

高等学校教材

水文分析与计算

刘光文 主编

水利电力出版社

P332
6.6

高等学校教材

水文分析与计算

刘光文 主编

1996/02



北林图 A0058317



402925

水利电力出版社

内 容 提 要

本书阐述水文分析与计算的基本原理及方法。全书共分九章，书末有附录。内容包括：洪峰流量及时段洪量的频率分析，防洪安全设计与设计洪水，设计暴雨的分析与计算，设计暴雨推求设计洪水，可能最大暴雨与可能最大洪水，设计年径流及其分配，设计枯水径流量计算，设计泥沙量的分析和计算，附录部分有古洪水研究等内容。

本书为高等院校水文及水资源专业教材，也可作为各水利专业师生参考用书，并可供从事水文、水利工程和市政工程技术人员，以及有关科研人员参考。

高等学校教材
水文分析与计算
刘光文 主编

*

水利电力出版社出版
(北京三里河路8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 16印张 363千字
1989年11月第一版 1989年11月北京第一次印刷
印数 2001—2600册

ISBN 7-120-00836-6/TV·275

定价3.25元

序 言

本书为陆地水文专业教材，共计九章另加附录。内容包括峰量频率计算、设计洪水、设计暴雨及推流、可能最大降水、设计年径流、设计枯水径流及设计泥沙量，并附“古洪水研究”及附表。本书第一至五章由朱元甦编写，第六章及附录“古洪水研究”由詹道江编写，第七至九章由丁晶编写。全部书稿经由刘光文通篇校订几遍，并通过教材编审委员会聘请吴正平同志审校，提出许多宝贵意见，使本教材质量得到提高，谨此鸣谢。在全书稿校订过程中，承许大明同志大力支持及协助，特此致谢。书中全部插图均由石宗祥同志精心描绘，为本书增色，在此并致谢忱。

在编写及校订过程中，努力注意于内容正确性和文字少而精，以及数值计算的确切性。惟仍恐纠一漏万。恳请使用本教材的读者同志留意发现谬误或欠妥之处，随时赐告（请函致南京西康路1号河海大学水文系水文计算教研组），以期于再版时改正。谨事先致感。

刘光文

1988年9月

目 录

序 言

第一章 绪论	1
第一节 水文分析与计算学科的基本任务	1
第二节 水文分析与计算的主要研究方法	2
第三节 水文分析与计算的基本内容	4
第四节 水文计算的典型程序——水库设计的水文计算程序	6
参考文献	8
第二章 洪峰流量及时段洪量的频率分析	9
第一节 水文过程的随机模型	9
第二节 纯随机模型对水文过程的适用性	10
第三节 洪水资料的分析处理	11
第四节 历史洪水的调查和考证	16
第五节 考虑历史洪水资料信息的洪水频率计算方法	22
第六节 设计成果的合理性分析	28
第七节 特大洪水的特性分析	32
第八节 安全修正值问题	38
第九节 算例	39
参考文献	42
第三章 防洪安全设计与设计洪水	43
第一节 防洪安全设计	43
第二节 设计洪水概念	52
第三节 设计洪水过程线的拟定	58
第四节 设计洪水的地区组成	64
第五节 入库设计洪水及分期设计洪水	68
参考文献	72
第四章 设计暴雨的分析与计算	73
第一节 暴雨特性分析	73
第二节 点暴雨量频率计算	81
第三节 面暴雨量频率计算	90
第四节 设计暴雨量的时空分布计算	99
参考文献	104
第五章 由设计暴雨推求设计洪水	105
第一节 概述	105
第二节 由设计暴雨推求设计洪水	106
第三节 小流域设计洪水计算	114
第四节 地区经验公式推求设计洪水	137
第五节 瞬时单位线的地区综合分析法	140

第六节 调查洪水的地区综合法	144
参考文献	146
第六章 可能最大暴雨与可能最大洪水	147
第一节 前言	147
第二节 可降水量	148
第三节 我国的暴雨	150
第四节 时面深分析	157
第五节 暴雨的极大化	161
第六节 暴雨移置	165
第七节 外包	169
第八节 暴雨组合法	170
第九节 山区可能最大暴雨估算问题	171
第十节 可能最大降雨的时空分布及其在流域上的应用	175
第十一节 PMP等值线图	177
第十二节 可能最大洪水	178
参考文献	179
第七章 设计年径流及其分配	182
第一节 概述	182
第二节 影响年径流量及年内分配的因素	185
第三节 具有长期实测资料时设计年径流量及年内分配的分析计算	187
第四节 具有短期实测资料时设计年径流量及年内分配的计算	198
第五节 缺乏实测资料时设计年径流量及年内分配的计算	204
第六节 流量历时曲线	211
参考文献	212
第八章 设计枯水径流量计算	214
第一节 长期资料情况下设计枯水径流量的计算	214
第二节 短期资料情况下设计枯水径流量的计算	216
第三节 缺乏资料情况下设计枯水径流量的计算	218
参考文献	219
第九章 设计泥沙量的分析和计算	220
第一节 概述	220
第二节 影响泥沙量的因素	221
第三节 河流泥沙量悬移质变化的特点	222
第四节 多年平均泥沙量的估算	226
第五节 泥沙量的年际变化与年内分配	230
第六节 设计沙峰过程线	232
第七节 泥沙颗粒级配的计算	232
参考文献	233
附录I 古洪水研究	234
附录II 附表	240

第一章 绪 论

第一节 水文分析与计算学科的基本任务

水资源是人类社会生产生活所必不可少的物质基础。洪水和干旱始终是威胁人类社会生存的自然灾害。从广义来说,水文分析与计算学科的基本任务就是:分析研究水文规律,为充分开发利用水资源,保护环境和治理水旱灾害工作提供科学的依据。

我国的水资源并不丰裕^[1],全国范围内的降水总量平均每年为6190km³,其中形成可利用的地面及地下水量合计为2710km³,占世界第六位。但是,水资源的消费是与人口密切相关的,按人口平均计算才能正确反映实际供需水平。全世界平均每人可占有的淡水量为10930m³/(年·人),而我国按10.1亿人口计算,只有2730m³/(年·人),仅为世界平均值的1/4。我国的水资源不仅人均水平很低,而且在地区上分布极不均匀,使矛盾更加尖锐。西北地区严重干旱缺水,广大内陆河流域平均年径流深仅有32mm,水资源短缺成为制约这一地区工农业生产发展的主要因素之一。东南沿海水资源比较丰富,不过由于人口密度过大,工农业生产发达,用水量和排污量急剧增加,使一些城市地区先后出现的水荒呈现日趋严重之势。

美国水文学家R.K.林斯雷曾指出^[1]：“水循环概念可能会使人产生错觉,认为循环是以恒定的通量稳定地运转。其实远非如此,有些年份的汛期大雨倾盆,江河横溢。而有些时期,循环则是很平静,甚至是几乎停止运转的,广大地区干旱无雨,河流干涸”。我国大部分地区属季风型气候,上述水循环在时间上的不稳定性是十分明显的。在一定的条件组合作用下,有可能出现罕见的特大暴雨和特大洪水。也有可能出现连续几个月无雨或少雨,旱象持续可达若干年。据1949~1978年统计,全国平均每年受水旱灾害的耕地面积达4亿亩,平均每两年就要发生一次面积超过4亿亩的大灾。其中如1954年的长江和淮河流域大水,1959~1961年连续三年全国范围的严重干旱,不仅造成当时的工农业减产,人民生活困难,还影响到以后若干年内国民经济发展的速度。正如司马迁所感叹的：“甚矣哉,水之为利害也。”

各项水利建设的目的,不外乎除水害与兴水利。而除害兴利问题的提出,则是由于天然来水过程,往往与国民经济的需水过程不相适应而出现的矛盾。解决这种矛盾可采取各种工程措施和非工程措施。

每一项水利建设在实施过程中,都可以划分为规划设计、施工及管理运用三个阶段。水利建设既是为了解决来水和需水的矛盾,因此在实施过程中的每一阶段都需要水文工作提供关于未来水文情势的报告。不过由于各阶段的任务不同,因而对于水情报告的要求有着不同的内容和特点。

规划设计阶段水文计算的主要任务,是合理地确定工程措施的规模。倘使规模定得过

大，将会造成投资上的浪费；如果定得过低，又会使水利资源不能得到充分的利用，也是一种浪费。对于防洪措施，还可能造成工程失事，甚至于对人民的生命财产酿成巨大的损失。由于水利工程的使用期间一般为几十年甚至百年以上，因此在规划设计时，必须知道工程所控制的水体在未来整个使用期间可能出现的水文情势。水文分析与计算正是为了解决这一类问题而服务的学科。

施工阶段的任务是将规划设计好的建筑物建成，将各项非工程措施付诸实施。要达到这个目的，必须对施工和实施期间的水文情势有所了解。由于水利工程施工期限一般较长，往往需要一个季度以上，甚至长达几年之久。一方面，为了确定一些临时性建筑物的尺寸，如围堰、引水隧洞或渠道等等，必须预先估计整个施工期间可能出现的来水情势，而通常的水文和气象预报，往往不能提供这样长预见期的实时预报，需要通过水文分析计算途径来解决。另一方面，短期的（例如几天甚至几小时）实时水文预报，对于安排施工计划、组织施工等，具有十分重要的作用。

管理运用阶段的主要任务在于充分发挥已成水利措施的作用。为此就需要知道未来一定时期内的来水情况，以便确定最经济合理的调度运用方案。这一阶段对于水文工作的要求，就是根据水文分析计算获得未来长期内可能出现的平均情势，再考虑到水文预报所提供的较短期内的实时预报，从而拟定出最佳的调度运用方案。

综上所述，水文分析与计算主要是为水利建设规划设计阶段提供水文情势而服务的。规划设计的中心思想，在于拟定一个既经济合理又安全可靠的工程设计方案。掌握建筑物所在水体于未来整个使用期间的水文情势，是达到上述要求的基本前提。水文分析与计算的根本任务就是为规划设计拟定合理的工程设计方案。研究自然界水文现象发展变化规律，从而预估未来长时期内可能出现的水文情势。

国民经济还有许多部门，诸如工矿企业、城市建设、交通运输，尤其是农林水利建设，都需要了解有关的水情变化状况。譬如工矿企业必须解决工业用水的水源问题；城市建设必须解决供水、排洪及排污等问题；在交通运输方面，由于铁路、公路往往需要跨越江河，因而必须研究这些江河的水情变化规律，才能合理决定有关建筑物的尺寸，如桥梁的高度、涵洞的大小等；在航运方面，如果不掌握水情变化规律就会影响航运工程的规划设计和运营；在农、林、水利建设方面，诸如灌溉、排水、防洪、发电等等，更需要了解和掌握水情变化规律，才能正确拟定经济合理的技术措施。此外，不仅在进行基本建设时如此，对于已成的水利工程之调度运用，同样有必要了解水情的未来变化情况，才能使现有工程发挥较大的效用。总而言之，国民经济建设从多方面提出了必须研究天然水体水情变化规律的有关水文分析与计算问题。

第二节 水文分析与计算的主要研究方法

在说明现行水文分析与计算的具体方法之前，为了更好的了解水文分析与计算这门学科的性质和特点及其与另一学科——水文预报之间的区别和联系，有必要阐明如下的问

题,即为什么水利建设对水文工作所提出的基本要求不能以统一的方法,由一门学科来解决,而是如目前这样,形成了性质不同、方法各异的两门学科——水文分析与计算和水文预报。

这种情况是由水文现象的客观性质所决定的。大家知道,动态规律性与统计规律性是自然现象中客观存在的两种基本规律性,反映着必然性和偶然性两类范畴的存在与作用。在每种现象中都有着这两种规律的交互作用,水文现象也不例外。

水文分析与计算和水文预报都是解决“预报”性质的任务,有其统一的一面。但另一方面,由于提供的预见期极不相同(水文计算要求预估未来几十年甚至几百年内的情况,水文预报通常只能预报几天或一个月内的未来情况),因而又使两者有所区别。水文预报由于提供的预见期较短,往往是根据现象的前一过程(已发生)来预报后一过程(未来)的情况。这时,必然性联系对于现象的发展起主导作用。因此在水文预报中,主要采用探讨动态规律性的方法。例如根据上游断面的水文情况,通过水流在河道中的传播规律来预报下游断面未来的水文情势。又如根据降雨过程,通过降雨产生径流的规律,来预报洪水的过程。在这种过程中,偶然性虽然也是存在的,但并不决定着过程的本质方面。随着预见期的逐渐加长,对于所研究的水文现象来说,参预控制或影响结果的因素和过程,也随之更为复杂化。这时,现象之间的必然性联系退居次要地位,而偶然性因素显示了重要的作用。因此,在水文分析与计算中主要是采用探讨统计规律性的统计方法。这样就形成了两门不同的学科。

统计分析方法是依据当地的水文气象资料,分析确定水文特征变量 X ,超过给定数值 x 的概率分布函数 $F(x)$,

$$F(x) = p\{X \geq x\}$$

并用来进行“概率预估”。概率预估不同于实时预报,它只能预估某事件出现的概率 P 即可能性,而无法预报该事件实际出现的时刻。若能对水文特征变量作出正确的“概率预估”,对于工程的规划设计、施工和管理工作都会是有帮助的,可以作为决策人权衡得失的客观依据。现以一项防洪工程措施为例,如培修堤防和疏通排洪道以扩大河道行洪能力,若要求排洪流量 $Q_m = 800\text{m}^3/\text{s}$,需投资为 K_1 万元,削减排洪流量为 $640\text{m}^3/\text{s}$,则投资也相应降低为 K_2 万元。由水文计算成果得知,两流量相应的出现概率分别为5%和10%。说明两种不同的工程规模建成后防洪效益也是不同的。前者每年受灾的可能性为5%,或者说它的安全保证程度为95%;后者受灾的可能性为10%,安全保证程度为90%。从而客观反映出安全与经济的矛盾。可以作出若干方案,综合比较各方案的工程投资与受灾的风险,据以选定适宜的方案来实施。

目前我国在水工设计中,并不是根据工程经济分析结果作出决策来选取最优方案,而是由规范统一规定工程的设计标准,即规定设计采用相应概率 P 的水文变量作为设计条件,比如大型水库汛期防洪安全设计标准为 $P = 0.01\%$,又如大型水电工程的发电保证率为99%等。为此,水利电力部曾颁发《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和出版了《水利动能设计手册》。由水利工程的规模、重要性及效益情况,按其中的规定就可以确定其等级和相应的设计标准,包括洪水安全设计标准和

发电、灌溉及通航等兴利的设计标准。

因此，对水文计算的具体要求是：推求在工程运用期间，当地可能出现的符合设计标准 P 的水文变量或水文过程。譬如 $P = 0.01\%$ 的设计洪峰流量 $Q_{m,0.01}$ ；3 天洪量 $W_{3,0.01}$ 及设计洪水过程线 $Q(t)_{0.01}$ 。

要满足上述要求，水文分析与计算必须研究以下问题，即

- 1) 决定各种水文特征值的数量大小；
- 2) 确定该特征值在时间上的分配过程；
- 3) 确定该特征值的空间分布方式；
- 4) 估算人类活动对水文过程及环境的影响。

在解决这些问题的实际工作中，经常遇到两种不同资料条件，即具有充分实测资料和实测资料短缺的情况。

在具有充分实测资料的情况下，现行的水文计算方法主要是采用数理统计方法，来探讨水文现象的统计规律性。即首先对水文特征值的数量大小进行频率分析（暂不考虑与每一数量所相应的不同时空分布情况），以求得这一特征值的频率曲线^①。

对于时间和空间的分配问题，现行水文计算方法，是从考虑数量大小与时空分配的相互联系着手，利用组合频率的概念，并适当地考虑安全因素，然后通过典型过程放大或缩小的具体方法来拟定一种时间和空间的分配方案。

在实测资料短缺的情况下，现行方法主要是以水文现象之间的某些客观联系作为依据，再按照不同的情况，采用不同的具体方法。例如相关分析、等值线图、经验公式以及水文比拟法等，来解决上述问题。

从以上所述可以看出，水文分析与计算的成果，主要就表现为求得某一水文特征值的频率曲线以及拟定相应的某种时空分配过程。根据这种形式的水文计算成果，在规划设计中拟定合理的措施规模，一般采用设计频率（或平均重现期）的概念。首先规定某种事故或失事的风险率作为设计标准，以用来确定各种水文特征值的设计值，再配上相应的时空分配方式，就可以最终确定工程的规模尺寸。规定作为设计标准的这个频率值称为设计频率。应该指出，由于现行水文计算方法在解决数量大小、空间分布和时间分配这三个问题时，理论上还很不完善，因此在实用上就往往不够可靠（特别是在缺乏实测资料时为然）。鉴于这种情况，目前在水文计算的实际工作中，当计算成果可能偏大偏小，而根据又不很充分时，往往适当地考虑到安全因素，来肯定最后选用的计算成果。

第三节 水文分析与计算的基本内容

为了根治洪涝旱等灾害，合理开发水资源，需要兴建一大批水利工程措施，同时也需要采取各种适宜的非工程措施。在规划设计和管理运用这些措施时，需要通过多种方案的对比分析才能选定最优方案。在从事这项技术经济比较工作时，“输入”是设计流域的基

^① 关于这个曲线的名称，水文习惯采用与数学不同的名称。水文计算一般称这个曲线为频率曲线，有时称为累积频率曲线（对其微分曲线称为频率分配曲线），而数学上则称为概率分布曲线（对其微分曲线称为概率密度曲线）。此外，在水文方面有时为了与经验频率曲线区别，往往又称为理论频率曲线。

本资料，包括地理、地形、气象、水文、社会经济等资料和设计方案。经过一定的水文计算和水利计算程序，“输出”一个符合要求的最优设计方案，包括工程措施及非工程措施的项目、位置及其规模尺寸等基本参数。

优选规划设计方案程序大体可以分成两个环节。

水文计算是第一个环节，其输入为基本资料，输出的成果是当地可能出现的水文情况。水文计算分系统的输出是后继环节水利计算的输入。水利计算则是在掌握了当地自然情况和国民经济对水资源开发的各种要求后，研究分析各种设计方案的经济效益，从中选定最优的参数值，或作出恰当的决策，如图1-1所示。

严格来说，规划设计方案实施后，所在流域的天然水文情势必将有相应的改变。因此，在规划设计阶段中就需要预计这部分变化。前述优选方案程序具有动态系统寻优的性质。规模不大的工程措施或非工程措施一般不会显著改变水文情势，在规划设计时可不考虑措施本身的水文效应。当需要估算这部分变化时，在实际工作中通常是先不考虑各项措施可能具有的水文效应，初选最优设计方案，再通过计算估计出方案实施后的水文效应，对预估的水文特征作必要的修正。

如将坝址洪水修正为建库后的入库洪水，又如考虑水库水体对库区周围自然环境的改变等。考虑修正后的水文情势要对原设计方案也作适当的调整（见图1-2）。由于水文计算成果精度不高，而上述水文效应相对较小，因此一般不必再考虑对调整后的设计方案，作水文特征的进一步修正。

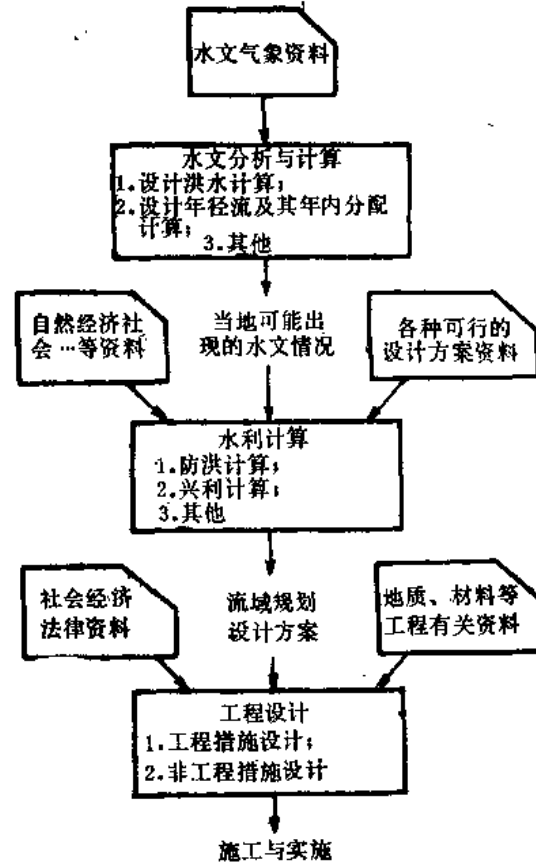


图 1-1 流域综合开发规划设计实施工作流程图

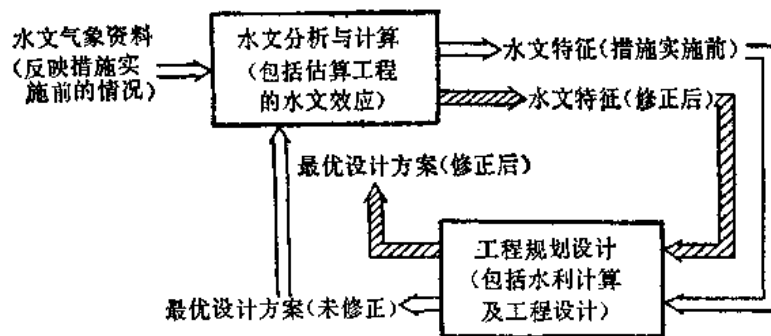


图 1-2 考虑设计方案水文效应修正计算流程图

估算各项措施的水文效应程序，是根据流域径流形成的基本原理，结合当地自然情况，分析确定各种水文气象及地理因素对水文情势的影响。再按照措施对流域自然条件改变的程度，估算措施实施后的水文情况。这部分工作也属于水文计算学科的内容。

第四节 水文计算的典型程序——水库设计的水文计算程序

一、基本资料的收集和整理

这是水文计算必不可少的基础工作，也是提高设计成果可靠性的关键之一。

流域资料包括：流域地理位置，地形地貌，河道走向，河道断面特征，流域内水利化及水土保持工程发展概况，以及自然地理特征等。

气象资料主要是降水资料。除水文年鉴所刊印者外，还应注意收集历史暴雨调查资料，以及其他工农业部门非正规的观测资料，还应收集与水文有关的气象要素观测资料。

水文资料主要来源于水文年鉴、各省区的水文统计和水文手册等。同时，应注意收集有关的历史洪水调查资料和洪旱灾害的文献资料。

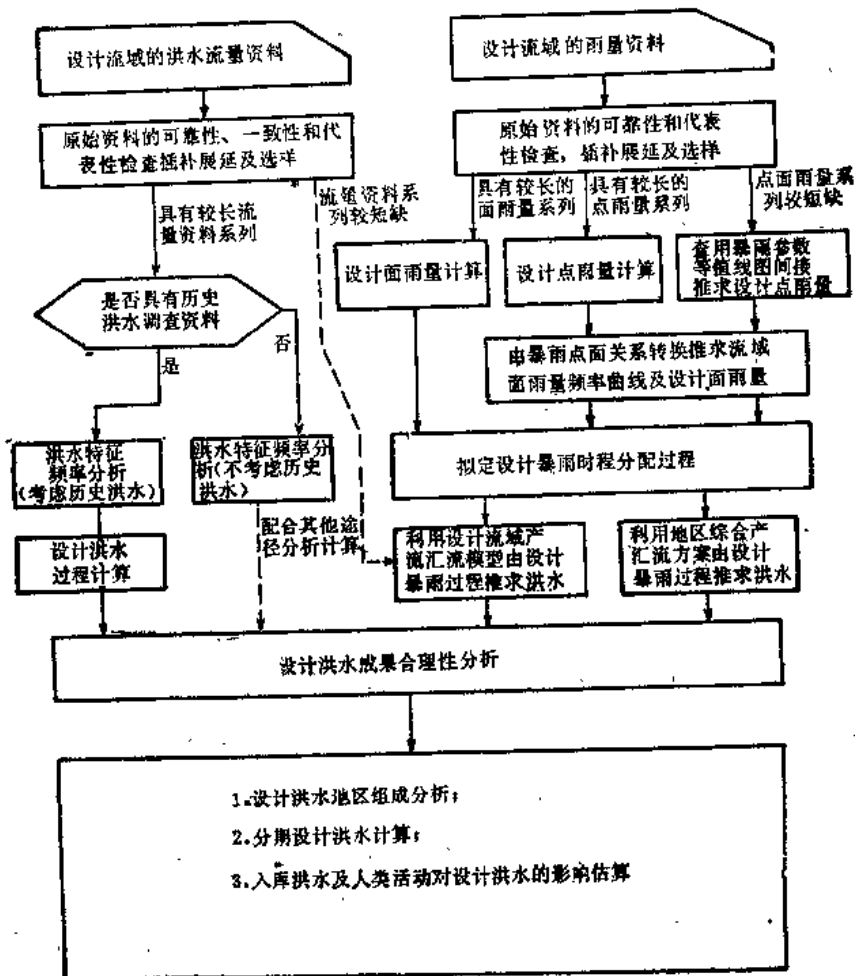


图 1-3 设计洪水计算程序框图

这些资料是水文计算程序的输入项。

二、设计洪峰、洪量及设计洪水过程线计算

设计洪水计算程序根据设计流域的资料情况，分成如下两种：

- 1) 由流量资料推求设计洪水；
- 2) 由暴雨资料求设计洪水。

具体计算程序可绘成示意框图（见图1-3）。

经过水文计算，可以求得符合于指定设计标准的设计洪峰、洪量及设计洪水过程线。

三、可能最大洪水计算

这部分计算程序可以绘成示意框图（见图1-4）。大体上分成三步：

- 1) 选定或建立适用的暴雨模式；
- 2) 暴雨模式的极大化，即分析各项气象因子的可能组合，从而得出可能最大暴雨（PMP）；

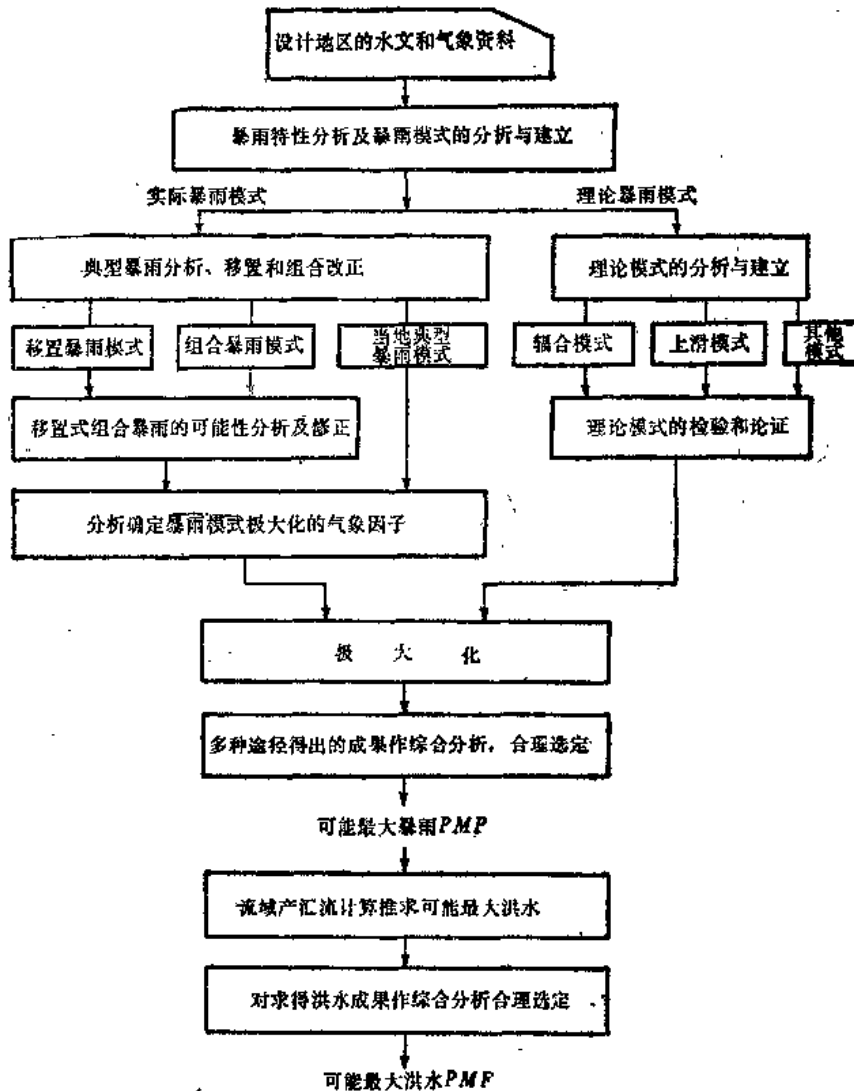


图 1-4 可能最大洪水（PMF）算法框图

3) 由可能最大暴雨推求可能最大洪水 (PMF)。

四、设计年径流量及其年内分配计算

这部分计算程序可以绘成示意框图 (见图1-5), 其输入项为设计流域的径流资料。对于一些缺测的年份, 或者当本流域资料数量不足时, 则需要补充一些可以说明这些年份水文情况的参证资料, 例如邻近地区或上下游测站的气象水文资料。

经过逐项水文计算程序, 输出的是符合于指定设计频率, 如75%、80%或90%的设计年、季和月径流量, 以及由它们组合而成的径流年内分配过程。

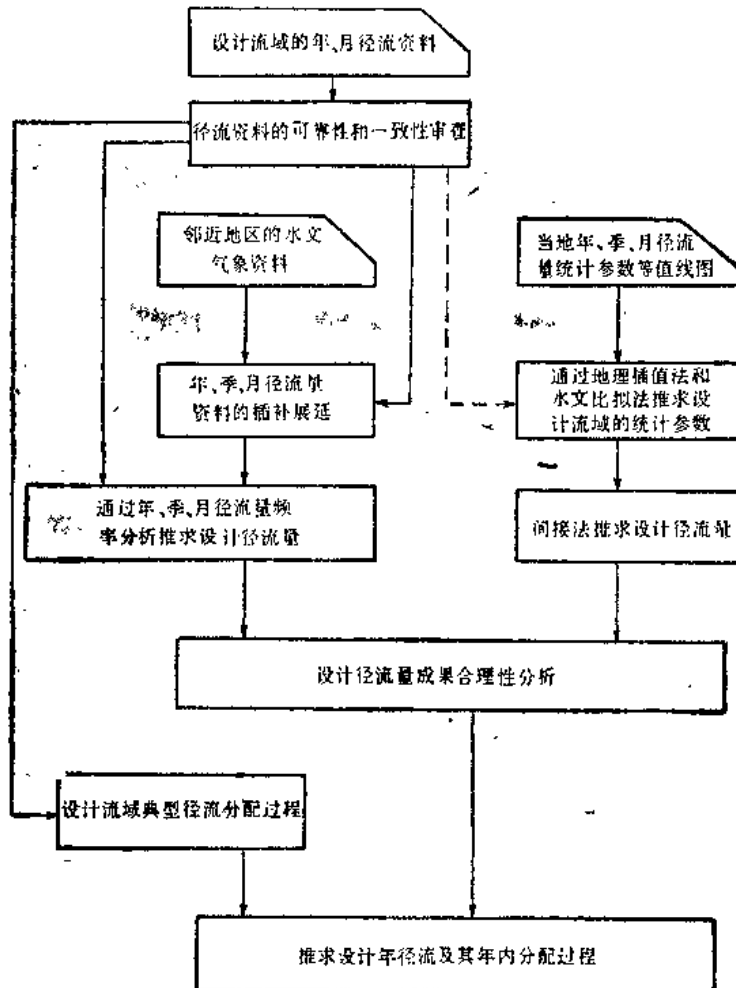


图 1-5 设计年径流量及其年内分配算法框图

参 考 文 献

- [1] 刘光文等编, 水文分析与计算, 中国工业出版社, 1963。
- [2] R.K. 林斯雷等著, 刘光文等译, 工程水文学, 水利出版社, 1981。
- [3] 水利水电工程设计洪水计算规范 (SDJ22-79), 水利出版社, 1981。
- [4] 水利水电工程水文计算规范 (SDJ214-83), 水利出版社, 1985。
- [5] 焦得生等, 中国水资源评价概述, 水文, 1986年第5期。

第二章 洪峰流量及时段洪量的频率分析

第一节 水文过程的随机模型

随时间或随其他变量连续变化的现象统称为“过程”。水文现象在时间和空间上一般都是连续变化的，属于多维过程。人们观测客观的水文过程，分析归纳其变化特性，把主观的认识概括成为一个远比原型简单的模型，用来模拟和预估原水文过程的某些（不是全部）特性。由于研究分析的角度不同，要求目的不同，因而建立的水文模型也不同。对于同一个实际的水文过程，可以用“确定性模型”来描述，也可以用“随机模型”来描述；可以用这一种随机模型，也可以用另一种随机模型。

任何事物的运动变化和发展都是有其原因的，这种因果关系一般是确定性的，反映水文现象变化的水文过程也不例外，其自然现象本身无疑也是一个“确定性过程”。但是在分析研究实际问题时，受到资料和认识的限制，无法考虑所有影响因素的所有作用，有的不得不把其中的次要部分作为随机因素来处理。

要建立和应用“确定性模型”来预估各项措施在运用期间的水文过程，就必须给出所有有关因素的变化过程。然而在很多情况下，这是很难作到的。例如分析研究一个地区在今后50年期间年极大洪峰流量的变化过程，参预过程中的因素是多不胜数的，而每个因素（如温度场、湿度场等）本身又都是一个复杂过程，又有其各自的影响因素过程。在这种情况下，人们就不得不在模型中引入机会的概念，而形成一种“随机模型”。随机模型不同于确定性模型，它不再是给出确定性答案，而是研究带有某种可能性的“预估”。

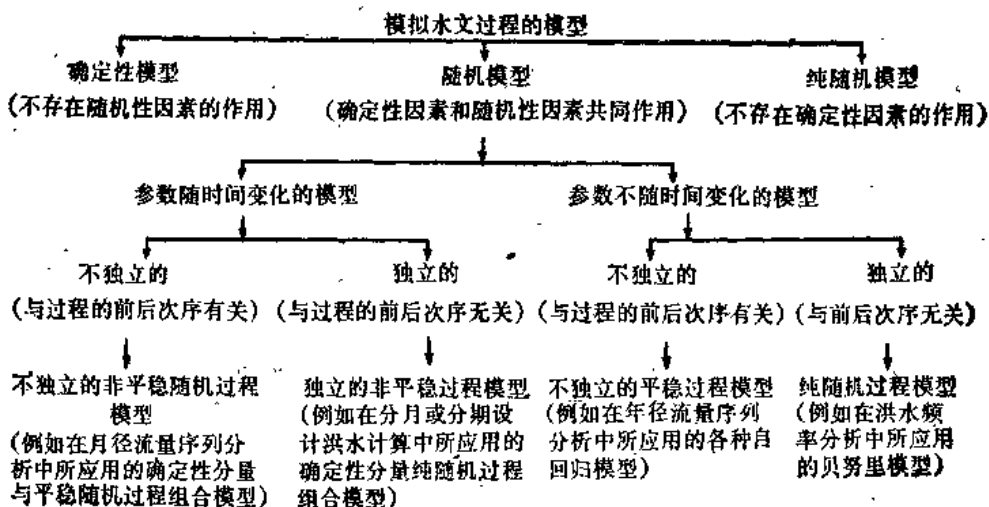


图 2-1 水文过程的随机模型分类示意图

纯随机模型与确定性模型是反映理想的两种相互对立的极端情况。介乎两者之间的即由随机因素和确定性因素共同作用下的模型，都笼统称为“随机模型”，两种因素成分比例不同，模型的性质也就逐步由一个极端过渡到另一个极端。图2-1对水文过程的随机模型作示意性说明。

第二节 纯随机模型对水文过程的适用性

水文过程的实际变化一般是属于依时间变化的、具有持续性的、不平稳的随机过程。由于水文观测资料只是时间序列的一个现实，又无法通过人工试验来扩大资料信息；人们很难根据现有的几十项资料序列，构造一个复杂的随机模型，来确切地反映水文随机过程的时变性和不平稳性。因此，在实际的水利水电设计工作中，所采用的水文计算方法，基本上都是依据最简单的纯随机模型。把逐年的水文变量作为同一总体的简单独立随机抽样，这意味着把水文过程看作为平稳的，假设不具有任何确定性成分的作用，即不存在周期或趋势。又因为是作为独立随机抽样，所以也就假设不存在前后项相互影响的“持续性”，即逐年出现的水文变量数值与次序无关。

水文计算工作采用这样一种模型，是与研究分析的对象有关的。因为要求模拟或预估的“时间尺度”既不是长达几万年的“地质尺度”或几千年的“历史尺度”，也不是短到几日或几小时的“实时预报尺度”，而是约一百年左右的“工程尺度”。对于地质尺度来说，地球气候变迁，冰河期的出现等过程都必须考虑，变化过程的趋势性和周期性是不容忽视的，显然采用平稳随机模型来描述是完全不合适的。而对于“实时预报尺度”的水文过程，降雨等确定性成分对水文过程起着决定性影响，随机成分作用相对很弱。显然无法采用纯随机模型来预报何时出现多么大的洪水，因为模型假定任何一定时段内出现洪水的可能性都是相同的常数，而且出现任何数量洪水的可能性都是存在的。

如前所述，现行的水文计算方法是以纯随机模型为基础，分析和计算当地可能出现的水文情势，然而纯随机模型并不能确切反映实际水文过程的变化特性，势必将给计算结果带来一定的误差。为了消除或减少这部分误差，水文计算人员采取下列一些措施：例如取“年”作为时段。这样就可以不考虑水文变量在年内因季节不同而造成的波动，同时又可把连续的水文时间过程离散化。又如不以日历年而以水文年来分界，以尽量消除相邻年的水文变量之间的相关关系。

在分析年内各月径流量分配或洪水的逐日流量过程时，选择各种极值，如最大1日、3日、7日洪量，或时段径流量，如最小1个月、3个月、……径流量，作为频率分析的样本，因为它们多少接近于相互独立的具有同分布的纯随机过程。

再如，在进行计算前，力求对水文资料作还原计算，或进行一致性改正，来消除或减少水文过程中趋势项和突变项所造成的不平稳性等。要正确理解在水文计算工作中进行各种资料处理的目的是和作用，并且对这些分析、整理、选样、还原或修正、统计等原始资料的加工处理工作给予足够的重视。

应当指出，虽然目前在水文计算工作中，应用得最广泛的方法都是以“纯随机模型”

为基础的,但是纯随机模型对水文过程的适用性,并没有得到严格的论证。由于无法直接分析水文物理过程,以通过解析方法肯定或否定这种模型,因此只能通过经验统计途径进行检验,而这种检验所得结论的可信程度是与实测资料的数量多寡有密切关系的。国内外水文学者收集了各种水文变量的长期水文资料序列,作了多种不同的检验,最后综合多站检验的成果,得出一些有一定参考价值的结论。检验的结果只能表明,水文变量符合纯随机模型的假设是可以接受的,还没有充分的把握来拒绝它。

第三节 洪水资料的分析处理

一、洪水资料的选择

采用纯随机模型分析洪水时,是将流量过程以年为时段划分开来,使时间坐标离散化,把每年作为一次实验。再根据需要选取一些描述洪水的数字特征,从不同的角度来反映逐年洪水的特性。模型假定这些洪水特征为随机变量,具有共同的总体概率分布函数。从历年实测洪水资料中所求得的洪水特征系列,就作为该随机变量的一组独立随机抽取的样本。

一般是取洪峰流量和指定时段内洪水总量,作为描述一次洪水过程的数学特征。对单峰型洪水过程,洪峰流量 Q_m 可从流量过程线上直接量得。在我国通常取固定时段的最大洪量 W_t ,即对一次洪水过程,取时段为 t (例如 $t=1, 3, 7, 15, 30$ 日)前后滑动,求得最大洪量,作为时段洪量。在确定洪水特征时,一般不扣除基流。对于复峰型洪水,一般也不分割,仍按上述原则求得最大流量和时段最大洪量。

洪水统计时段长度的选择,应根据当地洪水过程的历时长短、水库泄洪能力和调洪方式,以及下游河道防洪要求等因素确定。对连续多峰型洪水河流或设计的水库泄洪能力小,预留的防洪库容相对较大,则时段宜取长些。反之,宜取短些。

所谓选样是指由洪水流量资料中,确定逐年的洪水特征值。由于我国河流多属雨洪型,每年汛期要发生多次洪水,因此就存在如何从年内多次洪水中选定该年的洪水特征问题。可以有不同的选样方法:

(1) 年最大值法 每年选取一次最大值, n 年资料可选出 n 项年极值,包括洪峰流量和各种时段的洪量。这是目前水利水电部门所采用的方法。

(2) 年多次法 每年选取最大的 k 项,则由 n 年资料可选出 nk 项样本系列, k 对每年取固定不变,如三次、五次等,可根据当地洪水特性确定。

(3) 超定量法 各年出现大洪水的次数是不同的,根据当地洪水特性,选定洪峰流量和时段洪量的阈值 Q_{m0} 、 W_{t0} ,超过该阈值的洪水特征均选作为样本,每年选出的样本数目是变动的。

(4) 超大值法 把 n 年资料看作一连续过程,从中选出最大的 n 项洪水特征。此法相当于以第 n 项洪水作为超定量选择的阈值(图2-2)。

对于同一洪水流量资料,采取不同的选样方法将得出不同的样本系列,分别说明洪水特性的不同侧面。有的说明逐年极值变化,有的掺杂有年内次大洪水和第三项洪水的信

息，有的着重于多年期间最大的若干次洪水等（见图2-2）。由于不同的工程设计工作，所关注的洪水特性是有差别的。选择方法也应不同。对于城市雨洪排水和工矿排洪工程，发生超过设计标准的洪水所造成的洪水损失一般能迅速得到恢复；若年内发生多次超标洪水，将造成多次损失，因此年多次法或超定量法较为适用。至于多数水利水电工程，洪水损失往往是一次性的，在一年之内很难立即恢复正常工作，洪水年极值分布可以说明当地出现这类洪水灾害的概率，因此，以年最大值法选样为宜。

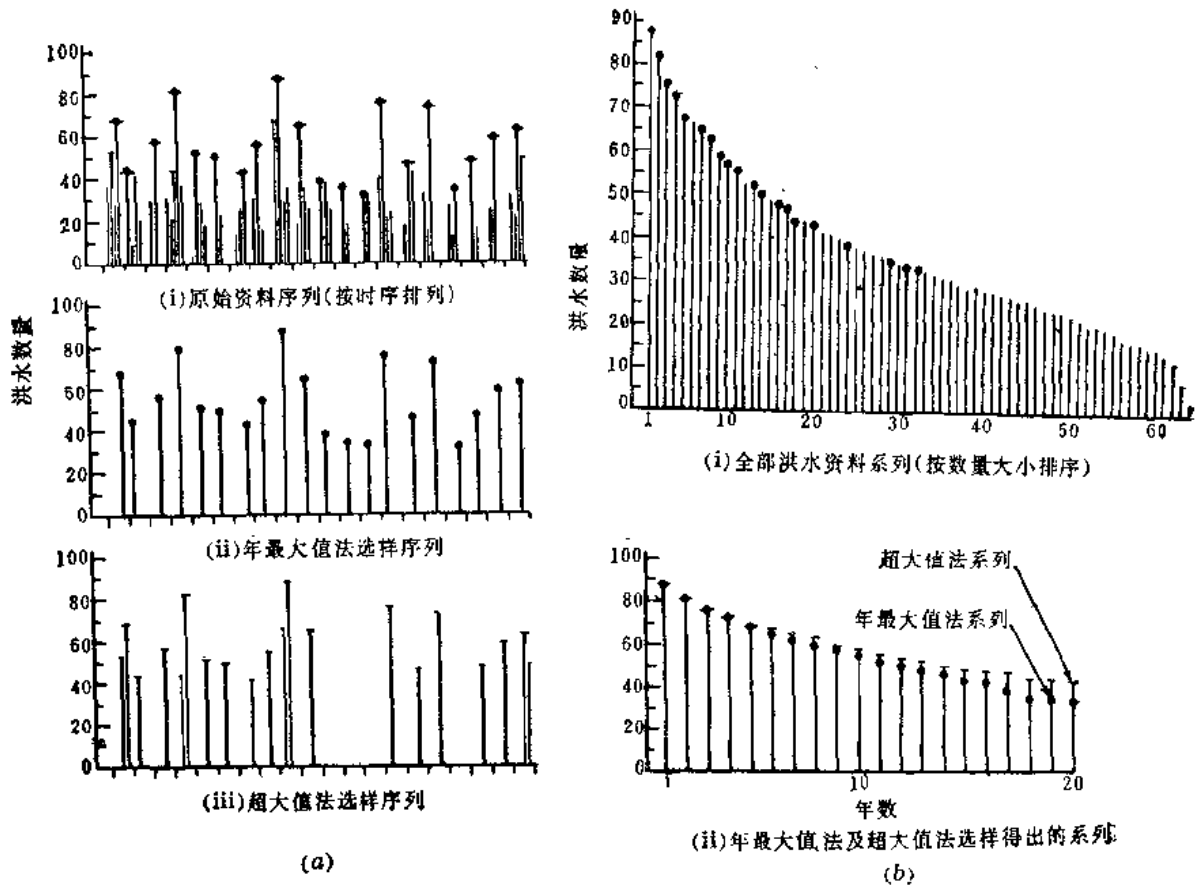


图 2-2 年最大值法和超大值法选样示意图
(a)洪水资料按年序排列；(b)洪水资料按数量排列

选样时一般不考虑各洪水特征之间的相互关联，即在选某种时段洪量的年极值时，并不考虑洪峰或其他时段洪量极值发生的时间和位置。这种洪水选样方法比较明确易行，通常称为“独立取样”。

二、洪水资料的审查

主要是审查资料的可靠性，审查的具体内容一般包括：1) 检查和协调水位观测资料，了解河道有无冲淤，水尺零点高程有无变迁，检查施测断面有无变动，或水尺被冲、水位观测中断的情况等；2) 检查流量测验情况，包括测站水力特性及断面布设情况，测验方法、仪器及人员等情况；3) 检查用来推求最大流量的水位流量关系，特别是高水延

长部分的合理性；4)检查上下游河道整治、溃堤、分洪、改道、堵口等情况，并了解流域内人类活动的情况；5)检查历年流量资料整编工作成果，误差的分析评定及平差情况。

审查的方法可参照水文资料整编方法和要求进行。一般可作历年水位流量关系曲线的对照检查(特别是高水外延部分)，审查点据离差情况及定线的合理性。并通过上下游、干支流各断面的水量平衡及洪水流量、水位过程线的对照，及流域的暴雨过程和洪水过程的对照等，进行合理性检查，从中发现问题。

检查的重点应放在观测及整编质量较差的年份，特别是解放前及政治动乱时期的观测记录，同时应注意对设计洪水计算成果影响较大的大洪水年份。如发现有问题，应会同原整编单位作进一步审查，必要时作适当的修正。

三、洪水资料的还原或修正

在洪水资料的观测期内，如因流域上修建了蓄水、引水、分洪、滞洪等工程，或发生决口、溃坝、改道等事件，这些人工的或天然的原因使流域的洪水形成条件有所改变，因而洪水的概率分布规律也有改变。不同时期观测的洪水资料代表着不同的流域自然条件。把这样一些洪水资料混杂在一起作为一个样本进行洪水频率分析，就会破坏资料的“一致性”。国外有不少文献建议通过假设检验方法，来检查洪水资料系列各分段的一致性。不过这类统计检验方法并不充分，它也不能说明造成不一致的原因和给出还原改正的方法。国内各生产部门多强调从实际出发，直接作流域情况调查，结合当地实测暴雨洪水资料进行产流汇流分析，并和一些典型流域或实验流域的观测资料对比，把资料一致性检查与资料还原结合在一起。

所谓资料还原或修正是指将资料改正到同一的基础上，力求使样本系列具有同一总体分布规律。例如流域已建有大型水库，对洪水具有调节作用，可以把建库前的洪水资料经过水库调洪计算，统一修正成为已建库情况下的洪水，也可以把建库后的实测资料经过反调节计算，求得未建库情况下的洪水。还原或修正到什么基础上，则应视资料情况和计算要求而定。对于实测洪水资料中部分年份有溃堤决口情况时，则应按今后不允许决口的情况给予还原修正。1931年淮河干流蚌埠站实测决口后流量过程及经还原计算得出的“推算过程”，如图2-3所示。由于水量平衡计算的成果出现锯齿状波动，经过修匀，得出修正后的蚌埠站推算过程线。

对于流域上水土保持工作，包括植树造林、农业基本建设等工作，逐年进展情况不一，一般不是还原到过去，而是统一以某种将来要达到的规划水平，作为修正计算的基础。

大型水利工程建成后，一般都具有实测水文记录，根据水量平衡原理和洪水运动规律，进行还原计算并不困难。

对于溃堤决口或冰坝、滑坡、坍山等因素造成的洪水不一致性，主要依靠对实际河道水流情况的调查。虽然只发生在个别特大洪水年份，但这些资料对洪水频率计算成果往往有很大影响，必须认真对待。

最困难的是中小型水利工程及水土保持措施的修正计算，主要靠对比分析不同情况下的产流汇流方案，包括本流域不同时段的前后对比，以及自然地理条件相似、治理水平不

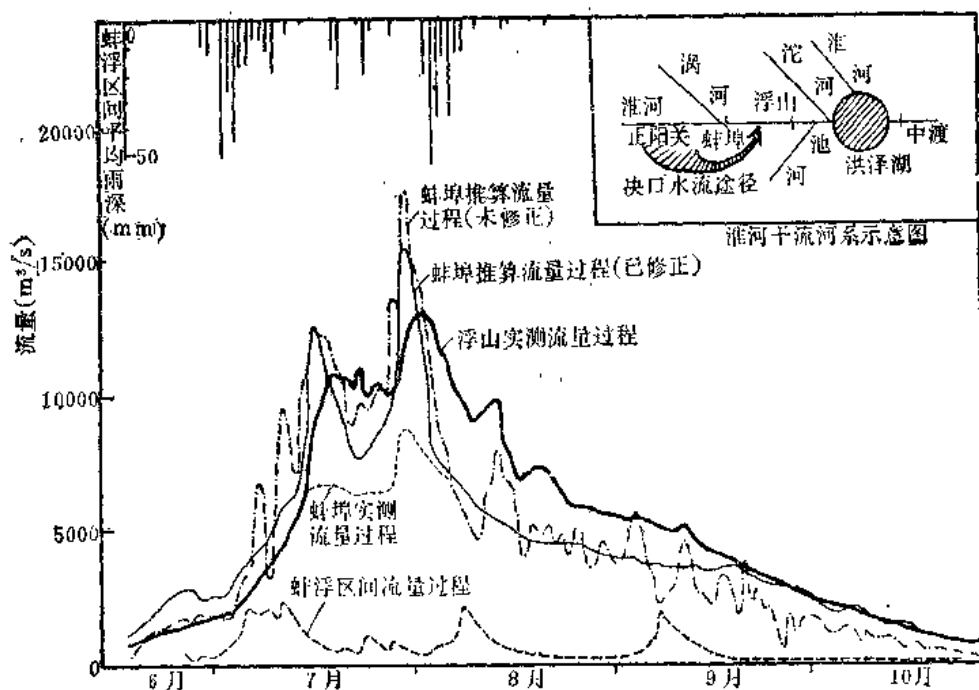


图 2-3 1931年淮河干流蚌埠站出流过程的推算

同的流域之间的平行对比。通过对比分析确定各种措施对洪水影响的数额及修正计算的方法，以便对实测洪水资料作出改正。

应该指出，中小型工程及其他措施，对洪水的作用是不稳定的。对于中小洪水，削减洪峰作用可能很显著，而对于较大洪水或特大洪水，作用就降低了，甚至出现增大洪水的情况。因此，进行改正时，只依靠小面积、短时间的少数几次中小洪水实测资料，有可能得出错误的推断。

四、洪水资料的插补展延

若工程所在地点（一般称为设计断面或设计站）洪水资料较少，就需要参证流域中暴雨资料，或上下游、干支流其他测站的洪水资料进行插补和展延，以便扩大样本的容量。插补展延方法一般有以下几种。

1. 根据上下游测站的洪水特征值相关关系进行插补延长

点绘同次洪水相应洪峰或洪量（一年可取一次或几次）的相关图，就可以根据参证站的洪水数据，通过相关图推算出设计站的洪水数据。

如果设计站的洪水由其上游的几个干支流测站的洪水所组成，则应将上游干支流测站的同次洪水错开传播时间叠加后，再与下游设计站的洪水点绘相关关系，进行插补延长。

由于上下游站相应洪水之间的关系，要受到洪水展开和区间来水的影响，因而洪水特征值的相关关系未必密切，可考虑加入一些能反映上述影响因素的参数，如比降、下游同时水位、区间雨量等，以改进相关关系，提高计算精度。

若设计断面的资料很短，甚至完全没有实测资料，则无法建立与参证站的相关关系。如果参证站与设计断面相距很近，可以考虑直接移用，必要时可作适当的修正。具体方法

如下:

1) 如果设计断面上游或下游不远处有较长资料系列的流量站, 两者集水面积相差不超过3%, 且中间未进行天然和人为的分洪滞洪时, 则可以将上游或下游站的洪水流量资料直接移用至设计断面。

2) 如果设计断面与参证站的集水面积相差超过3%, 但不大于10%~20%, 且暴雨分布较均匀时, 则参证站的资料可按下式作流域面积改正后, 移用至设计断面:

$$Q_d = \left(\frac{F_d}{F_s} \right)^n Q_s \quad (2-1)$$

式中 Q_d 、 Q_s ——设计断面及参证站的洪峰流量或洪水总量;

F_d 、 F_s ——设计断面和参证站的集水面积;

n ——指数, 对于洪水总量可以取 $n=1$ 。对于洪峰流量则根据本流域上下游已有的实测数据分析确定, 一般小于1.0。

3) 如果在设计断面的上下游不远各有一参证站, 并且都具有实测资料, 一般可假定洪峰及洪量随着集水面积呈线性变化, 用下式进行内插:

$$Q_d = Q_s + (Q_u - Q_s) \frac{F_d - F_s}{F_u - F_s} \quad (2-2)$$

式中 Q_u 、 Q_s ——分别代表上游站和下游站的洪峰流量或洪水总量;

F_u 、 F_s ——分别代表上游站和下游站的集水面积。

对于洪峰流量, 也可假定符合上述幂函数型曲线关系, 即

$$Q_d/Q_s = (F_d/F_s)^n \quad (2-3)$$

则

$$Q_d = Q_s (F_d/F_s)^{\frac{\ln Q_u - \ln Q_s}{\ln F_u - \ln F_s}} \quad (2-4)$$

这是通过 $\ln Q$ 对 $\ln F$ 的线性关系进行内插。

2. 利用本站峰量关系进行插补延长

通常根据调查到的历史洪峰或由相关法求得缺测年份的洪峰流量, 利用峰量关系可以推求相应的洪水总量。也可以先由流域暴雨径流关系推求出洪量, 再插补其相应的洪峰。

对于面积较小的流域, 暴雨分布较均匀, 汇流时间也较短, 峰量关系常呈单一关系。但对于面积较大的流域, 峰量关系一般要受到降雨历时、暴雨分布和峰型影响, 峰量之间的关系不够密切, 这时可视具体情况, 引进适当的参数, 以改善其相关关系。常用的参数有峰形(单峰或复峰)、暴雨中心位置、降雨历时等。

3. 利用暴雨径流关系插补延长

最好的办法是通过扣损汇流计算, 推求相应于一次暴雨过程的洪水过程线, 进而计算其洪峰和洪量。简化的办法是建立某一定时段的流域平均暴雨量与洪峰、洪量的相关关系, 然后据此由暴雨资料插补洪水资料。

4. 根据相邻河流测站的洪水特征值进行延长

若有与设计流域自然地理特征相似、暴雨洪水成因一致的邻近流域, 如果资料表明该流域同次洪水的各特征值, 与设计流域的洪水特征之间确实存在良好的相关关系, 也可用

来进行插补延长。

以上插补延长洪水资料的相关方法，都是基于各水文要素之间存在着成因联系。因此分析形成设计断面的洪水的来源和影响因素会有助于选定恰当的参证变量，或者引用恰当的参数来改善相关关系。通过插补延长增加部分洪水资料，扩大样本容量，可以减少洪水频率分析的抽样误差。然而插补的资料也会引进一部分相关关系的误差，因此是有得有失，应依据具体情况决定是否需要进行插补展延。如果相关关系的精度不高，则不要勉强用来插补延长资料。另外，在用相关关系进行插补延长时，还应避免使用辗转相关的方法，以免得出虚假的结果。

第四节 历史洪水的调查和考证

一、洪水调查的意义

洪水峰量频率计算成果的可信程度是与所用资料的代表性密切相关的，而资料的代表性又主要受到资料系列长短的制约。目前我国河流的实测流量资料和雨量资料一般都不长，仅约30年左右。根据这样短期的资料系列来推算百年以上一遇的稀遇洪水，是不能令人放心的。但是，如果我们能在资料系列之外，确定调查考证期 N ($N > n$)年内 a 次最大的洪水，那么将这些洪水加入频率计算，就相当于在原来的 n 年系列之外，还吸取了 N 年期间的部分洪水信息。因此，历史洪水调查和特大洪水的处理是很有意义的。

我国历史悠久，历来对洪涝旱等灾害比较重视，留下了十分宝贵的洪、涝、旱等灾害的各种记录。在许多地区，只要认真调查，一般能获得近一、二百年来大洪水发生的情况。因此，在我国水文计算中，进行历史洪水调查和特大洪水处理，将是提高洪水频率计算精度的途径之一。调查洪水资料情况，见表2-1。

我国的水利水电工程设计中，普遍考虑了历史洪水。据60年代中期设计的50座大型水库资料统计，在设计时所使用的实测资料系列长度平均仅28年，其中55%短于30年；使用了可以定量的历史洪水资料150个，平均每个工程有3个，这样历史洪水的平均重现期为143年，为实测系列平均长度的5倍。在洪水频率分析中，如果能适当地考虑这些历史洪水资料，往往会使设计洪水计算成果质量或多或少得到提高。

二、历史洪水的实地调查和文献考证

在我国多数河流沿岸，多伴有历史悠久的居民点和世代在那里定居的人民，根据他们的亲身经历和从祖辈流传下来的传说，是取得历史洪水资料的一个重要来源。

在进行访问时，对于洪水发生的年份和日期，最好请老居民联系他们生活中及社会上重要事件发生的年月进行回忆，对最高洪水位则联系建筑物的具体部位，以求得比较确切的成果。在同一地点附近，应力求从不同人和不同实物得出同次洪水的几个洪痕高程，以便相互检验印证。对于近期大洪水，有时还可以调查到洪水位的涨落概况。

在某些村镇中，流传着一些描述历史洪水的民谣。

在历史上出现一次异常洪水时，当地居民常留下有关最高洪水位及洪水发生日期的碑记、刻字或痕迹。这类碑记和刻字目前在中国很多河流两岸仍可发现。例如长江干流上游

表 2-1

中国主要河流调查及实测最大洪峰流量表

河 名	站 名	集水面积 F (km ²)	调 查 洪 水		实 测 洪 水		实测系 列长度 (年)	$\frac{Q_{m调}}{Q_{m实}}$
			Q_m (m ³ /s)	发生时间 (年·月)	Q_m (m ³ /s)	发生时间 (年·月)		
黄 江	江 桥	177300	15600	1982.8	10600	1969.9	41	1.47
松花江	吉 林	44100	12900	1909.7	7720	1953.8	39	1.67
浑 河	沈 阳	7920	11900	1888.8	5550	1935.7	47	2.14
太子河	本 溪	4190	10200	1888.8	14300	1960.8	41	0.71
辽 河	通江口	110300	6910	1890.8	1500	1962.8	30	4.61
大凌河	复兴堡	2932	16200	1930.8	4660	1959.8	36	3.48
大凌河	大凌河	17690	30400	1949.8	15000	1962.7	24	2.03
滦 河	滦 县	44100	35000	1886	34000	1962.7	47	1.03
永定河	官 厅	43400	9400	1801.7	4000	1939.7	60	2.35
拒马河	千河口	4740	18500	1801.7	9920	1963.8	33	1.86
蓟花河	黄壁庄	23270	20000~ 27500	1794.7	13100	1956.8	58	1.53 ~2.18
漳 河	观 台	17800	16000	1569	9200	1956.8	25	1.74
黄 河	兰 州	222550	8500	1904.7	5900	1946.9	50	1.44
黄 河	陕 县	687900	36000	1843.8	22000	1933.8	41	1.64
无定河	绥 德	28720	11500	1919.8	4980	1966.7	32	2.31
渭 河	咸 阳	46860	11600	1898.8	7220	1954.8	53	1.61
泾 河	张家山	43220	18800	18××	9200	1933.8	52	2.04
北路河	淤 头	25150	10700	1855	4420	1940.7	51	2.42
伊 河	龙 门	5320	20000	223	7180	1937.8	43	2.79
淮 河	长台关	3090	12400	1848	7570	1968.7	34	1.64
洪汝河	板 桥	760	4810	1832.7	13000	1975.8	32	0.37
沙颍河	官 寨	1120	9000	1896.6	14700	1975.8	30	0.61
沂 河	临 沂	10320	30000	1730.8	15400	1957.7	33	1.95
长 江	李 庄	639200	65600	1520	48200	1955.7	17	1.36
长 江	寸 滩	866600	100000	1870.7	65300	1968.7	44	1.53
长 江	宜 昌	1005500	110000	1870.7	71100	1896.9	107	1.55
岷 江	高 场	135400	51000	1917.7	34100	1961.6	45	1.50
乌 江	龚 滩	58350	24700	1830	17400	1964.6	41	1.42
嘉陵江	北 碚	156100	57300	1870.7	37100	1974.10	45	1.54
澄 水	三 江 口	15240	31100	1935.7	15900	1950.7	34	1.96
沅 江	沅 陵	78600	40200	1649	27300	1943.8	46	1.47
资 水	桃 江	26700	21500	1926.6	15300	1955.8	43	1.41
湘 江	湘 潭	81640	21900	1926.6	20300	1968.6	34	1.08
汉 江	黄家港	95200	61000	1583.6	27500	1958.7	30	2.22
赣 江	外 洲	80950	24700	1924	20900	1862.6	35	1.18
钱塘江	芦茨埠	31490	26500	1901	29000	1955.6	37	0.91
甌 江	圩 仁	13500	30400	1912.8	23000	1952.7	34	1.32
闽 江	竹 岐	54500	29400	1900.6	29400	1968.6	30	1.00
东 江	博 罗	25320	10300	1940.7	12000	1959.6	31	0.86
北 江	横 石	34000	21000	1915.7	18000	1982.5	31	1.17
西 江	梧 州	329000			54500	1915.7	44	

注 1)本表均采用全国调查洪水资料汇编成果;

2)系列长度截止期为1982年;

3)本表摘自“我国最大洪水及其地域分布”,《水文》,1987.5[1]。

曾发现多处标志着1153、1227、1560、1788、1796、1860、1870等年最高洪水位的刻字和碑记。在黄河支流沁河上，也曾发现关于1482年最高洪水位的墨写字迹。这些刻字或碑记是近百年来历史洪水最高水位的宝贵资料。

进行历史洪水的实地调查，要尽量在河床断面冲淤变化较小的河段上进行。如不能避开有冲淤变化的河段，就要对历史上河道变化情况进行详细调查，以进行改正。还要在沿河上下游邻近村镇和居民点进行同样调查，以便绘出该次洪水的水面线。调查时要了解河段上下游在当年发生大洪水时，是否有决口漫溢、天然或人工分流及阻水情况，必要时还要在上下游相当距离的几个河段和邻近河流上进行调查，以供分析校核之用。

中国有古老的文化，过去大多数省、府、县在历代编有地方志，其中有专门记述历史上水旱灾害的情况，个别记载甚至追溯到距今两千多年前。早期的记载比较简略，且多遗漏，但在近600年的明清两代，记载就比较完整详细。还有一些专门记述中国各主要河流自然地理情况、历史上洪旱灾害和治理措施的书籍，如《水经注》、《行水金鉴》等。其中《行水金鉴》及其续集就有483卷。

此外，在明清两代的宫廷档案中，还可查到大水年各地关于水情和灾情的奏报。有时在沿河村镇，可以发现近一、二百年内的私人笔记、日记、帐本中有关历史洪水记载。

在这类历史文献中，对于历史洪水多数只有定性的描述。但是，根据这些描述及其灾害范围，可以和已调查到最高洪水位的几次大洪水进行比较，以判断文献中洪水的相对大小，可以为估计历史洪水的稀遇程度提供参考。有的历史文献记载中，还有洪水涨幅或水深的具体数字。例如在《水经注》（成书于公元527年前）中记载，黄河于支伊河的龙门镇在公元223年曾发生特大洪水，水涨高四丈五尺（魏尺，合今10.9m）。由于那里是岩石河床，估计断面变化不大，可推算其洪峰流量约为20000m³/s。

历史文献中可能存在转抄、夸大、缩小、遗漏、谬误等情况。在利用这些资料时必须结合当时社会的政治经济背景深入细致地分析，去伪存真。同时，应对有关村镇、城市、建筑物的迁移和流域自然情况的变化等进行考证。为此，常需对历史记载进行实地核对。

历史洪水水位及其发生日期，除了可以通过目击者指认和说明，或通过查阅历史文献来确定外，还可以通过野外实地查勘，确认洪水天然痕迹，如洪水沉积物高程、漂浮物撞击造成树木擦痕，以及地层地貌的变迁等来确定洪水水位，配合测定有机沉积物中¹⁴C含量的方法来确定历史洪水发生的年代。这些途径可以把考证期追溯到更古远。如美国J.E. Costa确认1976年8月31日在Big Thompson河上的特大洪水是5000年以来的最大洪水^[63]。又如我国史辅成等人，依据黄河三门峡人门岛顶部302m高程处唐宋灰层中的灰烬和砖瓦碎块，经过考古及热释光法确认为公元1000年左右的遗物。由此推断自唐末宋初迄今的900年期间，未曾发生过水位超过302m高程的特大洪水。因此，1843年最高洪水水位301m的洪水很可能就是900年来的最大洪水。管道江等人对淮河响洪甸古洪水作了研究，分析确定了3000年以来的两次最大洪水的流量及其出现日期（参阅附录I）。

三、历史洪水的洪峰和洪量的推算

根据调查洪痕位置高程，行洪断面测量成果及河道的糙率等，即可推算该次洪水的洪峰流量。

(1) 水位流量关系曲线法 当所调查到的洪痕在水文站附近时, 可依据该水文站的水位流量关系曲线推算洪峰流量。通常调查洪水位高出实测最高水位不少, 因此需要外延水位流量关系曲线较远, 有可能产生相当大的误差。有关外延的方法可参阅水文资料整编方法。

(2) 比降-面积法 近似作为稳定流计算, 即使用曼宁公式

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} s^{1/2} \quad (2-5)$$

式中 Q ——流量 (m^3/s);

n ——糙率;

A ——洪痕高程以下的河道断面面积 (m^2);

R ——水力半径 (m);

s ——水面比降。

经过洪水调查, 取得关于洪水的 A 、 R 、 s 和 n 等数值, 代入上式即可求得洪峰流量。

(3) 控制断面法 当洪痕位于堰坝、急滩和卡口上游不远处, 可以利用堰坝、急滩和卡口等相应的临界流速公式推算洪峰流量。有关这方面的详细内容从略。

历史洪水数值的正确性, 对洪水频率计算成果有决定性作用。因此, 在推算洪峰流量时, 必须十分慎重。根据经验应注意以下几个方面:

首先应注意检查历史洪水位的可靠性及精度。可通过检查河段内各调查点同次历史洪水的最高水位高程, 一般是绘出历史洪水水面线, 与实测的几次大洪水水面线及河底纵断面线进行对比分析, 以检验历史洪水最高水位及水面线的可靠性, 从而确定该次历史洪水在指定断面的最高水位, 及其水面比降 (见图2-4)。分析时应考虑各洪痕的可靠性及其所在位置 (如在凹岸或凸岸) 受到的水流条件影响。

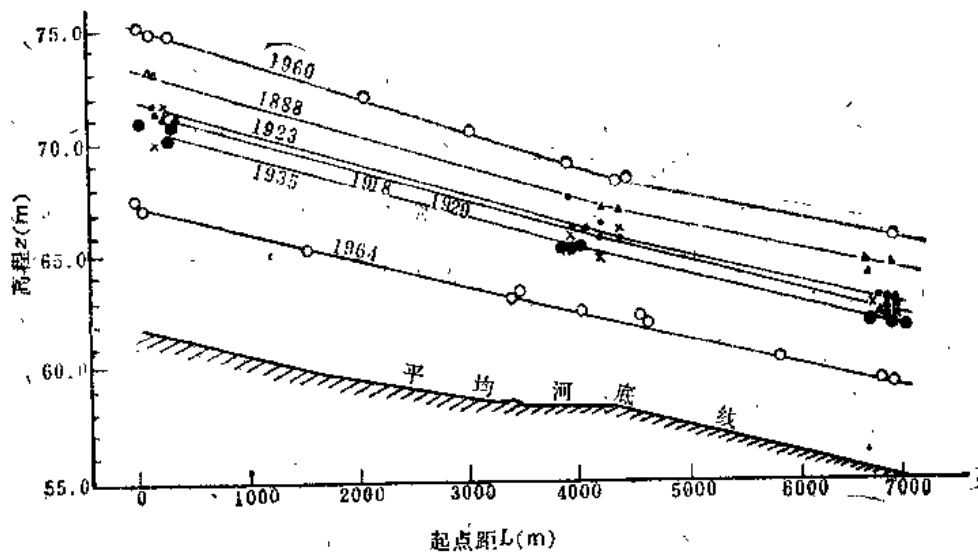


图 2-4 太子河稜窝调查河段洪水水面线

经验表明,在上列三种确定洪峰流量的方法中,根据当地水文站的水位-流量关系曲线,来确定历史洪水的洪峰流量,一般是较为可靠的。不过在延长水位-流量关系曲线时,应注意水面比降、河床糙率等水力因素随水位升高的变化情况。如果河床断面在洪水过程中有冲淤变化,则应根据实测资料所得的冲淤特性来推估历史洪水过程的断面。如外延水位-流量关系过远,则推得的洪峰可能极不可靠。

当需要根据比降-面积法计算洪峰流量时,对糙率的选用应特别慎重。多年来,人们对这种方法的精度是有争论的。式(2-5)中过水断面面积 A 、水力半径 R 及水面比降 s 是由当地测定的,其精度大致可予估计,争论的焦点主要集中在糙率 n 值的精度上。糙率是一综合系数,包括河床质地组成,岸边及水中植物生态、水深、断面形状、河道底坡,以及河段河床与水流形态等众多因素,使分析研究工作遇到巨大困难。此外,由于天然河道的糙率是无法直接测定的,只能通过曼宁公式,由实测流量、比降及断面逆推糙率 n 值。计算结果必然附加了所有各项的测量误差,使求得的糙率值误差很大,难于分析其变化规律。由于这些原因,目前还没有一种客观的可靠的糙率确定方法,主要是靠工作人员的主观经验来判断选用。因此,提供一些可供对照的河段实例,对于选定糙率是很有意义的。美国地质调查局1967年出版了H.H. Barnes, Jr. 编辑的50个河段糙率计算成果,不仅给出了每个河段的各种水力特征,而且附有清晰的彩色照片,很有参考价值^[14]。我国辽宁和湖南省的水文部门,依据实测流量的河段反算得出糙率,也编制了相似的图集。此外,水利电力部东北勘测设计院等工程设计部门,还按照不同地理分区,考虑到不同的地貌、河道形态、河床质地等特征编制出版了糙率表。

因为水文站一般都位于河道顺直、断面规则、坡度相对平缓($s < 0.002$)的中大河流上,所以求得的河道糙率成果,至多只适用于这类河段。对于山丘区陡坡河道($s > 0.002$),一般河道蜿蜒曲折地通过大块漂砾之间的沟谷,跌水险滩接连不断,流场极不规则,而且洪水期间水流还会挟带大量漂浮物、悬移质及推移质,所有这些因素都将使水流的能量损失增大。因此,如果按一般缓坡稳定流公式计算,采用一般缓坡河道的糙率,则流量将明显偏大。对山区陡坡河流,如采用控制断面法计算流量或许更为可靠。

此外,国外学者研究表明,在分析计算历史洪水流量时,必须注意区分一些泥石流所造成的特高水位和特大比降。否则把泥石流洪峰作为清水计算将会得出完全错误的结论。

四、历史洪水在调查考证期中的排位分析

历史洪水峰量的数值确定后,为了估计其经验频率(或重现期),还必须分析各次历史洪水调查考证期内的排列序号。显然,应当在尽可能长的时期内确定历史洪水的经验频率,以期降低经验频率的抽样误差。通常把具有洪水观测资料的年份(其中包括插补延长年份)称为“实测期”。在从最早的调查洪水发生年份迄今的这一段时期内,实测期以外的部分称为“调查期”。在调查期和实测期中,最大的几次洪水的排列序号往往是能够通过调查或由历史文献来确定的。根据它们在这段时期内排列的序号,就可以计算其经验频率。当然,在这个时期内也还会有那么一些洪水,由于难于定量而不能判定其确切排位,但可以参照历史文献中关于这些洪水的雨情、灾情的记载,把它们分成若干等级,再由每级中选取一两次可以定量的洪水作为该级的组中值或下限。分级统计洪水的洪峰流量和相

应的经验频率，也可以作为洪水频率分析的依据。

调查期以前的历史洪水情况，有时还可通过历史文献资料的考证获得。通常把有历史文献资料可以考证的时期称为文献考证期。考证期中，一般只有少数历史洪水可以大致定量，多数是难以确切定量的。有时通过文献考证，并参照河流冲积物和历史遗迹还可以查到更加古老的特大洪水。

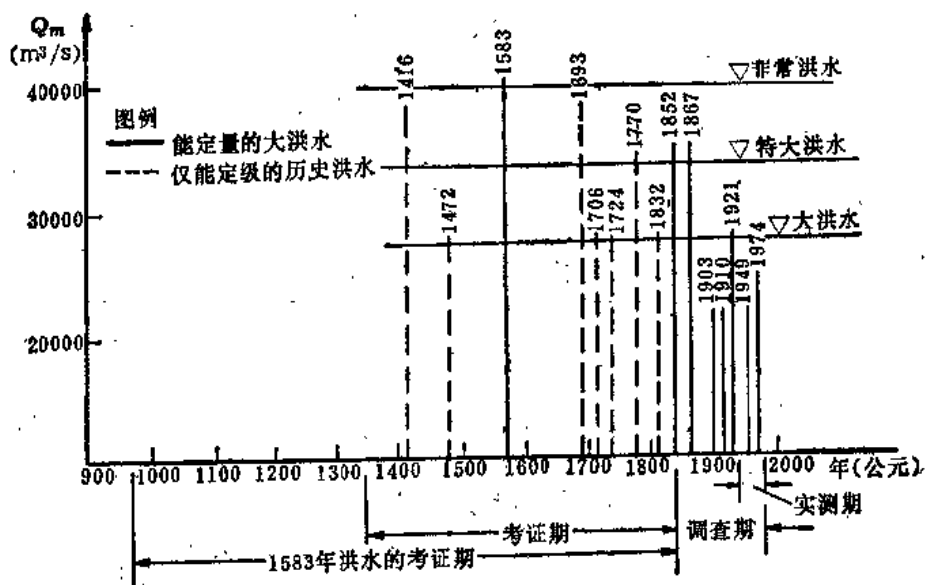


图 2-5 汉江安康站历史洪水调查考证情况

现举安康站的实例来说明历史洪水中的排位情况(见图2-5)。长江支流汉江中游安康站，自1935年开始有实测流量记录在46年期间(统计至1980年)有5年缺测，实有41年实测资料。1974年的最大流量为23400 m³/s，是46年以来的最大值。在安康站上下140km长的河段上进行实地调查，查清自1852年以来近120多年来共发生过6场较大的历史洪水，其中三次最大的超过1974年实测最大值。洪水情况见表2-2。

表 2-2 汉江安康调查洪水表

年 份	洪 峰 流 量 (m ³ /s)
1867	33000
1852	接近33000
1921	27000

此外，又广泛搜集、整理和考证了汉江流域安康地区附近20个州、县志，从中统计分析了近600年间的历史洪水情况。根据文献记载中描述的雨情、水情和灾情严重程度，把其中11场最大历史洪水划分如下3个等级(见表2-3)：(a)非常洪水。如1583年洪水。这场洪水冲毁了安康城，是历史上罕见的大洪水。从在蜀河口发现的有关该次洪水最高水位在岩石上的刻字，可以肯定该次洪水居于600年来的首位。通过调查估算其洪峰流约为40000m³/s；(b)特大洪水。如1867年、1852年及与之相近的1416、1693、1770等年洪水，其中1867年洪水已调查到最高洪水位，估算得洪峰流量为33000m³/s。其余4年不能

表 2-3

安康历史洪水分级情况表

年 份	洪 水 分 级	各级内代表年份及其洪峰估值		级的流量范围估计 (m^3/s)
		年 份	洪 峰 流 量 (m^3/s)	
(a) 1583	非常洪水	1583	40000	40000
(b) 1416、1472、 1647、1693、 1724、1770、 1852、1867	特大洪水	1867	30000	30000~38000
(c) 1498、1519、 1523、1679、 1706、1832、 1885、1921	大 洪 水	1921	27000	25000~30000

确切定量，可估计洪峰流量约在 $30000\sim 38000m^3/s$ 之间；(c)大洪水，如1921年及与之相近的1472、1706、1724、1832等年的洪水，其中1921年洪水已经调查到最高洪水位，估计其洪峰流量约为 $27000m^3/s$ 。这一级大洪水洪峰流量约在 $25000\sim 30000m^3/s$ 之间。这样，在近600年的调查考证期内进行排位时，1867年洪水可排在第4至第6位，而1921年洪水则排在第7至第11位。这样估计要比仅在120年的调查实测期内排位稍为可靠。

至于1583年非常洪水，还可以在更长的调查考证期内进行排位。虽然在1583年以前，历史文献不够完整，但考证安康城的历史可知，在宋朝（公元960~1279年）已成为一个初具规模的城市，而安康自建成以来在历史文献中仅1583年有“全城毁于水灾”的记载，且有发掘文物可资旁证。由此可见，根据目前所能掌握的资料，1583年洪水定为近千年以来的最大洪水比较恰当。

第五节 考虑历史洪水资料信息的洪水频率计算方法

一、不完全系列的绘点位置计算方法

考虑历史洪水资料的峰量频率计算仍可用适线法。关键是如何确定每一个资料的经验频率，只要定出了每个资料的经验频率，就可以通过对经验点据适线确定统计参数。

按照我国现行习惯，历史洪水加入系列后，确定每一项洪水资料的经验频率有二种不同的方法：

(1) 分别处理法 通常用 N 来表示历史洪水中首项洪水的调查考证期的年限（等于调查的最远年份迄今的年数），并称加入 a 个历史洪水后所形成的 N 年系列为不完全样本系列，对应的由 n 年实测资料组成的系列则称为完全样本系列。它们是自同一总体内分别抽出的两个样本。可以对这两个样本分别按经验频率公式计算其每一项的经验频率。例如用数学期望公式计算经验频率，则对实测系列中 n 项洪水，以及 N 年调查期中为首的 a 项

历史洪水，可分别用下式计算。

对实测系列中 n 项洪水：

$$P_m = \frac{m}{n+1} \quad (2-6)$$

式中 $m=1, 2, \dots, n$ 。

对 a 项历史洪水：

$$P_M = \frac{M}{N+1} \quad (2-7)$$

式中 $M=1, 2, \dots, a$ 。

这种方法就是常说的分别处理法，不考虑两样本之间的关系。因为两个样本来自同一总体，所以可以把两样本的点据点绘在同一张图上，通过适线法来确定总体的分布曲线。

(2) 统一处理法 认为 a 个历史大洪水与 n 个实测一般洪水共同参加一个 N 年的样本，在 N 年中掌握了为首的 a 项和在 $N-a$ 项中，假定为任意抽取的 n 年。这个 N 年样本可视作从总体中随机抽取的样本，因而可假定其概率分布从 0 到 1。而 n 年实测的一般洪水是 N 年样本的组成部分，由于它们都不超过 N 年不完全样本中为首的 a 项的洪水，因此其概率分布不再是从 0 到 1，而只能是从 p_a 到 1。这里 p_a 代表按大小排位后第 a 项大洪水的经验频率，如用数学期望公式计算，显然 $p_a = \frac{a}{N+1}$ 。于是对 n 项实测一般洪水中第 m 项的经验频率（用数学期望公式计算），假定线性内插，则为

$$\begin{aligned} p_m &= p_a + (1-p_a) \times \frac{m}{n+1} \\ &= \frac{a}{N+1} + \frac{N-a+1}{N+1} \cdot \frac{m}{n+1} \end{aligned} \quad (2-8)$$

式中 $m=1, 2, \dots, n$ 。

对于 a 项历史洪水，仍用式 (2-7) 计算其每项的经验频率。

验证表明，由以上二种方法算得的频率计算成果往往是接近的，见表 2-4。

二、洪水频率计算

为了减少适线的盲目性，可先用矩法估计的参数作为适线的第一次近似值。对于历史洪水加入后所形成的不完全样本，假定 $\bar{Q}_{N-a} = \bar{Q}_n$ 和 $\sigma_{N-a} = \sigma_n$ ，这里 \bar{Q}_n 和 \bar{Q}_{N-a} 分别为 n 年系列和 $N-a$ 年系列的均值； σ_n 和 σ_{N-a} 分别为 n 年系列和 $N-a$ 年系列的均方差。经过简单的数学推演，便可得到它的矩法计算参数的公式：

$$\bar{Q}_N = \bar{Q}_n + \frac{\sum_{j=1}^a Q_j - a\bar{Q}_n}{N} \quad (2-9)$$

$$C_{V_N} = \sqrt{\frac{1}{N-1} \left\{ \sum_{j=1}^a (K_j - 1)^2 + (N-a) \left[\frac{n-1}{n} \alpha^2 C_{V_n} + (1-\alpha)^2 \right] \right\}} \quad (2-10)$$

$$K_j = \frac{Q_j}{\bar{Q}_N}$$

$$\alpha = \bar{Q}_n / \bar{Q}_N$$

表 2-4

频率率计算成果对照表

		特大洪水										一般洪水											
		(根据N年不完全样本计算)										(根据n年完全样本计算)											
甲 站 资 料 情 况		序 号	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6	17	18	19
		$Q_m(m^3/s)$	5040	4780	3620	3500	3470		2860	2640	2500	2280			2860	2640	2500	2280			1280	1000	
		年 份	1901	1883	1892	1949	1936		1973	1966	1968	1979			1973	1966	1968	1979			1967	1980	
各项洪水的经验频率	作为两个样本分别计算	概 率	0.010	0.020	0.030	0.040	0.050		0.050	0.100	0.150	0.200			0.050	0.100	0.150	0.200			0.900	0.950	
	作为统一样本计算	概 率	0.010	0.020	0.030	0.040	0.050		0.098	0.145	0.192	0.240			0.098	0.145	0.192	0.240			0.905	0.952	
乙 站 资 料 情 况	作为两个样本分别计算	序 号	1	2	3	4	5	6	作特大值处理						1	2	3	4	5	6	17	18	
		$Q_m(m^3/s)$	6130	5870	4800*	4710	4690	4560		4800	3730	3690	3370			4800	3730	3690	3370			2370	2190
		年 份	1883	1935	1973*	1901	1949	1936							1973	1971	1963	1980			1975	1972	
各项洪水的经验频率	作为两个样本分别计算	概 率	0.010	0.020	0.030	0.040	0.050	0.060								0.100	0.150	0.200			0.900	0.950	
	作为统一样本计算	概 率	0.010	0.020	0.030	0.040	0.050	0.060								0.100	0.150	0.200			0.900	0.951	

式中 \bar{Q}_N 、 C_{v_N} ——历史洪水加入后的均值和变差系数；

\bar{Q}_n 、 C_{v_n} ——实测系列的均值和变差系数；

Q_i ——任一历史洪水的数值。

以上所列的式(2-9)、(2-10)均是包括一个调查考证期 N 的最简单的不完全样本的计算公式。当 a 个历史大洪水需分别在不同的调查考证期 N_1 、 N_2 、……中进行排位，或其中包括只能定出等级的洪水时，原则上可以按照同样的方法写出相应的公式。

我国水文计算规范和设计洪水规范，对于洪水及其他水文特征值的分布线型，已规定：频率曲线线型一般采用P-III型。在这种情况下，推求水文特征值的概率分布函数就变成估计P-III型分布参数问题了。

当前在水文统计中，矩法计算简便，但统计特性甚差，尤其在样本容量较小时，计算高阶矩的抽样误差特大，远远超出容许误差范围。极大似然法具有较好统计特性，但计算非常繁琐，很难定出确切的分布参数，且对于P-III分布当 $C_s \geq 2$ 时，似然方程无解，因而其实用价值有限。我国习惯采用目估适线法，虽然能灵活地综合各类洪水信息，但拟合优度缺乏客观标准，计算因人而异，出入很大。若采用计算机适线，在给定的绘点公式和适线准则的条件下，虽可较客观地确定 C_v 和 C_s 的估计值，但是参数的估计值将随给定的绘点公式和拟合准则等而变化颇剧，而且耗费机时甚多，同样不易定出确切的分布参数。

马秀峰在20年前就想到用权函数法估计P-III型分布参数^[8]。该方法具有用一、二阶权函数矩来推求三阶矩或 C_s ，从而收到了降阶（减阶）的效果，这就大大减低了三阶矩的求矩误差。刘光文近年来对权函数法作了评述，并提出改进方法。经严格检验可知，在常用各种P-III型分布参数估计方法中，只有改进权函数法能提供符合于容许误差的参数估值。

1979年美国J.A.Greenwood等人提出了一种概率权重矩法^[11]。分别对耿贝尔分布、通用极值分布和威克比分布给出参数估计计算公式，研究表明具有尚好但并不优越的统计特性。此外，概率权重矩法对于P-III分布仍难实际达到有效的应用。

三、历史洪水在推求设计洪水中的作用

我国处在中低纬度地区，洪水年际变化很大，出现一次特大洪水会使峰量频率计算成果发生大幅度的变化。在这种情况下，如资料条件有利，将历史洪水应用于频率计算就会使频率曲线的外延多些依据，从而起到一定的展延系列作用，减少抽样误差，使计算成果趋于比较合理和相对稳定。为了便于说明这一点，在此引进一个实例。

沅水属于长江洞庭湖水系，位于北纬 $26^\circ \sim 30^\circ$ ，东经 $107^\circ \sim 112^\circ$ 。五强溪水电站坝址位于沅水下游，控制流域面积 83800km^2 ，占全流域的93%。坝址下游2km和23km处设有缆子湾和王家河水文站，集水面积相差不到1%，可直接移用其资料。两站分别有1953~1957年和1956年迄今的流量资料，另可通过与沅陵、常德水文站洪水相关插补展延，共可获得50年资料系列（1925~1944，1947~1976年）。

综合历次洪水调查资料，共查得1369、1766、1834、1844、……等14次历史洪水，其中除1369年无确切洪水位外，其余均有洪痕刻记或可靠记载。通过洪峰流量估算及排位分析，得出各次历史洪水的序号。其经验频率可分别用两种不同时段计算，即1571年~1976

年(406年)和1766年~1976年(211年)。由沅陵县城“街衢通舟”所相当的洪水流量估为37300m³/s, 以及“大水入城”所相当的洪水流量估为34000m³/s。分别计算其出现频率, 见表2-5。由表2-5可知, 两时段计算成果相近。

表 2-5 沅水五强溪历史洪水重现期计算成果对照表

洪水等级	1766~1976 (211年)		1571~1976 (406年)	
	出现次数	平均重现期 (年)	出现次数	平均重现期 (年)
$Q_m \geq 37300 \text{ m}^3/\text{s}$	5	42	9	45
$Q_m \geq 34000 \text{ m}^3/\text{s}$	7	30	13	31

分别计算各次历史洪水经验频率, 见表2-6。

表 2-6 沅水五强溪历史洪水经验频率计算成果表

年·月·日	最高水位 (m)	洪峰流量 (m ³ /s)	计算时段	排位序号	经验频率 (%)
1766·6·28		41700	1571~1976 (406年)	3	0.74
1834·6·24		37300	1766~1976 (211年)	5	2.36
1878·6	60.99	34000	1766~1976 (211年)	7	3.30
1911·7·13	60.79	33500	1766~1976 (211年)	8	3.77
1912·6·19		33000	1766~1976 (211年)	9	4.25

根据上列5次历史洪水资料和50年实测洪水资料, 进行洪水频率分析得出成果(见表2-7、2-8及图2-6)。经与上下游站合理性检查, 并与邻近地区洪水频率分析成果及可能最大洪水分析成果等对照, 说明基本合理。近年, 又作过多次复核, 成果基本稳定。

根据60年代中期我国所设计的50座大型水坝的统计, 由于在峰量频率计算中普遍使用了历史洪水资料, 使设计质量有所提高, 其中有些工程后来又遇到特大洪水的考验, 但一般设计洪水成果变动不大, 见表2-9^[12]。

表 2-7 沅水五强溪坝址年最大流量经验频率

序号	年份	$Q_m(\text{m}^3/\text{s})$	$p = \frac{m}{n+1}(\%)$	序号	年份	$Q_m(\text{m}^3/\text{s})$	$p = \frac{m}{n+1}(\%)$
	1766	41700	0.74	4	1926	30200	7.84
	1834	37300	2.36	5	1943	29400	9.80
	1878	34000	3.30	6	1969	27000	11.8
	1911	33500	3.77	7	1949	26500	13.7
	1912	33000	4.25	8	1938	25700	15.7
1	1933	31000	4.72	9	1927	25200	17.6
2	1935	30500	5.19	10	1954	24200	19.6
3	1931	30300	5.88	11	1970	23400	21.6

续表

序号	年份	$Q_m(m^3/s)$	$p = \frac{m}{n+1}(\%)$	序号	年份	$Q_m(m^3/s)$	$p = \frac{m}{n+1}(\%)$
12	1974	23000	23.5	32	1975	15800	62.8
13	1952	22500	25.5	33	1929	15600	64.7
14	1960	22400	27.4	34	1939	15300	66.7
15	1930	22000	29.4	35	1953	14800	68.6
16	1963	20000	31.4	36	1934	14200	70.6
17	1962	19600	33.3	37	1971	13900	72.6
18	1951	19100	35.3	38	1936	13200	74.5
19	1955	18900	37.2	39	1959	13200	76.5
20	1942	18500	39.2	40	1968	12800	78.4
21	1967	18500	41.2	41	1957	12500	80.4
22	1948	18400	43.1	42	1961	12200	82.4
23	1965	18200	45.1	43	1976	11700	84.3
24	1944	17500	47.1	44	1950	10800	86.3
25	1964	17500	49.0	45	1941	10300	88.2
26	1958	17400	51.0	46	1925	10200	90.2
27	1966	17400	52.9	47	1972	9520	92.2
28	1956	16400	54.9	48	1947	9350	94.1
29	1932	16300	56.9	49	1940	8520	95.1
30	1937	16200	58.8	50	1928	7950	98.0
31	1973	15800	60.8				

表 2-8 沅水五强溪坝址年最大流量频率计算成果表
($Q_0 = 18400 m^3/s$, $C_0 = 0.39$, $C_1 = 2.5C_0$)

P(%)	0.01	0.1	0.2	0.5	1	2	5	10	20	50	75	90	95	99
K_p	3.30	2.75	2.59	2.36	2.17	1.99	1.73	1.52	1.30	0.94	0.72	0.56	0.48	0.37
$Q_p(m^3/s)$	60700	50600	47600	43400	39900	36600	31800	28000	23900	17000	13300	10300	8830	6810

表 2-9 44项工程成果与近期复核成果比较表

项目	变幅(%)	<±5	±(5~10)	±(11~15)	±(16~20)	±(21~25)	±(26~30)	>±30
	洪	工程数目(座)	17	12	5	3	4	1
峰	占工程总数的百分比	38.6	27.3	11.4	6.8	9.1	2.3	4.5
洪	工程数目(座)	19	4	7	2	4	3	2
量	占工程总数的百分比	46.3	9.8	17.1	4.9	9.8	7.3	4.9

注 1) 峰量为以工程的设计标准值作比较;
2) 除个别工程外, 洪量均以 3~7 天的短时段洪量值作比较。

由表可知，近60%工程的设计洪水峰、量值的变幅已大致在±10%以内，约75%的工程成果变幅在±15%以内。

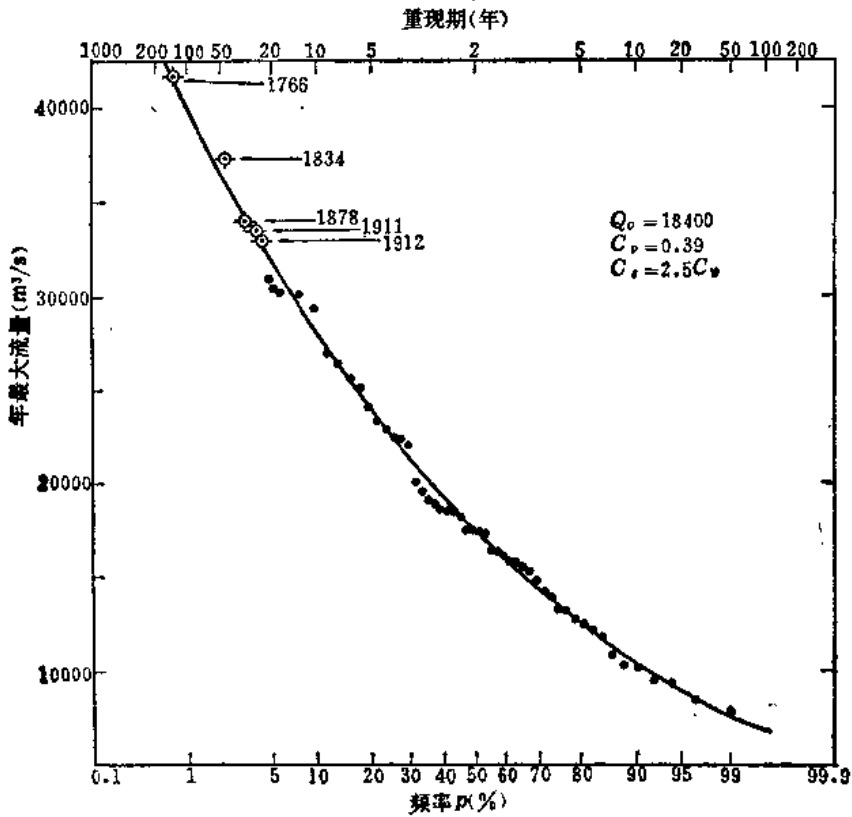


图 2-6 沅水五强溪坝址年最大流量频率曲线

第六节 设计成果的合理性分析

在洪水频率计算中，由于资料系列不长，常使计算所得的各项统计参数 (\bar{x} 、 C_v 、 C_s)，以及各种频率的设计特征值 x ，带有或大或小的误差，而另一方面这些参数和计算成果在各项之间，以及上下游和地区之间，客观上都存在一定的关系或地理分布规律。因此，可以综合同一地区各站各项成果，通过对比分析，发现错误和检查误差，再针对原因进行修正。现有的合理性检查方法可归纳成如下几个方面^[1]。

一、本站的洪峰及各种历时洪量之间对比

不仅可以对比频率曲线，也可以对比各自的统计参数。在对比各自频率曲线时，可以把不同时段洪量的体积单位变成流量单位，例如将 1 天、3 天、5 天、……洪量 W_1 、 W_3 、 W_5 、……，分别折算成 1 天、3 天、5 天、……时段平均流量 Q_{m1} 、 Q_{m3} 、 Q_{m5} 、……，这样就可以将这些洪量的频率曲线与洪峰 Q_m 的频率曲线，用统一坐标绘在同一张图纸上。各曲线应当是相互协调的，在实用范围内 ($P = 0.01\% \sim 99\%$)，曲线不应相互交叉。

也可以对比统计参数或相应设计标准的设计值，可点绘以本站的各项统计参数及设计成果为纵坐标，以历时为横坐标的关系曲线，如图 2-7。这种关系曲线具有如下一些规律：

1) 洪量的均值随历时的增加而增加, 但其增率则随历时增加而减小, 而且对于流域面积大、连续暴雨次数多的河流, 其增率随历时增加而减小得慢一些, 而对于流域面积小、连续暴雨次数少的河流, 其增率随历时增加而减小得快一些。

2) 对于调蓄作用小而连续暴雨次数少的河流, C_v 随历时的增加而减小, 此时峰量关系呈凹向上形, 见图2-8。对于调蓄作用大且连续暴雨次数多的河流, 随着历时的增加, C_v 反而增大, 至某一历时达到最大值, 然后再逐渐减小, 在 C_v 增加的范围内, 峰量关系呈凹向下形, 见图2-9。只有当峰量关系是直线时, 两者的 C_v 值才会相等, 见图2-10。

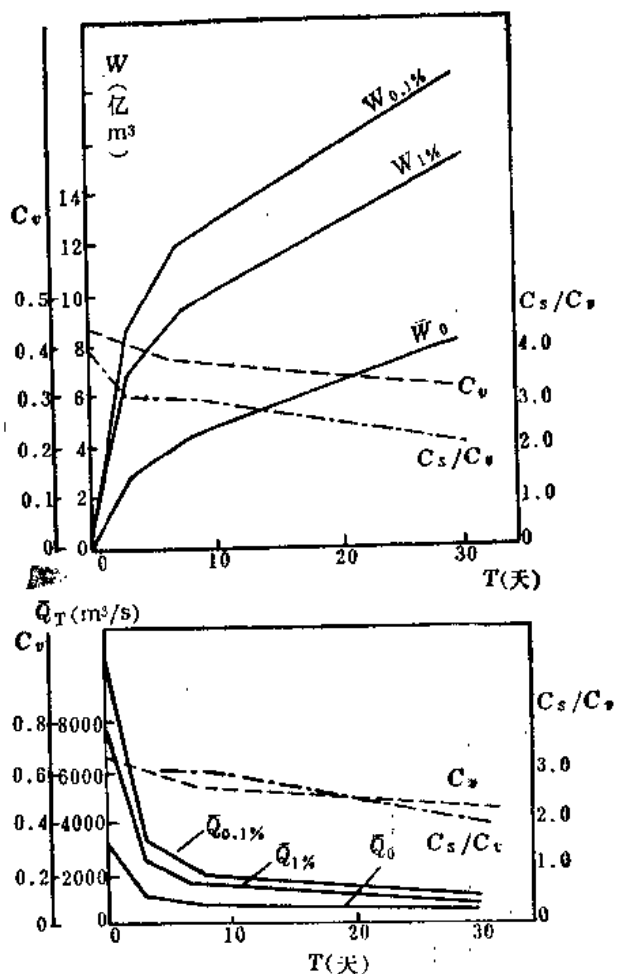


图 2-7 湖南镇水文站洪水统计参数及设计特征值与历时的关系

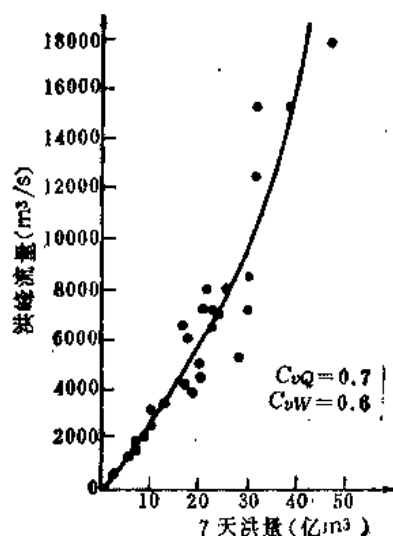


图 2-8 吉林水文站峰量关系 ($F=43000\text{km}^2$)

3) 偏态系数 C_s 值, 由于观测资料短, 计算成果误差很大, 因此规律不明显。一般的概念是随着历时的加长, 频率曲线的偏态逐渐减小, 亦即 C_s 值逐渐减少。

二、上下游及干支流洪水的关系合理性分析

在同一条支流的上下游之间, 洪峰及洪量的统计参数一般存在较密切的关系, 当上下游气候、地形等条件相似时, 洪峰流量的均值应该由上游向下游递增, 洪峰模数则递减。

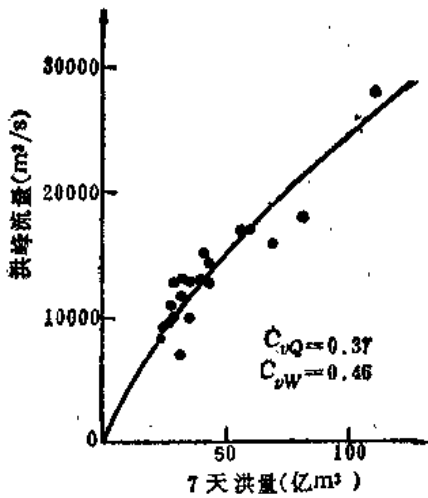


图 2-9 芦茨埠水文站峰量关系
($F=31300\text{km}^2$)

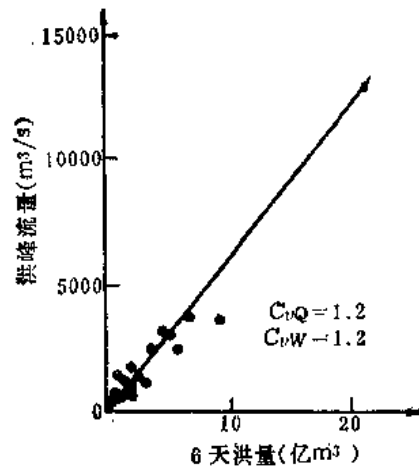


图 2-10 黄壁庄水文站峰量关系
($F=23000\text{km}^2$)

C_v 值也由上游向下游减小。当上下游气候、地形等条件不一致时，则洪峰及洪量的统计参数的变化就比较复杂，需结合具体河流特点加以分析。

三、邻近河流洪水统计参数及设计值的地区分布规律合理性分析

绘制洪峰、洪量的均值或设计值与流域面积的关系图，分析点据的分布是否与暴雨及地形等因素的分布相适应，可以判断成果的合理性。

有时也可以将洪峰、洪量均值模数(即 \bar{Q}/F^n 及 \bar{W}/F^n)及 C_v 绘成等值线图，并与暴雨的均值和 C_v 的等值线图进行比较，如发现突出偏高偏低的现象，就要深入分析原因。

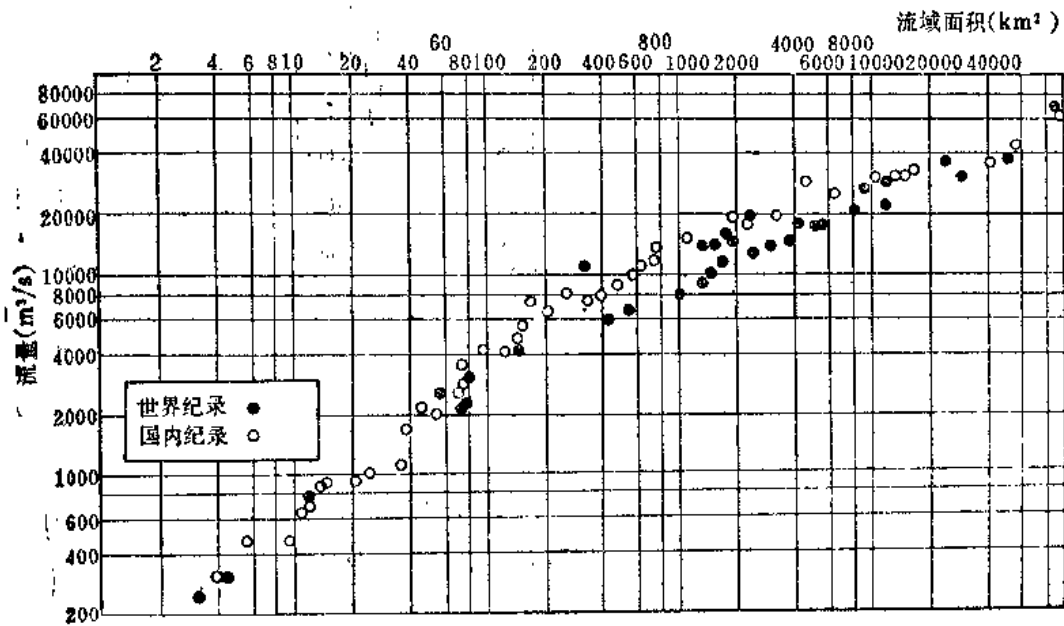


图 2-11 世界及中国最大洪峰记录

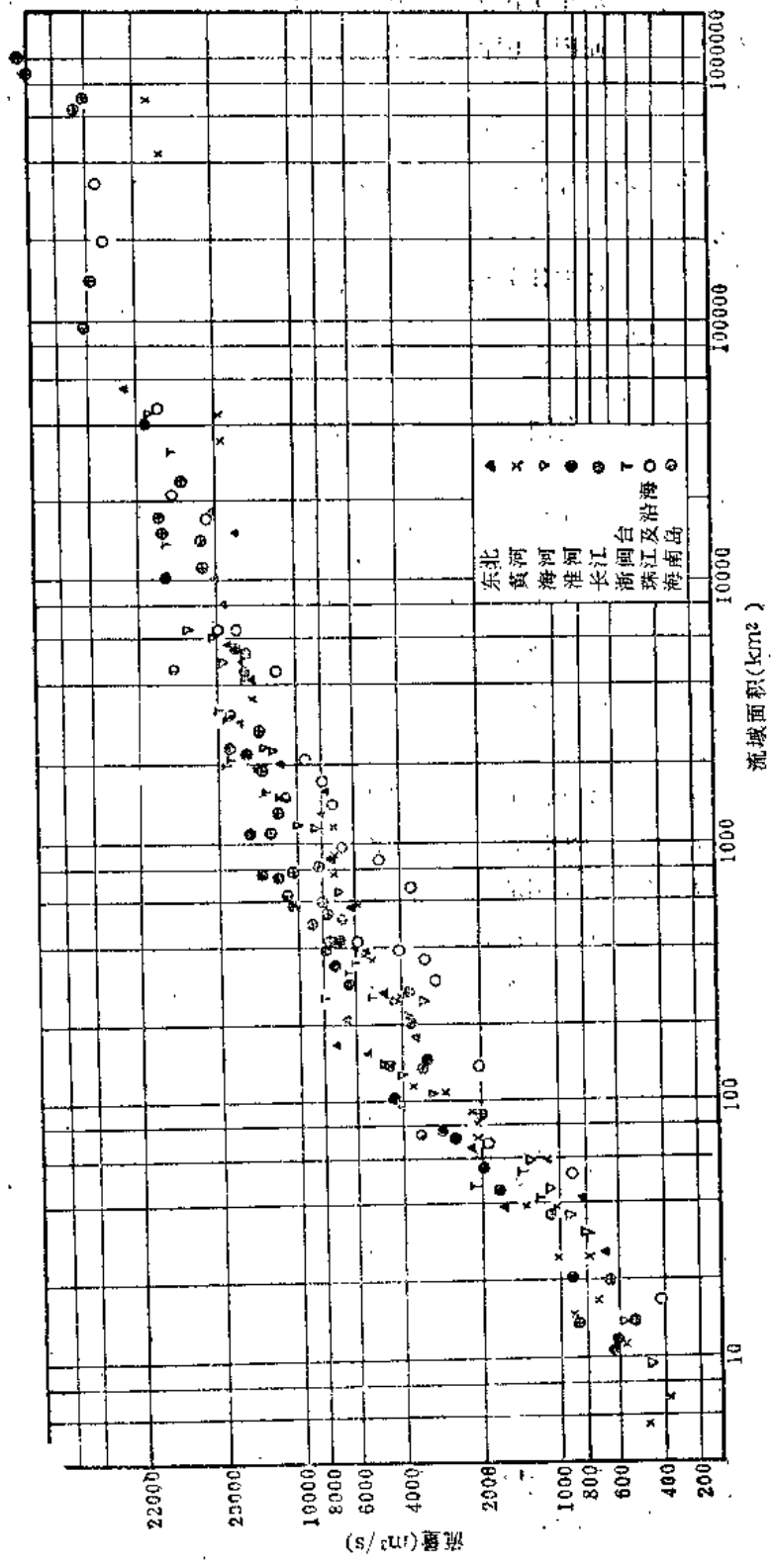


图 2-12 全国调查及实测最大洪峰记录

四、稀遇的设计特征值与国内外大洪水记录对比

若干年和万年一遇洪水小于国内外相应面积的大洪水记录的下限很多，或超过其上限，就需要深入检查分析原因。国内外一些实测及调查洪水洪峰流量与流域面积的关系，见图2-11、2-12。

五、暴雨径流之间关系的合理性分析

暴雨统计参数与相应时段洪量统计参数之间一般是有关系的，洪量的 C_T 应大于相应时段暴雨量的 C_T 。

以上所讲的计算成果合理性分析方法所依据的规律并不严密，所以分析时务必作多方面论证，不可生搬硬套。

第七节 特大洪水的特性分析

J.E.Costa收集了美国近万年期间的特大洪水资料，并对洪水特性作了分析^[6]。骆承政、沈国昌依据近千年来丰富的历史洪水资料，对我国特大洪水特性也作了分析^[7]。两国相距万里，依据资料完全不同，方法也不尽一致，但所得成果和结论却有不少相似之处。现按以下三个方面简要地把他们的工作介绍如下。

一、最大洪水的水流特性分析

因为这些最大洪水流量都是通过间接方法推算得出的，所以必须注意研究它们的水流特性，统计对比各种水力特征，分析其合理性，以避免由于流量计算所造成的严重误差。J.E.Costa统计了各次洪水的水深、水力半径、水面宽与水深比值、糙率、平均流速、流速不均匀系数、Froude数、水面比降、能比降、河底比降、剪应力及单位水流能量等。他指出在计算一些特大洪水流量时，应注意结合当地河道地质地层构造分析，排除一些泥石流和天然溃坝所形成的异常高水位和大比降。此外，还应对山区陡坡河流，适当调整其糙率数

值，以避免得出过分高估的结果。只有认真作好这些基础工作，才能对特大洪水的特性得出一些正确的概念。

二、最大洪水记录外包线的研究

J.E.Costa在对数格纸上点绘全美最大洪水流量与流域面积的点据散布图，并定出上包线(见图2-13)。有几个流域的洪水资料处于包线附近，成为全美特大洪水记录。J.E.Costa发现这些流域的地理位置有规律地散布在一条平行于西海岸的环带内(见图2-14)，在地形上都是属于平原向山区过渡的前沿地带，其中只有第10、11、12三个流域位于稍

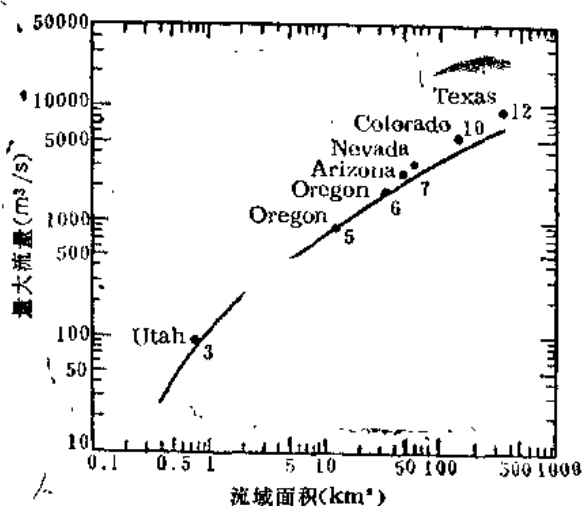


图 2-13 美国历史最大洪水上包线及上包线附近 7 个小流域的可能最大洪水点据对比图(流域地理位置见图2-14)

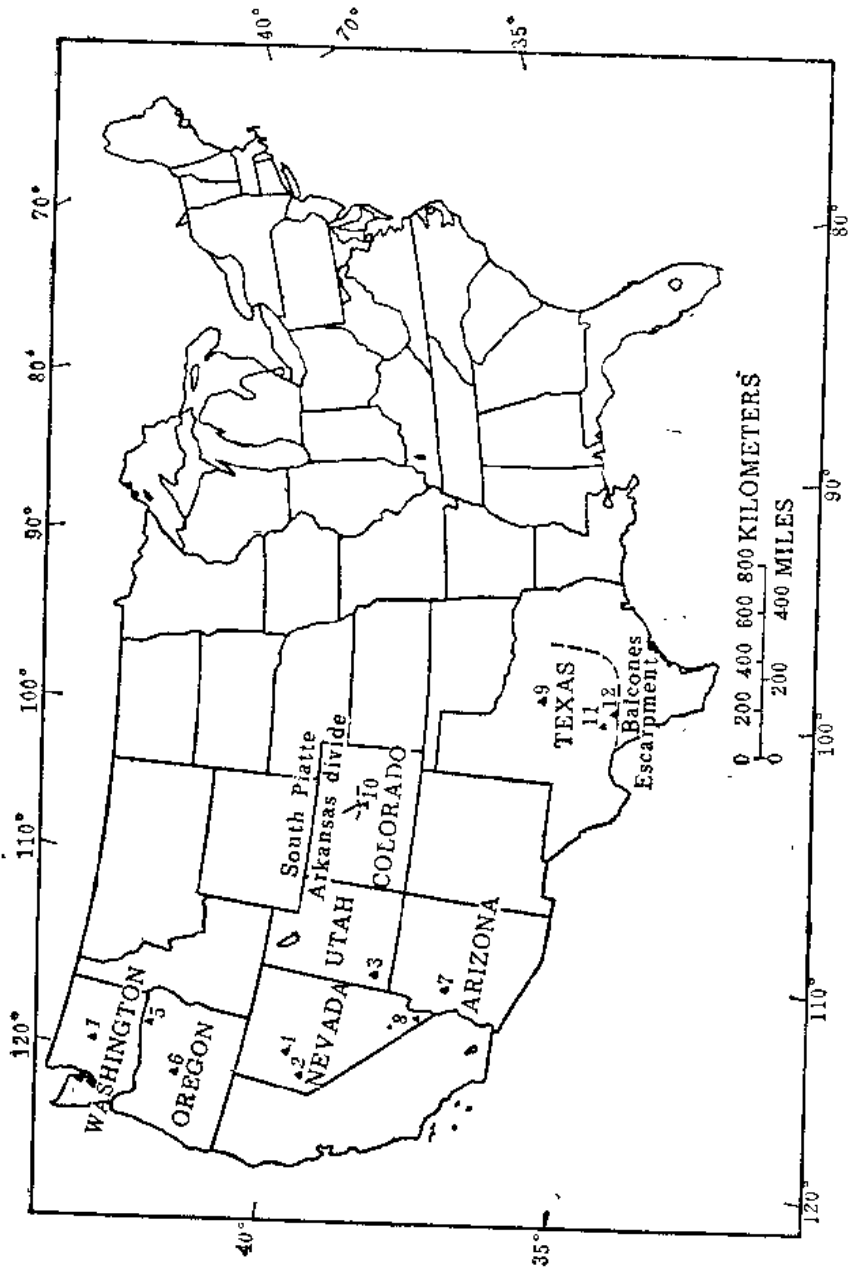


图 2-14 美国历史最大洪水上包线附近12个流域的地理位置图

高的分水岭附近。这些流域在气象上的共同特点是具有利于暴雨形成的强烈对流和上升气流，并有充分的水汽供应，而在自然地理方面都属于干旱或半干旱地区，具有植被差、土层发育不良的特点。

骆承政、沈国昌（1987年）根据我国的调查历史洪水资料，也作了与J.E.Costa相似的分析工作，得出非常相似的结论。由我国调查和实测最大洪峰资料也点绘了洪峰流量 Q 与流域面积 F 点据散布图（见图2-15）。由接近外包线的一级区点据，可以看到一个很有意思的现象，对于集水面积小于 100km^2 的小流域，全国最大洪水多出现在干旱的黄河流域；而对于中等流域（ $F=300\sim 10000\text{km}^2$ ）则以淮河流域的洪水最突出；对于大流域（ $F>10000\text{km}^2$ ），全国最大值多数由长江流域洪水所组成。他们初步分析指出，上述随面积增大时出现最大洪水的地区有由北向南转移的趋势，反映了我国暴雨特性。

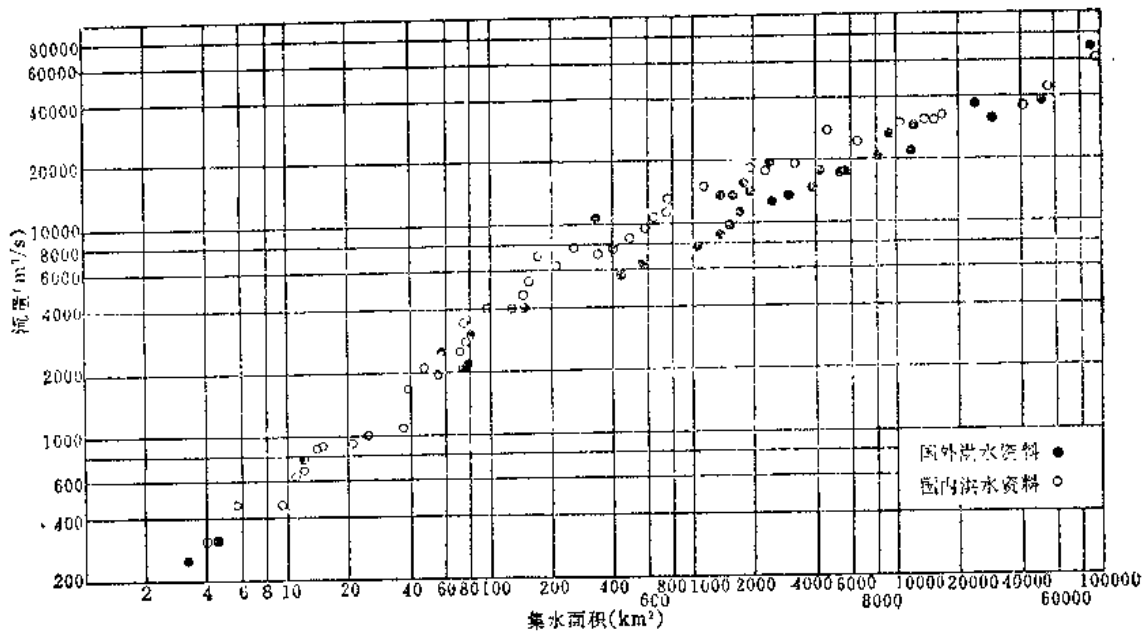


图 2-15 调查和实测最大流量分区综合图（图中分级与图2-16一致）

他们绘制的我国最大洪水高值区分布图（见图2-16），显示最强烈的一、二级区主要沿着燕山、太行山、伏牛山、大别山迎风山区，构成一个向东部开敞的弧形地带。此外，在辽西大凌河流域、山东沂蒙山区、台湾、海南岛等地还有零星的高值小区，一般都处于地形剧烈变化的山区迎风坡一边。

和美国情况相似，骆承政指出在黄河中游干旱、半干旱地区，虽年雨量平均不过 500mm 左右，然而时有强度非常大的局部暴雨发生。又由于植被稀少，沟壑纵横，更有利于形成特大洪水。过去由于测站密度稀疏，直接测到大洪水的机会较少，因此对这地区洪水的严重性往往估计不足。

J.E.Costa还发现上述洪水上包线随着统计年限增长而逐渐上移，不过上移的幅度逐渐变小，予人以向一极限靠拢的感觉（见图2-17）。对比上包线与这些流域的可能最大洪

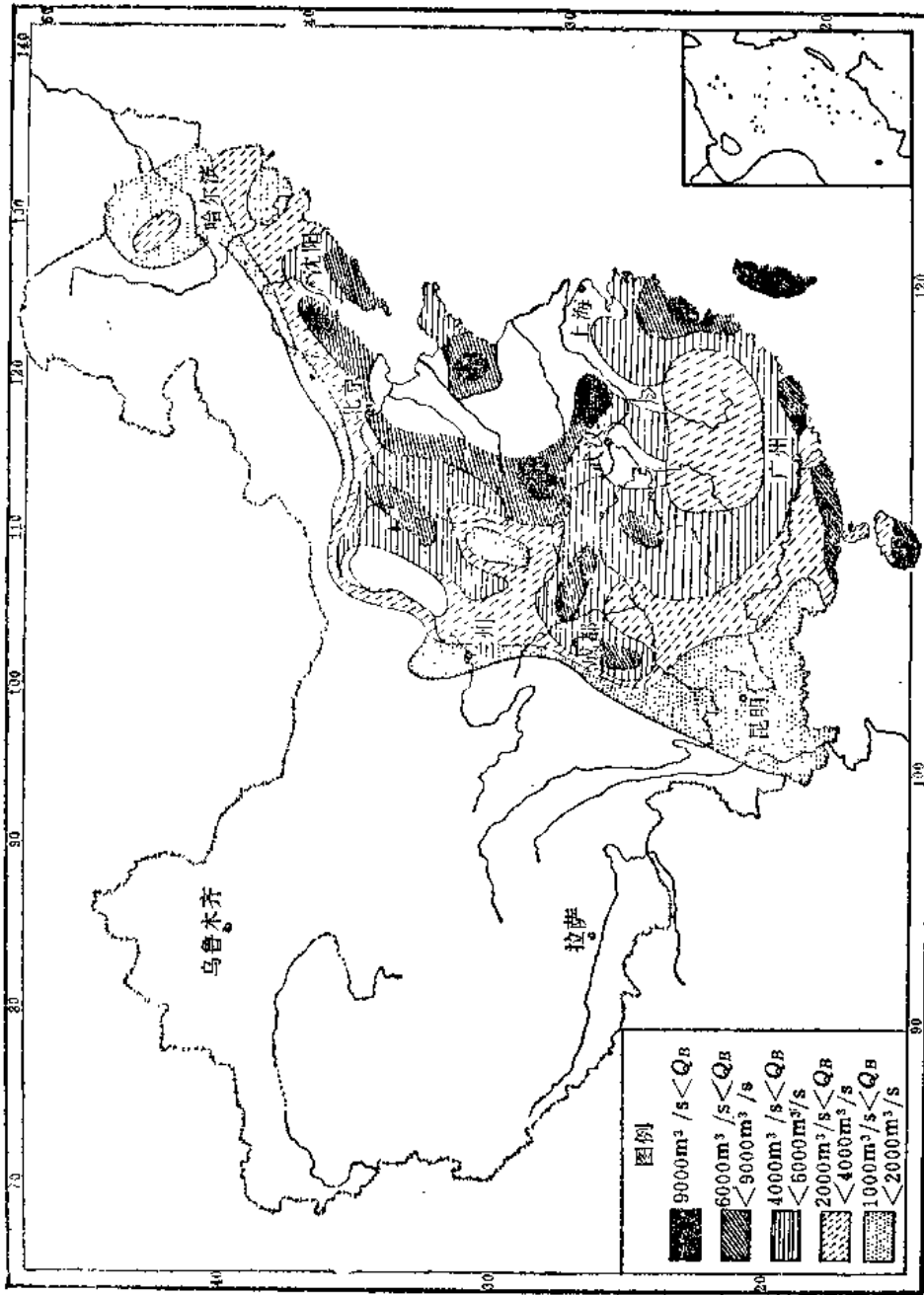


图 2-16 我国东部地区最大流量分区图 (图中分级标准 Q_B 为 1000km^2 标准流域的最大流量值)

表 2-10

中国与世界最大流量记录

地	点	集水面积 F (km ²)	最大洪峰流量 (m ³ /s)	发生时间 (年·月)
1. 国内最大记录				
泾河支流	路家沟	4.0	304	1911
汾河支流	成家曲沟	5.6	457	1971
南运河支流	长盛沟	9.5	456	1963.7
沭河支流	官坊河	10.8	630	1907.9
洪汝河支流	汝河	11.9	618	1975.8
嘉陵江支流	小河坝沟	14.2	867	1976.7
汾河支流	小浮萍石	15.0	893	1919.8
沂河支流	浚河	21.0	913	1926.8
黄河支流	张家沟	24.8	996	1933.8
汉江支流	唐白河	36.6	1070	1896.6
黄河支流	梅力更沟	39.4	1640	1900
浙 闽	大荆溪	47.0	2080	1853
洪汝河支流	大石河	71.2	2470	1975.8
海南岛	南渡江	75.3	3420	1894
大凌河支流	汤头河	97.2	4000	1930.8
闽江支流	溪源溪	142	4600	1909.8
大凌河支流	瓦子峪河	154	5320	1930.8
渤海岸	石河	171	7000	1894.7
台湾	浊水溪	259	7780	1979
沙颍河支流	沙河	485	8350	1943.8
洪汝河支流	臻头河	578	9550	1975.8
海南岛	宁远河	644	10700	1946
沙颍河支流	干江河	746	11300	1896.6
洪汝河支流	汝江河	760	13000	1975.8
沙颍河支流	干江河	1124	14700	1975.8
台湾	乌溪	1980	18300	1959.8
浙 闽	小化江	3255	19200	1912.8
海南岛	昌化江	4634	28300	1887
沂 河	临沂	10315	30000	1730.8
瓯 江	江仁口	13500	30400	1912.8
澧 水	三江口	15242	31100	1935.7
渠 江	凤滩	16595	32300	1847.9
汉 江	安康	41439	36000	1583.6
鸭 绿 江	荒沟	55420	44600	1888.8
汉 江	黄家港	95200	61000	1583.6
西 江	梧州	329700	54500	1915.7
长 江	李庄	639200	65600	1520
长 江	寸滩	866600	100000	1870.7
长 江	万县	974900	114800	1870.7
长 江	宜昌	1005500	110000	1870.7
2. 国外最大记录*				
英国	San Rafael	3.2	250	1973
美国	L.San Gorgonio Beaumont	4.5	311	1969
美国	Halawa	12	762	1965

5-217

续表

地	点	集水面积 F (km^2)	最大洪峰流量 (m^3/s)	发生时间 (年·月)
美国	Wailua Lihue	58	2470	1963
墨西哥	San Bartolo	81	3000	1976
法国	Ouinne Embouchure	143	4000	1975
法国	Ouaïeme derniers rapides	330	10400	1981
墨西哥	Cithuatlan Paso del Mojo	1370	13500	1959
日本	Nrodo Ino	1560	13510	1963
美国	W.Nueces Bracketville	1800	15600	1959
日本	Shingu Oga	2350	19025	1959
美国	Eel Scotia	8060	21300	1964
美国	Pecos Comstock	(9100)	26800	1954
朝鲜	Toedong Gang Mirim	12175	29000	1967
朝鲜	Han Koan	23880	37000	1925
马达加斯加	Mangoky Banyan	50000	38000	1933
印度	Narmada Garudeshwar	88000	69400	1970
苏联	Lena Kusur	2430000	189000	1967
巴西	Amazonas Obidos	4640000	370000	1953

* 资料摘自《World Catalogue of Maximum observed Floods》IAHS Publication No.143。

水(PMF)计算成果,最大洪水上包线一般略小于PMF值(占后者的60%~90%)。有少数点据超过PMF,它们很可能是由于泥石流流域选用糙率不当,而使特大洪水流量计算成果偏大所造成的。他认为有理由推断各地的洪水确实有某个可能最大值存在。骆承政综合了他所收集的中国大陆历史洪水和世界实测最大洪水资料,制成表2-10,也得出了外包线。他们同样认为各地洪水的近似上限是可能存在的。

三、特大洪水的影响因素分析

J.E.Costa指出上述几个美国最高记录的形成,是当地气象因素和自然地理因素两者共同作用的结果。两者综合达到了一种最有利于洪水形成的状况。虽然这些流域的年雨量为114~676mm,百年一遇的1小时雨量为15~105mm,都不是全美的最大值,远低于美国东海岸湿润地区,但这些流域的下垫面条件却特别有利于洪水形成。它们的土层薄,植被差,基岩裸露,几乎全是不透水表面,流域内河网发育,沟壑纵横,流域的坡面短而陡。这些气象和下垫面因素之间还存在相互作用、自相适应的过程。洪水促使土壤侵蚀,沟壑发育,植被率下降等下垫面因素变化。反过来,这些因素的发展又将加剧了洪水,形成了恶性循环。

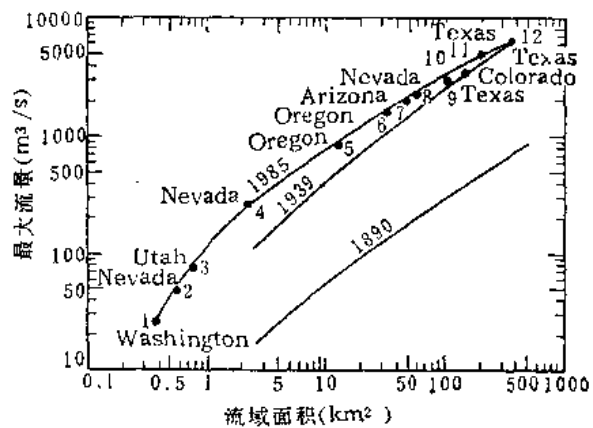


图 2-17 美国小流域最大洪水外包线图(图中 1890、1939 和 1985 表示不同年份绘制外包线的变动趋势)

J.E.Costa选用各种流域下垫面特征与洪水作逐步回归分析,筛选出影响显著的因子。分析结果表明流域面积的方差贡献最高,其次是一级支流总数。这是一个反映下垫面情况的综合指标。

灾害性的特大洪水是水文研究中一个传统的课题,但目前对特大洪水特性的分析研究工作还很不充分,主要是受到观测资料年限过短的限制,J.E.Costa和骆承政充分利用地质地层资料和历史调查资料,经过他们的深入研究分析得出了一些规律性的东西,这无论在理论上或生产实践上都有重要的意义。

第八节 安全修正值问题

我们知道,设计洪水的数值定得是否正确将关系到工程投资、防洪效益和水库安全。显然,如果设计洪水偏大,就要造成投资的浪费,而如果偏小,则又不够安全。根据现有有限长度的资料推算出来的设计洪水总是带有误差的。因此,有人建议在求得设计数值以后,再加上一个安全修正值,以策安全。

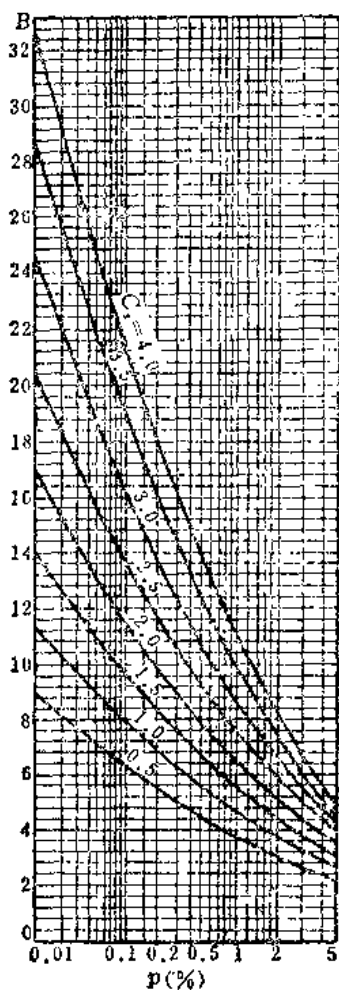


图 2-18 B值诺模图

那么安全修正值将如何确定呢?若 σ_{x_p} 为峰、量设计数值的抽样标准差,则安全修正值 Δx_p 应与 σ_{x_p} 成比例,即

$$\Delta x_p = a\sigma_{x_p} \quad (2-11)$$

式中 a ——可靠性系数,规范中并没有明确规定,有时可取 $a=0.7$ 。

峰、量设计数值的抽样标准差 σ_{x_p} ,可按数理统计理论推出,由下式计算:

$$\sigma_{x_p} = \frac{\sigma}{\sqrt{n}} B \quad (2-12)$$

式中 σ ——总体标准差;

n ——样本容量;

B —— C 和 p 的函数。已制成诺模图,如图 2-18所示,可供查用。

在计算中考虑了历史洪水资料,样本容量就不宜再用实测资料的年限 n ,当然也不得以历史洪水调查考证期 N 计算,而应采用介于 n 和 N 之间的某一数值 n' 。 n' 称为折算年数。

有些设计单位用下列经验公式计算:

$$n' = n + (c+d)(N-n) \quad (2-13)$$

式中 c ——反映 $(N-n)$ 年中调查洪水项数的系数。一项洪水时, $c=0.2$;二或三项

洪水时, $c=0.3$; 三项以上时, $c=0.4$;

d ——反映调查洪水精度的系数。精度一般者 $d=0.2$, 可靠者 $d=0.3$, 精确者 $d=0.4$ 。显然这是非常粗略的估计。

洪水计算规范规定设计单位可综合考虑观测资料质量、调查研究深度、合理检查结果及工程的影响等方面的情况, 提出是否需要附加安全修正值的意见, 由审批单位核定。

【算例】 计算安全修正值, 已知: $n=17$ 年, $N=38$ 年, $\bar{Q}=5250\text{m}^3/\text{s}$, $C_s=0.36$, $C_t=1.44$ 。

1) 由于仅一项历史洪水资料, $c=0.2$, 历史洪水资料是可靠的, $d=0.3$ 。

2) 由 C_s 、 p 值查图2-18, 得 B 值如下表:

p (%)	0.01	0.1	0.5	1
B	13.8	9.4	6.6	5.4

3) 将 n 、 N 、 c 、 d 代入式(2-13)计算 n' :

$$\begin{aligned} n' &= n + (c+d)(N-n) \\ &= 17 + (0.2+0.3)(38-17) = 28.5 \text{年} \end{aligned}$$

取整后折算年数为28年。

4) 将 C_s 、 \bar{Q} 、 B 代入公式计算 ΔQ_p 值(取 $a=0.7$):

$$\Delta Q_p = \frac{0.7 \times C_s \times \bar{Q}}{\sqrt{n'}} \cdot B$$

对 $p=0.1\%$

$$\Delta Q_{1\%} = \frac{0.7 \times 0.36 \times 5250}{\sqrt{28}} \times 9.4 = 2350\text{m}^3/\text{s}$$

其他 p 值计算成果, 见下表:

p	0.01	0.1	0.5	1
$\Delta Q_p(\text{m}^3/\text{s})$	3450	2350	1650	1350
$Q_p(\text{m}^3/\text{s})$	18350	14950	12550	11450
$Q_p + \Delta Q_p(\text{m}^3/\text{s})$	21800	17300	14200	12800

第九节 算 例

某水文站自1923年至1970年共有断续的实测洪峰流量资料33年。实测最大洪峰为9200 m^3/s , 发生在1956年。实测次大洪峰为5470 m^3/s , 发生在1963年。另外调查到1913、1917、1928、1939及1943年等5年历史洪水, 分别为6740 m^3/s 、5000 m^3/s 、6510 m^3/s 、

6420m³/s和8000m³/s。并经考证可以断定从1913年以来未发现超过5000m³/s的洪水。除此之外，1932年洪水在群众记忆中略小于1933年，但未调查到数值。又据历史文献考证1870年洪水与1956年不相上下，而1849的洪水较1870年为大。除此之外，情况不明。现拟在此处修建一座水坝，需根据这些资料推求千年一遇设计洪峰。

由现有资料不难看出，1956年洪水大体是1849年以来的第2或第3项洪水。1943、1913、1928、1939、1963和1917年则分别为1913年以来的第2、第3、第4、第5、第6和第7项洪水，据此分析求得各年洪峰流量的经验频率，见表2-11。

根据表列计算结果点绘经验频率分布图，并通过点群中心目估定一光滑曲线，见图2-19中之虚线。

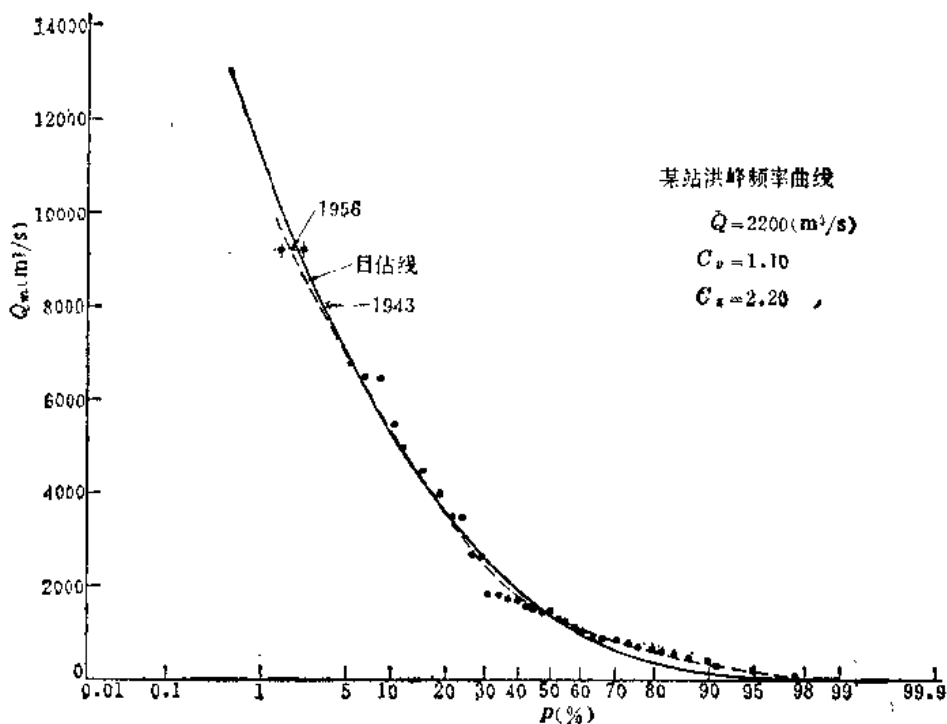


图 2-19 某站洪峰频率曲线

可通过矩法或三点法^[11]确定统计参数的初值进行适线，本算例采用三点法，求得参数如下：

$$\bar{Q}_m = 2210 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$C_s = \sigma / \bar{Q}_m = 2380 / 2210 = 1.08$$

经多次试算选用 $\bar{Q} = 2200 \text{ m}^3/\text{s}$ ， $C_s = 1.10$ ， $C_x = 2C_s = 2.20$ ，得出如图2-19中之实线，与经验频率点据配合良好，即采用此组参数作为设计依据。

据此组参数求得的千年一遇设计洪峰值 $Q_{0.1\%} = 17100 \text{ m}^3/\text{s}$ 。

表 2-11

某站洪峰流量经验频率计算表

洪 峰 流 量				经 验 频 率 计 算					
按时间次序排列		按数量大小排列		$p_1 = \frac{M_1}{N_1 + 1}$		$p_2 = \frac{M_2}{N_2 + 1}$		$p_3 = \frac{m}{n + 1}$	
年 份	$Q_m (m^3/s)$	年 份	$Q_m (m^3/s)$	序号 M_1	p_1	序号 M_2	p_2	序号 m	p_3
1849	(>9200)	1849	(>9200)	1	0.8				
1870	(9200)	1870	(9200)	2~3	1.6~2.4				
1913	(6740)	1956	9200	2~3	1.6~2.4	1	1.7*	1	2.6
1917	(5000)	1943	(8000)			2	3.4*	2	5.3
1923	1740	1913	(6740)			3	5.1*		
1924	1470	1928	(6510)			4	6.8*	3	7.9
1925	3440	1939	(6420)			5	8.5*	4	10.5
1926	202	1963	5470			6	10.2*	5	13.2
1928	(6510)	1917	(5000)			7	11.9*		
1929	1850	1933	(4450)					6	15.8*
1932	(4000)	1932	(4000)					7	18.4*
1933	4450	1936	3470					8	21.1*
1934	862	1925	3440					9	23.7*
1935	1540	1937	2690					10	26.3*
1936	3470	1942	2650					11	28.9*
1937	2690	1929	1850					12	31.6*
1939	(6420)	1954	1810					13	34.2*
1942	2650	1923	1740					14	36.8*
1943	(8000)	1953	1700					15	39.5*
1949	612	1952	1570					16	42.1*
1950	1300	1935	1540					17	44.7*
1951	1290	1924	1470					18	47.4*
1952	1570	1959	1450					19	50.0*
1953	1700	1950	1300					20	52.6*
1954	1810	1951	1290					21	55.3*
1955	1150	1955	1100					22	57.9*
1956	9200	1962	1020					23	60.5*
1957	830	1958	880					24	63.2*
1958	880	1934	862					25	65.8*
1959	1450	1957	832					26	68.4*
1960	406	1969	818					27	71.1*
1961	397	1964	744					28	73.7*
1962	1020	1970	710					29	76.3*
1963	5470	1966	676					30	78.9*
1964	744	1949	612					31	81.6*
1965	78	1967	575					32	84.2*
1966	676	1960	406					33	86.8*
1967	575	1961	397					34	89.5*
1968	302	1968	302					35	92.1*
1969	818	1926	202					36	94.7*
1970	710	1965	78					37	97.4*

注 1) (>)内数字表示调查洪水资料, 其中1849年和1870年两次洪水, 分别超过和接近1956年洪水, 不能确切定量。另外1932年洪水数量在1936年和1933年洪水之间, 也不能定量。

2) * 为设计时采用的经验频率值。

3) 三种计算方案, 分别按 $N_1 = 122$ 年(1849~1970年), $N_2 = 56$ 年(1913~1970年)和 $n = 37$ 年(1923~1970年期间有资料年份)。

参 考 文 献

- [1] 刘光文等编, 水文分析与计算, 中国工业出版社, 1963。
- [2] V.T.Chow, Ed., Handbook of Applied Hydrology, McGraw-Hill, 1964.
- [3] 中国水利学会编, 水文计算经验汇编, 第一、二、三集, 中国工业出版社, 1959、1963、1965。
- [4] 水利水电工程设计洪水计算规范(SDJ22-79), 水利出版社, 1980。
- [5] 水利电力部东北勘测设计院, 洪水调查, 水利电力出版社, 1977。
- [6] Co ta, J.E., Interpretation of the Largest Rainfall-runoff Floods Measured by Indirect Methods on Small Drainage Basins in the Conterminous United States, China-U.S. Bilateral Symposium, 1985.
- [7] 骆承政、沈国昌, 我国最大洪水及其地域分布, 水文, 1987年第5期。
- [8] 马秀峰, 计算水文频率参数的权函数法, 水文, 1984年第4期。
- [9] 刘光文, 水文频率计算评议, 水文, 1986年第3期。
- [10] 丛树铮、朱元睦, 中美双边水文极值学术讨论会——美方论文综述, 水文, 1987年第1期。
- [11] Greenwood, J.A. et al., Probability-Weighted Moments, Water Resour. Res., Vol. 15, No. 5, 1979.
- [12] 水利水电科学研究院水资源所, 设计洪水经验汇编, 1981。
- [13] 谭维炎、张维然等, 水文统计常用图表, 水利出版社, 1982。
- [14] Barnes, H.H., Jr., Roughness Characteristics of Natural Channels, U.S. Geological Survey, 1967.

第三章 防洪安全设计与设计洪水

第一节 防洪安全设计

一、防洪安全事故的风险

在河流、湖泊等水体上兴建的水利水电工程或其他各种工程，如堤堰、闸坝、水电站、桥涵、码头、取水口或排污口等，它们本身的安全和正常工作的条件都直接受到洪水的威胁。若洪水流量或水位、流速超过了容许的数量，即将出现防洪安全事故。轻则破坏工程正常工作条件，例如使水库调蓄洪水、码头停泊船只、取水口引水、水电站发电等功能受阻，使所建工程不能获得效益，无法实现预期的设计目标。重则会危及工程本身的安全，造成局部或全部损毁，随之而来的是停电、停水和中断交通，甚至还会引起溃堤、垮坝而形成洪水，伴随着毁灭性灾害。防洪安全设计是依据当地可能出现的洪水情况，估算出各种设计方案实施后，防洪安全事故的风险率，再综合考虑洪灾损失金额及工程费用，以及公众对洪灾风险可以承受的水平，来选定最优的设计方案。

系统失效风险率的定义为：“系统在其规定的工作年限内，不能完成预定功能的概率。”一般可以概化为系统的荷载效应 L 和系统的承载能力 R 之间的矛盾。当荷载效应 L 小于承载能力 R ，则系统保持正常工作并完成预定功能；反之，当 $L > R$ ，则系统的整体或局部失效，而无法完成其功能。由于存在着众多的不确定因素，荷载效应 L 和承载能力 R 是随机变量，因此系统失效 $\{R < L\}$ 是随机事件，其出概率 p_f 就代表该系统的风险率 Risk:

$$Risk = p_f = p\{R < L\} = \iint_{R < L} f_{RL}(r, l) dr dl \quad (3-1)$$

式中 $f_{RL}(r, l)$ 是该系统荷载 L 和承载能力 R 的联合分布密度函数。积分代表如图 3-1 阴影面积部分概率密度之和，即 $\{R < L\}$ 事件的概率 p_f 。

防洪安全设计的事故指由于洪水过大，致使工程不能完成其预定功能的事件。因此，荷载是代表洪水，不过对于功能不同的工程，事故的类型也就有所不同。譬如挡水的堤坝，由于洪水漫溢而失效；支撑桥梁的桥墩，由于洪水冲蚀基础或水流冲击而损毁；调蓄洪水的水库，由于洪量过大，充满库容，而使调蓄作用失

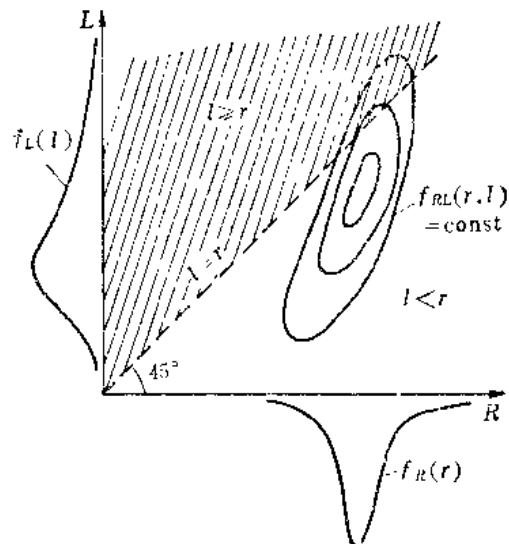


图 3-1 荷载 L 与承载能力 R 的联合概率密度函数

效,甚至会使挡水坝损毁,形成垮坝洪水,等等。对于这些不同类型的防洪安全事故,荷载效应 L 与承载能力 R 分别代表不同内容。例如堤防工程的 L 代表控制断面的洪水水位,加上风浪爬高; R 代表堤顶高程。防洪水库工程的 L 代表水库的最高洪水水位加上风浪爬高,或者代表溢洪道最大出流量; R 则代表坝顶高程或溢洪道泄流能力。

防洪安全设计的荷载效应和承载能力,也受到众多不确定因素的作用。例如洪水测验误差、汛前底水及前期的雨洪情况、风浪及干支流洪水遭遇情况等因素,都会影响荷载效应的强弱。又如建筑材料、施工质量、量测精度和计算模型精度等因素,会使承载能力的实际值高于或低于计算值。因此,事故的发生是众多随机性综合作用的结果,同样可用 $\{R < L\}$ 事件出现的总概率来说明事故风险率。

由成因分析可知,荷载效应与承载能力两者一般是相互独立的。因此,风险率计算公式可改写成下式:

$$Risk = p_r = p\{R < L\} = \int_0^{\infty} \int_0^r f_L(l) \cdot f_R(r) dr dl \quad (3-2)$$

二、防洪安全事故风险率计算

风险率计算程序如图3-2所示。

一方面由流域的洪水资料信息,通过洪水频率分析程序,求得各种洪水特征的联合概率分布, $F_{c_1, c_2, \dots, c_m}(c_1, c_2, \dots, c_m)$ 。防洪安全设计的荷载效应 L ,是由控制断面处洪水情况所决定的,所以 L 与某些洪水特征之间存在一定的转换函数,然而影响因素众多,相互关系复杂,无法通过解析途径求解,一般只能通过相关途径,寻求 L 与洪水特征之间的相互关系:

$$L = T_B(c_1, c_2, \dots, c_m) \quad (3-3)$$

在此基础上,可以间接求得荷载的概率分布函数:

$$F_L(l) = \int \int \dots \int_{T_B^{-1}(L \geq l)} f_{c_1, c_2, \dots, c_m}(c_1, c_2, \dots, c_m) dc_1 dc_2 \dots dc_m \quad (3-4)$$

式中 $T_B^{-1}(L \geq l)$ 表示使转换函数 T_B 的反函数为 $L \geq l$ 域内洪水特征的全部取值。

另一方面,依据设计的目标和要求,选定某种可行的设计方案,再分析计算其承载能力的期望值 ER ,并从分析计算方法的误差、材料、施工质量、管理运用情况等不确定因素,确定 R 的概率密度 $f_R(r)$ 。

可以根据式(3-4)积分,求得风险率。由于 $f_L(l)$ 和 $f_R(r)$ 的分布型式不定,直接通过解析方式求解往往无法实现,然而对个别特定分布仍是可解的。

1) 当 L 、 R 呈相互独立的二维正态分布时,可证明安全裕度 $Z = R - L$ 为一符合正态分布的随机变量,即

$$p_z(z) = N(EZ, DZ)$$

式中 EZ ——变量 Z 的数学期望;

DZ ——变量 Z 的方差。

$$EZ = ER - EL \quad (3-5)$$

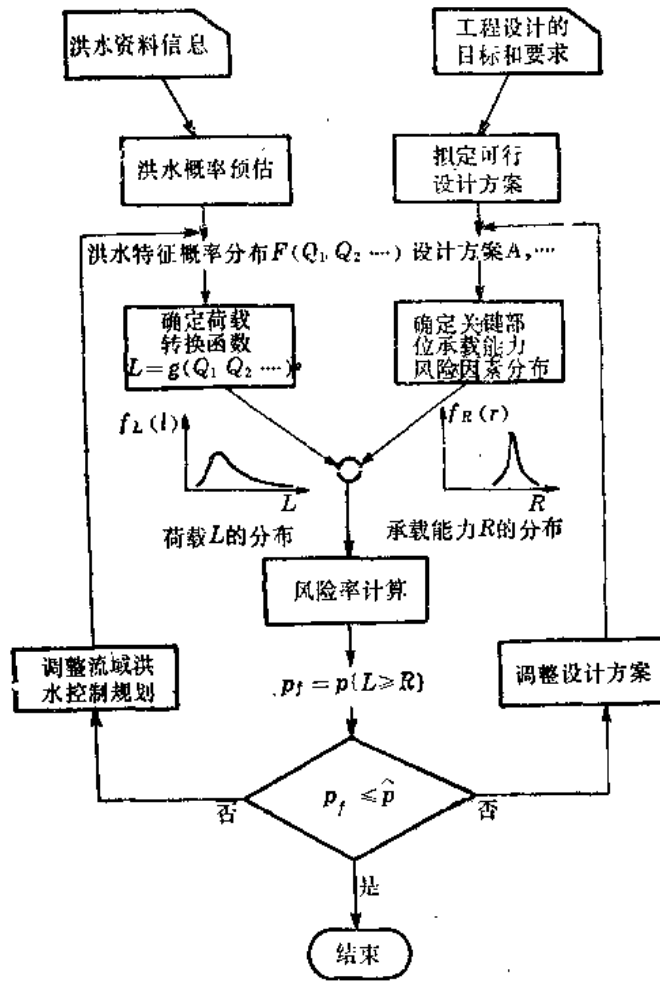


图 3-2 以风险率 p_f 为基础的防洪安全设计流程图

$$DZ = DR + DL \quad (3-6)$$

从所得出的正态分布可求得风险率,

$$p_f = p\{R < L\} = p\{Z \leq 0\} = F_z(0) \quad (3-7)$$

2) 若 L 、 R 为相互不独立的二维正态变量, 即

$$\rho_{L, R}(l, r) = N(EL, DL, ER, DR, \rho_{L, R})$$

式中 EL 、 DL ——分别代表荷载 L 的数学期望和方差;

ER 、 DR ——分别代表承载力 R 的数学期望和方差;

$\rho_{L, R}$ ——代表 L 和 R 的相关系数。

可对变量 L 和 R 作正交变换, 求得一组相互独立的正态变量 X 、 Y :

$$\left. \begin{aligned} x &= R_1(l, r) \\ y &= R_2(l, r) \end{aligned} \right\} \quad (3-8)$$

则可通过 X 、 Y 的正态分布函数间接求得风险率 p_f 。

3) 若 L 、 R 为二维对数正态变量, 可作对数变换, 化作为上述两种特定情况之一求解^[1]。

但是, 实际上 L 、 R 的分布型式是未知的, 只好由经验假定。在确定风险率时, 多近似作为最简单的正态分布处理, 或在最易失事点附近, 用泰勒级数展开近似作为正态分布, 采用“一次二阶矩法”, 求得安全裕度 Z 的分布参数 EZ 和 DZ , 从而求得风险率 $Risk = p\{Z \leq 0\}$ 。

若 L 、 R 为非正态不独立的分布型式, 统计实验途径也是可尝试的^[2]。

三、以风险率为基础的防洪安全设计

依据上述风险率计算方法, 求得指定设计方案发生某种特定类型(μ)防洪安全事故的风险率 $p_{rj}(\mu)$, ($j=1, 2, \dots, k$), 如图3-2所示。另一方面, 如果由当地公众对该类型事故可以承受的风险水平, 选定容许的风险率 $\hat{p}_r(\mu)$, 那末通过对比逐个方案的风险率是否超过容许值, 就能确定方案是否可以接受。

若 $p_r(\mu) > \hat{p}_r(\mu)$, 说明风险过大, 应拒绝采用该方案。方案应作适当调整, 以降低事故风险率。方案调整可分为两个方面, 一方面可调整流域内已采用的各种防洪措施, 如新建和扩建一些防洪工程措施, 或者采取一些更有效的非工程措施来改变流域洪水特性, 体现在各项洪水特征的概率分布函数及其相应的荷载效应分布 $f_L(l)$ 向下浮动。另一方面也可以调整设计方案的承载能力, 如扩建泄洪设施、增加蓄洪库容、延长渗流路径、加强护坡衬砌和基础、改善反滤层等, 使承载能力的概率分布 $f_R(r)$ 作相应的向上浮动。上述两个方面的调整都可以使风险率 $p_r(\mu)$ 值降低。一般来说增大承载能力 R , 要比减低荷载效应 L 所需的防洪措施更易于实现。

可以看出容许的风险值 $\hat{p}_r(\mu)$ 是决策的关键, 其数值的高低控制着方案的取舍。一般可采取不同学科不同行业, 依据事故类型和事故造成后果的严重性, 统一制定风险率设计标准。例如在交通、公民建等部门, 对于危及生命的事故, 风险率一般规定不高于 $10^{-5} \sim 10^{-6}$ 。这样处理使设计工作简便易行, 而且在宏观上也可以使风险保持平衡。

考虑到防洪安全事故类型很多, 即使是同类事故, 其后果严重程度也会有很大差别。在评定不同的防洪安全设计方案时, 原则上是可以投资效益的综合经济比较途径, 确定最优的设计方案, 并不需要决策人员事先选定容许的风险率 \hat{p}_r 。计算风险率是用来确定各方案的洪灾损失, 而不是作为选定方案的基础。

为了便于说明问题, 以一最简单的河道堤防工程为例。设所研究河段的泄洪能力, 是由某控制断面安全通过的最大流量 \hat{Q} 表示, 若该断面的洪峰流量 Q 超过泄洪能力 \hat{Q} , 则洪水将漫溢溃堤而成灾。因此, 在作防洪安全风险分析时, 控制断面洪峰流量 Q 代表荷载效应, 安全泄洪流量 \hat{Q} 代表承载能力, 出现洪水安全事故的风险率 p_r 代表事件 $\{Q > \hat{Q}\}$ 的概率:

$$p_r = p\{Q > \hat{Q}\}$$

防洪安全设计是通过降低荷载(洪峰流量 Q)、或者提高承载能力(泄洪能力 \hat{Q}), 使出现洪灾的风险率 p_r 有所降低, 从而获得防洪效益。

堤防工程的效益表现在洪灾损失额降低, 在 D 年期间洪灾损失额 S , 是洪灾发生次数 m 和每次洪灾平均损失额 \mathcal{L} 的乘积, 即

$$S = m\mathcal{L} \quad (3-9)$$

在 D 年期间平均发生洪灾的次数为 m , 等于每年出现洪灾的风险率与 D 的乘积, 即

$$m = p\{Q > \hat{Q}\} \cdot D = p_t \cdot D \quad (3-10)$$

平均每次洪灾的损失额 \mathcal{L} 是很难确切计算的, 因为有些厂矿受灾停产还会造成一定的间接损失。此外, 人员牺牲所造成的损失等都是无法折算成经济价值的。这是防洪经济比较难于进行的根本症结所在。

如有若干个规模不同的培修和加高堤防的设计方案, 需要从中寻优。控制断面洪峰流量的概率密度可以代表荷载效应的概率密度曲线, 即

$$f_L(l) = f_Q(q) \quad (3-11)$$

对于各个设计方案, 该分布是不变的。

各个设计方案是通过调整承载能力, 即改变容许泄洪流量 \hat{Q}_j , 因此每个方案有各自的 $f_{Rj}(r)$:

$$f_{Rj}(r) = f_{\hat{Q}_j}(q) \quad (j=1, 2, \dots, k) \quad (3-12)$$

其分布参数 (期望值和方差) 如下式:

$$E_{\hat{Q}_j} = \int_0^{\infty} q f_{\hat{Q}_j}(q) dq \quad (3-13)$$

$$D_{\hat{Q}_j} = \int_0^{\infty} (q - E_{\hat{Q}_j})^2 f_{\hat{Q}_j}(q) dq \quad (3-14)$$

在不少算例中, 假定 $f_{Rj}(r)$ 符合于最简单的正态分布, 可由参数直接求得概率密度函数。

根据每个方案的承载能力概率密度, 配合同一的荷载概率密度, 即可求得该方案的风险率 p_{rj} :

$$p_{rj} = \iint_{\hat{Q}_0}^{\hat{Q}_j} f_{\hat{Q}_j}(q) f_Q(q) dQ d\hat{Q}_j \quad (3-15)$$

代入有关公式可计算各方案的洪灾损失金额 S_{rj} 。

另一方面是估算各方案的投资和总费用, 设工程一次投资包括材料、施工、拆迁等费用为 V 。若考虑以工程有效工作年限 D 年作为经济比较的计算时段, 则可求得时段末的投资期值 F_1 :

$$F_1 = (1+i)^D \cdot V \quad (3-16)$$

式中 i —— 年利率。

每个工程维修费用为 a , 一般假定与总投资额 V 成比例, 则

$$a = k \cdot V \quad (3-17)$$

在 D 年期间逐年的维修费用, 折合成时段末的期值为 F_2 , 则

$$F_2 = a \frac{(1+i)^D - 1}{i} = k \cdot \frac{(1+i)^D - 1}{i} \cdot V \quad (3-18)$$

总费用为两期值之和, 即

$$F = F_1 + F_2 = (1+i)^D \cdot V + k \cdot \frac{(1+i)^D - 1}{i} \cdot V \quad (3-19)$$

或

$$F = K \cdot V \quad (3-20)$$

说明工程总费用与工程基建投资额 V 是成比例的。各个设计方案的工程规模大小不同, 所以投资额 V 和总费用 F 也不相同。

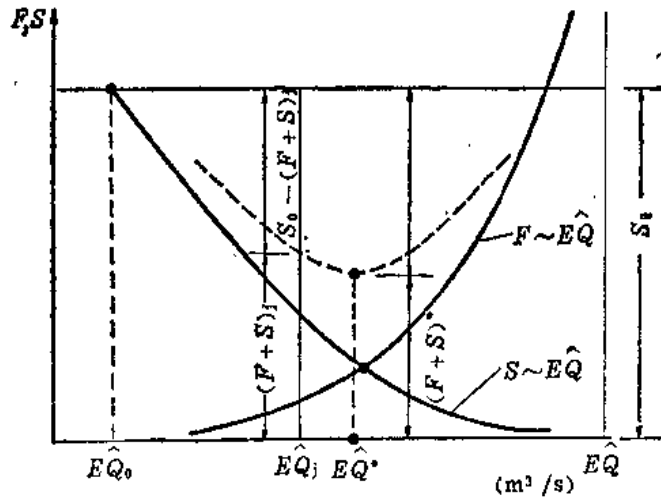


图 3-3 河道堤防工程总费用
F和洪灾损失金额S综合经济比较关系示意图

如上所述可以求得逐个设计方案在计算时段 D 年期间的洪灾损失金额 S 和工程总费用金额 F 。综合经济核算的目标就是寻求最优方案, 使 $F+S=\min$ 。可以用 \hat{EQ} 代表各方案的工程规模, 则可绘成如图3-3中的 $S \sim \hat{EQ}$, $F \sim \hat{EQ}$ 和 $F+S \sim \hat{EQ}$ 三条曲线。最优方案应满足条件:

$$\frac{d}{d\hat{EQ}} (F+S) = 0 \quad (3-21)$$

即

$$\frac{dF}{d\hat{EQ}} = -\frac{ds}{d\hat{EQ}} \quad (3-22)$$

一般工程费用 F 在 $(0, \infty)$ 区间是 \hat{EQ} 的单增函数, 其 $\frac{dF}{d\hat{EQ}}$ 值随 \hat{EQ} 增大而急剧增大, 而洪

灾损失额 S 在 $(S_0, 0)$ 区间是 \hat{EQ} 的单减函数, 其 $|ds/d\hat{EQ}|$ 值随 \hat{EQ} 增大而急剧减小, 因此极小值通常是存在的。由此可知, 对于某个设计方案, 若再扩大防洪工程所增加的工程费用, 恰好等于多获得的防洪效益, 那么这个方案就是“最优方案”。

通过经济比较寻求最优方案的途径具有如下一些特点:

1) 工程兴建前洪灾损失额 S_0 是计算防洪效益的基础, 兴建工程后洪灾损失额 S 将降低, 不过要耗费一定的投资及管理维修费用 F 。如果 $S_0 - S \geq F$, 就说明兴建工程是有利的,

否则是不利的。

2) 如果为了完全消除洪灾损失, 即要求发生洪灾的可能性为 0, 往往需要兴建非常宏大规模的防洪工程, 其费用也是惊人的, 在经济上显然是不利的。因此, 根据经济核算原理得出的最优设计方案, 并不是 100% 的保证消除洪灾。也就是说, 兴建工程后仍有一定的概率 p_r^* , 要发生洪灾, 称为工程设计方案的合理风险值。

3) 各项工程按经济核算得出的最优方案设计, 发生洪灾的概率 p_r^* 值并非固定的。当防护对象比较重要, 即洪灾损失额的变化梯度 $\Delta S / \Delta Q$ 较大, 则 p_r^* 一般要求要稀遇一些, 或安全保证率要求更高一些。另外当工程较艰巨, 为提高防洪安全保证率耗费较大, 即费用的变化梯度 $\Delta F / \Delta \hat{Q}$ 较大时, 则 p_r^* 可以取得大一些, 或安全保证率允许低一些。

4) 当地洪水特性对 p_r^* 也有一定影响, 对于变差系数 C_v 较大的河流, 分布曲线较陡, $\Delta Q / \Delta p$ 较大。

$$S = D \cdot p \cdot \mathcal{L} \quad (3-23)$$

$$\frac{dS}{dE\hat{Q}} = D \cdot \mathcal{L} \cdot \frac{dp}{dE\hat{Q}} = D \cdot \mathcal{L} \cdot \frac{dp}{dQ} \quad (3-24)$$

其损失额梯度 $\frac{dS}{dE\hat{Q}}$ 则较小, p_r^* 可以取得大一些, 或安全保证率允许低一些。反之, 对

于 C_v 较小的河流, p_r^* 要求更稀遇一些。

四、以洪水频率为基础的防洪安全设计

传统的防洪安全设计程序是不考虑承载能力的随机性, 而是作为确定性数值处理, 使防洪安全事故的风险率计算公式得到简化:

$$Risk = p_r = p\{L > R\} = \int_r^{\infty} f_L(l) dl = F_L(r)$$

说明可以直接由荷载效应的概率分布函数 $F_L(l)$ 求得事故风险率。因此, 寻求分布函数 $F_L(l)$ 是防洪安全设计的关键。如前述, 荷载效应主要是由洪水所决定的。由于不同工程项目的功能和设计要求不同, 荷载效应代表不同的内容, 反映不同的洪水特征。有些防洪措施的防洪作用比较简单, 易于分析, 输入洪水的一个或几个特征就控制了输出的洪水过程, 可以通过分析确定荷载效应所代表的洪水特征。

例如河道堤防工程设计, 通过分析可知应取河道的洪峰流量作为荷载效应。进一步考虑到堤防漫溢溃决事故, 其恢复期较长, 而且所造成灾害损失多为一次性的, 因此可以采用洪峰年极值 Q_m 的概率分布函数 $F_{Q_m}(q)$, 来代表设计的荷载分布。于是堤防溃决事故的风险率可按下式计算:

$$Risk = p_r = \int_{\hat{Q}}^{\infty} f_{Q_m}(q) dq = F_Q(\hat{Q}) \quad (3-25)$$

可以由决策人员选定要求的风险率数值 \hat{p}_r , 也可以通过前述的防洪效益综合经济比较途径, 选定经济上最优的风险率 p_r^* 。一旦选定 p_r 值后, 就不难依据当地洪峰年极值频率曲线, 求得满足事故风险率的泄洪能力 \hat{Q} 值, 即要求:

$$p\{Q_m > \hat{Q}\} = F_{Q_m}(\hat{Q}) = p^* \quad (\text{或} = \hat{p}_r)$$

$$\hat{Q} = F_{Q_m}^{-1}(p^*) \quad (\text{或} = F_{Q_m}^{-1}(\hat{p}_r))$$

式中 $F_{Q_m}^{-1}(p_r)$ ——洪峰年极值分布函数的反函数，相应于 $p = p_r$ 值的 \hat{Q} 值。

对于由多项防洪措施所构成的流域防洪系统，其防洪作用就复杂得多了。荷载效应就不再是某一个或几个洪水特征所能代表的了，往往是包括若干个断面及区间的洪水过程。由于荷载效应的概率分布是多维随机过程的概率组合而成的，因此很难通过解析途径推求其概率分布 $F_L(l)$ 。一般只得采用统计实验途径推算，即将防洪系统概化成模拟模型，输入洪水过程序列，模拟输出的洪水过程，再评定系统的事故风险率。

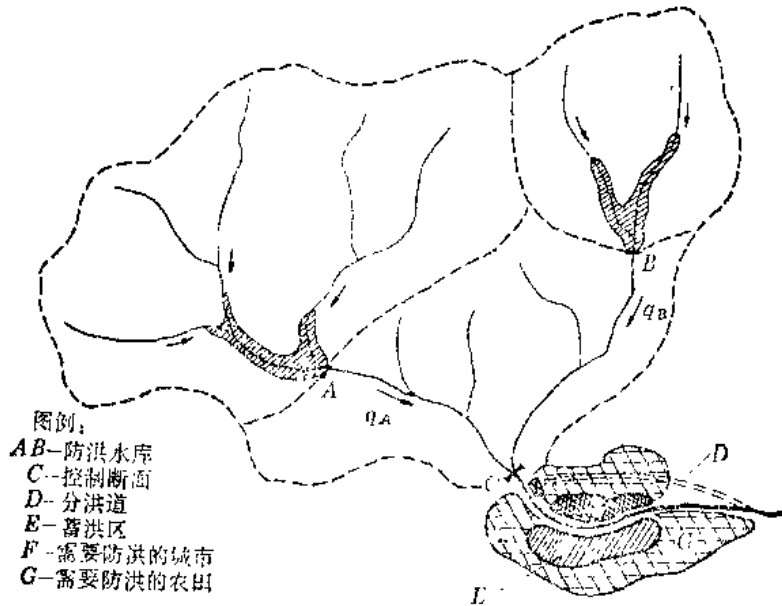


图 3-4 某流域各种防洪工程措施布置图

现以图3-4所示某流域来说明，图中防洪区可以用控制断面C处流量过程线 $Q_c(t)$ ，来说明当地洪水情况。兴建工程前河道的宣泄能力为 \hat{Q}_c ，当洪水流量 Q_c 超过 \hat{Q}_c ，即将漫溢出槽形成洪灾，成灾水量 W 如下式：

$$W = \int_{t_1}^{t_2} (Q_c - \hat{Q}_c) dt \quad (3-26)$$

如图3-5中阴影部分。若通过培修堤防、疏浚河道，其宣泄能力可提高为 \hat{Q}'_c ，河道水位则有所下降，使区内农田排水条件有所改善。在增加泄洪能力的同时，还可以在上游兴建防洪水库来拦蓄和调节洪水，如图若在A、B两处分别建防洪水库，建库后下泄洪峰降低，将使防洪区的洪水威胁减轻。不过要使洪水安全通过控制断面C，还需兴建分洪蓄洪区D，用来拦蓄和分泄水库以下的区间面积所形成洪水的一部分，最终使控制断面C处的洪水流

量过程（经过A、B水库调节，并经过D的分泄和拦蓄后的洪水流量） $Q_c^*(t)$ ，要保持低于河道的泄流能力 \hat{Q}_c ，即

$$Q_c^*(t) \leq \hat{Q}_c$$

上述流域防洪系统可概化为如图3-6所示模型，其输入包括两部分，一部分是可控制的，如各个水库的库容曲线，泄洪设施的水力特性，各个河段河道汇流特性，以及各分洪设施的运用规程等。这部分输入由设计方案选定的决策变量控制，通过调整各决策变量（水库坝址、坝高、溢流段宽度、河道疏浚设计断面，分洪口门尺寸等），使这部分输入项所代表的模型各单元的参数数值有所变动，从而构成各个设计方案。另一部分输入是雨洪过程，如流程图中标示的子流域 A_1 、 A_2 及 B_1 、 B_2 等的入流洪水过程，还包括水库下游区间面积的雨洪过程。这部分输入项的特点是无法控制的，反映着当地雨洪变化特性。其资料来源有两种：一是直接根据观测资料序列；另一是依据观测资料，构造时间序列模拟模型，间接生成虚拟的资料序列。

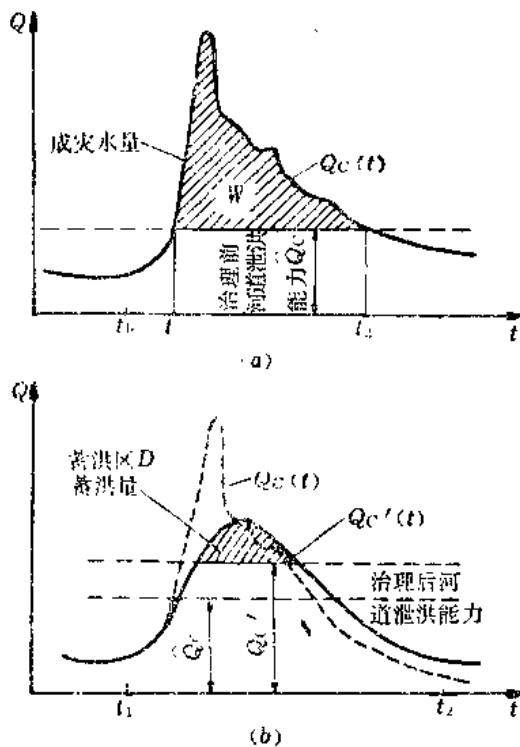


图 3-5 防洪控制断面C处洪水流量过程线
(a)治理前C处洪水过程线 $Q_c(t)$ ；(b)治理后C处洪水过程线 $Q_c'(t)$

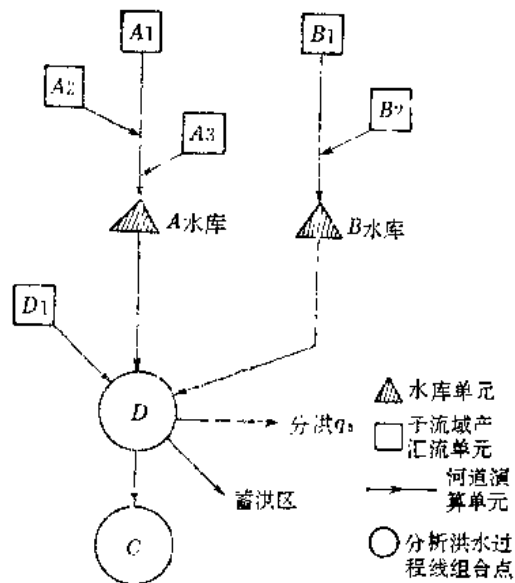


图 3-6 设计流域系统概化模型

模型所模拟的系统变换过程主要包括三个子过程，即水库洪水调蓄过程、河道洪水波涌进过程和分洪设施的分洪过程。各项输入的洪水过程，经过防洪系统的变换和组合，形成了出流过程而输出，代表出口断面C处的洪水过程。

美国陆军工程兵团工程水文中心已提出一个通用的程序包 (HEC-1) [11], 其中包括目前常用的各种模拟计算模型和方法, 可供用户自行选择组合, 具备模拟由各种防洪措施和不同流域单元构成的复杂流域系统的功能, 在设计部门得到广泛应用。

统计实验途径确定风险率的步骤是很直观的。由当地有关的水文气象资料, 对模型的各项参数率定以后, 只要能输入足够长的雨洪资料序列, 对逐个设计方案, 通过模型模拟演算得出输出的洪水过程序列, 再根据该方案的承载能力鉴别逐年的工作状态, 统计事故频次并折算成事故风险率 p_r 。

求得逐个设计方案的风险率后, 可以依据容许事故风险率 \hat{p}_r 选定方案的决策过程, 也可以通过投资-效益综合分析选取最优解 p^* 。

由统计实验途径确定风险率的主要优点是灵活和通用性强, 适用于复杂的防洪系统, 众多不确定因素组合。其缺点是目前成果尚无法避免输入序列代表性和可靠性的严酷限制, 难以取得符合于精度要求的成果, 因而无法满足工程设计部门的基本要求。

第二节 设计洪水概念

一、防洪安全设计的两类课题

防洪安全设计一般可分为两类课题: 一类是推算工程建成后, 在下游防洪区将来可能出现的洪水情况, 用来研究分析本工程对防洪区的作用。现以图 3-4 中水库 A 为例, 就是需要推算水库的不同设计方案建成后, 防洪区控制断面 C 处的洪水情况, 从中选出最佳方案。另一类防洪计算是预估工程所在地点可能出现的洪水情况, 用来核算工程本身的安全情况, 分析建筑物各部分构件的应力状况和工作条件。一般都是以可能出现的最不利组合作为设计的依据。上述两类防洪计算课题中, 在水文计算部分的性质是一样的, 都是根据当地暴雨洪水特性, 预估措施运用期间可能出现的洪水情况。

仍以图 3-4 所示的流域为例, 为了设计水库 A, 由于需要同时解决上述两类防洪计算课题, 所以不仅要给出坝址 A 处可能出现的洪水, 还必须给出断面 B 处洪水, 以及断面 A、B 以下、断面 C 以上区间面积可能出现的洪水情况, 从而推求断面 C 的洪水。因此, 需要预估的不仅是工程所在地点可能出现的洪水, 而且需要预估有关各个地区的洪水, 以及这些地区洪水可能的遭遇组合情况。

由水库调洪计算原理可以看出, 在一定的调洪方式下, 水库的整个入流过程 $Q(t)$ 或多或少地影响其出流流量过程 $q(t)$ 。换句话说, 水库出流流量是入流流量过程的函数, 而不是一两个人流洪水特征 (例如洪峰或 3 天洪量) 所能决定的。因此, 对于水库设计来说, 需要预估的不仅是可能出现的洪峰流量数值, 或某时段洪量的大小, 而是要预估各个断面可能出现的洪水流量过程。

然而, 有些工程的功能单一, 防洪安全设计的荷载效应与洪水特征之间的关系明确。譬如: 有些水库不承担下游地区防洪任务, 则只需要给出坝址断面处的入流洪水过程; 对于无调洪作用的水利工程措施, 如堤防或泄洪闸等, 仅只要求预估工程所在地点的洪峰流量即可; 对于蓄洪区或蓄洪塘坝, 则仅要求预估出可能出现的洪水总量。

二、水利水电工程的洪水设计标准

在设计水利水电工程时，为解决上述两类防洪安全设计课题，原则上可以通过上述的投资和效益的综合经济分析，来选定最优方案。然而，如前述由于水利水电工程的防洪安全事故所造成的损失十分巨大，往往要求的风险率或洪水频率极小，如0.1%、0.01%等。而目前水文频率分析方法的精度是不高的，尤其在罕见的特大洪水部分，其误差可达100%，甚至更大，就动摇了经济比较的基础。何况防洪安全事故是非常稀遇的小概率事件，必须输入十万甚至百万年以上的洪水资料，才能比较可靠地估算出防洪后果的概率。实际上这根本是不可能的。即使依赖于人工生成系列，又以目前还没有可供实用的多维洪水流域模型作为生成人工系列的工具，仍然无法得到所需的输入资料系列。此外，在估算人员伤亡的经济价值及洪灾的间接损失，如交通、能源等方面也存在着巨大的实际困难。因此，成本-受益分析途径受到严酷限制，在防洪安全设计工作中，仍然只得采用统一规定设计标准的风险率 p 或洪水频率 \hat{p} ，作为选用设计方案的依据。我国制定了相应的设计规范。在国外，上述成本-受益分析途径，也只是偶尔用于事故风险率较高、洪灾损失较轻，人员伤亡风险甚微的防洪安全设计工作中，如城市雨洪排水、公路桥涵等。

关于我国目前的防洪规划和水利水电工程的防洪安全设计工作，水利电力部对上述两类课题分别规定了设计标准。

水利水电工程对下游防洪区的防洪安全设计标准，是依据防护对象的重要性分级规定设计标准的，见表3-1。

表 3-1 防洪对象的防洪标准表

保护城镇	保护工业区	保护农田面积 (万亩)	防 洪 标 准	
			洪水频率(%)	重现期(年)
重大城市	重大工业区	>500	1~0.33	100~300
重要城市	重要工业区	100~500	2~1	50~100
中等城市	中等工业区	20~100	5~2	20~50
一般城市	一般工业区	5~10	10~5	10~20
无	无	<5	20~5	5~20

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，是针对工程建筑物本身防洪安全设计工作制定的。

水利水电工程的设计标准取决于建筑物的等级。我国规定的分等指标见表3-2，分级指标见表3-3。

设计永久性水工建筑物所采用的洪水标准，分为正常运用(设计标准)和非常运用(校核标准)两种情况。正常运用的洪水标准较低(即出现概率较大)，叫做设计洪水。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。在这种条件下，工程应保证正常运用。当一旦出现超过设计标准的洪水，则水利工程一般就不能保证正常运用了。由于水利工程的主要建筑物一旦破坏，即将造成灾难性的严重损失，因此规范规定当洪水在短时期内超过“设计标准”，主要水利工程建筑仍旧不允许破坏，仅允许一些次要建筑物

表 3-2 水利水电枢纽工程的分等指标

工程 等 别	工程规模	分 等 指 标				
		防 洪			灌溉面积 (万亩)	水电站 装机容量 (万千瓦)
		水库总库容 (亿m ³)	保护城镇及工矿区	保护农田面积 (万亩)		
一	大(1)型	>10	特别重要城市、工矿区	>500	>150	>75
二	大(2)型	10~1	重要城市、工矿区	500~100	150~50	75~25
三	中 型	1~0.1	中等城市、工矿区	100~30	50~5	25~2.5
四	小(1)型	0.1~0.01	一般城镇、工矿区	<30	5~0.5	2.5~0.05
五	小(2)型	0.01~0.001			<0.5	<0.05

注 1)总库容系指校核洪水水位以下的水库静库容;
2)分等指标中有关防洪、灌溉两项系指防洪或灌溉工程系统中的重要骨干工程;
3)灌溉面积系指设计灌溉面积。

表 3-3 水工建筑物级别的划分

工程等别	永久性建筑物级别		临时建筑物级别
	主要建筑物	次要建筑物	
一	1	3	4
二	2	3	4
三	3	4	5
四	4	5	5
五	5	5	

注 1)永久性建筑物,系指枢纽工程运行期间使用的建筑物,根据其重要性分为:
主要建筑物,系指失事后将造成下游灾害或严重影响工程效益的建筑物。例如,坝、泄洪建筑物、输水建筑物及电站厂房等。
次要建筑物,系指失事后不致造成下游灾害,或严重影响工程效益的建筑物。例如,失事后不影响主要建筑物和设备运行的挡土墙、导流墙、工作桥及护岸等。
2)临时性建筑物,系指枢纽工程施工期间所使用的建筑物,例如,导流建筑物等。

损毁或失效,这种情况就称为“非常运用条件”。由于主要建筑物只在很短时期内会处于这种情况,所以规范规定在非常运用条件下的安全系数和安全超高等,可以适当降低。按照满足在设计标准的洪水条件下,进行正常运用要求而设计的水工结构,有时是可以满足在校核洪水条件下进行非常运用的要求,不过也有时不能满足。因此,水工设计人员一般都要求同时提供两种标准的洪水情况,分别进行设计与校核,保证在两种运用条件下,主要建筑物都不破坏。

永久性水工建筑物的正常运用和非常运用的洪水标准见表3-4、3-5。

我国自50年代以来就以洪水出现频率作为设计及校核洪水标准。1964年制定了规范草案,1978年重新修订并颁布了规范。规范第11条规定如下:设计永久性水工建筑物所采用的非常运用洪水,应按下述原则确定:

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 3-4 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

表 3-5 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、浆砌石坝和其他水工建筑物	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；当采用混凝土坝、浆砌石坝时，根据工程特性、结构型式、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他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、重要性及基本资料情况，按不低于表3-4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3-5规定的数值适当降低。

目前国际上尚无统一的、为多数国家所接受的设计洪水标准。国际大坝委员会曾企图参照美国标准，提出一个草案征询各会员国意见，尚未取得结果。

各国现行设计洪水标准相差悬殊，大多根据本国的具体情况，按工程规模、等级、坝型和失事后果等因素，分别制订各自的分级设计标准。

设计洪水的表达形式或计算途径，大体上分为两类：一类是以洪水（或通过暴雨）频率（或重现期）表示设计洪水和校核洪水的标准，为苏联和多数国家大中型水利工程普遍采用；另一类是以气象上的“可能最大降水”推算“可能最大洪水”，作为设计洪水最高标准，适用于重要大中型（美国也用于小型）水利工程。也有从实测暴雨资料分析提出“标准设计暴雨”推算“标准设计洪水”，适用于一般中型水利工程。此外，还有采用各种折减“可能最大降水”的办法，计算小坝的设计洪水。美国和中低纬度一些国家已逐步采用这一类方法。

美国30年代以前对于大中型水利工程普遍采用频率洪水标准，经过30年代非常洪水的考验，发现频率计算的局限性以及使用中的问题，并认为原定标准普遍偏低，因而促进了对可能最大洪水的研究。美国目前尚无全国统一的标准，多数大中型水利工程采用美国土木工程学会1964年提出的设计洪水标准，美国三种设计洪水标准的概念是：

1) 可能最大洪水 (PMF) ——系由相应的可能最大降水 (包括融雪) 或暴雨 (PMF 或 PMS) 推算而得。可能最大降水是应用水文气象方法, 使产生洪水的气象要素极大化而得。可能最大洪水是该流域的一种设想的可能的上限洪水, 是洪峰流量、洪水总量及洪水过程线形状最为严重, 但又是可能发生的洪水。这种洪水实际上没有被超过的危险。

2) 标准设计洪水 (记为 SDF) ——系由相应的设计降水 (记为 DP) 或设计暴雨 (记为 DS) 推算而得。它是该流域内降雨及融雪的具有代表性的和最严重的组合所形成的洪水, 是通过邻近地区的大量实测暴雨的组合及产流计算而选定的洪水。

3) 频率设计洪水 ——系通过实测洪水资料的插补、频率计算和地区综合决定的洪水, 也可由设计暴雨推算而得。

三种设计洪水的关系: 美国东北部和东南部 6 小时 26km^2 的可能最大降水约为 $630\sim 760\text{mm}$, 相当于 200 万至 1000 万年一遇, 但可能最大洪水和标准设计洪水相应的频率, 难以准确决定。根据美国陆军工程兵团在加利福尼亚州的经验, 万年洪峰约相当于可能最大洪水的 $65\%\sim 75\%$ 。也有人认为可能最大洪水相当于百年一遇洪水的 $5\sim 7$ 倍, 小流域而积上约为 $2\sim 3$ 倍。标准设计洪水的洪峰和洪量, 通常为同流域的可能最大洪水的 $40\%\sim 60\%$, 平均为 50% 。美国天气局将可能最大降水乘以 0.5 作为标准设计降水。可能最大洪水和标准设计洪水与实测最大洪水之间, 在有些流域上相差甚大, 而有些则相差不大。例如, 密西西比河用暴雨移置法确定的可能最大洪水, 仅比 1927 年实测最大洪水大 $17\%\sim 27\%$; 美国奥罗维尔坝的可能最大洪水为实测最大洪水的 3.1 倍, 而标准设计洪水则为实测最大洪水的 1.9 倍。

苏联对大中型水利工程一向采用频率分析作为设计洪水标准, 并做了几次修正补充。由于新规范提高了水工建筑物的等级划分标准 (发电装机容量和灌溉面积等), 因此就相对降低了设计洪水的标准, 见表 3-6、3-7。

表 3-6 苏联大中型水工建筑物分级标准表

分 级	装 机 容 量	坝	
		岩 基 上	软 基 上
1	>100 万 kW	>100m	>50m
2	30 万~100 万 kW	50~100m	25~50m
3	5 万~30 万 kW	20~50m	15~25m
4	<5 万 kW	<20m	<15m

三、设计洪水概念的形成

虽然我国的洪水设计规范并没有指明“设计洪水”的定义, 事实上已经引用了“设计洪水”的概念。规范是以指定重现期 (频率) 的洪水作为设计标准。然而任何一场现实的洪水过程的重现期或频率是无法定义的, 因为一次洪水包含有若干特征, 它们具有各自的出现频率, 在一般情况下是互不相等的。所以, 作为设计标准的洪水, 只是具有规定功能的一场特定的洪水, 就是通常所说的“设计洪水”。规范要求“设计洪水”应具备的功能

表 3-7 苏联大中型水工建筑物等级与设计洪水标准 (重现期以年为单位)

方案根据	建筑物类型	运行情况	建筑物等级				说明
			1	2	3	4	
ГОСТ-3999-48 (原规定)	永久建筑物	正 常	1000	100	50	20	不包括临时建筑
		非 常	10000	1000	200	100	
临时规定 (新规定)	土 坝	(1)	1000	300	200	100	凡因失事引起下游人命 伤亡和破坏重要设施时采 用运行条件(2)
		(2)	10000	≤10000	≤2000	≤1000	
	混凝土坝	(1)	200	100	50	30	
		(2)	1000	≤1000	≤200	≤100	

是：以频率等于设计标准的设计洪水作为基础而规划设计出的工程项目，其防洪安全事故的风险率应恰好等于原定设计标准。假定“设计洪水”是实际上存在的，而且是可以求得的，其精度也是满足需要的，那么，就可以使防洪安全设计工作显著地简化，无需再逐一计算若干个设计方案的风险率，从中插值求得符合设计标准的方案。

由防洪安全事故风险率计算方法可看出，如果不考虑承载能力的不确定性，则荷载效应的概率与事故风险率是相等的，即

$$F_L(\hat{l}) = p_f$$

式中 $F_L(\hat{l})$ ——荷载效应的概率分布在极限荷载效应 \hat{l} 处的概率取值。

因此，只要能够建立洪水特性 (c_1, c_2, \dots, c_m) 与荷载效应 L 之间的经验关系：

$$L = T_B(c_1, c_2, \dots, c_m) \quad (3-3)$$

即可间接求得风险率 p_f ：

$$p_f = F_L(\hat{l}) = \int \int \dots \int_{T_B^{-1}(l > \hat{l})} f_{c_1, c_2, \dots, c_m}(c_1, c_2, \dots, c_m) dc_1 dc_2 \dots dc_m \quad (3-4)$$

对于一个最简单的系统 (见图3-7)，输入为随机向量 \underline{x} ，输出也是一个随机向量 \underline{y} 。如果该系统是属于确定性的，而且是单值函数，则每组对应的输入项和输出项 x_i, y_i 具有相同的出现概率，即

$$F_X(x_i) = F_Y(y_i) = F_Y[T_B(x_i)] = p_i \quad (3-27)$$

利用这一性质，可事先对输入变量资料系列作频率分析，求得符合指定频率的变量值 \underline{x}_p ；将 \underline{x}_p 输入系统中，即可得出相应同一指定频率 p 的输出变量 \underline{y}_p 。

当设计单一水库时，可先对水库入流的洪水资料作频率分析，得出符合洪水设计标准 p 的洪峰流量 Q_m 或洪水总量 W_p 后，若能进一步求得设计洪水过程线 $Q_p(t)$ ，并输入系统中，即可进行水库调洪演算，使系统输出相应的防洪后果，在此例即是水库的出库最大流量 q 。对于任何设计方案所得出的 q 值，都是相应同一指定频率 (设计标准 p) 的 q_p ，只要根据河

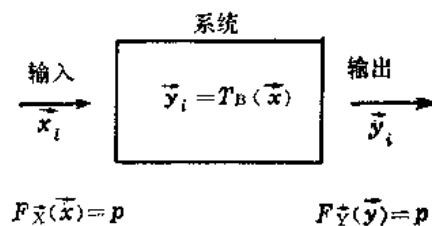


图 3-7 输出与输入保持同频率关系的简单系统示意图

道容许泄洪能力 \hat{q} ，即可得出 $\hat{q}=q_p$ 的设计方案。

从以上分析中可知设计洪水具有如下一些基本性质：

1) 设计洪水具有实际洪水的样式，是在时间上、空间上的一个连续过程，可以输入到流域防洪工程措施系统，经过系统运算输出其防洪后果，即该系统的防洪安全事故风险情况。

2) 设计洪水又区别于实际洪水。它总是与一定的出现概率相联系的，而且是其防洪后果的出现概率，即风险率。譬如百年一遇的设计洪水，就是会造成百年一遇概率防洪后果的洪水过程。

3) 严格来说，满足上述要求的“设计洪水”未必存在，或者说对于不同设计方案，设计洪水未必是同一个确定的解。前面已说明设计洪水存在的充分必要条件是：输入变量 x 与输出变量 y 之间存在单值函数关系。这一条件并非总是能满足的，而且大多数情况下是不能满足的。例如经过单一水库调节后的最大泄洪流量 q_m ，就与整个洪水入库过程 $Q(t)$ 有关，也就不会与某一个洪水特征（洪峰流量 Q_m 、1日或3日洪量）存在单值函数关系，而且设计方案改变，函数也将相应改变。

4) 长期以来设计洪水这一概念，在水文计算中广泛引用，不过迄今还没有明确的定义。虽然目前国内已形成了一整套的计算方法，但是从理论上进一步说明计算方法的依据，消除或减少其中不合理的假定或规定，还是很有必要的。

第三节 设计洪水过程线的拟定

现行拟定设计洪水过程线方法的程序，如图3-3所示。先作洪水峰量频率计算，分析设计流域的洪峰流量及长短时段洪量的分布函数 $F(Q_m)$ 、 $F(W_t)$ ，分别求得符合设计标准 p 的设计洪峰流量值 $Q_{m,p}$ 及设计时段 t_p 的洪量值 $W_{t,p}$ 。再考虑水工设计的要求，选取其中一项或几项对防洪后果影响最大的特征，以它们为控制来放大典型的洪水过程线，从而得出概率为 p 的设计洪水过程线。今按计算程序，分节说明如下。

一、控制时段 t_x 的选定

推求设计洪水过程线的基本假定是：防洪后果与输入的洪水过程具有相同的出现概率。一般是分别取两个单维随机变量来说明防洪后果和人流过程的概率。

对于单一防洪水库来说，防洪后果的特征就是水库泄洪的最大流量 q 。洪水特征一般是指洪峰流量 Q_m 或 t 时段的洪量 W_t 。所谓两者具有同频率关系，就是说若入流洪水的 Q_m 或 W_t 为百年一遇，经过水库调节泄出的最大流量 q 也具有百年一遇的概率。

前面已说明同频率假定成立的充分必要条件是两者之间为单值函数关系，即要求：

$$\text{或} \quad \left. \begin{aligned} q &= q(Q_m) \\ q &= q(W_t) \end{aligned} \right\} \quad (3.28)$$

由水库调洪演算程序已知，上述关系并不成立。实际资料也表明这一点，两者之间只存在一种并不密切的相关关系。

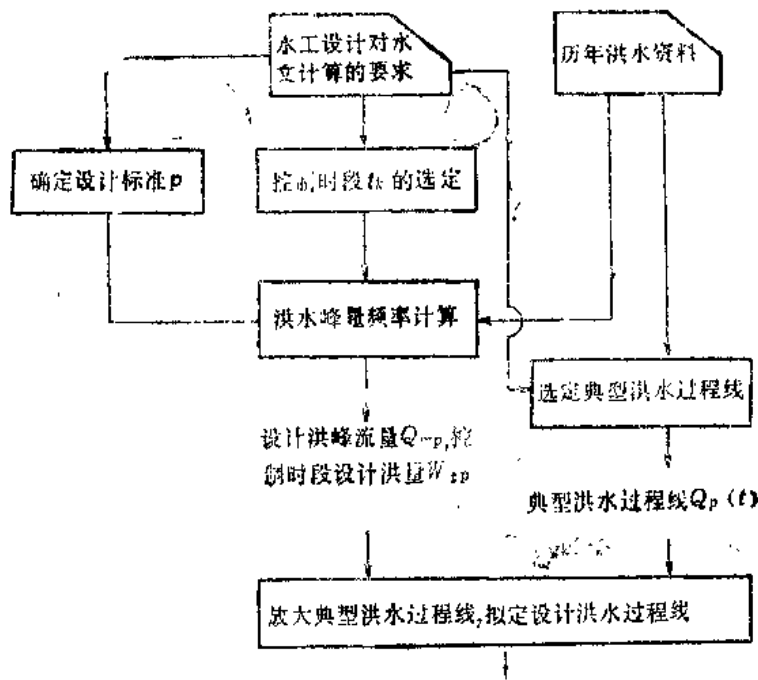


图 3-8 推求设计洪水过程线程序框图

在这种情况下，如果要拟定设计洪水过程线，最合理的方法是选取一个相关程度最高的时段洪量 W_k ，要求它达到设计标准规定的频率 P ，即认为该洪水就是频率为 P 的设计洪水过程线 $Q_p(t)$ 。经水库调洪演算，所要求的防洪库容 \hat{V} 、泄洪能力 q ，也是符合同一设计标准 P 。所选定的时段就称为“控制时段” t_k ，该时段符合指定设计频率 P 的洪量，以 $W_{k,p}$ 表示。

在理论上选定 t_k 并不很困难。对于每种设计方案，将历年的实测洪水过程线 $Q_i(t)$ 资料输入系统，进行洪水调节计算，得出逐年水库的最大泄洪流量 q_i 系列。统计分析 q_i 与逐年洪水特征之间的相关关系，一般是点绘 q_i 与 $W_{k,i}$ 的相关图，如图3-9。对比不同时段相关图，从中选定相关关系最密切的时段，就可近似作为“控制时段 t_k ”。

但是，实际上不同历时的相关程度的差异并不显著，说明 q 的影响因素较复杂，时段 t 并不是主要因素，变动 t 对于改善相关关系的效果并不明显。加之，现有实测资料都是一些常遇的小洪水。若在罕见的特大洪水情况下，相关关系情况会有所改变，因此很难通过这种途径来选定控制时段 t_k 。虽然对于不同的设计方案，相关图的相关程度有差别。然而，对于调节库容大、泄洪能力相对较小的水库，长时段洪量对泄洪流量 q 起控制作用，相关关系稍为密切。反之，对于库容小、泄洪能力大的水库，短时段洪量将起控制作用。因此，在这种情况下，就没有必要耗费很多精力来选定 t_k 了。在实际工作中，一般并不绘制上述一系列相关图去对比，而只是由定性分析粗略地选取一个 t_k 。简单说来，就是如洪峰峰型尖瘦、洪水历时较短、水库调洪库容小、泄洪能力大，可选短时段作为 t_k 。反之，则取较长时段作为 t_k 。而且在放大典型过程线时，要求多时段同时控制，来解决上述 t_k 难于确定的困难。

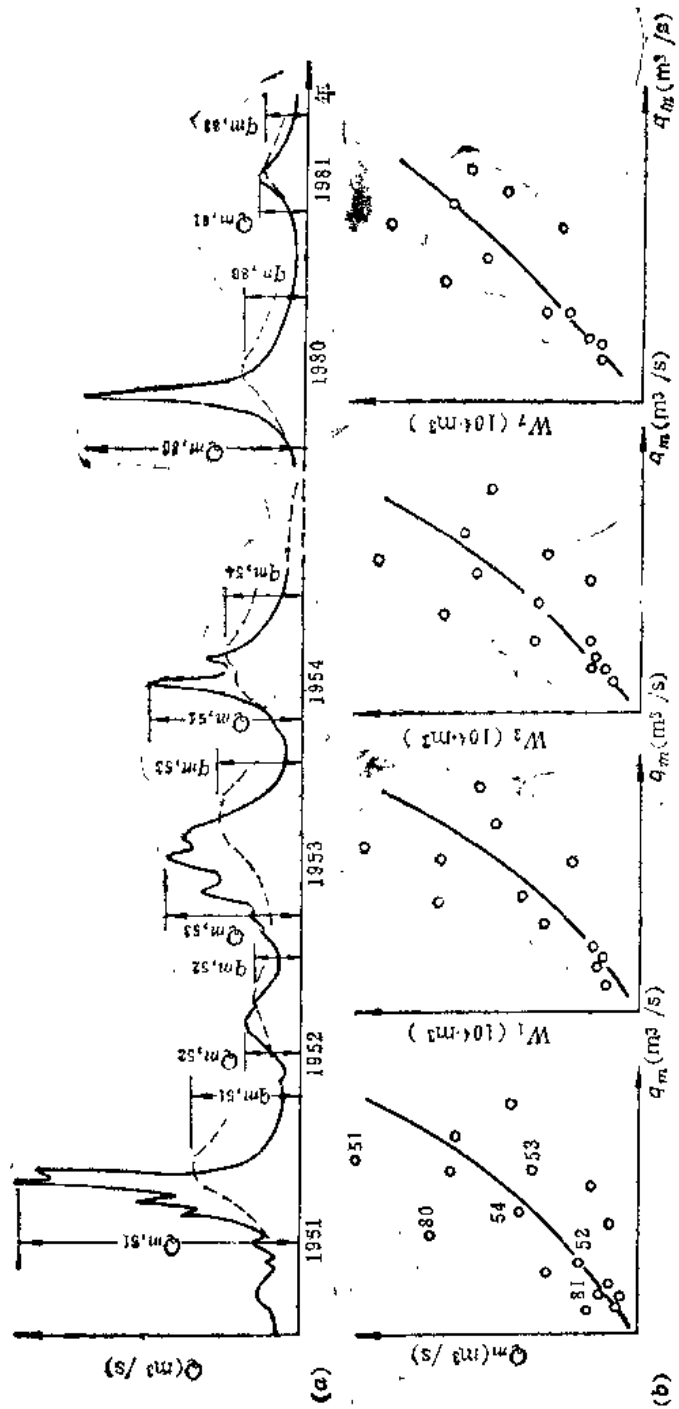


图 3-9 水库最大泄洪流量 Q 与洪水特征的关系示意图
 (a)设计流域逐年洪水流量过程及水库泄洪过程; (b)水库泄洪流量 q 与不同洪水特征(Q_m , W_1 , W_2 , W_3)相关图

二、典型洪水过程线的选取

控制时段 t_x 选定后,可求得 t_x 时段的设计洪量,即出现概率符合设计标准 p 、时段为 t_x 的洪量 $W_{x,p}$ 。只有一个洪水特征还无法输入运算系统,去进行水库调洪演算,必须为 $W_{x,p}$ 选配一个洪水时空分布过程,使之成为具有实际洪水形式的设计洪水。假设本流域有一次实测洪水过程,在 t_x 时段内的洪量恰好等于设计洪量 $W_{x,p}$,那么这次洪水就可以作为设计洪水。一方面它的控制时段洪量 $W_{x,p}$ 符合设计标准,可以保证其防洪后果也符合设计标准。另一方面相应 $W_{x,p}$ 的是一次实测洪水过程,这种洪水的峰型在过去发生过,在将来还是有可能重现的。但是,这种洪水几乎是不可能测得到的,因为在设计洪水计算中,设计标准都是罕见的稀遇频率($p=1\%, 0.1\%, \dots$),所以在几十年实测资料系列中,出现这种洪水的可能性是微乎其微的。

实际工作中,习惯采用选取当地的一次或几次实测洪水过程线作为模式,将流量坐标适当放大,使控制时段 t_x 的洪量 W_{t_x} 达到设计值 $W_{x,p}$,然而这种放大方式未必符合流域产流汇流原理。因此,当放大比例很大时,就会出现一些不合理现象,如基流偏大、流量过程线坦化等。为了尽量减小放大比例,在选定典型过程线时,应选洪量接近 $W_{x,p}$ 的大洪水作为典型。当资料中控制时段洪量较大的洪水不只一个,而是若干个,那么究竟选择其中哪一个典型洪水过程为放大依据呢?在此情况下,一般认为应当选择其中在设计情况下较为不利的洪水过程线,作为典型洪水过程线。从概率论的观点来看,平均情况接近最可能出现的情况,似乎不够安全。若取较不利的洪水过程线作为典型洪水过程线,就等于在指定的设计标准之外,又附加了一定的安全保证。所以,在一般情况下采用接近平均而较为不利的典型作为放大的依据。

三、两种放大方法

常用的方法有同倍比放大法和分时段同频率控制放大法。

(一) 同倍比放大法

同倍比放大法,即用同一放大系数 k 值,放大典型洪水过程线的流量坐标,使放大后控制时段 t_x 的洪量恰好等于洪量 $W_{x,p}$ 。由此条件也可得出放大系数 k 的计算公式如下:

$$k = \frac{W_{x,p}}{W_{x,d}} \quad (3-29)$$

式中 k ——放大系数;

$W_{x,p}$ —— t_x 时段设计洪量,相应于指定频率 p ;

$W_{x,d}$ —— t_x 时段典型洪水过程的洪量。

(二) 分时段同频率控制放大法

在放大典型过程线时,按洪峰和不同历时的洪量分别采用不同倍比。使放大后的过程线的洪峰及各种历时的洪量分别等于设计洪峰和设计洪量。也就是说,经放大后的过程线,其洪峰流量和各种历时的洪水总量都符合于同一设计频率,称为“峰、量同频率放大”,简称“同频率放大”。此法较能适应多种防洪工程的特性,解决控制时段不易确定的困难。目前大、中型水库规划设计中,主要是采用此法。

如图3-10中,分别取洪量的历时为1天,3天,7天,15天,则“典型”各段的放大

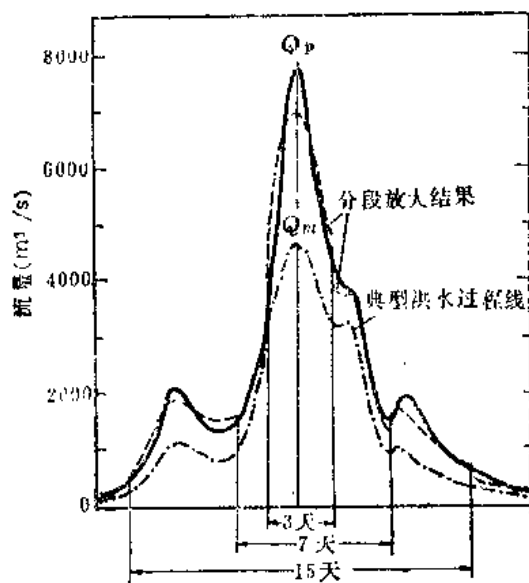


图 3-10 分段倍比法绘制设计洪水过程线

与 $W_{1,p}$ 之和, 恰好等于 $W_{3,p}$, 亦即, 使

$$W_{3-1} = W_{3,p} - W_{1,p} \quad (3-32)$$

所以这一部分的放大倍比为

$$k_{3-1} = \frac{W_{3,p} - W_{1,p}}{W_{3,d} - W_{1,d}} \quad (3-33)$$

同理, 在放大最大 7 天中, 3 天以外的 4 天内的倍比为

$$k_{7-3} = \frac{W_{7,p} - W_{3,p}}{W_{7,d} - W_{3,d}} \quad (3-34)$$

照此办理可得

$$k_{15-7} = \frac{W_{15,p} - W_{7,p}}{W_{15,d} - W_{7,d}} \quad (3-35)$$

于是可放大典型过程线为设计频率的洪水过程线。在典型放大过程中, 由于在两种天数衔接的地方放大倍比(k)不一致, 因而放大后的交界处产生不连续现象, 使过程线呈锯齿形, 如图 3-10 所示。此时可以徒手修匀, 使成为光滑曲线, 但仍要保持设计洪峰和各种历时的设计洪量不变。修匀工作示例如下。

某枢纽百年一遇设计洪峰和不同时段的设计洪量计算成果, 见表 3-8, 试用同频率法推求设计洪水过程线。

经分析选定典型洪水过程线(1969年7月4日至10日)(见表 3-9), 并计算各时段洪量, 成果见表 3-9, 推算各时段放大倍比 k , 逐时段进行放大, 修匀后得出过程线, 计算过程见表 3-9。修匀后设计洪水过程线, 如图 3-11 所示。

(三) 两种方法的比较

同频率放大法成果较少受所述典型不同的影响, 常用于峰量关系不够好、洪峰形状差

倍比可计算如下:

洪峰的放大倍比

$$k_q = \frac{Q_p}{Q_d} \quad (3-30)$$

1 天洪量的放大倍比

$$k_1 = \frac{W_{1,p}}{W_{1,d}} \quad (3-31)$$

式中 Q_p ——设计洪峰流量;

Q_d ——典型洪水的洪峰流量;

$W_{1,p}$ ——最大 1 天设计洪量;

$W_{1,d}$ ——典型洪水的最大 1 天洪量。

按上式放大后, 可得出设计洪水过程中最大 1 天的部分, 由于其最大 3 天的部分已包括了最大 1 天的, 而且这一天的过程已放大成 $W_{1,p}$ 了。因此, 就需要放大其余两天的, 使放大后的这两天洪量 W_{3-1}

表 3-8

同频率放大倍比计算表

时 段 t (d)	设 计 洪 量		典 型 洪 水			$k = \frac{\Delta W_p}{\Delta W_d}$
	W_p (亿 m^3)	ΔW_p (亿 m^3)	起 迄 日 期	W_d (亿 m^3)	ΔW_d (亿 m^3)	
0	0	1.20		0	1.01	1.19
1	1.20		5/VII/1969	1.01		
3	1.07	0.77	5~7/VII/1969	1.47	0.46	1.67
7	2.55	0.58	4~10/VII/1969	2.03	0.56	1.01

注 设计洪峰流量 $Q_p = 2790 m^3/s$, 典型洪水洪峰流量 $Q_d = 2180 m^3/s$ 。

表 3-9 同频率法设计洪水过程线计算表 ($p = 1\%$)

时 序	典 型 洪 水 过 程 线				放 大 倍 比 k	放 大 后 流 量 Q (m^3/s)	修 匀 后 设 计 洪 水 过 程 线 Q (m^3/s)
	月	日	时	Q (m^3/s)			
1	7	4	0	80	1.04	83.2	83.2
			12	70	1.04	72.8	72.8
2		5	0	120	1.04	125	
			0	120	1.19	143	154
			4	260	1.19	309	309
			12	1788	1.15	2120	2119
			14.5	2150	1.19	2560	2560
3		6	15.5	2180	1.08	2790	2790
			16.5	2080	1.15	2480	2480
			21.5	983	1.19	1145	1145
			0	706	1.19	832	1000
			0	700	1.67	1170	
			3.5	484	1.67	808	790
			6	334	1.67	557	557
4		7	11	278	1.67	464	464
			20	214	1.67	358	358
			0	230	1.67	384	354
			5.5	256	1.67	427	427
			16	163	1.67	272	272
			19	150	1.67	255	265
5		8	20	169	1.67	272	272
			0	270	1.67	450	360
			0	270	1.04	281	
			0.7	281	1.04	292	360
6		9	3.5	340	1.04	354	354
			11	249	1.04	259	259
			0	140	1.04	146	146
7		10	5.5	110	1.04	114	114
			13	99.3	1.04	103	103
			0	83.0	1.04	86.3	86.3
			10	88.1	1.04	91.6	91.6
			24	62.0	1.04	64.5	64.5

别大的河流。这种方法适用于有调洪作用的水利工程措施，例如调洪作用大的水库等。

同倍比放大法计算简便，常用于峰量关系好的河流，以及防洪后果主要由洪峰或某时段洪量控制的水工建筑物，特别是对长历时，多峰形的洪水过程，或要求分析洪水地区组成时，比起同频率放大法更为适用。

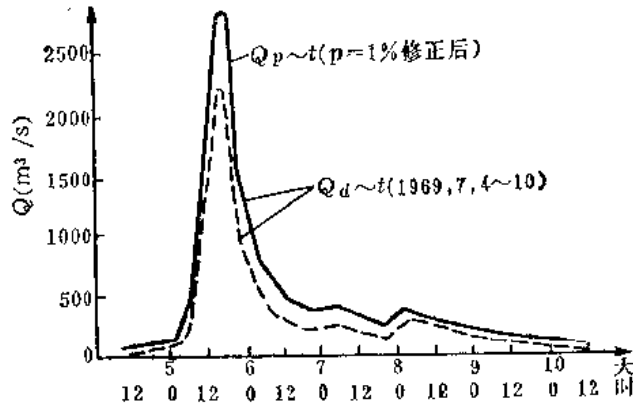


图 3-11 某枢纽百年一遇的设计洪水过程线

第四节 设计洪水的地区组成

在解决工程下游防洪课题，以及进行梯级水库或水库群联合调洪计算等，就需要分析设计洪水的地区组成，即计算当设计断面处发生设计洪水时，上游各支流及其他水库处，以及各区间所发生的洪水峰量情况和洪水过程线。为了分析研究不同地区组成对防洪后果的影响，通常需要拟定若干个以不同地区来水为主的计算方案。并经调洪计算，从中选定可能发生而又能满足工程设计要求的设计洪水。

一、防洪补偿调节概念

现由典型的情况来说明。如图3-12，中上游A处计划兴建单一水库，它担负其下游断面B附近地区的防洪任务。

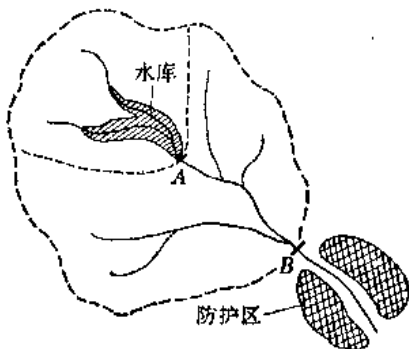


图 3-12 防洪水库与防护区位置示意图

所谓防洪补偿调节，是说上游水库在泄洪时，不仅要考虑下游防洪地点的河道安全泄量，还必须考虑区间来洪量的多少。若下游防洪地点安全泄量为 \hat{q}_B ，则为不使下游河道泄量超过 \hat{q}_B ，上游水库的下泄量只能是 $\hat{q}_A = \hat{q}_B - Q_{B-A}(t + \tau)$ 。这里 τ 是坝址至防洪地点的洪水传播时间。由此可见，防洪补偿调节是属于已知入库过程和下泄过程求防洪库容的情形。水库下泄不会是自由溢流，必然受到区间洪水的制约，图3-13表示对一次洪水作防洪补偿调

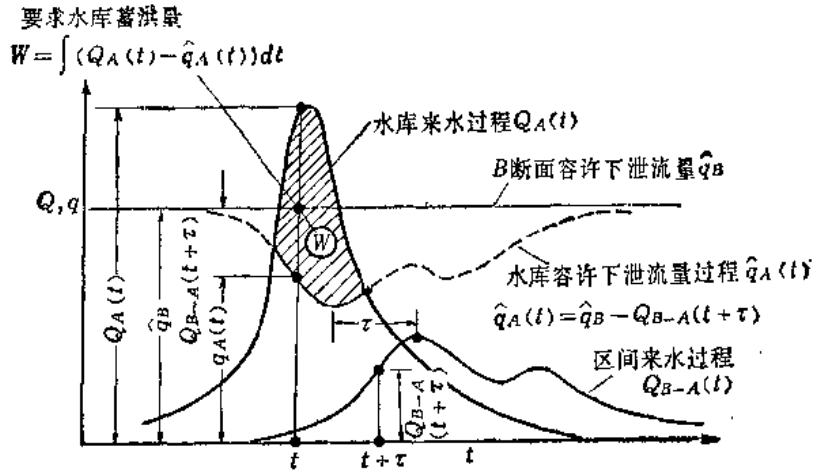


图 3-13 上游水库防洪补偿调节示意图

节时，水库的下泄流量过程和所需调节库容。图中区间洪水过程线倒置于 \hat{q}_B 线之下。可以看出采用补偿调节的形式，将要求水库的蓄洪量增大。

现在提出这样一个问题，若下游河道安全泄量为 $\hat{q}_安$ ，则为使下游防洪区的防洪标准达到 P ，试问在上游需设置多大防洪库容？

假定水库泄洪建筑物的尺寸已定，我们只研究某一年的情况，对该年最大一次洪水按前述防洪补偿调节进行计算，求得防洪库容值为 V_1 。这就是说，如水库的工程规模定为 V_1 ，今后凡遇到小于该年洪水的年份，下游防洪均能得到保证。对每年都进行这样的计算，那么便得到一个库容系列 $V_1, V_2, \dots, V_i, \dots, V_n$ 。推求这一库容系列的频率曲线，就可以在此频率曲线上求得符合防洪标准为 P 的防洪库容值 V_p ，见图 3-14。深入分析这一条频率曲线可知，由于区间洪水不受人工控制，所以当区间洪水本身大于下游河道安全泄量 $\hat{q}_安$ 时，即使上游水库防洪库容非常大，入库洪水全部蓄在库中，下游防洪仍要遭到破坏。这就是说，这条防洪库容频率曲线，在区间洪水对下游防洪地点的洪水破坏率 p ，以左部分是无意义的。由此可见，补偿调节所能达到的下游防洪标准，是不可能超过区间洪水对下游防洪地点的洪水破坏率 p_0 的。另一方面，对于一些小洪水年份，防洪库容将为 0，所以防洪补偿调节时的防洪库容频率曲线型也很特殊（见图 3-14），很难外延求稀遇洪水情况下的库容。于是，需要有充分长的洪水观测资料，逐年进行上述的防洪补偿调节，从而直接统计得出库容频率曲线，以及相应给定设计标准的设计库容 V_p 。由于设计标准一般为百年或千年甚至万年一遇，就要求具备千年、万年甚至数十万年资料系列，才能保证计

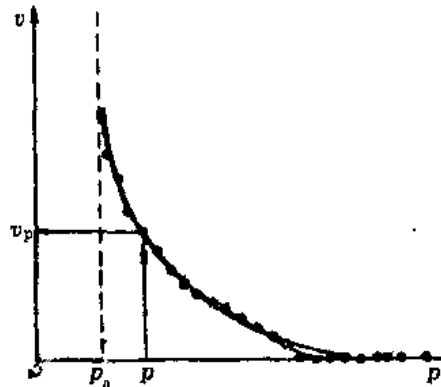


图 3-14 防洪库容频率曲线

算成果的精度。这就使得上述概念并不能在实际上应用。在工程设计中，仍然是寻求拟定设计洪水地区组成的近似计算方法。

二、设计洪水的地区组成分析

(一) 洪水来源和组成的统计分析

为了解所研究地区洪水的组成规律，以及向设计条件外延时的变化情况，需对洪水来源和组成进行统计分析。分析内容可包括该地区暴雨、天气系统、一般暴雨与特大暴雨的地区分布规律及其过程分配的差别，不同量级的实测洪水与历史洪水的地区组成及其变化规律（如各次洪水中各地洪量占流域总洪量的比例及其变化情况，各类组合比例的发生次数，不同地区各种历时洪量之间的相关情况），各断面及区间的峰量关系，历次洪水中各断面洪峰出现时间的间隔及其遭遇情况，各断面间洪水的传播演进的时间等。

对于具体的工程，应根据设计要求及工程的防洪特点（如泄洪设备的形式、布置、泄洪能力随库水位的变化、是否考虑预报、采用凑泄错峰或固定泄洪流量方式等），选择必要的分析内容。

进行这些统计分析应注意结合当地气象和自然地理条件，充分考虑物理成因规律，以弥补现有实测资料的短缺不足。分析的目的在于得出设计流域上各部分来水面积的洪水遭遇组合规律。最科学地描述这一规律是给出各地区洪水的联合概率分布函数，但受到实测资料的限制，目前一些确定多维洪水分布函数方法带有大量的简化和近似的假定，严重地影响其成果的精度。

(二) 设计洪水地区组成的概念

工程设计部门在防洪计算中引进“设计洪水”概念时，要求设计洪水也具有实际洪水的形式。不仅在时间上具有一条完整的设计洪水过程线，也应当给出设计流域各个部分面积上的洪水组成情况。

通过洪水地区组成的统计分析可以知道，各个部分面积上洪水的相互组合遭遇是带有明显随机性的。当水库坝址断面处出现设计洪量 X 时，下游区间面积所对应的洪量 Y 值并非唯一的，而是可大可小，只是出现不同取值 Y 的概率有所不同而已，存在着一个“条件概率分布函数” $F_{Y|X}(Y)$ 。

为了在各种可能出现的洪水地区组合中，选取一种特定的组合作为“设计地区组合”。因此，就出现多种不同的选取原则。有人强调选取最可能的或平均的组合，采用“相关法”，由不同地区洪水回归线来构成设计组合。也有人强调实测组合说明具备出现的可能性，因而倾向于采用实际典型组成的同倍比放大法。在设计洪水规范中，为使计算成果规范化，而且偏于安全，建议采用“同频率组合法”。现将三种分法分别介绍如下：

1. 相关法

统计下游断面各次较大洪水（或年最大选样）过程中，某种历时的最大洪量及相应时间内（考虑洪水传播演进时间）上游控制断面与区间的洪量，点绘相关图，若相关关系较好，可通过点群中心绘制相关线。也可在相关图上另定一外包线，借以推求对防洪偏于不利的组成情况，然后根据下游断面设计洪量，由相关线上查得上游控制断面或区间的设计洪量，并将剩余的洪量分配到其他地区，作为设计洪水的地区组成洪量。

一般可选择好典型年，按已求得的洪量作控制，用同倍比放大法推求上游各断面及区间的洪水过程线。但应注意检查上游各断面及区间的洪水过程线演算至下游控制断面，是否符合水量平衡原则，若不符合应进行修正。

有时只需要推求上游某一断面或区间的洪峰流量，而不需要洪水过程线。此时，可利用该断面或区间的峰量相关线，由设计洪量查得洪峰流量。也可选择典型年按洪量比直接放大洪峰。

相关法一般用于设计断面以上各地区洪水组成比例较为稳定的情况。

2. 典型地区组成同倍比放大法

从实测资料中选出若干个在设计条件下可能发生的，并且在地区组成上具有一定代表性（例如洪水主要来自上游、主要来自区间或在全流域均匀分布）的典型大洪水过程，按统一倍比对各断面及区间的洪水过程线进行放大，以确定设计洪水的地区组成。

放大的倍比一般采用下游控制断面某一定控制时段的设计洪量，与该典型年同一历时洪量的比例。对于没有或很少削峰作用的工程，也可按洪峰的倍比放大。但要注意各断面及区间峰量关系不同所带来的问题（如上下游水量不平衡等）。

本方法简单、直观，是工程设计中最常用的方法之一，尤其适合于地区组成比较复杂的情况。为了避免成果的不合理性，选择恰当的洪水典型是关键。洪水典型除应满足拟定设计洪水过程线时对典型选择的一般要求外，最好该典型中各断面的峰量数值比较接近于平均的峰量关系线（当不易满足时，可着重考虑对工程防洪设计影响较大的某一断面）。对中小流域，若经过分析发现当发生特大洪水时，洪水的地区组成有集中程度更高或有均化的趋势时，应尽可能选择与此相应的洪水典型。

在此法中，因全流域各地区洪水均采用同一个放大倍比，可能出现某些局部地区的洪水在放大后，其频率小于下游断面的设计频率的情况。一般来说，特别是对于较大流域的稀遇设计洪水，这种情况是有可能发生的，但应检查该典型年是否确实反映了本流域特大洪水的地区组成规律。如果发生局部超标准过多的情况，应对放大后成果作局部调整。

3. 同频率地区组合法

当实测资料中设计流域内各地区洪水未发现有显著超标准的情况时，可采用本法推求设计洪水的地区组成。

本法的基本出发点是，按照工程情况指定某一局部地区的洪量与下游控制断面的洪量为设计频率，其余洪量再根据水量平衡原则分配到流域的其他地区。

如以二元组合为例，在一条河流上，下游控制断面某一定控制时段的洪量为 W_d ，上游断面同一时段相应洪量为 W_u ，区间相应洪量为 W_i ，则 $W_d = W_u + W_i$ （其起迄时间不一定完全相同，应考虑洪水传播时间的因素）。当下游断面出现某一频率 p 的洪量 $W_{d,p}$ 时，上游及区间来水可以有多种不同的可能组合。根据防洪要求，一般又可研究以下两种同频率组成情况：

1) 当下游断面发生设计频率 p 的洪量 $W_{d,p}$ 时，上游断面发生同频率洪量 $W_{u,p}$ ，而区间发生相应频率的洪量，即

$$W_i = W_{d,p} - W_{u,p} \quad (3-36)$$

2) 当下游断面发生设计频率 p 的洪量 $W_{d,p}$ 时, 区间发生同频率洪量 $W_{i,p}$, 而上游断面发生相应的洪量, 则

$$W_s = W_{d,p} - W_{i,p} \quad (3-37)$$

最后选用哪种组成作设计, 要视分析的结果并结合工程性质和需要综合确定。

这两种组成只是有一定代表性的地区组成, 它们既不是最可能出现的地区组成, 也不一定是最恶劣的地区组成。此外, 这两种组成出现的可能性也不一样。对此应根据实测资料进行具体分析。一般来说, 当某部分地区的洪水与下游断面洪水的相关关系比较密切时, 二者同频率组成的可能性比较大, 反之若某部分地区的洪水与下游断面洪水的相关关系较差时, 则不宜采用下游与该部分地区同频率地区组成的方式。若实测大洪水有某部分地区的洪水频率常显著小于下游断面洪水频率时, 也不宜机械地采用同频率地区组成的方式。

三、设计洪水地区组成的合理性分析及成果的应用

如前所述, 上述三种方法在理论上具有同样的缺陷, 即以单项特定的地区组成情况来概括所有可能出现的多种多样的组合。它们的计算成果可能会有相当大的差别, 也很难评估每种方法的误差。

不过, 在目前为了解决工程设计问题, 一般只好采取这些方法。为了避免设计成果出现一些明显不合理的情况, 根据我国工程设计人员的经验, 应注意以下问题:

当拟定好设计洪水的地区组成方案后, 应对成果的合理性进行必要的分析。例如对放大所得的各地区设计洪水过程线, 当演进汇集到下游控制断面时, 应能与该断面的设计洪水过程线基本一致, 如发现差别过大时应进行修正, 修正的原则一般是以下游控制断面的设计洪水过程线为准, 适当调整各上游断面及区间的来水过程。

第五节 入库设计洪水及分期设计洪水

一、入库设计洪水

(一) 问题的提出

由水库调洪原理可知, 用于调洪计算的人流量应是进入水库的洪水, 而不是流达坝址断面的洪水。由于建库后形成了库区, 进入水库周边的洪水与坝址洪水之间是有区别的。

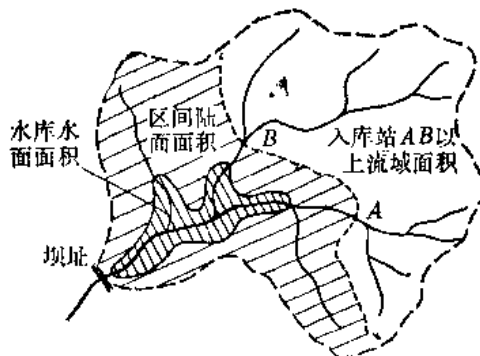


图 3-15 入库洪水组成示意图

入库洪水包括入库断面洪水、入库区间洪水两部分, 其中入库断面洪水为水库回水末端附近干支流河道水文测站的测流断面, 或某个计算断面以上的洪水。入库区间洪水又可分为陆面洪水及库面洪水两部分。其中陆面洪水为入库断面以下, 至水库周边以上的区间陆面面积所产生的洪水; 库面洪水即库面降雨直接转为径流所产生的洪水。如图3-15为水库洪水组成示意图。

推求入库洪水具有二个主要特点：一是在一般情况下没有完整的流量资料，即使有干支流入库断面的流量资料，区间也不会有实测资料，因此就资料的角度来看，实质上是缺乏流量资料条件下推求设计洪水问题；另一个特点是由于入库洪水的入流“断面”是指库区的周边，所以流域汇流过程与未建库时坝址断面处的汇流过程有较大的变动。下面将根据不同的资料介绍几个常见的分析方法。

(二) 入库设计洪水的推求

1. 合成流量法

如水库周边上汇入的支流较多，干支流在入库点附近和坝址处均具有较长的同步流量观测系列，则可以将各入库点与区间（各入库点与坝址间）的洪水过程线错开传播时间叠加成为入库洪水。据此就可用本章前几节介绍推求设计洪水的方法求得入库设计洪水。对于区间洪水的计算，可视具体情况而定。如区间面积不大，洪水主要来自上游干支流，则可将坝址与入库点洪水量之差作为区间洪量，并按入库洪水过程分配作为区间洪水过程。一般来说，这样做误差是不大的。如区间面积较大，而区间暴雨洪水又较大时，则通常用区间雨量资料，通过产流和汇流计算求得区间洪水过程。

2. 水量平衡法

水库建成后，为了复核水库的安全标准和合理地控制运用水库，也需要推求入库设计洪水。当具有库水位及水库出流资料时，可根据水库水量平衡方程式进行计算：

$$\bar{Q}_i = \bar{Q}_o + \bar{Q}_L \pm \frac{\Delta V}{\Delta t} \quad (3-38)$$

式中 \bar{Q}_i ——计算时段内平均入库流量 (m^3/s)；
 \bar{Q}_o ——计算时段内平均出库流量 (m^3/s)；
 \bar{Q}_L ——计算时段内平均损失流量 (m^3/s)；
 ΔV ——计算时段内水库蓄水量的变化值 (m^3)。

\bar{Q}_o 一般包括溢洪道、泄水闸、泄水底孔，发电流量及灌溉、工业生活用水等，可由有关曲线查得。

\bar{Q}_L 包括蒸发、渗漏等损失流量，有冰情影响时尚须计及结冰损失的流量。一般讲 \bar{Q}_L 所占比重不大，多可予以忽略，而无损于计算精度。

ΔV 可由库水位的变化借助于库容曲线来求得。但库水位的代表性问题应加以仔细考虑。一般多用坝前水位代表，并不计及动库容的影响。这样做不免造成一定的误差。

计算时段 Δt 的选择对于计算入库洪水过程线形状有明显的影响。 Δt 过长会使洪峰过程坦化变小，过短则又易于使过程线出现锯齿和负值等不合理现象。一般来说， Δt 的选择与库区洪水传播有关。计算时可选择几种不同的 Δt ，从计算成果中选择一个合理的过程线所对应的 Δt 作为计算时段。

本法求得的入库洪水是包括库面降雨过程的。

【算例】 试用水量平衡法计算某水库1957年8月一次洪水的入库洪水。引用资料有：坝前逐时实测水位资料、库容曲线、逐时出库流量、库区降水、蒸发等观测及分析资料。计算时段采用 $\Delta t=4\text{h}$ 。计算成果见表3-10。

表 3-10

某水库1957年入库流量计算表(用水量平衡法)

时 间 (月.日.时)	库 水 位 (m)	V ($10^6 m^3$)	ΔV ($10^6 m^3$)	$\Delta \bar{Q}$ (m^3/s)	\bar{Q}_0 (m^3/s)	\bar{Q}_L (m^3/s)	\bar{Q}_s (m^3/s)
8.21.4	103.17	79.73					
8	16	79.69	-0.04	-278	3180	17	2920
12	15	79.65	-0.04	-278	3170	17	2915
16	14	79.61	-0.04	-278	3170	17	2915
20	21	79.89	0.28	1940	3200	17	5165
24	39	80.61	0.72	5000	3200	17	8225
22.4	69	81.81	1.20	8300	3200	17	11485
8	104.06	83.30	1.49	10300	3220	18	13485
12	49	85.08	1.78	12400	3220	18	15600
16	86	86.62	1.54	10700	3400	18	14100
20	105.23	88.21	1.59	11000	3250	18	14200
24	49	89.32	1.11	7700	4000	18	11700
23.4	69	90.24	0.92	6400	4700	18	11100
8	83	90.85	0.61	4240	4800	20	9060
12	94	91.34	0.49	3400	5200	20	8620
16	106.03	91.74	0.40	2780	5200	20	8000
20	09	92.01	0.27	1880	5200	20	7100
24	14	92.24	0.23	1600	5200	20	6820
24.4	17	92.38	0.14	870	5200	20	6190
8	18	92.43	0.05	348	5200	20	5570
12	17	92.38	-0.05	-348	5200	20	4870
16	12	92.15	-0.23	-1600	6200	20	4620

3. 峰量关系法

最后介绍一个粗略估算的方法。实践证明，入库洪水与坝址洪水之间的定量关系常用建库前后的峰量关系来粗略说明。如图3-16就是某水库建库前后的峰量关系。由图可见，对应同一洪量来说，建库后的入库洪峰 Q_s 要比建库前的坝址洪峰 Q_0 略大。前已述及，一般来说，入库洪水的洪量与坝址洪水的洪量相差无几，可近似认为相等。考虑到这一点，由图3-16上查得对应同一洪量 W_T 的一组建库前后洪峰流量 Q_s 和 Q_0 ；变动洪量 W_T 取值，可得出若干组数据，用来建立 Q_s 和 Q_0 之间的关系。例如对该水库得出：

$$Q_s = 1.20Q_0$$

可近似作为该水库入库洪水与坝址洪水之间的关系，即认为入库洪峰约比坝址洪峰大20%。

以上所讨论的入库设计洪水的计算方法，均未计及水库动态库容（指水库动水倾斜面与水平面之间的库容）的影响。这虽在理论上有不严格之处，但在实际工作中尚不至于产生较大的误差。

二、分期设计洪水

前面所讨论的设计洪水，都是以年最大洪水选样分析的。但在一些情况下，需要把一年分成几个时段，分别根据所分的时段选取最大洪峰流量，或一定时段的洪量。

分期设计洪水应用于施工设计洪水。在水利枢纽施工阶段，常需要推求施工期间的设

计洪水作为预先研究施工阶段的围堰、导流、泄洪等临时工程，以及制订各种工程施工进度计划的依据与参考。因此，施工设计洪水的拟定直接关系到工程造价、施工安全和施工期限。

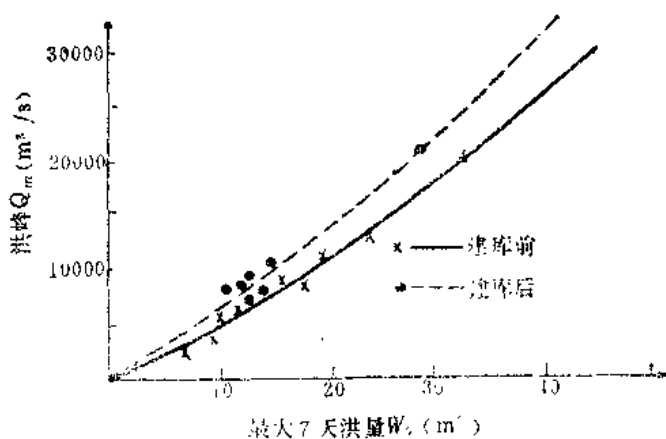


图 3-16 某水库建库前后峰量关系

大型水利枢纽由于工程量巨大，施工期可延续几年之久，一般采取分期围堰的施工方式，即先在临时性围堰内施工，然后合龙闭气，使坝体逐渐上升。在此阶段为避免基坑遭受洪水淹没，设计洪水应当以洪峰为主要控制对象，并须对全年及分季（或分月）推求。大坝合龙初期，坝上游已有一小部分库容，可根据洪水特性来控制，同时适当考虑洪峰及短期（例如 1~3 d）的洪量。合龙后坝体上升阶段，坝上游已有一定的调蓄洪水能力，并有永久性底孔泄洪。此时，设计洪水应以设计洪水总量为控制，考虑泄水孔的泄洪能力用设计洪水过程线进行调洪演算，以推求库水位上升过程，为考虑坝体施工的上升造速提供依据。

中小型水利枢纽施工一般在一两年内即可截流，只需推求全年及分季分月的设计洪峰，可以不考虑洪量。

关于设计频率 p ，也随工程大小及重要性不同而有区别。有时对不同施工时期考虑不同的设计频率。例如在施工前期取 $p=2\%$ 或 5% ，后期取 1% 或 2% ，也有同时用较高标准校核者。此外，为了施工上的某些特殊考虑，还有可能需要推求其他设计频率的设计洪水。关于设计频率的选择，原则上应以施工上的考虑为准。下面简要说明一下分期设计洪水的分期和选择的原则。

分期的一般原则是，根据工程设计要求，结合洪水天气成因的分析，把全年划分若干季节，但成因分类不宜过细，一般可划分为暴雨、融冰、化雪等几类。在可能条件下，有的地区暴雨洪水可划分为梅雨、台风雨等。

分期内洪水一般按分期年最大值法进行选择，不宜提前或错后。当一次洪水跨越两个分期时，视其洪峰流量或定时段洪量的主要部位位于何期，即作为该期的样本，而不应重复选样。

历史洪水按其发生日期，分别加入各分期洪水的系列进行频率计算。

参 考 文 献

- [1] Ang, A.H.S. & W.H.Tang, Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol.2, John Wiley, 1984.
- [2] Duckstein, L. & E.J.Plate, Engineering Reliability and Risk in Water Resources, Martinus Nijhoff, 1987.
- [3] 水利电力部科技情报室, 国外水库洪水设计问题, 1975。
- [4] 水利水电工程设计洪水计算规范 (SDJ22-79), 水利出版社, 1980。
- [5] 刘光文等编, 水文分析与计算, 中国工业出版社, 1963。
- [6] R.K.林斯雷等, 工程水文学, 刘光文等译, 水利出版社, 1981。
- [7] 胡四一, 美国HEC工程水文设计系统简介, 水利水电技术, 1985.11。
- [8] 叶永毅, 设计洪水过程线典型的选择及放大方法, 水文计算经验汇编 (第二集), 中国工业出版社, 1964。

第四章 设计暴雨的分析与计算

第一节 暴雨特性分析

一、特大暴雨的形成

在我国气旋和台风是形成暴雨的主要原因，而形成雨量较大的暴雨，需要具备水汽和动力两个方面的条件，即需要有源源不断的暖湿空气，还需要有强烈的上升运动。目前的气象资料表明，特大暴雨和一般暴雨之间差别主要是表现在“量”上，很难说在“质”上有多少改变。各次特大暴雨是由于众多因素组合遭遇而构成了有利于降雨的条件，包括特别充分的水汽供应和特别强烈的上升运动。

现以1975年8月河南驻马店地区的特大暴雨（简称“75.8”暴雨）为例，来具体说明暴雨过程。1975年8月4日至8日，由于3号台风深入内陆所形成的强烈低压系统，挺进到长沙转而北上，移入河南省境内，停滞了2~3d，与自北方南下的冷空气形成对峙的局面。由于这种热低压系统，从海洋挟带大量水汽，与强冷空气遭遇，形成强烈的辐合，加上地形抬升作用，造成了这次历史上罕见的特大暴雨。在这次暴雨形成过程中，存在很多随机因素。可以设想，如果某些因素或条件略有改变，则各时段雨量或雨区内各处点雨量的分布形式就会完全改观。

由于形成各次特大暴雨的气象条件多种多样，而且雨区的地形千差万别，所以特大暴雨的雨量在时间和空间上的分布并不相同，应当统计分析当地历次实测特大暴雨资料，包括其平均情况和其中恶劣的情况，作为估计暴雨可能出现情势的依据。

二、暴雨的时空分布特性

一次暴雨过程在时间上和空间上是不断地变化和发展的，属于“多维过程”，无法用少数几个数字特征对一次暴雨作出全面的描述。由于形成各次暴雨的天气形势不尽相同，再加上雨区的地形、地理条件的作用，使得每次暴雨过程都具有各自的特点。有的暴雨短历时雨量特大，如“75.8”林庄6小时雨量 $x_{6h}=870\text{mm}$ ，“77.8”乌审召8小时雨量 $x_{8h}=1050\text{mm}$ ；而有的暴雨长历时雨量特大，如“63.8”獐犸7d总雨量 $x_7=2051\text{mm}$ 。各次暴雨笼罩面积及雨量分布也不同，如“77.8”内蒙古暴雨200mm以上的面积仅 1500km^2 ，降水总量仅45.2亿 m^3 。而“35.7”清江暴雨达 120000km^2 ，5天降水总量达600亿 m^3 。由国内外暴雨量历史最大记录（表4-1及图4-1），可看出各次特大暴雨具有各自的特点。

一场暴雨的强度在时间上和空间上都是不断发展变化的，是一个相当复杂的过程，为了研究当地的暴雨（尤其是特大暴雨）特性，一般是把暴雨过程的时间和空间变化分解开来。一方面研究各站逐时或逐日的暴雨过程资料，分析暴雨时间分配特性，另一方面通过暴雨特征（如年最大1日、3日、7日、……雨量）的分布图，说明暴雨的地区分布特性。

表 4-1

国内外暴雨最高记录表(长历时)

单位: mm

地 区	地 点	发 生 年 月	暴 雨 历 时		
			1 天	3 天	7 天
海河流域	漳 兹	1963.8	893	1457	2051
淮河流域	林 庄	1975.8	1060	1695	1631
长江流域	瓦 峰	1935.7	423	1076	1318
江苏沿海	湖 桥	1930.8	653	931	
珠江流域	清 远	1946.8	312	832	1321
广东沿海	镇 海	1936.7	793	919	972
台 湾	新 寮	1967.10	1672	2749	
印 度	乞 拉 朋 齐	1931.6		2075	3331
	乞 拉 朋 齐	1876.6	1038	2000	
法属留尼汪岛	锡 拉 奥	1952.3	1870	3240	4110
菲 律 宾	昔 塔 瑞	1911.7	1167	2010	
日 本	太 台 原 山	1923.9	3011		

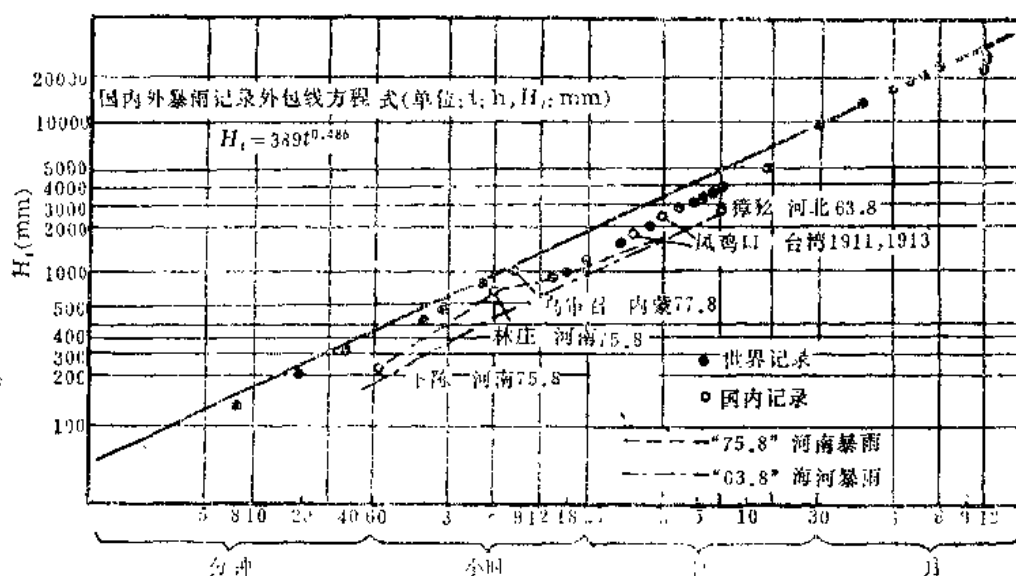


图 4-1 国内外暴雨最高记录及其外包线图

(1) 暴雨的时间分配特性 通常是绘制各站暴雨强度在时间上的变化过程线, 用来描述暴雨量的时程分配情况。由于各次暴雨过程差别很大, 即使是同一场暴雨, 雨区内各站的过程线也不相同。为了便于分析对比, 一般是取若干固定时段, 如 1 小时、3 小时、6 小时、12 小时、……, 统计一次暴雨过程的时段最大雨量, 如最大 1 小时雨量 x_{1h} 、最大 3 小时雨量 x_{3h} 、……, 并计算其相对比值如 x_{1h}/x_{3h} 、 x_{3h}/x_{6h} 、……, 作为暴雨特征, 说明暴雨过程的集中或平坦程度。

“75.8”暴雨过程从 4/VIII 起至 8/VIII 止, 历时 5 日。雨量的时程分配如图 4-2 所示。暴雨量主要集中在 5~7/VIII, 如林庄站最大 3 日雨量 x_3 为 1605mm, 而 5 日的 x_5 为 1631mm, $x_3/x_5 = 98.4\%$; 板桥站 $x_3 = 1422$ mm, $x_5 = 1451$ mm; 而各代表站在 3 天中最后

1天(7/VIII)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 x_{6h} 与24小时雨量 x_{24h} 之比为50%~80%，如林庄 $x_{6h}/x_{24h}=78.3\%$ 。“75.8”是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。

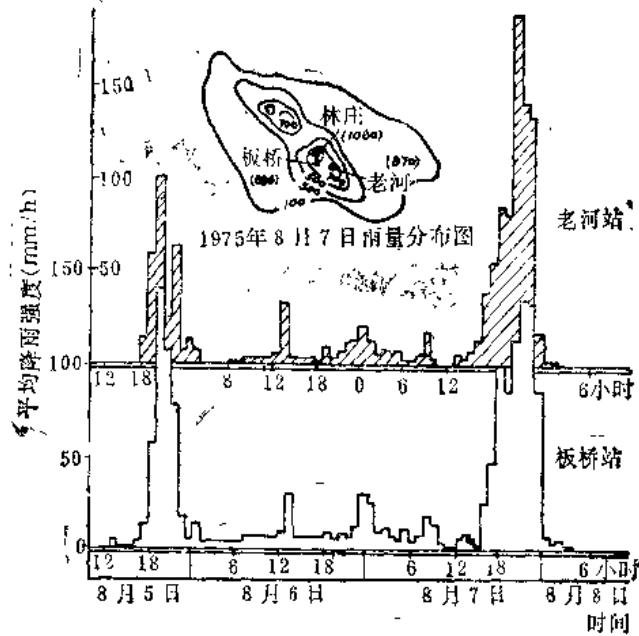


图 4-2 河南“75.8”暴雨时程分配图

(2) 暴雨的空间分布特性 根据不同需要可绘制各种时段的暴雨量等值线图，如一次暴雨总量 x 、最大1日雨量 x_1 、连续最大3日雨量 x_3 、……(各站可以用不同的起迄时间)的等值线图，也可绘制同一起迄日期的1日、3日、……雨量等值线图，用这些图来说明暴雨在地理上的分布特性，如图4-3为中国北方两次特大暴雨的最大3日雨量等值线图。图中各次暴雨等值线的形状和面积大小相差是比较大的，因此很难用一种或几种典

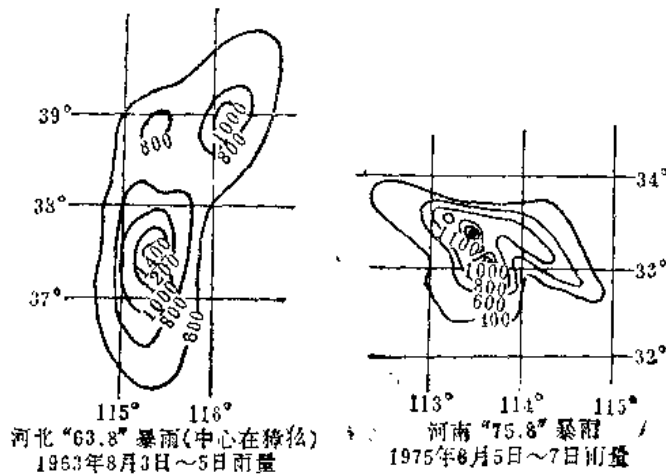


图 4-3 两次特大暴雨的最大3日雨量等值线图

型暴雨图加以概括。暴雨的分布与天气系统有密切关系，锋面雨、台风雨和局部对流雨的等值线图具有不同的特性。此外，特大暴雨是天气系统与地形综合作用形成的，所以其空间分布往往与地形有密切的关系。暴雨中心多出现在迎风坡面上，山顶和山脚的雨量一般较小。图4-4是“63.8”暴雨雨量剖面图，“75.8”暴雨也具有类似的剖面。河谷盆地及山脉的走向对雨量分布也有影响。因此，在拟定设计暴雨的空间分布，或移置邻近地区大暴雨资料时，必须分析研究当地地形的作用。

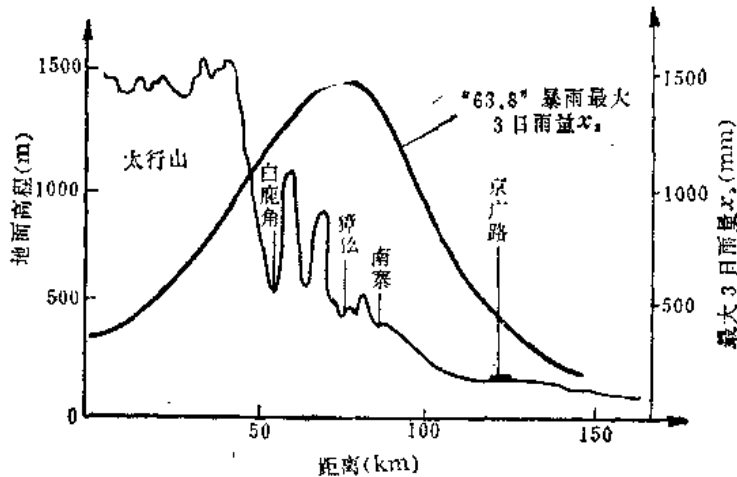


图 4-4 “63.8”暴雨雨量剖面图

为了对比各次特大暴雨空间分布特性和定量分析暴雨在空间上的集中程度，可以在暴雨等值线图上，环绕暴雨中心，量测逐条等雨深线所笼罩的面积 f_i ，成果见表 4-2，并计

表 4-2 1963年8月河北暴雨3天面平均雨量计算表

序号	等雨量线雨量 x_i (mm)	笼罩面积 f_i (km ²)	等雨量线间部分面积			面积 f_i	
			面积 Δf (km ²)	相应雨量 \bar{x} (mm)	相应水量 $\bar{x} \Delta f$ (mm·km ²)	总水量 $\sum \bar{x} \Delta f$ (mm·km ²)	平均雨量 $x_{面}$ (mm)
1	≥ 1130	0				0	0
2	≥ 1000	200	200	1085	213000	213000	1065
3	≥ 900	480	280	950	266000	479000	998
4	≥ 800	990	510	850	433500	912500	922
5	≥ 700	1790	800	750	600000	1512500	845
6	≥ 600	3160	1370	650	890500	2403000	760

算面积 f_i 上的平均雨量 x_i 。也可将成果绘制成平均面雨量 x_i 与所笼罩面积 f_i 的关系曲线，可更加直观醒目。对于同一次暴雨过程，选取不同的统计时段，得出若干幅雨量等值线图，也就得出各自的笼罩面积表或曲线，一般是绘制成一幅综合的曲线，即时段长 t 、笼罩面积 f 和面平均雨量 x_t 三者关系曲线，如图 4-5 所示。

欧美国家取三字的英文字首简称为DAD曲线，我国简称为时-面-深曲线。显然，历年各场大暴雨都可以作出其时-面-深曲线。由于暴雨的随机性，各幅图是互不相同的，甚至差别很大。在拟定设计暴雨时，就需要分析和确定符合当地暴雨特性的时-面-深曲线，作为设计的依据。

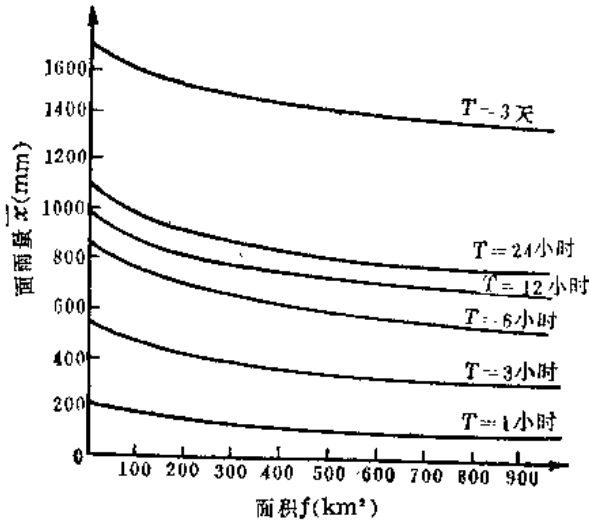


图 4-5 “75.8”暴雨时-面-深关系

三、暴雨的统计特性

近年来，随着资料的积累（包括测站密度增加，观测年限增长，开展暴雨调查，……），全国各地多次测到特大暴雨，其中如“35.7”五峰、“63.8”海河、“75.8”淮河、“77.8”内蒙古、“79.6”广东沿海等，降水强度或雨量之大都是历史上所罕见的，接近或达到世界记录。国内外各种历时暴雨量最高记录，见图4-1。

1979年陈志恺分析研究了全国特大暴雨资料，绘成“历次大暴雨分布图”（见图4-6）。该图是以各次实测（调查）特大暴雨的中心最大24小时雨量作为指标来点绘的。陈志恺根据分布图并结合地形地理分布，提出我国存在三条特大暴雨集中带，如图中阴影面积所示，并分别阐明了三带的暴雨特性。

1) 台湾、海南等沿海岛屿与华南、东南沿海山地。这一带的暴雨主要受台风影响，在台风登陆的迎风坡或山前地区往往形成大暴雨。发生的时间一般是在夏秋季，有时延迟到11月份。台风雨的24小时雨量是很大的，例如我国的最高记录就是1976年11月17日在台湾新寮观测到的，24小时雨量达到1672mm。

2) 沿千山、燕山、太行山、伏牛山、大巴山、巫山一带，是一条大体与海岸线平行的线，是沿海平原与内陆山区的交界带。这一带的暴雨大多发生在7、8月份，季风最活跃的时期，随着太平洋副高中心北移，使辐合带活跃北进。台风或低涡等低纬度天气系统与冷锋、低槽等中纬度天气系统的相互作用或碰头，再加上地形上的抬升增幅作用，形成了“63.8”、“75.8”等特大暴雨，24小时雨量可以达到800~1000mm左右。

3) 武陵山前、蒙古高原、青藏高原、云贵高原的东侧一带，属于黄土高原或半干旱

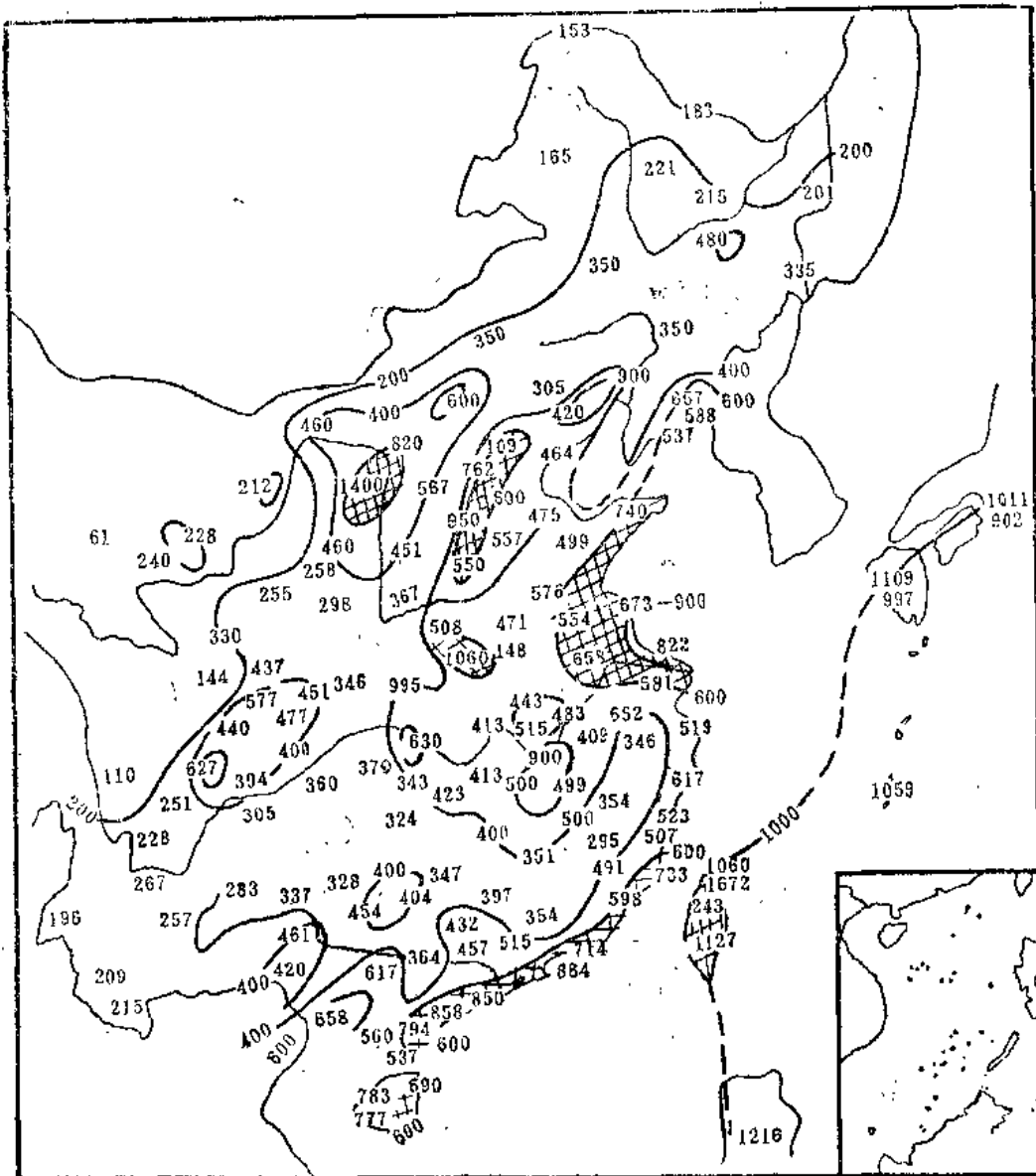


图 4-6 历次大暴雨分布图

沙漠草原地区，在夏季（7、8月份）受西来低涡、低槽等强烈对流天气系统影响，也曾出现历时短，强度特大的雷暴雨，在3~6小时内可达300~600mm，其中以1977年8月1日内蒙陕西交界处乌审召特大暴雨最为突出。经反复调查核实，已发现有四处8~10小时内降雨超过1000mm，其中一处超过1400mm，强度大大超过以往的世界记录。这一带的雷暴雨的雨区面积一般不大，降雨时往往伴随有冰雹发生。

以上是对24小时雨量资料分析的成果，也可以对其他时段的雨量进行分析。除了直接对历史上特大暴雨雨量进行分析，也可以绘制各种时段的暴雨量统计参数（均值 \bar{x} 、变差系数 C_v ）的等值线图，从中分析暴雨的统计特性（有关其绘制及分析方法在点暴雨频率计

算一节中说明)。各单位、各省区分别作过一些暴雨特性分析，成果和结论大体与前述陈志恺的观点相同。

由华北地区一些雨量站的观测资料，得出各种暴雨特征（最大1、3、7天雨量 x_1 、 x_3 、 x_7 ）的统计分析成果，见表4-3。可以看出各站暴雨参数数值的变化，基本上反映出当地气候及地理因素的作用，北部大清河流域的均值 \bar{x} 要比南部滏阳河流域稍大。 C_v 、 C_s/C_v 的数值南北比较接近，而西部山区的 C_v 值较东部平原稍大，一般山区 $C_v = 0.8 \sim 0.9$ ，平原区 $C_v = 0.75 \sim 0.85$ 。 C_s/C_v 两区均在3.0~3.5范围之内，一般山区均值 \bar{x} 略大于平原地区，总之这些统计参数（包括1、3、7天不同时段）在地理上呈现出一定的渐变趋势，而且这些变化可以从气候或地形等方面作出解释。暴雨参数的这种分布规律，就是人们采用地理插值法，以等值线图形式推求无资料地区暴雨参数的依据。如浙江省东部沿海地区以台风暴雨为主，而西部山区则往往以梅雨型暴雨为主，中间还存在一个过渡地带，见表4-4、4-5。因此，各地由两种雨型组合构成的年最大雨量，频率曲线形状也是不相同的，三种地区典型的频率曲线如图4-7所示。广东省部分测站不同雨型的统计参数，见表4-6。各地的资料都表明：暴雨的统计特性是与当地暴雨形成的气象条件有密切关系的。

表 4-3

各雨量站频率计算成果表（“63.8”暴雨地区）

	大 清 河 流 域						滏 阳 河 流 域						
	山 区				铁 路 沿 线		山 区				铁 路 沿 线		
	紫荆关	大良岗	阜平	西霞水	保定	望都	赞皇	获松	朱庄	武安	石家庄	邢台	临洺关
n	24	13	23	27	39	12	20	11	12	18	32	22	20
N		100	50				200						
最大1天雨量 \bar{x}_1 (mm)	133	145	92	82	77	85	90	115	95	85	80	85	85
C_v	0.80	0.80	0.80	0.80	0.70	0.80	0.85	0.95	1.85	0.80	0.70	0.80	0.85
C_s/C_v	3.0	3.0	3.5	3.5	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.5	3.0	3.5
x_p { p=1/100 p=1/1000	536 815	585 890	40.5 650	362 580	293 473	554 555	40.6 640	548 875	430 615	384 605	330 522	375 600	375 600
*63.8°暴雨量(mm)	309	599	318	273.9	231	546	407.2	885	323	261.1	272.3	232	295
相应频率	1/5	1/100	1/33	1/0.2	1/50	1/1000	1/100	1/800	1/40	1/30	1/45	1/25	1/45
最大3天雨量 \bar{x}_3 (mm)	204	232	140	128	118	130	150	160	145	130	115	120	125
C_v	0.84	0.80	0.80	0.80	0.70	0.80	0.85	0.95	0.85	0.80	0.70	0.80	0.85
C_s/C_v	3.0	3.0	3.5	3.5	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.5	3.0	3.5
x_p { p=1/100 p=1/1000	822 1250	930 1410	620 990	573 920	448 669	541 650	678 1070	780 1230	655 1030	588 923	478 750	530 840	550 883
*63.8°暴雨量(mm)	550	911	472	509.8	376	412	779.4	1457	325.7	677.9	592	669.9	611
相应频率	1/20	1/90	1/40	1/100	1/47	1/1400	1/180	1/3000	1/350	1/190	1/340	1/130	1/190
最大7天雨量 \bar{x}_7 (mm)	265	298	200	170	150	180	205	220	200	175	151	155	160
C_v	0.84	0.80	0.80	0.80	0.70	0.80	0.85	0.95	0.85	0.80	0.70	0.80	0.85
C_s/C_v	3.0	3.0	3.5	3.5	3.5	3.5	3.0	3.0	3.0	3.0	3.5	3.0	3.0
x_p { p=1/100 p=1/1000	1070 1620	1170 1780	880 1410	750 1200	570 1170	750 1170	927 1460	1050 1690	904 1420	740 1240	628 986	683 1090	730 1160
*63.8°暴雨量(mm)	791	1110	685	707.1	1094	1094	1186.6	2051	1213.3	905.7	738	735.5	653
相应频率	1/30	1/85	1/40	1/85	1/500	1/500	1/300	1/3390	1/450	1/180	1/200	1/120	1/250

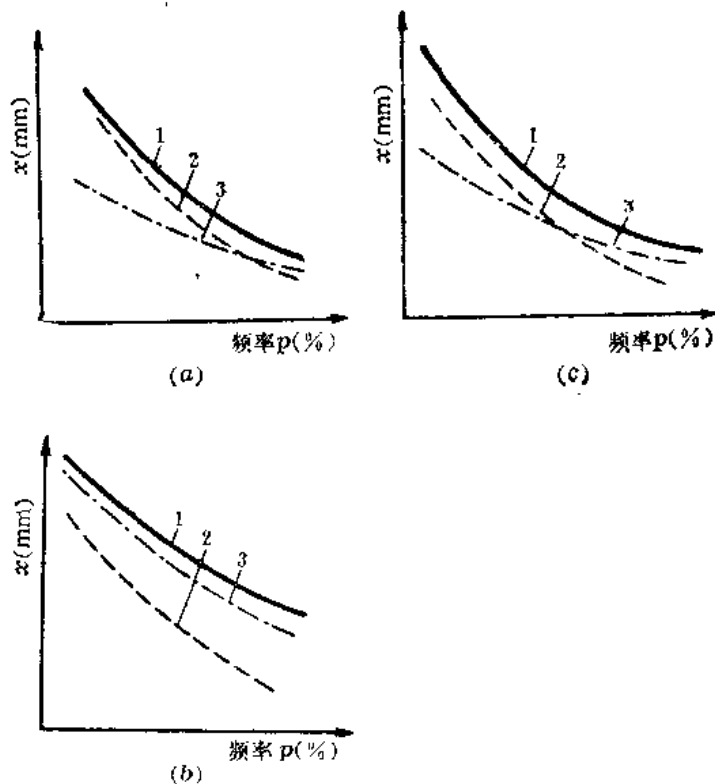


图 4-7 浙江省不同地区暴雨频率曲线对比示意图

1—年最大值频率曲线；2—台风型最大值频率曲线；3—梅雨型最大值频率曲线

表 4-4 浙江省不同地区暴雨参数关系

地 区	雨 型 控 制	均 值	C_v
东 部 沿 海	台 风 型	$\bar{x}_{年} > \bar{x}_{台} > \bar{x}_{梅}$	$C_{v台} > C_{v年} > C_{v梅}$
西 部 地 区	梅 雨 型	$\bar{x}_{年} > \bar{x}_{梅} > \bar{x}_{台}$	$C_{v台} > C_{v梅} > C_{v年}$
过 渡 地 区		$\bar{x}_{年} > \bar{x}_{台} > \bar{x}_{梅}$	$C_{v台} > C_{v年} > C_{v梅}$

表 4-5 浙江省不同地区暴雨参数均值对比 (\bar{x} : mm)

地 区	站 名	年 最 大 值 法			分 期 最 大 值 法					
					台 风 期			梅 雨 期		
		1天	3天	7天	1天	3天	7天	1天	3天	7天
东 部 沿 海	宁 波	100.6	150.1	185.2	90.5	141.5	171.9	62.3	98.6	130.1
	温 州	118.8	186.9	248.5	110.9	169.9	222.6	68.2	110.8	159.8
西 部 山 区	淳 安	87.4	136.8	192.0	56.9	86.4	106.3	82.2	127.5	185.2
过 渡 地 区	诸 暨	87.0	125.3	167.0	69.9	97.3	129.7	66.5	110.0	149.3

表 4-6

广东省部分测站不同暴雨成因的统计参数

站名	项目	年最大				台风雨				锋面雨			
		$\bar{x}_{1,4h}$	C_V	n_1	n_2	$\bar{x}_{1,4h}$	C_V	n_1	n_2	$\bar{x}_{1,4h}$	C_V	n_1	n_2
海口	均值	173	0.45	0.42	0.68	153	0.60	0.37	0.58	106	0.45	0.44	0.80
	$p=10\%$			0.38	0.63			0.33	0.56			0.41	0.76
	$p=1\%$			0.34	0.56			0.30	0.53			0.39	0.72
徐闻	均值	198	0.60	0.38	0.65	193	0.65	0.33	0.60	111	0.48	0.54	0.80
	$p=10\%$			0.32	0.58			0.28	0.52			0.52	0.74
	$p=1\%$			0.26	0.52			0.24	0.50			0.48	0.68
湛江	均值	143	0.45	0.45	0.73	124	0.58	0.42	0.66	114	0.55	0.50	0.76
	$p=10\%$			0.37	0.71			0.38	0.66			0.43	0.71
	$p=1\%$			0.31	0.68			0.34	0.65			0.38	0.66
阳江	均值	207	0.54	0.37	0.66	134	0.52	0.46	0.66	192	0.60	0.37	0.65
	$p=10\%$			0.28	0.61			0.40	0.64			0.32	0.60
	$p=1\%$			0.19	0.56			0.37	0.62			0.28	0.51

由于暴雨的变差较大,当资料系列较短时,样本的分布往往带有可观的随机波动,暴雨的统计规律包括各种参数的地理分布趋势,只有当各地资料系列相当长的情况下才会呈现出来,否则参数的抽样误差就会掩盖或模糊了地理分布规律。如上海附近的黄浦江地区,地处沿海平原,地形变化很微小,面积也不大(10000km²左右),各站统计参数理应比较相近,而实际上各站的参数却变动相当大,足以说明统计系列过短时抽样误差的显著影响。

不同时段暴雨量之间的关系是各地暴雨特性的一个方面,在实用上可作为设计雨量时段转换的手段,因此在暴雨特性分析工作中占有重要地位。全国各省区都作了大量统计工作,建立了反映当地暴雨特性的雨量和历时之间的经验公式。

第二节 点暴雨量频率计算

在设计暴雨计算中,分为点暴雨频率计算和面暴雨频率计算两种。前者是对一个雨量站的资料系列作统计计算,后者则是对设计流域或排水区的面平均雨量资料作统计计算。两者的计算方法和原则基本上是一致的,只是基本资料有所不同,成果之间也有一定的联系。现分成两节来说明。本节说明点雨量计算部分。

一、点暴雨频率计算的一般方法

(一) 统计选样

暴雨资料的统计选样,与洪水计算的方式一样,采用固定时段年最大值法独立选样,具体方法参阅洪峰、洪量的频率计算。

关于暴雨的统计时段,水文计算习惯上以一天为分界。暴雨历时超过1天的雨量称为长历时暴雨,暴雨历时小于1天的称为短历时暴雨。长历时一般取1、3、7、15、30天,短历时一般取1、3、6、12、24小时。只有暴雨核心部分(短历时)是参加形成设计洪峰的。统计计算长历时的雨量是用来分析暴雨核心部分起始时刻的流域蓄水情况,虽然长历时雨量中的部分并未直接参加形成设计洪水的主峰,但它们还是对设计洪水成果有间接

的影响。

(二) 暴雨资料的插补展延

为了增加暴雨资料的系列长度,提高系列的代表性,在可能的条件下,应尽量利用邻近的资料来插补展延。但由于暴雨的局地性,使相邻站暴雨的相关关系很差。例如南京与

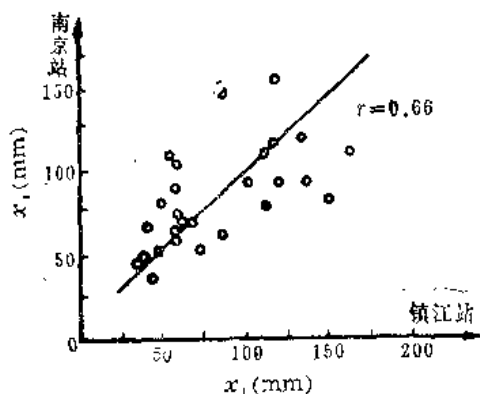


图 4-8 南京站与镇江站年最大 1 日雨量相关图

镇江两地相距仅 65km,而两站的年最大 1 日雨量相关图点据很散乱(见图 4-8)。

实际上年最大时段暴雨量资料一般不宜用相关法插补,可以采用下列方法插补展延:

1) 与邻站距离很近时,可直接借用邻站某些年份的资料。

2) 一般年份当相邻站雨量相差不大时,可移用邻近各站的平均值。

3) 出现大暴雨的年份,当邻近地区测站较多时,可绘制该次暴雨或该年最大值等值线图进行插补。

4) 个别大雨年份缺测,用其他方法插补较困难,而邻近地区已观测到特大暴雨,由气象条件分析,说明该暴雨有可能发生在本地附近时,可移用该特大暴雨资料。移用时应注意相邻地区气候、地形等条件的差别。若相邻两地平行观测的暴雨资料的分布有一定差别时,应作必要的订正。

5) 如与洪水的峰(量)关系较好,可建立暴雨和洪水峰或量的相关关系,利用实测或调查洪水资料插补缺测的暴雨资料,但应根据有关点据分布的情况,估计其可能包含的误差范围。

(三) 特大值的改正与处理

实践证明,暴雨频率分析的成果,与系列中是否包含特大暴雨有直接关系。一般年份的暴雨变幅不很大,若不出现特大暴雨,统计得出的参数 \bar{x} 、 C_s 往往偏小。但如果在短期资料系列中一旦出现一次罕见的特大暴雨,就会使原频率计算成果完全改观。例如福建长汀县四都站,根据 1972 年以前的最大 1 日雨量系列计算 $\bar{x}_1=102\text{mm}$, $C_s=0.35$, $C_s=3.5C_s$;绘成频率曲线,如图 4-9 中的 1 线,据此计算得万年一遇雨量 $x_{1,0.01\%}=332\text{mm}$ 。而四都站 1973 年出现一次特大暴雨,实测最大 1 日雨量达 332.5mm,恰好相当万年一遇。如此罕见的小概率事件,出现在仅有 20 项的小样本中,是几乎不可能的事件,因此只能说明对 1973 年暴雨频率的估计是不正确的。在四都站最大 1 日雨量的经验分布图上,1973 年雨量点高悬于其他点据之上。若不作处理,强行适线,得出图中 3 线, C_s 值高达 1.10,与周围各站统计参数相比,犹如鹤立鸡群,相差悬殊,从气象成因和地形地理等方面都无法解释。

由此可见,特大值对统计参数 \bar{x} 、 C_s 值影响很大。它和历史洪水资料一样,适线时如果处理得当,可以提高系列代表性,起到展延系列的作用。

当实测系列中有个别年份暴雨特大,考虑作为特大值处理时,应多方面分析甄别后再进行处理。以经验点据偏离频率曲线的程度,或从均值倍比数 K_p 值的大小(例如 $K_p > 2$),

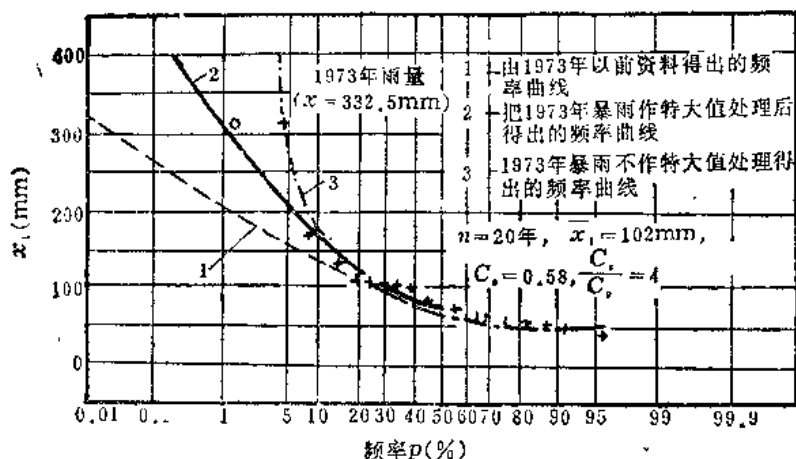


图 4-9 四都站最大 1 日雨量频率曲线

可作出初步判断，但必须从以下各方面进一步分析：

1) 在当地，特大值的重现期可通过小河洪水调查，并结合历史文献资料的订正，从所形成洪水的重现期近似地作出估计。由于暴雨的分布在面上是不均匀的，暴雨中心点雨量的重现期比相应洪水的重现期应更为稀遇，一般可将相应洪水的重现期作为流域各站雨量的平均值（或中值）的重现期。此外，长短历时暴雨与相应洪水的峰量未必是同频率的，因此短历时和长历时暴雨的重现期，应根据洪水的峰和量分别作出估计。

2) 在面上，可点绘特大值分布图，对本站特大值稀遇的程度作出估计。例如，北京地区各站最大 3 日雨量的极值分布图（见图 4-10），这些记录大部分是解放以来观测到的。从图上可以看到：大于 300mm 的记录已在很多站观测到，与长系列代表站的频率曲线对照，其重现期约 20 年左右，因此不宜作特大值处理；大于 400mm 的记录，在部分站观测到，其重现期约 50~100 年左右；大于 500mm 的记录只在一个测站测到，其重现期有可能大于百年，这样的记录应考虑作为特大值加以处理。

对一个地区来说，随着面积扩大，统计的雨量测站数目的增加，观测到大暴雨记录的次数增加，其雨量也增大。可以说明，大暴雨在点上和面上出现的频率也是不同的。从全国或全世界范围来看，在个别地点出现重现期超过千年一遇，甚至万年一遇的特大暴雨是有可能的，因此特大暴雨重现期的考证应点面结合。

正确处理特大值的关键在于确定其重现期，由于无法直接考证历史暴雨的数量，造成暴雨资料排序的困难，会使估计的重现期有很大的误差，一般只能通过小河洪水调查，结合当地历史文献中灾情资料论证暴雨的排序。上述四都站 1973 年特大暴雨的重现期是通过洪水调查（ $F=166\text{km}^2$ ）了解到乙卯年水大于 1973 年。而据 65 岁老人讲：“我小时候听父亲说过，乙卯年洪水是他五十多年来未曾遇到的。”由此估算，1973 年暴雨的重现期约在 60~70 年以上，这样处理后重新适线，求得 $C_s=0.58$ 。如图中 2 线，计算成果与邻近地区具有长期观测资料系列的测站比较尚属协调一致。

由此可看出，对特大暴雨资料的处理是很粗略的，其误差尤远远大于历史洪水资料处理的误差，因此对暴雨资料特大值的处理必须十分慎重。若重现期确定不当，将增加设计

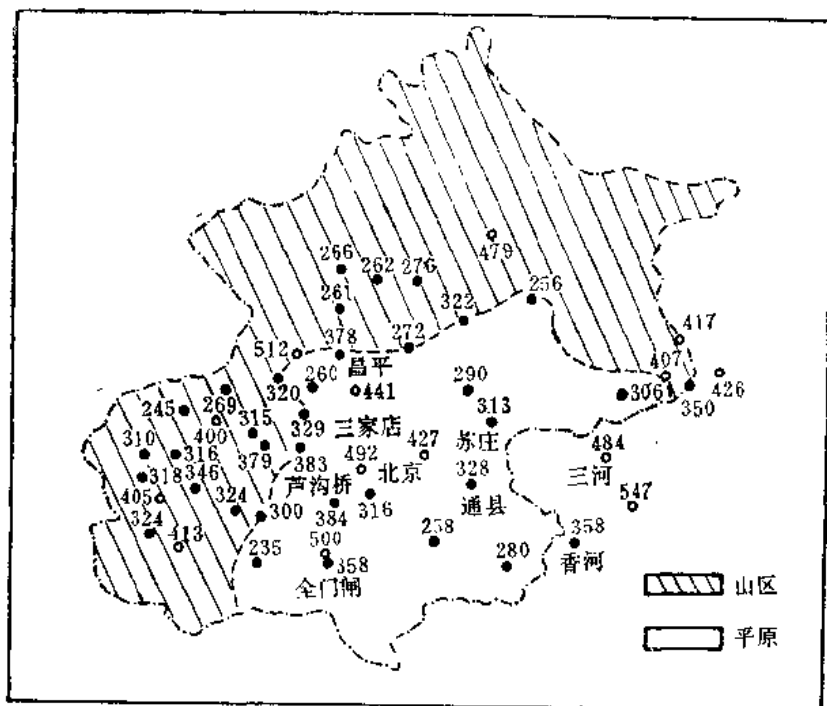


图 4-10 北京地区实测最大 3 日点雨量分布图

暴雨量的误差，不能单纯由雨量数值较大就判断为特大值，否则误将一般大暴雨（如 20 或 30 年一遇暴雨）作为特大暴雨处理，造成频率计算成果偏低，影响水利工程设计的安。若没有充分的把握，就不宜作特大值处理，以策工程安全。

(四) 经验频率公式、线型和参数估计方法

1) 经验频率公式，仍采用下列期望公式，

$$p = \frac{m}{n+1} \quad (4-1)$$

2) 线型：对各种历时的暴雨量，我国照例采用皮尔逊 III 型曲线。

3) 参数估计方法：采用图解适线法估计参数 \bar{x}_t 、 C_v 、 C_s 。

我国暴雨统计参数 C_s/C_v 数值变化见表 4-7，可供适线时参考。

表 4-7 我国暴雨 1、3 日雨量的 C_s/C_v 数值表

地 区	一 般 地 区	$C_v > 0.6$ 地 区	$C_v < 0.45$ 地 区
C_s/C_v	3.5	3.0	4.0

(五) 成果的合理性检查

设计暴雨计算成果应从下列几方面进行合理性检查：

1) 将各种时段（1、3、7 天等）的暴雨频率曲线和统计参数综合进行比较。一般情况下，随着统计时段的增长， C_v 有减小的趋势，变化有一定的规律。如发现频率曲线在

实用范围内有交叉现象时，应对其中突出的曲线和参数进行复核和调整。

2) 应与本地气候、地形条件相似的邻近地区长系列测站的统计参数进行比较。

3) 各种时段的设计暴雨量应与附近地区的特大暴雨记录进行比较，以检查设计值是否安全可靠。

根据工程的重要性和合理性检查的结果，确定设计值是否需要加安全修正值 $4x_p$ 。计算方法与洪水安全修正值相同。

二、地区综合法推求点暴雨频率曲线

影响暴雨的因素中，气候条件是主要的，地形等条件是次要的。因此，暴雨的统计参数 (\bar{x}, C_v) 在同一地区是相近的，可以将同一地区站群的暴雨资料综合在一起，采用“地区综合法”作分析，从而降低单站计算成果的抽样误差。目前常用的地区综合方法有“参数等值线图法”和“分区综合参数法”。前者适用于气候条件有所变化的大范围，要求站点较密、资料较多；后者则适用于气候、地形条件基本一致的小范围，具体应用时也可将两者结合起来，即先划分成小区作分区综合，再利用分区综合成果，结合单站的参数勾绘大范围的等值线图。

(一) 点暴雨统计参数等值线图法

在绘制暴雨参数等值线图时，首先应对当地暴雨特性有所了解。可以选择若干次暴雨资料，在地形略图上绘制次暴雨量等值线图。结合天气形势的分析，对暴雨的成因、移动途径、地形的影响等进行分析，这些对勾绘等值线的走向和趋势往往有指导作用。

将各单站点暴雨频率计算成果，即经过代表性分析、插补展延、图解适线等程序得出的统计参数 (\bar{x}, C_v) 值，点绘在地形图上。在勾绘等值线时，要注意各站统计参数数值的差别包括两个部分，除了邻站暴雨特性间的差别之外，还包含各站统计计算的抽样误差。绘制水文特征值等值线图（如年雨量等值线图）和绘制地形等高线图一样，都是将各站的数值点绘在测站位置处，作为依据勾绘等值线。然而暴雨参数等值线图则有所不同，由于抽样误差使其数值或多或少要偏离其真值，所以在勾绘等值线时，既要依据这些点据，又不能完全依据它们。问题的实质是，要把“抽样误差的干扰”和反映暴雨形成条件差异的“地理分布规律”两者正确区分开来。在勾绘时既不应完全依照点据数值（认为抽样误差为0），也不应无视各站数值的差异，而取各站的平均值（认为各站参数之间差异皆为抽样误差所造成的），这就给绘制暴雨参数等值线图带来困难。

各地实践经验都说明，为了克服上述困难，绘制等值线时必须注意系列代表性分析，并结合暴雨特性分析，不应简单地、机械地依照点据勾绘。

应先选择一些长系列站，进行统计分析，并利用历史暴雨或洪水资料论证系列的代表性，从这些站求得的统计参数，可以作为绘图的控制点。若各短期系列站系列长短不同，起迄年限不一致，抽样误差干扰就不易区分出来。因此，最好是选取统一起迄年限的系列，作为绘图的依据。这是因为暴雨量在地区上存在着“同期性”。虽然相邻站雨量的相关关系相当微弱，但在变化趋势上，尤其是特大值和特小值的出现年份上，往往具有“同期性”。通过对控制站长期系列分析，可以选定一段代表性较高的“代表时段”，各站都力求按此统一的起迄年限的资料系列计算参数，以期减少抽样误差的干扰。也可以分析多

数站具有观测资料时段的代表性，统一作必要的修正。

暴雨参数的地理分布规律是与自然地理条件的变化紧密相关的，包括气象及地形条件。以广东省为例，地属亚热带气候区，面临南海，背靠南岭山地，季风环流非常明显。春夏间多气旋雨，夏秋间多台风雨。同时，受地形抬升作用，地形雨和对流雨也较多。省内山脉走向大多为东北-西南，又以十万大山-天露山-莲花山-阴那山为界，将广东分成沿海和内陆两个不同的气候区。反映在暴雨特性上，有由沿海向内陆，以及东南向西北递减的趋势。在勾绘等值线时，应当考虑这一趋势。在台风活动地区，应注意台风登陆路径分布规律和行经路线。在山区，地形对暴雨的影响，目前研究得还不充分。不少地区发现在走向一致的迎风坡山区，暴雨特性也会有较大差别。河谷开口方向与水汽来向一致，而背后又高山阻挡，则河谷沟底是特大暴雨容易出现的地点，成为暴雨的局部中心，等值线图在这些地方就构成闭合圈。

水利部编制全国可能最大暴雨等值线图协调小组办公室，在1977年底绘制了有关的等值线图，其中包括中国年最大24小时雨量均值、 C_v 等值线图及中国实测和调查最大24小时点雨量分布图等。全国各省（区）水文总站都先后编绘了分省的暴雨参数等值线图。

由全国等值线图上可看出，均值的变化趋势是从东南沿海向西北内陆递减。一般平原地区变化梯度平缓，山区迎风坡均值显著增大，梯度增大，背风坡、河谷、川地和山间谷地受山脉阻挡，多为低值区。 C_v 等值线图上的变化规律与均值相反，是东南低西北高。而沿海地区受台风影响， C_v 较大，山区迎风坡也比背风坡的平原大些。

使用暴雨参数等值线图时，应了解等值线绘制的时间、方法和所应用的资料情况。必要时应收集近期内新增加的资料，对等值线图进行检验和修正。

（二）分区综合法

如果位于同一分区的站点雨量都符合统一的暴雨概率分布函数，就有可能利用站群的资料来估计当地的总体分布。要求分区必须符合气候条件、地形条件基本相似的前提，一般不宜过大，通常以一个经纬度为限。分区综合资料的方法有“站年法”和“中值法”（均值法）两种。

站年法的基本假定是分区内各站的暴雨资料，都属于同一总体的独立随机抽样。若区内有 k 站，每站有 n 年资料，则认为相当于 kn 项样本，即将站群资料合并成一个 kn 年的长期系列看待。这就要求分区内各站同一年的暴雨资料具有相互“独立性”，相邻雨量站之间不能相距过近。而分区综合又要求各站分布一致，导致雨量站不能相距过远。“一致性”和“独立性”是相互矛盾的，实际资料很难同时满足这两方面的要求。这也是人们怀疑“站年法”展延系列作用的主要原因。Alexander (1954) 曾根据两种极端情况，构造一内插公式来分析站年法的作用。他假定共有 k 站，在同一年可得 k 个站年资料，这些资料相当于完全独立的随机抽样的“等效年数”为 n' ，其数值与站际之间相关系数的平均值 \bar{r} 有关。对于 \bar{r} 的两个边界情况分别为：

$$\text{当 } \bar{r} = 0, \text{ 则 } n' = k;$$

$$\text{当 } \bar{r} = 1.0, \text{ 则 } n' = 1$$

由此，可得出一内插公式：

$$n' = \frac{k}{1 + \bar{r}(k-1)} \quad (0 \leq \bar{r} \leq 1.0) \quad (4-2)$$

如果上式成立,那么即使站际之间接近独立($\bar{r}=0.1$),当 $k=100$ 站,同一年共100站的资料仅相当于 $n'=9.17$ 年。当 k 值较小,则作用相对有所提高。由于式(4-2)带有很大的假定性,是未经证明的,因此对展延作用的分析,只能作为一种猜测而已。

此外,丛树铮(1984)指出,应用站年法计算概率分布时,即使站间确实是相互独立的,仍不可避免地包含有区内各站总体分布的差异。这部分误差将抵销站年法联合系列扩大样本容量降低抽样误差的作用,甚至有可能综合多站资料比单站成果误差更大。他假定一组站的总体分布函数,再通过统计实验法,用一些数值对上述概念作了说明。苏联C.H. Крицкий和M.Ф. Менкель(1981)^[9]研究利用多站雨洪资料协同分析,并提出一种实用的计算方法。试图从多站联合系列的总方差中,设法扣除各站总体之间的差异所造成的部分方差,从而得出该分区单站的方差,作为推断各站点总体分布的依据。

在我国应用得较多的地区综合法是“均值法”(或“中值法”),其要点是将气候一致区内各站暴雨资料系列的经验分布点据,点绘在同一张机率格纸上。由于假定在气候一致区内各站具有基本一致的总体分布函数,各站系列都是取自这同一总体的样本,其经验分布点据应呈带状散布在该总体的附近。因此,可以通过点群中心拟合一条理论频率曲线,作为该分区的总体分布曲线。为了便于进行适线,可计算分区内各站经验分布线的纵标均值,即取给定频率 P 的各站暴雨 x_{pi} 的均值 $M(x_p)$:

$$M(x_p) = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m x_{pi} \quad (4-3)$$

将相应于不同频率的 $M(x_p)$ 值连接成一平均的经验分布曲线,作为拟合理论分布曲线的依据。上述方法是以纵标均值计算地区多站综合的频率曲线,所以一般称为“均值法”。

英国洪水研究报告强调,在站数不多的情况下,均值往往受到其中个别特大值影响显著,他们认为中值比均值更较稳定,因此建议采用 m 站的中值 $Me(x_p)$ 代替均值 $M(x_p)$,即求得多站的中值频率线作为地区综合的频率曲线,称为“中值法”。

这种方法只是假定分区内各站具有同一的总体分布函数,并未要求各站资料相互独立。只要适当地划分气候一致区,一般还是比较易于满足这一条件的。有些气候条件略有差异的山区,则可通过改变综合变量来减少或消除分区内各站的差异。例如取模比系数 $K_{pi} = x_{pi}/\bar{x}_i$ 作为综合变量,即先将 m 站资料系列转化为模比系数系列,点绘在机率格纸上进行综合,求得相应各种给定频率 P 的 m 站模比系数 K_{pi} 的均值 $M(K_p)$:

$$M(K_p) = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m x_{pi}/\bar{x}_i \quad (4-4)$$

进一步对 $M(K_p)$ 的经验分布适线,得出该分区综合模比系数 K 的频率曲线。在实际应用时,分别乘上各站的均值 \bar{x}_i ,即可得出相应于该站的雨量频率曲线。进行这样变换综合变量的基础是各站均值 \bar{x}_i 是正确的,否则就会增加误差而不是减少。英国洪水研究报告在变换雨量相对值时,也是建议采用各站雨量系列的中值 \hat{x}_i 代替均值 \bar{x}_i ,作为分母。他们认为在系列不长的条件下,中值 \hat{x}_i 比均值 \bar{x}_i 更稳定和可靠。这两种以相对值进行分区综合方法的

成果，与直接以雨量 \bar{x}_i 系列综合的结果不同。后者对同一分区的 m 站得出完全重合的一条频率曲线，前者为一族曲线，其均值 \bar{x}_i （或中值 \hat{x}_i ）不等，而 C_v 和 C_s/C_v 相同。

1978年朱元铎、季培中曾对南京地区年最大1日雨量资料系列作了一些地区综合方法研究，包括上述“均值法”和“中值法”，并且分别用雨量值和相对值进行计算。在环绕南京和镇江附近共选了六合、句容等12个站，其中除南京和镇江两个中心站各具有62年（1905~1974）和86年（1880~1974）长期系列外，其余10站分别具有23~35年系列（见表4-8）。由分区内10站的10条雨量频率曲线，通过均值法和中值法分别得出该分区的地区综合频率曲线，实际上两条曲线几乎完全重合在一起（见图4-11）。同时，也以相对值绘各站频率线，并以中值法或均值法综合，其结果和上述雨量值的地区综合频率线也密集在一起，几乎没有什么差别。由于分区中心的南京站和镇江站都具有60年以上的长期系

表 4-8 南京地区年最大1日雨量均值中值计算表

站号	P								
	2	5	10	20	50	75	90	95	99
1	264.0	214.0	174.0	136.0	83.6	60.5	49.5	46.4	43.5
2	236.0	200.0	174.0	144.0	100.0	72.6	55.3	46.6	34.8
3	297.0	237.0	190.0	145.0	87.0	61.4	51.6	48.6	46.2
4	228.0	186.0	153.0	122.0	78.0	59.5	51.0	49.8	46.5
5	266.0	215.0	178.0	139.0	84.5	58.5	45.3	40.3	35.0
6	337.0	266.0	210.0	156.0	86.4	55.4	43.0	40.0	37.6
7	230.0	196.0	169.0	140.0	93.0	65.0	44.5	34.4	21.2
8	292.0	232.0	187.0	142.0	85.6	60.0	50.6	47.4	45.4
9	300.0	234.0	186.0	138.6	79.5	56.0	47.6	44.0	42.0
10	206.0	170.0	141.0	112.5	73.3	54.5	44.3	41.0	37.5
均值 $M(x_p)$	265.6	215.0	176.2	137.5	85.1	60.3	48.2	43.8	39.0
各站 x_{pi} 按降序排列									
	2	5	10	20	50	75	90	95	99
$x_p^{(1)}$	337.0	266.0	210.0	156.0	100.0	72.5	55.3	49.3	46.5
$x_p^{(2)}$	300.0	237.0	190.0	145.0	99.0	65.0	51.6	48.4	46.2
$x_p^{(3)}$	297.0	234.0	187.0	144.0	87.0	61.4	51.0	47.4	45.4
$x_p^{(4)}$	292.0	232.0	186.0	142.0	86.4	60.5	50.6	46.6	43.5
$x_p^{(5)}$	266.0	215.0	178.0	140.0	85.6	60.0	49.6	46.4	42.0
$x_p^{(6)}$	264.0	214.0	174.0	139.0	84.6	59.5	47.0	44.0	37.6
$x_p^{(7)}$	236.0	200.0	174.0	138.0	83.6	58.5	45.3	41.0	37.5
$x_p^{(8)}$	239.0	196.0	169.0	136.0	79.5	56.0	44.5	40.3	35.0
$x_p^{(9)}$	228.0	186.0	153.0	122.0	78.0	55.4	44.3	40.0	34.8
$x_p^{(10)}$	206.0	170.0	141.0	112.5	73.3	54.5	43.0	34.4	21.2
中 值									
$Me(x_p)$	265.0	215.0	176.0	140.0	85.0	60.0	48.0	45.0	40.0

列，而且两站的频率曲线基本一致，因此可近似作为该地区的总体分布曲线，用来检验地区综合法的成果。现将南京站、镇江站频率线和地区综合法得出的频率线绘在同一张机率格纸上（见图4-12）。可看出它们之间是存在相当明显的离差。如上所述，对于同样的资料系列，采用不同的综合指标（如雨量值和相对值）或综合方式（如中值法和均值法），其成果基本上是一致的，相差甚微。

我们发现造成地区综合频率线与“总体”分布曲线之间差异的主要原因之一，仍然是资料系列的代表性。为了说明这一点，把各站资料系列分成三段每段15年，（I段为1962~1976，II段为1951~1965，III段为1933~1950），分别进行地区综合，得出三条不同的地区综合频率线（见图4-13）。三者相差较大，其中第III段成果与“总体分布”十分接近，而I段相距较远。由此可看出不同分段具有不同的代表性。

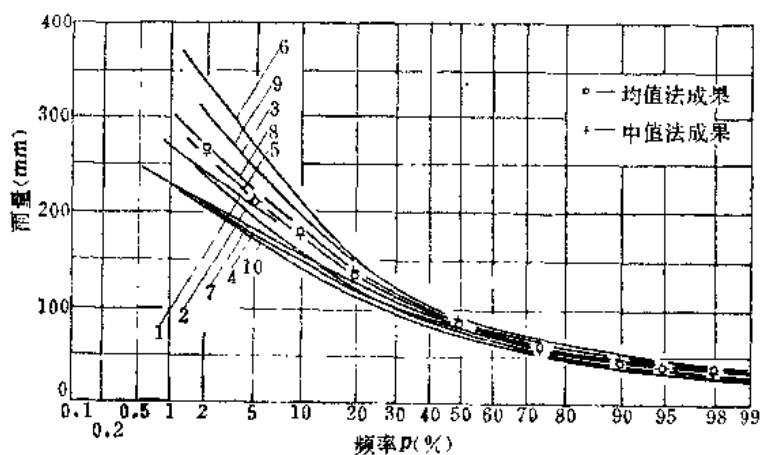


图 4-11 南京地区10站最大1日暴雨量频率曲线及地区综合均值法、中值法成果对比图（图中标号为站码）

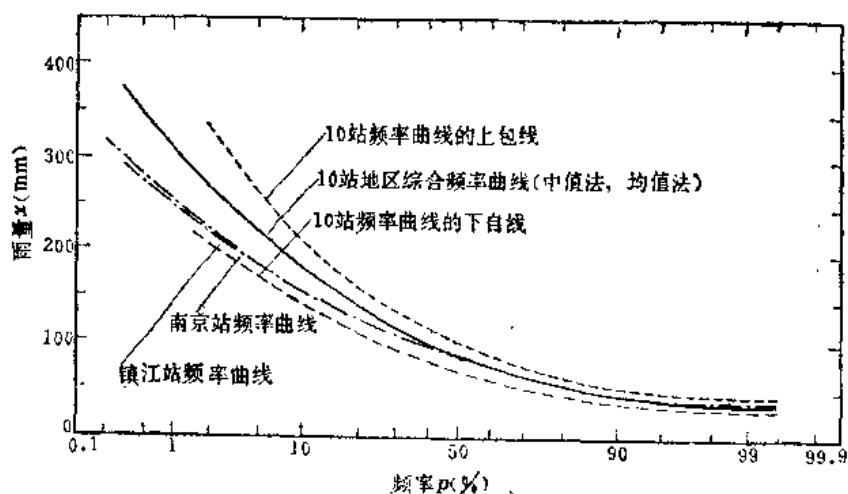


图 4-12 南京地区10站暴雨资料中值法计算成果与地区中心南京站镇江站频率曲线对比图

依据这样一个个例无法对“地区综合法”的精度作出全面的评价。姑且通过统计实验途径作进一步研究，设法将 m 站 n 年站群资料综合在一起，在精度上所相当的“折算长度 n' 年”。

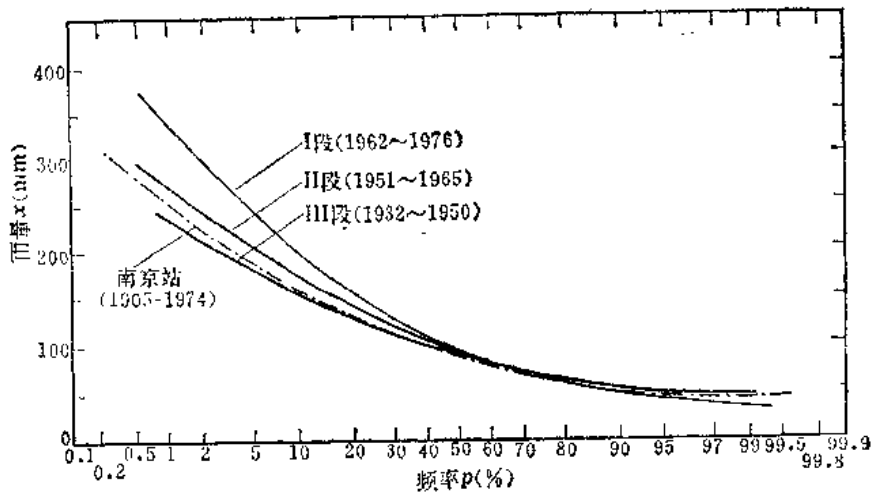


图 4-13 南京地区12站暴雨资料取不同分段中值法成果与南京站长系列成果对比图

第三节 面暴雨量频率计算

推求设计洪水所需要的是流域平均面雨量的设计暴雨过程，而不是点雨量过程。当流域面积较大时，不能简单地以点设计暴雨量代替面设计雨量。根据国内部分地区径流实验站雨量站群的观测资料分析，说明小流域($F=0.1\sim 10\text{km}^2$)的中心点雨量和流域面平均雨量的相关关系线接近 45° 直线(见图4-14)，尽管点据离差为 $2\%\sim 20\%$ ，但由点或面雨量资料系列经过频率计算求得的两组统计参数(\bar{x} , C_v , C_s)是相近的，因此以点代面求设计暴雨量是可以允许的。但是，当流域面积稍大，点雨量与面雨量之间的差异就明显了。长江流域规划办公室曾统计流域中心点雨量与面平均雨量之间的相对离差，发现离差的分布接近P-III型频率曲线，其分布参数见表4-9，说明流域面积愈大，相对离差愈大。因此，除面积很小的流域外，一般都应对面雨量作统计计算。

表 4-9 各种面积的面雨量与中心点雨量相对离差分布参数表

流域面积 (km^2)	1152.0	714.0	355.0	304.2	115.0	107.0	37.6
点雨量与面雨量之间的相对离差的平均数(%)	35.6	34.6	27.2	16.3	12.9	14.5	11.2

设计面雨量计算方法有两种，一种是南平均雨量直接进行频率计算，适用于资料充分的流域，另一种是通过点雨量与面雨量关系，由点雨量间接推算面设计暴雨量，适用于资料短缺的中小流域。

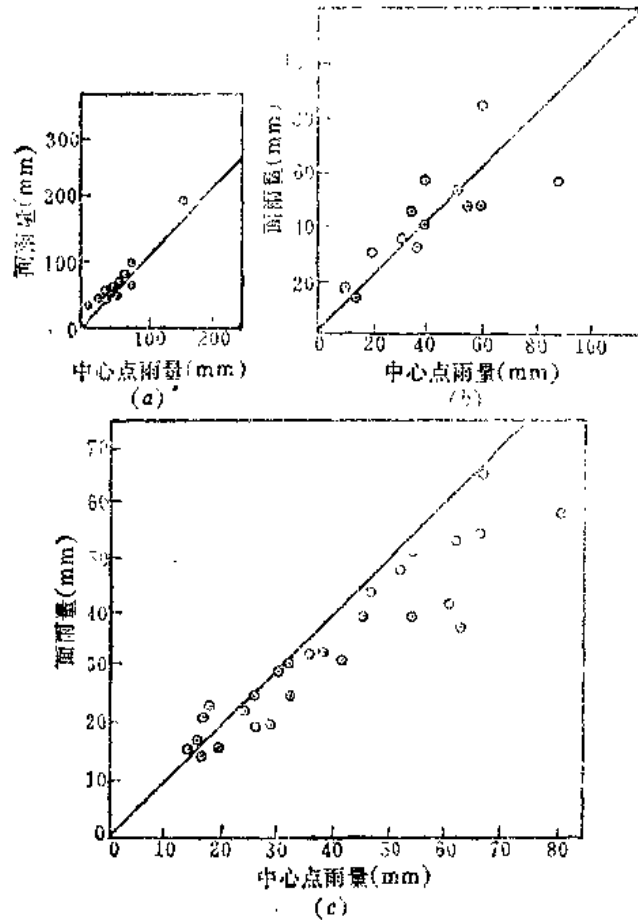


图 4-14 小流域中心点雨量与面雨量关系
(a)浙江黄土岭($F=17.8\text{km}^2$)；(b)四川黄水河($F=115\text{km}^2$)；
(c)河南唐白河($F=3046\text{km}^2$)

一、设计面暴雨量的直接计算法

(一) 统计各种时段的年最大面雨量

根据当地雨量站的分布情况，选定求流域平均（面）雨量的计算方法——算术平均、面积加权平均或等值线法，计算逐日面雨量。求得设计流域的逐日面雨量后，再按独立选择方法，选取各年的各种时段年最大面雨量，同一年内各时段未必是在同一场暴雨中选取，以该时段雨量在年内最大为原则。

算例见表4-10。由于设计流域内雨量站分布均匀，可按算术平均法求面雨量，选择结果最大1日面雨量 $x_1=129.9\text{mm}(4/\text{VII})$ ，最大3日面雨量 $x_3=166.5\text{mm}(22\sim24/\text{VIII})$ ，最大7日面雨量 $x_7=234.0\text{mm}(1\sim7/\text{VIII})$ ，分别属于两场暴雨。

表 4-10

各种时段面雨量计算表

单位: mm

时 间 (年·月·日)	逐日点雨量			逐日面雨量	最大 1、3、7 日面雨量		
	A 站	B 站	C 站		最大 1 日	最大 3 日	最大 7 日
1969·6·30	5.3		0.2	1.8			
7·1	50.4	26.9	25.3	34.2			
2							
3	11.5	10.8	14.7	12.3			
4	134.8	125.9	124.0	129.9	129.9		234.0
5	32.5	21.4	10.0	21.3			
6	5.6	10.5	4.7	6.9			
7	35.5	25.2	27.6	29.4			
8	3.7	7.1	1.4	4.1			
9	11.1	5.2	9.7	8.9			
10							
∴							
1969·8·18	6.6	0.2	6.9	4.0			
19	22.7	2.4	5.4	10.2			
20							
21							
22	42.0	51.7	54.8	49.7			
23	60.1	68.6	53.5	60.7		166.5	
24	81.8	54.1	32.3	56.1			
25							

(二) 面雨量资料的插补展延

一般采用如下方法插补, 参证资料系列取当地具有长期观测记录的雨量资料, 最好是取二三个站的平均雨量。如果这些参证站位于流域附近且分布均匀, 则更理想。这样, 参证变量与插补变量都是面平均雨量, 仅站数多少不同, 相当由少站平均面雨量 x' , 插补展延多站平均面雨量 x'' 。由于两者具有相似的影响因素, 相关关系一般较好。为了克服同期观测资料较短的困难, 可以用一年多次法选样, 以增添一些点据, 便于确定相关线。

(三) 面雨量的频率计算

计算方法步骤和洪水及点雨量频率计算是相同的, 不再重复。

二、设计面暴雨雨量的间接计算

当设计流域内雨量资料系列太短, 或各站系列虽长但互不同期, 或站数过少, 分布不均, 不能控制全流域面积, 都无法提供面雨量的长期系列(见图4-15), 也就不能直接计算设计面雨量。在这种情况下, 往往是先求出流域中心处指定频率的设计点雨量, 再通过点面关系, 将设计点雨量转化成所要求的设计面雨量, 关于设计点雨量的计算前已说明, 现着重说明暴雨点面关系的建立及使用。

(一) 定点定面同频率点面关系

若流域内具有短期面雨量资料系列, 可以绘制中心点雨量 x_c 与流域面平均雨量 x_f 的相关图, 作为相互折算的基础。为弥补资料不足, 可采用一年多次法选样。若由于点据散乱造成定线困难, 可以作“同频率关系”, 即 x_c 、 x_f 分别按递减次序排列, 由同序号雨量建

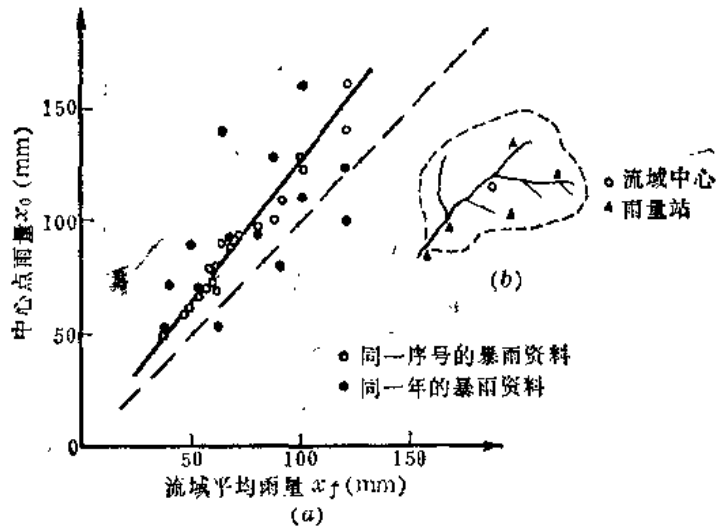


图 4-15 定点定面雨量相关图

立相关线，或求得 x_f/x_o 平均比值，用于折算。

上述点面关系需要当地具有相当数量的资料，否则是无法建立起来的。若当地无资料就只好移用邻近流域的点面关系。为此，可以选一资料充分地区，建立不同面积上面雨量与中心点雨量的定点定面同频率雨量关系（见图4-16）。由于各流域的流域形状皆不相同，绘制点面关系时，只好以“同心圆”或“同心正方形”来划分面积，计算面雨量 x_f ，得出 $x_f/x_o \sim f$ 的关系，见图4-17。移用此关系曲线时，不考虑流域形状的影响，由设计流域面积 f 查图，得出 x_f/x_o 数值，乘上流域中心设计点雨量 $x_{o,p}$ ，即可得出设计面雨量 $x_{f,p}$ ：

$$x_{f,p} = x_{o,p} \cdot (x_f/x_o) \quad (4-5)$$

分析定点定面关系时，一般先划定一个暴雨特征比较一致的地区。在区内选择若干个面积大小不等（应包括 $100 \sim 1000 \text{ km}^2$ 或变幅更大一些）的实际流域，或位置预先确定的概化几何形状的小区作为定面，在定面内分别统计和分析各站点与定面雨量的最大值系列，以及统计参数、频率曲线。可以建立定点雨量和定面雨量的均值比和 C_v 比随面积变化关系。也可作出各频率雨量的比值，并绘成点面关系曲线或数字表，以便查用。

英国洪水研究报告未考虑点面雨量 C_v 的差异，只计算点面雨量均值的相对比。统计逐年各站相应最大面雨量的点雨量和各站自身年最大雨量，计算两者相对比值，再求多站多年平均值，当作定点定面点面折算系数。

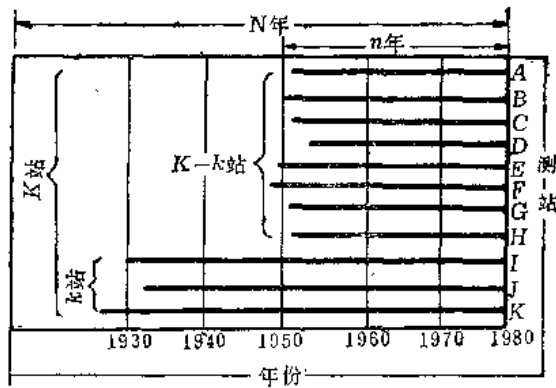


图 4-16 流域内少站长系列和多站短系列情况图

1977年英国洪水研究所的补充报告,进一步考虑点面折算系数随频率的变化。他们首先分别建立面雨量和点雨量的频率线,然后再作同频率的面雨量和点雨量比值的频率线,即为点面系数的频率分布。

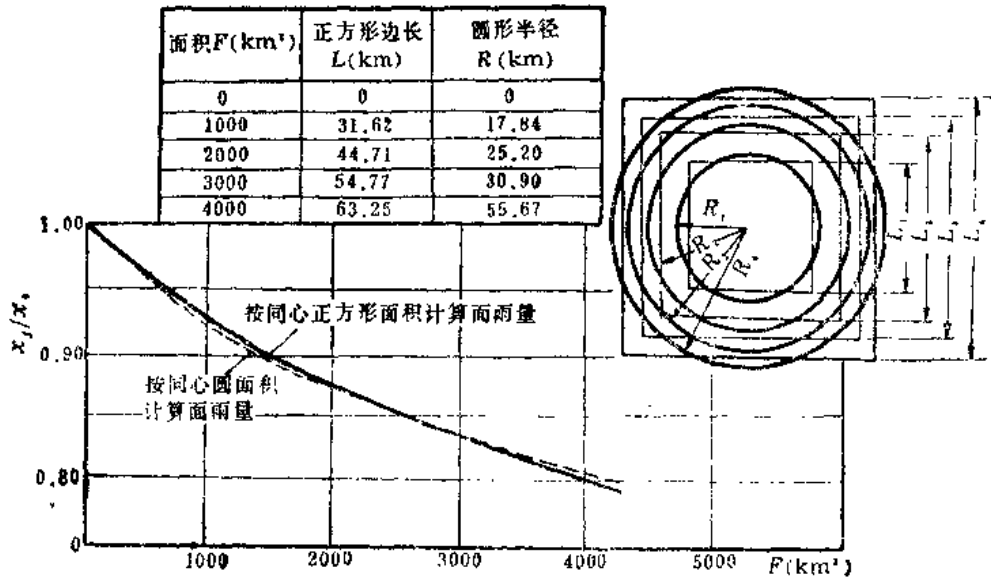


图 4-17 同频率定点定面雨量关系曲线及划分面积形状示意图

王家祁(1984)^[5]以海南岛南渡江福松区间(福才~松涛水库)988km²1964~1978年间(15年)5个测站资料分析过程,说明定点定面的关系的具体制作方法:

- 1) 取福才、白沙、细水、南丰、大坝为分析定点定面关系的测站,这5站位置分布较为均匀,故以算术平均法计算同时期的面平均雨量。
- 2) 以年最大面平均雨量作为雨量系列。
- 3) 各站分别统计年最大点雨量,此项数据在水文年鉴上都已列出。
- 4) 按大小次序分别对面雨量和各单站雨量系列重新进行排列。
- 5) 对五个单站按相同的排列序号(频次)求平均,得平均点雨量经验频率分布。
- 6) 对各种历时雨量重复1)~5)步骤计算。
- 7) 点绘面雨量和点雨量的频率线(图4-18)。定点雨量分布由五站资料构成上包、下包和平均3种情况。
- 8) 点绘各历时平均定点雨量和面雨量的相关图(图4-19)。

(二) 暴雨中心点面关系(动点动面关系)

具体作法是选择几场大暴雨资料,绘出给定时段的暴雨等值线图,计算各等雨深线所包围面积 f 及其面平均雨量 x'_f 。显然,暴雨中心点雨量 x'_0 ,就相当于 $f=0$ 的雨量。根据各等雨深线相应的数据绘制 $x'_f/x'_0 \sim f$ 的关系(见图4-20)。因为各场暴雨的中心点和等雨深线的位置是在变动的,所以常称为“动点动面关系”。同一地区内各场雨的上述关系曲线各不相同,一般是采用平均线,有时用各场暴雨的外包线,也有时采用某一场典型特大暴雨的关系线作为该地区综合的“动点动面关系($\eta \sim f$)”。如图4-20中实线,作为设计

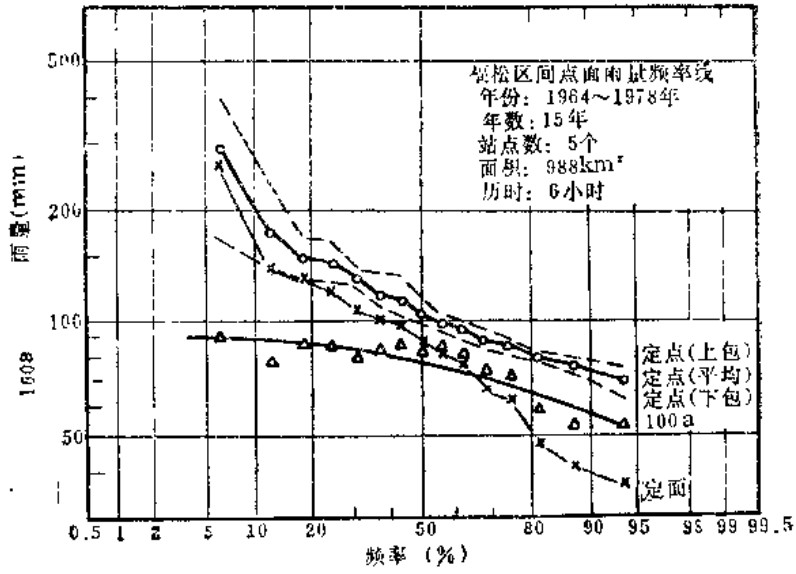


图 4-18 福松区间定点定面雨量频率

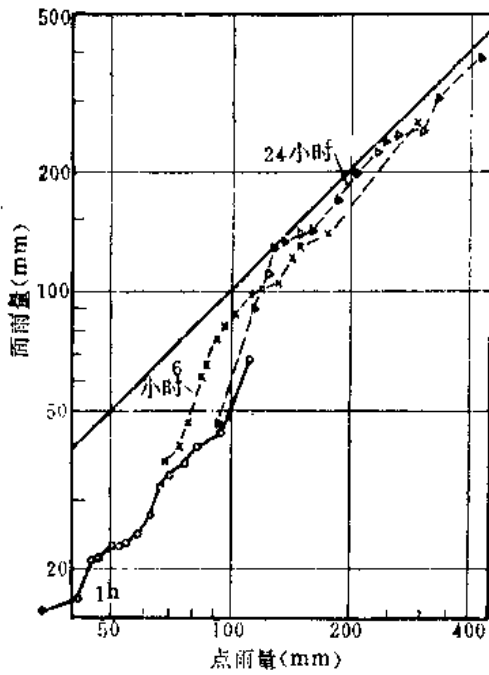


图 4-19 福松区间定点定面关系

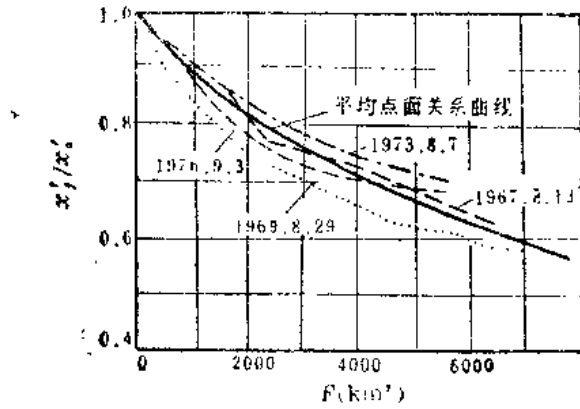


图 4-20 暴雨中心点面关系曲线

暴雨点面雨量折算的依据。

有人试图以数学表达式来概括点面雨量关系，一般是假定等雨深线形状为同心圆，或同心椭圆。同时假定雨量沿径向呈抛物线分布或指数分布等，经过一番推演，可得出下列一些公式：

$$\eta = x'/x'' = 1 - af^b \quad (4-6a)$$

$$\eta = x'_f/x'_0 = (1 + af^b)^{-1} \quad (4-6b)$$

$$\eta = x'_f/x'_0 = \exp(-af^b) \quad (4-6c)$$

$$\eta = x'_f/x'_0 = a + b \log f \quad (4-6d)$$

Nicks等人还提出一种包含暴雨历时 t 和笼罩面积 f 的公式:

$$\eta = (x'_f/x'_0)_t = 1 - \frac{ft^c}{a + bf} \quad (4-6e)$$

问题的关键并不在于动点动面关系曲线的绘制方法和表达方式,而在于是否用来折算设计暴雨的点面雨量。

如上所述,设计暴雨计算的目的是推求设计流域定面的设计雨量 $x_{F,P}$,间接算法是依据流域中心定点的设计雨量 $x_{0,P}$ 计算 $x_{F,P}$,因此分析和运用定点定面雨量关系($x_{0,P} \sim x_{F,P}$)进行折算是顺理成章的。然而往往受到资料的限制,无法作出定点定面关系。在实际暴雨计算工作中,有时就采用动点动面雨量关系($\eta \sim f$ 关系)来代替,即按下式进行折算:

$$x_{F,P} = x_{0,P} \cdot \eta_{f-F} \quad (4-7)$$

式中 $x_{0,P}$ 、 $x_{F,P}$ ——设计流域的定点和定面设计雨量;

η_{f-F} ——经过综合的动点动面雨量关系求得 $f=F$ 的折算系数。

这种代替概念实质上等于引进了假定:“定点定面同频率雨量关系与综合的暴雨中心点面关系 $(\eta-f)_{f-F}$ 相一致”,即假定下式成立:

$$\frac{x_{F,P}}{x_{0,P}} = \eta_{f-F} \quad (4-8)$$

由于定点定面设计雨量 $x_{0,P}$ 、 $x_{F,P}$ 与动点动面雨量 $x'_{0,P}$ 、 $x'_{F,P}$ 是不同概念,具有不同的数值,直观上难于判定上述假定式(4-8)的合理性。

根据暴雨中心动点动面关系的定义和制作方法所依据的概念,可以将上述由定点设计雨量 $x_{0,P}$ 转换成定面设计雨量 $x_{F,P}$ 的过程,分解为如下的三步,先由定点的 $x_{0,P}$ 转换成动点的 $x'_{0,P}$,再用 η 关系转换成动面的 $x'_{F,P}$,最后再转换成所需的定面设计雨量 $x_{F,P}$,如下式:

$$x_{F,P} = x_{0,P} \cdot \frac{x'_{0,P}}{x_{0,P}} \cdot \eta_{f-F} \cdot \frac{x_{F,P}}{x'_{F,P}} \quad (4-9)$$

对照式(4-7)和式(4-8),可知式(4-9)的假定等价于下述两个假定之一:

$$\eta_{f-F} = \left(\frac{x'_{0,P}}{x_{0,P}}\right)_P \cdot \left(\frac{x'_{F,P}}{x_{F,P}}\right)_P \cdot \left(\frac{x_{F,P}}{x'_{F,P}}\right)_P \quad (4-10a)$$

或
$$\left(\frac{x'_{0,P}}{x_{0,P}}\right)_P = \left(\frac{x'_{F,P}}{x_{F,P}}\right)_P \text{ 和 } \left(\frac{x_{F,P}}{x'_{F,P}}\right)_P = \eta_{f-F} \quad (4-10b)$$

无法通过理论途径论证上述两项假定是否成立,也很难通过经验途径,根据实际雨量资料检验假定的合理性。陈志恺、王家祁曾分析计算出北京地区的定点和动点雨量频率曲线,可看出两曲线间有明显差异。根据他们的成果不难作为定点和动点同频率雨量之间的关系 $(x'_{0,P}/x_{0,P})_P$ 。主要的困难在于各次暴雨等深线形状都不相同,无法直接统计动面雨量系列和计算其频率曲线。因此,用动点动面关系推求流域面雨量的基本假定是未经证实的,其计算成果的误差情况是难于估计的。这是一种解决问题的权宜之计。过去有人解释,设计点雨量未必恰好是一次暴雨的中心点,因此套用中心点的动点动面关系会使求得的面雨量

偏小；而另一方面由于流域边界未必与等雨深线重合，由动点动面关系求得的面雨量，是等于流域面积大小的等雨深线所包围的面积，其面平均雨量将比实际流域偏大。两相抵销，使折算面雨量接近实际。不过，这种解释并不能完全令人信服。

据有关单位实用的结果看，在流域面积不大（ $F < 1000\text{km}^2$ ）和设计标准 $p < 10\%$ 时，动点动面关系成果尚可，而在常遇的频率（ $p > 10\%$ ）时动点动面关系的成果会偏小，而且面积愈大偏小愈甚。

为了对比说明各种设计暴雨计算方法，图4-21列出各种方法所需的资料及其程序。直接法是根据定面（定点）雨量资料系列作频率计算求得 $x_{T,p}$ ，间接法则是分成两步先建立点而雨量关系，再利用点面关系和 $x_{T,p}$ 求得 $x_{T,p}$ 。

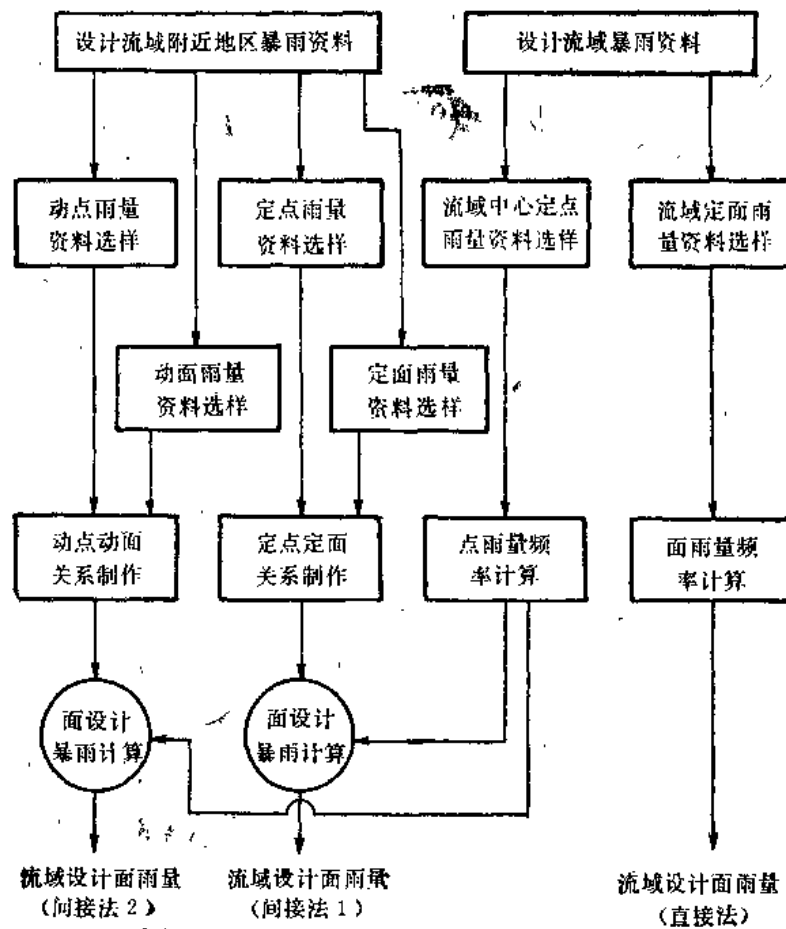


图 4-21 设计暴雨计算方法示意图

有必要从理论上弄清楚暴雨点面关系的实质。设某流域的中心点雨量 x_0 与流域面雨量 x_1 具有各自的分布函数 $F_1(x_0)$ 和 $F_2(x_1)$ 。一般认为两者都符合 P-III 型分布，要解决由 $F_1(x_0)$ 推求 $F_2(x_1)$ 的问题，得先设法求出条件分布 $f(x_1/x_0)$ ，再根据全概率公式求得边缘分布 $F_2(x_1)$ ：

$$F_2(x_1) = \int_0^{\infty} \int_0^{\infty} f(x_1/x_0) f_1(x_0) dx_0 dx_1 \quad (4-11)$$

前已说明, 点面雨量之间的关系并不是单一的函数关系。王家祁提供的全国不同地区的6小时1000km²点面雨量比值统计表, 就可以说明 x_t/x_0 是变动的, 而且存在一个分布即 $f(x_t/x_0)$, 见表4-11。而实际问题是, 设计流域的雨量资料数量不足以用来确定面雨量频率曲线 $F_1(x_t)$, 也就更不够用来确定条件分布 $f(x_t/x_0)$ 了, 所以上式在实际上是行不通的。但是, 可以告诉我们, $F_1(x_0)$ 与 $F_2(x_t)$ 之间的关系与条件分布 $f(x_t/x_0)$ 有关, 条件分布 $f(x_t/x_0)$ 的物理意义就是在给定的点雨量 x_0 条件下, 出现不同面雨量 x_t 的概率, 显然它反映了当地暴雨在地区上分布的特性。

表 4-11 不同地区6小时1000km²点面雨量比值 x_t/x_0 发生频率统计表

地 区	x_t/x_0 值出现于下列范围的频率 (%)								x_t/x_0 平均值
	0.20~0.29	0.30~0.39	0.40~0.49	0.50~0.59	0.60~0.69	0.70~0.79	0.80~0.89	0.90~0.99	
华 北		15	12	9	19	38	8		0.63
华 东			3	15	21	31	24	6	0.73
华 南			7	10	17	32	27	17	0.65
广 南	4	17	4	26	9	18	18	1	0.62

计算设计面雨量的几种方法中, 由于大中流域点面雨量关系一般都很微弱, 所以通过点面关系间接推求 x_{tp} 的偶然误差必然较大。在有条件的地区应尽可能采用直接法。当资料不足时, 应优先考虑当地的点面相关关系插补展延(面雨量资料系列)。我国大多数地区的暴雨观测站网是在1958年前后建立的, 所以多数站仅具有短期雨量观测资料, 一般只有少数几个站具有长期雨量观测资料。在这种资料条件下, 存在一个矛盾, 若仅仅根据少数长期站计算设计面雨量就可能因站数过少不能控制全流域, 产生地区代表性不足的误差。若考虑增加站数, 根据多数短期站计算设计面雨量, 就又可能因年数过少而产生系列代表性不足的误差。一种比较合理的方法是用短期资料系列建立流域内多数站面平均雨量 x_{t1} , 与由少数站(具有长期资料系列站)求得的面平均雨量 x_{t2} 建立相关关系, 再根据少数站长期资料系列作频率计算求得设计面雨量 x_{t1p} , 然后通过 $x_{t1} \sim x_{t2}$ 相关关系折算得出 x_{t1p} 。

具体步骤如下:

1) 充分利用近年来设立的稠密测站网资料, 并用年多次选样的方法, 统计计算各次暴雨的多站面雨量 x_t' 。同时, 在流域内(或流域四周)选均匀分布的长系列测站两三处(或几处), 用算术平均方法计算相应各次暴雨的少站平均雨量 x_t 。

2) 建立 x_t' 和 x_t 的相关关系。在一般情况下, 如长系列站有两三处, 在面上呈三角形均匀分布, 可取得比较好的相关关系。

3) 用年最大值法选择, 利用以上相关线先插补延长 x_{t1} 系列, 然后进行频率分析; 或先根据 x_{t2} 系列进行频率分析, 然后利用以上相关线转换, 推算 x_{t1} 的设计值。此二种方法无本质差别。

只有当设计流域内资料十分缺乏才考虑采用上述点面关系方法来推求设计面暴雨。

现行的两种点面关系均属于经验性处理方法。定点定面同频率关系方法，是直接作 $x_{0,p}$ 与 $x_{r,p}$ 的关系，并移用到无资料流域，这一作法没有揭露点面关系与暴雨地区分布特性之间的联系，也就无法充分利用这方面的资料信息，进行暴雨特性及流域面积形状的修正，只能不作变动的移用同一点的点面关系。动点动面点面关系与条件分布 $f(x_r/x_0)$ 之间是有一定联系的，这部分信息是十分可贵的。但现行动点动面点面关系方法，由几次暴雨确定单一的点面关系曲线进行折算，而且流域中心点雨量未必是暴雨中心，这种经验性处理方法的理论基础也是很不足的。

充分利用现有的资料信息，建立一个恰当的模型来模拟流域的暴雨过程，从而得出一种更加合理的计算方法，是进一步研究的课题之一。

三、设计面雨量计算成果的合理性检查

- 1) 将各种时段的点面雨量的统计参数(x 、 C_v)进行对比分析，一般面雨量的参数随面积增大而逐渐减低；
- 2) 对比直接法和间接法求得的设计雨量成果；
- 3) 对比分析附近地区的点面关系；
- 4) 设计暴雨量与当地实测(调查)特大暴雨资料对比分析。

第四节 设计暴雨量的时空分布计算

求得各种时段的相应指定频率的设计面雨量后，确定设计暴雨的时空分布的方法与设计洪水计算方法相同，即先选定典型分配过程，再进行同倍比或同频率分时段控制缩放的方法。

一、设计暴雨量的时程分配

(1) 典型的选择和概化 在暴雨特性一致的气候区内，选取暴雨总量大，强度也大的暴雨资料作为分析的依据。为了考虑使工程设计安全，应当选取主雨峰集中在雨期最后的暴雨分配形式，作为设计暴雨的典型。

(2) 同频率分段控制放大 分时段控制放大时，控制时段划分不宜过细。一般是取1、3、7日控制。

(3) 暴雨的时程分配 由设计暴雨推求设计洪水，需要给出日内各时段的雨量分配，一般按典型暴雨的百分比进行分配。

【算例】 某流域百年一遇各种时段设计面雨量如下表：

时段(d)	1	3	7
设计面雨量 $x_{r,p}$ (mm)	303	394	485

选定的典型暴雨日程分配和设计暴雨时程分配计算，见表4-12。

二、设计暴雨量在地区上的分布

梯级水库设计需要拟定流域上各部分的洪水过程，因此应给出设计暴雨量在地区上的分布。其计算方法与设计洪水的地区组成计算相似。

典型的工程设计情况如下，当推求设计断面A以上流域的设计暴雨，若上游已建有工

表 4-12

暴雨日程分配表

		最大 7 日暴雨日程分配计算表						
		1 日	2 日	3 日	4 日	5 日	6 日	7 日
$x_{1,p}$ 303mm	典型分配比 设计雨量(mm)						100% 303	
$x_{3,p}-x_{1,p}$ 91mm	典型分配比 设计雨量(mm)					40% 36		60% 55
$x_{7,p}-x_{3,p}$ 91mm	典型分配比 设计雨量(mm)	30% 27	33% 30	37% 34	0% 0			
设计暴雨过程(mm)		27	30	34	0	36	303	55

程措施（例如已建梯级水库 B），则必须将 A 以上的流域总雨量分成两部分，即 B 以上流域的雨量及（A-B）区间面积上的雨量。在实际工作中，一般是根据已往实测资料，并从工程规划的安全与经济着眼，选定一种分配型式，进行模拟放大，常用的有以下两种方法：

1) 典型暴雨图法，从实际资料中选择降雨量大的一个暴雨图形（等雨量线图）移置于流域上。为安全计，常把暴雨中心放置在（A-B）区间，而不是放置在流域中心。这样放置使区间水量所占比例最大，对工程措施最为不利。然后量取这次典型暴雨图，B 以上流域面积和（A-B）区间面积上雨量，并求得它们的相对比例。设计暴雨量的地区分布即按同一比例分配，得出两部分暴雨时程分布，分别进行推流，最后再演算到断面 A 得到设计洪水过程线。

2) 同频率控制法，对 A 以上和（A-B）区间分别作频率计算，按同频率原则加以考虑。采取断面 A 以上全流域发生指定频率 P 的设计暴雨时，（A-B）区间发生同频率 P 的暴雨，B 以上面积取相应雨量（其频率不定）。在进行放大修正时，若先绘制当地的同频率点面雨量关系，以它作为控制，修正等雨量线的分布梯度，使放大后 A 与（A-B）区间面积上雨量达到指定频率的设计值，同时可使雨量在面积上保持连续变化，从而得出各点的雨量值。

【算例】 推求 A 河 B 站以上流域 ×× 水库（ $F=595\text{km}^2$ ）的设计暴雨过程。

1. 暴雨量频率计算

(1) 直接法面雨量计算 由水工设计要求，确定设计时段为 1 日和 3 日。流域内有 4 个雨量站，逐年选样得出 1951~1970 年年最大 1、3 日面雨量资料系列，见表 4-13。通过图解适线法得出频率统计参数，见表 4-14。计算成果见图 4-22（计算过程从略）。

由设计标准 $P=1\%$ 、 0.1% 查得设计暴雨量 x_{p} 。考虑水库安全，计算安全修正值 Δx_p 。由于 $\Delta x_p > 0.2x_p$ ，按规范取 $\Delta x_p = 0.2x_p$ ，绘制 $x_p + \Delta x_p$ 曲线。

(2) 间接法面雨量计算

1) 由流域中心及其附近的点雨量频率计算，得出各频率曲线，发现各站成果间波动

表 4-13

A河B站以上流域面雨量及其频率表

序 号 <i>m</i>	最大1日面雨量 x_{1d} (mm)	最大3日面雨量 x_{3d} (mm)	<i>P</i>
1	250.5	488.7	4.8
2	185.0	282.7	9.5
3	153.9	267.4	14.3
4	150.2	243.2	19.0
5	117.2	182.2	23.8
6	115.4	178.0	28.6
7	99.4	171.3	33.3
8	94.1	146.4	38.1
9	88.0	146.2	42.9
10	85.9	137.5	47.6
11	82.1	133.3	52.4
12	80.6	131.1	57.1
13	74.3	127.1	61.9
14	71.6	123.7	66.7
15	69.1	119.3	71.4
16	63.0	113.7	76.2
17	62.9	95.9	81.0
18	54.8	80.0	85.7
19	46.4	74.8	90.5
20	36.4	56.5	95.2
Σ	1985.8	32990	
平 均	99.3	165.0	

表 4-14

A站B河以上流域面雨量统计参数及设计值成果表

时 段	统 计 参 数			设 计 面 暴 雨 量 (mm)			
	\bar{x}_T	C_u	C_s	$P=1\%$		$P=0.1\%$	
				x_p	$x_p + \Delta x_p$	x_p	$x_p + \Delta x_p$
年最大1日	99.3	0.68	$4C_u$	365	438	560	672
年最大3日	165.0	0.65	$4C_u$	583	700	881	1057

很大。

2) 由暴雨参数等值线图查得年最大24小时暴雨量统计参数 $\bar{x}_{24h} = 125\text{mm}$, $C_u = 0.65$, 全省山区采用 $C_s = 4.0C_u$, 得出年最大24小时设计点雨量 $x_{24h, 1\%} = 441\text{mm}$, $x_{24h, 0.1\%} = 667\text{mm}$ 。

再由暴雨量历时关系推求最大1日、3日设计点雨量:

年最大1日设计点雨量

$$x_{1d} = \frac{1}{K} \cdot x_{24h, p} = 0.893x_{24h, p}$$

年最大3日设计点雨量

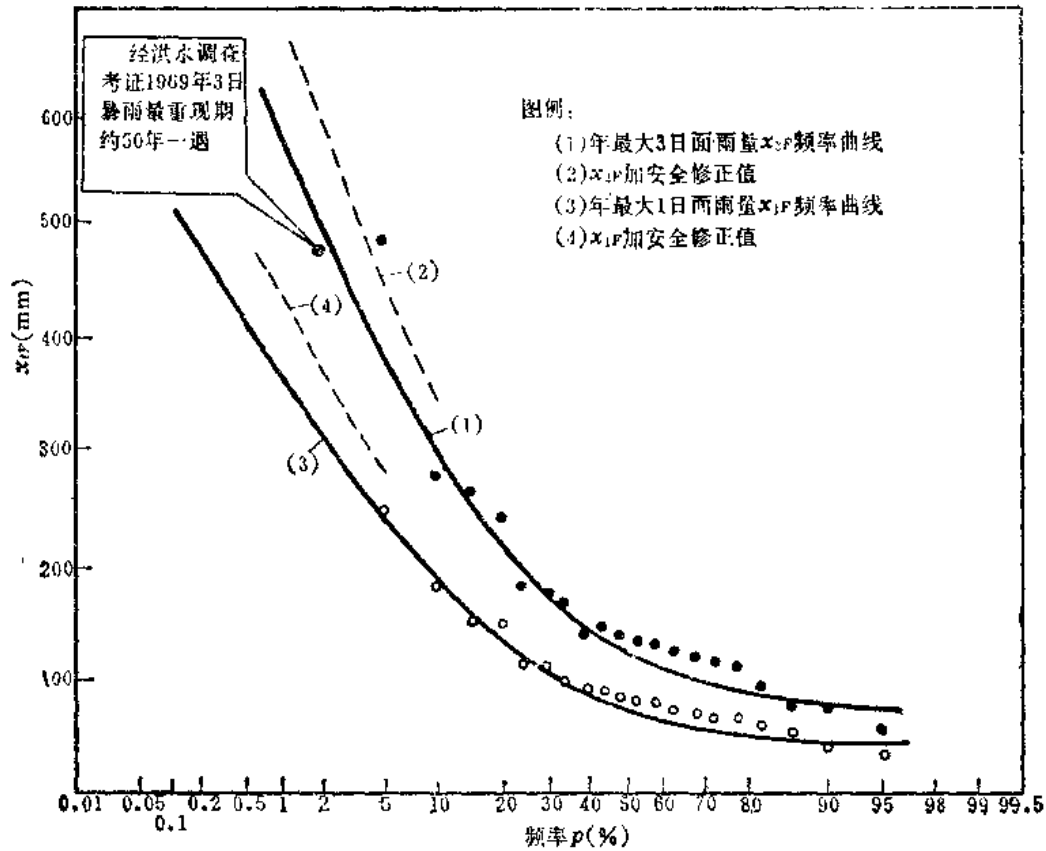


图 4-22 A 河 B 站以上流域面雨量频率曲线

$$x_{3,p} = x_{24h,p} \cdot \left(\frac{72}{24}\right)^{m_1} = 1.302x_{24h,p}$$

根据当地暴雨资料确定, $K=1.12$, $m_1=0.24$ 。计算成果见表4-15。

表 4-15 间接法计算面雨量成果表

时段雨量	项 目	$p=1\%$		$p=0.1\%$	
		$x_p(\text{mm})$	$x_p + \Delta x_p(\text{mm})$	$x_p(\text{mm})$	$x_p + \Delta x_p(\text{mm})$
最大 1 日雨量	点雨量	394		596	
	η	0.934		0.921	
	面雨量	368	442	549	659
最大 3 日雨量	点雨量	574		868	
	η	1.0		1.0	
	面雨量	574	689	868	1042

最后利用本地区的点面雨量关系进行折算。水文手册给出年最大 1 日暴雨点面折算系数表, 见表4-16。年最大 3 日点面雨量折算系数 $\eta=1.0$ (以点代面)。

得出面雨量成果, 见表4-17。

表 4-16 年最大 1 日暴雨动点动面折算系数表

暴雨笼罩面积 F (km ²)	最大 1 日暴雨中心点雨量 (mm)				
	100	200	300	400	500
100	0.992	0.988	0.985	0.982	0.979
200	0.985	0.975	0.970	0.967	0.965
300	0.977	0.960	0.957	0.954	0.951
500	0.965	0.947	0.942	0.940	0.931
700	0.933	0.928	0.925	0.922	0.913
1000	0.938	0.908	0.902	0.901	0.900

表 4-17 直接法和间接法成果对比表

设计时段	直接法(面雨量频率计算)				间接法(等值线图)			
	p=1%		p=0.1%		p=1%		p=0.1%	
	x_p	$x_p + \Delta x_p$	x_p	$x_p + \Delta x_p$	x_p	$x_p + \Delta x_p$	x_p	$x_p + \Delta x_p$
1 日	865	438	560	672	368	442	549	659
3 日	583	700	881	1057	574	689	868	1042
24 小时	409	491	627	753	441	529	667	801

2. 成果综合分析, 合理选定设计暴雨量

1) 间接法采用等值线图计算的成果, 因为附近各单站计算成果有较大波动。

2) 直接法与间接法成果对比, 见表4-17。相差不到 3%, 选定偏于安全的直接法成果作为设计值。

3. 设计暴雨时程分配

应用省水文手册所给定的本地区典型分配过程, 根据设计暴雨量 $x_{1,p}$ 、 $x_{3,p}$, 按典型分配比例(同频率法)得出时程分配(见表4-18), 并可由典型缩放得出最大24小时的时程分配(见表4-19)。

表 4-18 面设计暴雨的日程分配表(同频率法)

		第一日	第二日	第三日
典型暴雨过程的分配	x_1	0	100%	0
比 例 (省水文手册给定)	$x_1 - x_0$	65%	0	35%
设计暴雨日程分布	p=1%	136	491	73
	p=0.1%	198	753	106

表 4-19

面设计暴雨最大1日的时程分配(同倍比法)

		设计暴雨的时段(2小时)雨量过程											24小时	
时段序号		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	全日雨量
典型分配(%)		2.9	3.4	3.9	5.2	10.5	44.1	8.7	6.1	5.0	4.0	3.3	2.9	100
设计暴雨	$P=1\%$	14.2	16.7	19.1	25.5	51.8	216.6	42.7	29.9	24.5	19.6	16.2	14.2	491.0
	$P=0.1\%$	21.8	25.6	29.4	39.2	79.1	332.1	65.5	45.9	37.7	30.1	24.8	21.8	753.0

参 考 文 献

- [1] 北京水利科学研究院水文研究所, 设计点暴雨量的计算方法, 水文计算经验汇编, 水利出版社, 1958。
- [2] 水利水电工程设计洪水计算规范(SDJ22-79), 水利出版社, 1981。
- [3] 陈志恺, 论中小流域设计暴雨分析计算方法, 水文计算经验汇编(第三集), 中国工业出版社, 1965。
- [4] 王家祁, 中国短历时点暴雨量统计和时深关系分析, 南京水文研究所水文水资源论文选, 水利电力出版社, 1987。
- [5] 王家祁, 中国面暴雨量的统计和面深关系分析, 南京水文研究所水文水资源论文选, 水利电力出版社, 1987。
- [6] 顾文燕, 特短历时设计暴雨分析, 南京水文研究所水文水资源论文选, 水利电力出版社, 1987。
- [7] 王家祁、胡明思, 中国短历时暴雨统计参数等值线图的编制, 水文, 1984, 5。
- [8] Natural Environment Research Council, Flood Studies Report, Vol. I, Hydrological Studies, London, 1975.
- [9] С.Н.Крицкий и М.Ф.Менкель, Гидрологические основы управления речным стоком, М.Наука, 1981.

第五章 由设计暴雨推求设计洪水

第一节 概 述

前已说明由流量资料推求设计洪水的方法，在实际工作中，经常会遇到工程所在地点洪水流量资料不足，或者完全没有实测水文资料的情况。暴雨洪水在时间和空间上的变化带有明显的随机性，很难象对待年径流量那样，根据河流上下游测站，或邻近流域的洪水资料，利用插补展延或移用等措施来解决当地洪水资料不足的问题。

由于我国多数地区观测雨量要比实测流量的年限更长，而且测站设置的数目也较多，又由于暴雨特性在相当广的范围内是一致的，而且受人类活动的影响较少，很自然地会提出这样一个问题：寻求由暴雨资料推求设计洪水的途径。在研究具体计算方法之前，有必要明确一下计算的目标，即要求的是什么？在防洪水文水利计算工作中，实际上对计算的目标作了两次变换。

在工程规划设计中，往往是对工程破坏的风险率有一定的要求，这是由于风险率是与工程项目的经济效果紧密关联的。“洪水事故风险率”是指工程运行期间，因洪水过大而破坏的频率。长期以来由于直接确定“洪水事故风险率”有巨大的困难，所以引进了“设计洪水”的概念，以洪水出现频率代表洪水风险率作为设计标准。把出现频率符合于规定标准的洪水，称之为“设计洪水”，就以防御这样一场设计洪水为标准来安排工程措施，确定工程规模。由暴雨资料推求符合指定频率的洪水过程（设计洪水），也有一定的困难，所以人们又引进了“设计暴雨”的概念。以暴雨频率代替洪水频率作为设计标准，把频率符合于设计标准的暴雨称之为“设计暴雨”。水工设计就是以防御这样一场设计暴雨所形成的洪水作为标准。

初始的计算目标是估计出现各种洪水过程的可能性，从而确定防洪事故风险率；其后目标转化为推求符合于指定频率的设计洪水。这是第一次目标变换。现在由推求设计洪水转化为推求设计暴雨则是第二次变换。因为设计暴雨的频率，由设计暴雨所形成的洪水过程的频率和根据这一洪水而设计的工程所承担的洪水风险率，三者之间是未必相等的。现行计算方法采取这样的变换，只能看作是一种有缺陷的权宜措施。待说明具体计算方法后，再进一步分析方法存在的问题。

现行方法确切的标题应当写为：由暴雨资料推求设计暴雨及其形成的洪水过程，其概略程序如图5-1所示。

我国现行设计暴雨的方法与其他水文特征相似，仍是与频率联系起来，通过频率计算求得指定频率的各种历时的设计暴雨量，然后通过典型暴雨进行缩放，得出设计暴雨过程。

所谓设计暴雨也具有一场现实降雨的形式，即包括设计暴雨量和降雨强度在时间和空

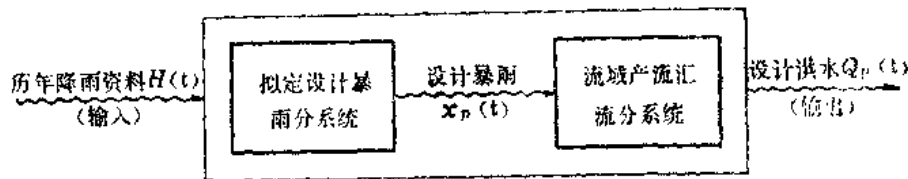


图 5-1 由暴雨资料推求设计暴雨及其形成的洪水过程概略程序

间的变化过程。然而在实际计算中，有时可以不考虑上述设计暴雨的时空分布的不均匀性，以便使计算工作简化。

例如在一些面积不很大的中等流域，当无须考虑上下游梯级枢纽的相互影响时，一般都不考虑设计暴雨在设计流域内分布的不均匀性，只推求流域平均面雨量随时间变化的设计暴雨过程。在一些面积更小的流域，则可以直接用流域中心附近单站的点雨量推求设计暴雨作为设计面暴雨（以点代面）。有不少推求小流域设计洪峰的方法，假定“成峰暴雨”的雨强是均匀的，不考虑设计暴雨的时间变化过程，因此仅需推求各种时段的设计暴雨量。

求得设计暴雨后，进行流域产流、汇流计算，推求相应的洪水过程。其分析计算原理和具体方法已在有关课程（水文预报、水文学原理）中阐明，本章只讨论由设计暴雨推求其洪水工作过程中的特点，例如在暴雨强度及总量较大，当地雨量、流量资料不足等条件下，计算中应注意的问题。

第二节 由设计暴雨推求设计洪水

一、由雨量资料推求设计洪水

（一）设计前期降水量 P_s 计算

当设计暴雨发生时，流域的前期土壤湿润情况是未知的，可能很干（ $P_s = 0$ ），也可能很湿（ $P_s = I_m$ ），所以设计暴雨可能与任何 P_s 值（ $0 \leq P_s \leq I_m$ ）相遭遇，这是属于随机变量的遭遇组合问题。目前生产上常用的方法有下述三种：

（1）取设计 $P_s = I_m$ 。在湿润地区，汛期雨水充沛，汛期土壤长期处于蓄满或接近蓄满的状态（即 $P_s \approx I_m$ ）。在工程设计时，为了考虑安全和简化，可取设计暴雨的 $P_s = I_m$ 。

（2）扩展暴雨过程法 在拟定设计暴雨过程时，加长暴雨历时，把核心暴雨的前面一段包括在内（一般长达15~30天），可以用来计算暴雨核心部分的 P_s 值。

（3）同频率法 在暴雨频率计算求得 X_s 的同时，计算 $(x + P_s)_s$ ，则与设计暴雨相应的 P_s 值可由两者之差求得：

$$P_s = (x + P_s)_s - x, \quad (5-1)$$

当得出的 P_s 大于 I_m ，则取 $P_s = I_m$ 。

上述三种方法中，扩展暴雨过程的方法用得较多。假定设计条件下，流域包气带蓄满（ $P_s = I_m$ ）的作法仅适用于湿润地区。在干旱地区是不适用的，因为当地土壤只有很短

时间蓄满,甚至全年都未蓄满。同频率法在理论上是合理的,但在实用上也存在一些问题。它需要由两条频率曲线的外延部分求差,其误差往往很大,时常出现一些不合理现象(诸如 $P_a > I_m$,或 $P_a < 0$)。

拟定一个长达15~30d的设计暴雨过程,在作产流计算时,需确定开始时刻流域蓄水量 P_a 的初始值,一般可取 $P_a = I_m$ 或 $I_m/2$ 。因为需要经过一个相当长的时段演算,才达到形成设计洪峰的暴雨核心部分,所以 P_a 的初始值大小,对设计洪水的洪峰部分,几乎没有什么影响。也就是说,这样作表面上虽然有一定的主观任意性,实际上对设计洪水计算成果影响并不大。

(二) 产流方案和汇流方案的应用

1. 外延问题

设计暴雨属稀遇的大暴雨,往往超过实测的暴雨很多,在推求设计洪水时,必须外延有关的产流汇流方案。

湿润地区的产流方案常采用 $x + P_a \sim y$ 形式的相关图,其图线上部的斜率 $\frac{dy}{dx} = 1.0$,即相关线为 45° 线,外延起来比较方便,干旱地区多采用初损后损法,就需要对有关相关图在外延时必须考虑设计暴雨的雨强因素影响,见图5-2。

目前采用的流域汇流方案都属于“线性系统”。在实测暴雨范围应用这些方案作汇流计算时,其误差一般可以控制在容许范围之内,当用于罕见的特大暴雨时,线性假定有可能导致相当大的误差。虽然有若干人提出了不少的“非线性系统”,但由于受到资料所限,这些方案都还未得到充分论证,不为世人所普遍接受。

在工程设计部门,一般注意汇流方案在特大暴雨条件下的适用性,尽量选用实测大洪水资料分析得出的汇流方案,以期与设计条件相近,避免外延过远而扩大误差。不少部门实践经验说明,注意与不注意这一点,会使设计成果出现较大变化,用一般常遇洪水分析得出的单位线来推算设计洪水,与由特大洪水资料分析的单位线推流,成果可能相差显著,达20%上下。如果当地缺乏大洪水资料,只好参照有关汇流方案非线性处理的方法作适当的修正。这时需要十分慎重,多方论证分析。

2. 移用问题

如果设计流域缺乏实测降雨径流资料,无法直接分析产流、汇流方案,就得解决移用问题。

产流方案一般采用分区综合方法,如山东省水文手册上就有适用于不同地区的14条次降雨径流相关线,供各个分区查用。汇流方案一般采用单位线的地区综合成果,内容详见

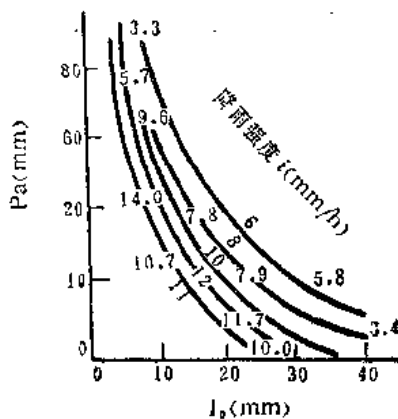


图 5-2 $P_a \sim i \sim I_a$ 相关图

有关参考书。

(三) 设计暴雨推求设计洪水算例

某中型水库来水面积为 341km^2 ，为了防洪复核，根据雨洪资料的条件，拟采用暴雨资料来推求 $p=2\%$ 的设计洪水。步骤如下：

1. 设计暴雨计算

根据本流域洪水涨落快及水库调洪能力不强的特点，设计暴雨的最长统计时段采用一天。通过点暴雨频率计算及其参数分析 ($\bar{x}=110\text{mm}$, $C_v=0.58$, $C_s=3.5C_v$)，求得 $p=2\%$ 的最大1日点暴雨量为 296mm 。再通过动点动面的点面关系图，由流域面积 341km^2 查图得暴雨点面折减系数为 0.92 ，则 $p=2\%$ 的最大1日设计面暴雨量 $=296 \times 0.92 = 272\text{mm}$ 。

按该地区的暴雨时程分配，求得设计暴雨过程，见表5-1。

表 5-1 $p=2\%$ 设计暴雨时程分配表

时段序号 ($\Delta t=6\text{h}$)	1	2	3	4	合计
占最大1天的分配百分数(%)	11	63	17	9	100
设计面暴雨量(mm)	29.9	171.3	46.2	24.6	272
设计净雨量(mm)	7.9	171.3	46.2	24.6	250
地面净雨量(mm)	5.5	162.3	37.2	15.6	220.6
地下净雨量(mm)	2.4	9.0	9.0	9.0	29.4

2. 设计净雨过程的推求

用同频率法求设计 P_p ，得 P_p 值为 78mm ，本流域 $I_m=100\text{mm}$ ，则求得设计净雨过程，见表5-1。

根据实测洪水资料分割得来的地下径流过程和净雨过程的分析，求得本流域的稳定下渗率 f_s 为 1.5mm/h ，由净雨过程中扣除下渗量 $f_s \cdot \Delta t$ ，得地面净雨过程，其中第一时段的净雨历时 $t_s = \frac{7.9}{29.9} \times 6 \approx 1.6\text{h}$ ，下渗量 $f_s \cdot t_s = 1.5 \times 1.6 = 2.4\text{mm}$ ，故第一时段地面净雨为 5.5mm 。

3. 设计洪水过程线的推求

根据实测雨洪资料，分析出大洪水的单位线，如表5-2中第(3)栏，由地面净雨过程通过单位线推流，得地面径流过程，成果见表中第(5)栏。

地下径流过程概化成三角形出流，其总量等于地下净雨量，地下径流的峰值出现在地面径流停止的时刻，地下径流过程的底长为地面径流底长的两倍，则

$$W_g = 0.1 \cdot h_g \cdot F = 0.1 \times 29.4 \times 341 = 1000 \times 10^4 \text{m}^3$$

$$Q_{m_g} = 2W_g / T_g = \frac{2 \times 1000 \times 10^4}{13 \times 2 \times 6 \times 3600} = 35.6 \text{m}^3/\text{s}$$

地下径流过程见表5-2第(6)栏。

地面径流过程加地下径流过程即得 $p=2\%$ 的设计洪水过程，见表5-2第(7)栏。

表 F-2

流域推算流量过程表

时 间 (h)	净雨深 h (mm)	单 位 线 纵坐标 q (m^3/s)	部 分 流 量 过 程 (m^3/s)				地 面 径 流 流 量 过 程 Q_1 (m^3/s)	地 下 径 流 流 量 过 程 Q_2 (m^3/s)	洪 水 流 量 过 程 Q (m^3/s)
			$\frac{h_1}{10} \cdot q$	$\frac{h_2}{16} \cdot q$	$\frac{h_3}{16} \cdot q$	$\frac{h_4}{10} \cdot q$			
(1)	(2)	(3)	(4)				(5)	(6)	(7)
0		0	0				0	0	0
1	5.5	8.4	4.6	0			4.6	2.7	7.3
2	162.3	49.6	27.3	136.3	0		163.0	5.5	168
3	37.2	33.8	18.6	805.0	31.2	0	855	8.2	863
4	15.6	24.6	13.5	548.6	184.5	13.1	760	11.0	771
5		17.4	9.6	399.3	125.7	77.4	612	13.7	626
6		10.8	5.9	282.4	91.5	52.7	433	16.4	447
7		7.0	3.8	175.3	64.7	38.4	282	19.2	301
8		4.4	2.4	113.6	40.2	27.1	183	21.9	205
9		1.8	1.0	71.4	26.6	16.8	115	24.7	140
10		0	0	29.2	16.4	10.9	56.5	27.4	83.9
11				0	6.7	6.9	13.6	30.1	44.7
12					0	2.8	2.8	32.9	35.7
13						0	0	35.6	35.6
14								32.9	32.9
15								30.1	30.1
16								27.4	27.4
17								.	.
18								.	.
Σ	220.6	157.8					3480.5	.	.

注 1) 核算单位线净雨深

$$h_a = \frac{\Sigma q_i \cdot \Delta t}{F} = \frac{157.8 \times 21600}{1000 \times 341} = 10.0 \text{ mm}$$

2) 核算地面径流总量

$$h_t = \frac{\Sigma Q_{i,t} \cdot \Delta t}{\Sigma q_i \cdot \Delta t} \times 10 = \frac{3480.5 \times 10}{157.8} = 220.6 \text{ mm}$$

二、由暴雨资料推求设计洪水方法剖析

(一) 运算程序的系统分析

按照系统分析的观点, 流域的洪水形成过程可以看作为一个“系统”。暴雨的降雨过程及当时的气候情况是系统的输入, 经过系统的运行所输出的是流域出口的洪水过程线。

在水文预报工作中, 可以采用一个确定性模型进行模拟。如图5-3(a)为逐次实测暴雨过程作为模型的输入, 通过运算得到相应的洪水过程线。这个模型的输入和输出以及运算程序都是确定性的, 没有考虑各项随机因素的干扰。但在推求设计洪水的程序中, 流域模型必须考虑暴雨过程的“非确定性”, 其输出应当能够反映当地出现各种洪水过程的可能性, 也就是说模型的输入 $X(t)$ 与输出 $Y(t)$ 都应当是非确定性过程。考虑其他各项因素的干扰, 则模型的转换程序 $Z(t)$ 也是随机性的。如图5-3(c)所示的随机性系统。

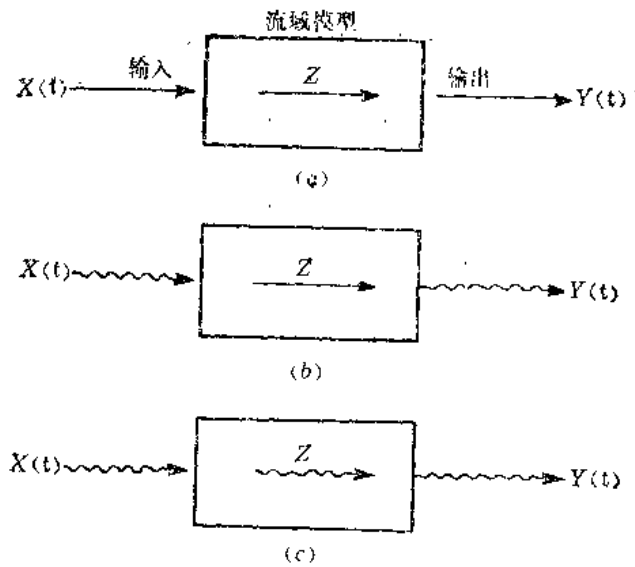


图 5-3 三种模拟流域系统示意图
 (a)确定性系统; (b)拟随机性系统; (c)随机性系统
 图中——代表确定性过程; ~~~~代表非确定性过程

受资料限制,要想直接建立一个随机模型来描述由暴雨推求设计洪水系统,目前还存在巨大困难。一般是作为如图5-3(b)所示的“拟随机性系统”来处理,即假定输入输出过程 X_t , Y_t 为非确定性过程,而模型的转换程序 Z_t 为确定性的。水文计算工作中,通常把上述系统看作为两个确定性的转换程序(见图5-1),前一个是用来拟定设计暴雨,后一个是由设计暴雨推求洪水。

后一部分就是反映流域产流汇流过程,因此可以采用已有的各种确定性的流域模型。即根据当地的气象及自然地理条件,实测的水文气象资料,分析确定模型的设计和各项参数的数值。

推求设计暴雨时输入是历年暴雨资料 $[x_1(t), x_2(t), \dots, x_n(t)]$,输出的是“设计暴雨”。“设计暴雨”与“设计洪水”的概念相同,就是要拟定相应于一定设计标准 p 的一次暴雨,假定暴雨与洪水同频率。例如由百年一遇设计暴雨所形成的洪水,就作为百年一遇的设计洪水。

我国现行拟定设计暴雨的方法及其具体步骤是,先通过频率计算求得指定频率的各种历时的设计暴雨量,然后再对典型的暴雨过程进行缩放,得出一次确定性的暴雨过程。“设计暴雨”具有现实暴雨的形式,它的暴雨强度在时间上和空间上具有确定性的分布过程。

(二)系统的反馈控制

上述设计暴雨及设计洪水概念是符合系统分析原理的。不过,为了提高一个系统的质量,系统的反馈控制是必不可少的,即需要由当地的水文气象资料检验系统的模型,校准模型的参数。

对于由暴雨推求设计洪水系统的反馈控制,可以分别对两个分系统进行(见图5-4)。

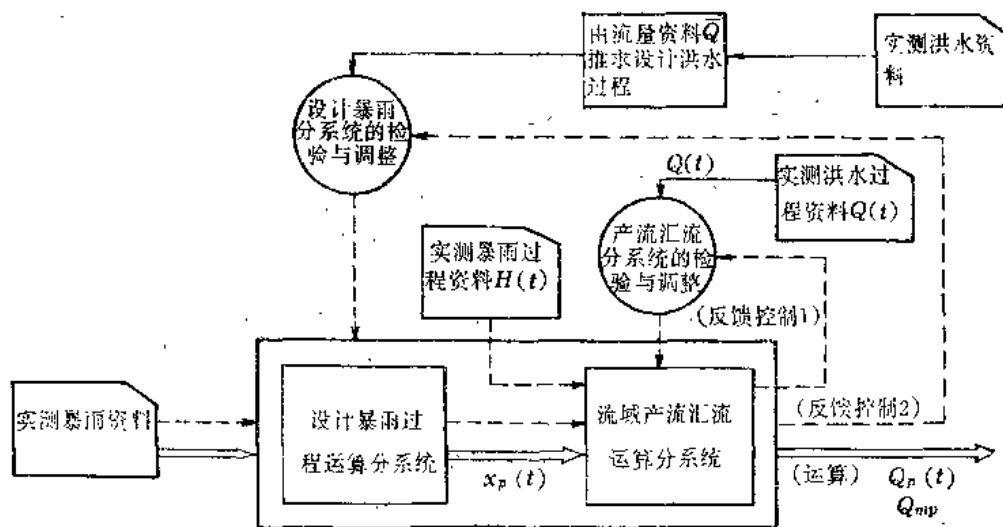


图 5-4 设计洪水计算系统运算及反馈控制示意图

先根据设计流域的实测水文气象资料，检验和选定流域产流汇流模型，校准模型的各种参数，即反馈控制路线 1。

待流域产流汇流分系统确定后，理应对另一分系统也作必要的反馈控制，如图 5-4 中反馈控制路线 2。

但是，对设计暴雨分系统的反馈控制是很难实现的，因为必须有充分长的洪水流量系列，才能得出当地的设计洪水作为依据，从而选定模型和调整参数，而应用由暴雨资料推求设计洪水的流域都是缺少流量资料的，所以这一问题长期以来并未得到妥善解决。事实上现行计算方法是具有假定性和规定性的，也就随之出现一些不科学性。如在多种计算方案（模型）中，选定采用方案时，缺乏客观准则；又如无法确证按照现行规定的方法求得的设计暴雨，就能得到符合于设计标准的设计洪水。

虽然受到资料系列的严酷限制，对设计暴雨分系统很难实现反馈控制，但在原则上是必要的，应当尽可能依据它来定义“设计暴雨”概念，选定计算方案（模型）及调整参数。换句话说，“设计暴雨”应该是能够形成设计洪水的暴雨。

现行的计算程序是先拟定出符合设计标准的设计暴雨过程，再推求该暴雨所形成的洪水过程，即作为所要求的设计洪水过程。这种处理方法，实质上是假定流域产流和汇流系统的输入项[暴雨过程 $X(t)$]和输出项[洪水流量过程 $Q(t)$]，两个集合之间存在一一对应关系。在这个前提下， T 年一遇的暴雨过程 $X_T(t)$ 才会形成 T 年一遇的洪水过程 $Q_T(t)$ 。事实上，上述基本前提未必成立，即形成特大洪水的暴雨雨量未必是特大的。从实测雨洪资料中就可以看出，降雨量在时间上和空间上的分布情况，会直接影响各支流洪水的遭遇组合，从而对特大洪水的形成起重要的作用。一个突出的个例是汉江安康的 83.7 洪水，据估算洪峰的重现期 $T_a = 300$ 年左右，而流域平均降雨量（1 日、3 日及 5 日）仅相当于 15 年一遇。相类似的事例在各地先后都出现过。这就动摇了现行计算方法的基础——雨-洪同

频率,说明形成设计洪水的“设计暴雨”未必只有一条,在计算中必须考虑不同时段、不同分区雨量各种可能的组合。

(三) 误差来源分析

由暴雨资料推求设计洪水途径的误差来源,基本上可分成以下两个方面。

1. 流域模型及其参数的误差

由于所选定的模型类别及其各项参数未必合适,它是运算成果误差的来源之一。为了消除或减少这部分误差,必须对系统进行上述的反馈控制。为了保证系统的质量,反馈控制所依据的实测资料需要有充分的数量,足以反映各种条件的变化,从而使模型的设计和各项参数的数值恰当合理。

受到实测水文气象资料的限制,只能在少数流域实现反馈控制。在实际计算中,若当地资料短缺,就不得不移用邻近地区的模型类别及其参数数值。这将增添一部分附加的移用误差。附加误差可大可小,应从理论上和实测资料中研究分析各种自然地理因素与各项参数之间的关系,以及各种模型类别的适用条件,力求消除或减少这部分附加误差。

美国Dawdy,根据他的实践经验,在论文中强调指出^[1],无论应用任何产流汇流模型,依据本流域的雨洪实测资料来校准模型参数是一个必不可少的环节,并指出工作程序应包括以下4个主要步骤:

1) 收集当地的雨洪资料和流域下垫面关于产流汇流条件的资料,应力求精确和详尽。

2) 在建立产流模型及选定其参数时,必须注意设计流域的实际情况和开发水平。应根据洪水计算值与实测值的离差情况调整模型参数,必要时甚至可以改变模型的结构,若具有在不同的流域开发水平下的雨洪资料,则应当用来分析参数数值变动的趋势。

3) 在水文计算中多采用时段单位线计算流域汇流,应分析多次雨洪资料,取各次单位线的平均情况。分析时最好同时采用一些具有物理基础的流域模型作平行的分析,与单位线得出的洪水对比,从中分析确定影响单位线要素的主要流域特征,指导建立综合单位线关系,以便解决资料短缺流域移用单位线问题和考虑设计流域内开发水平的发展,解决单位线要素作相应的修正问题。

4) 最后应选取若干个具有充分长雨洪资料系列的流域,对由设计暴雨推求洪水途径的成果作检验,即与由流量资料直接通过频率分析途径的成果作对比,要求在实测资料系列范围内,两条频率曲线比较接近。调整雨洪形式的流域模型参数,使两者的离差达到最小。他认为只有作到了这一点,才有理由认为由暴雨资料推求的设计洪水是有根据的。从这个标准出发,往往发现复杂的产流汇流模型并不见得就优于简单的模型。

2. 输入的暴雨资料系列的代表性

即使消除了模型及其参数的误差,所求得的设计洪水成果仍将存在较大误差。它是由输入的暴雨资料系列的代表性所造成的。现有的 n 年暴雨资料系列是一个样本,由数理统计可知:反映样本随机波动的抽样误差大小与样本容量 n 和总体分布情况有关,而对于一个具体样本的误差则是不确定的,误差可大可小、可正可负。降低这部分误差的正确途径,只能是通过扩大现有的资料信息来源,例如通过插补展延资料系列,调查考证历史特大暴雨雨量及其重现期,以及充分利用其他来源的资料信息等措施。

美国R.L. Bras^[14](1985)对三种由暴雨推求设计洪水模型[Eagleson(1972), Hebrson-Wood(1982)和Diaz-Grandos等(1984)]作过检验。所选取的5个流域都具有50年左右的流量资料,由这些资料拟合P-III型分布,作为各流域近似“真值”,用来检验各种模型成果的高差。检验工作是在十分恶劣的资料条件下进行的,各模型所输入的原始资料只有5年实测降雨过程,没有任何洪水流量资料。模型所包含的各项参数和暴雨的统计特性,只有从这5年来本流域的雨量资料中,以及参证流域的雨洪资料中求得。

由于所拟定的资料条件过分恶劣,三种模型检验的结果都具有较大离差,图5-5为Santa Paula河的洪峰频率曲线,其中粗实线为根据实测洪峰系列拟合的理论频率线,即所谓近似总体分布,上下两条虚线为90%的置信区间。而三种模型由暴雨求得的洪水频率线大部分落在置信限以外,说明误差是相当大的。一方面由于流域产流汇流模型参数是自参证流域移用的,无法根据本流域洪水反馈信息作修正率定,这部分误差必然较大。另一方面由于仅根据5年降雨资料推求各项暴雨特征,不可避免地带来严重的抽样误差,虽然各模型中都采用了年多次法选样,雨量雨日组合等程序,但很难消除系列过程所造成的抽样误差。

R.L. Bras本人也认为如能具备本流域的充分雨洪资料,就可以通过反馈信息来率定产流汇流程序的参数,从而大幅度降低前一部分误差。此外, R.L. Bras在检验中没有考虑通过暴雨资料地区综合途径,如参数等值线图、分区均值法等,来扩大暴雨资料信息,降低抽样误差。因此,依据R.L. Bras检验的结果还不能完全否定由暴雨推求设计洪水的间接途径,不过可从中看出资料系列代表性对成果精度具有较大影响。

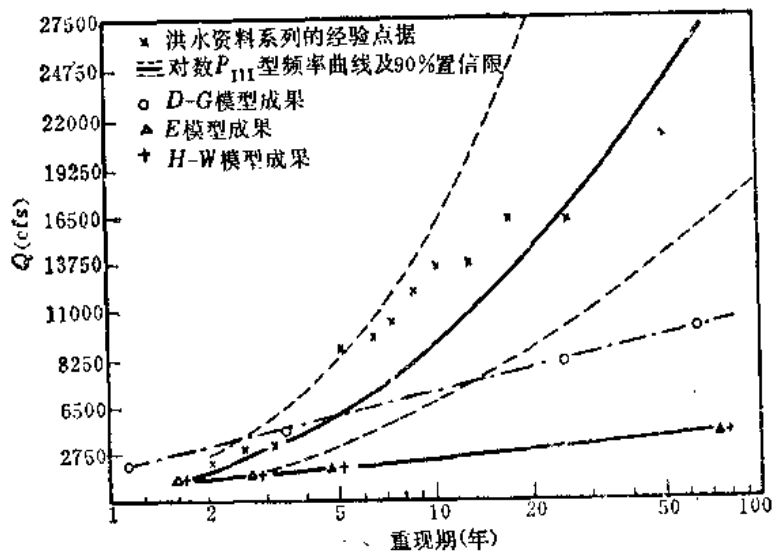


图 5-5 Santa Paula河流域计算成果图

第三节 小流域设计洪水计算

一、小流域设计洪水计算特点

前文说明的推求设计暴雨相应洪水的基本原理和方法，并不受流域面积大小的限制，当然也适用于小流域。不过，小流域上照例缺乏充分的实测雨洪资料，因此在实用中制订了一套应用于小流域的简化计算方法。现特辟一节加以说明。

农田水利基本建设中，大量的工程措施位于小流域上，诸如建库蓄洪、修渠引水，或者是开沟撇洪、抽水排涝等。这些水利工程虽然规模属于中、小型，但数量巨大，例如在全国 8 万多座水库中，大型水库只有 300 座左右，而 99.6% 属于中、小型水库。如欲按照设计标准科学地进行规划设计，作到既节约国家资金，又保证工程安全运行，则推求小流域设计洪水就成为关键问题。这些中小型工程的洪水大都来自面积较小的流域，其面积并没有明确范围，一般北方干旱地区面积稍大，南方则较小。根据广东省统计，全省 263 座中型水库中，集水面积小于 100km^2 的占 92.1%，在 1982 座小型水库中，集水面积小于 10km^2 的占 93.5%。对于汇水面积较小流域的设计洪水计算方法，有以下三方面的特点：

(1) 方法必须适用于无资料流域 如果小流域上具有充分的实测流量或暴雨资料，那么，同样可以按照第四章及本章第二节中介绍的方法进行设计洪水计算。但是，就我国目前情况而论，绝大多数的小流域既没有流量资料，又缺乏自记暴雨记录。例如，我国江西省至 1974 年，全省有 87 个水文站，其中流域面积小于 100km^2 的小河站只有 20 处，平均每 8170km^2 只有一个小流域水文站。又如中小流域测站较多的广东省，流域面积小于 100km^2 的也只有 17 处，平均每 12470km^2 只有一个，小于 10km^2 只有 3 处。

在现有的站网密度条件下，绝大多数小流域是属于缺乏雨洪资料的情况。设计洪水的计算方法必须适应这种资料条件。

(2) 方法应简便易行 面广量大的农田水利工程和城市雨洪排水工程，要求在一个短时期内给出相当数量的设计成果。如湖南省韶山灌区规划设计中，要对 300 块小面积进行排洪计算。如果计算方法繁琐、工作量大，就不适应小型工程的计算要求。大多数农田水利工程是由基层负责规划设计，要求方法简便易行，便于掌握。

(3) 方法可以着重推求设计洪峰 输排水道的交叉建筑物和排洪水道等农田水利工程规模的设计，完全受设计洪峰所控制。一般小型水库的蓄水库容较小，设计标准低，对洪水的调蓄能力有限。设计洪峰对水库设计影响较大，洪水过程线形状的影响较小。因此，小流域设计洪水计算方法可以着重于设计洪峰的计算。

最早用作推求小流域设计洪峰的方法之一是推理公式法，英、美称为“合理化方法”(Rational Method)，苏联称为“稳定情势公式”(Формула Установившегося Режима)。推理公式法是根据降雨资料推求洪峰最大流量的最早方法之一，至今已有 130 年历史。

在确定性的“预报”工作中，促进了人们对暴雨洪水形成过程的认识深化，早已超过了推理法，相继提出一系列的计算方法，包括近期发展的各种流域模型。

但在非确定性的“预估”工作中，即推求设计洪水的水文计算工作，包括由暴雨资料推求设计暴雨过程分系统和由设计暴雨推求相应的设计洪峰流量分系统。而国内外迄今仍广泛应用推理模型作为后一个分系统，特别是在一些无资料的小流域上。出现这种现象的根本原因之一，是在于对设计暴雨过程的认识非常贫乏。目前还未能给出统一而明确的拟定设计暴雨过程的程序，一般只是要求设计暴雨过程在一个或几个历时 t 的雨量达到设计雨量 $X_{t,p}$ 。然而对于暴雨过程及各时段雨量的相互组合情况和地区分布等方面，则都是模糊不清的。在这种情况下，一般是先根据一个时空均匀分布的设计暴雨过程来推求设计洪水，再考虑暴雨分布不均匀作出修正。这样就可以应用推理公式运算，而使这部分工作大大简化。由于推理公式计算简便，对原始资料要求不高，所以推理公式至今仍然是国内外工程师们所喜爱使用的。周文德曾指出，人们往往忽略了正是推理公式首先提出了现代水文学中一项基本概念——关于卷积积分的原理。有人认为推理公式过于简单，就弃之如敝屣，甚至还谩言推理公式不讲理。周文德在1978年指出：“推理公式的百年历史告诉人们，不应当由一些表面的假象，就轻率地否定早已检验过的知识和经验；而是应当探求其中的基本概念，并根据我们的要求去深化和改进这些知识和经验”。

二、小流域设计暴雨

(一) 年最大24小时设计暴雨量的计算

小流域设计暴雨计算的要求，是推求流域中心点设计暴雨，一般不考虑暴雨在流域面上的不均匀性，以流域中心点的设计雨量代替全流域的设计面雨量。小流域的成峰暴雨历时，各个流域并不相同，一般是比较短的，从几十分钟到若干小时，通常小于一天。只有当设计流域中心具有充分长的自记雨量观测记录，才能对所需历时的暴雨量直接选择并进行频率分析，从而得出设计成峰暴雨量。实际上，很少流域能够照这样直接计算，因为自记雨量站网密度过稀，绝大多数小流域不具备长期观测记录。因此，小流域设计暴雨计算方法，必须适应当地无资料的情况。目前的方法是分成两步：先求流域中心点年最大24小时设计雨量 $x_{24h,p}$ ；然后由雨量-频率-历时关系，把 $x_{24h,p}$ 换算成所需历时 t 的设计成峰雨量 $x_{t,p}$ 。

推求年最大24小时设计雨量的采用方法有两种，视当地雨量资料条件而定。

1) 由年最大1日设计雨量 $x_{1,p}$ 间接推求。若流域中心附近具有充分长的自记雨量观测资料系列，可以求得符合设计标准 p 的年最大1日设计雨量。它总是小于至多等于年最大24小时雨量，即 $x_1 \leq x_{24h}$ 。若令年最大24小时雨量与年最大1日雨量的比值为 η ，则

$$x_{24h,p} = \eta x_{1,p} \quad (5-2)$$

由各地区分析所得 η 值变化不大，一般都在1.1~1.2之间，常取 $\eta = 1.15$ 。

2) 查用年最大24小时雨量统计参数 \bar{x}_{24h} 、 C_v 等值线图。这种方法适用于当地无资料的情况。等值线图的绘制和查用方法已作了说明。通过查算，可以得出流域中心点年最大24小时设计雨量 $x_{24h,p}$ 。

(二) 雨量-频率-历时关系的分析和应用

为了适应各流域要求不同的统计时段 t ，就需要分析确定当地的雨量-频率-历时关

系，可以由年最大24小时设计雨量作历时变换，求得相应设计流域指定历时的设计雨量。

分析雨量-频率-历时关系时，首先对具有充分资料的测站作分析，建立各单站的关系。再作地区综合，分区确定其雨量-频率-历时关系。此关系有两种表达方式：一是用曲线图形；二是用经验公式。现分别说明如下：

1. 雨量-频率-历时曲线的绘制

对本地区内少数具有长期自记雨量记录系列的测站，分别作单站分析，其步骤如下：

1) 从实测短历时暴雨资料中，摘录出每年各种时段的最大雨量，统计时段统一采用10、30、60、80、360、720、1440min。选样时应注意基本资料的精度和系列代表性的分析，以减少误差。

2) 对每个时段的逐年暴雨量系列进行频率计算。

3) 绘制各时段的暴雨频率曲线。绘在同一张机率格纸上，如图5-6所示。综合比较各种历时暴雨量的频率曲线，对不谐调的曲线进行适当的调整，使不同历时的暴雨量频率曲线在实用范围内互不相交。当短历时暴雨的频率曲线受特大值影响致使适线困难时，可将分区内各站相同历时的频率曲线综合在一起进行比较，然后根据全区平均曲线变化的规律，调整本站所选用的统计参数。

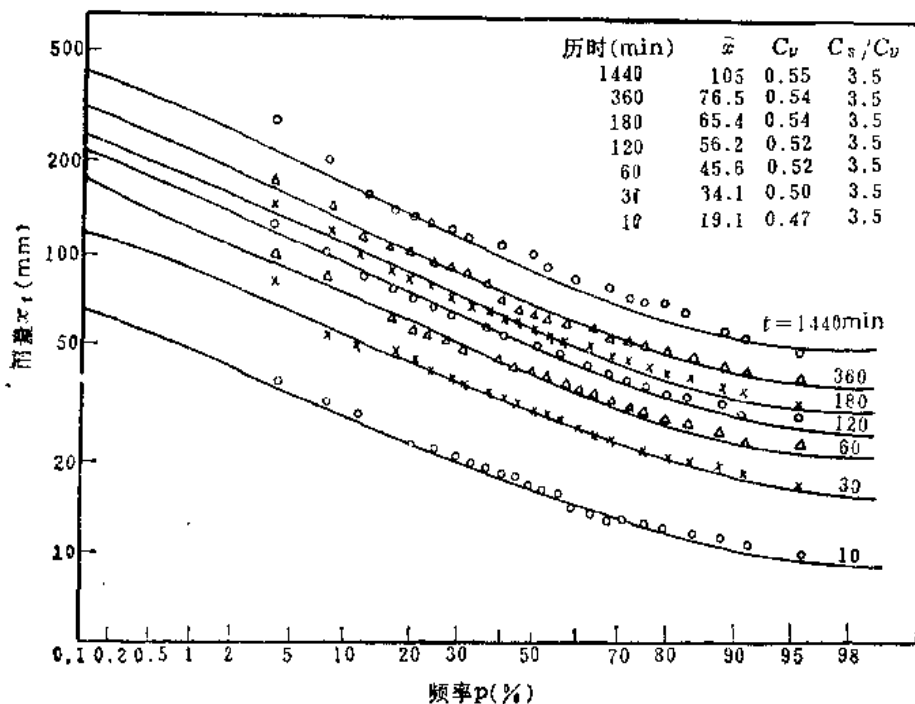


图 5-6 北京站 (1941~1964) 各种历时最大降雨量频率曲线

4) 从不同历时的暴雨量频率曲线，求得不同频率的设计暴雨量，见表5-3 (表中只列出 $p=1\%$, 0.01%)，再以同一频率 p 的雨量 x_t 为纵坐标，降雨历时 t 为横坐标，在

表 5-3

× × 站不同频率各历时设计雨量成果表

$t(\text{min})$	10	30	60	80	360	720	1440
$P(\%)$							
1	33.6	62.5	78.5	112	163	210	279
0.01	46.3	86.0	108	155	244	317	418

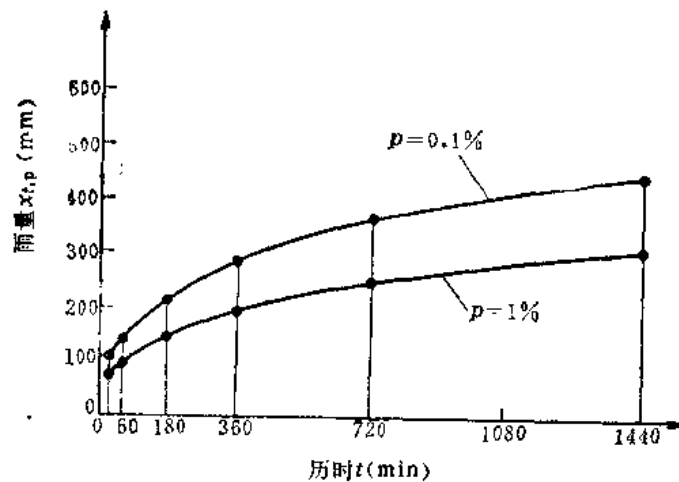


图 5-7 暴雨雨量-频率-历时关系

对数格纸上绘制同频率的雨量 and 历时关系曲线，见图5-7。

2. 雨量-历时关系曲线的地区综合

为了便于地区综合，一般是将单站雨量-频率-历时曲线，都转换成24小时雨量的百分率-历时曲线。将原纵标 t 时段的雨量 $x_{t,p}$ 变为与同一频率的最大24小时雨量 $x_{24h,p}$ 的相对百分数 $x_{t,p}/x_{24h,p}$ ，横坐标仍为历时 t ，在方格纸上绘图。即可绘出雨量百分率历时曲线，见图5-8。可以发现，不同频率 P 的雨量百分率历时曲线基本上密集在一起，因而可以消除频率因素 P ，对各站可通过点群中心绘成单一的雨量百分率-历时关系曲线。

再将本地区各站的曲线绘在同一张图上，定一条平均线作为本地区综合的雨量百分率-历时曲线。设计流域只需要根据最大24小时设计雨量，在地区综合雨量百分率-历时图上查得对应于指定历时的百分率，然后换算为该历时的设计暴雨量。

3. 暴雨公式形式与参数的分析确定

(1) 暴雨公式的形式 目前，我国习惯用暴雨量与历时之间的经验公式来表达两者之间的关系。在现行推理公式法计算设计洪峰流量的过程中，是采用暴雨的强度-历时关系的数学表达式，求解各流域指定历时的设计雨量 $x_{t,p}$ 。因此，需要用数学表达式来表示上述暴雨量-频率-历时曲线。为此得选定暴雨公式形式，并分析确定其中参数。目前水利部门普遍采用如下公式形式：

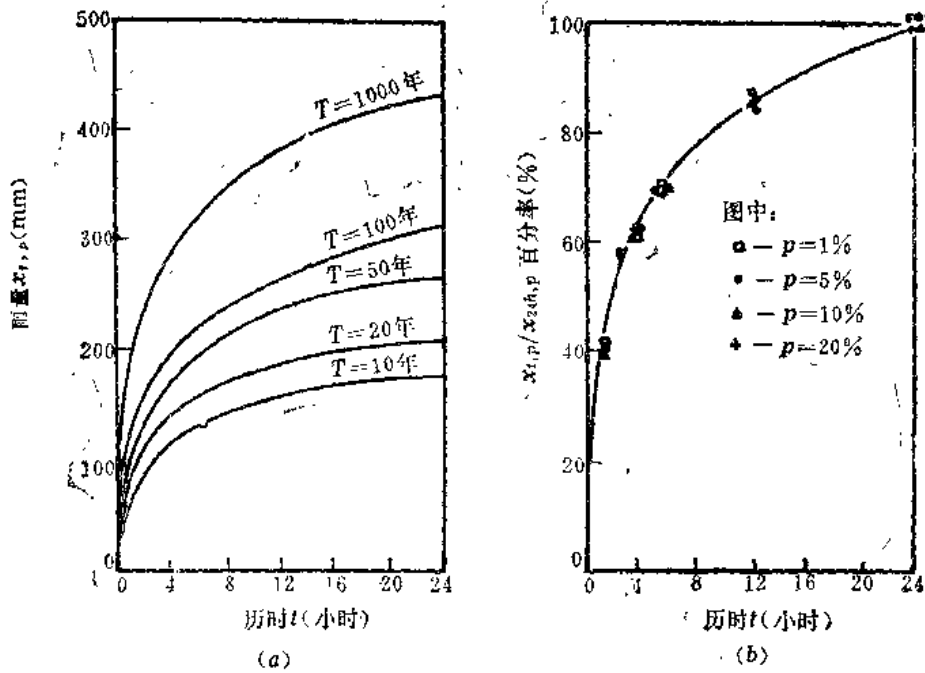


图 5-8 北京 (1941~1964) 雨量-历时-重现期曲线(a)及雨量百分率历时曲线(b)

$$a_{t,p} = \frac{S_p}{t^n} \quad \text{或} \quad x_{t,p} = S_p \cdot t^{1-n} \quad (5-3)$$

式中 $a_{t,p}$ ——历时为 t 、频率为 p 的平均暴雨强度 (mm/h)；

$x_{t,p}$ ——历时为 t 、频率为 p 的暴雨量 (mm)；

S_p ——有时称为频率为 p 的“雨力”，当 $t=1\text{h}$ ， $a_{t,p}=S_p$ ，数值上等于年最大 1 小时平均雨强 (mm/h)；

n ——暴雨参数，一般数值为 0.50~0.70。

求得上述公式后，点绘在方格纸上，即为雨强-频率-历时曲线，见图 5-9。

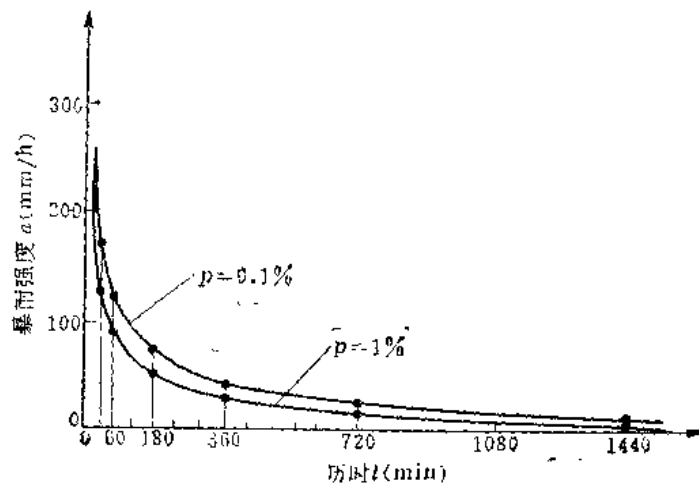


图 5-9 暴雨强度-频率-历时关系曲线

50年代陈志恺等^[6]为了改善资料点据与二参数暴雨公式的拟合情况,建议按暴雨历时分段采用不同的指数 n 值。一般可以取 $t=1h$ 分界,对于 $t \leq 1h$ 的短历时取 $n=n_1$,而当 $1 < t \leq 24h$,取 $n=n_2$,即由两段不同的暴雨公式在 $t=1h$ 处拼接而成,如绘在对数格纸上就更直观,如图5-10、5-11所示,是两条斜率不同的直线,在 $t=1h$ 处衔接。这样的折线比单一斜率的直线与点据拟合得更好,如采用一条直线则点据离差要大得多(图5-11中虚线)。

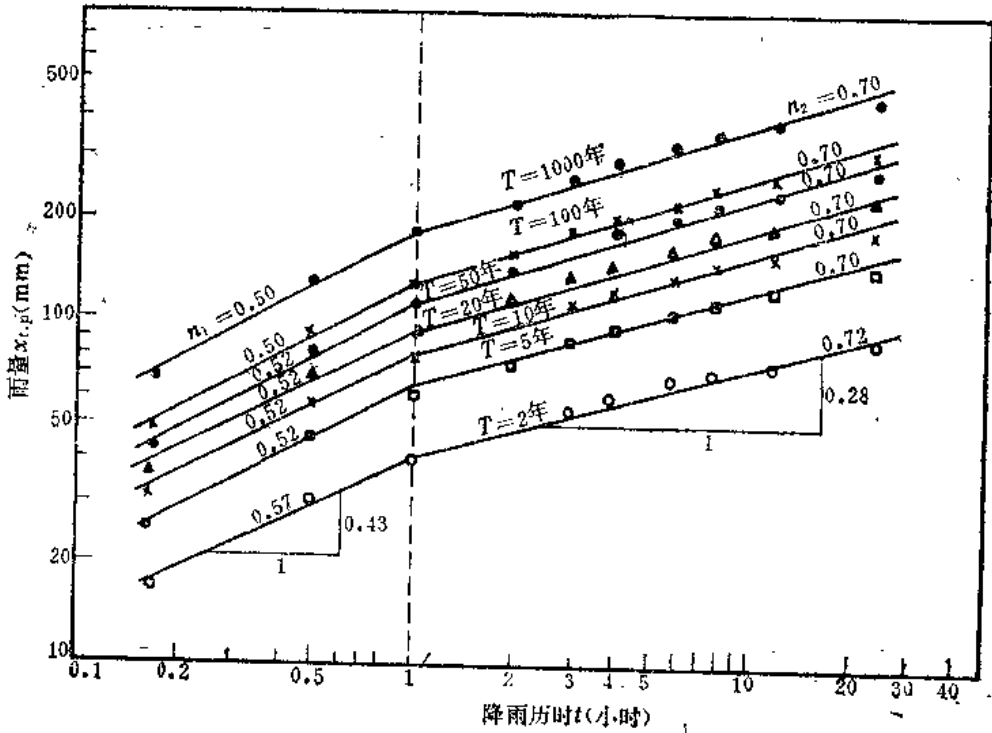


图 5-10 北京站雨量-历时-重现期曲线(1961~1964)

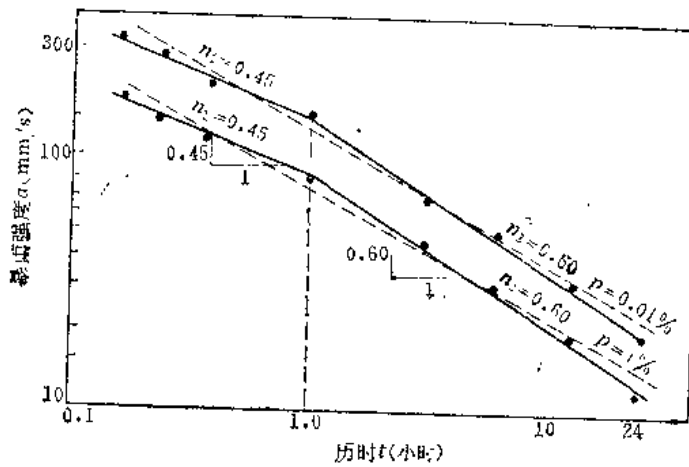


图 5-11 ××站暴雨强度-历时关系

以 $t=1\text{h}$ 处作为折线折点，可以有利于不同时段雨量间相互转换。例如，需要由24小时雨量 $x_{24\text{h}}^{\text{I},p}$ 转换为 t 小时的雨量 $x_t^{\text{I},p}$ ，可以先求得1小时雨量 $x_1^{\text{I},p}=S_p$ ，再由 S_p 转换成 t 小时雨量。

因
$$a_{24\text{h}}^{\text{I},p} = \frac{S_p}{24^n}$$

则
$$x_{24\text{h}}^{\text{I},p} = a_{24\text{h}}^{\text{I},p} \times 24 = S_p \cdot 24^{(1-n)}$$

可得
$$S_p = x_{24\text{h}}^{\text{I},p} \cdot 24^{n-1} \quad (5-4)$$

由求得的 S_p 可折算 t 小时雨量 $x_t^{\text{I},p}$ 为

$$x_t^{\text{I},p} = S_p \cdot t^{(1-n)} = x_{24\text{h}}^{\text{I},p} \cdot 24^{(n-1)} \cdot t^{(1-n)} \quad (5-5a)$$

(适用于 $1 \leq t \leq 24\text{h}$)

和
$$x_t^{\text{I},p} = S_p \cdot t^{(1-n)} = x_{24\text{h}}^{\text{I},p} \cdot 24^{(n-1)} \cdot t^{(1-n)} \quad (5-5b)$$

(适用于 $t \leq 1\text{h}$)

式(5-5)形式的优点在于结构比较简单，计算雨强和雨量也较方便。但从公式可以看出，它所表示的暴雨随历时变化是不连续的，在转折点(1h)处有突变。另外当历时 $t \rightarrow 0$ 时，强度 $a_{t,p} \rightarrow \infty$ ，边界条件不符合实际情况。

上述以1h分界的两段直线，是拟合设计雨量 $x_t^{\text{I},p}$ 与历时 t 之间的经验关系的一种形式，并非理论公式，也未必与各地的暴雨资料都拟合得很好。因此，在实用上不一定拘泥于这种形式，如有些省区采用多段折线，有的取转点不在1h处，也可以分段给出各自不同的折算公式。近来苏联和我国不少人倾向于采用更加灵活的分区经验曲线形式，不再拟合数学表达式。

(2) 暴雨公式参数的确定 对公式 $a = \frac{S_p}{t^n}$ 两边取对数，得

$$\log a = \log S_p - n \log t \quad (5-6)$$

上式为直线公式。显然，在对数纸上， S_p 即相当于 $t=1\text{h}$ 的暴雨强度。在图上表示为 $t=1\text{h}$ 的纵坐标读数，而参数 n 是直线的斜率。

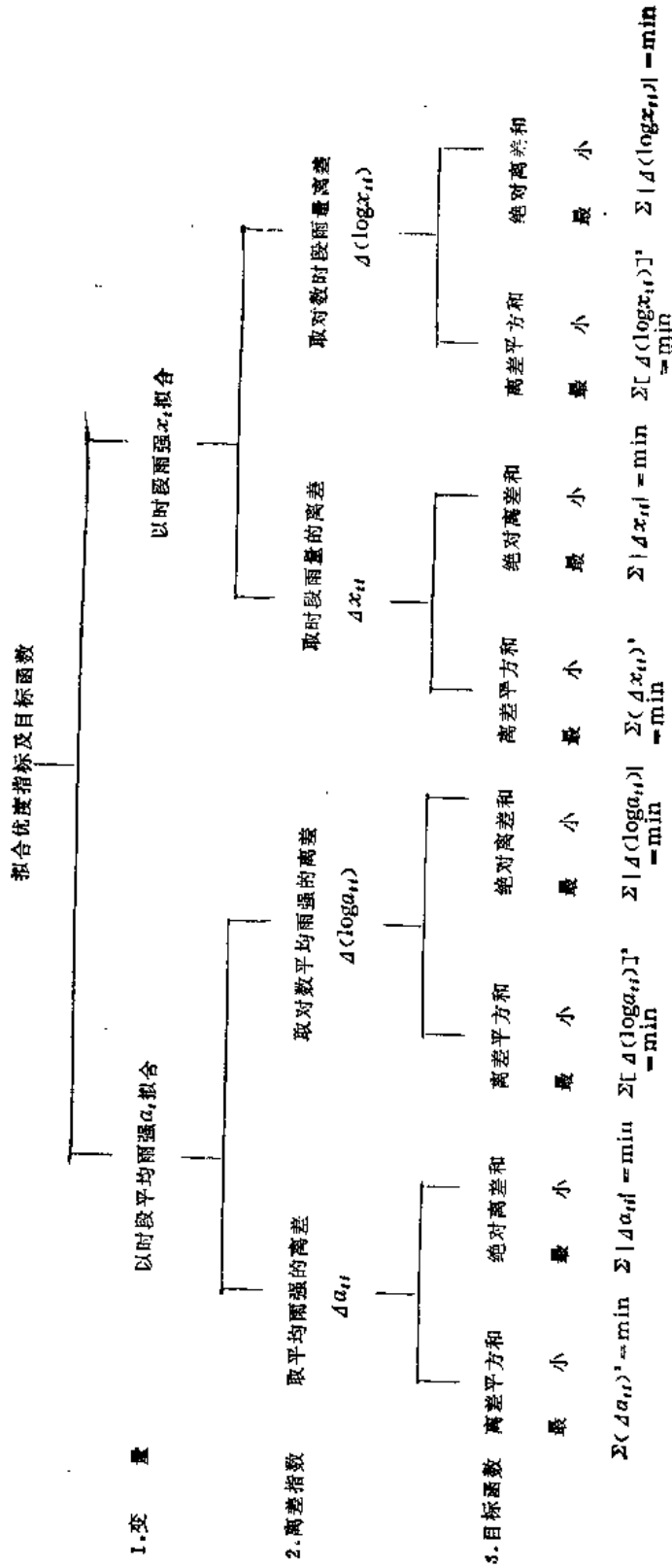
$$n = \frac{\log a_2 - \log a_1}{\log t_2 - \log t_1} \quad (5-7)$$

因此，只需将相应于各种历时 t 的平均雨强 a 点绘在对数格纸上，通过点群中心目估拟合一条折点位于 $t=1\text{h}$ 处的折线，量测直线斜率为 n_1 、 n_2 ，于 $t=1$ 处折点截距为 S_p 。

显然，确定的参数值会与目估拟合的直线有关。对同一组点据，不同的人员会得出不完全相同的成果。为了消除这部分主观性，有人建议采用数值解法，寻求拟合优度最佳的参数。然而，由于存在若干种不同的衡量拟合优度的指标，如取离差平方和，还是取离差绝对值和，在计算离差时是取对数坐标离差还是取原坐标离差，在定线时纵标取时段平均强度还是取时段雨量，就可以构成八种不同优度指标(见表5-4)。由于目标函数不同，选用不同指标就会得出不同的结果，把原来目估拟合的主观性，转移到选定目标函数即拟合优度指标上来了。问题变成了选定最合理的指标或目标函数是什么？似应结合具体要求来选定，例如要求拟合着重于长历时雨量段，则可以取雨量坐标离差平方和最小为目标函数。反之，则取对数雨强为纵标，绝对离差平方和为目标函数。显然也可以依据需要，对

表 5-4

拟合优度指标及目标函数表



不同历时雨量或雨强赋予不同权重，但这将使目标函数更加复杂化和繁琐化，陷入无穷的寻优计算之中，其成果未必比最简单的目估拟合高明多少。

有些部门如铁道部、城建部等单位习惯采用下列三参数暴雨公式：

$$a_{t,p} = \frac{b}{(t+c)^d} \quad (5-8)$$

式中 b 、 c 和 d 为三个参数。水利水电部门习惯采用的式 (5-3) 是两参数公式，它是三参数式 (5-8) 中 $c=0$ 的特款。因此，就公式为各种历时雨强的点据配合而言，无疑是式 (5-8) 为好。但就公式各项参数的水文物理意义而言，式 (5-3) 比较明确，公式形式也更为简便。对于这两种公式究竟哪一种更适合于水文分析与计算的要求，尚无定论。

根据北京市近50个站的雨量资料，采用历时为1、3、6、12、24h，频率为5%、10%、20%的雨强，利用绝对离差和最小原则在计算机上选配上述两种形式的雨量公式。然后对各站暴雨公式的参数加以比较和分析，发现与两参数的暴雨公式相比，三参数暴雨公式虽然点据离差略小，但它存在以下两个问题：

1) 同一站对几种不同频率雨量求出的公式参数 c 、 d 存在明显差别，难于归纳为统一数值，并且资料系列越短，变动幅度越大。

2) 同一地区邻近各站相同频率的 b 、 c 、 d 变幅较大，很难进行地区综合，资料系列越短，这种情况越明显。

出现上述情况的原因，主要是三参数暴雨公式参数增多一个，对点据的变动更为敏感。由于暴雨资料的抽样波动使参数不稳定，以及参数 b 、 c 、 d 相互之间存在补偿作用，而出现多解。例如， c 和 d 的增大与 b 的增大产生相似的效果。

两参数的暴雨公式中 S_p 的意义明确地表示单位时间的平均雨强， n 反映了雨强随历时的递减指数。从北京市暴雨资料来看， n 值相对稳定， $a_{t,p}$ 随频率的变化不明显，而 S_p 的地区分布规律也比较清楚。

由于建立暴雨公式主要是用于无资料地区插值，或用于暴雨特性的分析，参数稳定或呈明显的地区分布规律是选择公式形式的重要标准。从北京地区暴雨资料分析，二参数公式似乎比三参数公式更适用一些，这可能也是国内不少省区选用这种类型公式的原因。

(3) 参数 n 值的影响因素 由于暴雨的点面折减系数随暴雨历时的缩短而递减，而且根据面平均雨量求得的 n 值，比由点雨量得出的 n 值要小一些，并随面积增大而扩大差额。因此，在实际工作中，若以长历时点雨量的衰减指数 n 代替面雨量的指数，再由24小时雨量推求短历时雨量，将得出偏大的结果。应分析各地的暴雨资料，统计出各地区长短历时面雨量 n 值的差别情况，例如北京地区点面雨量 n 值表 (见表5-5)，必要时可参照作一些修正。

此外，当雨量的重现期改变，其 n 值也有所差别。浙江省姜湾地区三个大小不同的小流域，共12年实测面雨量资料。因为系列过短，不便作频率分析，所以只统计分析了三种不同情况下求得的 n 值，即1) 由12年的12项年极值求得的 n 值取平均情况；2) 其中最大的三项的平均情况；3) 其中最小的三项的平均情况。三种 n 值的成果如表5-6所列，可以看出 n 值随频率变化相当复杂，有随频率减少而减小的趋势。

表 5-5

北京地区点面暴雨公式的参数的差别

重现期 (a)	点			$F=190\text{km}^2$			$F=540\text{km}^2$			$F=1900\text{km}^2$		
	S_p	n_1	n_2	S_p	n_1	n_2	S_p	n_1	n_2	S_p	n_1	n_2
1000	180	0.51	0.70	123	0.45	0.65	108	0.48	0.63	93	0.44	0.59
100	129	0.51	0.70	88	0.48	0.65	77.4	0.49	0.63	67	0.44	0.59
50	111	0.52	0.70	76	0.49	0.65	66.6	0.49	0.63	57	0.45	0.59
20	93	0.52	0.70	64	0.49	0.65	55.8	0.49	0.63	48	0.45	0.60
10	77	0.52	0.70	54	0.49	0.67	46.2	0.49	0.65	41	0.45	0.61

表 5-6

浙江省太湖地区暴雨公式参数 n 值与暴雨量的关系

选 样 方 法	流域	点 雨 量		面 雨 量					
				$F=10.2\text{km}^2$		$F=20.9\text{km}^2$		$F=165\text{km}^2$	
		n_1	n_2	n_1	n_2	n_1	n_2	n_1	n_2
I. 平均情况 (由 12 项暴雨年极值得之 n 值的平均)	A	0.58	0.70	0.52	0.70				
	B	0.47	0.74			0.42	0.68		
	C	—	0.74					—	0.64
II. 大暴雨情况 (12 项中最大 3 项求得之 n 值的平均)	A	0.58	0.64	0.45	0.64				
	B	0.57	0.64			0.47	0.62		
	C	—	0.64					—	0.55
III. 小暴雨情况 (12 项中最小 3 项求得之 n 值的平均)	A	0.62	0.72	0.38	0.74				
	B	0.46	0.74		0.37	0.72			
	C	—	0.74					—	0.68

前已说明暴雨过程是一个复杂的多维随机过程，年最大时段暴雨 $x_{2,t,p}$ 与暴雨历时 t 的暴雨公式属于“经验相关关系”，忽略了不少影响因素，因此公式中参数 n 值不会是稳定不变的。目前暴雨自记资料有所积累，可以而且应当对50年代的暴雨公式作重新研究。

对比上述两种方法可以看出，采用绘制经验曲线的方法，如雨量历时百分率曲线，不受经验公式型式的限制，比较灵活。若采用经验公式则首先需要选定公式的形式，再由资料确定各项参数。其优点是便于分析各项参数的影响，例如对 n 值的一些分析。此外，由于有数学表达式，对进一步分析暴雨对洪水的影响，比较方便，使洪水计算方法得到简化。两者各有利弊。

(4) 参数 n 值对设计雨量值的影响 为了充分利用现有人工观读的日雨量资料，国内一般采用求得 $x_{2,t,p}$ 后，再根据暴雨公式推算短历时暴雨的方法。暴雨公式的指数 n_1 对计算成果影响甚大。当 n_1 相差0.05，由 $x_{2,t,p}$ 推算出的1小时雨量 S_p 可相差17%。对其他各种时段雨量的影响，见表5-7。

以往由于自记雨量资料短缺，大多依据频率较高的点雨量分析得出的 n 值，推求较小的设计面雨量。实际上 n 值随着 p 值的减小而递减，而且面雨量的 n 值又较点雨量的 n 值为小。因此，当流域面积较大时，如不考虑此两项因素的影响， n 值可能偏大0.05~0.10

表 5-7

 Δn 影响各种时段雨量的百分比

Δn	雨量差值(%)	时 (h)				
		1	2	3	6	12
0.05		17	13	11	7	4
0.10		37	28	23	15	7
0.15		61	45	37	23	11
0.20		89	64	52	32	15

左右,也即1小时设计雨量可能偏大17%~37%左右。若洪水的峰、量成1.3次方的关系,由此计算求得的最大流量,可偏大23%~51%以上,相当可观。

为了减少 n 值对计算成果的影响,随着自记雨量和分段雨量资料的积累,应尽可能根据6小时、3小时或1小时雨量,修正或推算 S_p 值。根据顾文燕等研究,最大1小时雨量的均值和变差系数在地区上的差别比最大24小时雨量为小。因此,直接编制最大1小时雨量的等值线图,是可行的,可以避免由24小时雨量间接推算的误差。南京水文研究所在全国雨洪办公室组织下,在1983年已完成有关短历时暴雨参数等值线图。

三、由推理公式推求设计洪水的基本原理

(一) 推理公式的形式

如果流域上产流强度 r 在时间和空间上保持恒定不变,则在 dt 时间内,流域面积上形成的产流量 dw 也是常数,可写为:

$$dw = rFdt - (a - \mu)dt \cdot F$$

则

$$\frac{dw}{dt} = (a - \mu)F$$

考虑计算单位换算:

$$\frac{dw}{dt} = 0.278(a - \mu)F \quad (5-9)$$

式中 F —— 流域面积 (km^2);

a 、 μ —— 暴雨强度和损失强度 (mm/h);

dw/dt —— 单位时间的产流量 (m^3/s);

0.278 —— 单位换算系数,即 $1/3.6$ 。

单位时间的产流量散布在全流域面上,并不能同时汇集于出流断面。在开始阶段,当产流历时小于流域最大汇流历时的时段内,流域上产流量分为两部分,一部分暂时滞蓄在流域的坡面或河槽,另一部分由流域出口断面处流出。出流量随着产流历时的增长而逐渐扩大,直到产流历时等于汇流历时时,单位时间的出流量才等于产流量,形成的流量过程线,见图5-12。其后若产流强度保持不变,则出流量 Q 就不再继续增加,形成稳定不变的最大值 Q_m ,产流量和出流量两相平衡,即

$$Q_m = \frac{dw}{dt} = 0.278(a - \mu)F \quad (5-10)$$

这就是苏联学者所谓的“稳定情势”公式（见图5-13）。

通过推理而得出的雨洪计算推理公式，是非常简单的，也是完全合理的。此公式说明洪峰流量 Q_m 仅与流域面积 F 和产流强度 $(a-\mu)$ 两项因素有关，与流域的其他地理特征（如坡降 I ，河长 L ，糙率 n 等）都无关。这与人们的直觉似乎有抵触，而且在实测的洪水过程线中，几乎没有出现过这种稳定的洪峰流量段，这就常引起人们对此公式的合理性产生疑问。造成上述矛盾的根本原因是实际降雨强度的变化比较大，产流强度不太可能保持常数。因此，在天然流域上就无法得到稳定的洪峰段，如在径流试验场中，只要控制恒定的人工降雨强度，就不难得到如图5-12的洪水过程线。

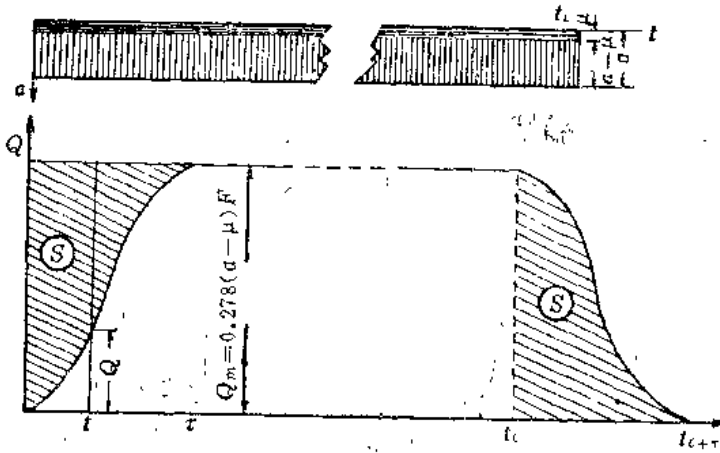


图 5-12 均匀产流条件下流域汇流过程示意图

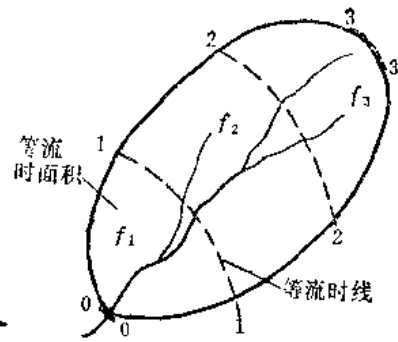


图 5-13 等流时线示意图

(二) 公式的推导

由各种线性汇流理论都可以导出推理公式，现以流域等流时线概念来说明。设某流域被等流时线划分成三块等流时面积， $\Delta\tau$ 取1小时，如图5-13所示。如果各时段产流强度均相等， $r_1=r_2=\dots=r_n=r$ ，则根据等流时线法计算出的流域汇流过程，见表5-8。从表中可以看出，自第三时段末起，流域的出流量就达到最大值且稳定不变，其数值可由下式计算，即

$$Q_3 = r_1 f_3 + r_2 f_2 + r_3 f_1 = r(f_3 + f_2 + f_1) = rF$$

$$Q_4 = r_2 f_3 + r_3 f_2 + r_4 f_1 = r(f_3 + f_2 + f_1) = rF$$

$$Q_n = r_{n-2} f_3 + r_{n-1} f_2 + r_n f_1 = r(f_3 + f_2 + f_1) = rF$$

故 $Q_3 = Q_4 = Q_5 = \dots = Q_n = rF$

显然，可将此式推广到一般流域（即 $\tau=n$ ， $\Delta\tau=1h$ ）

$$Q_m = r \sum_{i=1}^n f_i = rF \quad (5-11)$$

根据上述分析，可得出以下三点结论：

1) 推理公式成立的前提有两个：一是流域汇流符合线性规律；二是产流强度 T 的时空分布都是均匀不变的常数。前者是目前各种汇流计算方法的共同基础，普遍认为是可以接受的。关键在于后一条件能否成立。

表 5-8

均匀净雨条件汇流计算表

t	净雨强度 r_i	等流时面积 f_i	部分净雨形成的部分径流过程							Q_t	
			r_1	r_2	r_3	r_4	r_5	r_6	r_7		
0			0							0	
1	r_1	f_1	$r_1 f_1$	0						$r_1 f_1$	
2	r_2	f_2	$r_1 f_1$	$r_2 f_2$	0					$r_1 f_1 + r_2 f_2$	
3	r_3	f_3	$r_1 f_1$	$r_2 f_2$	$r_3 f_3$	0				$r_1 f_1 + r_2 f_2 + r_3 f_3 = rF$	
4	r_4		0	$r_2 f_2$	$r_3 f_3$	$r_4 f_4$	0			$r_2 f_2 + r_3 f_3 + r_4 f_4 = rF$	
5	r_5			0	$r_3 f_3$	$r_4 f_4$	$r_5 f_5$	0		$r_3 f_3 + r_4 f_4 + r_5 f_5 = rF$	
6	r_6				0	$r_4 f_4$	$r_5 f_5$	$r_6 f_6$	0	$r_4 f_4 + r_5 f_5 + r_6 f_6 = rF$	
7	r_7					0	$r_5 f_5$	$r_6 f_6$	$r_7 f_7$	0	$r_5 f_5 + r_6 f_6 + r_7 f_7 = rF$
8	0						0	$r_6 f_6$	$r_7 f_7$	0	$r_6 f_6 + r_7 f_7$
9	0							0	$r_7 f_7$	0	$r_7 f_7$
10	0								0	0	0

2) 上述稳定的洪峰流量的出现时刻与净雨开始时刻之间相差的时段, 恰好等于流域汇流时间 τ , 即水质点自流域最远点流达出口断面所需时间。

3) 在洪峰出现以前的涨洪过程及峰后的退水过程与流域的汇流条件有关, 诸如河流长度、流域坡度、河网坡度、流域形状、糙率等。对于不同流域, 涨落过程形状是不同的。

(三) 设计洪峰流量计算

推理公式的结构形式简单, 便于应用, 尤其在水文资料缺乏的地区。但公式要求产流强度必须是不变的, 限制了它的应用范围, 决定了推理公式比较适用于推求设计暴雨所形成的设计洪峰, 因为设计暴雨的时空分布有时可以允许概化为均匀的。如果用来分析实际暴雨所形成的洪水, 则要求参预形成洪峰的“成峰暴雨”(即峰现时刻以前 τ 时段内的降雨过程) 强度比较均匀, 否则将产生较大误差。

在应用推理公式计算指定频率 P 的设计洪峰时, 流域面积 F 是常定不变的, 损失强度一般变化不大。因此, 关键在于确定设计暴雨强度 $a_{t, P}$:

$$a_{t, P} = \frac{S_P}{t^n} \quad (5-3)$$

它是暴雨时段 t 的函数, 因此必须设法确定时段 t 。工程设计部门一般是取流域汇流时间 τ 作为设计暴雨时段, 则可得出下式

$$Q_{m, P} = 0.278(a_{\tau, P} - \mu) \cdot F \quad (5-12)$$

或

$$Q_{m, P} = 0.278\psi \cdot a_{\tau, P} \cdot F \quad (5-13)$$

如此选取是因为: 一方面, 如设计暴雨历时 t 取得较长 ($t > \tau$), 则设计雨强 $a_{t, P}$ 将会有所降低, 即

$$a_{t, p} < a_{\tau, p} \quad (\text{当 } t > \tau)$$

导致相应同一频率 P 的设计洪峰减小，而不够安全，即

$$Q_{m, p}(t) < Q_{m, p}(\tau)$$

另一方面，若取 $t < \tau$ ，则设计暴雨在 τ 时段范围内的成峰暴雨的雨强是不均匀的，推理公式就不适用了。

(四) 实际应用算例

推理公式的形式很简单，式中各项变量的物理意义也是明确的。然而在实际工作中，特别是在城市雨洪排水管网设计工作中，却有不少工程师使用不当。颜本琦认为这与有关文献对实际应用程序说明不够清楚有关。

现以美国 Urbana 市的某一地下排水管网设计中雨洪计算为例，管网布置情况如图 5-14。沿 Goodwin 大街埋设 1 条干管及 7 条支管以汇集大街两侧的雨洪，依地形向北排入 Boneyard 河。共设有 15 口雨水井，分别汇集所毗邻小区地面的雨洪径流。

首先根据地形图划分各雨水井的汇水面积范围，量测逐块面积 f_i ，并由地面情况（不透水面积、建筑物类型、功能分区等）参照有关数据表确定损失率 μ_i 或径流系数 ψ_i ，（见表 5-10）。

其次应依据管网布置图，确定管网各计算断面的汇水面积 A 及由最远点流达断面处的流程 L ，绘成流程面积增长图（见图 5-15）。

各断面的流程 L 可分为地面径流流程 L_g 和地下管道水流流程 L_d 两部分。应分别计算其汇流速度 V_g 和 V_d ，以及汇流时间 t_g 和 t_d 。各断面汇流时间 τ 为地面、地下两部分流程之和，即

$$\tau = t_g + t_d = \frac{L_g}{V_g} + \frac{L_d}{V_d} \quad (5-14)$$

地面径流汇流时间计算公式有多种，其中应用得较多的有以下两种（本算例采用后者）：

1) Izzard (1946) 公式

$$t_g = 60.9 \left(0.00024 a^{1/3} + \frac{8.64K}{a^{2/3}} \right) \left(\frac{L}{\psi^2 s} \right)^{1/2} \quad (5-15)$$

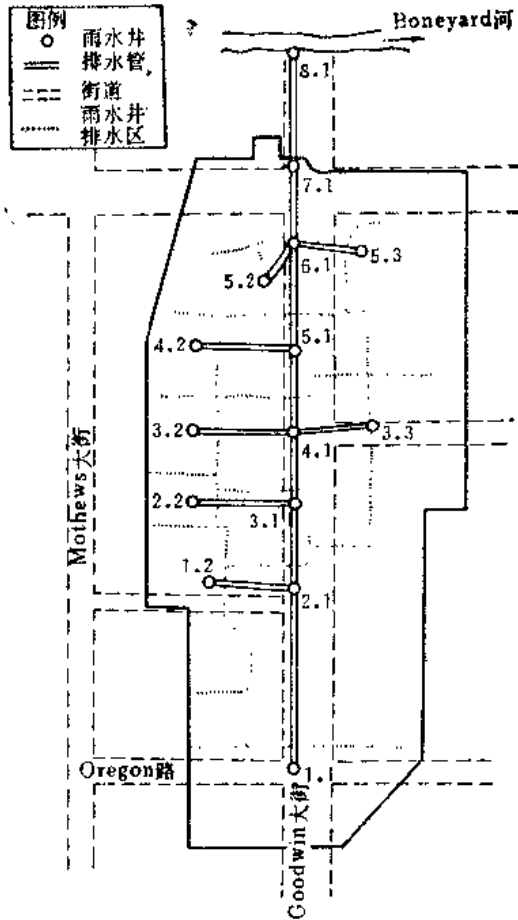


图 5-14 美国 Urbana 市区 Goodwin 大街雨洪排水管网布置图

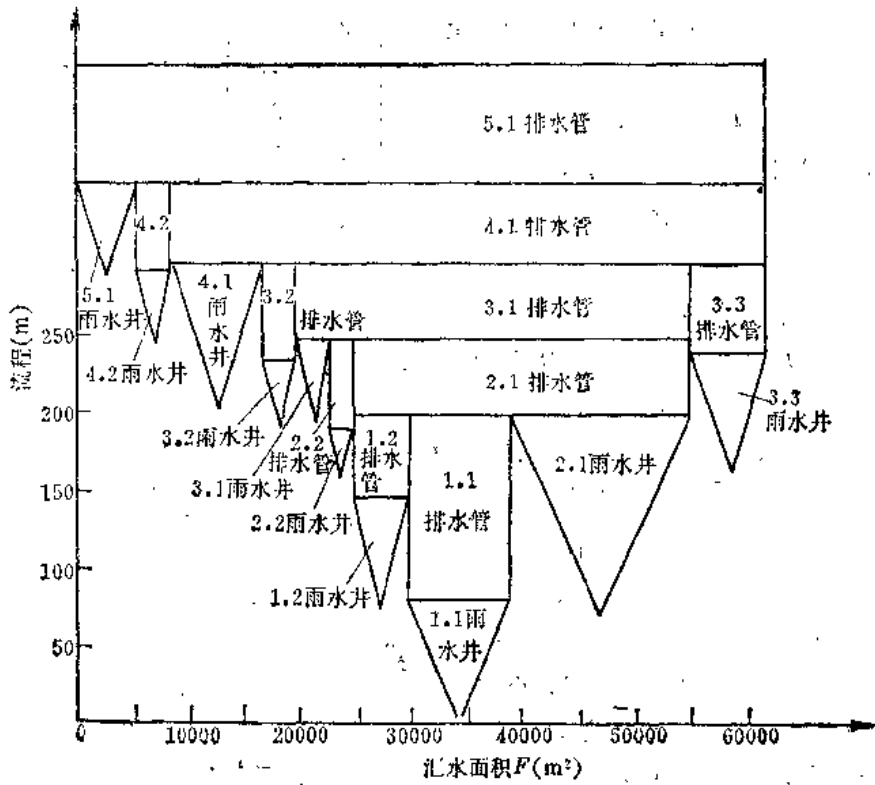


图 5-15 排水管网汇水面积随流程增长图

{公式适用于 $a \cdot L \leq 64.5[(\text{mm}/\text{h}) \cdot \text{m}]$ }

2) Kerby (1959) 公式:

$$t_s = 1.446 \left(\frac{N \cdot L}{\sqrt{s}} \right)^{1.167} \quad (5-16)$$

(公式适用于 $L \leq 366\text{m}$)

表 5-9 地面径流糙度系数表

	K	N
平坦的不透水地面	0.0070~0.017	0.02
裸露荒地, 稀疏草地	0.046	0.20
牧草和草地	0.060	0.40
林地	—	0.80~0.80

式中 L —— 地面流程 (m);

ψ —— 径流系数 (以小数计);

s —— 地面坡度 (以小数计);

a —— 暴雨强度 (mm/h);

K, N —— 地面糙度系数 (见表 5-9);

t_s —— 地面汇流时间 (min).

地下管道水流速度也有多种不同计算方法, 在设计中一般作为满管无压稳定均匀流,

按曼宁公式计算:

$$V_g = \frac{0.397}{n} d^{2/3} s^{1/2} \quad (5-17)$$

式中 V_g —— 管流流速 (m/s);

d —— 管道直径 (m);

s_0 ——管道坡度；

n ——管壁糙率，对于普通混凝土管为0.012~0.016。

汇流时间 τ 是雨洪计算的关键，有的计算断面汇集了若干单元面积，如2.1管道共有三部分组成：2.1雨水井地面径流；1.1管道及1.2管道，应分别计算三者的汇流时间（分别为13.7、12.4和10.5min），取其中最大者（即2.1雨水井来水的13.7min）作为该断面的汇流时间。逐个断面都照此办理（见表5-10）。

此外，汇流时间是管径、坡度和糙率的函数，因此洪水计算必须结合管网的设计进行，自上游向下游逐级管路进行计算。管径先由容许流速计算最小的设计管径 d_r ，计算按满管无压均匀稳定流的曼宁公式：

$$d_r = \left(3.2516 \frac{n}{\sqrt{s_0}} Q_p \right)^{3/8} \quad (5-18)$$

式中 d_r ——容许的最小设计管径（m）；

Q_p ——断面设计流量（m³/s）。

实际采用的管径 d_n 应当符合市场供应成品的规格（美国的管径规格为8（2）12,15（3）30；36（6）120in），取略大于 d_r 的一级管径（例如 $d_r = 15.8$ in，则应选取 $d_n = 18$ in）。选定 d_n 后，再重新计算管道流速 V_n 及汇流时间 t_n ：

$$V_n = \frac{Q_p}{\frac{\pi d_n^2}{4}} \quad (5-19)$$

$$t_n = \frac{\pi d_n^2 L}{4 Q_p} \quad (5-20)$$

整个计算程序，见图5-16。算例计算见表5-10、5-11。

表 5-10 各雨水井集水面积情况及地面径流汇流时间计算表

雨水井编号	汇水面积 f (m ²)	径流系数 ψ	Kerby公 式糙率 N	地面径流流程 L_n (m)	地面坡度 s	地面汇流时间 t_n (min)
1.1	3910	0.65	0.10	85.4	0.0125	11.0
1.2	4880	0.80	0.05	70.2	0.0044	9.2
2.1	15800	0.70	0.10	134.2	0.0120	13.7
2.2	1820	0.80	0.05	24.4	0.0063	5.2
3.1	2840	0.70	0.07	61.0	0.0085	8.7
3.2	2430	0.85	0.04	42.7	0.0071	5.9
3.3	6890	0.65	0.10	85.4	0.0089	11.8
4.1	8100	0.75	0.07	91.5	0.0133	9.5
4.2	2630	0.85	0.04	45.8	0.0067	6.2
5.1	5060	0.70	0.06	61.0	0.0030	10.3
5.2	2840	0.65	0.07	76.2	0.0036	11.8
5.3	6390	0.55	0.12	103.7	0.0035	17.6
6.1	2430	0.75	0.06	54.9	0.0103	7.3
7.1	9320	0.70	0.07	115.9	0.0034	14.5

排水管网雨洪计算表

表 5-11

管道编号	管长 L_s (m)	管坡 S_s	地面集水面积的总和 F (m ²)	集水面积的各项组成单元面积的情况						汇流时间 τ (min)	设计雨强 $a_{t,p}$ (mm/h)	设计洪峰 $Q_{m,p}$ (m ³ /s)	计算管径 d_c (m)	采用管径 d_n (m)	本段管流速 V_s (m/s)	本段管路汇流时间 τ_s (min)
				雨水井编号	单元集水面积 f (m ²)	单元径流系数 ψ	$\psi \cdot f$ (m ³)	$\Sigma \psi \cdot f$ (m ³)	单元地面汇流时间 τ_1 (min)							
1.1	119	0.0200	8900	1.1	8900	0.65	5790	5790	11.0	—	11.0	0.329	0.381	1.402	1.41	
1.2	55.8	0.0041	4860	1.2	4860	0.80	3890	3890	9.2	—	9.2	0.390	0.457	0.701	1.33	
2.1	54.0	0.0245		2.1	15800	0.70	11050	11050	13.7	—	13.7					
			29540	1.1	8900	0.65	5790	5790	11.0	1.4	12.4					
				1.2	4860	0.80	3890	3890	9.2	1.3	10.5					
2.2	61.0	0.0180	1820	2.2	1820	0.80	1456	1456	5.2	—	5.2	0.494	0.534	2.379	0.38	
3.1	47.6	0.0104		3.1	2840	0.70	1988	1988	8.7	—	8.7	0.223	0.223	1.058	0.95	
				2.1	29570		20840	20840	13.7	0.4	14.1					
				2.2	1820		1456	1456	5.2	1.0	6.2					
3.2	64.0	0.0175	34230	3.2	2430	0.65	2056	2056	5.9	—	5.9	0.610	0.610	2.104	0.39	
3.3	39.6	0.0300	6890	3.3	6890	0.65	4478	4478	11.8	—	11.8	0.072	0.253	1.433	0.74	
4.1	55.2	0.0041	8100	4.1	8100	0.75	6075	6075	9.5	—	9.5	0.121	0.274	1.678	0.39	
				3.1	34230		24284	24284	14.1	0.4	14.5					
				3.2	2430		2055	2055	5.9	0.7	6.6					
				3.3	6890		4478	4478	11.8	0.4	12.2					
4.2	61.0	0.0026	51850	4.2	2630	0.85	2235	2235	6.2	—	6.2	0.851	0.915	1.403	0.65	
5.1	70.2	0.0028	5060	5.1	5060	0.70	3542	3542	10.3	—	10.3	0.077	0.366	0.671	1.49	
				4.1	51650		36902	36902	14.5	0.7	15.2					
				4.2	2630		2235	2235	6.2	1.5	7.7					
5.2	21.4	0.0250	59340	5.2	2840	0.65	1846	1846	11.8	—	11.8	1.030	0.955	1.159	1.60	
5.3	39.6	0.0060	6890	5.3	6890	0.55	3790	3790	17.6	—	17.6	0.050	0.204	1.855	0.23	
												0.087	0.326	0.762	0.86	

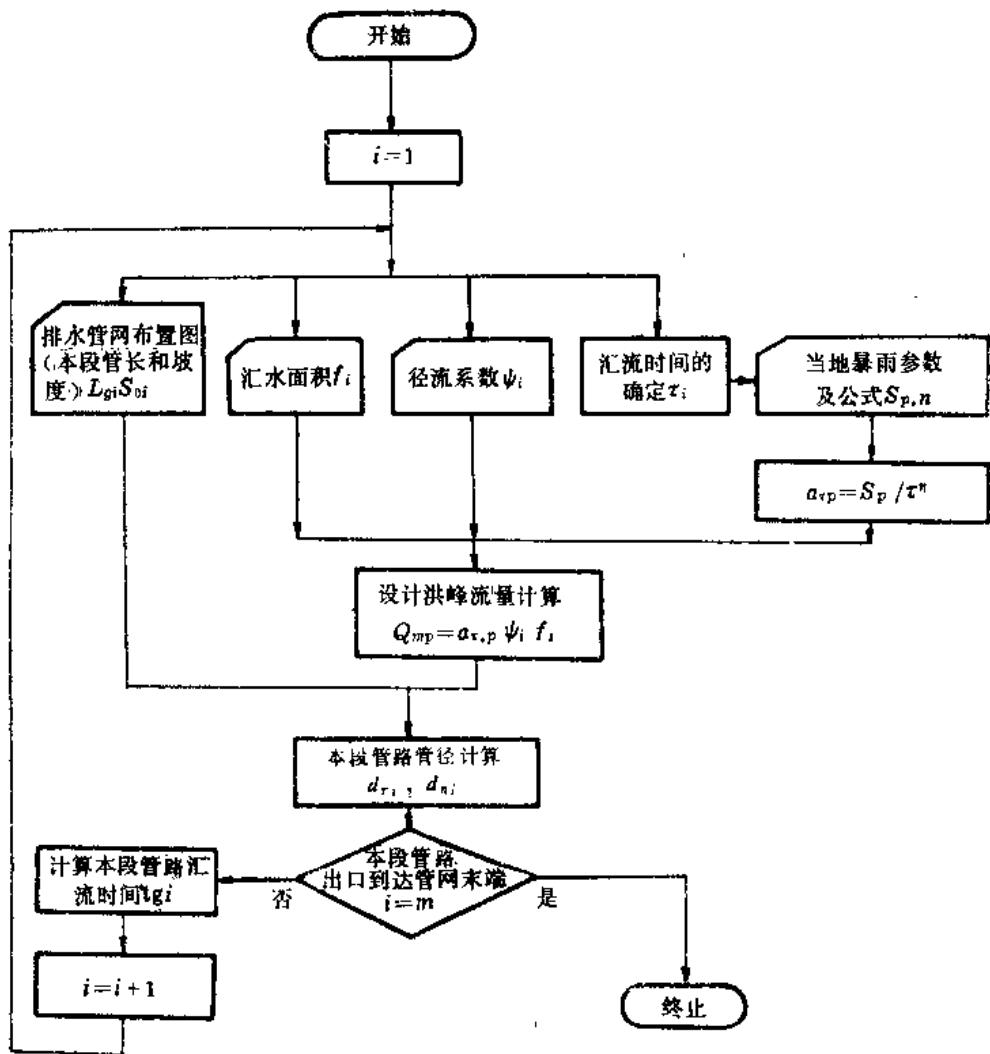


图 5-16 城市雨洪排水管网设计流量计算程序框图

四、水科院推理公式

从1956年开始，水利科学研究院陈家琦等人，开始研究小流域暴雨洪水计算方法，于1958年提出了水利科学研究院推理公式。现行水利水电工程设计洪水计算规范的附录五“小流域设计洪水”，就是采用水科院推理公式进行计算的。因此，该方法在我国水利水电部门得到广泛应用。在铁道、交通和城市排水等部门，一般都依据各自的计算方法，在公式形式上、参数数值上和算法上，都或多或少有不同之处。

(一) 方法的导出

1. 设计暴雨计算

在水科院推理公式的推导过程中，隐含着假定了一条各时段雨量同频率的设计暴雨过程 $i_p(t)$ (如图5-17所示)。该方法是先依据暴雨公式(5-3)，求得相应于指定频率 P 的任意时段 D 的设计雨量 $X_{D, P}$ 或平均雨强 $a_{D, P}$ ：

$$a_{D, P} = S_p / D^n \quad (5-3)'$$

或
$$x_{D,P} = S_P \cdot D^{1-n} \quad (5-3)''$$

并绘成给定频率 P 的设计暴雨时段平均雨强 $a_{D,P}$ 与历时 D 的关系曲线 (见图5-17)。再参照苏联 Алексеев 建议的方法, 求得该设计暴雨的瞬时雨强历时曲线:

$$i_{D,P} = \frac{dx_{D,P}}{dD} = \frac{d}{dD} S_P \cdot D^{1-n} = (1-n) S_P D^{-n} \quad (5-21)$$

式中 $i_{D,P}$ —— 频率为 P 的设计暴雨过程 $i_p(t)$ 中, 历时为 D 的雨强。

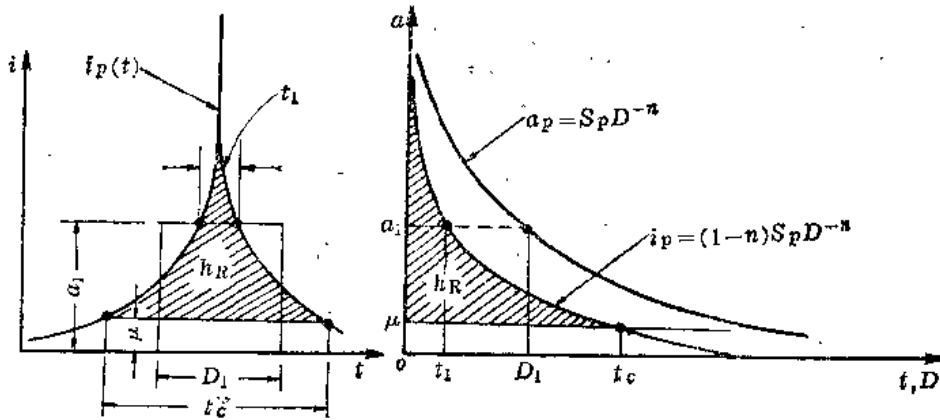


图 5-17 同频率设计暴雨过程线 $i_p(t)$ 及平均雨强 a_p 、瞬时雨强 i_p 与历时关系

水科院推理公式法推求瞬时雨强历时曲线 ($i_{D,P} \sim D$) 的目的, 是用来确定产流历时 t_c 和计算洪峰径流系数 ψ 。从上述推导过程可看出, 该方法隐含着假定了一条各个时段雨量同频率控制的设计暴雨过程 $i_p(t)$, 虽然并没有以显式给出。

2. 产流计算

假定流域地面下渗率为稳定常数 μ , 则产流强度 $r(t)$ 可由下式计算。

$$r(t) = \begin{cases} i(t) - \mu & \text{当 } i(t) > \mu \\ 0 & \text{当 } i(t) \leq \mu \end{cases} \quad (5-22)$$

对于一次实际降雨过程, 不难求得所形成的径流过程 $r(t)$ 和该次降雨的径流总量 h_R , 以及成峰暴雨量 h_r (见图5-18)。

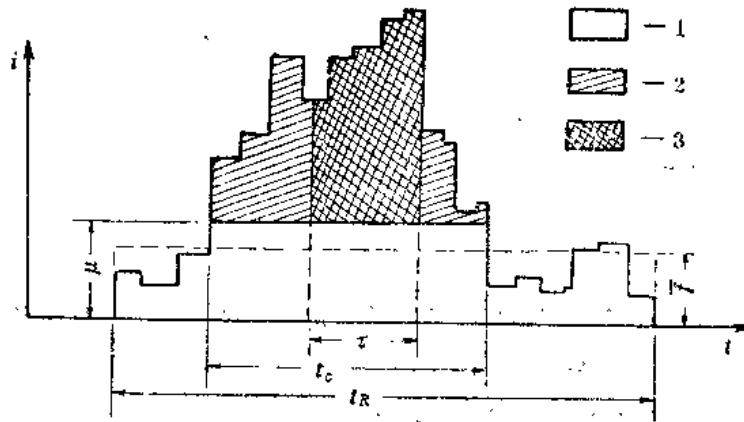


图 5-18 一次实际降雨过程的产流过程概化示意图

应用推理公式是对一次设计暴雨过程 $i_p(t)$ 推求设计洪峰 $Q_{m,p}$ ，所需求的是设计暴雨在成峰暴雨段的径流量 $h_{\tau,p}$ ，所产生的径流总量 $h_{R,p}$ 。

水科院推理公式法是通过瞬时雨强历时曲线来求得产流历时 t_c 和设计径流总量 $h_{R,p}$ 的。由设计流域的下渗率 μ 在该历时曲线上，查得瞬时雨强 $i_{D,p}$ 等于下渗率 μ 的点，相应的历时即产流历时 t_c ，即由下列条件：

$$i_{D,p} = (1-n)S_p D^{-n} = \mu \quad (5-23)$$

可解得产流历时 t_c ：

$$t_c = \left[\frac{(1-n)S_p}{\mu} \right]^{\frac{1}{n}} \quad (5-24)$$

显然，历时曲线与 $i = \mu$ 横线之间的面积，为该设计暴雨产生的洪水径流总量 $h_{R,p}$ ：

$$h_{R,p} = nS_p t_c^{(1-n)} = nS_p \left[\frac{(1-n)S_p}{\mu} \right]^{\frac{1-n}{n}} \quad (5-25)$$

求得 t_c 和 $h_{R,p}$ 后，可计算设计流域成峰暴雨的 τ 时段内径流量 $h_{\tau,p}$ 及洪峰径流系数 ψ 。

水科院法是采用洪峰汇流历时 τ 时段内平均的流域汇流速度，来概括描述径流在坡面和河道内的运动。如果用 L 表示流域最远点的流程长度，以km计； V_τ 代表在 L 流程中平均汇流速度，以m/s计，则 τ 可表示为：

$$\tau = 0.278 \frac{L}{V_\tau} \quad (5-26)$$

式中 τ 以小时计。

流域平均汇流速度 V_τ ，可近似地用下列形式的经验公式来计算：

$$V_\tau = m I^\lambda Q_m^\sigma \quad (5-27)$$

式中 I ——沿最远流程的平均纵比降（以小数表示）；

Q_m ——洪峰流量（ m^3/s ）；

m ——汇流参数；

λ 、 σ ——反映流域沿流程水力特性的指数。一般假定山丘区河道断面为三角形，可采用 $\sigma = 1/3$ 和 $\lambda = 1/4$ 。代入式（5-26）、（5-27）中，即得流域汇流时间的计算公式：

$$\tau = 0.278 \frac{L}{m I^{1/4} Q_m^{1/3}} \quad (5-28)$$

随着各设计流域的汇流时间 τ 长短不同，产流计算分为两种情况，见示意图（图5-19）。

1) 当 $t_c > \tau$ ，说明成峰暴雨时段内的雨强都大于下渗率，产流强度都大于0，称为全面产流情况，则

$$h_{\tau,p} = \frac{S_p}{\tau^n} \tau - \mu \tau \quad (5-29)$$

$$\psi = 1 - \frac{\mu}{S_p} \tau^n \quad (5-30)$$

2) 当 $t_c < \tau$ ，在成峰暴雨内，必然有部分时段的雨强低于下渗率 μ 而不产流，称为部分产流情况。在产流历时 t_c 范围内产生的径流全部参预形成洪峰，故

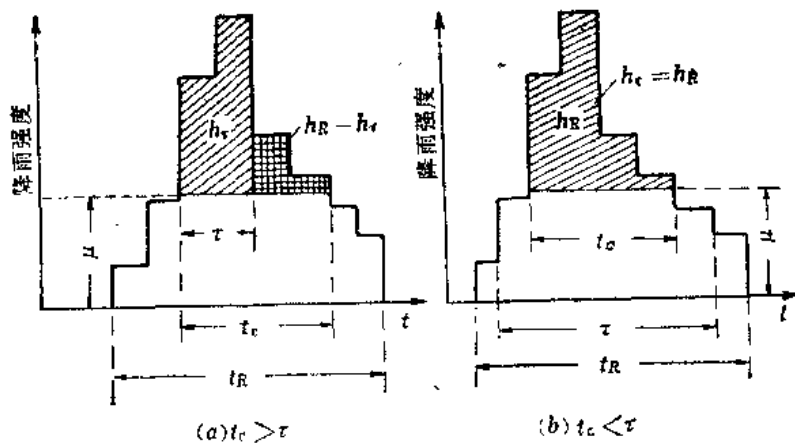


图 5-19 计算洪峰径流系数 ψ 的两种情况示意图

$$h_{\tau, p} = h_{R, p} \quad (5-31)$$

则

$$\psi = \frac{h_{R, p}}{x_{\tau, p}} = n \left(\frac{t_c}{\tau} \right)^{1-n} \quad (5-32)$$

在 $t = t_c$ 时, 由上列两式都可得出 $\psi = n$ 。

3. 汇流计算

求得设计洪峰径流系数 ψ 后, 代入推理公式 (5-13), 可计算设计洪峰流量:

$$Q_{m, p} = 0.278 \psi \cdot \frac{S_p}{\tau^n} \cdot F \quad (5-13)'$$

从式 (5-32)、(5-13)' 中可看出, 求解需确定未知数 τ , 而 τ 的计算公式中又包含未知数 $Q_{m, p}$, 所以需要建立两个方程联解。水科院建议采用图解求根, 为此建立了诺模图备查用。由于求解步骤比较繁琐, 查算精度也不高, 可以考虑用迭代法求解。

【算例】 江西省 $\times \times$ 流域上需建小水库一座, 要求用水科院推理公式计算设计标准 $P = 1\%$ 的洪峰流量。

计算步骤如下:

1. 流域特征值 F 、 I 、 L 的确定

F : 代表出口断面以上的流域面积, 可在适当比例尺的地形图上勾绘出流域分水线后, 直接量算。

L : 采用自出口断面起沿主河道至分水线的最长距离, 包括主河道以上沟形不明显的坡面部分, 即沿流程自分水线起至出口断面止的全部长度, 从地形图上量测。

I : 沿 L 的坡面和河道平均比降。

本例题中, 已知流域特征值如下:

$$F = 104 \text{ km}^2, L = 26 \text{ km}, I = 8.75\%$$

2. 设计暴雨参数 S_p 和 n 的确定

暴雨参数确定方法如前所述, 对于频率为 P 的 S_p 由年最大 1 日雨量计算:

$$S_p = \eta \cdot x_{1, p} \cdot (24)^{(n-1)}$$

式中 η 见式 (5-2)。

暴雨参数 n_2 由各省区实测暴雨资料分析定量, 可查当地水文手册获得, 一般 n 的数值是以定点雨量资料代替面雨量的资料, 不作修正。

现从江西省水文手册查得年最大 1 日雨量的参数:

$$\bar{x}_1 = 115\text{mm}, C_{v1} = 0.42, C_{s1} = 3.5C_{v1}, n_2 = 0.60, k_{1x} = 2.39, \eta = 1.1$$

故

$$\begin{aligned} S_{1.24} &= \eta x_{1.24} (24)^{(n_2 - 1)} \\ &= 1.1 \times 115 \times 2.39 \times 24^{-0.4} \\ &= 84.8\text{mm/h} \end{aligned}$$

3. 设计流域损失参数和汇流参数的确定

江西省水文手册中列有参数 μ 及 m 的查算图表, 可从而查得:

损失参数 $\mu = 3.0\text{mm/h}$

汇流参数 $m = 0.70$

4. 迭代求解

暂时假定 $t_s > \tau$

1) 计算公式:

$$Q_{m,p} = 0.278(a - \mu)F = 0.278\left(\frac{S_p}{\tau^a} - \mu\right)F$$

$$\tau = 0.278 \frac{L}{mI^{1/3}Q_m^{1/4}}$$

2) 将有关参数代入 Q_m 和 τ 的计算公式, 即

$$Q_{m,p} = 0.278 \left(\frac{84.8}{\tau^{0.6}} - 3 \right) \times 104$$

$$= \frac{2450}{\tau^{0.6}} - 86.7$$

$$\tau = \frac{0.278 \times 26}{0.7 \times \left(\frac{8.75}{1000} \right)^{1/3} Q_m^{1/4}} = \frac{50.1}{Q_m^{1/4}}$$

将 τ 式代入 Q_m 式以消去 τ , 得

$$Q_m = \frac{2450}{\left(\frac{50.1}{Q_m^{1/4}} \right)^{0.6}} - 86.7 = 234.1 Q_m^{1.5} - 86.7$$

显然 Q_m 不会超过 $(234.1)^{\frac{1}{0.5}} = 613$, 即作为初值进行迭代, 迭代计算如下表:

迭代次序	1	2	3	4
Q_m 初值	613	526	512	510
Q_p	526	512	510	510

于是 1% 设计洪峰 $Q_m = 510\text{m}^3/\text{s}$, 至三位有效数字, 对应的 $\tau = 10.54\text{h}$ 。

5. 检验产流计算模式

由于上述计算是假定 $t_s > \tau$ 条件下的产流模式, 有必要检验假定条件是否成立。为此计算产流历时 t_s 。

$$t_c = \left[\frac{(1-n)S_p}{\mu} \right]^{\frac{1}{3}} = \left[\frac{0.4 \times 84.8}{3.0} \right]^{\frac{1}{3}}$$

$$= 57.0 \text{h}$$

符合于 $t_c > \tau$ 条件。解算正确。

五、设计洪水过程线的推求

一些中小型蓄水工程，对洪水起一定的调节作用，能容蓄部分洪水量使洪峰流量有所削减。为此，工程设计需要拟定设计洪水过程线。对于中、小型工程，主峰过程对调洪起着主要控制作用。水科院推理公式法建议拟定一条概化的设计洪水过程线，主峰前后各次洪峰一般简化为三角形，组合成一多峰型的设计洪水过程。所谓概化洪水过程线，是指根据地区上各参证流域的实测洪水过程线资料，综合分析所得出的具有一定代表性的洪水过程线模式。

地区概化洪水过程线模式的具体作法是：将单站各次洪水过程线绘在同一图纸上，纵坐标表示流量相对数 Q_i/Q_m ，横坐标表示时间相对数 T_i/T ，其中 Q_m 是最大流量， T 是洪水过程总历时； Q_i 、 T_i 为任何时刻的流量和时间。然后将峰现时间重叠在一处，选用其中常见而又能概括该站洪水形状特征的平均过程线，作为单站概化过程线模式。最后，将各站的概化过程线同绘于一张图上，依同样方法取得平均的或具有代表性的过程线。作为地区综合

的概化洪水过程线模式，供无资料流域使用。

图5-20是江西省根据全省集水面积在 650 km^2 以下的81个水文站，1048次洪水资料分析得出的概化洪水过程线模式，图中 T 为洪水历时，可按式计算：

$$T = 9.63 \frac{W}{Q_m} \quad (5-33)$$

应用时，规定洪水总量 W 按 1 日设计暴雨所形成的径流深 h 计算：

$$W = 0.1h \cdot F \quad (10^4 \text{m}^3) \quad (5-34)$$

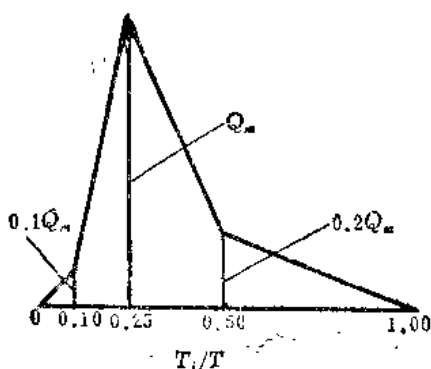


图 5-20 概化洪水过程（5点折腰三角形）

由于设计洪峰 Q_m 已知，将 Q_m 、 W 代入式（5-30）即算出 T 。然后根据各转折点流量比值 Q_i/Q_m 乘上 Q_m ，便得出各转折点的流量值，主峰设计洪水过程线也就能绘出了。

主峰前后的一些洪峰可采用三角形的概化过程线，三角形过程线的洪峰与洪水总量之间存在如下关系式：

$$W = \frac{1}{2} Q_m (t_1 + t_2) = \frac{1}{2} Q_m T \quad (5-35)$$

式中 t_1 —— 涨洪段历时 (h)；

t_2 —— 退水段历时， $t_2 = \beta t_1$ (h)； β 是退水历时与涨洪历时之比，由本地区实测流量过程综合分析确定；

T —— 一次洪水总历时，可取降雨历时与流域汇流时间之和。

当设计雨型已定时，把它分为若干段，把每段降雨所形成的概化过程线按时序叠加起来，即得概化多峰洪水过程线。

第四节 地区经验公式推求设计洪水

所谓地区经验公式指在一定区域内，洪峰流量与其主要因素之间的经验关系，并根据关系曲线的线型，选配解析式。

最早的公式是O'Connell在1863年提出的最大洪峰流量和流域面积间关系。他认为相应的流域有以同样的比率排出其洪水的特性，在缺乏雨洪资料的情况下，他假定洪峰流量与流域面积的关系具有抛物线形式，即

$$Q_m = MF^{1/2} \quad (5-36)$$

一、地区经验公式法基本原理

洪峰流量和其他水文要素一样，是气候和下垫面众多因素综合作用的结果。这些因素基本上可以分成两大类，一类是反映地区上渐变的气候因素，在同一分区内这些因素基本上是相似的，或者是存在某种分布趋势的。例如暴雨量的统计参数，即均值 \bar{x}_t 、 C_{vt} 、 C_{tt}/C_{vt} ，或者是5年一遇年最大1日雨量等。另一类则是非分区性的，反映各流域当地所特有的地理特性，如流域面积、河道比降、河流长度、河网密度、植被和土壤等。这些因素往往不存在地区分布规律，同一分区相邻流域可以相差悬殊。然而这些非分区性因素之间，是不独立的，或多或少地存在有某种联系。譬如在同一地区内，面积较小的流域都位于分水岭附近山区，河道比降较陡，河网密度较小，河流长度相对较长，植被情况较好，土层相对较薄等。因此，往往可以只通过一两个参数反映众多非分区性因素的情况。

地区经验公式法是运用经验公式来估算设计洪水。方法是按以下三步进行的：第一步是筛选参数建立公式。其内容是在一定分区范围内，尽可能多地在分区内选择一些有代表性的，而且具有较长期雨洪观测资料的流域。统计和分析这些流域的洪峰流量及各项反映影响洪水因素的参数，其中包括分区性的气候因素和非分区性的流域下垫面地理因素。通过筛选确定若干个主要参数。参数筛选的原则是：1) 洪峰对该参数敏感性高；可通过敏感性分析方法，以及多元回归分析中计算各参数方差贡献等方法来确定。2) 要求参数便于定量：对于缺少雨洪资料流域，可以通过地区综合或直接量测的地理特征参数化。参数确定后，建立洪峰流量和这些参数之间的相关关系。

第二步是设计流域的参数化，其内容是确定流域的参数。洪峰经验公式中包含的参数大体可分为两类，如前所述。一类参数是反映分区性的气候因素，这些参数在同一分区内各流域的数值基本稳定，或者具有一定的变化趋势。因此，可以通过地区综合途径来确定各流域的这部分参数数值。有的参数可采用分区各流域参数的均值，有的参数是则可依据参数的变化趋势作地理插值。另一类参数是反映非分区性因素，其特点是在同一分区内各流域的参数变动很大，并不存在变化趋势，而是反映各自流域本身的特点，主要是反映流域下垫面的地形、地貌、地质等因素的差别。这类参数一般是通过量测、查勘和调查等途径来确定的，如流域面积 F 、河长 L 、河道比降 I 、平均流域宽度 F/L 等。根据上述原则，可以由设计流域的地理位置，通过地理插值途径确定时段暴雨量的统计参数 $\bar{x}_{(t)}$ 、 $C_{v(t)}$ 、 $C_{t(t)}$ 等，或由地形图确定流域面积 F 、河长 L 、河道比降 I 等，还可通过查勘

和调查确定流域的土壤指标、植被度等。确定这样一批参数使设计流域参数化。

第三步是推求设计流域的设计洪水。将设计流域的各项参数代入地区经验公式，就可以方便地求出设计洪峰流量。计算成果的精度或可靠性决定于两个方面：一方面是设计流域的参数是否正确；另一方面是经验公式本身的精度。由于公式只能考虑几项主要的参数，公式与各实际流域的计算成果之间必然存在一定的离差，说明公式所未考虑的部分因素的作用。和一切相关关系一样，经验公式就相当于通过点群中心拟合得出的回归线。它只是把其余各种未考虑的因素都概化为地区的平均情况。因此，在应用经验公式法时，除了由公式计算得出成果外，还应参照设计流域其余各项参数的数值，通过分析判断设计流域的设计洪水值的偏离方向和估计离差的可能幅度。

二、地区经验公式的类型

由于对洪峰流量资料处理方法及采用的参数不同，可以组合成众多形式的经验公式，其中对洪峰流量资料的处理方法可归纳为两类：一类是将洪峰年极值资料进行统计分析，求出各流域的统计参数 \bar{Q}_m 、 C_v 和 C_s ，并建立统计参数的经验公式：

$$\bar{Q}_m = \phi_1(\alpha, \beta, \gamma, \dots) \quad (5-37a)$$

$$C_v = \phi_2(\alpha', \beta', \gamma', \dots) \quad (5-37b)$$

$$C_s = \phi_3(\alpha'', \beta'', \gamma'', \dots) \quad (5-37c)$$

或者建立相应于指定频率 P 的设计洪峰 $Q_{m:P}$ 的经验公式，如：

$$Q_{m:P} = \psi(\alpha, \beta, \gamma, \dots) \quad (5-38)$$

另一类是不考虑雨洪的重现期，根据实测的各次雨洪对应资料，直接建立经验公式：

$$Q_m = \eta(x_t, \alpha, \beta, \dots) \quad (5-39)$$

式中 x_t ——流域上 t 时段的平均雨深。

在洪水经验公式中，可采用的流域气候地理参数形式也很多，常常见到的有以下这些：流域面积 F ，河长 L ，河道比降 I ，平均流域宽度 B ，流域形状系数 $f(=F/L^2)$ ，一级支流总数，河网密度，单位面积上一级支流数，暴雨统计参数 x_t 、 C_v 、 C_s ，产流历时 t_c ，汇流历时 τ ，产流系数等。

下面介绍一些典型的地区经验公式。

(一) 考虑重现期(频率)的经验公式

Fuller(1914)将重现期 T 的概念引进经验公式中，建立洪峰年极值的均值 \bar{Q}_m 与流域面积 F 的关系为：

$$\bar{Q}_m = CF^{0.66} \quad (5-40)$$

以及重现期为 T 的设计洪峰流量 $Q_{m:T}$ 与 \bar{Q}_m 之间的关系为：

$$Q_{m:T} = \bar{Q}_m(1 + C \log T) \quad (5-41)$$

Fuller分析了美国东部资料，得出 $C=0.8$ 。值得注意的是在半个世纪后，英国洪水研究报告给出英国的经验公式如下：

$$Q_m = 0.677F^{0.77} \quad (5-42)$$

与上式十分相似。

在国内最广泛采用的一种经验公式为：

$$Q_{m,p} = C_p F^n \quad (5-43)$$

有些省区对洪峰年极值的统计参数建立公式。一般均值公式为:

$$\bar{Q}_m = C F^n \quad (5-44)$$

对 C_p 及 C_m 则多是直接绘制等值线图或分区给出数值,而不建立经验公式。

上述公式是最简单的结构形式,但仍可以具有一定的精度。这是因为在公式内虽仅考虑了单项因素流域面积 F 。但 F 的大小也可间接地反映流域平均坡降 I 、河长 L 等,而其他的影响因素的平均情况则由参数 C_p 、 n 综合反映。式(5-43)的缺点在于适用范围较小,它要求设计流域的自然地理条件,雨洪特征和建立经验公式所依据的流域特征基本相似。为了保证这一点,在具体分区综合时范围不宜过大。

在考虑取两项流域特征时,一般都是取面积与河道比降。Hawksley(1953)建议的形式为:

$$Q_m = C F^{3/4} I^{1/4} \quad (5-45)$$

Benson(1962)用线性回归分析,对新英格兰区164个流域得出关系式为:

$$Q_m = C F^{1.06} I_1^{0.32} \quad (5-46)$$

英国洪水研究的成果(NERC, 1975)是:

$$Q_m = C F^{1.19} I_1^{0.34} \quad (5-47)$$

在上两式中, I_1 表示10%~85%河道比降。两式中的指数与弗劳德相似律的数值($F^{3/4} I^{1/2}$)均不一致。杜格认为这是由于天然流域的 F 和 I 之间存在着一定的相关关系的缘故。

为了进一步提高精度,国内有些省区考虑除流域特征外,在公式中还引用暴雨特征,例如暴雨参数 $x_{24h,p}$,则

$$Q_{m,p} = C x_{24h,p}^\alpha F^n \quad (5-48)$$

若再引入坡降为参数,可得

$$Q_{m,p} = C x_{24h,p}^\alpha F^n I^m \quad (5-49)$$

式中 m, n, α 均为经验指数。

Benson(1962)为了提高线性回归的拟合程度,又引进了湖泊度、地形参数和气温参数作为附加的参数。英国洪水研究报告指出:最显著的附加参数是河流频数和城市化因子。

(二) 综合次雨洪关系的经验公式

目前,小流域实测流量站为数有限,即使有部分资料,年限也较短,往往不能用以进行频率分析。如何利用现有实测流量资料来寻求洪峰流量与流域特征之间的联系,并移用到设计条件,这是当前迫切需要解决但尚未得到完善解决的问题。下面介绍一种利用次降雨量 x_t 和次洪峰 $Q_{m,t}$ 建立关系的方法,公式如下:

$$Q_{m,t} = C F^m x_t^n \quad (5-50)$$

由于一年内洪水发生的次数很多,利用 $Q_{m,t}$ 、 x_t 的资料可将点据数目增加几倍。同时, $Q_{m,t} \sim x_t$ 也反映了实际的雨洪关系。问题是 x_t 值难以确定。小流域洪峰流量由短历时的成峰暴雨控制,符合设计标准的成峰暴雨如何确定,目前尚无令人满意的方法。一般用 $x_{24h,p}$ 代入计算,这样作法在逻辑上不合理,在实用上也会加大误差,有待进一步研究解

决。单位线的地区综合方案就是一种解决方法。由于单位线能推算逐时暴雨所形成的洪水过程，所以不难用来为设计暴雨过程推算设计洪峰。关于瞬时单位线地区综合方法将在以下说明。

三、建立和应用地区经验公式需注意的问题

1) 地区经验公式法推求洪峰流量计算步骤十分简单，只需将设计流域的有关参数代入即能算出 $Q_{m,p}$ 。但在建立地区综合公式时，采用公式类型应根据当地情况分析选定，其中参数（包括暴雨指数 n ）必须由本地区的实测流量和暴雨及流域特征具体分析后定量，不得草率确定。

2) 考虑取多少个因素为宜的问题。公式中包含的因素，必须是通过查勘、测量、等值线图内插等手段能够定量的，否则就无法移用到缺乏水文资料的设计流域上去，也就失去建立相关关系的作用了，符合这种条件的因素并不太多，而这些因素相互之间又存在着一定的联系，如河长 L 与流域面积 F 间，河道坡度 I 与流域坡度间都存在相关关系。因此，当考虑了一个或几个主要因素后，再增加因素未必能提高相关关系的精度，有时反而会降低。至于考虑几个因素最优，则应根据具体条件作具体分析，多元回归分析提供了一种定量比较的手段。

3) 建立公式和分析参数的依据是实测雨洪资料，为了获得较真实的客观规律，关键问题是洪峰流量资料的质量，以及经验点据的密集程度和它们的代表性，为了保证计算成果的精度，必须注意这一点。

各地实践经验说明，计算成果质量决定于建立公式所依据资料的质量，而公式的形式，或考虑因素多寡则是次要的。所谓依据的资料质量包括两个方面。一是在地区上所综合的各个流域洪水要素的质量，它们是否正确地反映了各自流域的洪水特性，如资料过短，或代表性不高，那么所建立的相关关系是虚假的、无意义的。二是所依据的流域是否足以反映地区内洪水特性，譬如所依据的有资料流域都分布在平原部分，虽然相关关系很好，但若把这个关系移用到山区去，就可能出现较大误差，即使在公式中考虑了一些河道比降等因素。因为公式只能反映平原河流比降因素的作用，并不能保证能够适用于山区，必须要有反映山区洪水特性的资料加以验证。

4) 在应用地区参数时，要了解它的适用范围，一般情况小流域水文测站数目总是稀少的。建立公式和确定参数时，经常采用中等流域或较大流域的实测资料。最好结合设计流域的实际情况，选取几个情况相近的流域，经过调查洪水等方法进行验证或进行必要的修正。

5) 注意邻近流域、边界地区的参数协调，以免相邻的交界附近计算成果出现过大的差异或不连续现象。

第五节 瞬时单位线的地区综合分析法

关于瞬时单位线的基本假定、分析方法及参数的概念等内容，在有关课程中已有详述，本节介绍瞬时单位线的地区综合，以解决无资料流域的应用问题。

瞬时单位线的数学表达式为,

$$u(0, t) = \frac{1}{k\Gamma(n)} \left(\frac{t}{k}\right)^{n-1} e^{-t/k} \quad (5-51)$$

只要确定了参数 n 和 k , 则整个单位线就能推求出来。在实际综合分析过程中, 并不是直接对 n, k 进行综合, 习惯采用参数 $m_1(-nk)$, $m_2\left(=\frac{1}{n}\right)$ 。将参数 m_1, m_2 分别对流域特征值 F, J, L 等建立经验关系。经验公式的形式如下:

$$m_1 = K_1 F^{\alpha} I^{\beta} \quad (5-52)$$

$$m_2 = K_2 L^{\gamma} \quad (5-53)$$

式中 K_1, K_2 ——经验系数;

α, β, γ ——经验指数。

应用时, 用设计流域的流域特征值 F, J, L 等代入经验公式, 算出参数 m_1, m_2 后, 用公式 $m_1 = nk, m_2 = 1/n$ 转换为参数 n, k ; 然后查 $S(t/k, n)$ 曲线表^①, 推求某时段的单位线。最后由已定的设计暴雨时程分配, 得到设计洪水过程线。

一、参数 m_1, m_2 的单站分析

在同一流域, 根据各次实测雨洪资料计算得出的参数 m_1, m_2 , 其数值往往变化甚大, 原因是瞬时单位线的基本假定和经验单位线相同。它的计算公式导自一种线性的汇流模式, 而在天然情况下, 降雨和损失分布存在着不均匀性, 坡面漫流和河槽汇流都是十分复杂的, 使 m_1, m_2 具有较大误差。此外, 实际的流域汇流未必完全符合线性叠加的规律。

为了地区综合, 每个流域必须给出一条具有代表性的瞬时单位线。实际资料表明, 一般 m_1 和雨强之间有良好关系, 且当雨强达到某一量级时, m_1 值趋于稳定。从设计要求出发, 可采用单站大洪水资料分析的 m_1 , 取多次大洪水的平均值或超过某给定雨强洪水的 m_1 参加地区综合。

瞬时单位线另一参数 m_2 对单位线的影响较小, 可取各次洪水 m_2 的平均值作为单站代表值。

二、参数 m_1, m_2 的地区综合

由于各流域的几何形状、土壤、植被、地形等差异, 造成各流域的瞬时单位线形状各不相同, 目前多以 m_1, m_2 与流域特征值分别建立经验关系。例如, 江苏省将全省按地形分为平原区、苏北山丘区、苏南山丘区。各区分别建立 m_1 与 F, J 关系; m_2 则各区取同一数值。例如:

$$\left. \begin{array}{l} \text{苏南山丘区} \quad m_1 = 5.60 \left(\frac{F}{I}\right)^{0.40} \\ \quad \quad \quad m_2 = 0.35 \end{array} \right\} \quad (5-54)$$

英国水文研究所应用瞬时单位线法, 根据英国河流的资料而建立的参数方程为:

$$\left. \begin{array}{l} m_1 = 27.6 F^{0.8} I^{-0.3} \\ m_2 = 0.4 J L^{-0.1} \end{array} \right\} \quad (5-55)$$

① 例如, 可查阅《水文统计常用图表》表26, 其中参数 n 用 m 表示。

对比式(5-54)和(5-55)可看出:虽然中英两国地处欧亚大陆东西两边,得出的公式形式和参数却是很相近的。

我国不少省区在地区综合时,还考虑 m_1 随雨强的变化。各省区先后提出各自的 m_1 改正公式,而对 m_2 基本上不作改正。

$$m_1 = a \left(\frac{10}{i} \right)^b \quad (5-56)$$

式中 i —— 雨强;

a 、 b —— 经验参数。

确定参数 a 、 b 的公式,各地大同小异。

$$a = CF^\alpha I^\beta \quad (5-57)$$

各省采用的 α 、 β 、 C 值,见表5-12。

表 5-12 各地区推求 a 值公式中参数 α 、 β 、 C 值表

地 区	α	β	C
安徽江淮山区 $F/I^2 \leq 1$	0.24	0.48	3.42
$F/I^2 > 1$	0.12	0.24	3.42
甘肃黄土区	0.16	0.33	0.94
湖南山区	0.116	0.116	2.7
广西自治区	0.297	0.218	1.34
浙江省	$a = 1.34 F^{0.116} I^{-0.116}$		
云南省	$a = C_m F^{0.116} I^{0.116} B^{0.116}$		

不难看出, a 的物理意义就是相当于雨强为10mm/h的滞时 m_L 。

有些省区取 b 值为常数,有些省区考虑 b 值随 F 增大而减小,得出下列经验关系:

$$b = A - B \log(F^\gamma / I^\delta) \quad (5-58)$$

式中 参数 A 、 B 、 γ 、 δ 值,见表5-13。

表 5-13 计算 b 值公式中参数表

地 区	A	B	γ	δ
陕西省陕北地区	0.482	0.0896	1	0
江西省(I区)	0.371	0.071	1	-1
四川省(I区)	0.981	0.211	1	0
浙江省	绘制 $b \sim I^\gamma F^\delta$ 关系曲线			

三、综合瞬时单位线的应用

举例说明如下：江苏苏北某山丘区设计流域的设计特征值：流域面积 $F=110\text{km}^2$ ，河道干流平均坡降 $I=16.2\text{dm}/\text{km}$ ，要求设计标准 $p=2\%$ 的洪水流量过程。

具体步骤如下：

1) 计算工程地点 $P=2\%$ 的最大24小时设计暴雨量，并由降雨径流关系推算设计净雨量。现已算出净雨 $h_{24,p}=180\text{mm}$ 。

2) 拟定设计净雨时程分配，数值见表5-14。

表 5-14 设计净雨时程分配表

时段 $\Delta t=2(\text{h})$	1~5	6	7	8	9~12
净雨深 $h(\text{mm})$	0	40	60	80	0

3) 求瞬时单位线参数 m_1 、 m_2 ，由苏北山丘参数方程得：

$$m_1 = 1.96 \left(\frac{F}{I} \right)^{0.40} = 1.96 \left(\frac{110}{16.2} \right)^{0.40} = 4.2$$

$$m_2 = 0.35$$

4) 将 m_1 、 m_2 换算为参数 n 、 k 。因 $n = \frac{1}{m_2}$ ，所以 $n = \frac{1}{0.35} = 2.9$ 取整数为3.0，

$$k = m_1 m_2 = 4.2 \times 0.35 = 1.47$$

5) 由 $n=3.0$ 、 $k=1.47$ ，从S曲线表查得 $S(t)$ 值，见表5-15中的第(3)栏数值。

6) 计算时段 $\Delta t=2$ 小时的单位线 $u(2,t)$ ，见表中第(5)栏：

$$u(2,t) = S(t) - S(t-2)$$

7) 将时段净雨量折算为时段总流量，见表中第(6)、(7)、(8)栏的数据。

表 5-15 设计洪水过程计算表

t (h)	t/k	$S(t)$	$S(t-2)$	$u(2,t)$	$u(2,t) \cdot \Sigma Q_i$ (m^3/s)	$u(2,t) \cdot \Sigma Q_i$ (m^3/s)	$u(2,t) \cdot \Sigma Q_i$ (m^3/s)	Q_p (m^3/s)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
0	0	0		0	0			0
2	1.36	0.167	0	0.167	102	0		102
4	2.72	0.531	0.167	0.364	222	153	0	375
6	4.08	0.776	0.531	0.245	150	334	204	688
8	5.44	0.912	0.776	0.136	82	225	445	752
10	6.80	0.970	0.912	0.058	35	125	299	459
12	8.16	0.986	0.970	0.016	10	53	166	229
14	9.52	0.997	0.986	0.011	7	15	71	93
16	10.9	0.999	0.997	0.002	1	10	20	31
18	12.9	0.999	0.999	0	0	2	13	15
20	13.6						2	2
22	15.0							

因为净雨 h (mm) = $\frac{3.6 \sum Q \Delta t}{F}$, 则 $\sum Q = \frac{hF}{3.6 \Delta t}$ 。由 $\Delta t = 2$ 小时, $h_1 = 40$ (mm), 则

$$\sum Q_1 = \frac{40 \times 110}{3.6 \times 2} = 611 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_2 = 60 \text{ mm} \quad \sum Q_2 = \frac{60 \times 110}{7.2} = 917 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_3 = 80 \text{ mm} \quad \sum Q_3 = \frac{80 \times 110}{7.2} = 1222 \text{ m}^3/\text{s}$$

8) 应用时段单位线 $u(2, t)$ 和时段总流量推算设计洪水过程线, 计算成果见表5-15中第(9)栏数据。由此可见, 最大洪峰流量 $Q_m = 752 \text{ m}^3/\text{s}$ 。

第六节 调查洪水的地区综合法

经过调查、测量及分析计算等步骤, 整理得出洪水调查成果, 其中包括几个调查断面上若干次特大洪水的洪峰流量、洪水发生的年月及其在长期系列内排位的情况。如果恰好就在工程所在位置处调查到历史洪水, 即设计断面与调查断面重合, 而且该处又具有一定数量的实测洪水系列, 可以直接采用考虑历史洪水资料的频率计算方法作洪水频率分析。

在实际工作中, 往往并不具备上述资料条件, 或者是设计断面远离调查断面, 或者是当地缺乏实测水文资料。因此, 在实用上就需要解决两方面的问题: 一是地区移用问题, 如何将调查断面的历史洪水资料移到设计断面上来; 一是不同频率洪水如何折算问题。因为无实测资料不能直接作频率计算, 所以就需要将相应于某种重现期的历史洪水折算成符合于设计标准的设计洪水。现分别说明如下。

一、洪水调查成果的地区移用问题

当调查断面和工程所在位置不一致, 就需要把调查成果移到设计断面处。

(1) 相应水位(流量)相关法 当设计断面与调查断面位于同一河段上, 而河段区间来水面积较小, 可根据同期观测的资料绘制相应水位(流量)相关图。用相关线将调查断面的洪峰水位或流量移到设计断面处。制作相关图需要一定数量的同期观测资料, 一般得要靠抓住勘测、规划设计阶段的几个汛期, 设立临时水尺, 测得若干次洪水过程的水位资料, 还可以再配合一些补充调查和河流水力学计算, 确定近几年若干次洪水在两处的水位, 通过这些手段来收集建立相关图所需的相应水位或流量资料。

(2) 地区经验公式法 当受到资料的限制, 无法建立相应水位或流量关系, 可以利用当地的洪水计算经验公式来解决地区移用问题。

洪水计算的地区经验公式的一般型式为:

$$Q_m = C_p F^n \quad (5-59)$$

应用经验公式作地区移用时, 要求设计断面与调查断面相距不远, 属于同一地理分区。它们的地理参数 C_p 、 n 可认为不变。

设调查断面的流域面积为 F' , 洪峰流量为 Q'_m , 设计断面处流域面积为 F , 则可按下式计算其洪峰流量 Q_m :

$$Q_m = Q'_m (F/F')^n \quad (5-60)$$

式中 n 值可由当地有关手册的图表上查得。

应用上述方法，可将调查断面的历史洪水资料移到设计断面上来。如果对于同一次历史洪水，分别在几个调查断面上有调查资料，经过移用则可以在设计断面得出几个数值来。应分析各次调查洪水的可靠程度，洪水流量计算精度，以及调查断面与设计断面之间河段情况，进行合理性检查后再选定设计值，而不宜简单地、机械地取几个数值的平均数作为设计断面洪水值。

二、不同频率的洪水折算问题

在中小型水库设计计算时，当地大都是缺乏实测洪水资料系列的，可根据几次调查洪水资料来估算设计洪水，即推求符合指定频率的设计洪水数值。

为了作这种折算，第一步是由本地区的洪水资料来确定综合频率曲线的统计参数 C_v 及 C_s/C_v ，第二步是作洪水综合频率曲线。

为确定地区综合频率曲线，可对各站采用洪峰模比系数 $K = Q_m/\bar{Q}'_m$ ，用“中值法”（见第四章点暴雨频率计算的地区综合法）求出该分区 K 值的综合频率曲线。对应频率 p_1 、 p_2 的洪水量模比系数为 K_{p_1} 、 K_{p_2} ，可得出洪水转换系数 $\Psi(p_1/p_2)$ ：

$$\Psi(p_1/p_2) = K_{p_1}/K_{p_2} \quad (5-61)$$

转换系数的值是随频率 p_1 、 p_2 而变的。若调查洪水相当的频率为 p_2 ，要求的设计频率为 p_1 ，则只要把调查洪水的洪峰流量 Q_{p_2} 乘上转换系数 Ψ ，即可得出：

$$Q_{p_1} = \Psi\left(\frac{p_1}{p_2}\right) Q_{p_2} \quad (5-62)$$

如果本站具有若干次历史洪水资料，则可求得若干个设计洪峰 Q_p 值，通过分析比较选定设计值。

确定分区综合频率曲线的统计参数 C_v 、 C_s/C_v 值，除中值法外，还有一些其他方法，例如查用当地水文手册有关图表。又如给水排水设计部门采用由暴雨的变差系数 C_{vx} 推求洪水的 C_{vq} ，考虑设计流域土壤分类，给出 C_{vq}/C_{vx} 值及 C_{vq} 大体变化幅度的数字表备查用，见表 5-16、5-17。

表 5-16 土 壤 分 类 表

类 别	土 壤 名 称	含 沙 率 (%)
I	无裂缝岩石、沥青面、冻土、重粘土、冰沼土、沼泽土、水稻土	0~3
II	粘土、盐土、碱土、龟裂土、山地草甸土	5~15
III	壤土(沙粘土)、红壤、黄壤、紫色土、灰化土、灰钙土、漠钙土	15~35
IV	黑钙土、黄上性土壤、栗钙土、灰色森林土、棕色森林土、生草沙壤土、冲积性壤土	35~65
V	沙壤土(粘砂土)、生草的沙	65~85
VI	沙	85~100

山西省忻县地区根据当地资料得出如下经验公式：

$$C_{vq} = (\alpha - 0.53 \log F) C_{vx} \quad (5-63)$$

式中 C_{vx} ——年最大 24 小时雨量的变差系数（应取流域面雨量计算）；

表 5-17

暴雨、洪水变差系数表

土壤类别	$\frac{C_{VQ}}{C_{VX}}$	C_{VX} 的平均值及其变幅	C_{VQ} 的平均值及其变幅
I	1.0		0.45(0.30~0.60)
II	1.25		0.56(0.33~0.75)
III	1.40	全国40余站 $C_{VX}=0.30\sim0.60$	0.63(0.42~0.84)
IV	1.60	京津沪三站历时10~1440分钟的 $C_{VX}=0.30\sim0.60$	0.72(0.48~0.96)
V	2.50	平均值 $C_{VX}=0.45$	1.12(0.75~1.50)
VI	3.50		1.57(1.05~2.10)

α ——地理参数,忻县地区的 α 值为4.22~3.70。

洪水频率曲线的 C_s/C_v ,是参照临近地区各河流来确定的。

参 考 文 献

- [1] 水利水电工程设计洪水计算规范(SDJ22-79),水利出版社,1981。
- [2] 朱元铎,雨洪频率对应关系的剖析,水文,1986年第4期。
- [3] 丛树铮、朱元铎,中美双边水文极值学术讨论会——美方论文综述,水文,1987年第1期。
- [4] 朱元铎、蔡文祥,小流域设计洪水计算系统剖析,暴雨洪水论文集,南京水文研究所,1981。
- [5] 陈志恺,论中小流域设计暴雨分析计算方法,水文计算经验汇编(第三集),中国工业出版社,1965。
- [6] 北京水利科学研究院水文研究所,设计点暴雨量的计算方法,水文计算经验汇编,水利出版社,1958。
- [7] 王家祁,中国短历时点暴雨量统计和时深关系分析,南京水文所水文水资源论文选,水利电力出版社,1987。
- [8] 顾文燕,短历时设计暴雨分析,南京水文所水文水资源论文选,水利电力出版社,1987。
- [9] Д.Л.Соколовский, Речной Сток, 1959。
- [10] 陈家琦等,小流域暴雨洪水计算问题,中国工业出版社,1966。
- [11] 陈家琦,张恭肃,小流域暴雨洪水计算,水利电力出版社,1985。
- [12] Yen, B.C., Storm Sewer System Design, 1978。
- [13] 水利电力部规划设计院,暴雨径流查算图表,1985。
- [14] Bras, R.L.et al, 洪水频率估计:几种具有物理基础的程序比较(朱元铎译),河海大学科技情报,1986,1(增刊)。
- [15] Dooge, J.C.L., 探索水文规律(刘新仁译),河海大学科技情报,1986,1(增刊)。

第六章 可能最大暴雨与可能最大洪水

第一节 前 言

世界上平均每10年发生一起大坝失事，还有更多的大坝濒于破坏^[1]。这些事故不少起因于无法预见的大洪水。高坝大库及河海附近核电站的防洪工程一旦失事，就会造成生命财产的巨大损失。对于这类失事后会造成严重灾害的工程，如何拟定设计洪水，是一个严峻而必须审慎研究的问题。

可能最大暴雨与可能最大洪水估算，就是针对这种需要高度安全而提出的洪水计算方法。

我国雨洪大，人口众，土坝多。垮坝后果特别严重。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》第十三条规定：“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”。又如河海附近的核电站，其防洪措施需要特别安全，自然也须以可能最大洪水作为防洪设计标准。

可能最大降水(Probable Maximum Precipitation, 简称PMP)含有降水上限的意义。水汽是降水的原料，还得有天气系统使水汽上升冷却才能凝结致雨。根据气象原理，一个地区空气中的水汽含量及上升运动的强度是有限的，同时维持水汽输送的天气系统的生命也是有限的，因而一定历时的降水量也应有其上限。

求得可能最大降水及其时空分布，然后合理地考虑流域的下垫面情况，进行产汇流分析计算，就能求得可能最大洪水(Probable Maximum Flood, 简称PMF)提供工程设计之用。这里可能最大洪水是指合理地考虑水文与气象条件的最严重遭遇而发生的洪水。合理一词，强调其恰当与可能，而不是一味求其量大。

不同的地质时期有不同的气候和地貌情况，可能最大降水与洪水均指现代气候条件而言。

最初提出的PMP定义是指流域降水的物理上限，但其涵义也在逐渐完善。暴雨的基本图形是等雨量线图，等雨量线不会与流域边界完全相合。为了符合自然情况，PMP只能是暴雨等雨量线所包围面积(雨面)内的雨量，一般称为雨面上的雨量而不是流域面积上的雨量。当然工程上所要求的是设计流域面积内的最大雨量及其时空分布，但这个问题需要另外处理而不宜包括在定义之内。PMP的现行定义^[2]是：“现代气候条件下，一定历时的理论最大降水量。这种降水量对于特定地理位置给定暴雨面积上，一年中的某一时期内在物理上是可能发生的”。

这个定义说明PMP是雨面的函数，而不是流域面积的函数。定义中的某一时期是指暴雨发生的时期，如台风期、梅雨期等。

对于PMP, 我国习惯称为可能最大暴雨。

我国已有160余座(包括台湾省的40余座)大中型水库和更多的中小型水库进行过PMP/PMF计算, 本章介绍国内外的主要方法。

本章第二节讨论大气中水分计算的方法及我国水汽的分布与极限情况。

我国是一多暴雨的国家, 特大暴雨是PMP/PMF研究的起点。暴雨的成因分析、类型及天气模型的研究是怎样强调也不为过的, 所以第三节专门讨论我国的暴雨。第四节阐述暴雨的三要素——时面深分析。第五节至第八节讨论PMP推求的实用方法及其发展趋势。地形对暴雨的影响是水文气象学中迄未很好解决的课题, 第九节专门讨论山区的PMP估算问题。第十节介绍PMP的时空分布及其在流域上的应用。为了大量小型水库的PMP估算, 第十一节介绍有关PMP等值线图。第十二节介绍有关可能最大洪水的计算。

第二节 可降水量

气象学中表示大气水汽含量的物理量很多, 如水汽压、湿度、比湿、露点等, 但在水文气象中用得较多的是可降水。所谓可降水量是指单位截面上整个气柱中的水汽总量(不包云内的液态水和固态水), 用 g/cm^2 表示。由于水的密度 $\rho_w = 1g/cm^3$, 所以可降水习惯上也用mm表示。就是说气柱内水汽如果全部凝结降落, 在地面所积集的水深。实际上可降水并不是完全可降的。暴雨之后, 大气中仍然存在着一部分水汽, 没有一种自然方法可把气柱中的水汽完全降落。如75.8河南林庄特大暴雨24小时雨量为1060mm, 而该日可降水量据计算不过80mm, 这显然是有另外的水汽向雨区输送。由此可见, 可降水一词并不确切, 所以也有人称之为气柱中水汽的水当量。

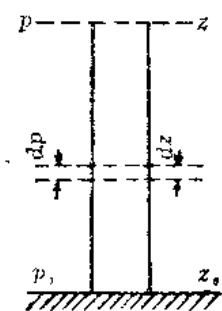


图 6-1 可降水量示意图

可降水量的计算方法: 如图6-1所示。高度为 dz , 单位底面积空气柱内的水汽量为:

$$dm = \rho_v dz$$

当此单元气柱中的水汽全部凝结为水时, 设其深度为 dW , 则

$$\rho_v dz = \rho_w dW$$

式中 ρ_v ——水汽的密度(g/cm^3);

ρ_w ——水的密度(g/cm^3),

由此

$$dW = \frac{\rho_v}{\rho_w} dz \quad (6-1)$$

将式(6-1)积分, 则单位面积上空气柱中的可降水量 W 为,

$$W = \int_0^z dW = \int_0^z \frac{\rho_v}{\rho_w} dz \quad (6-2)$$

又

$$dp = -\rho g dz \quad (6-3)$$

式中 ρ ——空气密度(g/cm^3)。

将式(6-3)代入式(6-2), 得

$$W = -\frac{1}{\rho_{kz}} \int_{p_0}^{p_1} \frac{\rho_{kz}}{\rho} dp$$

$$= -\frac{1}{\rho_{kz}} \int_{p_0}^{p_1} \frac{\rho_{kz}}{\rho} dp$$

又比湿 q 为 $q = \frac{\rho_{kz}}{\rho}$, 若取 $\rho_k = 1\text{g/cm}^3$, $g = 980\text{cm/s}^2$, 则

$$W = 0.01 \int_{p_0}^{p_1} q dz \quad (6-4)$$

式中 W —— 可降水 (mm);

p_0 —— 地面气压, 一般取为 1000hPa (百帕) ①;

q —— 比湿 (g/kg)。

水汽主要集中在对流层下半部, 顶层算至 300 或 200hPa 为止。

具体计算时, 可将大气分层, 如图 6-2 所示。两等压面与 $q(z)$ 曲线所包围的面积, 即该层的可降水量。当分层较多, 可将式 (6-4) 简化为:

$$W = 0.01 \sum \frac{q_n + q_{n+1}}{2} (p_{n+1} - p_n)$$

根据上式直接计算可降水需要高空资料, 但由于高空测站较少, 且观测年限不长, 所以常用地面露点来推算。地面露点观测方便, 测站多, 且资料较长。

利用地面露点推算可降水是假定从地面到高空的空气柱内整层饱和, 温度 (即露点) 随高度依假绝热直减率变化。在此假定下, 某地点的可降水是地面露点的单值函数。因

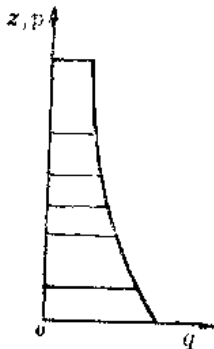


图 6-2 可降水量的计算

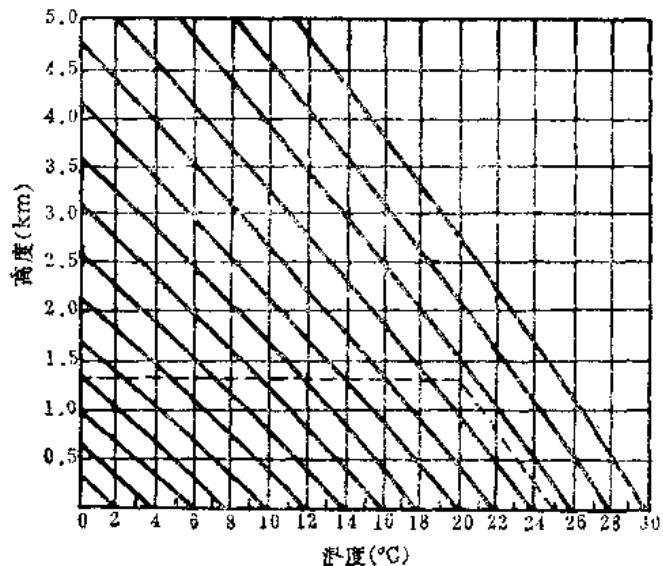


图 6-3 由测站高度化算至 1000hPa 露点的假绝热图

① 气压的国际单位为帕 (Pa), 1 毫巴 (mb) = 100 Pa = 1hPa。

此，可用地面露点推求可降水量，并制有专用表可查（见附录 II 附表 II-1）。上述假定在多数情况，特别是大暴雨时与实际是接近的。

利用地面露点计算可降水，一般都先把不同高程测站的露点换算至 1000hPa 等压面（近于海平面）来进行。此种换算可查图 6-3。例如某测站高度为 1300m，露点为 20℃，要求计算该站至 300hPa 的可降水量。可先在图 6-3 中由 1300m 高度线与对应 20° 露点线的交点出发，沿绝热线（斜线）下降，在横轴上读得温度为 25℃ 即 1300m 高度化算到 1000 hPa 等压面的露点（ $T_{d,1000} = 25^\circ\text{C}$ ）。然后由附录 II 附表 II-1 查得 1000hPa 至 300hPa 间气柱中的可降水量为 80mm，再由附录 II 附表 II-2 查得 1000hPa 至 1300m 气柱中的可降水量为 26 mm，两者相减即得该站的可降水量 $W = 80 - 26 = 54\text{mm}$ 。

第三节 我国的暴雨

水文分析计算中的暴雨分析应包括两大内容：一是暴雨的成因分析，研究暴雨的环流形势、影响系统、主要特征物理量及地形影响等，以便移置及放大；另一是暴雨的时面深分析。本节介绍我国的暴雨成因与分类^[25]。

一、暴雨成因

暴雨形成过程复杂，尤其是特大暴雨，其中包含一系列的宏观条件和微观物理过程。从宏观条件来说，大气中必须有充沛的水汽，强烈持续的上升运动，以及不稳定的大气层结。微观物理过程需要具备足够的凝结核，一定数量的、能启动降水的大云滴或冰晶，持续的云滴凝结和碰并增长条件等。此外，有利地形亦是影响暴雨的重要因素。

（一）充沛的水汽

水汽是降水的必要原料。特大暴雨尤其需要充沛的水汽，而且要源源不断地供给与集中。表 6-1 是北京、上海等站出现暴雨（日雨量 $\geq 50\text{mm}$ ）当天 07 时 700hPa 面上的比湿。

表 6-1 7 月份 07 时 700hPa 面上不同比湿条件下的暴雨出现次数
(1966~1989)

站名	比 湿 (g/kg)								
	4.0~4.9	5.0~5.9	6.0~6.9	7.0~7.9	8.0~8.9	9.0~9.9	10.0~10.9	11.0~11.9	≥ 12.0
暴 雨 次 数									
北 京			1		1	2	1	1	
上 海						1	2	2	
汉 口		1			1	3	3	2	2
广 州					1	3	1	2	1
昆 明							2	1	

由表 6-1 可以看出，各站暴雨绝大多数发生在比湿 $q \geq 8\text{g/kg}$ 的情况下，尤其是特大暴雨更是如此。然而只靠气柱内的水汽上升凝结，即使是全部凝结也不足以造成一场特大暴

雨,关键是要有源源不断的水汽入流与辐合。对于1975年8月河南林庄大暴雨,林庄附近当日气柱中的可降水量为80mm,而24小时雨量为1060mm,后者为前者的13.3倍。又如1981年7月四川大暴雨期间,水汽不断增加,暴雨也不断增强,但当暴雨最强时,成都龙泉驿站24小时雨量为314mm,而大气中的可降水量只有70mm,前者为后者的4.5倍。因此,要维持强烈降水,必须有非常潮湿暖空气自水汽源地向雨区输送,并在云内辐合上升,不断凝结下降。

一般说来,造成我国暴雨的水汽来源于西太平洋、南海和孟加拉湾。暴雨前或暴雨时,往往在900~600hPa之间出现一支风速大于12m/s的低空急流。我国低空急流可以分为两类:一类为西南风或偏南风低空急流;另一类为东南风或偏东风低空急流。这是一支极其强烈的水汽和能量输送带。它不但输送水汽,而且使低层不稳定能量大为增加,形成湿舌或湿中心,并使空气达到饱和,湿层增厚,不稳定度增大,造成强烈暴雨。

水汽输送的有利条件往往和大尺度环流、低空急流、低值涡旋系统相联系。例如,高空槽前、切变线低涡或锋面附近,以及副热带高压西北侧或西南侧,常出现暖湿平流和低空辐合。湿舌一般位于700hPa槽前或切变线附近,轴线与槽线或切变线大体上平行,并随天气系统的演变而移动或发展。

(二) 强烈而持久的上升运动

前已指出,水汽并不是降雨的唯一条件,要产生暴雨除了水汽源源不断供给外,还须有强烈而持久的上升运动。假定饱和湿空气持续上升,并且凝结的水滴全部下落成为降水,那么,在 Δt 时间内单位面积的降水量为:

$$R = -\frac{1}{g} \int_{t_0}^{t_0+\Delta t} \int_{p_0}^{p_1} \frac{dq_s}{dp} \omega dp dt \quad (6-5)$$

式中 q_s ——饱和比湿;

ω —— p 坐标中的上升速度;

$\frac{dq_s}{dp}$ ——凝结函数, $\frac{dq_s}{dp} = F$ 。

显然,降水强度取决于上升速度和凝结函数。持续性大暴雨不仅要有强烈的上升运动,而且要能持久。然而上升运动过大,势必将一部分云滴卷出云顶而蒸发掉,反而不会产生暴雨。观测表明,当上升气流速度大于25m/s时,降水效率只有百分之几或近于零。

暴雨期间, F 的量级为 10^1 , ω 的量级为 $10^0 \sim 10^1$ cm/s。大气中与降水强度有关的上升运动可以分为下列四类:

1) 大范围上升运动,包括锋面抬升和低层辐合上升运动。这类上升运动多出现在高空槽前、低涡、切变线或锋区附近。其分布范围广,但量级小,约为 10^0 cm/s,所造成的降水也比较小,约为 $10^0 \sim 10^1$ mm/24h。

2) 中尺度系统内的上升运动。中尺度低压、辐合线、切变线等系统内,上升速度较强,可达 10^1 cm/s,所造成的降水量可达 10^1 mm/h。

3) 小尺度系统活动所引起的上升运动。强积雨云或对流单体中的上升运动非常强烈,其量级可达 10^2 cm/s。在极端情况下,可达40m/s,所造成的降水量约为 10^2 mm/h。

表 6-2

不同尺度系统内的上升运动量级

系 统 尺 度 \ 特 征 值	水 平 尺 度 L (km)	时 间 尺 度 t (s)	地 面 辐 合 D_0 (s^{-1})	上 升 速 度 ω (cm/s)
天 气 尺 度	10^4	10^5	10^{-2}	$10^0 \sim 10^1$
中 尺 度	10^3	10^4	10^{-4}	$10^1 \sim 10^2$
小 尺 度	10^2	10^3	10^{-1}	$10^2 \sim 10^3$

表6-2为不同尺度系统中的上升运动量级，尽管天气尺度系统内的上升运动很小，但其范围广，持续时间长，为中小尺度上升运动的发生发展提供了环流背景和条件，仍是暴雨估算所须注意的。

4) 地形引起的上升运动。气流在山脉的迎风坡由于强迫抬升，常引起强烈而持久的上升运动。如果山脉坡度很陡，且与山脉成正交的风速分量很大，则强迫上升速度特强。

与大暴雨直接关联的强上升运动，主要由中小尺度系统引起。暴雨实例分析发现，在两个或两个以上大尺度上升运动区相遇地方，常触发强上升运动的中小尺度暴雨系统。例如1963年8月河北特大暴雨就是西南低涡与北方西风槽相遇触发所致。

(三) 位势不稳定能量的释放与再生

强对流的发生必须具备不稳定层结。当对流开始后，大气中的不稳定能量迅速释放。欲使暴雨持久，需要雨区有位势不稳定能量不断释放与再生。对于夏季大暴雨，低层暖湿气流流入十分重要，它可增加大气位势不稳定能量。如遇弱冷空气或有利地形抬升，就可使这种不稳定能量迅速释放，引起强对流，并伴随大量潜热释放，反馈大气，从而增强上升速度。重建位势不稳定层结的有利条件是高空出现冷平流，低层出现暖平流。特别是低空急流的加强与发展，往往是位势不稳定层结重建的征兆。

直到现在，人们对暴雨形成机制并不完全清楚，尤其对特大暴雨更是如此，一般的暴雨成因分析方法是先分析大尺度环流背景与暴雨天气系统类型、物理特征演变及其与暴雨的关系，然后再分析中小尺度系统与地形的影响。有关暴雨的天气分析是气象学中的专门问题^[23]。

二、我国暴雨的分类

一系列的分析结果指出，造成我国大暴雨的主要天气尺度系统有下列几种^[25]：

(一) 台风暴雨

台风是来自热带洋面上的一种湿热天气尺度系统，它除了系统本身降水而外，尚有与其他系统相互作用而产生的降水。当行星尺度环流呈经向型时，中纬度低槽发展，常引起西太平洋台风深入内陆。如遇深厚阻塞系统，台风减速停滞。台风系统内低空辐合，高层辐散，有利于中小尺度的生成与活动。低空急流的发展则有利于水汽输送与辐合集中，如再遇有利地形，则降水显著增加，造成特大暴雨。

1975年8月4~8日河南林庄暴雨可作为内陆台风暴雨的例子：24小时最大点雨量为1060mm，3日最大点雨量为1605mm。雨区约呈西北-东南向，有三个暴雨中心：一为

林庄，6小时雨量达830.1mm；二为老河口水库；三为春水站与桃花店一带。

8月4日08时850hPa面上，西北太平洋副热带高压一直伸展到华北，这是一个强大的阻塞系统。随着7503台风登陆，在热带辐合带上有两个接踵而来的热带涡旋中心，使得副高与热带辐合带之间气压梯度增大，急流增强，造成一条自海上指向大陆的强水汽通道，向暴雨区源源不断输送水汽和不稳定能量。这是此次台风暴雨增强和持续的重要因素之一。

图6-4为台风暴雨落区的天气学模式。大暴雨中心多发生于台风中心偏北象限半径300km范围之内。当有低空偏东急流(S_1)或偏南急流(S_2)出现时，大暴雨落区多位于急流左侧，500hPa面上假相当位温 θ_{se} 的高值区内。

(二) 梅雨锋暴雨

梅雨锋暴雨是指初夏我国江淮流域至日本一带，由于锋面活动和气旋波活动所引起的暴雨。其特点是500hPa图上基本为纬向环流，700hPa或850hPa面上为低涡切变线，相应地在江淮流域地面图上为东西向的准静止锋。低空西南暖湿急流强盛，向锋区输送热量和水汽，特别是有一个明显的湿舌沿切变线南侧伸展。大雨或暴雨带呈东西向。暴雨中心在地面静止锋北侧，切变线南侧和低空急流轴的左前方。此类暴雨在我国江淮流域几乎每年夏季都要发生一场或数场，其降水强度虽不如台风，但降水连绵持久，总量大。

图6-5为梅雨锋暴雨发生的天气模式。可以看出，850hPa上低涡切变线南侧是一个强大的湿舌(大于14g/kg)。此湿舌的形成与强盛的西南低空急流有关。暴雨带即位于低空急流左前方和低涡前部及切变线南侧。

图6-5为梅雨锋暴雨发生的天气模式。可以看出，850hPa上低涡切变线南侧是一个强大的湿舌(大于14g/kg)。此湿舌的形成与强盛的西南低空急流有关。暴雨带即位于低空急流左前方和低涡前部及切变线南侧。

(三) 低涡暴雨

不少特大暴雨是和西南低涡的发展、停滞、连续出现相联系的。著名35.7五峰暴雨主要由两次移行缓慢的西南涡引起。63.8海河暴雨也是两次移行缓慢的西南涡相继进入河南境内，由于高空环流发生阻塞作用，低涡减速停滞，在其北部产生大暴雨，降水持续10天之久。“81.7”和“81.8”四川大暴雨的主要成因，也是西南涡加深与低空急流发展所致。“81.7”四川低涡暴雨的雨轴大致呈南北向，暴雨范围广，过程总雨量超过200mm的面积达63740km²，强度也大。广元上寺站24小时雨量为397mm，3日(11~14日)最大雨量为486mm，造成沱江、涪江、嘉陵江下游近百年不遇的特大洪水。

随着西风槽东移以及下游阻塞系统持续，低涡自西南向东北移行，发展强烈，移速减慢，大暴雨正好发生在沿低涡路径附近。

我国低涡种类甚多。从尺度较大的东北低涡到尺度较小的西南低涡，以及梅雨锋或切变线上发展的小低涡，都与暴雨的发生有很大的关系。近年研究认为低涡及与之相联系的

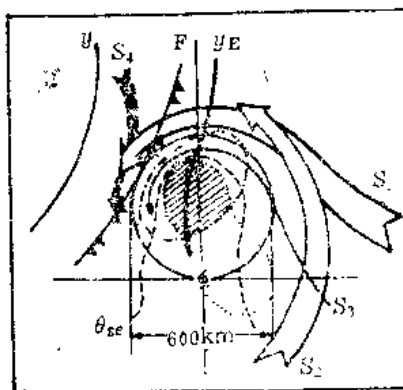


图 6-4 台风暴雨落区天气学模式
 S_1 —低空东风急流; S_2 —低空南风急流; S_3 —台风周围强风速; S_4 —850hPa面上干冷气流;
 F—地面冷锋;Y—500hPa槽线;.....— θ_{se} 负中心;———地面观测点高值区;斜影区为大暴雨区;断线为 θ_{se} 高值区

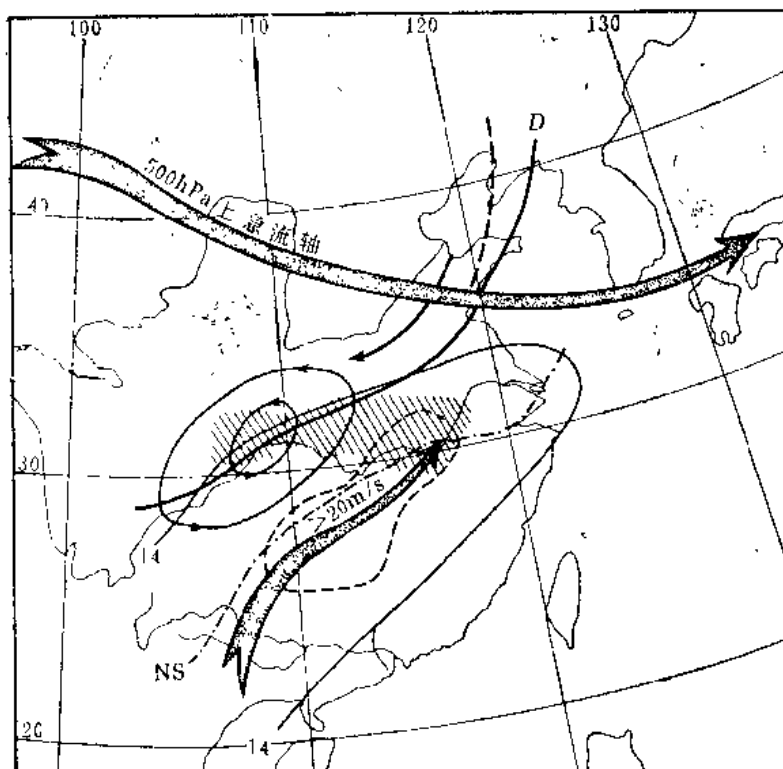


图 6-5 梅雨锋暴雨天气学模式

实线为等雨量线；虚线为1.5km高度上的等风速线；箭头为1.5km高度上的急流轴

暴雨往往发生在两种不同属性气流相交之处，即发生在各种物理属性（包括热力及动力因素）梯度很大的地区。

（四）低槽冷锋暴雨

当西风槽东移发展时，槽后冷空气迅猛南下，如与南方较为活跃的暖湿空气交汇，容易产生强对流天气和暴雨。此种低槽冷锋暴雨常现于初夏。此时，副热带高压尚处于较低纬度，冷锋移速较快，冷锋前沿的上升运动强，对流活跃，降水强度大，但持续时间不长，往往一扫而过，所以局地降水总量不大。

（五）锋前暖区暴雨

华南前汛期暴雨研究指出，较大范围的一般性暴雨或大暴雨，绝大多数都由西风带低值系统及其与副高之间的低空西南急流的作用造成。1977年5月27日~6月1日一次锋前暖区暴雨过程为一典型实例。从桂北经粤中到闽西的雨带内，有5~6个150~200mm的暴雨中心。这是与冷空气-静止锋-切变线-低空急流密切相关的大范围暴雨带。与此同时，在粤东沿海出现小范围特大暴雨，其中海丰、陆丰地区最大，过程降水总量达1461mm，最强降水出现在陆丰县白石门水库，18小时（30日18时~31日14时）总雨量达646mm。

影响这次暴雨的天气系统有高空槽和地面冷锋、西南低压与地面倒槽、低空西南急流。低空西南急流与东南气流的汇合作用尤为重要。在出海高压后部为东南气流，西南倒槽南

部为西南气流，两者在粤东汇合造成低层强烈辐合，再加上海丰、陆丰正好位于向南开口的喇叭形地带，因而形成小范围的强烈暴雨。

(六) 热带云团暴雨

在卫星云图上发现热带常存在大范围云区，其水平尺度约为100~1000km，称为中尺度或天气尺度热带云团。每年热带海洋上可产生600~700个云团，其中仅10%左右可发展成为台风，其余的云团有的在地面图上表现在弱气旋性环流中心，有的则无明显反映。云团所经之处常出现较大降水或暴雨。热带云团的合并是产生大暴雨的重要征兆。1969年7月30日中南半岛有一个热云团，为6903台风环流吸收北上，与台风云团合并，势力猛增，结果在远离南海的云南全省发生100mm以上的大暴雨，造成严重灾害。“75.8”林庄大暴雨时也有两个云团合并现象。

除了上述六种暴雨天气系统之外，尚有气旋（包括江淮气旋和黄河气旋）、暖锋、切变线、东风波，均能引起暴雨或大暴雨。

三、我国暴雨及其时空分布特点

我国位于副热带和北温带大陆季风气候区。夏季温高湿重，盛行东南和西南风，河流洪水绝大多数来自强烈暴雨。例如1963年8月海河流域低涡暴雨，1975年8月河南林庄台风暴雨，1977年8月内蒙暴雨，其强度之大，均系历史上所罕见。我国的纬度与美国相当，但与美国比较^[5]，1~24小时1000km²以上的雨量记录基本上美国大于中国，长历时（3~7天）暴雨中国大于美国，小面积内各种历时的暴雨也是中国较大。

由特大暴雨或持续性大暴雨产生的洪水极值亦接近世界记录^[6]。

暴雨受气象条件（环流、天气系统等）及地理条件（地势、地形）的影响，十分显著。不同的气象和地理条件，有不同的暴雨类型、强度、持续时间以及发生季节。

我国短历时（1小时以下）暴雨的地理分布特点为东南方大，西北方小。深入内陆后雨量极值逐渐减小。此种趋势大致与我国大陆上空水汽含量情况一致。由于短历时的暴雨极值相当于当地水汽一次全部释放出来的凝结量，它与水汽含量的关系密切，而地形对它的影响似不显著。因而所谓地形与暴雨的关系实际上是指地形与长历时暴雨的关系。日本二宫洗三（1977）分析了日本资料，也指出短历时雨量极值在空间分布上是均匀的或者说是随机分布的，与地形的关系不明显。

从我国实测及调查最大24小时点暴雨分布概要图（图6-6）上可以看出，有3个暴雨多发区：1）东南沿海直至十万大山南侧，包括台湾和海南岛。由于台风频袭及热带云团的影响，经常出现大暴雨。例如，1963年海南省乐东县尖峰岭台风暴雨24小时点雨量达777mm。台湾省新寮1967年10月16~19日台风暴雨点雨量达1672mm，3天雨量达2749mm^[4]。

2）自辽东半岛，沿燕山、太行山、伏牛山、巫山一线以东的海河、黄河、淮河诸流域及长江中、下游，也是我国大暴雨出现最多的地区，24小时点雨量可达400mm以上。燕山、太行山东南麓、伏牛山东南坡，由于地形影响，24小时点雨量常达400mm以上。3）内蒙与陕西交界处及其附近半干旱区亦曾出现大暴雨和特大暴雨。例如，1977年8月1~2日乌审旗地区木多才当10小时雨量竟高达1400mm（调查值）^[7]。

在105°E以西大部分（除川西外）为暴雨低值区，一般小于200mm/24h。新疆、甘肃、

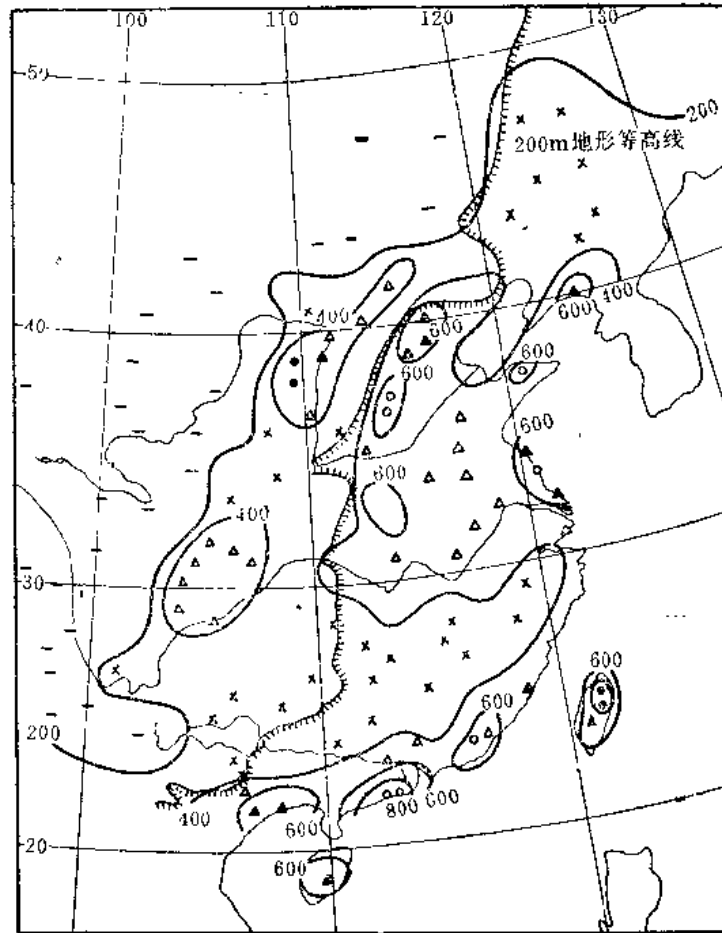


图 6-6 我国实测及调查最大24小时点暴雨分布图
 - <200mm; × 200~399mm; ▲ 600~799mm; ○ 800~999mm; ● ≥1000mm; 粗实
 线为等雨量线; 粗虚线为7月份850hPa上西风槽的平均位置

表 6-3 我国五大暴雨一览表

暴雨名称	35.7	63.8	63.9	67.10	75.8	
暴雨中心	湖北五峰	河北独松	台湾白石	台湾新寮	河南林县	
发生日期	1937.7.3~7	63.8.3~8	63.9.10~12	67.10.17~19	75.8.4~8	
暴雨中心最大雨量 (mm)	24小时	423	950	1248	1672	1060
	3日	1282(5日)	1458	1684	2749	1605
山脉位置	鄂西山地东麓	太行山东麓	台北山地北坡	台东北山地东坡	伏牛山余脉东麓	
暴雨中心高程 (m)	700	400	1600	500	100	
山脉 平均高程	2000	1300	3000	1500	400	
地形影响	抬升	抬升喇叭口效应	抬升喇叭口效应	抬升喇叭口效应	抬升喇叭口效应	
影响天气系统	西南涡	西南涡低槽	6312台风	6718台风	7503台风	

表 6-5

125mm等雨量线包围的面积
($A=25\text{km}^2$, 面平均雨量=144.5mm)

站	面	权	系	数	6h	12h	18h	24h
1	0.4				30	125	128	160
				$0.4 \times$ 累积雨量	12.0	50	51.2	64
2	0.3				27	120	124	153
				$0.3 \times$ 累积雨量	8.1	36	37.2	45.9
3	0.1				21	106	108	130
				$0.1 \times$ 累积雨量	2.1	10.6	10.8	13.0
4	0.2				19	87	90	114
				$0.2 \times$ 累积雨量	3.8	17.4	18	22.8
加权雨量之和					26	114	117.2	145.7
改正					25.8	113.1	116.2	144.5
增值					25.8	87.3	3.1	28.3
各种历时最大可能雨量					87.3	113.1	118.7	144.5

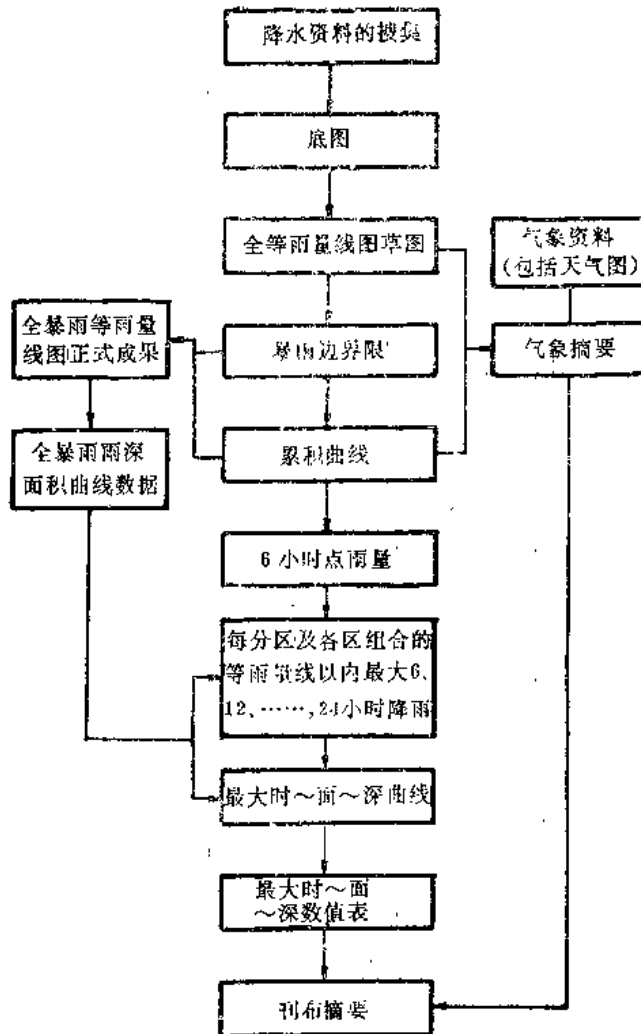


图 6-9 时-面-深计算程序框图

表 6-5

125mm等雨量线包围的面积
($A=25\text{km}^2$, 面平均雨量=144.5mm)

站	面	权	系	数	6h	12h	18h	24h
1	0.4				30	125	128	160
				0.4×累积雨量	12.0	50	51.2	64
2	0.3				27	120	124	153
				0.3×累积雨量	8.1	36	37.2	45.9
3	0.1				21	106	108	130
				0.1×累积雨量	2.1	10.6	10.8	13.0
4	0.2				19	87	90	114
				0.2×累积雨量	3.8	17.4	18	22.8
加权雨量之和					26	114	117.2	145.7
改正					25.8	113.1	116.2	144.5
增值					25.8	87.3	3.1	28.3
各种历时最大可能雨量					87.3	113.1	118.7	144.5

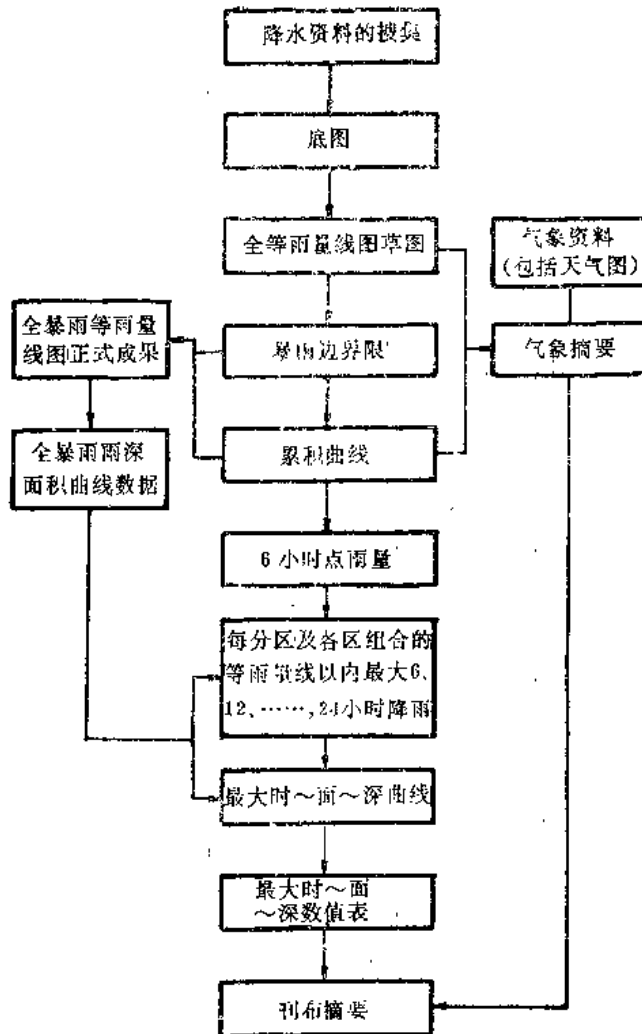


图 6-9 时-面-深计算程序框图

表 6-5

125mm等雨量线包围的面积
($A=25\text{km}^2$, 面平均雨量=144.5mm)

站	面	权	系	数	6h	12h	18h	24h
1	0.4				30	125	128	160
				$0.4 \times$ 累积雨量	12.0	50	51.2	64
2	0.3				27	120	124	153
				$0.3 \times$ 累积雨量	8.1	36	37.2	45.9
3	0.1				21	106	108	130
				$0.1 \times$ 累积雨量	2.1	10.6	10.8	13.0
4	0.2				19	87	90	114
				$0.2 \times$ 累积雨量	3.8	17.4	18	22.8
加权雨量之和					26	114	117.2	145.7
改正					25.8	113.1	116.2	144.5
增值					25.8	87.3	3.1	28.3
各种历时最大可能雨量					87.3	113.1	118.7	144.5

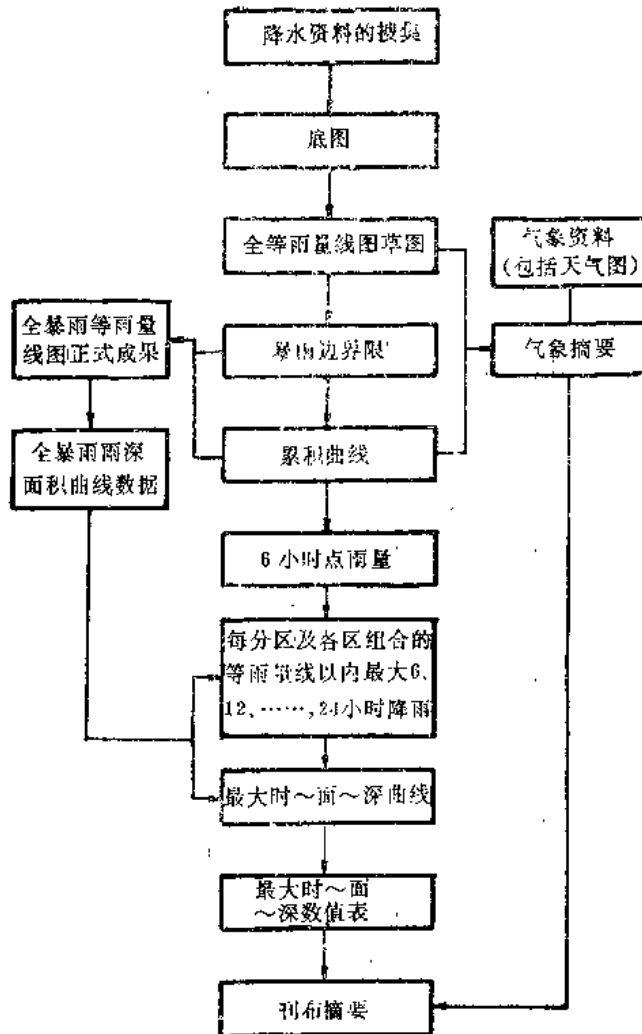


图 6-9 时-面-深计算程序框图

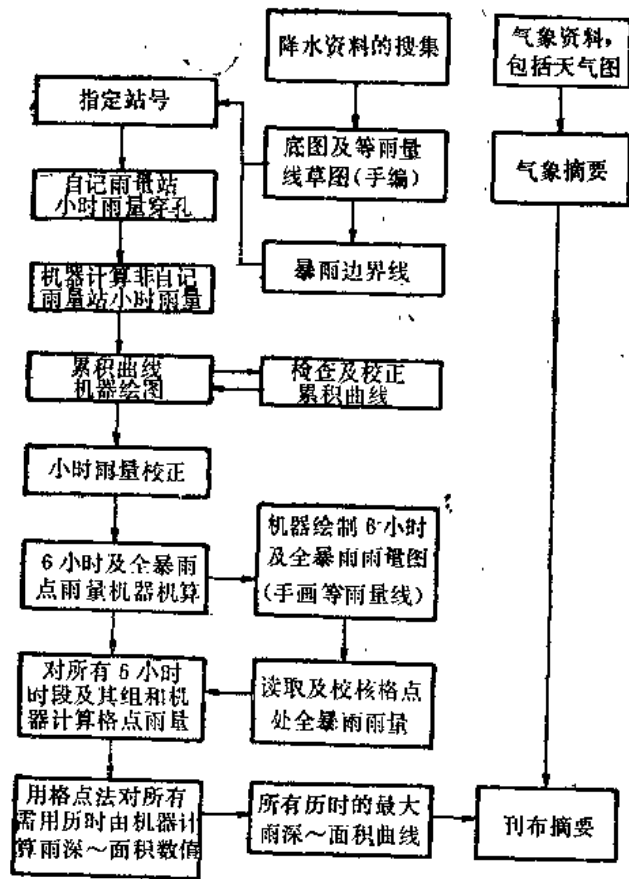


图 6-10 计算机程序框图

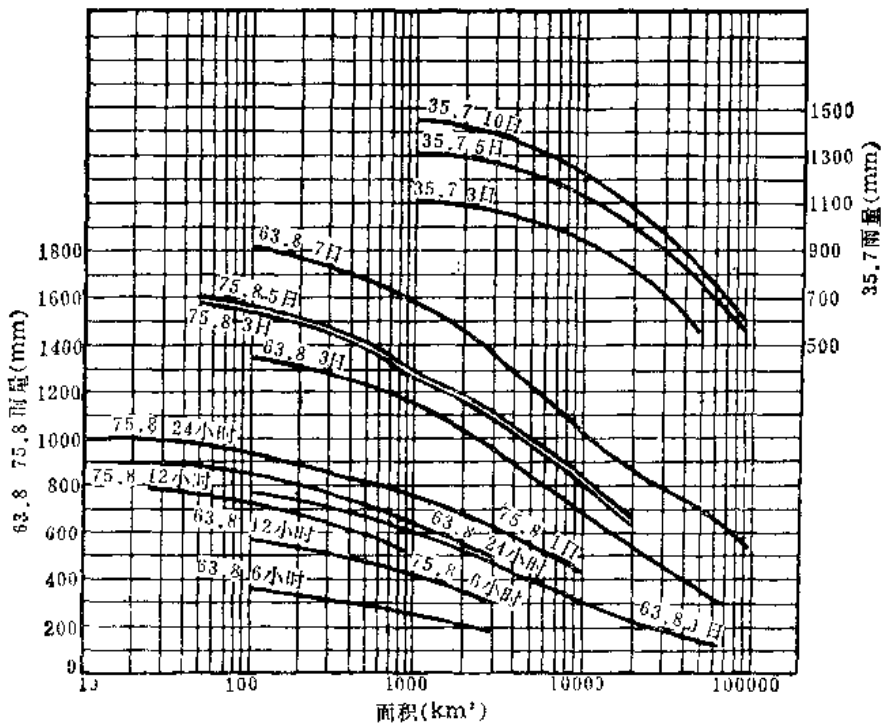


图 6-11 我国35.7、63.8、75.8大暴雨时-面-深曲线图

表 6-6

最大时-面-深资料 (mm)

面 积 (km ²)	历 时 (h)					
	3	6	9	12	18	24
10	95	110	116	130	150	180
25	92	100	108	124	130	150
50	86	94	100	115	etc	etc
100	78	88	etc			
150	68	etc				
etc						

第五节 暴雨的极大化

在第三节中已经讨论过暴雨形成的条件。辐合、垂直运动及凝结之间的关系，在气象学上是人所共知的。如果大气中不同高度上的辐合或垂直运动为已知或以某种精度假定已知，那么另一项可以由连续性原理求得出来。

观测证明在深厚雨云中，计算降水量的理论假绝热直减率与实际情况十分接近。比湿愈高，降水量愈大。这些因素是辐合模型建立的基础，并且有几个这样的模型早已建立起来了。

一般认为，PMP模型须能满足下列几个条件：

- 1) 模型应有充分的物理基础；
- 2) 模型中的参数在特大暴雨中有实测数据或间接推得的数据；
- 3) 有足够长的资料能决定参数（特征物理量）的上限值；
- 4) 有足够的信息或知识足以确定各种参数的最优组合。

用辐合模型估算PMP有一个问题：各季适当精度的最大水汽含量——可降水量，在世界各地可以从气候资料中取得。但是，既无理论也无经验可以得到足够精度的辐合或上升运动的数值及其上限，直接观测在目前仍是不可能的。虽然有些模型如台风模型、梅雨模型、地形雨模型用于计算PMP，但仍处于探索阶段，目前尚难实际应用。因而解决这一难题时不得不以实测特大暴雨作为大气中最大辐合及垂直运动的指标，即用实测特大暴雨作为研究地区PMP的极大机制，而不去计算辐合及垂直运动。因此，多年来求PMP的传统方法是放大实测暴雨。这种方法包括三个步骤：一是将实测特大暴雨的水汽加以极大化（水汽放大）；二是将极大化后的暴雨移置到设计地区；三是将这些极大化暴雨的时-面-深关系加以外包，作为PMP的估值。这种方法现在仍是PMP估算中最主要的方法^{[11]、[12]}。

用实测特大暴雨作为模型可以将暴雨的因子归为两大类，即水汽含量——可降水量 W 和除了水汽以外的其他因子组合——辐合及垂直运动（有时称为效率 η ）。由于效率不易直接计算，通常以雨湿比 (P/W) 作为反映效率的指标。雨湿比不仅与台风、低涡、冷锋等天气系统有关，而且受距海远近、地形等因素的影响。我国有三个高值区：东南沿海区 $P/W > 10$ ；华北太行山前和黄土高原区 $P/W > 10$ ；四川盆地区 $P/W > 8$ 。武夷山、秦岭北侧为相对低值区 $P/W < 4$ ；西部的新疆、甘肃以及青藏高原 $P/W < 2.5 \sim 3$ 。与前述我国暴

雨全过程进行同倍比缩放是允许的。这种同倍比缩放对于水文计算是很方便的。

除了水汽放大方法外，还有水汽入流指标法，水汽辐合上升指标法，综合指标法等。大都应用于无高效暴雨的区域，读者可参阅参考文献^[3]。

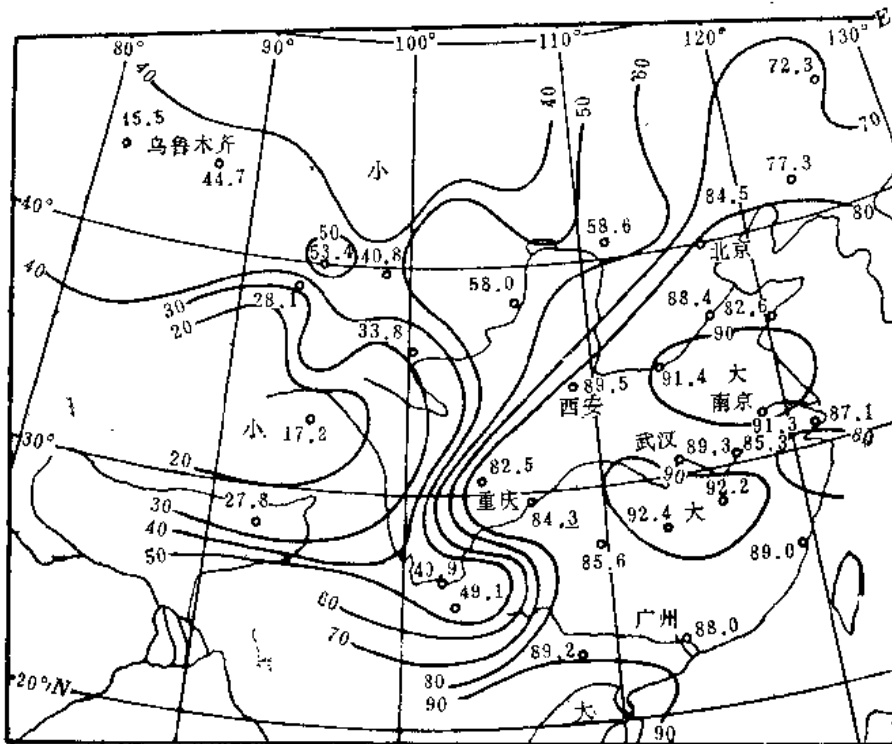


图 6-13 我国可降水量近似物理上限值分布图 (单位: mm)

表 6-8 某站实测不同持续时间的水汽放大比

持续时间 (h)	观测露点 (°C)	最大露点 (°C)	可降水 W (mm)	可降水 W_m (mm)	放大比
6	23.8	24.8	72	79	1.10
2	23.6	24.8	71	79	1.11
8	23.4	24.6	70	77	1.12
4	23.3	24.5	69	77	1.12
0	23.2	24.4	68	77	1.13
6	23.1	24.3	67	76	1.13
2	23.1	24.3	67	76	1.13
8	23.1	24.3	67	76	1.13
∴	∴	∴	∴	∴	∴
∴	∴	∴	∴	∴	∴
72	22.7	23.9	66	73	1.11

雨全过程进行同倍比缩放是允许的。这种同倍比缩放对于水文计算是很方便的。

除了水汽放大方法外，还有水汽入流指标法，水汽辐合上升指标法，综合指标法等。大都应用于无高效暴雨的区域，读者可参阅参考文献^[3]。

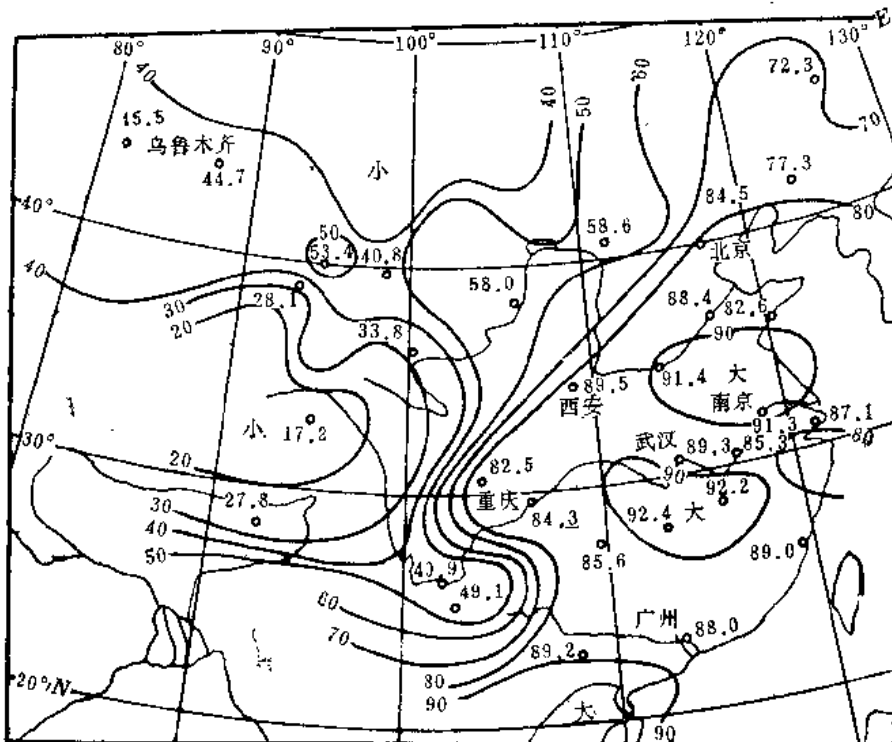


图 6-13 我国可降水量近似物理上限值分布图 (单位: mm)

表 6-8 某站实测不同持续时间的水汽放大比

持续时间 (h)	观测露点 (°C)	最大露点 (°C)	可降水 W (mm)	可降水 W_m (mm)	放大比
6	23.8	24.8	72	79	1.10
2	23.6	24.8	71	79	1.11
8	23.4	24.6	70	77	1.12
4	23.3	24.5	69	77	1.12
0	23.2	24.4	68	77	1.13
6	23.1	24.3	67	76	1.13
2	23.1	24.3	67	76	1.13
8	23.1	24.3	67	76	1.13
∴	∴	∴	∴	∴	∴
∴	∴	∴	∴	∴	∴
72	22.7	23.9	66	73	1.11

雨全过程进行同倍比缩放是允许的。这种同倍比缩放对于水文计算是很方便的。

除了水汽放大方法外，还有水汽入流指标法，水汽辐合上升指标法，综合指标法等。大都应用于无高效暴雨的区域，读者可参阅参考文献^[3]。

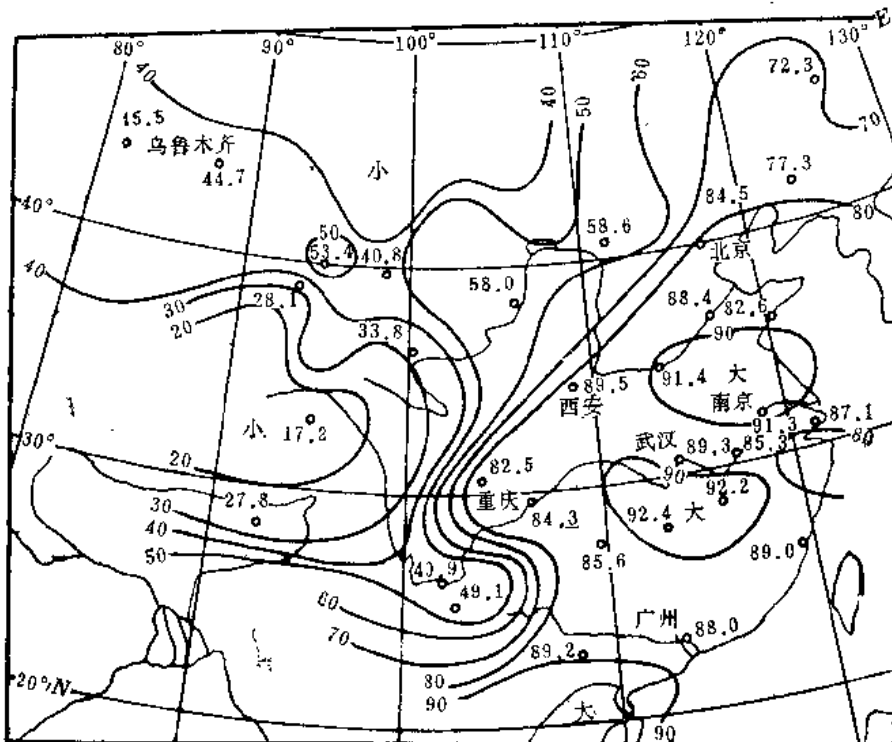


图 6-13 我国可降水量近似物理上限值分布图 (单位: mm)

表 6-8 某站实测不同持续时间的水汽放大比

持续时间 (h)	观测露点 (°C)	最大露点 (°C)	可降水 W (mm)	可降水 W_m (mm)	放大比
6	23.8	24.8	72	79	1.10
2	23.6	24.8	71	79	1.11
8	23.4	24.6	70	77	1.12
4	23.3	24.5	69	77	1.12
0	23.2	24.4	68	77	1.13
6	23.1	24.3	67	76	1.13
2	23.1	24.3	67	76	1.13
8	23.1	24.3	67	76	1.13
∴	∴	∴	∴	∴	∴
∴	∴	∴	∴	∴	∴
72	22.7	23.9	66	73	1.11

第六节 暴雨移置

传统方法的第二步就是移置邻近的特大暴雨。因为设计流域往往缺乏特大暴雨资料，移置成为不可避免的手段。

一、移置的条件

从天气图来看，提供中小尺度系统发生发展的环流背景的大尺度天气系统摆动范围很大。近年特大暴雨的天气分析说明，暴雨往往是几种不同尺度、不同来源运动系统互相组合的结果，而可能发生这种组合的地区范围也是很大的。由此可以推断：相应于这些系统的暴雨在一定地区和条件下应该可以移置，并作为水文设计上的一种考虑。这是一种很自然的观念，也是PMP估算的一种行之有效的办法。

由天气系统可以判断某一场暴雨是否可以移置，但这只是移置的必要条件。还必须研究地形条件是否可以移置，因为暴雨是受这两大条件所限制的。特别是地形对降水的影响，虽已研究多年，还未达到实用精度的计算方法，因此只能在地形相差不远的情况下，例如同为非山区或者地理地形条件相近的山区，才得移置暴雨。

凡天气条件能够产生具有相同降水特征（往往称为降雨机制）的暴雨，同时地形特征（相似的坡度与地表情况）也相类似的区域称为一致区。在分析某一特定地区的暴雨时，往往感到暴雨样本不足，可将一致区内的暴雨移置到研究地区来，这样就可以使研究地区得到很有意义的资料。邹进上等根据近30年来水文站和气象站的实测与调查24小时最大暴雨极值和均值，综合考虑暴雨强度及其分布特点、发生季节、暴雨天气系统、地理因素（包括地形、海拔高度和海陆性质），对我国暴雨进行了初步分区研究，得出10个暴雨气候一致区（图6-14）和各区暴雨的成因及其特征，可供PMP计算中判定移置范围的初步参考^[19]。

当水汽自源地向暴雨区输送时，如有山脉横阻，就成为水汽障碍。障碍会使输入的可降水量减少。经验证明，障碍每增加30米约使降水量减少1%，这称为削减。水汽障碍可以根据与入流风向正交的山脉面求得。但当水汽遇到孤立的高峰，气流往往绕峰腰而过，求山脉平均高度时，不计这种特高的孤峰高程。水汽障碍，特别是高大山脉可以使迎风坡面的可降水部分或大部分释放，而在背风坡而只有少量可降水转化为降水量，甚至没有降水，这就是雨影效应。有一些被山脉环绕的内陆地区，往往降水甚少，甚至出现沙漠就是明证。另外，暴雨系统越过高山大岭时，其结构发生动力性质的变化。例如太行山为海河与汾河流域的分水岭，山脊高程一般为1000~1700m，高峰在2000m以上，整个山脊呈南北及西南-东北向，山脊以西为背风区。河北省海河指挥部勘测设计院，根据近500年来的历史资料的考证分析^①，大清河以南太行山背风区的暴雨较山前迎风坡同次暴雨要削减很多。基于许多事实，高山大岭往往是可移置区的边界线，暴雨只能在界线以内移置而不得越过它。具体说来，应当避免越过高出降雨落区1000m以上的山脉作暴雨移置，也要避免

① 河北省海河指挥部勘测设计院，河北省大型水库PMP工作阶段总结，1976。

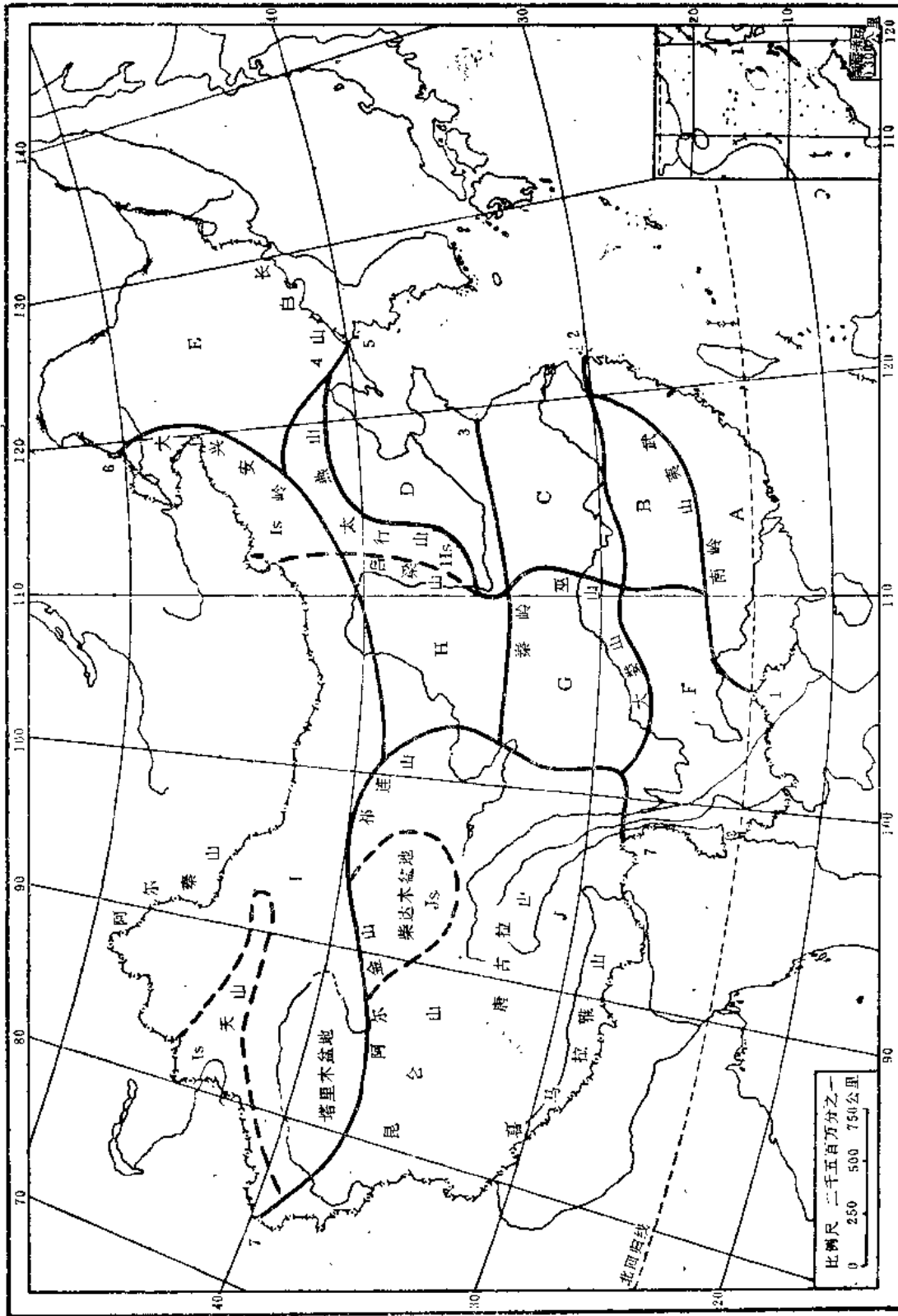


图 6-14 中国暴雨一致区分区图

降雨落区与设计流域高差大于1000m作移置。在美国则限制这两个数字为700m。

二、移置的具体步骤

第一步是查明拟移置暴雨发生的时间、地点及其天气成因、一张等雨量线图（或者时-面-深曲线）和普通的天气图就可以了。

第二步是由天气条件初步拟定一致区。

根据上述特大暴雨的分析研究，提出哪些特征因子造成这次特大暴雨和这些因子能发生及同时遭遇的地区范围。

台风路径一般有专门资料可查。对于气旋等天气系统的移行路径，各省气象部门也多有研究。

第三步是考虑地形、地理条件的限制，确定移置界线。

短历时（1小时以内）暴雨量只相当于当地水汽全部凝结的水量，其分布比较不受地域性限制，因而地形对暴雨的影响是指地形对长历时暴雨的影响。前面说过高山大岭往往是一致区的边界，但沿山脊方向的移置是可以的。

某种气团所在位置和属性也决定一致区的范围，有些暴雨不能移置于形成暴雨气团活动范围以外的地区。

海滨暴雨可在沿海移置，但向内地移置的范围不能过大。内地暴雨移置必须限于主要山脉不致屏蔽海洋入流水汽的区域以内，除非这种屏蔽在原暴雨区与拟移用地区是多见的，并且暴雨不因之而显著减小。

估算特定流域的PMP时，只须决定某场暴雨是否能够移置于这个流域之内，无须勾绘一致区界线，但绘制PMP等值线图时，就需要这种界线了。

第四步是进行改正与调整：

1) 移置的水汽调整

在一致区内移置暴雨时假定暴雨的机制不变，只作水汽调整。简言之，水汽调整就是将实测暴雨量乘以移置地点（设计地点）最大露点所相应的可降水 W_2 与原暴雨代表性露点所相应可降水量 W_1 的比值，即

$$P_2 = P_1 \left(\frac{W_2}{W_1} \right) \quad (6-7)$$

式中 P_1 —— 特定历时及面积内的实测暴雨量；

P_2 —— 移置后的暴雨量。

式（6-7）适用于移置调整及水汽放大。

这个比值可以大于、等于或小于1。

前已阐明，雨区与水汽来源间的露点比雨区内的露点更能代表进入暴雨系统的可降水。这种代表性露点可能远离暴雨中心数百公里。放大水汽时所用的最大露点应取同一位置的露点。移置时也应如图6-15所示，在移置地区取用相当于同样距离及方位角的地点作为参考地点，然后用参考地点的最大露点作放大或调整计算，此参考地点即式（6-7）中求 W_2 所用的露点地点。

2) 高程调整

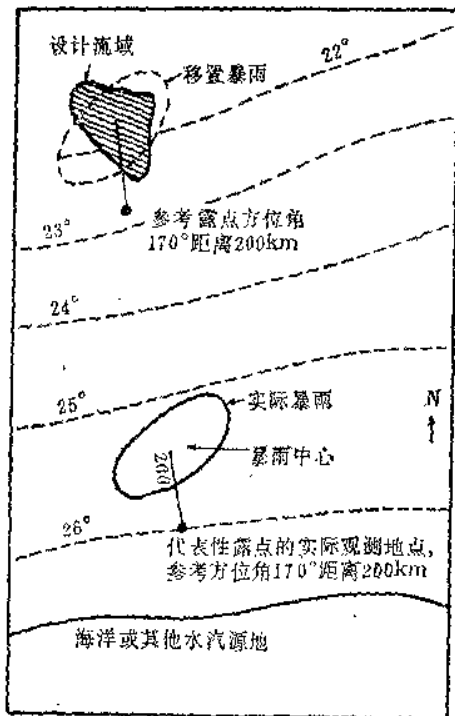


图 6-15 暴雨移置示例图
(长虚线为最大露点等值线)

程为300m, 水汽入流方面或南面流域边缘的平均高程为700m, 中间无地形障碍。代表12小时持续露点为23°C, 这是在高程为200m、距暴雨中心200km、方位角为170°的地点观测得到的。化算到1000hPa水平面上, 变成24°C。

调整系数计算如下,

$$r = \left(\frac{W_{26}}{W_{24}} \right)_{300} \cdot \left(\frac{W_{23}}{W_{26}} \right)_{300} \cdot \left(\frac{W_{23}/700}{W_{23}/300} \right)$$

$$= \frac{(W_{23})_{700}}{(W_{24})_{300}} \quad (6-8)$$

上式中括号内的下标数字为计算可降水 W 的1000hPa露点, 括号外的下标数字为计算可降水 W 相应气柱底的地面高程; $\left(\frac{W_{26}}{W_{24}} \right)_{300}$ 为暴雨地点的水汽放大; $\left(\frac{W_{23}}{W_{26}} \right)_{300}$ 为暴雨发生地点与移置地点最大露点差别的调整; $\frac{(W_{23})_{700}}{(W_{23})_{300}}$ 为高程调整; 乘积最后变成一个单项 $\frac{(W_{23})_{700}}{(W_{24})_{300}}$ 。查阅附录II附表II-1、II-2, 对于顶层为300hPa的气柱, $(W_{23})_{700} = 67 - 13 = 54\text{mm}$, $(W_{24})_{300} = 74 - 6 = 68\text{mm}$, 因此 $r = \frac{54}{68} = 0.79$ 。

如有一条巨大的水汽入流障碍, 设其高程为1000m, 横亘于暴雨落区与移置流域之间, 应以 $(W_{23})_{1000}$ 代替 $(W_{23})_{700}$, 系数变为 $(67 - 18) / (74 - 6)$, 或0.72。

所谓高程调整指降雨落区与移置地区高程不同而作的调整。

地面高程增加就会减少一段含有水汽的气柱。但许多暴雨系统得到的水汽大都来自强烈的1~1.5km低层入流。这种入流不一定显著地受到地面高程不同的影响。低山或缓坡实际上还可激发对流, 因而增加雨量。这种效应有时会抵销因地面高程升高所减少的可降水量而有余。因此, 也有人认为这种情况可以不作高程调整。倘若进行高程调整, 式(6-7)中的 W_1 应以设计地点的高程计算。

高差小于1500m时, 对强烈的局部性雷暴雨不作高程调整。

3) 障碍调整

越过障碍作移置时应作此项调整。具体计算见下例。

【算例】 设图6-15中的暴雨可移置于同一图中的设计流域。暴雨落区的平均高

第七节 外 包

传统方法的第三步是外包。外包的概念是来自这样的考虑：实测和移置的大暴雨虽然经过放大，但同场暴雨中一般不会在各种历时和各个雨面上都是最大的，须取多场暴雨的外包值才能求得各种历时和各种雨面上的最大值。这种概念在个例分析中往往被忽略。兹举一例加以说明：如图6-16中某一 500km^2 暴雨面积的临界历时为24h，图中的实线为PMP雨深-历时曲线，是根据极大化了的暴雨资料的外包线得出的。但如由包括其他面积的雨深-面积曲线外包值来看，便会发现不一致问题：对于本例中临界历时24h来说，显然两图查到的 500km^2 PMP不等，图6-17中的数值约大10%。因此，需要绘制PMP的时-面-深关系曲线才能求得一致的协调成果。图6-18所示的一组曲线就是这种曲线。绘制

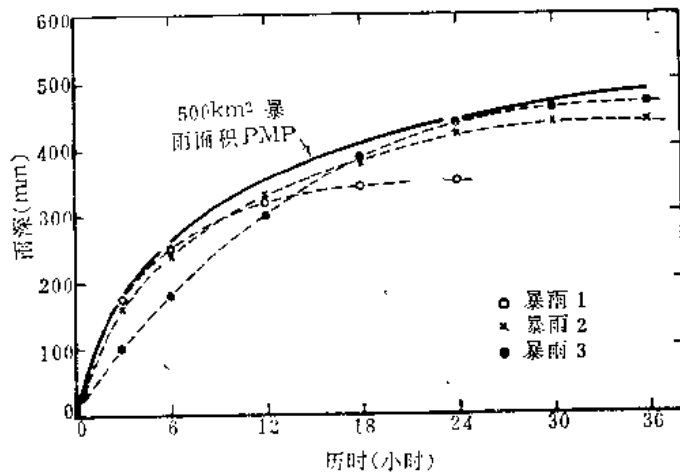


图 6-16 500km^2 暴雨面积PMP雨深-历时曲线（根据极大化的暴雨资料外包）

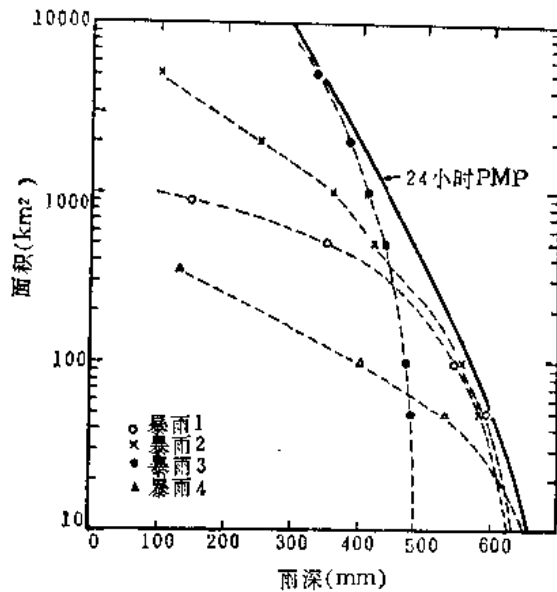


图 6-17 24小时PMP雨深-面积曲线（根据极大化的暴雨资料外包）

PMP雨深-面积-历时关系曲线时，应注意不同历时的雨量-面积曲线不致因面积增大而发散。在小面积（ $<1000\text{km}^2$ ）及短历时（ $<24\text{h}$ ）处应逐渐靠拢，但随着面积和历时增大，曲线须渐趋于平行。

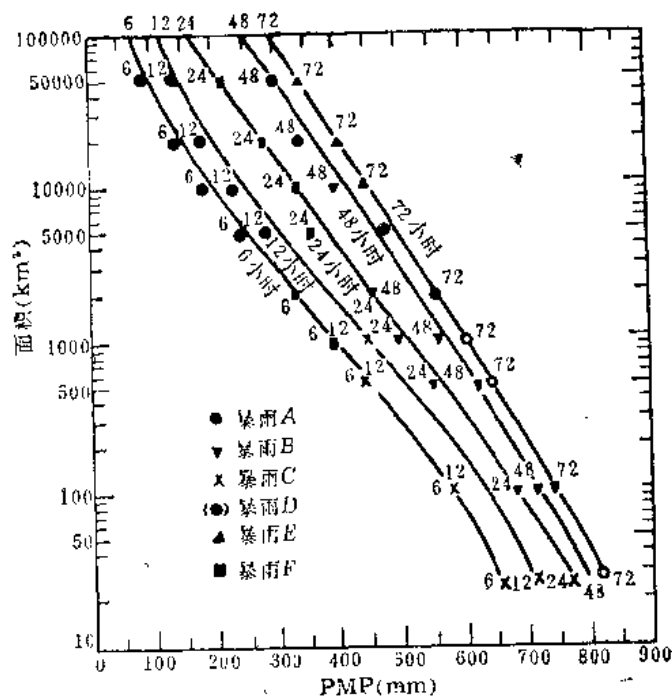


图 6-18 PMP时-面-深曲线

第八节 暴雨组合法

一、暴雨组合法概念

暴雨组合法常用于推求长历时的PMP。此外，当设计流域内缺乏特大暴雨资料时，也可以将两场以上的暴雨，按天气气候原理合理地组合起来，构成一个新的理想特大暴雨序列，再选择其中的典型暴雨进行放大，从而推出可能最大暴雨。

组合暴雨历时的长短由暴雨特征、流域特性和工程要求决定。

组合单元可以是相隔数日的，也可以是相距若干年的；可以是本流域的，亦可以是移置而来的。

关键在于组合的合理性与可能性论证。关于这方面需要有中长期预报理论和实践经验，尤其需要对所研究地区的一般气候特点与异常情况熟悉。工程人员听取当地气象部门的意见是必要的。

二、组合暴雨的方法

(一) 连续性分析法

设原暴雨天气过程序列为 $A \rightarrow B$ ，现有一更为严重的暴雨过程 C 。从环流形势演变与

天气系统发展来看, B和C虽有较大差异, 但根据环流型的历史承替规律和天气分析经验来推断, 从A变为C也是可能的, 因而A→C成立。

(二) 大雨典型年相似过程代换法

以大雨典型年的典型暴雨天气过程为基础, 再从历史暴雨档案中挑选较大的过程来替换降水较小的过程, 以构成一组更严重的暴雨序列。

上述组合法中各组合单元如何衔接才算合宜, 组合长度如何决定, 以及放大几个组合单元等问题均无定论, 因此大面积的PMP估算是很困难的。

(三) 长短历时相关法

对于大面积、长历时的可能最大降水, 为了避免长时段暴雨天气的组合, 也可组合一个短时段的暴雨洪水, 然后采用长短历时暴雨(洪水)相关法, 推求长时段的洪水, 这种方法较为合理, 易为水文人员所接受。

第九节 山区可能最大暴雨估算问题

一、地形对暴雨的影响

长期以来, 水文学和气象学都对山区^①暴雨进行过研究, 发现山区与非山区暴雨有许多差异。地形对垂直运动和降水的影响很大。当一个降水天气系统移近山区时, 往往使对流加剧, 降水增强, 或者使系统内的雨量分布很不均匀, 降水历时也大为延长。这些作用统称为地形对降水的增幅作用。山地对降水的增幅作用很大, 有时候一次暴雨过程在山区迎风坡造成的降水量可以是平原地区的十几倍, 而在背风区则明显减少。山地迎风坡不仅使暴雨频次增加, 而且往往也是暴雨中心的所在地。

地形对暴雨的影响可以归纳为以下几个方面:

1) 当气流沿地形坡度吹向迎风坡时, 因强迫抬升作用而产生地形性上升速度。地形坡度愈陡, 地面风速愈强, 气流上升速度愈大。当气流与地形坡度正交时, 一方面抬升, 另一方面在某些有利条件下(如喇叭口地形、圈椅式地形)会产生辐合。这种强迫抬升与辐合作用不仅使上升运动加强, 更重要的是使已有的上升运动得以持续和发展。有些著名的特大暴雨就是发生在喇叭口地形的迎风坡。

将地形廓线与雨量廓线进行对比, 可以直观地估计地形对暴雨的影响。例如图6-19为75.8林庄大暴雨通过林庄沿山腰高空风向的地形廓线和雨量廓线图, 在平原地区雨量廓线变化平缓, 可作为75.8暴雨辐合分量的变化规律, 其延长线(虚线)可以定出辐合分量为875mm, 因而地形分量为1060mm(24小时总雨量)减去875mm等于185mm。这种分割法虽然比较粗略, 但可得出一个概念。

2) 对位势不稳定能量释放的触发作用

在地形坡度不太大的山区, 地形强迫抬升作用虽然较小, 但如果流到山坡的低层空气相当潮湿, 这种下湿上干的气层略被抬升立即变为不稳定状态, 迅速释放大量不稳定能

^① 指丘陵和平原以外的山地。

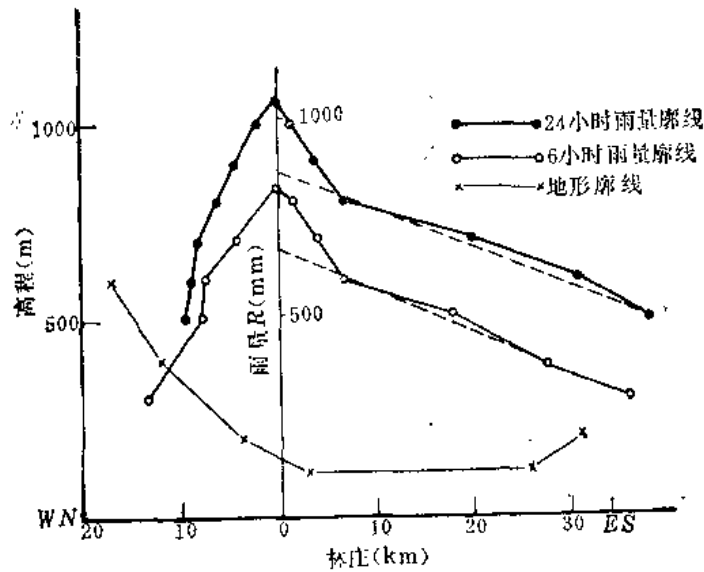


图 6-19 林庄75.8大暴雨廓线(剖面)图

量, 产生对流, 增强降水。

3) 地形对中尺度天气系统的影响

一些直接产生暴雨的中尺度系统移入地形复杂的丘陵和山区时, 往往减速停滞, 从而使局部总雨量增加。在一些有利的地形区域, 尤其是平原与山区之间的阶梯过渡地带、河谷、三角洲平原、喇叭口地形等, 往往是中尺度系统易于发生、发展的地区。

4) 地形的屏蔽作用与海拔高度的影响

地形障碍可使水汽入流减少, 特别是大地形或者高于1000m以上的山脉, 这种屏蔽作用尤为明显。例如, 青藏高原及其北侧, 水汽含量甚小, 很少有暴雨发生。又如我国赣南盆地, 因受南岭山脉、武夷山、雩山、诸广山、大庾岭的屏蔽作用, 也是暴雨的低值区。

由于大气中的水汽集中在低层, 随高度而迅速减少, 所以一般说来, 降水量也应随高度而减少。但在同一山区, 由于迎风坡对潮湿空气的抬升和位势不稳定能量的触发, 使降水量随地形海拔高度的升高而增大。但当到达某一高度后, 降水量又要减少, 这个高度称为最大降水带高度。

5) 飘雨

当气流越过山脉时, 引起波动, 在迎风坡上升, 对流云发展, 加强降水; 背风坡下沉, 抑制云的发展, 常使降水减弱。但紧靠分水岭或山脊附近, 由于迎风坡云系内的雨滴被强大的水平气流携带越过峰顶, 落到背风坡一侧, 称为飘雨。风大时, 飘雨较为明显, 飘雨区的降水量有时与迎风坡差不多。

二、山区PMP估算方法

山区PMP估算有两类方法:

第一类是将非山区PMP估算方法应用于山区。也就是将大暴雨加以水汽放大、移置和外包。山区的地形影响是很重要的, 移置必须非常小心。用非山区方法于山区, 只限于

地形类似或者能进行移置改正的情况。

第二类方法是把山区暴雨分解为辐合分量（由天气系统产生）和地形分量两个部分。辐合分量可以进行水汽放大和移置，如同非山区的方法一样。地形分量则不能移置，可利用一种所谓地形增强因子来考虑。

由于缺乏可靠的动力气象模型，地形增强因子的计算也都是经验性的。例如，美国气象局J.F.Miller^[23]等认为，山区内各站点的百年一遇雨量能反映复杂的地形影响。它与研究地区周围平坦地区雨量（辐合分量）的比值，可以作为地形增加因子。我国林炳章^[24]以研究地区年最大雨量的均值与研究地区周围平原或海岸带的降雨量的比值，作为地形增强因子的近似值。

将研究地区分为许多网格，利用各网格节点上的地形增强因子乘以移置而来的辐合降雨PMP值，便可得到各节点的总降雨量。用各节点的总降雨量求平均，便可得研究山区的PMP。

需要说明的是，地形对短历时降雨的影响不明显，但从1小时到24小时或更长的时段，地形对暴雨的增幅作用逐渐增强。因此，必须按不同时段考虑地形对暴雨的影响。

另外，山岳地区大量暴雨观测表明，同一山脉对不同方向的入流系统，其增幅作用也是不同的。所以研究地形影响时应在水汽的入流方向上，选择一个入流方向不受地形影响的平坦地区，作为比较的基础。

研究山区PMP还有一种等百分数线法。许多观测资料表明，山区的地形等高线与多年平均雨季（或汛期平均）雨量的等雨量线之间有些相似性，特别是主要暴雨来自同一风向时更为明显，因此可用这种等雨量线作为地形影响的一种指标。具体方法如下：

1) 计算原暴雨落区各站的多年雨季（或汛期）平均雨量，勾绘等雨量线图，并检查它与地形等高线是否具有相似性；

2) 如有相似性，而且原暴雨的天气系统在研究流域有可能发生时，可将原暴雨在各站点的雨量除以各该站的平均雨季（或汛期）雨量，并以百分数表示之，填注于各站点上；

3) 勾绘等百分数线图；

4) 移置等百分数线于研究地区；

5) 将研究地区各站点的相应雨季（或汛期）平均雨量乘以移置而来的百分数，得出各站点雨量。根据此雨量勾绘等雨量线图，即为移置而来的等雨量线图。移置时仍按第三节方法作水汽调整。

等百分数线法实际是以汛期雨量之比，作为地形增强因子的一种山区暴雨移置方法。

地形对降雨影响，自17世纪以来水文气象学都作为重要课题，然而直到今天仍然进展不大，可见地形PMP分量的估算是比较困难的。

我国的几场特大暴雨大都含有地形影响，因而如不加修正决不可任意移置。应该加强地形增强因子的研究，以便把这些特大暴雨中的地形分量分解出来，然后就可以将辐合分量移置到天气系统允许移置的地区。

【算例】 沅水流域五强溪枢纽移置35.7暴雨示例。

1) 直接移置法: 35.7五峰暴雨是沅水流域邻近的一场历史特大暴雨, 如沿武陵山脉将这场暴雨移置于设计流域, 其纬距相差不超过1.5度。长江横切变线经常在此范围内南北摆动, 35.7暴雨系统稍向南移即成为沅水流域的特大暴雨。

又沅水流域(五强溪以上)的平均高程为650m, 35.7暴雨高值区与此面积相应的平均高程为702m, 两者相差不多, 故可将35.7暴雨直接移置于沅水流域, 并用水汽及障碍调整得到的成果, 见表6-9。

表 6-9

沅水流域PMP成果比较表

单位: mm

方 法	各 日 雨 量					最大1日	最大3日	最大5日
	3日	4日	5日	6日	7日	雨 量	雨 量	雨 量
等百分数线法 (K=1.26)	72.1	120.3	87.7	54.4	12.1	120.3	280.1	346.6
直接移置	73.6	122.5	83.1	47.7	10.8	122.5	279.2	337.7

2) 等百分数线法: 沅水流域暴雨多发生在5~7月, 清江、澧水暴雨(35.7暴雨)多发生6~8月, 选用两地区同期的6~7月雨量, 作为本区汛期季雨量。35.7雨区季雨量等值线分布呈西南-东北走向, 与清江、澧水分水岭方向大致相应。沅水流域季雨量高值区在流域北部、南部与流域地形特征一致。由此说明本区季雨量分布大体上能反映大地形趋势。

水汽放大: 35.7暴雨是我国实测的一次强度大、历时长、面积广的特大暴雨, 水汽条件非常充沛。但从35.7暴雨的代表性露点与历史最大露点比较, 或与水汽源地的海温相比, 可以看出35.7暴雨的水汽含量还未达到最大值, 可以进行水汽放大。

35.7暴雨的水汽来自东南方向的太平洋和西南方向的孟加拉湾。由于西南水汽入流方向1935年无露点资料, 故选用东南入流途径上的常德、长沙、岳阳三站为代表性露点站。三站在最大日雨量(7月4日)当天及前一天内平均持续12小时最大露点为24.7℃。三站历史最大露点分别为27.3、27.7、26.6℃, 参照太平洋海温(7月平均值为28.6°)取平均值27.2℃为本区持续12小时历史最大露点。

水汽放大系数为:

$$K = \frac{W_{27.2}^{200\text{hPa}} - W_{27.2}^{702\text{m}}}{W_{24.7}^{200\text{hPa}} - W_{24.7}^{702\text{m}}} = \frac{98.0 - 17.1}{78.9 - 14.7} = 1.26$$

上式中, 702m为35.7雨区相应于设计流域面积的平均高程。将等百分数法推算的沅水流域各日雨量乘以K, 得出可能最大降水量。

两种方法成果, 见表6-9。

第十节 可能最大降雨的时空分布及其在流域上的应用

流域所在地区的PMP时-面-深曲线求得以后，还有一个时空分布问题，因为PMP时-面-深曲线所给出的雨量，只是雨面上的上限总雨量或平均雨量。

一、PMP的空间分布

这个总雨量在雨面上如何分布呢？分析研究地区内许多大暴雨等雨量线图之后，可以看出一个理想的等雨量线图模型（例如美国采用长短轴之比，根据实测大暴雨定为2.5:1的椭圆模型）。椭圆长轴在水汽入流方向上的某个角度范围内都可能摆动。应加强研究以便确定形成特大暴雨的主要水汽入流方向和变化的范围，以及暴雨中心出现地点。一般暴雨中心与流域中心相重合时洪量最大。暴雨中心靠近出口断面则洪峰增大。在山区，暴雨中心可以放在常见暴雨中心处，平原流域上可放在使工程不利的位置，这需作试算优选。对于工程不利的雨面称为控制面积（或称为临界面积）。控制雨面与设计流域面积未必相等。在PMP时-面-深曲线上查算所用的面积应该是控制面积。用此面积查得的雨量才正好是PMP。不过还有一个问题，就是当PMP发生时，控制面积内外的各种面积上是否也会同时发生PMP呢？如果上、下游都有水库，这些水库是否也会同时发生PMP呢？

答案是否定的。因为PMP时-面-深曲线上的各点据一般是来自不同场次的暴雨，也就是说自然现象中流域内外和上下游不会同时发生PMP。以往曾经假定同时发生，未免失之过大了。参阅图6-20，图中实线是指定历时的PMP面-深曲线，虚线为同一历时控制面积（A）内、外的面-深曲线（模拟一致区内的特大暴雨得出）^[22]。从图中可以看出，除控制面积A的雨量恰好为PMP外，其余内外面积与PMP相应的雨量均小于各自面积的PMP值。

定出暴雨中心后，假定控制面积内外的各条等雨量线（见图6-21），然后利用下面算例的方法求出各条等雨量线的数值。图中实线表示控制面积内的等雨量线，虚线表示控制

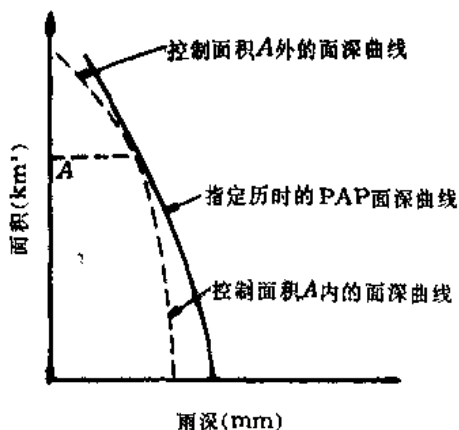


图 6-20 控制面积内外的面-深曲线

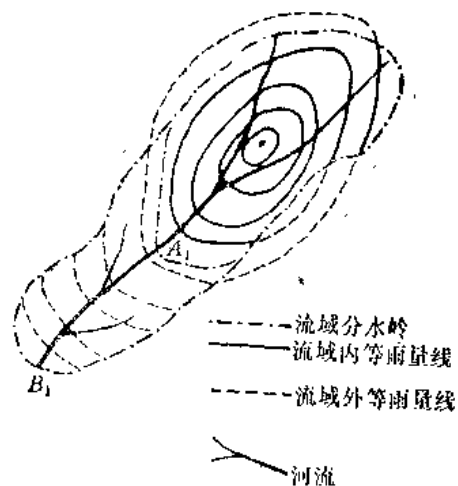


图 6-21 控制面积内外与PMP相应暴雨的等雨量线图

面积外的等雨量线,点长线为流域边界。利用流域内外与PMP相应的等雨量线图可求出与PMP相应的洪水。例如图6-21中当上游水库A,发生PMP时,下游水库B,的相应洪水也可

求出。如此,就可以解决梯级水库的PMP/PMF问题,而毋需假定上下水库同时发生PMP了。

【算例】 已求出其流域所在地区的PMP时-面-深曲线(图6-22中的实线)及控制面积(3000km²)内的时-面-深曲线(图6-22中的虚线)。控制面积边界如图6-23所示,试定出控制面积内各等雨量线ABCDEF的数值。

先在流域图上按前法假定等雨量线,如图6-23中的A、B、C、D、E、F,然后填表6-10。

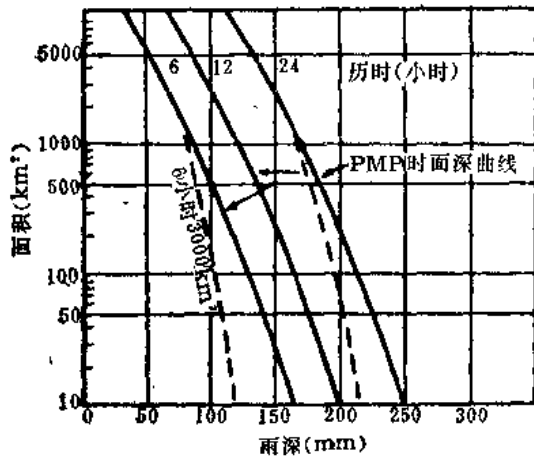


图 6-22 PMP时-面-深曲线图

由表6-10中的(8)栏及(6)栏数字,绘出等雨量线纵剖面图,见图6-24。

根据图6-24及图6-23制成表6-11,得出PMP各假定等雨量线(图6-23中的ABCDEF)的数值。

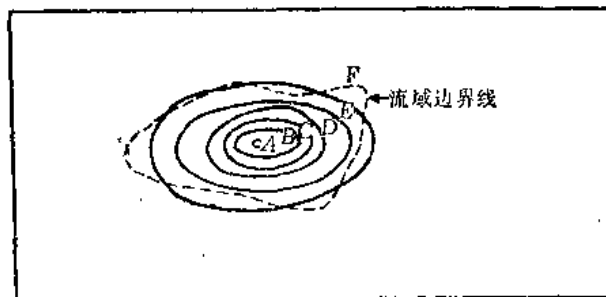


图 6-23 设计控制面积内的PMP等雨量线图

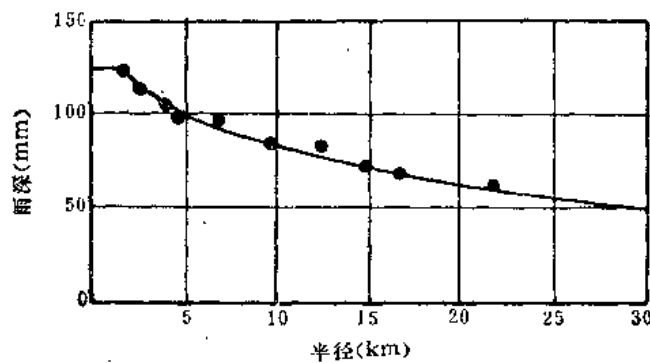


图 6-24 等雨量线纵剖面图

表 6-10

等雨量线数值计算表

总面积 (km ²)	净面积 (km ²)	平均雨深 (mm)	累积雨量 (km ² ·mm)	净雨量 (km ² ·mm)	$\frac{\Delta \text{体积}}{\Delta \text{面积}}$ (mm)	平均面积 (km ²)	当量圆半径 (km)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
10	10	122	1220	1200	122	10	1.8
40	30	113	4520	3300	110	25	2.8
60	20	110	6600	2380	104	50	4.0
80	20	107	8560	1960	98	70	4.7
100	20	105	10500	1940	97	90	5.4
200	100	100	20000	9500	95	150	6.9
400	200	92	36800	16800	84	300	9.8
600	200	88	52800	16000	80	500	12.6
800	200	84	67200	14400	72	700	14.9
1000	200	81	81000	13800	68	900	16.9
2000	1000	71	14200	61000	61	1500	21.9
3000	1000	64	19200	50000	50	2500	28.2

注 表中(1)栏为图6-23中的标准面积；(2)栏为(1)栏中逐项相减；(3)栏由图6-22查出；(4)栏为(1)×(3)；(5)栏为(4)栏中逐项相减；(6)栏为(5)/(2)，各净面积上的平均雨深(mm)；(7)栏为(1)栏中相邻两面积平均；(8)栏为(7)栏中面积的当量圆半径。当量圆半径指与(7)栏面积相等的圆面积半径。

表 6-11

图 6-23 中的等雨量线标值计算

等雨量线	包围面积 (km ²)	当量圆半径 (km)	等雨量线数值 (mm)
(1)	(2)	(3)	(4)
A	10	1.78	122
B	200	7.96	89
C	500	12.62	77
D	750	15.45	70
E	2000	25.23	55
F	3000	30.90	48

注 表中(1)栏指图6-23中的等雨量线；(2)栏为图6-23中等雨量线所包围的面积；(3)栏为(2)栏面积的当量圆半径；(4)栏为(3)栏的半径在图6-24上查得的等雨量线标值。

二、PMP的时间分配

我国有些生产单位采用模仿实际发生而对工程最不利的分配作为分配的典型。

也可以将分配时段的雨量重新排列，使其洪水过程最为不利。当然要考虑这种排列在气象学上的可能性。

第十一节 PMP 等值线图

表示区域内一定历时、一定面积PMP地理变化的等值线图，称为PMP等值线图。这

种等值线图不是针对特定面积，而是对某种面积大小来编制的。由于只管面积的大小而不计面积的方位、暴露程度、高度等地形因素，所以从图上查得的数值只是代表区域内PMP的一般水平，而不是特定流域的PMP数值。因此，这种数值又称为概化估值，其等值线图则称为概化图。如设计流域地形特殊，还应作补充研究。

编制概化图的方法是利用前述各种方法计算选定地点的PMP值，经过时-面-深、地区等项修匀，再勾绘成等值线图。

由于PMP等值线图绘制工作量很大，有些国家只绘制1小时、6小时、24小时点PMP等值线图，然后利用长短历时雨量关系、点面关系求出其他历时、面积的PMP数值。我国24小时PMP等值线图就是这种性质的指标图。

我国全国及各省的24小时PMP等值线图均已先后刊布。

我国24小时点PMP的地区分布，受地理位置、高程、地形及地面水汽、热力条件等因素影响的一般情况如下：

1) 接近水汽来源的地区，其PMP大于远离水汽源地。例如我国沿海一带多在1000mm以上，而在西北内陆中心则仅为100mm。

2) 高原的空气柱中水汽含量显著低于邻近地区，PMP较小。如青藏高原虽离孟加拉湾不远，但PMP多在200mm以下。

3) 迎风坡由于地形抬升，其PMP往往大于山前平原及背风坡。PMP的走向也与山系走向相近。如燕山、太行山、伏牛山及川西山系表现明显。

4) 在盆地内，水汽受四周山脉阻挡与屏蔽，并且气团下沉，不利于产生大暴雨，往往形成低值区。

5) 在山系转角处或两山系相交和有喇叭口地形处，由于中尺度天气系统容易停滞，气流辐合并被迫抬升，往往有较高的PMP值。河谷及山脉缺口多是气流通道，移速快，抬升弱，其PMP较小。

我国各省的PMP等值线图多附有图表，以便由点24小时PMP转换各种历时的面雨量和过程。

第十二节 可能最大洪水

PMP及其时空分布定出以后，就可推求PMF了。这里有两种途径：一是按常规方法，考虑PMP发生时的情况，进行产汇流计算；二是用气象资料（包括降水、蒸发、水汽等及流域参数）输入模型，直接输出洪水过程线，称为PMF的全程模型。

PMP实际上是一种特殊情况的设计暴雨，计算与它相应的洪水需要作一些特殊考虑。

首先是PMP条件的前期雨量 P_p ，合理的办法是在推求PMP时，把PMP发生前一段时间的降雨过程也定出来，据以计算 P_p 值。

美国气象局曾对3天PMP作过研究，认为前期雨量与PMP之间的时间间距（无雨期）可以定为3日，大约时距愈长，前期雨量愈大。对于小流域可定为1日。前期雨量的数值约为PMP的20%~30%。

我国对于湿润地区，有时取偏于安全的数值，令 $P_e = I_m$ 。对于干旱地区，由于 P_e 极难达到 I_m ，可取各次洪水 P_e 的平均情况作为PMP的 P_e 值。PMP是非常事件，与其相应的其他事件不一定都取最安全的数值。我国特大暴雨主要雨区的洪水研究结果^[13]（见表6-12），说明设计 P_e 值可采取 $I_m/2$ 。国外的经验也是如此。

表 6-12 我国特大暴雨主要雨区的洪水径流系数

暴雨	河流	站名	流域面积 (km^2)	面平均雨量		径流深 (mm)	前期土壤含水情况	径流系数
				历时	雨量 (mm)			
35.7	澧水 清江	三江口 梓鱼坝	14500		600.2	589.6	处于平均情况，即 $P_e \approx I_m/2$	0.893
			15560		367.6	337.3		0.917
65.8	界河 槐河 泥河 小马河 渡口川 沙河	刘家台 马村 临城水库 马河水库 佐村水库 朱庄	174	3日	725	594	邢台、邯郸地区接近平均情况，其他地区比平均情况偏小50%	0.820
			760		1221	1021		0.835
			381		1568	1391		0.888
			113		1282	1115		0.869
			224		1257	1084		0.862
			1318		1202	893		0.826
75.8	洪河 唐河 唐河	独桥水库 唐河站 郭滩站	762	3日	1028.5	915	干燥 平均情况 湿润情况	0.890
			4772		488	378		0.760
			7591		307	307		0.773

湿润地区的降雨径流关系曲线上部呈 45° 直线，外延并无困难，但须注意实际点据的可能误差，着重考察大洪水的数值。

干旱地区采用下渗曲线或初损-后损法求净雨时，须注意雨强、雨量对产流的影响，采用由特大雨洪推出的参数。

对于缺乏资料地区，可移用相似地区资料。

特大暴雨的径流系数很大，上述扣损方法的误差较之PMP本身的误差并不很大。

PMP条件下的汇流，一般可用单位线或产汇流模型，但须采用由特大雨洪推出的单位线，以及暴雨分布接近于PMP分布的单位线。

对于其他条件如水库的起始水位、风浪计算等，D.W.牛顿建议以暴雨季节出现的中值为准^[15]。

参 考 文 献

- [1] National Academy of Science, Safety of Dams, Flood and Earthquake Criteria, 321 pp, 1985.
- [2] Hansen, E.M., Probable Maximum Precipitation for Design Floods in the United States, U.S.-China Bilateral Symposium on the Analysis of Extraordinary Flood Events, 1985.
- [3] 詹道江、邹进上，可能最大暴雨与洪水，第七章，水利电力出版社，1983.
- [4] 陶诗言等，中国之暴雨，科学出版社，1980.

- [24] 林炳章, 分时段地形增强因子法在山区PMP估算中的应用, 河海大学学报, 第16卷第3期, 1988。
- [25] 邹进上, 中国暴雨分类和暴雨落区天气学模式, 江苏水利科技, 1988, 12。
- [26] Zhan Dao jiang et al. (詹道江等), Heavy Rain Storm Floods in China and their Estimation, V.P. Singh, ed., in Application of Frequency and Risk in Water Resources, 35-14 Reidel Publishing Company 1987.

- [24] 林炳章, 分时段地形增强因子法在山区PMP估算中的应用, 河海大学学报, 第16卷第3期, 1988。
- [25] 邹进上, 中国暴雨分类和暴雨落区天气学模式, 江苏水利科技, 1988, 12。
- [26] Zhan Dao jiang et al. (詹道江等), Heavy Rain Storm Floods in China and their Estimation, V.P. Singh, ed., in Application of Frequency and Risk in Water Resources, 35-14 Reidel Publishing Company 1987.

第七章 设计年径流及其分配

第一节 概 述

一、年径流的变化特性

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、年径流深、年径流总量或年径流模数表示。

通过水文测验和整编，可以得到实测的年径流量。将实测值按年代顺序点绘，便得到年径流量过程线图。图7-1为松花江哈尔滨站年平均流量过程线图。

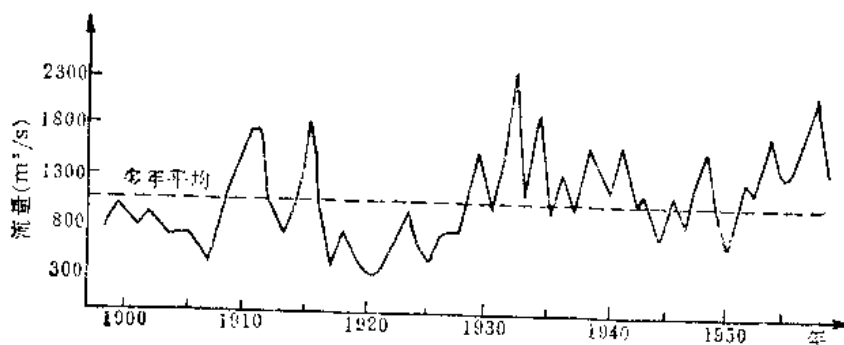


图 7-1 松花江哈尔滨站年平均流量过程线图

对许多站年径流量过程线图的观察和分析，可以看出年径流变化的一些特性^[1]：

1) 年径流量在年际间变化很大，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。表7-1列出我国一些主要河流实测最丰年年平均流量与最枯年年平均流量的变幅。为了便于相互比较，采用模比系数 K_{+} 和 K_{-} 表示。由表7-1可见：淮河蚌埠站多年平均流量为855m³/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%。

2) 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。例如图7-1，哈尔滨站前30年基本上是少水年组，而后基本上为多水年组。浙江新安江水电站也出现过连续13年（1956~1968）的枯水年组，影响到水库的正常运行。

二、年径流量年内分配的特性

天然河流径流量，除显示出年际变化之外，还表现有年内的季节性变化。这种季节性变化称为径流年内分配，如图7-2所示。年径流量在一年的分配是很不均匀的。这种不均匀性一般可用各月径流量占年径流量的百分比表示。例如长江流域几个代表站的年内分配情况，见表7-2^[2]。

表 7-1

我国一些河历年径流量年际变化情况表

河 流	测 站	流域面积 (km ²)	资料年数 n (a)	多年平 均流量 Q (m ³ /s)	丰水年 模比系数 K _丰	枯水年 模比系数 K _枯	变差系数 C _v
松花江	哈尔滨	390526	69	1210	2.22	0.32	0.44
鸭绿江	水丰	52912	55	811	1.56	0.56	0.29
滦河	滦县	44100	34	143	2.84	0.36	0.56
永定河	官厅	42500	23	43.1	2.18	0.35	0.45
武定河	陕县	587869	40	1350	1.55	0.47	0.26
淮河	蚌埠	121330	47	855	2.97	0.14	0.63
长江	宜昌	1005501	93	14300	1.27	0.74	0.11
	汉口	1488036	106	25500	1.32	0.61	0.14
嘉陵江	北碚	167900	32	2130	1.47	0.54	0.23
湘江	湘潭	82638	23	2010	1.50	0.44	0.28
赣江	外洲	80948	23	2030	1.53	0.37	0.29
汉江	碾盘山	140340	19	1710	1.94	0.39	0.39
闽江	竹岐	54500	35	1740	1.54	0.49	0.22
西江	梧州	329705	30	6970	1.58	0.47	0.23
雅鲁藏布江	奴各沙	110415	15	543	1.76	0.62	0.32
伊犁河	雅马渡	48421	18	593	1.26	0.73	0.17

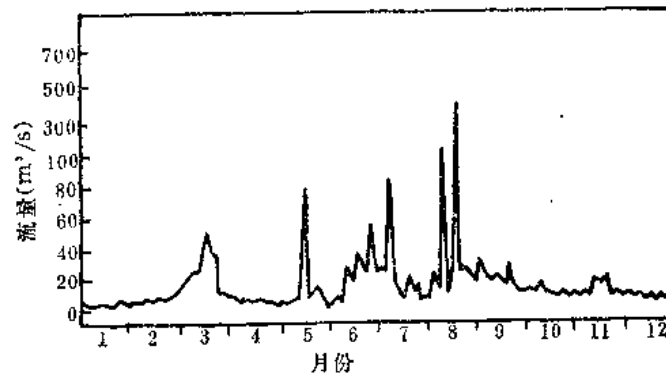


图 7-2 永定河水系洋河响水堡站1953流程过程线

表 7-2

长江干支流主要站径流年内分配表

站 名	各 月 分 配 百 分 比												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	全 年
宜 昌	2.6	2.1	2.6	3.3	6.9	10.7	17.4	17.0	15.4	11.8	6.1	3.6	100
汉 口	2.7	2.6	4.0	5.1	8.6	10.5	14.4	14.8	13.2	11.7	7.8	4.3	100
高 场	2.2	1.9	2.5	3.6	6.3	11.3	20.3	18.1	14.9	10.3	5.2	3.1	100
北 碚	2.1	1.6	2.0	3.5	6.5	9.1	19.4	18.0	18.5	11.2	5.1	3.0	100
襄 阳	1.9	1.9	3.0	5.1	6.8	7.2	17.5	16.6	20.0	12.3	4.8	2.9	100
枝 陵	2.6	3.7	5.6	9.4	16.7	17.8	14.7	9.7	6.2	6.2	4.7	2.7	100

径流年内分配的情势在各年之间具有一定的相似性，但从不重复，各年洪、枯季的历时长短，发生有早有迟，水量也有大有小，年年不同，具有偶然性质。

三、工程规模与来水、用水、保证率的关系

上述年径流量年际变化和年内分配的自然变化情势往往与用水部门的需求有矛盾。为了按时按量地满足用水部门的需求要求，必须兴建水利工程（如水库、闸坝、抽水站等），对天然径流加以人工调节，按用水要求泄放。

关于如何确定各项水利工程的规模，属于水利计算的内容，今姑以确定灌溉水库的库容为例说明如下，以示一斑。

在丰水年份由于降雨量多，河流中水量丰富，且作物要求的灌溉水量较少，来水与用水的矛盾不突出，解决这种丰水年份的灌溉要求所需的工程规模（如水库的库容）较小。如图7-3，仅8月份来水小于用水，要求水库供水以补充天然来水之不足，故用以满足灌溉用水所需的库容（ V ）较小。相反，在枯水年份，降雨量少，河流中水量也较枯，并且由于气温高，蒸发大，耗水很多，作物要求的灌溉水量却很大，来水和用水的矛盾就很突出。为了满足这种枯水年份的灌溉要求，水库的库容就要大得多，如图7-4所示^[8]。

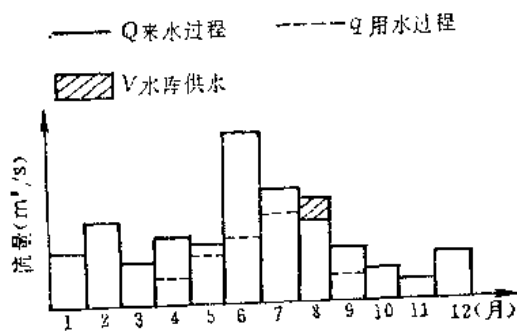


图 7-3 丰水年来水、用水对照图

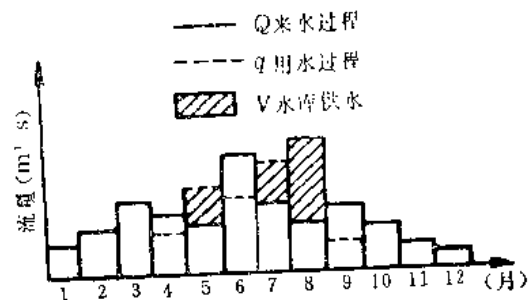


图 7-4 枯水年来水、用水对照图

在同样的干旱年份，即使年来水量相同，但由于径流年内各月分配不同，对库容大小也有影响，如图7-5(a)、(b)所示。(a)、(b)两年的年平均流量 \bar{Q} 相等，但(b)的径流年内分配（概化成汛期、枯季两个流量）较(a)的均匀，因此两年所需水库供水的数量也就不同，往往径流年内分配不均匀的年份所需库容较大，即 $V_A > V_B$ 。

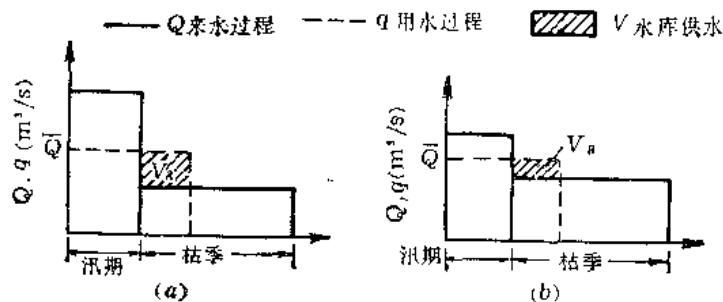


图 7-5 径流年内分配不同对库容影响示意图

对于不同的年份，来水和用水有各种可能的组合情况，各年所需的库容也就大小不一。例如某灌溉区有20年的年径流量资料和灌溉用水量资料，就可以求出20个大小不同的库容值 V_1 、 V_2 、…… V_{20} 。那么，应该用什么样的库容值来设计水库呢？库容造大些，灌溉用水的保证程度（即保证率）就高些，但投资要多；相反，库容造小些，可节省投资，但灌溉用水的保证率就低些，碰到大早年份，灌溉用水得不到保证，作物就要减产甚至歉收。这里就牵涉到一个设计标准问题，也就是设计保证率问题。这个问题的性质和洪水设计标准是相似的。

由上可知，在规划设计阶段，水利工程的规模是由来水、用水矛盾的大小和希望解决矛盾的程度（即设计保证率）来决定的。也就是说，在规划设计阶段要分析工程规模、来水、用水、保证率四者间的关系，经过技术经济比较来确定工程规模。

四、任务

在水利工程设计中，设计保证率可根据用水要求和当地自然地理情况及经济条件，参考国家规范由有关部门合理确定。决定工程规模的主要因素是来水与用水。有关灌溉、发电等用水量计算，将在水利计算课程中介绍。这里牵涉到的用水量资料都作为已知条件，因此本章的主要任务就是要分析研究年径流量的年际变化和年内分配规律，解决工程设计的主要依据——来水。它在很大程度上决定着设计的合理性。

由于水利工程调节性能的差异和水利计算方法的不同，要求水文计算提供的来水——年径流资料也有所不同。对于无调节性能的引水工程，要求提供历年（或代表年）的逐日流量过程资料；对于有调节性能的蓄水工程，则要求提供历年（或代表年）的逐月（或旬）流量过程资料，供水利计算使用。

在实际工作中，由于水利工程数量多，分布面广，经常遇到各种不同的水文资料情况，即具有长期实测径流资料，短期实测径流资料和缺乏径流资料三种情况。因此，年径流的分析与计算也有所不同，具体计算方法详见本章各节。

综上所述，本章的主要任务是研究年径流的多年变化及年径流在年内分配的规律。在各种径流资料情况下，提供计算需要的历年（或代表年）逐月（旬或日）径流资料，作为预估未来工程运行期间的径流情势，而后通过水利计算确定工程规模和效益，满足规划设计所提出的要求。

第二节 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。当缺乏径流资料时，常用水文比拟法或等值线图法来推求年径流。在应用这些方法之前，必须分析影响年径流量的因素。同时，通过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：

$$y = x - z + \Delta u + \Delta w \quad (7-1)$$

可知：年径流深 y 取决于年降水量 x ，年蒸发量 z ，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（指地形、植被、土壤、地质、湖泊、沼泽、流域大小等）。当流域完全闭合时， $\Delta w = 0$ ，影响因素只有 x 、 z 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，年径流系数较高，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，降水量少，且极大部分耗于蒸发，年径流系数很低，年降水量与年径流量的关系不很密切，降水和蒸发都对年径流量起着相当大的作用。

对于以冰雪补给为主的河流，年径流量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

流域的下垫面因素主要从两方面影响年径流量，一方面通过流域蓄水增量 Δu 影响着年径流量的变化，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。今择其主要者说明如下^[1]。

（一）地形

地形主要通过对气候因素——降水、蒸发、气温的影响，而间接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水汽的抬升和阻滞作用，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。

地形除对降水有影响外，还对蒸发有影响。一般气温随高程的增加而降低，因而使蒸发量减小。所以地形对蒸发和降水的作用，将使年径流量随高程的增加而加大。

（二）湖泊

湖泊（包括水库在内）一方面通过蒸发的影响而间接影响年径流量的大小，另一方面通过对流域蓄水量的调节而影响年径流量的变化。

湖泊增加流域的水面面积。由于一般陆面蒸发小于水面蒸发，因此湖泊的存在增加了蒸发量，从而使年径流量减少。这种影响可用下式表示：

$$\Delta y = \Delta z = (z_{\text{水}} - z_{\text{陆}})f \quad (7-2)$$

式中 Δy ——由于湖泊影响所致年径流量的减少量；

Δz ——由于湖泊影响所致年蒸发量的增加量；

$z_{\text{水}}$ 、 $z_{\text{陆}}$ ——水面蒸发量和陆面蒸发量；

f ——湖泊率，即湖泊面积与流域面积之比。

由式（7-2）可见，年径流量的减少程度取决于湖泊率的大小和蒸发差额（ $z_{\text{水}} - z_{\text{陆}}$ ）。后者在不同的气候区内是不同的。在干旱地区，由于水面蒸发量和陆面蒸发量相差很大，即（ $z_{\text{水}} - z_{\text{陆}}$ ）的数值很大，所以湖泊对减少年径流量的作用较显著。在湿润地区，由于水面蒸发与陆面蒸发相差不大，所以湖泊对年径流量的影响较小。

另外，较大的湖泊增大了流域的调节作用，使 Δu 值加大，对年径流变化发生作用。

有湖泊的流域与无湖泊的流域相比,在 $\Delta u > 0$ 的多水年份,湖泊可以多储蓄部分水量,使年径流量减小;而在 $\Delta u < 0$ 的少水年份,湖泊则多放出一部分水量,使年径流量增加,因而起着减小径流年际变化的作用。

(三) 流域大小

流域可看作为一个径流调节器,输入为降水,输出为径流。一般随着流域面积的增大,径流量的变化相应地减小。这是因为:1)流域面积增大时,一般地下蓄水量相应加大;2)随着流域面积的增加,流域内部各地径流的不同期性愈加显著,所起的调节作用就更为明显。

三、影响径流年内分配的因素

以上分析了气候因素和下垫面因素对年径流量的影响。现在扼要说明这些因素对径流年内分配的影响。

以月为时段的流域水量平衡方程式可表示如下:

$$y_{月} = x_{月} - z_{月} + \Delta u_{月} + \Delta w_{月} \quad (7-3)$$

由上式可知,月径流量 $y_{月}$ 决定于月降水量 $x_{月}$ 、月蒸发量 $z_{月}$ 、月内流域蓄水量的变化值 $\Delta u_{月}$ 和月内本流域与相邻流域间水量交换量的代数和 $\Delta w_{月}$ 四种因素。前两种属于流域的气候因素,后两种属于流域的下垫面因素。当流域完全闭合($\Delta w_{月} = 0$)时,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。关于下垫面因素对月径流量变化影响的问题,目前还未得到充分的研究,一般地下含水层厚和地面水库、湖泊容积大时,径流变化量小,反之则大。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。

关于人类活动对年径流及其分配的影响,将结合下节资料一致性审查一并讨论。

第三节 具有长期实测资料时设计年径流量及年内分配的分析计算

一、年径流量的分析和计算

(一) 研究年径流变化的途径

河川年径流量如前节所述,受到极为复杂而又众多的因素影响,其变化是相当剧烈的,如图7-1所示。但是,这种看起来杂乱无章的变化仍然遵循着一定的自然规律。随着径流资料的积累和人类对径流现象认识的不断深化,年径流量的变化规律已逐步被揭露。目前有各种方法来探索这种变化规律。但是,主要沿着两种途径来进行研究:一种是从成因分析出发,研究年径流量多年变化的时序规律;另一种是从统计分析出发,研究这种变化的统计规律性。以下将分别加以叙述。

1. 成因分析途径

研究年径流现象必然性规律时,最理想的是从物理成因进行全面的分析,把影响该现象的全部因素就物理关系上进行详细的分析,得出各因素的变化规律,进一步综合起来寻求形成该现象的演变规律。但是,由于径流资料及其影响因素的各种资料如今还很不足,人类对影响因素的认识尚十分肤浅,目前进行全面物理成因分析是难以做到的。

人们在尚不能根据全面的成因分析，探索年径流量的多年变化规律时，很自然地就力图寻求另外的方法，即所谓朴素的成因分析法。这种分析方法在于探求年径流量的变化与其他物理因素——太阳的活动、大气环流、海水温度等之间的关系。

由水量平衡方程式(7-1)可知，当流域上人类活动影响不大时，对于某一固定流域来说，其下垫面条件可以认为是稳定少变的，因而年初至年末流域蓄水量对年径流量的影响很小，所以年径流量的变化主要决定于流域气候因素的变化。至于气候因素，则和大气环流的特点有关，而大气环流又与太阳活动有关。由此可见，年径流量的多年变化应该与太阳活动和大气环流的变化规律有密切的联系。

一般在欧亚地区把大气环流分为三种基本类型：W型(西方型)，E型(东方型)和C型(经向型)。W型属纬向环流，中纬度地区盛行西风。E型和C型属经向环流，差别在于二者的槽脊位置相异，经向环流有利于空气的南北交换。

对我国七条江河(松花江、永定河、卫运河、黄河、淮河、长江和西江)的年径流量的研究表明，年径流量的多年变化与上述环流型的变化有明显的相关关系。北方河流的水量变化和经向环流有密切的正相关关系，南方河流则有较明显的负相关关系，见表7-3、7-4。

表 7-3 北方河流年径流量与欧亚环流型相关系数

河 名	站 名	年 数	环 流 型	相 关 系 数
松 花 江	哈 尔 滨	62	E + C	0.93
永 定 河	官 厅	37	C	0.61
卫 运 河	临 清	35	C	0.76
黄 河	陕 县	43	C	0.79
淮 河	蚌 埠	36	C	0.69

表 7-4 南方河流年径流量与欧亚环流型相关系数

河 名	站 名	年 数	环 流 型	相 关 系 数
长 江	宜 昌	62	E	-0.56
长 江	汉 口	62	E	-0.25
西 江	梧 州	59	C	-0.45

大气环流的变化受太阳活动制约，太阳活动常以太阳黑子数表示，因此年径流量的变化与太阳黑子数之间存在着相应的关系。图7-6表示北方河流年径流量(以哈尔滨和陕县年平均流量之和为代表)相邻两年之和与前一年太阳黑子数的关系。

由于年径流量的多年变化和大气环流进而与太阳活动有一定的关系，而太阳活动具有一定的循环周期性。因而，在进一步研究年径流量多年变化特点的基础上，根据太阳活动和大气环流长期变化的规律，可以探讨年径流量的长期变化状况，并且对其多年变化过程中多水年组和少水年组交替循环现象进行分析，这对于改进径流计算方法和提高计算成果

的精度，具有重要的意义。关于这一点，将在以后讲述。

但应指出，上述朴素的成因分析方法在现阶段仍不成熟，对年径流量时序变化的研究还相当粗浅。目前这一方法尚难以对年径流量作出多年长期的定量预估，因而还不能用来解决工程上面临的年径流量预估问题。

因此，人们只得从另一条途径来寻求年径流量的变化规律，以满足生产实际的迫切需要。这就是下面介绍的统计分析途径。

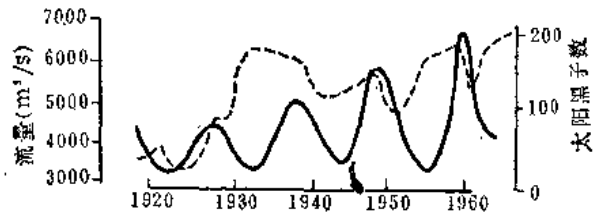


图 7-6 北方河流水量多年变化过程（实线）与太阳黑子数变化过程（虚线）对比图

2. 统计分析途径

影响年径流量的因素是极其复杂的。某一具体年份的年径流量，不仅受到气候因素的综合作用，而且受到下垫面因素的影响（同时这些因素又受其他许多因素所制约）。因此，它是许多因素共同综合作用的产物，可能在一定范围内取得某任意数值。这就是说某一年径流量的出现可以是偶然的，即可认为年径流量是一种随机变量，其变化受某种统计规律所制约，可以通过统计分析来预估未来的变化。

当前，在研究年径流量统计变化规律时，一般是把年径流量作为相互独立的一维随机变量（即纯随机事件），采用频率计算的方法（这是生产实际中广泛采用的方法）。当年径流量在年际之间存在着相互关系（即相依随机事件）时，则采用水文时间序列分析方法。

综上所述，研究年径流量的变化规律有两条途径，而最为流行的是统计途径。在统计途径中，广泛应用的则是现行的水文频率计算方法。这一方法的要点在于把实测的年径流量系列作为年径流量总体的随机样本，由此样本来估计总体的概率分布（频率曲线），并据以求出指定频率的年径流量。

当实测资料较长时，频率计算的步骤是：

- 1) 资料的整理与分析；
- 2) 频率曲线统计参数的估计；
- 3) 成果的分析。

(二) 年径流资料的整理和分析

1. 年径流量的起迄时间

在水文水利计算中往往不用年历起迄日期，而是用水文年度来划分年期界限。这样不致使水文循环的完整过程遭到干扰。水文年的划分一般可取每年枯水期结束而汛期开始时为起迄点。对北方春汛河流，则应以前一年积雪开始作为起迄点。在水利计算中也有应用水利年的，即以水库蓄水开始为起迄点，以便计算水库的充蓄、废泄和耗用水量间的平衡关系。在多数情况下，水文年和水利年往往是一致的。

不同年度划分的年径流量系列，计算出来的统计参数是有所差异的。根据河北省一些系列较长的测站资料分析，均值 \bar{Q} 一般相差不到10%，而变差系数 C_v 值一般相差3%~4%，最大达11%。

2. 资料系列可靠性的审查

水文年鉴上的水文资料是由整编机构多次审查后刊印的，极大多数是可靠的。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。对水位主要审查水准基面、水尺零点高程的变化情况，对流量主要审查水位流量关系曲线定得是否合理，同时可以通过上下游站年月径流的对照，根据水量平衡原理检查其可靠性。

3. 资料系列一致性的审查和修正

前面已经指出，应用数理统计法的前提是要求统计系列具有一致性，即要求组成的系列中各项是在一致条件下产生的。不同成因条件下的系列一般不能作为统计系列。资料的一致性表现在流域气候条件和下垫面条件的基本稳定性上。所谓基本稳定不可理解为各年的情况不变，而是说各种因素虽在年际间不断变化，但是这种变化只是在平均水平上下摆动，并没有增大或减小的明显趋势。例如汉口站年平均流量过程线（图7-7）就显示出这种特性。当气候因素和下垫面因素有显著的变化时，资料的一致性就会受到影响，甚至遭到破坏。一般认为气候条件的变化极其缓慢，但下垫面条件由于人类的活动而迅速变化。例如，水库的兴建、河道的整治以及各种水利和农田工程的修筑，流域下垫面条件发生变化，使工程完成前后的水文系列缺乏一致性。图7-8是尼罗河年径流量的多年变化图^[1]。由图明显地看出，这个系列是不一致的。一般而言，人类活动影响后的年径流量系列有减小的趋势。为使受人类活动影响的系列和原先的系列具有一致性，必须对受影响的系列进行修正。这种修正，通常为还原计算。

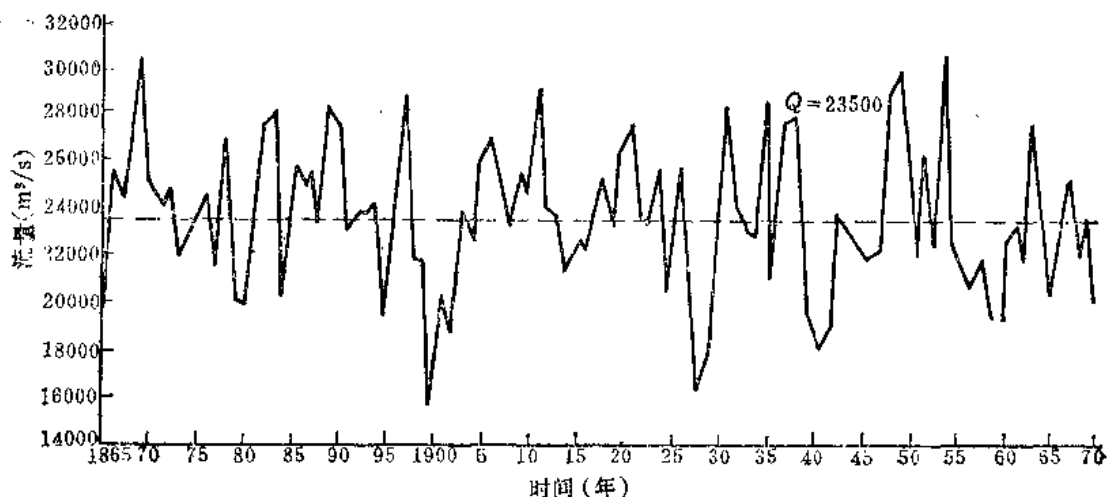


图 7-7 长江汉口站年平均流量过程线

流域内兴建的水利工程措施，是通过引出或引进水量，或进行年际调节直接影响河流的年径流，对于这部分影响的还原计算，在多数情况下可按水量平衡原理进行，如下式：

$$W_{\text{天然}} = W_{\text{实际}} + W_{\text{灌溉}} + W_{\text{工业}} \pm W_{\text{水库}} - W_{\text{引入}} + W_{\text{分洪}} + W_{\text{生物}} \quad (7-4)$$

计算成果的精度取决于各部分水量的估计，往往依靠实地调查估计，因为这一方面很少有实测资料。

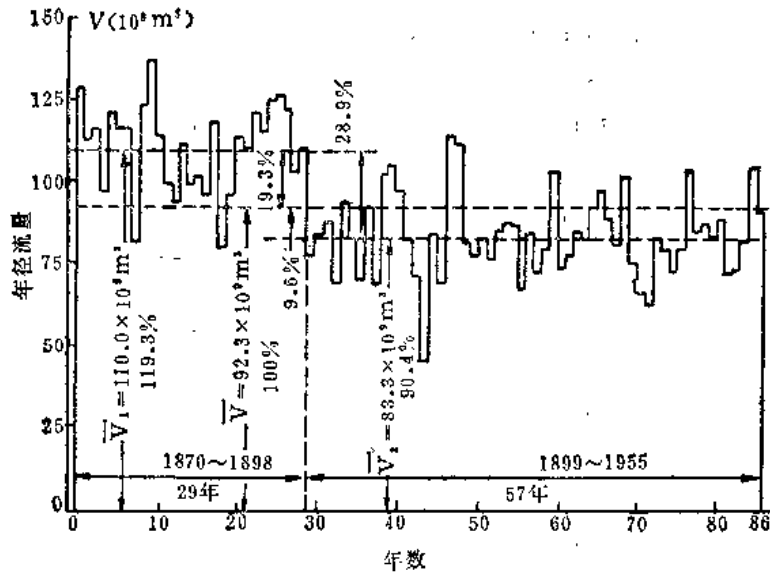


图 7-8 尼罗河年径流量变化图

各种人类活动措施对年径流量还存在一定的间接影响，但是很难作出精确的还原计算，一般仅能对影响较大的因素加以粗略的计算。如兴建大中型水库，或渍涝地区的排干和围垦，由于水面面积改变而使蒸发损失变化，大规模引水灌溉，特别是旱田改水田，使水田面积增加而加大了蒸发。

对于闭合流域在这些人类活动因素作用前和作用后，以年为时段的水量平衡方程式可分别写成：

$$\begin{aligned} y_1 &= x_1 - z_1 - \Delta u_1 & (\text{作用前}) \\ y_2 &= x_2 - z_2 - \Delta u_2 & (\text{作用后}) \end{aligned} \quad (7-5)$$

式中 y —— 径流量；

x —— 降水量；

z —— 蒸发量；

Δu —— 流域蓄水变量。

二式相减得：

$$\Delta y = \Delta x - \Delta z - \Delta(\Delta u) \quad (7-6)$$

由于目前人类活动规模一般对年降水量的影响还不明显，而且难于估计，所以在还原计算时，多不考虑 Δx 项。另外 $\Delta(\Delta u)$ 项是蓄水变量的变化，因为 Δu 本身相对于年径流量 y 而言是较小的数，而且除大型水库外，一般措施不作跨年度多年调节，所以也可以忽略不计，则还原计算公式可简化为：

$$\Delta y_n = -\Delta z_n \quad (7-7)$$

这就是说人类活动因素对年径流的影响，主要通过增加地面拦截量使年蒸发量增加，从而使径流量减少。

由于水面积增加的蒸发损失，可按下式估算：

$$\Delta Z_{\text{年}} = \Delta Z_{\text{水面}} \frac{f_{\text{水面}}}{F} + \Delta Z_{\text{水田}} \frac{f_{\text{水田}}}{F} \quad (7-8)$$

式中 f ——表示各项措施造成水面扩大的面积，可根据调查得出；

$\Delta Z_{\text{水面}}$ ——水面与陆面蒸发之差；

$\Delta Z_{\text{水田}}$ ——按水稻生长期的蒸发量与同期陆面蒸发量之差计算；

F ——流域面积。

各种蒸发量的计算在水文学原理中已述及。引进外流域水量则需调查行水总量，扣除蒸发损失即为年径流增加量。

4. 资料系列代表性的分析

关于资料系列代表性的概念，在洪水计算中的有关章节已作了说明。所谓代表性的分析和审查，是指以代表性良好的合格参证系列为根据，来分析审查短系列的分布特征，即对表征分布特性的三个参数，均值、变差系数和偏态系数进行比较检验。短系列样本的代表性通常很差。今举汉口站年径流量系列的均值和变差系数为例说明如下：设将汉口站 $N=107$ 年（1865~1973，其中缺1944、1945）的年平均流量资料作为近似总体看待，求得其总体的均值 $\bar{Q}_N = 23500 \text{ m}^3/\text{s}$ ，变差系数 $C_{vN} = 0.14$ 。今按样本容量 $n=15$ ，分别求各个样本的分布参数 \bar{Q}_n 、 C_{vn} ，成果见表7-5、图7-9。由图表可知，样本参数有的偏高，有的偏低。如再按样本容量 $n=30$ ，求各个样本的分布参数 \bar{Q}_n 、 C_{vn} ，成果见表7-6。比较两表可以发现：容量大的样本分布参数较容量小的样本分布参数变幅小。在一般情况下资料年数 n 越长，样本的代表性越高，用它来估计总体的误差就越小。

表 7-5 长江汉口站样本容量 $n=15$ 时分段年径流量的分布参数计算成果表

样本编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
年份	起	1865	1870	1875	1880	1885	1890	1895	1900	1905	1910
	迄	1879	1884	1889	1894	1889	1904	1908	1914	1919	1924
$\bar{Q}_n(\text{m}^3/\text{s})$	24200	23500	24100	24600	24400	22600	22900	23200	21300	21300	
C_{vn}	0.13	0.12	0.13	0.12	0.10	0.15	0.13	0.15	0.085	0.090	
样本编号	11	12	13	14	15	16	17	18	19	总体	
年份	起	1915	1920	1925	1930	1935	1940	1947	1952	1957	1865
	迄	1929	1934	1939	1946	1951	1956	1961	1966	1971	1973
$\bar{Q}_n(\text{m}^3/\text{s})$	23100	23500	23500	23400	23800	23000	23600	22800	22200	23500	
C_{vn}	0.14	0.14	0.16	0.15	0.17	0.17	0.17	0.14	0.11	0.14	

表 7-6 长江汉口站样本容量 $n=30$ 时分段年径流量的分布参数计算成果表

样本编号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
年 份	起	1865	1870	1875	1880	1885	1890	1895	1900	1905
	迄	1894	1899	1904	1909	1914	1919	1924	1929	1934
$\bar{Q}_n(\text{m}^3/\text{s})$	21100	24000	23300	23700	23800	23500	23800	23200	23900	
$C_{v,n}$	0.12	0.12	0.14	0.14	0.13	0.13	0.13	0.14	0.12	
样本编号	10	11	12	13	14	15	16	总 体		
年 份	起	1910	1915	1920	1925	1930	1935	1940	1865	
	迄	1939	1946	1951	1956	1961	1966	1971	1973	
$\bar{Q}_n(\text{m}^3/\text{s})$	23900	23300	23600	23500	23500	23400	22000	23500		
$C_{v,n}$	0.13	0.14	0.15	0.16	0.15	0.16	0.15	0.14		

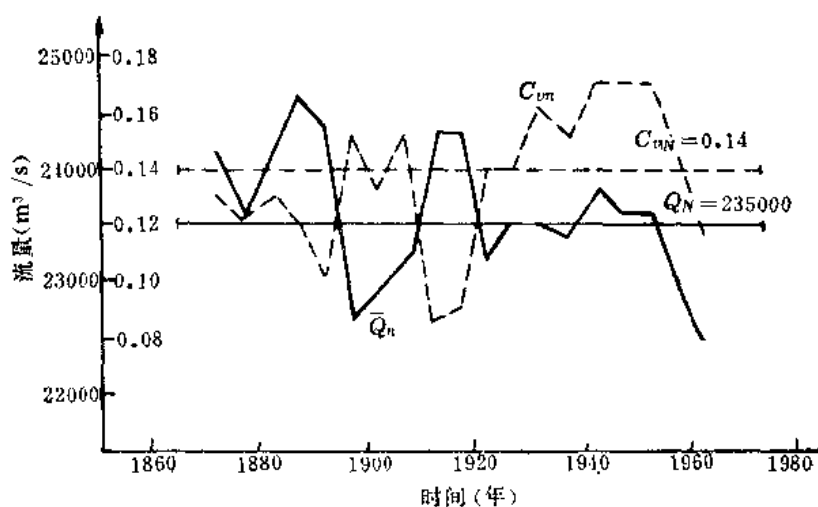


图 7-9 长江汉口站年平均流量均值、变差系数变化图
($n=15$ 年, $N=107$ 年)

一般分析系列代表性的方法如下:

设某站具有 n 年的年径流量系列,为了检验这一系列的代表性,可选择与其成因上有联系的,并且具有充分代表性的长系列($N > n$),作为参证变量(例如年径流量或年降水量等)来进行比较。首先计算参证变量长系列 N 年的统计参数,而后计算参证变量短系列 n 年(与设计年 n 年资料同期)相应的统计参数。假如两者的统计参数值大致接近,就可以认为参证变量 n 年这一系列在长系列 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 年的年径流系列也具有代表性。如果参证变量的长短系列统计参数值相差

较大, 则认为设计站 n 年的年径流系列缺乏代表性。

分析代表性的算例如下:

A站具有19年(1958~1976)年径流资料, 试分析其代表性。

1) 在邻近地区选择与设计站年径流成因上有联系的, 具有更长系列($N=40$ 年)的B站年降水量作为参证变量。

2) 点绘两站同期资料的过程线图。由图7-10发现其时序变化具有较好的同步性。

3) 求参证变量年降水量长短系列的分布参数。

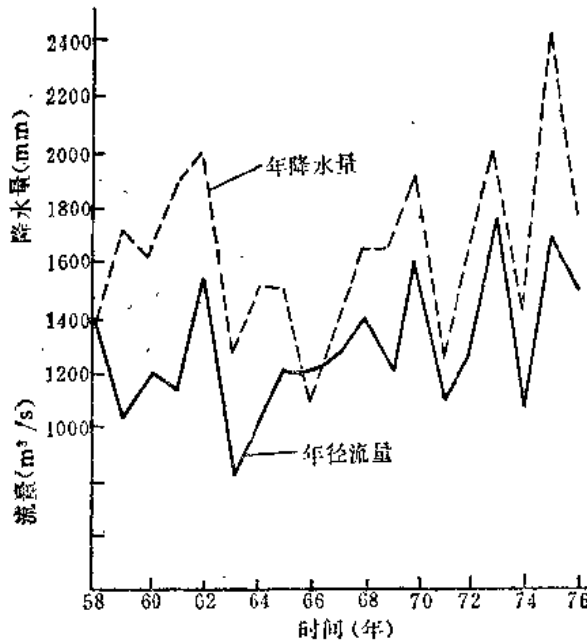


图 7-10 A站年径流与参证站年降水过程对照图

长系列 $N=40$; $\bar{x}_N=1655\text{mm}$, $C_{rN}=0.25$, $C_{vN}=2C_{vN}$;

短系列 $n=19$; $\bar{x}_n=1631\text{mm}$, $C_{vn}=0.25$, $C_{vn}=2C_{vn}$ 。

两者甚为接近, 说明参证站年降水量短系列在长系列中具有代表性。

4) A站年径流量和B站降水量具有同步性, 故推估A站 n 年的年径流也具有代表性。

通过上述方法的分析, 如发现短期系列的代表性不高, 则应当尽量设法插补展延系列, 以提高系列的代表性。插补展延的方法将在下一节介绍。在实际工作中, 如选择不到恰当的参证变量时, 也可通过历史旱涝现象的调查和气候特性的分析, 来论证年径流量系列的代表性。

(三) 年径流量频率曲线统计参数的估计

从经审查后的年径流资料中, 取其代表性最高的一段系列作为计算的依据, 采用和洪水频率计算一样的方法即可得到频率曲线。必须说明, 表征年径流量随机变化的频率曲线, 一般采用P-III型, 经分析论证亦可采用其他线型^[7]。下面仅就三个统计参数的水文

意义、影响因素和抽样误差等加以介绍。

1. 年径流量多年平均值（正常径流量）

年径流量多年平均值以下式计算：

$$\bar{Q}_n = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Q_i \quad (7-9)$$

式中 Q_i ——各年的年径流量；

n ——年数。

一般将 \bar{Q}_n 称为多年平均径流量。由式(7-1)可知，闭合流域 Δw 为零。就多年期的平均而言， Δu 亦为零。这样，多年平均径流量仅与多年平均降水量和多年平均蒸发量有关。在气候和下垫面因素基本稳定的条件下，二者是稳定的数值，因此多年平均径流量也是一个稳定的数值。这个稳定数值通常称为正常径流量。正常径流量表征河流在天然情况下所蕴藏的水量多寡，即水利资源的多寡。因此，它是国民经济有关部门予以注意的一个特征数值。由于正常径流量具有一定的稳定性，所以水文计算中用来作为说明其他径流特征值的基础。例如，将它作为中心来研究年径流量特征值的变化等。因此，它在水文计算中占有很重要的地位。

在生产实践中，常根据实测的 n 年资料来估算多年平均径流量，并以此作为正常径流量之近似值。由于 n 年实测资料不过是一个样本，难免和其总体有一定的差别。实际误差的大小，要看样本对总体的代表性高低而定。

2. 年径流量变差系数

年径流量的均方差与其平均值的比值为年径流量的变差系数，以 C_v 表示。它反映某一河流各年水量相对变动的程度。显然，水量变动大对于水资源的利用是不利的，因而 C_v 在年径流计算中是一个重要的参数。

由样本估出 C_v 的误差大小与样本代表性有非常密切的关系。为了使计算成果尽可能接近总体，必须选择具有代表性的样本，否则会使成果包含很大的误差。

3. 年径流量偏态系数

年径流量偏态系数 C_s ，反映一条河流的年径流量在多年变化中各种大小数值出现机会的对比情况。当较小的年径流量和较大者出现的机会相等时，则 $C_s = 0$ 。当较小的年径流量出现的机会比较大者大时，则 $C_s > 0$ 。反之，则 $C_s < 0$ 。由于一般少水年出现的机会大于多水年，故年径流量的 C_s 常常是正值，即所谓的正偏。

C_s 是一种统计分布特征。到目前为止，人们还不能用水文或地理上的物理概念加以解释。对影响它的因素亦同样是不清楚的。

二、径流年内分配的分析 and 计算

(一) 研究径流年内分配的途径

正如前面指出的，径流量的年内变化极其复杂，要通过成因分析途径确切地预估未来各年的径流过程是不现实的。因此，目前从实测的年份中选出某些年的径流年内分配作为典型，然后予以缩放作为工程设计用年内分配。一般选择三种典型年，多水年、中水年和枯水年来概括地代表变化多端的径流情况。典型年法的基本思路和前述拟定设计洪水过

程线的考虑基本上一样，只不过前者为了兴利计算，而后者为了防洪计算。

另外，径流的年内变化是一种随机变化。人们可以设想以随机过程的途径来研究这样的随机变化，并通过寻求适当的模型产生模拟径流序列，当作检验设计的工具。但这一途径目前仍处在探索阶段，尚未达到实用的地步。

本节将重点介绍典型年法。

(二) 典型年法

典型年法的计算程序是：1) 根据审查分析后的实测径流量资料(包括插补展延的资料在内)，按工程要求确定计算时段，对各种时段径流量进行频率计算，求出指定频率的各种时段的设计径流量值；2) 在实测径流资料中按一定的原则选取各种典型年，一般选丰水、平水、枯水三个典型年；3) 将设计时段径流量按典型年的径流过程加以分配，即得设计所需的年内分配，下面分别讲述各计算步骤。

1. 计算时段的确定和设计时段径流量的计算

计算时段的确定与工程要求有关。对灌溉工程来说，一般取灌溉期作为计算时段，也可取灌溉期内主要需水期为计算时段。如某双季稻灌区灌溉期为4月至10月，而主要需水期为7月至9月，可以取7个月或3个月两种计算时段来统计时段径流量。对水电工程来说，枯水期水量和年水量决定着发电效益，可取枯水期作为计算时段。

当计算时段确定后，就可根据历年逐月径流资料，统计时段径流量。如计算时段为年，则统计各年的年水量(或年平均流量)。由于水库的充蓄泄放不是按日历年而是按水利年进行的，因此年水量要按水利年统计。对年水量频率计算，即可求得指定频率的设计年径流量值。又如选定枯水期三个月作为计算时段，则根据历年逐月径流资料，统计历年连续最枯三个月的水量，不固定起迄时间，选取年内最小值，可以不受年分界的限制而跨年度选择。对连续最枯3个月水量频率计算，即可求得指定频率的设计最枯3个月的径流量值。

为了讨论设计时段径流量的合理性，必须对频率曲线、分布参数(或设计值)进行分析检查。对频率曲线的检查，就是要求各种时段径流量的频率曲线在实用范围内不得相交，即要求同一频率的长时段的设计径流量应大于短时段的设计径流量，否则应修改频率曲线。对分布参数的检查，一般要求在地区上能符合地理分布规律，在时间上应协调，均值随时段的生长而加大， C_v 值一般随时段的生长而有减小的趋势。

2. 典型年的选择

在实测资料中选择典型年的一般原则可以归纳为以下两点：

1) 选择与设计年水量或某一段时间内设计水量相近的年份作为典型年。这是因为与设计水量相近，就使得代表年径流形成的条件不至于和设计年内分配的形成条件相差太远。这样，用典型年的径流分配情况去代表设计情况的可能性也比较大。

2) 选对工程较不利的年份作为典型年。这是因为目前对径流年内分配的规律还研究得不充分，为安全计，选择对工程较不利的年份作为典型年。所谓对工程不利，就是根据这种分配，计算所得的工程效益较低。如对灌溉而言，灌溉需水季的径流量比较枯，非灌溉季节的径流量相对比较大，这种分配需要较大的蓄水库容才能保证供水。

在上述两项原则之间，彼此既有联系又有矛盾，在具体选择典型年时，常根据水利计算的要求，以一项原则为主，适当考虑另一项原则。

3. 典型年的缩放

将典型年的径流量年内分配缩放成设计径流量年内分配的方法，和洪水过程线的放大方法一样有两种：同倍比法和同频率法。具体的计算公式可参见设计洪水章节。下面仅举一例子以说明。

【算例】 在1960年兴修水力发电枢纽时，某河某断面具有1941~1959年共19年的流量资料。在规划设计中，需要求出频率为95%设计少水年径流量之年内分配，频率为50%的设计中水年径流量之年内分配，以及频率为5%的设计多水年径流量之年内分配。按同倍比法缩放的结果，见表7-7；按同频率法缩放的设计少水年成果，见表7-8。

表 7-7 设计年内分配计算表

分 类		各 月 及 全 年 平 均 流 量 (m ³ /s)												全 年
		6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	
95%少水年 (典型年为 1941~1942年)	典型年 分 配	149	278	168	176	122	72.0	50.0	43.6	28.0	41.4	56.0	65.0	104
	设计年 内分配	152	283	171	179	124	73.3	51.0	44.4	28.5	42.2	53.1	66.2	106
50%中水年 (典型年为 1952~1953年)	典型年 内分配	269	339	189	241	160	105	68.0	48.7	38.3	41.0	11.9	176	150
	设计年 内分配	273	344	192	245	103	107	69.0	50.0	39.0	42.0	121	180	152
5%多水年 (典型年为 1947~1948年)	典型年 内分配	150	252	620	504	283	145	77.7	56.6	45.6	42.9	114	117	200
	设计年 内分配	157	264	649	527	296	152	81.3	59.2	47.8	44.9	119	123	210

表 7-8 同频率法求频率为95%的设计少水年径流年内分配(流量单位: m³/s)

月 份	6	7	8	9	10	11	12	1	2	3	4	5	年
1941~1942典型年逐 月平均流量	149	278	168	176	122	72.0	50.0	43.6	28.0	41.4	56.0	63.0	104
95%设计少水年全年 逐月平均流量	155	290	176	184	127	75.0	49.3	35.8	25.0	34.0	55.3	67.8	106

同倍比法缩放所得的设计年内分配和典型年内分配是相似的，即保持了典型年的分配形状；而同频率法，为了使各时段径流量的频率均符合设计要求，采用几个倍比缩放，结果破坏了典型年的分配形状。因此，对典型年法所得的成果常常需作径流成因分析，以探求这种设计分配是否合理。实际工作中，为使典型年内的分配形状不致遭到过大的破坏，一般缩放的时段不宜过多。这些考虑和设计洪水过程线的推求基本上是一样的。在实际计算时，若同倍比法和同频率法得到的设计年内分配相差悬殊时，可以考虑提供两套成果供

水利计算分析之用。

除上述典型年法外，还应用时历法，又名系列操作法。这一方法的实质，在于以实测的年内分配来概括将来可能出现的各种径流年内分配的特性。该法实际属于水利计算的范畴，详细叙述已超过本课程的范围。但必须指出，时历法将不长的观测系列当作总体来看待，有一定的缺陷，因而只有在系列较长并具有代表性的情况下才可考虑应用。

在规划灌溉工程时，设计标准往往不高。为了简化，可按要求在实测系列中挑选一年，不再予以缩放，而直接作为设计年内分配。显然，这只是一变通办法。

第四节 具有短期实测资料时设计年径流量及年内分配的计算

一、概述

在上节中已详述了实测径流资料较长时，设计年径流量及其年内分配的计算。但是，要求所有设计断面具备较长的实测资料，显然是不可能的，因此必须设法解决资料不足时的计算问题。在这种情况下，主要采用展延系列的方法将短期系列展延为长期系列，然后以上节介绍的方法推求设计年径流及其分配。

二、展延年、月径流量系列的方法

在水文计算中，通常应用相关法来展延系列，即通过研究变量与主要参证变量之间的相关关系，利用参证变量的较长实测资料，把研究变量的资料展延到一定长度。如图7-11所示，变量A代表设计站的年（月）径流量，共有 n 年资料。变量B代表参证变量，例如

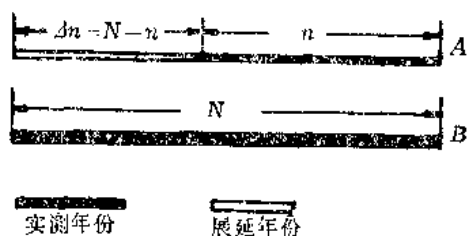


图 7-11 研究变量与参证变量资料情况示意图

流域平均年（月）雨量或相邻站年（月）径流资料之类，共有 N 年资料（ $N > n$ ），则可利用两站平行观测的 n 年资料，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插补。如图7-11，可展延出 $\Delta n = N - n$ 年，使A站的年（月）径流系列延长到 N 年。

在展延年（月）径流量系列时，一般可根据下列条件来选择参证变量：

- 1) 参证变量与设计断面的年（月）径流量成因上有密切联系；
- 2) 参证变量具有充分长的实测资料，以利于用来展延出代表性较高的系列；
- 3) 参证变量与设计断面的实测年径流量之间有一段相当长的平行观测系列，以便用来建立相关关系。

根据上述条件，对不同流域而言，最恰当的参证变量可以完全不同。对同一断面在不同年份按资料情况也可选用不同的参证变量。选定参证变量以后，即可作图定出两变量的相关线。然后，由参证变量的资料通过相关线，将相应的研究变量资料展延出来。此外，当相关图上的点据比较散乱，不易定出关系线时，或有必要获得相关程度的定量指标时，可以通过计算来确定回归方程式，以及说明线性相关程度的相关系数。

线性回归方程一般形式为：

$$y - \bar{y} = r \frac{\sigma_y}{\sigma_x} (x - \bar{x}) \quad (7-10)$$

式中 r —— 相关系数;
 y —— 设计变量;
 \bar{y} —— 设计变量的均值;
 σ_y —— 设计变量的标准差;
 x —— 参证变量;
 \bar{x} —— 参证变量的均值;
 σ_x —— 参证变量的标准差。

其计算式如下:

$$\left. \begin{aligned} r &= \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{(n-1)\sigma_x\sigma_y} \\ \sigma_x &= \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}}{n-1} \\ \sigma_y &= \frac{\sqrt{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}}{n-1} \\ \bar{x} &= \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i, \bar{y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i \end{aligned} \right\} \quad (7-11)$$

式中 n —— 平行观测资料的项数。

若设计变量 y 和参证变量 x 关系密切, 点据密集在相关线附近, 则相关系数的绝对值较大, 否则数值较小, 如图 7-12 所示^[4]。利用设计站和参证站平行观测资料, 通过式 (7-10) 可建立回归线, 示例见图 7-13。

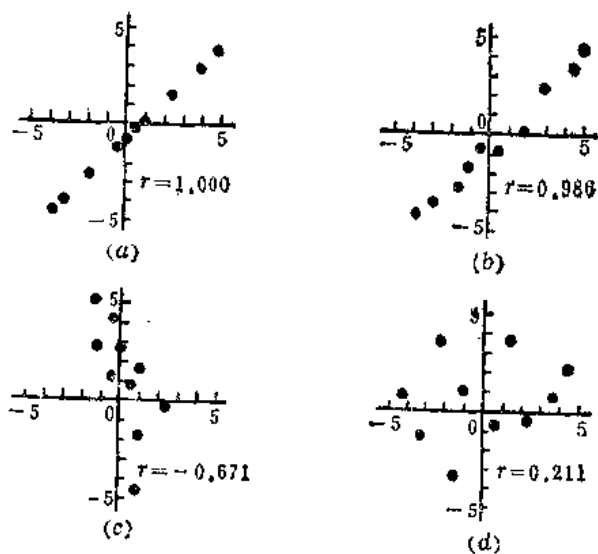


图 7-12 相关图上点据散布情况和相关系数 r 值的关系

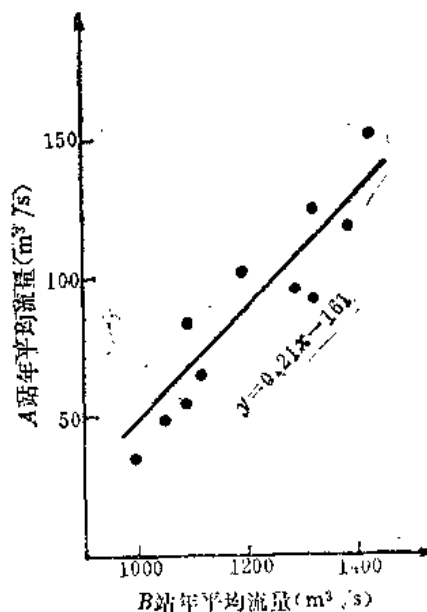


图 7-13 A 站和 B 站年径流量相关图

在实际工作中，通常利用径流量资料或降水量资料来展延年径流量系列，有时也用其他变量（如气温等）作为参证变量。下面举例介绍利用径流量资料和降水量资料展延系列的方案。

（一）利用径流量资料展延系列的方法

当设计站的上游或下游站有充分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。如设计站与参证站所控制的流域面积相差不多时，一般可得良好的结果。如图7-14为黄河石嘴山站与兰州站年径流量之关系。如流域面积相差很大，加以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就可能不好。这时，可以在相关图中引入反映区间径流量的某种参变量（如区间年雨量）来改善相关关系（多元相关）。

当设计站上、下游无长期测站时，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。

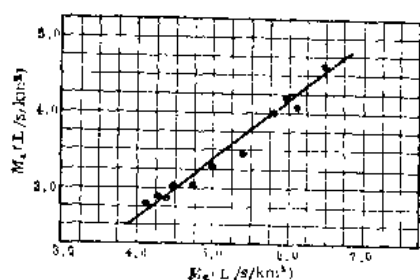


图 7-14 黄河石嘴山站与兰州站年径流量关系图

M_1 —石嘴山站年径流模数； M_2 —兰州站年径流模数

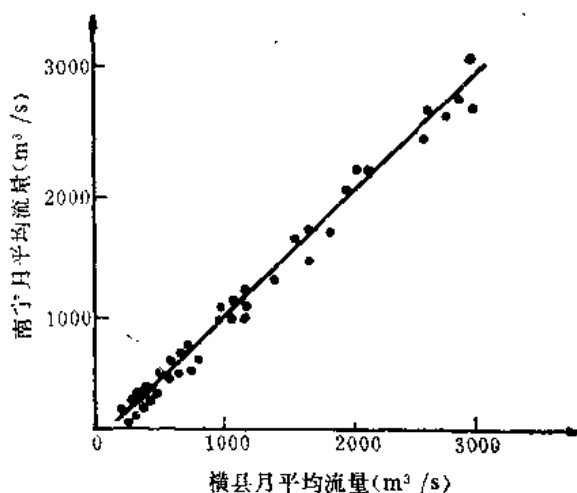


图 7-15 广西郁江南宁与横县月平均流量关系图

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7-15所示。由于影响月径流量的因素远比影响年径流量的因素为多，月径流量的相关关系一般不如年径流量相关关系那样密切。因此，用月径流量关系来展延系列时，要谨慎从事。

（二）利用降水量资料展延系列的方法

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。对于湿润地区，如我国长江流域以及南方各省，年径流量与年降水量之间存在较密切的关系，如用流域平均年降水量作参证变量来展延年径流量系列，一般可得良好结果，如图7-16所示。若流域面积不是很大，而流域平均雨量难以求得时，可以考虑用点降雨量代替平均降雨量，如图7-17所示。对于干旱地区，年径流量与年降水量之间的关系不密切，

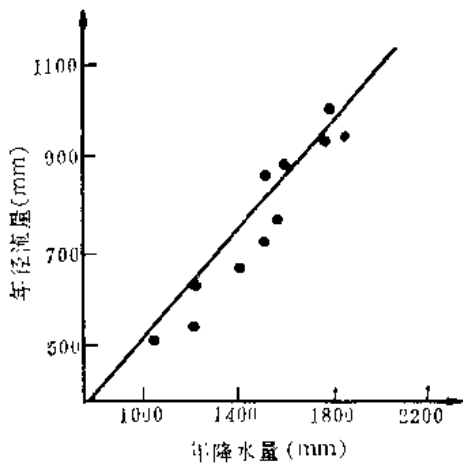


图 7-16 江西贡水赣州以上年降水量与年径流量关系图

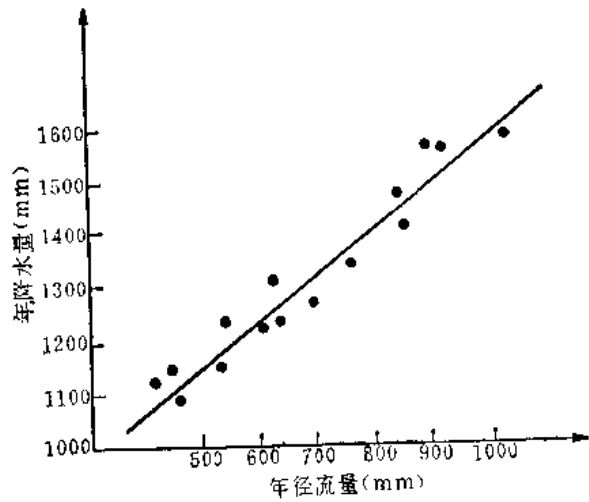


图 7-17 猫跳河修文电站年降水量与年径流量关系图

这时就难于利用其间的关系来展延年径流量系列。

有时由于实测站的实测年径流量系列过短，不足以建立年降水量与年径流量的相关关系时，也可用月降水量与月径流量之间的关系来展延年径流量系列。图7-18为其一例。但应注意，由于降水与相应径流出现时间不完全相同，月降水与月径流之间的关系一般是微弱的，在绘制关系线时，必须对流域的水文现象条件作具体的分析，否则会导致不符合实际的成果。

降雨和径流点据之间的关系有时并不密切，其散乱的主要原因在于没有考虑流域蒸发的影响，而流域蒸发又缺乏直接观测资料，无法作为参变量加入相关图。不过年流域蒸发量与降水的年内分配有密切关系，可以用后者来反映它。因此，在湿润地区可以采用次降雨径流的水量平衡方程式来计算插补年径流量：

$$y = x - (I_m - P_s) = x + P_s - I_m \quad (7-12)$$

式中 y ——一次降雨形成的径流量；

x ——一次流域的平均降雨量；

P_s ——降雨开始时的流域蓄水量；

I_m ——流域平均最大蓄水量。

$I_m - P_s$ 为一次降雨的损失量，即蓄在流域中的水量而后逐渐耗用于蒸发； $x - (I_m - P_s)$ 即为一次降雨产生的径流量。

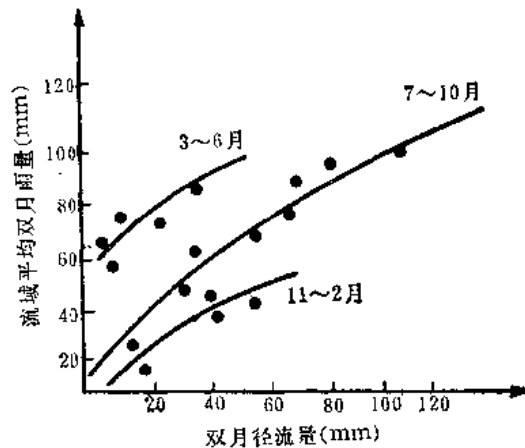


图 7-18 四川流江河静边站双月雨量和双月径流量关系图

根据实测的逐日降水资料，可按上式计算出各次雨的径流量 $[x - (I_n - P_n)]$ ，然后累加起来即得计算的全年径流量 $\sum_n [x - (I_n - P_n)]$ ，可用 y' 表示。最后将计算得来的 y' 和实测年径流量 y 点绘相关图，由于考虑了降雨的年内分配问题，也就是说更好地考虑了流域蒸发的影响，所以 $y' - y$ 较年降雨径流 $x - y$ 相关有显著的改善，如图7-19所示。

我国北方寒冷地区，河川径流主要依靠山上融雪水补给，径流与气温之间的关系比较密切，如图7-20所示。

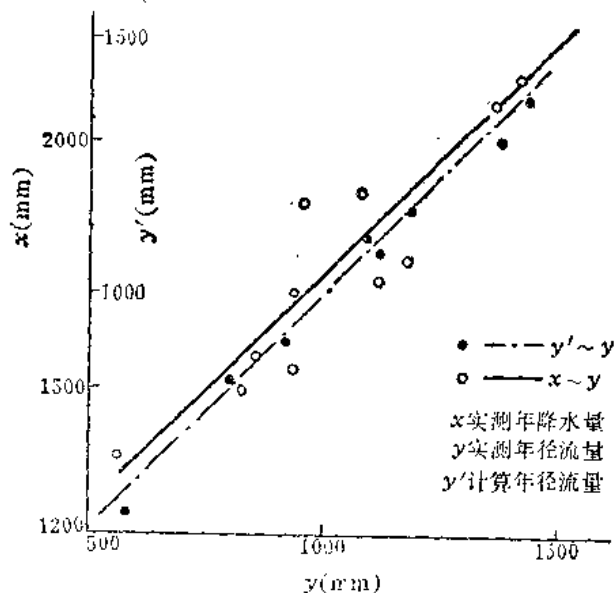


图 7-19 衡江衡县站 $y' - y$ 、 $x - y$ 相关关系比较图

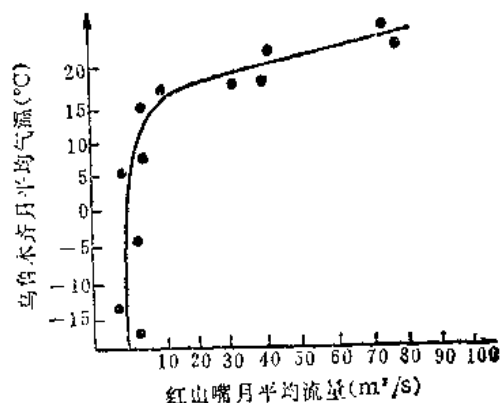


图 7-20 乌鲁木齐月平均气温与红山嘴月平均流量关系

三、相关展延系列时必须注意的问题

相关展延时必须注意下列几个问题：

(一) 平行观测项数的多寡问题

假如平行观测项数过少，或观测时期气候条件反常，或其中个别年份有特殊的偏高，其相关结果将歪曲两变量间本来的关系。利用这种不能反映真实情况的相关关系来展延系列，势必带来系统误差。显然，平行观测项数愈多，则其相关关系愈可靠。因此，用相关法展延系列时，要求设计变量与参证变量平行观测项数不得过少，一般应在15~20项以上。

(二) 辗转相关问题

如果一条河流或不同的河流仅有一个测站的资料年限较长，上、下游几个站均需借助这一测站的资料进行插补延长，有时迫不得已尚得用辗转相关。对于这种辗转插补延长的方法必须注意成果的精度。如图7-21所示，从长沙插补衡阳，衡阳插补祁阳，祁阳插补零陵，其各关系尚称密切。但若以长沙直接与零陵相关，则关系就不甚密切了，如图上第四象限所示。实际上，由长沙辗转插补零陵，是将两个系列数值的差异分散在各个中间关系中，表面上似乎第一、二、三象限的相关点据都很密切，但长沙和零陵的直接关系并不算好，对于零陵插补成果的精度是较差的。辗转相关常隐置了实际上积累的巨大误差，予人以虚假现象，最终成为假相关。因此，最好不用辗转相关展延系列，若实在要用时，必须

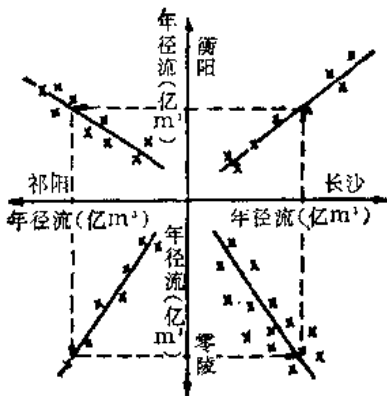


图 7-21 年径流量合轴相关图

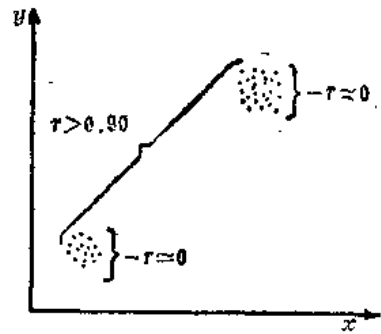


图 7-22 资料成群形成的假相关

十分慎重，对于展延的成果应作合理性的分析，以凭取舍。

(三) 假相关问题

为了说明假相关的概念，先看图7-22、7-23和图7-24。图7-22显示变量 x 和 y 之间的相关，在每一组中都是非常微弱的（接近于零），但是将两组资料组合在一起，相关系数却变得很高。这是一种假相关。图7-23显示，变量 x 和 y 无相关存在，但如该两变量除以第三变量 z 后，则 $\frac{x}{z}$ 和 $\frac{y}{z}$ 便显示出某种关系，如图7-24所示。该图似乎表示，在估计 y 时， x 能提供一定的信息，而事实上两者是无关系的，所以图7-24所显示的关系又是一种假相关。在建立相关关系时，当应用无量纲量、标准化量，或含有相同变量时，最容易出现这样一种假相关。例如，用径流模数与流域面积相关就会造成假相关。因此，为了避免假相关，应直接就原始变量之间寻求关系。

(四) 外延幅度问题

一般而言，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。若超出该范围插补展延资料，其误差将随外延的幅度加大而加大。因此，在实际应用相关线时，外延一般不宜超出实测资料范围以外太远。例如，对于年径流量不宜展延超过50%^[7]。

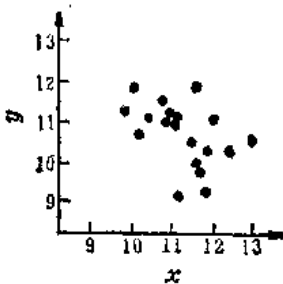


图 7-23 两变量无关系存在

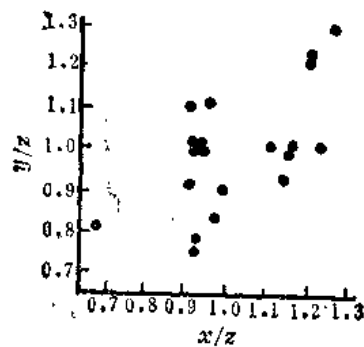


图 7-24 引入第三变量后形成的假相关

(五) 插补的项数问题

相关线反映的是平均情况下的定量关系。由相关线而得的插补值是最可能值，是平均值。而实际值则可大可小。对于展延后的系列，变化幅变将较实际情况为小。这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项数为宜，最好不超过后者的一半。

第五节 缺乏实测资料时设计年径流量及年内分配的计算

当缺乏资料时，设计年径流量及其分配的计算，主要依据水文特征值的地区分布规律。但在具体计算时，二者有一定的差别，现分别加以叙述。

一、设计年径流量的计算

大家知道，要推求各种频率的年径流量，只要估算出年径流量分布的三个统计参数：正常径流量、 C_v 和 C_s 就可以了。因此，缺乏资料时推求设计年径流量，可归结为如何利用各种方法估算三个统计参数的问题。

下面分别叙述估算三个统计参数的方法：

(一) 正常径流量(多年平均年径流量)的估算

1. 正常径流量等值线图法

水文特征值的等值线图是表示水文特征值的地理分布规律的。当影响某一水文特征值的因素，主要是分区性因素时(如气候因素)，则该特征值随地理坐标的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，如影响特征值的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、湖泊、沼泽等)，则特征值就不随地理坐标而连续变化，自然也就无法作出等值线图了。对于同时受到非分区性和分区性两种因素影响的特征值，应当设法消除非分区性因素的影响，才能提高等值线图的精度。

影响闭合流域的多年平均年径流量的主要因素是气候因素——降水与蒸发。由于降水量和蒸发量具有地理分布规律(分区性)，所以多年平均年径流量也具有这一规律。因此，可以绘制多年平均年径流量等值线图，或称正常径流量等值线图，并用它来推求缺乏资料地区多年平均年径流量。

由于流域面积是非分区性因素，为了消去这项影响，多年平均年径流量等值线图总是以单位面积上的径流量(mm)或径流模数($L/(s \cdot km^2)$)为计量单位，而不以平均流量(m^3/s)或径流总量(m^3)为计量单位。

属于一点的水文特征值(例如降水量、蒸发量等)可在地图上把各观测点的特征值标记出来，然后把相同数值的各点联成等值线，即可构成该特征值的等值线图。

对于径流量来说，情况就不同了。任一测流断面的径流量(以深度或模数计)是由断面以上流域面积上各点的径流汇集而成。它不是测流断面处的数值，而是流域的平均值。所以，在绘制多年平均年径流量等值线图时，不能将它点绘在测流断面处，而应该点绘在多年平均年径流量最接近于流域平均值的那一点。显然，这一点的位置与流域内多年平均

年径流量的分布情况有关。当多年平均年径流量在流域上缓和变化，例如大致呈线性变化时，则流域面积形心处的数值与流域平均值常十分接近。在实际工作中，一般即将多年平均年径流量值点绘在流域面积形心处。但在山区，径流量有随地理高程增加而增加的趋势，所以将多年平均年径流量值点绘在流域平均高程处更为恰当。

按上述原则，将各中等流域的多年平均年径流量（以深度或模数计），标记在各该流域的形心或平均高程处，并考虑各种自然地理因素（特别是气候、地形）的特点，勾绘等值线，然后用大流域站的资料加以校核检查。通常先在较大比例尺的地图上绘制多年平均年径流量等值线图，再缩成较小比例尺的图形，以便应用。图7-25为湖北省部分地区多年平均年径流量等值线图。

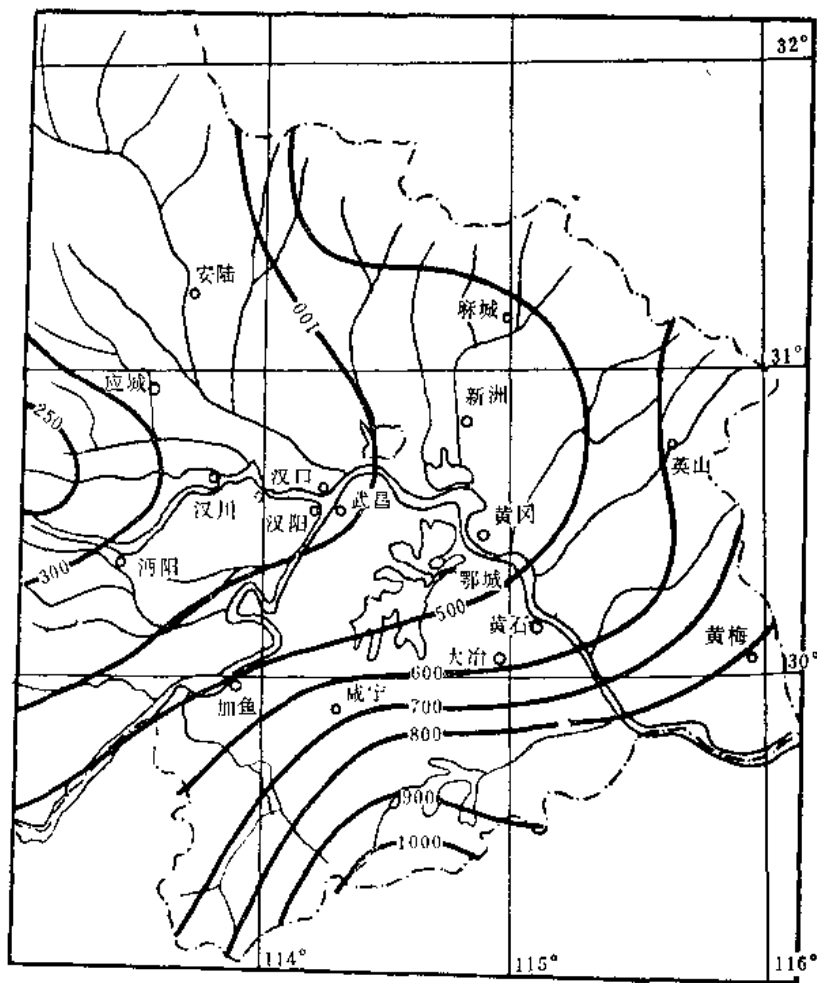


图 7-25 湖北省部分地区多年平均年径流量等值线图（单位：mm）

用等值线图推求无资料流域的多年平均年径流量时，须先在图上圈出设计断面以上的流域范围，然后定出流域面积的形心。若流域面积较小，且等值线分布均匀，通过形心处的等值线数值即可作为流域的多年平均年径流量。若无等值线通过形心，则以线性内插求

得。如流域面积较大，而等值线的分布又不甚均匀时，则用加权平均法来计算流域的多年平均年径流量。如图7-26所示，流域的多年平均年径流量可由下式求得，

$$M = \frac{\frac{1}{2}(m_0 + m_1)f_1 + \frac{1}{2}(m_1 + m_2)f_2 + \dots + \frac{1}{2}(m_{n-1} + m_n)f_n}{F} \quad (7-13)$$

式中 M ——设计站的多年平均年径流量[mm或L/(s·km²)];
 f_1, f_2, \dots, f_n ——两相邻等值线间的部分流域面积，其和等于全流域面积 F (km²);

m_0, m_1, \dots, m_n ——等值线所代表的多年平均年径流量[mm或L/(s·km²)].

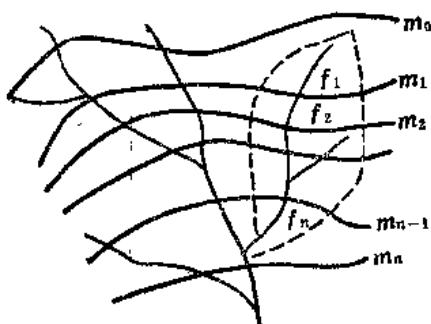


图 7-26 使用等值线图推求多年平均流量示意图

必须指出，同一等值线图应用于大小不同的流域时，其精度是不同的。

大流域一般均有较长时期流量资料，实际上很少需要使用等值线图来寻求多年平均年径流量。

对于中等流域，多年平均年径流等值线图有很大的实用意义，它的精度一般也较高。

对于小流域，等值线图的误差可能很大，实际应用时，要加以修正。因为小流

域一般属于非闭合流域，在影响流域多年平均年径流量的因素中，除了气候因素（分区性因素）以外，下垫面因素（如土壤特性、河槽下切深度、地下水埋藏深度等非分区性因素）常使多年平均年径流量随地区的变化变得极为复杂。各种变化在以中等流域（一般为闭合流域）资料为准而绘制的等值线图上是无法反映的。因此，对不能全部截获地下水的小流域，直接使用等值线图来推求多年平均年径流量时，一般将得到偏大的数值。但对湿润不足地区（干旱草原和沙漠），一般将得到偏小的数值。这是因为流域及河槽表面的蒸发和损失减少的缘故。因此，取自等值线图的径流值用于小河时，需根据具体情况适当加以修正，以使其反映实际的水文特性。

至于修正的具体方法，虽然有一些，但都不够成熟。下面仅简略介绍通常采用的一种方法。

对于欲估算径流量的小流域，首先应实地作枯水流量调查。此项工作在枯水期进行。作为调查对象的枯水流量应该是接近多年期间的最小值，不能把一般年份的最小流量作为枯水流量看待。为了避免瞬时枯水流量的误差较大，可用连续几天出现的较稳定的平均枯水流量。

在具体考虑小流域有关地下补给情况定量修正时，可从图上查算出多年平均年径流量，和该地区一般情况下地下水所占的百分数（一般已统计计算列于各省水文手册中），推算出小流域处一般情况下的地下水流量。其计算式为：

$$Q_{地} = \alpha Q_0 \quad (7-14)$$

式中 $Q_{地}$ ——地下水流量;

Q_0 ——多年平均年径流量(取自图上);

α ——地下较稳定的枯水补给流量占多年平均年径流量的百分数。

将 $Q_{地}$ 与调查得到的 $Q_{查}$ 进行比较,如 $Q_{地}$ 和 $Q_{查}$ 相差不大,则不必进行修正,否则按照 $\Delta Q = Q_{地} - Q_{查}$ 计算出 ΔQ ,从 Q_0 中减去 ΔQ 作为采用的数值。

对喀斯特地区使用等值线图时需慎重从事。径流量的修正要通过调查来确定。如果流域内有大量地下水流入,要在多年平均年径流量中加入这部分水量;如果流域内有大面积的封闭区,并查明此部分水量流入外流域,应减去封闭区的水量。

山区流域径流量资料一般较少,径流在地区上的变化又较剧烈,因此山区流域多年平均年径流量等值线图的绘制和使用较之平原地区更需特别注意。一般山高雨多,因而等值线图对于未设山地雨量站的那些山区,可能有较大的出入,使用时应适当加大。

2. 水文比拟法

所谓水文比拟法就是将参证流域的某一水文特征量移用到设计流域来的一种方法。这种移用是基于设计流域影响径流的各项因素与参证流域的各项因素极为相似。很明显,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观测资料,其主要影响因素应与设计流域接近。所谓主要影响因素,对不同的水文特征量有所差异,就多年平均年径流量而言,其主要影响因素对较大流域应该是气候条件;对于小地区是地面高程和坡面方位;对于干旱地区是河床的水文地质条件、土壤性质和河床下切深度等。在特殊地区,要注意特殊自然地理条件的影响。

选好参证流域后,即可将参证流域的多年平均年径流量(径流深或径流模数)直接移用于设计流域。当参证流域有个别非分区性因素与设计流域有显著差别时,应该进行修正。必须指出,比拟法是水文计算中广泛应用的一种简便实用的方法。它不仅可用于推求无资料地区的多年平均年径流量,也可用来推求其他水文特征值,如枯期径流量和泥沙量等。同时,即使在有充分实测资料情况下进行水文计算时,也常常使用水文比拟法来分析计算成果的合理性。

3. 经验公式法

经验公式法是以多年平均年径流量与其影响因素之间的定量关系为基础,根据设计流域的具体条件以估算多年平均年径流量的一种方法。用经验公式推算设计成果时,一般应先分析经验公式的适用条件,然后研究是否可用于设计流域。盲目机械地搬用经验公式常会导致错误的成果。

无资料时多年平均年径流量的估算一般应用上述三种方法,而当前应用最为广泛的则是等值线图法。用此法所获成果的精度在一般情况下能满足设计的要求。当应用水文比拟法时,只要选择到恰当的参证流域,成果的精度不至于较等值线图所得成果精度为低,而且在有些情况下,根据等值线图确定出的数值,还需要运用水文比拟法加以检验。所以,水文比拟法也是当前应用得较多的一种方法。至于经验公式法目前应用较少。

(二) 年径流量变差系数的估算

当缺乏径流资料时,年径流量 C_v 的估算通常应用下列几种方法。

1. 年径流量 C_v 等值线图法

前面已经讲过，影响年径流量变化的因素主要是气候因素。在一定程度上，也可用等值线图来表示年径流量 C_v 值在地区上的变化规律。因此，可以应用年径流量 C_v 等值线图来估算无实测资料时流域年径流量的 C_v 值。年径流量 C_v 等值线图的绘制方法和使用方法，都与多年平均年径流量等值线图相似。图7-27是湖北省部分地区年径流量 C_v 等值线图。应该指出， 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）。这是因为影响年径流量变化因素除气候因素外，还有一些非分区性的自然地理因素，后者在小流域上更为突出。从图上查出 C_v 值后，有时尚需修正。修正时可以考虑下述几方面的情况：

- 1) 山区的 C_v 一般小于深丘区，更小于浅丘区。
- 2) 流域土地利用率高，则 C_v 相应地大一些。反之，若土地利用率低，则 C_v 相应地小一些。
- 3) 若流域多森林，一般植被良好，则 C_v 小一些。反之，则大一些。
- 4) 一般情况下，若流域面积大一些，则 C_v 相应小一些。反之，若流域面积小一些，

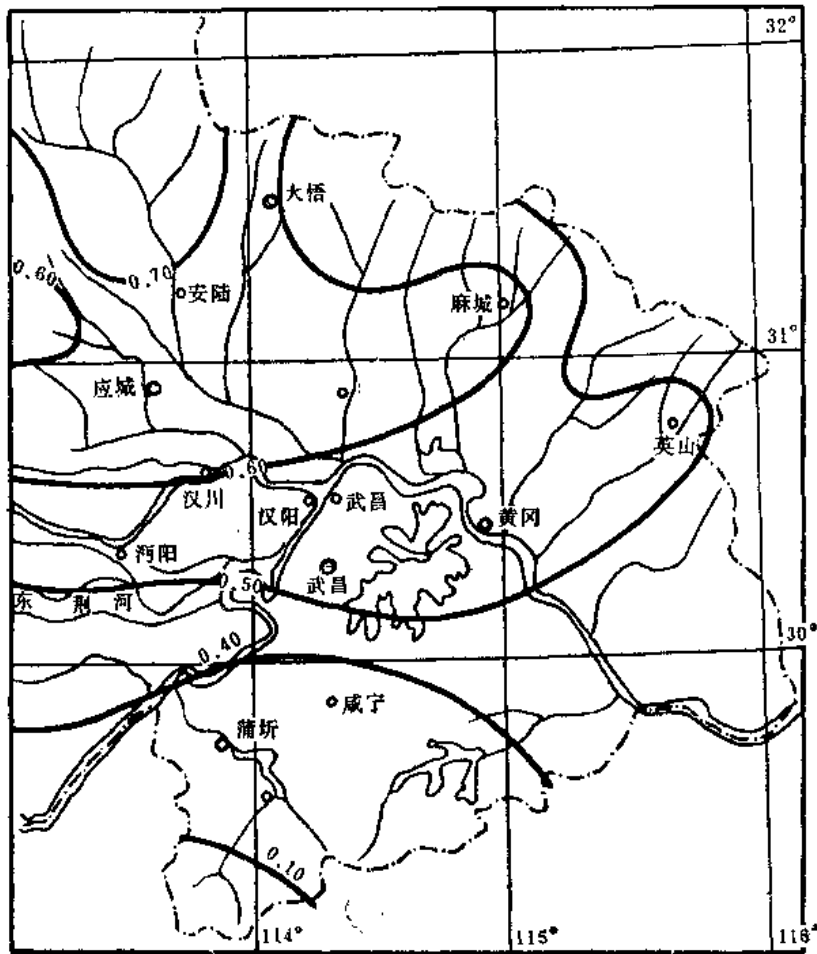


图 7-27 湖北省部分地区年径流量变差系数 C_v 等值线图

则 C_v 相应大一些。

为了保证 C_v 值的精度达到设计要求,和估算多年平均年径流量一样,应实地作枯水流量调查。若 $Q_{枯}$ 和 $Q_{测}$ 相差较大,则按下式估算实用的 C'_v :

$$C'_v = \frac{C_v}{1-p} \quad (7-15)$$

式中 C'_v ——实际采用的年径流量变差系数;

C_v ——由图上查出的年径流量变差系数;

p ——减少的地下较稳定的枯水补给量占多年平均年径流量的百分数。

上式中 p 可由下式计算:

$$p = \frac{Q_{地} - Q_{测}}{Q_{测}} \quad (7-16)$$

式(7-16)中符号意义同式(7-14)。

2. 水文比拟法

在缺乏实测径流资料时,也可设法直接移用邻近测站的年径流量 C_v 值。此时要求:

1) 两测站所控制的流域特征大致相似; 2) 两流域属于同一气候区。如违背了这些条件,会造成较大的误差。例如,对于渠江支流明月江明月潭站,流域面积为 650km^2 ,年径流量 C_v 为0.40,而对于岷江支流白沙河杨柳坪站,流域面积为 460km^2 ,其年径流量 C_v 却为0.14。两流域的 C_v 值差别如此之大,即是由于流域特征和气候条件显著不同的缘故。因此,比拟法虽然简便,但必须仔细选择恰当的参证站,这在实际工作中务必注意。

3. 经验公式法

求年径流量 C_v 的经验公式的类型很多。下面介绍其中的两个。

北京水利水电科学研究院公式:

$$C_{v,r} = \frac{1.08(1-a)}{(\alpha_0 + 0.10)^{0.8}} C_{v,x} \quad (7-17)$$

式中 $C_{v,r}$, $C_{v,x}$ ——年径流量变差系数、年降雨量变差系数;

α_0 ——多年平均径流系数(以小数计);

a ——地下径流量占总径流量的份额(以小数计)。

山东省分析了鲁北地区的资料,得出下列公式:

$$C_{v,r} = \frac{1.1C_{v,x}}{\alpha_0^{0.8} + 0.06\log F} \quad (7-18)$$

式中 F ——流域面积,取其常用对数;

其他符号意义同前。

上述公式,均根据一定地理条件的河流上实测资料分析推算而得,适用范围有一定限制。在使用时必须进行验证。

(三) 年径流量偏态系数的估算

当缺乏实测径流资料时,年径流量 C_v 值一般通过 C_s 与 C_v 的比值定出。根据水文比拟法可以将参证站 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、设计径流年内分配的计算

当设计流域缺乏实测径流资料时，广泛使用比拟法来推求设计年径流量的年内分配，即直接移用参证流域各种典型年的各月经流分配比乘以设计年径流量即得设计年内分配。

必须说明，在有些情况下，不直接移用参证流域的各月经流分配比，而是将参证流域典型年的径流资料用水文比拟法移到设计流域来。具体移用时，有直接移用和考虑雨量修正的移用两种情况。

显然这些方法都没有考虑到当地因素的影响，只能使用于流域规划或初步设计阶段的粗略估计。计算成果可能与实际情形有较大的出入，尤其对于一些小流域，由于局地因素的作用更加显著，可能造成很大的误差。

为了提高计算成果的精度，有必要进行修正。例如考虑小流域地下水补给量的修正法是分区给出地表径流分配比模型，这种模型只反映地面径流的年内分配情况。至于各月的地下水补给量，应实地作枯水流量调查。

当应用水文比拟法时，最好参证流域与设计流域有一段平行观测的短期资料，以便进行合理修正。

利用平行观测资料来对上述各种方法进行修正的主要思想说明如下：

前面说过，年内分配的重点在于枯水期。假如能对枯水期的水量加以控制，使其尽量接近于实际情况，这时对枯水期以外的分配形式，即使与实际情形有较大的出入，对于最后所得的经济指标，也不至于有多大的影响。因此，根据平行观测资料主要是去修正枯水期的径流量，使之符合于实际。

最后列出一个算例，说明在无资料情况下设计年径流量及其分配的计算步骤：

求某水库（ $F=284\text{km}^2$ ）坝址处的丰、平、枯三个典型年的设计年径流量及其年内分配。丰水年设计频率 $p=10\%$ ，中水年 $p=50\%$ ，枯水年 $p=90\%$ 。

1) 求设计年径流量

由多年平均年径流深及年径流量 C_v 等值线图（图7-28）查得 $\bar{y}=1360\text{mm}$ ，换算得 $\bar{Q}=12.25\text{m}^3/\text{s}$ ， $C_v=0.26$ ， C_s 采用 $2C_v$ 。

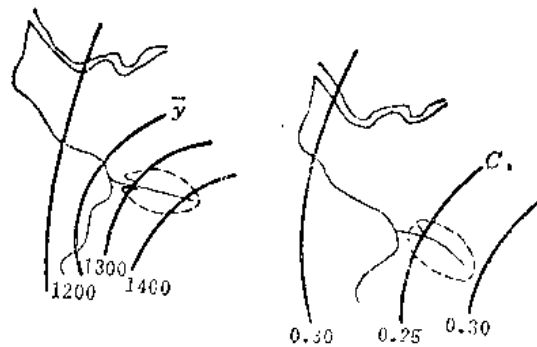


图 7-28 多年平均年径流量 \bar{y} 及年径流 C_v 等值线图

并由P-III型表查得指定频率的设计年径流量如下:

P (%)	10	50	90
K_p	1.34	0.977	0.685
$Q_p(m^3/s)$	16.4	12.0	8.39

2) 求设计年内分配

根据水文手册上给出的本地区丰、平、枯三个典型年的年内分配百分比(见表7-9),乘以设计年径流量(还要乘以年内的月数12)即得设计年内分配。

表 7-9 设计径流年内分配计算表(流量单位: m^3/s)

类别	月份												全年
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
丰水典型年分配(%)	1.6	2.7	11.0	18.3	28.6	11.8	5.2	6.1	3.2	4.2	3.6	3.7	100%
$p=10\%$ 设计月径流	3.1	5.3	21.6	30.0	56.3	23.2	10.2	12.2	6.3	8.3	7.1	7.3	16.4
平水典型年分配(%)	3.1	2.8	9.8	9.3	27.3	20.2	10.2	5.9	2.9	4.0	2.6	1.9	100%
$p=50\%$ 设计月径流	4.5	4.0	14.1	13.4	39.3	29.1	14.7	8.5	4.2	5.8	3.7	2.7	12.0
枯水典型年分配(%)	1.0	3.3	10.5	13.2	13.7	36.6	7.3	5.9	2.1	3.5	1.7	1.2	100%
$p=90\%$ 设计月径流	1.0	3.3	10.6	13.3	13.8	36.8	7.3	5.9	2.1	3.5	1.7	1.2	8.39

第六节 流量历时曲线

径流的分配过程除用上述的流量过程表示外,还可用所谓流量历时曲线来表示。这种曲线是按其时段内所出现的流量数值及其历时(或相对历时)而绘成的,说明径流分配的一种特性曲线(见图7-29)。如不考虑各流量出现的时刻而只研究所出现流量数值的大小,就可以很方便地由曲线上求得在该时段内等于或大于某流量数值出现的历时。流量历时曲线在水力发电、航运和木材流放等工程设计的水利计算中有着重要的意义,因为这些工程的设计,不仅取决于流量的时序更替,而且还取决于流量的持续历时。

根据工程设计的不同要求,历时曲线可以用不同的方法绘制,并具有各种不同的时段,因而有各种不同的名称。常见的有:

一、多年综合日流量历时曲线

多年综合日流量历时曲线是根据所有各年份的实测日平均流量资料绘成的,它能反映流量在多年期间的历时情况。

在工程设计中,有时要求绘制丰水年(或枯水年)的综合日流量历时曲线,它是根据各丰水年(或枯水年)的实测日平均流量资料绘成的。

此外,还有所谓丰水期(枯水期、灌溉期)的综合日流量历时曲线,它是根据所有各年丰水期(枯水期、灌溉期)的实测日平均流量资料绘成的。

- [2] 长江流域规划办公室水文水利计算室著, 河流综合利用水文水利计算(上卷), 水利电力出版社, 1959.
- [3] 刘光文等编, 水文分析与计算, 中国工业出版社, 1963.
- [4] M.Yevjevich, Probability and Statistics in Hydrology, Water Resources Publications, 1972.
- [5] C.T.Haan, Statistical Method in Hydrology, The Iowa State University Press, 1977.
- [6] 成都科技大学等合编, 工程水文及水利计算, 水利出版社, 1981.
- [7] 中华人民共和国水利电力部, 水利水电工程水文计算规范(试行), SDJ214-83, 水利电力出版社, 1985.

第八章 设计枯水径流量计算

设计枯水期径流量，对于引水灌溉、发电、航运、给水和水质污染控制等都十分重要。本章介绍主要的计算方法。

枯水期径流量有两部分来源，其中主要一部分来自前一时期的蓄水量，另一部分则来自枯水期的降雨。

在一个水文年度中，河流的枯水期径流量可采用最小月径流量、连续三个月最小径流量及整个枯水期径流量等。设计枯水期径流量，就是指某一时段内一定频率的径流量。指定频率的大小及时段的长短根据设计要求来确定。瞬时最小流量在工程设计上意义不大，常常以日为最短计算时段。

设计枯水径流量计算和分析，随水文资料情况的不同而有所差别，现分为三种资料情况叙述。

第一节 长期资料情况下设计枯水径流量的计算

一、资料的审查分析

对枯水流量资料，要作审查分析以确定资料系列的可靠性、一致性和代表性。审查的原则和方法大致同第七章所述，只是枯水径流的可靠性和一致性的审查应予以足够的重视。分析的重点是枯水流量的测验误差和人类活动的影响。

(一) 测验误差

通常枯水测验往往测次少，垂线布置稀疏，加之枯水径流的测验也有一些实际困难，低水时期流速本身较小及流速仪性能所限，难以精确测定。此外，河床演变、水草生长、冰花等因素的影响，也使测验精度降低，相对误差增大。

枯水径流由于测验或整编中的错误引起的误差，可根据不同的原因，采用相应的方法重新进行计算和整编。这些已在水文测验中讲述，不再介绍。

(二) 人类活动的影响

人类活动对枯水径流的影响很大。河流上修建了水库，径流受到调节，流域内植树造林，可以增加地下蓄水量，增大枯水径流；上游提水灌溉或筑坝取水，甚至可以使下游发生断流现象，改变枯水径流量数值。因此，在对枯水资料进行审查分析时，除考虑测验误差以外，尚需分析人类活动对枯水径流的影响，根据不同影响因素，用不同方法对枯水径流进行改正。

枯水径流受人类活动造成的误差，在进行频率计算之前，必须查明原因，进行改正和还原，下面简略介绍三种改正方法：

1. 退水曲线法

对任一给定流域, 其出口断面一般都具有一稳定的地下径流退水曲线, 曲线方程式为:

$$Q_t = Q_0 e^{-\alpha t} \quad (8-1)$$

式中 Q_t ——退水开始后 t 时刻的地下径流量 (m^3/s);

Q_0 ——退水开始时, 即 $t=0$ 时的地下径流量 (m^3/s);

α ——退水系数。

式(8-1)反映一个流域在正常情况下的退水规律。若实测枯水流量的递减情况, 不受这一规律所制约, 即实测点据偏离退水曲线, 则可推断这些点据已受到人类活动的影响。

2. 上、下游枯水径流量相关法

对于上、下游枯水径流量关系较好的河流, 可以利用未受人类活动影响的资料, 建立相关线, 表示正常情况下的定量关系。若某年枯水流量的点据偏离正常相关线甚远, 可能是人类活动影响所致。

3. 长短时段枯水径流量相关法

年最小日平均流量受人类活动的影响很大, 但对月平均流量的影响较小。所以, 可用长短时段枯水期流量相关法, 来改正某些年受人类活动影响的实测流量。如福建省建宁站年最小日平均流量与相应月平均流量建立的相关线, 如图8-1所示。一般点据都靠近相关线, 唯有1973年3月7日的点据偏离相关线较远, 查其原因系受上游水电站蓄水影响。

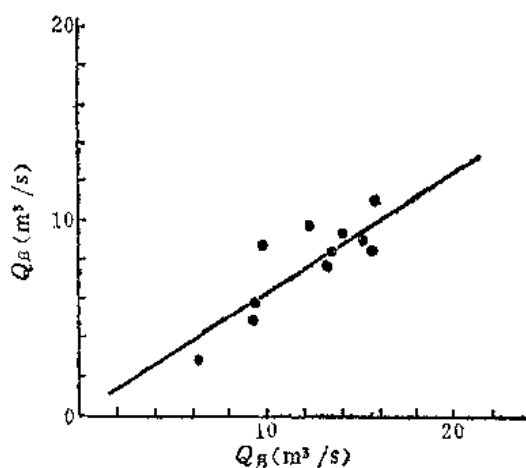


图 8-1 建宁站年最小日平均流量与相应月平均流量相关图

二、设计枯水径流量的计算

设计枯水径流量频率计算的方法和前述洪水流量、年径流量原则上是一样的。对于枯水资料系列中可能出现零值。在系列中有零项的情况下, 频率计算的方法主要有两种:

(一) 直接计算法^[1]

将枯水流量系列, 按频率计算的要求直接点绘在机率格纸上, 然后按照经验点据的位置目估配线, 或者只绘制经验频率曲线, 如图8-2所示。

(二) 间接计算法^[2]

这种方法是按资料项数的比例来计算的, 故亦称为比例法。其计算步骤如下:

设有 n 项资料系列, 其中有 k 项资料大于零。现将大于零的 k 项资料作为一个系列进行频率计算, 以选定的线型绘出频率曲线, 如图8-3中的实线A所示。其实A线只能代表全部 n 项资料中一部分资料 (k 项) 的分布情况, 故任何一项的频率予以缩减 $\frac{k}{n}$ 倍, 即

$$p_s = \frac{k}{n} p_b \quad (8-2)$$

按缩减后的频率，再连出虚线，作为欲求的频率曲线。事实上，式(8-2)可以由条件概率的概念推导出来^[3]，限于篇幅，不予详介。

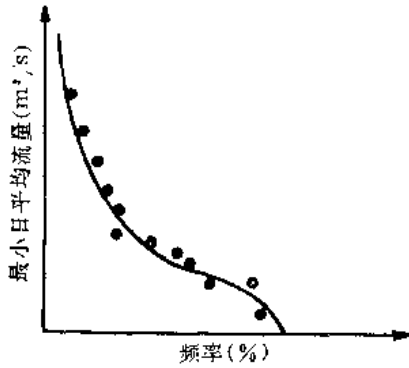


图 8-2 具有零项时的频率曲线

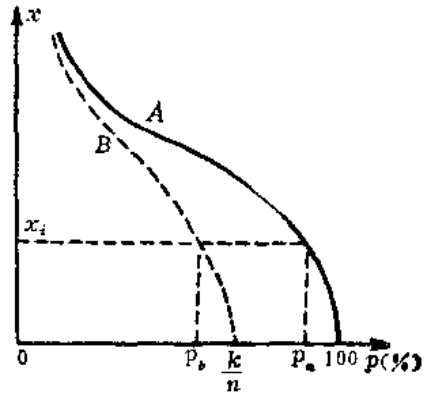


图 8-3 比例法示意图

枯水径流量频率计算，一般要求具有20年以上的实测资料，多采用P-Ⅲ型曲线适线。在频率计算前，尽可能作历史枯水调查，若系列中有特小枯水，可考虑作特小枯水处理。其原则和方法与特大洪水处理类似。应注意，由于特小枯水的重现期估计往往极不可靠，在适线时对调查的特小枯水仅能作为参观点据，而重点要考虑全部实测的最小流量点据。

对频率计算所得的设计成果，应从各方面作合理性检查和分析。其方法与洪水、年径流成果相仿佛。但必须注意，枯水径流更多地受到局部地方性因素的影响，所以应侧重对设计流域的下垫面条件作实地调查和分析，以判断设计成果是否合理。

第二节 短期资料情况下设计枯水径流量的计算

当实测枯水资料不足20年或虽有20年左右资料，但经分析资料代表性较差，以及资料不连续有缺测时，应设法将资料进行插补和展延，然后再进行频率计算。下面介绍几种常用的展延枯水径流的方法。

一、上、下游枯水流量相关

设计站资料短，而上、下游站资料较长时，可以用设计站与上下游站枯水流量，每年取一个最小值，点绘相关图。在同期观测资料较短，点据过少，难以定线时，可以用两站的日平均流量（一年多点）点绘相关线，并考虑传播时间（相邻流域相关，取同日期平均流量值）。对于一年一个最小值的相关点，要注意枯水出现的时间是否一致。若出现时间相差很多，且点据偏离关系较远时，要分析原因，确定点据的取舍和修正。

上游有支流汇入时，要加入支流站资料进行相关。干支流枯水流量相加时，要考虑时间上的一致性，不能将干支流在不同时间出现的年最小流量加在一起与下游设计站枯水流

量相关，而应该以干流为主，加上支流与干流枯水出现时间相对应的枯水流量，或者以设计站出现枯水的时间为准，找出上游干支流对应时间（即考虑传播时间）的枯水流量相加，然后与设计站枯水流量相关。图8-4是晋江流域安溪站（上游）加洪湫站（支流）与石碇站（下游）枯水流量相关图。据此图即可用安溪加洪湫资料来展延石碇站枯水系列。但须注意安溪用年最小流量，洪湫用相应日期流量，石碇站用年最小流量，其关系为

$$Q_{石} = 1.1 Q_{安+洪}$$

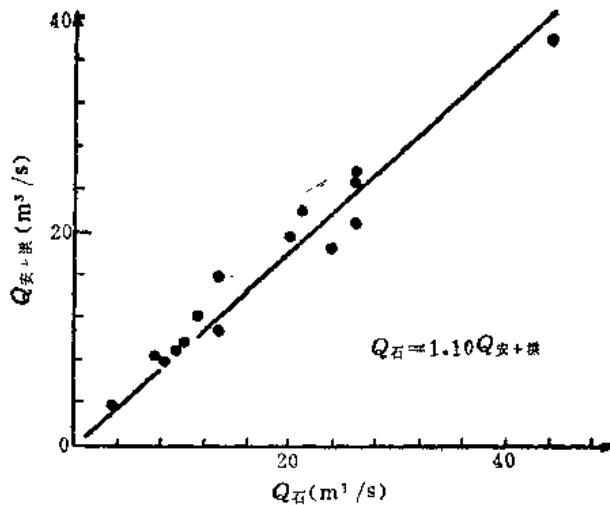


图 8-4 晋江上下游枯水流量相关图

二、本流域与邻近流域枯水相关

若设计站所属流域的上下游没有其它水文站资料，或者有水文站但实测枯水流量资料比设计站短，不能展延设计站的枯水系列时，可与邻近流域有较长实测枯水资料的水文站建立相关关系，来展延设计站枯水系列。在建立相关关系前，必须分析两流域的特征，最好选择同一气候区，下垫面因素相近，且流域面积比较接近的站作为参证站来展延系列。

三、利用本站水位-流量相关进行枯水流量展延

若设计站水位资料较长，而流量资料短，且测流断面系山区性岩石河床断面，多年来基本上没有冲淤变化，历年水位-流量关系相当稳定，可以试用本站水位-流量关系曲线来展延枯水系列，但只能作为检验其他方法成果之用。

系列展延后，即可按有长期资料的情况作频率计算。在展延系列时，需要注意插补延长的项数不能太多。当设计站的实测枯水资料较短，需展延的系列较长时，展延系列不仅工作量大，且由于累积误差而使展延系列后的频率曲线精度难以估计。这时，可假定设计站与上、下游站枯水出现的重现期在时间上一致，不作设计站枯水系列展延，而借用上下游较长资料站的频率曲线求出设计频率的枯水流量，再用设计站与上、下游站的枯水流量相关线查出设计站的枯水流量。

如果设计站资料过短，不足以同上、下游（或邻近流域）站建立相关关系，而它们属于同一气候区，下垫面因素也相近，可以假设参证站与设计站同一年份枯水径流的频率相

同，并移用参证站的 C_v 和 C_s ，而设计站多年平均枯水流量 \bar{Q} 用下式计算：

$$\bar{Q} = \frac{Q_i}{K_i} \quad (8-3)$$

式中 Q_i ——设计站某年实测枯水流量(m^3/s)；

K_i ——与 Q_i 对应的模比系数，即参证站同一年份的 K 值。

如果平行观测资料不止一年，而是 n 年，则可类似地得出 n 个 \bar{Q} ，取其算术平均数作为多年平均值 \bar{Q} 。根据统计参数 \bar{Q} 、 C_v 、 C_s ，即可求得设计站任何设计频率的枯水流量。

第三节 缺乏资料情况下设计枯水径流量的计算

资料缺乏时，设计枯水径流量的计算通常应用水文比拟法、分区图法和经验公式。现分别叙述如下。

一、水文比拟法

当设计流域无资料时，可根据影响枯水径流因素相似的原则，在该流域附近选一参证流域。参证流域一经选定，便可以下列方法之一移用枯水径流特征值。

(一) 直接移用

将参证流域枯水径流量统计特征参数，直接移用到设计流域来，但移用均值时，必须以模数或径流深表示。

(二) 间接移用

将参证流域的某一频率的枯水径流量，按面积比换算到设计流域来。

二、枯水径流分区图法

有些地区将多年枯水径流资料进行分析，绘制枯水径流分区图，并列各区的相应计算参数，这对解决无资料地区的设计枯水径流计算有一定实用价值。例如，四川茂汶地区曾根据实测资料和调查资料绘制了年最小日流量的参数分区图，如图8-5所示。各分区的参数，见表8-1。

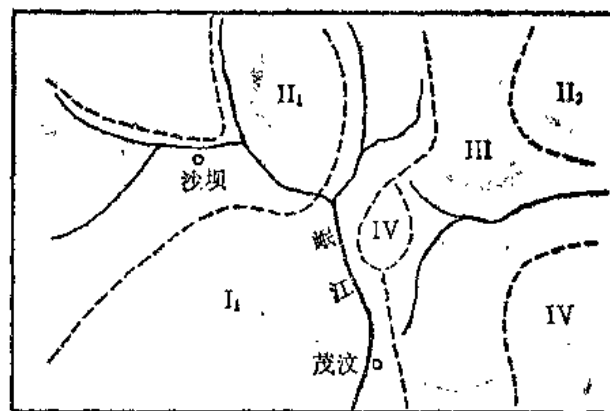


图 8-5 四川省茂汶地区最小日流量分区图

表 8-1

四川茂汶地区年最小日流量参数

区号	均值	C_v	C_s/C_v	区号	均值	C_v	C_s/C_v
I ₁	$\bar{Q} = 0.0028F^{1.1}$	0.05	2	II ₁	$\bar{Q} = 0.00111F^{1.1}$	0.20	2
I ₂	$\bar{Q} = 0.00286F^{1.1}$	0.25	2	III	$\bar{Q} = 0.00303F^{1.1}$	0.20	2
II ₁	$\bar{Q} = 0.011F^{1.1}$	0.10	2	IV	$\bar{Q} = 0.0111F^{1.1}$	0.20	2

注 F为流域面积, (km²)。

三、经验公式

影响枯水流量的气候因素和下垫面因素众多, 但可以从中选出几个主要因素与枯水径流量建立经验关系, 进而选配出经验公式。例如四川省最小月平均流量经验公式为:

$$\bar{Q} = aF^b \quad (8-4)$$

式中 \bar{Q} ——年最小月平均流量(L/s);

F——集水面积(km²);

a、b——分区参数, 由表8-2查得。

表 8-2

四川省部分地区枯水流量分区参数表

分区范围	岷江中下游	沱、涪江中下游	嘉陵江中上游	渠江中下游
a	0.253	2.67	1.74	0.61
b	1.30	0.824	0.824	1.06

以上三种方法中, 一般广泛使用水文比拟法, 但不论用哪种方法, 都必须对流域进行查勘、调查和必要的枯水测验, 以修正计算的成果。

参 考 文 献

- [1] 刘光文等编, 水文分析与计算, 中国工业出版社, 1963。
- [2] 金光炎著, 水文统计原理与方法, 中国工业出版社, 1964。
- [3] United States Water Resources Council, Guidelines for Determining Flood Flow Frequency, 1983。

第九章 设计泥沙量的分析和计算

第一节 概 述

天然河流挟带着大量泥沙。观测资料表明我国河流挟沙量较大，尤其是北方某些河流挟沙量之大是世界上所罕见的。表9-1是世界上部分多沙河流水沙量比较表。

表 9-1 中 外 河 流 输 沙 量 一 览 表

国 别	河 流	测 站	年 输 沙 量 (万 t)	侵 蚀 模 数 (t/km ³)
中 国	长 江	宜 昌	40000	445
	黄 河	陕 县	170000	2275
	泾 河	张 家 山	37000	6520
	永定河	官 厅	8200	1930
	嘉陵江	北 碚	13600	637
	西 江	梧 州	10400	315
苏 联	阿 姆 河	克 尔 基	21700	
	顿 河	拉 兹 多 尔 斯 卡	640	1.5
	伏 尔 加 河	博 夫 卡	2560	1.85
	叶 尼 塞 河		1100	0.4
印 度	干 达 克 河		19600	3120
越 南	红 河	越 池	13000	1060
美 国	科 罗 拉 多 河	大 峽 谷	18100	1160
	密 西 西 比 河		31200	54

河流中如此多的泥沙，在环境保护、水利水电规划设计，以及与水有关的其他各项工程规划设计中，都必须加以考虑。在河流上修建水库后，大量泥沙将淤积在库内，使有效库容不断减少。表9-2是山东省部分水库实测淤积量，由此表可以看出泥沙问题的严重性。在设计水库之前，必须估算泥沙量的多寡，在规划设计航运工程时，为确定航线，航行船只规模等，必须研究河床的冲刷与淤积，而这些与河流泥沙的运动和数量密切相关。此外，为预测建坝后下游河床的变迁，亦须预先掌握河道泥沙运动规律和了解泥沙数量的多寡。最后，能否由河中引水，直接供给城市居民生活用水或工矿企业用水，同样必须查明河中含沙情况。由上述可见，泥沙的研究在生产实际中是非常重要的，尤其在我国多沙河流的地区，更为重要。

目前关于泥沙运动的研究，业已形成了一门独立的学科——河流动力学。它研究泥沙运动的基本规律，以及如何利用这些规律去解决水库的淤积过程、水库坍岸、河床演变及渠道淤积等问题。

本课程的任务主要是阐述搜集和分析工程所在地点以上悬移质和推移质泥沙的来源与数量, 以及颗粒级配组成等有关资料, 并在此基础上预估未来工程运用期内泥沙的数量, 例如多年平均值、年际变化、一年中不同时期数量的多寡与颗粒级配等, 从而为各种工程规划设计提供必要的资料。

表 9-2 山东省部分水库实测淤积量表

水库名称	集水面积 (km ²)	运用年数	原库容 (10 ⁶ m ³)	淤积量 (10 ⁶ m ³)	库容损失程度 (%)	年平均损失率 (%)
冶 源	785.6	13	168.2	1220	7.5	0.58
高 崖	351.0	13	126.2	567	4.5	0.35
白 浪 河	353.0	13	80.2	386	4.8	0.37
尹 府	178.0	14	136.0	250	1.8	0.13
许家崖	584.0	14	272.0	1220	4.5	0.82
岸 堤	1694.0	13	733.0	3790	5.2	0.40
破 山	1782.0	10	467.8	2040	4.4	0.44
朋 村	239.0	13	134.6	288	1.9	0.14
日 照	544.0	15	279.0	1070	3.8	0.26
马 河	240.0	15	134.0	380	2.8	0.19
雪 野	444.0	13	239.5	475	2.3	0.17
黄 前	292.0	12	88.4	317	3.6	0.30
卧 虎 山	557.0	12	67.0	832	12.4	1.03
褚家王	344.0	16	71.3	600	8.4	0.53
七 一	105.8	12	8.66	372	42.9	3.06
马 宋	180.0	15	13.33	219	10.4	1.09
米 山	450.0	12	219.0	448	2.05	0.18
榜 山	99.6	16	56.0	118	2.2	0.14
高 格 庄	125	16	17.3	259	15.0	0.91

第二节 影响泥沙量的因素

为了阐明泥沙的变化情况, 并在此基础上拟定估算方法, 必须先研究影响泥沙的各项因素^[1]。

众所周知, 泥沙是流域内岩石土壤由于热力、风力和水力等外力作用不断风化剥蚀与侵蚀的产物, 因而数量的多少主要取决于:

- 1) 侵蚀力的大小, 尤其是水力的大小;
- 2) 流域内被侵蚀物的特性, 如岩石的坚硬程度, 土壤的种类和结构, 植被的好坏以及地形缓陡等。

上述 1) 与气候因素有关, 而 2) 则为下垫面因素。以下分别加以叙述。

一、气候因素

气候因素中影响最大的是热量与水分。一方面它们是侵蚀的外力, 直接决定着泥沙的多寡; 另一方面它们又影响下垫面因素, 间接影响着泥沙的数量。

在水分过剩及水分充足的地区, 流域坡面上被覆良好, 于是地面径流的破坏作用较

弱。在这些地区，侵蚀程度较小，因而泥沙亦相应较少。

当转入中等水分，以及水分不足的地区时，植被程度逐渐减低，此时，坡面径流的侵蚀作用亦相应地加大，因而泥沙随之增多。

在干旱地区，由于植被极差，加之土壤含水量不足，土壤易于破碎，因而有助于泥沙的形成。

由以上看来，随着影响泥沙的气候因素在地区上的变化，泥沙的数量亦大致随着地区而发生相应的变化。所以可得出如下结论：泥沙与某些径流特征值相似，也具有一定的地区规律性，但不很显著。

二、下垫面因素

在大致相同的气候条件下，流域下垫面的差异，常常引起泥沙数量的显著不同。例如，永定河官厅以上，由桑干河及洋河来的泥沙数量较多，而由妫水河来的则很少。其显著差异就是因为桑干河、洋河两流域的下垫面条件与妫水河不同的缘故。可见，下垫面因素的影响在局部地区是非常显著的。在较小流域上，由于这种局地影响使得上述泥沙的地区分布规律变得不明显。

随着流域面积增大，下垫面局部的影响逐步得到修匀，而气候因素的影响逐渐显得突出，亦即地区的分布规律逐步明显起来。

显然，人类经济活动对泥沙亦有显著的影响。例如，大渡河龚咀水库的修建，使大渡河铜街子站每年下泄的沙量，平均从建库前的3300万t减少到772万t。这个数字是可观的，它说明兴修水利工程对泥沙的影响非常之大。

第三节 河流泥沙量悬移质变化的特点

河流泥沙量一般包括两大部分：悬移质和推移质。前者实测资料多于后者。所以本书在讲述泥沙变化特点时，着重通过悬移质说明，而推移质与悬移质有类似之处。悬移质受多种因素的影响，因此和洪水、径流一样，它在时序变化上具有偶然性。大量观测资料表明了这一点。例如图10-1表示北碚站和大通站年悬移质输沙量和年平均流量的多年变化情况。一般而言，前者的年际变化大于后者。表9-3是长江流域代表站年输沙量的多年变幅情况。该表清楚地显示沙量的变幅远远大于水量的变幅。

输沙量在多年期间除显示出围绕平均值而上下摆动的随机变化外，还呈现丰枯交替的循环变化。从图9-1中的大通站，可粗略分析出年输沙量的这种循环变化，例如，大致可划分为三个完整周期，每个周期约10年左右，连续最长多沙期为8年，连续最长小沙期5年。

输沙量年际之间的变化，主要受着降雨和径流年际变化的制约。图9-2为西宁站年输沙量、年平均流量和流域年平均降水过程线。由该图看出，三者的变化基本上是相应的。

输沙量不仅年际发生变化，而且年内分配亦是不均匀的，见表9-4。这种年内不均匀性除受径流年内分配不均匀性的影响外，还受其他因素的影响，例如降雨的地区分布。所以，尽管输沙量的年内分配情势与径流分配有一定的关系，但并不完全相似，有时甚至有

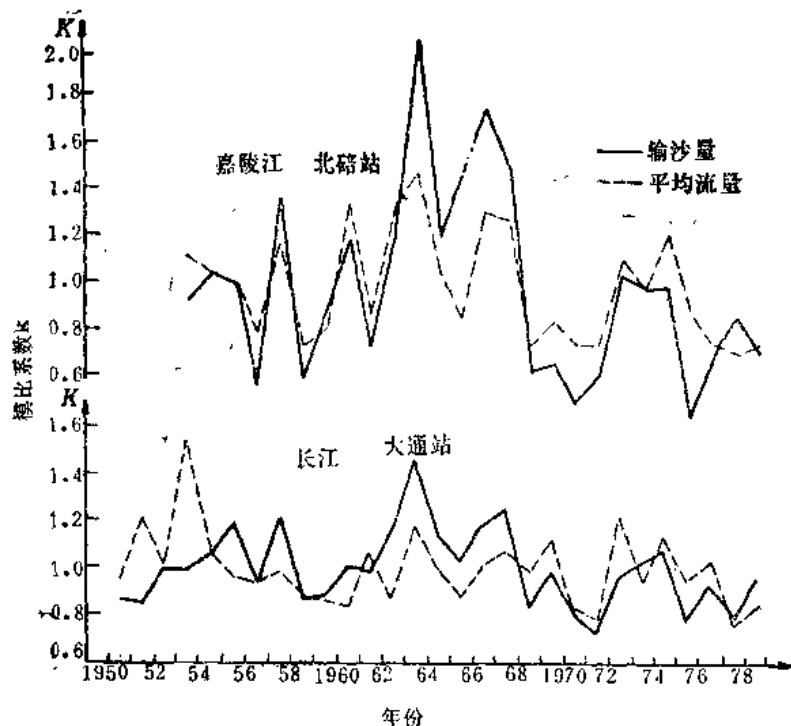


图 9-1 年悬移质输沙量和年径流量的多年变化情况

表 9-3 长江代表站含沙量、输沙量的多年变幅

河 名	站 名	流 域 面 积 (km ²)	年最大流量 与年最小流 量之比值	年最大含沙量 与年最小含沙 量之比值	年最大输沙量 与年最小输沙 量之比值	统 计 年 限
金沙江	石 鼓	292700	1.81	4.96	8.96	1958~1979
	屏 山	485100	1.74	2.40	3.98	1954~1979
	寸 滩	866600	1.53	2.05	2.38	1953~1979
	宜 昌	1005500	1.61	1.73	2.05	1950~1979
	螺 山	1294900	1.72	2.50	1.37	1954~1979
长 江	汉 口	1488000	1.79	2.83	2.17	1953~1979
	大 通	1705400	2.01	2.06	1.99	1951~1979
	高 场	135400	1.59	4.14	5.35	1953~1979
	李 家 湾	23300	2.89	4.52	13.04	1957~1979
	北 碚	156100	2.01	4.23	5.14	1944~1947 1954~1979
岷 沱 嘉 陵 乌 湘 资 沅 澧 汉 赣 抚 信	武 陵 潭	83000	2.30	3.57	5.44	1954~1979
	湘 潭	81600	3.38	3.52	10.97	1954~1979
	桃 江	26700	2.75	14.93	33.63	1953~1979
	沅 源	88200	2.27	6.08	9.09	1952~1979
	三 江 口	15240	2.88	6.21	10.84	1954~1979
	盘 山	140200	4.92	15.92	42.22	1951~1979
	外 洲	60950	4.92	3.64	11.79	1951~1967
	李 家 渡	15810	4.51	2.15	8.39	1956~1979
	李 家 渡	15810	5.49	2.33	11.57	1956~1979
	梅 港	15540	3.73	2.24	4.82	1955~1979

表 9-4 长江代表站输沙量年内分配情况

河名	站名	月输沙量占全年总量的百分数(%)												最大1个月		最大3个月		最大5个月		统计年限
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	占年总量(%)	时间	占年总量(%)	时间	占年总量(%)	时间	
金沙江	石鼓	0.08	0.07	0.09	0.32	1.15	8.33	30.71	35.71	19.63	3.33	0.46	0.12	35.7	8	86.1	7~9	97.7	6~10	1953~1979
	屏山	0.16	0.10	0.08	0.22	1.18	11.47	26.54	30.02	21.21	7.17	1.46	0.39	30.0	8	77.8	7~9	96.4	6~10	1954~1979
	寸滩	0.10	0.07	0.11	0.54	2.97	10.53	30.95	26.76	20.13	6.23	1.30	0.31	31.0	7	77.8	7~9	94.6	6~10	1953~1979
长江	宜昌	0.15	0.08	0.23	1.21	5.40	10.60	28.70	24.95	18.82	7.10	2.39	0.57	28.7	7	72.3	7~9	90.0	6~10	1950~1979
	螺山	1.47	1.38	1.98	4.43	7.50	11.00	19.81	18.69	16.56	9.68	5.07	2.42	19.8	7	55.1	7~9	75.8	0~10	
	汉口	0.92	0.77	1.37	3.94	7.90	10.37	21.43	19.45	16.37	10.44	4.79	1.95	21.4	7	57.6	7~9	78.4	6~10	1933~1979
岷江	大通	0.66	0.67	1.21	3.78	8.77	10.60	20.86	18.27	15.78	10.26	7.40	1.74	20.9	7	54.9	7~9	75.8	6~10	1951~1979
	高场	0.03	0.03	0.06	0.41	1.91	10.79	35.13	35.41	13.37	2.39	0.41	0.06	35.4	7	83.9	7~9	97.1	6~10	1953~1979
	李家湾	0.01	0.01	0.01	0.04	0.69	7.65	38.60	37.95	13.65	1.29	0.09	0.01	38.6	7	90.2	7~9	99.1	6~10	1957~1979
沱江	北碚	0.01	0.01	0.06	0.93	5.35	5.09	35.64	19.12	26.54	6.70	0.45	0.04	35.6	7	81.3	7~9	93.1	6~10	1954~1979
	武隆	0.04	0.04	0.37	3.26	17.48	32.21	24.41	10.16	8.63	2.91	0.98	0.12	32.2	7	74.1	5~7	92.3	5~9	1954~1979
	湘源	0.69	1.62	4.28	16.75	26.08	27.80	10.11	7.65	2.14	1.46	1.42	0.60	27.8	6	70.6	4~6	87.8	4~8	1953~1979
资水	桃江	0.33	0.75	3.58	8.71	23.10	22.38	13.03	15.26	11.44	0.52	0.70	0.20	23.1	5	58.5	5~7	85.2	5~9	1952~1979
	桃源	0.10	0.25	1.04	7.67	23.15	27.71	26.36	8.48	2.72	1.40	0.99	0.13	27.7	6	77.2	5~7	93.4	4~8	1954~1979
	三江口	0.03	0.04	0.80	6.11	14.98	31.39	27.52	13.98	4.06	1.61	0.45	0.03	31.4	6	73.9	5~7	94.0	4~8	
汉江	黄家港	0.08	0.73	0.70	3.19	5.11	5.74	34.25	27.93	16.12	5.72	0.82	0.21	34.2	7	78.3	7~9	89.8	6~10	1951~1979
	螺盘山	0.44	0.39	0.77	3.59	6.68	5.27	29.49	25.17	17.18	8.51	1.79	0.73	29.5	7	71.8	7~9	85.6	6~10	1959~1979
	外洲	0.64	2.26	6.13	16.16	24.06	28.54	8.84	5.80	3.75	2.36	0.92	0.54	28.5	6	62.8	4~6	83.7	3~7	1956~1979
抚河	李家渡	0.76	2.85	7.21	16.89	27.13	28.27	11.76	1.90	1.14	0.95	0.57	28.3	6	72.3	4~6	91.3	3~7	1956~1979	
	梅港	0.65	3.35	6.82	16.88	23.48	31.60	10.89	3.36	1.52	0.87	0.43	0.65	31.6	6	72.0	4~6	89.2	3~7	1955~1979

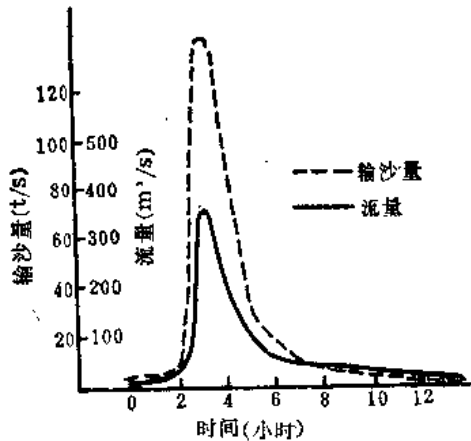


图 9-4 洪水过程线和输沙过程线示意图

显著的差别。如图 9-3 所示，湟水干支流主要站输沙量的年内分配与相应的径流量年内分配之间的差别就比较显著。

在一年之中输沙量最多的时期为汛期，和洪水过程线相类似，有所谓沙峰过程线，表示一次洪水期间，输沙率随时间变化的过程。如图 9-4 所示，沙峰过程线的变化主要受洪水过程所制约，但变化的幅度一般较洪水为大。

总之，不论逐年变化还是年内变化，泥沙变化的幅度均较水量为大，其估算亦较水量困难。加之沙量资料较水量资料短

缺，从而更加重了这种困难。下面介绍的各种估算泥沙量的方法，一般说来都比较粗略。

第四节 多年平均泥沙量的估算

泥沙的多年平均值常用多年平均输沙率、输沙量或含沙量表示。它具有一定的稳定性，是泥沙量中的一个重要特征值。在工程规划设计中应用最为广泛。

下面分别叙述悬移质和推移质多年平均值的估算方法：

一、悬移质

(一) 有长期实测资料时

当设计站的实测资料在 12~15 年以上，并且具有一定的代表性时，可以认为有长期实测资料。此时可以直接取实测资料的多年平均值。

计算成果的精度取决于原始资料的质量和资料的代表性。一般这项工作常与年径流量资料代表性的论证结合起来，并且通常认为，若年径流资料业已具有代表性，则相应的年输沙率亦具有代表性。

(二) 资料不足时

当资料不足时，一般先设法延长资料，然后计算多年平均值。如资料年限过短，无法延长时，则可应用无资料时的各种计算方法。

由前面已经知道，年输沙量和年平均流量之间有一定的关系。图 9-5 为长江流域部分测站二者之间的相关关系。可以利用这种关系来展延输沙量系列。但是，在有些情况下，二者之间的关系可能不密切，如图 9-6 所示。这种现象不是偶然的。年降水中侵蚀作用最为强烈的是汛期降水。至于其他时期的降水，则由于强度小、水量少、侵蚀能力弱，对年输沙量的影响不大。因此，汛期径流与年输沙率之间的关系可望比年径流量与年输沙率之间的关系较好。

根据同一项渭河南河川站资料，采用了汛期平均流量与年输沙率关系，图 9-7 比图 9-6 所示的关系稍好。

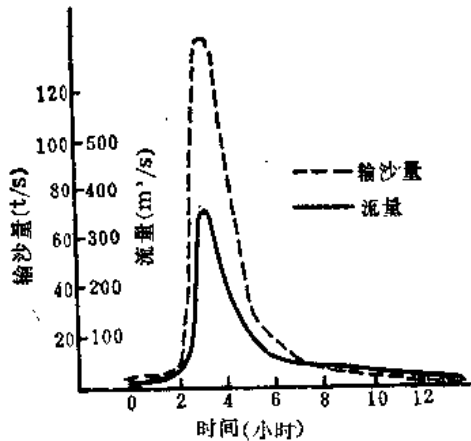


图 9-4 洪水过程线和输沙过程线示意图

显著的差别。如图 9-3 所示，湟水干支流主要站输沙量的年内分配与相应的径流量年内分配之间的差别就比较显著。

在一年之中输沙量最多的时期为汛期，和洪水过程线相类似，有所谓沙峰过程线，表示一次洪水期间，输沙率随时间变化的过程。如图 9-4 所示，沙峰过程线的变化主要受洪水过程所制约，但变化的幅度一般较洪水为大。

总之，不论逐年变化还是年内变化，泥沙变化的幅度均较水量为大，其估算亦较水量困难。加之沙量资料较水量资料短

缺，从而更加重了这种困难。下面介绍的各种估算泥沙量的方法，一般说来都比较粗略。

第四节 多年平均泥沙量的估算

泥沙的多年平均值常用多年平均输沙率、输沙量或含沙量表示。它具有一定的稳定性，是泥沙量中的一个重要特征值。在工程规划设计中应用最为广泛。

下面分别叙述悬移质和推移质多年平均值的估算方法：

一、悬移质

(一) 有长期实测资料时

当设计站的实测资料在 12~15 年以上，并且具有一定的代表性时，可以认为有长期实测资料。此时可以直接取实测资料的多年平均值。

计算成果的精度取决于原始资料的质量和资料的代表性。一般这项工作常与年径流量资料代表性的论证结合起来，并且通常认为，若年径流资料业已具有代表性，则相应的年输沙率亦具有代表性。

(二) 资料不足时

当资料不足时，一般先设法延长资料，然后计算多年平均值。如资料年限过短，无法延长时，则可应用无资料时的各种计算方法。

由前面已经知道，年输沙量和年平均流量之间有一定的关系。图 9-5 为长江流域部分测站二者之间的相关关系。可以利用这种关系来展延输沙量系列。但是，在有些情况下，二者之间的关系可能不密切，如图 9-6 所示。这种现象不是偶然的。年降水中侵蚀作用最为强烈的是汛期降水。至于其他时期的降水，则由于强度小、水量少、侵蚀能力弱，对年输沙量的影响不大。因此，汛期径流与年输沙率之间的关系可望比年径流量与年输沙率之间的关系较好。

根据同一项渭河南河川站资料，采用了汛期平均流量与年输沙率关系，图 9-7 比图 9-6 所示的关系稍好。

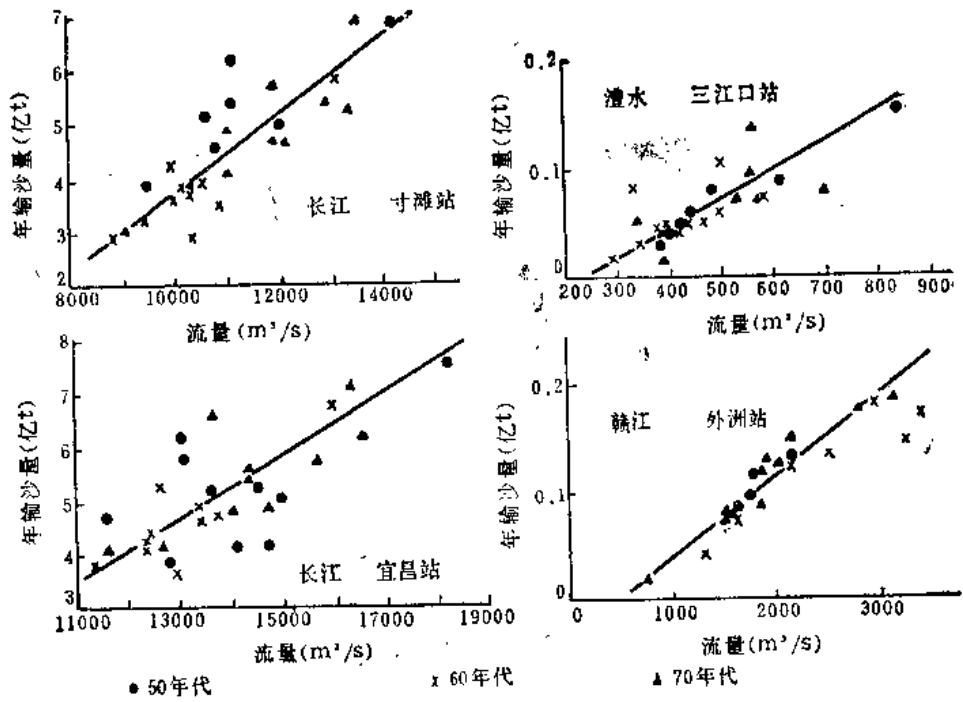


图 9-5 年输沙量和年平均流量之间的关系

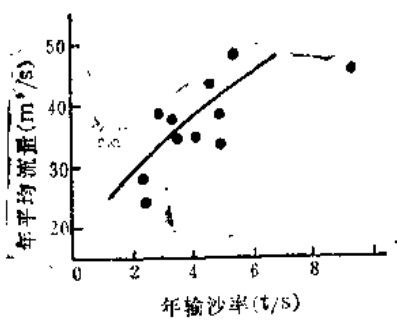


图 9-6 渭河南河川站年平均流量与年输沙率关系曲线

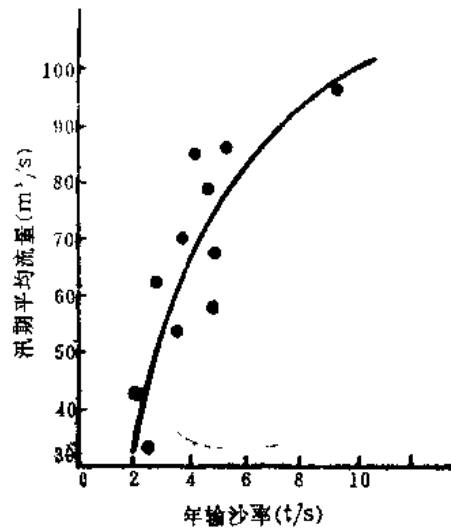


图 9-7 渭河南河川站汛期平均流量与年输沙率关系曲线

如果观测年限较短，依据年资料难以建立关系时，可以尝试建立月流量与月输沙量之间的关系。

在某些情况下，仅有少数几年实测资料，此时连月径流的关系都难以建立，可考虑采用下述最粗略的估算方法——比值法。此法假定年输沙率与年流量之比为常定，于是多年

悬移质输沙率可由多年平均流量推算，即

$$\bar{Q}_R = \frac{Q_{Ri}}{Q_i} \bar{Q}_0 \quad (9-1)$$

式中 \bar{Q}_R ——多年平均悬移质输沙率 (t/s)；
 \bar{Q}_0 ——多年平均流量 (m³/s)；
 Q_{Ri} ——实测年份的悬移质年输沙率 (t/s)；
 Q_i ——相应年份的年流量 (m³/s)。

除上述利用本站的年流量与输沙率、输沙量之间关系展延外，还可利用自然地理条件相似的参证站来展延系列。

(三) 无实测资料时

当无实测悬移质资料时，对多年平均值只能作出极粗略的估计。一般有下列几种方法：

1. 利用悬移质输沙模数等值线图

该图的绘制方法和多年平均年径流量等值线图类似。例如图9-8为四川省水文总站利用108个点据绘制成的输沙量模数等值线图。必须指出：这类等值线图的精度远比多年平均年径流量等值线图为低。局地的下垫面条件对泥沙量的影响往往很大，因此在使用等值线图时，应进行流域调查并作全面的分析。

2. 水文比拟法

本方法的关键在于选择一个适当的参证流域。选择参证流域时，必须考虑两个对比流域的自然地理特征间的相似性，特别是气候、土壤、水文地质、地形、植物被复等。在有 人类活动的地区，还必须考虑这种影响。

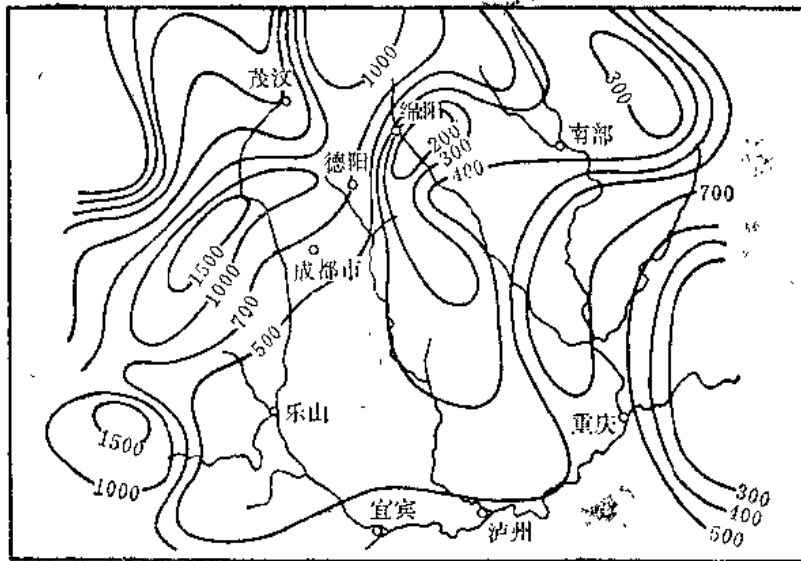


图 9-8 四川省部分地区多年平均年输沙量模数等值线图 (单位: t/km²)

例如,估算福建省古田溪古田水文站的多年平均悬移质年输沙量时,由于缺乏实测资料,参证流域选浙江钱塘江支流乌溪江湖南站。其所以不选福建省的流域作为参证的理由是:福建地区一般树木茂盛,植被良好。但古田溪流域岩石表面风化颇烈,上游水土流失严重,同时流域面积(1250km²)不大。输沙量按照下式估算:

$$R_0 = rF \quad (9-2)$$

式中 R_0 ——多年平均悬移质年输沙量(t);

r ——多年平均悬移质输沙模数,即单位流域面积的悬移质输沙量(t/km²);

F ——流域面积(km²),

根据湖南站1953~1955年的实测资料推出 $r=260\text{t}/\text{km}^2$ 。移用于古田溪,可得古田站的多年平均输沙量约为 $260 \times 1250 = 320$ 万t。

有时,难以选得与设计站的自然条件十分相似的参证站。在这种情况下,由参证站进行比拟得到的数值,可根据设计流域的显著特殊条件加以适当的修正,以期求得更为合理的成果。

3. 沙量平衡法

当某断面缺乏实测资料,而上游干流及其相邻支流具有实测资料时,可以应用沙量平衡法来推算。

多年期内沙量平衡方程式一般可以写成下式:

$$R = R_{\uparrow} + R_{\text{区}} + R_{\text{支}} + \Delta R_{\text{冲}} \quad (9-3)$$

式中 R ——本站(下游出口断面处)的输沙量(t);

R_{\uparrow} ——上游站断面处的输沙量(t);

$R_{\text{区}}$ ——上游站及本站间区间流域的输沙量(较大支流除外),(t);

$R_{\text{支}}$ ——上下游站间较大支流的输沙量(t);

$\Delta R_{\text{冲}}$ ——上下游站间沿河道的冲刷量(如为淤积量则取负值),(t)。

计算时 $R_{\text{区}}$ 、 $\Delta R_{\text{冲}}$ 均为未知数,一般可由历年资料中估算其大致范围。若根据当地具体情况,认为数量不大时,也可忽略不计。

设计站位于支流上时,也可利用式(9-3)解 $R_{\text{支}}$ 来估计其多年平均年输沙量。

4. 经验公式

这类公式是以定量指标反映流域的土质、地貌、植被、气候和治理程度等因素,建立输沙量和这些指标之间的经验关系。

我国官厅水库管理处,对永定河官厅水库以上来沙量的分析曾提出如下的经验公式:

$$R_0 = 13.62[Ea(i+j+k)]^{2.024} \quad (9-4)$$

式中 R_0 ——多年平均年输沙量(万t);

E ——6~9月的雨型系数;

a ——流域面积系数;

i ——流域土壤系数;

j ——地貌系数;

k ——植被系数。

以上各种系数值均可按照流域的情况查相应的表而得。

二、推移质

在平原区河道中，推移质数量一般较小，而在山区河道中却占泥沙数量中的较大比重。因此，在估算山区河流的固体径流时，对推移质泥沙量必须予以重视。目前估计推移质的主要困难在于实测资料短缺，而且资料精度很差，现有估算方法均不成熟，极其粗略。下面介绍两种常用的方法。

(一) 系数法

本法认为河道推移质数量与悬移质有一定的关系，并且这种关系在一定的地区和河道的水文地理条件下，相当稳定。

令 β 代表推移质输沙量 S 与悬移质输沙量 R 之比，即

$$S = \beta R \quad (9-5)$$

这种方法在国内外广泛采用。表9-5列出国内几座水库分析的成果。

表 9-5 国内几座水库推移质占悬移质的比例系数 β 表

水库名称	丹江口	丰满	盐锅峡	襄河	上犹江
β	0.103	0.102	0.035	0.04	0.32

在一般情况下，可参考以下比值：

平原地区河流 $\beta = 0.01 \sim 0.05$

丘陵地区河流 $\beta = 0.05 \sim 0.15$

山区河流 $\beta = 0.15 \sim 0.30$

美国垦务局建议采用的 β 是：当河床组成为沙，而悬沙组成与底沙相似时， $\beta = 0.05 \sim 0.35$ ；当底沙组成为砾石、岩石或固结粘土，而悬沙组成为少量沙（ $< 25\%$ ）时， $\beta = 0.02 \sim 0.12$ 。

(二) 经验公式

武汉水利电力学院等单位，根据国内12座水库、14条河流的实测推移质输沙量资料，建立了推移质输沙量与河床水流条件及流域补给条件的经验公式：

$$S = 0.16(QI)^{0.97} M_s^{1.46} \quad (9-6)$$

式中 S ——多年平均推移质年输沙量（万t）；

Q ——多年平均流量（ m^3/s ）；

I ——原河床平均比降；

M_s ——悬移质输沙量模数 [$t/(km^2 \cdot a)$]。

第五节 泥沙量的年际变化与年内分配

一、悬移质的年际变化

当具有长期悬移质年输沙量资料时，可直接用频率计算求出设计频率的年输沙量，实

际上因资料短缺, 这种情况极不多见。通常通过年径流量来间接估算。悬移质年输沙率的变差系数一般写成:

$$C_{vQ} = kC_{vQ} \quad (9-7)$$

式中 C_{vQ} ——悬移质年输沙率(量)变差系数;

C_{vQ} ——年径流量变差系数;

k ——比例系数, 与流域特性有关。

对于 k 值, 表9-6列出了我国北方多沙河流统计分析的结果, 可供实际应用时参考。

至于年输沙率的偏态系数 C_{sQ} , 一般可考虑用 C_{vQ} 的两倍, 即 $C_{sQ} = 2C_{vQ}$ 。若具有资料, 经过论证亦可用其他比值。例如, 陕西省部分河流的比值变化在1.0~4.0, 比值为2.0的河流占51.5%。

表 9-6 我国北方多沙河流泥沙 k 值系数表

分 区	统计站数	流 域 面 积 (km ²)	C_{vQ}		$K = C_{sQ}/C_{vQ}$	
			变 幅	平 均	变 幅	平 均
延河地区	5	1000~17000	0.8~0.9	0.84	1.8~3.3	2.05
泾河上中游地区	6	400~40000	0.9~1.1	0.97	1.7~2.2	1.95
海河上游区	7	300~12000	1.0~1.2	1.10	1.2~2.4	1.70
辽河西北多沙区	7	800~10000	0.6~3.5	1.50	1.2~5.0	2.6

表 9-7 宜昌站推移质年总量统计表

年 份	沙质推移质输沙量(万 t)			卵石推移质输沙量(万 t)		
	年 总 量	汛期总量 (5~10月)	汛期总量占 年总量(%)	年 总 量	汛期总量 (5~10月)	汛期总量占 年总量(%)
1973	795.8	786.6	93.3	41.3	41.3	100
1974	841.8	828.0	93.4	212.3	212.3	100
1975	970.6	910.7	96.9	50.1	49.9	99.6
1976	1002.8	989.0	93.6	41.6	41.5	99.8
1977	867.1	802.7	92.6	28.8	28.1	97.6
1978	791.2	779.7	93.5	36.0	36.0	100
1979	773.1	770.5	99.4	85.7	85.7	100
1973~1979年总和	6041.4	5897.2		495.8	491.8	
1973~1979年平均	862.5	841.8	97.6	70.8	70.7	99.7
1973~1979年最大	1002.8	989.0	93.8	212.3	212.3	100
1973~1979年最小	775.1	770.5	93.6	28.8	28.1	97.6

二、悬移质的年内分配

当具有长期资料时, 可直接从中挑选典型分配情势。一般选择三种类型: 多沙年, 少沙年和平沙年。选定典型年所采用的原则大体上与选择径流年内分配的原则相同。

在资料不足或无资料时, 常常采用水文比拟法粗估年内分配情势, 另外亦有采用沙量年内分配百分数的分区图者。例如, 陕西省曾给出这种类型的图。

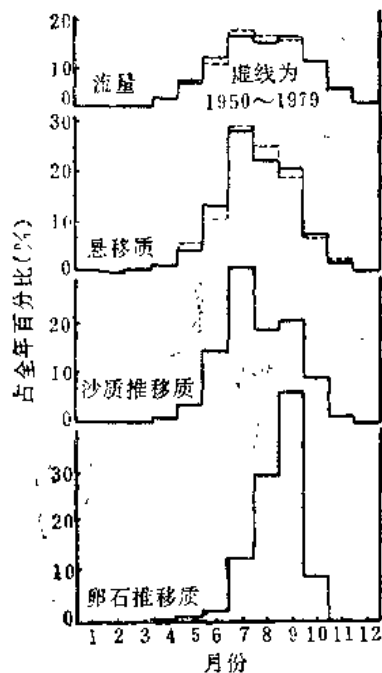


图 9-9 1973~1978年水、沙、卵石多年平均值年内分配(宜昌站)

三、推移质的年际变化和年内分配

河流推移质的数量是逐年变化的,年内分配也是不均匀的。表9-7为宜昌站最近几年推移质年总量的统计表。由表可见,年际变化较大,且年内分配极不均匀,主要集中在汛期。推移质这种变化的特性与流量情势和悬移质的数量有一定的关系,如图9-9所示。因此,推移质的年际变化和年内分配的计算,在无资料的情况下,多通过年径流量和汛期水量或悬移质的数量间接估算。目前,这方面的计算方法还很不成熟,需要在生产实际中摸索,并不断总结提高。

第六节 设计沙峰过程线

洪水期河流输沙量很大,设计水工建筑物时应予以特别注意,一般不仅需考虑设计洪水中的输沙总量,还需考虑相应的沙峰过程线。

推求设计沙峰过程线的合理方法尚在探讨中。这里所介绍的只是生产单位试用的方法。

一种是直接法。如果有较长的输沙量资料,可采用与推求设计洪水类似的方法,对各时段的输沙量直接作频率计算,然后选定实测的典型沙峰过程线进行缩放,以求得设计沙峰过程线。必须指出,尽管时段沙量频率曲线与时段洪量频率曲线非常相似,但是前者向设计频率外延较后者更为困难。因为一般时段沙量的实测点据在概率格纸上常常比较散乱,同时对选配的分析曲线的外延尚没有什么可遵循的依据,所以必须谨慎从事,以免产生巨大误差。

另一种是间接法,这是目前应用较为广泛的一种方法。其要点是根据实测资料建立时段洪量与沙量间的关系,然后由设计洪水过程线转化成设计沙峰过程线。显然,此法的关键在于寻求沙量与洪量之间的关系。通常采用的有平均关系和典型年关系两种。

推算出设计沙峰过程线以后,必须作合理性分析。这一工作可结合流域暴雨洪水的地区分布,泥沙的来源和河流各河段的输沙情况一并进行。

第七节 泥沙颗粒级配的计算

泥沙的几何特性是泥沙最基本的特性,其他的水力特性、重力特性和阻力特性都与几何特性有关。几何特性一般以颗粒级配曲线,中值粒径(d_{50})和平均粒径(d_m)等表示。在水库排淤计算中,泥沙几何特性是一项基本资料,不同的几何特性对于冲淤量和冲淤部位的计算影响很大。

泥沙的几何特性受许多因素的影响，在时间上的变化相当大。例如，枯水期的泥沙几何特性和洪水期的迥然不同，甚至在洪水期，洪水过程的各个部位（起涨、峰顶、退水等）的泥沙几何特性均不一样。因此，通常用各种指标的平均情况来表征泥沙的几何特性，如平均颗粒级配曲线、平均中值粒径等。

有资料时，可按算术平均计算多年平均颗粒级配曲线、多年平均中值粒径等^[1]。例如宜昌站根据1973~1979年的资料，泥沙级配组成是：悬沙 $d_{50}=0.03\text{mm}$ ， $d_m=0.06\text{mm}$ ；沙质推移质 $d_{50}=0.21\text{mm}$ ， $d_m=0.40\text{mm}$ ；卵石推移质 $d_{50}=24.4\text{mm}$ ， $d_m=30.7\text{mm}$ 。

无资料时可应用水文比拟法，或用地区泥沙几何特性等值线图加以估计。

参 考 文 献

- [1] 刘光文等编，水文分析与计算，中国工业出版社，1962。
- [2] 成都科技大学等合编，工程水文及水利计算，水利出版社，1981。

附录 I

古洪水研究

利用物理和生物方法来研究古代洪水称为古洪水 (Paleoflood) 研究。古洪水是地植物学、沉积学、地层学及地形学应用于水文学的一个新发展。它可以提供全新世 (距今 11000 年至现代) 的洪水资料, 是洪水计算上的新途径^{[1], [2]}。

一、古洪水水文学

水文学曾以水边树木年轮或洪水在树木上遗留的痕迹来考证洪水, 后来又利用考古成果 (如陶片、器物等文化层) 来论证洪水。但千年古树不易找到, 文化层的古物不能确切说明洪水位和年代, 因而只能作为洪水的一种旁证, 而不能作为定量依据。从水文计算的角度来看, 一个低精度的古洪水资料对于洪水估算并无多大价值。

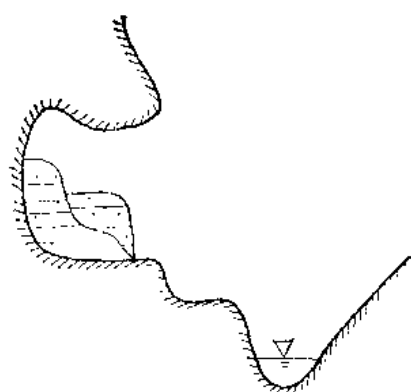
洪水时期, 由地面径流带来的漂浮有机物 (孢子花粉、草木、枯枝落叶等) 在河面上漂流。河流在最高水位时每有短暂的平流期。平流时期的水面漂流物在一些流速减低处所, 连同泥沙、淤沙, 有时偶有沙砾停滞或沉积于岸边, 是为平流沉积物, 平流沉积物不但要有适宜的形成处所, 而且还要有一定的条件才能保存下来, 不然会被随后的洪水冲刷掉了。平流沉积物形成和保存的处所一般为岸边岩穴、支流末端、河道突然收缩或扩大、狭谷台地等。其水力条件见附表 I-1。

附表 I-1 平流沉积物位置与水力条件

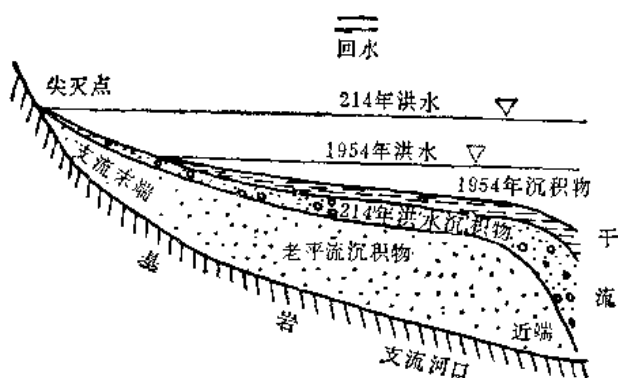
位置类型	局部水力条件	说明
支流河口 河道骤然扩大 河道骤然收缩 基岩山嘴、大漂砾、大崩坍体 洞穴和岩石洼坑 河边泉蚀凹壁 平流台地	平流时洪水壅高 堆积在分散水流区下游 由于壅水作用而在上游沉积 凸出物的下游发生沉积 沉积物堆积在洞口 在漩涡处沉积 狭谷台地上的分层洪水沉积	沉积随支流与干流交角而变化 沉积物堆积在谷坡, 主河道两侧 在稀遇大洪水才能发生沉积 支干流均可出现 极少生物扰动, 层次关系保存良好 在洞穴、洞窟中保存最高洪水沉积 沉积层中各分层之间包括非洪水沉积物
河弯及向内伸的岩岸外侧	特大洪水时深泓线较直, 在河弯中形成漩涡	最好的分层沉积处所

洪水沉积物的顶点或尖灭点的高程相当于该次洪水的最高水位, 这不但是一合理的推断, 且为野外观测所证实^[3]。典型的平流沉积物, 如附图 1 及附图 2 所示。

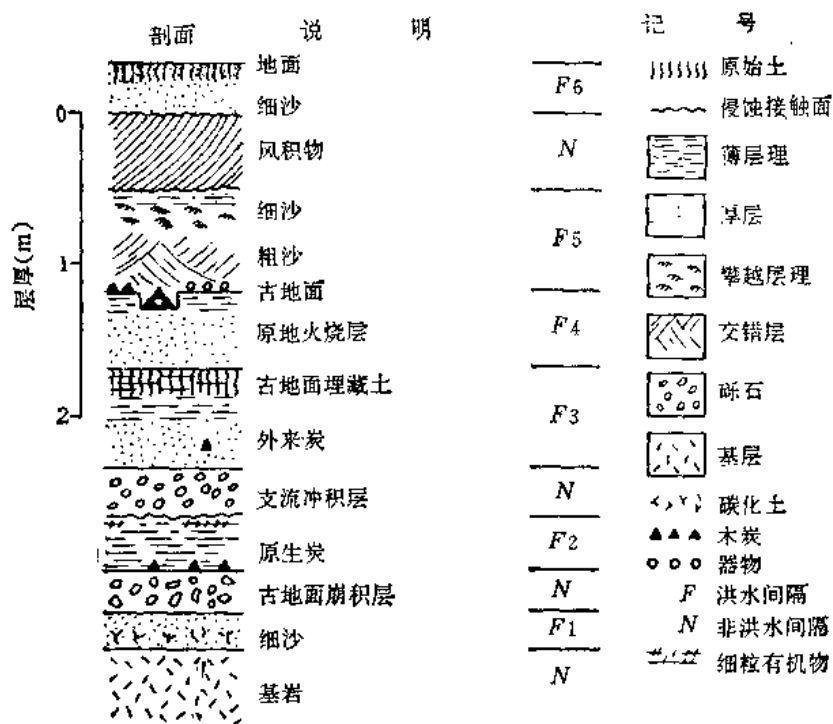
在有利的沉积处所, 可进行地层剖面研究。从这种古土壤剖面研究, 可以看出洪水沉积与非洪水沉积的交替韵律, 可以提供一系列古洪水事件信息, 是一个洪水目录, 在洪水重现期分析中尤其实用意义, 见附图 3。



附图 1 洞穴平流沉积



附图 2 河流支流214年洪水和1954年洪水平流沉积层次图。古洪水水位依最远处沉积顶部而定。在支流近端处记录到两次洪水，在末端只记录到214年洪水



附图 3 含有 6 次洪水 (F₁~F₆) 沉积层及几个非洪水沉积层的理想地层剖面图

洪水沉积物在一处消失，可在沿河另一处发现，这样可望取得洪水的比降。

古洪水研究还可插补和校正历史洪水记录的缺失与错误。

在洪水平流沉积物单元的最上部或支流末端沉积的尖灭点上采取土样，由实验室测定其中有机质¹⁴C的放射性强度，测算距今年数 (B.P.) 作为洪水事件发生的年代。对于 10000 年以内的洪水，误差不超过 100 年。这种精度对于稀遇洪水频率分析是足够的 [4]~[5]。

有了洪水位或同次洪水的多个测点,便可按水力学中的水面曲线或模型推算流量。H.C.Riggs^[6]认为狭谷河段糙率 n 值对于特大流量影响不大,关键在于水位和断面。研究认为水面比降的平方根 \sqrt{s} 与 n 值关系比较密切,可用 s 代 n ,于是曼宁公式变为:

$$Q = aA^b s^c$$

式中 A ——过水断面面积;

a 、 b 、 c 由实测资料求得。

在粗略计算中,可用河底比降代替水面比降 s 。

二、古洪水研究在洪水分析计算中的应用

在工程上,古洪水研究的主要目的在于增加洪水信息,提高洪水计算的精度。在这方面已有许多研究。古洪水对洪水频率影响的大小取决于下列因素:首先是古洪水本身的精度,实测资料的长度,分布线型等。J.R.M.Hosking和J.R.Wallis^[5]根据模拟试验得出下列结论:

1) 古洪水的精度低于实测资料的精度。古洪水有两种误差,一是年代误差,但这种误差对稀遇频率的影响不大,且现代年代学测年的精度也是足够精确的。因而重点应注意到另一种误差——流量误差上。

2) 实测资料愈短,加入古洪水的效果愈佳。

3) 古洪水流量的误差愈大,由此得到的各种频率洪水的误差也愈大。但如采用三参数分布,即使古洪水误差大至50%,仍有助于洪水频率分析计算。其误差大小取决于实测资料的长度, C_v 、 C_s 的大小,古洪水的重现期及所求洪水的频率。

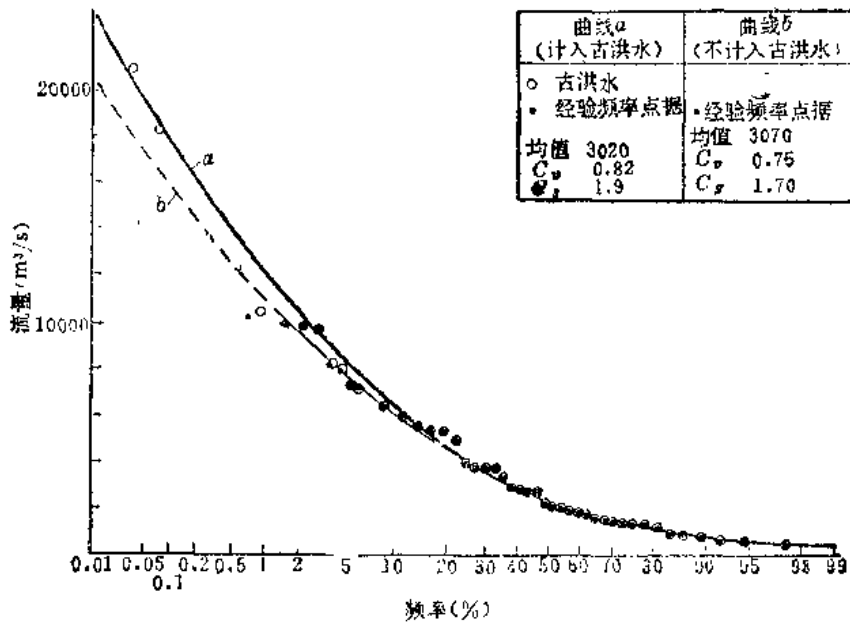
J.R.Stedinger^[8]发现百年历史洪水,差不多相当于20~50年实测资料,只要处理恰当,历史洪水与古洪水资料的精度不一定要很高。因而历史洪水与古洪水在洪水频率分析上具有很大的价值。

必须指出,历史洪水,特别是大的历史洪水,以文献考证所得到的最远年限作为重现年数,显然是有问题的:因为考证期以前可能还有一段时期也未发生过这样的洪水,或发生过比这类洪水更大的洪水,而人类的记忆、碑记、文字记载都不能提供如此长远的信息。现行各种处理方法都不能把历史洪水的重现年数和排位(即期望值公式中的 N 和 M 值)定得准确。这是频率曲线最重要的上端部分不可靠的根本原因。水文学的进展需要取得更多的信息,而不是靠数学术(mathemastiry)^[7]来企图改善困境,古洪水研究正是提供这种信息的。

现以淮河支流西淝河响洪甸水库为例来说明古洪水的作用。响洪甸1951~1956年有实测资料,1957年以后由水库水位推得入库洪水,到设计时共有洪水实测资料34年,另有历史调查洪水10个。按照现行方法,作特大洪水处理,得到洪峰频率曲线,如附图4中的曲线 b 所示。1985~1987年詹道江等^[9],在响洪甸河段利用支流香草冲末端的尖灭点得到古洪水流量,见附表I-2。

可以证明^[4],不连序系列当 N 时段内有 a 个古洪水, N 时段内有 b 个历史洪水,以及 n 个实测洪水时,洪水经验频率的公式如下:

对于古洪水:



附图 4 响洪甸入库洪峰频率曲线图

附表 I-2

响 03 古 洪 水 成 果 表

站 号	淤积物 顶部高程 (m)	相当水位 (m)	流 量 (m ³ /s)	距 今 年 数 (a)	公 法 纪 年	备 注 地质应力研究所 14C室编号
响03上	81.43	87.39	15100	1736 ± 77	公元前214年	D _y -0045
响03下	80.34	86.30	13500	2700 ± 73	公元前750年	D _y -0046

$$E(p_i) = \frac{i}{N_i + 1}$$

$$i = 1, 2, \dots, a$$

对于历史洪水:

$$E(p_{a+j}) = E(p_a) + [1 - E(p_a)] \frac{j}{N_i + 1}$$

对于实测洪水:

$$E(p_{a+k}) = E(p_{a+1}) + [1 - E(p_{a+1})] \frac{k}{n + 1}$$

$$k = 1, 2, \dots, n$$

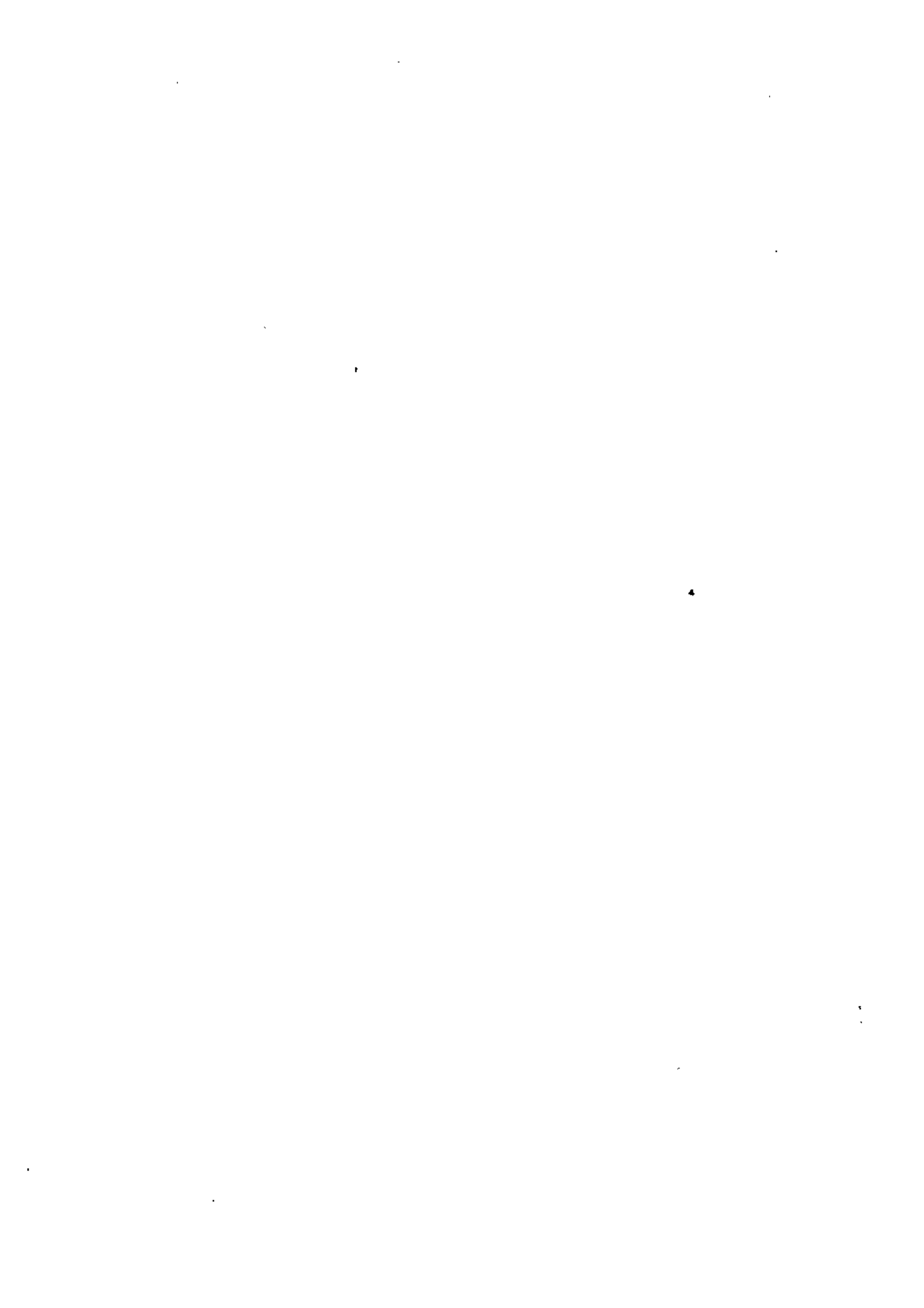
根据计入或不计入古洪水分别计算频率, 并采用适线法绘制频率曲线, 如附图 4 中的 a 线。可见, 加入古洪水后使其后绘点的经验频率有微量增加。但图中 b 曲线的历史洪水 (或特大洪水) 的考证期都很不可靠, 其经验频率自然不准确, 故计入古洪水的频率曲线 (a) 偏离这种点据很远。另外, 从图中的 a 曲线可以看出古洪水的加入有效地延长了系

列的长度，加大了考证期，使频率曲线难于确定的上端部分有较好的根据，稀遇洪水的精度明显提高，这正是频率分析的主要目标。

古洪水研究虽然只有四、五年的历史，但它是洪水计算上很有希望的新途径。

参 考 文 献

- [1] Hydrology Subcommittee of the Interagency Advisory Committee on Water Data, Feasibility of Assigning a Probability to the Probable Maximum Flood, pp.30~36, 1986.
- [2] Stedinger, J.R. and V.R. Baker, Surface Water Hydrology Historical and Paleoflood Information, Reviews of Geophysics, Vol 25, No2, pp.219-214, March, 1987.
- [3] 徐润滋、姚伟信等，红水河阶地与极限洪水，地理研究，第5卷第1期，1986，6。
- [4] 河海大学水资源水文系、淮河水利委员会设计院，西淝河响洪甸古洪水及频率分析研究报告，1987年4月。
- [5] Hosking, J.R.M. and J.R. Wallis, Paleoflood Hydrology and Frequency Analysis, Water Resour. Res., 22(4), pp.543-550, 1986.
- [6] Riggs, H.C., Simplified Slope-area Method for Estimating Flood Discharges in Natural Channels, Jour. Research, USGS, Vol4, No.3, May~June, 1976, pp.285-291.
- [7] Burges Stephen J., Trends and Directions in Hydrology, Water Resour. Res., Vol.22, No.9, pp.5-55, August, 1986.
- [8] 詹道江等，洪水计算的新途径——古洪水研究，河海大学学报，1988年第三期。



附

附

附表 II-1

1000hPa地面到指定压力(hPa)间饱和假绝热大气

压力 (hPa)	1000 hPa															
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
990	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
980	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2
970	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3
960	1	2	2	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	4	4	4
950	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	4	4	4	4	5	5
940	2	2	2	3	3	3	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6
930	2	3	3	3	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6	7	7
920	3	3	3	3	4	4	4	4	5	5	5	6	6	7	7	8
910	3	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6	7	7	8	8	9
900	3	4	4	4	4	5	5	6	6	6	7	7	8	9	9	10
890	4	4	4	5	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10	11
880	4	4	4	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10	11	12
870	4	4	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10	11	12	13
860	4	5	5	6	6	6	7	7	8	9	9	10	11	12	12	13
850	5	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10	11	11	12	13
840	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10	10	11	12	13	14
830	5	5	6	6	7	7	8	9	9	10	11	11	12	13	14	15
820	5	6	6	7	7	8	8	9	10	10	11	11	12	13	14	15
810	5	6	6	7	8	8	9	10	10	11	12	12	13	14	15	16
800	6	6	7	7	8	8	9	10	11	11	12	12	13	14	15	16
790	6	6	7	7	8	9	9	10	11	11	12	13	14	15	16	17
780	6	7	7	8	8	9	10	11	11	12	13	14	15	16	17	18
770	6	7	7	8	9	9	10	11	12	12	13	14	15	16	17	18
760	6	7	7	8	9	10	10	11	12	12	13	14	15	16	17	18
750	6	7	8	8	9	10	11	12	12	13	14	15	16	17	18	19
740	7	7	8	9	9	10	11	12	12	13	14	15	16	17	18	19
730	7	7	8	9	9	10	11	12	12	13	14	15	16	17	18	19
720	7	7	8	9	10	11	11	12	12	13	14	15	16	17	18	19
710	7	8	8	9	10	11	12	12	13	14	15	16	17	18	19	20
700	7	8	8	9	10	11	12	12	13	14	15	16	17	18	19	20

录 II

表

中的可降水量 (mm) 与1000hPa露点 (°C) 函数关系表

温 度 (°C)															压 力 (hPa)
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	
1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	3	990
2	2	2	3	3	3	3	3	4	4	4	4	5	5	5	980
3	4	4	4	4	5	5	5	5	6	6	7	7	7	8	970
4	5	5	5	6	6	6	7	7	8	8	9	9	10	11	960
6	6	6	7	7	8	8	9	9	10	10	11	12	12	13	950
7	7	7	8	9	9	10	10	11	12	12	13	14	15	16	940
8	8	9	9	10	11	11	12	13	14	14	15	16	17	18	930
9	9	10	10	11	12	13	14	14	15	16	17	19	20	21	920
10	10	11	12	13	13	14	15	16	17	18	20	21	22	23	910
11	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	22	23	24	26	900
12	12	13	14	15	16	17	18	20	21	22	24	25	27	28	890
12	13	14	15	16	17	19	20	21	23	24	26	27	29	31	880
13	14	15	16	18	19	20	21	23	24	26	28	29	31	33	870
14	15	16	18	19	20	21	23	24	26	28	30	32	34	36	860
15	16	18	19	20	21	23	24	26	28	30	32	34	36	38	850
16	17	19	20	21	23	24	26	28	30	32	34	36	38	40	840
17	18	19	21	22	24	26	27	29	31	33	35	38	40	43	830
18	19	20	22	24	25	27	29	31	33	35	37	40	42	45	820
19	20	21	23	25	26	28	30	32	34	37	39	42	44	47	810
19	21	22	24	26	28	29	32	34	36	38	41	44	46	49	800
20	22	23	25	27	29	31	33	35	38	40	43	46	49	52	790
21	23	24	26	28	30	32	34	37	39	42	45	48	51	54	780
22	23	25	27	29	31	33	35	38	41	43	46	49	53	56	770
22	24	26	28	30	32	34	37	39	42	45	48	51	55	58	760
23	25	27	29	31	33	35	38	41	44	47	50	53	57	60	750
24	26	28	30	32	34	37	39	42	45	48	51	55	59	62	740
24	26	28	30	33	35	38	40	43	46	50	53	57	60	64	730
25	27	29	31	34	36	39	42	45	48	51	55	58	62	66	720
26	28	30	32	35	37	40	43	46	49	53	56	60	64	68	710
26	28	31	33	35	38	41	44	47	50	54	58	62	66	70	700

压力 (hPa)	1000 hPa															
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
690	7	8	9	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	21	25	25
680	7	8	9	10	10	11	12	13	15	16	17	19	20	22	24	25
670	7	8	9	10	11	11	12	14	15	16	17	19	20	22	24	26
660	8	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	19	21	23	24	26
650	8	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	19	21	23	25	27
640	8	8	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	21	23	25	27
630	8	8	9	10	11	12	13	14	16	17	18	20	22	24	26	28
620	8	9	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	28
610	8	9	9	10	11	12	13	15	16	17	19	20	22	24	26	28
600	8	9	9	10	11	12	13	15	16	17	19	21	23	25	27	29
590	8	9	10	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	27	29
580	8	9	10	11	11	13	14	15	16	18	19	21	23	25	27	30
570	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	20	21	23	25	27	30
560	8	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	21	23	26	28	30
550	8	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	22	24	26	28	30
540	8	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	22	24	26	28	31
530	8	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	22	24	26	28	31
520	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	29	31
510	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	29	31
500	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	27	29	32
490	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	21	22	25	27	29	32
480	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	21	23	25	27	29	32
470	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	21	23	25	27	29	32
460	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	21	23	25	27	30	32
450	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	21	23	25	27	30	32
440	8	9	10	11	12	13	15	16	17	19	21	23	25	27	30	33
430	8	9	10	11	12	13	15	16	17	19	21	23	25	27	30	33
420	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	27	30	33
410	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	27	30	33
400	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
390	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
380	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
370	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
360	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33

续表

温 度 (°C)															压 力
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	(hPa)
27	29	31	34	36	39	42	45	48	52	55	59	63	68	72	690
27	30	32	34	37	40	43	46	49	53	57	61	65	69	74	680
28	30	33	35	38	41	44	47	51	54	58	62	67	71	76	670
29	31	33	36	39	42	45	48	52	55	60	64	69	73	78	660
29	31	34	37	39	42	46	49	53	57	61	65	70	75	80	650
29	32	35	37	40	43	46	50	54	58	62	67	71	76	81	640
30	32	35	38	41	44	47	51	55	59	63	68	73	78	83	630
30	33	36	38	42	45	48	52	56	60	65	69	74	79	85	620
31	33	36	39	42	45	49	53	57	61	66	71	76	81	87	610
31	34	37	40	43	46	50	54	58	62	67	72	77	82	89	600
32	34	37	40	43	47	51	55	59	63	68	73	78	84	90	590
32	35	38	41	44	48	51	55	60	64	69	74	80	85	91	580
32	35	38	41	45	48	52	56	61	65	70	75	81	87	93	570
33	36	39	42	45	49	53	57	61	66	71	77	82	88	94	560
33	36	39	42	46	49	53	58	62	67	72	78	83	90	96	550
33	36	39	43	46	50	54	58	63	68	73	79	85	91	97	540
34	37	40	43	47	50	55	59	64	69	74	80	86	92	99	530
34	37	40	43	47	51	55	60	64	70	75	81	87	93	100	520
34	37	40	44	48	51	56	60	65	70	76	82	88	95	102	510
34	37	41	44	48	52	56	61	66	71	77	83	89	96	103	500
35	38	41	45	48	52	57	61	66	72	78	84	90	97	104	490
35	38	41	45	49	53	57	62	67	73	78	85	91	98	105	480
35	38	42	45	49	53	58	62	68	73	79	85	92	99	106	470
35	38	42	45	49	54	58	63	68	74	80	86	93	100	108	460
35	39	42	46	50	54	58	63	69	74	81	87	94	101	109	450
35	39	42	46	50	54	59	64	69	75	81	88	95	102	110	440
36	39	42	46	50	55	59	64	70	76	82	88	96	103	111	430
36	39	43	46	50	55	60	65	70	76	82	89	96	104	112	420
36	39	43	47	51	55	60	65	71	77	83	90	97	105	113	410
36	39	43	47	51	55	60	65	71	77	84	90	98	105	114	400
36	39	43	47	51	56	60	66	71	77	84	91	98	106	115	390
36	39	43	47	51	56	61	66	72	78	85	92	99	107	115	380
36	40	43	47	51	56	61	66	72	78	86	92	100	108	116	370
36	40	43	47	51	58	61	66	72	79	86	93	100	108	117	360

压力 (hPa)	1000 hPa															
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
350	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
340	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
330	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
320	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
310	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
300	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
290	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
280	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
270	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
260	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
250	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
240	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
230	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
220	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
210	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
200	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33

附表 II-2

1000hPa地面到指定高度(高出地面米数)间饱和假绝热大

高度 (m)	1000 hPa															
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
200	1	1	1	1	1	1	1	2	2	2	2	2	2	2	2	2
400	2	2	2	2	2	3	3	3	3	3	4	4	4	4	5	5
600	3	3	3	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6	6	7	7
800	3	3	4	4	4	5	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9
1000	4	4	4	5	5	6	6	6	7	7	8	9	9	10	10	11
1200	4	5	5	6	6	7	7	8	8	9	9	10	11	11	12	13
1400	5	5	6	6	7	7	8	8	9	10	10	11	12	13	14	15
1600	5	6	6	7	7	8	9	9	10	11	11	12	13	14	15	16
1800	6	6	7	7	8	9	9	10	11	12	12	13	14	15	17	18
2000	6	7	7	8	8	9	10	11	11	12	13	14	16	17	18	19
2200	7	7	8	8	9	10	10	11	12	13	14	15	16	18	19	20
2400	7	8	8	9	9	10	11	12	13	14	15	16	17	19	20	22
2600	7	8	8	9	10	11	11	12	13	14	16	17	18	20	21	23
2800	7	8	9	9	10	11	12	13	14	15	16	18	19	21	22	24
3000	8	8	9	10	10	11	12	13	14	15	17	18	20	21	23	25

续表

温 度 (°C)														压 力	
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	(hPa)
36	40	43	47	52	56	61	67	73	79	86	93	101	109	118	350
36	40	43	47	52	56	61	67	73	79	86	93	101	109	118	340
36	40	43	47	52	56	61	67	73	79	86	94	102	110	119	330
36	40	44	48	52	57	62	67	73	80	87	94	102	111	120	320
36	40	44	48	52	57	62	67	73	80	87	94	102	111	120	310
36	40	44	48	52	57	62	67	74	80	87	95	103	111	121	300
36	40	44	48	52	57	62	68	74	80	87	95	103	112	121	290
36	40	44	48	52	57	62	68	74	80	88	95	103	112	121	280
36	40	44	48	52	57	62	68	74	81	88	95	104	112	122	270
36	40	44	48	52	57	62	68	74	81	88	96	104	113	122	260
36	40	44	48	52	57	62	68	74	81	88	96	104	113	122	250
36	40	44	48	52	57	62	68	74	81	88	96	104	113	123	240
36	40	44	48	52	57	62	68	74	81	88	96	104	113	123	230
36	40	44	48	52	57	62	68	74	81	88	96	104	113	123	220
36	40	44	48	52	57	62	68	74	81	88	96	104	113	123	210
36	40	44	48	52	57	62	68	74	81	88	96	105	114	123	200

气中的可降水量 (mm) 与1000hPa露点 (°C) 函数关系表

温 度 (°C)														高 度	
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	(m)
3	3	3	3	3	4	4	4	4	4	5	5	5	6	6	200
5	5	6	6	6	7	7	8	8	9	9	10	10	11	12	400
7	8	8	9	10	10	11	11	12	13	14	15	15	16	17	600
10	10	11	12	13	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	800
12	13	13	14	15	16	17	18	20	21	22	23	25	26	28	1000
14	16	16	17	18	19	20	21	23	24	26	27	29	31	32	1200
16	17	18	19	20	22	23	24	26	28	29	31	33	35	37	1400
17	19	20	21	23	24	25	27	29	31	33	35	37	39	41	1600
19	20	22	23	25	26	28	30	32	34	36	39	41	43	46	1800
21	22	24	25	27	29	31	33	35	37	39	42	44	47	50	2000
22	24	25	27	29	31	33	35	37	40	42	45	48	51	54	2200
23	25	27	29	31	33	35	37	40	43	45	48	51	54	57	2400
24	26	28	30	32	35	37	40	42	45	48	51	55	58	61	2600
26	27	30	32	34	36	39	42	45	48	51	54	58	61	65	2800
27	29	31	33	35	38	41	44	47	50	53	57	61	64	68	3000

高度 (m)	1000 hPa															
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
3200	8	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	19	20	22	24	26
3400	8	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	19	21	23	24	26
3600	8	9	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	22	23	25	27
3800	8	9	10	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	28
4000	8	9	10	11	11	12	14	15	16	17	19	21	22	24	26	28
4200	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	19	21	23	25	27	29
4400	8	9	10	11	12	13	14	15	16	18	20	21	23	25	27	29
4600	8	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	22	24	25	28	30
4800	8	9	10	11	12	13	14	15	17	18	20	22	24	26	28	30
5000	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	28	31
5200	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	29	31
5400	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	20	22	24	26	29	31
5600	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	21	22	24	27	29	32
5800	8	9	10	11	12	13	14	16	17	19	21	22	25	27	29	32
6000	8	9	10	11	12	13	15	16	17	19	21	23	25	27	30	32
6200	8	9	10	11	12	13	15	16	17	19	21	23	25	27	30	32
6400	8	9	10	11	12	13	15	16	17	19	21	23	25	27	30	32
6600	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	27	30	33
6800	8	9	10	11	12	13	15	16	18	19	21	23	25	27	30	33
7000	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
7200	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
7400	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
7600	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
7800	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	25	28	30	33
8000	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30	33
8200	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30	33
8400	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30	33
8600	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30	33
8800	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	30	33
9000	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33
9200	8	9	10	11	12	14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33
9400						14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33
9600						14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33
9800						14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33
10000						14	15	16	18	19	21	23	26	28	31	33
11000											21	23	26	28	31	33
12000																33
13000																
14000																
15000																
16000																
17000																

续表

温 度 (°C)														高 度	
16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	(°C)
28	30	32	34	37	40	42	45	49	52	56	59	63	67	71	3200
29	31	33	36	38	41	44	47	51	54	58	62	66	70	74	3400
29	32	34	37	39	42	45	49	52	56	60	64	68	73	77	3600
30	32	35	38	41	44	47	50	54	58	62	66	70	75	80	3800
31	33	36	39	42	45	48	52	56	60	64	68	73	78	83	4000
31	34	37	40	43	46	49	53	57	61	66	70	75	80	85	4200
32	34	37	40	44	47	51	54	58	63	67	72	77	82	87	4400
32	35	38	41	44	48	52	56	60	64	69	74	79	84	90	4600
33	36	39	42	45	49	53	57	61	65	70	75	81	86	92	4800
33	36	39	42	46	50	54	58	62	67	72	77	82	88	91	5000
34	37	40	43	47	50	54	59	63	68	73	78	84	90	96	5200
34	37	40	44	47	51	55	60	64	69	74	80	86	92	98	5400
35	38	41	44	48	52	56	60	65	70	76	81	87	93	100	5600
35	38	41	45	48	52	57	61	66	71	77	82	88	95	101	5800
35	38	42	45	49	53	57	62	67	72	78	84	90	96	103	6000
35	38	42	45	49	54	58	63	68	73	79	85	91	98	104	6200
35	39	42	46	50	54	58	63	68	74	80	86	92	99	106	6400
36	39	42	46	50	54	59	64	69	74	80	87	93	100	107	6600
36	39	42	46	50	55	60	65	70	75	81	87	94	101	108	6800
36	39	43	46	51	55	60	65	70	76	82	88	95	102	110	7000
36	39	43	47	51	55	60	65	71	76	82	89	96	103	111	7200
36	39	43	47	51	56	61	66	71	77	83	90	97	104	112	7400
36	39	43	47	51	56	61	66	72	77	83	90	98	105	113	7600
36	39	43	47	51	56	61	66	72	78	84	91	98	106	114	7800
36	40	43	47	52	56	61	66	72	78	85	92	99	107	115	8000
36	40	43	47	52	57	62	67	73	78	85	92	100	108	115	8200
36	40	43	47	52	57	62	67	73	79	85	92	100	108	116	8400
36	40	43	47	52	57	62	68	73	79	86	93	101	109	117	8600
36	40	43	47	52	57	62	68	73	79	86	93	101	109	118	8800
36	40	43	47	52	57	62	68	74	80	86	94	102	110	118	9000
36	40	43	48	52	57	62	68	74	80	87	94	102	110	119	9200
36	40	44	48	53	57	62	68	74	80	87	94	102	110	119	9400
36	40	44	48	52	57	63	68	74	80	87	94	102	111	120	9600
36	40	44	48	52	57	63	68	74	80	87	95	103	111	120	9800
37	40	44	48	52	57	63	68	74	80	87	95	103	112	121	10000
37	40	44	48	52	57	63	68	74	81	88	96	104	113	122	11000
37	40	44	48	52	57	63	68	74	81	88	96	105	114	123	12000
				52	57	63	68	74	81	88	97	105	114	124	13000
				52	57	63	68	74	81	88	97	105	115	124	14000
									81	88	97	106	115	124	15000
									81	88	97	106	115	124	16000
										89	97	106	115	124	17000

附表 II-3 国内外实测(调查)特大暴雨资料统计表世界最大点雨量记录

国 家	地 点	发 生 日 期 (年·月·日)	降 雨 历 时	降 雨 量 (mm)
法 国	瓜德罗普岛巴罗	1970.11.26	1分	38
联邦德国	巴伐利亚州菲森	1920.5.25	8分	126
牙 买 加	普 伦 角	1916.5.12	15分	198
罗马尼亚	库尔泰亚德-阿尔杰斯	1889.7.7	20分	206
美 国	密苏里州霍尔特	1947.6.22	42分	305
美 国	西弗吉尼亚州罗克波特	1889.7.18	130分	483
美 国	得克萨斯州达尼斯 (170英里NNW)	1935.5.31	165分	559
美 国	宾夕法尼亚州密士港	1942.7.18	270分	782
中 国	河南省林庄	1975.8.7	6小时	830
法 国	留尼汪岛伯卢夫	1964.2.28	9小时	1087
法 国	留尼汪岛伯卢夫	1964.2.28~29	12小时	1240
法 国	留尼汪岛伯卢夫	1964.2.28~29	18小时30分	1689
法 国	留尼汪岛锡拉奥	1952.3.15~16	24小时	1870
法 国	留尼汪岛锡拉奥	1952.3.15~17	2日	2500
法 国	留尼汪岛锡拉奥	1952.3.15~18	3日	3240
法 国	留尼汪岛锡拉奥	1952.3.14~18	4日	3504
法 国	留尼汪岛锡拉奥	1952.3.13~18	5日	3854
法 国	留尼汪岛锡拉奥	1952.3.13~19	6日	4055
法 国	留尼汪岛锡拉奥	1952.3.12~19	7日	4110
法 国	留尼汪岛锡拉奥	1952.3.11~19	8日	4130
印 度	乞拉朋齐	1931.6.24~7.8	15日	4798
印 度	乞拉朋齐	1861.7	31日	9300
印 度	乞拉朋齐	1861.6~7	2个月	12767
印 度	乞拉朋齐	1861.5~7	3个月	16369
印 度	乞拉朋齐	1861.4~7	4个月	18738
印 度	乞拉朋齐	1861.4~8	5个月	20412
印 度	乞拉朋齐	1861.4~9	6个月	22454
印 度	乞拉朋齐	1861.1~11	11个月	22990
印 度	乞拉朋齐	1860.8~1861.7	1年	20461
印 度	乞拉朋齐	1860~1861	2年	40708

附表 II-4

中国最大和接近最大时-面-深纪录

(1) 雨 深 (mm)

历 时	面 积 (km ²)							
	点	100	300	1000	3000	10000	30000	100000
1 小时	401 o	185 a	145 f	107 f				
	253 g	162 f	121 n	95 k				
3 小时	550 m	447 f	399 f	297 f				
	495 f	422 i	316 i	204 j				
6 小时	840 i	723 f	643 f	503 f	240 i	127 i		
	830 f	630 i	512 i	405 i	218 c			
12 小时	1400 i	1050 i	854 i	675 i	400 i	212 i		
	954 f	833 f	763 f	658 f	350 c			
24 小时	1672 c	1050 i	854 i	738 f	629 f	435 f	306 d	155 d
	1248 b	929 f	850 f	683 c	572 c	430 d		
3 天	2749 c	1770 b	1660 b	1430 b	1210 b	940 d	715 d	420 d
	1850 b	1554 f	1442 f	1280 f	1080 f	860 b	535 f	245 h
7 天	—	1805 h	1720 h	1573 h	1350 d	1200 d	960 d	570 d
	2050 h	1554 f	1445 f	1400 d	1345 h	1020 h	800 h	510 h

(2) 暴雨中心情况

符 号	地 点	省 (市、区)	年·月·日	注
a	茅洞水库	广 东	1979·5·12	
b	白 石	台 湾	1963·9·10	
c	新 寮	台 湾	1967·10·17	
d	泥 市	湖 南	1935·7·4	调 查
e	潮 桥	江 苏	1960·8·4	
f	林 庄	河 南	1975·8·7	
g	大石槽	陕 西	1918·6·20	
h	漳 兹	河 北	1963·8·4	
i	木多木当	内 蒙 古	1977·8·1	调 查
j	大 张 庄	天 津	1978·7·25	
k	唐 家 屯	辽 宁	1981·7·27	调 查
l	张家房子	内 蒙 古	1959·7·19	调 查
m	白 脑 包	河 北	1972·6·25	调 查
n	缸 窑 岭	辽 宁	1978·7·11	
o	七 地	内 蒙 古	1975·7·13	调 查

附表 II-5

我国 35.7、63.8、75.8 特大暴雨时面-深关系表

暴雨名称	历时	面 (km ²)										量 (mm)									
		0	25	50	100	200	300	500	1000	2000	3000	5000	7000	10000	20000	30000	50000	70000	100000		
河北桦孤63.8	6小时	426			353	325	307	283	250	209	183										
	河南林庄75.8	830	790	761	723	676	643	591	503												
河北桦孤63.8	12小时	678			562	530	505	468	411	345	306										
	河南林庄75.8	954	900	872	833	790	763	725	658												
河北桦孤63.8	24小时	950			821	786	759	716	641	547	496										
	河南林庄75.8	1060	984	960	918	863	832	790	716												
河北桦孤63.8	1日	865			769	737	714	678	614	524	474	408	364	325	248	210	160	128			
	河南林庄75.8	1005		964	925	868	838	798	726	620	630	551	431								
湖北五峰35.7	3日	1150							1080	1040		950		800	580		285				
	3日	1458			1340	1301	1272	1223	1139	1026	947	840	763	692	540	450	366	306			
	3日	1605		1589	1554	1465	1413	1332	1262	1150	1070	965		799	624						
湖北五峰35.7	5日	1350							1280	1240	1210	1140		1000	800		450		250		
	河南林庄75.8	1631		1595	1554	1475		1347	1275	1180	1090	990		822	651						
河北桦孤63.8	7日	2051			1805	1753	1720	1668	1573	1435	1345	1219	1125	1020	855	780	698	628	524		
	湖北五峰35.7	1480							1430	1390	1340	1200		1050	890		500		270		

附表 II-5

我国 35.7、63.8、75.8 特大暴雨时面-深关系表

暴雨名称	历时	面												积											
		(mm)												(km ³)											
		0	25	50	100	200	300	500	1000	2000	3000	5000	7000	10000	20000	30000	50000	70000	100000						
河北涿县63.8	6小时	426	790	761	353	325	307	283	250	209	183														
河南林庄75.8	6小时	830	900	872	723	676	643	591	503	345	306														
河北涿县63.8	12小时	678			562	530	505	468	411																
河南林庄75.8	12小时	954			833	790	763	725	658																
河北涿县63.8	24小时	950			821	786	759	716	641	547	496														
河南林庄75.8	24小时	1060			918	863	832	790	716																
河北涿县63.8	1日	865			769	737	714	678	614	524	474	408	364	325	248	210	160	128							
河南林庄75.8	1日	1005			925	868	838	798	726	620	630	551	431												
湖北五峰35.7	3日	1150							1080	1040		950		800	580		285								
河北涿县63.8	3日	1458			1340	1301	1272	1223	1139	1026	947	840	763	692	540	450	366	306							
河南林庄75.8	3日	1605			1589	1465	1413	1332	1262	1150	1070	965		799	624										
湖北五峰35.7	5日	1350							1280	1240	1210	1140		1000	800		450		250						
河南林庄75.8	5日	1631			1598	1475		1347	1275	1180	1090	990		822	651										
河北涿县63.8	7日	2051			1805	1753	1720	1668	1573	1435	1345	1219	1125	1020	855	780	698	628	524						
湖北五峰35.7	10日	1480							1430	1390	1340	1200		1050	890		500		270						

附表 II-5

我国 35.7、63.8、75.8 特大暴雨时面-深关系表

暴雨名称	历时	面										积									
		(mm)										(km ³)									
		0	25	50	100	200	300	500	1000	2000	3000	5000	7000	10000	20000	30000	50000	70000	100000		
河北桦孤63.8	6小时	426			353	325	307	283	250	209	183										
河南林庄75.8	6小时	830	790	761	723	676	643	591	503												
河北桦孤63.8	12小时	678			562	530	505	468	411	345	306										
河南林庄75.8	12小时	954	900	872	833	790	763	725	658												
河北桦孤63.8	24小时	950			821	786	759	716	641	547	496										
河南林庄75.8	24小时	1060	984	960	918	863	832	790	716												
河北桦孤63.8	1日	865			769	737	714	678	614	524	474	408	364	325	248	210	160	128			
河南林庄75.8	1日	1005		964	925	868	838	798	726	620	630	551	431								
湖北五峰35.7	3日	1150							1080	1040		950		800	580		285				
河北桦孤63.8	3日	1458			1340	1301	1272	1223	1139	1026	947	840	763	692	540	450	366	306			
河南林庄75.8	3日	1605		1589	1554	1465	1413	1332	1262	1150	1070	965		799	624						
湖北五峰35.7	5日	1350							1280	1240	1210	1140		1000	800		450		250		
河南林庄75.8	5日	1631		1598	1554	1475		1347	1275	1180	1090	990		822	651						
河北桦孤63.8	7日	2051			1805	1753	1720	1668	1573	1435	1345	1219	1125	1020	855	780	698	628	524		
湖北五峰35.7	10日	1480							1430	1390	1340	1200		1050	890		500		270		

附表 II-5

我国 35.7、63.8、75.8 特大暴雨时面-深关系表

暴雨名称	历时	面 (km ²)											量 (mm)										
		0	25	50	100	200	300	500	1000	2000	3000	5000	7000	10000	20000	30000	50000	70000	100000				
河北涿县63.8	6小时	426			353	325	307	283	250	209	183												
	6小时	830	790	761	723	676	643	591	503														
河北涿县63.8	12小时	678			562	530	505	468	411	345	306												
	12小时	954	900	872	833	790	763	725	658														
河北涿县63.8	24小时	950			821	786	759	716	641	547	496												
	24小时	1060	984	960	918	863	832	790	716														
河北涿县63.8	1日	865			769	737	714	678	614	524	474	408	364	325	248	210	160	128					
	1日	1005		964	925	868	838	798	726	620	630	551	431										
湖北五峰35.7	3日	1150							1080	1040		950		800	580		285						
	3日	1458			1340	1301	1272	1223	1139	1026	947	840	763	692	540	450	366	306					
	3日	1605		1589	1554	1465	1413	1332	1262	1150	1070	965		799	624								
湖北五峰35.7	5日	1350							1280	1240	1210	1140		1000	800		450			250			
	5日	1631		1595	1554	1475		1347	1275	1180	1090	990		822	651								
河北涿县63.8	7日	2051			1805	1753	1720	1668	1573	1435	1345	1219	1125	1020	855	780	698	628	524				
	10日	1480							1430	1390	1340	1200		1050	890		500			270			

附表 II-5

我国 35.7、63.8、75.8 特大暴雨时面-深关系表

暴雨名称	历时	面 (km ²)										量 (mm)									
		0	25	50	100	200	300	500	1000	2000	3000	5000	7000	10000	20000	30000	50000	70000	100000		
河北桦孤63.8 河南林庄75.8	6小时	426			353	325	307	283	250	209	183										
	6小时	830	790	761	723	676	643	591	503												
河北桦孤63.8 河南林庄75.8	12小时	678			562	530	505	468	411	345	306										
	12小时	954	900	872	833	790	763	725	658												
河北桦孤63.8 河南林庄75.8	24小时	950			821	786	759	716	641	547	496										
	24小时	1060	984	960	918	863	832	790	716												
河北桦孤63.8 河南林庄75.8	1日	865			769	737	714	678	614	524	474	408	364	325	248	210	160	128			
	1日	1005		964	925	868	838	798	726	660	630	551	431								
湖北五峰35.7 河北桦孤63.8 河南林庄75.8	3日	1150							1080	1040		950		800	580		285				
	3日	1458			1340	1301	1272	1225	1130	1026	947	840	763	692	540	450	366	306			
	3日	1605		1589	1554	1465	1413	1332	1262	1150	1070	965		799	624						
湖北五峰35.7 河南林庄75.8	5日	1350																	250		
	5日	1631		1595	1554	1475		1347	1275	1180	1090	990		822	651		450				
河北桦孤63.8	7日	2051			1805	1753	1720	1668	1573	1435	1345	1219	1125	1020	855	780	698	628	524		
	10日	1480							1430	1390	1340	1200		1050	890		500		270		

附表 II-5

我国 35.7、63.8、75.8 特大暴雨时面-深关系表

暴雨名称	历时	面											积										
		0	25	50	100	200	300	500	1000	2000	3000	5000	7000	10000	20000	30000	50000	70000	100000				
		量											(mm)										
		雨											(km ³)										
河北涿鹿63.8	6小时	426			353	325	307	283	250	209	183												
	6小时	830	790	761	723	676	643	591	503														
河北涿鹿63.8	12小时	678			562	530	505	468	411	345	306												
	12小时	954	900	872	833	790	763	725	658														
河北涿鹿63.8	24小时	950			821	786	759	716	641	547	496												
	24小时	1060	984	960	918	863	832	790	716														
河北涿鹿63.8	1日	865			769	737	714	678	614	524	474	408	364	325	248	210	160	128					
	1日	1005		964	925	868	838	798	726	620	630	551	431										
湖北五峰35.7	3日	1150							1080	1040		950		800	580		285						
河北涿鹿63.8	3日	1458			1340	1301	1272	1223	1139	1026	947	840	763	692	540	450	366	306					
	3日	1605		1589	1554	1465	1413	1332	1262	1150	1070	965		799	624								
湖北五峰35.7	5日	1350																	250				
	5日	1631		1595	1554	1475		1347	1275	1180	1090	990		822	651		450						
河北涿鹿63.8	7日	2051			1805	1753	1720	1668	1573	1435	1345	1219	1125	1020	855	780	698	628	524				
	10日	1480							1430	1390	1340	1200		1050	890		500		270				