线上，两变量间具有函数关系，由式（4-62）知，此时$A=B$。因此$r^2=1$，$r=\pm 1$。这种情况就是前面说的完全相关。

2）当$\Sigma(y_i-\hat{y}_i)^2$愈大时，A值愈大于B值，则r^2愈小，至$r=0$时，即为零相关。

3）当$\Sigma(y_i-\hat{y}_i)^2$介于上述两种情况之间时，r^2介于0与1之间，其大小视A、B的差值而定，r的绝对值愈大，其相关程度愈密切。

从以上分析可知，在直线相关的情况下，r可以表示两变量相关的密切程度，所以将r作为直线相关密切程度的指标。但是相关系数r不是从物理成因推导出来的，而是从直线拟合点据的离差概念推导出来的，因此当$r=0$（或接近于零）时，只表示两变量间无直线关系存在，但仍可能存在非直线关系。此时应根据相关图上点据的趋势另拟相关曲线。

（2）相关系数的误差　在相关分析计算中，相关系数是根据有限的实际资料（样本）计算出来的，必然会有抽样误差。一般通过相关系数的均方误来判断样本相关系数的可靠性。按统计原理，相关系数的均方误为

$$\sigma_r=\frac{1-r^2}{\sqrt{n}} \tag{4-65}$$

最后谈谈在相关分析计算时应注意的几点。

1）首先应分析论证两种变量在物理成因上确实存在着联系。

2）同期观测资料不能太少，一般要求n在12以上，否则抽样误差太大，影响成果的可靠性。

3）在水文计算中，一般要求相关系数$|r|>0.8$，且回归线的均方误s_y不大于均值$\bar{y}$的10%～15%。

4）在插补延长资料时，如需用到回归线上无实测点控制的外延部分，应特别慎重。

【例4】 以表4-7中某站的年降雨量与年径流量资料为例，说明回归方程的建立与应用。

相关分析的目的是以较长期的年降雨量资料延长较短的年径流资料，所以这里以年降雨量为自变量x，年径流量为倚变量y。为使计算条理化，并便于检查校核，相关计算采用列表法进行，如表4-8所示。

表 4-8　　某站年降雨量与年径流量相关计算表

年份	年降雨量 x (mm)	年径流量 y (mm)	K_x	K_y	K_x-1	K_y-1	$(K_x-1)^2$	$(K_y-1)^2$	$(K_x-1)\times(K_y-1)$
1954	2014	1362	1.54	1.73	0.54	0.73	0.292	0.533	0.394
1955	1211	728	0.92	0.92	−0.08	−0.08	0.006	0.006	0.006
1956	1728	1369	1.32	1.74	0.32	0.74	0.101	0.548	0.237
1957	1157	695	0.88	0.88	−0.12	−0.12	0.014	0.014	0.014
1958	1257	720	0.96	0.91	−0.04	−0.09	0.001	0.008	0.004
1959	1029	534	0.79	0.68	−0.21	−0.32	0.044	0.102	0.067
1960	1306	778	1.00	0.99	0.00	−0.01	0	0	0
1961	1029	337	0.79	0.44	−0.21	−0.56	0.044	0.314	0.118
1962	1310	809	1.00	1.03	0	0.03	0	0.001	0
1963	1356	929	1.03	1.18	0.03	0.18	0.001	0.032	0.005
1964	1266	796	0.97	1.01	−0.03	0.01	0.001	0	0
1965	1052	383	0.80	0.49	−0.20	−0.51	0.040	0.260	0.102
合计	15715	9440	12.00	12.00	0	0	0.544	1.818	0.947
平均	$\bar{x}=1310$	$\bar{y}=787$							

由表4-8的计算成果，可进一步算出以下各值。

1）均值

$$\bar{x}=\frac{15715}{12}=1310\text{mm},\bar{y}=\frac{9440}{12}=787\text{mm}$$

2）均方差

$$\sigma_x=\bar{x}\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(K_{xi}-1)^2}{n-1}}=1310\sqrt{\frac{0.544}{12-1}}=291\text{mm}$$

$$\sigma_y=\bar{y}\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(K_{yi}-1)^2}{n-1}}=787\sqrt{\frac{1.818}{12-1}}=320\text{mm}$$

3）相关系数

$$r=\frac{\sum_{i=1}^{n}(K_{xi}-1)(K_{yi}-1)}{\sqrt{\sum_{i=1}^{n}(K_{xi}-1)^2\sum_{i=1}^{n}(K_{yi}-1)^2}}$$

$$=\frac{0.947}{\sqrt{0.544\times1.818}}=0.952$$

4）回归系数

$$R_{y/x}=r\frac{\sigma_y}{\sigma_x}=0.952\times\frac{320}{291}=1.046$$

5）y倚x的回归方程

$$y=\bar{y}+R_{y/x}(x-\bar{x})=1.046x-583$$

6）回归直线的均方误

$$s_y=\sigma_y\sqrt{1-r^2}=320\sqrt{1-(0.952)^2}=98\text{mm}$$

即占$\bar{y}$的12.4%（介于10%～15%之间）。

7）相关系数的误差

$$\sigma_r=\frac{1-r^2}{\sqrt{n}}=\frac{1-(0.952)^2}{\sqrt{12}}=0.027$$

说明两变量间的相关关系尚好。

如将方程式所定直线绘在图上，则得图4-14中的②线。①线和②线未能完全重合，说明相关计算法与相关图解法有一定误差。但两线相差很小，这又说明如果处理得当，图解相关法也可得到比较满意的结果。图中还可看出，如果将相关线外延时，两者差别将逐渐增大。

从式（4-53）和式（4-55）还可看出，回归线有一个特性，这就是它必然通过变量x、y的均值点$(\bar{x},\bar{y})$，如图4-14所示。因此，当我们用图解法定线时，掌握这一特性，可使图解定线更有把握一些。

作出了相关线，便可由已知的自变量x值，从相关线上查得（或代入回归方程算出）相应的倚变量y值。

如上例中某站虽然只有1954～1965年共12年的径流和降雨同期观测资料，但降雨资料却比较长，是从1932年开始的。把1932～1953年的各年降雨量代入回归方程中，可以把该站年径流量资料也展延至34年（1932～1965年），如表4-9所示。表中1932～1953年的各年年径流量，就是通过这种相关计算的方法得到的。

三、曲线相关

在水文计算中常常会碰到两变量的关系不是直线相关，而是某种形式的曲线相关，如水位～流量关系，流域面积～洪峰流量关系等等。遇此情况，水文计算上多采用曲线直线

表 4-9　　某站年径流量展延成果表

年份	年降雨量 (mm)	年径流量 (mm)	年份	年降雨量 (mm)	年径流量 (mm)
1932	982	444	1949	922	383
1933	1080	547	1950	1460	947
1934	1320	797	1951	1195	668
1935	880	338	1952	1330	809
1936	1159	629	1953	995	457
1937	1410	894	1954	2014	1362
1938	1360	840	1955	1211	728
1939	1010	475	1956	1728	1369
1940	870	328	1957	1157	695
1941	1170	641	1958	1257	720
1942	930	391	1959	1029	534
1943	1040	505	1960	1306	778
1944	885	343	1961	1029	337
1945	1265	741	1962	1316	809
1946	1165	636	1963	1356	929
1947	1070	536	1964	1266	796
1948	1360	639	1965	1052	383

化的方法。水文上最常用的有下述两种曲线。

1.幂函数

幂函数的一般形式为

$$y=ax^n \tag{4-66}$$

两边取对数，并令

$$\lg y=Y,\ \lg a=A,\ \lg x=X$$

则有

$$Y=A+nX \tag{4-67}$$

对X和Y而言这就是直线关系了。因此，如果将随机变量各点取对数，在方格纸上点绘（$\lg x_1$、$\lg y_1$）、（$\lg x_2$、$\lg y_2$）、……各点，或者在双对数格纸上点绘（x_1、y_1）、（x_2、y_2）……各点，这样，就可照上面所讲述的方法，作直线相关分析。

2.指数函数

指数函数的一般形式为

$$y=ae^{bx} \tag{4-68}$$

两边取对数，并令

$$\lg y=Y,\ \lg a=A,\ b\lg e=B$$

则有

$$Y=A+BX \tag{4-69}$$

这样对X和Y同样也可作直线相关分析。

四、复相关

研究3个或3个以上变量的相关，称为复相关，又称多元相关。在简单相关中，只研

究一种现象受另一种主要现象的影响，而将其它因素忽略。但是，如果主要影响因素不只一个，且其中任何一个都不宜忽视，此时就不能用简单相关，而要应用复相关了。

复相关的计算，在工程上多用图解法选配相关线。例如图4-16中，倚变量z受自变量x和y两变量的影响。可以根据实测资料点绘出z和x的对应值于方格纸上，并在点旁注明y值，然后做出y值相等的“y等值线”，这样点绘出来的图，就是复相关关系图。它与简单相关图的区别就在于多了一个自变量，即z值不单是倚x而变，同时还倚y而变，因此在使用此图插补（延长）z值时，应先在x轴上找出x_i值，并向上引垂线至相应的y_i值，然后便可查得z_i值。除图4-16所示的复相关图外，还有复曲线相关图。这种复相关图形（直线和曲线）在水文计算和水文预报中经常会遇到，如第七章中的降雨径流相关图。

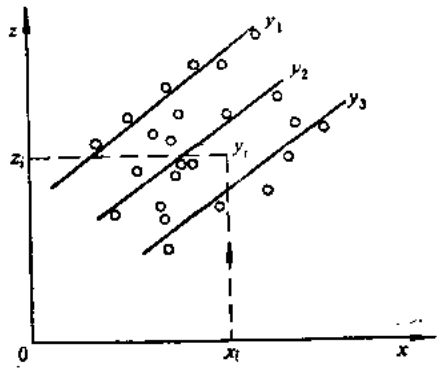


图 4-16 复相关示意图

复相关计算除用图解法以外，还可用分析法，但非常繁杂。除了复直线回归分析外，其它分析法不大应用。最常用的是两个自变量的复直线回归分析。有关多个自变量的复直线回归分析，其原理与前面的一元回归分析大致相同，所不同的是回归直线方程中系数（回归系数）的确定需解更为复杂的线性代数方程组。有关这方面的内容，可参考有关数学书籍。

习 题

【4-1】 某站共有24年的实测年径流资料，见表4-10。试分别用矩法和权函数法进行配线，并求相应于10年一遇的丰水年年径流深和10年一遇的枯水年年径流深。

【4-2】 已知某河甲、乙两站的年径流模数M(见表4-11)，甲、乙两站的年径流量在

表 4-10 某站实测年径流资料

年份	年径流深 (mm)	年份	年径流深 (mm)
1952	538.3	1964	769.2
1953	624.9	1965	615.5
1954	663.2	1966	417.1
1955	591.7	1967	789.3
1956	557.2	1968	732.9
1957	998.0	1969	1064.5
1958	641.5	1970	606.7
1959	341.1	1971	586.7
1960	964.2	1972	567.4
1961	687.3	1973	587.7
1962	546.7	1974	709.0
1963	509.9	1975	883.5

成因上具有联系。试用相关分析法推求回归方程及相关系数，并由甲站资料展延乙站资料。

表 4-11　　某河甲、乙两站的年径流模数M

年份	甲站年径流模数 [$10^{-3}m^3/(s\cdot km^2)$]	乙站年径流模数 [$10^{-3}m^3/(s\cdot km^2)$]	年份	甲站年径流模数 [$10^{-3}m^3/(s\cdot km^2)$]	乙站年径流模数 [$10^{-3}m^3/(s\cdot km^2)$]
1975	3.5	5.4	1982	2.8	4.2
1976	4.6	6.5	1983	3.0	4.6
1977	3.3	6.0	1984	4.0	6.1
1978	2.9	4.0	1985	3.9	
1979	3.1	4.9	1986	2.6	
1980	3.8	5.6	1987	4.8	
1981	3.0	4.5	1988	5.0	

第五章　设计年径流分析计算

第一节　概　　述

一、年径流的特性

在一个年度内，通过河流出口断面的水量，叫做该断面以上流域的年径流量。它可用年平均流量（m^3/s）、年径流深(mm)、年径流总量（10^4m^3或10^8m^3)或年径流模数[$m^3/(s\cdot km^2)$]表示。

通过对年径流观测资料的分析，可以看出年径流变化的一些特性。

1)年径流具有大致以年为周期的汛期与枯季交替变化的规律，但各年汛、枯季有长有短，发生时间有早有迟，水量也有大有小，基本上年年不同，从不重复，具有偶然性质。

2)年径流在年际间变化很大，有些河流丰水年径流量可达平水年的2～3倍，枯水年径流量仅为平水年的1/10～1/5。例如淮河蚌埠站多年平均流量为855m^3/s，而实测最丰年的年平均流量为多年平均流量的2.67倍，实测最枯年的年平均流量只有多年平均流量的14%。

3)年径流量在多年变化中有丰水年组和枯水年组交替出现的现象。例如松花江哈尔滨站前31年(1898～1928年)基本上是枯水年组，这一段的平均年径流量比正常年份少40%，以后出现连续7年（1960～1966年）的丰水年组，这段的平均年径流量比多年平均值多32%。浙江新安江水电站在建成后也出现过连续13年（1956～1968年）的枯水年组，影响了电站的正常运行。

二、影响年径流量及年内分配的因素

研究影响年径流量的因素，对年径流量的分析与计算具有重要的意义。尤其当径流资料短缺时，更为重要。当具有短期实测径流资料时，常常需要利用年径流量与其有关影响因素之间的相关关系，来插补、展延年径流量资料。同时通过进行年径流量影响因素的研究，也可对计算成果作分析论证。

研究影响年径流量的因素，可从流域水量平衡方程式着手。由以年为时段的流域水量平衡方程式

$$R=P-E-\Delta u-\Delta w \qquad (5\text{-}1)$$

可知，年径流深R取决于年降水量P、年蒸发量E、时段始末的流域蓄水量变化Δu和流域之间的交换水量Δw四项因素。前两项属于流域的气候因素，后两项属于下垫面因素以及人类活动情况。当流域完全闭合时，$\Delta w=0$，影响因素只有P、E和Δu三项。

(一)气候因素对年径流量的影响

气候因素中，年降水量与年蒸发量对年径流量的影响程度随地理位置不同而有差异。在湿润地区，降水量较多，其中大部分形成了径流，年径流系数较大，年降水量与年径流量之间具有较密切的关系，说明年降水量对年径流量起着决定性作用，而流域蒸发的作用

就相对较小。在干旱地区，降水量较少，且极大部分消耗于蒸发，年径流系数很小，年降水量与年径流量的关系不很密切，年降水和年蒸发都对年径流量起着相当大的作用。

以冰雪补给为主的河流，其年径流量的大小主要取决于前一年的降雪量和当年的气温。

（二）下垫面因素对年径流量的影响

流域的下垫面因素包括地形、植被、土壤、地质、湖泊、沼泽、流域大小等。这些因素主要从两方面影响年径流量，一方面通过流域蓄水量变化值Δu影响年径流量的变化；另一方面，通过对气候因素的影响间接地对年径流量发生作用。现对几项主要影响因素作简略说明。

地形主要通过对降水、蒸发、气温等气候因素的影响间接地对年径流量发生作用。地形对于降水的影响，主要表现在山地对气流的抬升和阻滞作用，使迎风坡降水量增大。增大的程度主要随水汽含量和抬升速度而定。同时，地形对蒸发也有影响，一般气温随地面高程的增加而降低，因而使蒸发量减少。所以，高程的增加对降水和蒸发的影响，将使年径流量随高程的增加而增大。

湖泊对年径流量的影响，一方面表现为湖泊增加了流域内的水面面积，由于水面蒸发往往大于陆面蒸发，因而增加了蒸发量，从而使年径流量减少；另一方面，湖泊的存在增加了流域的调蓄作用，巨大的湖泊不仅会调节径流的年内变化，还可调节径流的年际变化，从而影响Δu值。

流域大小对年径流的影响，主要表现为对流域蓄水量的调节作用而影响年径流量的变化。一般随着流域面积的增大，流域的地面与地下蓄水能力相应加大。

（三）人类活动对年径流量的影响

人类活动对年径流量的影响，包括直接和间接两方面。直接影响如跨流域引水，将本流域的水量引到另一流域，直接减少本流域的年径流量。间接影响为通过增加流域储水量和流域蒸发量来减少流域的年径流量，如修水库、塘堰，旱地改水田，坡地改梯田，植树造林等，都将使流域蒸发量加大，从而使年径流量减少。

（四）影响径流年内分配的因素

气候因素和下垫面因素同样地影响着径流的年内分配，可由以月为时段的流域水量平衡方程式来分析。

$$R_{月}=P_{月}-E_{月}-\Delta u_{月}-\Delta w_{月} \qquad (5\text{-}2)$$

影响月径流量$R_{月}$的因素仍是这四项。当流域完全闭合时，$\Delta w_{月}=0$，月径流量的变化取决于气候因素的变化和流域的天然调节性能。而气候因素中月降水量与月蒸发量的逐月变化是引起月径流量变化的主要原因。下垫面因素如地下含水层厚、地面水库、湖泊的调节作用，都可使径流的年内分配趋于均匀。对于非闭合流域，影响因素要多一项$\Delta w_{月}$。除岩溶地区外，$\Delta w_{月}$一般较稳定，对月径流的影响不大。

流域内各局部地区径流的不同期性，也随着流域面积的加大而愈加明显，从而使径流的年内变化平缓。

三、设计年径流计算的目的和任务

设计年径流量是指相应于设计频率的年径流量。设计频率需根据各用水部门的设计标准确定。

设计年径流计算是指：在为水资源开发利用而进行的水利规划和工程设计中，对通过河流某指定断面相应于设计标准的全年的径流量及其各时段径流分配的计算。计算的具体任务是：分析研究年径流量的多年变化及其年内分配的规律，提供设计所需要的历年（或代表年）逐月（旬或日）流量成果或相应的统计参数，作为水利计算的依据。

计算方法主要是根据水文现象的随机性质，应用数理统计的原理和方法，通过对径流资料的统计分析，估算指定频率的径流特征值。径流资料大致有长期实测资料、短期实测资料和缺乏实测资料3种情况。

第二节　具有长期实测资料的设计年径流量分析计算

具有长期实测年径流资料时，设计年径流量的计算包括：实测年径流资料的审查和设计年径流量的推求两个内容。

一、水文资料的审查

水文资料是水文分析计算的依据，它直接影响着工程设计的精度和工程的安全。因此，对于所使用的水文资料必须慎重地进行审查。资料审查包括对实测年径流量系列进行可靠性、一致性和代表性的审查。

1.资料可靠性审查

本文年鉴上的水文资料是由整编机构多次审查后刊印的，绝大多数是可靠的，但难免仍有个别出错的地方，使用时应审查。解放前的水文资料质量较差，甚至有伪造资料的情况，应予以重点审查。

（1）水位资料　主要审查基准面和水准点、水尺零点高程的变化情况。

（2）流量资料　主要审查水位～流量关系曲线定得是否合理，是否符合测站特性。同时，还可根据水量平衡原理，进行上、下游站，干、支流站的年、月径流对照，检查其可靠性。

2.资料一致性审查和还原计算

进行设计年径流计算时，需要的年径流系列必须是具有同一成因条件的统计系列，即要求统计系列具有一致性。一致性是建立在流域气候条件和下垫面条件的基本稳定性上的。一般认为气候条件的变化极其缓慢，可认为是基本稳定的。但当流域上有农林水土改良措施及设计断面的上游有蓄水及引水工程以及发生分洪、河流改道等人类活动时，常引起下垫面条件的迅速变化，从而使径流情势发生渐近性变化，破坏了径流形成的一致性条件。例如漳河岳城水库以上流域，水利灌溉的发展具有明显的阶段性。1957年以前流域上几乎没有水利工程，属于自然状况；1958年起流域内兴建了大量中小型水库；1965年以后又兴建了大型引水工程，致使实测年径流量有减少的趋势。

为此，需要对实测资料系列进行一致性修正。一般是将人类活动后的系列修正到流域

大规模治理以前的同一条件上，消除径流形成条件不一致的影响后，再进行分析计算。这种一致性修正，称为“还原计算”。

还原计算的方法，一般以水量平衡原理为依据。

影响年径流量的人类活动主要因素有：灌溉用水、工业用水、水库蓄水、水库损失水量和跨流域引水、分洪水量等。

$$W_{天然}=W_{实测}+W_{灌溉}+W_{工业}\pm W_{水库}+W_{损失}\pm W_{引}\pm W_{分洪} \qquad (5\text{-}3)$$

式中 $W_{天然}$——还原后天然水量；

$W_{实测}$——水文站实测水量；

$W_{灌溉}$——灌溉净用水量；

$W_{工业}$——工业净用水量；

$W_{水库}$——水库蓄水量（蓄水增加为正值，蓄水减少为负值）；

$W_{损失}$——水库的蒸发及渗漏损失水量；

$W_{引}$——跨流域引水量（引出为正值，引入为负值）；

$W_{分洪}$——分洪水量（出为正值，进为负值）。

3.资料代表性分析

代表性是指一个容量为n的具体样本的经验分布$F_n(x)$与总体分布$F(x)$的接近程度。样本与总体之间的离差愈小，两者愈接近，则说明该样本对总体有较高的代表性；反之，代表性较差。由于总体分布是未知的，通常利用代表性良好的参证长系列为根据，来分析审查短系列的分布特征。

用长短系列对比来进行代表性分析的具体方法如下。

本站（为设计站）有n年（1958～1976年共19年）的年月径流量（称为设计变量）系列。为了检验这一系列的代表性，可选择与设计变量有成因联系、且比本站有更长系列的参证变量（选同一气候区内、下垫面条件相似的邻近流域某测站1937～1976年共$N=40$年的年降水量系列）来进行比较。首先，计算参证变量的长系列N年（1937～1976年）的统计参数：$N=40$，均值$\overline{P}_{1,N}=1655$mm，变差系数$C_{v1,N}=0.25$；然后，计算参证变量短系列n年(与设计站同期的1958～1976年观测系列)的统计参数：$n=19$，$\overline{P}_{1,n}=1631$mm，$C_{v1,n}=0.25$。假如两者的统计参数值大致接近，就可以认为参证变量的n年（1958～1976年）短系列在长系列N年中具有代表性，从而认为，与参证变量有成因联系的设计站n年（1958～1976年）的年径流量系列也具有代表性。

这种对比分析的基础是：1）设计变量与参证变量的时序变化在地区上呈现同步性的特点；2）参证变量的长系列比短系列有更好的代表性。

如通过长短系列对比分析，发现短系列的代表性不高，则应当尽量设法插补展延系列，以提高系列的代表性，具体方法见下节。

如选不到恰当的参证变量时，可通过对本流域及邻近流域历史旱涝灾情的调查（调查访问及查阅文献），分析本流域径流量丰、枯交替的规律及大致周期，以判断本站径流系列的代表性。

二、设计年径流量的计算

1.年径流量的起讫时间

年径流量的计算时段为一年。由于划分起讫时间的不同，有日历年与水文年（或水利年）两种。水文年鉴和水文特征统计所提供的年径流量是以日历年的起讫时间划分的，而水文水利计算中通常采用水文年(或水利年)。水文年是以水文现象的循环作为年径流量计算的起讫时间，即从每年的汛期开始到下一年的枯水期结束为止。对于春汛河流，应以上一年降雪开始月份作为计算年径流的起讫时间。水利年是以水库蓄水开始作为年的起讫时间，便于计算水库的充蓄、废泄和耗用水量的平衡关系。

按不同起讫时间统计的年径流量系列所求得的统计参数（均值、变差系数）值是不同的。根据一些长系列资料的分析，年径流量均值相差甚小，在1%左右；其变差系数C_v相差一般也不大，约3%～4%。因此，以日历年统计的年径流量系列的统计参数一般仍可用，不一定要求重新计算水文年或水利年的年径流量的统计参数。

2.设计年径流的推求

通过前述对径流资料的审查分析，可以获得一份经过对人类活动影响进行修正后的、

表 5-1　　某站月径流量表

年份	月平均流量 $\overline{Q}_{月}$ (m^3/s)												年平均流量 $\overline{Q}_{年}$ (m^3/s)
	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	
1958～1959	16.5	22.0	43.0	17.0	4.63	2.46	4.02	4.84	1.98	2.47	1.87	21.6	11.9
1959～1960	7.25	8.69	16.3	26.1	7.15	7.50	6.81	1.86	2.67	2.73	4.20	2.03	7.78
1960～1961	8.21	19.5	26.4	24.6	7.35	9.62	3.20	2.07	1.98	1.90	2.35	13.2	10.0
1961～1962	14.7	17.7	19.8	30.4	5.20	4.87	9.10	3.46	3.42	2.92	2.48	1.62	9.64
1962～1963	12.9	15.7	41.6	50.7	19.4	10.4	7.48	2.97	5.30	2.67	1.79	1.80	14.4
1963～1964	3.20	4.98	7.15	16.2	5.55	2.28	2.13	1.27	2.18	1.54	6.45	3.87	4.73
1964～1965	9.91	12.5	12.9	34.6	6.90	5.55	2.00	3.27	1.62	1.17	0.99	3.06	7.87
1965～1966	3.90	26.6	15.2	13.6	6.12	13.4	4.27	10.5	8.21	9.03	8.35	8.48	10.4
1966～1967	9.52	29.0	13.5	25.4	25.4	3.58	2.67	2.23	1.93	2.76	1.41	5.30	10.2
1967～1968	13.0	17.9	33.2	43.0	10.5	3.58	1.67	1.57	1.82	1.42	1.21	2.36	10.9
1968～1969	9.45	15.6	15.5	37.8	42.7	6.55	3.52	2.54	1.84	2.68	4.25	9.00	12.6
1969～1970	12.2	11.5	33.9	25.0	12.7	7.30	3.65	4.96	3.18	2.35	3.88	3.57	10.3
1970～1971	16.3	24.8	41.0	30.7	24.2	8.30	6.50	8.75	4.52	7.96	4.10	3.80	15.1
1971～1972	5.08	6.10	24.3	22.8	3.40	3.45	4.92	2.79	1.76	1.30	2.23	8.76	7.24
1972～1973	3.28	11.7	37.1	16.4	10.2	19.2	5.75	4.41	4.53	5.59	8.47	8.89	11.3
1973～1974	15.4	38.5	41.6	57.4	31.7	5.86	6.56	4.55	2.59	1.63	1.76	5.21	17.7
1974～1975	3.28	5.48	11.8	17.1	14.4	14.3	3.84	3.69	4.67	5.16	6.26	11.1	8.42
1975～1976	22.4	37.1	58.0	23.9	10.6	12.4	6.26	8.51	7.30	7.54	3.12	5.56	16.9

注　～～～表示供水期。

有一定代表性的、按水利年划分的年月径流量资料，用来代表未来工程运行期间的年月径流量变化，通常以列表形式给出，见表5-1。

如有足够的年、月径流系列，它与用水系列相配合，可通过长系列操作法，推求调节水库的兴利库容。由此得出的保证率概念明确，成果精度高。但是，中小工程难以具备足够长的径流系列资料，因此，一般采用指定频率的设计年径流量，作为调节计算的依据。此时，用第四章第六节介绍的配线法进行频率计算，推求指定频率的设计年径流量。

在点据与曲线拟合适线时，除要考虑全部经验点据外，更应侧重考虑中、下部点据，适当照顾上部点据。

不同的水利工程有不同的设计频率要求，如灌溉工程常只选一个设计枯水年，而对于水利水电工程则一般选用丰水、平水及枯水3个设计年。

【例1】 拟兴建一水利水电工程，某河某断面有18年（1958～1976年）的流量资料，见表5-1。试求P＝10%的设计丰水年、P＝50%的设计平水年、P＝90%的设计枯水年的设计年径流量。

1）先进行年月径流量资料的审查分析（见有关节次）。

2）频率计算成果：

均值$\bar{Q}=11m^3/s$，$C_v=0.32$，$C_s=2C_v$

P＝10%的设计丰水年　$Q_{丰P}=K_{丰}\bar{Q}=1.43\times11=15.7m^3/s$

P＝50%的设计平水年　$Q_{平P}=K_{平}\bar{Q}=0.97\times11=10.7m^3/s$

P＝90%的设计枯水年　$Q_{枯P}=K_{枯}\bar{Q}=0.62\times11=6.82m^3/s$

第三节　具有短期实测资料的设计年径流量计算

当实测年径流系列不足20年或虽有20年，但系列不连续或代表性不足时，如根据这些资料进行计算，求得的成果可能具有很大的误差。为了使资料系列具有足够的代表性，达到提高计算精度，保证成果可靠性的要求，必须设法进行年径流资料的插补展延。

一、选择参证变量

在水文计算中，插补展延常用的是相关法，即建立设计变量与参证变量的相关关系，利用参证变量的较长实测资料，把设计变量的资料展延到一定长度。

利用参证变量展延缺测或插补资料时，选择的参证变量应具有下列条件：

1）参证变量与设计变量在成因上有密切联系；

2）参证变量具有充分长的实测资料，以用来展延设计站系列；

3）参证变量与设计变量之间要有一段相当长的同步观测资料，以便建立可靠的相关关系。

根据上述条件，结合资料的具体情况，可以选择不同的参证变量（如上、下游站径流资料或流域降水资料）来展延设计站的年（月）径流量。不同的年份可用不同的参证变量来展延，同一年份如有两种以上参证变量来展延时，则应选用其中精度高的方案。如图5-1所示，A代表设计站的年（月）径流量，B代表参证变量，则可利用两站同步观测的资

料，定出A、B两变量之间的关系，利用B站资料，根据此关系将A站缺测年份的资料加以展延。同理，C代表另一种参证变量，利用C站资料，由$A\sim C$关系将A站缺测年份的资料加以展延。这样，其中有一段年份可由B、C两种参证变量来展延。经分析，最后选用精度高的$A\sim C$相关关系展延这一段系列。

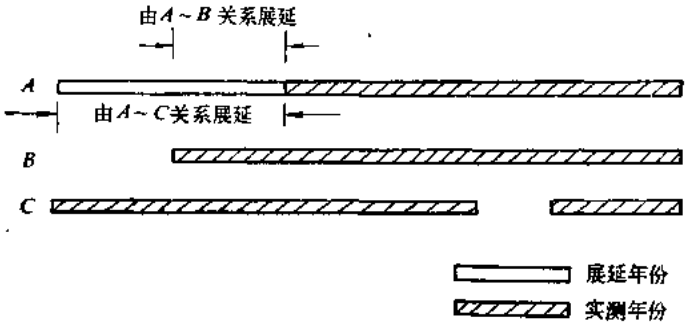


图 5-1　选用不同参证变量展延系列示意图

当参证变量选定后，即可将同步观测期内两个系列的资料，如设计变量系列为y_1、y_2、…、y_n，同步参证变量系列为x_1、x_2、…、x_n，共n个点据，点绘在以y为纵坐标，x为横坐标的方格纸上，并且通过点群中心，目估定一条直线，即为参证变量与设计变量的相关线。当相关图上的点据比较散乱，不易目估定关系线时，或有必要获得相关程度的定量指标时，可以通过第四章介绍的回归计算，求得回归直线方程$x-\overline{x}=r\frac{\sigma_x}{\sigma_y}(y-\overline{y})$和反映相关程度的相关系数$r$。

若x、y变量关系密切，点据密集在相关线附近，则$|r|\doteq 1.0$，反之，$|r|\doteq 0$。利用设计站和参证站同步观测资料，通过回归直线方程便可建立回归线，如图5-2所示。

二、相关法展延系列

实际工作中，通常利用径流量资料或降水量资料来展延年径流量系列，下面分别介绍利用径流量资料和降水量资料展延系列的方法。

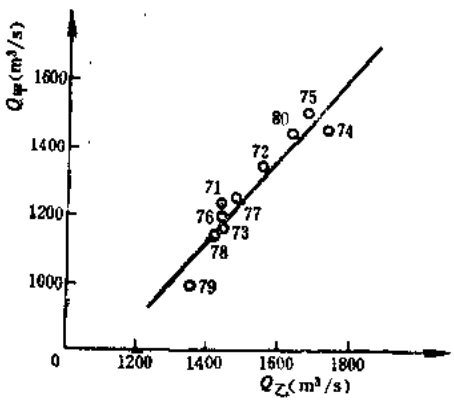


图 5-2　甲站与乙站年径流量相关图

（一）利用径流量资料展延系列

1.利用年径流量资料展延

当设计站的上游或下游站有充分长的实测年径流资料时，往往可以利用上、下游站的年径流量资料来展延设计站的年径流量系列。如设计站和参证站所控制的流域面积相差不多，一般可获得良好的结果。如果流域面积相差很大，气候条件在地区上的变化又很明显时，两站年径流量间的相关关系可能不好。这时，可以在相关图中引入反映区间径流量的参变数（如区间年雨量），来改善相关关系。

当设计站上、下游无长期资料的测站时，经过分析，可以利用自然地理条件相似的邻近流域的年径流量作为参证变量。如皖南青弋江干流陈村站与其支流徽水平垣站的年径流

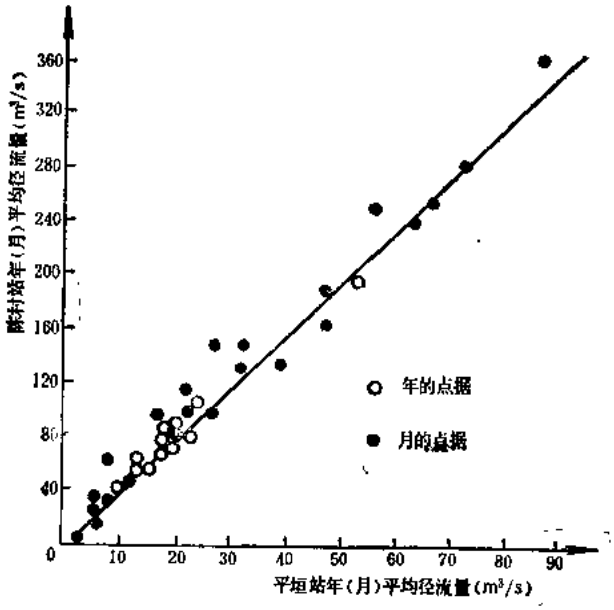


图 5-3 年、月径流相关图

量之间就有很好的相关关系，其相关系数达0.95（见图5-3）。

2.利用月径流量资料展延

当设计站实测年径流量系列过短，难以建立年径流量相关关系时，可以考虑利用与参证站月径流量（或季径流量）之间的关系展延系列，如图 5-3 所示。由于影响月径流量的因素远比影响年径流的因素要多，月径流量之间的相关关系不如年径流量相关关系密切。图 5-3 中月径流量相关点据较年径流量相关点据散乱。因此，用月径流量相关关系来展延系列时，一般精度较低。

（二）利用降水量资料展延系列

当不能利用径流量资料来展延系列时，可以利用流域内或邻近地区的降水量资料来展延。

1.年降雨径流相关法

从以年为时段的闭合流域水量平衡方程式

$$R_{年}=P_{年}-E_{年}-\Delta u_{年} \qquad (5\text{-}4)$$

来分析，在湿润地区，由于年径流系数较大，$E_{年}$、$\Delta u_{年}$两项各年的变幅较小，所以年径流量与年降水量之间存在较密切的相关关系，如图5-4所示的徽水平垣站的流域平均年降雨量与平垣站的年径流深相关图（所用资料见表5-3）。在干旱地区，年降水量中的很大部分消耗于流域蒸发，年径流系数很小。因此，年径流量与年降水量之间的关系不密切，很难定出相关线，难以利用其间关系来展延年径流量系列。

2.月降雨径流相关法

当设计站的实测年径流系列过短，不足以建立年降水量与年径流量的相关关系时，可以用月降水量与月径流量之间的关系来展延年径流量系列。但两者关系一般不太密切，有时点据散乱而无法定线。如平垣站的月降水量与月径流深关系很差，若勉强定线，则精度不高。

从以月为时段的闭合流域水量平衡方程式

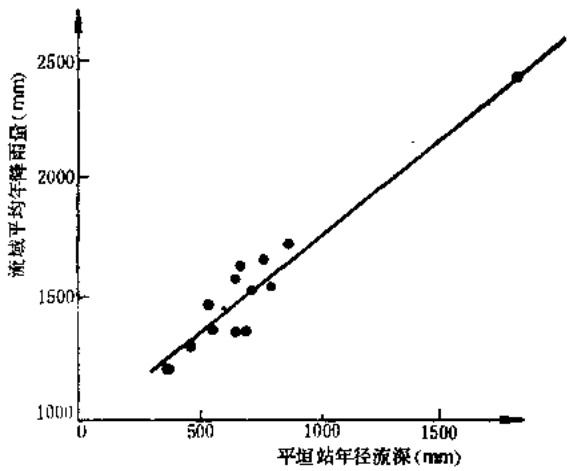


图 5-4 平垣站年降雨径流相关图

$$R_{月}=P_{月}-E_{月}-\Delta u_{月} \qquad (5\text{-}5)$$

来分析，若$\Delta u_{月}$一项的作用增大，如不同月份的前期降雨量（反映$\Delta u_{月}$）不同，相同的月降水量可能产生较大的月径流量。另外，按日历时间机械地划分月降水量和月径流量，有时月末的降水量所产生的径流量可能在下月初流出，造成月降水与月径流不相应的情况。修正时，可将月末降水量的全部或部分计入下个月的降水量；或者将下月初流出的径流量计入上个月的降水量中，使之与降水量相应。这样月降雨径流关系中的部分点据可以更集中一些，如图5-5所示。

至于枯水期的月径流量主要来自流域蓄水（即Δu项），几乎与当月微量的降水量无关，所以月降雨径流关系一般不密切，甚至无法定线。

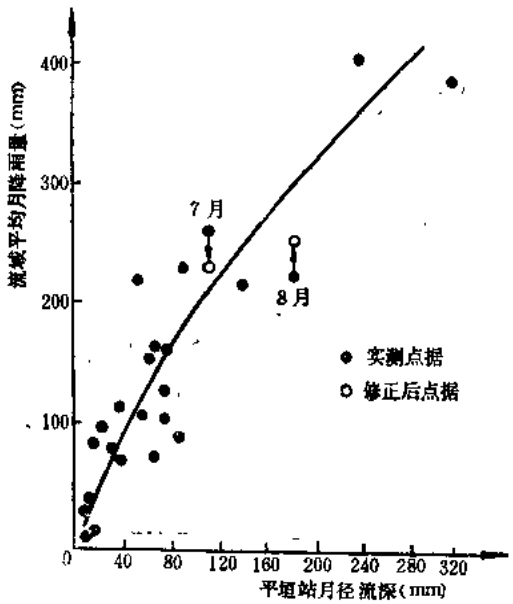


图 5-5　平垣站月降雨径流相关图

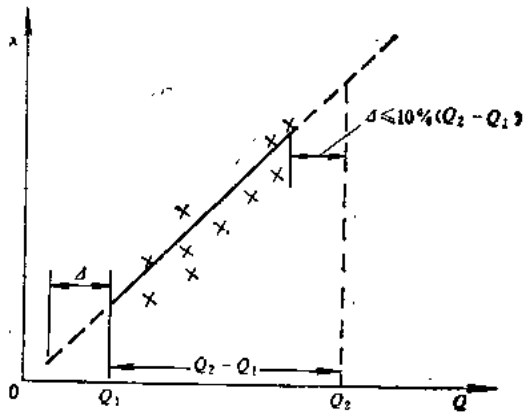


图 5-6　相关关系外延幅度示意图

三、相关法展延系列时必须注意的问题

1）相关图的点据是确定相关线的基础，点据必须如实标明。个别偏差较大的点据也不能轻易删减或变动，应分析其偏差原因，经分析、核实确需修正，或决定剔除不参加定线时，都应作详细说明。

2）要求设计变量与参证变量同步观测项数不得太少，如果同步观测项数太少，或其中个别年份有特殊的偏高，若连成相关线，势必歪曲两变量之间本来的关系，利用这种不能反映真实情况的相关关系来展延系列，将会带来系统误差。

3）利用实测资料建立的相关关系，只能反映在实测资料范围内的定量关系。关系线外延不能超出实测资料范围以外太远，一般要求外延幅度小于10%，如图5-6所示。

4）相关线反映的是平均情况下的定量关系。由相关线求得的插补展延值是最可能值，实际值则可大可小。对于展延后的系列，变化幅度将比实际情况为小，使整个系列计算的变差系数偏小，最终影响成果的精度。因此，插补的项数以不超过实测值的一半为好。

【例2】 为了陈村灌区的需要，拟在青弋江支流徽水上建平垣水库。平垣站具有14年

短期实测年、月径流量资料，要求根据资料情况，展延平垣站年、月径流量系列。

（一）基本资料

测站分布见图5-7；有关资料见表5-2、表5-3。对有关资料进行三性审查：陈村水库从1970年起蓄水发电，由于陈村水文站年径流受到人类活动的影响，因此1970年以后该站年、月径流量资料不能直接应用，需要进行一致性修正。本例展延时，未用陈村站1970年以后的年、月径流量资料。

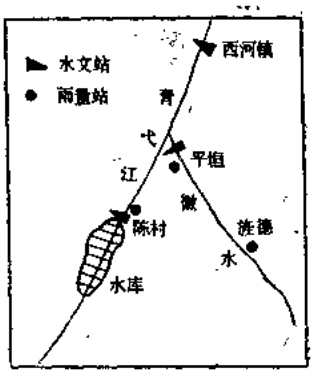


图 5-7　测站分布示意图

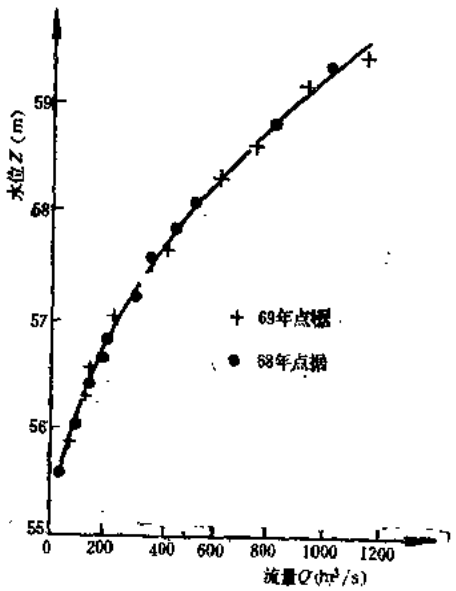


图 5-8　平垣站水位流量关系曲线

表 5-2　　青弋江流域主要测站有关观测项目资料表

站　名	流域面积 (km²)	观测项目	资料年数	观　测　年　份
平　垣	992	流量	14	1953～1955，1958不全，1959～1969
		水位	17	1953～1955，1958不全，1959～1972
陈　村	2864	流量	21	1952～1972
西河镇	5798	流量	22	1951～1972
平　垣		雨量	16	1953～1954，1957～1958，1961～1972
连　德		雨量	20	1953～1972

（二）拟定插补展延方案并建立相关

按选择参证站资料的条件和结合本例资料情况，有以下几个方案可供插补展延平垣站年、月径流使用。

（1）由平垣站的水位流量关系展延　1970年起平垣站改为水文站，只观测水位。根据1970年以前的实测水位、流量资料，点绘各年的水位流量关系曲线，基本上呈单一线且重合在一起（见图5-8）。这说明观测断面稳定，可以用1970年以后的逐日水位资料查水位流量关系曲线得逐日平均流量，然后求得各月平均流量及年平均流量。插补展延得平垣站1970～1972年的年、月平均流量，列于表5-3(8)栏中。

（2）由陈村站的年、月径流量与平垣站的年、月径流量相关展延　建立的相关图见图5-3。利用陈村站1952年和1956～1958年5月的年、月径流量资料查相关图展延得平垣站

表 5-3　　青弋江流域各测站历年年平均流量与流域平均降雨量及展延成果表

年　份	平垣站年径流量 (m^3/s)	陈村站年径流量 (m^3/s)	西河镇站年径流量 (m^3/s)	区间年径流量 (m^3/s)	流域平均降雨量 (mm)	由陈村展延得平垣站年径流量 (m^3/s)	平垣站年径流采用成果 (m^3/s)	备　注
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1951			167				(25.7)	由西河镇站插补
1952		94.1	165	70.9		25.3	(25.3)	由陈村站插补
1953	22.4	89.7	150	60.3	1452.8		22.4	
1954	55.6	190	344	154	2399.2		55.6	
1955	24.0	84.2	162	77.8	1461.4		24.0	
1956		95.7	189	93.3	1780.1	25.9	(25.9)	由陈村站插补
1957		91.3	176	82.9	1657.8	25.0	(25.0)	由陈村站插补
1958		58.8	110	51.2	1193.7	14.6	(14.6)	1～5月由陈村站插补，6月后为实测
1959	23.1	88.3	150	61.7	1618.6		23.1	
1960	24.2	84.3	151	66.7	1643.2		24.2	
1961	20.5	70.7	137	66.3	1532.3		20.5	
1962	19.8	88.6	146	57.4	1562.6		19.8	
1963	17.2	59.0	102	43.0	1372.5		17.2	
1964	15.7	62.3	110	47.7	1337.0		15.7	
1965	15.6	63.5	108	44.5	1383.9		15.6	
1966	20.8	76.9	126	49.1	1341.0		20.8	
1967	21.0	76.1	135	58.9	1338.2		21.0	
1968	11.4	47.4	74.3	26.9	1195.3		11.4	
1969	26.5	105	180	84.0	1577.6		26.5	
1970		98.6(坝下)	178	79.4	1584.0		(25.5)	由平垣站水位插补
1971		66.5(坝下)	124	57.5	1385.0		(26.7)	由平垣站水位插补
1972		50.9(坝下)	103	52.1	1479.0		(25.1)	由平垣站水位插补

该时期的缺测资料，成果列于表5-3(7)栏中。

（3）由西河镇的年、月径流量与平垣站的年、月径流量相关展延　建立西河镇站与平垣站的年、月径流量相关图（图略），由西河镇站的年、月径流量资料可插补展延出平垣站1951、1952年及1956～1958年5月的年、月径流量资料，限于篇幅，成果未列出。

（4）区间径流量（西河镇站径流量减陈村站的径流量）与平垣径流量相关展延，图略。

（5）平垣站以上流域平均年、月降雨量与平垣站年、月径流深相关插补　建立的相关图见图5-4、图5-5。插补成果未列出。

（三）不同方案插补成果的分析及选用

由以上方案可知，同一年份，用不同的展延方案，可得出几个插补成果。如1956年的平垣年径流量可由陈村、西河镇、区间径流量及平垣站以上流域年降雨量展延得到。这时，需通过成因分析，采用相关图精度高的成果。考虑到陈村与平垣为相邻流域且均为山区，相关系数达0.95，故选用由陈村年径流量的展延成果。对于1951年，无其它参证资料，只有用西河镇年径流量的插补成果。对于1970～1972年，利用平垣站的水位流量关系

推求，精度最高。这样通过多种方案，将平垣站年径流量系列由14年展延到22年，成果见表5-3(8)栏。

（四）月径流量展延

本例平垣站月降雨径流关系点据散乱，未予采用。根据平垣与陈村、西河镇同步观测的历年逐月平均流量资料（限于篇幅未给出历年逐月平均流量资料），建立平垣与陈村的月径流量相关，见图5-3。平垣与西河镇的月径流量相关（图略），关系尚密切，可以用来展延平垣站缺测年份的各月月径流量，得到平垣站22年的年、月径流量系列。

有了展延后的年、月径流量系列，就可进行代表性分析。发现平垣站1954年的年平均流量为55.6m^3/s，在系列中特别大，是特丰水年，要进行特大值处理。根据气候一致区内芜湖站具有78年长系列年降水量资料分析，1954年的年降水量在78年中是首位。据此推断，平垣站的1954年的年平均流量的重现期不是23年一遇，而是近80年一遇。这样处理后年径流量的频率曲线较合理。其它内容同第二节，这里从简。

第四节　缺乏实测资料的设计年径流量计算

在中小型水利工程的规划设计中，经常遇到缺乏实测径流资料、或虽有短期实测径流资料但无法展延的情况。在这种情况下，设计年径流量只有通过间接途径来推求。目前常用的方法是水文比拟法和等值线图法。

一、水文比拟法

水文比拟法是将参证流域的某一水文特征量移用到设计流域上来的一种方法。这种移用是以设计流域影响径流的各项因素与参证流域影响径流的各项因素相似为前提。因此，使用水文比拟法时，最关键的问题在于选择恰当的参证流域。参证流域应具有长期实测径流资料系列，其主要影响因素应与设计流域接近。

（一）多年平均年径流量的计算

1.直接移用

当设计站与参证站处于同一河流上、下游，并且参证流域面积与设计流域面积相差不大，或者两站不在一条河流上，但气候与下垫面条件相似时，可以直接把参证流域的多年平均年径流深$\overline{R}_{参}$移用过来，作为设计流域的多年平均年径流深$\overline{R}_{设}$，即

$$\overline{R}_{设}=\overline{R}_{参}$$

2.考虑修正

当两个流域面积相差较大，或气候与下垫面条件又有一定差异时，要将参证流域的多年平均年径流量$\overline{W}_{参}$修正后再移用过来，即

$$\overline{W}_{设}=K_R\overline{W}_{参} \qquad (5\text{-}6)$$

式中　K_R——考虑不同因素影响时的修正系数。

如果只考虑面积不同的影响，则

$$K_R=\frac{F_{设}}{F_{参}} \qquad (5\text{-}7)$$

如果考虑设计流域与参证流域上多年平均降雨量的不同，即$\bar{x}_{设}$不等于$\bar{x}_{参}$，但径流系数接近时，其修正系数为

$$K_R=\frac{\bar{x}_{设}}{\bar{x}_{参}} \tag{5-8}$$

式中 $F_{设}$、$F_{参}$——分别为设计流域及参证流域的流域面积；

$\bar{x}_{设}$、$\bar{x}_{参}$——分别为设计流域及参证流域的多年平均年降雨量，可从水文手册中求得。

（二）年径流变差系数C_v的估算

移用参证流域的年径流量C_v值时要求：1）两站所控制的流域特征大致相似；2）两流域属于同一气候区。如果考虑影响径流的因素有差异时，可采用修正系数K，则设计流域年径流深变差系数

$$C_{vR设}=KC_{vR参} \tag{5-9}$$

式中 $K=\frac{C_{vx设}}{C_{vx参}}$；

$C_{vx设}$、$C_{vx参}$——分别为设计流域及参证流域年降雨量的变差系数，可从水文手册中查得；

$C_{vR参}$——参证流域年径流深的变差系数，可从水文手册中查得。

（三）年径流量偏态系数C_s的估算

年径流量的C_s值一般通过C_s与C_v的比值定出。可以将参证站C_s与C_v的比值直接移用或作适当的修正。在实际工作中，常采用$C_s=2C_v$。

二、等值线图法

缺乏实测径流资料时，可用多年平均径流深、年径流变差系数C_v的等值线图来推求设计年径流量。

（一）多年平均径流深的估算

有些水文特征值(如年径流深、年降水量、时段降水量等)的等值线图是表示这些水文特征值的地理分布规律的。当影响这些水文特征值的因素主要是分区性因素（如气候因素）时，则该特征值随地理坐标不同而发生连续均匀的变化，利用这种特性就可以在地图上作出它的等值线图。反之，有些水文特征值（如洪峰流量、特征水位等）的影响因素主要是非分区性因素（如下垫面因素——流域面积、河床下切深度等），则特征值不随地理坐标而连续变化，也就无法作出等值线图。对于同时受分区性和非分区性两种因素影响的特征值，应当消除非分区性因素的影响）才能得出该特征值的地理分布规律。

影响闭合流域多年平均年径流量的因素主要是气候因素——降水与蒸发。由于降水量和蒸发量具有地理分布规律，所以多年平均径流量也具有这一规律。绘制等值线图来估算缺乏资料地区的多年平均年径流量时，为了消除流域面积这一非分区性因素的影响，多年平均年径流量等值线图总是以径流深（mm）或径流模数[$m^3/(s\cdot km^2)$]来表示。

绘制降水量、蒸发量等水文特征值的等值线图时，是把各观测点的观测数值点注在地

图上各对应的观测位置上，然后把相同数值的各点连成等值线，即得该特征值的等值线图。但在绘制多年平均年径流量（以深度或模数计）等值线图时，由于任一测流断面的径流量是由断面以上流域面上各点的径流汇集而成的，是流域的平均值，所以应该将数值点注在最接近于流域平均值的位置上。当多年平均年径流量在地区上缓和变化时，则流域形心处的数值与流域平均值十分接近。但在山区流域，径流量有随高程增加而增加的趋势，则应把多年平均年径流量值点注在流域的平均高程处更为恰当。将一些有实测资料流域的多年平均径流深数值点注在各流域的形心（或平均高程）处，再考虑降水及地形特性勾绘等值线，最后用大、中流域的资料加以校核调整，并和多年平均降水量等值线图对照，消除不合理现象，构成适当比例尺的图形（见图5-9）。

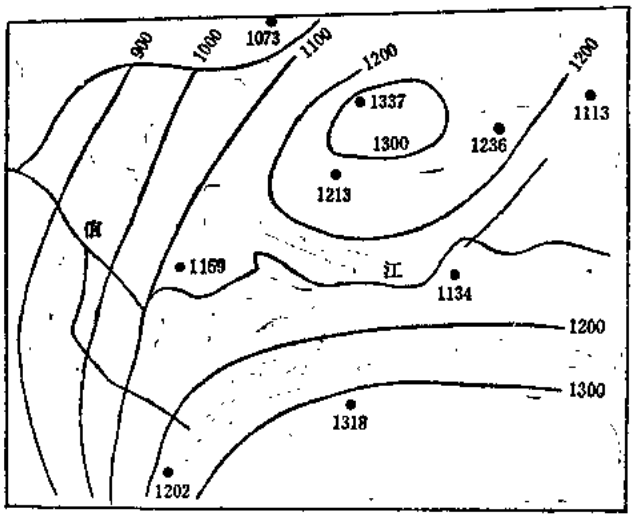


图 5-9　江西信江地区多年平均年径流深等值线图
（单位：mm）

用等值线图推求缺乏资料的设计流域的多年平均径流深时，先在图上描出设计流域的分水线，然后定出流域的形心。当流域面积较小，且等值线分布均匀时，通过形心处的等值线数值即可作为设计流域的多年平均径流量。若无等值线通过形心，则以线性内插求得。如流域面积较大，或等值线分布不均匀时，则以各等值线间部分面积为权重的加权法，求出全流域多年平均径流量的加权平均数。

对于中等流域，多年平均年径流深等值线图有很大的实用意义，其精度一般也较高。对于小流域，等值线图的误差可能很大。这是由于绘制等值线图时主要依据的是中等流域的资料，小流域实测径流资料很缺乏。另外，还由于小流域一般属于非闭合流域，不能全部汇集地下径流，因此，使用等值线图可能得到偏大的数值。故实际应用时，要加以修正。

（二）年径流变差系数C_v及偏态系数C_s的估算

影响年径流量变化的因素主要是气候因素，因此，在一定程度上也可以用等值线图来表示年径流量C_v在地区上的变化规律，并用它来估算缺乏资料的流域年径流量的C_v值。年径流量C_v等值线图的绘制和使用方法与多年平均年径流深等值线图相似。但C_v等值线图的精度一般较低，特别是用于小流域时，误差可能较大（一般偏小）。这是因为绘图时大多数所依据的是中等流域的资料，而中等流域地下水补给量一般较小流域为多，因而中等流域年径流量C_v值常较小流域为小。

至于年径流偏态系数C_s值，可用水文手册上分区给出的C_s与C_v的比值，或采用$C_s=2C_v$。

第五节　设计年径流年内分配的分析计算

一、设计代表年法

根据工程要求，求得设计频率的设计年径流量后，为了进行调节计算，还必须进一步确定月径流过程。目前常用的方法是：先从实测年、月径流资料中，按一定的原则选择代表年。然后依据代表年的月径流过程，将设计年径流量按一定方法进行缩放，求得所需的设计月径流过程，即为设计年径流的年内分配。

（一）代表年的选择

从实测径流资料中选择代表年，可按下述两条原则进行。

（1）选取年径流量与设计值相接近的年份作为代表年　这是因为两者水量相近，就使两者年内分配的形成条件不致相差太大，用代表年的径流分配情况去代表设计情况的可能性也较大。

（2）选取对工程较为不利的年份作为代表年　这是因为水量接近的年份可能不止一年。为了安全起见，在其中选用水量在年内的分配对工程较为不利的年份作为代表年。所谓对工程不利，就是根据这种代表年的径流分配情况，计算得的工程效益较低。如对灌溉工程而言，灌溉需水期径流量比较枯，非灌溉期径流量相对较丰的这种年内分配经调节计算后，需要较大的库容才能保证供水。对水利电力工程而言，则应选取枯水期较长、且枯水期径流量又较枯的年份。

（二）设计年径流年内分配的计算

将设计年径流量按代表年的月径流过程进行分配。常用的是同倍比法。用设计年径流量与代表年的年径流量的比值，即

$$K=\frac{Q_{年p}}{Q_{年代}} \tag{5-10}$$

对整个代表年的月径流过程进行缩放，即得设计年径流的年内分配。

【例3】 接前例，求设计丰水年、设计平水年及设计枯水年的设计年径流的年内分配。

1.代表年的选择

$P=10\%$的设计丰水年，$Q_{年,10\%}=15.7m^3/s$，按水量接近、分配不利（即汛期水量较丰）的原则，选1975～1976年为丰水代表年，$Q_{年代}=16.9m^3/s$。

$P=50\%$的设计平水年，$Q_{年50\%}=10.7m^3/s$，应选能反映汛期、枯季的起讫月份和汛、枯期水量百分比满足平均情况的年份，故选1960～1961年作为平水代表年。

$P=90\%$的设计枯水年，$Q_{年90\%}=6.82m^3/s$，与之具有相近枯水年年平均流量的实际年份有1971～1972年（$Q=7.24m^3/s$）、1964～1965年（$Q=7.87m^3/s$）、1959～1960年（$Q=7.78m^3/s$）、1963～1964年（$Q=4.73m^3/s$）4年。考虑分配不利，即枯水期水量较枯，选取1964～1965年作为枯水代表年，1971～1972年作比较用。

2.以年水量控制求缩放倍比K

设计丰水年　　$$K_{丰}=\frac{Q_{年p}}{Q_{年代}}=\frac{15.7}{16.9}=0.929$$

设计平水年　　$K_{平}=\frac{10.7}{10.0}=1.07$

设计枯水年　　$K_{枯}=\frac{6.82}{7.87}=0.866$　（1964～1965年代表年）

$K_{枯}=\frac{6.82}{7.24}=0.942$　（1971～1972年代表年）

3.设计年径流年内分配计算

以缩放倍比K乘以各自的代表年逐月径流，即得设计年径流年内分配，成果见表5-4。

表 5-4　　某站以年水量控制，同倍比缩放的设计年、月径流量表　　流量单位：m^3/s

月	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	1	2	全年	
													总量	平均
枯水代表年(1964～1965)	9.91	12.5	12.9	34.6	6.90	5.55	2.00	3.27	1.62	1.17	0.99	3.06	94.5	7.87
P＝90%设计枯水年	8.59	10.8	11.2	29.9	5.97	4.82	1.73	2.83	1.40	1.02	0.86	2.67	81.8	6.82
枯水代表年(1971～1972)	5.08	6.10	24.3	22.8	3.40	3.45	4.92	2.79	1.76	1.30	2.23	8.76	86.9	7.24
P＝90%设计枯水年	4.80	5.76	22.8	21.5	3.20	3.25	4.63	2.63	1.66	1.22	2.10	8.25	81.8	6.82
平水代表年(1960～1961)	8.21	19.5	26.4	24.6	7.35	9.62	3.20	2.07	1.98	1.90	2.35	1.32	120.4	10.0
P＝50%设计平水年	8.78	20.9	28.2	26.3	7.86	10.3	3.42	2.21	2.12	2.03	2.51	1.41	128.8	10.7
丰水代表年(1975～1976)	22.4	37.1	58.0	23.9	10.6	12.4	6.26	8.51	7.30	7.54	3.12	5.56	202.7	16.9
P＝10%设计丰水年	20.8	34.5	53.9	22.2	9.85	11.5	5.82	7.90	6.78	7.00	2.90	5.17	188.3	15.7

二、实际代表年法

设计代表年常用于水电工程，而较少用于灌溉工程。这是因为灌溉用水与气象资料有关，作物需水量大小，取决于当年蒸发量资料，灌溉水量的多少，取决于降水情况。如用设计代表年法，设计来水过程可按代表年月径流过程缩放求得，与该设计年相配合的灌溉用水量如何求？即对蒸发量和降水量要不要缩放？用什么倍比缩放？这些问题较难处理。所以灌溉工程不用设计代表年，而用实际代表年。

下面介绍两种选择实际代表年的方法。

1）在规划灌溉工程时，应对当地历史上发生过的旱情、灾情进行调查分析，确定各干旱年的干旱程度，明确其排序位置：最干旱年、次干旱年、再次干旱年、……，也就是说，确定各干旱年相应的经验频率，然后根据情况选定其中某一干旱年作为代表年，就称为实际代表年。根据这一年的年月径流（来水）和用水资料规划设计工程的规模。实际代表年法概念清楚、比较直观，易为群众和领导理解。

2）通过灌溉用水量计算，求出每年的灌溉定额，作出其频率曲线，然后根据灌溉设计保证率P查频率曲线得与设计灌溉定额相应的年份作为实际代表年。

有时为简便计，小型灌区也可按灌溉期（或主要需水期）的降水资料作频率分析，然后根据灌溉设计保证率查得相应的年份作为实际代表年。

第六节　日流量历时曲线

流量历时曲线是反映径流分配的一种特性曲线，系将某时段内的日平均流量按递减次

序排列而成。当不需要考虑各流量出现的时刻，而只研究各种流量的持续情况时，就可以很方便地由曲线上求得该时段内等于或大于某流量数值出现的历时。径流式电站、某些引水工程或水库下游有航运要求时，常常需要知道流量在一年内超过某一数值持续的天数有多少，这就需要绘制日平均流量历时曲线。

若曲线以年为时段，流量取日平均值，则被称为日流量历时曲线，这是目前应用最广的一种。若曲线的横坐标为超过某流量的累计日数，即历时，如用历时的相对百分数表示，则被称为相对历时曲线或保证率曲线（见图5-10）。

绘制以年为时段的日流量历时曲线时，由于一年的日数很多，一般是将流量分组进行历时的统计，组距不一定要求相等。

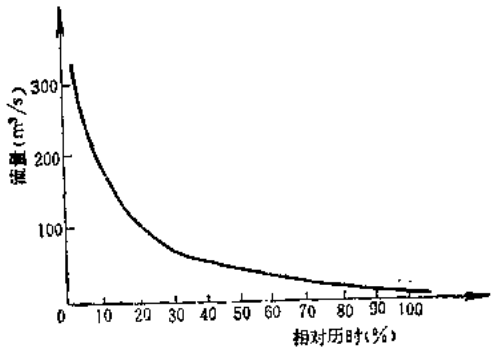


图 5-10　日流量历时曲线

一、综合日流量历时曲线

将所有各年的日平均流量资料进行综合统计，曲线的纵坐标为日平均流量，横坐标为所有各年的历时日数或相对历时（占所有各年的百分数），得综合日流量历时曲线。这种历时曲线能真实地反映流量在多年期间的历时情况，是工程上主要采用的曲线。

二、平均日流量历时曲线

平均日流量历时曲线是根据多年实测流量资料，点绘各年日流量历时曲线，然后在各年的历时曲线上，查出同一历时的流量，并取平均值绘制而成的，因而是一种虚拟的曲线。由于流量取平均的结果，这条曲线的上端比综合历时曲线要低，而它的下端又比综合历时曲线要高，曲线中间绝大部分（10%～90%的范围）大致与综合历时曲线重合。

三、代表年日流量历时曲线

根据某一年份的实测日平均流量资料绘制而成。在工程设计中，常需要各种代表年（丰水年、平水年、枯水年）的日流量历时曲线。绘制这条曲线时，代表年的选择按前述原则来进行。

习　　题

【5-1】 某水文站的年平均流量系列如表5-5所示，要求用配线法推求设计频率 $P=90\%$ 的年平均流量。

表 5-5　　某水文站年平均流量表（水利年度）　　流量单位：m^3/s

1960	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	1971	1972
810	730	940	1100	910	1090	750	850	920	890	990	1220	740

1973	1974	1975	1976	1977	1978	1979	1980	1981	1982	1983	1984
840	790	910	980	1150	1210	820	760	920	880	1160	830

第六章　由流量资料推求设计洪水

第一节　概　　述

在河流上筑坝建库能在防洪方面发挥很大的作用，但是，水库本身却直接承受着洪水的威胁，一旦洪水漫溢坝顶，将会造成严重灾害。为了处理好防洪问题，在设计水工建筑物时，必须选择某一洪水作为依据。若此洪水定得过大会使工程造价增多而不经济，但工程却比较安全；若此洪水定得过小，虽然工程造价降低，但遭受破坏的风险增大，如何选择对设计的水工建筑物较为合适的洪水作为依据，涉及一个标准问题，称为设计标准。确定设计标准是一个非常复杂的问题，一方面要处理好经济与安全的相互关系；另一方面许多随机因素也很难确切估计。

设计洪水是指水利水电工程设计所依据的设计标准的洪水，包括洪峰流量、洪水总量和洪水过程线3个组成部分。由此可见，设计洪水与设计标准有着密切的关系，由于设计标准不同，设计洪水的计算方法也有所不同。

我国现行的办法是按照工程的重要性，选定不同频率作为设计标准。这样，把洪水作为随机现象，以概率形式估算未来的设计值，同时，以不同的频率来处理安全和经济的关系。

水电部于1978年颁布了《水利水电枢纽工程等级划分及设计标准(山区、丘陵区部分)SDJ12-78（试行）》，对于特别重要的工程，又提出以可能最大洪水作为校核标准。

水利水电工程建筑物的设计标准取决于建筑物的等级，并分为正常运用（设计标准）和非常运用（校核标准）两种情况。按正常运用的洪水标准算出的洪水称为设计洪水，用它来决定水利水电枢纽工程的设计洪水位、设计泄洪流量等（见表6-1）。

表 6-1　　永久性水工建筑物正常运用的洪水标准

建筑物级别	1	2	3	4	5
洪水重现期(年)	2000～500	500～100	100～50	50～30	30～20

当河流发生比设计洪水更大的洪水时，选定一个标准，称为校核标准，要求建筑物不得被破坏，但允许一些次要建筑物被损毁或失效，这种情况称为非常运用情况（见表6-2）。校核洪水大于设计洪水，但工程设计时，对于两种情况采用不同的安全系数和不同的超高，有时设计洪水反而控制建筑物的尺寸，所以设计计算时一般应考虑两种标准的洪水。

设计永久性水工建筑物所采用的非常运用洪水标准，按下述原则确定。

1）失事后对下游将造成较大灾害的大型水库，重要的中型水库以及特别重要的小型

表 6-2　　失事后对下游不致造成较大灾害的水利水电枢纽工程
永久性水工建筑物非常运用的洪水标准下限值

不同坝型的枢纽工程	建筑物级别				
	1	2	3	4	5
	洪水重现期（年）				
土坝、堆石坝、干砌石坝	10000	2000	1000	500	300
混凝土坝、浆砌石坝和其它水工建筑物	5000	1000	500	300	200

水库的大坝，当采用土石坝时，应以可能最大洪水作为非常运用洪水标准；如采用混凝土坝、浆砌石坝时，根据工程特性、结构形式、地质条件等，其非常运用洪水标准较土石坝可适当降低。

2）失事后对下游不致造成较大灾害的水利水电枢纽工程的大坝和其它影响水库安全的水工建筑物，其非常运用洪水标准应根据工程规模、重要性及基本资料等情况，按不低于表6-2中规定的数值分析确定。

3）水利水电枢纽工程中不影响水库安全的建筑物，如引水式、坝后式水电站的厂房等，其非常运用洪水标准可较表6-2规定的数值适当降低。

推求设计洪水（包括洪峰洪量和洪水过程线）的方法有两种类型，即由流量资料推求设计洪水和由暴雨资料推求设计洪水。后者又分为由实测暴雨资料推求一定频率的设计暴雨然后计算设计洪水和由水文气象资料推求可能最大暴雨，然后计算可能最大洪水。

第二节　设计洪峰流量及设计洪量的推求

由流量资料推求设计洪峰流量及设计洪量，可以使用数理统计方法，计算符合设计频率标准的数值，一般称为洪水频率计算。

一、选样

河流上一年内要发生多次洪水，每次洪水具有若干天的流量变化过程，它包含洪峰流量、洪水总量和洪水过程线3个要素。目前对洪水过程线很难作频率计算，而是以洪峰流量和洪水总量作为特征值进行频率计算。洪水频率计算时，应选取每年最大一次洪峰及设计时段的洪量作为样本，组成频率计算所需要的洪峰流量和洪量系列。设计时段一般采用1、3、5、7、15、30天。大流域，调洪能力大的工程，设计时段可以取得长一些；小流域，调洪能力小的工程，可以取得短一些。

在设计时段以内还必须确定一些控制时段，使所推求出来的设计洪水中几个控制时段洪量具有相同的设计频率。同一年内所选取的控制时段洪量，可发生于同一次洪水中，也可不发生在同一次洪水中，关键是选取其最大值。例如图6-1中最大1天洪量与3天、5天洪量不属于同一次洪水。

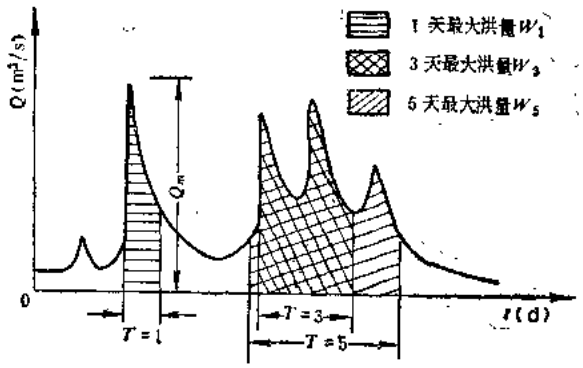


图 6-1 年最大值法选样示意图

二、资料审查

在应用资料之前，首先要对原始水文资料进行审查，除在第三章提到审查资料的可靠性之外，还要审查资料的一致性和代表性。

为使洪水资料具有一致性，当使用的洪水资料受人类活动如修建水工建筑物、整治河道等的影响有明显变化时，则应进行还原计算，使洪水资料换算到天然状态的基础上。

洪水资料的代表性，反映在样本系列能否代表总体分布上，而洪水的总体又难以获得。一般认为，资料年限较长，并能包括大、中、小等各种洪水年份，则代表性较好。

系列代表性分析的方法有两种，一种是通过实测资料与历史洪水调查及文献考证资料进行对比分析，看其是否包含大、中、小洪水年份以及特大洪水年份在内；另一种是与本河流上下游站或邻近水文站的长系列资料进行对比。如果本河流上下游站或邻近水文站与本站洪水具有同步性，则可以认为两站的关系比较密切；如果这些站又具有长期的实测洪水资料，则可用这些长系列资料的代表性来评定本站的代表性。例如参证系列这段时期代表性较好，则可以判断本站同期资料也具有较好的代表性。由此可见，通过历史洪水调查，考证历史文献和系列插补延长，是增进系列代表性的重要手段。

1979年颁布的《水利水电工程设计洪水计算规范SDJ22-79（试行）》中规定，为了使样本具有一定的代表性，要求实测洪水年数不少于20年。结合我国10年来水文观测的进展情况，年数可以增加，以提高资料代表性。

三、特大洪水的处理

特大洪水是指实测系列和调查到的历史洪水中，比一般洪水大得多的稀遇洪水。我国河流的实测流量资料系列一般不长，通过插补延长的系列也极有限。若只根据短系列资料作频率计算，所得成果很不稳定。往往出现一次新的大洪水以后，就使设计洪水数值发生变动。如果在频率计算中能够正确利用特大洪水资料，所得成果就比较稳定。例如某站1956年发生一次大洪水，实测洪峰流量$Q=13100m^3/s$，根据19年实测流量系列算得千年一遇洪峰流量$Q_{0.1\%}=19700m^3/s$，若加入历史特大洪水（1794、1853、1917和1939年）进行计算，得千年一遇洪峰流量增为$Q_{0.1\%}=22600m^3/s$。1963年本河又发生了一次大洪水，本站的洪峰流量$Q=12000m^3/s$，若把历史洪水资料和1956年洪水与1963年洪水都作特大洪水处理，计算得千年一遇洪峰流量$Q_{0.1\%}=23300m^3/s$，与$22600m^3/s$相差不大，由此可见，考虑特大洪水值处理后，计算结果比较稳定。

特大洪水处理的关键是特大洪水重现期的确定。特大洪水一般指的是历史洪水，但是在实测洪水系列中，若有大于历史洪水或数值相当大的洪水也作特大洪水处理。

洪水系列（洪峰或洪量）有两种情况：一是系列中没有特大洪水值，在频率计算时，各项数值直接按大小顺序统一排位，各项之间没有空位，序数m是连序的，称为连序系列

[见图6-2(a)]。二是系列中有特大洪水值，特大洪水值的重现期（N）必然大于实测系列年数n，而在$N-n$年内各年的洪水数值无法查得，它们之间存在一些空位，由大到小是不连序的，称为不连序系列[见图6-2(b)]。

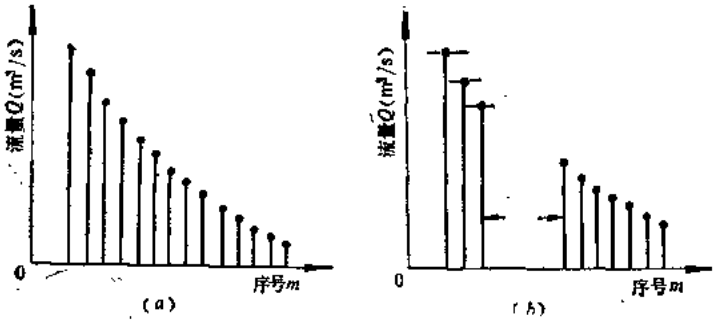


图 6-2　连序系列和不连序系列示意图
(a)连序系列；(b)不连序系列

连序系列中各项经验频率，已在第四章中论述，是采用数学期望公式来估算的。

不连序系列的经验频率，有两种估算方法：

1）把实测系列与特大值系列都看作是从总体中独立抽出的两个随机连序样本，各项洪水可分别在各个系列中进行排位，实测系列的经验频率仍按连序系列经验频率公式

$$P_m=\frac{m}{n+1} \tag{6-1}$$

计算。特大洪水系列的经验频率计算公式为

$$P_M=\frac{M}{N+1} \tag{6-2}$$

式中　P_m——实测系列第m项的经验频率；

m——实测系列由大至小排列的序号；

n——实测系列的年数；

P_M——特大洪水第M序号的经验频率；

M——特大洪水由大至小排列的序号；

N——自最远的调查考证年份迄今的年数。

当实测系列内有特大洪水时，此特大洪水亦应在实测系列中占有序号。例如，实测资料为30年，其中有一个特大洪水，则一般洪水最大项的经验频率$P=(1+1)/(30+1)=0.0645$。

2）将实测系列与特大值系列共同组成一个不连序系列，作为代表总体的一个样本，不连序系列各项可在历史调查期N年内统一排位。

假设在历史调查期N年中有特大洪水a项，其中有l项发生在n年实测系列之内；N年中的a项特大洪水的经验频率仍用式（6-2）计算。实测系列中其余的（$n-l$）项，则均匀分布在$1-P_{M_a}$频率范围内，P_{M_a}为特大洪水第末项M_a的经验频率。实测系列第m项的经验频率计算公式为

$$P_m=P_{M_a}+(1-P_{M_a})\frac{m-l}{n-l+1} \qquad (6\text{-}3)$$

上述第一种方法把特大洪水与实测一般洪水视为相互独立的变量，缺乏理论上的论证；但是，根据实测计算分析，在一般情况下，两种方法计算成果差别不大。

四、频率曲线线型选择

样本系列各项的经验频率确定之后，概率格纸上经验频率点据的位置就可以确定下来，频率计算的下一步就是为这些点据适配一条理论频率曲线，以便计算设计洪水值之用。我国从60年代以后统一采用皮尔逊III型曲线作频率计算。皮尔逊III型曲线有3个参数$\bar{x}$、C_v和C_s，有关它的分布特性、参数意义已在第四章介绍过了。由于该曲线在我国大部分地区与经验频率点据配合较好，且有离均系数Φ_p值和模比系数K_p值计算表可查，便于使用。但是，有些地区皮尔逊III型曲线与经验频率点据配合不好时，根据实际情况，经分析论证也可采用其它线型。

五、统计参数的确定

我国规范统一规定采用目估配线法。在线型和经验频率点据确定后，试凑参数使曲线与经验频率点据配合得最好，此时的参数就是所求的曲线线型的参数，从而可以计算设计洪水值。目估配线的原则和设计年径流量计算时大致一样，但是，应尽量照顾点群的趋势，使曲线通过点群中心，当经验点据与曲线线型不能全面拟合时，可侧重考虑上中部分的较大洪水点据。对调查考证期内为首的几次特大洪水，要具体分析。一般说来，年代愈久的历史特大洪水加入系列进行配线，对合理选定统计参数的作用愈大，但这些资料本身的误差可能较大。因此，在配线时，不宜机械地通过特大洪水点据，而使曲线对其它点群偏离过大，但也不宜脱离大洪水点据过远。

用目估配线法确定参数，首先要估算参数的初试值。参数估算方法已在第四章中介绍过。在用矩法初估参数时，对不连序系列，公式的原理与连序系列相同，但形式有所不同。假定（$n-l$）年系列的均值和均方差与除去特大洪水后的（$N-a$）年系列的相等，即$\bar{x}_{N-a}=\bar{x}_{n-l}$；$\sigma_{N-a}=\sigma_{n-l}$，可以导出参数计算公式为

$$\bar{x}=\frac{1}{N}\left[\sum_{j=1}^{a}x_j+\frac{N-a}{n-l}\sum_{i=l+1}^{n}x_i\right] \qquad (6\text{-}4)$$

$$C_v=\frac{1}{\bar{x}}\sqrt{\frac{1}{N-1}\left[\sum_{j=1}^{a}(x_j-\bar{x})^2+\frac{N-a}{n-l}\sum_{i=l+1}^{n}(x_i-\bar{x})^2\right]} \qquad (6\text{-}5)$$

式中 x_j——特大洪水，$j=1, 2, \cdots, a$；

x_i——一般洪水，$i=l+1, l+2, \cdots, n$；

其它符号意义同前。

偏态系数C_s属于高阶矩，用矩法算出的数值与目估配线的成果相差较大，故一般不用矩法计算，而是参考附近地区资料选定一个C_s/C_v值。对于$C_v\leqslant 0.5$的地区，可试用$C_s/C_v=3\sim 4$；对于$0.5<C_v\leqslant 1.0$的地区，可试用$C_s/C_v=2.5\sim 3.5$；对于$C_v>1.0$的地区，可试用$C_s/C_v=2\sim 3$。

在用三点法初估参数时，先在概率格纸上通过点群中心目估绘制一条光滑的经验频率

曲线，然后在曲线上读出频率为P_1、P_2、P_3 3点相应的洪水值x_{p_1}、x_{p_2}、x_{p_3}。3点的频率P_1、P_2、P_3一般取5%、50%和95%，并由第四章式（4-32）计算偏度系数S；当P_1、P_2、P_3已取定时，则有式（4-33）$S=M(C_s)$的函数关系，上述关系已制成附表3的形式，由式（4-32）求得S后，查附表3得C_s，然后计算

$$\sigma=\frac{x_{5\%}-x_{95\%}}{\Phi_{5\%}-\Phi_{95\%}}$$

$$\bar{x}=x_{50\%}-\sigma\Phi_{50\%}$$

从而可算出C_v值。有了$\bar{x}$、C_v和C_s作为初试值，便可进行适线。

【例1】 某河水文站实测洪峰流量资料共25年，历史特大洪水资料3年，按不连序系列经验频率公式计算，经验频率点据和经验频率曲线如图6-3所示。现采用矩法估算参数初试值，推求百年一遇的洪峰流量。

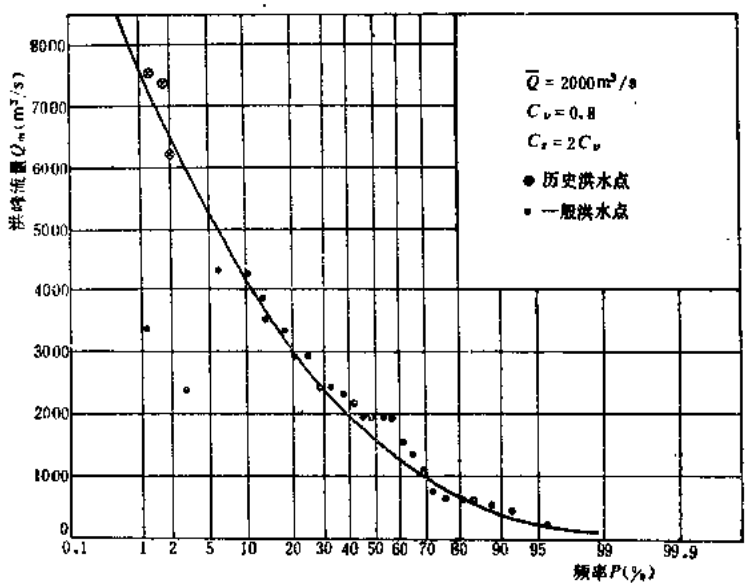


图 6-3 某站洪峰流量频率曲线

按式（6-4）计算洪峰流量的均值，得

$$\bar{x}=2000$$

按式（6-5）计算洪峰流量的均方差，得

$$\sigma=1406$$

$$C_v=\frac{\sigma}{\bar{x}}=\frac{1406}{2000}=0.703$$

为便于查表，一般可先取附表2中与C_s计算值接近的C_v，故取

$$C_v=0.70$$

取$C_s=2C_v$，查附表2得各种P值的K_p值列入表6-3第（2）栏，按$Q_p=K_p\bar{Q}$，算得Q_p值列入第（3）栏。将表6-3的第（1）、（3）的对应数值点绘在图6-3上，与经验频率比较，发现曲线的中上部点据偏于经验点据下方较多，而尾部偏高，根据此情况加大

表 6-3　　频率曲线配线计算表

频率	第一次配线		第二次配线	
	$\overline{Q}=2000$ $C_v=0.70$ $C_s=2C_v$		$\overline{Q}=2000$ $C_v=0.80$ $C_s=2C_v$	
$P(\%)$	k_p	$Q_p(m^3/s)$	k_p	$Q_p(m^3/s)$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1	3.29	6580	3.71	7420
2	2.90	5800	3.22	6440
5	2.36	4720	2.57	5140
10	1.94	3880	2.06	4120
20	1.50	3000	1.54	3080
50	0.85	1700	0.80	1600
75	0.49	980	0.42	840
90	0.27	540	0.21	420
95	0.18	360	0.12	240
99	0.08	160	0.04	80

C_v值，进行第二次配线。取$C_v=0.80$，$C_s=2C_v$，计算成果列入表6-3的第（4）（5）栏，配合结果较为合适，如图6-3的实线所示。以上参数即为所求，百年一遇的洪峰流量为7420m³/s。

六、计算成果的抽样误差

用样本估算总体的参数，总是存在抽样误差的。参数既然有抽样误差，计算的设计值x_p也就同样存在抽样误差。由于抽样误差的存在，在计算非常运用条件下的设计洪水时，为了避免由于水文资料缺乏足够代表性，使推算出来的洪水峰量偏小，应加入一个安全修正值，以保安全。若σ_{x_p}为峰量计算值的抽样误差，则安全修正值Δx_p应与σ_{x_p}成比例，即

$$\Delta x_p=a\sigma_{x_p} \tag{6-6}$$

式中　a——可靠性系数，一般取值在0.7～1.5之间，当水工建筑物超载能力大，或者估计失事的后果不严重时，a值可取得小些，反之应取得大些。

峰量计算值的抽样误差σ_{x_p}用下式计算：

$$\sigma_{x_p}=\frac{\bar{x}C_v}{\sqrt{n}}B \tag{6-7}$$

式中　n——样本容量，当有历史洪水资料时，考虑系列的展延作用，应对n作必要的修正；

B——C_s和P的函数，已制成诺模图（见图6-4）。

规范中规定安全修正值一般不超过设计计算值的20%，但这一规定尚缺乏理论依据，有待进一步探讨。

七、计算成果的合理性检查

在洪水峰量频率计算中，不可避免地存在着各种误差，特别是抽样误差。因此，对计算成果需要进行合理性检查。检查分析工作一般可从 3 个方面进行。

1 ）根据本站频率计算成果，检查洪峰、各时段洪量的统计参数与历时之间的关系。一般说来，随着历时的增加，洪量的均值也逐渐增大，而时段平均流量的均值则随历时的增加而减小。C_s值的变化与河流的蓄量关系有关，凡河流的河槽调蓄作用小，连续暴雨机会少，其C_s值则随着历时的加长而减小。反之，河槽调蓄作用大，连续暴雨多的河流，长历时洪量的C_s值大于短历时洪量和洪峰的C_s值。

另外还可绘制各种历时的洪量频率曲线综合图，要求曲线在使用范围内不应有交叉现象，当出现交叉时，应复查有无错误，必要时可对参数进行适当调整。

2 ）根据上下游站、干支流站及邻近地区各河流洪水的频率分析成果进行比较。在暴雨条件比较一致的地区，洪峰及一定历时洪量的均值 $\bar{x}$ 与流域面积 F 有较密切的关系，其关系可用 $\bar{x}=KF^n$ 来表示，其中K、n为常数。

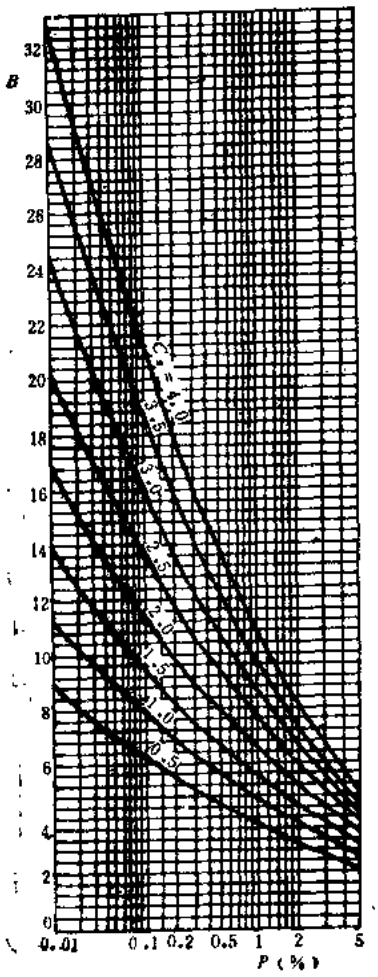


图 6-4　B值诺模图

如将上下游站、干支流站同历时最大洪量的频率曲线绘在一起，下游站、干流站的频率曲线应高于上游站和支流站，曲线间距的变化也有一定规律。

3 ）根据暴雨频率分析成果进行比较。一般说来，洪水的径流深应小于相应天数的暴雨深，而洪水的C_s值，应大于相应暴雨量的C_s值。

以上规律，可作为成果合理性检查的参考，如发现明显不合理之处，应将成果作适当调整。

第三节　设计洪水过程线的推求

洪水过程线的形状千变万化，且洪水每年发生的时间也不相同，是一种随机过程。目前尚无完善的方法直接从洪水过程线的统计规律求出一定频率的过程线，尽管已有人从随机过程的角度，对过程线作模拟研究，但尚未达到实用的目的。为了适应工程设计要求，一般将某一典型洪水过程线加以放大，使其洪水特征如洪峰流量和时段洪水总量的数值等于设计标准的频率计算值，即认为所得的过程线是待求的设计洪水过程线。

一、典型洪水过程线的选择

典型洪水过程线是放大的基础。从实测洪水资料中选择典型时，资料要可靠，一般应考虑以下3个条件：

1）选择峰高量大的洪水过程线，其洪水特征接近于设计条件下的稀遇洪水情况。

2）要求洪水过程线具有一定代表性，即它的发生季节、地区组成、洪峰次数、峰量关系等能代表本流域上大洪水的特性。

3）从水库防洪安全着眼，选择对安全不利的典型，如峰型比较集中，主峰靠后的洪水过程。

可按上述条件初步选取几个典型，分别放大，并经调洪计算，取其中偏于安全的作为设计洪水过程线的典型。

二、放大方法

对典型洪水过程线放大时，目前一般采用峰量同频率控制方法（简称同频率放大法）或按峰或量同倍比控制方法（简称同倍比放大法）。

1.同频率放大法

此法要求放大后的设计洪水过程线，其峰和不同时段（1天、3天、…）的洪量均分别等于设计值。具体做法是先由频率计算求出设计值的洪峰Q_{mP}和不同时段的（1天、3天、…）洪量W_{1P}、W_{3P}、…，并求典型洪水过程线的相应洪峰Q_{mD}和不同时段的洪量W_{1D}、W_{3D}、…，然后按洪峰、最大1天洪量、最大3天洪量、…的顺序，采用以下不同倍比值分别进行放大。

洪峰放大倍比

$$K_{Qm}=\frac{Q_{mP}}{Q_{mD}}$$

最大1天洪量放大倍比

$$K_1=\frac{W_{1P}}{W_{1D}}$$

最大3天洪量中除最大1天以外，其余两天的放大倍比为

$$K_{3-1}=\frac{W_{3P}-W_{1P}}{W_{3D}-W_{1D}}$$

…

上式说明，最大1日洪量包括在最大3日洪量之中，同理，最大3日洪量包括在最大7日洪量之中，得出的设计洪水过程线上的洪峰和不同时段的洪量，恰好等于设计值。时段划分视过程线的长度而定，但不宜太多，一般以3或4段为宜。由于各时段放大倍比不相等，以致放大后的过程线在时段分界处出现不连续现象，此时可徒手修匀，修匀后仍应保持洪峰和各时段洪量等于设计值。如放大倍比相差较大，要分析其原因，采取措施，消除这种不合理的现象。

【例2】 某水库设计标准P＝1％的洪峰和1天、3天、7天洪量，以及典型洪水过

表 6-4　　某水库洪峰、洪量统计表

项　　目	洪峰Q_m(m³/s)	洪　量　W[(m³/s)h]		
		1　天	3　天	7　天
P＝1％的设计洪峰、洪量	2610	1525	2874	3873
典型洪水过程线的洪峰、洪量	1810	1083	1895	2565

程线的洪峰和1天、3天、7天洪量（见表6-4）。要求用分时段同频率放大法，推求P＝1％的设计洪水过程线。

首先，计算洪峰和各时段洪量的放大倍比：

$$R_{Q_m}=\frac{2610}{1810}=1.44$$

$$R_1=\frac{1525}{1083}=1.40$$

$$R_3=\frac{2874-1525}{1895-1083}=1.66$$

$$R_7=\frac{3873-2874}{2565-1895}=1.49$$

其次，将典型洪水过程线的洪峰和不同时段的洪量乘以相应的放大倍比值，得放大的设计洪水过程线（见图6-5）。由于各时段放大倍比值不同，时段分界处出现不连续现象，可用手修匀（见图6-5的虚线），即得所求的设计洪水过程线。

2.同倍比放大法

此法是按同一个倍比放大典型洪水过程线的各纵坐标值，从而得到设计洪水过程线。因此，方法的关键在于确定以谁为主的放大倍比值。放大倍比值的选用有两种，一是“以峰控制”，其放大倍比为

$$K_Q=\frac{Q_{mP}}{Q_m}$$

式中　Q_{mP}——设计频率的洪峰流量；

　　Q_m——典型洪水过程线的洪峰流量。

二是“以量控制”，其放大倍比为

$$K_W=\frac{W_{tP}}{W_t}$$

式中　W_{tP}——设计频率的设计时段洪量，设计时段长短一般是根据工程情况决定；

　　W_t——典型洪水过程线的设计时段洪量。

同倍比放大法比同频率放大法计算简单，但不能同时满足洪峰、洪量具有相同频率，设计时可用两种方法进行比较。

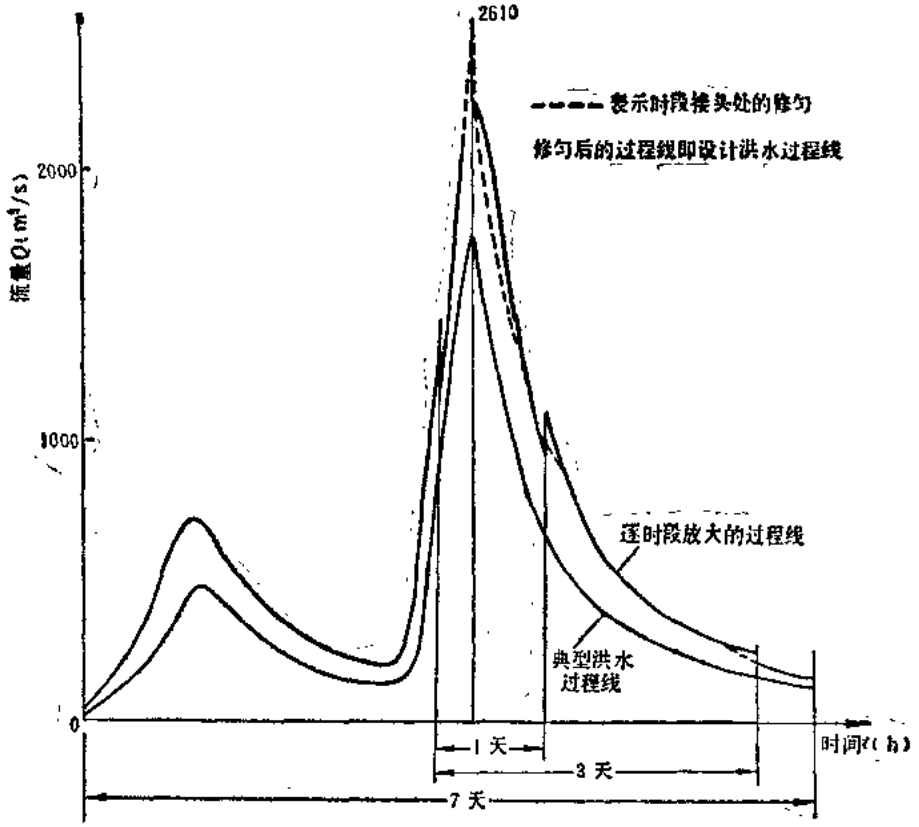


图 6-5 同频率放大法推求设计洪水过程线

第四节 有关设计洪水的几个新问题

一、稳健性估计

洪水频率计算常用资料分为完全样本和不完全样本。无论是哪一种样本，都不可避免地存在特异值，少数特异值的加入将对总体的估计产生很大的影响，因此稳健性估计十分必要。稳健性可以解释为假定与实际的偏差很小的性能。稳健性估计指的是所依据的假定不成立时其统计性能变化较小的一种估计。国外70年代已有专著论述稳健性统计学，80年代提出了洪水频率计算的稳健性问题。目前有人利用区域内实测洪水资料与流域特征和年降水量等建立多元回归关系，有可能降低随机抽样误差。有人在假定总体为某种分布的情况下，用统计试验方法，比较各种适线方法及各种参数估计方法，探求某种分布的最优参数估计及其稳健性。有人利用实测系列和历史洪水，用非参数方法直接估计洪水设计值。上述各种计算途径的目的都是使计算成果具有稳健性。随着稳健性工作的发展，对提高设计洪水计算精度将会起到很大的作用。

二、古洪水计算

现行频率计算方法使用的实测资料有限，即使加入历史洪水并作特大值处理，频率计

算结果仍未必十分可靠。对于特大历史洪水，以文献考证所得的最远年限作为依据，至于考证期以前是否出现过更大洪水不得而知，这就给拟定历史洪水的重现年数和排位工作带来困难。古洪水的研究为克服这方面的困难，开辟了新的途径。

所谓古洪水研究，是利用全新世地层学方法，寻找沉积层洪水位标志，分析和恢复古洪水过水断面，用水力学方法计算相应的洪峰流量，并从沉积物采样中由放射性元素^{14}C测定这些洪水发生的年代，从而可以求得古洪水发生的年代和流量，使洪水信息延长至几千年乃至万年，提高洪水频率计算的精度。

古洪水计算和研究成果，已在一些水利规划设计部门应用，但尚未得到普遍开展，也未列入设计规范。

三、洪水过程线模拟

洪水过程要受很多偶然因素的影响，每场洪水都是众多因素的一种组合结果。所以，每年变化都不同。目前广泛采用选典型过程，按一定的水文量（洪峰、洪量）作控制加以缩放，并赋予设计频率的概念，作为设计洪水过程线。这个概念是模糊不清的，是差强人意的。如何合理地解决设计洪水过程线的推算问题，至今尚无成熟的方法。随着水文界的生产需要和科研工作的开展，已经有人从以下两个方面进行了探索，可能会成为今后推求设计洪水过程线的发展途径。

（一）洪水过程线随机模拟

应用随机过程理论，建立随机模型，选定流域的实测样本资料，用蒙特卡洛方法生成足够长的、含有各种可能组合形式的洪水过程，以实测样本资料的统计特性对比分析，然后选取所需要的生成资料（或称模拟系列）作为规划设计的参考。根据统计试验方法的原理，生成资料不可能改变样本资料的统计特性；但是，生成资料可以提供洪水过程在时序变化上更多的信息，包括可能出现的各种极端情况，比用一条典型放大的设计洪水过程线作调洪计算得出的成果更为可靠。

（二）洪水过程线模式识别

上述洪水过程随机模拟方法，是从纵向截口描述水文随机过程，对于短历时的洪水过程，难以保持洪水过程的完整性，不能真实体现在时间轴上的统计规律。有人不从截口提取信息，而是利用计算机模式识别方法，从每年的洪水过程中，经过处理，去掉由于观测误差等造成的随机干扰，提取能反映模式本质的有用信息，作为特征矢量。分析特征矢量集的统计特性，通过聚类分析，使特征矢量集中性质相近的样本组成一个子集，由聚类分析成果用蒙特卡洛方法，随机生成足够数量的样本，变换成模式矢量，即得相应的模拟洪水过程线。

用模式识别方法模拟洪水过程是依赖于信息提炼阶段的精细处理，充分利用洪水信息及不改变洪水过程整体特性来显示其可靠性，但成果的检验比较困难。

习　　题

【6-1】 已知某坝址断面24年的洪峰流量实测值如表6-5所示，根据历史调查得知1910年和1924年曾发生过特大洪水，推算得洪峰流量分别为11600m^3/s和10000m^3/s。试推求

表 6-5　　某坝址断面实测洪峰流量表

年　份	流量Q(m³/s)	年　份	流量Q(m³/s)	年　份	流量Q(m³/s)
1950	4010	1958	6780	1966	8000
1951	2940	1959	7780	1967	5840
1952	4520	1960	2590	1968	4380
1953	5290	1961	5200	1969	5200
1954	3500	1962	5420	1970	3880
1955	5250	1963	6980	1971	4860
1956	3910	1964	4620	1972	6640
1957	3620	1965	3440	1973	5800

200年一遇洪峰流量。

第七章　由暴雨资料推求设计洪水

第一节　概　　述

我国大部分地区的洪水主要由暴雨形成。在实际工作中，中小流域常因流量资料不足无法直接由流量资料推求设计洪水，而暴雨资料一般较多，因此可用暴雨资料推求设计洪水。特别是：

1）在中小流域上兴建水利工程，经常遇到流量资料不足或代表性较差，难于使用相关法来插补延长，因此，需用暴雨资料推求设计洪水。

2）由于人类活动的影响，使径流形成的条件发生显著的改变，破坏了洪水资料系列的一致性。因此，可以通过暴雨资料，用人类活动后新的径流形成条件推求设计洪水。

3）为了用多种方法进行推算设计洪水，以论证设计成果的合理性，即使是流量资料充足的情况下，也要用暴雨资料推求设计洪水。

4）无资料地区小流域的设计洪水和保坝洪水，一般都是根据暴雨资料推求的。

由暴雨资料推求设计洪水的主要内容有：

（1）推求设计暴雨　根据实测暴雨资料，采用统计分析和典型放大法求得。

（2）拟定产流方案，推求设计净雨　根据实测暴雨洪水资料，利用径流形成的基本原理，通过成因分析方法求得。

（3）拟定流域汇流方案　根据实测暴雨洪水资料，利用汇流的概念，用成因分析的方法求得。

（4）推求设计洪水过程线　由求得的设计暴雨，利用产流方案推求设计净雨过程，再利用流域汇流方案由设计净雨过程求得设计洪水过程。

第二节　暴雨特性的分析及暴雨资料的审查

一、暴雨的时空分布特性

一次暴雨在时间上和空间上是不断地变化和发展的，无法用少数几个指标对一次暴雨作出全面的描述。每次暴雨过程都具有各自的特点。有的暴雨历时短，来势特别猛烈，如河南的“75.8”暴雨，林庄站6小时暴雨量达830.1mm；内蒙古的“77.8”暴雨，乌审召8小时雨量达1050mm；有些暴雨不但历时长，且量也特别大，如河北的“63.8”暴雨，獐狐站7天雨量达2051mm。此外，各次暴雨笼罩的面积及其分布也不相同，如内蒙古的“77.8”暴雨，暴雨量在200mm以上的面积仅1500km²，降雨总水量为45.2亿m³；而湖北清江的“35.7”暴雨，在120000km²范围内，5天降水总量却为600亿m³。由国内外暴雨量历史最大值的记录也可看出各次特大暴雨具有各自的特点。

在拟定设计暴雨过程时，需要研究当地的暴雨（尤其是特大暴雨）特性。在分析暴雨特性时，一般先根据设计要求，选取一些暴雨量特征值P_t（如最大t日点雨量，或最大t日

面平均雨量等），统计历史上各次大暴雨资料，分析暴雨量特征值在时间上的分布特性$P_t=F(t)$，及其在空间地理坐标上的分布特性$P_t=\Phi(x,\ y)$。

1.暴雨的时间分配特性

通常是在雨区内，选取若干个雨量站的观测资料作为代表，统计各代表站各种不同时段t的最大雨量P_t，及长、短时段雨量所占的百分比P_{t_1}/P_{t_2}，并绘出各站暴雨强度在时间上的变化过程，用来说明暴雨量的时程分配情况。

例如河南“75.8”暴雨，其过程是从8月4日起至9日止，历时5天。但暴雨量主要集中在8月5日～7日这3天，林庄站最大3天雨量P_3为1605.3mm，而5天的雨量P_5为1631.1mm，$P_3/P_5=98.4\%$。板桥站$P_3=1422.4$mm，$P_5=1451.1$mm。而各代表站在3天中的最后1天（8月7日）的雨量占3天的50%～70%，这一天的雨量又集中在最后的6小时，6小时雨量P_6与24小时雨量P_{24}之比为50%～80%（林庄$P_6/P_{24}=78.3\%$）。“75.8”暴雨为一次雨量集中在后期的暴雨过程，这种雨型对于水库防汛安全是极为不利的。

一般在作暴雨特性分析时，多绘出各代表站的暴雨强度过程线，其纵坐标为逐时雨量，横坐标为时间。有时可以绘制流域面积或一定地区上的面平均雨量随时间的变化过程线。

2.暴雨在空间分布上的特性

降落在流域上的一次暴雨，其地区分布是不均匀的，可以用等雨量线图来表示。从等雨量线的中心起分别量取不同等雨量线所包围的面积，计算此面积内的平均雨深（简称面雨深），然后以横坐标表示面积，纵坐标表示面雨深，可点绘面积～雨深曲线（见图7-1）。以历时（如暴雨历时为1天、2天、3天）为参数的面积～雨深曲线，称为历时～面积～雨深曲线（见图7-2）。

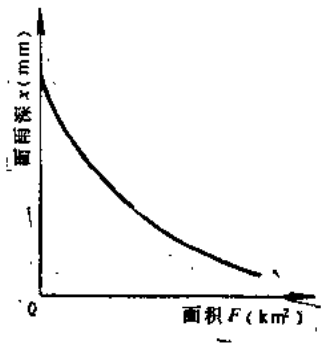


图 7-1 暴雨的面积～雨深曲线

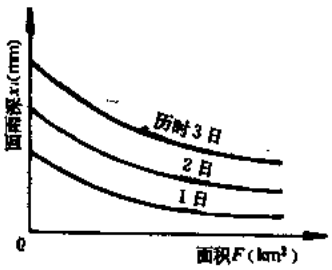


图 7-2 暴雨的历时～面积～雨深曲线

二、暴雨资料的搜集、审查与插补延长

暴雨资料的主要来源是国家水文、气象部门所刊印的雨量站网观测资料，但也要注意搜集有关部门专用雨量站和社队群众雨量站的观测资料。强度特大的暴雨中心点雨量，往往不易为雨量站测到，因此必须结合调查搜集暴雨中心范围和历史上特大暴雨资料，了解当时雨情，尽可能估计出调查地点的暴雨量。

雨量资料按观测方法与观测次数的不同，有日雨量资料、分段雨量资料与自记雨量资

料3种。由于定时观测资料人为地把一次降雨过程分开记载，因此一般根据它获得的时段最大值，往往比相应时段由自记雨量资料得到的小些。在应用时，可根据实际资料进行分析，求得校正系数，对定时观测的最大雨量进行订正。

审查暴雨资料要注意分析其代表性，即审查是否有足够数量的测站用来计算面雨量；站网分布情况能否反映地理、气象、水文分区的特性；还要注意分析暴雨的特性。对不同类型的暴雨（如梅雨和台风雨）应按类型分别取样，与不分类型而按年最大值取样，频率计算成果不一样。因此计算设计暴雨时，要因地制宜，合理选定计算方法。

暴雨资料的可靠性也应进行审查，如审查特大或特小雨量观测记录是否真实，有无错记或漏测情况，必要时可结合实际调查，予以纠正。检查自记雨量资料有无仪器故障的影响，并与相应定时段雨量观测记录比较，尽可能审定其准确性。

有时各站暴雨资料观测时间长短不一，甚至缺测。为了便于进行频率计算，应设法延长或插补，一般可用下列几种方法：

1）如邻站距离较近，又在气候一致区内，可直接借用邻站的资料。

2）当邻近地区测站较多时，大水年份可绘制次暴雨等值线图进行插补；一般年份可用邻近各站的平均值插补。

3）如与洪水峰量相关关系较好，可建立暴雨和洪水峰或量的相关关系进行插补。

4）如两个相邻的雨量站，短系列站A的暴雨均值为$\overline{P}_A$，而邻近长系列站B的暴雨均值为$\overline{P}_B$，其与A站同期的暴雨均值为$\overline{P}_{BA}$，则A站资料延长至与B站同期的暴雨均值为$\overline{P}_{A-B}=(\overline{P}_B/\overline{P}_{BA})\overline{P}_A$。

第三节　设计面暴雨量的推求

设计面暴雨量是指设计断面以上流域的设计面暴雨量。一般有两种计算方法。当设计流域雨量站较多、分布比较均匀、各站又有长期的同期资料，能求出比较可靠的流域平均雨量（面雨量）时，就可直接选取每年指定统计时段的最大面暴雨量，进行频率计算求得设计面暴雨量。

另一种是，当设计流域内雨量站稀少、或观测资料系列甚短、或同期观测资料很少甚至没有，无法直接求得设计面暴雨量时，只好用间接方法计算，也就是先求流域中心附近代表站的设计点暴雨量，然后通过暴雨点面的关系，求相应的面暴雨量。下面分述这两种方法。

一、设计面暴雨量的直接计算

在搜集流域内和附近雨量站的资料并进行分析审查的基础上，先选定不同的统计时段，找出逐年各种时段的最大暴雨量。习惯上时段多采用单数天数，暴雨核心部分取得密些，一般取4或5种统计时段，如1、3、5、7、……天。逐年各种时段的最大暴雨量，一般是根据逐日的流域面雨量选出来的。例如，某流域1960年8月份的暴雨量大而集中，流域内测站分布较均匀，用算术平均法求得的该月逐日面暴雨量如表7-1所示。从表中可以选出：最大1天面暴雨量为69.6mm（8月14日），最大3天面暴雨量为85.3mm（8月12

表 7-1　　某流域1960年8月份逐日面暴雨量表　　单位：mm

日　期	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
面雨量	0	10.3	0	0	0	10.7	28.2	0	0	0.7	4.7
日　期	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
面雨量	10.2	5.5	69.6	2.9	0	40.1	25.6	0	0	0	0
日　期	23	24	25	26	27	28	29	30	31		
面雨量	0	0.4	2.0	4.2	0	0	0.2	0	0		

～14日），最大7天面暴雨量为153.9mm（8月12～18日）。应予指出：短时段内的最大雨量可以包含在长时段之内（如本例所示），也可以不包含在内，主要以选取该种时段的最大值为准则。

有了逐年最大的各种时段面雨量作为样本系列，分别进行频率计算，可求得面暴雨量频率曲线，从而可以定出设计频率的最大1天、最大3天、……面暴雨量。频率计算的步骤、使用的线型及公式，与设计年径流和设计洪水的频率计算方法相同，不再多述。但须注意，应将不同历时的面暴雨量频率曲线点绘在同一张机率格纸上，并注明其相应的统计参数，加以比较。各种频率的面暴雨量都必须随统计时段增加而加大，如发现频率曲线有交叉等不合理现象时，应对曲线参数进行适当修正。

二、设计面暴雨量的间接计算

1.设计点暴雨量的计算

设计上所要求的点暴雨量，一般是指流域中心的点暴雨量。如流域中心或附近有一个测站，其观测资料系列较长，就可用该站暴雨资料进行频率计算求得设计点暴雨量。如流域中心及附近没有这种测站，则可先求出所在地区的各个测站的设计点暴雨量，然后利用地理插值法，求出流域中心的设计点暴雨量，或由水文手册中的等值线图上查得。

进行点暴雨量频率计算时，暴雨资料的统计一般可采用定时段（如1天、3天、5天、……）年最大值选样方法。资料系列必须包括有大、中、小暴雨的年份，可与邻近站较长系列资料比较判定。如资料不足，应设法延长雨量系列，也可插补或移用大暴雨的资料。移用时，再根据自然条件进行分析，必要时可根据均值比修正。对于特大值要估算它的重现期，进行频率计算时，应作相应的特大值处理。

暴雨统计参数是否符合地区变化规律，可参考大面积暴雨统计参数等值线图进行分析比较，检查其合理性。暴雨的C_s与C_v的比值，在地区上或季节上比较稳定。在我国，一般地区$C_s \approx 3.5C_v$；C_v值较大地区，$C_s \approx (2 \sim 3)C_v$；$C_v$值较小地区，$C_s \approx (4 \sim 5)C_v$。

将不同时段的点暴雨量频率曲线绘在同一张机率格纸上，并标明各自的统计参数进行综合比较。如所绘频率曲线有交叉等不合理现象，应对不合理的曲线参数进行修正。

目前，我国各省（区）已将各种时段（1、3、5、7天）年最大暴雨量均值及C_v等值线图和C_s/C_v的分区数值表编入水文手册，这对无资料地区计算点暴雨量甚为方便。由于等值线图往往只反映大地形对暴雨的影响，不能反映局部地形的影响，因此，在一般资料较少而地形又复杂的山区应用暴雨等值线图时要特别注意，应尽可能搜集一些实际资料，如近年来该地区所发生的特大暴雨，相似地区山上、山下的雨量同期观测资料等，对由等值线图查出的数据，进行分析比较，必要时作一些修正。

2.设计面暴雨量的计算

流域中心设计点暴雨量求得后，要用点面关系折算成设计面暴雨量。暴雨的点面关系在设计计算中，又有以下两种区别和用法。

（1）定点定面关系　如流域中心或附近有长系列资料的雨量站，流域内有一定数量且分布较均匀的其它雨量站资料时，可以用长系列站作为固定点，以设计流域作为固定面，根据同期观测资料，建立各种时段暴雨的点面关系。也就是，对于一次暴雨某种时段的固定点暴雨量，有一个相应的固定面暴雨量，则在定点定面条件下的点面折减系数α_0为

$$\alpha_0=\frac{P_F}{P_0}$$

式中，P_F及P_0分别为某种时段固定面及固定点暴雨量。有了若干次某时段暴雨量，则可有若干个α_0值。对于不同时段暴雨量，则又有不同的α_0值。于是，可按设计时段选几次大暴雨的α_0值，加以平均，作为设计计算用的点面折减系数。将前面所求得的各时段设计点暴雨量，乘以相应的点面折减系数，就可得出各种时段设计面暴雨量。

应予指出，在设计计算情况下，理应用设计频率的α_0值，但由于面雨量资料不多，作α_0的频率分析有困难，因而近似地用大暴雨的α_0平均值，这样算出的设计面暴雨量与实际要求是有一定出入的。如果邻近地区有较长系列的资料，则可用邻近地区固定点和固定流域的或地区综合的同频率点面折减系数。但应注意流域面积、地形条件、暴雨特性等要基本接近，否则不宜采用。

（2）动点动面关系　过去在缺乏暴雨资料的流域上求设计面暴雨量时，曾以暴雨中心点面关系代替定点定面关系，即以流域中心设计点暴雨量，地区综合的暴雨中心点面关系去求设计面暴雨量。这种暴雨中心点面关系（见图7-3）是按各次暴雨的中心与暴雨分布等值线图求得的，各次暴雨中心的位置和暴雨分布不尽相同，所以说是动点动面关系。

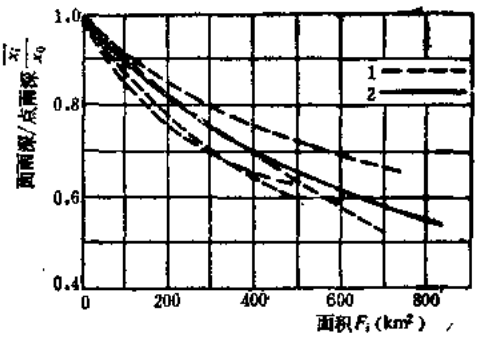


图 7-3　某地区3天暴雨点面关系图

1—各次实际暴雨；2—地区平均

显然，这个方法包含了3个假定：1）设计暴雨中心与流域中心重合；2）设计暴雨的点面关系符合平均的点面关系；3）假定流域的边界与某条等雨量线重合。这些假定，在理论上是缺乏足够根据的，使用时，应分析几个与设计流域面积相近的流域或对地区的定点定面关系作验证，如差异较大，应作一定修正。

各省（区）水文手册中一般都有历时1、3、7天的暴雨点面关系线，可用于流域面积小于3000km²的地区。对于暴雨分布比较集中的地区，适用范围要小些，反之可大些。

三、设计面暴雨量计算成果的合理性检查

以上计算成果可从下列各方面进行检查，分析比较其是否合理，而后确定设计面暴雨量。

1）对各种历时的点、面暴雨量统计参数，如均值、C_v值等进行分析比较，面暴雨量的这些统计参数应随面积增大而逐渐减小。

2）将间接计算的面暴雨量与邻近流域有条件直接计算的面暴雨量进行比较。

3）搜集邻近地区不同面积的面雨量和固定点雨量之间的关系，进行比较。

4）将邻近地区已出现的特大暴雨的历时、面积、雨深资料与设计面暴雨量进行比较。

第四节　设计暴雨的时、空分布

求得设计暴雨量以后，还应确定设计暴雨的时、空分布，即在时程上的分配和在地区上的分布。下面分别介绍拟定设计暴雨时、空分布的方法。

一、设计暴雨的时程分配

设计暴雨的时程分配一般用典型暴雨同频率控制缩放的方法。典型暴雨过程，应由实测暴雨资料计算各年最大面暴雨量的过程来选择。但如资料不足，也可用流域或邻近地区有较长期资料的点暴雨量过程来代替。在缩放时，仍应以设计面暴雨量为准。选择的典型要具有一定的代表性，如该类型出现次数较多，分配形式接近多年平均和常遇的情况，雨量大，强度大等，并且是对工程安全较不利的暴雨过程，如暴雨核心部分出现在后期，则形成洪水的洪峰出现较迟，对水库安全影响较大。

选定典型后，就可用同频率设计暴雨量控制方法，对典型暴雨分时段进行缩放。时段的划分，在时程分配上，一般用1、3、7天3个时段，因一次暴雨历时一般约为3天，连续两次暴雨的过程约7天，其中1天的雨量对洪峰计算影响较大。对于24小时暴雨的时程分配，时段划分视流域大小及汇流计算所用的时段而定，一般取3、6、12、24小时控制。在缺乏资料时，可以引用各省（区）水文手册中按地区综合概化的暴雨时程分配来进行计算。

【例1】 某流域百年一遇的设计暴雨量，历时1天的暴雨量为110.0mm，3天暴雨量为198.5mm，7天暴雨量为275.0mm。试在流域内某代表站历年实测最大7天暴雨资料中（见表7-2）选定典型过程，并进行放大，拟出设计暴雨过程。

选定典型过程及放大计算步骤如下：

1）从表7-2中选出1天雨量大于5mm的天数作雨日统计，则最大3天与最大7天的实际雨日及其平均天数统计如表7-3所示。

2）由表7-2再统计最大3天、7天降雨中的最大1天及最大3天的雨日出现位置（前、中、后）及次数，结果见表7-4。

表 7-2　　某代表站历年最大7天降雨过程　　单位：mm

年份＼日次	1	2	3	4	5	6	7	7天雨量
1951	17.0	66.0	21.0	65.3	10.3	0	11.2	190.8
1952	16.5	73.1	22.2	0.1	13.9	0.9	1.2	127.9
1953	21.5	50.5	85.4	32.8	10.6	1.1	27.2	229.1
1954	21.2	21.3	9.1	21.9	19.8	19.4	0.5	113.0
1955	21.9	19.6	22.7	0.5	13.1	37.7	39.9	155.4
1956	32.4	12.3	2.7	39.2	16.2	63.4	0.4	166.6
1957	3.2	40.0	17.6	25.3	34.1	40.1	13.3	173.6
1958	35.8	9.6	29.6	17.0	40.4	49.2	31.4	212.9
1959	4.8	8.3	22.1	14.5	34.7	41.3	56.0	181.7

注　数字下划“——”线的为最大7天中的最大3天雨量，划“═══”线的为最大3天中的最大1天雨量。

表 7-3　　各种历时中实际降雨日数统计表

项目＼年份	1951	1952	1953	1954	1955	1956	1957	1958	1959	实际雨日平均数
最大3天实际降雨日	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
最大7天实际降雨日	6	4	6	6	6	5	6	7	6	6

表 7-4　　短时段雨日在长时段雨日中出现的位置及次数统计表

项目	出现次数		
	在前面	在中间	在后面
最大1天降雨在最大3天降雨中的位置	2	3	4
最大3天降雨在最大7天降雨中的位置	3	0	6

3）按照多年平均及出现次数较多的情况，由表7-3、表7-4的统计结果，从表7-2中可选择1959年作为典型年，其最大3天雨量为132.0mm，最大7天雨量为181.7mm，3天雨量中实际雨日为3天，7天雨量中实际雨日为6天。该年最大7天雨量较大，最大3天与最大1天均偏后，对工程安全不利。

4）根据已求出的设计暴雨量和选出的典型暴雨量（见表7-5），计算放大倍比如下：

最大1天雨量放大倍比

$$K_1=\frac{110.0}{56.0}=1.96;$$

表 7-5　　最大1天、3天、7天设计暴雨量与典型暴雨量表　　单位：mm

项　　目	$P=1\%$设计暴雨	1959年典型暴雨
最大1天暴雨量	110.0	56.0
最大3天暴雨量	198.5	132.0
最大7天暴雨量	275.0	181.7

最大3天与最大1天的雨量差额放大倍比

$$K_3=\frac{198.5-110.0}{132.0-56.0}=\frac{88.5}{76.0}=1.16;$$

最大7天与最大3天的雨量差额放大倍比

$$K_7=\frac{275.0-198.5}{181.7-132.0}=\frac{76.5}{49.7}=1.54。$$

5）根据放大倍比，将1959年典型过程分时段放大，便得出百年一遇的设计暴雨时程分配（见表7-6）。

表 7-6　　设计暴雨时程分配表　　单位：mm

日　　次	1	2	3	4	5	6	7
1959年典型分配	4.8	8.3	22.1	14.5	34.7	41.3	56.0
放大倍比K_i	K_7	K_7	K_7	K_7	K_3	K_3	K_1
设计暴雨分配	7.5	12.9	34.1	22.4	40.4	47.9	109.8

二、设计暴雨的地区分布

所谓拟定设计暴雨的地区分布，就是作出一张设计流域内设计暴雨的等雨量线图。这是一个十分复杂的频率组合问题，目前还没有适当的方法来直接进行，通常用典型同倍比放大的方法推求。

当流域内有较长期的暴雨资料时，首先，绘制各次实测大暴雨的等雨量线图，统计暴雨中心出现的位置及其出现次数。然后，选出雨量大、暴雨中心位置出现次数多、并对工程安全较不利的大暴雨等雨量线图，作为地区分布的典型。按设计面暴雨量与典型暴雨量的比值同倍比放大各等雨量值，即可得出设计暴雨的等雨量线图。

当流域内短缺暴雨资料时，可以移用邻近地区暴雨特性相似的大暴雨等雨量线图作为典型。其暴雨中心应放在流域内经常出现暴雨中心而又对工程安全不利的地点。然后，按设计面暴雨量与移置的典型面暴雨量进行同倍比放大，得设计暴雨的等雨量线图。

第五节　设计净雨的推求

求得设计暴雨后，还要扣除损失，才能算出设计净雨。扣除损失的方法，常用径流系数法、暴雨径流相关图法和入渗扣损法3种，下面分别阐述。

一、径流系数法

本法是较简单而应用也较广的一种方法，它把各种损失综合反映在径流系数中。对于某次暴雨洪水，求得流域平均雨量 P（mm），以及洪水过程线割除地下径流，求得相应的地面径流深R（mm）以后，则一次暴雨的径流系数为

$$\alpha=\frac{R}{P}$$

根据若干次暴雨洪水的α值，加以平均得$\bar{\alpha}$，或为安全起见，选取许多次α值中的较大或最大者，作为设计应用值。各地水文手册均载有暴雨径流系数值，可供参考使用。还应指出，径流系数往往随着暴雨强度增大而增大。因此，根据大暴雨资料求得的径流系数，可根据变化趋势修正，用于设计条件。影响降雨损失的因素很多（如前期土壤含水量等），一定流域的α值变化也是很大的。径流系数法没有考虑这些因素的影响，所以是一种粗估的方法，精度较低。

二、暴雨径流相关图法

暴雨径流相关图法建立在蓄满产流的基础上。

（一）蓄满产流方式

在湿润地区（或干旱地区的多雨季节），由于雨量充沛，地下水位一般较高，通气层较薄，通常不到几米。并且通气层（包气带）下部，含水量常年保持着田间持水量，渗入到这部分土壤中的水量以重力水的形式注入饱和层使含水量保持不变，而其上部由于蒸发的亏耗往往低于田间持水量。汛期，通气层上部的缺水量很容易为一次降雨所补充，可以认为每次大雨后，流域蓄水量都能达到最大蓄水量I_m值。一次降雨损失量I可由流域最大蓄水量I_m减去降雨开始时的土壤含水量P_a值求得。从降雨量中扣除损失量，即得净雨深h，也就是形成洪水的总径流深R。以上这种产生径流的方式称为“蓄满产流”。蓄满产流情况下的总径流深R（mm），可用水量平衡方程式表达如下：

$$R=P-I=P-(I_m-P_a) \qquad (7\text{-}1)$$

式中 P——一次降雨量，mm；

P_a——降雨开始时刻的土壤含水量，mm；

I_m——降雨结束时流域达到的最大蓄水量（对一特定流域，I_m为常数），mm；

I——一次降雨的损失量（等于I_m-P_a），mm。

总径流深R包括地面径流深$R_{面}$和地下径流深$R_{下}$两部分，表达如下：

$$R=R_{面}+R_{下} \qquad (7\text{-}2)$$

一般可以认为，在流域缺水量（主要是通气层的缺水量）蓄满后，产流量中有一部分按稳定不变的下渗强度下渗，其下渗率为f_c(mm/h)。稳定下渗的水量$f_c t$即形成地下径流$R_{下}$，超过稳渗强度的部分形成地面径流$R_{面}$。

利用式（7-1）进行产流计算时，必须知道降雨开始时刻的土壤含水量P_a值和降雨量P。

（二）暴雨径流相关图的绘制

要分析次降雨径流关系，就得根据历年实测的降雨、蒸发、径流资料，通过计算，求得各次洪水的流域平均雨量P，相应的径流深R，本次降雨开始时刻的土壤含水量P_a，知道了各次暴雨的P、R和P_a值，就可以绘制$P\sim P_a\sim R$三变量相关图。

1.流域平均面雨量P的计算

见第二章的内容。

2.径流深的计算

见第二章的内容。

3.土壤含水量P_a的计算

流域土壤含水量一般缺乏实测资料，必须通过间接方法计算得到。土壤含水量的增加主要靠降雨来补充，土壤含水量的亏耗，则取决于流域的蒸发量。土壤含水量P_a的计算就要考虑这两方面因素的消长作用。下面介绍计算P_a的两种方法。

1）若计算时段Δt取为一天，流域水量平衡方程式可写成下列形式：

$$P_{a(t+1)}=P_{a(t)}+P_{(t)}-R_{(t)}-E_{(t)} \tag{7-3}$$

式中 $P_{a(t)}$、$P_{a(t+1)}$——t日、$t+1$日开始时刻的土壤含水量；

$P_{(t)}$——t日的流域平均降雨量；

$R_{(t)}$——$P_{(t)}$这一天形成的径流量；

$E_{(t)}$——t日流域蒸发量。

对于无雨日，则式（7-3）可写成

$$P_{a(t+1)}=P_{a(t)}-E_{(t)} \tag{7-4}$$

对于有雨而不产流日，则式（7-3）可写成：

$$P_{a(t+1)}=P_{a(t)}+P_{(t)}-E_{(t)} \tag{7-5}$$

2）我们知道，降雨开始时的土壤含水量是与前期的降雨量有密切关系的，如前期降雨与本次降雨的间隔越近，则影响越大，反之则越小。因此可以假定一个小于1的系数K（折减系数）的n次方来表示影响程度，用下式计算P_a：

$$P_{a(t)}=KP_{(t-1)}+K^2P_{(t-2)}+\cdots+K^nP_{(t-n)} \tag{7-6}$$

式中 P_{t-1}、P_{t-2}、…、P_{t-n}——本次降雨前一天、两天、……n天的降雨量。n一般取10～15天；

K——折减系数，一般取0.8～0.9；

$P_{a(t)}$——本次降雨初的土壤含水量（t日的土壤含水量）。

将式（7-6）进行变换，即

$$\begin{aligned}P_{a(t)}&=K(P_{t-1}+KP_{t-2}+\cdots+K^{n-1}P_{t-n})\\&=K(P_{t-1}+P_{a(t-1)})\end{aligned} \tag{7-7}$$

利用式（7-7）逐日计算土壤含水量P_a值，当所计算出来的某日的P_a值大于I_{max}时，则只取I_{max}作为该日的P_a值，也就是说，土壤含水量不应大于土壤最大含水量I_{max}。计算P_a

表 7-7　　某流域上某站P_a计算表

时期	4月						5月									
	25	26	27	28	29	30	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
降雨量(mm)	0	0	0	0	0	0.5	124.3	0	6.7	0	19.5	30.7	6.6	0	0	63.0
P_a (mm)						0	0.5	100.0	90.0	87.0	78.0	88.1	100.0	96.0	86.4	77.8
备注	4月30日以前很久无雨															

时，I_{max}是一个控制数字。

【例2】 某流域1957年5月10日发生一次大暴雨，求该日的P_a值，即该日开始时的土壤含水量估计值。据过去资料分析，本流域的$K=0.9$，$I_{max}=100mm$。由表7-7求得该流域上一个雨量站的$P_a=77.8mm$。

4.土壤最大含水量I_{max}（简写I_m）及折减系数K的确定方法

在分析暴雨径流关系时所谈的土壤最大含水量，是指水份能够蒸发出去并在降雨时需要补充的最大水量，这一数值在不同的流域是不同的。在流域久旱之后有大雨，雨后影响土层的需水量刚好完全得到满足，且没有多余的水渗漏到地下潜水层去，则此次降雨的最大损失就是I_m。但是，在实际水文分析工作中，很难判断哪场雨恰好属于这种情况。一般认为，在流域的下渗曲线不易求得的情况下，可根据流域上各地点的下渗实验资料，先求得各地点的I_m，然后通过综合分析，求得流域的I_m值。另外，也可选若干次洪水，其前期十分干旱（即认为$P_a\approx 0$），且降雨量要相当大，能达到全流域蓄满产流。取各次洪水损失的最大值为I_m。我国湿润地区的I_m值约在80～140mm之间。还应指出，这样求出来的土壤最大含水量除包括影响土层的最大蒸发量外，还包括一次暴雨中的最大植物截留量、雨期蒸发量和流域最大填洼需水量。由于后面这3项一般数量较小，故常并入土壤含水量中，而不另做分析。

土壤含水量折减系数K值的确定是按流域蒸发能力来计算的。流域蒸发量的大小与气象因素和流域湿润情况有关。当土壤含水量达最大值I_m时（即充分供水），流域的蒸发量达最大值，用E_m表示，称流域蒸发能力。E_m是随当日的气象条件而变化的，是日期t的函数，即$E_m(t)$。若t这一天土壤含水量$P_a(t)$达到I_m值时，则流域实际蒸发量$E(t)=E_m\times(t)$。当流域供水不充分时（即土壤含水量$P_a(t)<I_m$），流域的实际蒸发量$E(t)$小于流域蒸发能力$E_m(t)$，即$E(t)/E_m(t)<1$，且此比值将随土壤含水量的减小而减小。当土壤含水量为P_a时，假定流域蒸发量$E(t)$符合下列比例关系：

$$E(t)=(1-K)P_a(t) \tag{7-8}$$

当土壤含水量达到最大值I_m时，其日蒸发量为E_m，从而可得

$$E_{max}=(1-K)I_{max} \tag{7-9}$$

所以

$$K=1-\frac{E_{max}}{I_{max}} \tag{7-10}$$

式中，E_{max}即为在一定条件下的流域日蒸发能力，但一般各流域无实测值。根据试验资料得

知，E_{max}与同条件下的80cm套盆式蒸发皿的日蒸发量相近，因此，可用此项水面蒸发量代替E_{max}。水面蒸发量随着地区、季节、晴雨等条件的不同而不同，在同一地区，应按不同的月份和天气的阴晴采用不同的数值。目前一般按晴天或雨天采用各该月份的多年平均值，从而可以得到各月晴天的K值和雨天的K值。

计算出各次暴雨的P_a、P、R后，就可以制做$P\sim P_a\sim R$三变量相关图（见图7-4）。三变量相关图有时做成如图7-5的简化形式。

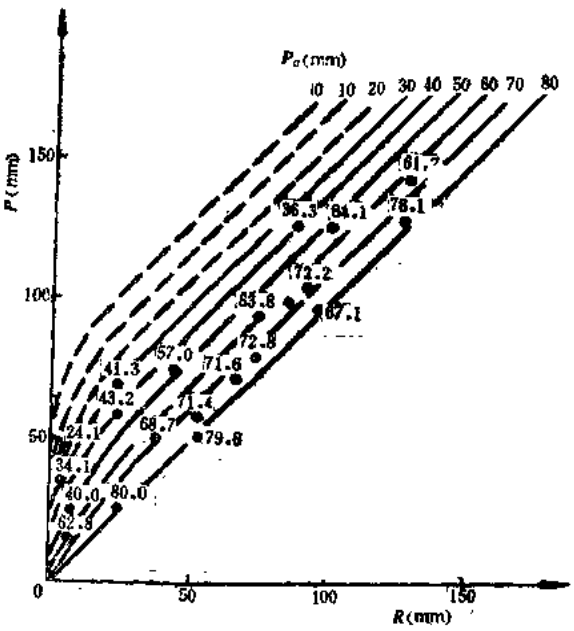


图 7-4 $P\sim P_a\sim R$相关图

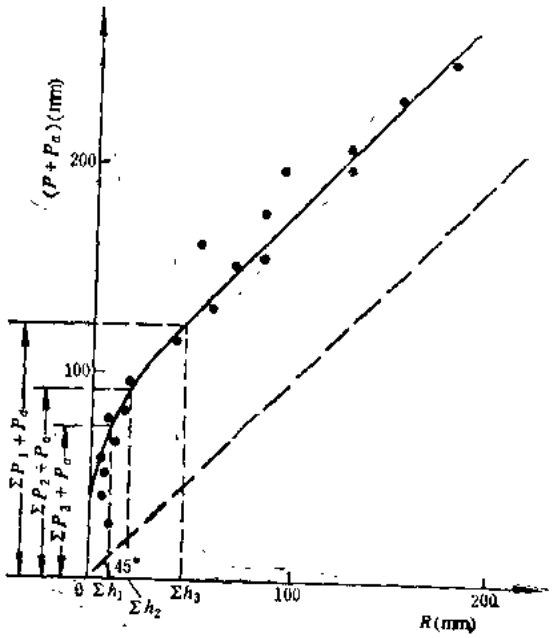


图 7-5 $P+P_a\sim R$相关图

对这种$R=f(P,P_a)$三变量相关图，有两条定量规律值得提出注意：

1）相关图中的P_a等值线是根据实测点据用内插法求出来的，它代表一种平均情况，因此，设计或预报时按已知的P和P_a从相关图上查出来的R值应是该P和P_a值下的R的平均值。

2）P愈大，P_a等值线的坡度愈平，这表示在同一P_a的情况下，P_a等值线每增加一个ΔP所增加的径流量ΔR，较P小时同样所对应增加的ΔR为大，即P愈大，径流系数愈大。

但是，因为在降雨量很大时流域中仍有雨水损失，这部分雨水不产生径流。因此，在相关图上，P_a等值线的上部仍应比45°线陡一些。

（三）暴雨径流相关图的应用

暴雨径流相关图所反映的是各次暴雨量与其对应的径流量之间的关系，因此，在设计或预报时，有了一次暴雨的流域平均深度以后，便可以从图上推出此次暴雨的净雨深度来。如果利用三变量的相关图，在设计或预报时，还需要先计算出该次降雨开始日的流域土壤含水量P_a，才能从图上查出所需要的净雨深度来。

实际上，应用暴雨径流相关图不但可以求出一次降雨所产生的径流总量，而且还可以推求出每个时段的净雨量。例如，一次降雨按Δt分成了许多时段，时段雨量为P_1、P_2、P_3……，

待求的相应净雨量为R_1、R_2、R_3……。求法如下：按已经算出的土壤含水量值，在土壤含水量等于该值的P_a等值线上（必要时需要内插一条P_a等值线）由P_1查得R_1，再由P_1+P_2查得R_1+R_2，再由$P_1+P_2+P_3$查得$R_1+R_2+R_3$，其余依次类推。当逐时段累加的净雨量都查得以后，就可以计算出各时段的净雨量：$R_1=R_1$，$R_2=(R_1+R_2)-R_1$，$R_3=(R_1+R_2+R_3)-(R_1+R_2)$，具体做法参见图7-6。

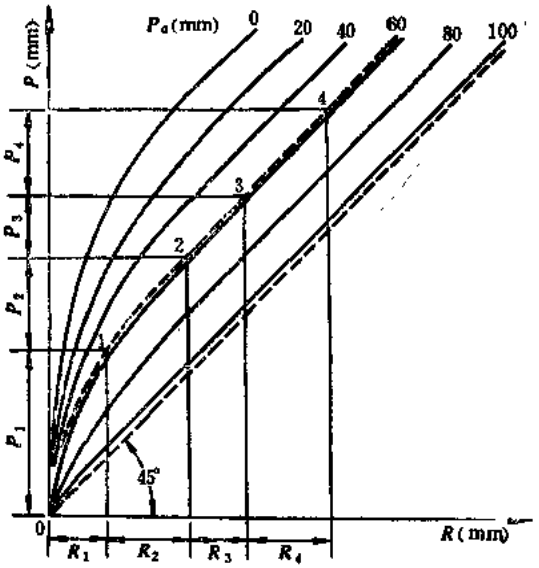


图 7-6 时段净雨量的推求示意图

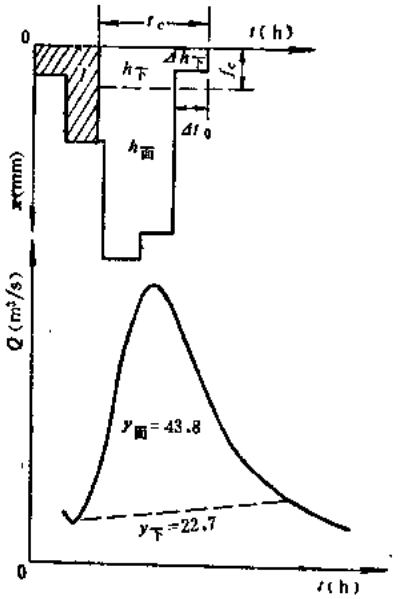


图 7-7 计算f_c示意图

（四）稳定下渗强度f_c的确定及地面净雨和地下净雨的划分

蓄满产流计算公式（7-1）中的径流深R是地面径流$R_面$和地下径流$R_下$两部分之和。由于地面径流和地下径流的汇流特性不同，在推求洪水过程线时要分别处理。为此，在降雨过程$P(t)$中，也要相应地划分成产生地面径流的净雨$h_面$和产生地下径流的净雨$h_下$。前已说明，当流域蓄水量达I_m后，降雨强度i小于稳定下渗强度f_c时，全部降雨形成地下径流；i大于f_c时，大于f_c的部分降雨则形成地面径流。所以将降雨过程划分成$h_面$和$h_下$的关键在于确定f_c值。f_c是流域土壤、地质、植被等因素的综合反映。如流域自然条件无显著变化，一般认为f_c是不变的。因此，通过对实测雨洪资料的分析所确定的f_c值，可供设计洪水计算中使用。目前确定f_c常用的方法是试算法。

试算f_c的方法，如图7-7所示。结合算例说明如下：

1）根据实测降雨资料，求出各时段流域平均雨量，列于表7-8中（2）栏。

2）根据本次降雨形成的洪水资料，分割地面径流和地下径流，求得$R_面=43.8$mm、$R_下=22.7$mm、$R=66.5$mm。

3）求净雨深和相应的净雨历时t_c。方法是在降雨过程上由后面的雨量向前累加到等于径流深R为止，这部分降雨全部成为净雨深h，相应的历时，即为净雨历时t_c，列于表7-8中（3）、（4）栏。前面的降雨量作为损失量。

4）用试算法求f_c值，计算f_c的公式如下：

$$f_c=\frac{R_{下}-\Delta h_{下}}{t_c-\Delta t_0}$$

式中 Δt_0、$\Delta h_{下}$——净雨强度 r 小于稳渗强度f_c的时段及其雨量（见图7-7）。

本算例$R_{下}=22.7$mm，$t_c=20.4$h，则$f_c=22.7/20.4=1.11$mm/h。检查净雨强度过程$r(t)$发现17日8～14时这一时段的 r 小于计算的f_c，应扣除这一时段的Δt_0和$\Delta h_{下}$，进行重新试算，则

$$f_c=\frac{22.7-3.2}{20.4-6.0}=1.35\text{mm/h}$$

经检查，符合要求。故本次洪水的f_c采用1.35mm/h。

5）分析多次实测雨洪资料，可得多次的f_c值。一般取其平均值作为本流域采用的稳定下渗强度f_c值。

有了f_c后，可应用它来划分地面净雨和地下净雨。见表7-8中的第（7）、（8）栏。当$f_c\cdot t_c$值大于时段净雨量h时，则下渗量就等于h值，本时段的净雨全部为地下径流，不产生地面径流。

表 7-8　　f_c 及 $h_{面}$、$h_{下}$ 计 算 表

日　期 月.日.时	降雨量 x (mm)	净雨深 h (mm)	净雨历时 t_c (h)	净雨强度 r (mm/h)	稳渗强度 f_c (mm/h)	地下净雨 $h_{下}$ (mm)	地面净雨 $h_{面}$ (mm)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
4.16.8							
	4.2						
14							
	14.6	5.8	2.4	2.4	1.35	3.3	2.5
20							
	31.6	31.6	6.0	5.3	1.35	8.1	23.5
17.2							
	25.9	25.9	6.0	4.3	1.35	8.1	17.8
8							
	3.2	3.2	6.0	0.53	1.35	3.2	
14							
合　计	79.5	66.5	20.4			22.7	43.8

（五）设计P_{ap}的计算

由三变量暴雨径流相关图推求设计净雨时，需要先求出设计的P_{ap}，设计暴雨发生时，流域土壤湿润情况是未知的，可能很干（$P_a=0$），也可能很湿（$P_a=I_m$）。所以，设计暴雨可以与任何P_a值（$0\leqslant P_a\leqslant I_{max}$）相遭遇，这是属于两个随机变量的遭遇组合问题。目前，设计P_{ap}的计算方法有下述3种：

1.取设计$P_{ap}=I_m$

在湿润地区，当设计标准较高，设计暴雨量较大时，P_a的作用相对较小。原因是汛期雨水充沛，土壤经常保持湿润状态。为了安全和简化，可以取$P_{ap}=I_m$。这种方法在干旱地区不宜采用。

2.扩展暴雨过程法（或称典型年法）

在统计暴雨资料时，加长最大统计时段，可增加到（15～30天），使其包括前期降雨在内。在计算出设计频率的最大30天暴雨量后，用同频率控制典型放大的方法，求设计暴雨的30天分配过程。再根据式（7-6）计算P_a，即设计的P_a值。

3.同频率法

选择每年最大的暴雨量P与暴雨量加土壤含水量$P+P_a$值，同时进行P及$P+P_a$的频率计算，由设计频率的$P+P_a$值减去同频率的P值可得设计P_a值。如设计$P_a>I_m$时，则以I_m为控制，取设计$P_{a\rho}=I_m$。

上面最后两种方法，适用于较干旱地区或设计标准较低的湿润地区。

有了设计的$P_{a\rho}$值，便可在P_a为参数的暴雨径流相关图上（或在$P+P_a\sim R$上），由设计面暴雨量求相应的径流深，此径流深即为设计净雨深。

三、初损后损法

蓄满产流是以满足含气层缺水量为产流的控制条件。但是在一些地区，即土层未达田间持水量之前，因降雨强度超过入渗强度而产流，这种产流方式称为超渗产流。在这种情况下，可采用初损后损法计算设计净雨。

在一次暴雨过程中，各项损失的强度是随着时间而变化的，总的趋势是降雨初期各项损失强度大，以后逐渐减小，而趋于稳定。因此，可将一次暴雨的损失过程分为初期损失（以I_0表示）和后期损失（产生地面径流以后的损失，简称后损）。后损阶段的损失过程也是由大而小以至稳定的过程，但在实际计算中，常把它概化为平均损失过程，并以平均下渗率$\bar{f}$表示（见图7-8）。因此，流域内一次降雨所产生的径流深可用下式表示：

$$R=P-I_0-\bar{f}t_c-P' \qquad (7\text{-}11)$$

式中 R——一次暴雨的净雨量，mm；

P——一次暴雨的降雨量，mm；

I_0——初损，mm；

$\bar{f}$——后期损失的平均入渗率或称平均后渗率，mm/h；

t_c——后损阶段的产流历时，h；

P'——降雨后期不产流的雨量，mm。

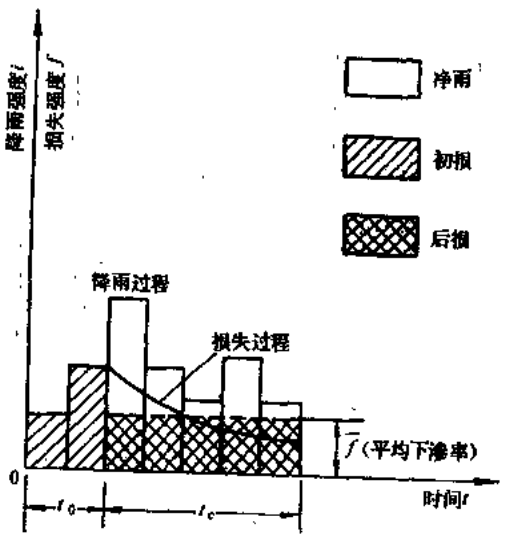


图 7-8 初损后损示意图

1.初损值的确定

各次降雨的初损值I_0，可根据实测的雨洪资料分析求得。对于小流域，由于汇流时间短，出口断面的流量起涨点大体反映了产流开始时刻。因此，起涨点以前的雨量累积值可作为初损的近似值（见图7-9）。对较大流域，也可在其中找小面积流量站按上述方法近似确定。

各次降雨的初损值I_0的大小与降雨开始时的土壤含水量有关，P_a大，I_0小；反之则

大。因此，可根据各次实测雨洪资料分析得来的P_a、I_0值，点绘两者的相关图。如关系不密切，可加降雨强度作参数，雨强大，易超渗产流，I_0就小；反之则大。也可以月份为参数，这是考虑到I_0受植被和土地利用的季节变化的影响。图7-10是以月份（M）为参数的P_a～I_0相关图。

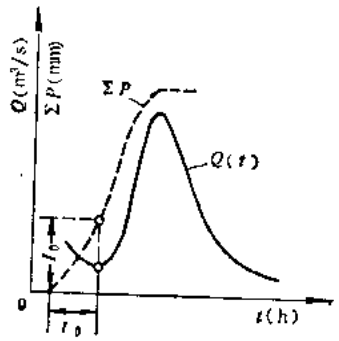


图 7-9 确定初损示意图

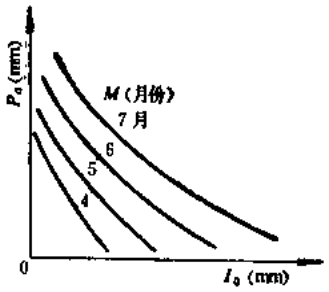


图 7-10 P_a～M～I_0相关图

2.平均后渗率的确定

平均后渗率$\bar{f}$在初损量确定后，可用下式进行计算：

$$\bar{f}=\frac{P-R-I_0-P'}{t-t_0-t'} \qquad (7\text{-}12)$$

式中 I_0——初损，mm；

t——降雨总历时，h；

t_0——初损历时，h；

t'——降雨后期不产流的降雨历时，h；

其它符号意义同前。

对多次实测雨强资料进行分析，就可确定流域后渗率$\bar{f}$的平均值。

有了初损后损方案后，就可由已知的降雨过程推求净雨过程。

【例3】 见表7-9，降雨开始时的P_a=15.4mm，查P_a～I_0图得I_0=31.0mm，又知该流域的平均后渗率$\bar{f}$=1.5mm/h，故9～12时段后损量为2×1.5=3.0mm，21～24时段

表 7-9 初损后损法求净雨深计算表

日.时	P (mm)	I_0 (mm)	$\bar{f}t$ (mm)	$h(t)$ (mm)
1. 3～6	1.2	1.2		
6～9	17.8	17.8		
9～12	36.0	12.0	3.0	21.0
12～15	8.8		4.5	4.3
15～18	5.4		4.5	0.9
18～21	7.7		4.5	3.2
21～24	1.9		1.9	0
合　计	78.8	31.0		29.4

后损量等于降雨量。最后求得本次降雨的净雨深（即径流深）为29.4mm，净雨过程$h(t)$如表所示。

第六节　设计洪水过程线的推求

产流问题解决以后，要进一步解决流域汇流的问题，也就是如何根据设计净雨过程推求流域出口断面的设计洪水流量过程线，这种推算称为汇流计算。流域出口断面的洪水过程，包括地面径流和地下径流两部分。由设计净雨通过流域汇流推求设计洪水过程线时，首先应将净雨划分为地面、地下净雨两部分，然后分别进行流域汇流计算，推求出设计地面径流过程和设计地下径流过程，两者同时迭加，就得到总的设计洪水过程线。

目前流域汇流计算常用的方法是等流时线法和单位线法，而其中又以单位线法的应用最为广泛。下面先阐述流域汇流过程并结合说明等流时线法的概念，然后着重讲述单位线的原理、推求方法及其应用。

一、等流时线法汇流计算

我们已经知道，地面径流的汇集过程，包括坡面汇流与河槽汇流两个相继发生的过程。在分析计算地面径流的汇集过程时，经常把坡面汇流过程和河槽汇流过程作为一个整体，即流域汇流过程来处理。

流域上降雨以后，当满足了初损，净雨开始时，离出口断面最近坡面上的净雨首先注入河槽并流达出口断面，这时出口断面的流量起涨。当流域较远处的净雨也通过流域坡面与河槽流达出口断面，近处的漫流雨水仍在继续注入河槽时，出口断面的流量就逐渐增大。

净雨从流域上某点流至出口断面所经历的时间，称为汇流时间，用τ来表示。从流域最远一点流至出口断面所经历的时间，称为流域最大汇流时间，或称流域汇流时间，用τ_m表示。单位时间内径流通过的距离称为汇流速度v_τ。流域上汇流时间相等的点的连线叫做等流时线，如图7-11虚线所示。图中1-1线上的净雨流达出口断面的汇流时间为Δt，2-2线上净雨的汇流时间为$2\Delta t$，最远处净雨的汇流时间为$3\Delta t$。这些等流时线间的部分面积（f_1、f_2、f_3）称为等流时面积，全流域面积$F=f_1+f_2+f_3$。现在来分析在该流域上由不同历时的净雨所形成的地面径流过程。假定净雨历时$t=2\Delta t$，流域汇流时间$\tau_m=3\Delta t$，即$t<\tau_m$。两个时段的净雨深分别为h_1、h_2，则所产生的地面径流过程计算公式如表7-10所示。

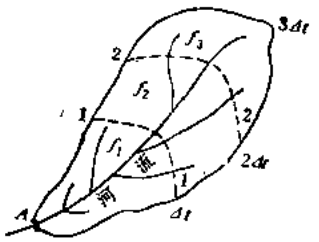


图 7-11　等流时线示意图

同理，还可求出3个时段（即$t=\tau_m=3\Delta t$）与4个时段净雨（即$t=4\Delta t>\tau_m=3\Delta t$）所形成的地面径流过程。可以分析出：

1）当$t<\tau_m$时，部分面积及全部净雨深参予形成最大流量；

2）当$t=\tau_m$时，全部面积及全部净雨深参予形成最大流量；

3）当$t>\tau_m$时，全部面积上的部分净雨深参予形成最大流量。

表 7-10　　两个时段净雨深产生地面径流过程计算表

时间 t	净雨深h_1在出口断面形成的地面径流	净雨深h_2在出口断面形成的地面径流	出口断面的总地面径流过程
0	0	0	0
Δt	$\frac{h_1 f_1}{\Delta t}$	0	$\frac{h_1 f_1}{\Delta t}$
$2\Delta t$	$\frac{h_1 f_2}{\Delta t}$	$\frac{h_2 f_1}{\Delta t}$	$\frac{h_1 f_2+h_2 f_1}{\Delta t}$
$3\Delta t$	$\frac{h_1 f_3}{\Delta t}$	$\frac{h_2 f_2}{\Delta t}$	$\frac{h_1 f_3+h_2 f_2}{\Delta t}$
$4\Delta t$	0	$\frac{h_2 f_3}{\Delta t}$	$\frac{h_2 f_3}{\Delta t}$
$5\Delta t$	0	0	0

经分析可知，任一时刻的地面流量$Q_{面t}$是由许多项组成的，即第一块面积f_1上的t时段净雨$h_t/\Delta t$，第二块面积f_2上的$t-1$时刻的净雨$h_{t-1}/\Delta t$，…，同时到达出口断面组合成t时刻的地面流量$Q_{面t}$。计算式如式（7-13）所示：

$$Q_{面t}=\frac{h_t f_1+h_{t-1} f_2+h_{t-2} f_3+\cdots}{\Delta t}\times\frac{1000}{3600}$$

$$=0.278\frac{1}{\Delta t}\cdot\sum_{i=1}^{n}h_{t-i+1}f_i \qquad (7\text{-}13)$$

径流过程线的底宽，即洪水涨落总历时为：$T=t+\tau_m$。由此可见径流过程不仅与流域汇流时间有关，面且随净雨历时面变化。

用等流时线的汇流原理，便可由设计净雨推求设计洪水过程线。但在实际情况下，汇流速度随时随地变化，等流时线的位置也是不断发生变化的，且河槽还有调蓄作用，所以推求出的洪水过程线与实际情况是有较大出入的，还需经过河网调蓄改正。

二、经验单位线法的汇流计算

单位线法汇流计算，在水文预报和水文计算中应用得较为普遍，效果也较好。在单位线上加上“经验”二字，主要是与用数学方程表达的瞬时单位线相区别。

（一）单位线的意义及基本假定

单位过程线（简称单位线）是一种特定的地面径流过程线，反映暴雨和地面径流的关系。它是指一个单位时段内，均匀地降落到一特定流域上的单位净雨深，所产生的出口断面处地面径流过程线。单位时段常选为3h、6h、12h、24h等。单位净雨深一般采用10mm。

在分析与使用单位线时，为了简化起见，归纳了以下两条基本假定：

1）同一流域上，如两次净雨的历时相同，但净雨深不同，各为h_1、h_2，则两者所产生的地面径流过程线形状完全相似，即两者的洪水过程线底宽（洪水历时）与涨洪、退洪历

时完全相等，相应时段的流量坐标则与净雨量大小成正比$\left(\frac{Q_{a1}}{Q_{b1}}=\frac{h_1}{h_2}\right)$，如图7-12所示。

2)同一流域上，两相邻单位时段Δt的净雨深h_1、h_2各自在出口断面形成的地面径流过程线$Q_a\sim t$和$Q_b\sim t$，彼此互不影响，即它们的形状仍然相似，只是因为净雨深h_1比h_2错后一个单位时段Δt，所以两条过程线的相应点（如起涨、洪峰、终止等）也恰好错开一个Δt，如图7-13所示。

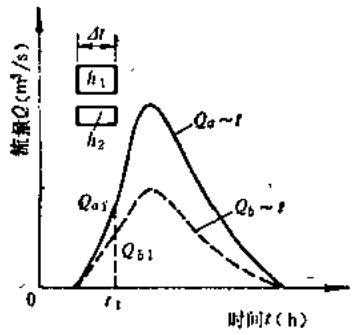


图 7-12 不同净雨深的地面径流过程线

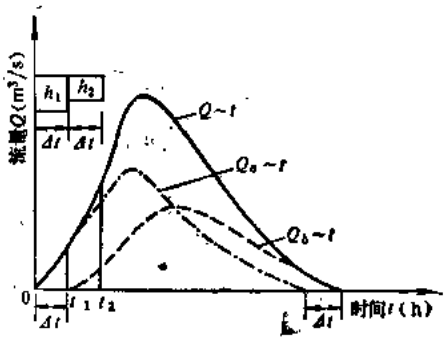


图 7-13 两相邻单位时段净雨深的地面径流复合示意图

也就是说，连续两时段净雨深（h_1、h_2）所产生的总的地面径流过程线$Q\sim t$，是由h_1产生的地面径流过程线$Q_a\sim t$和h_2产生的地面径流过程线$Q_b\sim t$（比前者错后一个单位时段）叠加而得。

（二）单位线的推求方法和步骤

推求单位线是根据实测的流域降雨和相应的出口断面流量过程，运用单位线的两个基本假定来反求，一般用缩放法、分析法和试算优选法。推求的步骤大体如下：

1)根据实测的暴雨资料制作单位线时，首先应选择历时较短、孤立而分布较均匀的暴雨和它产生的明显的孤立洪水过程线，作为分析对象。有时很难遇到恰好一个单位时段的降雨及其形成的孤立洪水过程线，则须先从复合的降雨径流过程线中分解出相应于一个单位时段降雨所形成的洪水过程线。

2)推求各时段净雨量时，应先求出本次暴雨各时段的流域平均雨量，再用前面所讲的扣除损失的方法求出各时段的净雨。净雨时段长要小于流域汇流时间，以接近涨洪历时的1/3～1/4为宜。

3)在实测流量过程线上，割除地下径流，求得地面径流深，务使地面径流深等于净雨深，如不等时，应修正地下径流，直至相等为止。

4)由地面径流过程线与各时段净雨量，应用前述基本假定分析出单位线，并检验其相应的地面径流总量是否等于10mm。倘若不等，则需适当修正单位线。

5)根据数次暴雨径流资料，分析得出几条单位线，再求出一条平均的单位线作为设计依据。

单位线的推求方法如下：

1.缩放法

如果流域上恰有一个时段分布均匀的净雨 h 所形成的一个孤立的洪水过程线，那么只要将流量过程线割去地下径流，即可得到这一时段净雨所对应的地面径流过程线。利用单位线的倍比假定，对该地面径流过程线按倍比10/h进行缩放，便可得到所推求的单位线。

2.分析法

如流域上的某次洪水系由几个时段的净雨所形成，则用分析法推求单位线逐一求解。如地面径流过程为Q_1、Q_2、Q_3、…，单位线的纵坐标值为q_1、q_2、q_3、…，时段净雨量为h_1、h_2、h_3、…，根据单位线的基本假定可得

$$\left.\begin{aligned} Q_1&=\frac{h_1}{10}q_1\\ Q_2&=\frac{h_1}{10}q_2+\frac{h_2}{10}q_1\\ Q_3&=\frac{h_1}{10}q_3+\frac{h_2}{10}q_2+\frac{h_3}{10}q_1\\ &\cdots \end{aligned}\right\} \qquad (7\text{-}14)$$

因此单位线为

$$\left.\begin{aligned} q_1&=Q_1\frac{10}{h_1}\\ q_2&=\left(Q_2-\frac{h_2}{10}q_1\right)\frac{10}{h_1}\\ q_3&=\left(Q_3-\frac{h_2}{10}q_2-\frac{h_3}{10}q_1\right)\frac{10}{h}\\ &\cdots \end{aligned}\right\} \qquad (7\text{-}15)$$

将已知的Q_1、Q_2、…及h_1、h_2、…代入式中，即可求得q_1、q_2、q_3、…。

下面举例说明。

【例4】 表7-11中第(5)栏为某流域1962年6月23日7时至24日1时降落的一次暴雨量，由此在流域出口断面测得一次洪水过程如表中第(2)栏所列。现从这次实测暴雨洪水资料中分析单位线。

计算过程：

1）按水平分割基流方法得表7-11中第(3)栏，第(2)栏减去第(3)栏得第(4)栏。

2）将第(4)栏的累加值化为地面径流总量，$W=965\times 6\times 3600=2.084\times 10^7 m^3$。将地面径流总量除以流域面积$F=441km^2$，即得该次暴雨净雨深$h=W/F=\frac{2.084\times 107}{441\times 1000^2}\times 1000=47.3mm$。

3）本次暴雨总量为59.7mm，则损失量为

$$59.7-47.3=12.4mm$$

根据水文站大量资料分析，后损期平均入渗率$\overline{f}=0.5mm/h$，此次暴雨的前期降雨量甚

表 7-11　　某河某站单位线计算

日期 日	日期 时	实测流量 (m³/s)	基流 (m³/s)	地面径流量 Q (m³/s)	降雨量 P (mm)	净雨量 h (mm)	37.0mm净雨的地面径流量 (m³/s)	10.3mm净雨的地面径流量 (m³/s)	单位线流量 (m³/s)	修匀后的单位线流量 q (m³/s)	单位线时段 (6h)
(1)		(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
23	1	9	9	0							
	7	9	9	0			0				
					43.6	37.0					
	13	30	9	21			21	0	0	0	0
					13.3	10.3					
	19	106	9	97			91.2	5.8	5.6	5.6	1
					2.8	0					
24	1	324	9	315			289.6	25.4	24.7	24.7	2
	7	190	9	181			100.4	80.6	78.3	78.3	3
	13	117	9	108			80.0	28.0	27.2	30.0	4
	19	80	9	71			48.7	22.3	21.7	20.0	5
25	1	56	9	47			33.4	13.6	13.2	13.5	6
	7	41	9	32			22.7	9.3	9.0	9.0	7
	13	34	9	25			18.7	6.3	6.1	6.1	8
	19	28	9	19			13.8	5.2	5.1	4.5	9
26	1	23	9	14			10.1	3.9	3.8	3.4	10
	7	20	9	11			8.2	2.8	2.7	2.7	11
	13	17	9	8			5.7	2.3	2.2	2.1	12
	19	15	9	6			4.4	1.6	1.6	1.6	13
27	1	13	9	4			2.8	1.2	1.2	1.2	14
	7	12	9	3			2.2	0.8	0.8	0.8	15
	13	11	9	2			1.4	0.6	0.6	0.5	16
	19	10	9	1			0.6	0.4	0.4	0.2	17
28	1	9	9	0				0.2	0.2	0	18
合计				965 (合47.3mm)	59.7	47.3			204.4 (合10.0mm)	204.2 (合10.0mm)	

注　1) $F=441\text{km}^2$，$\Delta t=6$小时；
2)洪水资料：1962年6月23～28日。

大，总损失量较小。可以看出，23日13时至24日1时属于后损阶段，按 $\overline{f}=0.5$mm/h扣除时，每一时段应扣除3mm（$\Delta t=6$小时），时段雨量不足3mm的，有多少扣多少，从而得到23日13时至19时的净雨量为10.3mm，填入表中第（6）栏，19时以后全部损失，没有净雨。由上面计算可知，23日13时至24日1时这两个阶段的损失量为3＋2.8＝5.8mm，从总损失量12.4mm中减去5.8mm，可得23日7时至13时这一时段的损失量为

6.6mm，其中包括初损和部分后损。由此可得到这一时段的净雨量为37.0mm，填入表中第（ 6 ）栏。

4 ）分解地面径流过程线，如表7-12所示，将37.0mm及10.3mm产生的地面径流的结果分解列于表7-11中第（ 7 ）栏及第（ 8 ）栏。

5 ）由第（ 8 ）栏，按单位线假定1 ），以10/10.3分别乘上第（ 8 ）栏各个流量值，则得第（ 9 ）栏单位线的流量。

6 ）验算和修正：由单位线的流量求得的地面径流深不等于10mm时，要加以修正，使其等于10mm并为光滑的曲线。

修正后的单位线流量之和$\Sigma q=204.2m^3/s$，如果把它的径流总量均匀分布到流域面积（F）441km²上，径流深R应正好等于10mm，即 $R=\frac{\Sigma q\times\Delta t}{F}=\frac{204.2\times 6\times 3600}{441\times 1000^2}\times 1000$ $=10.0mm$。

表 7-12　　分解总的地面径流过程线示例

时　间 （日.时）	总地面径流量 (m^3/s)	按假定2)推求37.0mm净雨产生的地面径流量 (m^3/s)	按假定1)推求10.3mm净雨产生的地面径流量 (m^3/s)
23.7	0	$Q_{1-0}=0$	
13	21	$21=Q_{1-1}+Q_{2-1}$ $Q_{1-1}=21-Q_{2-0}$ $=21-0=21$	$Q_{2-0}=0$
19	97	$97=Q_{1-2}+Q_{2-1}$ $Q_{1-2}=97-Q_{2-1}$ $=97-5.8$ $=91.2$	$\frac{Q_{1-1}}{Q_{2-1}}=\frac{37.0}{10.3}$ $Q_{2-1}=\frac{10.3}{37.0}Q_{1-1}$ $=\frac{10.3}{37.0}\times 21=5.8$
24.1	315	$315=Q_{1-3}+Q_{2-2}$ $Q_{1-3}=315-Q_{2-1}$ $=315-25.4$ $=289.6$	$\frac{Q_{1-2}}{Q_{2-1}}=\frac{37.0}{10.3}$ $Q_{2-2}=\frac{10.3}{37.0}Q_{1-2}$ $=\frac{10.3}{37.0}\times 91.2=25.4$
……	……	……	……

3.试错优选法

试错优选法是先假定一条单位线，按倍比假定计算各时段净雨的地面径流过程，然后再按叠加原理将各时段净雨的地面径流过程按时程叠加，得到总的地面径流过程，若能与实测的地面径流过程吻合较好，则所设单位线即为所求。否则，对原设单位线进行调整，重新试算，直至吻合好为止。该法应用电子计算机进行非常方便，今后将会得到广泛的应用。

（三）不同时段单位线的转换

如流域上有 10mm的净雨，但净雨历时不同，也即雨强不同，则形成的单位线面积相同而形状有所差异（见图7-14）。图中1小时 10mm 净雨的单位 线峰现时间早，洪峰也高；3 小时 10mm净雨的单位线峰现时间较迟，洪 峰 较 低；……。因此，需要转换单位线的时段长，满足不同时段净雨的推求流量过程的要求。单位线的时段转换常采用S曲线法来解决。

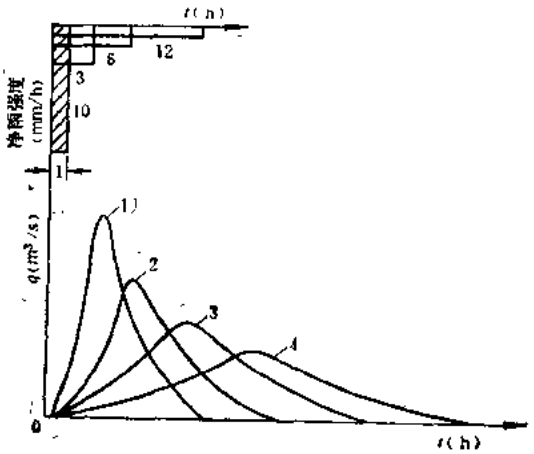


图 7-14　不同时段单位线比较图

假定流域上降雨持续不断，每一单位时段有一单位净雨，则可以求得出口断面的流量过程，该过程线称S曲线。用单位线连续推流即可求得S曲线（见表7-13）。由表7-13所列计算过程可知，S曲线就是单位线的累积曲线，可由单位线纵坐标值逐时段累加求得。

表 7-13　　S 曲 线 计 算 表

时段 (Δt=6h)	单位线 q (m³/s)	净雨深 h (mm)	部分径流 (m³/s)					S曲线 (m³/s)
			h_1=10	h_2=10	h_3=10	h_4=10	……	
(1)	(2)	(3)	(4)					(5)
0	0		0					0
1	430	10	430	0				430
2	630	10	630	430	0			1060
3	400	10	400	630	430	0		1460
4	270	10	270	400	630	430	0	1730
5	180	10	180	270	400	630	⋮	⋮
6	118	10	118	180	270	400	⋮	⋮
7	70	10	70	118	180	270	⋮	⋮
8	40	10	40	70	118	180	⋮	⋮
9	16		16	40	70	118	⋮	⋮
10	0		0	16	40	70	⋮	⋮
11				0	16	40	⋮	⋮
12					0	16	⋮	⋮
⋮						0	⋮	⋮
⋮							⋮	⋮

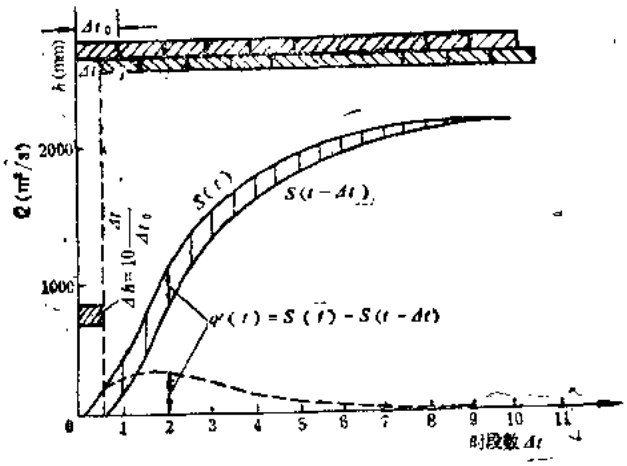


图 7-15　单位线转换示意图

有了S曲线后，就可以利用S曲线转换单位线的时段长。如果已有时段长为6小时的单位线，需要转换为3小时的单位线，只须将时段长为6小时的S曲线往后平移半个时段即3小时（见图7-15），则两根S曲线之间各时段的流量差值过程线相当于3小时5mm净雨所形成的流量过程线$q'(t)$。把$q'(t)$乘以2即为3小时10mm的单位线。计算如表7-14所示。同理，可将6小时转换为9小时单位线[见表7-14第（8）栏]。用数学表达式表示为

$$q(\Delta t,\ t)=\frac{\Delta t_0}{\Delta t}[S(t)-S(t-\Delta t)] \qquad (7\text{-}16)$$

式中　$q(\Delta t,\ t)$——所求的时段单位线；

Δt_0——原来单位线时段长，h；

Δt——所求单位线时段长，h；

$S(t)$——时段为Δt_0的S曲线；

$S(t-\Delta t)$——移后Δt小时的S曲线。

（四）单位线存在的问题及处理方法

单位线是由实测洪水资料分析得来的，洪水过程是流域上各点净雨通过流域汇流所形成的结果。因此，根据它分析得来的单位线也必然反映一次洪水过程中影响汇流的一切因素，如汇流速度及其变化，河网调蓄作用等，这是单位线的重要优点。所以，单位线法汇流计算在生产实践中用得较为普遍，效果也较好。但是由于单位线的两个假定是近似的，并不完全符合实际，因此，单位线也存在一些问题，有必要弄清并寻找解决问题的处理方法。

1.净雨强度对单位线的影响及处理方法

理论和实践都表明，其它条件相同时，净雨强度越大，流域汇流速度越快，用雨强大的洪水求出的单位线的洪峰比较高，峰现时间也提前；反之，由净雨强度小的中小洪水分析的单位线，洪峰低，峰现时间也滞后，如图7-16 3线所示。针对这一问题，目前的处理方法是：分析出不同净雨强度的单位线，并研究单位线与净雨强度的关系，进行预报或推求设计洪水时，可根据净雨强度分组选用相应的单位线。但必须指出：净雨强度对单位线的影响是有限度的，当净雨强度超过一定界限后，汇流速度将趋于稳定，单位线的洪峰将不再随净雨强度的增加而增加。

2.净雨地区分布不均匀的影响及处理方法

同一流域，净雨在流域上的平均强度相同，但当暴雨中心靠近下游时，汇流途径短，

表 7-14　　不同时段单位线转换计算表　　单位：m^3/s

时段 ($\Delta t=6h$)	$S(t)$	$S(t-3)$	$S(t)-S(t-3)$ (4)=(2)-(3)	3小时单位线 q (5)=(4)×2	$S(t-9)$	$S(t)-S(t-9)$ (7)=(2)-(6)	9小时单位线 q (8)=(7)×$\frac{6}{9}$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0	0	0	0	0		0	0
	1.0		1.0	2.0		1.0	0.7
1	2.0	1.0	1.0	2.0		2.0	1.3
	8.0	2.0	6.0	12.0	0	8.0	5.3
2	17.0	8.0	9.0	18.0	1.0	16.0	10.7
	31.0	17.0	14.0	28.0	2.0	29.0	19.3
3	52.0	31.0	21.0	42.0	8.0	44.0	29.3
	74.0	52.0	22.0	44.0	17.0	57.0	38.0
4	93.0	74.0	19.0	38.0	31.0	62.0	41.4
	107.0	93.0	14.0	28.0	52.0	55.0	36.7
5	118.0	107.0	11.0	22.0	74.0	44.0	29.3
	126.0	118.0	8.0	16.0	93.0	33.0	22.0
6	133.0	126.0	7.0	14.0	107.0	26.0	17.3
	138.0	133.0	5.0	10.0	118.0	20.0	13.3
7	142.0	138.0	4.0	8.0	126.0	16.0	10.7
	145.0	142.0	3.0	6.0	133.0	12.0	8.0
8	148.0	145.0	3.0	6.0	138.0	10.0	6.7
	150.0	148.0	2.0	4.0	142.0	8.0	5.3
9	152.0	150.0	2.0	4.0	145.0	7.0	4.7
	154.0	152.0	2.0	4.0	148.0	6.0	4.0
10	155.0	154.0	1.0	2.0	150.0	5.0	3.3
	156.0	155.0	1.0	2.0	152.0	4.0	2.7
11	157.0	156.0	1.0	2.0	154.0	3.0	2.0
	158.0	157.0	1.0	2.0	155.0	3.0	1.5
12	158.0	158.0	0	0	156.0	2.0	1.0
	158.0	158.0			157.0	1.0	0.6
13	158.0	158.0			158.0	0	0
	158.0	158.0			158.0	0	0

河网对洪水的调蓄作用减少，从而使单位线的洪峰偏高，峰现时间提前。相反，暴雨中心在上游时，河网对洪水的调蓄作用就大，用这样的洪水分析出的单位线，洪峰较低，峰现时间推迟（见图7-17）。针对这种情况，应当分析出不同暴雨中心位置的单位线，以便用于洪水预报和推求设计洪水，根据暴雨中心的位置选用相应的单位线。

（五）单位线的应用

根据单位线的两个基本假定，应用单位线可以推求设计的地面洪水过程。其方法是先求各时段净雨所产生的地面径流过程线，然后叠加起来，再加上基流，即得设计洪水过程线。

【例5】 表7-15中第（2）栏是百年一遇洪水各时段净雨量，第（3）栏是例4分析确定的单位线，第（4）、（5）、（6）、（7）栏是各时段净雨分别产生的地面径流过程，作法是根据单位线第一假定，以$h/10$乘上单位线各时段的流量，便得到各时段净雨深

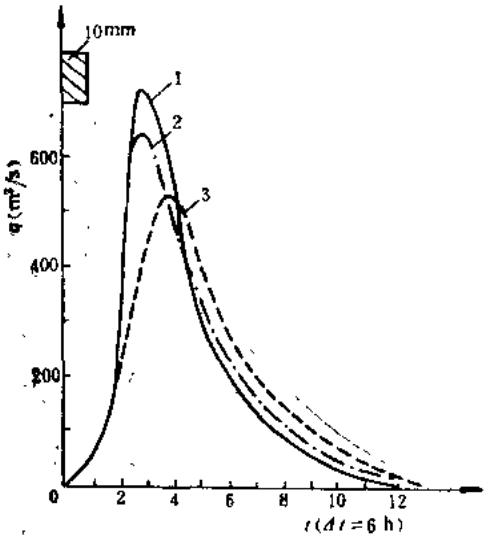


图 7-16 雨强对单位线的影响

1—$R_1 \geqslant 50$mm; 2—35mm$\leqslant R_2 < 50$mm; 3—$R_3 < 35$mm

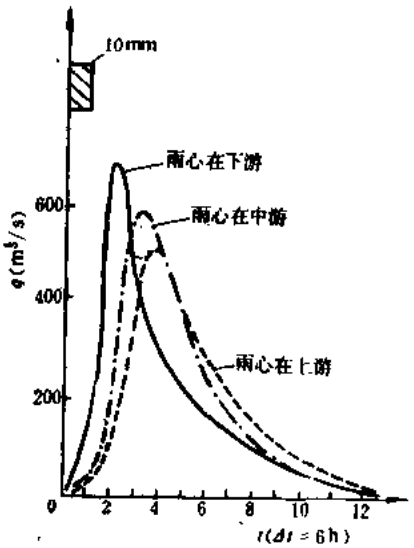


图 7-17 暴雨中心对单位线的影响

h 所产生的地面径流过程。例如净雨深为155.2mm，则以155.2/10分别乘上单位线各时段的流量，于是得第（4）栏的地面径流过程。同理，第（5）栏是以93.6/10乘单位线各时段的流量而得到的，其余类推。第（8）栏是复合地面径流，即各时段净雨所产生的地面径流过程的叠加。第（8）栏加上第（9）栏的设计基流，就得到第（10）栏的设计洪水过程线。

必须指出，单位线法在许多地方运用虽然都比较成功，但是这并不意味着可以到处搬用。如若暴雨洪水条件与单位线基本假定相差太远，就不宜直接使用。例如流域面积太大，暴雨在地区上的分布极不均匀，此时则应缩小分析单位线的流域面积（如小于1000km²），分别推算设计的流量过程线，然后通过洪水演算，再求得出口断面的设计洪水过程线。

最后还应指出，对由单位线法所求得的设计洪水要进行合理性检查，特别是要结合历史洪水调查资料进行分析。

三、瞬时单位线法的汇流计算

1945年，C.O.克拉克（C.O.Clark）提出瞬时单位线的概念之后，1957年，J.E.纳希进一步推导出瞬时单位线的数学方程，用矩法确定其中的参数，并提出时段转换等一整套方法，从而发展了L.K.谢尔曼（L.K.Sherman）提出的单位线法。目前J.E.纳希的瞬时单位线法在我国已得到比较广泛的运用。所谓瞬时单位线就是指无穷小时段内流域上均匀的单位净雨所形成的地面径流过程线。可用数学式表示。瞬时单位线的纵标值通常以 $u(0,t)$ 表示。

1.瞬时单位线的数学推导

J.E.纳希设想由降雨产生的洪水过程线是流域净雨过程 $h(t)$ 受流域调节的结果，流域上均匀的瞬时单位净雨经过 n 个相同的线性串联水库调节，在出口断面形成的流量过程

表 7-15　　由单位线推求设计地面洪水过程线计算示例

（某河某站，$F=441km^2$）

时间 (h)	设计净雨 (mm)	单位线 q (m³/s)	155.2mm净雨产生的地面径流 (m³/s)	93.6mm净雨产生的地面径流 (m³/s)	76.7mm净雨产生的地面径流 (m³/s)	42.8mm净雨产生的地面径流 (m³/s)	复合地面径流 (m³/s)	设计基流 (m³/s)	设计洪水流量 (m³/s)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
0		0	0				0	20	20
6	155.2	5.6	87	0			87	20	107
12	93.6	24.7	384	52	0		436	20	456
18	76.7	78.3	1216	231	43	0	1490	20	1510
24	42.8	30.0	466	733	190	24	1413	20	1433
30		20.0	310	281	601	106	1298	20	1318
36		13.5	210	187	230	335	962	20	982
42		9.0	140	126	153	128	547	20	567
48		6.1	95	84	104	86	369	20	389
54		4.5	70	57	69	58	254	20	274
60		3.4	53	42	47	39	181	20	201
66		2.7	42	32	34	26	134	20	154
72		2.1	33	25	26	19	103	20	123
78		1.6	25	20	21	15	81	20	101
84		1.2	19	15	16	12	62	20	82
90		0.8	12	11	12	9	44	20	64
96		0.5	8	7	9	7	31	20	51
102		0.2	3	5	6	5	19	20	39
108		0	0	2	4	3	9	20	29
114				0	2	2	4	20	24
120					0	1	1	20	21
126						0	0	20	20
合　计	368.3						7525 (合368.5mm)		

就是瞬时单位线，如图7-18所示。

设串联水库的蓄量W_i与Q_i的关系为线性函数关系，即

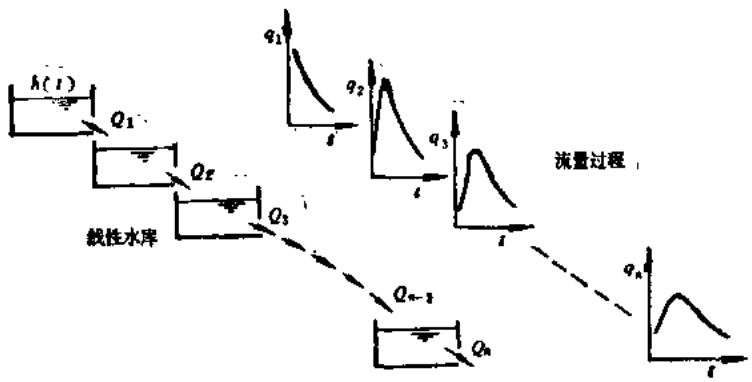


图 7-18　纳希模型示意图

$$W_i=K_iQ_i \tag{7-17}$$

式中 K_i——蓄泄系数，$i=1,2,\cdots,n$。

设有净雨过程$h(t)$或h，用流量表示，相当于水库入流，第一个水库的出流过程为$Q_1(t)$或Q_1，其连续方程为

$$h-Q_1=\frac{dW_1}{dt} \tag{7-18}$$

解联立方程式（7-17）、（7-18）并以微分运算符D表示d/dt，可得

$$Q_1=\frac{1}{1+K_1D}h$$

同理，对于第二个水库，第一个水库的出流Q_1即为第二个水库的入流，第二个水库的出流用Q_2表示，则

$$Q_2=\frac{1}{1+K_2D}Q_1=\frac{1}{1+K_2D}\times\frac{1}{1+K_1D}h$$

经n个水库调蓄，出口断面的流量过程应为

$$Q(t)=\frac{1}{1+K_1D}\times\frac{1}{1+K_2D}\times\frac{1}{1+K_3D}\times\cdots\times\frac{1}{1+K_nD}h(t)$$

因为是n个相同的线性水库，即假定$K_1=K_2=K_3=\cdots=K_n=K$，故

$$Q(t)=\frac{1}{(1+KD)^n}h(t)$$

当$h(t)$为极小时段（瞬时）的单位净雨量，$Q(t)$即为瞬时单位线。应用脉冲函数及拉普拉斯变换，可得出瞬时单位线的基本公式

$$u(0,t)=\frac{1}{K\Gamma(n)}\left(\frac{t}{n}\right)^{n-1}e^{-t/k} \tag{7-19}$$

式中 $\Gamma(n)$——n的伽玛函数；

n——相当于水库数或调节次数；

K——相当于流域汇流时间的参数；

e——自然对数底。

决定瞬时单位线的参数只有n、K两个，求出这两个参数，查有关曲线表，可以很快地求得瞬时单位线。

2.参数n、K的确定

J.E.纳希利用统计数学中的矩法来确定参数n、K值。

可以证明净雨过程$h(t)$、瞬时单位线$u(t)$和出流过程$Q(t)$三者的关系如图7-19所示。三者的一阶原点矩和二阶中心矩之间有如下的关系式：

$$M_u^{(1)}=M_Q^{(1)}-M_h^{(1)} \tag{7-20}$$

$$N_u^{(2)}=N_Q^{(2)}-N_h^{(1)} \tag{7-21}$$

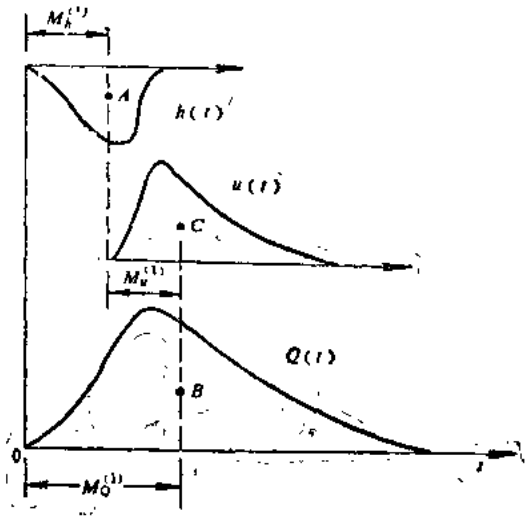


图 7-19 净雨、径流过程一阶原点矩

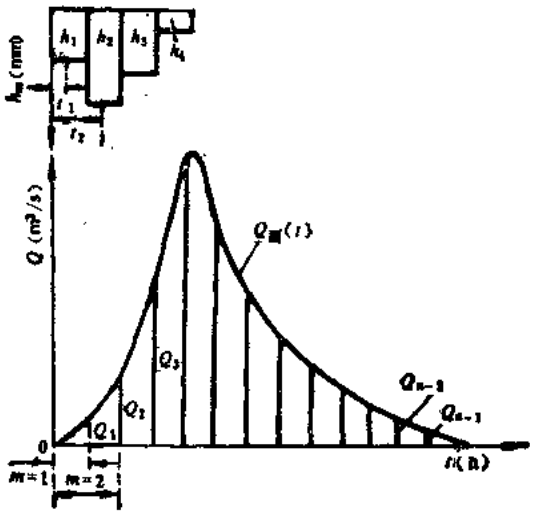


图 7-20 矩值计算示意图

式中 $M_u^{(1)}$、$M_Q^{(1)}$、$M_h^{(1)}$——分别为瞬时单位线u、出流Q、净雨h的一阶原点矩；

$N_u^{(2)}$、$N_Q^{(2)}$、$N_h^{(2)}$——分别为瞬时单位线u、出流Q、净雨h的二阶中心矩。

根据上述两式，瞬时单位线的一阶原点矩$M_u^{(1)}$和二阶中心矩$N_u^{(2)}$即可由实测地面径流过程线和净雨过程线求得。

又瞬时单位线的一阶原点矩及二阶中心矩与参数n、K存在如下关系。

$$M_u^{(1)}=nK \tag{7-22}$$

$$N_u^{(2)}=nK^2 \tag{7-23}$$

由于二阶中心矩的计算较原点矩为繁杂，故利用数学上已证明的原点矩与中心矩的关系，即二阶中心矩等于二阶原点矩减一阶原点矩的平方，最后可得出K、n的实用计算公式如下：

$$K=\frac{M_Q^{(2)}-M_h^{(2)}}{M_Q^{(1)}-M_h^{(1)}}-(M_Q^{(1)}+M_h^{(1)}) \tag{7-24}$$

$$n=\frac{M_Q^{(1)}-M_h^{(1)}}{K} \tag{7-25}$$

式中 $M_Q^{(2)}$、$M_h^{(2)}$——出流Q与净雨h的二阶原点矩。

由实测净雨过程和出流过程用差分式计算各阶原点矩。净雨和出流的原点矩计算见图7-20，公式如下：

$$M_h^{(1)}=\frac{\Sigma h_i t_i}{\Sigma h_i} \tag{7-26}$$

$$M_h^{(2)}=\frac{\Sigma h_i (t_i)^2}{\Sigma h_i} \tag{7-27}$$

$$M_Q^{(1)}=\frac{\Sigma Q_i m_i}{\Sigma Q_i}\Delta t \tag{7-28}$$

$$M_Q^{(2)}=\frac{\Sigma Q_i m_i^2}{\Sigma Q_i}(\Delta t)^2 \tag{7-29}$$

$$m_i=1,\ 2,\ \cdots,\ n-1$$

将式（7-26）～（7-29）代入式（7-24）及式（7-25）即可求出K、n。

利用矩法算出的K、n往往是最终的成果，一般要利用计算出的K、n得到的时段单位线进行还原洪水计算，若还原洪水与实测的地面洪水过程吻合不好时，要对K、n进行修正。

K、n代表流域的调蓄特性，对于同一流域，这两个数值比较稳定。如不稳定，可取若干次暴雨洪水资料进行分析，最后优选出K、n值。不同流域，具有不同的K、n值。

n、K对瞬时单位线形状的影响如图7-21所示。

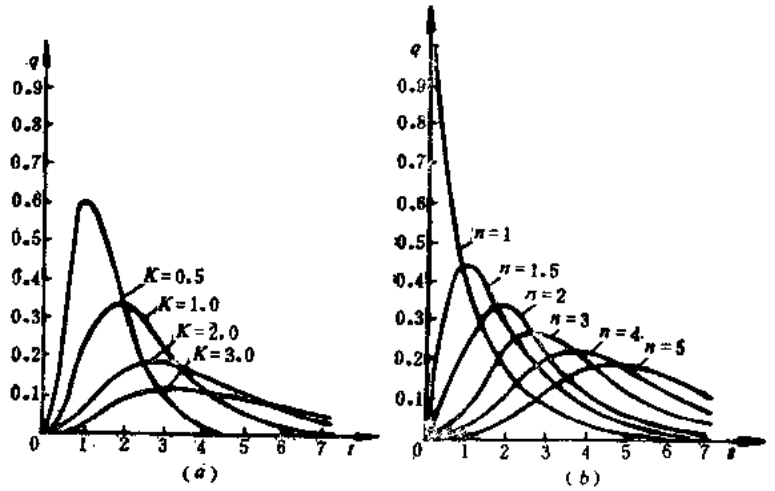


图 7-21　参数n、K对瞬时单位线形状的影响

如净雨量的单位用水量（体积）表示，流量的单位用水量/时间，则瞬时单位线纵坐标的因次为时间，瞬时单位线和时间轴所包围的面积为1，即

$$\int_0^\infty u(0,\ t)dt=1.0 \qquad (7\text{-}30)$$

【例6】 某河某站流域面积$F=349\text{km}^2$，有1964年8月7日～8月10日的一次洪水。试根据净雨过程和地面径流过程计算瞬时单位线的参数。

计算步骤如下：

1）选择流域上分布均匀、强度大的暴雨所形成的孤立洪水过程线作为分析对象。

2）计算本次暴雨的净雨量和相应的地面径流量，两者的总量应相等。

3）计算净雨和流量的一阶、二阶原点矩。计算时段Δt的选择，对计算成果有一定影响，净雨过程和流量过程可以采用不同的时段。计算见表7-16、表7-17。

4）参数计算。

$$K=\frac{M_Q^{(2)}-M_h^{(2)}}{M_Q^{(1)}-M_h^{(1)}}-(M_Q^{(1)}+M_h^{(1)})=\frac{339.02-86.76}{16.60-8.37}$$
$$-(16.60+8.37)=5.68\text{h}$$

表 7-16　　净雨原点矩$M_h^{(1)}$、$M_h^{(2)}$计算表

时间 月.日.时	地面净雨 h (mm)	t_i (h)	h_it_i (mm·h)	$h_it_i^2$ (mm·h²)	备注
8.7.20					
23	11.9	1.5	17.85	26.78	$M_h^{(1)}=\frac{\Sigma h_it_i}{\Sigma h_i}=\frac{1159.80}{138.6}=8.37\text{h}$
8.2	23.8	4.5	107.10	481.95	
5	50.9	7.5	381.75	2863.13	
8	31.2	10.5	327.60	3439.80	$M_h^{(2)}=\frac{\Sigma h_it_i^2}{\Sigma h_i}=\frac{12024.47}{138.6}=86.76\text{h}^2$
11	10.4	13.5	140.40	1895.40	
14	5.9	16.5	97.35	1606.28	
17	4.5	19.5	87.75	1711.13	
合计	138.6		1159.80	12024.47	

表 7-17　　流量原点矩$M_Q^{(1)}$、$M_Q^{(2)}$计算表

时间 月.日.时	$Q_{地面}$ (m³/s)	m_i	Q_im_i (m³/s)	$Q_im_i^2$ (m³/s)	备注
8.7.20	0				
23	69	1	69	69	
8.2	269	2	538	1076	
5	624	3	1872	5616	
8	909	4	3636	14544	$M_Q^{(1)}=\frac{\Sigma Q_im_i}{\Sigma Q_i}\Delta t=\frac{24784}{4479}\times 3=16.60\text{(h)}$
11	781	5	3905	19525	
14	536	6	3216	19296	
17	392	7	2744	19208	
20	291	8	2328	18624	
23	200	9	1800	16200	
9.2	143	10	1430	14300	$M_Q^{(2)}=\frac{\Sigma Q_im_i^2}{\Sigma Q_i}(\Delta t)^2=\frac{168720}{4479}\times 3^2=339.02\text{h}^2$
5	102	11	1122	12342	
8	71	12	852	10224	
11	47	13	611	7943	
14	26	14	364	5096	
17	11	15	165	2475	
20	5	16	80	1280	
23	2	17	34	578	
10.2	1	18	18	324	
5	0				
合计	4479		24784	168720	

$$n=\frac{M_Q^{(1)}-M_h^{(1)}}{K}=\frac{16.60-8.37}{5.68}=1.45$$

3.由瞬时单位线推求时段单位线

两参数n、K求得后，瞬时单位线也就定了。但汇流计算时仍须将瞬时单位线转换成为净雨时段为Δt，净雨深度为10mm 的时段单位线，这种转换也利用 S 曲线，方法

如下。

先求瞬时单位线方程的积分：

$$S(t)=\int_0^t u(t)dt=\frac{1}{\Gamma(n)}\int_0^{t/K}\left(\frac{t}{K}\right)^{n-1}e^{-t/K}d\left(\frac{t}{K}\right) \qquad (7\text{-}31)$$

此积分式的图形如图7-22所示，也是一种S曲线。

当 $t\to\infty$时，

$$S(t)_{max}=\int_0^{\infty}u(t)dt=1$$

如将$t=0$为起点的S曲线$S(t)$向后平移一个时段，就可得到另外一条S曲线$S(t-\Delta t)$，如图7-22所示。这两条S曲线之间的纵坐标的差值可用方程式表示为

$$u(\Delta t,\ t)=S(t)-S(t-\Delta t) \qquad (7\text{-}32)$$

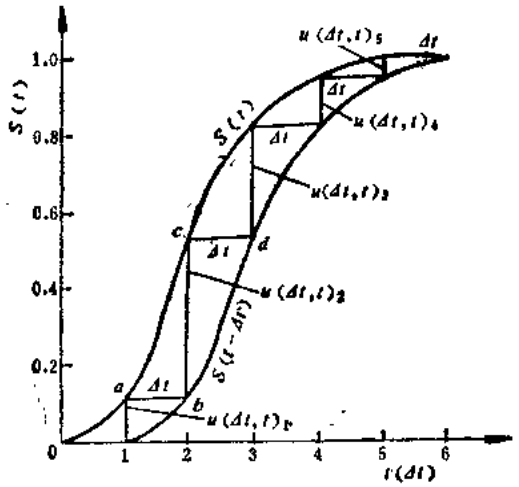


图 7-22 瞬时单位线的S曲线

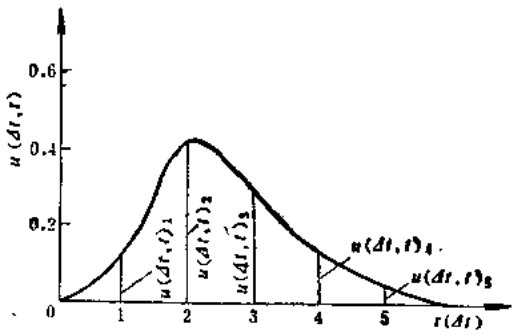


图 7-23 无因次时段单位线

即图7-23中的$u(\Delta t,\ t)_1$、$u(\Delta t,\ t)_2$、……。这些$u(\Delta t,\ t)$又构成一新的图形，称为时段为Δt的无因次时段单位线（见图7-23）。把这些$u(\Delta t,\ t)$值加起来，从图7-23中可以看出：

$$\Sigma u(\Delta t,\ t)=1 \qquad (7\text{-}33)$$

有了无因次时段单位线，还须换成10mm净雨的单位线。设净雨时段为Δt，净雨深为10mm的单位线也每隔一个时段Δt读取一个流量q，则

$$\Sigma q\cdot\Delta t\times 3600=\frac{10}{1000}F\times 1000^2$$

或

$$\Sigma q=\frac{10F}{3.6\Delta t}$$

式中 Σq——10mm净雨时段单位线纵坐标之和，m^3/s；

Δt——净雨时段，h；

F——流域面积，km^2。

又$\Sigma u(\Delta t,\ t)=1$，故

$$\frac{\Sigma q}{\Sigma u(\Delta t,\ t)}=\frac{\frac{10F}{3.6\Delta t}}{1}$$

由此，10mm净雨时段单位线的各纵高可由下式求出：

$$q_i=\frac{10F}{3.6\Delta t}u_i(\Delta t,\ t) \qquad (7\text{-}34)$$

当n、K已知时，瞬时单位线的S曲线可用积分法求得。为了实用方便，已制成以n、K为参数的S曲线查用表（见附表6）供查用。

【例7】 某流域$F=349\text{km}^2$，已求得瞬时单位线参数$n=1.5$，$K=5.68$，求3小时时段单位线。

由$n=1.5$，$K=5.68$查附表6，根据插值计算得$S(t)$值，如表7-18第（3）栏所示。第（4）栏为错后3小时的S曲线，（3）、（4）两栏相减，得第(5)栏的无因次单位线，再按式(7-36)换算为第(6)栏的3小时10mm时段单位线$q(t)$。

表 7-18　　由瞬时单位线推求时段单位线计算表

时间 t (h)	t/K	$S(t)$	$S(t-\Delta t)$	$u(\Delta t,t)$	3小时单位线q(t) (m^3/s)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
0	0	0		0	0
3	0.528	0.209	0	0.209	67.5
6	1.056	0.450	0.209	0.241	77.8
9	1.585	0.634	0.450	0.184	59.4
12	2.113	0.761	0.634	0.127	41.0
15	2.641	0.847	0.761	0.086	27.8
18	3.169	0.904	0.847	0.057	18.4
21	3.697	0.940	0.904	0.036	11.7
24	4.225	0.963	0.940	0.023	7.5
27	4.754	0.977	0.963	0.014	4.5
30	5.282	0.986	0.977	0.009	2.9
33	5.810	0.991	0.986	0.005	1.6
36	6.338	0.994	0.991	0.003	1.0
39	6.866	0.997	0.994	0.003	1.0
42	7.394	0.998	0.997	0.001	0.3
45	7.923	0.999	0.998	0.001	0.3
48	8.451	1.000	0.999	0.001	0.3
51	8.979	1.000	1.000	0	0
合　计				1.000	323 (合10mm)

四、地下径流的汇流计算

在湿润地区的一次洪水过程中，地下径流量的比重一般可达总径流量的20%～30%，甚至更多。但地下径流的汇流远较地面径流为慢，因此地下径流过程较为平缓。

地下径流过程的推求可以采用地下水单位线法、地下线性水库演算法等，但以上方法

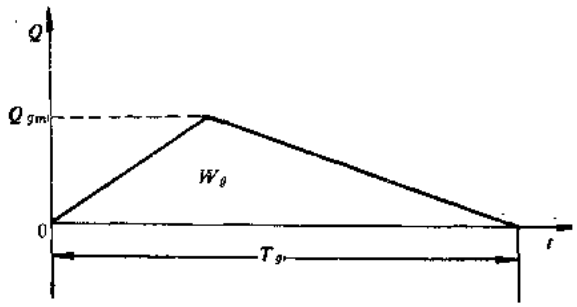


图 7-24 概化设计地下径流过程示意图

较繁，而且对洪水计算来讲，重点在洪峰部分，因此可将地下径流过程概化成三角形（如图7-24所示），其底宽T_g为地面径流过程线底宽的n倍（可取2～3倍）。

地下径流过程的推求，主要是确定其洪峰流量和峰现时刻，以及地下径流总历时。地下径流总量为

$$W_g=0.1h_gF \tag{7-35}$$

根据三角形面积计算公式，W_g又可按下式计算：

$$W_g=\frac{1}{2}Q_{gm}\cdot T_g$$

故

$$Q_{gm}=\frac{2W_g}{T_g}=\frac{0.2h_gF}{T_g} \tag{7-36}$$

式中 W_g——地下径流总量，10^4m^3；

h_g——地下净雨总量，mm；

Q_{gm}——地下径流洪峰流量，m^3/s；

T_g——地下径流过程总历时，s；

F——流域面积，km^2。

按以上方法推求出的地下径流过程，可作为设计的地下径流过程。

深层地下径流一般比较稳定，可采用定量，多以历年实测最小流量或其平均值作为设计的地下水流量。

五、设计洪水过程线的推求

将所求得的设计地面洪水过程和设计的地下径流过程迭加，就得到设计洪水过程。

习　　题

【7-1】

1.任务

根据流域的暴雨洪水资料推求华兴河丁峡站千年一遇3天暴雨所产生的设计洪水过程线。

2.资料及部分计算成果

1）流域概况：华兴河为某河下游的主要支流之一。丁峡站以上流域面积为5600km^2，流域上有4个雨量站（即甲长，乙江，丙三，丁峡）。流域属山区，该流域多年平均降水量约790mm，降雪量很少，不及全年降水量的10%，大洪水均由暴雨所形成，并且多出现在7～8月间。

2）根据1953年7月29日～8月4日实测暴雨洪水资料（见表7-19和表7-20），已求出该流域平均雨量$\bar{x}=90.9$mm，地面径流深$y_{面}=55.1$mm。

表 7-19　　1953年7月29～30日降雨量表

雨量站	控制面积 f (km²)	权重 (f/F)	29日6时～29日18时 雨量	29日6时～29日18时 权雨量	29日18时～30日6时 雨量	29日18时～30日6时 权雨量	备注
甲长	1920	0.343	29.7	10.2	71.9	24.7	用泰森多边形图法，计算得此成果
乙江	1040	0.186	26.7	5.0	34.3	6.4	
丙三	1690	0.302	50.6	15.3	33.3	10.1	
丁峡	950	0.169	38.1	6.4	75.7	12.8	
全流域	5600	1.000		36.9		54.0	一次暴雨量 $\overline{P}$=90.9mm

表 7-20　　1953年7月29～30日降雨洪水过程线　　单位：m³/s

时间 月.日.时	流量 Q	基流 $Q_{基}$	地面径流 $Q_{面}$	时间 月.日.时	流量 Q	基流 $Q_{基}$	地面径流 $Q_{面}$
7.28.6	200	200	0	8.1.6	802	241	561
18	168	168	0	18	540	257	283
29.6	145	145	0	2.6	414	273	141
18	325	161	164	18	355	289	66
30.6	952	177	775	3.6	305	305	0
18	2660	193	2467	18	271	271	0
31.6	1870	209	1661	4.6	239	239	0
18	1250	225	1025				

表 7-21　　前期影响雨量 P_a 计算表

（峰号：16　1953年）　　单位：mm

月.日	前次日期	甲长 x	甲长 P_a	乙江 x	乙江 P_a	丙三 x	丙三 P_a	丁峡 x	丁峡 P_a	备注
7.14	15	11.0	0	20.5		10.3	0	9.1		K=0.85,
15	14	0	9.4	0		0	8.6	0		I_{max}=50.0mm,
16	13	0	8.0	0		7.0	7.3	0		采用计算式
17	12	0	6.8	0		0	12.2	0		$P_{at}=K(x_{t-1}$
18	11	20.9	5.8	1.7		2.4	10.4	5.9		$+P_{at-1})$
19	10	3.6	22.8	19.3		45.5	12.6	27.5		$\leqslant I_{max}$
20	9	0	22.4	0		3.8	49.4	0		
21	8	11.5	19.0	14.8		9.8	45.3	25.8		
22	7	0	25.9	8.6		0	46.9	0		
23	6	19.9	22.0	34.1		22.5	39.8	15.7		
24	5	23.5	35.6	25.7		13.6	50.0	4.8		
25	4	0	50.0	0		0	50.0	0		
26	3	1.4	45.5	0		7.2	42.5	2.6		
27	2	0	37.4	0		0	42.5	0		
28	1	0	31.8	0		0	35.8	0		
29	本日	—	27.0	—		—	30.5	—		
权重		0.343		0.186		0.302		0.169		
权 P_a		9.26				9.21				
流域平均										

3 ）1953年 7 月29日前的流域降水资料见表7-21。

4 ）汛期流域平均的前期影响雨量折减系数$K=0.85$，最大初损值$I_m=50mm$。

5 ）各次雨洪分析所得降雨径流成果，见表7-22。

表 7-22　　降雨径流分析成果（华兴河丁峡站以上流域）　　单位：mm

峰　号	起 始 日 期 年.月.日	降 雨 量 x	径 流 深 y	前期影响雨量 P_a	备　注
1	1953.6.10	46.8	3.4	2.3	
2	1952.8.15	75.6	32.5	18.7	
3	1951.6.17	22.0	12.3	41.0	
4	1951.6.28	47.2	22.6	30.6	
5	1951.8.10	95.1	36.2	8.6	
6	1952.5.29	57.3	17.8	13.6	暴雨集中
7	1952.9.11	70.2	23.1	11.1	
8	1957.7.15	43.1	35.8	48.8	
9	1957.7.29	20.9	4.9	33.0	
10	1957.8.4	80.7	62.2	41.1	
11	1957.10.2	130.6	72.4	12.8	
12	1953.6.18	115.5	47.1	2.9	
13	1953.9.10	42.0	8.4	18.3	
14	1953.9.16	34.8	16.3	35.1	
15	1953.10.17	57.6	25.6	25.2	
16	1953.7.29	90.9	55.1	23.2	
17	1953.8.15	56.2	14.5	14.8	
18	1954.7.22	188.8	107.2	3.4	
19	1954.8.21	45.6	33.1	42.1	
20	1956.8.3	89.7	22.5	8.7	
21	1956.10.11	85.7	23.8	1.0	
22	1956.10.15	14.0	7.6	43.3	
23	1949.6.15	102.5	83.2	43.9	
24	1949.8.7	61.2	35.7	31.4	

6 ）$P=0.1\%$的最大连续12h，1 天，3 天设计面雨量分别为

$$x_{12小时,0.1\%}=130mm$$

$$x_{1天,0.1\%}=176mm$$

$$P_{3天,0.1\%}=240mm$$

7 ）统计历年最大连续 3 天流域平均雨量$P_{3天}$与其降雨开始时所对应的 前期影响雨量P_a的和，即（$P_{3天}+P_a$），计算得（$P_{3天}+P_a$）$_{0.1\%}=279mm$。

8 ）连续 3 天典型暴雨分配见表7-23。

9 ）$P=0.1\%$的设计条件下，取基流为200m³/s。

3.要求

1 ）按同频率典型放大法计算设计暴雨过程。

表 7-23　　典型暴雨时程分配表

时段顺序 ($\Delta t=12h$)	1	2	3	4	5	6	合　计
雨量(mm)	0	5.6	16.2	20.7	84.0	2.2	128.9

2 ）建立丁峡站以上流域以前期影响雨量为参数的暴雨径流相关图，并由此推算设计净雨过程。

3 ）分析1953年 7 月29日～ 8 月 4 日一次雨洪的单位线。

4 ）由设计净雨，用单位线法求$P=0.1\%$的设计洪水过程。

第八章　小流域设计洪水计算

第一节　概　　述

在我国社会主义建设中，为了在小流域上修建农田灌溉排水措施、公路和铁路的桥涵建筑、城市和工矿地区的防洪工程，都必须进行设计洪水计算。因此，小流域设计洪水计算在工农业生产中有着重要的意义。小流域设计洪水计算，与大中流域有所不同，主要有以下一些特点：

1）在小流域上修建的工程数量很多，往往缺乏暴雨和流量资料，特别是流量资料。

2）小型工程一般对洪水的调节能力较小，工程规模主要受洪峰流量控制，因而对设计洪峰流量的要求，高于对设计洪水过程的要求。

3）小型工程的数量较多，分布面广，计算方法应力求简便，使广大基层水文工作者易于掌握和应用。

小流域设计洪水计算工作已有100多年的历史。计算方法在逐步充实和发展，由简单到复杂，由计算洪峰流量到计算洪水过程，归纳起来，有经验公式法、推理公式法、综合单位线法以及水文模型等方法。由于实测资料短缺，各种方法的计算结果相差较大，目前没有统一标准，给小流域设计洪水计算带来了一定的困难。

随着工农业生产的迫切需要，我国各地区各部门积累了大量的经验，充实和发展了现有的一些计算方法。1984年水利电力部刊布的《暴雨径流查算图表》系统地总结了我国多年来的经验，在短缺资料的中小流域水利建设的设计洪水计算方面发挥了积极的作用。目前水利电力部门使用的是推理公式法、经验公式法和综合单位线法。

第二节　小流域设计暴雨计算

小流域设计洪水计算，大多数采用由暴雨推求洪水的方法，因此，首先需要推求设计暴雨。设计暴雨是具有某一规定频率的一定时段的暴雨量或平均暴雨强度。用暴雨资料推求设计洪水时，一般是假定暴雨与其所形成的洪峰流量或洪量具有相同的频率。

一、暴雨公式及参数的推求

在小流域上推求设计暴雨时，因为流域面积较小，忽略暴雨在地区上分布的不均匀性，可以把流域中心的点雨量作为流域面雨量，无须考虑点面雨量的折算。根据地区的雨量观测资料，独立选取不同历时最大暴雨量进行统计，绘出不同历时的最大暴雨量频率曲线（见图8-1），并转换为不同频率的平均暴雨强度～历时曲线（见图8-2），从面按此选配设计暴雨公式。

图8-2可以用数学方程表达，它是在一定频率情况下时段平均暴雨强度 i 与历时 t 的关系式，称为暴雨公式。暴雨公式最常见的形式有：

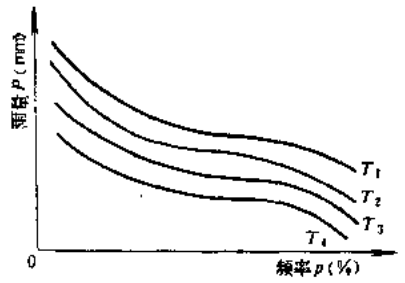


图 8-1　不同历时最大暴雨量频率曲线图

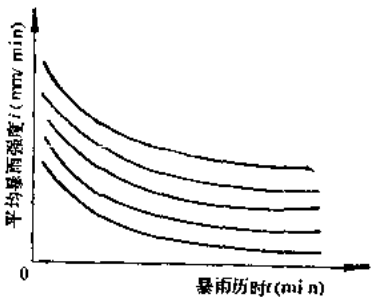


图 8-2　平均暴雨强度～历时曲线图

$$i=\frac{S_d}{(t+d)^{n_d}} \tag{8-1}$$

$$i=\frac{S}{t^n} \tag{8-2}$$

式中　S、S_d——单位历时的暴雨平均强度，或称雨力，随地区和重现期而变；

d——参数；

n_d、n——暴雨递减指数，随地区及历时长短而变。

我国水利电力部门广泛应用的暴雨公式是式（8-2）。根据实测雨量资料，采用图解分析法可以求出式（8-2）中的参数。对式（8-2）两边取对数，得

$$\lg i=\lg S-n\lg t \tag{8-3}$$

上式为一直线方程式，$\lg S$为截距，n为斜率，如果t以小时计，S就是$t=1$小时的暴雨强度。若从平均暴雨强度～历时曲线上将同频率各种历时的暴雨强度i读下，在双对数坐标格纸上以i为纵坐标，t为横坐标，可点绘出一组近乎平行的直线，由线上量取$t=1$小时的纵坐标值和斜率值，即为S和n值。

事实上，在双对数坐标格纸上的$i\sim t$关系往往会出现转折点，此时可将$i\sim t$线绘成两段不同斜率n值的折线（图8-3），n值随历时不同而变化，即当$t<t_1$时，取$n=n_1$；当$t>t_1$时，取$n=n_2$。当$t_1=1$小时时，转折点的纵坐标值即为S。此时，无论$t>t_1$或$t<t_1$，暴雨公式中的S是相同的，只是n有区别。为了工作方便，水利部门将折点统一取在$t_1=1$小时处，如图8-3所示。

目前气象和水利部门刊印的降雨资料，都是固定日分界（8时或20时）的日雨量。以每日定时观测所得的日雨量，较之以自记雨量资料统计所得的24小时最大雨量往往要偏小一些。因此，年最大日雨量必须换算成年最大24小时雨量，才能符合小流域计算要求。换算办法是将各年最大

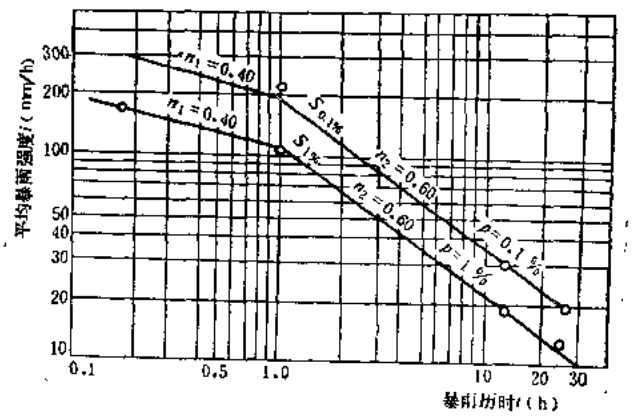


图 8-3　暴雨强度～历时～频率曲线图

日雨量$P_日$乘以系数K即为年最大24小时雨量P_{24}系列，然后进行频率计算，可得设计年最大24小时雨量。K值一般在1.1～1.2之间。

二、无资料地区设计暴雨计算

暴雨参数S值的大小随地区及重现期而变，重现期愈长，S值也愈大。从大量观测的雨量资料中，经过分析计算可以编制出不同频率的S_p等值线图。暴雨递减指数n值反映地区暴雨特性，在一定的气候区内具有一定的数值，因而可以综合作出n值（n_1和n_2）的分区图。对于缺乏观测雨量的地区，则可用已编制的S_p等值线图和n值分区图计算暴雨强度。

缺乏S_p等值线图的地区，可以根据各地区的《水文图集》或《水文手册》查得设计地区的暴雨统计参数$\overline{P}_{24}$、C_v和C_s，算出$P_{24,p}$，然后由式（8-2）计算S_p值。

三、设计暴雨的时程分配

用暴雨推求洪水时，必须通过设计暴雨时程分配的推算方能求得设计洪水过程线。暴雨的时程分配是变化的，总量相等的各次暴雨，可以有不同的分配过程。因此，应根据工程设计的要求，选择能反映本地区暴雨特点的实测暴雨资料，采用综合概化方法，制定各地区一定时段的设计暴雨时程分配。具体方法在第七章中已有介绍，这里不予重述。

小流域设计暴雨的最长时段一般不超过24小时。最大3小时或6小时雨量对小流域洪峰流量的影响较大，暴雨时程分配一般可以采用最大3小时、6小时以及24小时雨量作为控制。各地区的《水文图集》或《水文手册》均载有设计暴雨时程分配的雨型，可供设计参考。

四、设计净雨计算

由暴雨推求洪水过程，一般分为产流和汇流两个阶段。产流计算是解决由降雨过程求净雨过程的问题，汇流计算是解决由净雨过程求流量过程的问题。

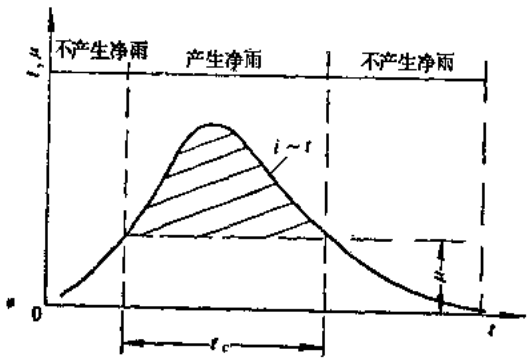


图 8-4 降雨过程与入渗过程示意图

设计净雨的概念和计算方法，在第七章中已作了较详细的论述，为了与小流域设计洪水计算方法相适应，本节着重介绍利用损失参数μ值的地区综合规律计算设计净雨的方法。

损失参数μ是指产流历时t_c内的平均损失强度。图8-4表示μ与降雨过程的关系，从图中可以看出，在$i \leqslant \mu$的时期，降雨全耗于损失，不产生净雨；$i > \mu$时，损失按μ值进行，超渗部分（图中的阴影部分）即为净雨量。由此可见，当设计暴雨和μ值确定后，便可求出任一历时的净雨量及平均净雨强度。

为了便于小流域设计洪水计算，各省区水利水文部门在分析大量暴雨洪水资料之后，均提出了决定μ值的简便方法。有的部门建立单站μ与前期影响雨量P_a的关系，有的选用降雨强度$\overline{i}$与一次降雨平均损失率$\overline{f}$建立关系，以及μ与$\overline{f}$建立关系，从而用这些μ值作地区综合，可以得出各地区在设计时应取的μ值。具体数值可参阅各地区的《水文手册》。

第三节　计算洪峰流量的推理公式

推理公式又称合理化公式，合理化公式已有100多年历史，是历来小流域由暴雨推求洪峰流量的一种比较常用的方法。原始的方法有3个假定，即1）采用平均净雨强度，其历时等于汇流历时τ；2）暴雨与洪水同频率；3）流域上的净雨强度在时间上和空间上都是不变的。

随着生产实践的需要和理论研究的开展，多年来出现了不同形式的合理化公式，有的被并赋予了新的涵义。我国提出的推理公式是对合理化公式的改进和深化。

一、推理公式的基本形式

推理公式可从线性汇流推导出来。从等流时线的概念出发，假定产流强度在时间、空间上都均匀的情况下，流域上的平均产流强度与一定面积的乘积即为出口断面的流量，当此乘积达到最大值时即出现最大流量。而且，在充分供水条件下，即净雨历时大于汇流时间τ时，净雨产生以后，每一时刻总有一部分流域面积上的净雨同时汇集到流域出口断面。此时流域出口断面的最大流量是由τ时段的净雨在全流域面积上形成的，此种情况称为全面汇流。洪峰流量Q_m计算公式用下式表示：

$$Q_m=K(\overline{i}-\overline{f})F \tag{8-4}$$

式中　$\overline{i}$——平均降雨强度，mm/h；

$\overline{f}$——平均下渗强度，mm/h；

F——流域面积，km^2；

K——单位换算系数。

当供水不充分时，即净雨历时小于汇流时间τ，流域出口断面的最大流量由全部降雨、部分流域面积形成，此部分流域面积称为共时径流面积，此种情况称为部分汇流。洪峰流量计算公式用下式表示：

$$Q_m=K(\overline{i}-\overline{f})F_c \tag{8-5}$$

式中　F_c——共时径流面积，km^2。

式（8-4）和式（8-5）是推理公式的基本形式，并可概括为以下的一般形式：

$$Q_m=K(\overline{i}-\overline{f})\varphi F \tag{8-6}$$

或

$$Q_m=K\psi\overline{i}\varphi F \tag{8-7}$$

式中　ψ——洪峰径流系数，等于形成洪峰的净雨量与降雨量之比值；

φ——共时径流面积系数，$\varphi=F_c/F$。

二、水文研究所公式及其计算方法

原水文研究所提出的小流域设计洪水计算方法，是多年来水利部门广泛使用的推理公式法。该公式的基本形式为

$$Q_m=0.278\psi iF \tag{8-8}$$

式中 Q_m——洪峰流量，m^3/s；

ψ——洪峰径流系数，意义同前；

i——平均降雨强度，mm/h；

F——流域面积，km^2。

该所采用的暴雨公式为

$$i=\frac{S}{t^n}$$

当$t=\tau$时，$i=S/\tau^n$，则

$$Q_m=0.278\frac{\psi S}{\tau^n}F \qquad (8\text{-}9)$$

上式中共有5个参数，即ψ、S、τ、n以及F。雨力S可由时段雨量通过式(8-2)求得，暴雨递减指数n值查地区等值线图得出，流域面积F从地形图上量出。参数ψ和τ以及其它相应的参数将在下面分别介绍。

(一)洪峰径流系数ψ的计算

式(8-8)和式(8-9)中的ψ值，是反映流域内降雨形峰过程的一种损失参数。假定在流域平均降雨强度大于地面平均入渗能力的情况下，地面才能产生径流。此时，产流部分的降雨损失决定于地面下渗能力的大小，面不产流部分的损失则是该部分的所有降雨量。由于形峰过程的汇流条件不同，可能出现两种汇流情况。一是全面汇流情况，如图8-5(a)所示。图中纵坐标表示瞬时降雨强度I，虚线以下表示下渗量，t_c为产流历时，τ为流域汇流时间，μ为产流历时内的平均损失强度。当$t_c\geqslant\tau$时，出口断面处的洪峰流量是由相当于汇流时间τ内的最大净雨量h_τ在全流域面积上形成的，洪峰径流系数ψ是τ时段的最大净雨量h_τ与同时段的降雨量P_τ之比值。二是部分汇流情况，如图8-5(b)所示。当$t_c<\tau$时，出口断面处最大流量是由相当于产流历时t_c内的最大净雨h_R在部分流域面积上形成的，洪峰径流系数ψ是t_c时段的最大净雨量h_R与τ时段的降雨量P_τ之比值，因此，两种汇流情况的洪峰径流系数可用下式表示：

当$t_c\geqslant\tau$时，
$$\psi=\frac{h_\tau}{P_\tau} \qquad (8\text{-}10)$$

当$t_c<\tau$时，
$$\psi=\frac{h_R}{P_\tau} \qquad (8\text{-}11)$$

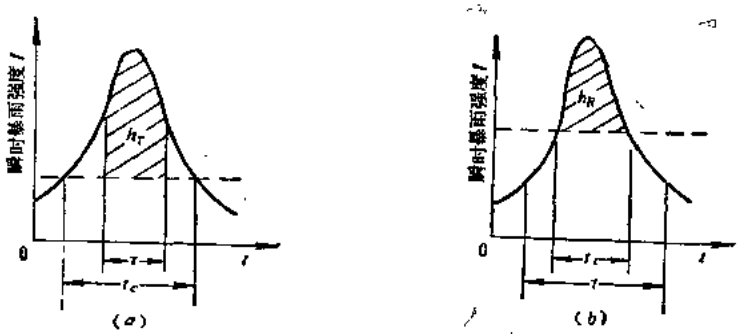


图 8-5 形峰过程的两种汇流情况示意图

(a)$t_c\geqslant\tau$；(b)$t_c<\tau$

产流历时t_c可以根据设计暴雨公式，将其对 t 进行微分导出，即

$$I=\frac{dP_t}{dt}=\frac{d}{dt}St^{1-n}=(1-n)\frac{S}{t^n}$$

由图8-5可知，当$I=\mu$时，$t=t_c$，代入上式求得产流历时t_c的计算式

$$t_c=\left[(1-n)\frac{S}{\mu}\right]^{\frac{1}{n}} \tag{8-12}$$

因此，当$t_c\geqslant\tau$时，

$$\psi=\frac{h_\tau}{P_\tau}=\frac{P_\tau-\mu\tau}{P_\tau}=1-\frac{\mu\tau}{P_\tau}=1-\frac{\mu}{S}\tau^n \tag{8-13}$$

当$t_c<\tau$时，

$$\psi=\frac{h_R}{P_\tau}$$

由于

$$\begin{aligned}h_R&=P_{t_c}-\mu t_c=i_{t_c}\cdot t_c-\mu t_c=(i_{t_c}-\mu)t_c\\&=[i_{t_c}-(1-n)i_{t_c}]t_c=nSt_c^{1-n}\end{aligned}$$

所以

$$\psi=\frac{nSt_c^{1-n}}{S\tau^{1-n}}=n\left(\frac{t_c}{\tau}\right)^{1-n} \tag{8-14}$$

式（8-13）和式（8-14）分别代表全面汇流和部分汇流情况下洪峰径流系数ψ的计算式。

（二）流域汇流时间 τ 的计算

流域汇流过程按其水力特性的不同，可分为坡面汇流和河槽汇流两个阶段。原水文研究所在计算流域汇流时间 τ 时，采用平均的流域汇流速度来概括地描述径流在坡面和河槽内的运动。设L代表流域最远流程长度，v_τ代表沿流程L的流域平均汇流速度，则流域汇流时间 τ 的计算式为

$$\tau=0.278\frac{L}{v_\tau} \tag{8-15}$$

其中，τ 以 h 计，v_τ以m/s计，L以km计。

流域平均汇流速度v_τ可近似地用下式计算：

$$v_\tau=mJ^\sigma Q_m^\lambda \tag{8-16}$$

式中 m——汇流参数；

J——沿流程的平均纵比降；

Q_m——待求的最大流量，m^3/s；

σ、λ——反映沿流程水力特性的经验指数。

对于一般山区河道，该所把出口断面形状近似地概化为三角形，上式的经验指数采用$\sigma=1/3$，$\lambda=1/4$，将其代入式（8-16）得

$$\tau=0.278\frac{L}{mJ^{1/3}Q_m^{1/4}} \tag{8-17}$$

将式（8-17）与式（8-9）结合并进行代换演算，得

$$\tau=\frac{0.278^{\frac{3}{4-n}}L^{\frac{4}{4-n}}}{(mJ^{1/3})^{\frac{4}{4-n}}(SF)^{\frac{3}{4-n}}\psi^{\frac{1}{4-n}}} \tag{8-18}$$

若令

$$\tau_0=\frac{0.278^{\frac{3}{4-n}}\ L^{\frac{4}{4-n}}}{(mJ^{1/3})^{\frac{4}{4-n}}\ (SF)^{\frac{1}{4-n}}} \tag{8-19}$$

则可得流域汇流时间 τ 的计算式：

$$\tau=\tau_0\psi^{-\frac{1}{4-n}} \tag{8-20}$$

在求解上述 ψ 和 τ 值时，需要定量的还有流域特征参数 F、L、J，暴雨参数 S、n 以及损失参数 μ 和汇流参数 m。流域特征参数可从设计地区的地形图中量取；暴雨参数已在本章第二节作了论述，下面着重叙述损失参数 μ 和汇流参数 m 的确定方法。

（三）损失参数 μ 和汇流参数 m 的确定

损失参数 μ 值是产流历时内的平均下渗率，它与流域地表的透水能力、降雨量大小及其分配、降雨开始时的土壤含水量有着密切关系。对于特定流域来说，不同场次暴雨，由于受前期影响雨量、产流历时、暴雨时空分布等的影响，损失参数 μ 值也不尽相同，因而给 μ 值的确定带来了一定的困难。

目前，用实测资料分析和计算损失参数 μ 值的方法是，先将流域降雨过程自强度最大的雨峰中心开始，向前或向后相邻时段以大的在前排序[见图8-6(a)]，并累积求得不同时段的累积雨量 P_t[见图8-6(b)]，然后以纵坐标为累积雨量，横坐标为时间点绘 $P_t\sim t$ 曲线[见图8-6(b)的 OBC 线]。已知

$$P_{tc}=h_R+\mu t_c \tag{8-21}$$

上式表示在 $P_t\sim t$ 曲线上，通过（t_c，P_{tc}）点的切线方程式。由此可见，只要在图8-6(b)的纵轴上由原点向上截取径流深 h_R 得 A 点，自 A 点向 $P_t\sim t$ 线作切线得切点 B，此切点的横坐标值代表产流历时 t_c，纵坐标值代表 P_t，切线的斜率即为所求的产流历时内的平均下渗率 μ。

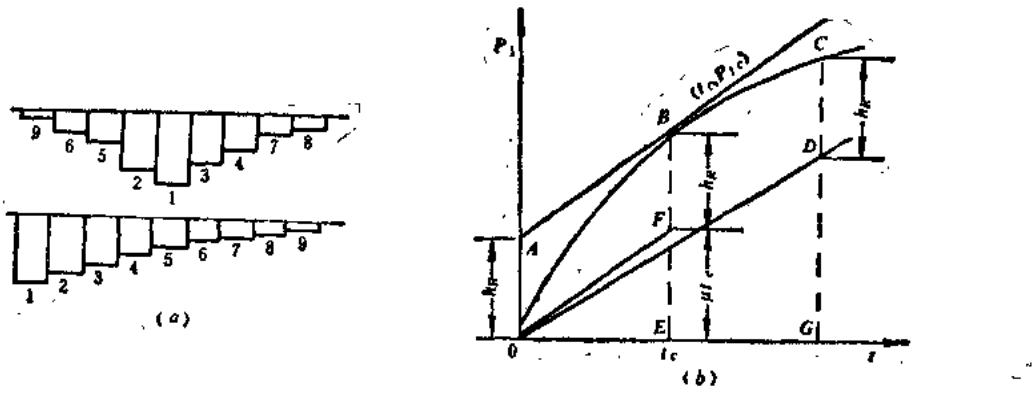


图 8-6　用 $P_t\sim t$ 曲线计算 μ 值示意图

在设计条件下，也可以用下式估算：

$$\mu=(1-n)n^{\frac{n}{1-n}}\left(\frac{S}{h_R^n}\right)^{\frac{1}{1-n}} \tag{8-22}$$

式中，h_R为设计净雨量，一般可以根据设计暴雨量从地区暴雨径流相关图中查出。知道了暴雨参数S、n以及设计净雨量，就可由式（8-22）或相应的μ值诺模图算得设计条件下的损失参数μ值。

由于影响μ值的因素很多，不同地区μ值的差异也很大。多年来各省区水文部门在这方面作了大量的分析研究工作，根据各地区的实际情况，提出了确定μ值的方法，或在《水文手册》中附有μ值的综合图表，可供参考使用。

汇流参数m是汇流速度公式中的经验性参数，它与流域地形、地貌、植被、河网分布、河道糙率、断面形状以及暴雨的时空分布有关。由于流域的汇流速度不能通过固定断面的流速测出，因此，只能用实测暴雨洪水资料按式（8-17）反求。

为了在设计条件下外延或在无资料地区移用，要对m值进行地区综合。80年代初期各省区水文部门在编制《暴雨径流查算图表》时，选用了能反映流域大小和地形条件的流域特征因素θ与m建立相关关系，对m值进行地区综合。流域特征因素θ一般由以下流域特征值组成，即

$$\theta=\frac{L}{J^{1/3}F^{1/4}} \tag{8-23}$$

或

$$\theta=\frac{L}{J^{1/3}} \tag{8-24}$$

在建立$m\sim\theta$关系时，分下面几种情况。

1）按下垫面条件定线，如

贵州省：

山丘、强岩溶、植被差　$m=0.056\theta^{0.73}$　（8-25）

山丘、少量岩溶、植被较好　$m=0.064\theta^{0.75}$　（8-26）

湖南省：

植被好，以森林为主的山区

（$\theta<25$）　$m=0.145\theta^{0.459}$

（$25\leqslant\theta\leqslant100$）　$m=0.0228\theta^{1.097}$　（8-27）

植被较差的丘陵山区

（$\theta\leqslant22$）　$m=0.183\theta^{0.459}$　（8-28）

2）按区域条件定线，如

四川省：

盆地丘陵区（$1<\theta\leqslant30$）　$m=0.4\theta^{0.264}$　（8-29）

（$30<\theta\leqslant300$）　$m=0.092\theta^{0.656}$　（8-30）

福建省：

沿海（$\theta\geqslant2.5$）　$m=0.053\theta^{0.784}$　（8-31）

内地（$\theta\geqslant2.5$）　$m=0.035\theta^{0.784}$　（8-32）

3）考虑设计洪水大小分别定线，如

湖北省：

PMP及H_{24}>700mm　　$m=0.42\theta^{0.24}$　　（8-33）

50年一遇以上的洪水　　$m=0.5\theta^{0.21}$　　（8-34）

山东省水利学校、浙江省水利水电勘测设计院、水利水电科学研究院水资源所协作，收集全国105个小流域暴雨洪水资料，分析推理公式中的汇流参数 m 值，并把下垫面状况划分为4类进行$m\sim\theta$综合，提出4类下垫面条件下不同θ值相应的m值表（见表8-1），可供参考。

表 8-1　　小流域下垫面条件分类m值表

类别	雨洪特性、河道特性、土壤植被条件的简单描述	推理公式洪水汇流参数m值		
		θ=1～10	θ=10～30	θ=30～90
I	北方半干旱地区，植被条件较差，以荒坡、梯田或少量的稀疏林为主的土石山区，旱作物较多。河道呈宽浅型，间歇性水流，洪水陡涨陡落	1.0～1.3	1.3～1.6	1.6～1.8
II	南、北方地理景观过渡区，植被条件一般，以稀疏林、针叶林、幼林为主的土石山区或流域内耕地较多	0.6～0.7	0.7～0.8	0.8～0.95
III	南方、东北湿润山丘区，植被条件良好，以灌木林为主的石山区，或森林覆盖度达40%～50%，或流域内多为水稻田，或以优良的草皮为主。河床多砾石、卵石，两岸滩地杂草丛生，大洪水多为尖瘦型，中小洪水多为矮胖型	0.3～0.4	0.4～0.5	0.5～0.6
IV	雨量丰沛的湿润山区，植被条件优良，森林覆盖度可高达70%以上，多为深山原始森林区，枯枝落叶层厚，壤中流较丰富。河床呈山区型，大卵石、大砾石河槽，有跌水，洪水多为陡涨陡落	0.2～0.3	0.3～0.35	0.35～0.4

（四）设计洪峰流量的计算

利用原水文研究所建议的公式计算设计洪峰流量，有试算法、交点法以及图解法等方法，下面结合算例介绍试算法和交点法的计算过程，便于读者理解该公式的应用。

1.试算法

当本地区降雨时程分配中的最大时段雨量历时关系能较好地满足式（8-2）的时段雨量时，可用试算法推求设计洪峰流量。计算步骤如下：

1）由暴雨资料确定$\bar{P}_{24}$、C_v、n_1或n_2，并计算S_p；

2）根据已知流域特性参数J、L和F值，由m值的地区综合公式或相应图表查算汇流参数m值；

3）用已算出的$P_{24,p}$值，由当地暴雨径流关系图表查得$h_{24,p}'$，然后利用式（8-22）或地区水文手册中相应的μ值诺模图查算出μ值；

4）用试算法求Q_m。先假定一个Q_m值代入式（8-17）求τ。如$\tau\leqslant t_c$，则按全面汇流

公式计算；如$\tau>t_c$，则按部分汇流公式计算。例如，当$\tau\leqslant t_c$，在求出τ以后，利用式（8-13）计算ψ，将ψ、τ、S、F各值代入式（8-9）计算Q_m。如算得的Q_m与假设的Q_m相符，则为所求，如不相符需再试算，直至两者一致为止。

【例1】 某地区欲修建一座小型水库，该水库集水面积为7.4km²，干流长度为4.1km，干流坡降0.036。用试算法计算坝址处百年一遇的洪峰流量。

1）计算S_p。根据某地区水文手册中的有关图表，查得该水库集水面积中心点的$\bar{P}_{24}=100\text{mm}$，$C_v=0.6$，$C_s=3.5C_v$，$n_2=0.7$。

按$C_s/C_v=3.5$，查皮尔逊III型频率曲线的模比系数K_p值表，得百年一遇的$K_p=3.20$，于是

$$P_{24,p}=P_{24,1\%}=K_p\times\bar{P}_{24}=3.20\times100=320\text{mm}$$

根据$P_t=it=St^{1-n}$，计算

$$S_p=S_{1\%}=\frac{P_{24,p}}{t^{1-n_2}}=\frac{320}{24^{1-0.7}}=123.3\text{mm/h}$$

2）查算汇流参数m。将已知的J、L和F代入式（8-23）算出

$$\theta=\frac{L}{J^{1/3}F^{1/4}}=\frac{4.1}{0.036^{1/3}\times7.4^{1/4}}=\frac{4.1}{0.545}=7.52$$

已知该地区的$m\sim\theta$关系为

$$m=0.5\theta^{0.21}$$

代入θ得

$$m=0.5\times7.52^{0.21}=0.76$$

3）计算产流历时内流域平均下渗率μ值。在某地区水文手册中24小时的降雨径流关系曲线图上，由已知的$P_{24,1\%}$为320mm查得$h_{24,1\%}=220\text{mm}$，并将此值代入

$$h_{24,1\%}^{n_2}=220^{0.7}=43.6$$

并利用式（8-22）计算

$$\mu=(1-n_2)n_2^{\frac{n_2}{1-n_2}}\left(\frac{S_{1\%}}{h_{24,1\%}^{n_2}}\right)^{\frac{1}{1-n_2}}$$

$$=4.17\text{mm/h}$$

4）试算Q_m。设$Q_m=150\text{m}^3/\text{s}$，计算

$$\tau=\frac{0.278L}{mQ^{1/4}J^{1/3}}=\frac{0.278\times4.1}{0.76\times150^{1/4}\times0.036^{1/3}}=1.298\text{h}$$

由于$\tau<t_c$采用

$$\psi=1-\frac{\mu}{S_p}\tau^{n_2}=1-\frac{4.17}{123.3}\times1.298^{0.7}=0.96$$

$$Q_m=0.278\times\frac{0.96\times123.3}{1.298^{0.7}}\times7.4=202\text{m}^3/\text{s}$$

与假设$Q_m=150\text{m}^3/\text{s}$不符，再设$Q_m=200\text{m}^3/\text{s}$，计算

$$\tau=\frac{0.278\times4.1}{0.76\times200^{1/4}\times0.036^{1/3}}=1.209\text{h}$$

$$\psi=1-\frac{4.17}{123.3}\times 1.209^{0.7}=0.96$$

$$Q_m=0.278\times\frac{0.96\times 123.3}{1.209^{0.7}}\times 7.4=213\text{m}^3/\text{s}$$

再设$Q_m=215\text{m}^3/\text{s}$，按上述步骤进行第三次试算，得$Q_m=215\text{m}^3/\text{s}$，与假设相符即得所求的设计洪峰流量。

2.交点法

当本地区降雨时程分配中的最大时段雨量历时关系不能用式$P_t=St^{1-n}$概化时，可用交点法求解，计算步骤如下：

1）由图8-6求得不同历时t对应的径流深h_t，以h_t/t为纵坐标，历时t为横坐标，绘制$h_t/t\sim t$曲线。

2）由降雨量P_{t_R}，在暴雨径流关系曲线上查得径流深h_R，然后在图8-6的纵坐标上取h_R值的点向$P_t\sim t$曲线作切线，求得t_c和μ值。

3）利用形成最大流量的一般公式

$$Q_m=0.278\frac{h_t}{t}F$$

任意假定若干t值，算出相应的Q_t，并绘出$Q_t\sim t$曲线。由$h_t/t\sim t$曲线的变化规律得知，当$t\geqslant t_c$，则$h_t=h_R$，因此，当$t\geqslant t_c$时，采用$h_t=h_R$。

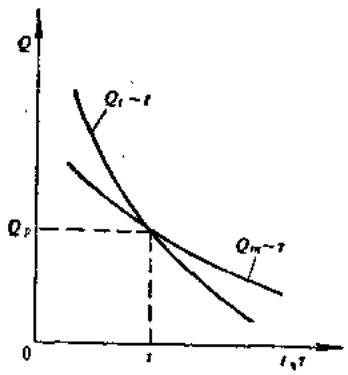


图 8-7　交点法求Q_p示意图

4）利用下式

$$\tau=0.278\frac{L}{mJ^{1/3}Q_m^{1/4}}$$

绘出$Q_m\sim\tau$曲线。

5）将上述两条曲线点绘在同一坐标尺度的方格纸上（见图8-7），其交点即是所求的设计洪峰流量。

第四节　计算洪峰流量的地区经验公式

计算洪峰流量的地区经验公式是根据一个地区各河流的实测洪水和调查洪水资料，找出洪峰流量与流域特征、降雨特性之间的相互关系，建立起来的关系方程式。这些方程都是根据某一地区实测经验数据制定的，只适用于该地区，所以称为地区经验公式。

影响洪峰流量的因素是多方面的，包括地质地貌特征（植被、土壤、水文地质等）、几何形态特征（集水面积、河长、比降、河槽断面形态等）以及降雨特性。地质地貌特征往往难于定量，在建立经验公式时，一般采用分区的办法加以处理。因此，经验公式的地区性很强。

经验公式最早见于19世纪中期，它的形式是由洪峰流量与流域面积建立关系。当时由于水文资料十分缺乏，没有频率概念。以后，随着工程建设的开展，各国在建立地区经验

公式方面进行了许多工作，使经验公式逐渐具备了新的形式和内容。我国水利、交通、铁道等部门，为了修建水库、桥梁和涵洞，对小流域设计洪峰流量的经验公式进行了大量的分析研究，在理论上和计算方法上都有所创新，在实用上已发挥了一定的作用。但是，此类公式受实测资料限制，缺乏大洪水资料的验证，不易解决外延问题。

1.单因素公式

目前，各地区使用的最简单的经验公式，是以流域面积作为影响洪峰流量的主要因素，把其它因素用一个综合系数表示，其形式为

$$Q_p=C_pF^n \tag{8-35}$$

式中 Q_p——设计洪峰流量，m^3/s；

F——流域面积，km^2；

n——经验指数；

C_p——随地区和频率而变化的综合系数。

在各省区的水文手册中，有的给出分区的n、C_p值，有的给出C_p等值线图。例如湖南省将全省分为10个分区，每一分区给出不同设计标准的相应n值和C_p值，表8-2为该省百年一遇的各分区参数值。又如江西省把全省分为8个区，表8-3为该省第VIII区的情况。

表 8-2　　湖南省分区经验公式$Q_{1\%}=C_pF^n$参数表

分　区	C_p	n	分　区	C_p	n
湘 1 区	15.5	0.72	资 2 区	40.0	0.70
湘 2 区	18.2	0.75	沅 1 区	24.2	0.69
湘 3 区	14.2	0.75	沅 2 区	23.0	0.75
湘 4 区	19.1	0.75	澧 1 区	37.0	0.73
资 1 区	19.5	0.75	澧 2 区	32.0	0.65

表 8-3　　江西省第VIII区经验公式$Q_p=C_pF^n$参数表

分区 \ 参数 \ P(%)		0.2	0.5	1	2	5	10	20	选用水文站流域面积范围 (km^2)
第VIII区	C_p	27.5	23.3	19.4	15.7	11.6	8.6	5.2	672～5303
	n	0.75	0.75	0.76	0.76	0.78	0.79	0.83	

这种公式过于简单，较难反映小流域的各种特性，只有在实测资料较多的地区，分区范围不太大，分区暴雨特性和流域特征比较一致时，才能得出符合实际情况的成果。

2.多因素公式

为了反映小流域上形成洪峰的各种特性，目前各地较多地采用多因素的经验公式。公

式的形式有：

$$Q_p=Ch_{24,p}F^n \tag{8-36}$$

$$Q_p=Ch_{24,p}^{\alpha}f^{\gamma}F^n \tag{8-37}$$

$$Q_p=Ch_{24,p}^{\alpha}J^{\beta}f^{\gamma}F^n \tag{8-38}$$

式中 f——流域形状系数，$f=F/L^2$；

J——河道干流平均坡度；

$h_{24,p}$——设计年最大24小时净雨量，mm；

α,β,γ,n——指数；

C——综合系数。

例如安徽省山丘区中小河流洪峰流量经验公式的形式为

$$Q_p=Ch_{24,p}^{1.21}F^{0.71} \tag{8-39}$$

该省把山丘区分为4种类型，即：深山区、浅山区、高丘区、低丘区，各地区的C值分别为0.0514，0.0285，0.0239，0.0194。

选用因素的个数以多少为宜，可从两方面考虑。一是能使计算成果提高精度，使公式的使用更符合实际。但所选用的因素必须能够通过查勘、测量、等值线圈内插等手段加以定量，否则就无法应用于缺乏资料的设计流域。二是与形峰过程无关的因素不宜随意选用，因素与因素之间关系十分密切的不必都选用，否则无补于提高计算，反而增加计算难度。

此外，有的地区采用计算洪峰流量系列统计参数的经验公式，其一般形式为

$$Q_0=CF^n \tag{8-40}$$

$$C_v=f(F) \tag{8-41}$$

$$C_s=f(C_v) \tag{8-42}$$

这些经验公式可以应用水文观测资料和历史洪水调查资料按水文分区制定出来。有了统计参数，就可以用频率计算方法求出设计洪峰流量。我国公路部门已绘制了全国C_v和C_s($C_v=Q_0/F^n$)等值线图以及C_s/C_v关系表，可供无实测流量资料地区的设计工作参考。

第五节 设计洪水过程线的推求

应用推理公式或地区经验公式，只能算出设计洪峰流量。对于一些中小型水库，有时要求提供设计洪水过程线，以便分析水库的调洪能力和防洪效果。一般用于计算小流域设计洪水过程线的方法有概化过程线法和综合单位线法。近年来国内外提出了小流域洪水模型，为小流域设计洪水计算开辟了新的途径。

概化过程线是根据实测洪水资料，经过综合分析和简化面得。概化的线型有三角形、五边形和综合概化过程线等等，一般根据地区涨洪的情况选取。从概化过程线转换成设计洪水过程线，必须知道设计洪峰流量和设计洪水总量。

概化过程线法概念简单，方法易懂，各地区水文手册中有介绍，这里不作论述。小流域洪水模型将在第十一章介绍，本章着重论述综合单位线法。

综合单位线分为时段综合单位线和瞬时综合单位线。

一、时段综合单位线

在有实测暴雨径流资料的流域上，利用单位线便可以由暴雨推求洪水过程。对于一般小流域，由于缺乏实测暴雨径流资料，往往不能直接求得单位线。此时，可根据附近地区从实测暴雨径流资料分析得出的单位线，建立单位线要素与流域特征之间的经验关系，在没有单位线的小流域上，只要知道它的流域特征，便可通过地区经验关系找到它的单位线要素，从而求得它的单位线。上述经验关系是根据地区的各种流域特征资料综合而来的，故称为综合单位线。

单位线要素主要有洪峰流量Q_m、洪峰滞时t_p和单位线总历时T_s。影响单位线要素的因素是多方面的，其中有降雨特性、流域几何特征以及流域自然地理特征。降雨特性包括降雨强度和时空分布，它对单位线诸要素有一定的影响。为了消除其影响，在制作综合单位线时，必须采用某一标准雨量的单位线进行综合。

流域几何特征是影响单位线的主要因素，常用的有流域面积F、河道干流长度L、河道干流坡降J、流域重心点至出口处的距离L_c。等等。在一个地区内，分析综合单位线的关键在于如何抓住影响单位线要素的主要流域几何特征，建立切合地区实际情况的关系式。选择流域几何特征作为参数时，数目不宜太多，以2～3个为合适，并注意不要同时选用两个相关关系非常密切的参数。

自从30年代美国史奈德（F.F.Snyder）提出综合时段单位线的概念和计算公式以来，在国内外有一定的发展。

我国50年代前治淮委员会工程部采用G.T.麦卡锡（G.T.McCarthy）模型转换的办法，提出时段净雨深$h=20$mm的淮河综合单位线公式：

$$t_r=\frac{t_p}{5.5} \tag{8-43}$$

$$t_p=K\frac{F}{q_m} \tag{8-44}$$

$$q_m=kF^{0.857}[(S_F S_R)^{1/4}f^{1/2}]^{0.675} \tag{8-45}$$

$$T=9.35\frac{F^{0.86}}{q_m^{0.9}} \tag{8-46}$$

式中 S_F——流域的面积坡度，m/km²；

S_R——流域的有效面积重心到测站的河道平均坡度，m/km；

k——流域形态系数，单干型$k=0.445$，双干型$k=0.541$，三干型$k=0.687$；

K——流域停滞系数，山区$K=1.75$，坡水区$K=1.38$；

其它符号意义同前。

单位时段内不同净雨深度h_i对单位线要素t_p、q_m的影响采用下列关系式进行改正：

$$t_{ph_i}=t_{p20}\left(\frac{h_i}{20}\right)^{-0.33} \tag{8-47}$$

$$q_{mh_i}=q_{m20}\left(\frac{h_i}{20}\right)^{0.33} \tag{8-48}$$

淮河流域和其它省区还提出了不同形式的综合单位线，如河南省的淮上法综合单位线、广东、浙江、辽宁等省的经验单位线，都有各自的特色，对解决当地短缺资料情况下设计洪水计算问题，起到了一定的作用并收到了较好的效果。

二、瞬时综合单位线

由瞬时单位线的数学表达式

$$u(0,t)=\frac{1}{K\Gamma(n)}\left(\frac{t}{K}\right)^{n-1}e^{-t/K}$$

可以看出，瞬时单位线的线型由参数n、K确定。因此，瞬时单位线的综合，实质上就是参数n、K的综合。在进行综合工作时，并不直接去综合n、K，纳希首先根据英国河流的资料，采用与一阶原点矩$M^{(1)}$和二阶中心矩$N^{(2)}$有关的参数m_1和m_2与流域特性建立相关关系。

令

$$m_1=M^{(1)}=nK \tag{8-49}$$

$$m_2=\frac{N^{(2)}}{(M^{(1)})^2}=\frac{1}{n} \tag{8-50}$$

纳希建立的瞬时综合单位线方程为

$$m_1=276F^{0.3}S^{-0.3} \tag{8-51}$$

$$m_2=0.41L^{-0.3} \tag{8-52}$$

式中 F——流域面积，m^2；

S——流域平均坡度，°/10000；

L——沿主河槽从流域最远点至出口断面的长度，m。

按瞬时单位线的原理可知，瞬时单位线的峰现历时t_p'为

$$t_p'=(n-1)K \tag{8-53}$$

其中K为瞬时单位线峰与形心的时距（图8-8）。由于n、K两个参数具有相互补偿的功能，且n值一般相对稳定，故习惯上常用m_1作为单站取值和地区综合的指标。

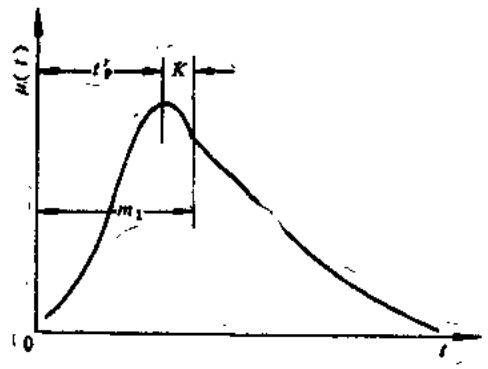


图 8-8 纳希单位线参数示意图

当m_1值确定之后，尚须计算n值，方能解出瞬时单位线。但是，n值一般比较稳定，因此许多部门取单站或地区的平均值作为设计值，有的将n值与流域特性建立相关关系，由关系式计算n值。例如湖北省将山丘区瞬时单位线分3个片进行参数的地区综合，第一片包括京广线两侧及鄂东黄冈、咸宁地区，其计算公式如下：

$$m_1=0.82F^{0.29}L^{0.23}J^{-0.20} \tag{8-54}$$

$$n=0.34F^{0.35}J^{0.1} \quad J>5‰ \tag{8-55}$$

$$n=1.04F^{0.3}L^{-0.1} \quad J\leqslant 5‰ \tag{8-56}$$

第二片包括鄂北、鄂西北及宜昌地区长江以北一带，其计算公式如下：

$$m_1=1.64F^{0.23}L^{0.131}J^{-0.08} \tag{8-57}$$

$$n=0.529F^{0.25}J^{0.20} \tag{8-58}$$

第三片包括清江流域和鄂西自治州地区，其计算公式如下：

$$m_1=0.8F^{0.3}L^{0.1}J^{-0.06} \tag{8-59}$$

$$n=0.69F^{0.224}J^{0.092} \tag{8-60}$$

纳希瞬时单位线是线性汇流计算模型，模型中的参数没有考虑非线性影响。事实上，暴雨洪水汇流过程是非线性的，尤其是中小流域更为明显。因此，我国在编制《暴雨径流查算图表》时，除个别省区因其特殊的水文特性未作非线性改正外，其余诸省区都考虑了参数m_1的非线性改正。改正的方法是建立单站的滞时m_1与平均净雨强度i之间的关系，通过关系，求得不同雨强的相应的m_1值。其关系式为

$$m_1=ai^{-b} \tag{8-61}$$

式中 m_1——瞬时单位线滞时，$m_1=M^{(1)}$；

i——平均净雨强度，mm/h；

a——反映流域特征的系数；

b——指数，有随流域面积增大而减小的趋势。

当瞬时单位线参数与净雨强度之间存在非线性关系时，用来参加地区综合的单站m_1必须具有统一的平均净雨强度值（例如采用$i=10$mm/h，记为$m_{1,10}$），并与某些流域特征值建立相关关系，即

$$m_{1,10}=\varphi(F,J,L\cdots)$$

例如，陕西陕北北部：

$$m_{1,10}=0.296(F/J)^{0.2455} \tag{8-62}$$

福建沿海地区：

$$m_{1,10}=2.8F^{0.137}J^{-0.24} \tag{8-63}$$

湖南山区：

$$m_{1,10}=2.7(F/J)^{0.116} \tag{8-64}$$

式（8-64）的指数b与流域面积F的关系比较密切，大多数地区，b值随流域面积的增大而减小，反映了随流域面积的增大，单位线的非线性减弱的规律。例如，陕西陕北地区：

$$b=0.482-0.08961\lg F \tag{8-65}$$

福建沿海地区：

$$b=0.262F^{-0.07}J^{0.126} \tag{8-66}$$

系数a与流域特征具有一定的关系，但无明显变化规律。为了便于计算无资料地区设计条件下的m_1值，可以采用下面方法消去系数a值。已知

$$m_1=ai^{-b}$$

同理

$$m_{1,10}=a(10)^{-b}$$

合并上面两式，整理得

$$m_1 = m_{1,10}^{*}\left(\frac{10}{i}\right)^{b} \qquad (8\text{-}67)$$

将已算出的b、$m_{1,10}^{*}$和设计i值，代入式（8-67）可以得出设计的m_1值。

有了m_1、n值，代入式（8-49）可以算出参数K，然后按照第七章介绍的方法，由n、K值算出瞬时单位线。

习　　题

【8-1】 澧水流域上游某地欲修建一座小型水库，流域上游降雨径流关系如表8-4所示。该水库位于植被较好的山区，集水面积为20km²，干流长度8.2km，干流坡降为0.041，该水库集水面积中心点的$\bar{P}_{24}=100$mm，雨量的$C_v=0.4$，$C_s=3.5C_v$，$n_2=0.65$。用推理公式的试算法计算坝址处百年一遇的洪峰流量。

表 8-4　　澧水流域上游降雨径流关系表　　单位：mm

$P_{24,p}$	200	210	220	230	240	250	260	270	280	290
$h_{24,p}$	175	185	195	204	213	223	230	240	250	260

第九章　可能最大暴雨和可能最大洪水的估算

我国大多数河流的大洪水主要是由暴雨形成的。推求可能最大暴雨和可能最大洪水是水文计算中的一个重要课题。我国《水利水电枢纽工程等级划分及设计标准（山区、丘陵区部分）SDJ12-78(试行)》第13条规定：失事后对下游将造成较大灾害的大型水库、重要的中型水库以及特别重要的小型水库的大坝，当采用土石坝时，应以可能最大洪水作为非常运用洪水标准。

第一节　可能最大暴雨的基本知识

一、可能最大暴雨和可能最大洪水

可能最大降水（PMP）一词是由美国在50年代后期正式提出的，80年代对该词的涵义又作了一些修正，可能最大降水是指在现代气候条件下，某一流域或某一地区上，一定历时内的最大降水，含有降水上限值的意义，我国习惯上称为可能最大暴雨量。由可能最大暴雨形成的洪水称为可能最大洪水（PMF）。

在特定的地理位置，一定时段内的最大暴雨量应有一个物理上限，如果求出这个上限，并计算出相应的洪水作为设计洪水，则可保证水利工程的安全。但是，由于现代条件下能掌握的气象和水文资料有限，计算方法也不完善，所以估算得到的可能最大暴雨并不是真正的上限，仅仅是一个近似值。

二、大气中的可降水量（W）

所谓大气中的可降水量（W）是指单位面积上，自地面至高空水汽顶层空气柱中的总水汽量全部凝结后，降落到地面上所形成的水深。

降水的产生必须具备水汽和动力两个基本条件，而特大暴雨的产生必须有源源不断的充沛的水汽输入和持续强烈的上升运动。

水汽是形成暴雨的原料。大暴雨的产生，仅靠当地的水汽量是不够的，还必须有持续不断的充沛水汽输向暴雨区。这种条件，常是暴雨区外围的大尺度流场中出现了水汽通量的幅合。

上升运动是使水汽变雨的加工机，它把低层水汽向上输送，是水汽转换成雨滴的重要机制。上升运动包括大尺度的天气系统造成的上升和中小尺度对流上升，以及地形引起的抬升。不同尺度天气系统造成的上升速度的量级是不同的，因而相应的雨强量级也是不同的。

天气中可降水量的计算方法如下：

如图9-1所示，取单位面积的空气柱，取厚度为dz的空气层，其水汽含量dm为

$$dm=\rho_K dz \tag{9-1}$$

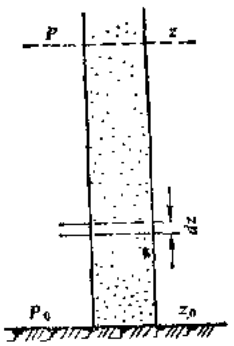


图 9-1 空气柱示意图

式中 $\rho_{汽}$——水汽的密度，g/cm³。

根据可降水量的定义，当单位面积空气柱中的水汽全部凝结为水时，设其深度为dW，则

$$\rho_{汽}dz=\rho_{水}dW \qquad (9\text{-}2)$$

式中 $\rho_{水}$——水的密度，g/cm³。

由此得

$$dW=\frac{\rho_{汽}}{\rho_{水}}dz \qquad (9\text{-}3)$$

则单位面积的空气柱中的可降水量可由式(9-3)积分得到

$$W=\int_{z_0}^{z}dW=\int_{z_0}^{z}\frac{\rho_{汽}}{\rho_{水}}dz \qquad (9\text{-}4)$$

又根据空气静力学方程，单位面积上，dz厚度的空气重量，即空气压力dP为

$$dP=-\rho_{湿}g\cdot dz \qquad (9\text{-}5)$$

则

$$dz=-\frac{dP}{\rho_{湿}g} \qquad (9\text{-}6)$$

将式(9-6)代入式(9-4)中，

则

$$W=-\frac{1}{\rho_{水}g}\int_{P_z}^{P_0}\frac{\rho_{汽}}{\rho_{水}}dP=\frac{1}{\rho_{水}g}\int_{P_z}^{P_0}qdP \qquad (9\text{-}7)$$

式中 q——比湿，$q=\rho_{汽}/\rho_{水}$，g/kg；

$\rho_{湿}$——湿空气的密度，g/cm³。

对于具体的一次降雨，若具有各高度层的比湿实测资料，可根据式(9-7)直接计算可降水量。但由于高空资料少，观测年限不长，常用的方法是用地面露点推求可降水量。

利用地面露点推求可降水量，是假定大暴雨时，自地面至高空各层空气全部成饱和状态，即各层的温度均等于该层的露点温度t_d。

所谓露点(t_d)是保持气压和水汽含量不变，使温度下降，当水汽恰到饱和时的温度。

可以证明，比湿q与露点t_d、气压P具有下列关系：

$$q=\frac{3800}{P}\times 10^{\frac{7.45t_d}{235+t_d}} \qquad (9\text{-}8)$$

将式(9-8)代入式(9-7)得

$$W=\frac{1}{\rho_{水}g}\int_{P_z}^{P_0}3800\times 10^{\frac{7.45t_d}{235+t_d}}\cdot\frac{dP}{P} \qquad (9\text{-}9)$$

在湿绝热状态下，湿空气的状态方程为

$$\rho_{湿}=\frac{P}{R'(273+t_d)} \tag{9-10}$$

式中 P——气压，hPa；

R'——湿空气的气体常数，随湿空气中水汽含量的多少而变化。

将式（9-10）代入式（9-6）中得

$$dP=-\frac{Pg}{R'(273+t_d)}dz$$

或

$$\frac{dP}{P}=-\frac{g}{R'(273+t_d)}dz \tag{9-11}$$

将式（9-11）代入式（9-9）得

$$W=\frac{3800}{\rho_{水}\cdot R'}\int_{z_0}^{z}\frac{1}{273+t_d}\times 10^{\frac{7.45t_d}{235+t_d}}dz \tag{9-12}$$

根据露点t_d沿高度z的分布情况，可用数值积分的方法求出式（9-12）的积分值。可以证明，假绝热递减垂直分布如图9-2所示。因此，式（9-12）的积分值应为

$$W_{z_0}^{z}=W(t_{d,z_0}) \tag{9-13}$$

式（9-13）说明z_0～z层的可降水量是地面露点的单值函数，并有专用表可查（见附表5）。现举例说明。

【例1】 某测站高程为500m，测得露点为23.5℃，试计算可降水量W。

1）先把测站高程上的露点换算到1000hPa等压面（近于海平面），可在图9-2纵标上取500m，横标上取23.5℃，在图中交出一点，然后从该点平行沿假绝热线下降交于横轴，在横轴上读得温度为25℃。

2）由1000hPa地面露点25℃查附表5，得1000hPa至天气顶界（约12000m）气柱内的可降水量$W_0^{12000}=80$mm，1000hPa至500m高程的可降水量$W_0^{500}=11$mm。

3）地面高程500m至大气顶界的可降水量

$$W=W_0^{12000}-W_0^{500}$$
$$=80-11=69\text{mm}$$

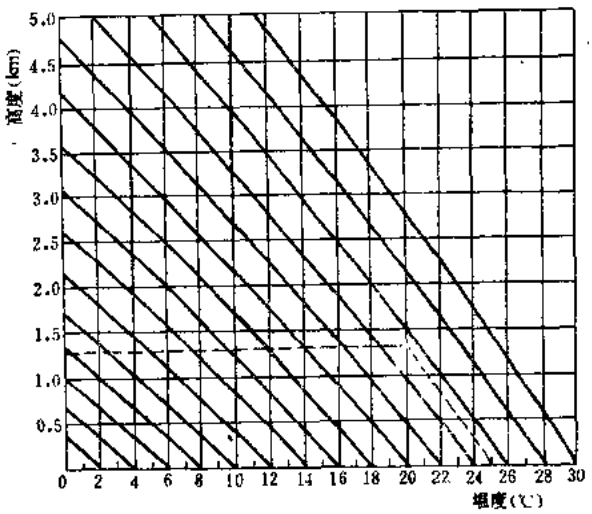


图 9-2 由测站高度换算到1000hPa（高度为零）露点的假绝热图

三、降水量近似公式

对一个地区及一个区域，常对边界条件加以简化，如图9-3所示。若水汽输送系单一方向进行，以$V_{入}W_{入}$及$V_{出}W_{出}$分别表示水汽输入量及输出量（见图9-3）。其中，$W_{入}$、$W_{出}$分

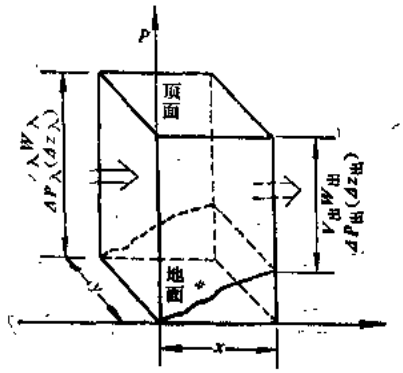


图 9-3 单方向水汽输送示意图

别为入流端与出流端的地面至顶面的气柱可降水；$V_{入}$、$V_{出}$分别代表入流端与出流端的平均风速。图中 y 代表入流端和出流端的边长，F为气柱的底面积，则历时 t 内可降水量P的计算公式为

$$P=\frac{1}{F}\int_0^t(V_{入}W_{入}y-V_{出}W_{出}y)dt$$

$$=(V_{入}W_{入}-V_{出}W_{出})\frac{yt}{F} \qquad (9\text{-}14)$$

根据空气质量连续原理：$V_{入}y\Delta z_{入}=V_{出}y\Delta z_{出}$，并引用大气静力方程后，可得 $V_{出}=V_{入}\Delta P_{入}/\Delta P_{出}$，把它代入式（9-14）得

$$P=V_{入}\left(W_{入}-W_{出}\frac{\Delta P_{入}}{\Delta P_{出}}\right)\frac{yt}{F} \qquad (9\text{-}15)$$

令 $(1-W_{出}\cdot\Delta P_{入}/W_{入}\Delta P_{出})\frac{y}{F}=\beta$，则式（9-15）变为

$$P=\beta V_{入}W_{入}t \qquad (9\text{-}16)$$

令$\beta V_{入}=\eta$，则得到水文上应用的近似降水量公式：

$$P=\eta W_{入}t \qquad (9\text{-}17)$$

式中 η——降水效率；

β——幅合因子。

第二节 可能最大暴雨估算方法——典型暴雨极大化法

目前，我国估算可能最大暴雨的方法很多，大体可归纳为两大类，一类是由暴雨公式求可能最大暴雨；另一类是由实测典型暴雨求可能最大暴雨，即典型暴雨极大化法，此类方法目前应用较多，下面重点介绍典型暴雨极大化法。

典型暴雨极大化方法主要做两方面的工作。第一，选定典型暴雨；第二，将降水量公式中的气象因子进行极大化。

一、水汽极大化法

水汽极大化的概念是根据“在个别特殊暴雨中测得的水汽含量小于大气中容许产生的水汽含量”这样一个预想形成的。它是利用典型暴雨中实测水汽与典型暴雨位置的可能最大水汽之比来放大实测降水量的。

当选定的典型暴雨属于高效暴雨，即$\eta=\eta_m$时，则可用水汽极大法（或称水汽极大化法）推求可能最大暴雨。计算公式为

$$P_m=\frac{W_m}{W_{典}}P_{典} \qquad (9\text{-}18)$$

式中 $P_{典}$、P_m——典型暴雨及可能最大暴雨的雨量值，mm；

$W_{典}$、W_m——典型暴雨及可能最大暴雨的可降水量，mm。

用式（9-18）计算可能最大暴雨时，关键是如何确定$W_{典}$和W_m值。根据前述，可降水的计算一般采用代表性露点法。因此，$W_{典}$和W_m的确定便转化为相应的地面代表性露点T_d和T_{dm}的确定。

1.典型暴雨代表性露点$T_{d典}$的选定

一场暴雨的代表性地面露点，是指在适当地点适当时间选定的地面露点值，该露点称为暴雨的代表性地面露点。确定方法是：

（1）代表性露点的地点选择　在暖湿空气的入流方向大雨区边缘选取几个测站，先分别选取各测站降水期间的代表性地面露点值，然后取其平均值，作为典型暴雨的代表性地面露点。

（2）代表性露点的时间选择　每个测站代表性露点的选取，是在包括最大24小时暴雨期及其前24小时共48小时内选取持续12小时最高露点值。测站代表性地面露点的分析选择，如表9-1所示。

表 9-1　　*A*站代表性地面露点分析选择表

时间	月日	8月2日				8月3日			
	时	0	6	12	18	0	6	12	18
露点(℃)		20	22	24	23	25	23	21	19

从表9-1中可以看出，在所有持续12小时露点中，2日12时至3日0时的23℃是最高值。因此，*A*站的代表性地面露点为23℃。

2.可能最大代表性地面露点T_{dm}的选定

可能最大代表性地面露点T_{dm}有两种常用的选择方法：

（1）按历史最大代表性地面露点确定　当计算地区测站的地面露点资料超过30年时，可分月（汛期各月）选用历年中最大的持续12小时地面露点，作为各该月的可能最大代表性地面露点。

（2）按频率计算确定　对测站历年汛期各月最大持续12小时地面露点进行频率计算，取频率$P=2\%$的地面露点值作为该月的可能最大代表性地面露点，各月中取最大者，即为全年的可能最大代表性露点值。

（3）按地理分布确定　我国各省区都已绘制了可能最大露点等值线图，可供查用。在图中可查出设计地点的可能最大露点值。这里要指出，我国各地水汽主要来源于西太平洋和孟加拉湾，所以必须用该两地海面实测最高水温作为暴雨代表性露点的控制值。

二、水汽效率联合放大法

若选定的典型暴雨，其水汽量及效率均未达到可能最大时，则可将水汽、效率同时放大。可能最大暴雨可按下列公式推求：

$$P_m=\frac{\eta_m W_m}{\eta_{典} W_{典}}P_{典} \qquad (9\text{-}19)$$

每次暴雨的效率值可由下列公式计算：

$$\eta=\frac{P}{WT}=\frac{i}{W} \qquad (9\text{-}20)$$

可能最大效率η_m值的确定：在设计流域暴雨资料系列较长的情况下，可选若干场稀遇典型大暴雨，按式（9-20）计算不同历时T的效率η_t值，绘制$\eta\sim T$关系线，取其外包值作为可能最大效率η_m。

若设计流域缺乏时空分布严重的特大典型暴雨，则可经以气象分析为主的综合论证，移置邻近流域的特大暴雨，此种方法称移置暴雨法。此法的关键是需对移置可能性进行论证，并根据设计流域和移置暴雨发生区之间存在的地理位置、地形等方面的差异，作移置改正，具体方法请参考文献[2]。

第三节　可能最大暴雨等值线图集的应用

一、可能最大暴雨等值线图

可能最大暴雨等值线图能够很好地反映PMP在地区上的分布。对于中小型水利工程，由于缺乏推求可能最大暴雨的资料，因此，可能最大暴雨等值线图便成为计算PMP的有力工具。

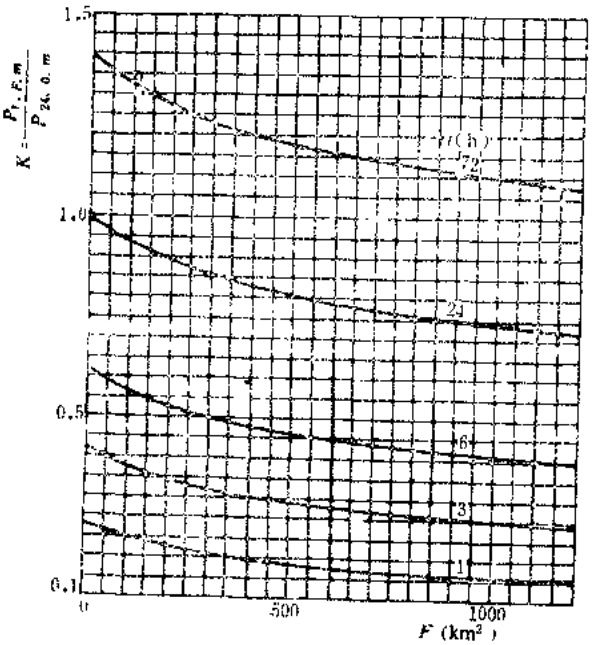


图 9-4　江苏省PMP时面深($t\sim F\sim K$)关系图

可能最大暴雨等值线图是在完成单站可能最大暴雨估算工作的基础上进行绘制的。它反映了一定历时、一定流域面积可能最大暴雨在地区上的变化和分布规律，为区域内任何流域提供了可能最大暴雨的估算数据，并能对区域内各流域的可能最大暴雨进行比较和协调。

目前，我国各省区的可能最大24小时点雨量等值线图已经刊布，可供查用。

二、暴雨时面深关系

制定了全国各省区的可能最大24小时点雨量等值线图后，为了满足中小流域推算可能最大洪水（PMF）的需要，还必须分析暴雨随时间和空间分布的变化规律，亦即暴雨的时面深关系，配合可能最大24小时暴雨等值线图集，用来计算不同流域面积和历时的可能最大平均雨量。图9-4所示，为江苏省PMP时～面～深（$t\sim F\sim K$）关系图。

三、暴雨时程分配

在设计时，除了需要不同历时的面平均雨量外，还必须分析可能最大暴雨的时程

分配。

可能最大暴雨的时程分配，应根据本地区或邻近地区的大暴雨资料综合分析得出。有关可能最大暴雨的时程分配雨型都刊印在各省区的水文手册或水文图集中，可直接查用。

【例2】 江苏省某水库集水面积$F=120km^2$，试求24小时可能最大暴雨的降雨过程。

1）查江苏省可能最大24小时点雨量等值线图，得该水库流域中心点的可能最大24小时暴雨量为$PMP_{24h}=800mm$；

2）根据$F=120km^2$，查江苏省PMP时～面～深(t～F～K)关系图(图9-4)，得到各种历时的折算系数K（见表9-2），各历时最大面雨量等于各自的K值乘以可能最大24小时点雨量；

表 9-2　　江苏省某水库流域各历时可能最大面雨量计算表

历　时　t(h)	1	3	6	12	24
折算系数K	0.19	0.36	0.55	0.74	0.92
各历时可能最大面雨量$P_{m,t}$(mm)	152	288	440	592	736

3）该省可能最大24小时暴雨时程分配百分比见表9-3。根据该暴雨时程分配比，采用分段控制放大法求可能最大24小时暴雨过程。最大1小时暴雨量$PMP_{1h}=152mm$放在第14时段；$PMP_{3h}-PMP_{1h}=288-152=136mm$，用136mm乘第13和15时段的分配比，

表 9-3　　江苏省可能最大24小时暴雨时程分配雨型

时段Δt=1小时		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
各历时分配比(%)	P_1												
	P_2-P_1												
	P_3-P_2												
	$P_{12}-P_6$										11.3	19.1	19.1
	$P_{24}-P_{12}$	0	0	0	0	6.5	6.5	12.9	12.9	16.1			
PMP暴雨过程(mm)		0	0	0	0	9.4	9.4	18.6	18.6	23.2	17.2	29.0	29.0

时段Δt=1小时		13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
各历时分配比(%)	P_1		100										
	P_2-P_1	49.5		50.8									
	P_3-P_2				39.8	31.1	29.1						
	$P_{12}-P_6$							29.6	13.9	7.0			
	$P_{24}-P_{12}$										19.4	16.1	9.6
PMP暴雨过程(mm)		66.9	152	69.1	60.5	47.3	44.2	45.0	21.1	10.7	27.9	23.1	13.8

得66.9mm和69.1mm，其它历时依此进行，得24小时PMP的逐时雨量依次为表9-3所示。

第四节　可能最大洪水的推求

由可能最大暴雨推求可能最大洪水的方法，与用一般暴雨资料推求设计洪水基本相同，即包括产流计算和汇流计算两大步骤。另外，还必须考虑PMP条件下的某些特点。

一、净雨过程的计算

由于PMP的强度大，故在降雨开始以后很快就会产流。因此，PMP比典型暴雨一般要提前产流，净雨历时一般较长，净雨总量显著增大，而降雨的损失量则相对较小，即径流系数大。

PMP的净雨计算，同样可以采用径流系数法，暴雨径流相关图法、初损后损法。

二、洪水过程线的计算

由PMP的净雨过程推求PMF的洪水过程，一般仍是采用各种单位线法。常用的各种单位线法，都假定蓄泄方程为线性，故属于线性汇流计算。而PMF的计算，则必须考虑非线性改正。

如果流域内有大洪水资料，可直接应用由这些资料分析出来的单位线，无需再作非线性改正。如果本流域没有大洪水资料，可通过综合分析，用邻近地区的大洪水资料。否则，必须考虑非线性改正。

这里必须指出，虽然PMF是由PMP造成的，但是由于PMP和PMF事件具有极大的不确定性，因此无法确定PMP和PMF的概率分布，更无法确定PMP与PMF的概率分布关系。

习　　题

【9-1】 某流域平均高程600m，典型暴雨24小时雨量$P_典$=586mm，典型暴雨代表性露点为25.1℃，可能最大露点为28.0℃，以上露点均已换算至1000hPa等压面。试用水汽放大法推求该流域的可能最大24小时暴雨量。

【9-2】

1.资料

某省以礼水库位于该省第五水文分区，控制集水面积为500km²，从该省可能最大暴雨图集中查得该流域中心可能最大24小时点暴雨量为1000mm，流域各历时面雨量折算系数见表9-4，可能最大24小时暴雨时程分配雨型见表9-5。

表 9-4　　以礼水库流域各历时面雨量折算系数

历时t(h)	1	3	6	12	24
折算系数K	0.17	0.34	0.52	0.70	0.87

表 9-5　　可能最大24小时暴雨时程分配雨量

时段($\Delta t=1h$)	各历时分配（%）				
	P_1	P_2-P_1	P_6-P_2	$P_{12}-P_6$	$P_{24}-P_{12}$
1					0
2					0
3					0
4					1.4
5					1.4
6					2.8
7					2.8
8					4.2
9					8.5
10					16.9
11					26.7
12					35.3
13			23.9		
14			33.3		
15			43.4		
16		49.5			
17	100				
18		50.8			
19				31.4	
20				28.4	
21				17.2	
22				8.8	
23				7.4	
24				6.8	

2.要求

用分段控制放大法推求该流域可能最大24小时面暴雨过程。

第十章 水 文 预 报

第一节 概 述

水文预报指的是利用实测的水文气象资料，探索水文现象的演变规律，编制预报方案，预测未来的水文要素。它是水文学的一个重要组成部分。在防范水旱灾害和充分利用水资源的实际工作中，水文预报的理论和方法有了很大的提高和充实，应用也更为广泛。

在防洪斗争中，水文预报能事先提供洪水的发生和发展变化的信息，特别是在特大洪水到来之前，若能根据预报准确地掌握暴雨和洪水动向，就可以事前作好防汛抢险的准备，必要时有计划地采取蓄洪、分洪措施，使洪水灾害减到最低程度。目前，我国从中央到地方，以及各大流域机构、各水利水电工程单位都建立了防汛指挥机构，并对所辖范围内的重要河流和城市发布水文预报，及时地为防汛抗旱握供信息和依据。

在水利工程的管理运用中，根据水文预报，合理安排调度运用方式，较好地处理防洪和兴利的矛盾，可以大大提高工程的综合效益。我国许多大型水电站和综合利用的水库如拓溪水电站、丹江口水库等，由于采用预报调度方式，其发电效益和综合利用效益比不利用预报信息的调度方式有显著提高。

水文预报按其预报的项目可分为水位预报、径流预报、冰情预报、沙情预报和水质预报。径流预报按水量大小特点又可分洪水预报与枯水预报。洪水预报方案可根据河段洪水波运动理论或降雨径流形成过程的原理制作；枯水预报方案可根据流域蓄水量消退规律制定。冰情预报是利用影响河流冰情的前期气象因子，预报流凌开始、封冻与开冻日期，冰厚、冰坝及凌汛最高水位等。沙情预报则是根据河流的水沙相关关系，结合流域下垫面因素，预报年、月和一次洪水的含沙量及其过程。

水文预报按其预见期的长短，可分为短期水文预报与中长期水文预报。预报的预见期是指预报发布时刻与预报要素出现时刻之间的时距。在水文预报中，预见期的长与短，并没有明确的时间界限，习惯上，把主要由水文要素作出的预报称为短期预报；把包括气象预报性质在内的水文预报称为中长期预报。

按照农田水利工程专业学习的要求和学习安排，本章将着重论述短期洪水预报的原理和方法，适当介绍枯水预报和预报精度评定。

第二节 短 期 洪 水 预 报

短期洪水预报包括河段洪水预报和降雨径流预报。河段洪水预报方法是以河槽洪水波运动理论为基础，预报河段下游某站的水位和流量的方法。降雨径流预报方法则是按降雨径流形成过程的原理，利用流域的降雨资料，预报出口断面洪水的方法。后者已在第七章作了详细介绍，本节不再重述。必须指出，设计与预报有不同之处，第七章论述的是由暴

雨资料推求设计洪水，主要考虑设计条件下的计算问题；而水文预报是对某一次洪水进行预报，所依据的降雨量包括实测的和预报的两个部分，其中存在着误差，在作业预报时，应根据实测时段降雨量进行逐时段修正。

一、河段中的洪水波运动

流域上大量降水以后，产生的径流迅速汇集，注入河槽，引起流量的剧增，使河道沿程水面发生高低起伏的一种波动，称为洪水波。

天然河道里洪水波主要受重力和惯性力作用的支配，属于重力波，它是一种徐变的不稳定流。洪水波上某一点的水面比降 i 与同水位的稳定比降 i_0 是不相同的，波前部分 $i>i_0$，波后部分 $i<i_0$。洪水波水面比降 i 与同水位的稳定比降 i_0 之差，称为附加比降 i_d，即 $i_d=i-i_0$，附加比降是洪水波的主要特征之一。当水流稳定时，$i_d=0$；涨洪时 $i_d>0$；落洪时 $i_d<0$。

洪水波沿河道向下游传播时，不断发生变形，在棱柱形河道中洪水波的变形如图10-1所示。洪水波变形有两种形态，即洪水波的展开和扭曲。在图10-1中从 t_1 到 t_2 时刻，洪水波的位置自 $A_1S_1C_1$ 传播到 $A_2S_2C_2$，由于洪水波波前（SC 部分）的附加比降大于波后（AS 部分）的附加比降，波前的运动速度也就大于波后，使洪水波在传播过程中，波长不断加大，波高却不断减小，即 $A_2C_2>A_1C_1$，$h_2<h_1$，这种现象称为洪水波的展开。

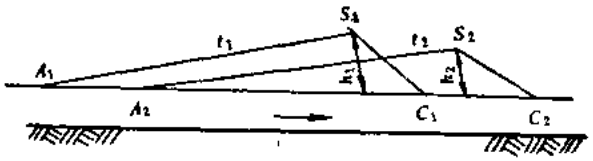


图 10-1　河道中洪水波变形示意图

同时，洪水波各处的水深不同，也使洪水波发生变形。波峰的水深最大，其运动速度亦大，使得洪水波在传播过程中，波前长度不断减小，即 $S_2C_2<S_1C_1$，附加比降不断加大，而波后的长度不断增加，即 $A_2S_2>A_1S_1$，附加比降不断减小。因而，波前部水量不断向波后转移，这种现象称为洪水波的扭曲。这两种现象是同时发生的，而且是连续的，其共同的原因是水面存在着附加比降。

河道与断面情况的差异对洪水波变形也有显著影响。如果河槽不是棱柱形，下断面面积比上断面面积大得多，则洪水波的展开就更为显著。又如洪水漫滩时，洪水波的展开量将大大增加，致使洪峰减低，洪水历时增长。

此外，在有区间入流时，除本身的变形外，并改变洪水波的流量和速度，使洪水波的变形更为复杂。

二、相应水位（流量）法

根据洪水波运动及其变形规律，利用河段上断面的实测水位（流量），预报河段下断面未来水位（流量）的方法，称为相应水位（流量）法。用相应水位（流量）法制作预报方案时，一般不直接去研究洪水波的变形问题，而是用断面实测水位（流量）过程线资料，建立上下游站同次洪水水位（流量）间的相关关系，来综合反映该河段洪水波变形的各项因素。

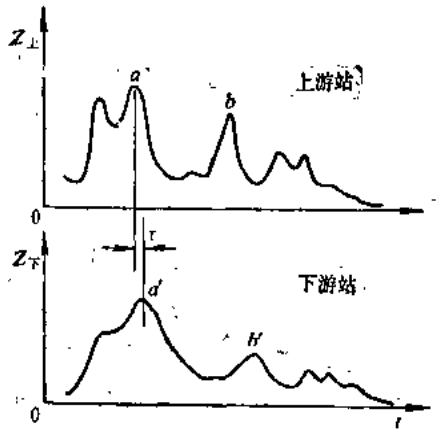


图 10-2 上下游相应水位过程线示意图

（一）基本原理

相应水位是指河段上、下站同位相的水位。在无支流或没有河道冲淤变化以及回水顶托等影响的河段，上下游站的水位（流量）过程线常常具有很好的相应性（见图10-2）。过程线上的各个特征点例如上游站 a 点洪峰水位经过河段传播时间 τ，在下游站出现 a' 点的洪峰水位，就是同位相的水位。

河段相应水位与相应流量直接有关，因为水位的变化主要是由流量的变化引起的。要研究河道中水位的变化规律，就应当研究形成该水位的流量变化规律。

设河段上、下游两站的距离为 L，t 时刻的上游站流量为 $Q_{上,t}$，经过时间 τ 的传播，下游站的相应流量为 $Q_{下,t+\tau}$，若无区间入流，两者的关系为

$$Q_{下,t+\tau}=Q_{上,t}-\Delta Q_L \qquad (10\text{-}1)$$

式中 ΔQ_L——上、下游站相应流量的差值，称为洪水波展开量，与附加比降有关。

在 τ 时间内，由于有区间入流 q，则下游站 $t+\tau$ 时刻形成的流量为

$$Q_{下,t+\tau}=Q_{上,t}-\Delta Q_L+q \qquad (10\text{-}2)$$

式（10-2）是相应水位（流量）法的基本方程。

（二）无支流河段的水位预报

在制定相应水位法的预报方案时，要从实测资料中找出相应水位及其传播时间是比较困难的。一般采取水位过程线上的特征点，如洪峰、波谷等，作出该特征点的相应水位关系曲线与传播时间曲线，代表该河段的相应水位关系。

在无支流汇入的河段上，当区间水量甚小，河段冲淤变化不大，又无回水顶托时，影响洪水波传播的因素是比较单纯的。此时，可根据上游站和下游站的实测水位过程线，摘录相应的特征点即洪峰水位值及其出现时间（见表10-1），并绘制相应洪峰水位相关曲线

表 10-1 上下游站洪峰要素摘录表

上游站洪峰水位			下游站洪峰水位			传播时间
日期 月.日	时间(h)	水位(m)	日期 月.日	时间(h)	水位(h)	τ(h)
4.28	17:30	22.28	4.29	4:00	8.74	10.5
6.2	1:30	27.38	6.2	8:00	10.10	6.5
7	7:00	24.27	7	16:00	9.22	9.0
16	14:15	23.33	16	22:00	8.98	7.75
22	0:00	25.16	22	6:00	9.53	6.0
28	16:45	22.59	29	2:00	8.72	9.25
7.14	11:15	23.11	7.14	19:00	8.89	7.75

及其传播时间曲线（见图10-3），即

$$Z_{下,t+\tau}=f(Z_{上,t}) \qquad (10\text{-}3)$$

$$\tau=f(Z_{上,t}) \qquad (10\text{-}4)$$

作为预报方案。

例如，利用图10-3来进行预报时，已知该站某日6时在上游站出现洪峰，水位为21m，从图10-3上查得下游站洪峰水位为8.20m，传播时间为8小时，于是在得知上游站洪峰后即可发布预报，预报下游站当日14时出现洪峰水位为8.20m。

相应洪峰水位关系可推广应用于洪水过程线上任何时刻的水位（流量）预报。

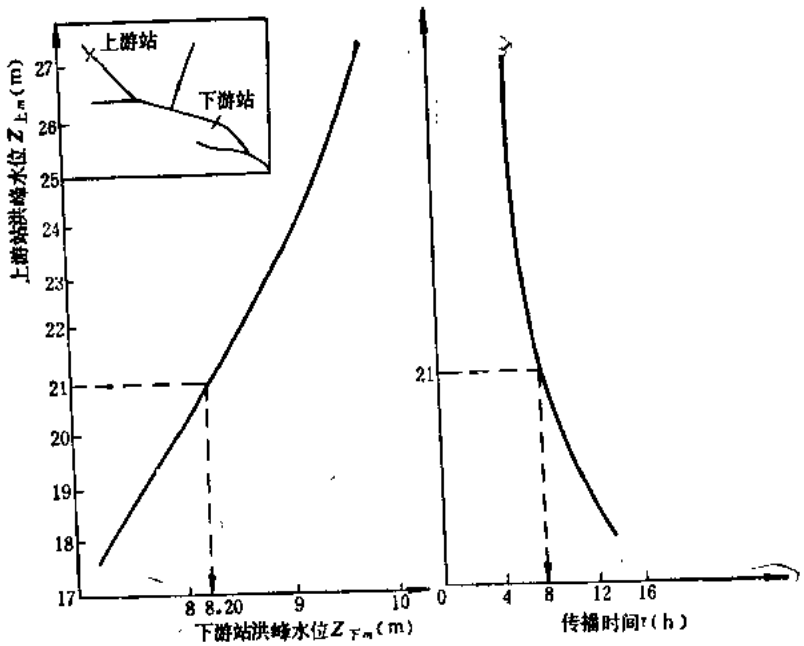


图 10-3　相应洪峰水位关系与传播时间曲线图

用图10-3的关系曲线作预报，由于只考虑$Q_{上,t}$一个因素，不足以反映实际情况，一般精度不高。改进的方法是增加相应的参数，主要考虑水面比降的因素。但一般测站多无比降的实测资料，处理时可以采用以下游站同时水位$Z_{下,t}$为参数的预报方法。

下游站同时水位$Z_{下,t}$就是上游站水位$Z_{上,t}$出现时刻的下游站水位，它能反映 t 时刻的水面比降变化的影响，同时也间接地反映区间入流、回水、断面冲淤等影响因素。此时采用相应水位的关系式

$$Z_{下,t+\tau}=f(Z_{上,t},\ Z_{下,t}) \qquad (10\text{-}5)$$

绘制以下游站同时水位为参数的相应水位关系图（见图10-4）作为预报方案。

三、合成流量法

在有支流汇入的河段，下游站的洪水是上游干、支流站洪水复合的结果，不宜用上述单一河段的方法制定预报方案，此时可采用合成流量法。假定各上游站传播到下游站的流量相互独立，不计干支流间洪水波的相互干扰作用，则下游站流量为

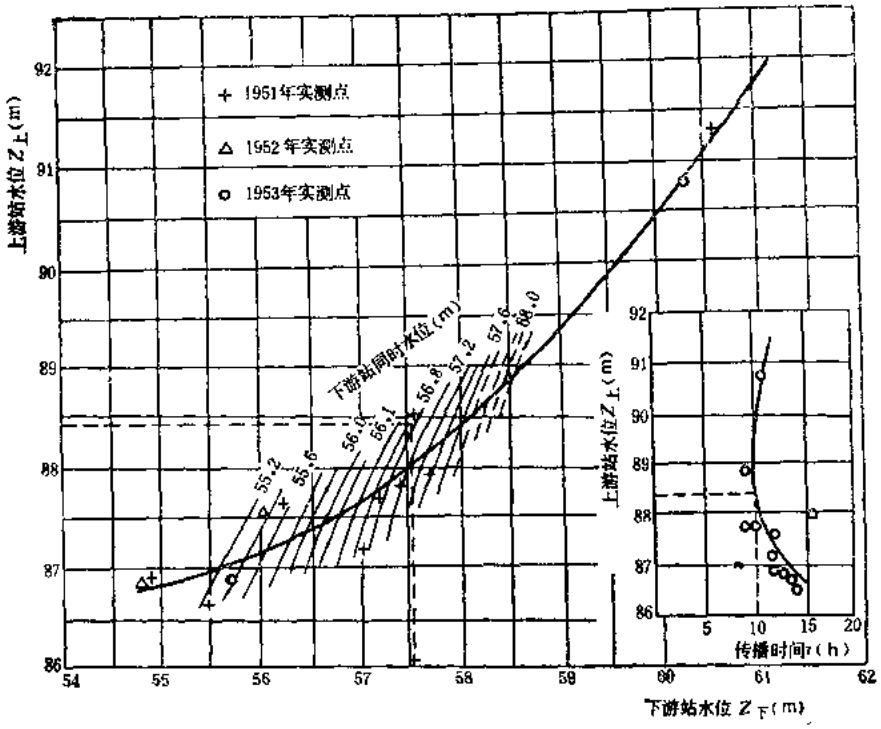


图 10-4　以下游站同时水位为参数的相应水位关系图

$$Q_{下,t}=f\left(\sum_{i=1}^{n} Q_{上i,t-\tau_i}\right) \qquad (10\text{-}6)$$

式中　$Q_{上i,t-\tau_i}$——上游干、支流各站相应流量，m^3/s；

τ_i——上游干、支流各站到下游站的洪水传播时间，h；

n——上游干、支流的测站数目。

根据式（10-6）的关系，按照上游干、支流各站的传播时间，把各站同时刻到达下游站的流量叠加起来得合成流量，然后建立合成流量与下游站相应流量的关系曲线（见图10-5）进行预报的方法称为合成流量法。

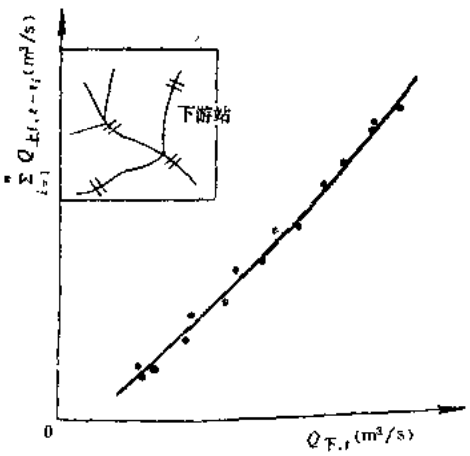


图 10-5　合成流量法预报示意图

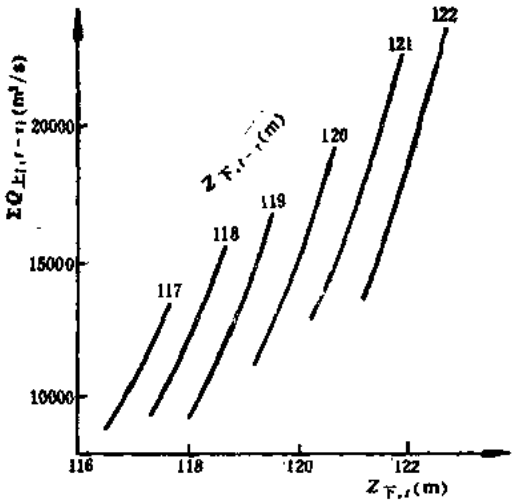


图 10-6　以下游站同时水位为参数的合成流量法预报示意图

采用合成流量法进行预报时，必须确定传播时间τ_i值。由于上游各干、支流站的涨水时间有先有后，要从上、下站实测流量过程线上的洪峰点找传播时间比较困难。一般都是从历年水文资料中，按照干支流不同来水情况，分别选择不同的平均传播时间$\bar{\tau}$。这种做法预报精度就要差一些，为了提高精度可以设法加进一些能反映τ_i值作用的参数。

如果区间来水量变化较大，又与上游站流量无明显相应性，则在相关图中加入下游站同时水位为参数（见图10-6），可以提高精度。

合成流量法的预见期，决定于上游各站中最短的传播时间。一般情况下，上游各站中以干流站的流量为最大，从预报精度的要求出发，往往用它的传播时间τ作为预报方案的预见期。预报时，以上游的干流站当时实测流量，加上其余支流站错开传播时间后的流量得合成流量，即可预报下游站的流量。如果支流站的传播时间小于干流站的传播时间，求合成流量时，还需对该支流站的相应流量作出预报。

四、流量演算法

天然河道里的洪水波运动属于不稳定流，当无旁侧入流时，洪水波的演进与变形可用圣维南（Saint-Venant）方程组描述。但是求解这些方程组比较烦琐，而且需要详细的河道地形和糙率资料。因此，通常把连续方程简化为河段水量平衡方程，把动力方程简化为槽蓄方程，然后联立求解。流量演算法就是利用河段中的水量平衡原理与槽蓄关系，把河段的入流过程演算为出流过程的方法。

（一）基本原理

如上所述，圣维南方程组简化之后，在无区间入流的情况下，河段流量演算可由以下两个基本公式组成，即

$$\frac{1}{2}(Q_{上,1}+Q_{上,2})\Delta t-\frac{1}{2}(Q_{下,1}+Q_{下,2})\Delta t=S_2-S_1 \qquad (10\text{-}7)$$

$$S=f(Q) \qquad (10\text{-}8)$$

式中 $Q_{上,1}$、$Q_{上,2}$——时段始、末上断面的入流量，m^3/s；

$Q_{下,1}$、$Q_{下,2}$——时段始、末下断面的出流量，m^3/s；

Δt——计算时段，h；

S_1、S_2——时段始、末河段蓄水量，$(m^3/s)h$；

S——河段蓄水量，$(m^3/s)h$；

Q——河段流量，m^3/s。

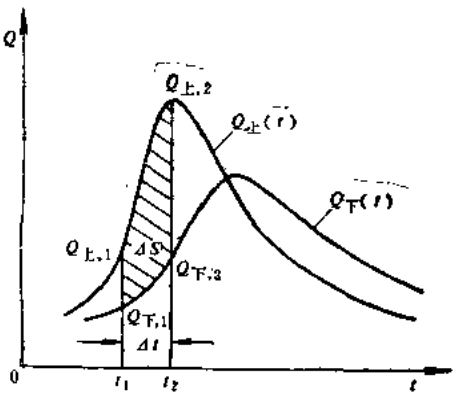


图 10-7 水量平衡示意图

式（10-7）是河段水量平衡方程式，其相互关系如图10-7所示。图中阴影部分为$\Delta S=S_2-S_1$。式（10-8）表示河段蓄水量与流量间的关系，称为槽蓄方程，按此式制作的关系曲线称为槽蓄曲线。

当河段有区间入流q时，则式（10-7）的左边应增加$\frac{1}{2}(q_1+q_2)\Delta t$一项。

求解上述两式的关键，在于能否建立反映客观实际的槽蓄曲线。如果河段的槽蓄曲线已经建立，入流过程和初始条件 Q_1、S_1 已知时，就可联解算式（10-7）和式（10-8），求得出流过程。其次，要注意区间入流量的处理，当区间入流量较大不能忽略不计，而又无实测资料时，则需要用其他方法来确定区间入流量。

（二）马斯京根法及其槽蓄曲线方程

G.T.麦卡锡（G.T.McCarthy）于1938年提出流量演算法，此法最早在美国马斯京根河流域上使用，因而称为马斯京根法。该法主要是建立马斯京根槽蓄曲线方程，并与水量平衡方程联立求解，进行河段洪水演算。

在不稳定流状态下，由于存在着附加比降，洪水涨落时对应于同一个出流断面水位 $Z_{下}$ 的河段槽蓄量不完全相同，涨洪时的槽蓄量大于稳定流时的槽蓄量，落洪时的槽蓄量小于稳定流时的槽蓄量。因此，$S\sim Z_{下}$ 不是单值关系，其关系曲线呈绳套形[见图10-8(a)实线]。

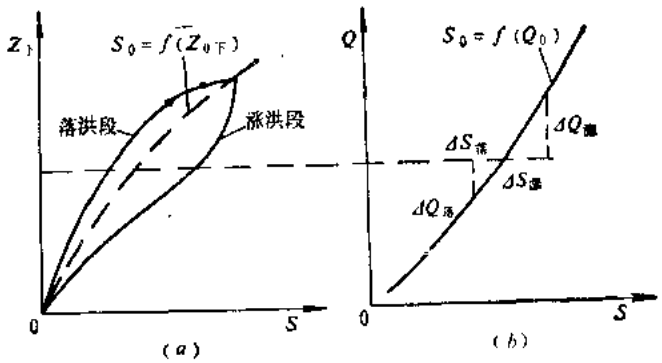


图 10-8 河道不稳定流的流量与槽蓄量关系图
(a)$S=f(Z_{下})$；(b)$S=f(Q)$

对于$S\sim Q$关系，情况更为复杂。当涨洪时，与稳定流相比，蓄量增大，其增量$\Delta S_{涨}=S_{涨}-S_0$；流量也增大，其增量 $\Delta Q_{涨}=Q_{涨}-Q_0$[见图10-8(b)]。落洪时情况相反。由此可知，$S\sim Q$关系随水面比降 i 的变化而呈现多值关系。因此，若要反映这种不稳定流特性，槽蓄曲线应具有下列函数形式：

$$S=f(Q,i)$$

图中脚标“0”表示稳定流状态[见图10-8(a)虚线]。

在流量演算中，如何正确处理槽蓄函数，是一个关键性的问题。在马斯京根槽蓄曲线方程中，河段槽蓄量由两部分组成：1）柱蓄，即同一下断面水位 $Z_{下}$ 稳定流水面线以下的蓄量；2）楔蓄，即稳定流水面线与实际水面线之间的蓄量，如图10-9中的阴影部分。河段中的槽蓄量等于柱蓄与楔蓄的总和。

由图10-9可知，下断面出流量只能反映河段内的柱蓄，唯有采用上断面的入流量作参数时，才能反映河段内的全部蓄量。

令x为流量比重因素，$S_{Q上}$、$S_{Q下}$ 分别为上下断面在稳定流情况下的蓄量，S 为河段内

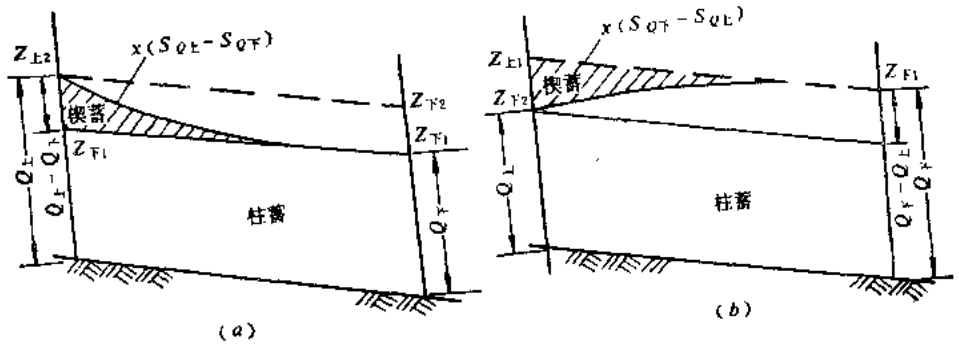


图 10-9 河段槽蓄量示意图
(a)涨水情况；(b)落水情况

的总蓄量，在图10-9(a)中，包括柱蓄和楔蓄两部分，于是，可以建立蓄量关系：

$$S=S_{Q下}+x(S_{Q上}-S_{Q下})$$

同理，在图10-9(b)中，也可以建立蓄量关系：

$$S=S_{Q下}-x(S_{Q下}-S_{Q上})$$

上述两式相同，均为

$$S=xS_{Q上}+(1-x)S_{Q下} \qquad (10\text{-}9)$$

一般情况下，天然河道中的断面流量与相应的槽蓄量近似地按稳定流对待，即具有单值关系：

$$S_{Q上}=KQ_{上}$$

$$S_{Q下}=KQ_{下}$$

将上面两式代入式(10-9)，可得

$$S=K[xQ_{上}+(1-x)Q_{下}] \qquad (10\text{-}10)$$

令

$$Q'=xQ_{上}+(1-x)Q_{下} \qquad (10\text{-}11)$$

Q'称为示储流量，得

$$S=KQ' \qquad (10\text{-}12)$$

式(10-10)或式(10-12)就是马斯京根槽蓄曲线方程。

(三)马斯京根流量演算方程

在河段洪水演算时，联立求解水量平衡方程式(10-7)和马斯京根槽蓄曲线方程式(10-10)可得

$$Q_{下,2}=C_0Q_{上,2}+C_1Q_{上,1}+C_2Q_{下,1} \qquad (10\text{-}13)$$

其中

$$\left.\begin{aligned} C_0&=\frac{\frac{1}{2}\Delta t-Kx}{K-Kx+\frac{1}{2}\Delta t}\\ C_1&=\frac{\frac{1}{2}\Delta t+Kx}{K-Kx+\frac{1}{2}\Delta t}\\ C_2&=\frac{K-Kx-\frac{1}{2}\Delta t}{K-Kx+\frac{1}{2}\Delta t}\end{aligned}\right\} \qquad (10\text{-}14)$$

式（10-13）就是马斯京根流量演算方程。其中C_0、C_1、C_2都是K、x和Δt的函数。对于某一河段而言，只要确定了K和x值，C_0、C_1、C_2即可求出，从而用该河段的洪水演算方程，由上断面流量逐时段算出河段下断面的流量。

由式（10-14）可证明$C_0+C_1+C_2=1.0$，可供推求系数时作校核用。

由此可见，马斯京根法的关键是如何合理地确定x和K值。目前，一般采用试算法，由实测资料通过试算求解x、K值，也就是对某一次洪水，假定不同的x值，按式(10-11)计算Q'，作出$S\sim f(Q')$关系曲线，其中能使二者关系成为单一直线的x值即为此次洪水所求的x值，而该直线的斜率即为所求的K值。取多次洪水作相同的计算和分析，就可确定该河段的x、K值。但是，用试算法求x、K值时，有时得不到满意的成果，原因是比较复杂的。一方面是河段上下站流量与区间流量的影响；二是在洪水涨落期x、K值本身的变化，故要作具体的分析。

【例1】 根据某河段一次实测洪水资料（见表10-2），用马斯京根方法进行河段洪水演算。

1）根据河段和资料情况，确定Δt值。现取时段长$\Delta t=12$小时。

2）将该河段一次实测洪水资料，列于表10-2的第（2）～（4）栏。若区间无实测值，则应将河段入流总量与出流总量差值作为区间入流总量，按入流过程的比值分配到各时段中去。

3）按水量平衡方程式，分别求各时段槽蓄量ΔS[第（7）栏]，然后逐时段累加ΔS得槽蓄量S[见第（8）栏]。

4）假定x值，按$Q'=xQ_{上}+(1-x)Q_{下}$计算Q'值。本例分别假设$x=0.2$和$x=0.3$，计算结果列于第（9）、（10）栏。

5）按第（9）、（10）两栏的数据，分别点绘两条$S\sim Q'$关系线，其中以$x=0.2$的关系线近似于直线（见图10-10），该x值即为所求。该直线的斜率$K=\Delta S/\Delta Q'=800\times 12/800=12$小时。

按上述步骤分别求出各次洪水的x、K值。如果各次洪水的x、K值比较接近，则取平均值作为本河段的选定值；如变化较大，则需作进一步分析。

6）假定本河段的x、K值已选定，即$x=0.2$，$K=12$小时以及$\Delta t=12$小时，代入式

表 10-2　　用马斯京根法求x值试算表

时　间	$Q_{上}$	$Q_{下}$	$q_{区}$	$Q_{上}+q_{区}$	$Q_{上}+q_{区}-Q_{下}$	ΔS	S	$Q'(m^3/s)$	
月.日.时	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	(m^3/s)	$(m^3/s)\cdot 12h$	$(m^3/s)\cdot 12h$	$x=0.2$	$x=0.3$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
7.1.0	75	75	0	75	0	164	0	75	75
12	370	80	37	407	327	790	164	145	178
2.0	1620	440	73	1693	1253	947	954	691	816
12	2210	1680	110	2320	640	427	1901	1810	1870
3.0	2290	2150	73	2363	213	−700	2328	2190	2210
12	1830	2280	37	1867	−413	−437	2228	2200	2160
4.0	1220	1680	0	1220	−460	−450	1791	1590	1540
12	830	1270		830	−440	−355	1341	1180	1140
5.0	610	880		610	−270	−235	986	826	799
12	480	680		480	−200	−180	751	640	620
6.0	390	550		390	−160	−140	571	518	502
12	330	450		330	−120	−110	431	426	414
7.0	300	400		300	−100	−90	321	380	370
12	260	340		260	−80	−70	231	324	316
8.0	230	290		230	−60	−55	161	278	272
12	200	250		200	−50	−45	106	240	235
9.0	180	220		180	−40	−40	61	212	208
12	160	200		160	−40		21	192	188

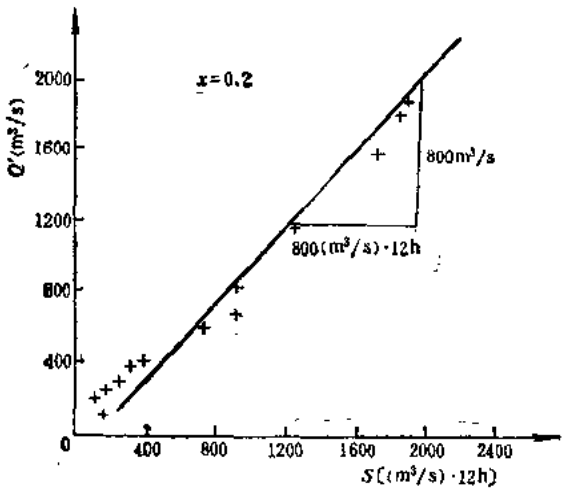


图 10-10　$S\sim Q'$关系图

(10-14)得

$$C_0=0.231,\ C_1=0.538,\ C_2=0.231$$

而且$C_0+C_1+C_2=1.0$，计算无误。因此，该河段的洪水演算方程为

$$Q_{下,t}=0.231Q_{上,t}+0.538Q_{上,t-1}+0.231Q_{下,t-1}$$

7）根据本河段另一场洪水的上断面流量资料[见表 10-3 中第(2)栏]，用上述洪水演算方程，可算出河段下断面的流量[见表10-3第(6)栏]。

表 10-3　　马斯京根法洪水演算表

时　　间 月.日.时	$Q_{上}$ (m³/s)	$C_2Q_{上,2}$ (m³/s)	$C_1Q_{上,1}$ (m³/s)	$C_3Q_{下,1}$ (m³/s)	$Q_{下,2}$ (m³/s)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
8.10.12	250				250
11.0	310	72	135	58	265
12	500	116	167	61	344
12.0	1560	360	269	79	708
12	1680	388	839	164	1391
13.0	1360	314	904	321	1539
12	1090	252	732	356	1340
14.0	870	201	586	310	1097
12	730	169	468	253	890
15.6	640	148	393	206	747
12	560	129	344	173	646
16.0	500	116	301	149	566

第三节　水文预报精度评定

由于影响水文要素的因素很多，情况比较复杂，预报的水文特征值与实际的水文特征值总有一定的差别，这种差别称为预报误差。预报误差的大小反映了预报精度。很明显，精度不高的预报作用不大，至于精度太差的预报，反而会带来损失和危害。因此，在发布水文预报时，对预报精度必须进行评定。

精度评定的目的在于，应用预报方案时了解方案的可靠性以及预报值的精确程度，做到心中有数，以便对预报方案是否可用作出判断；同时通过精度评定，分析存在问题，及时改进，促进水文预报技术和理论的发展和提高。

评定和检验都应采取统一的许可误差和有效性标准。评定是对编制方案的全部点据，按其偏离程度确定方案的有效性。然后，用没有参加方案编制的预留系列对方案进行检验。

我国1985年水利电力部颁布的《水文情报预报规范 SD138-85》采用以下误差评定方法。

一、预报方案有效性评定

对水文预报方案有效性评定采用确定性系数dy：

$$dy=1-\frac{S^2}{\sigma^2} \tag{10-15}$$

其中

$$S=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(y_i-y)^2}{n}} \tag{10-16}$$

$$\sigma=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(y_i-\bar{y})^2}{n}} \tag{10-17}$$

式中 S——预报误差的均方差；

σ——预报要素值的均方差；

y_i——实测值；

y——预报值；

$\bar{y}$——实测值的均值；

n——实测点数目。

评定（检验）时按下列标准进行。

方案的有效性	甲　　等	乙　　等	丙　　等
dy	>0.90	0.7～0.90	0.50～0.69

二、许可误差

许可误差是人们在预报作业时拟定的误差允许范围，是评定预报精度的一种标准。

（1）河道水位（流量）预报　这类预报精度与预见期内水位（流量）值的变幅有关。变幅的均方差σ_Δ反映变幅对其均值的偏离程度。

$$\sigma_\Delta=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(\Delta_i-\bar{\Delta})^2}{n}} \qquad (10\text{-}18)$$

式中 σ_Δ——预见期内预报要素变幅的均方差；

Δ_i——预报要素值在预见期内的变幅，$\Delta_i=y_{t+\Delta t}-y_t$；

$\bar{\Delta}$——变幅的均值；

n——编制方案用的点据数。

预见期内最大变幅的许可误差采用变幅均方差σ_Δ，变幅为零的许可误差采用$0.3\sigma_\Delta$，其余变幅的许可误差按上述两值用直线内插法求出（见图10-11）。对于水位，许可误差σ_Δ以1.0m为上限，0.1m为下限。算出的流量许可误差小于测验误差时，以测验误差为下限。

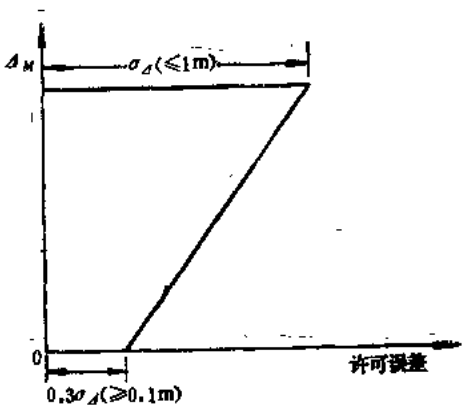


图 10-11　许可误差与变幅

预报洪峰出现时间的许可误差，采用预报根据时间至实测洪峰出现时间间距的30%，并以3h为下限。

（2）降雨径流预报　净雨深预报的许可误差采用实测值的20%，许可误差大于20mm时，以20mm为上限；许可误差小于3mm时，以3mm为下限。

洪峰流量的许可误差取实测值的20%，并以流量测验误差为下限。

洪峰流量出现时间的许可误差，取预报根据时间至实测峰现时间间距的30%，并以3

小时或一个计算时段为下限。

三、合格率

按许可误差标准进行评定或检验，必须计算其合格率。方案合格率是指评定（检验）中计算值与实测值之差不超过许可误差的次数占全部次数的百分率。按其合格率可将预报方案划分为以下3个等级：

等　　级	甲　　等	乙　　等	丙　　等
合　格　率	≥85%	<85% ≥70%	<70% ≥60%

凡已通过误差评定的预报方案，达到上述甲、乙两个等级者，即可用于作业预报；达到丙等的方案用于参考性预报；丙等以下的方案不能用于作业预报，只能作参考性估报用。

四、作业预报的评定

作业预报按每次预报误差的大小，分为4个等级：

优：预报误差在许可误差的25%以下；

良：预报误差在许可误差的25%～50%；

合格：预报误差在许可误差的50%～100%；

不合格：预报误差大于许可误差。

习　题

【10-1】 已知某河段上游站的洪峰水位与下游站相应的洪峰水位及传播时间（见表10-4），试绘制相应水位关系与传播时间曲线图。当已知该河段上游站6月10日12时洪水位为24.00m时，试利用这些曲线图预报下游站相应的洪水位以及出现该次洪水的时间。

表 10-4　　某河段上、下游站洪峰水位及传播时间表

上游站洪峰水位				下游站洪峰水位				传播时间
时间			水位$Z_{上}$	时间			水位$Z_{下}$	τ
月	日	时	(m)	月	日	时	(m)	(h)
4	28	17	65.10	4	30	0	48.20	31
5	8	0	80.30	5	9	3	60.10	27
	16	5	90.00		17	5	67.10	24
	25	8	76.20		26	10	56.30	26
6	1	14	105.20	6	2	10	77.10	20
	11	2	75.00		12	6	64.40	28
	22	7	107.10		23	1	77.50	18

【10-2】 已知某河段上下游站一次实测洪水记录，如表10-5所示，试求：

1）用马斯京根法求出流量演算方程；

2 ）用表10-6中上游站某次洪水过程线演算下游站洪水过程。

表 10-5　　某河段某次洪水记录表

时间			实测资料		$q_{区}$
月	日	时	$Q_{上}$ (m^3/s)	$Q_{下}$ (m^3/s)	(m^3/s)
7	2	0	750	690	70
		6	840	770	140
		12	2810	940	200
		18	3900	2320	140
7	3	0	2380	3300	60
		6	1580	2750	
		12	1200	1830	
		18	1000	1460	
7	4	0	890	1230	
		6	800	1060	
		12	750	940	
		18	720	840	
7	5	0	700	800	

表 10-6　　某河段上游站某次洪水记录表

时间			上游站流量(包括区间入流)	下游站流量
月	日	时	$Q_{上}$ (m^3/s)	$Q_{下}$ (m^3/s)
8	1	0	500	
		6	720	
		12	1700	
		18	2500	
	2	0	1620	
		6	1100	
		12	810	
		18	700	
	3	0	600	
		6	480	
		12	450	
		18	420	

第十一章 水 文 模 型

第一节 概 述

自然界中的水文现象，是由许多因素相互作用形成的。目前还不可能用严格的物理定律来描述水文现象的因果关系。因此，通过建立水文模型近似地进行模拟是可行的和必要的。

模型是原型的一种概化。水文模型包括模拟原型的某些物理性质的水文物理模型，以及用数学物理方法描述原型内部各物理量之间关系的水文数学模型。

在径流形成过程的研究中，物理模拟一般在试验场地和实验室进行，特别是近二三十年来，汇流实验研究有了较大的进展。而降雨入渗及产流过程的实验研究，由于物理模拟较为困难，进展较慢。

水文数学模型是一种抽象模型，由于数学模型依赖于数学模拟，因而电子计算机的应用促进了这类模型的发展，目前世界各国已广泛应用数学模型解决水文领域的各种问题。按照水文现象所固有的确定性和随机性，水文数学模型可以划分为确定性和随机性两类。前者的涵义是在一组已知的不变条件下，不管怎样多次模拟水文现象，总是假定得出相同的结果；后者指每次模拟所产生的水文现象，可能都是不同的，对这种不确定事件只能作出概率预估。根据本专业教学大纲要求，本章着重叙述确定性水文数学模型，习惯上，称为确定性水文模型。

目前，确定性模型发展很快，应用也比较广泛。这种模型可以分为系统理论模型和概念性模型两大类。系统理论模型是对流域结构内部的物理机制往往不能事先确定，而只能建立在“系统识别”过程结局上面的一种方法。与系统理论模型相反，概念性模型是在流域结构内部，把水文现象的物理机制加以概化，用逻辑推理方法，对概化后的水文现象进行数学模拟的一种方法。

第二节 系 统 理 论 模 型

系统是输入与输出相互联系起来，在一定的环境下具有一定功能的任何结构、装置或运用程序的总机体（见图11-1）。水文系统可以理解为流域水文循环的整体过程，包括由降雨转化为出流的全部过程。系统可以从不同的角度、以不同的方法进行分类，例如线性与非线性，连续时间与离散时间，时不变与时变，集总与分散等。

一个系统若能满足迭加性和均匀性，则称为线性系统；否则，称为非线性系统。表达线性系统的基本运算方程为

$$Q(t)=\int_0^t u(t-\tau)\mathrm{I}(\tau)d\tau \qquad (11\text{-}1)$$

式中，$u(t)$是系统的脉冲响应函数或称卷积方程的核函数。非线性系统的基本运算方程为

$$Q(t)=\sum_{n=1}^{\infty}\int_{-\infty}^{+\infty}\cdots\int_{-\infty}^{+\infty}u_n(t,\ \tau_1,\ \tau_2,\ \cdots,\ \tau_n)I(\tau_1)I(\tau_2)\cdots I(\tau_n)d\tau_1 d\tau_2\cdots d\tau_n \tag{11-2}$$

式中，$u_n(t,\ \tau_1,\ \tau_2,\ \cdots,\ \tau_n)$为$n$维的核函数。系统理论模型的识别过程就是求解上述核函数的过程。

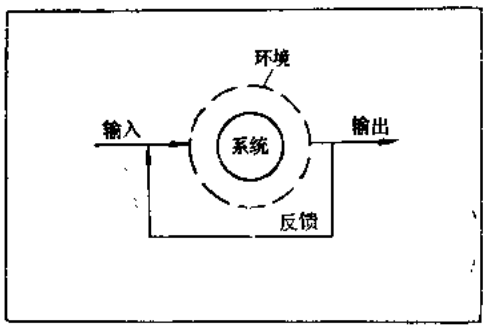


图 11-1 系统示意图

求解系统理论模型的方法可以分为两类，即：黑箱方法和参数方法。前者利用实测的入流和出流资料，用数学手段直接求解卷积方程的核函数；后者利用流域的调蓄概念，拟定模型结构，导出核函数的数学模型，然后用实测资料计算模型参数。

求解卷积方程的黑箱方法有直接代数法(包括经验单位线求解和矩阵最小二乘解法)、积分变换方法、正交多项式方法以及时间系列法等。下面用矩阵最小二乘解法说明黑箱方法的求解概念。

卷积方程式(11-1)适用于入流和出流为连续时间的情况，对于离散时间系统，设时段长度为D，时段序数为σ，则式(11-1)可写为

$$Q(t)=\sum_{\sigma D=1}^{t}I(\sigma D)u_D(t-\sigma D) \tag{11-3}$$

式中 $I(\sigma D)$——由时间σD到$(\sigma+1)D$区间内的入流；

u_D——以时段D为单位的离散核函数。

如果$t=SD$，则

$$Q(SD)=\sum_{\sigma=0}^{\sigma=S}I(\sigma D)u_D(SD-\sigma D) \tag{11-4}$$

或

$$Q(S)=\sum_{\sigma=0}^{\sigma=S}I(\sigma)u(S-\sigma)$$

上式是以离散形式表示的线性代数方程组，并可用矩阵

$$\{Q\}_{p+1;1}=|I|_{p+1;m+1}\{u\}_{n+1;1} \tag{11-5}$$

描述。

其中3种函数的样本数满足下列关系

$$p=m+n \tag{11-6}$$

根据实际降雨径流关系分析，式(11-5)系数矩阵I的行数大于列数($p>m$)，属于矛盾方程组；同时由于误差资料的存在，可采取以最小二乘法为基础的矩阵识别法，把误差分配到各个坐标上去，这种方法称为矩阵最小二乘解法。

最小二乘解法是一种由待定u值计算的出流值$|I|\{u\}$与实测的出流值$\{Q\}$之间离差平方和达到最小的最优解法。用列向量表示离差r，得

$$\{r\}_{p+1;1}=\{Q\}_{p+1;1}-|I|_{p+1;m+1}\{u\}_{n+1;1} \tag{11-7}$$

取 r 的内积（即用 r 乘以其转置 r^T），并用积的转置规则，得

$$\Sigma r_i^2 = r^T r = (Q^T - u^T I^T)(Q - Iu)$$

展开上式右端各项，得

$$\Sigma r_i^2 = Q^T Q - Q^T Iu - u^T I^T Q + u^T I^T Iu$$

由矩阵性质得知，上式右端的第二项和第三项相等，因此

$$\Sigma r_i^2 = Q^T Q - 2u^T I^T Q + u^T I^T Iu$$

为了使离差平方和为最小，把 Σr_i^2 对 u 求偏导数并等于 0，即

$$\frac{\partial}{\partial u}(\Sigma r_i^2) = -2I^T Q + 2I^T Iu = 0$$

$$I^T Iu = I^T Q$$

于是，矩阵方程的最小二乘解应满足的法方程组为

$$u = (I^T I)^{-1} I^T Q \qquad (11\text{-}8)$$

求解上述法方程组时，可以采用直接解算线性代数方程组的方法，如高斯消去法、主元素消去法等。求解法方程组的步骤如下：

1）计算净雨（入流）I 和地面径流（出流）Q 值；

2）列出 I 的矩阵 $[I]_{p+1,m+1}$ 和 Q 的向量 $\{Q\}_{p+1,1}$；

3）计算 I 的转置矩阵 I^T；

4）计算矩阵 $I^T I$ 和逆矩阵 $(I^T I)^{-1}$；

5）计算矩阵乘积 $(I^T I)^{-1} I^T Q$，算出向量 u，此即待求的核函数（时段单位线）。

求解卷积方程的参数方法首先要模拟模型结构。模型结构的基本条件包括以下几个方面：

1）净雨的时空变化，均匀的或非均匀的；

2）组成流域结构的基本元素，如线性水库、线性渠道等；

3）流域的蓄泄关系，线性的或非线性的；

4）流域的蓄泄性质，均匀的或非均匀的。

模拟的基本条件不同，将会导出各式各样的参数方程。1971年周文德和V.C. 库兰达斯瓦米（V.C.Kulandaiswamy）导出了确定性、集总水文系统模型的一般微分方程式

$$Q = \left(-\frac{a_m D^{m+1} + a_{m-1} D^m + \cdots + a_0 D - 1}{b_n D^{n+1} + b_{n-1} D^n + \cdots + b_0 D + 1}\right) I$$

式中，Q为出流过程，I 为净雨过程，$D = d/dt$ 为算子符号。在不同条件下，由此式可导出各种参数方程。

目前水文界常用的纳希瞬时单位线数学表达式是一个典型的参数方程。J.E. 纳希把流域结构模拟为集总的线性串联水库，经过数学推演得出线性系统卷积方程的核函数

$$u(0,\ t)=\frac{1}{k\Gamma(n)}t^{n-1}e^{-t/k} \qquad (11\text{-}9)$$

关于非线性系统核函数的参数方程，虽然已有不少学者进行研究，提出了一些参数方程或模型，例如1974年J.Y.丁（J.Y.Ding）的变动单位线、1967年J.C.I.杜格（J.C.I.Dooge）和1979年V.P.辛格（V.P.Singh）先后提出的均匀非线性梯级水库模型，但在参数估计和模型求解方面，仍缺乏通用的方法。

第三节 概念性模型

概念性模型是把流域径流形成过程作为一个完整的系统来研究，诸如降水、蒸发、截留、下渗、地表径流、壤中流、地下径流以及调蓄和流量演算，分别用数学方法作定量描述，是对复杂水文现象的一种概化模拟。比较有代表性的、有影响的模型是第Ⅳ号斯坦福流域水文模型、SSARR模型、萨克拉门托流域水文模型、水箱模型、新安江流域水文模型、SCS模型以及HEC-1模型等。下面扼要介绍适用于中小流域的SCS模型和HEC-1模型。

一、SCS模型

SCS模型是美国农业部土壤保持局（Soil Conservation Service简称SCS）提出的，适用于中小流域和都市的防洪规划设计，主要包括以下两个部分：

（一）产流计算

土壤保持局通过大量资料分析，得出

$$\frac{F}{S}=\frac{Q}{P-I_a} \qquad (11\text{-}10)$$

式中 P——降雨量，mm；

Q——径流量，mm；

I_a——初损，mm；

F——后损，mm；

S——流域当时的最大可能滞留量，mm，它是后损的上限。

按水量平衡原理有：

$$P=I_a+F+Q \qquad (11\text{-}11)$$

把式（11-10）和式（11-11）相结合，消去F，考虑到初损未满足时不产流，得

$$\left.\begin{aligned} Q&=\frac{(P-I_a)^2}{P+S-I_a}, & P\geqslant I_a\\ Q&=0 & P<I_a \end{aligned}\right\} \qquad (11\text{-}12)$$

上式就是SCS模型的产流计算公式。因为I_a不易求得，为了使计算简化，消去一个变量，该局引进一个经验关系

$$I_a=0.2S \qquad (11\text{-}13)$$

将上式代入式（11-12），得

$$\left.\begin{aligned} Q&=\frac{(P-0.2S)^2}{P+0.8S}, \quad P\geqslant 0.2S \\ Q&=0 \qquad\qquad\quad P<0.2S \end{aligned}\right\} \tag{11-14}$$

S值的变化幅度很大，从实用出发该局引入一个无因次参数CN，称为曲线号码(Curve Number)与S建立经验关系，即

$$S=\frac{25400}{CN}-254 \tag{11-15}$$

CN是反映降雨前流域特征的一个综合参数，它与流域前期土壤湿润程度(AMC)、坡度、植被、土壤类型和土地利用状况有关。SCS模型把前期土壤湿润程度以此次降雨前5天降雨量为依据分为3级(见表11-1)，并按不同的AMC等级给出CN值查算表，表11-2中给出的是AMC Ⅱ条件下的CN值。表11-2中的“水文条件”指的是土地管理水平。土壤类别A、B、C、D是在美国调查了4000多处土壤后得出的结果，称为SCS分类(见表11-3)。

表 11-1　　前期土壤湿润程度等级划分

前期土壤湿润程度等级 (AMC等级)	前 5 天 总 雨 量 (mm)	
	休 眠 季 节	生 长 季 节
AMC Ⅰ	<12.7	<35.56
AMC Ⅱ	12.7～27.94	35.56～53.34
AMC Ⅲ	>27.94	>53.34

当每次降雨之后，已知降雨量P，根据所在流域的土地利用方式、处理情况、水文条件以及土壤类别查表11-2得CN值，代入式(11-15)算出S值，再用式(11-14)计算产流量(净雨量)。若要分时段计算净雨量，采用式(11-14)计算由降雨开始到t_1时刻为止的降雨量P_1的净雨量Q_1，再计算由降雨开始到t_2时刻为止的降雨量P_2的净雨量Q_2，则时段t_1至t_2的净雨量为Q_2-Q_1。

(二)汇流计算

在汇流计算中，SCS模型是用一条统一的无因次单位线来计算出流过程线的。无因次单位线的纵标为q/q_p，横标为t/t_p，如图11-2所示。模型用下述经验公式求单位线洪峰流量：

$$q_p=\frac{0.208FQ}{t_p} \tag{11-16}$$

式中 q_p——净雨为25.4mm的单位线洪峰流量，m^3/s；

Q——净雨量($Q=25.4mm$，该式由1英寸单位净雨的英制公式转换而来，故仍沿用该数值)；

F——流域面积，km^2；

t_p——峰现时间，h。

表 11-2　　*CN*值查算表（AMCII）（摘录）

土地利用方式	处理情况	水文条件	土壤类别			
			A	*B*	*C*	*D*
休耕地	直行形		77	86	91	94
草地草甸		好	30	58	71	78
林地		差	45	66	77	83
		中	36	60	73	79
		好	25	55	70	77
行间作物地	直行种植	差	72	81	88	91
		好	67	78	85	89
	等高耕作	差	70	79	84	88
		好	65	75	82	86
	阶状等高耕作	差	66	74	80	82
		好	62	71	78	81
小粒谷物作物地	直行种植	差	65	76	84	88
		好	63	75	83	87
	等高耕作	差	63	74	82	85
		好	61	73	81	84
	阶状等高耕作	差	61	72	79	82
		好	59	70	78	81
密集作物地（豆种作物或轮种性草地）	直行种植	差	66	77	85	89
		好	58	72	81	85
	等高耕作	差	64	75	83	85
		好	55	69	78	83
	阶状等高耕作	差	63	73	80	83
		好	51	67	71	80
草原或牧场	散播	差	68	79	86	89
		中	49	69	79	84
		好	39	61	74	80
	等高条播	差	47	67	81	88
		中	25	59	75	83
		好	6	35	70	79
农庄			59	74	82	86

表 11-3　　SCS 土 壤 分 类 表

A	厚层沙，厚层黄土，团粒化粉沙土
B	薄层黄土，沙壤土
C	粘壤土，薄层沙壤土，有机质含量低的土壤，粘质含量高的土壤
D	吸水后显著膨胀的土壤，塑性大的粘土，某些盐渍土

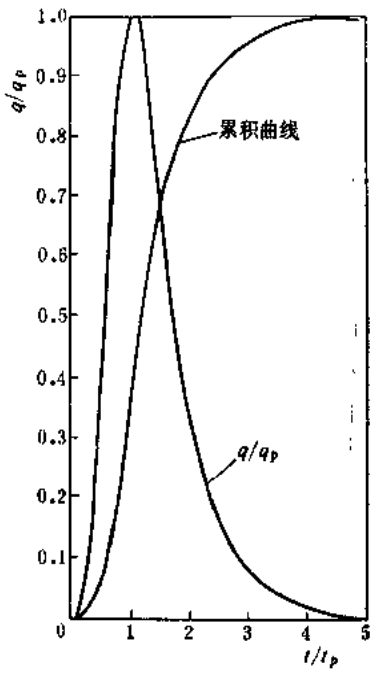


图 11-2　无因次单位线

t_p与汇流时间t_c建立如下关系

$$t_p=\frac{2}{3}t_c \qquad (11\text{-}17)$$

t_c通过滞时L的关系求出，L的计算公式为

$$L=\frac{l^{0.8}(S+25.4)^{0.7}}{7069y^{0.5}} \qquad (11\text{-}18)$$

$$t_c=\frac{5}{3}L \qquad (11\text{-}19)$$

式中　L——滞时，h；

t_c——汇流时间，h；

l——水流长度，m；

y——流域平均坡度，%；

S——流域当时的最大可能滞留量，mm。

无因次单位线时段D用下式计算：

$$D=0.133t_c \qquad (11\text{-}20)$$

由上述各式求得q_p、t_p和D之后，便可将无因次单位线转化为时段单位线，再利用产流计算公式求出每一时段D内的径流量，与单位线相乘，按叠加定理可得出流过程。

二、HEC-1模型

HEC是美国陆军工程兵团的下属机构“水文工程中心”的缩写。HEC-1是HEC研制的第一号模型，是该中心研制的模型中最基本的一个，又称为“洪水过程线汇编”，适用于水文计算和预报。

HEC-1模型是现代模拟洪水过程线的模型中比较简明扼要的模型之一，它将一个流域划为若干分块和若干演算河段，如图11-3所示，其模拟过程分为降水、降水损失、流域汇流、河道洪水演算等几个步骤，每个步骤有几种计算方法，使用时依据计算目的、资料情况和使用者的经验进行选择。

（一）降水

降水是按各分块面积分别计算的，用实测暴雨资料作输入有3种形式：

1）分块面积上平均雨量累计值或增值；

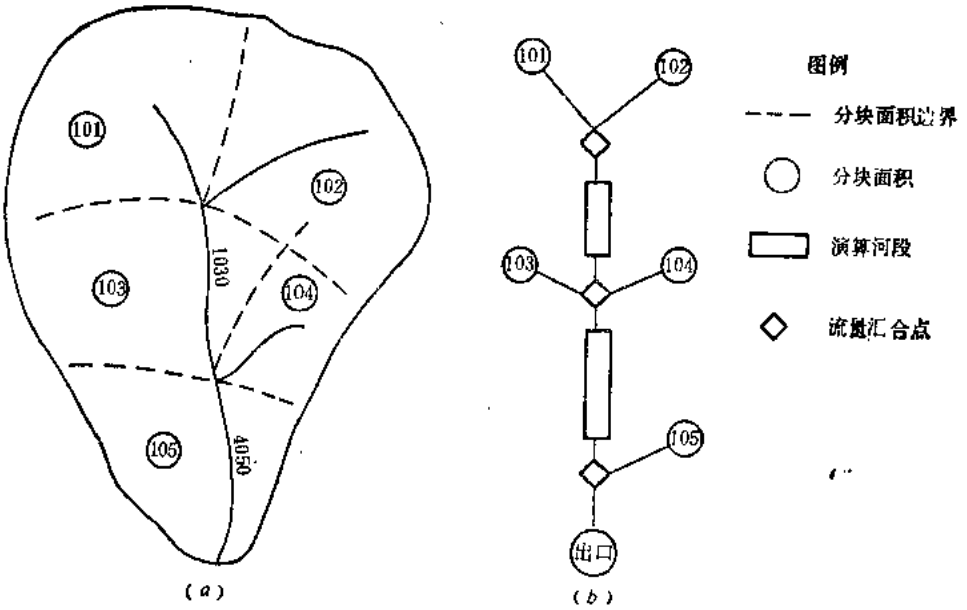


图 11-3 HEC-1流域模型示意图

(a)流域分块；(b)演算河段

2 ）分块面积上总的平均雨量及雨型；

3 ）结合泰森权重或其它权重的实测雨量，用以计算分块面积的平均值。

（二）降水损失

模拟降水损失有 4 种方法。它们是初损稳损法、SCS曲线号码法、贺坦（H.Holtan）法以及HEC指数法。这些方法都能模拟植物、洼地对降水的截留以及土湿的增加情况。本节着重介绍HEC指数法，对其它3种方法可参阅有关文献。

HEC指数法认为降水损失率是降水强度和累计土壤湿度的函数，其关系式如下：

$$L=AP^{B} \qquad (11\text{-}21)$$

式中 L——某时段内的降水损失率，in/h；

A——截留与下渗综合影响的损失率系数，它是累计损失（土湿）的函数（见图 11-4）；

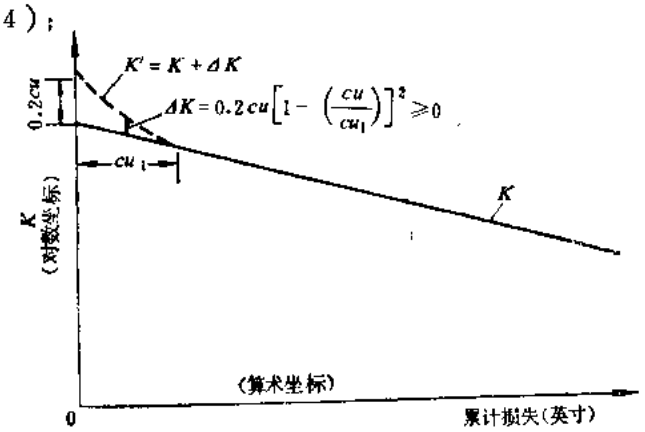


图 11-4 HEC降雨损失率函数图

P——降水强度，in/h；

E——雨强控制指数，它代表非均质流域上降水损失过程的非线性性质，其值在0～1之间。

综合影响系数A包括以下两个方面，即

$$A=AK+DLTK \tag{11-22}$$

式中 AK——损失率系数；

$DLTK$——损失率修正系数。

AK计算式如下：

$$AK=\frac{STRKR}{RTIOL^{0.10}} \tag{11-23}$$

式中 $STRKR$——损失率系数AK的控制参数，相当于平均土湿情况下的损失率，与流域土壤种类、土地利用和植被等有关；

$RTIOL$——损失率系数AK的变化率，随土壤湿度而增加；

C——累积损失值，英寸。

当累积损失C小于$DLTKR$时，$DLTK$的计算式为

$$DLTK=0.2DLTKR\left[1-\left(\frac{C}{DLTKR}\right)\right]^2 \tag{11-24}$$

当累积损失C大于$DLTKR$时，$DLTK$为零。

式中 $DLTKR$——初损，在此期内损失率系数增值反映了前期土湿情况，英寸。

由此可见，HEC指数法共有4个独立参数，即$DLTKR$、$STRKR$、$RTIOL$以及E，可通过实测资料分析得到。

（三）汇流计算

HEC-1模拟地面汇流的方法是采用单位线通过卷积方程将净雨转换成地面径流，或采用运动波方程。模型提供3种单位线，即：克拉克（Clark）单位线、斯奈德（Snyder）单位线以及土壤保持局（SCS）单位线，供使用者选择。前两种方法可参考有关文献，后一种方法在本章中已有论述，这里不拟介绍。至于运动波方法适用于都市流域，故而从略。

地面径流过程求得之后，还要加上基流，即可得整个流量过程线。基流模拟采用对数衰减函数形式，包括两个部分。第一部分从起涨流量Q_0（指上一次暴雨的基流）开始，按一定的递减率下退，计算公式为

$$RR=\left(\frac{Q_a}{Q_b}\right)^{-\Delta t} \tag{11-25}$$

当$t<t'$时，

$$Q_t=Q_0\cdot RR^{-t}+\text{地面径流} \tag{11-26}$$

当$Q_t<Q_R$时，

$$Q_t=Q_R\cdot RR^{-(t-t')} \tag{11-27}$$

式中 Q_t——流量过程线上时刻为t的流量；

Q_0——起涨流量；

Q_R——流量过程线上退水门槛值；

Q_a、Q_b——流量过程线上的特定流量值（见图11-5）。

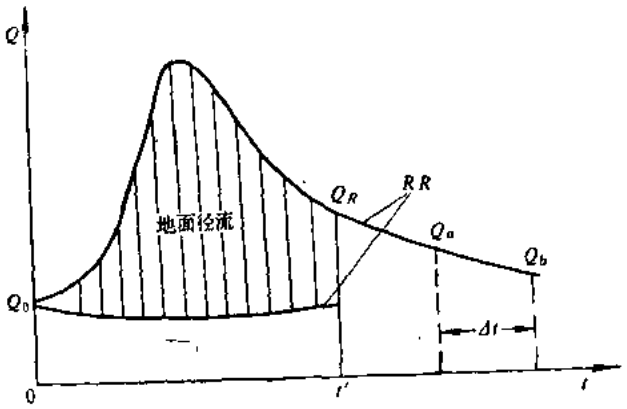


图 11-5 HEC-1基流模拟示意图

（四）流量演进

HEC-1对流量演进采用3种方法，即：马斯京根法、改进的蒲拉斯（Puls）法以及运动波河槽演算法。下面扼要介绍改进的蒲拉斯法。

该法在下述连续方程中引入一个蓄水量与流量的关系：

$$\frac{S_2}{\Delta t}+\frac{Q_2}{2}=\frac{S_1}{\Delta t}+\frac{Q_1}{2}+\left(\frac{I_1+I_2}{2}\right)-Q_1 \qquad (11\text{-}28)$$

式中 Q——河段的出流量；

I——河段的入流量；

s——河段的蓄水量。

脚码1、2——时段开始及终结。

利用上述关系，由每一时段的平均入流和从稳定流水面曲线算得的蓄水量与流量关系，即可直接算出河段的出流量。

第十二章　水质及水质评价

水文学是研究水的科学。经典水文学仅研究水文循环、水量变化及其分布的基本规律；现代水文学则还要研究水质，人类活动对水文循环和水文过程的影响以及水文循环与环境的相互作用问题。

过去，人们对环境问题不太关心，到20世纪40年代后，人们的观念才发生了变化，开始关心目前已举世瞩目的人口、资源和环境等问题。由于工业的发展，人口膨胀和成千上万的人集中到城市，大量的污水排入江河，引起了水体污染，近郊湖泊形成了水体富营养化，因此，水质问题已被迫切地提到水文科学领域研究的议事日程上来。为了使工程水文学与环境建立相互联系，本章着重介绍水质和水体污染的一些基本概念

第一节　水　体　污　染

雨水吸收大气中的气体和微粒物质后降落到地面，和地面中被溶解物质一起，通过地表径流进入河流或渗入地下和土壤产生化学变化，放出一些物质或溶解其它一些物质。因此，地面径流、壤中流和地下径流都具有一定的化学特性。另一方面，工业废水，城市生活污水，农田的肥料，农药通过径流被输送入河流或湖泊，形成水体污染，给人类和生态环境带来不同程度的危害。

自然界中水体污染，从不同的角度可以划分为各种污染类别。

（1）从污染成因上划分　可以分为自然污染和人为污染。自然污染是指由于特殊的地质或自然条件，使一些化学元素大量富集，或天然植物腐烂中产生的某些有毒物质或生物病原体进入水体，从而污染了水质。人为污染则是指由于人类活动（包括生产性的和生活性的）引起地表水水体污染。

（2）从污染源划分　可分为点污染源和面污染源。环境污染物的来源称为污染源。点污染是指污染物质从集中的地点（如工业废水及生活污水的排放口门）排入水体。它的特点是排污经常，其变化规律服从工业生产废水和城市生活污水的排放规律，它的量可以直接测定或者定量化，其影响可以直接评价。而面污染则是指污染物质来源于集水面积的地面上（或地下），如农田施用化肥和农药，灌排后常含有农药和化肥的成分，城市、矿山在雨季，雨水冲刷地面污物形成的地面径流等。面源污染的排放是以扩散方式进行的，时断时续，并与气象因素有联系。

（3）从污染的性质划分　可分为物理性污染、化学性污染和生物性污染。物理性污染是指水的浑浊度、温度和水的颜色发生改变，水面的漂浮油膜、泡沫以及水中含有的放射性物质增加等；化学性污染包括有机化合物和无机化合物的污染，如水中溶解氧减少，溶解盐类增加，水的硬度变大，酸碱度发生变化或水中含有某种有毒化学物质等；生物性

污染是指水体中进入了细菌和污水微生物等。事实上，水体不只受到一种类型的污染，而是同时受到多种性质的污染，并且各种污染互相影响，不断地发生着分解、化合或生物沉淀作用。

第二节 水 质 指 标

如上所述，水体的水质污染种类繁多，受污染水体的水质性状各异，为了能确切反映各种污染状况，必须确定一些水质指标和参数。

一、无机物指标

一般情况下，根据江河湖泊水体特点，确定以下几个方面的指标和参数：

（1）颜色　纯洁的水，在水层浅时是无色的，深时为浅兰色。水中含有污染物质时，水色随污染物质的不同而变化。如含低铁化合物为淡绿蓝色，含高铁化合物呈黄色。

（2）味道　纯洁的水是无味的，水中溶解不同物质，会产生不同味道。

（3）臭味　清洁的水没有味道，水体污染后常产生一些气味。根据人的嗅觉，将臭味的强度分为6级（见表12-1）。

表 12-1　　水体中臭味强度分级表

强度等级	程　度	反　应	强度等级	程　度	反　应
0	无　臭	不发出任何气味	3	明　显	易于察觉，不处理不能饮用
1	极微弱	一般不易察觉	4	强	嗅后使人不快，不能饮用
2	弱	未指出前，一般不易感觉	5	极　强	臭气极强

二、有机物指标

废水中有机物浓度是一个重要的水质指标。水质浓度单位主要采用1升水中含有各种离子的毫克数（mg/L），也可以用1 kg水样中含有1 mg被测物质的比值（ppm）。由于有机物的组成比较复杂，要想分别测定各种有机物的含量比较困难，一般采用下面几个氧平衡指标（或称参数）来表示有机物的浓度。

（1）溶解氧（*DO*）　溶解氧是指溶解在水中的氧气，它是反映自然水体水质优劣的一个重要指标。耗氧有机物在水体中分解时会消耗水中大量的溶解氧，如果耗氧速度超过了氧由空气中进入水体内和水生植物的光合作用产生氧的速度，水中的溶解氧会不断减少，甚至被消耗殆尽。这时水中的厌氧微生物繁殖，有机物腐烂，水发出恶臭，并给鱼类生存造成很大威胁。因此水中溶解氧含量的大小是衡量水体是否受到有机物污染的一个重要指标，是保护水体感官质量及保护鱼类和其它水生物的重要项目。一般在较清洁的河流中*DO*在7.5mg/L以上。*DO*在5mg/L以上利于浮游生物生长，3mg/L以下不足以维持鱼群的良好生长，看来4mg/L的*DO*浓度是保障一个多鱼种鱼群生存的最低浓度。

（2）生化需氧量（*BOD*）　生化需氧量表示在好气条件下，水中有机污染物经微生

物分解所需的氧量。水中有机物愈多，生化需氧量就愈高，即水中溶解氧含量就愈少，则水质状况愈差。在实际工作中，通常用被检测水样在20℃条件下，经过5天后减少的溶解氧量来表示生化需氧量，称为5日生化需氧量（BOD_5），用生化需氧量判断水质，见表12-2。

表 12-2　　用生化需氧量判断水质

生化需氧量 (PPm)	水质性状	生化需氧量 (ppm)	水质性状
1.0以下	非常清净	7.5	不良
2.0	清净	10.0	恶化
3.0	良好	20.0以上	严重恶化
5.0	有污染		

（3）化学耗氧量（COD）　化学耗氧量是指用化学方法（通过氧化剂如高锰酸钾、重铬酸钾）氧化水中有机物质所需要消耗的溶氧数量，又简称耗氧量。化学耗氧量测定速度快，但不同的氧化反应条件，测出耗氧量也不同，并且测定时被氧化的有机物质中包括水中能被氧化的有机物和还原性无机物，而不包括化学上较为稳定的有机物。因此，化学耗氧量只能相对反映出水中的有机物含量。

三、酸、碱类污染物指标

酸性、碱性废水破坏水体的自然缓冲作用，妨碍水体的自净功能，不利于人类水上娱乐活动和水生生物繁殖，而且产生腐蚀作用，引起锅炉管道腐蚀碎裂，罐头、水果、饮料变质，长期使用碱性强的灌溉水，会使蔬菜作物死亡。

pH值是检测水体受酸、碱污染程度的一个重要指标。pH值表示溶液中氢离子浓度的单位，它的定义是以10为底的氢离子浓度的负对数，用每立升中氢离子的当量数来表示，其关系如下式：

$$pH=-\log_{10}[H^+] \qquad (12\text{-}1)$$

式中　$[H^+]$——氢离子浓度。

理论上说，pH<7为酸性，pH>7为碱性，pH=7是中性。习惯上，人们用表12-3表示酸碱性程度与pH值的关系。

表 12-3　　酸、碱性程度与pH值关系表

酸碱性程度	强酸性	弱酸性	中性	弱碱性	强碱性
pH值	<5.0	5.0～6.5	6.5～8.0	8.0～10.0	>10.0

世界卫生组织规定的饮用水标准中pH值的合适范围为7.0～8.5，极限范围是6.5～9.2。我国地表水环境质量标准规定为6.5～8.5，极限范围为6～9，农田灌溉用水水质标准为5.5～8.5。

四、氮、磷类污染物指标

从农作物生长需要上看，氮、磷、钾、硫等化合物是宝贵的营养物质，但过多的营养物质进入天然水体，将恶化水质，形成污染。

在天然的地表水中，氮化合物（NH_4^+,NO_2^-,NO_3^-）和磷化合物（$H_2PO_4^-$，HPO_4^{2-}）的总量一般很少，由于工业废水和生活污水的排放，以及农业施肥等，使大量的含氮、磷元素的营养物质进入水体，导致各种藻类大量繁殖，使水体严重缺氧，产生异臭和毒性，加速水体向富营养化阶段发展。

水生生物所需要的营养物质是多种的，如氧、氢、碳、硅、氮、磷、钙、镁、硫、氯化物、锰、铁、锌、铜等，其中氮、磷两种元素在天然水体和藻类细胞中的浓度相对较低，随着大量富含氮磷的污水排入水体，氮、磷日益成为藻类生长的控制元素。

在藻类细胞所含的各种物质元素中，氮、磷、氧、碳是4种主要元素，没有这些元素藻类就不可能生长。根据Liebig的最小值原理，即“植物的生长决定于外界供给它所需养分中数量最少的那一种”，常采用限制氮、磷元素含量的办法来控制水体富营养化的速度。在这两个元素中，虽然氮可能会由于污水负荷的递增而成控制因素，但控制藻类的异常增殖，不易从控制氮的负荷上达到。而磷主要来自于污水中，易于控制，因此，磷是富营养化作用中的主要控制因素。

R.A.沃兰威德（R.A.Vollenweider）提出不同湖水深度氮、磷的允许负荷量，以防止水体富营养化（见表12-4）。

表 12-4　　**总氮、总磷允许负荷量**　　单位：g/m^2

项　目	水　深 (m)	总　氮		总　磷	
		允　许	危　险	允　许	危　险
理论推算值	5	1.0	2.0	0.07	0.14
	10	1.5	3.0	0.10	0.20
	50	4.0	8.0	0.25	0.50
	100	6.0	12.0	0.4	0.80
	200	9.0	18.0	0.6	1.20

五、重金属指标

在环境污染方面所说的重金属主要指汞、镉、铅、铬以及类金属砷等生物毒性显著的元素，也包括具有毒性的锌、铜、钴、镍、锡等，重金属以汞毒性最大，镉次之，铅、铬、砷也有相当毒性，俗称为“五毒”。

采矿和冶炼是向环境中释放重金属的主要污染源，此外不少工业部门也通过“三废”向环境中排放重金属。重金属污染物的主要特征是在水体中不能被微生物降解，而只能发生各种形态之间的相互转化，以及分散和集富的过程。重金属在水体中的迁移，一是通过沉淀作用，即重金属生成氧化物或硫化物、碳酸盐等而沉淀，并大量聚集在排水口附近的底泥中，成为长期的次生污染源；二是通过吸附作用，重金属吸附在水中的悬浮物和各种

表 12-5　　地表水环境质量重金属标准值　　单位：mg/L

项目 \ 类别		Ⅰ类	Ⅱ类	Ⅲ类	Ⅳ类	Ⅴ类
		标准值				
汞	≤	0.00005	0.00005	0.0001	0.001	0.001
镉	≤	0.001	0.005	0.005	0.005	0.01
铅	≤	0.01	0.05	0.05	0.05	0.1
总铬	≤	0.01	0.05	0.05	0.05	0.1
砷	≤	0.05	0.05	0.05	0.1	0.1

胶体物质上被水流搬运。此外还有氧化还原作用（如三价铬被氧化为六价铬）、铬合作用等。我国规定地表水环境质量标准中主要重金属标准值见表12-5。

六、病原微生物指标

病原微生物是指进入水体的病菌、病毒和动物寄生物。这些病原微生物主要来自制革厂、生物制品厂、屠宰场、洗毛厂、医院等排放废水和生活污水的部门，致使水体受到细菌污染。目前用作水体水质病菌指标的是大肠菌群，我国地面水环境质量标准规定，为防止地面水被污染的最低水质要求为：大肠菌群必须少于50000个/L。

第三节　水　质　评　价

河流水体水质评价是判断河流水体的污染程度，划分污染等级，确定污染类型，为水资源开发利用及水源保护提供依据。

最早的水质评价，主要是根据水的色、味、嗅、浑浊度等感观性状，作定性描述，概念比较含糊。随着科学技术的发展，人们对水体的物理、化学和生物性状，有了深入认识，并要求用数量指标，定出各种水质标准，作为评价的依据。国内现行水质评价方法很多，各地使用的方法不尽相同，下面介绍几种方法，其它方法可参考有关书籍。

一、污染指数法

污染指数法是根据评价指标（或参数）的实测资料，进行数学上的归纳与统计，求出其参数的评价指数，以判别该项污染物对河流水体的污染程度。

1.单项污染指数法

计算某一评价指标的污染指数公式为

$$P_i=\frac{C_i}{C_s} \qquad (12\text{-}2)$$

或

$$P_i=\frac{C_i-C_0}{C_s} \qquad (12\text{-}3)$$

$$P=\sum_{i=1}^{n}\frac{P_i}{n} \qquad (12\text{-}4)$$

式中　P_i——某一评价指标的相对污染值；

C_i——某一评价指标的实测浓度值；

C_o——某一评价指标的最高允许标准值；

P——某一评价指标的污染指数；

n——某一评价指标的实测次数。

单项污染指数法只能评价水体中某污染物的危害程度，不能给出对水体中各种污染物的综合评价。

2.综合污染指数法

综合污染指数表示水体中各种污染物质的综合污染程度，以K表示，它的计算公式如下：

$$K=\sum_{i=1}^{n}\frac{C_K}{C_{oi}}\cdot C_i \qquad (12\text{-}5)$$

式中 C_K——根据具体条件规定的地面水中各污染物的统一最高标准，简称“统一标准”；

C_{oi}——各种污染物地面水最高允许标准；

C_i——地面水中各种污染物的浓度。

C_K/C_{oi}称为等标系数，$C_K/C_{oi}\cdot C_i$称为等标污染指数，用此关系可将各污染物的污染指数化成统一标准，然后相加，即可得出各种污染物的总体对水质的综合污染程度。

C_K值的大小根据具体条件来确定，一般取$C_K=0.1$。当$C_K<0.1$时，定$K<0.1$为“一般水体”或“未受污染水体”，此时水中各种污染物质浓度的总和不超过统一的地面水最高允许标准。当$K>0.1$时，表明水中各种污染物的总和已超过地面水的统一最高标准，定为“污染水体”。中山大学用这个指数评价广东省主要水系污染情况时，曾拟定污染程度分级如下：

综合污染指数（K）	污染分级
<0.1	未受污染
0.1～0.2	微度污染
0.2～0.5	轻度污染
0.5～1.0	中度污染
1.0～5.0	重度污染
>5.0	严重污染

二、水质质量系数法

水质质量系数法采用的水质质量系数P的基本形式与综合污染指数K相同，只是去掉了“统一标准”C_K，其计算公式如下：

$$P=\sum_{i=1}^{n}\frac{C_i}{C_{oi}} \qquad (12\text{-}6)$$

式中 C_i——各种污染物的实测含量；

C_{oi}——各种污染物的地面水最高允许标准。

根据北京市西郊一些河流的具体情况，将此水质质量系数P按照地面水环境质量分为

表 12-6　　北京西郊地面水环境质量分级

级　　别	水质质量系数	级　　别	水质质量系数
Ⅰ清洁	<0.2	Ⅴ较重污染	5.0～10
Ⅱ微污染	0.2～0.5	Ⅵ严重污染	10～100
Ⅲ轻污染	0.5～1.0	Ⅶ极严重污染	>100
Ⅳ中度污染	1.0～5.0		

7个等级，见表12-6。

三、有机污染综合评价

本法采用有机污染综合评价值作为评价水质污染的指数，综合地说明水质受有机污染的情况，适用于受有机物污染较严重的水体。

有机污染综合评价值A按下式计算：

$$A=\frac{BOD_i}{BOD_0}+\frac{COD_i}{COD_0}+\frac{NH_3-N_i}{NH_3-N_0}-\frac{DO_i}{DO_0} \qquad (12\text{-}7)$$

式中　BOD_i，COD_i，NH_3-N_i和DO_i——实测值；

BOD_0，COD_0，NH_3-N_0和DO_0——规定的标准值。

例如，在评价黄埔江水质时，由于水体污染主要是由有机物质引起的，因此应采用“有机污染综合评价值”进行评价。上式分母各项为BOD、COD、NH_3-N和DO四项指标的地面水水质卫生要求的标准值，或根据评价水体的具体情况定出允许的标准值。根据黄埔江的具体情况，规定BOD_0和DO_0为4mg/L，NH_3-N_0为1mg/L，COD_0为6mg/L。

以E表示各单项指标评价值，式（12-7）可写为

$$A=E_{BOD}+E_{COD}+E_{NH_3-N}-E_{DO} \qquad (12\text{-}8)$$

上述各E值均为无因次的比值。当BOD、COD和NH_3-N的实测值均超过各自的卫生要求或规定的允许标准，而DO的实测值又低于其卫生要求或规定的允许标准时，即E_{BOD}、E_{COD}和E_{NH_3-N}均大于1，而E_{DO}小于1，则A值必大于2。因此，取$A>2$作为有机质影响下，黄埔江水质开始受到污染的标志。于是，根据A值的大小，分级评定黄埔江的水质污染程度。

黄埔江的有机污染程度分级，见表12-7。

表 12-7　　黄埔江有机污染程度分级

有机污染综合评价值（A）	污染程度分级	水质质量评价	有机污染综合评价值（A）	污染程度分级	水质质量评价
<0	0	良　好	2～3	3	开始污染
0～1	1	较　好	3～4	4	中等污染
1～2	2	一　般	>4	5	严重污染

第十三章　中小型水库的兴利调节计算

天然河道中，径流在时间上和地区上变化很大，往往因不能满足国民经济各用水部门在时间上和数量上对用水的要求而产生矛盾。例如在大水年或汛期，洪水泛滥成灾，需要防洪；而在干旱年或枯水期，河流中的水量往往不能满足农田灌溉及水电站发电用水的需要等等。因此，必须通过兴建一些专门的水利工程，如蓄水、拦水、引水等措施，来调节和改变径流的天然状态，解决供和需的矛盾，达到兴利除害的目的。人们将这种控制和调节径流的措施，称为径流调节。水库是最常见的蓄水工程之一，建造水库调节河川径流，是解决来水与需水之间矛盾的一种常用的、积极的方法。

第一节　水库特性曲线、特征水位及特征库容

一、水库特性曲线

在河流上筑坝形成了水库，一般坝筑得越高，水库的容积（即库容）就越大。在不同的河流上，即使相同的坝高，其库容也不相同，这主要与库区内的地形有关。一般用来反映水库地形特性的曲线称为水库特性曲线，有水库水位与面积关系曲线和水库水位与容积关系曲线，简称水库面积曲线及水库容积曲线，它们是径流调节计算不可缺少的基本资料。

（一）水库面积曲线

面积曲线可根据库区地形图，用求积仪或数方格法，在等高线与坝轴线所围成的闭合地形图（见图13-1）上量计不同高程的水库面积，并以水位为纵坐标，以水库面积为横坐标，点绘成水位～面积关系曲线，如图13-2中的$Z\sim A$曲线。在平原河流及山区河流上建水库，因库盆形状及河道坡度不同，其$Z\sim A$曲线的性质也不相同，平原河流水库面积随水位增加而很快增加，面积曲线的坡度较小；山区河流水库面积随水位增加较慢，面积曲线的坡度较大。

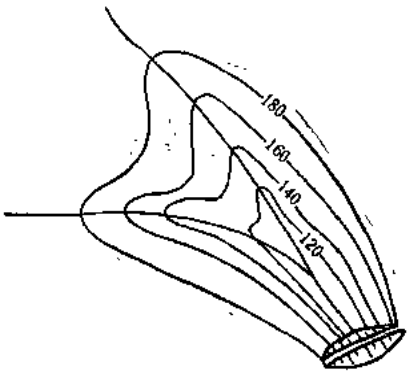


图 13-1　某水库库区地形图

（二）水库容积曲线

水库容积曲线是面积曲线的积分曲线，即水位Z与累积容积（即库容）V的关系曲线。分别计算各相邻高程间隔内的部分容积，自河底向上累加得相应水位的累计容积，即可绘出水位～容积曲线，如图13-2中的$Z\sim V$曲线。按下式计算容积：

$$V=\int_{Z_0}^{Z} A\,dZ \qquad (13\text{-}1)$$

或
$$V=\sum_{Z_0}^{Z}\bar{A}\Delta Z=\sum_{Z_0}^{Z}\Delta V \qquad (13\text{-}2)$$

而
$$\bar{A}=\frac{1}{2}(A_1+A_2)$$

或按较精确的公式计算：
$$\bar{A}=\frac{1}{3}(A_1+\sqrt{A_1A_2}+A_2) \qquad (13\text{-}3)$$

式中 V——水库容积，m^3；

ΔZ——相邻两水位间的水层深度或等高距，m；

A_1、A_2及$\bar{A}$——相邻水位的水库面积及两者的平均值，m^2；

ΔV——与ΔZ相应的容积，m^3；

Z_0——库底高程，m。

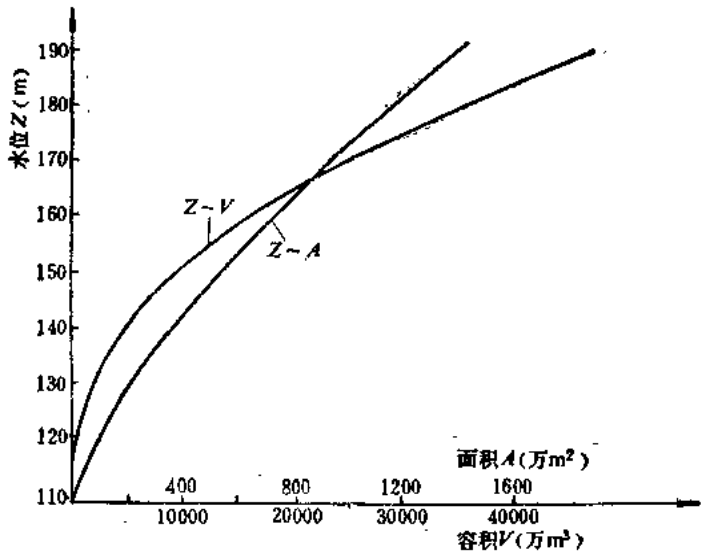


图 13-2 某水库水位～面积，水位～容积关系曲线

用地形资料绘制水库特性曲线的计算举例如表13-1所示。

用上述方法计算的水库容积，是假定入库流量为零时，水库水面为水平的情况，称为静水容积，简称静库容。静库容能满足一般水库规划设计要求，对于大的湖泊式水库，流速甚小时，水面曲线接近水平，仅回水尾端上翘，故以静库容计算，误差不大。

对于大型河川式水库，回水影响甚远，在洪水调节计算及淹没计算中，因入库流量大、流速大而形成的水面曲线并非水平，这时若按水库水面为水平计算，则误差较大，故应按动水容积来计算，即除静库容外，还有一部分楔形蓄量（见图13-3阴影部分）。由这样上翘的实际水面线与坝前水位水平线所构成的容积为动水库容（即楔形蓄量），简称动库容。

动库容曲线的绘制方法是：在可能出现的洪水范围内拟定各种入库流量，对某一入库流量假定不同的坝前水位，根据水力学公式，推求出一组以入库流量为参数的水面曲线，

表 13-1　　某水库库容计算表

水位 Z (m)	水面面积 A (万m²)	平均面积 $\overline{A}$ (万m²)	高差 ΔZ (m)	分层库容 ΔV (万m³)	累计库容 V (万m³)
108	0	30.8	12	370	0
120	92.5	151	10	1510	370
130	219	294	10	2940	1880
140	375	467	10	4670	4820
150	565	655	10	6550	9490
160	750	862	10	8620	16040
170	979	1072	10	10720	24660
180	1167	1285	10	12850	35380
190	1407				48230

并计算相应的库容，计算至回水末端止，然后以水位为纵坐标，以入库流量为参数，以库容为横坐标，绘制动库容曲线。

用以上所求的动库容与相应水位下的静库容相加，即得水库总库容（见图13-4）。

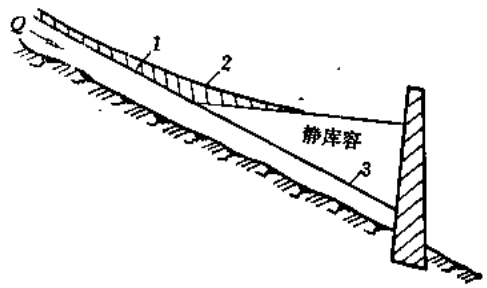


图 13-3　水库动库容示意图
1—楔形蓄量；2—入库流量为Q时的水库水面线；3—流量为Q的河流水面线

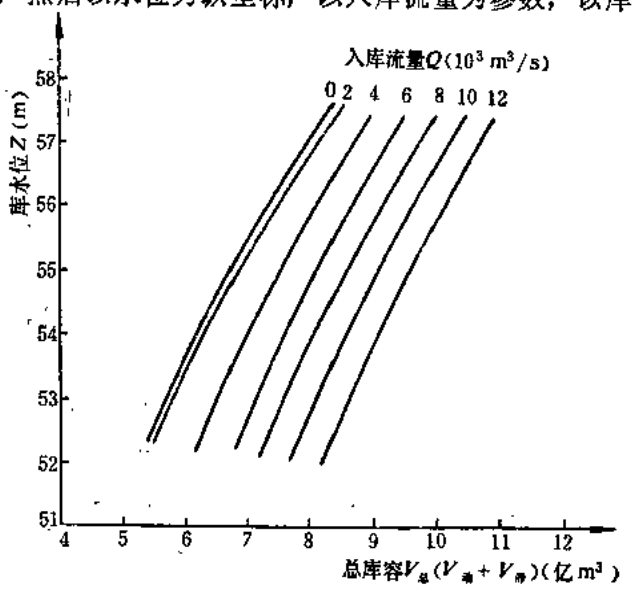


图 13-4　水库总（动＋静）库容曲线

二、水库的特征水位和特征库容

反映水库工作状况的水位称为特征水位。特征水位及其相应库容体现着水库利用和正常工作的各种特定要求，是规划设计阶段确定主要水工建筑物尺寸（如坝高、溢洪道宽度）及估算工程效益的基本依据。这些特征水位和相应库容（特征库容）如下。

1.死水位（$Z_{死}$）和死库容（$V_{死}$）

在正常运行情况下，允许水库消落的最低水位，称为死水位。死水位以下的库容称为死库容。死库容一般情况下是不能动用的，除非特殊干旱年份，为了保证紧要的供水或发电，经慎重研究，才允许临时动用死库容部分存水。

2.正常蓄水位（$Z_{蓄}$）和兴利库容（$V_{兴}$）

正常蓄水位是指水库在正常运行的情况下，为满足兴利部门枯水期的正常用水，在供水期开始时应蓄到的水位。正常蓄水位与死水位之间的库容，是水库实际可用于调节径流的库容，称为兴利库容。正常蓄水位与死水位之间的深度称为消落深度。如水库采用自由式溢洪的无闸门溢洪道，溢洪道的堰顶高程就是正常蓄水位（见图13-5）。如水库溢洪道上装有闸门，水库的正常蓄水位一般就是闸门关闭时的门顶理论高程，实际的门顶还要高一些（见图13-6）。

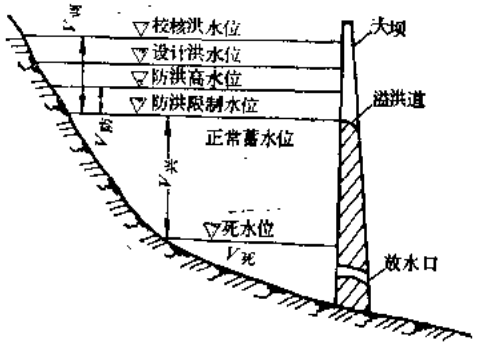


图 13-5 水库特征水位及特征库容示意图
（防洪和兴利不结合）

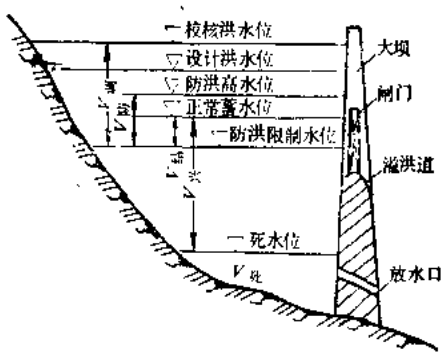


图 13-6 水库特征水位及特征库容示意图
（防洪与兴利部分结合）

3.防洪限制水位（$Z_{限}$）和结合库容（$V_{结}$）

水库在汛期洪水未到前允许蓄水的上限水位，称为防洪限制水位。这个水位以上的库容是作为滞蓄洪水的库容，只有在发生洪水时，为了滞洪，水库水位才允许超过防洪限制水位，当洪水消退时，如汛期未过，水库应尽快地泄洪，使水库水位迅速回降到防洪限制水位。在进行水库设计时，通常应根据洪水特性和水文预报条件，尽可能把防洪限制水位定在正常蓄水位之下，腾出部分兴利库容以容纳洪水，并在汛末拦蓄部分洪水尾巴以蓄满兴利库容。在这种情况下，防洪限制水位与正常蓄水位之间的库容，称为结合库容，兼作防洪与兴利之用，以减少专门的防洪库容。这样，水库溢洪道上装设闸门是设置结合库容的必要条件。

4.防洪高水位（$Z_{防}$）和防洪库容（$V_{防}$）

当水库下游有防洪要求时，下游防洪要求的设计洪水从防洪限制水位经水库调节后所达到的最高库水位，称为防洪高水位。它至防洪限制水位之间的库容称为防洪库容。

5.设计洪水位（$Z_{设}$）

当发生大坝设计标准洪水时，从防洪限制水位经水库调节后所达到的坝前最高水位，称为设计洪水位。

6.校核洪水位（$Z_{校}$）和调洪库容（$V_{调}$）

当发生大坝校核标准设计洪水时，水库坝前所达到的最高水位，称为校核洪水位。它至防洪限制水位之间的库容称为调洪库容。校核洪水位加上风浪高及安全超高，便是坝顶的高程。

7.总库容

在防洪与兴利部分结合的情况下，水库总库容为

$$V_{总}=V_{死}+V_{兴}-V_{结}+V_{调}$$

小型水库，特别是溢洪道上不设闸门的水库，正常蓄水位与防洪限制水位相同，没有结合库容，这时总库容为

$$V_{总}=V_{死}+V_{兴}+V_{调}$$

第二节　中小型水库设计标准

如果修建水库来解决灌溉用水，则应修多大的水库才能满足用水要求？由于河川径流的多变性，如果在很少出现的特枯水年份也要保证正常的用水要求，则需要有相当大的水库容积，由此不得不耗费很大的人力、物力和财力，显然是不经济的，也是不合理的。为了避免不合理的耗费，一般不要求在将来水库使用的全部时间内都能绝对保证正常用水，而是可以在非常情况下，允许一定的减少用水或断水，所以，要确定水库规模必须有一个设计标准。我国现行的灌溉设计标准有以下两种。

一、灌溉设计保证率

灌溉设计保证率是当前灌溉工程规划设计采用的主要标准。它的含义是，在干旱期作物缺水情况下，由灌溉设施供水抗旱的保证程度，可用灌溉用水全部得到满足的年数占计算总年数的百分数表示，即

$$P=\frac{正常供水年数}{总年数+1}\times 100\% \qquad (13\text{-}4)$$

例如灌溉设计保证率$P=80\%$，表示水库在长期运行中，平均每100年中有80年可由灌溉设施供水，保证遇旱不成灾，只有20年供水不足或中断。

灌溉设计保证率是规划设计中一个极其重要的指标，它反映需要工程供水的保证程度，直接影响工程规模及农业增产，因此必须慎重对待，全面考虑政治、经济和对人民生活的影响，结合灌区的水利及土壤资源情况、作物种类、气象水文条件、水量调节程度及国家对当地农业生产的规划等因素分析决定。我国《水利水电工程水利动能设计规范SDJ 11-77（试行）》中规定的灌溉设计保证率如表13-2所示。一般对灌溉设计保证率选用的

表 13-2　　灌溉设计保证率

地区	作物种类	灌溉设计保证率(%)
缺水地区	以旱作物为主	50～75
	以水稻为主	70～80
丰水地区	以旱作物为主	70～80
	以水稻为主	75～95

情况是：南方地区比北方地区为高；自流灌溉比提水灌溉为高；远景规划工程比近期工程为高；大型工程比中小型工程为高。

对于一个具体水库的规划，往往是在灌溉面积已定的情况下，先根据上述原则确定灌溉设计保证率，然后再通过水文水利计算确定水库兴利库容。有时，为了进行方案比较及技术、经济论证，还必须作出兴利库容～灌溉面积～灌溉设计保证率三变量关系曲线图，（见图13-7），作为选定灌溉设计保证率的参考。从图13-7可以看出：在灌溉面积一定的情况下，灌溉设计保证率定得越高，所需水库兴利库容越大，即工程规模越大；在灌溉设计保证率一定的情况下，灌溉面积越大，所需水库兴利库容也越大；在水库兴利库容一定的情况下，灌溉设计保证率越高，可灌溉的面积越小。这就需要进行多方面的比较，选定最经济合理而又符合国民经济发展长远利益的方案。

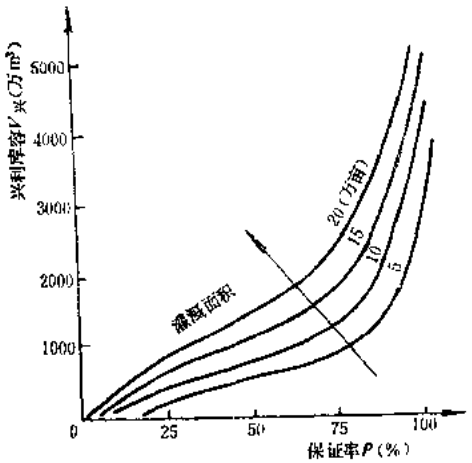


图 13-7　兴利库容～灌溉面积～保证率关系曲线

二、抗旱天数

抗旱天数是指依靠灌溉设施供水，可以抗御连续多少天无雨保丰收的天数。《水利水电工程水利动能设计规范SDJ11-17(试行)》中指出："采用抗旱天数作为灌溉设计标准的地区，旱作物和单季稻灌区抗旱天数可为30～50天，双季稻灌区抗旱天数可为50～70天。有条件的地方应予提高"。这种设计标准，在农田基本建设和一些小型灌区的规划设计中是常被采用的。但由于无雨日的确定有一些实际困难，以及这个标准还不便于与其它用水部门的保证率标准对照比较，故在大型灌区工程和综合利用工程的设计中较少采用。

第三节　水库水量损失及水库死水位选择

一、水库的水量损失

水库建成后，改变了天然河流的情况，形成人工湖泊，增加的蒸发损失和渗漏损失，统称为水库水量损失。

（一）水库的蒸发损失

修建水库前，除原河道有水面蒸发外，整个库区都是陆面蒸发。建成水库后，库区内原陆面面积变为水库水面的这部分面积，由原来的陆面蒸发变成为水面蒸发，因水面蒸发比陆面蒸发大，故蒸发损失就是指由陆面面积变为水面面积所增加的额外蒸发量，以$W_{蒸}$表示：

$$W_{蒸}=(E_{水}-E_{陆})A_{库}\times 1000 \qquad (13\text{-}5)$$

式中　$W_{蒸}$——一年内水库的蒸发损失量，m^3；

$E_{水}$——一年内水面蒸发深度，mm；

$E_{陆}$———年内陆面蒸发深度，mm；

$A_{库}$——水库计算面积，km^2，即水库实际水面面积与建库前水面面积之差。

其中，水面蒸发$E_{水}=KE_{皿}$，$E_{皿}$为水文站或气象站用蒸发皿所观测的资料，因蒸发皿面积小，观测值一般偏大，计算水库水面蒸发时应乘以小于1.0的折算系数K，由于蒸发皿型号及各地气候条件不同，K值应选用地区蒸发站试验数据。

陆面蒸发$E_{陆}$不易推求，一般用闭合流域水量平衡方程估算，即

$$E_{陆}=E_{0}=P_{0}-R_{0} \qquad (13\text{-}6)$$

式中 P_{0}——闭合流域多年平均年降水深度，mm；

R_{0}——闭合流域多年平均年径流深度，mm；

E_{0}——闭合流域多年平均年陆面蒸发深度，mm。

有些省、区的水文手册上刊有多年平均年陆面蒸发等值线图，可以查用。

在蒸发资料比较充分的情况下，要作出与来、用水对应的水库年蒸发损失系列，其年内分配即采用当年$E_{皿}$的年内分配。如果资料不充分，在长系列年调节计算时，或多年调节计算时，可采用多年平均的年蒸发量和多年平均的年内分配。

（二）水库的渗漏损失

建库后，由于水位抬高，水压力增大，水库中的蓄水通过能透水的坝身、闸门、库底及库岸四周向外渗漏，其渗漏量的大小决定于库区、坝址的地质及水文地质条件与施工质量。其值可根据水文地质条件，参考已建水库的实际渗漏资料，选用经验数据，作为估算渗漏损失的依据（见表13-3）。

表 13-3 计算渗漏损失的经验数值表

水文地质条件	月渗漏量与水库蓄水量之比（%）	年渗漏量与水库蓄水量之比（%）
优　良	0～1.0	0～10
中　等	1.0～1.5	10～20
恶　劣	1.5～3.0	20～40

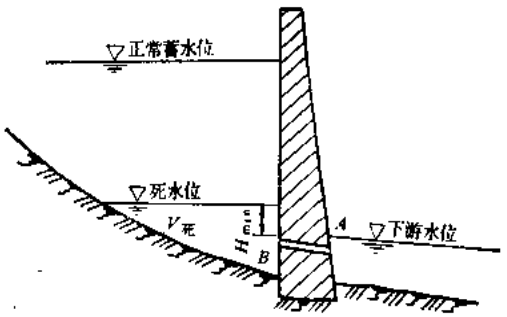


图 13-8 水库死水位

二、水库死水位选择

在以灌溉为主的水库规划设计中，一般是先确定死水位，然后通过兴利调节计算，求得兴利库容和正常蓄水位。死水位选择时，应考虑的主要因素是：

（一）保证自流灌溉必要的引水高程

自流灌溉对引水渠首的水面高程有一定要求（见图13-8中的A点），这个高程（即水库放水建筑物的下游水位）可根据灌区控制高程及引水渠的纵坡和渠道长度推算而得。根据放水建筑物的型式（有压涵管或无压隧洞）进行水力学计算，推求维持放水建筑物泄放渠道流量的最小水头H_{min}，加上A点高程，就得水库死水位。

（二）考虑水库泥沙淤积的需要

在河道上筑坝形成水库后，水深增大，水面坡度变缓，水流速度减小，水流挟沙能力

降低，导致水流中的部分悬移质和推移质泥沙在库区内沉淀，使水库库区不断淤积。在含沙量较大的河流上修建水库调节径流，必须考虑泥沙淤积对水库效益的影响。在水土流失严重的地区兴建中小型（特别是小型）水库，如果事先没有估算泥沙来量，规划设计中未能妥善安排拦沙、排沙措施，则在几次特大洪水以后，水库就有可能被泥沙淤满报废。因此在多沙河流上修建水库，必须考虑泥沙对水利工程的影响。

对一般泥沙淤积不太严重的河流，可用死库容作为淤沙库容，其容积大小可根据水库预期使用的年限计算确定。淤沙库容可能大于自流引水所要求的死库容，这时应选择两者中的较大者作为设计水库的死库容，其相应的水位就是死水位。

淤沙库容的计算，需要根据水库泥沙的运行规律、淤积过程等条件进行。但由于泥沙淤积过程的影响因素复杂，难以精确计算，并且中小水库一般泥沙资料不足，要详细计算水库中泥沙淤积量及淤积部位也有困难，所以常采用较简单的方法来估算，即假定河流携带的泥沙有一部分沉积在水库中，而且泥沙淤积呈水平状增长，计算水库使用T年后的淤沙总容积$V_{沙,总}$：

$$V_{沙,总}=T\cdot V_{沙,年} \tag{13-7}$$

年淤积量

$$V_{沙,年}=\frac{\rho_0 W_0 m}{(1-p)\gamma} \tag{13-8}$$

式中 T——水库正常使用年限，年，按规定小型水库$T=20\sim30$年，中型水库$T=50$年；

$V_{沙,年}$——多年平均年淤沙容积，m^3/年；

ρ_0——多年平均含沙量，kg/m^3；

W_0——多年平均年径流量，m^3；

m——库中泥沙沉积率，%；

p——淤积体的孔隙率，$p=0.3\sim0.4$；

γ——泥沙颗粒的干容重，kg/m^3。

式（13-8）仅对悬移质而言，若推移质所占比重较大，应作专门研究，粗略计算可将悬移质淤积量加大一些而得总的泥沙淤积量。一般平原河流，推移质所占比重较小，约为1%～10%；山溪河流则较大，可达15%～30%。

第四节 水库兴利调节计算原理及调节分类

一、水库兴利调节计算原理

水库兴利调节计算，是指利用水库的调蓄作用，将河川径流洪水期（或丰水年）的多余水量蓄存起来，以提高枯水期（或枯水年）的供水量，满足各兴利部门的用水要求所进行的计算，也就是水库蓄水量变化过程的计算。

水库从库空开始，当来水大于用水时水库蓄水，经过一段时间后蓄满；以后当来水小于用水时，水库开始放水，经过一段时间后放空。水库从放空——蓄满——放空的循环时间称为调节周期。调节计算时，将整个调节周期划分为若干个计算时段，按时段进行水量平衡计算。水库的时段水量平衡方程是：在任何一时段内，进入水库的水量和流出水库的

水量之差，等于水库在这一时段内蓄水量的变化。对于某一时段Δt的水库水量平衡方程可用下式表示：

$$\Delta V=(Q_{入}-q_{出})\Delta t \qquad (13\text{-}9)$$

式中 $Q_{入}$——计算时段Δt内的入库平均流量；

$q_{出}$——计算时段Δt内自水库取用或消耗的平均流量（包括各兴利部门的用水量、蒸发损失流量、渗漏损失流量及水库蓄满后产生的无益弃水流量等）；

ΔV——计算时段Δt内蓄水量的变化值，蓄水量增加时为正，蓄水量减少时为负。

计算时段Δt的长短，可根据调节周期的长短及径流和用水变化的剧烈程度而定。

根据水量平衡进行调节计算的方法，可以分为两大类，即时历法和数理统计法。

时历法是根据过去按时历顺序的流量资料进行调节计算，再将调节后的调节流量、水库水位、库容的多年变化情况，绘制成相应的频率曲线，再供设计选择，也就是先调节计算后频率统计的方法。

数理统计法是先将流量系列进行频率统计，用统计特征值来描述径流系列的多年变化，再按概率论原理和水量平衡进行调节计算，获得调节流量、多余、不足水量及水库蓄水等多年中的变化情况，以供决策，也就是先频率统计后调节计算的方法。

二、径流调节的分类

（一）按调节周期长短分

（1）日调节 河川径流在一昼夜间的变化基本上是均匀的，而某些部门的用水（如发电、灌溉），则白天和夜晚差异甚大。有了水库，就可把当天负荷少时的多余水量蓄存起来，增加当天负荷增长时的发电水量。其调节周期为一天（见图13-9）。

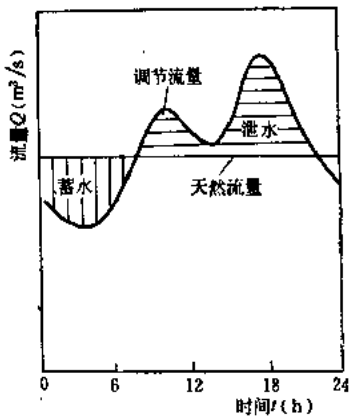


图 13-9 日调节示意图

（2）年调节 河川径流在丰水期和枯水期的水量相差悬殊，而用水部门如发电、灌溉等，在枯水期水量不足，丰水期水量过剩。这就要求在一年内进行天然径流的重新分配，这种分配称为年调节或季调节。其调节周期为一年。

（3）多年调节 河川径流的年际变化剧烈，枯水年份缺水，丰水年份余水。如将丰水年多余的水量蓄入库内，以补足枯水年水量的不足，这种调节就称为多年调节。其调节周期要长达好几年。

相对于一定的河流来水而言，如果蓄水容积越大，它调节的周期就越长，调节径流的程度也越完善。多年调节的水库可同时进行年调节和日调节。年调节水库也类似。

（二）按径流利用程度分

（1）完全年调节 将设计年内全部来水量完全按用水要求重新分配而不发生弃水的径流调节。

（2）不完全年调节 仅能存蓄丰水期部分多余水量的径流调节。

完全年调节和不完全年调节的概念是相对的，例如对同一水库而言，可能在一般年份

能进行完全年调节，但遇丰水年就可能发生弃水，只能进行不完全年调节。

第五节　年调节水库兴利调节计算

死水位选定以后，就可根据水库的来水及用水资料进行兴利调节计算。兴利调节计算所要解决的问题是：在来水、用水及灌溉设计保证率已定的情况下，计算所需要的兴利库容；或在来水、兴利库容、灌溉设计保证率已知情况下，核算水库实际供水能力（灌溉面积）；或在来水、兴利库容、供水能力（灌溉面积）已定的情况下，核算水库供水所能达到的保证率。这一章主要介绍第一类问题，即通过兴利调节计算求出兴利库容和正常蓄水位。只需要进行年调节就可以满足设计保证率供水要求的水库称为年调节水库。

一、年调节水库兴利调节计算的长系列法

年调节水库兴利调节计算的长系列法是：将水库坝址断面河流多年来水过程系列和灌区用水过程系列，逐年按时历列表法进行逐时段（月或旬）的水量平衡计算，其具体方法有不计水量损失及计入水量损失两种。前者常用于方案比较阶段，水库兴利库容的最后确定必须考虑水库的水量损失。

表 13-4　　列表法年调节计算（一回运用）　　单位：万m^3

年.月	来水量	灌溉用水量	来水量—用水量		早蓄方案		迟蓄方案	
			余水(+)	亏水(−)	水库月末蓄水量	弃水量	水库月末蓄水量	弃水量
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
					0		0	
1968.7	14920	7080	7840		7840		6070	1770
8	12260	4490	7770		15610		13840	
9	5420	1290	4130		19740		17970	
10	6240	1540	4700		24220	220	22670	
11	2420	870	1550		24220	1550	24220	
12	1080	1130		50	24170		24170	
1969.1	1120	1500		380	23790		23790	
2	1060	2280		1220	22570		22570	
3	1260	4410		3150	19420		19420	
4	2140	8470		6330	13090		13090	
5	2850	10220		7370	5720		5720	
6	3920	9640		5720	0		0	
合　计	54690	52920	25990	24220		1770		1770
校　核	54690−52920=1770		25990−24220=1770					

（一）逐年调节计算

1.不计水量损失的年调节列表计算法

【例1】 某水库一回运用时的年调节计算

设用水部门需水量（即水库调节流量）为已知[见表13-4第（3）栏]。该年的入库流量列于表13-4第（2）栏。表中第（1）栏为月份。在水利计算中一般不用日历年，而是采用水利年，即以水库蓄泄过程循环为一年的起讫点，例如取水库开始蓄水作为一年的起点。本例采用7月至次年6月作为水利年进行调节计算。水利年不一定每年正好12个月，调节计算时应根据实测流量资料确定。

表13-4中第（4）栏和第（5）栏，分别表示各月的余、亏水量（来水量与用水量的差值）。本例中12月至次年6月为亏水期，7个月总亏水量为24220万m^3，而7～11月为余水期，5个月总余水量为25990万m^3，余水期多余的水量超过亏水期所缺少的水量，也就是说为了保证全年各月的用水流量，水库在亏水期必须补充放水24220万m^3，所以余水期只需要蓄24220万m^3，即可满足本年用水需要。此数据即为该年所需库容。表示该年必须有这样大的库容，用以存蓄水量，否则本年亏水期7个月就不能正常供水。

显然，年来水量54690万m^3，应等于该年用水量与弃水量之和52920＋1770＝54690万m^3；该年余水量25990万m^3，应等于亏水量与弃水量之和24220＋1770＝25990万m^3，这些可作为列表计算的校核。

求得水库调节所需的兴利库容后，根据水库运行方式可得出水库各月的蓄水量变化情况[见表13-4中第（6）栏]及水库弃水情况[见表中第（7）栏]。

即使在来水和用水一定的条件下，由于水库操作方式不同，水库蓄水过程也可以不同，其差别主要反映在蓄水期。蓄水期水库的蓄水和弃水可以有许多种方式，但最终都能使蓄水期末水库蓄满，早蓄方案和迟蓄方案便是其中两种极端情况。早蓄方案是水库在蓄水期有余水就蓄，兴利库容蓄满后还有多余再弃水。早蓄方案一般采用顺时序计算。迟蓄方案是水库在蓄水期末水库保证蓄满的前提下，有多余的水先弃后蓄，迟蓄方案采用逆时序计算较为方便。在水库的规划设计中主要采用早蓄方案顺时序计算，而迟蓄方案的逆时序计算则多用于水库兴利调度图的编制工作（见第十七章第二节）。

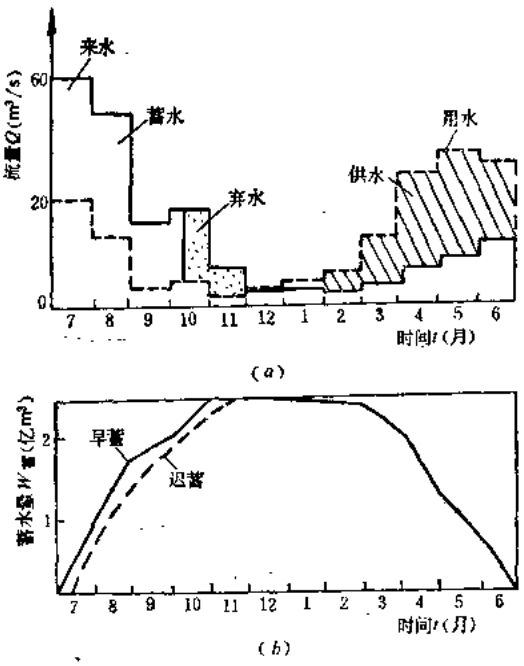


图 13-10 水库一回运用示意图

(a)来、用水过程；(b)蓄水过程

图13-10(a)为来水和用水过程，是根据表13-4中以m^3为单位的水量值换算成以(m^3/s)·月为单位的水量值后点绘而成。当计算时段Δt取为一个月时，由于一年内不同月份的天数

不同，所以每个计算时段的实际秒数并不相同。为简便计，一般采用常数值，即取平均值 $\Delta t=30.4$天$=2626560$秒。1(m³/s)·月$=1$m³/s$\times 2626560$s$=2626560$m³。将表13-4中的水量值除以2626560m³得流量值，点于图13-10(*a*)中。图中只画出了早蓄方案。图13-10(*b*)为水库蓄水过程，蓄水期分早蓄和迟蓄，供水期早蓄和迟蓄过程相同，相应数据见表13-4第（6）、（8）栏。

此例比较简单，一年中只有一个余水期和一个亏水期，称为一回运用。

【例2】 某水库多回运用时的年调节计算

由于来水和用水在年内分配不同，一年内可能有若干个余水期和亏水期。例如表13-5中就有两个余水期、两个亏水期。1月亏水量为610万m³，3～6月亏水量为31335万m³。这种情况如何确定该年所需库容呢？主要看两个亏水期中间余水期的余水量是否大于前后两个亏水期的亏水量。下面分两种情况说明如下。

1)如果余水量不同时小于两个亏水量，则所需库容为两个亏水量中的较大者。表13-5中的例子就属于这种情况，因此，库容等于3～6月的亏水量31335万m³。因1月份所亏水量可由2月份余水补充，故不需另设库容。表13-5中2月末为库满点，即2月末水库必须蓄水31335万m³，否则就不能保证该年3～6月的用水。6月末为库空点。此时兴利蓄水正好用完。表13-5中第(6)～(9)4栏系分析该年所需库容后，采用早蓄方案及迟蓄方案计算的水库蓄水过程和弃水过程。

表13-5　　列表法年调节计算（多回运用之一）　　单位：万m³

年.月	来水量	灌溉用水量	来水量—用水量		早蓄方案		迟蓄方案	
			余水(+)	亏水(−)	水库月末蓄水量	弃水量	水库月末蓄水量	弃水量
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1978.7	21140	8356	12784		0		0	3713
8	8560	2941	5619		12784		9071	
9	6390	930	5460		18403		14690	
10	7360	640	6720		23863		20150	
11	4500	2205	2295		30583	1543	26870	
12	1860	0	1860		31335	1860	29165	
1979.1	1320	1930		610	31335		31025	
2	1255	335	920		30725	310	30415	
3	1487	5204		3717	31335		31335	
4	2524	11169		8645	27618		27618	
5	3362	14416		11054	18973		18973	
6	4824	12545		7919	7919		7919	
合　计	64384	60671	35658	31945	0	3713	0	3713
校　核	64384−60671=3713		35658−31945=3713					

2）如果中间余水期的余水量同时小于前后两个亏水期的亏水量，则库容为三者（两个亏水量和其中余水量）的代数和，例见表13-6。从此表第（4）、(5)两栏数字可以看出，11月和3～6月为亏水期，其中12～2月为余水期，因其余水量既小于11月亏水量，又小于3～6月亏水量，这时，为满足该年全年的用水，库容必须等于11～6月余、亏水量的代数和，即$V=740+31497-532=31705$万m^3。该年10月末为库满点，即10月末水库必须蓄水31705万m^3，6月末为库空点，此时水库兴利蓄水量正好用完。表13-6中第（6）～（9）栏为分析该年所需库容后，采用早蓄及迟蓄方案计算的蓄水过程和弃水过程。

表 13-6　　列表法年调节计算（多回运用之二）　　单位：万m^3

年.月	来水量	灌溉用水量	来水量—用水量		早蓄方案		迟蓄方案	
			余水(+)	亏水(−)	水库月末蓄水量	弃水量	水库月末蓄水量	弃水量
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
					0		0	
1956.7	19750	3524	16226		16226		12022	4204
8	12340	3715	8625		24851		20647	
9	8260	610	7650		31705	796	28297	
10	4140	730	3408		31705	3408	31705	
11	2040	2780		740	30965		30965	
12	1510	1380	130		31095		31095	
1957.1	1070	975	95		31190		31190	
2	730	423	307		31497		31497	
3	1289	3826		2537	28960		28960	
4	2263	12015		9752	19208		19208	
5	3793	16044		12251	6957		6957	
6	4321	11278		6957	0		0	
合　计	61506	57302	36441	32237		4204		4204
校　核	61506−57302=4204		36441−32237=4204					

上述两种水库两回运用情况如图13-11所示。

2.计入水量损失的年调节列表计算法

在水库对来水进行调节以满足用水要求时，会同时产生各种水量损失。因此，水库实际所需的兴利库容应较前不计水量损失计算的库容适当增大，以抵偿这部分耗水，保证正常供水。

考虑水库水量损失计算兴利库容时，某一时段的水库水量平衡方程式可写成

$$\Delta V=(Q-q_{用}-q_{损}-q_{弃})\Delta t=W_{来}-W_{用}-W_{损}-W_{弃} \qquad (13\text{-}10)$$

由于水库的水量损失是在蓄水和供水过程中陆续产生的，而且与水库当时的蓄水量及

水面面积有直接关系。因此，只有知道了某时段初、末的水库蓄水量，才能确定该时段的水库损失量。实际上，时段末的水库蓄水量为未知值，所以要先假定某时段末的水库蓄水量，由此计算出水库损失量，再进行水量平衡计算求出时段末的水库蓄水量，如此值与开始假定的值不符，则重新假定，直到两者一致为止。由于这样做工作量大，所以常采用如下更为简便的方法进行计算。首先不考虑水量损失进行计算，近似求得各时段的蓄水情况，用各时段的水库平均蓄水量（包括死库容）算出各时段的损失量，然后用考虑损失的水量平衡方程式（13-10）逐时段进行计算。

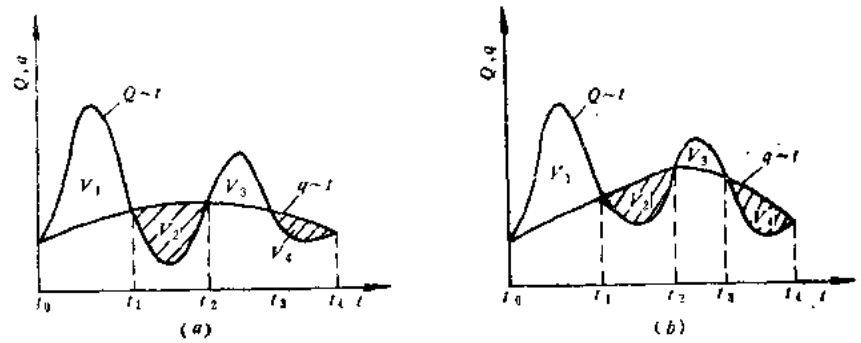


图 13-11 水库两回运用示意图
(a)第一种情况；(b)第二种情况

【例 3】 应用例 2 中表13-5的资料，进行计入水库水量损失时的年调节列表计算（见表13-7）。

（1）首先不考虑水量损失，计算各时段的蓄水量 表中第（1）～（5）栏即表13-5中的（1）～（5）栏，第（6）栏为表13-5中第（6）栏加死库容（4000万m^3）。

（2）考虑水量损失，用列表法进行调节计算 第（7）栏$\overline{V}=\frac{1}{2}(V_1+V_2)$，即各时段初、末蓄水量的平均值。

第（8）栏$\overline{A}$为与月平均蓄水量$\overline{V}$相应的水库月平均水面面积，可由第（7）栏的$\overline{V}$查水库的$Z\sim V$曲线和$Z\sim A$曲线得出。

第（9）栏蒸发损失标准由当年的实测蒸发资料计算面得。年蒸发损失深度$=KE_{皿}-E_{陆}$，并按当年各月蒸发皿蒸发量的分配比例分配到各月中去。其中$K=0.80$、$E_{皿}=1515$mm、$E_{陆}=x_0-y_0=1312.4-787.8=524.6$mm，故年蒸发损失深度$=0.8\times1515-524.6=687.4$mm。分配到各月后得当年的蒸发损失标准。

第(10)栏蒸发损失水量$W_{蒸}$=（8）栏×（9）栏÷1000。

第(11)栏为渗漏损失标准，由于库区地质及水文地质条件属中等，故按水库当月蓄水量的1%计。

第(12)栏渗漏损失水量$W_{渗}$=（7）栏×(11)栏。

第(13)栏损失水量总和$W_{损}$=(10)栏+(12)栏。

第(14)栏考虑水库水量损失后的用水量M=（3）栏+(13)栏。

第(15)栏为多余水量，当（2）栏－(14)栏为正时，填入此栏。

表 13-7　　计　入　损　失　的　年　调　节　计　算　表

年.月	来水量 $W_{来}$ (万m³)	灌溉用水量 $W_{用}$ (万m³)	来水—用水 余水(+) (万m³)	来水—用水 亏水(−) (万m³)	水库蓄水量 V (万m³)	月平均蓄水量 $\overline{V}$ (万m³)	月平均水面面积 $\overline{A}$ (万m³)	水库水量损失 蒸发 标准 (mm)	蒸发 $W_{蒸}$ (万m³)	渗漏 标准 (%)	渗漏 $W_{渗}$ (万m³)	总损失 $W_{损}=W_{蒸}+W_{渗}$ (万m³)	考虑损失后的用水量 $M=W_{用}+W_{损}$ (万m³)	$W_{来}-M$ 余水(+) (万m³)	$W_{来}-M$ 亏水(−) (万m³)	水库蓄水量 V' (万m³)	弃水量 $W_{弃}$ (万m³)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)	(17)	(18)
					4000											4000	
1978.7	21140	8356	12784		16784	10392	490	89.4	44		104	148	8504	12636		16636	
8	8560	2941	5619		22403	19294	752	87.4	66		190	263	3202	5857		21993	
9	6390	930	5460		27863	5135	910	61.5	56		251	307	1237	5153		27146	
10	7360	640	6720		34583	31223	1087	38.9	42		312	354	994	6366		33512	
11	4500	2205	2295		35335	31959	1198	27.1	33		350	383	2588	1912		35424	
12	1860	0	1860		35335	35335	1205	28.7	35		353	388	388	1472		36884	12
1979.1	1320	1930		610	34725	35030	1200	35.0	42		359	392	2322		1002	35882	
2	1255	335	920		35335	35030	1200	35.4	42		350	392	727	528		36410	
3	1487	5204		3717	31618	33477	1152	48.7	56	以当月水库蓄水量的1%计	335	391	5595		4108	32302	
4	2524	11169		8645	22973	27296	975	58.0	57		273	330	11499		8975	23327	
5	3362	14416		11054	11919	17446	690	97.0	67		174	241	14657		11295	12032	
6	4626	12545		7919	4000	7960	410	80.3	33		80	113	12658		8032	4000	
合　计	64384	60671	35858	31945				687.4	573		3128	3701	64372	33424	33412		12

注　$V_{死}=4000$万m³，校核　$\Sigma(2)-\Sigma(3)-\Sigma(13)-\Sigma(18)=64384-60671-3701-12=0$。

第(16)栏为不足水量，当(2)栏－(14)栏为负时，填入此栏。

(3)求水库的年调节库容　从(15)、(16)栏可以看出，水库为两回运用的情况，求得兴利库容V＝32884万m³，总库容＝32884＋4000＝36884万m³。

(4)求各时段水库蓄水及弃水情况　计算方法与不计水量损失的计算方法相同。

第(17)栏为加上死库容后的各时段水库蓄水量，反映水库的蓄、泄水过程。

第(18)栏为水库的弃水量。

(5)校核　水库经过充蓄和泄放，到6月末水库兴利库容应放空，即放到死库容4000万m³。另外，$\Sigma W_{来}-\Sigma W_{用}-\Sigma W_{损}-\Sigma W_{弃}=0$，本例计算结果64384－60671－3701－12＝0，说明计算无误。

由表13-7计算得该年的兴利库容$V_{兴}$＝32884万m³，比不计水量损失的$V_{兴}$＝31335万m³增大了1549万m³。这样计算得出的库容已接近实际一些。若要求更精确的成果，可将第(17)栏的水库蓄水量移作第(6)栏，用同样方法再作一次计算，就可得到比较满意的结果。

3.计入水量损失的简算法

在作初步设计时，或在水量损失所占总水量的比例不大的情况，可采用比较简单的近似计算法。根据不计水量损失计算求得的水库兴利库容，计算水库供水期的平均库容，即$\overline{V}=V_{死}+\frac{1}{2}V_{兴}$，由此值查水库$Z\sim V$和$Z\sim A$曲线，得出相应的水库平均水面面积，据此计算出水库供水期的蒸发和渗漏损失水量，将此损失水量与不计损失的兴利库容相加，即得计入损失的兴利库容值。蓄水期的损失水量也应考虑，以便检查扣除损失水量后的余水量是否能蓄满兴利库容。

如上例，不计损失的兴利库容为31335万m³，死库容为4000万m³，平均库容$\overline{V}=4000+\frac{1}{2}\times31335=19668$万m³，水库供水期1～6月的渗漏损失水量为19668×6×1%＝1180万m³，相应于平均库容的平均水面面积为753万m²，计算蒸发损失水量为1～6月蒸发损失标准×平均水面面积/1000＝(35.0＋35.4＋48.7＋58.0＋97.0＋80.3)×753/1000＝267万m³，水库总损失水量＝1180＋267＝1447万m³。计入损失后的库容为31335＋1447＝32782万m³，它与上例计入损失的详算成果32884万m³相差102万m³，两者十分接近。经计算，余水期的6个月(7～12月)，扣除水量损失后尚有余水33307万m³，足够充蓄兴利库容。

(二)设计库容的确定

假定有n年来水及灌溉用水资料，按上述方法进行每年的调节计算，得到n个年调节库容。然后按由小到大的次序排列，用经验频率分式$P=\frac{m}{n+1}\times100\%$求出相应每一库容的频率，点绘库容频率曲线，如图13-12所示。根据给定的灌溉设计保证率$P_{设}$，查$V\sim P$曲线即可求得相应的年调节设计库容$V_{设}$。因为根据此$V_{设}$来修建水库，在今后长期运行中，可保证$P_{设}$这些年份为了提供正常供水所需要的库容小于或等于$V_{设}$，也就是说对这些年

份而言，亏水期实际亏水量小于水库所能提供的水量。因此，这些年份肯定能保证正常供水而不遭受破坏。相反，还有（$1-P_{设}$）这些年份，来水很枯或年内分配很不利，为了保证正常供水，所需的库容要大于$V_{设}$，对这些特殊年份来说，亏水期实际亏水量超过水库所能提供的水量，因此这些年份肯定不能保证正常供水。如果实测资料（样本）能很好地代表总体，那么从长期运行角度来看，这样求得的$V_{设}$使正常供水得到保证的年数正好符合设计保证率。

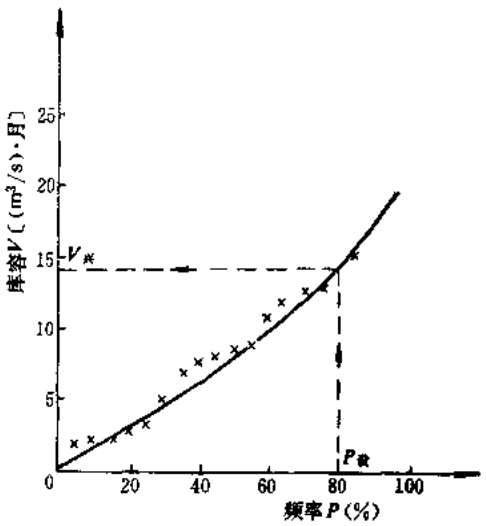


图 13-12　库容频率曲线

【例4】 已知某水库坝址断面的19年各月来水量及灌溉用水量的差值（见表13-8），已定灌溉设计保证率$P=80\%$，求年调节水库的兴利库容$V_{兴}$。

将19年的来、用水过程进行调节计算，得各年所需库容，列于表13-8中，其中属一回运用的有13年，属两回运用的有4年，还有1966～1967、1967～1968两年因年来水量小于年用水量，在年调节范围内水库供水遭到破坏，已不属于年调节范围，可以不计库容，但库容排列时应留有它们的位置。若要计算，这两年属多年调节，必须联系前一年或前几年的余、亏水量情况来确定多年调节库容。

将所得的19年的库容值，按由小到大排列，用经验公式$P=\frac{m}{n+1}\times 100\%$计算每一库容的经验频率，得库容频率曲线（见表13-9、图13-12）。由已定的灌溉设计保证率$P=80\%$，查曲线即可求得相应的年调节兴利库容$V_{兴}=14.0(m^3/s)\cdot$月。

由此可见，长系列法求得的年调节水库兴利库容（即设计库容），其设计保证率概念比较明确，成果比较可靠，所以凡条件许可，应力求按长系列法进行计算。

二、年调节水库兴利调节计算的代表年法

年调节水库兴利调节计算的长系列法需要较长系列（15年以上）的来水和用水资料。中、小型水库常常资料缺乏或不足，这种方法就不能应用。即使有较长的实测资料，因计算工作量大，在中、小型水库的规划设计中，也不太便于进行多方案比较，因而常采用实际代表年法或设计代表年法来进行调节计算，通过一年的调节计算，确定出符合灌溉设计保证率的年调节库容。

（一）实际代表年法

实际代表年法就是选用某种年型的实测来水过程及灌溉用水过程为代表，进行调节计算来推求水库的兴利库容及其蓄水、泄水过程的方法。

1.单一选年法

单以来水频率曲线为依据，选择符合或接近灌溉设计保证率、年内分配偏于不利的实际年来水过程和同年的年用水过程，作调节计算，推求水库的兴利库容（即设计库容）及

表 13-8　　某水库长系列来，用水量调节计算表　　单位：（m^3/s）月

年＼月	各月余缺水量												库容	年来水量	年用水量	备注
	11	12	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10				
1960～1961	2.10	1.16	1.33	3.40	8.02	3.96	4.55	10.3	−7.32	−0.81	6.58	9.80	8.13	54.74	11.67	
1961～1962	2.35	1.02	1.33	1.12	1.05	6.34	8.68	−7.42	−1.09	8.12	15.9	1.86	8.51	56.59	17.33	
1962～1963	2.14	2.38	0.91	0.63	0.81	9.31	21.7	0.84	−2.73	7.95	−3.01	−0.22	3.23	51.98	11.27	两回运用
1963～1964	2.35	0.91	2.52	6.02	4.97	8.30	9.80	14.6	6.79	−2.17	−1.24	2.91	3.41	69.48	13.72	
1964～1965	1.16	0.77	0.21	2.87	2.84	4.48	1.51	−7.04	−6.96	10.1	−1.09	2.52	14.00	29.96	18.59	两回运用
1965～1966	1.12	1.51	1.33	1.47	5.08	8.26	1.44	−2.17	7.21	−7.68	−4.69	−3.36	11.08	34.09	24.57	两回运用
1966～1967	−0.39	0.63	0.39	0.74	4.20	5.02	6.94	−3.80	−2.92	−6.06	−6.41	−3.10	(22.29)	20.85	25.61	多年调节
1967～1968	2.73	0.25	0.28	0.58	0.77	−0.60	7.35	−6.62	−2.03	−5.41	−6.34	0.07	31.35	18.07	27.06	多年调节
1968～1969	−0.53	0.88	4.52	8.44	4.73	3.36	4.20	1.26	45.6	5.60	−1.44	−0.58	2.02	91.07	15.03	
1969～1970	0.46	0.74	1.26	4.90	6.72	7.28	4.66	5.60	16.4	−3.96	−3.43	1.96	7.39	60.68	18.09	
1970～1971	2.07	3.50	3.11	8.82	11.5	4.62	11.1	−1.20	−4.24	2.87	7.88	3.47	5.44	71.36	17.86	
1971～1972	1.86	1.61	2.66	4.20	5.36	2.20	−0.56	9.73	8.50	−5.67	−3.56	1.61	9.23	43.72	15.78	两回运用
1972～1973	4.87	2.00	10.0	7.98	4.59	5.95	30.4	32.4	31.0	−6.79	−1.05	−0.38	8.22	137.20	16.23	
1973～1974	0.07	1.54	2.52	3.54	10.1	11.9	6.90	20.8	7.10	−0.84	−7.24	−3.71	12.25	64.51	11.83	
1974～1975	−0.16	0.35	0.07	0.67	12.8	8.54	21.7	18.6	1.26	10.4	13.8	−2.38	2.38	88.75	3.40	
1975～1976	0.77	0.39	2.03	5.60	4.30	6.69	14.6	1.50	16.0	10.6	−0.10	−2.14	2.24	70.02	9.78	
1976～1977	1.51	3.11	0.42	1.19	6.09	8.22	13.4	−2.44	−7.63	−1.02	9.84	5.32	11.09	53.62	15.61	
1977～1978	1.51	0.68	1.79	9.66	2.70	13.0	5.2	1.37	−1.44	−6.45	−2.62	−2.17	12.68	41.87	18.44	
1978～1979	1.05	1.33	1.89	0.77	7.84	8.61	28.3	10.9	−5.46	−5.84	−1.26	0.46	12.56	71.47	22.88	

表 13-9　　库容～经验频率表

序号	年份	库容 [(m³/s)·月]	$P=\frac{m}{n+1}\times100\%$	序号	年份	库容 [(m³/s)·月]	$P=\frac{m}{n+1}\times100\%$
1	1968～1969	2.02	5.0	11	1971～1972	9.23	55.0
2	1975～1976	2.24	10.0	12	1976～1977	11.09	60.0
3	1974～1975	2.38	15.0	13	1973～1974	12.25	65.0
4	1962～1963	3.23	20.0	14	1978～1979	12.56	70.0
5	1963～1964	3.41	25.0	15	1977～1978	12.68	75.0
6	1970～1971	5.44	30.0	16	1964～1965	14.00	80.0
7	1969～1970	7.39	35.0	17	1965～1966	16.12	85.0
8	1960～1961	8.13	40.0	18	1966～1967	22.29	90.0
9	1972～1973	8.22	45.0	19	1967～1968	31.81	95.0
10	1961～1962	8.51	50.0				

该年的蓄、泄水过程；或单以年用水频率曲线为依据，选择符合或接近灌溉设计保证率、年内分配偏于不利的实际年用水过程和同一年的年来水过程，作调节计算，推求水库的兴利库容及该年的蓄、泄水过程。现利用表13-8中19年的来、用水资料，分别以来水为主、用水相应及以用水为主、来水相应作 4 种频率的调节计算，成果列于表13-10中，并与长系列成果比较。由表13-10所列的对比库容可知：无论哪一种单一选年法计算的成果与长系列法计算的成果相比较，都有偏大或偏小的现象。因为单一选年法只考虑了来水（或用水）一个方面的因素，而忽略了另外一个方面的因素——用水（或来水），所以成果不稳定，而且库容的保证率概念不明确。

表 13-10　　单一选年法计算成果表

选年方法	来水为主、用水相应				用水为主、来水相应			
频率P(%)	70	75	80	85	70	75	80	85
相应年份	1971～1972	1977～1978	1965～1966	1964～1965	1977～1978	1964～1965	1978～1979	1965～1966
兴利库容[(m³/s)·月]	9.23	12.68	16.12	14.00	12.68	14.00	12.56	16.12
长系列法兴利库容[(m³/s)·月]	12.56	12.68	14.00	16.12	12.56	12.68	14.00	16.12

2.库容排频法

当各年灌溉用水量和来水量相关关系不密切时，可用库容排频法选择典型年推求所需的兴利库容。

在来水量频率曲线和用水量频率曲线上各选出 3～5 个接近灌溉设计保证率的实际年来、用水过程，并对其分别进行调节计算，求出它们所需的兴利库容。然后在选用频率范围内，各把 3～5 个库容按大小次序重新排位，求出对应于设计保证率的库容。为了便于比较，用表13-8的资料为例说明计算方法。

【例5】 统计 19年年来水量及年用水量，作年来水量频率曲线及年用水量频率曲线，

要求用库容排频法推求$P=80\%$的兴利库容。

在$P=80\%$左右各取一点如75%、85%，即在年来水量频率曲线上取用与$P=75\%$、80%、85% 3点对应的3个年份的实际来水过程及与3年来水同年的实际用水过程，分别进行调节计算，求得3个兴利库容，如表13-11中第（4）行前3个数，将3个库容按从小到大次序重新排位，如表13-11中第（5）行前3个数。同法在年用水量频率曲线上取用3点作类似的计算，也可求得3个年份的库容及重排库容，如表13-11所列。在两种情况的重排库容中查出与$P=80\%$对应的库容V_p为14.0$(m^3/s)\cdot$月。

表 13-11　　库容排频法计算成果表　　库容单位：$(m^3/s)\cdot$月

	频率曲线	(1)	来水频率曲线			用水频率曲线		
	选点频率P(%)	(2)	75	80	85	75	80	85
库容排频法	对应年份	(3)	1977～1978	1965～1966	1964～1965	1964～1965	1978～1979	1965～1966
	兴利库容	(4)	12.68	16.12	14.00	14.00	12.56	16.12
	重排兴利库容	(5)	12.68	14.00	16.12	12.56	14.00	16.12
长系列法兴利库容		(6)	12.68	14.00	16.12	12.68	14.00	16.12

将库容排频法计算成果与长系列计算成果进行比较，如表中第（5）、（6）行，可以看出在灌区中旱年以上如干旱年、特旱年等，两法成果一致，中旱年及中旱年以下库容排频法成果有误差。此法是长系列法的一种简化，它在一定程度上避免了以来水为主或以用水为主选取一个代表年的任意性，考虑了来、用水在某种干旱年份频率范围内的不同组合，具有比较明确的保证率概念，用于灌区干旱年、特旱年以上的年型，计算成果比较满意。

3.实际干旱年法——抗旱天数法

本法一般适用于资料缺乏的中小型水库。

通过对灌区历年旱情、河流水情和“抗旱天数”的调查及统计分析，根据规定的设计抗旱天数，选取实际旱情相当（指连续无雨天数与设计抗旱天数比较）或接近的几个年份作为设计典型年，用这些典型年的水库来水量和灌溉用水量进行调节计算，求得各年所需的库容，选取偏于安全的数值作为设计库容，这种方法计算的成果更能符合实际。但是，不易确定它的保证率。

（二）设计代表年法

设计代表年法的要点是按设计保证率选择一年的来、用水过程线，作为设计代表年，然后根据此设计代表年去进行调节计算，求得库容作为设计的兴利库容。这种方法的成果决定于所选的设计代表年。推求设计代表年过程线的方法，常用以年水量为控制的同倍比法，其方法及步骤如下。

1）先对坝址断面设计站或参证站或灌区各水文年的年来水量及年用水量进行频率计算，求得年来水量及年用水量的经验或理论频率曲线，或均值、C_v、C_s 3个参数。若无较长系列的年月来水资料，则可根据该地区《水文手册》中年径流统计参数等值线图查得。

2）由年来水、年用水频率曲线求得相应于灌溉设计保证率的设计年来水量$W_{来,p}$及设计年用水量$W_{用,p}$。

3）从实测资料中选择年来水量接近$W_{来,p}$、年用水量接近$W_{用,p}$，且年内分配具有代表性的一年（或几年）作为典型年，其年来水量为$W_{来,典}$，年用水量为$W_{用,典}$。

4）计算缩放倍比$K_{来}=\frac{W_{来,p}}{W_{来,典}}$及$K_{用}=\frac{W_{用,p}}{W_{用,典}}$，再用此$K_{来}$、$K_{用}$值分别乘该典型年各月来水量及各月用水量，即得设计代表年的来、用水过程。

5）对所推求的设计代表年进行调节计算，求得兴利库容（即设计库容）。如由所选择的几个设计代表年求得的结果不一致，为安全起见，可选对工程较为不利的一年，即调节计算得出较大库容的一年作为设计代表年。

对于中小型灌溉水库的设计，选出符合上述要求的典型年可能比较容易。但如果水库以上流域与灌区不在同一气候区内，且来水与用水关系不很密切，则典型年的选择可能有困难。在这种情况下，可选几个典型年，并按$W_{来,p}$与各年来水量之比缩放各年的来水过程线，按$W_{用,p}$与各年用水量之比缩放各年的用水过程线，对相应的来、用水过程进行调节计算后，分析确定一个较大的库容作为设计的兴利库容。

必须指出，设计代表年法采用来、用水同频率只有在各年来、用水之间有较好相关关系时才是正确的，否则由此求得的兴利库容不一定符合设计保证率。

在我国干旱地区灌溉用水比较固定（灌溉用水各年相差不多），可以采用以来水为主的同倍比缩放法确定来水过程，再与固定用水过程配合计算兴利库容。但我国湿润地区及半湿润地区，农业用水各年不同，调节计算必须考虑来、用水组合。

年调节计算的代表年法和长系列法，在调节计算的原理和方法上是基本相同的，只是在设计代表年法中计算蒸发损失标准时略有一些差别。在长系列法和实际代表年法中，$E_{损}$是水文站或气象站当年所观测到的蒸发皿蒸发量，而在设计代表年法中，$E_{损}$则应采用符合设计条件的年蒸发量，一般是采用实测系列中最大的或较大的年蒸发量，其年内分配则常采用多年平均的年内分配。

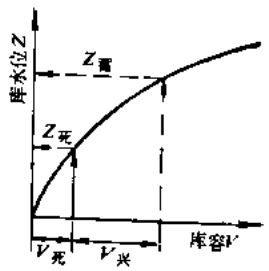


图 13-13 从水库Z～V曲线上求$Z_{蓄}$

三、正常蓄水位的确定

确定了水库的兴利库容后，加上死库容就得两者之和的库容，用此库容在水位～容积曲线上可查得相应的正常蓄水位（见图13-13）。

第六节 多年调节水库兴利调节计算的长系列法

一、多年调节计算长系列时历法的基本概念

由水量平衡原理可知，当年用水量小于设计保证率相应的年来水量，水库只需蓄当年汛期一部分多余水量就能够补充枯水期的水量不足，这就是年调节水库，如年用水量增

大，或设计保证率提高，致使设计保证率的年来水量小于年用水量，这时单纯依靠这年的来水调节，就不可能满足正常供水。为了满足正常供水，必须跨年度调节，把丰水年多余水量蓄存起来，以补充枯水年的水量不足，这种将丰、枯水年份的年径流量及径流年内变化都加以重新分配的调节，称为多年调节。例如河南某水库，如果灌溉面积由65万亩扩大到120万亩，则设计年灌溉用水量应为54300万m^3，而设计年径流量却只有38440万m^3，兴建年调节水库显然不能满足用水要求，因此，必须兴建多年调节水库。

多年调节计算长系列法的基本原理和步骤与年调节计算相似，即先通过逐年调节计算，求得每年所需的库容，再进行频率计算，以求得满足设计保证率要求的兴利库容。只是多年调节水库要经过若干个连续丰水年才能蓄满，经过若干个连续枯水年才能放空。因此，完成一次蓄泄循环往往需要很多年。在这种情况下，确定某些年份所需的兴利库容时，不能只以本年度缺水期的不足水量来定库容，还必须联系前一年或前几年的不足水量情况进行分析，即取决于连续枯水年组的总亏水量。为此，用时历法进行多年调节计算时，所需要的水文资料远较年调节为长，一般应具有30年以上，且是能较好地代表多年变化情况的径流资料，否则所得结果不可靠。

图13-14绘出了多年的来水过程线和相应的用水过程线。从图中可以看出，第1、2、3调节年度是丰水年，来水大于用水，各年所需兴利库容分别为V_2、V_4、V_6，而第4～7年为连续枯水年组。确定第4年的兴利库容时，应与前面第3年的余、亏水情况一起分析考虑，即第3、第4两年组成为一个大调节年，然后用相当于两回运用情况的分析，即中间余水期的余水量同时小于前后两个亏水期的亏水量，所以第4年的兴利库容为三者（两个亏水量和其中余水量）的代数和，即$V_{兴4}=V_4+(V_3-V_7)$。确定第5年的兴利库容，要和前面第3、第4年的余、亏水情况一起考虑，相当于三回运用的情况，其中V_9同时小于前后两个亏水量V_8、V_{10}，所以第5年的$V_{兴5}=V_6+(V_3-V_7)+(V_{10}-V_9)$。同理，第6年的$V_{兴6}=V_6+(V_3-V_7)+(V_{10}-V_9)+(V_{12}-V_{11})$，第7年的$V_{兴7}=V_6+(V_3-V_7)+(V_{10}-V_9)+(V_{12}-V_{11})+(V_{14}-V_{13})$。

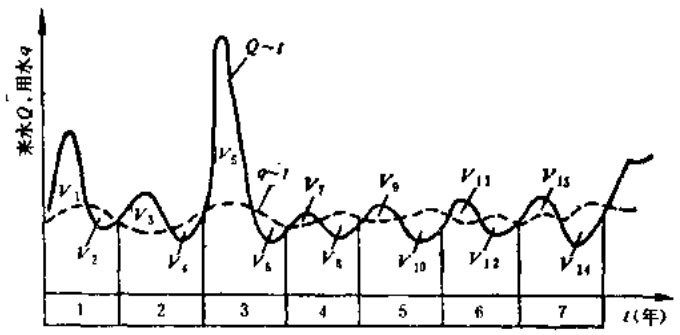


图 13-14 来、用水过程线

二、计算逐年兴利库容的列表法

【例6】 湖北省某水库具有24年实测年径流资料，经分析此年径流系列具有一定的代表性。各年余、亏水量的统计数字如表13-12所示。其中1952～1953、1954～1955、

1956～1957、1957～1958、1958～1959、1959～1960、1960～1961、1961～1962、1964～1965、1965～1966、1971～1972、1973～1974年为多年调节。

应该注意，调节年度的划分不应硬性规定，须视每年的余、亏水情况分析定出。如1950～1951年调节年的蓄泄过程只有11个月，其中1951年8～9月为缺水段。如1970～1971年调节年的蓄泄过程有13个月，其中1971年8～9月为缺水段。又如1956～1957调节年原为13个月，但因该年余水854.9万m^3小于亏水10261.9万m^3，故应将1955～1956年一起考虑，并由1956年9月～1957年11月这个连续缺水段来计算该年所需要的库容V=10261.9+3279.7−854.9=12686.7万m^3。但因1955～1956年余水量12344.0万m^3小于此库容12686.7万m^3，不能满足1956～1957年缺水的需要，故仍需往前考虑到1954～1955年。因该年余水量也小于亏水量，又需往前考虑到1953～1954年。因为1953～1954年有剩余水量17781.1−2159.2=15621.9万m^3，足够补充以后几年的亏水，故1953～1957年为连续四年的多年调节。

把由多年调节计算所得的多年调节库容，填入表13-12的第(6)栏，则按此表的库容值，计算并绘制的库容频率曲线就是考虑多年调节后的成果，从中便可求出已知P的设计库容V_p。

三、计算逐年兴利库容的差量累积曲线法

【例7】 用例5的资料，用差量累积曲线法求各年的兴利库容。

1）根据用水量，将各水利年划分为余水期和亏水期。

2）求各年余水期的余水量和亏水期的亏水量，并按时序计算累积值，如表13-12中第(5)栏所示。

3）以Σ(来水量−用水量)为纵坐标，以时序为横坐标，点绘水量的差量累积曲线，如图13-15所示。图中横坐标50、51……73分别代表表13-12中的1950～1951、1951～1952、……、1973～1974年。

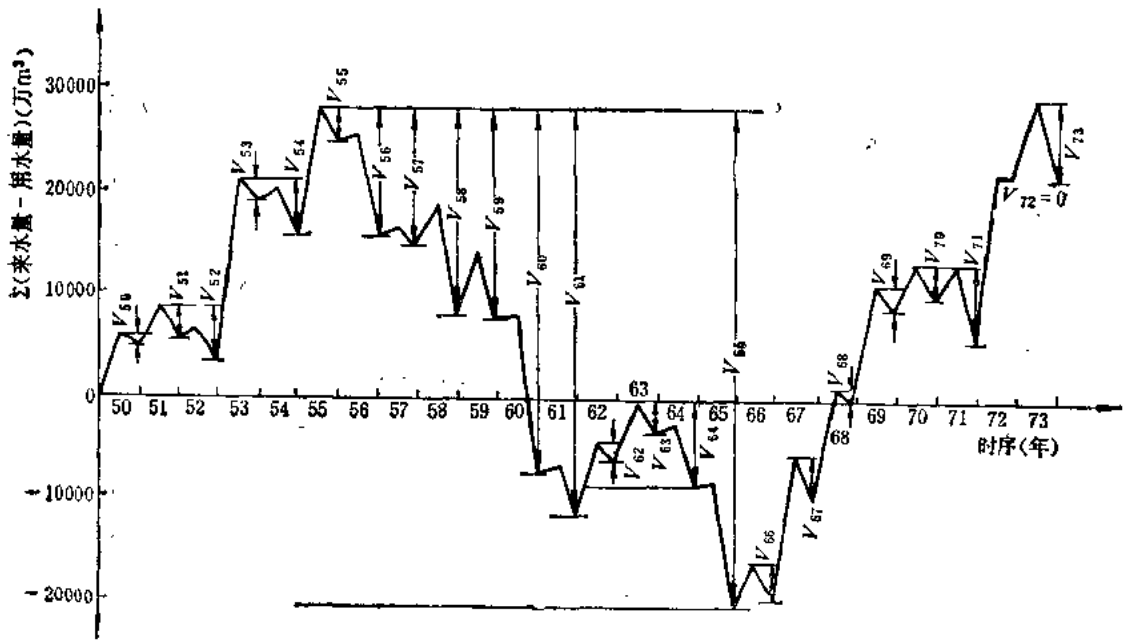


图 13-15 多年来、用水量的差量累积曲线

4）在差量累积曲线上，每年从亏水期末向前作水平线与差量累积曲线第一次相交即停止；此水平线与差量累积曲线间的最大纵坐标差值，即为该年所需库容。

显然，上述作图步骤就是判别余水量和亏水量的过程，所作水平线与差量累积曲线交在何处，即表明到此处为止，Σ余水量已大于Σ亏水量，不需要再向前考虑，其最大纵坐标差值就是最大累积亏水量。

表 13-12　　某水库逐年余、亏水量统计表

年份	起讫时间（月份）	余水量（+）（万m³）	亏水量（−）（万m³）	累积水量（万m³）	库容（万m³）	年份	起讫时间（月份）	余水量（+）（万m³）	亏水量（−）（万m³）	累积水量（万m³）	库容（万m³）
（1）	（2）	（3）	（4）	（5）	（6）	（1）	（2）	（3）	（4）	（5）	（6）
1950～1951	11～7	5744.5		0	974.5	1962～1963	11～8	6932.9			1611.0
	8～9		974.5	5744.5			9～10		1611.0	−4627.6	
1951～1952	10～5	3722.2		4770.0						−6238.6	
	6～8		3188.0	8492.2	3188.0	1963～1964	11～7	6137.3		−101.3	3628.5
1952～1953	9～3	1215.1		5304.2			8～9		3628.5	−3729.8	
	4～10		3365.7	6519.3	5338.6	1964～1965	10～2	1114.3		−2615.5	8724.9
1953～1954	11～8	17781.1		3153.6			3～9		6210.7	−8828.2	
	9～10		2159.2	20934.7	2159.2	1965～1966	10～3	430.0		−8396.2	48259.0
1954～1955	11～8	1523.3		18775.5			4～10		12015.2	−20411.4	
	9～12		4795.2	20298.8	5431.1	1966～1967	11～6	4321.1		−16090.3	3463.9
1955～1956	1～8	12344.0		15503.6			7～9		3463.9	−19554.2	
	9～10		3279.7	27847.6	3279.7	1967～1968	10～7	13718.2		−5836.0	4338.9
1956～1957	11～6	854.9		24567.9			8～10		4338.9	−10174.9	
	7～11		10261.9	25322.8	12686.7	1968～1969	11～8	11198.9		1024	639.2
1957～1958	12～8	1433.3		15160.9			9～10		639.2	384.8	
	9		2319.3	16594.2	13572.7	1969～1970	11～7	10430.1		10814.9	2381.7
1958～1959	10～6	4643.7		14274.9			8		2381.7	8433.2	
	7～10		11278.4	18918.6	20207.4	1970～1971	9～7	4466.9		12900.1	3504.0
1959～1960	11～7	6300.4		7640.2			8～9		3504.0	9396.1	
	8～10		6690.9	13940.6	20597.9	1971～1972	10～6	3348.2		12744.3	7453.7
1960～1961	11～3	149.2		7249.7			7～9		7297.9	5446.4	
	4～10		14903.2	7398.9	35351.9	1972～1973	10～9	16044.7		21491.1	0
1961～1962	11～2	659.1		−7504.3					0	2149.1	
	3～10		4715.3	−6845.2	39408.1	1973～1974	10～6	7522.8		29013.9	7831.5
				-11560.5			7～10		7831.5	21182.4	

当然，也可不必如表13-12那样划分水利年，分析余水期和亏水期，可直接逐月计算和点绘差量累积曲线。这样做的优点，在于可省去判别和分析，缺点是绘制差量累积曲线的工作量较大。

四、试算法

在多年调节的长系列时历法中，为了避免逐年分析库容的麻烦，除可使用上述差量累积曲线法外，还可以使用试算法。试算法是先假定一个兴利库容，逐时段连续调节计算，统计用水被破坏的年数来计算保证率。如果计算的保证率与规定的设计保证率相符，则假定的库容就是多年调节的兴利库容。这种方法称为试算法，计算的表格与年调节时历法基本相同。这种计算方法，一般是从水库蓄满（正常蓄水位）或水库放空（死水位）开始，逐月进行水量平衡计算，遇到余水就蓄，蓄满了还有余水就作弃水处理；遇亏水就供水，直到$V_{兴}$放空时还缺水，就算这年供水不足遭受破坏，然后从下一年的蓄水期开始再继续进行计算，直到全系列操作完，统计出供水被破坏的年数，计算供水保证率$P(\%)$

$$P=\frac{\text{计算总年数}-\text{破坏年数}}{\text{计算总年数}+1}\times 100\% \qquad (13\text{-}11)$$

若计算的供水保证率不等于设计保证率，则另假定库容，重复上述计算过程，直到两者相等为止。举例说明如下。

【例8】 某多年调节水库，具有1950年7月～1973年6月来、用水资料，已知死库容为7000万m^3，用试算法求$P=75\%$的设计兴利库容。

1）将历年来、用水资料按时历列表逐月计算出余水量及亏水量，如表13-13中的第（4）、（5）栏。

2）假定库容为56600万m^3，从1950年7月初水库蓄水量为0（即死库容）开始起调，计算各月蓄水量如摘录试算。表13-13中1966年5～6月蓄水为－2578及－10216万m^3，即指水库放空后尚差的水量；经7～8月水库蓄水，至9月库满后还有多余水量，所以产生废弃水量为54023＋4933－56600＝2356万m^3，填入表13-13中第（6）栏，各月蓄水量填入表中第（7）栏。

3）统计24年中蓄水量为负值的年数为5年，计算保证率：

$$P=\frac{24-5}{24+1}\times 100\%=76\%$$

计算保证率等于或接近等于设计保证率75%，所以该多年调节水库的设计兴利库容为56600万m^3。

为了避免多次试算的盲目性，可将试算得到的几个$V_{兴}$与P的对应数据点成如图13-16的$V_{兴}$～P曲线，以设计保证率$P_{设}$查此曲线即得设计兴利库容$V_{兴,设}$。

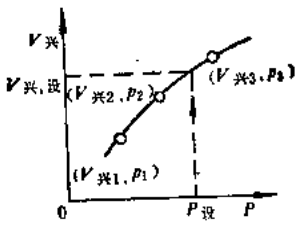


图 13-16 $V_{兴}$～P曲线

五、多年调节水库水量损失的计算

多年调节水库的水量损失计算，一般采用近似计算法。首先以不计水量损失时初定的兴利库容，

表 13-13　　长系列时历列表试算法部分计算（摘录）表　　单位：万m^3

年.月	来水量	用水量	来水量—用水量		弃水	水库蓄水量	备注
			余水(+)	亏水(−)			
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
⋮						⋮	
⋮						⋮	
1965.6						31070	
7	448	8215		7767		23303	
8	7670	7472	198			23501	
9	921	4838		3917		19584	
10	780	3711		2931		16653	
11	383	4155		3772		12881	
12	220	1976		1576		11305	
1966.1	130	350		220		11035	
2	160	350		190		10895	
3	622	350	272			11167	
4	170	7079		6309		4258	
5	113	6949		6836		−2578	供水被破坏
6	1130	8768		7638		−10216	供水被破坏
7	50710	8215	42495			42495	
8	19000	7472	11528			54023	
9	9771	4838	4933		2356	56600	蓄满弃水
10	1940	3711		1771		54829	
11	893	4155		3262		51567	
12	470	1976		1506		50061	
1967.1	240	350		110			
2							
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	

计算水库多年平均蓄水容积及多年平均水面面积，并计算出多年平均的逐月蒸发损失和渗漏损失（计算方法与年调节水库基本相同）；然后在水库用水系列中，逐年逐月加入这一水量损失，即得历年毛用水系列；最后以来水系列与毛用水系列相配合，逐年计算出水库的兴利库容，再作库容频率曲线，按设计保证率求得计入水量损失的兴利库容。也可在来水中扣除，重新进行调节计算，方法同前。

【例9】 某水库有24年来、用水资料，灌溉设计保证率为75%，死库容为708万m^3，不计水量损失算得的多年调节兴利库容为 12600 万 m^3。试求该水库多年平均的逐月水量损失。

水库每月的水量损失为月蒸发损失和渗漏损失之和，为了计算简便，计算损失时均以平均蓄水容积和平均水面面积来计算。平均蓄水容积 $\overline{V}=V_{死}+\frac{1}{2}V_{兴}=708+\frac{1}{2}\times 12600$ =7008 万 m^3，而相应的水面面积由水库水位～容积曲线和水位～面积曲线查得 $\overline{A}=6.35km^2$。月渗漏损失标准取多年平均蓄水容积的0.5%，即月渗漏损失=7008×0.005=35.0万m^3；月蒸发损失标准等于多年平均的各月蒸发损失深度，以此深度乘以多年平均

表 13-14　　某水库多年平均水量损失计算表

月　份	蒸发损失标　准（mm）	蒸发损失（万m³）	渗漏损失（万m³）	水库总损失水量（万m³）	月　份	蒸发损失标　准（mm）	蒸发损失（万m³）	渗漏损失（万m³）	水库总损失水量（万m³）
1	14.5	13.5	35.0	48.5	8	48.6	45.5	35.0	80.5
2	15.8	14.7	35.0	49.7	9	36.9	34.5	35.0	69.5
3	12.0	11.2	35.0	46.2	10	33.2	31.0	35.0	66.0
4	5.7	5.3	35.0	40.3	11	16.0	14.9	35.0	49.9
5	11.9	11.1	35.0	46.1	12	14.3	13.4	35.0	48.4
6	36.0	33.7	35.0	68.7	全　年	283.5	264.9	420.0	684.9
7	38.6	36.1	35.0	71.1					

水面面积，即得多年平均的各月蒸发损失量（见表13-14）。

多年调节水库水量损失的计算也可用详算法，即各年各月采用不同的蒸发损失标准，并采用不同的水库蓄水容积和水面面积。

六、对多年调节长系列时历法的评价

利用时历法进行多年调节计算的优点是：概念清楚，推理简便，能直接求出多年调节的兴利库容及水库的蓄、泄水过程，适用于不同的用水情况。当具有较长系列（资料年数 $n>30$年）的来、用水资料时，计算成果精度较高。大、中型灌溉水库的规划、设计及管理阶段常采用这种方法。但当资料系列较短或代表性较差时，会产生较大的误差。在这种情况下，可以利用确定性流域水文模型由降雨资料展延各年各月的径流量系列，同时也利用这些降雨资料，考虑作物生长期的耗水量，推求各年各月的灌溉用水量系列。

第七节　多年调节水库兴利调节计算的数理统计法

一、概述

在多年调节中，由于调节周期可长达几年至十几年，即使有较长的水文资料，多年调节循环的数目也不多。因此，用时历法根据不太长的实测系列计算的结果，往往带有一定的偶然性，不能正确反映水库未来工作的一切可能情况。特别是当用水保证率和调节程度较高时，用时历法来考虑稀遇的径流变化和组合情况就更为困难。

由于径流的年际变化服从随机事件的统计规律，故可以用包含几个统计参数Q_0、C_v、C_s等的频率曲线来描述其变化特性，其统计规律可移用于今后。根据水量平衡和频率组合的原理，可推求水库多年的工作情况。

目前国内外常用的多年调节数理统计法的计算方法可分为两大类：一类是把总库容划分成多年库容$V_{多年}$和年库容$V_{年}$两部分，分别计算这两部分库容后再相加得总库容，这类方法被称为合成总库容法；另一类是同时考虑径流的年际和年内变化，一次求出总的兴利库容，称为直接总库容法。

为了计算上的方便，以及对水量不同河流的径流调节特性进行比较，在多年调节数理统计法计算中使用了一些以多年平均径流量W_0为量度单位的相对系数，其中有

（1）来水量用模比系数K　$K_i=\frac{W_i}{W_0}$，W_i为第i年的年径流量。

（2）用水量采用调节系数α　$\alpha_i=\frac{M_i}{W_0}$，M_i为第i年的年用水量。若为固定用水，即用水量各年不变，则$\alpha=\frac{M}{W_0}$。

（3）库容采用库容系数β　$\beta=\frac{V}{W_0}$，V为库容。在合成总库容法中，$\beta_{多年}=\frac{V_{多年}}{W_0}$；$\beta_{年}=\frac{V_{年}}{W_0}$。

二、合成总库容法

如上所述，合成总库容法的兴利库容由多年库容和年库容两部分组成，因此，水利计算的任务也就可以分为独立的两部分，即多年库容用数理统计法计算，年库容用时历法进行计算。在灌溉水库进行多年调节时，最常用而最简单的求多年库容的统计法是查算普列什柯夫的固定用水多年调节线解图。当灌溉用水为变动用水时，则应先将变动用水多年调节计算转化为固定用水多年调节计算，再使用固定用水多年调节线解图进行查算。下面将分别介绍上述内容。

（一）数理统计法的基本原理和方法

用数理统计法进行多年调节计算的基础是频率组合方法。频率组合是研究两种（或几种）随机变量联合影响下的某一现象的频率分布情况。例如，在多年调节计算中，连续两年的来水组合计算、来水与用水组合计算等就是这样的问题。进行频率曲线的组合计算有3种常用的方法，即频率曲线组合的近似计算法、图解法和理论分析法。两变量间可以是相互独立的，也可以存在一定的相关关系。现在先从无相关关系的频率组合着手进行分析。

1.频率曲线组合的近似计算法

设有x及y两独立随机变量，例如x表示干流年径流量，y表示支流年径流量，它们的多年变化规律可用频率曲线表示[见图13-17（a）、（b）]。现需推求干支流会合点以下年径流量$z=x+y$的多年变化规律。

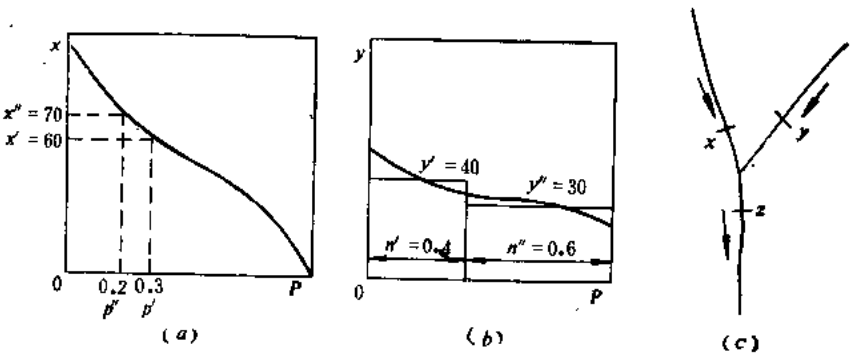


图 13-17　频率曲线的组合分析

（a）x频率曲线；（b）y频率曲线；（c）干支流组合图

1）为便于计算，先将其中某一条频率曲线，例如y变量的频率曲线用若干个阶梯来近似，阶梯的数目视精度要求及频率曲线的形状而定。为便于说明，现只以分为两个阶梯y'和y''来近似，其出现的频率分别为n'和n''。

2）由于y只可能有两种值y'和y''，因此所有$z\geqslant z_1$的事件，也只可能有两组。第一组是由y'和相应的各种$x\geqslant x'$（$x'=z_1-y'$）同时出现造成的。由于x和y是相互独立的，两独立事件同时出现的概率为其概率相乘，故出现第一组的概率为$p'_{z_1}=p'\cdot n'$。同理，$z\geqslant z_1$的事件也可由y''和相应的各种$x\geqslant x''$（$x''=z_1-y''$）同时出现而造成，其概率$p''_{z_1}=p''\cdot n''$。

3）因为$z\geqslant z_1$只可能有此两种情况，而这两种情况是互斥的。根据互斥事件的概率相加定理得

$$p_{z_1}=p'_{z_1}+p''_{z_1}=p'n'+p''n'' \qquad (13\text{-}12)$$

【例10】 $z=x+y$，$z_1=100$，其它条件如下，求$z\geqslant z_1$的概率。

$z_1=100$，由于y只可能出现$y'=40$及$y''=30$，其出现概率(即阶梯宽)分别为$n'=0.40$和$n''=0.60$。因此，所有出现$z\geqslant 100$的事件只可能有两种：第一种是y出现$y'=40$（$n'=0.40$），而x出现$x'\geqslant z_1-y'=100-40=60$（$p'=0.30$）；第二种是$y$出现$y''=30$（$n''=0.60$），而$x$出现$x''\geqslant z_1-y''=100-30=70$（$p''=0.20$）。出现第一种事件的概率为$p'n'=0.30\times 0.4=0.12$，出现第二种事件的概率为$p''n''=0.20\times 0.6=0.12$，因此，$z\geqslant z_1$总的出现概率为

$$p(z\geqslant z_1)=p'n'+p''n''=0.12+0.12=0.24$$

4）这样仅完成了频率曲线上的一个点，在z的可能变化范围内取若干个不同的z_1值，用同样的方法可以求得相应的出现频率，就可点绘成组合变量z的频率曲线。

2.图解法

在实际工作中，上述频率组合计算常通过简单的图解法来实现。

1）将频率曲线中的一条用阶梯来近似，如图13-17（b）中的$y\sim P$用两个阶梯来近似。

2）将另一条频率曲线$x\sim P$的横坐标按y的各阶梯宽n'和n''压缩，即进行概率相乘运算。

3）将横坐标压缩后的$x\sim P$分别迭加到相应的y'和y''的阶梯上，即作$z=x+y$运算。

4）将迭加后的两频率曲线的横坐标水平方向相加即得组合后的z频率曲线，如图13-18(b)中$ae=ab+cd$所示，即进行概率相加运算。

接上例，先将$x\sim P$上各点横坐标乘以0.40，纵坐标不变迭加到$y'=40$的阶梯上，得一条新的频率曲线$z'\sim P$，该曲线上各点纵坐标$z'=x+y'$[见图13-18(a)中$z'\sim P$线]。再将$x\sim P$上各点横坐标乘以0.60，纵坐标不变迭加到$y''=30$的阶梯上，又得到一条新的频率曲线$z''\sim P$，该曲线上各点纵坐标$z''=x+y''$[见图13-18(a)中$z''\sim P$线]。在纵坐标$z=z_1=100$处作一水平线，在$z'\sim P$和$z''\sim P$上分别获得水平截距ab和cd，在$z_1=100$的水平方向上取$ae=ab+cd$，则ae就是$z\geqslant 100$的频率[见图13-18(b)]。由于z_1是任意假定的

一点，因而用同样的方法也能求出其它z值出现的频率，于是便可绘出组合后的$z=x+y$频率曲线，见图13-18(b)中之$z\sim P$线。

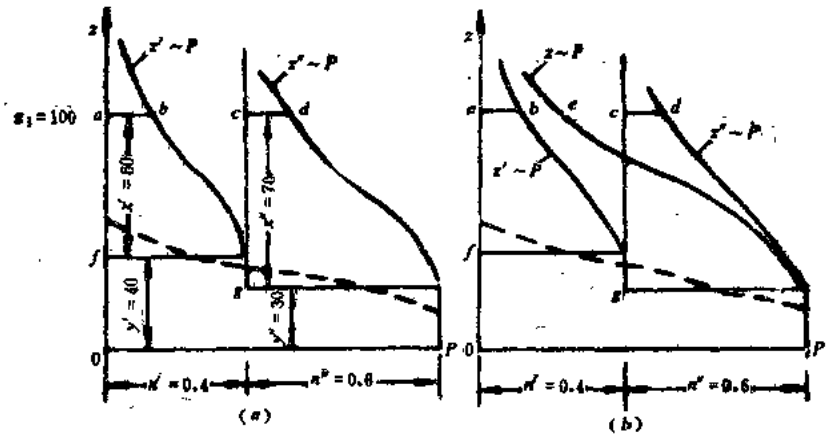


图 13-18 图解法频率组合示意图
(a)$z'\sim P$、$z''\sim P$线；(b)$z\sim P$线

由上述作图方法可知，因为$z'=x+y'$，$y'=40$，所取$z_1=100$，所以$af=x'=60$。同理，因为$z''=x+y''$，$y''=30$，所以$cg=x''=70$[见图13-18(a)]。

由于$x'=60$和$x''=70$在$x\sim P$曲线上相应频率分别为$p'=0.30$和$p''=0.20$，因此根据作图方法可知

$$ab=n'p'=0.4\times 0.30=0.12$$

$$cd=n''p''=0.6\times 0.20=0.12$$

$z\geqslant z_1$（$z_1=100$）的频率$ae=ab+cd=0.12+0.12=0.24$。由此可见，作图法所求得结果与上述分析法结果完全相同。

3.理论分析法

当已知x及y两随机变量的概率分布曲线，若欲求组合后函数z的概率分布规律时，需要解决函数z概率分布曲线的形式及其统计参数这两个问题。前一个问题，目前仅对个别情况为已知。例如独立的n个具有正态分布的变量组合后，其函数的分布仍符合正态分布；独立的n个皮尔逊III型（$C_s=2C_v$）变量，其组合后函数的概率分布仍符合皮尔逊III型（$C_s=2C_v$）分布。如组合后的函数形式属于简单的和、差或积的形式时，在这些特殊情况下，不论变量间有无相关，组合后函数概率曲线的统计参数都可用简单的数学表达式来求出。

例如$z=x\pm y$，式中x、y为变量，其相应频率曲线的统计参数为x_0、σ_x、y_0、σ_y和r_{xy}。x_0、y_0分别为变量x、y的均值；σ_x、σ_y分别为变量x、y的均方差；r_{xy}为x与y之间的相关系数，则组合函数z的统计参数为

$$z_0=x_0\pm y_0 \qquad (13\text{-}13)$$

$$\sigma_z=\sqrt{\sigma_x^2+\sigma_y^2\pm 2r_{xy}\sigma_x\sigma_y} \qquad (13\text{-}14)$$

其中

$$\sigma_x=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-x_0)^2}{n-1}} \tag{13-15}$$

$$\sigma_y=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(y_i-y_0)^2}{n-1}} \tag{13-16}$$

$$r_{xy}=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(x_i-x_0)(y_i-y_0)}{(n-1)\sigma_x\sigma_y}} \tag{13-17}$$

理论分析法应用时有一定的限制，它仅适用于函数 z 为简单的和、差或积的形式；如果变量的频率曲线不能以理论频率曲线来代表或概括，则组合后函数频率曲线的统计参数也不能求出。

（二）固定用水多年调节计算的数理统计法

苏联学者C.H.克里茨基（C.H.Крицкий）和M.Φ.闵凯里（M.Φ.Менкель）曾于1932年和1935年先后提出了两种多年调节计算的数理统计法，后者习惯上被称为克-曼二法。该法的要点是：已知年径流量频率曲线，假设相邻年径流量之间没有相关关系，根据规定的各年不变的用水量 α 和多年调节库容 $\beta_{多年}$，用频率曲线组合的方法并经过水库水量平衡的演算，求出一年、二年以至多年组合中的正常供水破坏概率，将各概率累加求出水库正常供水破坏的总概率S，从而得出水库总的供水保证率 $P=(100-S)\%$。

克-曼二法需要相当冗长的计算，特别是在遇到设计保证率已定，需要推求的是 α 或 $\beta_{多年}$ 这类问题时，要进行多次重复计算，工作量很大。为了减少计算工作量，普列什柯夫于1938年根据理论频率曲线（皮尔逊III型曲线，$C_s=2C_v$），用克-曼二法进行了一系列的分析计算，制成了各种常用保证率（P=75%、80%、85%、90%、95%、97%）的 $\alpha\sim\beta_{多年}\sim C_v$ 线解图（见图13-19）。正是由于有了线解图，才增加了数理统计法的实用意义。从图13-19可以看出：C_v 大、α 大或 P 大，都需要较大的 $\beta_{多年}$，这是符合一般规律的。应用普氏线解图时，只要已知 α、$\beta_{多年}$、年径流量的 C_v 和设计保证率P中的任意3个数，即可求解第四个数。

【例11】 某多年调节水库，已知多年平均的年径流量 $W_0=4000$万m³、$C_v=0.4$、$C_s=2C_v$、调节系数 $\alpha=0.85$、$P=75\%$，求多年调节库容 $V_{多年}$。

从P=75%的线解图中查出 $C_v=0.4$ 和 $\alpha=0.85$ 对应的 $\beta_{多年}=0.23$，因此，多年库容 $V_{多年}=\beta_{多年}\cdot W_0=0.23\times4000=920$万m³。

如对于给定的 P 值无图可查，例 $P=92\%$，则由相近的两图，即 $P=90\%$ 及 $P=95\%$，分别求得两个 $\beta_{多年}$，再以直线内插法求相当于 $P=92\%$ 的多年调节库容。

线解图是假定年径流量偏态系数 $C_s=2C_v$ 的情况下绘制的，在 $C_s\neq2C_v$ 时使用线解图，必须用下列变数代换，把原来的 C_v、α 换算成 C_v'、α' 之后，再由线解图查得 $\beta'_{多年}$，然后代入式(13-20)求得 $\beta_{多年}$，转换公式如下：

$$C_v'=\frac{C_v}{1-\alpha_0} \tag{13-18}$$

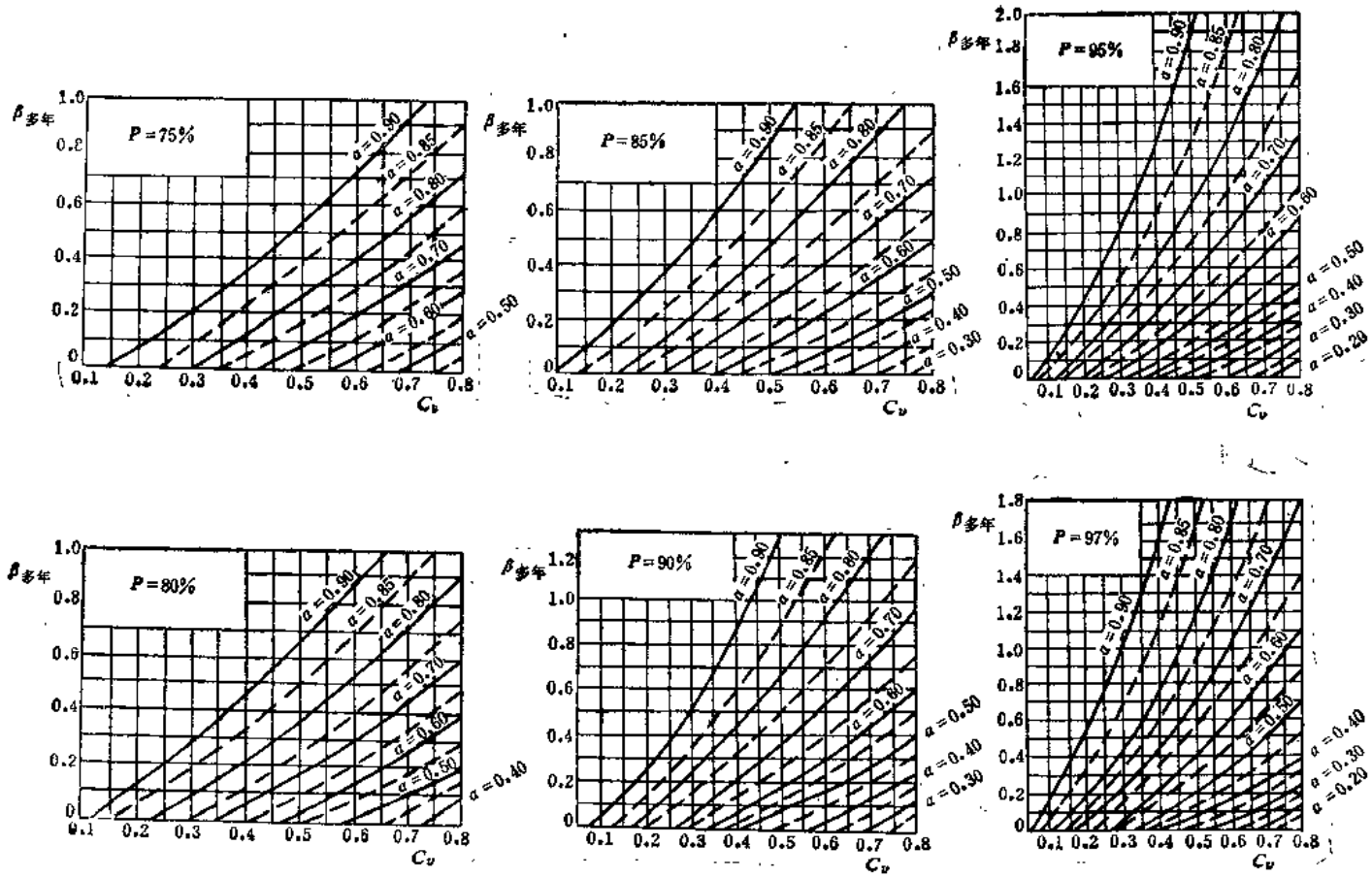


图 13-19　普列什柯夫固定用水多年调节线解图

$$\alpha'=\frac{\alpha-\alpha_0}{1-\alpha_0} \tag{13-19}$$

$$\beta'_{多年}=\frac{\beta_{多年}}{1-\alpha_0} \tag{13-20}$$

$$\alpha_0=\frac{m-2}{m} \tag{13-21}$$

$$m=\frac{C_s}{C_v} \tag{13-22}$$

【例12】 已知$C_v=0.3$，$C_s=3C_v$，$\alpha=0.8$，$\beta_{多年}=0.25$，求P。

因为$C_s\neq 2C_v$，故先用式（13-18）、(13-19)进行变数代换：

$$\alpha_0=\frac{3-2}{3}=0.33,\qquad \alpha'=\frac{0.8-0.33}{1-0.33}=0.70$$

$$\beta'_{多年}=\frac{0.25}{1-0.33}=0.37,\qquad C'_v=\frac{0.3}{1-0.33}=0.45$$

先在$P=90\%$的图上，由$C'_v=0.45$及$\alpha'=0.70$查得$\beta'_{多年}=0.29$，小于$\beta'=0.37$，故下次应在$P=95\%$图上查，得$\beta'_{多年}=0.42$，由直线内插求得供水保证率：

$$P=90\%+\frac{5\%\times(0.37-0.29)}{(0.42-0.29)}=93\%$$

（三）变动用水多年调节计算的数理统计法

普列什柯夫线解图是假定在固定用水（即每年用水量固定不变）情况下绘制而成的。而灌区的有效降水量与年降水量、年蒸发量等因素有关，并且每年不同，故灌溉供水量每年也不同，属于变动用水情况。因此，必须先把变动用水的多年调节问题转化为固定用水的多年调节问题，才能查用普列什柯夫线解图。

设灌区年有效降水量为R（指灌区总面积乘有效降雨量所得的总水量），年灌溉供水量为M。当$R=0$时的最大灌溉供水量为M_{max}，此值亦即作物的年最大耗水量。对于具有一定灌溉面积、作物组成及其灌溉定额的同一灌区，最大灌溉供水量被认为是固定值，则有

$$M_{max}=M+R \tag{13-23}$$

并且

$$M_{max}=\overline{M}+\overline{R} \tag{13-24}$$

在具体的每一年中，M_{max}是由灌区有效降水量R及河川径流量W两者共同来满足的。在调节计算时，可先将有效降水量R的频率曲线与河川径流量W的频率曲线按频率组合原理进行组合，得两者之和的组合频率曲线，即总来水量$Z=W+R$的频率曲线(见图13-20)。显然，若以这条总来水量频率曲线作为水库来水频率曲线，则水库必然每年都应供给这个最大灌溉供水量M_{max}。这样就可以把变动用水的

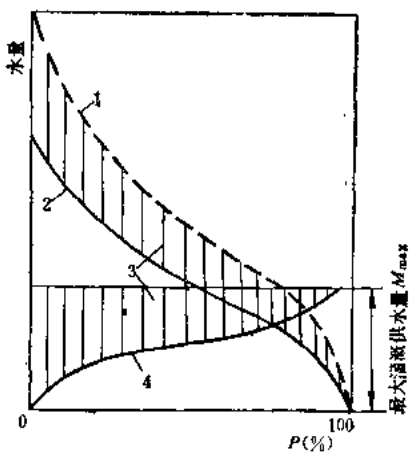


图 13-20 总来水量频率曲线

1—总来水量频率曲线$Z\sim P$；2—河川径流量频率曲线$W\sim P$；3—有效降水量R；4—灌溉供水量频率曲线$M\sim P$

多年调节计算转化为固定用水的多年调节计算。

1.总来水量频率曲线的绘制

1）总来水量频率曲线按下列统计参数绘制：

$$\bar{R}=M_{max}-\bar{M}=r_{WM}\frac{\sigma_M}{\sigma_W}(-\bar{W}) \tag{13-25}$$

$$\bar{Z}=\bar{W}+\bar{R}=\bar{W}+r_{WM}\frac{\sigma_M}{\sigma_W}(-\bar{W}) \tag{13-26}$$

$$\sigma_Z=\sqrt{\sigma_W^2+\sigma_M^2-2r_{WM}\sigma_W\sigma_M} \tag{13-27}$$

$$C_{v_Z}=\frac{\sigma_Z}{\bar{Z}}=\frac{\sigma_Z}{\bar{W}+\bar{R}} \tag{13-28}$$

$$C_{s_Z}=2C_{v_Z} \tag{13-29}$$

式中 $\bar{Z}$、σ_Z、C_{v_Z}、C_{s_Z}——年总来水量的均值、均方差、变差系数、偏态系数；

$\bar{W}$、σ_W——河川天然年径流量的均值、均方差；

$\bar{M}$、σ_M——年灌溉供水量的均值、均方差；

$\bar{R}$——灌区年有效降水量的均值；

M_{max}——年最大灌溉供水量；

r_{WM}——年径流量与年供水量的相关系数。

2）以上各式证明如下：

如河川天然年径流量W与灌溉供水量M之间具有直线相关关系，则

$$M-\bar{M}=r_{WM}\frac{\sigma_M}{\sigma_W}(W-\bar{W}) \tag{13-30}$$

令$W=0$时的年灌溉供水量为年最大灌溉供水量M_{max}，即

$$M_{max}=\bar{M}+r_{WM}\frac{\sigma_M}{\sigma_W}(-\bar{W}) \tag{13-31}$$

又考虑（13-24）式，可得

$$\bar{R}=M_{max}-\bar{M}=r_{WM}\frac{\sigma_M}{\sigma_W}(-\bar{W})$$

并且

$$\bar{Z}=\bar{W}+\bar{R}=\bar{W}+r_{WM}\frac{\sigma_M}{\sigma_W}(-\bar{W})$$

同样考虑式（13-23）和式(13-24)，可得年有效降水量的均方差σ_R为

$$\sigma_R=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(R_i-\bar{R})^2}{n-1}}$$

$$=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}[(M_{max}-M_i)-(M_{max}-\bar{M})]^2}{n-1}}$$

$$=\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(M_i-\overline{M})^2}{n-1}}=\sigma_M \qquad (13\text{-}32)$$

同样考虑式（13-23）和式（13-24），可得年有效降水量R与河川径流量W的相关系数r_{RM}为

$$r_{RM}=\frac{\sum_{i=1}^{n}(R_i-\overline{R})(W_i-\overline{W})}{(n-1)\sigma_R\sigma_W}$$

$$=\frac{\sum_{i=1}^{n}[(M_{max}-M_i)-(M_{max}-\overline{M})](W_i-\overline{W})}{(n-1)\sigma_M\sigma_W}$$

$$=-\frac{\sum_{i=1}^{n}(M_i-\overline{M})(W_i-\overline{W})}{(n-1)\sigma_M\sigma_W}=-r_{WM} \qquad (13\text{-}33)$$

由此便可利用变量和的均方差公式（13-14）求得总来水量$Z=W+R$的均方差为

$$\sigma_Z=\sqrt{\sigma_W^2+\sigma_R^2+2r_{RW}\sigma_W\sigma_R}$$

$$=\sqrt{\sigma_W^2+\sigma_M^2-2r_{WM}\sigma_W\sigma_M}$$

式（13-28）不需证明，式（13-29）$C_{v_Z}=2C_{v_Z}$是习惯用法。

3）$r_{WM}=-1.0$时公式的简化形式如下：

由式（13-26）可得

$$\overline{Z}=\overline{W}+\overline{R}=\overline{W}+\frac{\sigma_M}{\sigma_W}\overline{W}=\overline{W}\left(1+\frac{\sigma_M}{\sigma_W}\right) \qquad (13\text{-}34)$$

由式（13-27）可得

$$\sigma_Z=\sqrt{\sigma_W^2+\sigma_M^2+2\sigma_W\sigma_M}=\sigma_W+\sigma_M \qquad (13\text{-}35)$$

由此可得

$$C_{v_Z}=\frac{\sigma_Z}{\overline{Z}}=\frac{\sigma_W+\sigma_M}{\overline{W}\left(1+\frac{\sigma_M}{\sigma_W}\right)}=\frac{\sigma_W}{\overline{W}}=C_{v_W} \qquad (13\text{-}36)$$

2.图解法

当已知或计算出C_{v_Z}、α、$\beta_{多年}$、P中任意三个数以后，便可利用固定用水多年调节线解图查算出第四个数。多数情况是已知C_{v_Z}、α和P求$\beta_{多年}$。其中C_{v_Z}按式（13-28）计算；调节系数α为

$$\alpha=\frac{M_{max}}{\overline{Z}} \qquad (13\text{-}37)$$

其中M_{max}按式（13-31）计算，$\overline{Z}$按式（13-26）计算。库容系数$\beta_{多年}$为

$$\beta_{多年}=\frac{V_{多年}}{\overline{Z}} \qquad (13\text{-}38)$$

应当指出，上述把变动灌溉用水转化为固定用水的多年调节计算方法主要适用于来、

用水之间具有较密切相关关系的情况，亦即$r_{WM}=-0.5\sim-1.0$的情况，这时，计算成果与详算法比较，误差一般在5%以内，当$r_{WM}=-1.0$时，上述方法与详算法的计算结果完全一致。但此法认为供水频率曲线的下端为零，上端为M_{max}，这与皮尔逊Ⅲ型曲线的性质相差较远，是有一定问题的。

【例13】 已知某水库及其灌区的年来、用水量系列的统计参数如表13-15所示，求$P=75\%$的多年调节库容。

表 13-15　　来、用水量系列统计参数表

项目 \ 统计参数	均值（万m³）	变差系数 C_v	偏态系数 C_s	相关关系
年来水量W	9600	0.5	$2C_v$	$r_{WM}=0.5$
年用水量M	8100	0.3	$2C_v$	

1）计算Z～P曲线的均值$\bar{Z}$、变差系数C_{v_Z}及偏态系数C_{s_Z}。

由式（13-26）得

$$\bar{Z}=\bar{W}+r_{WM}\frac{\sigma_M}{\sigma_W}(-\bar{W})$$

$$=9600+0.5\times\frac{8100\times0.3}{9600\times0.5}\times9600=12030\text{万m}^3$$

由式（13-27）得

$$\sigma_Z=\sqrt{\sigma_W^2+\sigma_M^2-2r_{WM}\sigma_W\sigma_M}$$

$$=\sqrt{(\bar{W}C_{v_W})^2+(\bar{M}C_{v_M})^2-2r_{WM}(\bar{W}C_{v_W})(\bar{M}C_{v_M})}$$

$$=\sqrt{(9600\times0.5)^2+(8100\times0.3)^2+2\times0.5\times(9600\times0.5)\times(8100\times0.3)}$$

$$=6373\text{万m}^3$$

$$C_{v_Z}=\frac{\sigma_Z}{\bar{Z}}=\frac{6373}{12030}=0.53$$

$$C_{s_Z}=2C_{v_Z}$$

2）计算最大灌溉耗水量M_{max}及调节系数α。

由式（13-31）得

$$M_{max}=\bar{M}+r_{WM}\frac{\sigma_M}{\sigma_W}(-\bar{W})$$

$$=8100+0.5\times\frac{8100\times0.3}{9600\times0.5}\times9600=10530\text{万m}^3$$

$$\alpha=\frac{M_{max}}{\bar{Z}}=\frac{10530}{12030}=0.875$$

3）根据$P=75\%$及$C_{v_Z}=0.53$，$\alpha=0.875$，查普列什柯夫线解图得$\beta_{多年}=0.5$，故

多年调节库容$V_{多年}=\beta_{多年}\cdot\bar{Z}=0.5\times12030=6015$万m³。

（四）年库容计算

图13-21中实线为按月径流绘制的差量累积曲线，由此可看出每年洪枯期的径流变化。如果不考虑年内径流变化，以一年为一个计算时段，用年平均流量来绘制差量累积曲线，则如图中虚线所示。图中4、5、6、7为一持续4年的枯水年组，此枯水年组所需要的最大兴利库容为$V_{兴}$。用数理统计法计算出来的多年库容，只是多年调节总兴利库容的一部分，它是用来调节年与年之间径流与用水分配不均匀性的，即按虚线求得的多年库容是以一年为计算时段，没有考虑年内来水与用水的分配不均匀性。实际上，由于径流和用水的年内变化，仅多年库容是不够的。由图13-21也可看出，若仅有$V_{多年}$，此$V_{多年}$在f时刻蓄满，则枯水年组第一年（图13-21中第4年）汛期余水量将无法再蓄，这就影响这年枯期用水的需要。从另一方面看，当仅有多年库容时，枯水年组前一年（图13-21中第3年为丰水年）枯期的缺水将无法得到满足。因此，除了调节年际间水量变化的多年库容外，还必须有调节径流年内变化所需的年库容$V_{年}'$，这一$V_{年}'$的作用是蓄存枯水年组前一年[见图13-21(a)中的第3年]的余水，以备该年供水期使用。如图13-21(b)中，则$V_{年}'$的作用是蓄存枯水年组第一年（第4年）汛期的余水，给该年供水期使用。

以上的分析只是对一个枯水年组进行的，这绝不是说数理统计法多年调节计算得到的$V_{多年}$就是图13-21中的$V_{多年}'$，$V_{年}$就是图13-21中的$V_{年}'$。而且多年调节的兴利库容$V_{兴}$实际

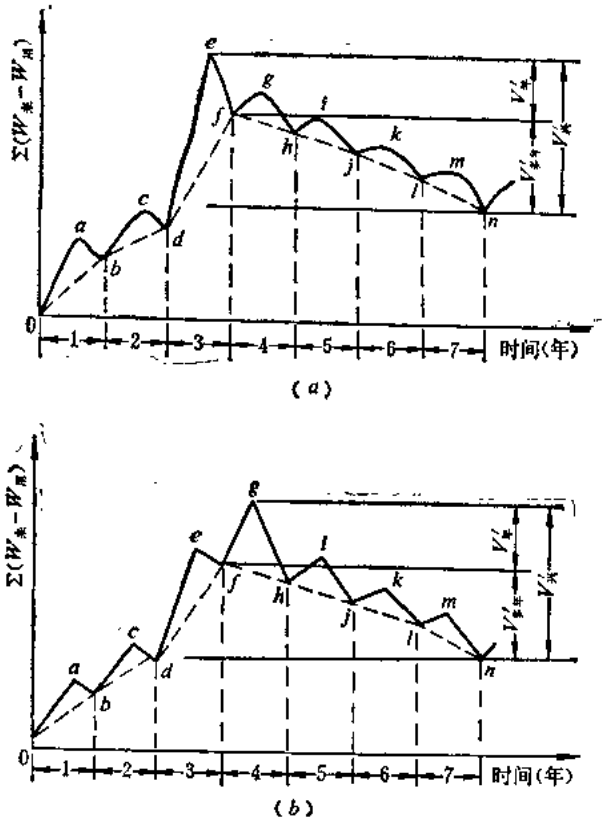


图 13-21　多年调节中年库容和多年库容示意图
(a)第一种情况；(b)第二种情况

上起着年调节和多年调节的作用，即水库的总兴利库容并不是按硬性划分的年库容与多年库容来起径流调节作用的。把有保证率概念的多年库容加上一个没有严格保证率概念的年库容来作为兴利库容，仅是考虑计算上的方便。那么，$V_{年}$应该怎样计算呢？

$V_{年}$的计算可采用实际代表年法。因为多年调节水库总兴利库容中的$V_{年}$与年调节水库的设计兴利库容不一样，所以计算$V_{年}$的代表年的选择也与年调节计算时的代表年选择不一样，一般应考虑下列原则：

1）年来水量不应小于年用水量，因为小于用水量（即余水量小于亏水量）的年份已属枯水年，该年水量不足应由$V_{多年}$补充；年来水量也不能大于年用水量，因这种年份为丰水年，按这样的年份确定的年库容将偏小，不安全。因此，用年来水量恰好等于年用水量的年份计算年库容才较合理。但实际上，很少有年来、用水量恰好相等的年份，所以可选取年来水量稍大于年用水量的年份为代表年。

2）代表年的年内分配选取多年平均的年内分配过程。这是因为极限枯水年组出现的机会不多，其第一年的年来水量接近年用水量的机会较少，若这一年的年内分配又是极不利的话，这种机会就更为稀遇，故选多年平均的年内分配。

按上述原则选得代表年后，即可进行代表年的调节计算，从而确定满足该年用水要求的年库容，即$V_{年}$。此外，在灌溉用水每年不同、且来、用水量两者关系不密切或无相关关系时，从理论上讲，年来水量等于年用水量的年份可能不只一个。在这种情况下，可以在实测系列中选择年来水量接近并稍大于年用水量的几个年份进行调节计算，求得几个年库容，从中选取一个中等偏大的年库容作为多年调节总兴利库容中的$V_{年}$。

三、直接总库容法

上面介绍的将多年调节总兴利库容人为地划分成多年库容和年库容两部分的方法，虽然给计算带来了方便，而且似乎在多年库容的计算中，来水、用水、库容和保证率这四者之间的关系比较明确、严格，但对总兴利库容而言，这四者之间的关系却是不明确的，特别是当总兴利库容中的年库容占很大比重时，保证率的概念就越不明确了。此外，这种截然分开的计算方法也不符合多年调节水库的运用实际，这就促使人们进一步研究多年调节总兴利库容的计算方法，如一年内多时段的多年调节数理统计法、多年库容与年库容的频率组合法、状态转移概率法等。此类方法一般都用了一些假定，且计算工作量很大，尤其对灌溉变动用水来说更是如此，故未能在灌溉水库的兴利计算中获得实际应用。

第十四章　小型水电站的水能计算

第一节　水能利用的基本知识

一、我国丰富的小水电资源及小水电级别的划分

我国小水电资源十分丰富，理论蕴藏量为1.5亿kW，年发电量为13000亿kW·h；可开发水能资源量为7000万kW，年发电量为2000～2500亿kW·h。据不完全统计，到1986年底，我国已建小水电站67720多座，装机容量1009.5万kW，年发电量244亿kW·h，约占农业用电量的1/3，占我国水电总装机的35%。预计到2000年，我国小水电装机将达到2500万kW，约占可开发资源的1/3。

世界各国基于资源条件和发展阶段的差异，对小水电站级别划分有不同的规定。1980年在联合国工业发展组织召开的第二次国际小水电会议上规定，单站容量1000～12000kW，称为小水电，单站容量100～1000kW，称为小小型水电，单站容量100kW以下，称为微型水电。

我国有关文件规定，单机容量小于6000kW，总装机容量25000kW及以下的水电站称为小水电。其中装机容量在25000～500kW的称为小[I]型；小于500kW的称为小[II]型。

二、水能计算的基本原理

河川中的水流蕴藏着巨大的能量，称为水能资源。水电站就是利用天然的水能生产电能的工厂。图14-1即为水电站的一种型式。

在地球引力（重力）作用下，河水不断向下游流动。河水因克服流动阻力、冲蚀河床、挟带泥沙等，使所含水能被分散地消耗掉了。水力发电的任务，就是利用这些无益消耗掉的水能来生产电能。

设计水电站时，首先需要知道天然河川可以利用的能量和功率有多少，然后才能设计水电站的出力和发电量。

水流在某一时段内所能做的功叫做水能，而在单位时间内水能所做的功叫做水流功率。

为了计算水流的能量和功率，现取天然河道中的一个河段（见图14-2），研究水流流

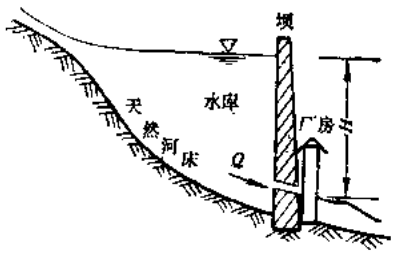


图 14-1　坝后式水电站示意图

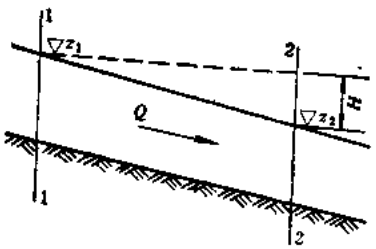


图 14-2　河段纵剖面图

经断面1-1及断面2-2时能量的变化情况。根据水力学的伯努里方程，水体W在时间Δt内从断面1-1到断面2-2所消耗的能量为

$$E_{1-2}=E_1-E_2=\left[\left(z_1+\frac{p_1}{\gamma}+\frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}\right)-\left(z_2+\frac{p_2}{\gamma}+\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}\right)\right]\gamma W \tag{14-1}$$

式中 z——断面的水面高程，m；

p/γ——水面压力水头；

v——断面平均流速，m/s；

α——断面流速不均匀系数；

γ——水的容重，通常等于1000kg/m³；

W——在时间t内流过河段的水体积，m³；

g——重力加速度，m/s²。

天然河道的水流可近似地看成是均匀流。在均匀流的情况下，可以认为$p_1/\gamma=p_2/\gamma=0$，$\alpha_1 v_1^2/2g=\alpha_2 v_2^2/2g$，则式（14-1）可写成：

$$E_{1-2}=E_1-E_2=(z_1-z_2)\gamma W=\gamma WH \tag{14-2}$$

式中 H——两断面间的水位差，称为水头，m。

式（14-2）表示在时间t内，水体W经过断面1-1至断面2-2所耗去的水能，亦即水流所做的功。

根据水流功率的定义，可得

$$N=\frac{E}{t}=H\left(\frac{W}{t}\right)\gamma=1000QH \quad (\text{kgf}\cdot\text{m/s}) \tag{14-3}$$

在工程上，功率的单位常用“千瓦（kW）”表示，1kW=102kgf·m/s，于是

$$N=\frac{1000QH}{102}\approx 9.81QH \quad (\text{kW}) \tag{14-4}$$

式（14-3）或（14-4）就是计算水流功率的基本公式。

按式（14-3）或（14-4）计算出的水流功率是表示水流在天然情况下的功率，称为理想功率。水电站在实际运行时，水流通过水电站引水建筑物至水轮机，并经尾水管排至下游河道，在整个流动过程中，必定会产生各种水头损失ΔH，所以作用在水轮机上的净水头为$H_{净}=H-\Delta H$。此外，还必须考虑水轮机效率$\eta_{水机}$、传动设备效率$\eta_{传动}$及发电机效率$\eta_{电机}$。现以η表示水电站的总效率，则$\eta=\eta_{水机}\eta_{传动}\eta_{电机}$，故水电站的实际功率为

$$N=9.81\eta QH_{净} \quad (\text{kW}) \tag{14-5}$$

习惯上把水电站的实际功率称为水电站的出力。如果把式（14-5）中的9.81η用水电站出力系数A来表示，则该式可简化为

$$N=AQH_{净} \quad (\text{kW}) \tag{14-6}$$

此式是水能计算的基本公式，式中A称为出力系数，与机组类型以及水轮机和发电机传动形式等有关。在初步计算时，对于大中型水电站，$A=8.0\sim8.5$，小型水电站，$A=6.5\sim7.5$，直接传动（皮带传动）形式的，可取$A=6.5$。

水电站在t（$t_1 \sim t_2$）时段内发出的电能，称为该时段的发电量。记为

$$E_t = \int_{t_1}^{t_2} N dt = AQH_{净}t \quad (\text{kW}\cdot\text{h}) \tag{14-7}$$

式（14-7）为水电站发电量的计算公式。

三、水电站的开发方式分类

由上述可知，水电站出力主要决定于流量和水头。修建水电站，必须同时具备流量和水头这两个条件。天然河流的流量是不断变化的，落差是分散的，根据集中落差方式的不同，水电站的开发方式可分为坝式、引水式和混合式3种基本类型。根据径流调节方式的不同，水电站又分为蓄水式和径流式两大类。根据对天然来水调节程度，则可分为无调节水电站、日调节水电站和年调节水电站等类型。

1.坝式水电站

在河道上修建拦河坝，抬高上游水位，形成水库，因而集中了落差，又集中了水量，具有良好的发电条件。

坝式水电站又分为河床式和坝后式两种。当拦河坝较低，水电站厂房直接起拦水作用，承受上游水压力，为河床式水电站。当拦河坝较高，水电站厂房常建于坝后(下游)，厂房不起拦水作用，为坝后式水电站（见图14-1）。

2.引水式水电站

引水式水电站如图14-3所示。在河道上筑一低坝，将水导入引水道（渠道或隧洞），引水道的坡降比天然河道的坡降小，故在引水道末端和天然河道之间就形成了一个落差；再在引水道末端接压力水管，将水引入水电站厂房发电。引水式水电站适用于流量较小、坡度较大的山区河道。在河道急弯处，裁弯取直，也可获得落差修建引水式水电站。当两条相邻河道的两个断面相距不远，而水面高程相差很大时，则可用隧洞跨流域引水发电。

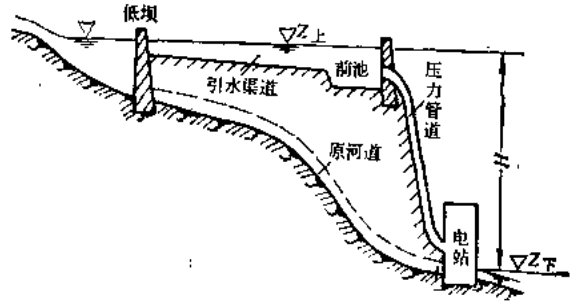


图 14-3　引水式水电站示意图

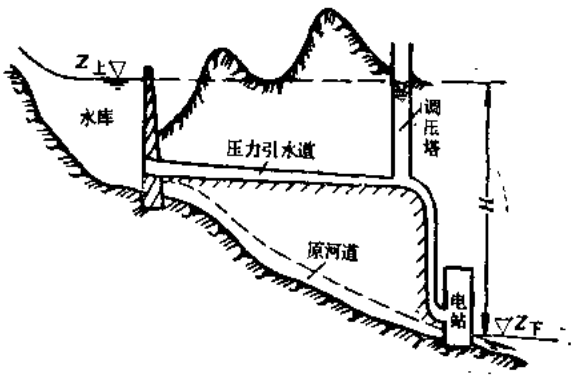


图 14-4　混合式水电站示意图

3.混合式水电站

混合式水电站是前两种开发形式的结合，如图14-4所示。在河段的上游筑一拦河坝集中一部分落差，并形成一个调节水库；再用压力引水道引水至河段下游，又集中一部分落差，然后用压力钢管引水入厂房发电。当河段上游坡降平缓而淹没又小，下游坡降较大且有条件集中较大的落差时，采用这种开发方式往往是比较经济的。

四、水能计算的任务和所需的资料

水能计算是水电站规划设计中一项关系全局的关键性工作，其主要任务是：

（1）确定水电站的功能指标　包括保证出力及多年平均发电量。

（2）确定水电站参变数以及参变数与功能指标之间的关系　参变数主要包括装机容量、正常蓄水位和死水位等。

（3）对水电站的经济效益进行计算和分析　在规划设计阶段，进行多方案比较，确定既经济又合理的设计方案，在运行期间，确定水电站的最优运行方式。

水能计算所需的基本资料有：

1）水库特性曲线。包括水库面积曲线和库容曲线。

2）水文资料。包括流域特征、坝址历年流量系列、水电站尾水断面处水位流量关系曲线、历年降雨量和蒸发量等资料。

3）综合利用资料。包括灌溉、航运、给水等方面的需水资料和上下游防洪任务，以及水电站供电范围内的电力负荷等资料。

第二节　水电站的设计保证率

水电站的设计保证率是指它在多年工作期间正常工作得到保证的程度。我们知道，水电站的出力与流量和水头有关，而河川径流的多变性，使得水电站的出力经常处于变化之中，以致各年各月的出力和发电量也不相同。水电站的正常工作不仅在枯水时会由于水量不足而遭受破坏，低水头电站甚至在洪水期也可能因水头过小而使正常工作遭到破坏。因此，在水电站规划设计中，要预先确定一个设计保证率，作为设计的依据。

水电站的设计保证率若按正常供电的相对年数表示，称年保证率，即

$$P_{年}=\frac{正常供电年数}{总供电年数}\times 100\% \qquad (14\text{-}8)$$

若按正常供电的相对历时表示，则称历时保证率，即

$$P_{历时}=\frac{正常供电历时（月、旬或日数）}{总供电历时（月、旬或日数）}\times 100\% \qquad (14\text{-}9)$$

两者基本形式相同，但含义不同。例如水电站的设计保证率为90%，第一种表示方法是指多年供电期中，破坏的年数占10%；第二种表示方法则指破坏的历时占10%。所谓供电破坏年份，是指不论该年破坏一个月或若干个月，都认为该年供电遭到破坏。一个水电站的历时保证率常大于其年保证率，例如，某水电站在20年中有一个月供电不足，则

$$P_{年}=\frac{20-1}{20}\times 100\%=95\%$$

而

$$P_{历时}=\frac{12\times 20-1}{12\times 20}\times 100\%=99.6\%$$

在实际规划工作中，引水式水电站一般采用年保证率，径流式水电站和灌溉引水的水电站一般采用历时保证率。

设计保证率的大小，不仅关系到供电的可靠性，而且对水力资源的利用程度及发电站投资都有很大影响，所以设计保证率的确定是一个十分重要的问题。通常按照有关规范规定，并结合具体情况选定。

在实践中，常根据水电站供电对象的性质，是否联网、设计电站在电网中的作用、水库调节能力、地区动能资源和经济条件等因素，全面分析后选定。水电站设计保证率不宜选得过低或过高。过低时，水电站保证出力就大，相应的装机容量和总的发电量也大，水力资源能得到充分利用，但供电可靠性差，对用户有一定的影响。同时装机一大，投资也相应增大，一旦出力减少后，就有一部分装机用不上，机电设备利用率不高。反之，如果设计保证率选得过高，水电站的保证动力就小，虽然供电可靠性增加了，设备投资减少了，但到了水多时，由于受机组发电能力的限制，就经常白白的放走一部分水量，水资源便得不到充分利用。小型水电站的设计保证率一般为70%～90%，可参照下列原则选定。

1）地方电网中的骨干电站，在常年担任连续生产的较大工业负荷（如化肥厂、水泥厂）时，其设计保证率可取85%～90%，甚至更高。

2）担负一般地方工业或农村负荷，装机容量在1000～12000kW的水电站，其设计保证率可取80%～85%。

3）装机容量为500～1000kW的水电站，设计保证率一般可取75%～80%。其中主要供农村用电者，设计保证率可取得更低些。

4）水能资源丰富地区水电站的设计保证率，可选取较高值，以提高供电可靠性；在水能资源短缺地区，水电站设计保证率宜选较低值，以提高水能利用率。

5）枯水期可以得到电网内水电站或其它电源补偿的水电站，可适当降低设计保证率。

6）建在灌渠上或以灌溉为主结合发电的小型发电站，其工作情况主要取决于灌溉用水。若水电站生产的电能又以供农田排灌等作业为主，则水电站设计保证率可与灌溉设计保证率取相同值。

第三节　电力系统的负荷及其容量组成

一、电力系统

现代的电力供应，往往由许多不同类型的电站，包括水电站、火电站以及迅速发展的原子能电站等，一起联合供电。这样做，可以使各电站相互取长补短，既改善了各电站的工作条件，又提高了供电可靠性，同时也节省了发电费用。一个地区内，在各电站之间及电站与用户之间用输电线路连成一个整体，称为电力系统或电网。过去，电网都是指一个大地区范围的，但最近以来，以一个县或几个县为单位的小电网（也称地方电网）不断出现。所以，小型水电站的设计必须考虑这一因素。在任何瞬时内用户要求电力系统供应的电力总和，称电力系统负荷。

电力系统中有各种类型的用户，各种用户又有不同的用电要求。地方电网通常将用户分为下面3大类。现将各类用户的用电方式及其对电力系统负荷的影响分述于下。

（1）工业用电　在一年之内负荷变化一般不大，但在一昼夜内则随工作班生产制度和生产类型的不同有较大的变化。

（2）农业用电　包括大量排灌用电、乡镇企业用电、田间耕作用电、收获用电、畜牧业用电及农村生活与公用事业用电等。目前农业用电主要是排灌用电及收获用电。农业用电的特点是具有明显的季节性。

（3）城镇和农村生活照明用电　在一年内和一昼夜之间均有较大的变化。如冬季耗电比夏天多，而晚间比白天用电多。

在计算电力系统总负荷时，还应计入输电线路损失和电站的厂用电。

二、电力负荷图

由上可知，电力系统的负荷在一日、一月及一年之内都是变化的，其变化程度与系统中的用户组成等因素有关。将系统内所有用户的负荷变化过程叠加起来，再加上线损和厂用电，即得系统负荷变化过程线，称为电力负荷图。一日的负荷变化过程线叫日负荷图；一年的负荷变化过程线称年负荷图。

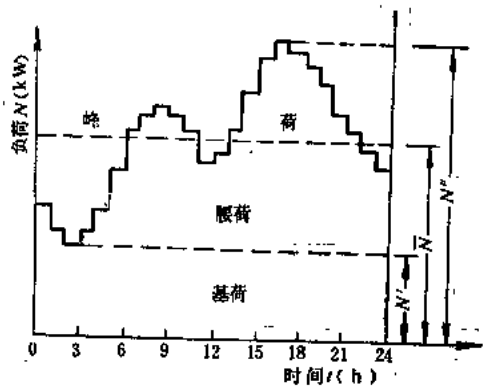


图 14-5　日负荷图

1.日负荷图

图14-5表示一般大中型电力系统的日负荷图，图中阶梯表示每小时平均负荷值。在一天中，一般是2～4时负荷最低；清晨照明负荷增加，随后工厂陆续上班，所以在8时左右形成第一高峰；12时左右午休，负荷又下降；傍晚到入夜时出现第二高峰；深夜以后，某些工厂企业下班，负荷再次下降。一日内峰谷大小和出现时间与系统内用户的生产特性及系统所处的纬度有关，通常是第二高峰大于第一高峰。至于县及乡村小型电力系统，其日负荷的变化是各式各样的，但下述日负荷图的基本性质则是共同的。

（1）日负荷图特征值　日最大负荷N''、日平均负荷N及日最小负荷N'称为日负荷图的3个特征值。日负荷图所包围的面积就是日用电量$E_{日}$，它与日平均负荷N的关系为

$$N=\frac{E_{日}}{24}\quad(\text{kW})\tag{14-10}$$

把N''、N和N'标在日负荷图上，则将日负荷图划分成3个部分。在最小负荷N'以下的部分为基荷；N'与N之间为腰荷；N以上至N''部分为峰荷。

（2）日负荷特征指数　为了表明日负荷图的变化特性以及便于比较各日负荷图，一般用以下两个特征指数来表示日负荷特性：

$$\text{日平均负荷率}\gamma_{\text{a}}=\frac{\text{日平均负荷}}{\text{日最大负荷}}=\frac{N}{N''}<1\tag{14-11}$$

在一个电力系统中，若耗电工业占的比重较大，一般日负荷在一日内的变化较均匀，γ_{a}往往较大；当系统中照明负荷占比重较大时，γ_{a}则小。

$$\text{日最小负荷率}\beta_s=\frac{\text{日最小负荷}}{\text{日最大负荷}}=\frac{N'}{N''}<1 \qquad (14\text{-}12)$$

β_s值大时，说明峰谷差（即$N''-N'$）较小，日负荷较均匀；反之，则说明峰谷差较大，日负荷不均匀。

利用日负荷图，可以比较合理地确定所设计水电站的装机容量、合理的工作位置和调节库容，以及一日内水量的分配等。

2.年负荷图

年负荷图表示一年内电力系统负荷的变化过程。年负荷图一般采用月最大年负荷曲线和月平均年负荷曲线表示。在实际设计中，一般均以阶梯线表示，并且一个月划一个阶梯。在月最大年负荷图上，每月阶梯高度为该月最大负荷日的最大负荷值（见图14-61线），它表示电力系统各月所需的工作容量。在月平均年负荷图上，各月阶梯高度为该月中各日平均出力的平均值（图14-6 2线），此线下面所包围的面积即为系统一年内所需的发电量。

年负荷图是系统电力平衡和求装机容量的依据。根据年负荷的变化，可以确定水库调节库容及一年中水量的分配，并合理安排机组大修及小修时间。

随着国民经济的发展，电力系统的负荷逐年增加，故设计水电站时应从发展观点选一个设计水平年。面水电站设计水平年的选定，则应根据电力系统的动力资源、水火电比重及水电站的具体情况分析确定，一般可采用第一台机组投入运行后的5～10年。所选的设计水平年应与国民经济5年计划年份一致。

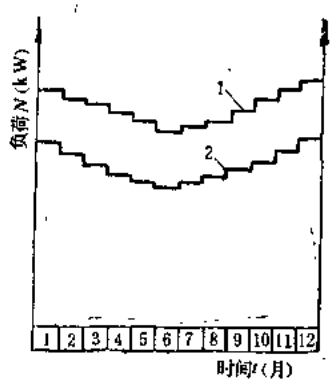


图 14-6 年负荷图

1—月最大负荷曲线；2—月平均负荷曲线

三、电力系统的容量组成

为了满足电力用户正常用电的要求，必须在电力系统中的各电站上设置一定的发电设备容量。发电站每台机组都有一个额定容量(发电机铭牌出力)，而一个发电站的装机容量就是该电站全部机组额定容量的总和。系统中所有各电站装机容量的总和就构成电力系统的装机容量，用$N_{装}$表示。系统装机容量包括必需容量（$N_{必}$）和重复容量（$N_{重}$）两部分。必需容量是保证系统正常供电必不可少的容量，它又可分为最大工作容量（$N_{工}$）和备用容量（$N_{备}$）两部分。

（一）最大工作容量

为满足系统最大负荷的需要而设置的容量称为最大工作容量。由于月最大年负荷曲线是随时间而变化的，故系统的最大工作容量应等于月最大年负荷图中的最大负荷值。

（二）备用容量

电力系统内仅装设最大工作容量不能完全保证正常供电，还应装设一些备用容量。备用容量包括负荷备用容量($N_{负}$)、事故备用容量（$N_{事}$）和检修备用容量（$N_{检}$）3个部分。

（1）负荷备用容量　为满足短时超过设计最高负荷所设置的跳动负荷，称为负荷备用容量（$N_{负}$）。负荷备用容量值根据电力系统内负荷跳动较大的设备情况而定。控制在系统年最大负荷值的5%左右。

（2）事故备用容量　在电力系统中代替突然发生事故的机组进行工作的负荷，称事故备用容量（$N_{事}$）。事故备用容量的大小可控制在系统年最大负荷值的10%左右，但不得小于系统最大一台机组的容量，通常选择有调节库容的较大容量的坝式水电站承担。

（3）检修备用容量　为了代替检修机组而专门设置的容量称检修备用容量。一般定期检修应尽量安排在系统负荷降低，出现容量空闲的时间内进行。当无法安排时，才需要设置专门的检修备用容量。

（三）重复容量

有些水电站水库的调节能力不大，汛期即使以全部必须容量进行工作，仍会产生大量弃水。因此，为了提高水量利用率，有必要在水电站多装一部分容量，以便利用部分弃水额外生产季节电能，以节省火电站的燃料耗费。这部分容量称为重复容量（$N_{季(重)}$）。

上述各种容量关系可用下式表示：

$$N_{装}=N_{必}+N_{季(重)}=N_{工}+N_{备}+N_{季(重)}=N_{工}+N_{负}+N_{事}+N_{检}+N_{季(重)} \quad (14\text{-}3)$$

值得注意的是：每个水电站的工作容量、备用容量和重复容量都是电力系统总容量的一部分，在电站实际运行中，并不是固定在某台机组上，而是经常互相转移的。一个水电站的装机容量常大于其工作容量，一般地说，除工作容量外，调节性能较好的水电站常装设备用容量，调节性能差的则装有较多的重复容量。

第四节　无调节、日调节水电站的水能计算

由于水电站上游没有水库或库容很小，不能对天然来水过程进行调节的水电站，称为无调节水电站。山区引水式水电站、小库容的河床式水电站及某些多沙河流上水库被淤积不能再进行调节的水电站均属此类。这种水电站的工作方式最为简单，原因是没有水库调节，水电站在任何时刻的出力均取决于河道中当时的天然流量和电站水头，而且各时段的出力彼此无关。

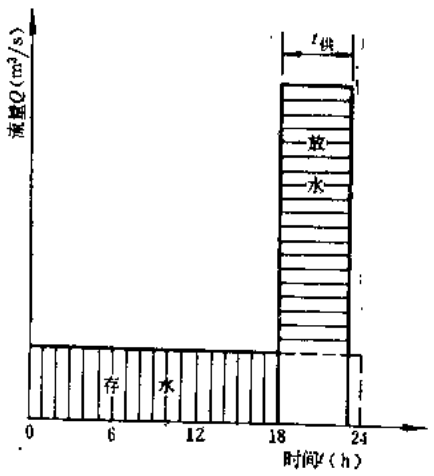


图 14-7　集中均匀供电的日调节示意图

利用水库（或日调节池）的调节库容使天然来水在一昼夜24小时内重新分配，即把低谷负荷时多余的水量蓄积起来，供高峰负荷时用，这样的水电站，称为日调节水电站。图14-7是专供照明用电的日调节水电站调节示意图。

日调节水电站能充分利用一天的来水量，又能适应负荷变化的需要，而且完成日调节所需的库容并不很大。因此，在可能条件下，都

应争取修建成日调节水电站。

一、保证出力的计算

计算水电站出力的基本公式包含流量和水头两个主要因素。无调节水电站主要靠天然流量来发电。若上游有其它需水部门取水，则应将这部分流量从天然来水中扣除，而水头的确定也比较简单。因上游水位基本上保持不变，故一般采用水库或压力前池的正常水位作为上游水位，下游水位则与下泄流量有关，可从下游水位流量关系曲线中查得。水头损失（ΔH）可用水力学中的公式估算。

水电站的保证出力是指相应于设计保证率的水流平均出力，它是水电站主要动能指标之一。无调节水电站的设计保证率常用$P_{历时}$表示。根据径流资料情况和对计算精度的要求，无调节水电站保证出力的计算方法采用长系列法或代表年法。

1.长系列法

当水电站取水断面处的径流系列较长，且具有较好的代表性时，可采用长系列法。用该方法计算的结果精度较高。

该法首先根据已有的水文系列，取日（或旬）为计算时段，逐日计算水电站的日平均出力，然后将日平均出力按大小排列，按常用的经验频率公式计算日平均出力的频率（或保证率），然后绘制日平均出力频率曲线（见图14-9），并由已选定的设计保证率在曲线上查得保证出力。这样计算工作量很大。为了简化计算，可由大到小将日平均流量分组，并统计其出现日数和累积出现日数，再按分组流量的平均值来计算出力和推求保证出力。出力按下列公式计算：

$$N=AQ_{电}H_{净} \qquad (kW)$$

式中 $Q_{电}$——发电日平均流量，m^3/s，等于分组日平均流量减去其它综合利用部门自水库引走的流量和水库（或渠道）的损失流量；

$H_{净}$——净水头，m，等于上、下游水位差扣除水头损失，即$H_{净}=Z_{上}-Z_{下}-\Delta H$。

计算时，可按表14-1的格式进行。

表 14-1　　某无调节水电站的出力计算表

日平均流量分组 (m^3/s)	分组日流量平均值 (m^3/s)	出现日数 (d)	累积出现日数 (d)	频率（保证率）P (%)	保证时间 $t=8760P$ (h)	引用及损失流量 (m^3/s)	发电流量 $Q_{电}$ (m^3/s)	上游水位 $Z_{上}$ (m)	下游水位 $Z_{下}$ (m)	水头损失 ΔH (m)	净水头 $H_{净}$ (m)	出力 N (kW)
180以上	180以上	595	595	9.58	839	2	178以上	123.85	97.35	1.20	25.30	31524
150～180	165	492	1087	17.50	1533	2	163	123.85	97.35	1.20	25.30	28867
130～150	140	321	1408	22.67	1986	2	138	123.85	97.35	1.20	25.30	24440
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
15以下	15以下	5	6210	100	8760	1	14以下	123.85	96.55	1.20	26.10	2558

根据表14-1计算结果，可绘出水电站日平均发电流量频率曲线（见图14-8）。若将图14-8和图14-9的横坐标均改用时间t的总时间，即用一年的365天或8760小时来表示，则又可分别称为日平均流量历时曲线和日平均出力历时曲线。

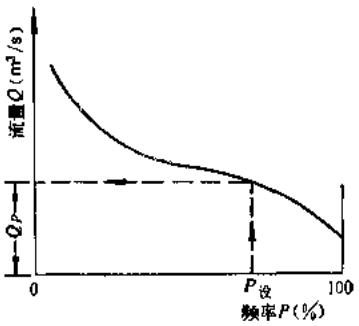


图 14-8 日平均流量频率曲线

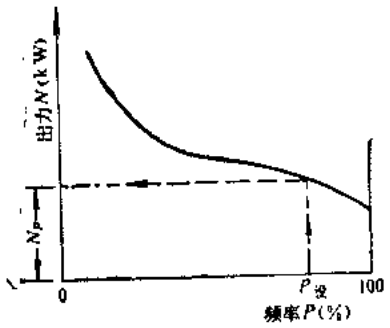


图 14-9 日平均出力频率曲线

根据无调节水电站选定的设计保证率，在日平均出力频率曲线上，可查得水电站的日平均保证出力N_P，如图14-9虚线和箭头所示。

由于一般无调节水电站的水头变化不大，也可根据选定的设计保证率在日平均流量频率曲线上查得日平均保证流量Q_P后，再用公式$N_P=AQ_PH_P$计算水电站的日平均保证出力，其中$H_P=Z_{上}-Z_{下}-\Delta H$。

2.代表年法

为了简化计算，一般可选择设计代表年进行计算。在规划及初步设计阶段，一般选3个设计代表年来进行计算，即设计枯水年、设计平水年和设计丰水年。关于选择设计代表年的原则和方法，已在第五章中讲过，这里仅简要说明水能计算的选年问题。水能计算通常是按年水量或按枯水期水量来选择设计代表年。

（1）按年水量选择　按年水量选择设计代表年，应先根据本站历年径流资料，计算并绘制年水量（水利年的）频率曲线$W_{年}\sim P$，再按照水电站的设计保证率$P_{设}$在$W_{年}\sim P$曲线上查得W_P，在径流系列中找出年径流与W_P相接近的一年，作为设计枯水年。同样按$P_{平}=50\%$及$P_{丰}=100\%-P_{设}$选设计平水年及设计丰水年。并要求3个设计代表年的平均年水量、平均洪水期水量及平均枯水期水量分别与其多年平均值接近。按年水量选择设计代表年的最大缺点是没有考虑到径流年内分配的特性。因为年水量符合设计保证率的枯水年份，其枯水期水量却有可能出现偏大或偏小的情况。若用这样的枯水年去求水电站的保证出力，必然会得到偏大或偏小的结果。因此，只有在径流年内分配较稳定的河流，才以年水量为主来选择设计代表年。

（2）按枯水期水量选择　按枯水期水量选择设计代表年，应先计算并绘制枯水期水量频率曲线$W_{枯}\sim P$，然后根据$P_{设}$、$P_{平}$及$P_{丰}$在$W_{枯}\sim P$曲线上选出与之相应的年份作为设计枯水年、设计平水年及设计丰水年，并要求这3个设计代表年的平均年水量也要与多年平均年水量相接近。对于径流年内分配不稳定的河流，宜以枯水期水量为主来选择设计代表年。

用代表年法计算无调节水电站的保证出力时，可将3个设计代表年的日平均流量统一进行分组，并统计其各组流量出现日数和累积出现日数，然后按与长系列法相同的步骤来计算保证出力。

日调节水电站保证出力的计算与无调节水电站的计算方法基本一样，差别仅在于上游水位的计算方法有些不同。无调节水电站的上游水位通常都保持在正常蓄水位不变，而日调节水电站的上游水位则在正常蓄水位与死水位之间有小幅度变化。在计算时通常用死库容加上日调节库容的一半查库容曲线得出的水位，作为上游平均水位。

日调节水库的死水位，可根据水轮机允许的最小工作水头和水库淤积要求等条件来确定。水轮机适用的工作水头范围，已由制造厂予以规定。如果事先已考虑这种要求初步选定机型，则可根据该水轮机的最小工作水头，再结合考虑泥沙淤积高度来确定水库的死水位。

对于具有日调节水库的高水头水电站，如混合式或具有日调节池的引水式水电站，死水位的确定主要是考虑泥沙淤积条件。因为这种水电站的水头，通常不会低于水轮机的最小工作水头。

二、多年平均年发电量的计算

水电站年发电量的多年平均值，称为多年平均年发电量。无调节水电站的多年平均年发电量，可利用已绘出的日平均出力历时曲线求得，(见图14-10)。曲线以下与纵横坐标之间所包围的面积，即为天然水流的多年平均年发电量。如水电站的装机容量为$N_{装,1}$，多年平均年发电量等于面积$abco$，即$\bar{E}_{年,1}$。ab线以上的面积虽然表示天然水流可以利用的电能，但由于装机的限制，只好放弃。如电站装机容量增加到$N_{装,2}$。$N_{装,2}=N_{装,1}+\Delta N_1$，则多年平均发电量等于面积$deco$，即$\bar{E}_{年,2}=\bar{E}_{年,1}+\Delta\bar{E}_1$。由此可知，多年平均年发电量随装机容量的不同而变化。可假定若干个装机容量方案，从图上算出相应的多年平均年发电量，再绘制成$N_{装}\sim\bar{E}_{年}$关系曲线（见图14-11）。待装机容量确定后，即可在$N_{装}\sim\bar{E}_{年}$关系曲线上直接查得水电站的多年平均年发电量$\bar{E}_{年}$。

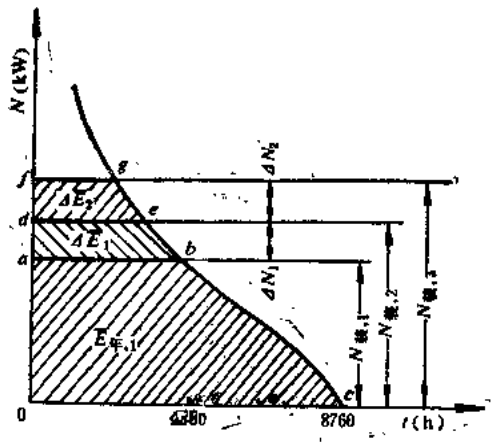


图 14-10 日平均出力历时曲线

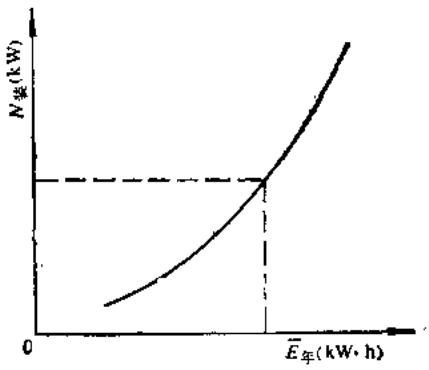


图 14-11 $N_{装}\sim\bar{E}_{年}$关系曲线

在完全缺乏水文资料的情况下，可用下式粗估水电站的$\bar{E}_{年}$。

$$\bar{E}_{年}=A\alpha\bar{Q}H_{净}\times 8760 \quad (\text{kW}\cdot\text{h}) \qquad (14\text{-}14)$$

式中 α——径流利用系数，表示发电用水量与天然来水量的比值，可参考邻近相似水电站的径流利用情况选定；

$\bar{Q}$——多年平均流量。

其它符号同前。

日调节水电站多年平均年发电量的计算与无调节水电站的计算方法相同，不再赘述。

三、无调节水电站装机容量的确定

装机容量是水电站的重要参数，它反映水电站的规模、水力资源利用程度、电站效益及供电可靠性等。装机容量的选择，应根据用电负荷要求、河流来水量等条件经济合理地确定。机组容量甚小的小型水电站，或受资料条件限制时，可以采用简化方法确定装机容量。

（一）按负荷要求确定装机容量

按负荷要求确定装机容量的基本依据是电力电量平衡，即供需平衡。设计新水电站时，应满足电力系统在设计水平年对该电站在容量（电力）、电能（电量）方面的要求。

无调节水电站因为不能进行任何调节，在设计枯水日只能按不变的保证流量Q_p放水发电，如把它放在电力系统日负荷图的尖锋工作，则只能发出较少的电能（见图14-12中的斜阴影面积），并将产生较多的弃水。故无调节水电站在日负荷图及年负荷图上的最优工作位置应该是基荷，这样才能充分利用水力资源，图14-12竖阴影面积就是在基荷位置时所生产的保证电能$E_{P,日}$。因此，无调节水电站的最大工作容量就等于它的保证出力，即$N_{工}''=N_P$。

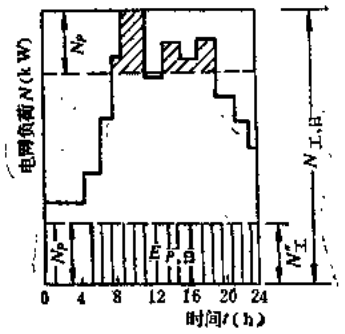


图 14-12 无调节水电站在电网日负荷图中的工作位置

无调节水电站因无法储备水量，故不能承担负荷备用容量和事故备用容量。另外，机组检修一般安排在低负荷时期，在灌溉季节放水发电的水电站，可有计划地安排在非灌溉季节检修，故无调节水电站一般不设检修备用容量。无调节水电站的必需容量就等于最大工作容量。

无调节水电站为了充分利用丰水季或丰水年的水量，通常装设一部分重复容量（季节容量）。季节容量的确定，可以通过各种方法进行经济合理性论证，一般可用较简单的季节容量年利用小时数法来确定。

用季节容量年利用小时数确定季节容量$N_{季}$时，首先应根据季节用户的特点，初步拟定设计水电站季节容量$N_{季}$，并按日平均出力历时曲线计算出相应的季节电能$E_{季}$（见图14-13）。然后计算季节容量年利用小时数$h_{季,计}=E_{季}/N_{季}$，其判别式为

$$h_{季,计}\geqslant h_{季,规}$$

其中，$h_{季,规}$为季节容量年利用小时数的规定值，与地区能源和经济条件有关。

根据上述方法，求出最大工作容量和季节容量（重复容量）后，即可初步确定无调节水电站的装机容量。

$$N_{装}=N_{工}''+N_{季(重)}=N_P+N_{季(重)} \qquad (14\text{-}15)$$

经过机组机型选择，就可最后确定无调节水电站的装机容量。

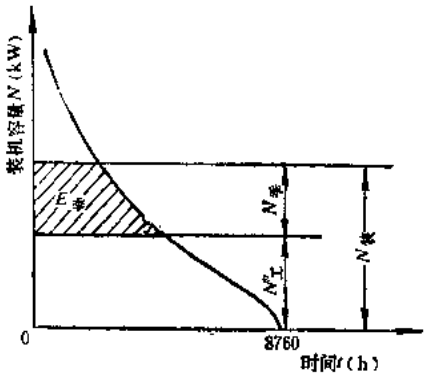


图 14-13　无调节水电站季节容量的确定

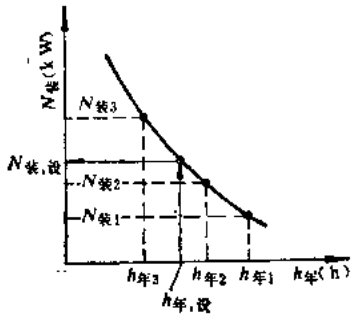


图 14-14　用$N_{装}$～$h_{年}$曲线求$N_{装}$

（二）装机容量选择的简化方法

设计小型水电站时，由于缺乏远景负荷资料，不能采用电力电量平衡法确定装机容量，这时可以采用简化方法。常用的简化方法是装机容量年利用小时数法和保证出力倍比法。

（1）装机容量年利用小时数法　水电站多年平均年发电量$\bar{E}_{年}$除以装机容量$N_{装}$，即为装机容量年利用小时数，简称年利用小时数，用符号$h_{年}$表示，其表达式为

$$h_{年}=\frac{\bar{E}_{年}}{N_{装}} \tag{14-16}$$

$h_{年}$是表示水电站机电设备利用率大小的一个指标。在一年内，$h_{年}$较大则机组运行时间长，$h_{年}$较小则机电设备利用时间短。如果我们根据供电对象电力需要的特点以及地区水力资源多寡等具体条件，预先选定水电站应达到的年利用小时数，则可用下式确定装机容量$N_{装}$，

即

$$N_{装}=\frac{\bar{E}_{年}}{h_{年}} \tag{14-17}$$

水电站的多年平均年发电量与装机容量存在着密切关系，先假定若干个装机容量方案，算出每个方案的平均年发电量，再利用式（14-17）计算各个方案的年利用小时数，即可绘制$N_{装}$～$h_{年}$关系曲线（见图14-14），然后，按选定的设计年利用小时数$h_{年,设}$，查出水电站应有的装机容量$N_{装,设}$。

必须注意，此法的关键在于如何确定水电站的设计年利用小时数，它的大小与地区的水力资源情况、系统负荷特性、系统内水火电站比重、水库调节性能、水电站的运行方式及综合利用情况等因素有关。对于小型水电站，它可以在2000～6000小时之间根据实际情况分析选定。一般地说，1）水力资源丰富地区与水力资源缺乏地区相比，其$h_{年,设}$应取较高值；2）有调节水库的水电站比无调节水库水电站的$h_{年,设}$低，且调节性能愈好，$h_{年,设}$愈低。这是由于调节性能好的水电站可以适应多种变化的负荷，如联网运行则在峰荷工作的机会和时间较多；3）当电力系统内水电站较多且部分水电站调节性能较好时，则新设计的水电站可担负较均匀的负荷，其$h_{年,设}$取较高值；4）供工业用电较供农副产品加工和照明用电的$h_{年,设}$高些；5）以灌溉为主的水库，而水电站又仅用灌溉期水量发电时，$h_{年,设}$可以较低，甚至可以选在2000小时以下。

（2）保证出力倍比法　保证出力倍比法是选择$N_{装}$的另一种简化方法。根据已知水

电站的经验统计，不同特点的水电站，其保证出力N_p与装机容量$N_{装}$之间具有较合理的比例关系。在确定水电站的保证出力后，可以利用这种关系来确定装机量，即

$$N_{装}=CN_p \qquad (14\text{-}18)$$

式中 C——倍比系数，$C=1.5\sim4.5$。

在选用C值时，如水力资源丰富，水量年内分配较均匀的地区，C取较小值，反之取较大值。季节性用电多的地区，C取较大值，反之取较小值。

（3）套用定型机组 小型水电站的机组设备应根据生产和供应情况，套用现成产品，确定水电站装机容量。机组机型应根据水能计算成果、枢纽或厂房布置，并考虑机组安装台数来确定。为保证水电站检修方便，通常机组不应少于两台，为保证运行灵活可靠，管理方便，小型水电站机组台数不宜超过4台。

机组机型及台数确定后，应核定多年平均年发电量和年利用小时数。

【例1】 某地区为了解决照明及农副产品加工用电问题，拟修建一座无调节水电站，确定上游水位$Z_{上}=66$m，下游水位（变化很小，视作常数）$Z_{下}=45$m。根据水文资料条件，计算时段以月为单位。水电站处各设计代表年的月平均流量见表14-2。选定设计保证率为65%。试作该水电站的水能计算。

表 14-2　　某水电站设计代表年的月平均流量　　单位：m^3/s

代表年	各月平均流量												全年平均流量
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
丰水年	0.90	1.05	1.35	4.20	3.60	5.20	3.15	4.35	2.40	1.80	1.30	0.65	2.50
平水年	0.60	0.56	1.10	1.60	2.30	5.00	3.00	2.05	1.70	1.75	1.05	0.50	1.77
枯水年	0.40	0.60	0.56	1.30	2.05	2.50	2.20	1.56	1.80	0.45	0.20	0.15	1.15

1.保证出力的计算

根据站址处3个代表年的月平均流量资料，以0.3m^3/s为间隔进行分组，计算各组流量的频率（保证率），列入表14-3第（5）栏。以表中第（2）栏和第（5）栏数据绘成流量频率曲线（见图14-15）。由水电站设计保证率$P=65\%$，查得保证流量$Q_p=1.15m^3/s$。

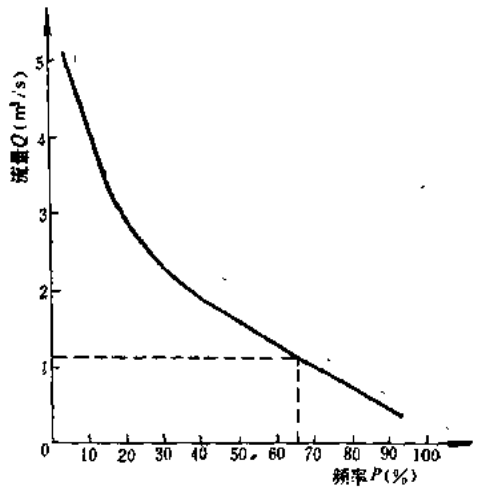


图 14-15　某水电站流量频率曲线

略去水头损失，则设计水头为$H_p=Z_{上}-Z_{下}=66-45=21$m，设水轮机与发电机采用同轴直接连接方式，出力系数A选用7.0，则水电站的保证出力为

$$N_p=A\cdot Q_p\cdot H_p=7.0\times1.15\times21=169 \quad kW$$

2.多年平均年发电量及装机容量的确定

根据表14-3中的流量频率计算成果，列表计算年利用小时数（见表14-4）。

表 14-3　　某水电站流量频率计算表

流量分组 (m^3/s)	分组平均流量 (m^3/s)	出现次数	累计出现次数	频率 $P=\frac{m}{n+1}$(%)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
5.20～5.49	5.35	1	1	2.7
4.90～5.19	5.05	1	2	5.4
4.60～4.89	4.75	0	2	5.4
4.30～4.59	4.45	1	3	8.1
4.00～4.29	4.15	1	4	10.8
3.70～3.99	3.85	0	4	10.8
3.40～3.69	3.55	1	5	13.5
3.10～3.39	3.25	1	6	16.2
2.80～3.09	2.95	1	7	18.9
2.50～2.79	2.65	1	8	21.6
2.20～2.49	2.35	3	11	24.7
1.90～2.19	2.05	2	13	35.1
1.60～1.89	1.75	5	18	48.6
1.30～1.59	1.45	4	22	59.5
1.00～1.29	1.15	3	25	67.6
0.70～0.99	0.85	1	26	70.3
0.40～0.69	0.55	8	34	91.9
0.10～0.39	0.25	2	36	97.3

表 14-4　　某水电站装机年利用小时数计算表

分组平均流量 Q (m^3/s)	水头 H (m)	出力 $N=7.0QH$ (kW)	出力差 ΔN (kW)	频率(保证率) P (%)	保证历时 $t=8760P$ (h)	电量差 $\Delta E=\Delta N\cdot t$ (kW·h)	累积电量 E (kW·h)	装机年利用小时数 $h_{年}=E/N$ (h)
5.35	21	786.45	44.10	2.7	237	10452	2307026	2933
5.05	21	742.35	44.10	5.4	473	20859	2296574	3094
4.75	21	698.25	44.10	5.4	473	20859	2275715	3259
4.45	21	654.15	44.10	8.1	710	31311	2254856	3447
4.15	21	610.05	44.10	10.8	946	41719	2223545	3645
3.85	21	565.95	44.10	10.8	946	41719	2131826	3855
3.55	21	521.85	44.10	13.5	1183	52170	2140107	4101
3.25	21	477.75	44.10	16.2	1419	62578	2087937	4370
2.95	21	423.65	44.10	18.9	1656	73030	2025359	4670
2.65	21	389.55	44.10	21.6	1892	83437	1952329	5012
2.35	21	345.45	44.10	29.7	2602	114748	1868892	5410
2.05	21	301.35	44.10	35.1	3075	135608	1754144	5821
1.75	21	257.25	44.10	48.6	4257	187734	1618536	6292
1.45	21	213.15	44.10	59.5	5212	229849	1430802	6713
1.15	21	169.05	44.10	67.6	5922	261160	1200953	7104
0.85	21	124.95	44.10	70.3	6158	271568	939793	7521
0.55	21	80.85	44.10	91.9	8050	355005	668225	8265
0.25	21	36.75	36.75	97.3	8523	313220	313220	8523

根据表14-4中的数据，绘制$N_{装}\sim\bar{E}_{年}$和$N_{装}\sim h_{年}$关系曲线（见图14-16和图14-17）。

根据该水电站的特性，选用装机年利用小时数为4500小时，并由图14-17的$N_{装}\sim h_{年}$关系曲线查得装机容量为460kW。

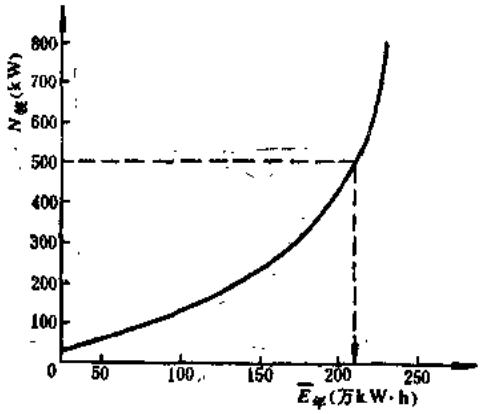


图 14-16 某水电站$N_{装}\sim\bar{E}_{年}$关系曲线

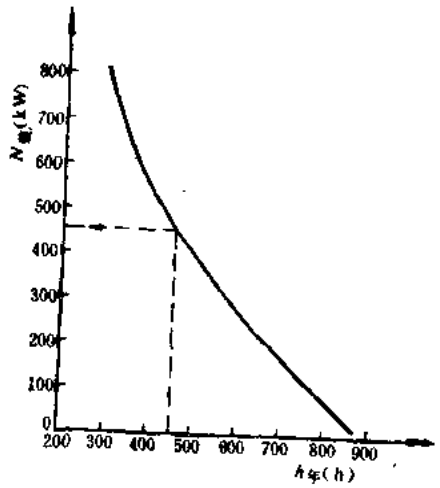


图 14-17 某水电站$N_{装}\sim h_{年}$关系曲线

参考附近工厂机组生产情况，选用两台250kW的机组，故最后确定水电站的装机容量为$250\times2=500$kW。

由$N_{装}=500$kW，查图14-16的$N_{装}\sim\bar{E}_{年}$关系曲线，求得该水电站的多年平均年发电量$\bar{E}_{年}=212$万kW·h。

四、日调节水电站装机容量的确定

日调节水电站装机容量的确定，与无调节水电站装机容量的确定基本相同，可以按系统负荷要求确定装机容量，也可用简化方法确定装机容量。按系统要求确定装容量时，由于日调节水电站具有一定的调节库容，能进行日内调节，可以改变枯水期一日内的天然流量以适应负荷的需要。因此，在枯水日根据电力系统的要求，可以在负荷图上峰荷到基荷的任何位置工作，但一般是安排担任峰荷，考虑综合运用或在丰水期的情况，可以担任一部分基荷。由于日调节水电站与无调节水电站在日负荷图上的工作位置有所不同，所以确定最大工作容量也有所不同。

（一）按负荷要求确定日调节水电站装机容量

1.日调节水电站加入电网时最大工作容量的确定

前面已经叙述了日调节水电站保证出力的计算。水电站按保证出力工作，在一日内可以获得的电能为$E_{P,日}=24N_P$，$E_{P,日}$称为日保证电能。

确定日调节水电站的最大工作容量，可根据电力系统设计水平年的冬季最大日负荷图，绘出其日电能累积曲线，然后用图解法确定水电站最大工作容量。电力系统日负荷曲线下所包围的面积，代表系统全日所需的电能量$E_{P,日,网}$，在图14-18上，如将日负荷曲线以下的面积自下而上分为ΔE_1、ΔE_2、ΔE，等分段电能量，再令该图右边的横坐标代表电能累积值，就可把左图分段电能量ΔE的累积值分别绘在右图的1、2、3等各点上。照此向上逐段累积到负荷最大值，各点的连线便是日电能累积曲线。在日负荷图的基荷部分，一昼夜

内的负荷均相等，所以这部分日电能累积曲线是01直线。从腰荷到峰荷的顶端，负荷愈大，其相应发电时间愈短，也就是每段内的电能量愈下降，因此这部分日电能累积曲线呈曲线形，且越向上越陡。

如果水电站担任日负荷图上的峰荷部分，则在图14-18中日电能累积曲线上的A点向左量取线段AB，使其值等于$E_{P,日}$，再由B点向下作垂线交日电能累积曲线于点C，BC的值即为$N_{工}$。由C点作水平线与日负荷图相交，即可求出水电站所担任的负荷位置，如阴影部分所示。

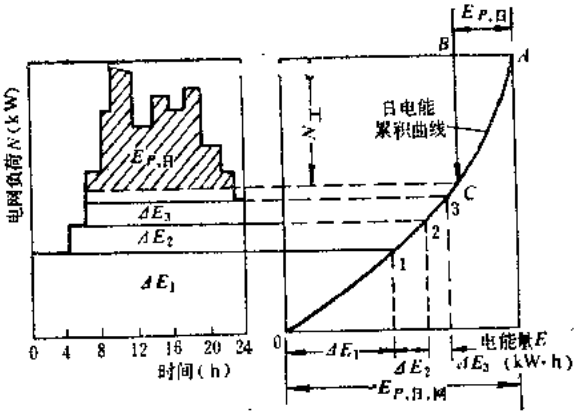


图 14-18 日电能累积曲线的绘制及日调节水电站工作容量的确定

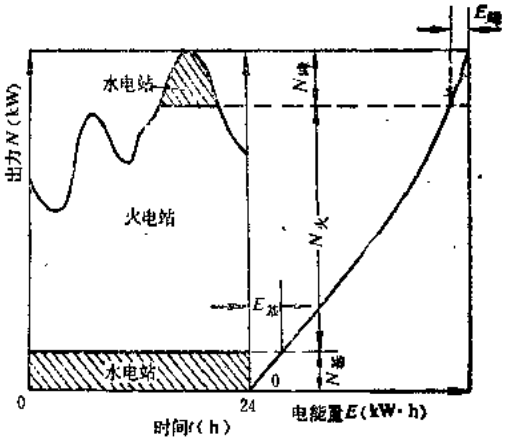


图 14-19 有综合利用要求时，日调节水电站最大工作容量的确定

如果日调节水电站下游因灌溉等综合利用要求，需在一昼夜内均匀泄出一定流量，此时水电站的部分容量应安排在系统日负荷图的基荷工作，则日调节水电站最大工作容量求法如下（见图14-19）。设水电站承担基荷的均匀流量为$Q_{基}$，则水电站必须担任的基荷出力为

$$N_{基}=AQ_{基}H_{P} \quad (\text{kW}) \qquad (14\text{-}19)$$

于是，水电站在峰荷部分工作的日平均出力为$N_{峰}=N_{P,日}-N_{基}$，参加峰荷工作的日电能为$E_{峰}=24N_{峰}$，其相应的峰荷出力可通过上述图解法求得。水电站的最大工作容量由基荷出力及峰荷出力两部分组成，即

$$N_{工}=N_{基}+N_{峰} \quad (\text{kW}) \qquad (14\text{-}20)$$

2.单独运行的日调节水电站最大工作容量的确定

单独运行的日调节水电站，在无弃水的情况下，一昼夜内所发出的电量等于该日天然来水所产生的电能，即一昼夜内水电站的平均出力等于日天然水流出力。但电站日最大负荷可大于日平均出力，为满足最大负荷需要而装设的最大工作容量也就可以大于水流的保证出力，即$N_{工}>N_{p}$。$N_{工}$与N_{p}之间的关系与负荷在一日内的变化情况有关，现以集中发电的情况加以说明。

图14-20为日调节水电站在24小时内集中放水发电$t_{供}$小时示意图。在这种情况下，设计枯水日的天然来水量$W_{日}$被集中在$t_{供}$小时内使用。水电站在集中放水时段内的最大流量$Q_{\text{最}}$

为

$$Q_m=\frac{W_{日}}{t_{供}\times 3600}=\frac{Q_P\times 24\times 3600}{t_{供}\times 3600}=\frac{24}{t_{供}}Q_P \qquad (14\text{-}21)$$

由此可得单独运行的日调节水电站的最大工作容量为

$$N_{工}=AQ_mH_P=A\frac{24}{t_{供}}Q_PH_P=\frac{24}{t_{供}}N_P \qquad (14\text{-}22)$$

由此可见，在同样满足设计保证率的情况下，水电站的最大工作容量是不进行日调节时的$24/t_{供}$倍。这为充分利用水能资源提供了有利条件。图14-20中的竖阴影面积（等于横阴影面积）即为所需的日调节库容$[Q_P\times(24-t_{供})]$。

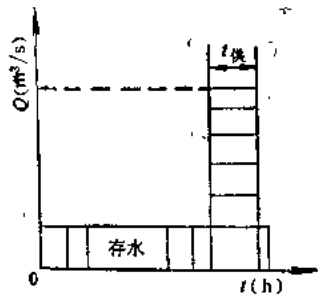


图 14-20 日调节水电站在24小时内集中放水发电$t_{供}$小时示意图

3.日调节水电站备用容量和季节重复容量的确定

日调节水电站可以担任一部分负荷备用，但由于它的调节库容小，无法担负事故备用。小水电站机组一般在1～2年内都要大修一次，这种检修一般可以安排在低负荷期，故小水电站一般不设检修备用容量。

日调节水电站常设较多的季节重复容量，确定季节重复容量的方法与无调节水电站相同。

（二）简化方法确定日调节水电站装机容量

用简化方法确定日调节水电站装机容量与无调节水电站一样，可以利用装机年利用小时数法、保证出力倍比法等，也可套用定型机组方法确定。

【例.2】 广东省某县对经济建设等进行了规划，设计水平年（1995年）的电力负荷预计可达2000kW，已编制设计日负荷图如图14-21所示。拟在某河流上建一座坝后式日调节水电站，根据日调节库容和死库容求得上游日平均水位为$\overline{Z}_{上}=30$m(由$V_{死}+\frac{1}{2}V_{调}$查库容曲线得)，为满足下游航运及灌溉用水要求，水电站下泄流量应不小于6.0m³/s，此时，

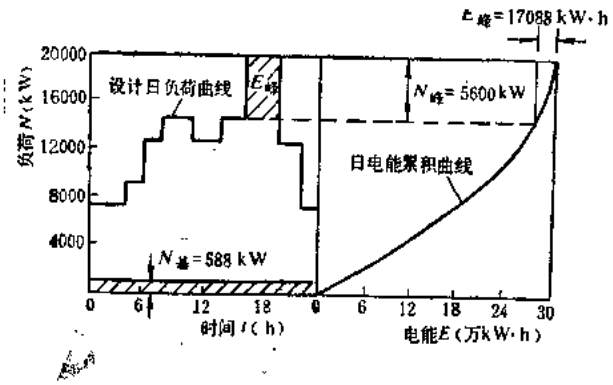


图 14-21 设计日负荷图及工作容量的确定

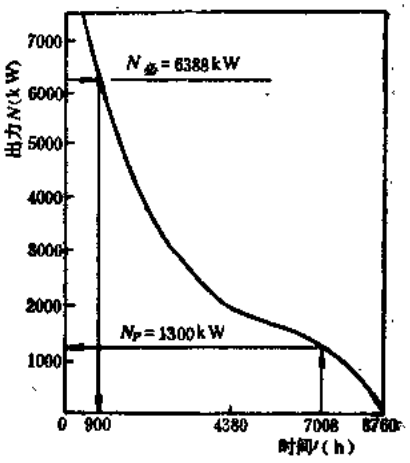


图 14-22 水流出力历时曲线

由$Q_{基}=6.0m^3/s$查下游水位流量关系曲线得$\bar{Z}_{下}=16m$。水电站设计保证率定为80%，出力系数A取7.0，试确定该水电站的装机容量。

解题步骤及结果如下。

1.保证出力的计算

根据丰、平、枯3个代表年的日平均流量和平均水头，计算并绘制水流出力历时曲线（见图14-22）。按设计保证率$P=80\%$(相当于历时$t=0.80\times8760=7008$小时）查水流出力历时曲线求得保证出力为

$$N_P=1300 \quad kW$$

2.确定最大工作容量

根据对电力系统各电站的分析，本电站主要担任峰荷，但为保证下游航运、灌溉用水，需担任部分基荷。水电站日保证电能为

$$E'_{P,日}=N_P\times24=1300\times24=31200 \ kW\cdot h$$

为保证下游供水$6.0m^3/s$，其相应出力及日电能为

$$N_{基}=AQ_{基}\bar{H}=7.0\times6.0\times(30-16)=588 \ kW$$

$$E_{基}=N_{基}\times24=588\times24=14112 \quad kW\cdot h$$

在设计枯水日，水电站担任基荷588kW，其余容量担任峰荷，则峰荷日电能为

$$E_{峰}=E'_{P,日}-E_{基}=31200-14112=17088 \ kW\cdot h$$

将$E_{峰}$放在日负荷图的尖峰部分，由日电能累积曲线求得水电站担任峰荷的工作容量$N_{峰}=5600kW$。

由此可得到水电站的最大工作容量为

$$N_{工}=N_{基}+N_{峰}=588+5600=6188 \ kW$$

3.确定装机容量

设计水电站距负荷中心较近，其装机容量在县电网中占有相当比重（大于30%），可以担任部分负荷备用。电网总负荷备用按电网峰荷的3%计为600kW，拟由本电站承担200kW。由于本电站只能进行日调节，没有储备库容，不宜担任事故备用，机组检修可在低负荷期进行，不另设检修备用容量。故本电站的必需容量为

$$N_{必}=N_{工}+N_{备}=6188+200=6388 \ kW$$

在出力历时曲线上查出相应于$N_{必}=6388kW$的年利用小时数为900小时，若再增设季节装机，其年利用小时数将小于900小时，效益很小，说明不宜再装季节容量。

根据厂家生产机组型号及厂房布置等条件，选用两台2500kW和两台700kW的机组，故水电站的实际装机容量为$N_{装}=2500\times2+700\times2=6400kW$。

第五节　年调节水电站的水能计算

所谓年调节水电站是指在一年内，将丰水期多余的水量蓄存在水库中，到枯水期放出来发电，以提高枯水期的发电流量，满足用电部门的需要，即对天然径流过程在一年内进行重新分配的水电站。

本节所讲的年调节水电站水能计算是在正常蓄水位和死水位已经选定的情况下进行的。为此，先简要介绍以发电为主的水库正常蓄水位和死水位的选择问题，然后再介绍年调节水电站保证出力和多年平均年发电量的计算方法，最后介绍装机容量的确定方法。

一、以发电为主的水库正常蓄水位和死水位的选择

1.正常蓄水位的选择

正常蓄水位是水电站的一个重要参数。一方面，正常蓄水位的高低直接影响坝高和水库淹没范围，另一方面，正常蓄水位的高低又决定水电站的水头、出力和发电量，以及其它综合效益。因此，正常蓄水位的选择必须全面考虑，并通过经济、技术方面的综合分析论证而决定。

拟定正常蓄水位方案时，主要考虑下面几个因素。

（1）坝址及库区的地形地质条件　地形条件往往限制坝高、坝址处两岸高程及河谷宽窄，影响主坝长度。坝址地质条件不良，不利于修筑高坝。

（2）库区淹没条件　淹没范围大小常常是限制正常蓄水位的决定性因素。水库淹没造成的损失影响面大，必须慎重对待。

（3）水量利用程度和水量损失情况　当正常蓄水位达到一定高程后，水量利用已较充分，若再抬高正常蓄水位，获益就不大了，甚至可能因水库蒸发和渗漏损失的增加而得不偿失。

（4）发电和其它综合利用部门的最低要求　这是兴建水利枢纽的前提条件，它决定着正常蓄水位的下限。

（5）其它限制条件　如建筑材料和设备的供应、工程量、施工条件以及工程总的投资额等，也是限制正常蓄水位的重要因素。

一般来说，为了获得尽可能大的动能和其它综合利用效益，总是希望抬高正常蓄水位。正常蓄水位$Z_{蓄}$与水电站动能指标（保证出力N_p，多年平均年发电量$\bar{E}_{年}$）和主要参数（装机容量$N_{装}$）之间的关系如图14-23所示。抬高正常蓄水位，水电站的保证出力、装机容量和多年平均年发电量的绝对值也随之增大，但其增长率则越来越小。

从经济指标方面来看，抬高正常蓄水位，水电站的工程量、水库淹没损失、投资及年

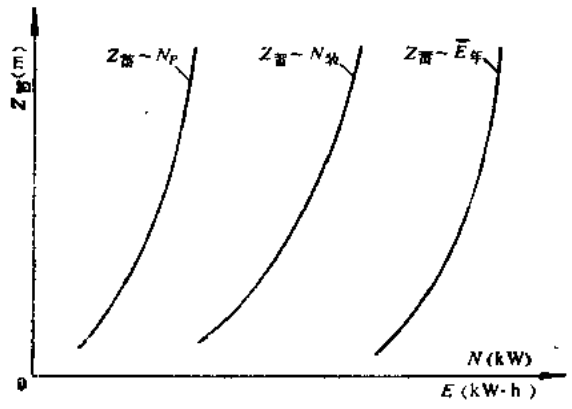


图 14-23　$Z_{蓄}\sim N_p$，$Z_{蓄}\sim N_{装}$、$Z_{蓄}\sim\bar{E}_{年}$关系曲线

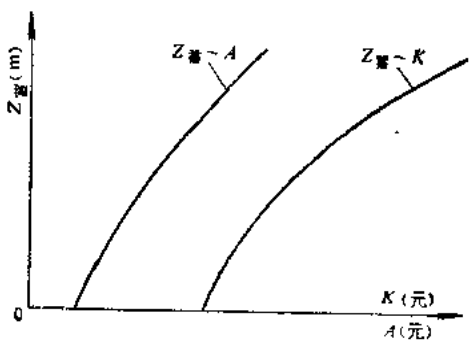


图 14-24　$Z_{蓄}\sim A$和$Z_{蓄}\sim K$关系曲线

运行费等，不仅绝对值而且其增长率都是递增的，正常蓄水位$Z_{蓄}$与水电站基建投资K和年运行费A之间的一般关系如图14-24所示。

上述关系表明，从动能经济比较角度来看，正常蓄水位的抬高必有其经济上的极限值。因此，必须通过分析研究正常蓄水位的可能变动范围，拟定若干个比较方案，分别确定各方案的水利动能效益和工程经济方面的指标，然后通过技术经济分析比较和综合论证，才能选取最有利的正常蓄水位。

2.死水位的选择

在正常蓄水位一定的条件下，死水位决定了水库的消落深度（或称工作深度）和调节库容，并影响到水电站的利用水量和工作水头。消落深度是指正常蓄水位至死水位间的深度。在正常蓄水位一定的条件下，水电站的利用水量总是随着死水位的降低和调节库容的加大面增加，但水电站的平均水头却随着死水位的降低而减小。所以，对发电来说，考虑到水头因素的影响，并不总是死水位越低，死库容越小、调节库容越大，动能就越有利。因此，要选取一个动能、经济上都有利的死水位或消落深度。

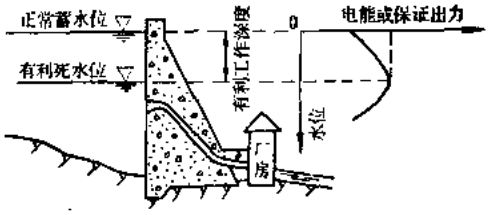


图 14-25 有利死水位确定示意图

在正常蓄水位一定的情况下，决定以发电为主的水库消落深度，除了要考虑各用水部门的要求及淤沙需要外，首先要从发电的角度分析计算水位消落深度与保证出力的关系。对于年调节水电站来说，则应选择设计枯水年供水期保证出力最大所相应的消落深度，作为水库最有利的消落深度，其相应的水库水位即为应选定的死水位，如图14-25所示。

在初定中小型水电站的水库消落深度$h_{消}$时，常根据下列经验数据估算：对于坝式年调节水电站，$h_{消}=(25\%\sim30\%)H_{最大}$；对于混合式年调节水电站，$h_{消}=40\%H_{最大}$。坝式多年调节水电站，$h_{消}=(30\%\sim40\%)H_{最大}$。其中$H_{最大}$为坝所集中的最大水头，等于正常蓄水位与下游发电常用尾水水位之差。

二、保证出力的计算

以发电为主的年调节水库在一个调节年度内，一般可分为蓄水期、弃水期、供水期和不蓄不供期（称天然流量工作期）等几个时期。其中供水期引用流量最小，电站出力也小。年调节水电站某年能否保证正常工作，关键取决于供水期。只要供水期电站的出力和发电量能满足系统正常用电要求，则水电站全年工作就有保证。因此，年调节水电站的保证出力是指相应于设计保证率的年供水期的平均出力。这里，设计保证率采用年保证率。

在年调节水库正常蓄水位和死水位已定的情况下，年调节水电站保证出力的计算方法，通常采用时历法或代表年法。

1.长系列法

长系列法是利用坝址断面处已有的全部径流资料系列，通过径流调节算出每年供水期的平均出力，然后将这些出力按大小排列，进行频率计算，绘出年供水期平均出力的频率曲线，则该曲线上相应于设计保证率的年供水期平均出力，就是年调节水电站的保证出

力。

除了上述计算方法外，也可以在求出各年供水期的调节流量以后（调节流量的求法见后），将调节流量按大小顺序排列，计算其相应频率，绘出调节流量频率曲线。由选定的设计保证率在该曲线上可查得保证调节流量$Q_{调P}$（或称设计调节流量）。为简化计算，也可用年调节水库平均蓄水库容$\left(V_{死}+\frac{1}{2}V_{蓄}\right)$查库容曲线，得到供水期的平均水库水位，减去相应于$Q_{调P}$的电站尾水位及水头损失，得供水期的平均水头$H_P$，然后按公式$N_P=AQ_{调P}H_P$计算水电站的保证出力。

2.代表年法

对于小型水电站来说，一般是按设计保证率选一个枯水代表年，算出该年的供水期平均出力，用该值作为年调节水电站的保证出力。在用此法时，目前多用等流量法进行调节计算，亦即先求出供水期的平均调节流量Q_P，按此流量求各月出力，再以各月出力的平均值作为年调节水电站的保证出力。

供水期的发电用水为水库兴利库容的蓄水量加上供水期天然来水量并扣除水量损失和从库区引走的水量，即

$$Q_P=\frac{W_{供}+V_{兴}-W_{损}-W_{引}}{T_{供}} \qquad (14\text{-}23)$$

式中 Q_P——水电站枯水代表年供水期的调节流量，m^3/s；

$W_{供}$——供水期天然来水量，m^3；

$V_{兴}$——水库兴利库容，m^3；

$W_{损}$——水量损失，m^3；

$W_{引}$——从库区引走的水量，m^3；

$T_{供}$——供水期历时，s。

若不考虑水量损失且库区无引水，则式（14-23）可简化为

$$Q_P=\frac{W_{供}+V_{兴}}{T_{供}} \qquad (14\text{-}24)$$

必须注意，供水期是指天然流量小于调节流量的时期。在求出调节流量之前，需先假定供水期，按公式（14-23）或（14-24）通过试算求Q_P，直到计算出的Q_P都大于假定的供水期的天然来水量为止。一般试算1～2次即可确定。

为简化计算，也可在求出Q_P后，只计算水电站在供水期的平均水头H_P，用公式

$$N_P=AQ_PH_P \qquad (14\text{-}25)$$

直接计算年调节水电站的保证出力。

在此，简要说明一下多年调节水电站保证出力的计算。为了简化计算，一般是在全部水文资料系列中选取一个枯水代表年组。当水库蓄满后出现的枯水年组不止一个时，通常是选最枯的一组，即组内供水期调节流量为最小的枯水年组作为枯水代表年组。当不考虑从库区引水和忽略水库水量损失时，调节流量的计算公式为

$$Q_{调}=\frac{W_{供}+V_{兴}}{T_{供}} \qquad (14\text{-}26)$$

式中 $T_{供}$——枯水代表年组的供水期历时，s；

$W_{供}$——枯水代表年组供水期的天然来水量，m^3；

$V_{兴}$——多年调节水库的兴利库容，m^3。

求出枯水代表年组供水期的平均库容 $\overline{V}_{供}=V_{死}+\frac{1}{2}V_{兴}$，及其相应的供水期平均库水位，同时根据$Q_{调}$查下游水位流量关系曲线求出供水期下游平均水位，从而可求得供水期的平均发电水头$\overline{H}_{供}$，进而可得水电站供水期的平均出力$N=AQ_{调}\overline{H}_{供}$。该出力N的相应频率为$P=\frac{n}{n+1}\times 100\%$（其中$n$为水文系列的总年数）。

在一般情况下，此频率常大于水电站的设计保证率，则可让枯水代表年组的最末一年（或几年）遭受破坏，求出新的$T_{供}$和$W_{供}$及相应$Q_{调}$，若$Q_{调}$的频率与设计保证率符合，则所求枯水年组供水期的平均出力即为保证出力。

三、多年平均年发电量的计算

年调节水电站多年平均年发电量的计算，常用3个代表年法或平水年法。有条件时，也可用长系列法。

1.3个代表年法

按第四节介绍的选年方法，选择丰、平、枯3个代表年，对每个代表年进行等流量调节的水能计算，求出3个代表年的发电量，然后加以平均，即得到多年平均年发电量。

每一年的发电量，为各月发电量的总和，各月发电量按下式计算：

$$E_{月}=730\overline{N}_{月} \qquad (14\text{-}27)$$

式中 $E_{月}$——月发电量，kW·h；

$\overline{N}_{月}$——月平均出力，kW；

730——每个月的小时数，每月按365/12=30.4天计。

而年发电量

$$E_{年}=\sum_{1}^{12}E_{月}=730\sum_{1}^{12}\overline{N}_{月} \qquad (14\text{-}28)$$

则多年平均年发电量为

$$\bar{E}_{年}=\frac{E_{年(丰)}+E_{年(平)}+E_{年(枯)}}{3} \qquad (14\text{-}29)$$

2.平水年法

选择一个平水年作为设计代表年，计算该年的发电量，并以此值作为电站的多年平均年发电量，即

$$\bar{E}_{年}=E_{年(平)} \qquad (14\text{-}30)$$

3.长系列法

长系列法计算多年平均年发电量是对全部水文资料逐年逐月进行水能计算，然后计算各年的发电量。各年发电量的平均值，即为多年平均年发电量，即

$$\bar{E}_{年}=\frac{1}{n}\sum_{1}^{n}E_{年} \qquad (14\text{-}31)$$

式中 $\sum_{1}^{n}E_{年}$ ——系列各年发电量之和，kW·h；

n ——系列的年数。

长系列法计算工作量虽大，但由于电子计算机得到普遍的应用，当径流调节、水能计算等各种计算程序标准化后，对几十年甚至更长的水文资料系列，均可在很短的时间内迅速运算，并比较精确地求出多年平均年发电量。

在此必须指出，由于装机容量的限制，丰水年甚至平水年，会有一定的弃水。因此，按式（14-28）计算的年发电量可能偏大。实际计算时，凡是月平均出力大于装机容量$N_{装}$的，都应该以$N_{装}$代替。

具有年调节性能的水电站，计算多年平均年发电量时，可以选一般连续水文年组代表长系列，称为代表年期，并以这一代表年期内各年发电量的平均值作为多年平均年发电量。代表年期应能代表多年的平均情况，选择时须满足下列条件：

1）代表年期内应包括丰、平、枯3种水量的年份；

2）代表年期年径流均值和C_v应与多年系列的均值和C_v基本相等；

3）代表年期内水库要完成一次以上的调节周期，即水库至少要蓄满一次和放空一次。

四、装机容量的确定

年调节水电站都可同时进行日调节，因此确定装机容量的方法与日调节水电站基本相同，可以按系统负荷要求确定装机容量，也可用简化方法（装机年利用小时数法和保证出力倍比法）求得。这里特别指出，由于年调节水电站比日调节水电站的调节能力强，因此年调节水电站不但可以承担一部分负荷备用容量，同时也可承担一部分事故备用容量。下面用保证出力倍比法实例说明装机容量的确定。

【例3】 某水电站为坝式年调节水电站，设计保证率为80%。水库以发电为主，兴利库容$V_{兴}=3152$万m^3，死库容$V_{死}=1050$万m^3，库区无其它部门引水。设计枯水代表年月平均流量资料如表14-5第（1）、（2）栏所示。试求该水电站的保证出力和装机容量（其中出力系数$A=7$）。

1.保证出力的计算

采用代表年法计算保证出力，即对设计枯水年进行水能计算（见表14-5），具体步骤如下。

水库按等流量调节，先假定供水期为10～2月，供水期5个月的天然来水量为

$$W_{供}=(2.00+2.05+0.85+1.50+2.8)\times 30.4\times 24\times 3600=2416\times 10^4 m^3$$

则

$$Q_p=\frac{W_{供}+V_{兴}}{T_{供}}=\frac{2416\times 10^4+3152\times 10^4}{5\times 30.4\times 24\times 3600}=4.24 m^3/s$$

此流量与天然来水比较，发现9月份流量小于Q_p，应重新计算供水期为9～2月共6个月的天然来水量，$W_{供}=3309\times 10^4 m^3$，则调节流量$Q_p=4.1 m^3/s$。将$Q_p=4.1 m^3/s$与

表 14-5　　某河年调节水电站设计枯水年出力计算表

月份	天然来水流量 (m^3/s)	发电用水流量 (m^3/s)	多余水量		不足水量		月末水库蓄水量 (万m^3)	月平均蓄水量 (万m^3)	月平均蓄水位 (m)	下游水位 (m)	月平均水头 (m)	月平均出力 (m)
			流量 (m^3/s)	水量 (万m^3)	流量 (m^3/s)	水量 (万m^3)						
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)
3	8.00	6.38	1.62	425.5			1476.1	1263.4	25.20	1.60	23.60	1054
4	7.50	6.38	1.12	294.2			1770.3	1623.2	27.00	1.60	25.40	1134
5	6.50	6.38	0.12	31.5			1801.8	1786.1	27.50	1.60	25.40	1157
6	13.50	6.38	7.12	1870.1			3671.9	2736.9	30.50	1.60	28.90	1291
7	7.50	6.39	1.11	291.5			3963.4	3817.7	34.20	1.60	32.60	1458
8	7.30	6.39	0.91	239.0			4202.4	4082.9	34.60	1.60	33.00	1476
9	3.40	4.10			0.70	183.9	4018.5	4110.5	34.70	1.40	33.30	956
10	2.00	4.10			2.10	551.6	3466.9	3742.7	34.00	1.40	32.60	936
11	2.05	4.10			2.05	538.4	2928.5	3197.7	32.60	1.40	31.20	895
12	0.85	4.10			3.25	853.6	2074.9	2501.7	30.00	1.40	28.60	821
1	1.50	4.10			2.60	682.9	1392.0	1733.5	27.40	1.40	26.00	746
2	2.80	4.10			1.30	341.5	1050.5	1221.3	25.00	1.40	23.60	677
合计						3152						12601

天然来水比较可知，供水期定为 9 ～ 2 月是合理的。将$Q_p=4.1m^3/s$填入表14-5第（ 3 ）栏供水月份内。现设 3 ～ 8 月为蓄水期，蓄水期亦按等流量调节，其调节流量为

$$Q_{调}=\frac{W_{蓄}-V_{兴}}{T_{蓄}}$$

$$=\frac{(8.00+7.50+6.50+13.50+7.50+7.30)\times 30.4\times 24\times 3600-3152\times 10^4}{6\times 30.4\times 24\times 3600}$$

$$=6.38m^3/s$$

此值与天然来水流量相比较，可知蓄水期定得合理。将$Q_{调}=6.38m^3/s$填入表 14-5第（ 3 ）栏蓄水月份内。 7 ～ 8 月均使$Q_{发}=6.39m^3/s$，以免弃水。

然后逐月进行水量平衡计算，求出各月平均蓄水量，查库容曲线得各月的平均库水位，再由各月调节流量查得下游水位，算出每月平均水头和平均出力。供水期的平均出力即为水电站保证出力N_p：

$$N_p=\frac{956+936+895+821+746+677}{6}=838.5kW$$

以上计算未考虑水量损失及水头损失，故结果稍偏大。

当求出供水期调节流量$Q_p=4.1m^3/s$以后，也可按公式（ 14-25 ）直接计算N_p。此时应先求供水期的平均库容$V_{供}=V_{死}+\frac{1}{2}V_{兴}=1050\times 10^4+\frac{1}{2}\times 3152\times 10^4=2626\times 10^4m^3$，查库容曲线得供水期平均库水位$Z_{上}=30.90m$，$Z_{下}=1.40m$，忽略水头损失，则得$H_p=30.9-1.4=29.5m$，由此可算出$N_p$：

$$N_p=AQ_pH_p=7\times 4.10\times 29.5=846.7kW$$

由此可见，采用简化法所求的结果也是合理的。

2.装机容量的确定

现用保证出力倍比法来确定装机容量。根据年调节水电站的特点及该电站在电网中所占比重较小，及该电站是以发电为主结合灌溉等因素，选用倍比系数 $C=4.0$，故初步决定装机容量为

$$N_{装}=CN_{p}=4\times 838.5=3354$$

最后配合机型机组的选择，确定为两台1000kW和两台750kW机组，即最后确定装机为

$$N_{装}=1000\times 2+750\times 2=3500\ \text{kW}$$

第六节　灌溉水库水电站的水能计算

根据综合利用的原则，本着一库多用，一水多用的精神，凡是蓄水灌溉的水库，都应尽可能结合发电，充分发挥水库的综合效益。

以灌溉为主结合发电的水库水电站，是农村小型水电站的常见类型。这类水电站的情况是多种多样的，它取决于灌区灌溉用水的特点，灌溉用水与天然来水的配合情况及灌溉与发电的结合程度等。这类水电站的基本特点是：水电站的运行服从灌溉需要，在满足灌溉的前提下，尽可能多发电。

以灌溉为主的水库水电站的水能计算与单纯发电水库水电站的水能计算基本相同，只是在选择设计保证率和设计枯水代表年等问题时有些不同。

以灌溉为主的水电站设计枯水年，一般同灌溉设计枯水年一致，在规模小、负荷无特殊要求并有其它水电站配合运行的情况下，取灌溉和发电同一设计保证率。灌溉设计保证率采用年保证率。如以灌溉为主的年调节水库，发电的枯水代表年一般取灌溉枯水代表年。在调节年度内，天然来水大于用水的月份为蓄水期的起点，不同年份，蓄水期的起点并不强求一致，应研究灌溉用水过程和天然来水过程的配合情况，确定蓄水期和供水期。计算时段可用月或旬。

一、保证出力的计算

根据灌溉与发电用水的结合情况分别叙述各种水电站保证出力的计算方法。

1.灌溉与发电用水不结合

灌溉与发电用水不结合的水库，其灌溉引水口的位置多在大坝上游，而电站则建成河床式或坝后式。此时水库的死水位取决于灌溉引水高程，而正常蓄水位则取决于灌溉用水量。但当灌溉引水后剩余的水量仍很多，则可结合发电的最低要求（如一定的流量或一定的保证出力），增加一部分库容满足发电最低需要。此时结合发电要求确定正常蓄水位和死水位。

在兴利库容已定的情况下，应从各月（或旬）入库天然流量中扣除相应的灌溉用水量，再按等流量调节，计算水电站的保证出力。这种处理方式，对年调节水库和多年调节水库都一样。

灌溉与发电不结合的水库水电站，调节流量

$$Q_{调}=\frac{W_{供}-W_{灌}+V_{兴}}{T_{供}} \tag{14-32}$$

式中 $T_{供}$——枯水代表年供水期历时，s；

$W_{供}$——枯水代表年供水期的天然来水量，m^3；

$W_{灌}$——灌溉用水量，m^3；

$V_{兴}$——兴利库容，m^3。

具体计算格式见表14-6。

表 14-6　某年调节水库水电站枯水代表年扣除灌溉用水后供水期出力计算表

月份	天然流量 (m^3/s)	扣除上游灌溉用水后流量 (m^3/s)	调节流量 (m^3/s)	月末水库蓄水量 (m^3/s)·月	月平均蓄水量 (m^3/s)·月	水库月平均水位 (m)	下游水位 (m)	水头损失 (m)	净水头 (m)	月平均出力 (kW)	保证出力 (kW)
8				1.370							
9	1.38	0.230	0.448	1.152	1.261	718.8	679.5	0.5	38.8	122	$N_p=\frac{\sum_1^6 N}{6}$
10	0.78	0.190	0.448	0.894	1.023	716.4	679.5	0.5	36.4	114	
11	0.24	0.170	0.448	0.616	0.755	713.4	679.5	0.5	33.4	105	
12	0.23	0.190	0.448	0.358	0.487	709.6	679.5	0.5	29.6	92.8	$=\frac{549.8}{6}$
1	0.69	0.170	0.448	0.080	0.219	703.0	679.5	0.5	23.0	72.1	
2	0.80	0.398	0.448	0.030	0.055	694.3	679.5	0.5	14.0	43.9	$=91.6kW$
合计										549.8	

注　1)$V_{兴}=1.37(m^3/s)$·月，$V_{死}=0.4(m^3/s)$·月；

2)本算例未考虑水库水量损失；

3)出力系数$A=7$。

2.灌溉与发电用水结合

灌溉与发电结合的水库，灌溉用水的取水口通常在水电站尾水下游，来水可以先发电后灌溉。如坝式水电站尾水下游引水灌溉，或修建的渠首水电站，都属这种类型。这类水电站保证出力的计算，当为年调节时，通常是根据来水和灌溉用水的相关情况及年内分配特点选择丰、平、枯3个代表年，对每个代表年按等流量调节计算。当按全年均匀下泄，蓄水期出现水库蓄满必须弃水时，则可以分成蓄水期、供水期两段，各段分别按等流量下泄，但不论是水库蓄水还是供水，灌溉期的调节流量应至少等于灌溉流量。具体计算步骤和格式见例4。

3.灌溉与发电用水部分结合

某些以灌溉为主结合发电的水库，一方面需从水电站上游取走部分水量供灌溉用，同时也利用发电尾水进行灌溉，它是上述两种情况的联合。在水能调节计算时，先从天然来水中扣除上游取水，然后再按灌溉与发电用水相结合的情况进行调节计算。由于上游灌溉用水，这种水电站的保证出力更小，应采取联网调整负荷，有可能时也可调整灌区的耕作制度，来提高水电站的发电效益。

这里应指出，对于以灌溉为主结合发电的多年调节水库，保证出力的计算可用天然的

来水和灌溉用水资料列表进行调节计算，而发电流量就等于灌溉流量，只有在水库蓄满后，天然来水大于灌溉用水时，才使发电流量等于天然流量。

另外，有些灌溉水库结合发电时，由于农田用水有明显的季节性，小型水电站在非灌溉期常感发电水量不足，这种情况在北方更为明显，故电站出力值一般较小，对于一年只发几个月季节性电能的电站，甚至无法计算其保证出力。此时，可用长系列法进行出力计算，求出水电站的多年平均年发电量。

二、多年平均年发电量的计算

灌溉结合发电水库水电站的多年平均年发电量，一般采用丰、平、枯3个设计代表年的年发电量的平均值。计算时应注意，凡是月平均出力大于装机容量的，应取装机容量值。另外，对于以灌溉为主的渠首水电站，由于水库死水位较低（对发电而言），一般仅比正常渠首水位高1～2m，故在发电最低水位（相应于水轮机使用水头范围的下限）以下时就不能发电。遇到这种情况，在计算年发电量时，应从各月的发电量中把这一部分电量扣除。对于灌溉自下游取水的坝式水电站则无此问题。

三、装机容量的确定

灌溉结合发电水库水电站装机容量的确定，一般都采用简化方法，常用装机年利用小时数法。由于这类电站主要按灌溉用水要求发电，而灌溉用水具有明显的季节性，故发电流量变化较大，水电站的出力很不均匀，因而装机年利用小时数较低，一般约2500～4500小时。

【例4】 湖南省某水库，属丘陵地区，坝址以上集水区域植被良好。建库的目的是从水库引水灌溉，同时解决电力排灌、农村农副产品加工及照明等问题，故拟修建坝式小型水电站。试确定水库的兴利库容、水电站保证出力、多年平均年发电量及装机容量。

1.设计要求

1）水库主要任务是灌溉（灌溉面积7.5万亩），同时尽量满足发电要求。

2）水库距电网中心较远，为单独运行，不考虑其它补偿条件。

3）灌溉设计保证率（年保证率）$P_{灌}=95\%$，发电设计保证率（历时保证率）$P_{电}=75\%$。

2.流域基本水文资料

（1）水库资料　水库坝址以上集水面积为45.5km²；根据淤沙情况，确定水库死库容为1316万m³，相应的设计死水位为39.1m；电站下游平均水位为15.5m；水库的水位～库容曲线（图略）。

（2）水文数据　利用坝址以上集水区域内的雨量资料及坝址处水文站资料，分析求得如下有关数据。

1）多年平均年降雨量 $x_0=2250$mm，$C_{v_x}=0.30$；

2）多年平均年径流深 $y_0=690$mm，$C_{v_y}=0.35$；

3）多年平均年蒸发量$z_0=1560$mm，多年最大年蒸发量$z_m=1680$mm。

（3）各代表年的来水和用水资料　按P=10%、50%和95%选择1963～1964年、1983～1984年和1957～1958年作为丰、平、枯3个代表年，各年的来水与灌溉用水资料见

表 14-7　　某水电站设计枯水年径流调节及出力计算表

年.月	来水量 (万m³)	灌溉水量 (万m³)	损失水量 (万m³)	水库下泄水量 (万m³)	水库存水量(万m³) +	水库存水量(万m³) −	月末库容 (万m³)	月平均库容 (万m³)	月平均水位 (m)	水头损失 (m)	月平均水头 (m)	发电流量 (m³/s)	月平均出力 (kW)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
1957.5							1316						
6	1252	0	43	207	1002		2318	1817	43.2	0.7	27.0	0.79	149
7	777	81	43	207	527		2845	2582	47.6	0.7	31.4	0.79	174
8	280	171	43	207	30		2875	2860	49.6	0.7	33.4	0.79	185
9	374	236	43	236	95		2970	2923	49.9	0.7	33.8	0.90	213
10	217	171	43	207		33	2937	2954	50.0	0.7	33.9	0.79	187
11	73	245	43	245		215	2722	2830	49.5	0.7	33.3	0.93	217
12	45	192	43	207		205	2517	2620	48.2	0.7	32.0	0.79	177
1958.1	191	107	43	207		59	2458	2488	47.5	0.7	31.3	0.79	173
2	62	136	43	208		189	2269	2364	46.4	0.7	30.4	0.79	168
3	110	545	43	545		478	1791	2030	44.5	0.7	28.3	2.07	411
4	20	439	43	439		462	1329	1560	41.2	0.7	25.0	1.67	292
5	301	271	43	271		13	1316	1323	39.3	0.7	23.1	1.03	167
合计	3762	2594	516	3186		1654							2513

表 14-8　　某水电站设计平水年径流调节及出力计算表

年.月	来水量 (万m³)	灌溉水量 (万m³)	损失水量 (万m³)	水库下泄水量 (万m³)	水库存水量(万m³) +	水库存水量(万m³) −	月末库容 (万m³)	月平均库容 (万m³)	月平均水位 (m)	水头损失 (m)	月平均水头 (m)	发电流量 (m³/s)	月平均出力 (kW)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
1983.5							(1316)						
6	1832	0	43	799	990		2306	1811	43.1	0.7	26.9	3.04	572
7	1085	232	43	800	142		2548	2427	47.1	0.7	30.9	3.04	657
8	1148	23	43	800	305		2853	2701	48.7	0.7	32.5	3.04	691
9	960	138	43	800	117		2970	2912	49.9	0.7	33.7	3.04	718
10	173	352	43	352		222	2748	2859	49.5	0.7	33.3	1.34	313
11	28	108	43	278		293	2455	2602	48.0	0.7	31.8	1.06	236
12	27	179	43	278		294	2616	2308	46.3	0.7	30.1	1.06	223
1984.1	57	180	43	278		264	1897	2029	44.5	0.7	28.3	1.06	210
2	36	217	43	279		286	1611	1754	42.7	0.7	26.5	1.06	191
3	333	326	43	326		36	1575	1593	41.5	0.7	25.3	1.24	220
4	184	247	43	279		138	1437	1506	40.8	0.7	24.6	1.06	183
5	290	368	43	368		121	1316	1377	39.8	0.7	23.6	1.40	231
总计	6153	2370	516	5637		1654							4451

表 14-9　　某水电站设计丰水年径流调节及出力计算表

年.月	来水量 (万m³)	灌溉水量 (万m³)	损失水量 (万m³)	水库下泄水量 (万m³)	水库存水量变化 (万m³) +	水库存水量变化 (万m³) −	月末库容 (万m³)	月平均库容 (万m³)	月平均水位 (m)	水头损失 (m)	月平均水头 (m)	发电流量 (m³/s)	月平均出力 (kW)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
							(1316)						
1963.5	1037	128	43	915	79		1395	1356	39.7	0.7	23.5	3.48	573
6	1570	0	43	915	612		2007	1701	42.3	0.7	26.1	3.48	637
7	1202	328	43	916	243		2250	2129	45.2	0.7	29.0	3.48	706
8	1296	29	43	916	337		2587	2419	47.0	0.7	30.8	3.48	750
9	1342	108	43	916	383		2970	2779	49.1	0.7	32.8	3.48	799
10	365	308	43	476		154	2816	2893	49.7	0.7	33.5	1.82	427
11	92	81	43	477		428	2388	2602	48.0	0.7	31.8	1.82	405
12	162	89	43	477		358	2030	2209	45.7	0.7	29.5	1.82	376
1964.1	198	129	43	477		322	1708	1869	43.4	0.7	27.2	1.82	347
2	336	28	43	477		184	1524	1616	41.6	0.7	25.4	1.82	324
3	404	263	43	477		116	1408	1466	40.4	0.7	24.2	1.82	308
4	428	121	431	477		92	1316	1362	39.7	0.7	23.5	1.82	299
合计	8432	1607	516	7916	1654	1654							5951

表 14-10　　某水电站月平均出力频率曲线计算表

序号	出力 (kW)	频率 (%)	序号	出力 (kW)	频率 (%)	序号	出力 (kW)	频率 (%)
1	799	2.8	13	376	36.1	25	213	69.4
2	750	5.6	14	347	38.9	26	210	72.2
3	718	8.3	15	324	41.7	27	197	75.0
4	708	11.1	16	313	44.4	28	187	77.8
5	691	13.9	17	308	47.2	29	185	80.6
6	657	16.7	18	299	50.0	30	183	83.3
7	637	19.4	19	292	52.8	31	177	86.1
8	573	22.2	20	236	55.6	32	174	88.9
9	572	25.0	21	231	58.3	33	173	91.7
10	427	27.8	22	223	51.1	34	168	94.4
11	411	30.6	23	220	63.9	35	167	97.2
12	405	33.3	24	217	66.7	36	149	100.0

表14-7、14-8和14-9中的（2）、（3）两栏。

3.兴利库容和正常蓄水位的确定

为了满足灌溉的需要并兼顾发电的要求，需要对枯水年（1957～1958年）的来水、用水过程按等流量法进行完全年调节计算，以求出灌溉结合发电的兴利库容$V_{兴}$，见表14-7的前7栏。由表中计算可得$V_{兴}$=1654万m³。现对前7栏的计算做如下说明。

（1）水量损失　包括水库的渗漏与蒸发损失，根据当地统计资料，每月损失水量按当月平均库容的2.0%计算。为简化计算，不每月分别计算，而取每月损失水量为一常数，经分析确定每月损失水量为43万m³。

（2）水库下泄水量　在一年之内水库各月下泄水量之和应等于来水总量与年总损失水量之差，即总下泄量=3702−12×43=3186万m³。把3186万m³分配到12个月里去，1957年9月、11月，1958年3、4、5月，灌溉用水量较大，水库即按第（3）栏灌溉水量下泄，其余7个月按均匀下泄分配，即207万m³。为保持水量平衡，1958年2月增加1万m³的下泄量，即208万m³。

（3）水库存水　将来水量减去水量损失，再减水库下泄水量，得正值则填于第(6)栏，负值填于第（7）栏。因水库是一次运用，对这两栏分别求和，得1654万m³，即为进行完全年调节所需的兴利库容。

（4）检查由原简化计算的水量损失　年平均库容=1316+$\frac{1}{2}$×1654=2143万m³，每月损失水量=2143×2%=42.86万m³，原拟每月损失水量为43万m³是合理的。

由以上计算得到$V_{兴}$=1654万m³，$V_{兴}+V_{死}$=2970万m³，查库容曲线，得正常蓄水位$Z_{蓄}$=50.0m。

4.保证出力的计算

灌溉水库水电站常常没有明显的供水期，因此其设计保证率多采用历时保证率。先要对丰、平、枯3个代表年做完全年调节计算，计算按表14-7、14-8、14-9进行。现将出力计算说明如下。

1）各代表年各月的水量损失采用同一值，每月的水量损失按年平均库容的2%计，即43万m³。

2）水库下泄水量的计算，原则上按等流量下泄，即在满足各月灌溉用水量的前提下，各月下泄水量尽量均匀。如果按全年均匀下泄汛期出现水库蓄满必须弃水的情况，则可分成蓄水期、供水期两段，两段分别按等流量下泄，现以表14-9设计丰水年的计算为例加以说明。

蓄水期（5～9月）每月下泄水量为

$$\frac{（5\sim9月总来水量）-（5\sim9月总损失水量）-V_{兴}}{5}$$

$$=\frac{6447-215-1654}{5}=916万m^3$$

供水期（10～4月）每月下泄水量为

$$\frac{(10\sim4\text{月总来水量})-(10\sim4\text{月总损失水量})+V_{兴}}{7}$$

$$=\frac{1985-301+1654}{7}=477\text{万m}^3$$

在表14-8中，供水期1983年10月、1984年3月和5月，灌溉用水量较大，计算时应先满足这3个月的灌溉用水要求，其余5个月再按均匀量下泄。

3）月平均库容$=\frac{1}{2}$（上月末库容＋本月末库容）。

4）月平均水位：由第（9）栏数据查$Z\sim V$曲线而得。

5）水头损失：根据水力学公式，按平均计算得到0.7m。

6）月平均水头：（12）栏＝（10）栏－15.5－（11）栏。由于本水电站水头较高，在计算月平均水头时，采用电站下游平均水位15.5m，可使计算简化。

7）发电流量$Q_{电}$＝水库下泄量/每月的秒数。每月秒数平均按$30.4\times86400=2626560$s计。

8）月平均出力：按公式$N=7Q_{电}H_{净}$计算。

将3个代表年计算所得的月平均出力（共36个），按由大到小的顺序排队，并用公式$P=\frac{m}{n}\times100\%$计算各出力的频率（或称保证率），如表14-10所示。利用此表数据，绘制该水电站的月平均出力频率曲线（图略）。再按水电站的设计保证率$P_{设}=75\%$从图上查得水电站的保证出力$N_P=197$kW。

5.多年平均年发电量和装机容量的确定

按装机年利用小时数法来确定装机容量。由于本水电站的主要负荷是电力排灌、农副产品加工及农村照明，而该电站位于雨量丰沛地区，水力资源较丰富，除满足灌溉外，尚有多余水量专供发电。故装机年利用小时数可采用较大值，今取$h_{年}=4400$小时。

现用试算法来确定装机容量和多年平均年发电量。设装机容量$N_{装}=700$kW，则计算多年平均年发电量$\bar{E}_{年}$时，表14-7、14-8、14-9中，凡月平均出力大于700kW的都只能按700kW计算，即

$$\bar{E}_{年}=\frac{1}{3}[(5951+4451+2513)-(799-700)-(750-700)-(718-700)$$
$$-(706-700)]\times730=310.3\times10^4\text{kW}\cdot\text{h}$$

由此得到

$$N_{装}=\frac{\bar{E}_{年}}{h_{年}}=\frac{310.3\times10^4}{4400}=705\text{kW}$$

此值与假设的装机容量700kW接近，故采用$N_{装}=700$kW。

套用两台出力为350kW的现有机组，则最后确定本水电站的装机容量为$N_{装}=2\times350=700$kW。

多年平均年发电量则为

$$\bar{E}_{年}=N_{装}\cdot h_{年}=700\times4400=308\times10^4\text{kW}\cdot\text{h}$$

该算例是规划时兴利库容未定的情况，因此在决定$V_{兴}$时，除满足灌溉要求外，还适

当考虑了发电的要求。当灌溉水库已经建成，$V_{兴}$已定，正常蓄水位$Z_{蓄}$和死水位$Z_{死}$已知时，则在进行丰、平、枯3个代表年的调节计算时，就不再需要先确定$V_{兴}$了。

习　　题

【14-1】 某水电站为引水式无调节水电站，设计保证率$P=75\%$，设计净水头$H_p=243m$，并取为常数。出力系数$A=7.5$。本水电站下游不远处设有水文站，该水文站有30年的日流量实测资料，对30年的年平均流量进行频率分析计算，选得丰、平、枯3个设计代表年的日平均流量为1096个，将日流量资料由大到小分组，并计算其相应出力N和频率P（见表14-11）。试求：

1）根据表14-11所列的数据，绘制日平均流量、日平均出力频率曲线和日平均出力历时曲线；

2）求日平均保证流量Q_p和日平均保证出力N_p。

表 14-11　　日平均流量和日平均出力频率（历时）曲线计算表

分组流量 (m³/s)	分组流量个数	累积流量个数	组末出力 (kW)	频率 P (%)	年平均历时 (h)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
≥100.0	1	1	18230	0.1	9
99.9～90.0	3	4	16400	0.4	35
89.9～80.0	2	6	14580	0.5	44
79.9～70.0	1	7	12760	0.6	53
69.9～60.0	8	15	10940	1.4	123
59.9～55.0	2	17	10020	1.6	140
54.9～50.0	9	26	9110	2.4	210
49.9～45.0	7	33	8200	3.0	263
44.9～40.0	7	40	7290	3.7	324
39.9～35.0	22	62	6380	5.7	499
34.9～30.0	23	85	5470	7.8	683
29.9～25.0	37	122	4560	11.1	972
24.9～20.0	98	220	3650	20.1	1760
19.9～18.0	49	269	3280	24.5	2146
17.9～16.0	82	351	2920	32.0	2803
15.9～14.0	98	449	2550	41.0	3592
13.9～12.0	160	609	2190	55.6	4871
11.9～10.0	119	728	1820	66.4	5817
9.9～8.0	112	840	1460	76.6	6710
7.9～6.0	190	1030	1090	94.0	8234
5.9～4.0	61	1091	730	99.5	8716
3.9～2.0	5	1096	370	100.0	8760
合　计	1096				

【14-2】 在某河上拟建一座以灌溉为主结合发电的水电站，主要供给农业、县办小工业及照明用电。有关资料如下：

1.资料

1）水库平水年各月来水和灌溉用水量（见表14-12）。

2）水库水位~容积曲线（见表14-13）。

表 14-12　　水库平水年各月来水和灌溉用水量表

月　　份	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6
月径流量(万m³)	179	294	297	55	55	50	47	45	100	84	52	189
月灌溉用水量(万m³)	52.5			105					105	105	105	210

表 14-13　　水 库 水 位 ～ 库 容 曲 线 表

水位Z(m)	200	202	204	206	208	210	212	214	216	218
容积V(万m³)	10	12	17	21	28	37	45	55	67	85
水位Z(m)	220	222	224	226	228	230	232	234	236	238
容积V(万m³)	105	131	158	190	227	269	321	394	463	540

3）灌溉设计保证率和发电设计保证率取相同值，即$P_{灌}=P_{电}=80\%$。

4）该水库的水量损失按全年总水量的2%计算，然后各月平均分摊；水电站的水头损失平均按0.5m计算。

5）该水库设计死水位$Z_{死}=200m$，$V_{死}=10$万m³，电站下游尾水位变化不大，平均为185m。

6）丰水年和枯水年的出力计算成果（见表14-14）。

表 14-14　　丰水年和枯水年出力计算成果表

月份 / 年	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	6
	月 平 均 出 力 (kW)											
丰水年(P=25%)	5.19	663	360	143	211	194	172	130	63	87	88	218
枯水年(P=75%)	40	29	33.2	113	34	35.4	35.6	36.1	123	119	115	179

7）水电站出力计算参数$A=7.0$。

2.要求

1）根据平水年的来水和灌溉用水资料，按理想完全年调节计算各月的水流出力。

2）利用3个代表年的各月出力绘制出力保证率曲线，按$P_{电}=80\%$，求其保证出力N_P。

3）确定装机容量和机组台数（单机容量为100kW订货方便）。

4）计算多年平均年发电量。

第十五章 水库防洪计算

在河流上修建水库，通过兴利调节计算，可以把枯水年或枯水年组的径流重新分配，以满足各用水部门的需水要求。但是，由于天然河流水资源存在着利弊两重性，设计或运用水库时，既要考虑兴利问题，又应注意防洪问题。水库防洪任务一是修建泄洪建筑物，保护水库不受到洪水溢顶造成大坝失事；二是设置防洪库容，蓄纳洪水或阻滞洪水，减轻下游地区的洪水威胁，以保证下游防护区的安全。因此，水库防洪计算一般是在兴利计算的基础上，合理地定出泄洪设备参数和选择有关防洪参数，诸如防洪库容、设计洪水位、校核洪水位以及坝高等。

第一节 概 述

一、防洪设计标准

第六章曾经叙述水工建筑物防洪设计标准问题。水工建筑物的设计标准取决于建筑物的等级，并分为正常运用和非常运用两种情况。防洪设计标准拟定后，就可据此选定相应的设计洪水，以作为调洪计算的依据。

在制定防洪设计标准时，若水库承担下游防洪任务，除了要考虑保证水工建筑物自身安全的防洪标准外，还要考虑下游防护对象，例如被保护的城镇、工矿区或农田等的防洪标准。当这种标准的洪水发生时，通过下游河道的最大泄量，不超过河道的允许泄量或控制水位。防护对象的防洪标准，应按防护对象的重要性，历史洪水灾害情况、工程的防洪能力以及政治经济影响等因素，经过分析论证后拟定。水电部1977年颁布的《水利水电工程水利动能设计规范SDJ11-77(试行)》中给出的防洪标准（见表15-1）可供参考。

表 15-1 防护对象的防洪标准

防护对象			防洪标准	
城 镇	工 矿 区	农田面积(万亩)	重现期(年)	频 率 (%)
特别重要城市	特别重要工矿区	>500	>100	<1
重 要 城 市	重 要 工 矿 区	100～500	50～100	2～1
中 等 城 市	中 等 工 矿 区	30～100	20～50	5～2
一 般 城 市	一 般 工 矿 区	<30	10～20	10～5

一般水工建筑物防洪标准要高于防护对象的防洪标准，因为一旦大坝失事，造成水体突然泄放，其后果甚为严重；有时当防洪对象的防洪任务非常重要时，两者也可能相等。

二、水库防洪设施及其调洪作用

设计水库时，为使水工建筑物和下游防护地区能抵御规定的洪水，要求水库有防洪设施，即设置一定的防洪库容和泄洪建筑物，使洪水经过调节后，安全通过大坝，还要求下泄流量不超过防护河段的允许泄量，以保证下游防护对象的安全。河道的允许泄量是指防护河段允许通过而不发生泛滥的最大流量。

泄洪建筑物的类型有表面式溢洪道和深水式泄水洞。表面式溢洪道又分为无闸溢洪道和有闸溢洪道。不同型式的泄洪建筑物，调节入库洪水之后，下泄的流量过程线是不相同的，说明它们的调洪作用也不相同。

无闸溢洪道常称作开敞式溢洪道，当库水位超过溢洪道的堰顶高程时，即自行泄流。假设某次洪水来临时，库水位正好与堰顶齐平，此时，水库即开始溢洪（见图15-1中的A点）。在溢洪初期，溢洪道堰顶水头较小，其下泄流量小于同一时期的入库流量，因此入库水量部分滞存在堰顶之上的水库容积中，余水不断地蓄于水库中。随着水库蓄水量增加，水位相应升高，下泄流量也随之增大，直至溢洪道的泄流能力与同一时刻的入库流量相等（见图15-1的B点），水库出现最大的蓄水量及相应的最大下泄流量q_m。B点以后，入库流量小于同一时刻的下泄流量，于是水库水位和下泄流量也随之逐渐减小，直至水位消落至堰顶高程为止。图15-1中泄流过程线与入库洪水过程线间阴影部分的面积相当于水库的防洪库容。由于水库只能延滞和调节洪水，不能控制洪水和与兴利库容结合，故此防洪库容用$V_{调}$表示。

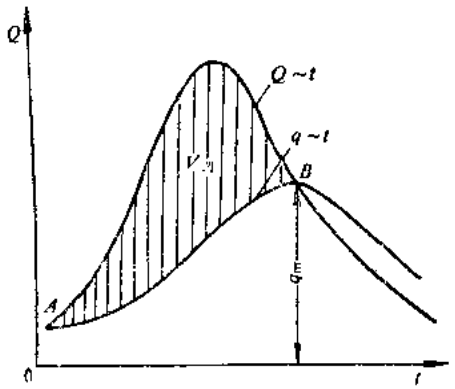


图 15-1　无闸溢洪道泄流过程示意图

有闸溢洪道的调洪，由于闸门操作方式不同，增加了调洪演算的复杂性。这里介绍一种一般的情况，借此说明有闸溢洪道的调洪作用。

设有闸门溢洪道的闸门顶高程一般和正常蓄水位齐平，而溢洪道的堰顶高程低于汛前水位。假定下游防洪标准的入库洪水来临时，由于溢流堰顶已具有一定的水头，这时如启闸泄洪其泄流能力可能超过初期的入库流量。为了保证兴利的要求，不允许泄出汛前水位以下的蓄水量。因此在t_a[见图15-2(b)]以前应人为地控制闸门的开度，使下泄流量等于入库流量，如图15-2(b)的ab段所示。到t_a以后，入库流量开始大于闸门全部开启的泄流能力，这时为使水库有效地泄洪，应将闸门完全打开，水库逐渐蓄水，泄量也随之增大，如图中的bc段所示。到t_c时刻，水库下泄能力开始大过下游河道的允许泄量$q_{允}$，不能继续敞开泄流，这时应徐徐关小闸门，按$q=q_{允}$下泄，以保证下游防护对象的安全。图中阴影面积就是水库为保证下游防洪安全所必须设置的防洪库容$V_{防}$，与之相应的库水位称作防洪高水位，以$Z_{防}$表示[见图15-2(a)]。为明确起见，当入库洪水为大坝设计标准洪水时，水库达到的最高水位为设计洪水位，相应的防洪库容用$V_{设}$表示。

深水式泄洪洞设于一定水深处，其水流状态属于有压出流。在开始泄洪时，泄洪洞已

有较大的作用水头，此时闸门全开时的泄洪能力为q_0，由t_0至t_1时刻，必须控制闸门使其下泄流量恰等于入库流量，如图15-3中OA时段所示。至t_1以后，入库流量开始超过底孔闸门全部打开时的泄流能力，这时应将闸门全开，随着水库蓄量的增加，下泄流量亦逐渐增大，泄量至B点时，达到最大值q_m。

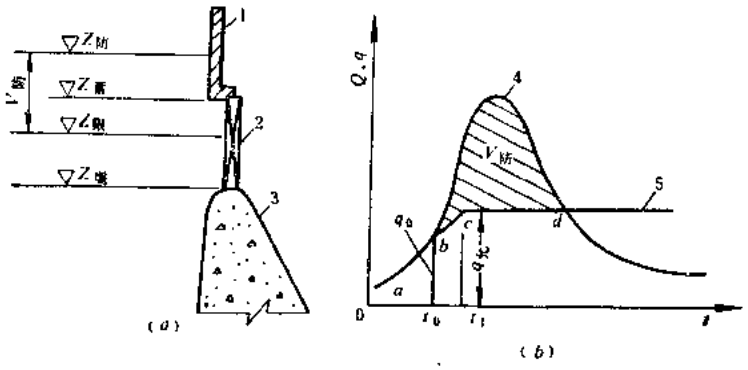


图 15-2 有闸溢洪道泄流过程示意图

(a)闸前水位；(b)入库出库流量过程线

1—胸墙；2—闸门；3—溢洪道；4—入库流量过程线$Q\sim t$(相当于下游防洪标准的)；5—出库流量过程线$q\sim t$

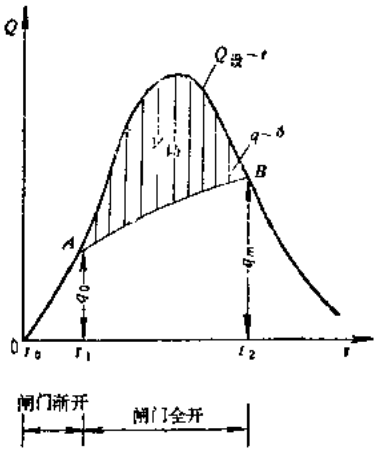


图 15-3 泄洪洞泄洪过程示意图

第二节 水库调洪计算的原理和方法

水库是控制洪水的有效工程措施，其调节洪水的作用在于拦蓄洪水，削减洪峰，延长泄洪时间，使下泄流量能安全通过下游河道。调洪计算的任务是在水工建筑物或下游防护对象的防洪标准一定的情况下，根据已知的设计入库洪水过程线、水库地形特性资料、拟定的泄洪建筑物型式和尺寸、调洪方式，通过调洪计算，推求出水库出流过程、最大下泄流量、防洪库容和水库相应的最高洪水位。

一、水库调洪计算的基本方程

水库调洪是在水量平衡和动力平衡（即圣维南方程组的连续方程和运动方程）的支配下进行的。水量平衡用水库水量平衡方程表示，动力平衡可由水库蓄泄方程(或蓄泄曲线)来表示。调洪计算就是从起调开始，逐时段连续求解这两个方程。

1.水库水量平衡方程

在某一时段Δt内，入库水量减去出库水量，应等于该时段内水库增加或减少的蓄水量。水量平衡方程为

$$\frac{Q_1+Q_2}{2}\Delta t-\frac{q_1+q_2}{2}\Delta t=V_2-V_1 \qquad (15\text{-}1)$$

式中 Q_1、Q_2——时段Δt始、末的入库流量，m^3/s；

q_1、q_2——时段Δt始、末的出库流量，m^3/s；

V_1、V_2——时段Δt始、末的水库蓄水量，m^3；

Δt——计算时段，s，其长短的选择，应以能较准确地反映洪水过程线的形状为原则。陡涨陡落的，Δt取短些；反之，取长些。

2.水库蓄泄方程或水库蓄泄曲线

水库通过溢洪道泄洪，其泄流量大小，在溢洪道型式、尺寸一定的情况下，取决于堰顶水头H，即$q=f(H)$。对于无闸或闸门全开的表面式溢洪道，下泄流量可按堰流公式计算；深水式泄洪孔的下泄流量可按有压管流公式计算。当水库内水面坡降较小，可视为静水面时，其泄流水头H只是库中蓄水量V的函数，即$H=f(V)$，故下泄流量q成为蓄水量V的函数，即

$$q=f(H) \qquad (15\text{-}2)$$

或

$$q=f(V) \qquad (15\text{-}3)$$

式（15-3）是假设库水面为水平时的水库泄流方程或称$q=f(V)$曲线。该曲线由静库容曲线和泄流计算公式综合而成。

对于狭长的河川式水库，在通过洪水流量时，由于回水的影响，水面常呈现明显的坡降。在这种情况下，按静库容曲线进行调洪计算常带来较大的误差，因此为了满足成果精度的要求，必须采用动库容进行调洪计算。

二、考虑静库容的调洪计算方法

按静库容曲线进行调洪计算时，系假设水库水面为水平，采用下泄流量与蓄水量的关系$q=f(V)$求解。常用的方法有列表试算法和图解分析法。对于小型水利工程或工程初步设计方案比较阶段，可采用简化计算方法，例如简化三角形法。

1.列表试算法

此法用列表试算来联立求解水量平衡方程和动力方程，以求得水库的下泄流量过程线，其计算步骤如下：

1）根据库区地形资料，绘制水库水位容积关系曲线$Z\sim V$，并根据既定的泄洪建筑物的型式和尺寸，由相应的水力学出流计算公式求得$q\sim V$曲线。

2）从第一时段开始调洪，由起调水位（即汛前水位）查$Z\sim V$及$q\sim V$关系曲线得到水量平衡方程中的V_1和q_1；由入库洪水过程线$Q(t)$查得Q_1、Q_2；然后假设一个q_2值，根据水量平衡方程算得相应的V_2值，由V_2在$q\sim V$曲线上查得q_2，若二者相等，q_2即为所求。否则，应重设q_2，重复上述计算过程，直到二者相等为止。

3）将上时段末的q_2、V_2值作为下一时段的起始条件，重复上述试算过程，最后即可得出水库下泄流量过程线$q(t)$。

4）将入库洪水$Q(t)$和计算的$q(t)$两条曲线点绘在一张图上，若计算的最大下泄流量q_m正好是二线的交点，说明计算的q_m是正确的。否则，计算的q_m有误差，应改变时段Δt重新进行试算，直至计算的q_m正好是二线的交点为止。

5）由q_m查$q\sim V$曲线，得最高洪水位时的总库容V_m，从中减去堰顶以下的库容，得到防洪库容$V_{防}$。由V_m查$Z\sim V$曲线，得最高洪水位$Z_{防}$。显然，当入库洪水为设计标准的洪水时，求得的q_m、$V_{防}$、$Z_{防}$即为设计标准的最大泄流量$q_{m,设}$、设计防洪库容$V_{设}$和设计洪水位$Z_{设}$。同理，当入库洪水为校核标准的洪水时，求得的q_m、$V_{防}$、$Z_{防}$即为$q_{m,校}$、$V_{校}$和$Z_{校}$。

【例1】 某水库泄洪建筑物为无闸溢洪道，其堰顶高程与正常蓄水位齐平为116m，

堰顶宽$B=45$m，堰流系数$m_1=1.6$。该水库设有小型水电站，汛期按水轮机过水能力$Q_{电}=10$m³/s引水发电。水库库容曲线和设计洪水过程线数值分别列于表15-2和表15-3中。求水库下泄流量过程线$q(t)$。

表15-2　　水库水位容积关系

库水位Z(m)	75	80	85	90	95	100	105	115	125	135
库容 V(10⁴m³)	0.5	4.0	10.0	23.0	45.0	77.5	119	234	401	619

表15-3　　设计洪水过程线

时间t(h)	0	12	24	36	48	60	72	84	96
流量Q(m³/s)	10	140	710	279	131	65	32	15	10

取计算时段$\Delta t=12$小时。假定洪水到来时，水位刚好保持在溢洪道堰顶，即起调水位为116m。

（1）绘制$Z\sim V$曲线　按表15-2所给数据，绘制库容曲线$Z\sim V$，如图15-4所示。

（2）列表计算$q\sim V$曲线　在堰顶高程116m之上，假设不同库水位Z[列于表15-4第(1)栏]，用它们分别减去堰顶高程116m，得第(2)栏所示的堰顶水头H，代入堰流公式

$$q_{溢}=m_1BH^{3/2}=1.6\times 45H^{3/2}=72H^{3/2} \qquad (15\text{-}4)$$

从而算出各H相应的溢洪道泄流能力，加上发电流量10m³/s，得Z值相应的水库泄流能力$q=q_{溢}+q_{电}$，列于第(3)栏。再由第(1)栏的Z值查图15-4中的$Z\sim V$曲线，得Z值相应的库容V，见表15-4第(4)栏。

表15-4　　某水库$q\sim V$关系计算表

库水位Z(m)	(1)	116	118	120	122	124	126
堰顶水头H(m)	(2)	0	2	4	6	8	10
泄流能力q(m³/s)	(3)	10	214	586	1068	1638	2280
库　容V(10⁴m³)	(4)	247	276	307	340	378	423

（3）绘制$q\sim V$曲线　由表15-4中第(3)、(4)栏对应值，绘制该水库的蓄泄曲线$q\sim V$（见图15-4）。

（4）推求下泄流量过程线$q(t)$　按表15-5的格式逐时段进行试算。对于第一时段，按起始条件$V_1=247\times 10^4$m³、$q_1=10$m³/s和已知值$Q_1=10$m³/s、$Q_2=140$m³/s求V_2、q_2。假设$q_2=30$m³/s，由式(15-1)得

$$V_2=\frac{10+140}{2}\times12\times3600-\frac{10+30}{2}\times12\times3600+247\times10^6$$
$$=249.38\times10^6\text{m}^3$$

依此查图15-4中的$q\sim V$曲线，得$q_2=20\text{m}^3/\text{s}$，与原假设不符，故需重设$q_2$进行计算。再假设$q_2=20\text{m}^3/\text{s}$，由式（15-1）得

$$V_2=\frac{10+140}{2}\times12\times3600-\frac{10+20}{2}\times12\times3600+247\times10^6$$
$$=249.59\times10^6\text{m}^3$$

再依此查$q\sim V$曲线，得$q_2=20\text{m}^3/\text{s}$，与假设相符，故$q_2=20\text{m}^3/\text{s}$和$V_2=249.59\times10^6\text{m}^3$即为所求。分别填入表15-5中该时段末的第（6）、（9）栏。

以第一时段所求的V_2、q_2作为第二时段初的V_1、q_1，重复第一时段的试算过程，可求得第二时段的$V_2=265.26\times10^6\text{m}^3$、$q_2=105\text{m}^3/\text{s}$。如此继续试算下去，即得表15-5第（6）栏所示的下泄流量过程$q(t)$。

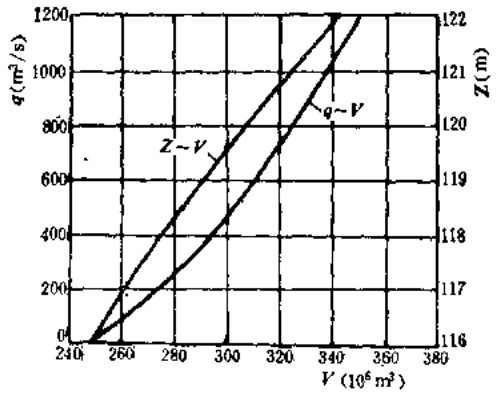


图 15-4 某水库库容曲线$Z\sim V$及蓄泄曲线$q\sim V$

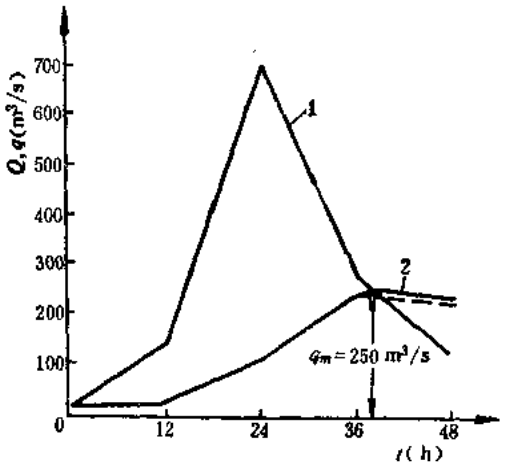


图 15-5 某水库设计洪水过程线及下泄流量过程线

1—设计洪水过程线$Q(t)$；2—下泄流量过程线$q(t)$

（5）计算最大下泄流量q_m 按每时段$\Delta t=12$小时，取表15-5中第（1）、（3）、（6）栏的t、Q、q值，绘出如图15-5的$Q(t)$和$q(t)$（退水段为虚线）过程线。可见以$\Delta t=12$小时逐时段试算求得的$q_m=240\text{m}^3/\text{s}$不是正好落在$Q(t)$线上，而是偏在它的下方，正确的$q_m$值应比$240\text{m}^3/\text{s}$大一些，出现时间稍晚一些，为此，可根据二曲线相交的趋势，设$q_m=q_2=250\text{m}^3/\text{s}$，在图15-5上查得$\Delta t=2$小时，该时段初的$V_1=279.18\times10^6\text{m}^3$，$q_1=240\text{m}^3/\text{s}$，$Q_2=279\text{m}^3/\text{s}$，代入式（15-1）得

$$V_2=\left(\frac{279+250}{2}-\frac{240+250}{2}\right)\times2\times3600+279.18\times10^6$$
$$=279.32\times10^6\text{m}^3$$

依此在图15-4的$q\sim V$线上查得$q_2=250\text{m}^3/\text{s}$，与假设的$q_2$（即$q_m$）相符。故$q_m=250\text{m}^3/\text{s}$即为所求，其出现时间在第38小时。

表 15-5　　某水库调洪计算表（列表试算法）

时间 t (h)	时段 Δt (h)	Q (m^3/s)	$\frac{Q_1+Q_2}{2}$ (m^3/s)	$\frac{Q_1+Q_2}{2}\Delta t$ (10^4m^3)	q (m^3/s)	$\frac{q_1+q_2}{2}$ (m^3/s)	$\frac{q_1+q_2}{2}\Delta t$ (10^4m^3)	V (10^4m^3)	Z (m)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
0		10			10			247.00	116.0
	12		75	3.24		15	0.65		
12		140			20			249.58	116.2
	12		425	18.36		625	2.70		
24		710			105			265.26	117.2
	12		494.5	21.36		1725	7.45		
36		279			240			269.13	118.2
	2		264.5	1.90		245	1.76		
38		250			250			279.32	118.2
	10		190.5	6.86		240	8.64		
48		131			230			277.54	118.1
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

以后仍采用与第 4 步同样的方法，对38～48小时时段进行试算，求得第48小时的$q=230\ m^3/s$，图15-5中36～48小时用实线绘出的$q(t)$，代表该时段正确的下泄流量过程。

（6）推求设计防洪库容$V_{设}$和设计洪水位$Z_{设}$　按$q_m=250m^3/s$从图15-4的$q\sim V$线上查得相应的总库容$V_m=279.32\times10^4m^3$，减去堰顶高程以下的库容$247\times10^4m^3$，即得$V_{设}=32.32\times10^4m^3$；由V_m值从图15-4的$Z\sim V$线上查得$Z_{设}=118.21m$。

2. 图解分析法（又称半图解法）

上述列表试算法概念清楚，但试算工作量较大。为了减少计算工作量，不少学者提出了许多其它计算方法，例如图解分析法（又称半图解法）、图解法、概化图形法等等，它们的基本原理都是相同的，只是在计算技巧上，或者公式形式上有所改换而已。本文介绍波达波夫的图解分析法，便于读者了解该类方法的性质，应用时可以根据具体情况加以采用及改换。

若将式（15-1）整理移项，可写为

$$\left(\frac{V_2}{\Delta t}+\frac{q_2}{2}\right)=Q_{cp}+\left(\frac{V_1}{\Delta t}-\frac{q_1}{2}\right) \qquad (15\text{-}5)$$

由式（15-3）可知，V_1及V_2均分别为q_1及q_2的函数，可写出如下两个函数式：

$$\varphi(q)=\left(\frac{V}{\Delta t}-\frac{q}{2}\right) \qquad (15\text{-}6)$$

和

$$f(q)=\left(\frac{V}{\Delta t}+\frac{q}{2}\right) \qquad (15\text{-}7)$$

Q_{cp}为时段Δt内已知的入库平均流量，因此，只要计算出式（15-5）右端的数值，就可以利用左端的函数关系确定q_2，连续计算下去就可以得到每一时刻的下泄流量。

在计算前可先根据既定的泄洪建筑物的型式和尺寸、库容曲线及计算时段Δt，绘出与上述式（15-6）、（15-7）两个函数式相应的辅助曲线（见图15-6）。

在作好上述辅助曲线后，即可按下列步骤进行图解计算。

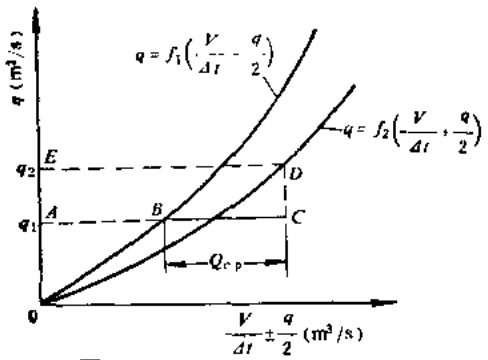


图 15-6 图解分析法辅助曲线

1）根据第一时段初出库流量q_1，在上图纵坐标轴上截取A点，使$OA=q_1$；

2）过A点作一平行于水平轴的直线AC，该线与$q\sim\left(\frac{V}{\Delta t}-\frac{q}{2}\right)$曲线交于$B$点，在直线上由$B$向右边量取$BC=Q_{cp}$；

3）过C点作一平行于纵坐标轴的直线与$q\sim\left(\frac{V}{\Delta t}+\frac{q}{2}\right)$曲线交于$D$点，过$D$点引一平行于水平轴的直线与纵坐标轴交于$E$点，则$OE=q_2$，即为所求的时段末下泄流量。

上述图解计算的正确性，可证明如下：

图中

$$AB=\frac{V_1}{\Delta t}-\frac{q_1}{2}$$

$$BC=Q_{cp}$$

$$ED=\frac{V_2}{\Delta t}+\frac{q_2}{2}$$

由图中可见，$ED=AB+BC$，将上述各项右端数值代入，得

$$\left(\frac{V_2}{\Delta t}+\frac{q_2}{2}\right)=Q_{cp}+\left(\frac{V_1}{\Delta t}-\frac{q_2}{2}\right)$$

证明上述图解计算结果与式（15-1）相符。

对下一时段的计算，则可将上一时段求得的q_2作为其计算的起始条件q_1，并用上述同样的方法进行图解计算，求得时段末的出库流量。如此类推，最后求得水库的下泄流量过程线$q(t)$。

【例2】 利用例1的条件和资料，按图解分析法求水库的下泄流量过程线及防洪库容。

（1）绘制$q\sim\frac{V}{\Delta t}\pm\frac{q}{2}$辅助曲线　利用水库已有的资料，列表计算$\frac{V}{\Delta t}\pm\frac{q}{2}$数值（见表15-6）。根据表15-6数据，点绘出$q\sim\frac{V}{\Delta t}\pm\frac{q}{2}$关系曲线（见图15-6）。

（2）推求$q(t)$及q_m　调洪的起始条件同例1，取计算时段$\Delta t=12$h。对于第一个时段，已知$Q_1=10\text{m}^3/\text{s}$，$Q_2=140\text{m}^3/\text{s}$，$Q_{cp}=75\text{m}^3/\text{s}$，$q_1=10\text{m}^3/\text{s}$，用$q_1=10\text{m}^3/\text{s}$在纵坐标上量得$A$点，过$A$引水平线与$q\sim\left(\frac{V}{\Delta t}-\frac{q}{2}\right)$曲线交于$B$点；在$AB$延长线上量取$BC=Q_{cp}=75\text{m}^3/\text{s}$；过$C$点引一垂线与$q\sim\left(\frac{V}{\Delta t}+\frac{q_2}{2}\right)$曲线交于$D$，该点的纵坐标即为$q_2=20\text{m}^3/\text{s}$。

将第一时段q_2作为第二时段q_1，用上述相同的方法计算，即可求得第二时段q_2，其余时段同理类推。最后求得$q(t)$如表15-7所示。

表 15-6　　$q\sim\frac{V}{\Delta t}\pm\frac{q}{2}$关系曲线计算表　（$\Delta t=12$h）

Z (m)	H (m)	V (10^6m³)	$\frac{V}{\Delta t}$ (10^3m³/s)	q (m³/s)	$\frac{1}{2}q$ (m³/s)	$\frac{V}{\Delta t}+\frac{1}{2}q$ (10^3m³/s)	$\frac{V}{\Delta t}-\frac{1}{2}q$ (10^3m³/s)
116	0	247	5.72	10	5	5.725	5.715
117	1	262	6.06	82	41	6.101	6.019
118	2	276	6.39	214	107	6.497	6.283
119	3	291	6.74	384	192	6.932	6.548
120	4	307	7.11	586	293	7.403	6.817
121	5	322	7.45	816	408	7.858	7.042
122	6	340	7.87	1068	534	8.404	7.336
124	8	378	8.75	1638	819	9.569	7.931
126	10	423	9.79	2280	1140	10.930	8.650

表 15-7　　调 洪 计 算 成 果 表

时间 (h)	0	12	24	36	48	60	72	84	96	108
Q (m³/s)	10	140	710	279	131	65	32	15	10	10
Q_{cp} (m³/s)		75	425	495	205	98	49	24	13	10
q (m³/s)	10	20	105	235	225	175	130	100	75	65

按表15-7中的计算成果绘出$Q(t)$线和$q(t)$线（见图15-7）。$q(t)$线的峰值q_m按趋势绘于$Q(t)$线的退水段上，并量得$q_m=250$m³/s。从该图可求得相应$V_{滞}=30.5\times10^6$m³。

3.图解法

上述图解分析法比较简单明了，可以避免试算工作的繁琐，但不能在图上直接绘出下泄流量过程线，而且根据数字在图上量取Q_{cp}容易出错，因此也有人采用其它图解法。这

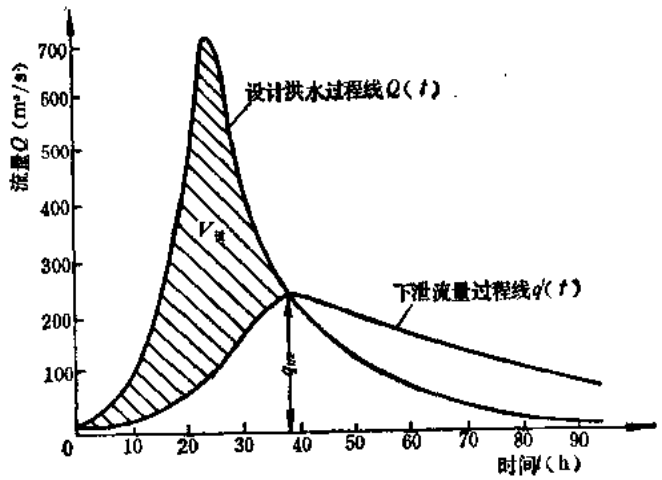


图 15-7　下泄流量过程线

里介绍一种较常用的图解法。

若将式（15-1）改写如下：

$$(Q_{cp}-q_1)\Delta t+\left(V_1+\frac{q_1}{2}\Delta t\right)=\left(V_2+\frac{q_2}{2}\Delta t\right) \qquad (15\text{-}8)$$

由此可见，等式左端第二项与等式右端的函数形式是相同的，即

$$(Q_{cp}-q_1)\Delta t+f(q_1)=f(q_2) \qquad (15\text{-}9)$$

上式中左端是已知的，右端是未知的，只要利用$f(q)$辅助曲线，按此函数关系即可确定q_2。

在图解计算之前，先绘出如图15-8的有关曲线。图中第一象限为入库洪水过程线，第二象限为利用式（15-9）点绘的$f(q)$曲线及$Q\Delta t$直线。然后，按以下步骤作图。

1）第一时刻t_1开始，从q_1处向左作水平线，交$f(q)$曲线于A点；

2）过A点作$Q\Delta t$直线的平行线，并由$Q(t)$线第一时段中的Q_{cp}处向左作水平线，交上述平行线于B点；

3）过B点作垂线，交$f(q)$于C点；

4）由C点向右作水平线与t_2时刻垂线相交即为q_2。

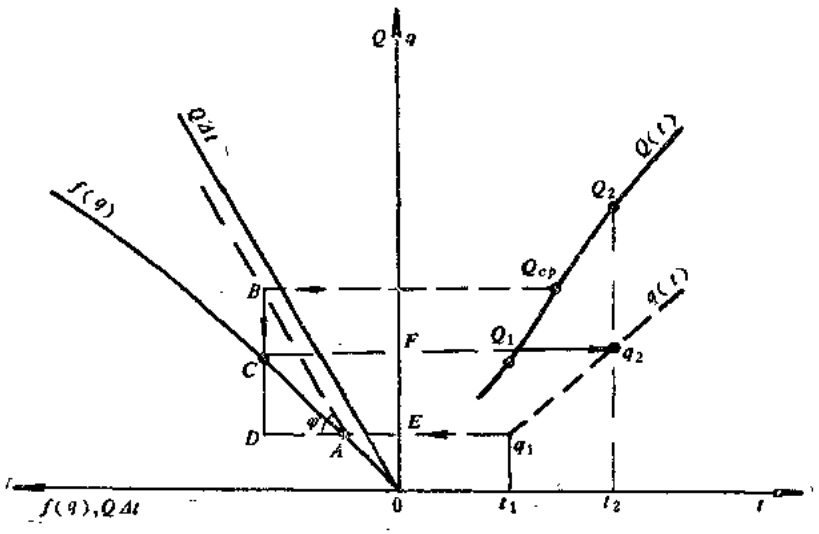


图 15-8 调洪计算图解法

其余时段同理类推，即可在第一象限内点绘出下泄过程线$q(t)$。

作图的正确性，可证明如下：

$$BD=(Q_{cp}-q_1)$$

$$AD=BD\cdot\mathrm{ctg}\varphi=(Q_{cp}-q_1)\Delta t$$

$$DE=AD+AE=(Q_{cp}-q_1)\Delta t+f(q_1)$$

而 $$DE=CF$$

故 $$(Q_{cp}-q_1)\Delta t+f(q_1)=f(q_2)$$

与式（15-1）一致，证毕。

三、考虑动库容的调洪计算方法

上面所介绍的调洪计算方法，是以静库容曲线为基础进行的，即把水库的水面看作水平状态。这对于湖泊型水库是适合的，不仅算法简便，且能满足计算精度的要求。但对峡谷型水库，当通过大洪水流量时，由于回水的影响，水库表面呈现出明显的水面坡降，在这种情况下，若仍用静库容曲线进行调洪计算常带来较大的误差。因此，为了满足成果精度的要求，必须采用动库容曲线进行调洪计算。

水库回水曲线形状或是动库容的大小主要决定于坝前水位高低和入库流量的大小。因此，在绘制水库动库容曲线时，首先设不同的坝前水位和入库流量，用水力学推求水面曲线的方法，求出相应于某一入库流量和坝前水位的库区回水曲线，并根据该回水曲线算出入库断面至坝址的蓄水量。经过对一系列入库流量和坝前水位的计算后，便可绘制出水库蓄水容积与入库流量和坝前水位的关系曲线 $V=f(Z, Q)$，此即水库动库容曲线，如图15-9所示。

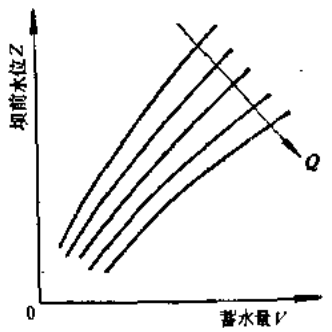


图 15-9 $V=f(Z, Q)$关系曲线

考虑动库容的调洪计算，其原理和方法基本上与按静库容计算相同，不同之处在于库容曲线的差别。因此，无论选用哪一种方法，就是把用静库容曲线制作的 $q\sim V$ 线，改绘成用动库容曲线制作的以Q为参数的$q\sim Q\sim V$线，下面用一种图解分析法说明考虑动库容的调洪计算方法。

将式（15-1）改写如下：

$$Q_1+Q_2-2q_1+\left(\frac{2V_1}{\Delta t}+q_1\right)=\left(\frac{2V_2}{\Delta t}+q_2\right) \qquad (15\text{-}10)$$

可以看出，采用方程式$q=f\left(\frac{2V}{\Delta t}+q,\ Q\right)$可以求解上式。为此，可绘制水库调洪计算的辅助曲线

$$q=f\left(\frac{2V}{\Delta t}+q,\ Q\right) \qquad (15\text{-}11)$$

绘制方法见表15-8。表中第（1）、（2）、（3）栏数据可由前面介绍的动库容曲线查得。

表 15-8 $q=f\left(\frac{2V}{\Delta t}+q, Q\right)$辅助曲线计算表

坝前水位 Z (m)	入库流量 Q (m³/s)	动库容 V (m³)	计算水头 H (m)	下泄流量 q (m³/s)	$\frac{2V}{\Delta t}$ (m³/s)	$\frac{2V}{\Delta t}+q$ (m³/s)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)

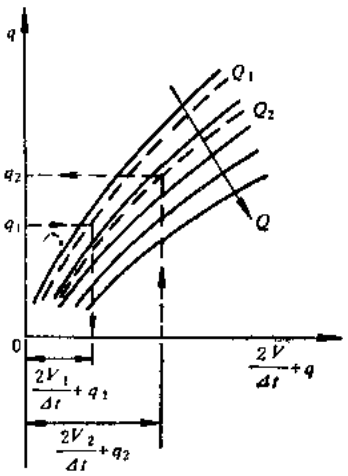


图 15-10 动库容曲线调洪计算图解分析法

第（4）栏H为泄洪建筑物的计算水头，可由坝前水位Z及既定泄洪建筑物堰顶高程（或孔口中心高程）关系求得。然后用泄洪建筑物下泄流量计算公式求得下泄流量q，填入第（5）栏，从而可算出第（6）栏和第（7）栏数值。最后甲第（2）、（5）、（7）栏的对应数据，点绘出$q=f\left(\frac{2V}{\Delta t}+q,\ Q\right)$关系曲线，如图15-10所示。

作出辅助曲线之后，可按如下步骤求解。

1）对于第一时段，q_1、Q_1为已知条件，可用q_1、Q_1数值查图15-10得$\left(\frac{2V}{\Delta t}+q_1\right)$的数值；

2）将已知Q_1、Q_2、q_1以及由1）查出的$\left(\frac{2V_1}{\Delta t}+q_1\right)$值代入式（15-10）左边，即可求得$\left(\frac{2V}{\Delta t}+q_2\right)$的数值；

3）用Q_2、$\left(\frac{2V_2}{\Delta t}+q_2\right)$查图15-10得$q_2$，即为所求。

对已求得的q_2可作为下一时段的起始下泄流量q_1，重复第一时段的解算过程，逐时段计算即可求得水库下泄流量过程线$q(t)$及相应的防洪库容$V_{防}$。

第三节 水库防洪计算

一、概述

第二节水库调洪计算的原理和方法讲述了在既定的泄洪建筑物型式和尺寸的情况下，如何利用水量平衡方程和动力方程，由水库入流过程，通过调节作用算出水库下泄流量过程及防洪库容。本节介绍的水库防洪计算（又称水库防洪水利计算）则是叙述如何选择泄洪建筑物型式和尺寸，确定与防洪有关的水库参数（汛前水位、防洪高水位、设计洪水位和校核洪水位）、总库容及坝高。此外，还包括防洪效益估算及水库防洪调度方面的问题。有关防洪调度问题，将在第十六章介绍。

如前所述，泄洪建筑物可分为表面式溢洪道和深水泄水洞。溢洪道又可分为无闸门控制和有闸门控制两类。对于无闸门溢洪道，水库的泄流方式属于自由溢流；对于有闸门控制的溢洪道和泄水底孔，其泄流方式可进行人为的控制。在防洪计算时，通常初步拟定泄流方式，并根据洪水特性、水库安全、闸门启闭设备，以及技术经济条件等综合考虑加以论证确定。泄洪建筑物型式的选择必须综合考虑水利枢纽的地形条件、地质条件、水工建筑物的型式、综合利用要求及利用预报泄洪的可能性等条件，最终选定时必须进行技术经济比较论证。

由于无闸溢洪道和有闸溢洪道的泄流方式不同，承担的防洪任务也有区别。因此，本节分别就这两类溢洪道的不同特点，进行水库防洪计算的论述。

二、无闸溢洪道水库的防洪计算

无闸门控制的泄洪建筑物，其溢洪道堰顶高程一般与正常蓄水位重合。水库汛前水位，一般年份可能低于正常蓄水位，但考虑到汛期洪水有连续出现的可能，即后期大洪水来临之前，可能已出现过洪水，并已使水库水位蓄至正常蓄水位。因此，设计计算时为安全起见，取汛前水位与正常蓄水位齐平。

不设闸门的水库，一般属于小型水库，控制流域面积较小，库容不大，难以负担下游防洪任务。因此，一般来说水库下游没有防洪要求。

（一）拟定方案

已知水库下游没有防洪要求，泄流方式、堰顶高程和汛前水位都已确定，根据水库、坝址附近地形、地质条件和洪水情况，拟定几种可能的溢洪道宽度B，用库容曲线及泄流公式绘制下泄流量与库容的关系曲线$q=f(V)$或$q=f(V, Q)$，组成若干个不同溢洪道宽度B的方案。

（二）调洪计算

针对各个不同溢洪道宽度B的方案，用已知的入库洪水过程线，分别按本章第二节讲述的调洪计算方法，进行调洪计算，并将计算成果点绘成$B\sim q_m$及$B\sim V$关系曲线（见图15-11）。同时，按水工建筑物设计规范，确定各方案相应坝顶高程。

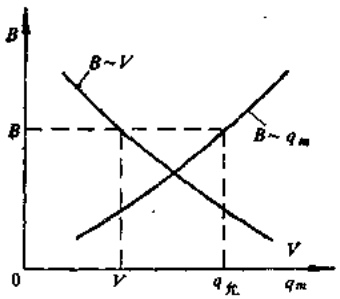


图 15-11　$B\sim q_m$及$B\sim V$关系曲线

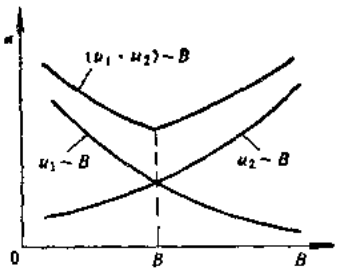


图 15-12　各方案投资费用关系图

（三）选定方案

对各个方案进行投资费用计算，包括大坝投资、上游淹没损失及泄洪建筑物投资费用。前两项费用随B的增大而减少，用u_1表示该两项费用之和；后一项费用随B的增大而增大，用u_2表示其费用。计算结果可点绘成$u_1\sim B$及$u_2\sim B$关系曲线（见图15-12）。

最后按投资费用最小的原则，选定泄洪建筑物堰顶宽度B。但是，在下游无防洪任务而不计入下游防洪费用的情况下，可能总投资费用不出现极小值。在这种情况下，堰顶宽度B的合理确定应作综合分析比较，多方论证。

三、有闸溢洪道水库的防洪计算

溢洪道上设置闸门，尽管增加泄洪设施的投资和操作管理工作，但可以比较灵活地按需要控制泄流量和时间，这将给大中型水库的防洪效果和枢纽的综合利用带来很大好处。

有闸门控制的泄洪建筑物，技术上有可能使防洪库容与兴利库容结合使用，提高综合利用效益，并有控制泄洪的能力，能承担下游的防洪任务。此外，还便于考虑洪水预报，提前预泄腾空库容。

为了保证兴利蓄水的要求，闸门顶高程$Z_{门}$不能低于正常蓄水位，一般与正常蓄水位齐平；为了使兴利与防洪相结合，可能时，防洪限制水位$Z_{限}$应小于正常蓄水位，大于堰顶高程$Z_{堰}$（见图15-13）。

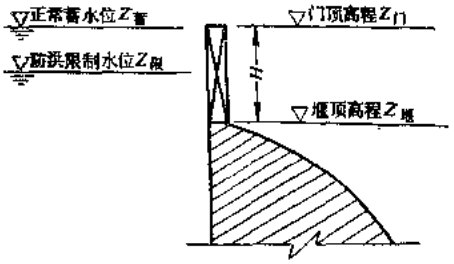


图 15-13　有闸溢洪道的各种水位及高程

有闸溢洪道水库的防洪计算特点是泄流方式属于控制泄流，决定了在防洪计算上与无闸溢洪道的基本区别。

（一）拟定方案

组成有闸溢洪道水库防洪计算的参数很多，除溢洪道宽度B之外，还应包括堰顶高程$Z_{堰}$、闸门顶高程$Z_{门}$、防洪限制水位$Z_{限}$以及水库下游河道允许泄量$q_{允}$。如前所述，一般情况下，闸门顶高程与正常蓄水位齐平，而堰顶高程在水工设计时可以定出，水库下游河道允许泄量由下游防洪任务定出，需要分析研究的是防洪限制水位。因此，在拟定若干个不同溢洪道宽度B的方案时，还需确定防洪限制水位。

防洪限制水位$Z_{限}$是汛期来到之前，水库允许经常维持的上限水位。对于设计条件，它是调洪的起始水位。该水位反映了兴利库容与防洪库容结合的程度，当防洪限制水位等于正常蓄水位时，表示二者不结合，多数属于无闸门控制的情况。从防洪的要求出发，防洪限制水位定得愈低（低于正常蓄水位），就会有愈多的兴利库容兼作防洪，一举两得；从兴利用水要求出发，防洪限制水位不能太低，应使汛后回蓄更有保证，为了充分发挥水库的效益，应该把防洪库容与兴利库容尽可能地结合起来。因此，防洪限制水位要根据泄洪建筑物的控制条件、洪水特性和防洪要求等确定。

（二）拟定泄流方式

由于有闸溢洪道水库的泄流方式属于控制泄流，因此，调洪计算时，应先根据水库下游防洪、非常泄洪和是否有可靠的洪水预报等情况拟定泄流方式。泄流方式不同，所造成的调洪作用也不尽一致。

设溢洪道宽为某一数值B，溢洪道堰顶高程和调洪起始水位$Z_{限}$已定，下游安全泄量$q_{允}$为已知，当洪水上游时，库水位在调洪起始水位，此时闸门前已具有一定的水头，如果打开闸门，则具有较大的泄洪能力。在无预报的情况下，应控制泄洪，逐渐开启闸门使下泄流量与入库流量相等，如图15-14的ab段所示。b点以后，入库流量开始大于闸门全部开启时的下泄流量。这时为使水库有效泄洪，应将闸门全

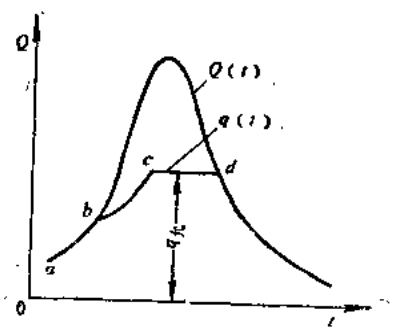


图 15-14　有闸门控制的水库调洪示意图

部打开，形成自由泄流，如图15-14bc段所示。当下泄流量达到$q_{允}$时，水库水位仍在继续上涨，为了使下泄流量不超过$q_{允}$，必须将闸门逐渐关闭，形成固定泄流方式，如图15-14cd段所示。整个泄流过程为$abcd$线段，相应的防洪库容为设计洪水过程线与$abcd$线所包围的面积。

当溢流堰宽度B有若干个方案时，可用上述方法绘出$B\sim V_{防}$关系曲线，从而根据水库地形、溢洪道地形条件，并通过经济计算，确定最优的一组B和$V_{防}$。

上述方法是设想水工建筑物设计洪水标准与下游防护对象设计洪水标准相同的情况。在实际工程设计中，两种设计洪水标准不会完全相同，一般是建筑物的设计洪水标准高于下游防护对象的设计标准。在这种情况下，水库调洪任务应首先满足下游防护对象的安全要求，即根据防护对象的设计洪水，使上游水库调洪后的下泄流量不超过$q_{允}$，并得相应的防洪库容$V_{洪1}$（见图15-15）和相应防洪高水位。然后用水工建筑物的设计洪水进行调洪计算，在水库蓄水达到$V_{洪1}$之前，水库按$q_{允}$下泄；当水库蓄水达到$V_{洪1}$时，说明这次洪水的大小已超过下游设计洪水标准，下游防洪要求不能满足，但应保证水工建筑物的安全，把闸门全部打开，形成自由溢流，至e点泄洪流量达到最大值，所增加的防洪库容为$V_{洪2}$（见图15-16）。水库的防洪库容$V_{防}=V_{洪1}+V_{洪2}$，它是水库既考虑下游防洪要求又考虑水工建筑物安全所需要的总防洪库容。这种水库防洪的分级调节方法，能在一定程度上实现大水大放，小水小放，有利于洪水调节。

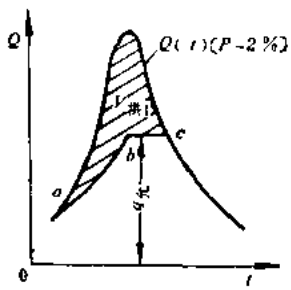


图 15-15　按下游防护对象设计洪水调洪示意图

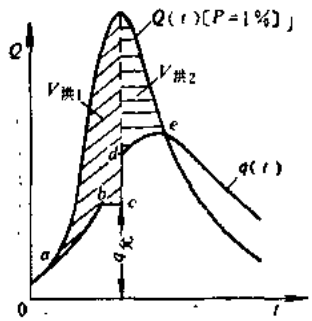


图 15-16　按水工建筑物设计洪水调洪示意图

（三）调洪计算

针对拟定的各个不同溢洪道宽度B的方案和选定的防洪限制水位、泄流方式，以及已知的入库洪水过程线和下游河道允许泄量$q_{允}$，用列表法按本章第二节介绍的调洪计算方法进行调洪计算，求得下泄流量过程线和相应的防洪库容。有了防洪库容，就可求得相应的设计洪水位。同样，可求得校核库容及相应的校核洪水位。

（四）方案比较和选择

有闸溢洪道尺寸和水库有关参数的方案比较和选择与前述无闸溢洪道的情况基本相同。

四、具有非常泄洪设施水库的防洪计算

（一）非常泄洪设施

有的水库校核洪水比设计洪水大得多，尤其当校核洪水采用可能最大洪水时，二者

相差更为悬殊。如只设有正常泄洪建筑物，必将增加工程造价。因此，为了安全又不致使造价过高，若条件许可，应尽量修建位置适当、工程比较简易的非常泄洪建筑物，帮助正常泄洪设置宣泄比设计洪水大得多的洪水。

（二）非常泄洪设施的启用标准

非常泄洪设施属于一种临时的、特殊的防洪设施，应规定在某一种条件下启用，故有一个启用标准问题。目前，多以某一库水位作为启用标准，这个水位称为启用水位（$Z_{启}$）。启用标准较高，虽能减少下游洪水灾害，但会使建筑物规模增大，上游淹没损失增加；启用标准过低，建筑物规模小、造价低，但下游遭受洪水灾害机会增多，损失亦大。因此非常泄洪设施的启用标准必须通过综合技术经济论证来决定。

（三）调洪计算

针对已选定的非常溢洪道宽度、启用水位、校核标准（或可能最大洪水）的入库洪水过程，按无闸溢洪道的自由溢流，采用本章第二节所介绍的方法进行调洪计算，求得非常泄洪情况下的泄流过程线、最大下泄流量，在校核洪水标准下所需要的防洪库容，以及校核洪水位和坝顶高程。

必须指出，计算时应使用合成泄流曲线$Z\sim q$及相应的蓄泄曲线，即启用水位的泄流量应包括正常溢洪道的泄流量和非常溢洪道的泄流量。

通过调洪计算成果，可以看出，当溢洪道宽度不变时，如果降低启用水位，溢洪道将提早泄洪，增大下泄流量和减小所需的防洪库容。在启用条件相同的情况下，非常泄洪设施的尺寸越大泄洪能力也越大，所需的防洪库容也越小。因此，可根据上述的相互关系，以及地区的实际情况，对方案进行优选。

五、洪水预报在水库防洪计算中的应用

在以上各种防洪计算中，都没有考虑到洪水预报对泄洪建筑物尺寸及水库参数选定的影响。因此，当水库出现设计洪水时，设想水库水位已蓄至防洪限制水位，这时只能用防洪限制水位以上的库容来拦蓄洪水。但是在短期洪水预报已具有一定水平的条件下，可预先从兴利库容中适当泄出一部分水量，腾空部分库容以拦蓄洪水，从而减少专设的防洪库容，降低水工建筑物造价。目前有的水库已在运行时采用了洪水预报调度，取得了成效。但是，洪水预报常常有不同程度的误差，如果不考虑预报误差，将有可能招致腾空库容不能回蓄，影响兴利的效益。因此，在水库设计阶段，是否要考虑洪水预报尚无统一的意见。若不考虑预报，则可视为一种偏安全的做法。

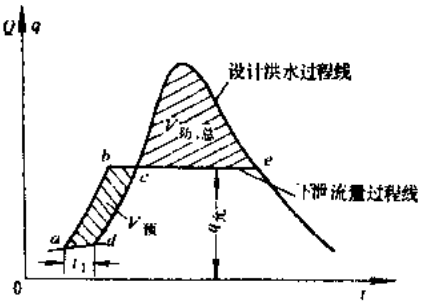


图 15-17　考虑预报调洪计算图

至于如何考虑洪水预报的防洪计算问题，可根据预报方案，提前一个预见期来考虑水库的泄流方式。设洪水预报预见期为t_1，不考虑预报误差，可按预先腾空库容的方法进行调洪。具体作法如图 15-17 所示，水库的下泄流量提前按预见期t_1的预报入库流量泄放，甚至预报入库流量达到下游河道的允许安全泄量$q_{允}$为止。此后则控制泄洪，使水库泄量维持在$q_{允}$。考虑预报泄流过程如图15-17中的 *abce* 线段所

示。

由图15-17可见，图中曲线$abcd$所包围的面积即为根据预报预泄腾空的库容，用$V_{预}$表示。当不考虑预报时，水库将按$adce$下泄，这时水库所应蓄的洪水总量为$V_{防,总}$，在没有预泄的情况下，这部分水量显然应由专设的防洪库容来蓄纳；在考虑预报后，由于事先腾空$V_{预}$，因此可将必须蓄纳的洪水总量$V_{防,总}$的一部分蓄在$V_{预}$中，从而可减少专设的防洪库容。

第四节　入库洪水计算

一、概述

50年代我国拟建和在建水库大都是以坝址设计洪水作为水库设计的依据，并采用静库容调洪计算方法。50年代末期，丰满水库分析出建库前后库区范围内的产汇流条件会发生改变，以坝址洪水作为水库防洪设计的依据明显不合理，提出了建库后用水量平衡法反推水库入库洪水的概念和方法。此后，我国水文界逐步重视和认识入库洪水问题，先后开展了对入库洪水的研究，并在一些工程中得到应用。1979年我国已将入库洪水计算列入《水利水电工程设计洪水计算规范SDJ22-79(试行)》之中。

入库洪水是指水库建成蓄水后，进入干、支流入库断面洪水，库周边入流的区间陆面洪水和库面上降雨形成的库面洪水的总和（见图15-18）。图15-18中A、B断面的洪水称入库断面洪水，图中打点的面积称区间陆面洪水，阴影面积称库面洪水。简而言之，入库洪水可以定义为：通过水库周界和水库库面同时注入水库的洪水。

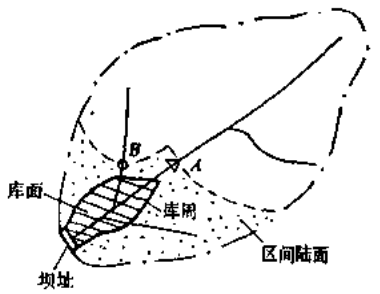


图 15-18　入库洪水组成示意图

坝址洪水是指未建库前，在坝址处形成的洪水。由于入库洪水和坝址洪水的形成条件不同，从而导致了它们之间的差异，主要表现在：

（1）产流条件的变化　建库后，水库淹没区由原来的陆面变成水面，陆面产流变为由降雨直接产生径流，加大了洪水总量。

（2）汇流条件的变化　坝址洪水是指建库前进入坝址断面处的洪水，而入库洪水是沿水库周边入库的洪水。因此，水库建成后，库区汇流消失，流域汇流的路程和历时变短，一般将使峰现时间提前，洪峰流量增大。但是，有时却会产生相反的结果，如有的流域当暴雨中心走向与河流流向一致时，形成的坝址洪水有可能大于入库洪水。

（3）调蓄作用的变化　水库建成后，回水区原天然河道调蓄作用消失，必然使得入库洪水的洪峰增大，峰现时间提前。

如上所述，水库修建后，由于洪水入流地点的改变，即坝址断面改为入库断面与入库周边，从而使产汇流情况发生改变，原有河槽调节作用消失，造成了入库洪水较之坝址洪水峰现时间提前，洪峰增大。从我国许多计算实例统计，入库洪水与坝址洪水的洪峰比值在1.01～1.54之间，悬殊较大。因此，当水库回水范围长，库区天然河道槽蓄较大，面洪峰

和短历时洪量对水库防洪起较大控制作用时，需推求入库洪水，作为水库调洪的依据，才能使工程防洪更符合实际要求。

二、入库洪水计算方法

《水利水电工程设计洪水计算规范SCJ22-79（试行）》附录七将入库洪水计算方法分成根据流量资料推求入库洪水和根据暴雨资料推求入库洪水两大类。由暴雨推求入库洪水的方法步骤与由暴雨推求坝址洪水基本上是相同的。但是，在产流计算方面应考虑水库建成后，水面面积的改变；在汇流计算方面应考虑建库后，原来河道的入流改变为水库周边入流，等流时线的位置沿水库回水长度有相应的改变，具体计算过程不另介绍。本节只着重叙述由流量资料推求入库洪水的计算方法。

（一）合成流量法

当水库周边干流和主要支流均有水文站，控制流域面积占坝址以上流域面积比重较大，且资料比较完整时，可用合成流量法推算入库洪水。

合成流量法是将入库的干支流控制断面的洪水和区间洪水，以同时到达水库周边为准进行迭加并加上库面洪水而求得入库洪水的一种方法。该法概念明确，适用性较广，资料条件较好时，应尽量采用此法。合成流量法的计算公式为

$$Q_{入,t}=Q_{A,t-\tau_A}+Q_{B,t-\tau_B}+Q_{区,t-\tau_区}+Q_{面,t} \tag{15-12}$$

式中 $Q_{A,t-\tau_A}$——干流入库站A在$t-\tau_A$时刻的流量，τ_A为A站洪水到库周的传播时间；

$Q_{B,t-\tau_B}$——支流入库站B在$t-\tau_B$时刻的流量，τ_B为B站洪水到库周的传播时间；

$Q_{区,t-\tau_区}$——入库区间陆面降雨在$t-\tau_区$时刻形成的流量，$\tau_区$为区间洪水至库周的传播时间；

$Q_{面,t}$——库面降雨在时刻t形成的流量。

1.干支流入库洪水的确定

当干支流入库控制站距水库周边较近，在考虑各站洪水至水库周边的传播时间以后，将各站流量迭加为同一时刻的入库流量，即得干、支流入库洪水Q_A和Q_B。

2.区间陆面入库洪水计算

由于资料关系，区间陆面入库洪水的确定是合成流量法的关键问题。区间陆面的洪水计算，当视陆面所占坝址以上流域面积的比例和资料情况，采用相应的计算方法。

当区间面积较小，占坝址以上总面积的比例不大（指10%以下）时，可以将本流域或相邻流域的洪水按面积倍比缩放作为区间洪水。此法假定是：区间自然地理特性和暴雨洪水特性与所引用的流域基本相似，故计算成果在洪量上不致引起大的误差，在洪水时程分配上可能略有影响。

当区间陆面较大，上游各入库断面和坝址处都有实测资料时，可将干支流入库断面的洪水演进至坝址处迭加，然后由坝址洪水减去迭加的干支流洪水，余下的部分即为区间出流洪水过程，应用时可考虑将其反演至库区某一地点（一般以区间中部为宜），作为区间入库洪水。

当区间陆面较大，或者由于陆面的分布在地区上不均匀，可考虑将陆面分为几个计算

单元，利用单位线由暴雨计算洪水。

3.库面洪水计算

降雨期间，库面蒸发和渗漏损失所占比重甚小，常略而不计。因此，将库面降雨强度过程乘以库面面积，即得库面洪水过程。如库面面积较小，可以把库面面积并入区间陆面面积之中，不单独求库面洪水过程。

4.入库总洪水过程的计算

求入库总洪水过程之前，必须确定各部分洪水到水库周边的传播时间。首先分析建库前干支流入库站及区间洪水集中点到坝址站的洪水传播时间，然后根据干支流入库站及区间洪水集中点至水库周边的距离，估算出它们分别到库周的传播时间。最后，按同期迭加求得入库总洪水过程。

【例3】 某水库坝址以上流域面积95217km²，库区回水长度174km，在计算入库洪水时，将流域分为干$_1$、支$_1$、支$_2$、区$_1$、区$_2$ 5个部分，并将坝址以上河段在干$_2$处分为上下两个河段（见图15-19）。经对历次洪水资料分析，求得各部分洪水传播至坝址的时间[见表15-9第（3）栏]。然后，对某典型洪水过程进行演算，即先将干$_1$、支$_1$和区$_1$洪水过程在考虑传播时间后迭加起来，用洪水演算方法推算至干$_2$断面，与干$_2$断面的实测洪水过程相对照，以检验其合理性。其次，再将干$_2$、支$_2$、区$_2$洪水过程考虑传播时间后迭加，演算到坝址并与坝址实测洪水过程相对照，如演算结果与实测流量相近，说明推算的各部分洪水合理。在此基础上考虑建库后库区水面的改变，确定干支流入库站及区间洪水汇入水库周边的传播时间[见表15-9第（4）栏]。

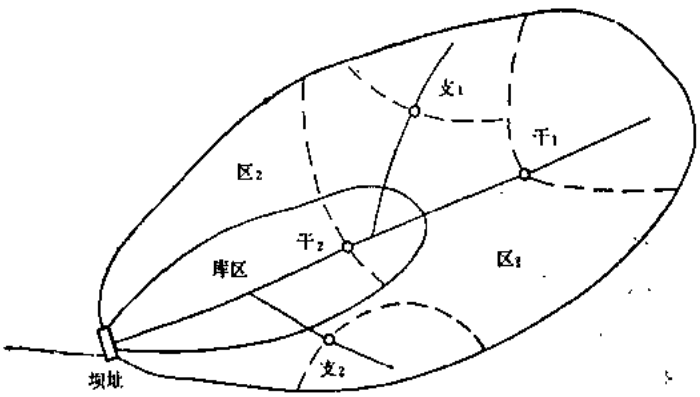


图 15-19 某水库坝址以上流域分块示意图

表 15-9 **某水库建库前后的洪水传播时间**

项目		（1）	干$_1$	支$_1$	区$_1$	干$_2$	支$_2$	区$_2$
距坝址（km）		（2）	218	186	11	114	56	
传播时间	建库前(h)	（3）	16	18	12	12	6	
	建库后(h)	（4）	9	6	6		6	0

有了干支流入库站及区间各部分洪水过程，在考虑建库后洪水传播时间的情况下同时迭加，便可求得入库洪水过程线。

（二）马斯京根法

当入库断面到坝址之间的区间面积较小，建库前坝址有实测流量资料，入库站有部分同期实测流量资料时，可用马斯京根法将坝址洪水反演为入库洪水。马斯京根法（又称示储流量法）是由上断面洪水推求下断面洪水。现在正好相反，是由下断面（坝址）洪水推求上断面（入库周边）的入库洪水，故称“反演”。

如第十章所述，马斯京根法的洪流演算公式为

$$Q_{下,2}=C_0Q_{上,2}+C_1Q_{上,1}+C_2Q_{下,1} \tag{15-13}$$

式中 $Q_{上,1}$，$Q_{上,2}$——时段初、末的上断面入流量；

$Q_{下,1}$，$Q_{下,2}$——时段初、末的下断面出流量；

C_0，C_1，C_2——系数。

在推求入库洪水时，采用反时序演算，由时段末的出流推求时段初的入流，反演公式为

$$Q_{入,1}=C_0'Q_{坝,2}+C_1'Q_{坝,1}+C_2'Q_{入,2} \tag{15-14}$$

式中 $Q_{坝,1}$、$Q_{坝,2}$——时段初、末的坝址流量；

$Q_{入,1}$、$Q_{入,2}$——时段初、末的入库流量。

C_0'、C_1'、C_2'的计算式为

$$\left.\begin{aligned} C_0'&=\frac{K-Kx+0.5\Delta t}{0.5\Delta t+Kx}\\ C_1'&=\frac{0.5\Delta t-K+Kx}{0.5\Delta t+Kx}\\ C_2'&=\frac{Kx-0.5\Delta t}{0.5\Delta t+Kx} \end{aligned}\right\} \tag{15-15}$$

且 $$C_0'+C_1'+C_2'=1.0$$

式中 x——楔蓄形状系数；

K——具有时间因次的系数。

x、K的计算方法和Δt的选择原则与第十章介绍的方法相同。但是，对参数x、K的选择应慎重对待，利用多次洪水资料进行分析，对选定的x、K值，要进行还原验证，以确定其合理性。

用前述合成流量法计算入库洪水，既能消除库区河槽调蓄影响，又考虑了建库后的洪水遭遇；而用马斯京根法计算入库洪水，只能消除库区槽蓄作用的影响，不能考虑水库蓄水位不同所引起水库周边位置的变化，当库面面积比较大时，应用此法容易引起较大的误差。但是，方法简便，概念明确，仍不失为目前推算入库洪水的方法之一。

（三）水量平衡法

水量平衡法是根据水库坝前水位及出库流量观测资料，利用水库水量平衡方程，反推入库洪水过程的方法，适用于建库后有水文观测资料的情况。水库水量平衡方程式为

$$\bar{Q}_{入}=\bar{Q}_{出}+\frac{V_{末}-V_{初}}{\Delta t}+\bar{Q}_{损} \qquad (15\text{-}16)$$

式中 Δt——选取的计算时段，h；

$\bar{Q}_{入}$——Δt内的平均入库流量，m^3/s；

$\bar{Q}_{出}$——Δt内实测的平均出库流量，包括泄洪设施的泄流量及灌溉、发电、工业用水等的放水流量，m^3/s；

$V_{初}$、$V_{末}$——时段始、末的水库蓄水量，10^4m^3；

$\bar{Q}_{损}$——Δt内由于蒸发、渗漏而损失的平均流量，m^3/s。

一般情况下，由于$\bar{Q}_{损}$所占比重很小，可略而不计，这时上式变为

$$\bar{Q}_{入}=\bar{Q}_{出}+\frac{V_{末}-V_{初}}{\Delta t} \qquad (15\text{-}17)$$

水量平衡法计算入库洪水，对于一定长历时的洪量来说误差不大，但对于短历时洪量，尤其是洪峰流量误差较大，应用时应予以注意。

计算时段Δt的选择，对求得的入库洪水过程线形状和洪峰均有明显的影响。Δt过长会使洪水过程坦化，洪峰变小；过短则易使过程线出现锯齿形。有时由于Δt的确定不合理，计算的入库流量甚至出现负值。因此，必要时可拟定几个不同Δt值进行分析比较，最后选定较合理的数值。

用式（15-17）计算某一次入库洪水，其计算成果见表15-10。由表15-10中第（1）栏和第（11）栏的数值，可点绘出时段平均入库流量过程线$\bar{Q}_{入}\sim t$，此过程线为一柱状图，经修匀后即得所求的入库洪水过程线。修匀时要使水量保持平衡。

这种方法存在着一定程度的近似性，这主要是由于库水位（一般用坝前水位）变化所引起的库容变化、观测资料缺乏以及精度等问题引起的。

除上述各种方法之外，当入库断面附近缺乏水文资料，仅有建库前坝址处的出流过程和入库断面至坝址间河段地形资料，且附加比降较小，能以出流表示槽蓄量的变化时，可用槽蓄曲线与水量平衡方程联立求解，以推求入库洪水。这种方法称为槽蓄曲线法，请参阅有关水文水利计算书籍。

三、入库设计洪水计算

上一节介绍的入库洪水计算是对某一次洪水推算入库洪水。但是，在规划设计阶段要求推算入库设计洪水，即符合设计标准的入库洪水，作为防洪计算的依据。

目前推求入库设计洪水的方法尚不完善，以下几种方法可供应用时参考。

（一）用坝址设计洪水反推入库设计洪水

将坝址设计洪水过程线用上述的马斯京根法反推为入库设计洪水过程线。由于坝址处有较长的洪水资料，便于通过频率计算推求坝址设计洪水过程线，因此，此法比较常用。

（二）用坝址洪水设计值的倍比放大典型入库洪水

先将坝址典型洪水用马斯京根法反演至入库周边为典型入库洪水，或者将入库干支流及区间洪水过程迭加求得典型入库洪水过程线，然后用坝址洪水设计值的倍比，加以放大求得入库设计洪水过程线。

表 15-10　　某水库1970年7月一次洪水入库流量推算表

时间 日.时	库水位 Z (m)	库容 V (10^4m^3)	库容增值 ΔV (10^4m^3)	时段 Δt (s)	ΔV/Δt (m^3/s)	出库流量$Q_{出}$(m^3/s)			平均出库流量 $\overline{Q}_{出}$ (m^3/s)	平均入库流量 $\overline{Q}_{入}$ (m^3/s)
						$Q_{发电}$	$Q_{溢洪道}$	合计		
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)
11.8	103.12	740.68				79.1		79.1		
			−1.92	43200	−44.4				79	35
20	103.09	738.76				78.2		78.2		
			−2.56	43200	−59				78	19
12.8	103.05	736.20				77.3		77.3		
			7.04	43200	163				75	238
20	103.16	743.24				73.3		73.3		
			10.94	21600	506				76	582
13.2	103.33	754.18				78.4		78.4		
			64.86	21600	3003				78	3081
8	104.28	819.04				78.4		78.4		
			32.64	21600	1511.1				78	1589
14	104.76	851.68				78.4		78.4		
			12.24	21600	567				78	645
20	104.94	863.92				78.4		78.4		
			8.91	21600	413				79	492
14.2	105.07	872.83				79.2		79.2		
			3.45	21600	160				79	239
8	105.12	876.28				79.2		79.2		
			4.14	21600	192				242	434
14	105.18	880.42				79.2	325	404.2		
			−4.83	21600	−224				432	208
20	105.11	875.59				79.2	380	459.2		
			−6.90	21600	−319				448	129
15.2	105.01	868.69				79.6	358	437.6		
			−4.77	21600	−221				533	312
8	104.94	863.92				79.6	548	627.6		
			−12.24	21600	−567				536	−81
14	104.76	851.68				79.6	364	443.6		
			−6.12	21600	−283					
20	104.67	845.56								

（三）由入库断面洪水与区间入库洪水组合推求入库设计洪水

入库设计洪水可由入库断面洪水与区间入库洪水的不同频率组合来推求。一般可用入库断面设计洪水加上相应频率的区间洪水，或入库区间设计洪水加上相应频率的入库断面洪水求得。

（四）用频率分析法直接推求入库设计洪水

当库区具有较长入库洪水系列时，可用频率分析法，直接推求入库设计洪水。推求入库洪水系列有如下几种方法。

1）干支流入库控制站有相当多的洪水资料，且区间面积所占比重不大时，可直接由干支流入库控制站资料推求入库洪水系列。

2）只有坝址洪水系列时，可利用一部分坝址资料反演出入库洪水，求得入库与坝址洪水间的关系后，将全部坝址洪水系列转换为入库洪水系列。

3）建库前后均有洪水观测资料时，可将建库后推得的入库洪水，经过天然河槽演算为坝址洪水，建立入库洪水与坝址洪水关系，然后将建库前坝址洪水系列转换为入库洪水系列。

根据求得的入库洪水系列，直接计算出峰、量统计参数和设计值，然后用典型放大方法推求入库设计洪水过程线。

第五节 溃坝洪水计算

兴修水库主要是为了兴利和防洪，促进国民经济的发展，为人类造福。但是，由于某些特殊原因，例如战争、地震、超标准洪水以及施工、管理的严重失误，都会使坝体突然遭到破坏，形成溃坝洪水，给下游带来极其严重的损失。在我国，中小型水库溃坝的事例也时有发生。因此，在水工设计的水文计算中，对于中小型水库的溃坝最大流量也必须作必要的计算，以便为今后工程管理和防护提供必要的依据。

当坝体瞬间全部溃破时，根据前人试验证明，溃坝初瞬，库内蓄水在水压力和重力作用下，奔泻而出，在坝前形成负波，逆着水流方向向上游传播，称为落水逆波；在坝下游形成正波，顺着水流方向向下游传播，称为涨水顺波。落水逆波向上游传播时，前边的波速总是大于后面的波速，使波形逐渐展平；涨水顺波向下游传播时，后面的波速总是大于前面的波速，造成后波赶前波的现象（见图15-20）。图15-21表示出一次溃坝洪水在坝址及下游各断面的流量过程线，图中坝址处峰形极为尖瘦，溃坝后瞬息之间即达最大值，然后随时间的推移而急速下降，呈乙字形的退水线。随着溃坝洪水向下游的演进，沿程过程线渐渐变缓。

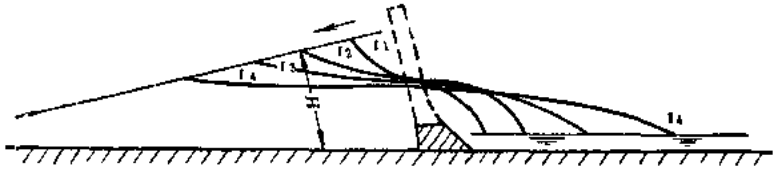


图 15-20 溃坝水流状态示意图

当坝体局部溃破时，由于溃决口门的宽度和深度与全部溃决时不同，故溃坝对最大流量的影响也不尽相同，最大流量计算的条件也有所区别。调查资料表明，中小型水库的土坝、堆石坝，短时间局部溃决的较多，而山谷中的土坝和刚性坝（如拱坝）在短时间内坝体容易全部溃决。为安全起见，在设计计算时一般按瞬时全部溃决的情况考虑。

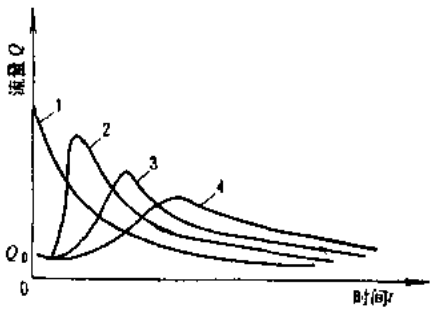


图 15-21 溃坝洪水沿程演进示意图
1—坝址断面；2、3、4—坝下游沿程断面

一、坝址溃坝最大流量计算

溃坝流量计算方法基本可分为两类：一类是详算法，如特征线法、瞬态法，这些方法计算工作量大，工程设计很少采用。另一类是简化法，种类也不少。这里着重介绍两种方法，以供学习和应用参考。

在坝体瞬时全溃条件下，A.里特尔（A.Ritter）在圣维南不恒定流方程的基础上，假定水库库区为平底、无阻力，河槽为棱柱体，推导出了溃坝最大流量计算公式

$$Q_{max}=(8/27)\sqrt{g}BH^{3/2} \qquad (15\text{-}18)$$

式中 Q_{max}——溃坝最大流量，m³/s；

g——重力加速度，m/s²；

B——坝址处的库面宽，通常以坝长表示，m；

H——坝前水深，m。

考虑到坝体局部溃决的情况，以及溃决口门和溃口处残留坝体高度对溃坝最大流量的影响，铁道部科学研究院采用该院和某些水库试验资料，综合归纳，得出适合于瞬间全溃和局部溃决的坝址溃坝最大流量计算公式为

$$Q_{max}=0.27\sqrt{g}(L/B)^{1/10}(B/b)^{1/3}b(H-Kh)^{3/2} \qquad (15\text{-}19)$$

式中 L——库区长度，m，一般可采用坝址断面至库区上游端部库面突然缩小处的距离。当$L/B>5$时，其影响不再增加，均按$L/B=5$计算；

b——溃口的平均宽度，m，全溃时等于坝长。当溃坝的蓄水库容$V\geqslant100$万m³时，按$b=K_1V^{1/4}B^{1/7}H^{1/3}$估计（$K_1$称为坝体材质系数，对粘土类、粘土心墙或斜墙以及土、石、混凝土等$K_1=1.19$，对均质壤土$K_1=1.98$）；当$V<100$万m³时，按$b=K_2(VH)^{1/4}$估计（坝体施工和管理质量好的K_2取6.6，差的取9.1）；

h——溃口处残留坝体的平均高度，m；

K——经验系数，按$K=1.4(bh/BH)^{1/3}$估计。

其余符号同前。

显然，上式适用性比较广泛，当$b=B$，$h=0$时，为全部溃决；当$b<H$，$h=0$时，为横向局部溃决；当$b<H$，$h>0$时，为横向与竖向局部溃决同时存在。

二、坝址溃坝洪水过程线的推求

计算坝址溃坝洪水过程线的目的，在于推算下游各处溃坝洪水最大流量、水位和到达时间。根据前人试验和对计算成果的分析，得出溃坝流量过程线与溃坝最大流量Q_m、溃坝时入库流量Q_0、下游水位以及溃坝可泄库容有关，其线型近似于四次抛物线，即

$$\frac{t}{T}=\left(1-\frac{Q_t-Q_0}{Q_m-Q_0}\right)^4 \qquad (15\text{-}20)$$

式中 Q_t——t时刻的流量，m³/s；

Q_m——溃坝最大流量，m³/s；

Q_0——入库流量，m³/s；

T——过程线的总历时。

典型过程线的坐标值见表15-10。

根据水量平衡原理，坝址溃坝洪水过程线的总历时T应满足下列条件，即

$$T=\frac{5W}{(Q_m-Q_0)} \qquad (15\text{-}21)$$

式中 W——溃坝前的水库蓄水容积。

表 15-11　　坝址溃坝典型过程线坐标值

t/T	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.6	0.8	1.0
$\frac{Q_t-Q_0}{(Q_m-Q_0)}$	1.0	0.62	0.48	0.34	0.26	0.207	0.130	0.061	0

由式（15-21）求得T值后，连同已知的Q_m、Q_0，就可按表 15-11 的数值缩放求得坝址溃坝洪水过程（见图15-22）。

典型过程线法计算简单，易于掌握，但由于把溃坝流量的全部过程过于概化，因此不能反映水库的库容特性以及坝址泄流过水能力等因素，只能是近似计算。

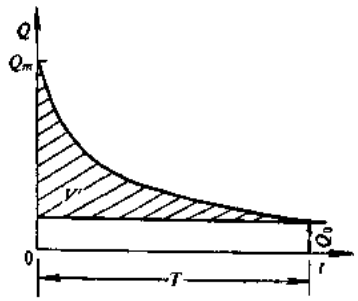


图 15-22　坝址溃坝洪水过程线

三、溃坝洪水向下游的演算

求得坝址溃坝流量过程线之后，可以用不恒定流解法向下游推演，求得下游各断面的流量过程线。由于溃坝波向下游演进时主要受河槽蓄水作用，尖峰部分容易坦化，可以忽略动力方程式中的惯性项和立波特性，采用水量平衡的图解法作简化计算。

按照水量平衡原理，Δt时段内Δl河段入流与出流的水量差应等于河槽蓄水的变化，即

$$\frac{1}{2}\Delta t[(Q_1''+Q_1')-(Q_2''+Q_2')]=\frac{1}{2}\Delta l[(F_2''+F_1'')-(F_2'+F_1')] \qquad (15\text{-}22)$$

式中　Δl——河段长度；

F——断面积；

Q——流量；

符号上角标“′”代表时段初；

符号上角标“″”代表时段末；

符号下角标“1”代表河段入流断面；

符号下角标“2”代表河段出流断面。

式（15-22）两端用Δt除，并令$K=\Delta l/\Delta t$，经移项整理得

$$(KF_1'+Q_1')-(KF_1''-Q_1'')=(KF_2''+Q_2'')-(KF_2'-Q_2') \qquad (15\text{-}23)$$

当Δt及Δl确定后，K值已知，由每个断面的水位～流量及水位～面积曲线，便可建立河段上下断面的$Q\sim(KF\pm Q)$关系曲线（见图15-23）。将式（15-23）移项，得

$$(KF_1'+Q_1')-(KF_1''-Q_1'')+(KF_2'-Q_2')=(KF_2''+Q_2'') \qquad (15\text{-}24)$$

按照上式原理，利用图15-23，即可进行图解，步骤如下。

1）已知Q_1''，由图15-23查得$KF_1''-Q_1''$；已知Q_2'，由图15-23查得$KF_2'-Q_2'$。

2）令$(KF_2'-Q_2')-(KF_1''-Q_1'')=a$。

3）已知Q_1'，由图15-23查得$KF_1''+Q_1'$，代入式（15-24）得$KF_2''+Q_2''$。

4）由$KF_2''+Q_2''$在图15-23上查得Q_2''。以此类推即可求得河段出流过程线。

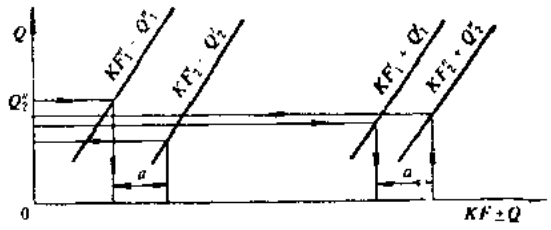


图 15-23 $Q\sim(KF\pm Q)$关系曲线

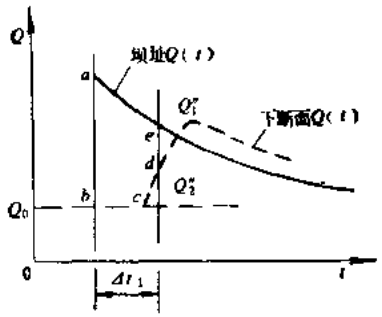


图 15-24 第一时段试算示意图

在溃坝的情况下，第一时段的出流量不能当作直线变化。在溃坝立波未到达下断面之前，流量仍为起始状态Q_0；当立波到达时，流量即瞬时陡涨，（见图15-24）。因此，第一时段需用试算方法处理。

第一时段Δt的选取应满足下式

$$\Delta t\geqslant\frac{\Delta l}{\omega} \tag{15-25}$$

而且

$$\omega=v_0+\sqrt{gh_0\left(1+\frac{3}{2}\frac{h}{h_0}\right)} \tag{15-26}$$

式中 ω——立波传播速度；

v_0——起始状态断面平均流速；

h_0——起始状态断面平均水深；

h——立波高度。

试算时先假定时段末下断面流量Q_2，由于起始流态及时段入流过程已知，就可以求得时段增加的水量，即图15-24中$abcde$的面积。然后根据河段上下断面时段始末流量，由水位～流量及水位～面积关系曲线查得相应过水面积，计算时段始末的河槽蓄量$W=\Delta l\cdot\bar{F}$及其差值ΔW，如果ΔW等于时段增加的水量，则假定的Q_2即为所求，否则须另设Q_2值重算，直到相等为止。

习　　题

【15-1】 某地区建有一座水库，其泄洪建筑为无闸溢洪道，堰顶高程为65m，堰顶宽B为30m，堰流系数$m_1=1.6$。该水库设有小型水电站，汛期按水轮机过水能力$Q_{电}=6m^3/s$引水发电。水库库容曲线和设计洪水过程线见表15-12和表15-13。通过调洪计算求水库下泄流量过程线$q(t)$。取计算时段$\Delta t=12$小时。

表 15-12　　水库水位容积关系表

库水位Z(m)	40	45	50	55	60	65	70	75	80
库容$V(10^4m^3)$	0	3.0	7.0	13.0	22.0	43.0	63.0	76	96

表 15-13　　设 计 洪 水 过 程 线

时间 t (h)	0	12	24	36	48	60	72	84	96	108
流量 Q (m^3/s)	0	102	396	204	130	80	45	30	10	0

【15-2】 无闸溢洪道水库的防洪计算与有闸的相比，各有何特点？

【15-3】 入库洪水与坝址洪水有何差异？合成流量法推求入库洪水的基本思路是什么？

第十六章　中小型水库汛期控制运用

在水库规划设计阶段确定的主要参数如正常蓄水位、设计洪水位、有效库容以及水库的调度方式和调度原则等，是水库管理运用的主要依据。但是，在水库实际运用时，由于当年的具体情况和条件不同，例如各年的来水、用水、水库蓄水以及自然条件的变化等，还必须在设计时所拟定的调度图的基础上，编制汛期控制运用计划，中小型水库还要编制好抗洪能力图表，以便水库管理部门，根据实际发生的情况，进行有效的调度管理。

第一节　水库汛期控制运用计划的编制

为了使已建水库在汛期能按照规定的各时期水位及防洪调度方式进行调度，以确保水库安全，充分发挥水库对下游的防洪效益，每年汛前必须编制好水库汛期控制运用计划。在编制水库汛期控制运用计划之前，必须搜集和掌握有关文件和资料，其中包括上级机关和有关部门对水库控制运用的指示和要求；工程规划、设计、施工、竣工的文件和说明书；有关水库的水文、气象、地形、地貌和水库的各项参数以及历年工程管理运用的资料。对所搜集的资料应进行分析检查，特别是库容、集水面积和水文分析成果，要核实、可靠。下面介绍在编制计划时的几项主要工作。

一、防洪标准的拟定

防洪标准正如第十五章所述的，包括水工建筑物本身安全的防洪设计标准和下游防护对象的防洪标准，在规划设计阶段有明确规定。国家颁布的设计洪水规范中对各种水库的正常运用和非常运用洪水标准都规定了具体的量级，在编制水库汛期控制运用计划时亦应以此为依据。

但是，每年在编制具体计划时，由于工程质量、泄洪能力和其它条件的限制，有时并不能按原规划设计时的标准运行，而需要根据当年的具体情况拟定本年度的防洪标准和相应的允许最高洪水位。关于防洪标准和相应的允许最高洪水位的拟定，要考虑下列因素：

1）当年工程的具体情况和鉴定意见，如大坝发生异常现象，出现裂缝、渗漏、管涌或白蚁危害等，则应对原设计进行复核，对所规定的最高洪水位予以降低。

2）当年上、下游地区与河道堤防的防洪能力及防汛要求，如水库边缘的重要交通线路及工矿企业保证不淹的要求等。

3）新建水库未经高水位考验时，汛期最高洪水位需加限制。

二、防洪调度方式的拟定

水库汛期防洪调度直接关系到水库安全及对下游防洪效益的发挥，并影响汛末蓄水，是水库管理中一项十分重要的工作。要搞好防洪调度，必须先拟定合理而又实际可行的防

洪调度方式，包括泄流方式、泄流量及相应的泄洪闸门启闭规则等。

对于无闸门控制的溢洪道，水库的泄流为自由出流，防洪调度方式比较简单，库水位一到堰顶，便自动泄洪，下泄量随入库洪水大小而变。

对于有闸门控制的溢洪道或泄洪隧洞，根据下游防洪任务的条件，防洪调度方式可以分为：控制泄流与自由泄流相结合、固定泄流或定孔泄流以及补偿调节3类。

1.控制泄流与自由泄流相结合

无下游防洪任务的有闸溢洪道水库，为了与兴利结合，抬高兴利蓄水位和增加水库泄洪时的初始泄量，往往是防洪限制水位高于溢洪道堰顶。当洪水开始入库时，库水位为防洪限制水位，闸前已具有一定的水头。这时逐渐开启闸门，使水库泄量等于入库流量，如图16-1中的ab段所示。b点以后，入库流量开始大于闸门全开时的泄洪能力。此时，应立即全开闸门，使洪水按自由泄流运行，其泄流过程如图16-1中的bcd段所示。

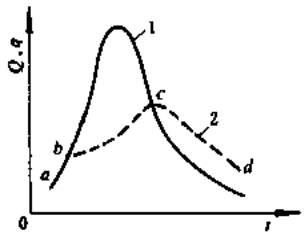


图 16-1 控制泄流与自由泄流相结合
1—入库洪水$Q\sim t$；2—泄流$q\sim t$

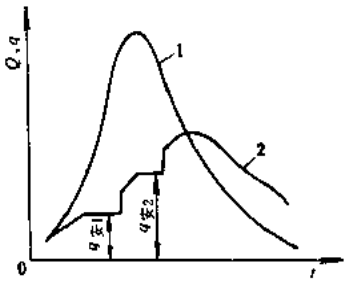


图 16-2 固定泄流
1—入库洪水$Q\sim t$；2—泄流$q\sim t$

2.固定泄流或定孔泄流

当水库下游有防洪任务，且水库距防洪控制点很近，区间面积较小时，为了合理解决水库本身防洪与下游防护区防洪之间的矛盾，调度方式可按下游安全泄量$q_{安1}$、$q_{安2}$、……控制，分级固定泄流（见图16-2）。为了维持固定泄流量$q_{安1}$、$q_{安2}$、……，闸门的开启度要随着库水位的变化而改变。

在水库实际运用中，为了减少泄洪闸门的频繁启闭，有时不用固定泄流，而是改用定孔泄流方式，即遇一定标准的洪水，开启一定孔数的闸门。这样，下泄流量随着库水位的涨落会有一些变化，但仍以小于或等于$q_{安1}$、$q_{安2}$、……为控制条件。

采用固定泄洪方式，必须明确规定判别条件，即规定用什么指标来指导水库进行泄洪，并在相应频率的洪水调洪计算中按此规定调度。判别条件应简单、明确、可靠。对于防洪库容较小的水库，洪峰流量起主要作用，一般以入库流量做判别条件；对于防洪库容较大的水库，则采用库水位作判别条件，即以各种频率洪水的调洪最高库水位作为判别洪水是否超过标准的依据。

例如，湖北省某水库控制该河流全流域面积的86%，水库距防洪控制点仅3km，区间洪水比重很小，根据水库下游保护区的重要性及防洪能力，采用固定泄洪方式，以入库流量为判别条件，对20年一遇以下的洪水分二级固定泄流调度。其调度方式见表16-1。

表 16-1　　某水库调度方式表

判别条件 入库流量 (m^3/s)	泄洪方式	备　注	判别条件 入库流量 (m^3/s)	泄洪方式	备　注
<2100	按入库流量下泄	20年一遇$Q_m=5400m^3/s$	3400～5400	按2500m^3/s下泄	
2100～3400	按2100m^3/s下泄	5年一遇$Q_m=3400m^3/s$	>5400	敞开泄洪	主要是保坝

3.补偿调节

补偿调节又称错峰调节。当水库距防洪控制点较远，区间面积较大时，采用补偿调节方式，能比较经济地利用防洪库容及满足下游防洪要求。理想的补偿调度方式是使水库下泄量加上区间来水量，等于下游防洪控制点的允许泄量。显然，采用这种调度方式，当洪水发生时，若区间来水大，则水库要少放水，区间来水少，则水库可以多放水。设防洪控制点为A，区间测站为B，水库为C[见图16-3(a)]，水库为了与区间洪水错峰，起到补偿调节作用，就必须在区间洪水通过防洪控制点的一段时间里减少泄量，从而增大了防洪库容。这种为错峰而需要增加的库容叫做防洪补偿调节库容$V_{补}$[见图16-3(c)]。确定$V_{补}$的方法是将区间洪水过程线$Q_B\sim t$沿入库洪水过程线$Q_C\sim t$移后Δt，倒置于安全泄量线$q_{安}\sim t$之下，abc为水库应有的下泄流量过程线，$abcde$所包围的面积即防洪补偿调节库容$V_{补}$，水库要按abc线泄流调度。Δt是区间控制站B到防洪控制点A的洪水传播时间t_{BA}与水库泄流到A的传播时间t_{CA}之差，即$\Delta t=t_{BA}-t_{CA}$。

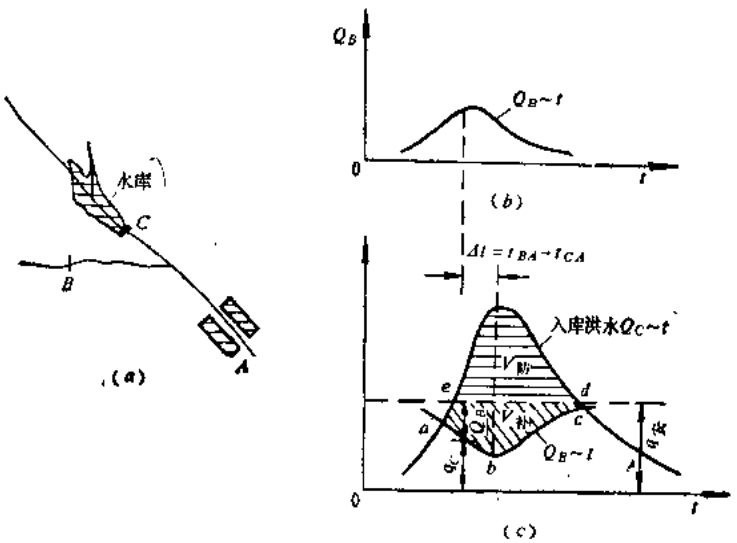


图 16-3　防洪补偿调节示意图

(a)平面位置图；(b)区间洪水过程线；(c)防洪补偿调节图

在无预报时，能达到上述要求的必要条件是水库泄流到防洪控制点的传播时间等于或小于区间传播时间，即$t_{CA}\leqslant t_{BA}$，或$\Delta t\geqslant 0$；在有预报时，则必须使区间洪水预报的预见期与区间洪水传播时间之和大于水库泄流到防洪控制点的传播时间，而且区间洪水预报精

度要很高。实际上，上述这些条件往往是难以具备的，不少水库原设计是按理想补偿调节方式进行的，但在实际运行中往往做不到，因此运行时必须判定切实可行的调度方式，以便实现下游的防洪要求。

采取补偿调节调度方式时，还要对区间洪水与入库洪水的遭遇组合问题进行充分论证，要注意到比较不利的组合情况，以免夸大补偿效益。例如有些水库下游防护对象的防洪标准较高，但实际上区间与上游往往出现较不利的洪水组合情况，致使下游防洪标准达不到原设计水平。

三、防洪限制水位的推求

防洪限制水位又称汛前水位，是汛期洪水来到之前，水库允许蓄水的最高水位。在调洪计算时，它是调洪的起始水位。第十五章中已对规划设计阶段的水库防洪计算，如防洪限制水位与溢洪道设闸情况、水库泄流方式、防洪和兴利任务的要求等相互关系及确定的方法作了必要的论述。但是，水库在汛期控制运用阶段，还必须根据当年的情况，拟定防洪限制水位。

确定防洪限制水位时，一般要考虑以下几个方面的因素：

（1）工程质量　如发现工程质量差的水库，应降低防洪限制水位运行，问题严重的水库要空库运用，这样可以保证防洪安全，尤其对有病险的新建水库是十分必要的。通过低水位运行和观测资料分析，无异常现象的逐步提高运用水位。

（2）水库防洪标准　对原设计防洪标准较低的水库，在汛期为了保证水库安全，应降低防洪限制水位，以便提高防洪标准。

（3）水文情况　如水库的库容虽小，但上游河道枯季径流相对较大，在汛后短期内可以充满，则防洪限制水位可以定得低一些，既可使工程安全，又不致影响汛后用水。如汛期内供水有着明显的分期界线，则可以将汛期分为不同的阶段，分别计算各阶段的洪量和留出不同的防洪库容，进而确定各阶段的防洪限制水位。这样分时段控制，有利于逐步蓄水。

下面分别对溢洪道有无闸门控制两种情况进行讨论。

（一）溢洪道无闸门控制时防洪限制水位的推求

若水库经几年运用已达到设计标准（溢洪道有足够宣泄能力，水工建筑物质量良好，最高洪水位允许达到设计及校核水位），且下游无防洪要求，此时防洪限制水位应与溢洪道槛顶齐平，洪水来临则由溢洪道自由泄出。槛顶高程以上至允许最高洪水位之间即为水库的滞洪库容$V_{滞}$。但目前很多已建水库由于种种原因还难以达到这一水平，一般在汛期都限制蓄水，其防洪限制水位在溢洪道顶高程之下，并通过调洪演算来确定。

由于防洪限制水位在溢洪道顶之下，洪水来临时一部分就首先拦蓄在防洪限制水位至溢洪道顶之间的库容中[以V_1表示，见图16-4(*a*)]。这样，溢洪道顶以上的滞洪库容($V_{滞}$)只需对剩余洪量（洪水总量$W-V_1$）进行调节即可。

由于防洪限制水位$Z_{限}$未知，V_1亦不能定，故须通过试算来确定$Z_{限}$。首先可假定几个不同的$Z_{限}$，求得其相应的V_1。从当年拟定的入库洪水的$Q\sim t$线上扣除V_1，并对$Q\sim t$线的其余部分进行调洪演算，得$V_{滞}$[见图16-4(*b*)]。由库容曲线可查得相应的最高洪水位Z_m，

与允许最高洪水位$Z_{m,允}$进行比较，二者相等的$Z_{限}$即为所求的防洪限制水位。在一般情况下，可作图内插当年的$Z_{限}$(见图16-5)。

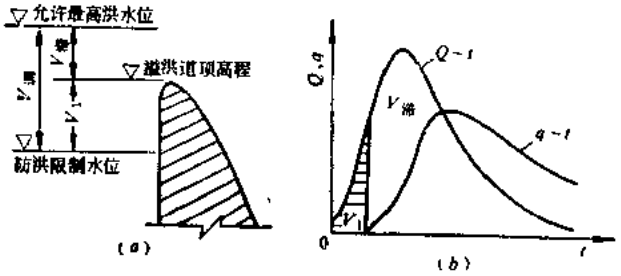


图 16-4 无闸门溢洪道防洪限制水位示意图
(a)防洪限制水位位置图；(b)调洪演算图

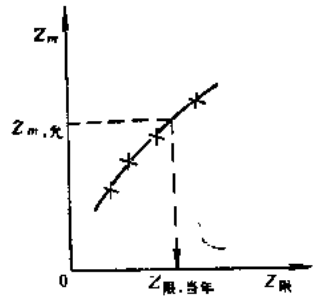


图 16-5 用内插法求$Z_{限}$

蓄存在V_1中的水量，应在汛前或汛期的某一阶段之前由泄流底孔泄出。当水库无泄流底孔或底孔的泄流能力很小时，就要靠输水涵管（灌溉引水用的）放水来腾空库容。因输水涵管的预泄能力一般也较小，所以常常需要较长时间才能腾出V_1，这就需要提早预泄。如果汛期相邻洪水的间隙时间短，库水位就有可能来不及降至防洪限制水位，从而造成防汛紧张。因此，为了防洪安全，在确定$Z_{限}$时，要对水库的泄水能力进行分析，必要时应留有余地，并安排好应急措施。

（二）溢洪道有闸门控制时防洪限制水位的推求

溢洪道有闸门控制时，防洪限制水位一般处在溢洪道顶高程之上（见图16-6）。推求防洪限制水位的方法视下游防洪任务的要求不同而有所区别。

1.下游无防洪任务时

当水库下游无防洪任务要求时，水库的最大下泄量不受限制，防洪计算的主要目的是为了大坝安全，此时闸门控制运用方式如下：在洪水来临之前，闸门关闭，蓄水至防洪限制水位。洪水来临，逐渐开启闸门，使下泄流量等于入库流量（见图16-7ab段）。在此期间，库水位维持在防洪限制水位不变。至b点，入库流量开始大于闸门全部开启的泄洪能力，则将闸门全部打开，形成自由溢流，下泄流量随库水位的升高而增大。至c点，下泄

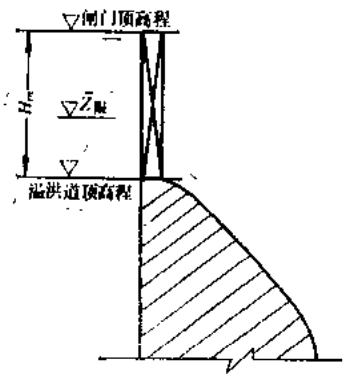


图 16-6 有闸门溢洪道防洪限制水位示意图

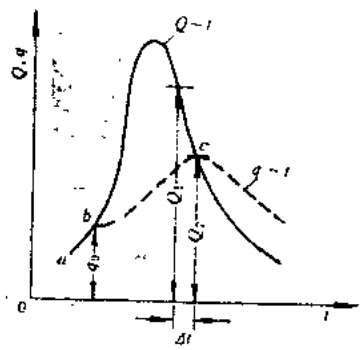


图 16-7 逆时序调洪演算示意图

流量达到最大，此时入库流量等于下泄流量。c点以后，随着库水位的逐渐消落，下泄流量逐渐减小。

如允许最高洪水位、溢洪道尺寸为已知，则防洪限制水位$Z_{限}$可用第十五章第二节调洪计算的方法逆时序反推求得。本节介绍一种半图解法，其主要步骤如下：

1）计算最大下泄流量q_m。在宣泄最大泄量时，闸门已全部打开，溢洪水头最大（见图16-6中的H_m）。因允许最高洪水位和溢洪道槛顶高程均为已知，故H_m亦为已知，代入下式即可求得最大下泄流量：

$$q_m = m_1 B H_m^{3/2} \tag{16-1}$$

式中 m_1——流量系数；

B——溢洪道净宽，m；

H_m——堰顶最大水头，m。

2）绘制当年拟定的洪水过程线$Q\sim t$，在退水部分找出$Q=q_m$的时刻（见图16-7中c点），并由此时刻起逆时序按Δt划分时段，从图上读出各时段始、末的入库流量Q_1和Q_2。

3）把水库水量平衡方程

$$\frac{Q_1+Q_2}{2}\Delta t-\frac{q_1+q_2}{2}\Delta t=V_2-V_1 \tag{16-2}$$

加以改变，得逆演算的水量平衡方程

$$\left(\frac{V_2}{\Delta t}+\frac{q_2}{2}\right)=\frac{Q_1+Q_2}{2}-q_1+\left(\frac{V_1}{\Delta t}+\frac{q_1}{2}\right) \tag{16-3}$$

式中，左端是未知项，右端是已知项。未知项$\left(\frac{V_2}{\Delta t}+\frac{q_2}{2}\right)$是$q$的函数，可绘制$q\sim\frac{V}{\Delta t}+\frac{q}{2}$的关系曲线，作为求解的辅助工具。把已知的最大下泄流量q_m作为最后一个时段末的泄量q_2，推出该时段初泄量q_1，此q_1即为前一个时段末的泄量。如此继续前推，直至某一时刻的泄量q_0等于涨水段的某一入流Q时为止，（见图16-7中b点）。b点如不在整时段处，可由$Q\sim t$线和$q\sim t$线的交点读得。

4）相应于q_0的水位即为防洪限制水位$Z_{限}$。因为$q=m_1BH^{3/2}$，其中$q=q_0$，m_1、B皆为已知，所以堰顶水头

$$H=\left(\frac{q_0}{m_1B}\right)^{2/3} \tag{16-4}$$

而

$$Z_{限}=\text{堰顶高程}+H$$

2.下游有防洪任务时

当水库承担有下游防洪任务时，防洪限制水位确定的原则应该是既能保证水库工程的安全，又能满足下游防洪要求，并根据拟定的水库防洪调度方式通过调洪计算加以确定。现对固定泄流方式和补偿调节方式分别加以说明。

（1）固定泄流时防洪限制水位的推求 在固定泄流情况下推求防洪限制水位$Z_{限}$时须采用试算法。对于一级控制泄流，若以库水位为判别条件，开始时，应先取下游防洪标准的洪水过程线，并假定一个起调水位，下泄量按下游安全泄量$q_{安}$控制，运行调洪计算，

求得相应于下游防洪标准的$V_{防1}$[见图16-8(a)]。当出现水库设计洪水时[见图16-8(b)]，开始仍按$q_{安}$下泄，当$V_{防1}$已经蓄满，则敞开闸门泄洪，下泄量超过$q_{安}$，并继续增大。当至最大下泄量q_m时，求得这时的最高洪水位Z_m，与允许最高洪水位相比较，如两者相等，则假定的起调水位即为防洪限制水位；如两者不等，则重新假设起调水位，再行计算，直至两者相等为止。

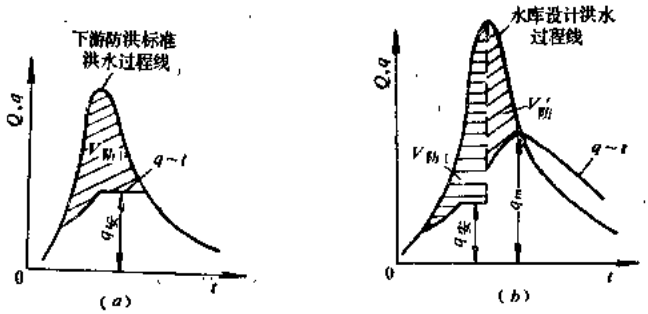


图 16-8　固定泄流（一级控制）的防洪调度示意图
(a)第一步调洪；(b)第二步调洪

若为分级控制，亦须先假定一个起调水位，进行调洪计算，求得下游各种防洪标准相应的防洪库容$V_{防1}$、$V_{防2}$、…及水库洪水位Z_1、Z_2、…。当库水位低于Z_1时，控制泄流量≤$q_{安1}$，库水位在Z_1至Z_2之间时，控制泄流量≤$q_{安2}$，…依次逐级控制（见图16-9）。当超过下游最后一级防洪标准时，例如图16-9中的$V_{防2}$及其相应的库水位Z_2，则敞开闸门泄洪，至最大下泄量q_m，求得相应的最高库水位Z_m，与允许最高洪水位相比较，二者相等的起调水位即为所求的防洪限制水位。

（2）补偿调节时防洪限制水位的推求　在补偿调节情况下推求水库的防洪限制水位时，须先对入库洪水与区间洪水的组合问题进行分析，拟定设计条件下入库洪水与区间洪水组成，这个问题已在第六章和第十五章中做了介绍。编制汛期控制运用计划时，先按下

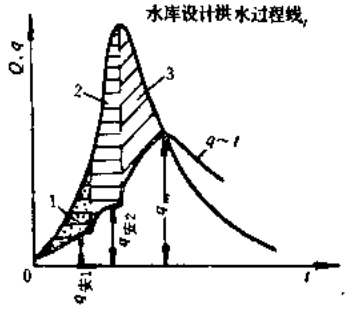


图 16-9　固定泄流（二级控制）的防洪调度示意图
1—$V_{防1}$；2—$V_{防2}$；3—$V'_{防}$

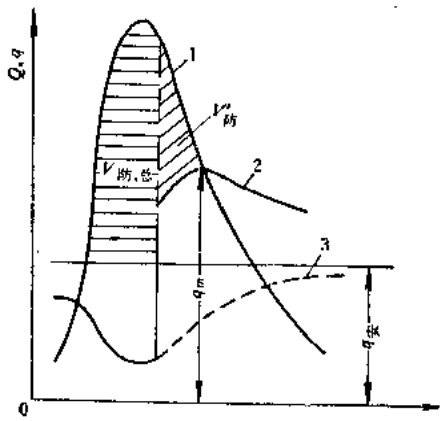


图 16-10　控制运用时补偿调节的防洪调度示意图
1—水库设计洪水过程线；2—水库下泄流量过程线；3—区间洪水过程线

游防洪标准的水库洪水过程线和区间洪水过程线进行补偿调节计算(见图16-3),求得$V_{防,总}=V_{防}+V_{补}$。假定一个起调水位，按拟定的水库设计洪水及相应的区间洪水，以补偿调节方式调度，当$V_{防,总}$已经蓄满时，将闸门全部敞开泄洪，至最大下泄量q_m，求得最大调洪库容$V_m=V_{防,总}+V'_{防}$（见图16-10），并求得相应的最高库水位Z_m，与允许最高洪水位相比较，如二者相等，假定的起调水位即为所求的防洪限制水位。

四、防洪与兴利结合的分析和处理方法

上面几个问题都是针对防洪的要求（包括水库和下游防护区）来讨论的，没有考虑与兴利的结合问题。由于每年河流洪水出现的规律不同，并对水库的防洪与兴利能否结合有一定的影响，故在编制水库汛期控制运用计划时，必须分析该河流洪水的发生规律，制定防洪与兴利结合的处理方案。

对于流域面积较小的山区河流，每年洪水出现不定期，汛期变动范围较大，而且历时短，猛涨陡落。在这种情况下，很难做到防洪与兴利结合使用，故防洪库容全部位于兴利库容之上。

对于流域面积较大的雨洪河流，洪水涨落比较平稳，每年洪水出现的日期比较稳定，汛期变动范围不大，在这种情况下，防洪库容与兴利库容有可能完全结合，但不常遇到。

对于一般中小河流，或较大的多峰型雨洪河流，洪水涨落较快，但汛期变动范围不大；或者汛期变动范围较大，但汛期洪水的出现具有较明显的前大后小的规律性；或者可以做出洪水短期预报，在这些情况下，均有可能使防洪与兴利库容部分结合。下面针对这些情况，介绍一些处理方法。

1.按洪水发生规律，分阶段（或称分期）制定防洪限制水位

对于汛期洪水变化有明显规律的河流，可根据洪水变化规律将汛期分为若干阶段，如初汛、主汛、尾汛等，按阶段确定$Z_{限}$，这样在某些阶段可以将$Z_{限}$相对地抬高，以便在保证防洪安全的前提下，充分利用库容蓄水兴利。如何处理好汛期各阶段的划分问题，是防洪调度的关键。往往是汛中来水不敢蓄，汛末想蓄无大水；或过早蓄水，再遇大雨，造成被动，甚至后果严重。关于汛期各阶段的划分，主要根据水文气象资料和预报条件进行统计分析和规律性研究，一般应分析如下资料：1）年最大或大于某一数值的雨量或洪水流量在各月、各旬出现次数及所占百分比；2）历年汛期旬平均入库流量过程线，并取外包线，或历年最大旬平均流量过程线，从中找出洪水发生规律；3）本流域暴雨的气象成因和天气系统；4）水库水文气象预报的预见期精度。

关于汛期分阶段防洪限制水位的推求，一般要按照划定的阶段进行。对于汛期划分为初汛、主汛和汛末3个阶段的水库，首先应对初汛阶级内的洪水进行频率分析，按原规定的防洪标准，求出初汛阶段的设计洪峰和设计洪量，用选典型放大方法，即得初汛阶段的设计洪水过程线，然后进行调洪计算，由已经确定的允许最高洪水位，求得相应的防洪限制水位$Z_{限}$。其它阶段也按原规定的防洪标准同法进行。

流量资料系列较短的水库，不具备用上述方法推求各阶段的设计洪水条件时，可利用地区长系列暴雨资料来推求。首先在流域内选择具有代表性的长系列雨量站，统计历年各阶段一定历时（如24小时或3天、7天等）的最大暴雨量，进行频率计算，求出各阶段的

设计暴雨值。计算各阶段设计暴雨值与年最大设计暴雨值的比值，并令主汛期比值为1.0，将其它各阶段的比值换算成相应的比值，以各阶段相应比值乘年设计洪水过程线的各纵标，即得各阶段的设计洪水过程线，然后进行调洪计算，求得相应的防洪限制水位。

必须指出，对于分阶段制定防洪限制水位，一般要求水库具有较大的泄洪能力，否则就无法保证按时腾空库容，使库水位在规定的时间内降至预定的防洪限制水位。同时，水库的泄洪能力还必须与下游河道的允许泄量相适应。

2.利用短期预报，发挥水库预泄和超蓄作用

水库上游有足够的雨量站，能作出短期洪水预报时，应利用短期洪水预报，发挥水库预泄和超蓄作用。如果水库具有一定的泄洪能力，在短期预报的条件下，汛前使库水位高于防洪限制水位，重复利用部分防洪库容，以便蓄水兴利。当接到预报后，赶在洪水来临之前迅速泄放，使库水位按时降至规定的防洪限制水位。这样，在不影响防洪安全的前提下，尽量提高兴利效益。利用短期预报预泄超蓄的水位称为防洪放流水位（见图16-11）。防洪放流水位的高低，取决于预报预见期的长短和精度，以及水库的泄洪能力和下游的安全泄量。图16-12中的阴影面积$V_{预}$即为预见期为t_1、下游安全泄量为$q_{安}$时水库可以超蓄和预泄的水量。若预见期长、泄洪能力强、下游安全泄量大，则放流水位可高些，可多蓄些水量；反之则低。例如河北省某水库，上游流域内设有50多处雨情站，从上游发生雨情传到水库管理局，离洪水到来约有10多个小时。在接到预报后10多个小时内立即采取预泄措施，可放掉超蓄水量0.5亿m^3，使水库水位预降2m。因此，防洪放流水位可高出防洪限制水位2m，多蓄0.5亿m^3的水为兴利服务。这是一个很现实的例子。

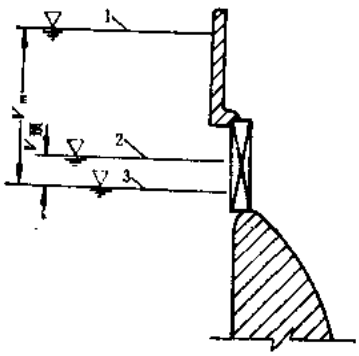


图 16-11 防洪放流水位示意图
1—允许最高洪水位；2—防洪放流水位；3—防洪限制水位

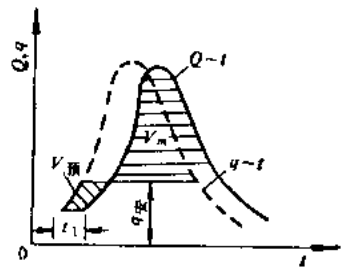


图 16-12 考虑短期预报的预泄库容

3.拦蓄洪水尾巴

汛末能否及时关闸蓄水，使库水位充蓄到规定高程，是关系到汛后整个枯季兴利用水能否得到满足的大问题。如果拦蓄过迟，抓不住洪水尾巴，水库就蓄不到规定的汛末兴利水位，会影响灌溉和其它部门的用水。如果关闸蓄水过早，后期再来洪水，水库就不安全。因此，汛末回蓄一定要抓住时机。关于汛末回蓄关闸时间，通常应根据水库管理运用经验，分析后期洪水发生和退水规律，并结合天气预报来确定。对于一些重要的水库，往往要作方案比较，对防洪效益和兴利效益进行经济论证，结合党的方针政策，作出决策。

4.大、中、小工程联合运用

在长藤结瓜式水利系统中，可将骨干水库预泄腾空的水量引蓄到中、小型水库和塘堰中去，这样，既保证骨干水库的安全，又能多蓄一些水量以满足抗旱灌溉需求。

五、汛期防洪调度图的编制和应用

水库汛期防洪调度的目的是根据当年的具体防洪要求和条件，制定和落实防洪调度方案和措施，保证防洪安全及较好地发挥水库的兴利效益。为此，每年要编制汛期的防洪调度图。防洪调度图反映了水库汛期各时刻蓄水位的高低和变化过程，以及各时刻为防洪安全而必须留出的防洪库容，它是指导防洪调度工作的工具。但是，防洪调度图是按照某种特定条件绘制的，而实际上，水库在控制运用年度内可能出现的情况是复杂的，有很多情况也难于预见。因此，不能机械地运用防洪调度图，而要根据当时的雨情、水情和天气预报等具体情况，以及上级机关的指示和有关政策，合情合理地运用调度图，做到在保证防洪安全的前提下，处理好防洪与兴利的关系。关于汛期各阶段防洪限制水位如何联接过渡问题，则要根据具体情况灵活掌握，一般有提早和推迟两种情况。例如在图16-13中，①线是在初汛后期结合灌溉用水逐渐降低库水位，过渡到主汛开始时的防洪限制水位的调度线，这种处理对防洪比较安全。②线是在初汛末才开始降低水位，对防洪不安全，对抗旱灌溉有利。如果根据天气预报，大洪水发生的时间将会推迟，可能出现连续干旱，可以按②线调度，但要求水库有较大的泄洪能力。从主汛过渡到尾汛，如按③线调度，即在主汛后期就逐步抬高库水位，至主汛期结束时达到尾汛期防洪限制水位，这种处理对蓄水有利，但对防洪不够安全。它适用于大洪水发生较早的年份。②线是在主汛期结束时才开始抬高库水位，对防洪比较安全，但对蓄水不利。

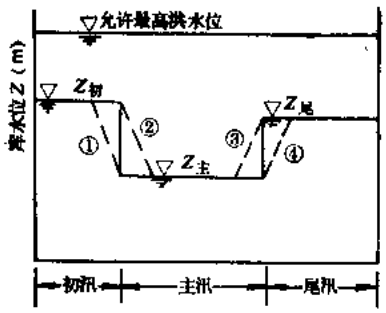


图 16-13 水库防洪调度示意图

$Z_{初}$—初汛期防洪限制水位；$Z_{主}$—主汛期防洪限制水位；$Z_{尾}$—尾汛期防洪限制水位

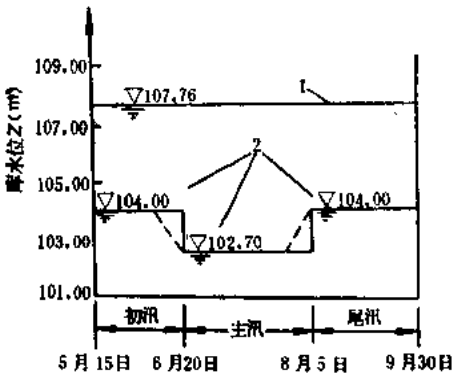


图 16-14 河南省某水库1972年防洪调度图

1—允许最高洪水位；2—防洪限制水位

图16-14为河南省某水库1972年防洪调度图。1972年5月编制该图时，实际库水位为100.80m，与初汛期的防洪限制水位104.00m相差3.20m，与主汛期的防洪限制水位102.70m也还差1.90m，所以必须有控制地放水，尽可能让水库继续蓄水。若到5月15日蓄到104.00m，然后结合灌溉、发电用水的需要，至6月20日左右将库水位降低至102.70m，以迎接主汛到来。主汛阶段千年一遇校核洪水位为108.45m，超过汛期允许最高水位107.76m，故6、7月份库水位一定要保持在102.70m，不能蓄得过高。到8月

初，视天气预报情况让水库水位逐渐回升到尾汛期的防洪限制水位104.00m。

做好水文、气象预报工作，对于汛期的防洪调度十分重要。比如采取预泄或延泄措施，则要依据预报有无大洪水发生来确定；提前预泄或回充蓄水，也应根据预报的预见期，结合当时库水位及下游允许泄量来确定。在应用水文预报时，要估计到可能的误差，留有余地。对洪水预报的精度，应规定其应用的范围，还应制定无预报的调度方式及泄洪图表等。

汛期库水位应按规定的防洪限制水位进行控制。为了减少弃水，可根据水情预报条件、洪水传播时间和泄洪能力大小，使库水位稍高于当时防洪限制水位，通过兴利用水，逐渐消落。但要确有把握，在下次洪水到来以前将库水位消落到防洪限制水位。对于没有预报条件、洪水传播时间短和泄流能力小的水库，不宜这样运行。

第二节　中小型水库抗洪能力计算

中小型水库的建设面广量多，往往资料不足，修建时对防洪标准和抗洪能力方面又常常缺乏统一的规定和详细的计算。因此，在编制汛期控制运用计划时，有必要进行水库抗洪能力的核算，以便水库管理机构和有关部门心中有数，及时采取措施，确保水库和下游安全度汛。

水库的抗洪能力是指水库在某一蓄水位下，能够安全防御或度过某一防洪标准的洪水而不出险情。如果水库水位很低，空库容很大，说明这时的抗洪能力强，能拦蓄较多洪水；相反，库水位很高，空库容不多，水库的抗洪能力就较低，因而危险性也大。所以，对已建水库来说，要核算水库在既定库容、坝高、溢洪道等具体条件下，某一防洪标准的洪水来到时，水库的实际抗洪能力。

核算水库抗洪能力时，首先要搜集水库的流域面积、工程情况、库容曲线以及水位泄量关系曲线等，算出不同防洪标准的洪水大小，然后根据工程情况及不同标准的洪水进行核算。对库容较大的中型水库，一般应计算水库预泄腾空部分库容和处于某一防洪限制水位两种情况下的抗洪能力，对库容系数或拦蓄能力小的水库，则应计算水库全部腾空和蓄水到溢洪道顶高程时的抗洪能力。

水库在运用期间的抗洪能力与水库当时蓄水位的高低和未来暴雨量大小有密切关系。在水库的基本资料（如坝顶、溢洪道顶高程、溢洪道宽度、库容曲线等）已具备的情况下，把水库各级蓄水位以上的抗洪能力，以允许最大降雨量表示，制成图表，就可以根据当时的雨情、水情或天气预报，确定水库抗洪的安全程度，为有关防汛和管理部门提供决策参考。

水库各种起始水位的安全允许降雨量分为两部分，一是洪水来临时水库水位不超过溢洪道顶的部分（即水库不溢洪情况），二是洪水来临时库水位在溢洪道顶以上的部分（即水库溢洪情况）。

当水库水位不超过溢洪道顶时，假定不同的现时水位Z_0，由库容曲线查得相应库容V_0，可以蓄洪的库容V_1等于溢洪道堰顶高程的相应库容减去现时库容V_0，则相应的抗洪

能力用流域平均允许最大降雨量P_1表示，即

$$P_1=\frac{10V_1}{\alpha F}\quad(\text{mm})\qquad(16\text{-}5)$$

式中 V_1——现时水位到溢洪道顶之间还可以蓄洪的库容，万m³；

α——洪水径流系数，根据前期降雨情况确定。为简化起见，一般按前期大雨、中雨、小雨或无雨几种情况，分别采用不同的径流系数；

F——水库集水面积，km²；

10——单位换算系数。

库水位在溢洪道顶以上的抗洪能力P_2，包括水库中的滞洪库容V_m和在泄洪过程中由溢洪道不断泄出的水量$V_{泄}$。若以简化三角形入流过程线表示（见图16-15），其关系式为

$$q_m=\frac{Q_m\left(1-\dfrac{V_1+V_m}{W}\right)}{1-\sqrt{\dfrac{V_1T_1}{TW}}}\qquad(16\text{-}6)$$

式中 Q_m——入库洪峰流量，m³/s；

q_m——溢洪道最大溢洪流量，m³/s；

V_m——溢洪道以上的滞洪库容，万m³；

V_1——溢洪道顶以下腾空库容，万m³；

W——水库入流总量，万m³；

T_1——入流涨洪历时，h；

T——入流总历时$\left(T=\dfrac{2W}{Q_m}\right)$，h。

因此，水库各级起始水位的允许最大降雨量P为

$$P=P_1+P_2$$

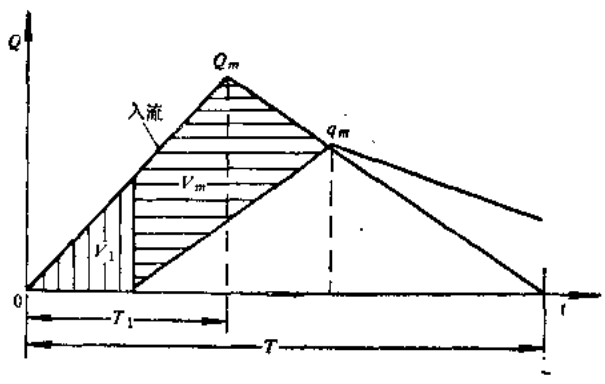


图 16-15 水库防御洪水量划分示意图

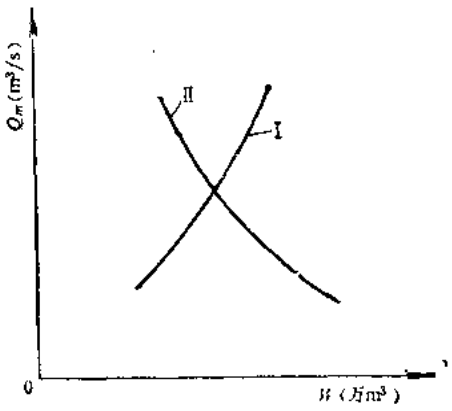


图 16-16 Q_m～W曲线

计算P与P_2的步骤如下：

1）选择不同的重现期N，由水库实测水文资料计算不同重现期的洪峰流量Q_m与洪水总量W，并将计算成果列入表16-2。

2）以表16-2中的Q_m、W点绘峰量关系曲线，如图16-16中的Ⅰ线所示。

表 16-2　　不同重现期的洪峰流量与洪水总量计算成果表

N　（年）	Q_m(m³/s)	W(万m³)
（1）	（2）	（3）
……	……	……
……	……	……

3）由式（16-6）可知，在q_m、V_m已定的情况下，可用试算法推求出Q_m与W的对应关系，即假定不同的W，代入式（16-6）求得不同的Q_m，点绘Q_m～W关系曲线，如图16-16Ⅱ线所示。两线交点的W、Q_m值即为所求之值。

4）将得出的W值化算成降雨深，即为该水库水位的允许最大降雨量P，从中减去P_1即得P_2。根据不同的水库起始水位，可算出相应的P_1、P_2及P值，列于表16-3中，以备查用。

表 16-3　　水库各级水位允许最大降雨量表

水库水位 Z (m)	P_1 (mm)	P_2 (mm)	P (mm)
（1）	（2）	（3）	（4）
……	……	……	……
……	……	……	……

第十七章　中小型水库兴利控制运用

水库兴利控制运用的目的，在于使水库库容与河川径流资源得到充分利用，在保证水库安全的前提下，充分发挥兴利效益，尽最大可能满足灌区用水要求，促进农业增产。

水库管理部门在每年年初或每年用水季节以前，必须结合当年工程状况和水库蓄水量，灌区内种植计划和中小型水库、塘堰的蓄水情况，进行来、用水量平衡计算，拟定出水库兴利控制运用计划，作为当年水库用水管理的依据。中型水库一般都具备一定的来、用水资料，可根据长期气象及水文预报资料编制年度供水计划；小型水库和无资料的水库可编制简易供水计划。此外，还可利用水库的历年来、用水资料，通过调节计算，编制水库兴利调度图，作为年内各时刻决定水库工作方式的依据。

为了做好水库兴利控制运用计划，须事先搜集整理以下基本资料。

1）水库历年逐月来水量资料。

2）灌区历年用水资料，灌溉面积增减，作物组成变更，以及本年度计划灌溉面积和作物组成，并按计划面积将历年用水量进行换算，求得一个统一的计划灌溉供水量系列。

3）水库集水面积内和灌区内各站历年降水量、蒸发量资料及当年长期气象、水文预报资料。

4）水库的水位～面积、水位～容积关系曲线；各种特征库容及其相应水位。

5）水库蒸发、渗漏损失资料。

第一节　水库年度供水计划的编制

编制年度供水计划主要是算好来水、蓄水、用水3笔帐，通过水量平衡计算，拟定水库供水方案。由于河川径流变化多端，灌溉用水也历年不同，在编制年度供水计划时，对当年水库可能的来水量、灌区降水量、用水量及其分配情况，尚未确切掌握，只能根据长期预报进行估算。由于各水库预报条件不同，故编制方法也有所区别。目前常用的方法有两种：一种是根据定量的长期气象及水文预报资料估算来、用水过程，编制年度供水计划；另一种是代表年与长期定性预报相结合的方法。限于篇幅，本节只介绍前一种方法。

一、水库来水量估算

1.由预报的月降水量计算月径流量

此法是根据长期气象预报所给出的逐月降水量数据，再计算出各月的径流量。

（1）降雨径流相关法　根据预报的各月降水量P，由月降雨径流相关图查得月径流深R，即可求得各月来水量W。

$$W=0.1RF \tag{17-1}$$

式中　W——月来水量，万m³；

R——月径流深，mm；

F——集水面积，km^2。

（2）月径流系数法　此法是由各月径流系数α计算各月来水量。

$$W=0.1\alpha PF \qquad (17\text{-}2)$$

式中　P——预报的月降水量，mm；

其它符号意义同上。

（3）年、月降雨量相似法　按长期预报的当年年降雨量和各月降雨量，与过去历年的年、月降雨量相比较，选择年降雨量和逐月降雨量都最接近的一年，即以该年实测径流过程作为本年预报的径流过程。

2.直接预报各月径流量

具有长期水文预报资料的水库，可直接采用各月径流量的预报值。

二、水库供水量估算

对于以灌溉为主的水库来说，主要是确定灌溉用水量。灌溉用水量加上渠系输水损失，即得水库供水量。灌溉用水量一般用计算灌溉制度的办法推求。在编制年度供水计划时，其特点是要根据当年预报的气象资料确定当年各月的灌溉用水量及水库供水过程。由于长期气象预报至多也只能预报出当年各月的降雨量，不能预报逐旬逐日的降雨量，这样，根据田间水量平衡逐旬逐日地推算当年的灌溉制度就有困难。因此，逐月灌溉用水量的推求只能根据具体条件采用其它方法。

（1）年、月降雨相似法　以降雨相似年份的灌溉用水过程，考虑灌区当年的灌溉面积、作物组成等情况，作一定的修正，即作为预报的本年灌溉用水过程，并根据当年灌区渠系的防渗条件确定预报的水库供水过程。

（2）逐月耗水定额法　有的水库根据灌区试验及多年实践，推得本灌区逐月总耗水定额（m^3/亩），并认为此耗水量应由田间有效降雨量及水库供水量两方面供给。利用本年的逐月降雨预报，考虑降雨的田间有效利用系数及渠系输水损失后，便可推得本年度的水库供水过程，其计算式为

$$W_{供}=\frac{E-0.667\alpha_{田间}P_{田间}}{\eta_{渠系}}A \qquad (17\text{-}3)$$

式中　$W_{供}$——水库月供水量，万m^3；

A——灌区总灌溉面积，万亩；

E——作物月耗水定额，m^3/亩；

$P_{田间}$——田间月降雨量，mm；

$\alpha_{田间}$——降雨的田间有效利用系数；

$\eta_{渠系}$——渠系水有效利用系数；

0.667——由mm变换成m^3/亩的单位换算系数。

（3）固定灌溉制度法　我国北方以灌溉旱作物为主的水库，各年灌溉用水量差别较小，在编制水库年度供水计划时，也有采用一个固定灌溉制度的，即各年同一月份的灌溉用水量为一常数。

三、水库兴利水位过程线的计算和绘制

根据当年预报的水库逐月来水量和供水量，考虑水量损失，按水量平衡原理逐月进行调节计算，即可推算出当年的兴利水位过程线，也就是当年的兴利调度线。调节计算方法与规划设计时水库兴利调节计算的方法基本相同，但必须注意两点：1）遇到供水不足月份时，要尽量设法减少因供水不足而造成的损失；2）因预报常按日历年作出，故调节计算也可采用日历年，即以一月一日的实际库水位作为调节计算的起始水位。具体调节计算方法可参见表17-1及图17-1所示的实例。

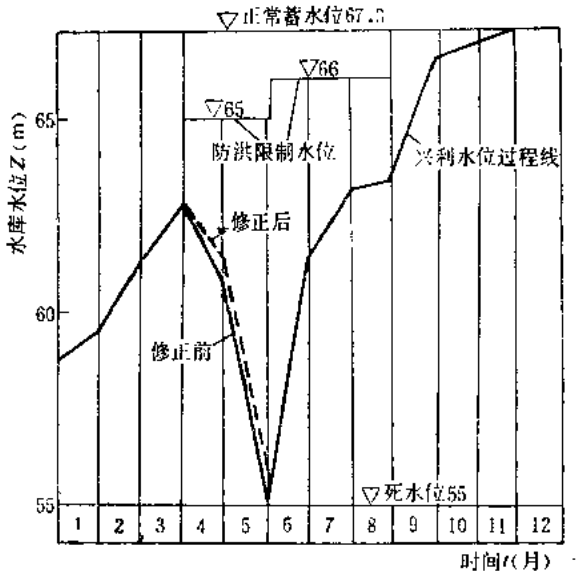


图 17-1　某水库1984年预报的水位过程线

四、水库兴利水位过程线的应用

上述根据预报资料所推求的兴利水位过程线，实质上就是当年各月库水位的预报值，如预报较准，可作全年指导水库的控制运用；如预报不准，则根据中、短期预报及当时的库水位，随时调整年初所作的库水位预报值。在兴利水位过程线的计算中，已可做到预先估计当年可能出现的缺水或弃水情况，以便及早研究对策。缺水时，应尽量减少损失，节约用水；弃水时，应尽量设法利用，如加大灌溉用水，引水灌塘或加大其它用水部门（如发电）的用水等。在运用过程中，应根据实际库水位落在兴利水位过程线以上或以下，而决定是正常供水、加大供水还是减少供水。

【例1】 某水库集水面积$F=13.4km^2$，灌溉面积15000亩。正常蓄水位67.3m，相应库容1220万m^3；死水位为55m，相应库容为331万m^3。根据气象预报的逐月降水量求得各月来水量、供水量[见表17-1中的第（2）、（5）栏]。年初蓄水位为58.8m，根据预报的当年来、供水量及由简算法求得的各月水量损失[见表第（3）栏]，逐月进行水量平衡计算，求得当年各月末库水位列于表中第（9）栏，由此绘出兴利水位过程线，如图17-1所示。

从表17-1中可以看出，这年除5月份来水偏小，造成缺水外，其余各月均可满足灌溉用水要求。由于5月份缺水量为69万m^3，库水位在5月末以前就将下降到死水位，因此，为了减轻4月份的集中缺水程度，故提前于3月份就开始缩减供水。比较简单的办法是将所缺的69万m^3水量按4、5月各月供水量的大小进行分摊，即每月供水量按$\frac{69}{(293+519)}$=8.5%的比例缩减，4月减少供水25万m^3，5月减少用水44万m^3。修正后的各月供水量及相应的月末水位列于表中括号内。

表 17-1　　某水库1984年预报的兴利水位过程线计算表

月份	来水量（万m³）	水量损失（万m³）	净来水量（万m³）	供水量（万m³）	净来水量－用水量 +（万m³）	净来水量－用水量 −（万m³）	月末蓄水量（万m³）	月末水位（m）	弃水量（万m³）	缺水量（万m³）
（1）	（2）	（3）	（4）	（5）	（6）	（7）	（8）	（9）	（10）	（11）
							503	58.8		
1	69	5	64	0	64		567	59.4		
2	171	8	163	0	163		730	61.4		
3	111	10	101	0	101		831	62.9		
4	153	14	139	293 (268)		154 (129)	677 (702)	60.8 (61.1)		
5	119	15	104	519 (475)		415 (371)	331	55.0		69
6	723	7	716	323	393		724	61.3		
7	630	8	622	481	141		865	68.1		
8	208	16	192	160	32		897	68.2		
9	353	10	343	98	245		1142	66.5		
10	148	10	138	83	55		1197	67.0		
11	81	7	74	0	74		1220	67.3	51	
12	112	4	108	0	108		1220	67.3	108	
合　计	2878	114	2764	1957						

第二节　水库兴利调度图的绘制和应用

一、水库调度图的意义和作用

水库工作情况与来水密切相关，而天然河川径流变化每年不一，用水部门的缺水量也每年不一，只根据过去有限的水文资料不可能完全掌握未来的水文变化。而目前由于科学水平所限，还不能准确地预报未来的长期入流过程，这就给水库的经济运行带来了不利的影响。要达到合理解决天然来水与用水部门需水之间的矛盾，尽量发挥水库兴利效益的目的，应采取有效方法来合理管理和指导水库工作，这种方法称为水库调度。

为了进行水库调度，必须利用径流的时历特性资料和统计特性资料，按水库运行调度的一定准则，预先编制出由一组控制水库工作的蓄水指示线（调度线）组成的水库调度图。

如当年有长期气象预报资料，估算出当年来、用水量，在水库已有蓄水量的情况下，通过调节计算绘制的水库兴利水位过程线，就是当年的兴利调度线（前一节介绍的方法所绘制的就是当年水库兴利调度线）。在缺乏长期水文、气象预报资料或水文、气象预报精度尚不能满足精度要求的条件下，最常采用的方法是绘制统计调度图来进行水库的兴利调度。

水库兴利统计调度图，简称调度图，是指导年或多年调节水库运用的工具。它是根据过去的径流系列能反映未来水文情势的假定，利用历史径流资料或统计特性资料绘制而成的。它是一张以月（或旬）为横坐标、库水位（或蓄水量）为纵坐标，包含有防破坏线、限制供水线、防洪调度线等3条指示线和正常供水区、减小供水区、加大供水区、调洪区

等4个指示区的曲线图。根据此图上各个时期的蓄水量或库水位决定水库的供、蓄水量，使较设计保证率偏丰的年份供水都能得到保证。

图17-2、图17-3分别为年调节水库和多年调节水库调度图。现将图中各调度线的作用说明如下：

①线为防破坏线，又称保证供水线。它的作用是：在设计保证率范围内，保证正常供水不遭受破坏。也就是当来水大于、等于设计枯水年的年份，正常供水应当保证。供水期

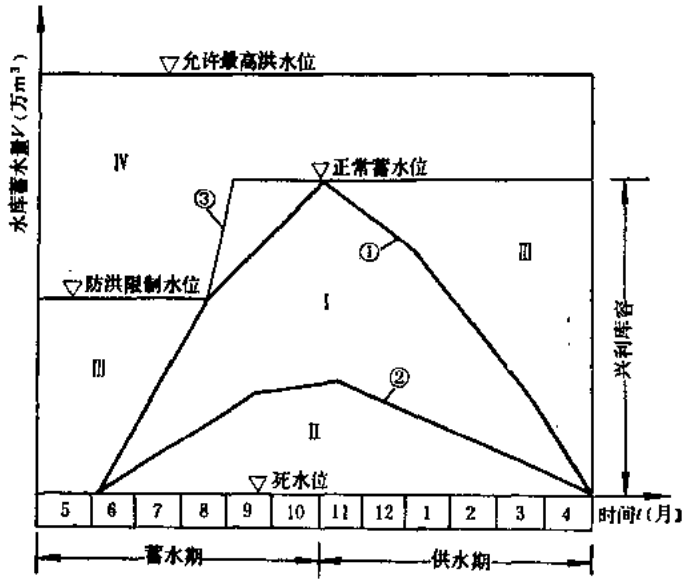


图 17-2 年调节灌溉水库调度图

①—防破坏线；②—限制供水线；③—防洪调度线

Ⅰ—正常供水区；Ⅱ—减小供水区；Ⅲ—加大供水期；Ⅳ—调洪区

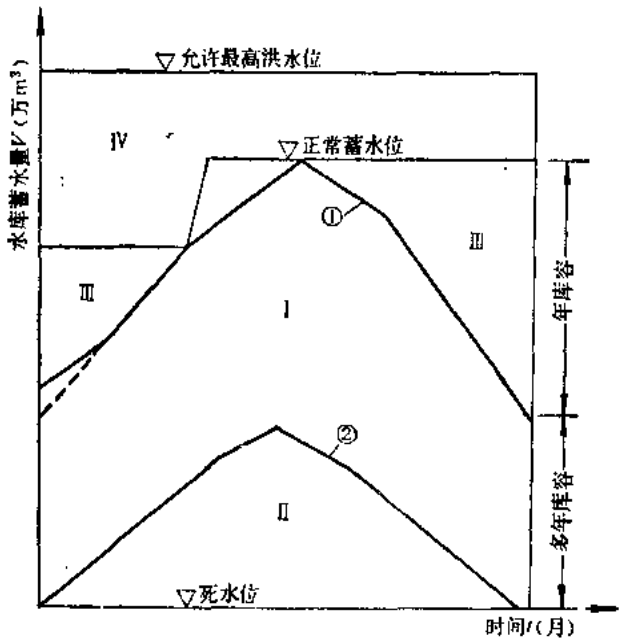


图 17-3 多年调节灌溉水库调度图

①—加大供水线；②—限制供水线

末水库蓄水量正好用完。

②线为限制供水线。它的作用是：当出现特枯水年时，正常供水肯定达不到要求，为使允许破坏的那些特枯水年供水不会完全中断，因而需要提前限制供水，逐步降低其供水量。

③线为防洪调度线。它的作用是：确保设计范围内的洪水能安全下泄，不因调度不当而造成意外的损失。

调度图上各调度区的作用如下：

Ⅰ区为正常供水区。防止水库在供水期末过早泄空，或蓄水期末水库不能蓄满，使供水遭到破坏。库水位介于①、②线之间时，应按计划灌溉面积正常供水。所以①、②线之间为正常供水区。

Ⅱ区为减小供水区。当遇特别枯水年，库水位低于②线时，应及时有计划地减少供水，使缺水而造成的损失最小，一般可按降低灌溉用水量2～3成的办法进行。②线与死水位线之间为减小供水区。

Ⅲ区为加大供水区。当库水位超过①线时，水库供水可加大。如结合灌溉进行发电的水电站应加大出力工作，或根据地形及渠系布置情况，尽可能灌塘，或将多余水量蓄存于水库，但汛期库水位不能超过防洪限制水位及防洪调度线。

Ⅳ区为调洪区。防洪限制水位、防洪调度线与允许最高洪水位之间为调洪区，当库水位超过防洪限制水位时，应按防洪要求放水。正常蓄水位与防洪限制水位之间为防洪、兴利结合库容。

有了水库调度图，就可以在控制运用中根据当时库水位所在区域，来决定水库是正常供水，还是加大供水或减小供水，尽量减少无益弃水，同时也要避免供水中断。

二、年调节水库兴利调度图的绘制和应用

这里主要介绍以灌溉为主的水库兴利调度图的绘制与应用。

（一）固定灌溉用水调度图

在干旱地区，由于降雨稀少，灌区内有效降雨量与作物总需水量相比，其数量很小；或当灌区降雨量年际变化不大时，一般采用固定灌溉用水方式。其调度图绘制步骤如下：

1.代表年的选择

与年调节水库径流调节计算一章的代表年选择方法相同，将等于或接近灌溉设计保证率的年份，作为调度线计算的年份。

2.调度线的绘制

（1）防破坏线的绘制　因为年调节水库在供水期末库水位允许降至死水位，为了充分利用水资源，不让年末水库兴利库容中还留有存水，在绘制调度图时，兴利水位过程线的计算是这样进行的：根据所选择实测的3～5个代表年中，年来水量和年用水量都比较接近设计保证率的年份，按正常供水工作，从供水期末、死库容开始，逆时序进行调节计算，遇亏水相加，遇余水相减。如此连续计算，即可求得各月月末所需要的水库蓄水量及相应的库水位，例见表17-2。逆时序调节计算的目的是，只要求在供水期开始水库蓄水正好够供水期用，而不要求提前把兴利库容蓄满（有时还不需要蓄满）。这样，在蓄水期如

有余水，即可在当月加以利用。当某月计算的月初（即上月末）蓄水量小于死库容时，说明本月蓄水较余水量为小。本月初的蓄水量应为死库容，如表17-2中1985年8月份的情况。

表 17-2　　防破坏线计算表（固定灌溉用水）

年	月	来水量（万m³）	供水量（万m³）	来水量－供水量 +（万m³）	来水量－供水量 −（万m³）	月末蓄水量（万m³）	多余水量（万m³）	备注
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
1985	4	3961	2484	1477		0	1477	逆时序计算
	5	5508	2484	3024		0	3024	
	6	3618	2484	1134		0	1134	
	7	7840	2484	5356		0	5356	
	8	8820	2484	6336		0	70	
	9	4187	2484	1703		6266		
	10	2983	2484	499		7969		
	11	1659	2484		825	8468		
	12	775	2484		1709	7643		
1986	1	455	2484		2029	5934		
	2	386	2484		2098	3905		
	3	677	2484		1807	1807		
		40869	29808	19529	8468	0	11061	

以上通过某一年来水过程，说明了水库蓄水量与正常供水的关系。如果对所选的3～5个代表年，仿表17-2进行同样计算，则每年可绘出一条蓄水过程线，如图17-4所示。把各代表年的逐月蓄水量（或库水位）过程线绘于同一图上，取这一束曲线的外（上）包

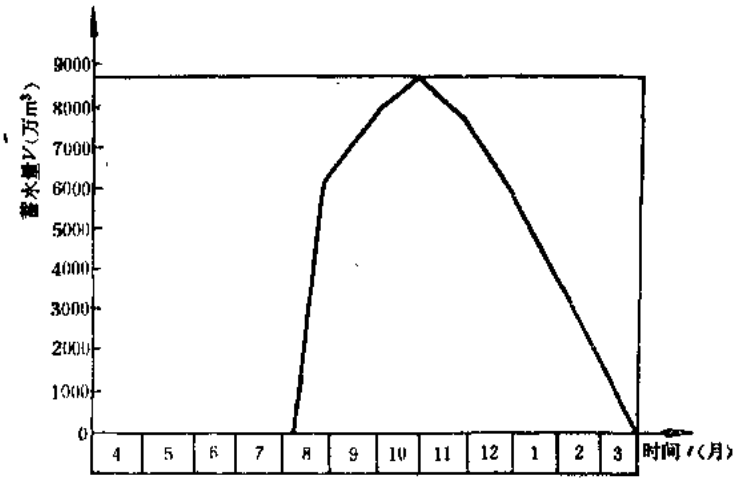


图 17-4　水库蓄水过程线

线，即为防破坏线（见图17-5）。由于径流年内分配不同，设计枯水年调度线将有不同的典型，所以在水库调度中，取各种不同典型的设计枯水年调度线的上包线作为防破坏线。防破坏线是所选接近设计保证率的各代表年兴利蓄水过程线上各月最高蓄水量点的连线，如果蓄水量在外包线以下，都按正常供水工作，则这些应保证的年份将不致遭到破坏。因此，防破坏线是防止不适当的加大供水而引起正常供水遭到破坏的限制线。只有蓄水量（或库水位）高于此线时，方可加大供水。

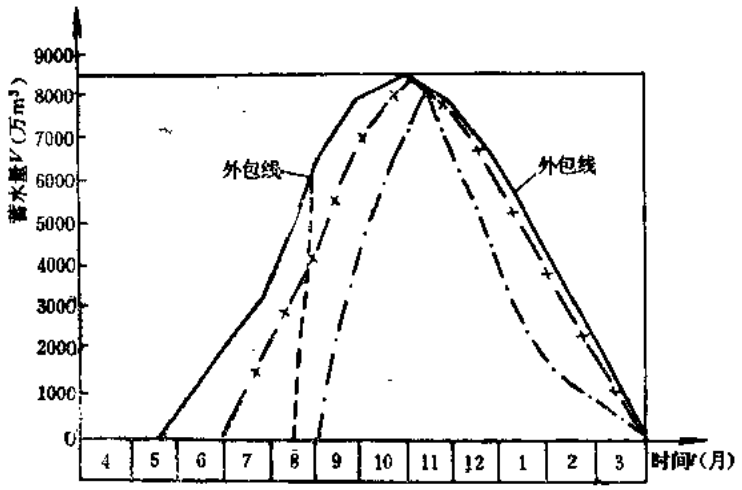


图 17-5 防破坏线示意图

（2）限制供水线的绘制 限制供水线可用求防破坏线的类似方法推求，对所选择的等于或接近设计保证率的来、用水量的3～5个实测代表年，按正常供水工作，从蓄水期初、死库容开始，顺时序进行调节计算，求出各年水库蓄水过程，把各代表年的逐月蓄水量（或库水位）过程线绘于同一图上，取这一束曲线的内（下）包线，即为限制供水线。由于它是所选接近设计保证率的各代表年兴利蓄水量过程线上各月最低蓄水量点的连线，如果蓄水量（或库水位）在此线以下，对于历史资料而言，正常供水肯定要被破坏，因而需要缩减供水。

（二）变动灌溉用水调度图

在丰水地区年雨量较大，灌区有效降雨量在作物需水量中占的比重较大，而且灌区降雨量年际间变化较大，即灌溉用水量在各年之间变化较大。

变动灌溉用水调度图与固定灌溉用水调度图，在绘制方法上，基本相同。唯一不同处为：变动灌溉用水调度图的代表年选择，要考虑灌溉用水量与水库来水量之间的相互关系。

当来水量与灌溉用水量之间存在函数关系时，代表年的选择可分为实际代表年法与设计代表年法两种。

（1）实际代表年法 根据灌溉设计保证率，从年来水量和年用水量系列中选择年来水量和年用水量都接近设计保证率的年份3～5年，各年来、用水分配应尽可能代表不同的年内分配，如干旱期出现早的年份，干旱期出现晚的年份，供水期来水量占年总来水量

多的年份和占年来水量少的年份等。在所选年份中，全年或作物生长期的来水量应等于或大于全年或同期灌溉用水量，而又不致因兴利库容的限制而使灌溉用水遭受破坏。

（2）设计代表年法　将上述所选年份的来、用水过程按设计保证率的年来、用水量与实际所选年份的年来、用水量之比进行缩放，求得来、用水量都符合设计保证率、年内分配各不相同的设计代表年来、用水过程。

当来水量与灌溉用水量之间有较密切的相关关系时，可以来水为主，以灌溉设计保证率确定设计来水量，并根据来、用水关系，得相应灌溉用水量，由此选出相应年份作为代表年之一；还可以灌溉用水量为主，以灌溉设计保证率确定设计用水量，并根据来、用水关系，得相应来水量，由此选出相应年份作为代表年之一。

（三）水库兴利调度图的检查与修改

年调节水库兴利调度图中防破坏线与限制供水线的位置，随着所取代表年的年数与具体年份，以及是采用实际代表年法还是设计代表年法的不同，都有所不同。如果所取代表年的年数增多，则防破坏线的某些部分可能要往上移，限制供水线的某些部分可能要往下移，即正常供水区的范围将有可能扩大。为了检查所绘调度图是否符合设计保证率的要求，应根据调度图的运行规则，利用已有的长系列来、用水资料，逐年逐月进行顺时序操作，检查正常供水能够得到满足的年数是否符合设计保证率，如不符合，则须对调度图进行一定的修改，并再进行长系列操作检查，直至按所绘调度图操作，正常供水的保证程度符合设计保证率为止。

（四）水库兴利调度图的应用

水库兴利调度图是根据历史资料统计分析绘制的，在没有足够精度长期预报资料的条件下，可以根据当时库水位所在区域，而决定是正常供水，还是加大供水或是缩减供水，故水库兴利调度图可作为水库兴利控制运用的一项基本依据。值得注意的是：1）单纯应用这种统计调度图进行水库调度缺乏预见性，如能与中、短期水文预报联合运用则较为理想。例如，某月月初库水位在正常供水区的限制供水线稍偏上，但由中期水文预报得出，本月来水甚少，不能满足灌溉需要，则可从月初开始就有计划地减少用水量，以免月末供水中断。2）当资料系列较短时，所选代表年的代表性常嫌不足，有一定的偶然性。这时如流域内有较长的降雨资料，便可使用流域水文模型借助电子计算机以展延年、月径流系列，并推求相应年份的灌溉用水过程。与此同时，应随着资料的累积，不断地对调度图进行修正。

三、多年调节水库兴利调度图的绘制和应用

（一）概述

多年调节水库兴利调度图的绘制与年调节水库兴利调度图的绘制大体相同，也包括防破坏线、限制供水线、防洪调度线、正常供水区、减小供水区和加大供水区。但由于多年调节工作的特点，调节期并非一年，而是长达几年，故在计算方法上，与年调节水库略有不同。其防破坏线计算的起讫库容是从年末水库蓄满多年库容至年初仍回到多年库容。限制供水线计算的起讫库容，年末、年初都是死库容。因此，多年调节水库兴利调度图上的正常供水区较年调节水库为大，扩大的范围正好等于为调节来、用水年际变化所需要的多

年库容$V_{多年}$（见图17-3）。

（二）多年库容$V_{多年}$和年库容$V_{年}$的确定

1）规划设计阶段用数理统计法进行多年调节计算求$V_{兴}$时，$V_{多年}$和$V_{年}$是分开计算的。$V_{多年}$用数理统计法求得，$V_{年}$用实际代表年法求得，在编制水库兴利调度图时，这些都是已知值。

2）规划设计阶段用长系列时历法进行多年调节计算求$V_{兴}$时，不划分$V_{多年}$与$V_{年}$，在编制调度图时，须自行确定$V_{多年}$与$V_{年}$。其方法是：先确定$V_{年}$，则$V_{多年}=V_{兴}-V_{年}$。选择几个年来水量等于年用水量的年份，分别计算出$V_{年}$，这样的年份不需动用多年库容。但实际资料中，很少遇到年来水量恰好等于年用水量的年份，这时就应选择年来水量稍大于年用水量的年份。由于来、用水年内分配的差异，致使不同年份所求得的$V_{年}$变化幅度可以很大，使得$V_{年}$的选定遇到一定困难。当$V_{年}$定得较小时，出现需要较大$V_{年}$的年份，虽然其年来水量不小于年用水量，但却要动用多年库容的现象，这是不够合理的。为使所选年份中不致有过多年份需要动用多年库容，初选$V_{年}$时可取较大值。根据初步选定的$V_{年}$，计算$V_{多年}$。因多年调节$V_{兴}$已在规划设计时求出，若$V_{年}$选较大值，$V_{多年}$就相对较小，防破坏线偏低，即加大供水区的范围偏大。这样划分的$V_{多年}$与$V_{年}$是否合理，还需要通过长系列操作进行检验。

（三）代表年的选择和兴利调度线的绘制

1.防破坏线

防破坏线的作用是判断水库何时可以加大供水，防止不适当的加大供水而引起正常供水被破坏。多年调节水库符合以下两个条件时，才可以允许加大供水：1）多年库容已经蓄满；2）当年来水大于年供水，有余水。因此，绘制多年调节水库的防破坏线，应选择这样的年份，即在这一年中，水库按正常供水，除了用本年度的来水量外，不需动用多年库容中的蓄水量，且年初、年末多年库容是蓄满的。以这样的代表年计算求出的水库蓄水量（或库水位）过程线，可作为正常供水区的上限和加大供水区的下限，即防破坏线。其绘制方法可分为3种：

1）根据上述理由，绘制多年调节水库防破坏线所需的年份，其年来水量应等于或稍大于年供水量。按此条件初选一些代表年，再在这些年份中，选择年内分配差别较大的几年。必须注意，所选代表年中应包括原来确定$V_{年}$的那一年，其它代表年所需库容一般都小于此值。如规划设计时，多年调节计算采用数理统计法，但当时确定$V_{年}$所用的资料已发生了变化（例如扩大了灌溉面积），现在没有哪一年的年库容等于原计算的$V_{年}$。这时，则可选择一个年库容稍大于原计算$V_{年}$的代表年，但逆时序调节计算时，库水位仍以达到正常蓄水位为限。

2）有的水库管理单位认为很难找到年来水量等于年供水量的代表年，则采用“虚拟代表年法”确定代表年的来、用水过程。先根据历年净来水量$W_{净}$和毛供水量$M_{毛}$资料，分别进行频率计算，求得两条频率曲线$W_{净}\sim P$与$M_{毛}\sim P$（见图17-6）。取两频率曲线交点处A的纵坐标值，其$W_{净A}=M_{毛A}$。再按此值将所选各年的来、供水过程进行缩放，按年内分配最不利即需要年库容最大的条件，选定某一“虚拟代表年”，则与此年相应的年库

容$V_{年}$即为所确定的值。

根据允许加大供水的第一个条件，从供水期末多年库容蓄满开始，逆时序进行调节计算，将各年各月末的蓄水量（或库水位）绘在同一图上，取外包线，即为防破坏线。在绘制防破坏线时，若所取年初外包值不等于$V_{多年}$，为使年初、年末蓄水量衔接，年初应取为$V_{多年}$（见图17-3）。

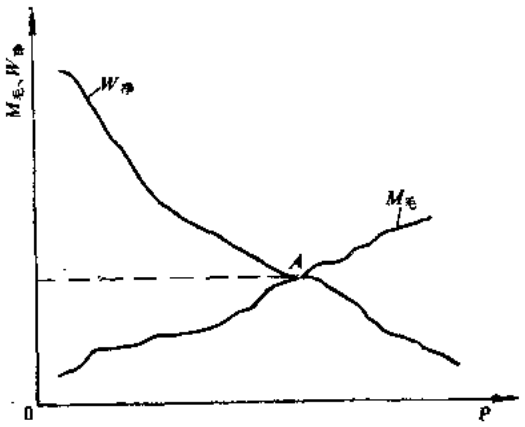


图 17-6　净来水量和毛供水量经验频率曲线示意图

3）若规划设计阶段用长系列时历法进行多年调节计算求$V_{兴}$，则绘制水库调度图时，可用设计枯水段法。即根据选定的设计枯水段，按设计灌溉用水量，从供水期末、死库容开始，逆时序进行调节计算，得各月蓄水量，将各年同一月份不同的蓄水量绘于同一图上，连各月蓄水量的最高值点，即得防破坏线。

2.限制供水线

多年调节水库在年末水库已经放空的条件下，必须限制供水。限制供水线的绘制方法有两种：

1）选择几个代表年，从供水期末库空开始，顺时序调节计算，求得各月末蓄水量（或库水位），将各年逐月蓄水量过程绘在一起，取下包线，即得限制供水线。必须注意，应更多地选择年来水量与年供水量相等的代表年。实际工作中，应尽可能选取年来水量稍大于或稍小于毛供水量的年份。如所选年份来水偏丰，则顺时序所求得的蓄水量过程线偏高，取下包线时可能不起控制作用；如所选年份来水偏枯，则顺时序计算所求得的蓄水量过程线偏低，这将不恰当地扩大正常供水的范围，使应当减小供水的月份没有减小供水，而使其后一些月份的供水更容易遭到破坏，供水保证率降低。此外，所选的代表年中应包括原来确定$V_{年}$的那一年。

2）将用设计枯水段法求得的防破坏线的蓄水量纵坐标，在调度图上从上向下移，使其最低点的蓄水量值与死库容相重合，作为限制供水线。

（四）多年调节水库兴利调度图的检查、修改和应用

多年调节水库兴利调度图的检查、修改和应用与年调节基本相同，只有一点不同：若多年调节水库的总兴利库容是按长系列时历法进行调节计算而得到的，则修改调度图时，除可对防破坏线和限制供水线的部分位置作一定的改动外，必要时还可把图上的$V_{年}$增大或减小，因为$V_{年}$的选取有一定任意性。

第三节　中小型水库简易供水计划

编制水库年度供水计划和水库兴利调度图，都必须绘制水库兴利水位过程线。但目前许多中小型水库由于资料不全，人力不足等原因，按前面所讲的方法进行兴利调节计算，

尚有一定困难。在实践中，不少中小型水库采用简易的方法，如分次编制供水计划、水库水量预分和编制水库抗旱能力图表等，都是目前行之有效的方法。

一、分次编制水库供水计划

有些中小型水库，常在每次放水前编制一次供水计划。具体做法是：在每次开闸放水以前，先调查灌区旱情，分析水源形势，包括库存水量和更小的水库、塘堰蓄水量，然后再决定这次放水总量。同时按照受益田亩，将水量分配到乡、村，再由乡、村接水到田。

分次供水计划的时段短，对各种情况，如旱情、灌溉田亩、水库和塘堰蓄水等掌握比较准确，供水及时，分配合理；对供水量计算比较精确，可以节约用水，避免水量浪费。如湖北省荆州地区吴岭水库，1974年放水7次，每次都编制供水计划，7次放水的总净放水量为2751万m^3，受益田亩15.6万亩，每亩净用水量176m^3，保证了农业丰收，做到了计划用水、节约用水，并改善了用水秩序。

二、水库水量预分

有些中小型水库采用水量预分的方法，即每年在关键用水季节以前，将库内实存水量按各用水单位的受益面积进行水量指标预分。各用水单位根据预分的水量指标用水，节约归己，超用照扣。另外，也可在乡、村之间互相调剂。

例如广东省的一些中小型水库，一般每年预分两次，一次是春耕用水（2～6月），一次是冬种用水（11～1月）。7～10月正值台风汛期，雨水较多，一般不进行预分。春耕预分时，将库内存水基本上分完，因6月以后，进入台风汛期，来水较多，水库又可充蓄。冬种时，只预分库存水量的一部分，因该时正值旱季，来水量少，必须在库内存留部分水量，以供来年春耕之用。实践证明，实行水量预分，方法简便易行，可以收到节约用水、计划用水的效果。

三、抗旱能力图表的绘制

绘制抗旱能力图表的目的主要是算清几笔大帐，即随时根据库水位的高低、蓄水量的多少，计算出可以用于灌溉的水量，也可以计算在水库现有蓄水情况下，如果不下雨，还可以灌溉多少田，抗旱多少天（即水库的抗旱能力）。图17-7即为水库抗旱能力图的一种形式。这样的图简单明了，容易掌握。根据水库的蓄水情况和抗旱能力，就可以考虑是现在开闸放水有利，还是晚些开闸好；是多放些水好，还是把有限的库存水留着抗大旱好。这样，就有利于实行计划用水。如果灌溉面积是固定的，则可绘成如图17-8所示的抗旱能力图，现举例说明其绘制方法。

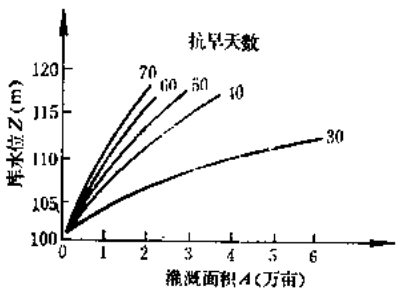


图 17-7 水库抗旱能力图的一种形式

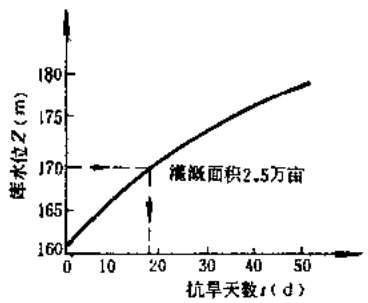


图 17-8 某水库抗旱能力图

【例2】 某水库正常蓄水位为180.0m，相应库容为1200万m^3；死水位为160.0m，死库容为143万m^3。其水位库容曲线如表17-3中第（1）、（2）两栏所示。要求水库的保证灌溉面积为2.5万亩。根据灌区用水资料，一般每亩水稻每天需要的水量为6.0m^3，即9mm水层深。试编制该水库的抗旱能力图表。

首先根据水位库容曲线，计算各级水位时的有效蓄水量。如库水位为162.0m时的库容为200万m^3，减去死库容143万m^3，即得有效蓄水量＝200－143＝57万m^3，列入表中第（3）栏。

然后计算抗旱天数。抗旱天数与灌溉面积、灌溉定额、渠系水有效利用系数等有关，一般可按下列公式计算：

$$抗旱天数=\frac{有效蓄水量(万m^3)\times渠系水有效利用系数}{灌溉面积(万亩)\times每亩每日灌水量(m^3/亩/日)} \qquad (17\text{-}4)$$

在本例中，取渠系水有效利用系数为0.77，当库水位为162.0m时，相应的有效蓄水量为57万m^3，则可以抗旱的天数＝$57\times0.77/(2.5\times6.0)$＝3天（取整数），计算结果列入表中第（5）栏。根据表17-3中第（1）、（5）两栏数字即可绘制水库抗旱能力图（见图17-8）。使用时可由库水位直接查得抗旱天数。如库水位为170.0m时，可抗旱的天数为18天，如图中虚线箭头所示。

表17-3　　某水库抗旱能力计算表

库水位 (m)	蓄水量 (万m^3)	有效蓄水量 (万m^3)	灌溉面积 (万亩)	抗旱天数 (天)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
160.0	143	0	2.5	0
162.0	200	57	2.5	3
164.0	260	117	2.5	6
166.0	325	182	2.5	9
168.0	401	258	2.5	13
170.0	500	357	2.5	18
172.0	610	467	2.5	24
174.0	730	587	2.5	30
176.0	875	732	2.5	38
178.0	1025	882	2.5	45
180.0	1200	1057	2.5	54

第四节　综合利用水库调度

一、综合利用水库调度的基本原则

水库一般应贯彻综合利用、综合治理的原则。在水库调度中应尽可能达到一库多用，一水多利，充分发挥水库工程的综合效益。

水库可能担负的任务包括防洪、发电、灌溉、航运、给水、养殖、旅游、卫生、水质改善和三角洲的冲盐、淤积滞蓄和控制等。凡担负两种或两种以上任务的水库均属综合利

用水库。综合利用水库各用水部门有各自的用水要求，有相互适应的一面，也有相互矛盾的一面。如何协调它们之间的矛盾，调整它们之间的关系，以达到运行水库综合利用效益最大，这就是综合利用水库调度的目的。

第十六章中讨论了灌溉水库的防洪调度，本章第一、二、三节又讨论了灌溉水库的兴利调度，本节将讨论水库具有灌溉与发电双重兴利任务时的调度问题。

二、灌溉与发电双重兴利任务的水库调度

在我国已建成的水库中，多数兼有灌溉、发电双重任务。如何拟定这类水库的调度方式，即在水库运行中如何处理灌溉和发电的关系，主要取决于下述因素：1）开发任务的主次，可分为以灌溉为主兼顾发电、以发电为主兼顾灌溉、灌溉和发电并重3类；2）灌溉引水方式，包括自库内引水灌溉或自坝下引水灌溉、或两者兼有3种情况；3）不同的设计保证率，常见的情况是发电设计保证率高于灌溉设计保证率。下面先对这3种因素作一些分析，再对灌溉与发电双重任务水库的兴利调度图作一些简单的介绍。

1.影响灌溉和发电关系的因素分析

（1）两级调节的关系　担任灌溉、发电双重兴利任务的水库，由于灌溉和发电的设计保证率不同，因而对于保证供水有其不同的要求和特点，这种供水方式一般称为两级调节。其常见的供水原则为：对于灌溉设计保证率以内的年份，应在首先满足灌溉、发电、正常供水的前提下，增加发电效益（常称这种供水方式为低保证率高供水方式）；对于灌溉、发电两设计保证率之间的年份，灌溉供水降低（一般折减2～3成），发电仍按正常供水（常称这种供水方式为高保证率低供水方式）；对于特枯年份，即发电设计保证率以外的年份，灌溉和发电均降低正常供水量。在制定具体运行方式时，应根据上述原则，并结合开发任务的主次关系，以及引水方式的不同特点统一考虑。

（2）不同灌溉引水方式的调度特点　当灌溉自上游库区引水时，灌溉和发电的用水是不能结合的，即两者在水量的分配上存在着矛盾。另一方面，两者对运行的库水位也有各自的要求。例如，水电站为保证正常供电，在供水期库水位将自正常蓄水位逐渐消落到死水位，而为保证引水灌溉，要求在灌溉季节水库水位不能低于渠首的引水高程。在调度中，两任务的水量分配应结合来水情况和开发任务的主次关系合理处理，但灌溉对库水位的要求是必须着重考虑的。若因其它因素的限制，运行水库的死水位需要定在引水渠首闸底板之下（如分期开发的水库初期规模的死水位较低，但引水高程则按最终规模；又如多年调节水库设置的特枯年份消落极限死水位等），则在拟定调度方案时，应结合具体情况处理引灌对库水位的要求。

当灌溉自水电站下游引水时，灌溉和发电用水是完全结合的，即发电后的尾水用于灌溉，并且灌溉渠首的引水位也不受水库消落深度的限制。在运行调度中，应根据开发任务的主次关系及两者的用水方式决定水库供水方式。

（3）开发任务主次关系的影响　运行水库所担负开发任务的主次关系，是影响水库调度方式的关键因素之一。一般在拟定其保证运行方式时，应首先满足原设计主要任务的用水要求：1）对于以灌溉为主的水库，发电任务一般为获得季节性电能。若在水库蓄水较少时从库内引水灌溉，或在非灌溉季节从坝下引水灌溉，为保证灌溉正常供水，可能需

要停止电站的工作。因此，这种情况可按单一灌溉水库进行调度。2）若自库内引水灌溉，但灌溉用水的比重较小时，在扣除灌溉用水后，即可按单一发电的水库进行调度。3）对于灌溉、发电并重的水库，或自库内引水灌溉用水量比重较大时，才按两级调节的原则分配水量，但在制定丰水年或丰水季的余水利用方式时，应在满足主、次用水部门正常供水的前提下，研究增加供水量和增加效益的关系，拟定综合效益最佳的加大供水方式。例如，发电效益和供水量常呈近似线性关系，而灌溉在满足正常供水后，再增加供水量一般增益不大或不增加效益。因此，不论开发任务主次关系如何，对于灌溉面积不能随时扩大的水库，应在保证正常供水、蓄水的前提下，主要研究利用余水发电的运行方式。

2.灌溉与发电双重任务水库的兴利调度图

灌溉与发电双重任务水库的兴利调度图也是指导水库运行的主要工具。在以灌溉为主兼顾发电或以发电为主兼顾灌溉的情况下，其调度图的绘制与单一灌溉或单一发电水库调度图的绘制方法基本相同。对于灌溉、发电并重的水库，须按两级调节的原则绘制水库调度图，常称为两级调度图，由于水库调节性能的不同（年调节或多年调节），以及灌溉引水方式的不同，两级调节调度图又有不同的形式。图17-9示意地绘出了自电站下游引水灌溉的年调节水库两级调节调度图（灌溉设计保证率为80%，发电设计保证率为95%），至于从上游库区引水灌溉的水库，因受渠首引水口高程的限制，其两级调节调度图还要复杂些。

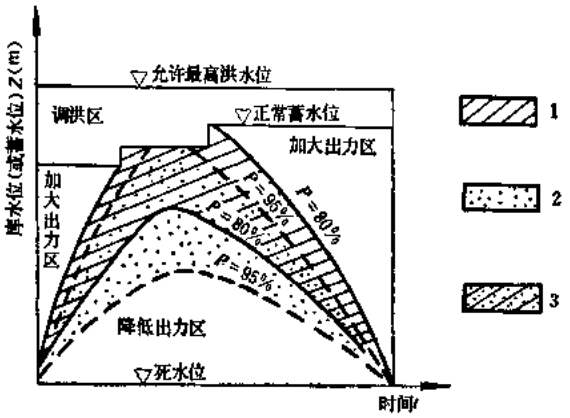


图 17-9 自电站下游引水灌溉的年调节水库两级调节调度示意图

1—灌溉正常供水区；2—发电保证出力区(灌溉供水折减)；3—灌溉正常供水，发电保证出力区

习 题

【17-1】 某水库正常蓄水位为94.0m，相应库容为1680万m³；死水位为74.0m，死库容为200万m³。其水位～库容曲线见表17-4。要求水库的保证灌溉面积为3.5万亩。该灌区每亩水稻每天需要的水量为6.0m³，渠系水有效利用系数为0.75。试编制该水库的抗旱能力图表。

表 17-4 某水库水位～库容曲线

库水位 Z (m)	(1)	74	76	78	80	82	84	86	88	90	92	94
蓄水量 V (万m³)	(2)	200	280	364	455	560	702	854	1020	1225	1435	1680

附　　表

附表 1　　皮尔逊III型频率曲线的离均系数Φ_p值表

C_s \ P(%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99	C_s \ P(%)
0.0	3.72	3.09	2.88	2.71	2.58	2.33	2.05	1.64	1.28	0.84	0.00	−0.67	−1.28	−1.64	−2.33	0.0
0.1	3.94	3.23	3.00	2.82	2.67	2.40	2.11	1.67	1.29	0.84	−0.02	−0.68	−1.27	−1.62	−2.25	0.1
0.2	4.16	3.38	3.12	2.92	2.76	2.47	2.16	1.70	1.30	0.83	−0.03	−0.69	−1.26	−1.59	−2.18	0.2
0.3	4.38	3.52	3.24	3.03	2.86	2.54	2.21	1.73	1.31	0.82	−0.05	−0.70	−1.24	−1.55	−2.10	0.3
0.4	4.61	3.67	3.36	3.14	2.95	2.62	2.26	1.75	1.32	0.82	−0.07	−0.71	−1.23	−1.52	−2.03	0.4
0.5	4.83	3.81	3.48	3.25	3.04	2.68	2.31	1.77	1.32	0.81	−0.08	−0.71	−1.22	−1.49	−1.96	0.5
0.6	5.05	3.96	3.60	3.35	3.13	2.75	2.35	1.80	1.33	0.80	−0.10	−0.72	−1.20	−1.45	−1.88	0.6
0.7	5.28	4.10	3.72	3.45	3.22	2.82	2.40	1.82	1.33	0.79	−0.12	−0.72	−1.18	−1.42	−1.81	0.7
0.8	5.50	4.24	3.85	3.55	3.31	2.89	2.45	1.84	1.34	0.78	−0.13	−0.73	−1.17	−1.38	−1.74	0.8
0.9	5.73	4.39	3.97	3.65	3.40	2.96	2.50	1.86	1.34	0.77	−0.15	−0.73	−1.15	−1.35	−1.66	0.9
1.0	5.96	4.53	4.09	3.76	3.49	3.02	2.54	1.88	1.34	0.76	−0.16	−0.73	−1.13	−1.32	−1.59	1.0
1.1	6.18	4.67	4.20	3.86	3.58	3.09	2.58	1.89	1.34	0.74	−0.18	−0.74	−1.10	−1.28	−1.52	1.1
1.2	6.41	4.81	4.32	3.95	3.66	3.15	2.62	1.91	1.34	0.73	−0.19	−0.74	−1.08	−1.24	−1.45	1.2
1.3	6.64	4.95	4.44	4.05	3.74	3.21	2.67	1.92	1.34	0.72	−0.21	−0.74	−1.06	−1.20	−1.38	1.3
1.4	6.87	5.09	4.56	4.15	3.83	3.27	2.71	1.94	1.33	0.71	−0.22	−0.73	−1.04	−1.17	−1.32	1.4
1.5	7.09	5.23	4.68	4.24	3.91	3.33	2.74	1.95	1.33	0.69	−0.24	−0.73	−1.02	−1.13	−1.26	1.5
1.6	7.31	5.37	4.80	4.34	3.99	3.39	2.78	1.96	1.33	0.68	−0.25	−0.73	−0.99	−1.10	−1.20	1.6
1.7	7.54	5.50	4.91	4.43	4.07	3.44	2.82	1.97	1.32	0.66	−0.27	−0.72	−0.97	−1.06	−1.14	1.7
1.8	7.76	5.64	5.01	4.52	4.15	3.50	2.85	1.98	1.32	0.64	−0.28	−0.72	−0.94	−1.02	−1.09	1.8
1.9	7.98	5.77	5.12	4.61	4.23	3.55	2.88	1.99	1.31	0.63	−0.29	−0.72	−0.92	−0.98	−1.04	1.9
2.0	8.21	5.91	5.22	4.70	4.30	3.61	2.91	2.00	1.30	0.61	−0.31	−0.71	−0.895	−0.949	−0.989	2.0
2.1	8.43	6.04	5.33	4.79	4.37	3.66	2.93	2.00	1.29	0.59	−0.32	−0.71	−0.869	−0.914	−0.945	2.1
2.2	8.65	6.17	5.43	4.88	4.44	3.71	2.96	2.00	1.28	0.57	−0.33	−0.70	−0.844	−0.879	−0.905	2.2
2.3	8.87	6.30	5.53	4.97	4.51	3.76	2.99	2.00	1.27	0.55	−0.34	−0.69	−0.820	−0.849	−0.867	2.3
2.4	9.08	6.42	5.63	5.05	4.58	3.81	3.02	2.01	1.26	0.54	−0.35	−0.68	−0.795	−0.820	−0.831	2.4
2.5	9.30	6.55	5.73	5.13	4.65	3.85	3.04	2.01	1.25	0.52	−0.36	−0.67	−0.772	−0.791	−0.800	2.5
2.6	9.51	6.67	5.82	5.20	4.72	3.89	3.06	2.01	1.23	0.50	−0.37	−0.66	−0.748	−0.764	−0.769	2.6
2.7	9.72	6.79	5.92	5.28	4.78	3.93	3.09	2.01	1.22	0.48	−0.37	−0.65	−0.726	−0.736	−0.740	2.7
2.8	9.93	6.91	6.01	5.36	4.84	3.97	3.11	2.01	1.21	0.46	−0.38	−0.64	−0.702	−0.710	−0.714	2.8
2.9	10.14	7.03	6.10	5.44	4.90	4.01	3.13	2.01	1.20	0.44	−0.39	−0.63	−0.680	−0.687	−0.690	2.9

续表

C_s \ P(%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99	P(%) \ C_s
3.0	10.35	7.15	6.20	5.51	4.96	4.05	3.15	2.00	1.18	0.42	−0.39	−0.62	−0.658	−0.665	−0.667	3.0
3.1	10.56	7.26	6.30	5.59	5.02	4.08	3.17	2.00	1.16	0.40	−0.40	−0.60	−0.639	−0.644	−0.645	3.1
3.2	10.77	7.38	6.39	5.66	5.08	4.12	3.19	2.00	1.14	0.38	−0.40	−0.59	−0.621	−0.625	−0.625	3.2
3.3	10.97	7.49	6.48	5.74	5.14	4.15	3.21	1.99	1.12	0.36	−0.40	−0.58	−0.604	−0.606	−0.606	3.3
3.4	11.17	7.60	6.56	5.80	5.20	4.18	3.22	1.98	1.11	0.34	−0.41	−0.57	−0.587	−0.588	−0.588	3.4
3.5	11.37	7.72	6.65	5.86	5.25	4.22	3.23	1.97	1.09	0.32	−0.41	−0.55	−0.570	−0.571	−0.571	3.5
3.6	11.57	7.83	6.73	5.93	5.30	4.25	3.24	1.96	1.08	0.30	−0.41	−0.54	−0.555	−0.556	−0.556	3.6
3.7	11.77	7.94	6.81	5.99	5.35	4.28	3.25	1.95	1.06	0.28	−0.42	−0.53	−0.540	−0.541	−0.541	3.7
3.8	11.97	8.05	6.89	6.05	5.40	4.31	3.26	1.94	1.04	0.26	−0.42	−0.52	−0.525	−0.526	−0.526	3.8
3.9	12.16	8.15	6.97	6.11	5.45	4.34	3.27	1.93	1.02	0.24	−0.41	−0.506	−0.512	−0.513	−0.513	3.9
4.0	12.36	8.25	7.05	6.18	5.50	4.37	3.27	1.92	1.00	0.23	−0.41	−0.495	−0.500	−0.500	−0.500	4.0
4.1	12.55	8.35	7.13	6.24	5.54	4.39	3.28	1.91	0.98	0.21	−0.41	−0.484	−0.488	−0.488	−0.488	4.1
4.2	12.74	8.45	7.21	6.30	5.59	4.41	3.29	1.90	0.96	0.19	−0.41	−0.473	−0.476	−0.476	−0.476	4.2
4.3	12.93	8.55	7.29	6.36	5.63	4.44	3.29	1.88	0.94	0.17	−0.41	−0.462	−0.465	−0.465	−0.465	4.3
4.4	13.12	8.65	7.36	6.41	5.68	4.46	3.30	1.87	0.92	0.16	−0.40	−0.453	−0.455	−0.455	−0.455	4.4
4.5	13.30	8.75	7.43	6.46	5.72	4.48	3.30	1.85	0.90	0.14	−0.40	−0.444	−0.444	−0.444	−0.444	4.5
4.6	13.49	8.85	7.50	6.52	5.76	4.50	3.30	1.84	0.88	0.13	−0.40	−0.435	−0.435	−0.435	−0.435	4.6
4.7	13.67	8.95	7.56	6.57	5.80	4.52	3.30	1.82	0.86	0.11	−0.39	−0.426	−0.426	−0.426	−0.426	4.7
4.8	13.85	9.04	7.63	6.63	5.84	4.54	3.30	1.80	0.84	0.09	−0.39	−0.417	−0.417	−0.417	−0.417	4.8
4.9	14.04	9.13	7.70	6.68	5.88	4.55	3.30	1.78	0.82	0.08	−0.38	−0.408	−0.408	−0.408	−0.408	4.9
5.0	14.22	9.22	7.77	6.73	5.92	4.57	3.30	1.77	0.80	0.06	−0.379	−0.400	−0.400	−0.400	−0.400	5.0
5.1	14.40	9.31	7.84	6.78	5.95	4.58	3.30	1.75	0.78	0.05	−0.374	−0.392	−0.392	−0.392	−0.392	5.1
5.2	14.57	9.40	7.90	6.83	5.99	4.59	3.30	1.73	0.76	0.03	−0.369	−0.385	−0.385	−0.385	−0.385	5.2
5.3	14.75	9.49	7.96	6.87	6.02	4.60	3.30	1.72	0.74	0.02	−0.363	−0.377	−0.377	−0.377	−0.377	5.3
5.4	14.92	9.57	8.02	6.91	6.05	4.62	3.29	1.70	0.72	0.00	−0.358	−0.370	−0.370	−0.370	−0.370	5.4
5.5	15.10	9.66	8.08	6.96	6.08	4.63	3.28	1.68	0.70	−0.01	−0.353	−0.364	−0.364	−0.364	−0.364	5.5
5.6	15.27	9.74	8.14	7.00	6.11	4.64	3.28	1.66	0.67	−0.03	−0.349	−0.357	−0.357	−0.357	−0.357	5.6
5.7	15.45	9.82	8.21	7.04	6.14	4.65	3.27	1.65	0.65	−0.04	−0.344	−0.351	−0.351	−0.351	−0.351	5.7
5.8	15.62	9.91	8.27	7.08	6.17	4.67	3.27	1.63	0.63	−0.05	−0.339	−0.345	−0.345	−0.345	−0.345	5.8
5.9	15.78	9.99	8.32	7.12	6.20	4.68	3.26	1.61	0.61	−0.06	−0.334	−0.339	−0.339	−0.339	−0.339	5.9
6.0	15.94	10.07	8.38	7.15	6.23	4.68	3.25	1.59	0.59	−0.07	−0.329	−0.333	−0.333	−0.333	−0.333	6.0
6.1	16.11	10.15	8.43	7.19	6.26	4.69	3.24	1.57	0.57	−0.08	−0.325	−0.328	−0.328	−0.328	−0.328	6.1
6.2	16.28	10.22	8.49	7.23	6.28	4.70	3.23	1.55	0.55	−0.09	−0.320	−0.323	−0.323	−0.323	−0.323	6.2
6.3	16.45	10.30	8.54	7.26	6.30	4.70	3.22	1.53	0.53	−0.10	−0.315	−0.317	−0.317	−0.317	−0.317	6.3
6.4	16.61	10.38	8.60	7.30	6.32	4.71	3.21	1.51	0.51	−0.11	−0.311	−0.313	−0.313	−0.313	−0.313	6.4

附表 2　　皮尔逊III型频率曲线的模比系数K_p值表

(1)$C_s=2C_v$

C_v \ P(%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99	C_v \ P(%)
0.05	1.20	1.16	1.15	1.14	1.13	1.12	1.11	1.08	1.06	1.04	1.00	0.97	0.94	0.92	0.89	0.10
0.10	1.42	1.34	1.31	1.29	1.27	1.25	1.21	1.17	1.13	1.08	1.00	0.93	0.87	0.84	0.78	0.20
0.15	1.67	1.54	1.48	1.46	1.43	1.38	1.33	1.26	1.20	1.12	0.99	0.90	0.81	0.77	0.69	0.30
0.20	1.92	1.73	1.67	1.63	1.59	1.52	1.45	1.35	1.26	1.16	0.99	0.86	0.75	0.70	0.59	0.40
0.22	2.04	1.82	1.75	1.70	1.66	1.58	1.50	1.39	1.29	1.18	0.98	0.84	0.73	0.67	0.56	0.44
0.24	2.16	1.91	1.83	1.77	1.73	1.64	1.55	1.43	1.32	1.19	0.98	0.83	0.71	0.64	0.53	0.48
0.25	2.22	1.96	1.87	1.81	1.77	1.67	1.58	1.45	1.33	1.20	0.98	0.82	0.70	0.63	0.52	0.50
0.26	2.28	2.01	1.91	1.85	1.80	1.70	1.60	1.46	1.34	1.21	0.98	0.82	0.69	0.62	0.50	0.52
0.28	2.40	2.10	2.00	1.93	1.87	1.76	1.66	1.50	1.37	1.22	0.97	0.79	0.66	0.59	0.47	0.56
0.30	2.52	2.19	2.08	2.01	1.94	1.83	1.71	1.54	1.40	1.24	0.97	0.78	0.64	0.56	0.44	0.60
0.35	2.86	2.44	2.31	2.22	2.13	2.00	1.84	1.64	1.47	1.28	0.96	0.75	0.59	0.51	0.37	0.70
0.40	3.20	2.70	2.54	2.42	2.32	2.16	1.98	1.74	1.54	1.31	0.95	0.71	0.53	0.45	0.30	0.80
0.45	3.59	2.98	2.80	2.65	2.53	2.33	2.13	1.84	1.60	1.35	0.93	0.67	0.48	0.40	0.26	0.90
0.50	3.98	3.27	3.05	2.88	2.74	2.51	2.27	1.94	1.67	1.38	0.92	0.64	0.44	0.34	0.21	1.00
0.55	4.42	3.58	3.32	3.12	2.97	2.70	2.42	2.04	1.74	1.41	0.90	0.59	0.40	0.30	0.16	1.10
0.60	4.85	3.89	3.59	3.37	3.20	2.89	2.57	2.15	1.80	1.44	0.89	0.56	0.35	0.26	0.13	1.20
0.65	5.33	4.22	3.89	3.64	3.44	3.09	2.74	2.25	1.87	1.47	0.87	0.52	0.31	0.22	0.10	1.30
0.70	5.81	4.56	4.19	3.91	3.68	3.29	2.90	2.36	1.94	1.50	0.85	0.49	0.27	0.18	0.08	1.40
0.75	6.33	4.93	4.52	4.19	3.93	3.50	3.06	2.46	2.00	1.52	0.82	0.45	0.24	0.15	0.06	1.50
0.80	6.85	5.30	4.84	4.47	4.19	3.71	3.22	2.57	2.06	1.54	0.80	0.42	0.21	0.12	0.04	1.60
0.90	7.98	6.08	5.51	5.07	4.74	4.15	3.56	2.78	2.19	1.58	0.75	0.35	0.15	0.08	0.02	1.80

(2)$C_s=3C_v$

C_v \ P(%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99	C_v \ P(%)
0.20	2.02	1.79	1.72	1.67	1.63	1.55	1.47	1.36	1.27	1.16	0.98	0.86	0.76	0.71	0.62	0.60
0.25	2.35	2.05	1.95	1.88	1.82	1.72	1.61	1.46	1.34	1.20	0.97	0.82	0.71	0.65	0.56	0.75
0.30	2.72	2.32	2.19	2.10	2.02	1.89	1.75	1.56	1.40	1.23	0.96	0.78	0.66	0.60	0.50	0.90
0.35	3.12	2.61	2.46	2.33	2.24	2.07	1.90	1.66	1.47	1.26	0.94	0.74	0.61	0.55	0.46	1.05
0.40	3.56	2.92	2.73	2.58	2.46	2.26	2.05	1.76	1.54	1.29	0.92	0.70	0.57	0.50	0.42	1.20
0.42	3.75	3.06	2.85	2.69	2.56	2.34	2.11	1.81	1.56	1.31	0.91	0.69	0.55	0.49	0.41	1.26
0.44	3.94	3.19	2.97	2.80	2.65	2.42	2.17	1.85	1.59	1.32	0.91	0.67	0.54	0.47	0.40	1.32
0.45	4.04	3.26	3.03	2.85	2.70	2.46	2.21	1.87	1.60	1.32	0.90	0.67	0.53	0.47	0.39	1.35
0.46	4.14	3.33	3.09	2.90	2.75	2.50	2.24	1.89	1.61	1.33	0.90	0.66	0.52	0.46	0.39	1.38
0.48	4.34	3.47	3.21	3.01	2.85	2.58	2.31	1.93	1.65	1.34	0.89	0.65	0.51	0.45	0.38	1.44
0.50	4.55	3.62	3.34	3.12	2.96	2.67	2.37	1.98	1.67	1.35	0.88	0.64	0.49	0.44	0.37	1.50
0.52	4.76	3.76	3.46	3.24	3.06	2.75	2.44	2.02	1.69	1.36	0.87	0.62	0.48	0.42	0.36	1.56
0.54	4.98	3.91	3.60	3.36	3.16	2.84	2.51	2.06	1.72	1.36	0.86	0.61	0.47	0.41	0.36	1.62
0.55	5.09	3.99	3.66	3.42	3.21	2.88	2.54	2.08	1.73	1.36	0.86	0.60	0.46	0.41	0.36	1.65
0.56	5.20	4.07	3.73	3.48	3.27	2.93	2.57	2.10	1.74	1.37	0.85	0.59	0.46	0.40	0.35	1.68
0.58	5.43	4.23	3.86	3.59	3.38	3.01	2.64	2.14	1.77	1.38	0.84	0.58	0.45	0.40	0.35	1.74
0.60	5.66	4.38	4.01	3.71	3.49	3.10	2.71	2.19	1.79	1.38	0.83	0.57	0.44	0.39	0.35	1.80
0.65	6.26	4.81	4.36	4.03	3.77	3.33	2.88	2.29	1.85	1.40	0.80	0.53	0.41	0.37	0.34	1.95
0.70	6.90	5.23	4.73	4.35	4.06	3.56	3.05	2.40	1.90	1.41	0.78	0.50	0.39	0.36	0.34	2.10
0.75	7.57	5.68	5.12	4.69	4.36	3.80	3.24	2.50	1.96	1.42	0.76	0.48	0.38	0.35	0.34	2.25
0.80	8.26	6.14	5.50	5.04	4.66	4.05	3.42	2.61	2.01	1.43	0.72	0.46	0.36	0.34	0.34	2.40

续表

(3)$C_s=3.5C_v$

C_v \ P(%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99	P(%) \ C_v
0.20	2.06	1.82	1.74	1.69	1.64	1.58	1.48	1.36	1.27	1.16	0.98	0.86	0.76	0.72	0.64	0.79
0.25	2.42	2.09	1.99	1.91	1.85	1.74	1.62	1.46	1.34	1.19	0.96	0.82	0.71	0.66	0.58	0.88
0.30	2.82	2.38	2.24	2.14	2.06	1.92	1.77	1.57	1.40	1.22	0.95	0.78	0.67	0.61	0.53	1.05
0.35	3.26	2.70	2.52	2.39	2.29	2.11	1.92	1.67	1.47	1.26	0.93	0.74	0.62	0.57	0.50	1.22
0.40	3.75	3.04	2.82	2.66	2.53	2.31	2.08	1.78	1.53	1.28	0.91	0.71	0.58	0.53	0.47	1.40
0.42	3.95	3.18	2.95	2.77	2.63	2.39	2.15	1.82	1.56	1.29	0.90	0.69	0.57	0.52	0.46	1.47
0.44	4.16	3.33	3.08	2.88	2.73	2.48	2.21	1.86	1.59	1.30	0.89	0.68	0.56	0.51	0.46	1.54
0.45	4.27	3.40	3.14	2.94	2.79	2.52	2.25	1.88	1.60	1.31	0.89	0.67	0.55	0.50	0.45	1.58
0.46	4.37	3.48	3.21	3.00	2.84	2.56	2.28	1.90	1.61	1.31	0.88	0.66	0.54	0.50	0.45	1.61
0.48	4.60	3.63	3.35	3.12	2.94	2.65	2.35	1.95	1.64	1.32	0.87	0.65	0.53	0.49	0.45	1.68
0.50	4.82	3.78	3.48	3.24	3.06	2.74	2.42	1.99	1.66	1.32	0.86	0.64	0.52	0.48	0.44	1.75
0.52	5.06	3.95	3.62	3.36	3.16	2.83	2.48	2.03	1.69	1.33	0.85	0.63	0.51	0.47	0.44	1.82
0.54	5.30	4.11	3.76	3.48	3.28	2.91	2.55	2.07	1.71	1.34	0.84	0.61	0.50	0.47	0.44	1.89
0.55	5.41	4.20	3.83	3.55	3.34	2.96	2.58	2.10	1.72	1.34	0.84	0.60	0.50	0.46	0.44	1.92
0.56	5.55	4.28	3.91	3.61	3.39	3.01	2.62	2.12	1.73	1.35	0.83	0.60	0.49	0.46	0.43	1.96
0.58	5.80	4.45	4.05	3.74	3.51	3.10	2.69	2.16	1.75	1.35	0.82	0.58	0.48	0.46	0.43	2.03
0.60	6.06	4.62	4.20	3.87	3.62	3.20	2.76	2.20	1.77	1.35	0.81	0.57	0.48	0.45	0.43	2.10
0.65	6.73	5.08	4.58	4.22	3.92	3.44	2.94	2.30	1.83	1.36	0.78	0.55	0.46	0.44	0.43	2.28
0.70	7.43	5.54	4.98	4.56	4.23	3.68	3.12	2.41	1.88	1.37	0.75	0.53	0.45	0.44	0.43	2.45
0.75	8.16	6.02	5.38	4.92	4.55	3.92	3.30	2.51	1.92	1.37	0.72	0.50	0.44	0.43	0.43	2.62
0.80	8.94	6.53	5.81	5.29	4.87	4.18	3.49	2.61	1.97	1.37	0.70	0.49	0.44	0.43	0.43	2.80

(4)$C_s=4C_v$

C_v \ P(%)	0.01	0.1	0.2	0.33	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99	P(%) \ C_v
0.20	2.10	1.85	1.77	1.71	1.66	1.58	1.49	1.37	1.27	1.16	0.97	0.85	0.77	0.72	0.65	0.80
0.25	2.49	2.13	2.02	1.94	1.87	1.76	1.64	1.47	1.34	1.19	0.96	0.82	0.72	0.67	0.60	1.00
0.30	2.92	2.44	2.30	2.18	2.10	1.94	1.79	1.57	1.40	1.22	0.94	0.78	0.68	0.63	0.56	1.20
0.35	3.40	2.78	2.60	2.45	2.34	2.14	1.95	1.68	1.47	1.25	0.92	0.74	0.64	0.59	0.54	1.40
0.40	3.92	3.15	2.92	2.74	2.60	2.36	2.11	1.78	1.53	1.27	0.90	0.71	0.60	0.56	0.52	1.60
0.42	4.15	3.30	3.05	2.86	2.70	2.44	2.18	1.83	1.56	1.28	0.89	0.70	0.59	0.55	0.52	1.68
0.44	4.38	3.46	3.19	2.98	2.81	2.53	2.25	1.87	1.58	1.29	0.88	0.68	0.58	0.55	0.51	1.76
0.45	4.49	3.54	3.25	3.03	2.87	2.58	2.28	1.89	1.59	1.29	0.87	0.68	0.58	0.54	0.51	1.80
0.46	4.62	3.62	3.32	3.10	2.92	2.62	2.32	1.91	1.61	1.29	0.87	0.67	0.57	0.54	0.51	1.84
0.48	4.86	3.79	3.47	3.22	3.04	2.71	2.39	1.96	1.63	1.30	0.86	0.66	0.56	0.53	0.51	1.92
0.50	5.10	3.96	3.61	3.35	3.15	2.80	2.45	2.00	1.65	1.31	0.84	0.64	0.55	0.53	0.50	2.00
0.52	5.36	4.12	3.76	3.48	3.27	2.90	2.52	2.04	1.67	1.31	0.83	0.63	0.55	0.52	0.50	2.08
0.54	5.62	4.30	3.91	3.61	3.38	2.99	2.59	2.08	1.69	1.31	0.82	0.62	0.54	0.52	0.50	2.16
0.55	5.76	4.39	3.99	3.68	3.44	3.03	2.63	2.10	1.70	1.31	0.82	0.62	0.54	0.52	0.50	2.20
0.56	5.90	4.48	4.06	3.75	3.50	3.09	2.66	2.12	1.71	1.31	0.81	0.61	0.53	0.51	0.50	2.24
0.58	6.18	4.67	4.22	3.89	3.62	3.19	2.74	2.16	1.74	1.32	0.80	0.60	0.53	0.51	0.50	2.32
0.60	6.45	4.85	4.38	4.03	3.75	3.29	2.81	2.21	1.76	1.32	0.79	0.59	0.52	0.51	0.50	2.40
0.65	7.18	5.34	4.78	4.38	4.07	3.53	2.99	2.31	1.80	1.32	0.76	0.57	0.51	0.50	0.50	2.60
0.70	7.95	5.84	5.21	4.75	4.39	3.78	3.18	2.41	1.85	1.32	0.73	0.55	0.51	0.50	0.50	2.80
0.75	8.76	6.36	5.65	5.13	4.72	4.03	3.36	2.50	1.88	1.32	0.71	0.54	0.51	0.50	0.50	3.00
0.80	9.62	6.90	6.11	5.53	5.06	4.30	3.55	2.60	1.91	1.30	0.68	0.53	0.50	0.50	0.50	3.20

附表 3　　三点法用表——S与C_s关系表

(1)P=1-50-99%

S	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.00	0.03	0.05	0.07	0.10	0.12	0.15	0.17	0.20	0.23
0.1	0.26	0.28	0.31	0.34	0.36	0.39	0.41	0.44	0.47	0.49
0.2	0.52	0.54	0.57	0.59	0.62	0.65	0.67	0.70	0.73	0.76
0.3	0.78	0.81	0.84	0.86	0.89	0.92	0.94	0.97	1.00	1.03
0.4	1.05	1.08	1.10	1.13	1.16	1.18	1.21	1.24	1.27	1.30
0.5	1.32	1.36	1.39	1.42	1.45	1.48	1.51	1.55	1.58	1.61
0.6	1.64	1.68	1.71	1.74	1.78	1.81	1.84	1.88	1.92	1.95
0.7	1.99	2.03	2.07	2.11	2.16	2.20	2.25	2.30	2.34	2.39
0.8	2.44	2.50	2.55	2.61	2.67	2.74	2.81	2.89	2.97	3.05
0.9	3.14	3.22	3.33	3.46	3.59	3.73	3.92	4.14	4.44	4.96

例：当S=0.43时，C_s=1.18。

(2)P=3-50-97%

S	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.00	0.04	0.08	0.11	0.14	0.17	0.20	0.23	0.26	0.29
0.1	0.32	0.35	0.38	0.42	0.45	0.48	0.51	0.54	0.57	0.60
0.2	0.63	0.66	0.70	0.73	0.76	0.79	0.82	0.86	0.89	0.92
0.3	0.95	0.98	1.01	1.04	1.08	1.11	1.14	1.17	1.20	1.24
0.4	1.27	1.30	1.33	1.36	1.40	1.43	1.46	1.49	1.52	1.56
0.5	1.59	1.63	1.66	1.70	1.73	1.76	1.80	1.83	1.87	1.90
0.6	1.94	1.97	2.00	2.04	2.08	2.12	2.16	2.20	2.23	2.27
0.7	2.31	2.36	2.40	2.44	2.49	2.54	2.58	2.63	2.68	2.74
0.8	2.79	2.85	2.90	2.96	3.02	3.09	3.15	3.22	3.29	3.37
0.9	3.46	3.55	3.67	3.79	3.92	4.08	4.26	4.50	4.75	5.21

(3)P=5-50-95%

S	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.00	0.04	0.08	0.12	0.16	0.20	0.24	0.27	0.31	0.35
0.1	0.38	0.41	0.45	0.48	0.52	0.55	0.59	0.63	0.66	0.70
0.2	0.73	0.76	0.80	0.84	0.87	0.90	0.94	0.98	1.01	1.04
0.3	1.08	1.11	1.14	1.18	1.21	1.25	1.28	1.31	1.35	1.38
0.4	1.42	1.46	1.49	1.52	1.56	1.59	1.63	1.66	1.70	1.74
0.5	1.78	1.81	1.85	1.88	1.92	1.95	1.99	2.03	2.06	2.10
0.6	2.13	2.17	2.20	2.24	2.28	2.32	2.36	2.40	2.44	2.48
0.7	2.53	2.57	2.62	2.66	2.70	2.76	2.81	2.86	2.91	2.97
0.8	3.02	3.07	3.13	3.19	3.25	3.32	3.38	3.46	3.52	3.60
0.9	3.70	3.80	3.91	4.03	4.17	4.32	4.49	4.72	4.94	5.43

(4)P=10-50-90%

S	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0.0	0.00	0.05	0.10	0.15	0.20	0.24	0.29	0.34	0.38	0.43
0.1	0.47	0.52	0.56	0.60	0.65	0.69	0.74	0.78	0.83	0.87
0.2	0.92	0.96	1.00	1.04	1.08	1.13	1.17	1.22	1.26	1.30
0.3	1.34	1.38	1.43	1.47	1.51	1.55	1.59	1.63	1.67	1.71
0.4	1.75	1.79	1.83	1.87	1.91	1.95	1.99	2.02	2.06	2.10
0.5	2.14	2.18	2.22	2.26	2.30	2.34	2.38	2.42	2.46	2.50
0.6	2.54	2.58	2.62	2.66	2.70	2.74	2.78	2.82	2.86	2.90
0.7	2.95	3.00	3.04	3.08	3.13	3.18	3.24	3.28	3.33	3.38
0.8	3.44	3.50	3.55	3.61	3.67	3.74	3.80	3.87	3.94	4.02
0.9	4.11	4.20	4.32	4.45	4.59	4.75	4.96	5.20	5.56	—

附表 4　　三点法用表——C_s与有关Φ值的关系表

C_s	$\Phi_{50\%}$	$\Phi_{1\%}-\Phi_{99\%}$	$\Phi_{3\%}-\Phi_{97\%}$	$\Phi_{5\%}-\Phi_{95\%}$	$\Phi_{10\%}-\Phi_{90\%}$
0.0	0.000	4.652	3.762	3.290	2.564
0.1	−0.017	4.648	3.756	3.287	2.560
0.2	−0.033	4.645	3.750	3.284	2.557
0.3	−0.055	4.641	3.743	3.278	2.550
0.4	−0.068	4.637	3.736	3.273	2.543
0.5	−0.084	4.633	3.732	3.266	2.532
0.6	−0.100	4.629	3.727	3.259	2.522
0.7	−0.116	4.624	3.718	3.246	2.510
0.8	−0.132	4.620	3.709	3.233	2.498
0.9	−0.148	4.615	3.692	3.218	2.483
1.0	−0.164	4.611	3.674	3.204	2.468
1.1	−0.179	4.606	3.656	3.185	2.448
1.2	−0.194	4.601	3.638	3.167	2.427
1.3	−0.208	4.595	3.620	3.144	2.404
1.4	−0.223	4.590	3.601	3.120	2.380
1.5	−0.238	4.586	3.582	3.090	2.353
1.6	−0.253	4.586	3.562	3.062	2.326
1.7	−0.267	4.587	3.541	3.032	2.296
1.8	−0.282	4.588	3.520	3.002	2.265
1.9	−0.294	4.591	3.499	2.974	2.232
2.0	−0.307	4.594	3.477	2.945	2.198
2.1	−0.319	4.603	3.469	2.918	2.164
2.2	−0.330	4.613	3.440	2.890	2.130
2.3	−0.340	4.625	3.421	2.862	2.095
2.4	−0.350	4.636	3.403	2.833	2.060
2.5	−0.359	4.648	3.385	2.806	2.024
2.6	−0.367	4.660	3.367	2.778	1.987
2.7	−0.376	4.674	3.350	2.749	1.949
2.8	−0.383	4.687	3.333	2.720	1.911
2.9	−0.389	4.701	3.318	2.695	1.876
3.0	−0.395	4.716	3.303	2.670	1.840
3.1	−0.399	4.732	3.288	2.645	1.806
3.2	−0.404	4.748	3.273	2.619	1.772
3.3	−0.407	4.765	3.259	2.594	1.738
3.4	−0.410	4.781	3.245	2.568	1.705
3.5	−0.412	4.796	3.225	2.543	1.670
3.6	−0.414	4.810	3.216	2.518	1.635
3.7	−0.415	4.824	3.203	2.494	1.600
3.8	−0.416	4.837	3.189	2.470	1.570
3.9	−0.415	4.850	3.175	2.446	1.536
4.0	−0.414	4.863	3.160	2.422	1.502
4.1	−0.412	4.876	3.145	2.396	1.471
4.2	−0.410	4.888	3.130	2.372	1.440
4.3	−0.407	4.901	3.115	2.348	1.408
4.4	−0.404	4.914	3.100	2.325	1.376
4.5	−0.400	4.924	3.084	2.300	1.345
4.6	−0.396	4.934	3.067	2.276	1.315
4.7	−0.392	4.942	3.050	2.251	1.286
4.8	−0.388	4.949	3.034	2.226	1.257
4.9	−0.384	4.955	3.016	2.200	1.229
5.0	−0.379	4.961	2.997	2.174	1.200
5.1	−0.374		2.978	2.148	1.173
5.2	−0.370		2.960	2.123	1.145
5.3	−0.365			2.098	1.118
5.4	−0.360			2.072	1.090
5.5	−0.356			2.047	1.063
5.6	−0.350			2.021	1.035

附表 5

1000hPa地面到指定高度（高出

中的可降水量(mm)与1000hPa

高度	1000 hPa 露														
（米）	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
200	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2
400	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	4	4	4	4	5
600	3	3	3	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6	6	7
800	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6	7	7	8	8	9
1000	4	4	4	5	5	6	6	6	7	7	8	9	9	10	10
1200	4	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10	11	11	12
1400	5	5	6	6	7	7	8	8	9	10	10	11	12	13	14
1600	5	6	6	7	7	8	9	9	10	11	11	12	13	14	15
1800	6	6	7	7	8	9	9	10	11	12	12	13	14	15	17
2000	6	7	7	8	9	9	10	11	11	12	13	14	16	17	18
2200	7	7	8	8	9	10	10	11	12	13	14	15	16	18	19
2400	7	8	8	9	9	10	11	12	13	14	15	16	17	19	20
2600	7	8	8	9	10	11	11	12	13	14	16	17	18	20	21
2800	7	8	9	9	10	11	12	13	14	15	16	18	19	21	22
3000	8	8	9	10	10	11	12	13	14	15	17	18	20	21	23
3200	8	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	19	20	22	24
3400	8	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	19	21	23	24
3600	8	9	9	10	11	13	13	14	15	17	18	20	22	23	25
3800	8	9	10	10	11	13	13	14	16	17	19	20	22	24	26
4000	8	9	10	11	11	13	14	15	16	17	19	21	22	24	26
4200	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	19	21	23	25	27
4400	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	20	21	23	25	27
4600	8	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	22	24	25	28
4800	8	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	22	24	26	28
5000	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	28
5200	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	29
5400	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	29
5600	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	21	22	24	27	29
5800	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	21	22	25	27	29
6000	8	9	10	11	12	13	15	16	17	19	21	23	25	27	30
6200	8	9	10	11	12	13	15	16	17	19	21	23	25	27	30
6400	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	27	30
6600	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	27	30
6800	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	27	30
7000	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30
7200	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30
7400	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30
7600	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30
7800	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30
8000	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30
8200	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30
8400	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30
8600	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30
8800	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30
9000	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	31
9200	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	31
9400						14	15	16	18	19	21	23	26	28	31
9600						14	15	16	18	19	21	23	26	28	31
9800						14	15	16	18	19	21	23	26	28	31
10000						14	15	16	18	19	21	23	26	28	31
11000											21	23	26	28	31
12000															
13000															
14000															
15000															
16000															
17000															

地面米数）间饱和假绝热大气

露点（℃）函数关系表

点 （℃）

15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30
2	3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	5	5	5	6	6
5	5	5	6	6	6	7	7	8	8	9	9	10	10	11	12
7	7	8	8	9	10	10	11	11	12	13	14	15	15	16	17
9	10	10	11	12	13	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
11	12	13	13	14	15	16	17	18	20	21	22	23	25	26	28
13	14	15	16	17	18	19	20	21	23	24	26	27	29	31	32
15	16	17	18	19	20	22	23	24	26	28	29	31	33	35	37
16	17	19	20	21	23	24	25	27	29	31	33	35	37	39	41
18	19	20	22	23	25	26	28	30	32	34	36	39	41	43	46
19	20	22	24	25	27	29	31	33	35	37	39	42	44	47	50
20	22	24	25	27	29	31	33	35	37	40	42	45	48	51	54
22	23	25	27	29	31	33	35	37	40	43	45	48	51	54	57
23	24	26	28	30	32	35	37	40	42	45	48	51	55	58	61
24	26	27	30	32	34	36	39	42	45	48	51	54	58	61	65
25	27	29	31	33	35	38	41	44	47	50	53	57	61	64	68
26	28	30	32	34	37	40	42	45	49	52	56	59	63	67	71
26	29	31	33	36	38	41	44	47	51	54	58	62	66	70	74
27	29	32	34	37	39	42	45	49	52	56	60	64	68	73	77
28	30	32	35	38	41	44	47	50	54	58	62	66	70	75	80
28	31	33	36	39	42	45	48	52	56	60	64	68	73	78	83
29	31	34	37	40	43	46	49	53	57	61	66	70	75	80	85
29	32	34	37	40	44	47	51	54	58	63	67	72	77	82	87
30	32	35	38	41	44	48	52	56	60	64	69	74	79	84	90
30	33	36	39	42	45	49	53	57	61	65	70	75	81	86	92
31	33	36	39	42	46	50	54	58	62	67	72	77	82	88	94
31	34	37	40	43	47	50	54	59	63	68	73	78	84	90	96
31	34	37	40	44	47	51	55	60	64	69	74	80	86	92	98
32	35	38	41	44	48	52	56	60	65	70	76	81	87	93	100
32	35	38	41	45	48	52	57	61	66	71	77	82	88	95	101
32	35	38	42	45	49	53	57	62	67	72	78	84	90	96	103
32	35	38	42	45	49	54	58	63	68	73	79	85	91	98	104
33	35	39	42	46	50	54	58	63	68	74	80	86	92	99	106
33	36	39	42	46	50	54	59	64	69	74	80	87	93	100	107
33	36	39	42	46	50	55	60	65	70	75	81	87	94	101	108
33	36	39	43	46	51	55	60	65	70	76	82	88	95	102	110
33	36	39	43	47	51	55	60	65	71	76	82	89	96	103	111
33	36	39	43	47	51	56	61	66	71	77	83	90	97	104	112
33	36	39	43	47	51	56	61	66	72	77	83	90	98	105	113
33	36	39	43	47	51	56	61	66	72	78	84	91	98	106	114
33	36	40	43	47	52	56	61	67	72	78	85	92	99	107	115
33	36	40	43	47	52	57	62	67	73	78	85	92	100	108	115
33	36	40	43	47	52	57	62	67	73	79	85	92	100	108	116
33	36	40	43	47	52	57	62	68	73	79	86	93	101	109	117
33	36	40	43	47	52	57	62	68	73	79	86	93	101	109	118
33	36	40	43	47	52	57	62	68	74	80	86	94	102	110	118
33	36	40	43	48	52	57	62	68	74	80	87	94	102	110	119
33	36	40	44	48	52	57	62	68	74	80	87	94	102	110	119
33	36	40	44	48	52	57	63	68	74	80	87	94	102	111	120
33	36	40	44	48	52	57	63	68	74	80	87	95	103	111	120
33	37	40	44	48	52	57	63	68	74	80	87	95	103	112	121
33	37	40	44	48	52	57	63	68	74	81	88	96	104	113	122
33	37	40	44	48	52	57	63	68	74	81	88	96	105	114	123
					52	57	63	68	74	81	88	97	105	114	124
					52	57	63	68	74	81	88	97	105	115	124
										81	88	97	106	115	124
										81	88	97	106	115	124
											88	97	106	115	124

附表 6　　瞬　时　单　位　线　S

t/K \ n	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.1	0.095	0.072	0.054	0.041	0.030	0.022	0.017	0.012	0.009
0.2	0.181	0.147	0.118	0.095	0.075	0.060	0.047	0.036	0.029
0.3	0.259	0.218	0.182	0.152	0.126	0.104	0.086	0.069	0.057
0.4	0.330	0.285	0.244	0.209	0.178	0.150	0.127	0.107	0.089
0.5	0.393	0.346	0.305	0.266	0.230	0.198	0.171	0.146	0.126
0.6	0.451	0.403	0.360	0.318	0.281	0.237	0.216	0.188	0.164
0.7	0.503	0.456	0.411	0.369	0.331	0.294	0.261	0.231	0.200
0.8	0.551	0.505	0.461	0.418	0.378	0.340	0.306	0.273	0.243
0.9	0.593	0.549	0.505	0.464	0.423	0.385	0.349	0.315	0.285
1.0	0.632	0.589	0.547	0.506	0.466	0.428	0.392	0.356	0.324
1.1	0.667	0.626	0.585	0.545	0.506	0.468	0.431	0.396	0.363
1.2	0.699	0.660	0.621	0.582	0.544	0.506	0.470	0.436	0.400
1.3	0.728	0.691	0.654	0.616	0.579	0.543	0.506	0.471	0.447
1.4	0.753	0.719	0.684	0.648	0.612	0.577	0.541	0.507	0.473
1.5	0.777	0.744	0.711	0.677	0.643	0.608	0.574	0.540	0.507
1.6	0.798	0.768	0.736	0.704	0.671	0.638	0.605	0.572	0.539
1.7	0.817	0.789	0.759	0.729	0.698	0.666	0.634	0.602	0.570
1.8	0.835	0.808	0.781	0.752	0.722	0.692	0.661	0.630	0.599
1.9	0.850	0.826	0.800	0.773	0.745	0.716	0.687	0.657	0.627
2.0	0.865	0.842	0.818	0.792	0.766	0.739	0.710	0.682	0.653
2.1	0.878	0.856	0.834	0.810	0.785	0.759	0.733	0.706	0.679
2.2	0.890	0.870	0.849	0.826	0.803	0.778	0.753	0.727	0.700
2.3	0.900	0.882	0.862	0.841	0.819	0.796	0.772	0.748	0.722
2.4	0.909	0.895	0.875	0.855	0.835	0.813	0.790	0.767	0.742
2.5	0.918	0.902	0.886	0.868	0.849	0.828	0.807	0.784	0.761
2.6	0.926	0.912	0.896	0.879	0.861	0.842	0.822	0.801	0.779
2.7	0.933	0.920	0.905	0.890	0.873	0.855	0.836	0.816	0.796
2.8	0.939	0.928	0.914	0.899	0.884	0.867	0.849	0.831	0.811
2.9	0.945	0.934	0.922	0.908	0.894	0.878	0.862	0.844	0.825
3.0	0.950	0.940	0.929	0.916	0.903	0.888	0.873	0.856	0.839
3.1	0.955	0.946	0.935	0.924	0.911	0.898	0.883	0.868	0.851
3.2	0.959	0.951	0.941	0.930	0.919	0.906	0.893	0.878	0.863
3.3	0.963	0.955	0.946	0.936	0.926	0.914	0.902	0.888	0.873
3.4	0.967	0.959	0.951	0.942	0.932	0.921	0.910	0.897	0.883
3.5	0.970	0.963	0.956	0.947	0.938	0.928	0.917	0.905	0.892
3.6	0.973	0.967	0.960	0.952	0.944	0.934	0.924	0.913	0.901
3.7	0.975	0.970	0.963	0.956	0.948	0.940	0.930	0.920	0.909
3.8	0.978	0.973	0.967	0.960	0.953	0.945	0.936	0.926	0.916
3.9	0.980	0.975	0.970	0.964	0.957	0.950	0.941	0.932	0.923
4.0	0.982	0.977	0.973	0.967	0.961	0.954	0.946	0.938	0.929
4.2	0.985	0.981	0.971	0.973	0.967	0.962	0.955	0.948	0.940
4.4	0.988	0.985	0.981	0.977	0.973	0.968	0.962	0.956	0.949
4.6	0.990	0.987	0.985	0.981	0.975	0.973	0.963	0.963	0.957
4.8	0.992	0.990	0.987	0.985	0.981	0.978	0.974	0.969	0.964
5.0	0.993	0.992	0.990	0.987	0.984	0.981	0.978	0.974	0.970
5.5	0.996	0.995	0.994	0.992	0.990	0.988	0.986	0.983	0.980
6.0	0.998	0.997	0.996	0.995	0.994	0.993	0.991	0.989	0.987
7.0	0.999	0.999	0.998	0.998	0.998	0.997	0.996	0.996	0.995
8.0			0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.998	0.998
9.0								0.999	0.999

曲 线 查 用 表

1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.007	0.005	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0	0	0	0
0.022	0.018	0.014	0.010	0.008	0.006	0.004	0.003	0.002	0.002	0.001	0.001
0.045	0.037	0.030	0.024	0.019	0.015	0.012	0.010	0.007	0.006	0.005	0.004
0.074	0.061	0.051	0.042	0.034	0.028	0.023	0.019	0.015	0.012	0.010	0.008
0.106	0.090	0.076	0.065	0.054	0.045	0.037	0.031	0.025	0.022	0.018	0.014
0.142	0.122	0.104	0.090	0.076	0.065	0.055	0.046	0.039	0.033	0.028	0.023
0.178	0.156	0.136	0.117	0.101	0.088	0.075	0.065	0.056	0.044	0.039	0.034
0.216	0.191	0.169	0.149	0.130	0.113	0.098	0.086	0.074	0.064	0.056	0.047
0.255	0.228	0.202	0.180	0.160	0.141	0.124	0.109	0.096	0.084	0.073	0.063
0.293	0.264	0.238	0.213	0.190	0.170	0.151	0.134	0.118	0.104	0.092	0.080
0.331	0.301	0.273	0.247	0.222	0.200	0.179	0.160	0.143	0.127	0.113	0.100
0.368	0.337	0.308	0.281	0.255	0.231	0.219	0.188	0.169	0.151	0.135	0.121
0.405	0.373	0.343	0.315	0.288	0.262	0.239	0.216	0.196	0.171	0.159	0.143
0.440	0.408	0.378	0.348	0.321	0.294	0.269	0.246	0.224	0.203	0.184	0.167
0.474	0.442	0.411	0.382	0.353	0.326	0.300	0.275	0.252	0.231	0.210	0.191
0.507	0.475	0.444	0.414	0.385	0.357	0.331	0.305	0.281	0.258	0.237	0.217
0.538	0.507	0.476	0.446	0.417	0.389	0.361	0.335	0.310	0.287	0.264	0.243
0.568	0.537	0.507	0.477	0.448	0.419	0.392	0.365	0.330	0.315	0.292	0.269
0.596	0.566	0.536	0.507	0.478	0.449	0.421	0.395	0.368	0.343	0.319	0.296
0.623	0.594	0.565	0.536	0.507	0.478	0.451	0.423	0.397	0.372	0.347	0.323
0.649	0.620	0.592	0.565	0.535	0.507	0.479	0.452	0.425	0.400	0.375	0.350
0.673	0.645	0.618	0.590	0.562	0.534	0.507	0.480	0.453	0.427	0.402	0.377
0.696	0.669	0.642	0.615	0.588	0.560	0.533	0.507	0.480	0.454	0.429	0.404
0.717	0.692	0.665	0.639	0.613	0.586	0.559	0.533	0.507	0.481	0.455	0.430
0.737	0.713	0.688	0.662	0.636	0.610	0.584	0.558	0.532	0.506	0.481	0.456
0.756	0.733	0.708	0.684	0.659	0.634	0.608	0.582	0.557	0.532	0.506	0.482
0.774	0.751	0.728	0.704	0.680	0.656	0.631	0.606	0.581	0.556	0.531	0.506
0.790	0.769	0.747	0.724	0.701	0.677	0.653	0.629	0.604	0.579	0.555	0.531
0.806	0.785	0.764	0.742	0.720	0.697	0.674	0.650	0.626	0.602	0.578	0.554
0.820	0.801	0.781	0.760	0.738	0.716	0.694	0.671	0.648	0.624	0.600	0.577
0.834	0.815	0.796	0.776	0.756	0.734	0.713	0.691	0.668	0.645	0.622	0.599
0.846	0.829	0.811	0.792	0.772	0.752	0.731	0.709	0.688	0.665	0.643	0.620
0.858	0.841	0.824	0.806	0.787	0.768	0.748	0.727	0.706	0.685	0.663	0.641
0.869	0.853	0.837	0.820	0.802	0.783	0.764	0.744	0.724	0.703	0.682	0.660
0.879	0.864	0.849	0.832	0.815	0.798	0.779	0.760	0.741	0.721	0.700	0.679
0.888	0.874	0.860	0.844	0.828	0.811	0.794	0.776	0.757	0.738	0.718	0.697
0.897	0.884	0.870	0.856	0.840	0.824	0.807	0.790	0.772	0.753	0.734	0.715
0.905	0.893	0.880	0.866	0.851	0.846	0.820	0.804	0.786	0.768	0.750	0.731
0.912	0.901	0.889	0.876	0.862	0.848	0.834	0.817	0.800	0.783	0.765	0.747
0.919	0.908	0.897	0.885	0.872	0.858	0.844	0.829	0.813	0.796	0.779	0.762
0.931	0.922	0.912	0.901	0.890	0.877	0.864	0.851	0.837	0.822	0.806	0.790
0.942	0.934	0.925	0.915	0.905	0.894	0.883	0.870	0.857	0.844	0.830	0.815
0.951	0.944	0.936	0.928	0.919	0.909	0.899	0.888	0.876	0.864	0.851	0.837
0.958	0.952	0.946	0.938	0.930	0.922	0.913	0.903	0.892	0.881	0.870	0.857
0.965	0.960	0.954	0.947	0.940	0.933	0.925	0.916	0.907	0.897	0.886	0.875
0.977	0.973	0.969	0.965	0.960	0.955	0.949	0.942	0.935	0.928	0.920	0.912
0.985	0.983	0.980	0.977	0.973	0.969	0.965	0.961	0.956	0.950	0.944	0.938
0.994	0.993	0.991	0.990	0.988	0.986	0.984	0.982	0.980	0.977	0.974	0.970
0.997	0.997	0.996	0.996	0.995	0.994	0.993	0.992	0.991	0.989	0.988	0.986
0.999	0.999	0.999	0.998	0.998	0.997	0.997	0.997	0.996	0.995	0.995	0.994

t/K \ n	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5	0.014	0.012	0.010	0.008	0.006	0.005	0.004	0.003	0.003
1.0	0.080	0.070	0.061	0.053	0.046	0.040	0.035	0.030	0.026
1.1	0.100	0.088	0.077	0.068	0.060	0.052	0.045	0.040	0.034
1.2	0.121	0.107	0.095	0.084	0.074	0.066	0.058	0.051	0.044
1.3	0.143	0.128	0.114	0.102	0.091	0.081	0.071	0.063	0.056
1.4	0.167	0.150	0.135	0.121	0.109	0.097	0.087	0.077	0.069
1.5	0.191	0.173	0.157	0.142	0.128	0.115	0.103	0.092	0.083
1.6	0.217	0.198	0.180	0.164	0.148	0.134	0.121	0.109	0.098
1.7	0.243	0.223	0.204	0.186	0.170	0.154	0.140	0.127	0.115
1.8	0.269	0.248	0.228	0.210	0.192	0.175	0.160	0.146	0.132
1.9	0.296	0.274	0.253	0.234	0.215	0.197	0.181	0.166	0.151
2.0	0.323	0.301	0.279	0.258	0.239	0.220	0.203	0.186	0.171
2.1	0.350	0.327	0.305	0.283	0.263	0.244	0.225	0.208	0.191
2.2	0.377	0.354	0.331	0.309	0.287	0.267	0.248	0.230	0.212
2.3	0.404	0.380	0.356	0.334	0.312	0.291	0.271	0.252	0.234
2.4	0.430	0.406	0.382	0.359	0.337	0.316	0.295	0.275	0.256
2.5	0.456	0.432	0.408	0.385	0.362	0.340	0.319	0.299	0.279
2.6	0.482	0.457	0.433	0.410	0.387	0.364	0.343	0.322	0.302
2.7	0.506	0.482	0.458	0.434	0.411	0.389	0.367	0.346	0.325
2.8	0.531	0.506	0.482	0.459	0.436	0.413	0.391	0.369	0.348
2.9	0.554	0.530	0.506	0.483	0.460	0.437	0.414	0.392	0.371
3.0	0.577	0.553	0.530	0.506	0.483	0.460	0.438	0.416	0.394
3.1	0.599	0.576	0.552	0.529	0.506	0.483	0.461	0.439	0.417
3.2	0.620	0.603	0.574	0.552	0.528	0.506	0.484	0.462	0.440
3.3	0.641	0.618	0.596	0.573	0.551	0.528	0.506	0.484	0.462
3.4	0.660	0.638	0.616	0.594	0.572	0.550	0.528	0.506	0.484
3.5	0.679	0.658	0.636	0.615	0.593	0.571	0.549	0.528	0.506
3.6	0.697	0.677	0.656	0.634	0.613	0.592	0.570	0.549	0.527
3.7	0.715	0.695	0.674	0.653	0.633	0.612	0.590	0.569	0.548
3.8	0.731	0.712	0.692	0.672	0.651	0.631	0.610	0.589	0.568
3.9	0.747	0.728	0.709	0.689	0.670	0.649	0.629	0.609	0.588
4.0	0.762	0.744	0.725	0.706	0.687	0.667	0.647	0.627	0.607
4.2	0.790	0.773	0.756	0.738	0.720	0.701	0.682	0.663	0.644
4.4	0.815	0.799	0.783	0.767	0.750	0.733	0.715	0.697	0.678
4.6	0.837	0.823	0.809	0.793	0.778	0.761	0.745	0.728	0.710
4.8	0.857	0.845	0.831	0.817	0.803	0.788	0.772	0.756	0.740
5.0	0.875	0.864	0.851	0.838	0.825	0.811	0.797	0.782	0.767
5.2	0.891	0.881	0.870	0.858	0.846	0.833	0.820	0.806	0.792
5.4	0.905	0.896	0.886	0.875	0.864	0.852	0.840	0.828	0.814
5.6	0.918	0.909	0.900	0.891	0.880	0.870	0.859	0.847	0.835
5.8	0.928	0.921	0.913	0.904	0.895	0.885	0.875	0.865	0.854
6.0	0.938	0.930	0.924	0.916	0.908	0.899	0.890	0.881	0.870
6.5	0.957	0.952	0.947	0.941	0.935	0.927	0.921	0.913	0.905
7.0	0.970	0.967	0.963	0.958	0.954	0.949	0.943	0.938	0.932
7.5	0.980	0.977	0.974	0.971	0.968	0.964	0.960	0.956	0.951
8.0	0.986	0.984	0.982	0.980	0.978	0.975	0.972	0.969	0.965
9.0	0.994	0.993	0.991	0.990	0.989	0.988	0.986	0.985	0.983
10.0	0.997	0.997	0.996	0.996	0.995	0.994	0.994	0.993	0.992
11.0	0.999	0.999	0.998	0.998	0.998	0.997	0.997	0.997	0.996
12.0			0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.998	0.998

续表

3.9	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6	4.7	4.8	4.9	5.0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0	0	0	0	0
0.022	0.019	0.016	0.014	0.012	0.010	0.009	0.007	0.006	0.005	0.004	0.004
0.030	0.026	0.022	0.019	0.016	0.014	0.012	0.010	0.009	0.008	0.006	0.005
0.039	0.034	0.029	0.026	0.022	0.019	0.017	0.014	0.012	0.011	0.009	0.008
0.049	0.043	0.038	0.033	0.029	0.025	0.022	0.019	0.017	0.014	0.012	0.011
0.061	0.054	0.047	0.042	0.037	0.032	0.028	0.025	0.022	0.019	0.016	0.014
0.074	0.066	0.058	0.052	0.046	0.040	0.036	0.031	0.028	0.024	0.021	0.019
0.088	0.079	0.070	0.063	0.056	0.050	0.044	0.039	0.035	0.031	0.027	0.024
0.103	0.093	0.084	0.075	0.067	0.060	0.054	0.048	0.043	0.038	0.033	0.030
0.120	0.109	0.098	0.089	0.080	0.072	0.064	0.058	0.051	0.046	0.041	0.036
0.138	0.125	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044
0.156	0.143	0.130	0.119	0.108	0.098	0.089	0.080	0.072	0.065	0.059	0.053
0.176	0.161	0.148	0.135	0.123	0.112	0.102	0.093	0.084	0.076	0.069	0.062
0.196	0.181	0.166	0.153	0.140	0.128	0.117	0.107	0.097	0.088	0.080	0.072
0.217	0.201	0.185	0.171	0.157	0.144	0.132	0.121	0.111	0.101	0.092	0.084
0.238	0.221	0.205	0.190	0.175	0.161	0.149	0.137	0.125	0.115	0.105	0.096
0.260	0.242	0.225	0.209	0.194	0.179	0.166	0.153	0.141	0.129	0.119	0.109
0.283	0.264	0.246	0.229	0.213	0.198	0.183	0.170	0.157	0.145	0.133	0.123
0.305	0.286	0.268	0.250	0.233	0.217	0.202	0.187	0.174	0.161	0.149	0.137
0.328	0.308	0.289	0.271	0.253	0.237	0.221	0.206	0.191	0.178	0.165	0.152
0.350	0.330	0.311	0.292	0.274	0.257	0.240	0.224	0.209	0.195	0.181	0.168
0.373	0.353	0.333	0.314	0.295	0.277	0.260	0.244	0.228	0.213	0.198	0.185
0.396	0.375	0.355	0.335	0.316	0.298	0.280	0.263	0.246	0.231	0.216	0.202
0.418	0.397	0.377	0.357	0.338	0.319	0.301	0.283	0.266	0.250	0.234	0.219
0.441	0.420	0.399	0.379	0.359	0.340	0.321	0.304	0.286	0.269	0.253	0.237
0.463	0.442	0.421	0.400	0.380	0.361	0.342	0.324	0.306	0.289	0.272	0.256
0.485	0.462	0.442	0.422	0.404	0.382	0.363	0.344	0.326	0.308	0.291	0.275
0.506	0.484	0.464	0.443	0.423	0.403	0.384	0.365	0.346	0.328	0.311	0.293
0.527	0.506	0.485	0.464	0.444	0.424	0.404	0.385	0.366	0.348	0.330	0.313
0.547	0.527	0.506	0.485	0.465	0.445	0.425	0.406	0.387	0.368	0.350	0.332
0.567	0.548	0.526	0.506	0.485	0.465	0.446	0.426	0.407	0.388	0.370	0.352
0.587	0.567	0.546	0.526	0.506	0.486	0.466	0.446	0.427	0.403	0.389	0.371
0.624	0.605	0.585	0.565	0.545	0.525	0.506	0.486	0.467	0.448	0.429	0.410
0.660	0.641	0.621	0.602	0.582	0.563	0.544	0.525	0.506	0.486	0.468	0.449
0.692	0.674	0.656	0.637	0.619	0.600	0.581	0.562	0.543	0.524	0.505	0.487
0.723	0.706	0.688	0.671	0.653	0.634	0.616	0.598	0.579	0.560	0.542	0.524
0.751	0.735	0.718	0.702	0.683	0.667	0.650	0.632	0.614	0.596	0.578	0.560
0.777	0.762	0.746	0.731	0.714	0.698	0.681	0.664	0.647	0.629	0.612	0.594
0.801	0.787	0.772	0.757	0.742	0.726	0.710	0.694	0.678	0.661	0.644	0.627
0.822	0.809	0.796	0.782	0.768	0.753	0.738	0.722	0.707	0.691	0.674	0.658
0.842	0.830	0.818	0.805	0.791	0.777	0.763	0.749	0.734	0.719	0.703	0.687
0.860	0.849	0.837	0.825	0.813	0.800	0.787	0.773	0.759	0.745	0.730	0.715
0.897	0.888	0.879	0.869	0.859	0.848	0.837	0.826	0.814	0.802	0.789	0.776
0.925	0.918	0.911	0.903	0.895	0.887	0.878	0.868	0.859	0.848	0.838	0.827
0.946	0.941	0.935	0.929	0.923	0.916	0.911	0.602	0.894	0.886	0.877	0.868
0.962	0.958	0.953	0.949	0.944	0.939	0.933	0.927	0.921	0.915	0.908	0.900
0.981	0.979	0.976	0.974	0.971	0.968	0.965	0.961	0.958	0.954	0.950	0.945
0.991	0.990	0.988	0.987	0.985	0.984	0.982	0.980	0.978	0.976	0.973	0.971
0.996	0.995	0.994	0.994	0.993	0.992	0.991	0.990	0.989	0.988	0.986	0.985
0.998	0.998	0.997	0.997	0.997	0.996	0.996	0.995	0.994	0.994	0.993	0.992

t/K \ n	5.0	5.1	5.2	5.3	5.4	5.5	5.6	5.7	5.8
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.5									
1.0	0.004	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001
1.5	0.019	0.016	0.014	0.012	0.011	0.009	0.008	0.007	0.006
2.0	0.053	0.047	0.042	0.038	0.034	0.030	0.027	0.024	0.021
2.5	0.109	0.100	0.091	0.083	0.076	0.069	0.063	0.057	0.051
3.0	0.185	0.172	0.160	0.148	0.137	0.127	0.117	0.108	0.099
3.2	0.219	0.205	0.192	0.179	0.166	0.155	0.144	0.133	0.123
3.4	0.256	0.240	0.226	0.211	0.198	0.185	0.173	0.161	0.150
3.6	0.294	0.217	0.261	0.246	0.231	0.217	0.204	0.191	0.179
3.8	0.332	0.315	0.298	0.282	0.266	0.251	0.237	0.223	0.210
4.0	0.371	0.353	0.336	0.319	0.303	0.287	0.271	0.256	0.242
4.1	0.391	0.373	0.355	0.338	0.321	0.305	0.289	0.274	0.259
4.2	0.410	0.392	0.374	0.357	0.340	0.323	0.307	0.291	0.276
4.3	0.430	0.411	0.393	0.375	0.358	0.341	0.325	0.309	0.293
4.4	0.449	0.430	0.412	0.394	0.377	0.360	0.343	0.327	0.311
4.5	0.468	0.449	0.431	0.413	0.395	0.378	0.361	0.345	0.328
4.6	0.487	0.469	0.450	0.432	0.414	0.397	0.379	0.363	0.346
4.7	0.505	0.487	0.469	0.451	0.433	0.415	0.398	0.381	0.364
4.8	0.524	0.505	0.487	0.469	0.451	0.433	0.416	0.399	0.382
4.9	0.542	0.524	0.505	0.487	0.469	0.452	0.434	0.417	0.400
5.0	0.560	0.541	0.523	0.505	0.487	0.470	0.452	0.435	0.418
5.1	0.577	0.559	0.541	0.523	0.505	0.488	0.470	0.453	0.435
5.2	0.594	0.576	0.558	0.541	0.523	0.505	0.488	0.470	0.453
5.3	0.610	0.593	0.575	0.558	0.540	0.523	0.505	0.488	0.471
5.4	0.627	0.609	0.592	0.575	0.557	0.540	0.522	0.505	0.488
5.5	0.642	0.626	0.608	0.591	0.574	0.557	0.539	0.522	0.505
5.6	0.658	0.641	0.624	0.607	0.590	0.573	0.556	0.539	0.522
5.7	0.673	0.656	0.640	0.623	0.606	0.590	0.573	0.556	0.539
5.8	0.687	0.671	0.655	0.639	0.622	0.606	0.589	0.572	0.555
5.9	0.701	0.686	0.670	0.654	0.638	0.621	0.605	0.588	0.571
6.0	0.715	0.700	0.684	0.668	0.652	0.636	0.620	0.604	0.587
6.2	0.741	0.726	0.712	0.696	0.681	0.666	0.650	0.634	0.618
6.4	0.765	0.751	0.737	0.723	0.708	0.693	0.678	0.663	0.648
6.6	0.787	0.774	0.761	0.748	0.734	0.720	0.705	0.690	0.676
6.8	0.808	0.796	0.783	0.771	0.758	0.744	0.730	0.716	0.702
7.0	0.827	0.816	0.804	0.792	0.780	0.767	0.754	0.741	0.727
7.2	0.844	0.834	0.823	0.812	0.800	0.788	0.776	0.764	0.751
7.4	0.860	0.851	0.841	0.830	0.819	0.808	0.797	0.785	0.773
7.6	0.875	0.866	0.857	0.845	0.837	0.826	0.816	0.805	0.793
7.8	0.888	0.880	0.871	0.862	0.853	0.843	0.833	0.823	0.812
8.0	0.900	0.893	0.885	0.877	0.868	0.859	0.850	0.840	0.830
8.5	0.926	0.920	0.913	0.907	0.899	0.892	0.884	0.876	0.868
9.0	0.945	0.940	0.935	0.930	0.924	0.918	0.912	0.906	0.899
9.5	0.960	0.956	0.952	0.948	0.943	0.938	0.933	0.928	0.923
10.0	0.971	0.968	0.965	0.962	0.958	0.955	0.951	0.946	0.942
11.0	0.985	0.983	0.982	0.979	0.978	0.975	0.973	0.971	0.968
12.0	0.992	0.992	0.991	0.990	0.988	0.981	0.986	0.985	0.983
13.0	0.996	0.995	0.995	0.995	0.994	0.993	0.993	0.992	0.991
14.0	0.998	0.998	0.998	0.997	0.997	0.997	0.996	0.996	0.996
15.0	0.999	0.999	0.999	0.999	0.999	0.998	0.998	0.998	0.998

续表

5.9	6.0	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.6	6.7	6.8	6.9	7.0
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.001	0.001	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0.005	0.004	0.004	0.003	0.003	0.002	0.002	0.002	0.001	0.001	0.001	0.001
0.019	0.017	0.015	0.013	0.011	0.010	0.009	0.008	0.007	0.006	0.005	0.004
0.047	0.042	0.038	0.034	0.031	0.028	0.025	0.022	0.020	0.018	0.016	0.014
0.091	0.084	0.077	0.071	0.065	0.059	0.054	0.049	0.045	0.041	0.037	0.034
0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.076	0.070	0.064	0.059	0.053	0.049	0.045
0.139	0.129	0.120	0.111	0.103	0.095	0.088	0.081	0.075	0.069	0.063	0.058
0.167	0.156	0.146	0.135	0.126	0.117	0.109	0.100	0.093	0.086	0.080	0.073
0.197	0.184	0.173	0.162	0.151	0.141	0.132	0.122	0.114	0.106	0.098	0.091
0.228	0.215	0.202	0.190	0.178	0.167	0.157	0.146	0.137	0.128	0.119	0.111
0.244	0.231	0.218	0.205	0.193	0.181	0.170	0.159	0.149	0.139	0.130	0.121
0.261	0.247	0.233	0.220	0.208	0.195	0.184	0.172	0.162	0.151	0.142	0.133
0.278	0.263	0.249	0.236	0.223	0.210	0.198	0.186	0.175	0.164	0.154	0.144
0.295	0.280	0.266	0.251	0.238	0.225	0.212	0.200	0.189	0.177	0.167	0.156
0.312	0.297	0.282	0.268	0.254	0.240	0.227	0.214	0.203	0.191	0.180	0.169
0.330	0.314	0.299	0.284	0.270	0.256	0.243	0.229	0.217	0.205	0.193	0.182
0.348	0.332	0.316	0.301	0.286	0.272	0.258	0.244	0.232	0.219	0.207	0.195
0.365	0.349	0.333	0.318	0.303	0.288	0.274	0.260	0.247	0.234	0.221	0.209
0.383	0.366	0.350	0.335	0.320	0.304	0.290	0.276	0.262	0.249	0.236	0.223
0.401	0.384	0.368	0.352	0.336	0.321	0.306	0.292	0.278	0.264	0.251	0.238
0.418	0.402	0.385	0.369	0.353	0.338	0.323	0.308	0.294	0.279	0.266	0.253
0.436	0.419	0.403	0.386	0.370	0.354	0.339	0.324	0.310	0.295	0.281	0.268
0.453	0.437	0.420	0.403	0.387	0.371	0.356	0.340	0.326	0.311	0.297	0.283
0.471	0.454	0.437	0.421	0.404	0.388	0.373	0.357	0.342	0.327	0.313	0.298
0.488	0.471	0.454	0.438	0.421	0.405	0.389	0.374	0.358	0.343	0.328	0.314
0.505	0.488	0.471	0.455	0.438	0.422	0.406	0.390	0.375	0.359	0.345	0.330
0.522	0.505	0.488	0.472	0.455	0.439	0.423	0.407	0.391	0.376	0.361	0.346
0.538	0.522	0.505	0.488	0.472	0.456	0.439	0.423	0.408	0.392	0.377	0.362
0.555	0.538	0.522	0.505	0.489	0.472	0.456	0.440	0.424	0.408	0.393	0.378
0.571	0.554	0.538	0.521	0.505	0.489	0.472	0.456	0.440	0.425	0.409	0.394
0.602	0.586	0.570	0.553	0.537	0.521	0.505	0.489	0.473	0.457	0.441	0.426
0.632	0.616	0.600	0.585	0.568	0.553	0.537	0.521	0.505	0.489	0.473	0.458
0.661	0.645	0.630	0.614	0.597	0.583	0.568	0.552	0.536	0.520	0.505	0.489
0.688	0.673	0.658	0.643	0.628	0.613	0.597	0.582	0.566	0.551	0.536	0.520
0.713	0.699	0.685	0.671	0.656	0.641	0.626	0.611	0.596	0.581	0.566	0.550
0.738	0.724	0.710	0.697	0.682	0.668	0.654	0.639	0.624	0.610	0.595	0.580
0.760	0.747	0.734	0.721	0.708	0.694	0.680	0.666	0.652	0.637	0.623	0.608
0.781	0.769	0.757	0.744	0.732	0.718	0.705	0.691	0.678	0.664	0.650	0.635
0.801	0.790	0.778	0.766	0.754	0.741	0.729	0.716	0.702	0.689	0.675	0.662
0.819	0.809	0.798	0.786	0.775	0.763	0.751	0.738	0.725	0.713	0.700	0.687
0.859	0.850	0.841	0.831	0.821	0.811	0.800	0.790	0.778	0.767	0.755	0.744
0.892	0.884	0.876	0.869	0.860	0.851	0.842	0.833	0.823	0.814	0.804	0.793
0.917	0.911	0.905	0.898	0.891	0.884	0.877	0.869	0.861	0.853	0.844	0.835
0.938	0.933	0.928	0.922	0.917	0.911	0.905	0.898	0.892	0.885	0.877	0.870
0.965	0.962	0.959	0.956	0.952	0.949	0.945	0.940	0.936	0.931	0.926	0.921
0.981	0.980	0.978	0.976	0.974	0.971	0.969	0.966	0.963	0.961	0.957	0.954
0.990	0.989	0.988	0.987	0.986	0.984	0.983	0.981	0.980	0.978	0.976	0.974
0.995	0.994	0.994	0.993	0.993	0.992	0.991	0.990	0.989	0.988	0.987	0.986
0.997	0.997	0.997	0.997	0.996	0.996	0.995	0.995	0.994	0.994	0.993	0.992

参 考 文 献

[1] 成都科技大学、华东水利学院、武汉水利电力学院合编，工程水文及水利计算，水利出版社，1981。

[2] 吴明远、詹道江、叶守泽合编，工程水文学，水利电力出版社，1987。

[3] 华东水利学院、西北农学院、武汉水利电力学院合编，水文及水利水电规划 上册 工程水文，水利出版社，1980。

[4] R.K.林斯雷等著，工程水文学，水利出版社，1981。

[5] 刘光文主编，水文分析与计算，水利电力出版社，1989。

[6] 水利电力部水利司主编，水文测验手册 第一册，水利电力出版社，1975。

[7] 水利电力部，水文测验试行规范，水利电力出版社，1983。

[8] 叶守泽主编，径流调节，中国工业出版社，1966。

[9] 叶秉如主编，水利计算，水利电力出版社，1985。

[10] 华东水利学院水文系编，水利计算及规划，中国工业出版社，1962。

[11] 长江流域规划办公室水文处主编，水利工程实用水文水利计算，水利出版社，1978。

[12] 袁作新主编，水利计算，水利电力出版社，1987。

[13] 郑淵清主编，水文水利计算，水利电力出版社，1985。

[14] 庄一鸿、林三益合编，水文预报，水利电力出版社，1986。

[15] 长江流域规划办公室主编，水文预报方法，水利电力出版社，1979。

[16] 叶守泽、夏军合编，水文系统识别（原理与方法），水利电力出版社，1989。

[17] 金传良、郑连生编，水质技术工作手册，能源出版社，1989。

[18] 方子云主编，水资源保护工作手册，河海大学出版社，1988。

[19] 天津师范大学等四校合编，水文学与水资源概论，华中师范大学出版社，1986。

[20] 水利电力部，水利水电枢纽工程等级划分及设计标准（山区、丘陵区部分）SDJ12-78（试行），水利电力出版社，1979。

[21] 水利部、电力工业部，水利水电工程设计洪水计算规范 SDJ22-79（试行），水利出版社，1980。

[22] 水利电力部，水文情报预报规范SD138-85，水利电力出版社，1985。

[23] 中国大百科全书总编辑委员会本卷编辑委员会、中国大百科全书出版社编辑部编，中国大百科全书·大气科学、海洋科学、水文科学，中国大百科全书出版社，1987。

423665