

小流域暴雨地面逕流之研究（四）

（附：小橋涵設計暴雨流量計算辦法草案）

內 部 刊 物

鐵道部鐵道科學研究院

一 九 五 九 年 • 北 京

目 次

摘要.....	(1)
一、概說.....	(1)
二、若干暴雨逕流問題的看法.....	(2)
三、簡化的逕流理論.....	(12)
四、計算办法草案的制定与說明.....	(14)
五、今后展望.....	(15)
参考文献	
附录:	
一、小橋涵設計暴雨流量計算办法(草案).....	(17)
二、百年一遇最大流量 Q_1 等值綫图	

关于“小流域暴雨地面逕流之研究”專題，連本报告共已提出四次报告，目前初步告一段落。

在本專題进行工作的四年中，曾得到铁道部基建总局刘树华工程师；铁道部第一設計院大型处閻世儒处长，崔鋼副总工程师，水文組蔡高蓬、秦云鵬工程师，周以誠、韓慕吾同志；第二設計院陈光曦、王健康、章轅工程师，叶瑞琪、陈堃崇、張安銘、邓永生、刘炳昭同志；第三設計院刘挑芬、王仁寬工程师；第四設計院陈席珍工程师；路外單位有：北京水利科学研究院謝家泽付院長，水文研究所叶永毅副所長，林平一研究員，陈家琦、陈志懋工程师；华东水利学院刘文光教授，詹道江講師；公路科学研究院甘城道工程师，田劍影同志等的指导与合作，特此致謝。

小流域暴雨地面逕流之研究 (四)

(附: 小桥涵設計暴雨流量計算办法草案)

铁道建筑研究所水工水文研究室徐在庸、黃文俊

提 要

本文首先介紹一般情况, 然后闡述我們对暴雨逕流中若干問題的看法, 并根据这些看法, 制定一套簡化的逕流計算理論, 根据这一理論, 用暴雨資料可以繪制全国暴雨流量等值綫图, 再根据洪水調查、洪水觀測、逕流站实驗、小桥涵洪峯水尺記錄、其他逕流計算方法, 可进行等值綫图的修正与补充。除暴雨流量等值綫图外, 再加上几个簡單校正系数 (或图解) 就可很方便地算出流量。在本文附录中, 載有我們拟制的“小桥涵設計暴雨流量計算办法” (草案) 并附暴雨流量 Q_1 等值綫图, 請大家提意見, 以便进一步修訂。根据我們的办法, 铁道部第一設計院、第二設計院已分別根据当地情况和条件进行修改后制成小桥涵流量計算办法在該院範圍內推广試用。

我們制定的計算办法草案有以下五个优点, 两个缺点。

优点: 一、縮減内外业的工作量及工作時間。

二、制成全国統一的流量等值綫图, 消除过去互不協調的現象。

三、明确規定可在現場因地制宜地修正等值綫图的範圍。

四、在土壤計算方面比較合理。

五、可以采用簡便的桥涵前积水計算办法。

缺点: 一、未包括人类活动、湖沼森林的影响。

二、在等值綫图的制定中, 实測資料太少。

一、概 說

在铁路建設中, 小桥涵为数甚多, 就單个而論, 其造价虽不甚大, 但就其总造价來說, 一般常超过大中桥之总造价。而在小桥涵設計中, 結構多定型化, 主要的問題是孔徑計算問題, 亦即小流域的暴雨逕流的計算問題。

铁路与公路小桥涵的集水面积, 一般多在0.1—1.0平方公里的範圍內, 絕大多数不超过0.02—30平方公里的範圍。这一种集水区的範圍, 比水利部門設計所常用的範圍要小得多。同时水利方面, 例如設計小水庫时, 各次断續降雨均蓄于水庫內, 因而計算时, 常采用其多次降雨之总深。但在铁路与公路的小桥涵設計中, 产流暴雨的間断時間超过該小流域的地面集流時間的两場暴雨的干扰就較小 (只限于前期降雨和地下逕流的影响)。由此可看出在铁路及公路部門需要对此問題配合水利部門单独进行研究。

从全国大跃进，全党全民办铁路以来，形势发展很快，铁路勘测、设计、施工的速度，大大加速。而过去所用的柏氏法、新规范（威氏法）、索氏法、均存在一定的缺点，需要进一步的合理化与简化，才能适应当前的要求。为此，我们将苏联的近代逕流理论、我国铁路小桥涵设计经验，以及我们几年来的研究结果汇总起来，提出一个“小桥涵设计暴雨流量计算办法”（草案），作为抛砖引玉，并希望在各设计院及兄弟单位的指正与帮助下，能够进一步的改进和运用到生产实践中去。

二、若干暴雨逕流问题的看法

现在来看一下过去曾采用过的几种办法的缺点。

甲、首先看柏氏法，据〔I〕，有下列几项缺点：

1. 计算费时。第一法要多次重复计算；第二法常需要作图求出。
2. 流量不准，设计水位偏高。
3. 频率概念不明确。
4. 不能绘流量过程深，不能计算积水。
5. 无法用实际资料来验证。

在我国实际应用中，作了若干修正与改进。如邢芙初工程师绘制诺谟图简化计算，刘树华工程师改进雨量计算办法，孙振东工程师将频率概念引入雨量计算等。

但现在还存在一些问题未得到解决：

- ① 现场搜集资料费时，尤其是山坡长度、山坡坡度、山坡糙率、费力而不可靠。
- ② 求定雨量公式的参数，需要搜集大量气象资料，进行大量统计工作。
- ③ 吸水系数的确定。同心环试验费力且偏于不安全。
- ④ 第一法与第二法的界限不清。

乙、其次看从1955年全路水文勘测会议起开始推广、试行的威戈戴夫规范。据〔II〕，有下列几项缺点：

1. 规范中把苏联分为19个区，但某些区域内包括气候相差很悬殊的地区，如第11区中包括苏联雨量最大的巴统，但又包括阿塞拜疆的干旱草原地区。
2. 未说明这些曲线根据那些资料制成的，因而很难用新的气象资料来修正。
3. 土壤吸水研究得不够。
4. 用两根曲线目估相切来定 α_1 与 φ ，可能引起很大误差。

在我国实际应用中，还发现有若干缺点：

- ① 制定每区曲线都要化费很大力量搜集、统计、分析资料。
- ② 线路横跨分区界线时，需要重作曲线。当气象资料变更后，又须全部返工重作。
- ③ 一次降雨量的概念不明确。对于较小流域，显然是一部分降雨造成的洪峰，但在规范中却同样要扣去全部植物截留，洼地储存。

④ 由于支流只包括 $l_1 \geq 0.75 B_{cp}$ 的一级支流，因而山坡长度就随流域面积而增大着。所以在威氏法中山坡流就不反映一定的物理现象，同时在实际上也很少见到均层的山坡流，因此威氏的繁复计算并不能使计算结果更精确化。

⑤降雨中值过程綫把实际过程平均化，无代表性。

⑥不反映入渗随雨强增大的现象。

⑦在逕流刚开始时，河槽内应成均层流动，但在规范中却按锥体来算。

此外，柏氏认为威氏法的计算结果比柏氏法更偏大。

索科洛夫斯基则认为柏氏与威氏都太偏重理论，而忽视实际资料。

丙、1957年索氏法曾被苏联专家伊万诺夫与我国刘树华工程师推荐在中国试用，此法有下列几项缺点：

1. 采用体积法来计算很小的流域是不合理的。索氏本人在近年〔1〕也认为对于很小的流域要用降雨强度作为计算的主要参数。

2. 集流流速只考虑了坡度，未充分考虑流量的大小。

3. 其他某些数字如 μ 等是苏联的气候特征，不宜硬性搬到中国来。

有鉴于此，我们认为应该进一步改进这些缺点，同时为了适应新线勘测速度加大若干倍的新情况，应该将计算项目及时间缩减到最低限度。

1. 全面积汇流的面积范围问题

根据柏氏及阿列克谢耶夫的意见，以 H 表有效降雨深（逕流深）则用 $\frac{dH}{dt} = 0$

来求定分界用的集流时间。

根据铁道科学研究院制定的七区100年一遇的暴雨强度公式，可求到 t 如表1：

由表1可以看出，除西北黄土区之外，

一般集流时间约为35—170分钟左右，设流速 $V = 1$ 公尺/秒，约相当于河长2—10公里，流域面积1—25平方公里。

根据一些近代学者的意见。例如，阿氏（1955）〔IV〕认为河长3—6公里，集流时间60—80分钟作为这个分界。莫克里亞克（1956）〔V〕把河长4.2—6.3公里，流域面积为10—20平方公里作为这个分界。

我国与苏联相較的特点是暴雨多且久，且地势一般多山，因而全面积汇流的集水面

积上界一般亦相应地较大，采用为10—20平方公里，殆无问题。采用全面积汇流，在理论推导上就可大为简化，而对铁路与公路小桥涵所常用的集水区均可符合要求。

表 1

区别 \ i	0.1	1.0
东南区	171	35
四川区	183	44
华中区	194	36
西南区	187	32
华北区	175	34
东北区	166	33
黄土区	79	14

2. 雨强与渗强的最小比值问题

有些人认为 $a - i$ 会得负值，这种说法是不正确的。在第二法中，雨强不变；在第一法中，雨强渐减到某一极限为止。如果我们引用逕流系数的概念

$$\psi = 1 - \frac{i}{a} = 1 - \sqrt{\frac{bi}{\Delta}} \dots \dots \dots (1)$$

再将铁研院七区暴雨强度公式中的参数代入，我们会发现逕流系数的最小值如表2：

表 2

	$i = 0.1$	$i = 0.5$	$i = 1.0$
东南区	0.86	0.69	0.57
四川区	0.84	0.64	0.49
华中区	0.84	0.64	0.49
西南区	0.83	0.61	0.45
华北区	0.85	0.66	0.53
黄土区	0.83	0.62	0.46
东北区	0.84	0.64	0.49
平 均	0.84	0.64	0.50

由表 2 可知。在常見的 i 值变化范围 $i = 0.1-0.5$ ，逕流系数都大于 0.64。根本不可能得到負值。

退一步說。即令 $i = 0.1-1.0$ 公厘/分鐘，逕流系数变化不过在 1.00—0.50 范围内变化，取逕流系数为 0.75，則最大誤差不过 33%。这就促使我們得出一个結論：

在全面积汇流时，逕流系数是一个变化不大的数，粗略看来，在推导公式时，可視為常数。

如果采用另一种暴雨强度公式，即

$$a = \frac{\Delta}{t^n}$$

則逕流系数为 $1-n$ 。根据中国及苏联、以及世界各国的分析，通常，絕大多数地区 $n = 0.5-0.7$ ，則也与上述結論接近。即逕流系数不小于 0.5—0.7。

据我們的初步研究(Ⅶ，第 37 頁)，雨强在一定范围内变化时，入渗量約与雨强成正比。写成公式为

$$\frac{h_{\text{試}}}{h_{\text{經}}} = ca \quad (2)$$

式中： $h_{\text{試}}$ ——相当于雨强为 a 时的入渗量；

$h_{\text{經}}$ ——相当于雨强为平均值时的入渗量；

c ——比例常数；

a ——雨强。

將(2)的左方的分子、分母分別除以入渗時間 t ，即得入渗强度 i ：

$$\frac{i_{\text{試}}}{i_{\text{經}}} = ca \quad (3)$$

但逕流强度 q 等于雨强 a 減去入渗强度 $i_{\text{試}}$ ，所以

$$q = a - i_{\text{試}} = a - cai_{\text{經}} = a(1 - ci_{\text{經}}) = \psi a \quad (4)$$

式中 $\psi = 1 - ci_{\text{經}}$ ，因为 c 是比例常数， $i_{\text{經}}$ 是平均雨强时的入渗强度，它与雨强无关，为一个常数。由此可看出，不仅从理論分析上，逕流系数的数值变化不大，而且从实际人工降雨入渗資料的分析中，也証明逕流系数(在一定的雨强范围内)接近为常数。

或許有人还会怀疑雨强对入渗的影响是否如此巨大。我們还可以举出另一項論据。据苏联运输建筑部 1956 年的逕流計算細則(Ⅶ，第 42 頁)，同心环試驗与設計入渗强度相差很大(表 3)：

表 3

同心环入渗强度	設計入渗强度
0—1.0 公厘/分鐘	0—0.27 公厘/分鐘
1.0—2.0 公厘/分鐘	0.27—0.39 公厘/分鐘
2.0—3.0 公厘/分鐘	0.39—0.50 公厘/分鐘

差別如此之大的原因，主要是供水(降雨)强度不同。因为所謂同心环的水头影响不超过 25 公分，而在細沙类土壤中，毛細管水头就可能超过这个数值，在沙壤土、壤土、粘

土中，毛細管水頭更會起絕對優勢的作用，因而單只同心環水頭一項因素是不會起這樣大的作用的。此外，旁滲影響對同心環及人工降雨几乎是同等性質的。因而，人工降雨試驗中，入滲強度較同心環試驗低幾倍，主要原因是供水強度不同。這也就說明所謂“平均入滲強度”與雨強無關的說法是未必合理的。

有鑑于此，我們根據鐵道部鐵道科學研究院北碚逕流實驗站（自1959年起移交鐵道部第二設計院領導）在北碚、山西省水利局太原暴雨逕流實驗站在太原、鐵道部第四設計院在津浦綫與滬寧綫等處所作的人工降雨試驗結果，以及蘇聯公路部門及我國交通部公路勘察設計院制訂的逕流厚度表，求定出平均的逕流係數，列入表4。1958年12月根據鐵道部第一設計院在我國西北進行的人工降雨試驗119次，以及搜集的各兄弟單位的數據的分析結果，也証實表4的逕流係數相當於平均情況。

表 4

土壤类别	土 壤 名 称	含 沙 率	逕 流 係 数	一院逕流係数
I	瀝青、冻土、混凝土、无裂隙岩石	0—3%	1.0	—
II	粘土、肥沃粘壤土、龟裂地	3—13%	0.85	—
III	灰化土、森林型粘壤土、肥沃黑土、壤土（沙粘土）	13—30%	0.80	8.00
IV	黑土、栗色土、生草沙壤土	30—63%	0.70	0.72
V	沙壤土（粘沙土）	63—83%	0.50	0.60
VI	沙	83—100%	0.35	0.35

3. 分区与等值綫的問題

在1955年，我們鑑于当时雨量資料的奇缺，贊成采用分区的方法，將我國东部主要地区分为七个气候区，并分別制定各区的暴雨曲綫。但也就是在当时，在整理雨量資料的过程中，我們就感到每个区的范围太大，必須在区内再进行改正，才能符合实际情况。因而在报告中，我們建議〔Ⅲ，第33頁〕用日雨量中值之比进行校正。在用柏氏法計算时，除分区或分段制定暴雨強度公式外，也都还要用气候系数（日雨量平均值之比）来进行改正。

这样看来，名为分区，实际上，在每个分区內都还要另作一套气候系数的等值綫（第三設計院便这样作的），多費一道手續。而且在实际应用时，將两区的暴雨強度公式或曲綫折算到两区交界处时，往往并不重合，于是更增加麻煩。

在分区时，一般要参考山脉地形，然而却也往往无从照顧。如福建沿海有两道近似平行的大山脉，因而很难决定用那一道山脉作为分界綫。另一方面，每区之內，也常有山岭，山阴与山阳之分，不另作等值綫就无法表示出来。

在每一区内常有暴雨中心，如四川区、峨嵋山是一个暴雨中心，如在区内不表示出来，就有不安全的危險。

有些相邻区域的暴雨相差很悬殊，尤其在綫路跨过区域分界时，常使勘测設計者甚为棘手。例如，据公路勘察設計院1957年“逕流厚度表”〔Ⅷ〕，取頻率為50年，Ⅲ类土，按波达可夫简化公式（集流時間30分鐘）算平原地区 $\varphi=0.05$ ，流域面积为1平方公里的小流域的最大流量，則黃土高原区（ $h-z$ ）=20公厘，

$$Q = 0.05 \times 20^{1/4} \times 1 = 4.5 \text{ 公方/秒。}$$

华北平原区 ($h-z$) = 54 公厘,

$$Q = 0.05 \times 54^{1/4} \times 1 = 20 \text{ 公方/秒。}$$

二区虽仅隔一条分界线, 逕流却差 445%。

若取 IV 类土, 差别尤为显著, 黄土高原区 ($h-z$) = 12 公厘。

$$Q = 0.05 \times 12^{1/4} \times 1 = 2.1 \text{ 公方/秒。}$$

华北平原区 ($h-z$) = 47 公厘,

$$Q = 0.05 \times 47^{1/4} \times 1 = 16 \text{ 公方/秒。}$$

二区仍只隔一条分界线, 逕流却差到 760%。

对于 V 类土与 VI 类土, 相差尤甚。由此可以看出用分区图有许多缺点。用等值线图可用等值线的疏密来表示逕流变化的剧烈与否, 可用峯谷来表示暴雨中心与暴雨低区, 不但没有气候系数换算之劳, 而且也无分界线处不相衔接之弊。在实用上, 分区图只知道是第几区, 其绝对值大小与相对差异, 还要另备图表。在等值线图上则对逕流的大小可以一目了然。

为了直捷了当, 我们建议直接绘制逕流模量等值线图, 而不是绘制暴雨等值线图。前者既便于应用, 又便于修改与验证。目前暴雨定量问题, 大家意见尚不一致, 改用逕流模量等值线图就可减少在暴雨定量方面的争执。

当然目前暴雨逕流资料很少, 绘制的等值线图只可能是近似的, 个别地方可能不符合实际情况, 有待进一步修改与订正。但等值线图之优于分区图一点, 殆无疑义。

北京水利科学研究院水文研究所副所长叶永毅同志指出, 雨量在地区上的变化是逐渐的, 地形地貌的变化一般说来也是逐渐的, 而不是突变的, 等值线反映了客观实际情况, 分区法则加以人为的平均。特别是在我国地形比较复杂, 气候变化较多的情况下, 用少数的分区, 不能细致的正确的表达各个地区的数值。此外, 我国现在已具有足够多的资料来绘出等值线。

根据铁道部第一、二设计院在我国西北、西南的勘测设计经验, 也非用等值线不足以反映气候及地形的变化。

4. 关于山坡流的简化问题

若干著名逕流理论如索氏、阿氏、斯里勃内依等都将山坡流忽略不计。但我们所面对的是极小流域的问题。在极小流域中, 山坡流占比重大。

不过从本质上看来, 山坡流计算本身并不是目的, 只是一种手段, 只是通过它来估计集流时间, 用集流时间来估计降雨强度的递减, 用降雨强度的递减来表示流量模数随流域面积增大而递减的事实。因此, 山坡流是可以考虑并入河槽流计算中, 即把山坡集流时间加在河槽集流时间中作为总的集流时间。

现有的山坡流的水力学计算方法与实际远不符合, 常常可以差到几倍。

我们企图从逕流理论上论证山坡坡度对流量的影响。全流域的集流时间等于山坡集流时间加河槽集流时间。即

$$t = \frac{L_p}{V_p} + \frac{L_c}{V_c} = \frac{L_p}{V_p} \left(1 + \frac{L_c}{V_c} \cdot \frac{V_p}{L_p} \right) \dots \dots \dots (5)$$

式中: t ——全流域集流时间;

V_p ——河槽平均流速;

L_p ——河槽平均长度;

V_c ——山坡平均流速;

L_c ——山坡平均长度。

据〔X, 第22页〕:

$$V_p = 0.276 Q_M^{1/4} I_p^{1/4} \dots\dots\dots (6)$$

式中: Q_M ——最大流量;

I_p ——河槽平均坡度;

$$V_c = 0.05 \left(\frac{Q_M L_c}{F} \right)^{1/4} I_c^{1/4} \dots\dots\dots (7)$$

式中: F ——流域面积;

I_c ——山坡平均坡度。

将(6)与(7)代入(5)得:

$$\begin{aligned} t &= \frac{L_p}{V_p} \left(1 + \frac{L_c}{L_p} \cdot \frac{0.276 Q_M^{1/4} I_p^{1/4}}{0.05 \left(\frac{Q_M L_c}{F} \right)^{1/4} I_c^{1/4}} \right) \\ &= \frac{L_p}{V_p} \left(1 + 5.5 \cdot \frac{L_c^{1/4}}{L_p^{1/4}} \cdot \frac{F^{1/4}}{Q_M^{1/4}} \cdot \frac{I_p^{1/4}}{I_c^{1/4}} \right) \dots\dots\dots (8) \end{aligned}$$

在全面积汇流时,

$$Q_M = 16.7 \Delta \psi F = 16.7 \frac{\Delta}{t^n} \psi F = 16.7 \Delta \psi F t^{-n} \dots\dots\dots (9)$$

式中: Δ ——雨力;

t ——暴雨历时;

n ——暴雨指数;

如其他条件不变, 仅 I_c 增大为 kI_c , 因而 Q_M 增大为 xQ_M , 将此二值代入(8), 再将(8)代入(9), 得:

$$\begin{aligned} xQ_M &= 16.7 \Delta \psi F \left[\frac{L_p}{V_p} \left(1 + 5.5 \frac{L_c^{1/4}}{L_p^{1/4}} \cdot \frac{F^{1/4}}{(xQ_M)^{1/4}} \cdot \frac{I_p^{1/4}}{(kI_c)^{1/4}} \right) \right]^n \\ &= 16.7 \Delta \psi F \left[\frac{V_p}{L_p} \left(\frac{L_p Q_M^{1/4} I_c^{1/4} \cdot x^{1/4} \cdot k^{1/4}}{L_p x^{1/4} Q_M^{1/4} k^{1/4} I_c^{1/4} + 5.5 L_c^{1/4} F^{1/4} I_p^{1/4}} \right) \right]^n \dots\dots\dots (10) \end{aligned}$$

将(8)代入(9), 得:

$$Q_M = 16.7 \Delta \psi F \left[\frac{V_p}{L_p} \left(\frac{L_p Q_M^{1/4} I_c^{1/4}}{L_p Q_M^{1/4} I_c^{1/4} + 5.5 L_c^{1/4} F^{1/4} I_p^{1/4}} \right) \right]^n \dots\dots\dots (11)$$

用(11)除(10), 得:

$$x = \left(x^{1/4} k^{1/4} \right)^n \left[\frac{L_p Q_M^{1/4} I_c^{1/4} + 5.5 L_c^{1/4} F^{1/4} I_p^{1/4}}{L_p x^{1/4} Q_M^{1/4} k^{1/4} I_c^{1/4} + 5.5 L_c^{1/4} F^{1/4} I_p^{1/4}} \right]^n \dots\dots\dots (12)$$

因为 $x > 1$, $k > 1$, 所以, (12) 式中方括弧内的分母大于分子, 所以:

$$x < (x^{1/4} \cdot k^{3/4})^n$$

或
$$x < k^{\frac{3n}{4(4-n)}} \dots \dots \dots (13)$$

最常见的 $n = 0.5 - 0.7$, 故得表 5:

表 5

n	0.5	0.6	0.7
$\frac{3n}{4(4-n)}$	0.11	0.13	0.16

由表 5 可知, 山坡坡度对流量影响最大的地方是内陆地区 ($n = 0.7$), 但即令在这种地区, 如山坡坡度变化 10 倍时, 流量 Q_M 的变化不超过 45%。其主要相应数值参见表 6:

波达可夫博士 (XII, 第 321 页) 认为山坡坡度对流量的影响近似地为六分之一次方根,

即 0.167 (相当于表 5 的最大值)。他认为山坡平均长度误差达 150—200% 时, 流量的误差不超过 $\pm 10\%$ 。

由此可见, 山坡计算影响并不大, 若能折算成主槽计算, 就可以大大简化整个理论。我们就准备这样作。

这样作的另一个原因是因为山坡流在逕流理论中还是一个争论不休的问题。柏氏、波达可夫、戚戈戴夫等认为是有的。索科洛夫斯基认为当地面逕流较大时, 地面受到较甚的冲刷切割, 河沟网成为树枝分叉形, 与柏氏等所设想的山坡流不同。及至地形平坦和透水性大 (如森林地区) 的地方, 暴雨逕流较小, 较难冲刷地面, 但此时产生洪暴的是表土逕流, 而非地面逕流, 又与柏氏等所设想的的不同。在目前对此问题存在极为分歧的看法时, 避开这个问题虽是权宜之计, 但为实际应用来说, 却是较为方便的。

大简化整个理论。我们就准备这样作。

5. 流域面积的指数问题

在流量计算中, 流域面积是最主要的因素之一。一般的经验公式均设最大流量与流域面积的某一次方成正比。我们在这个问题, 总方向上是采用波达可夫博士建议的公式形式, 即 (XII, 第 99 页)。

$$Q_M = \psi (h - z)^n F^m \dots \dots \dots (14)$$

令 $Q_1 = \psi (h - z)^n$, 即可写成

$$Q_M = Q_1 F^m \dots \dots \dots (15)$$

即我们拟采用的基本形式。

关于 m 的数值, 波达可夫博士认为 $m = \frac{2}{3}$ (XII, 第 109 页) (XI, 第 291 页)。但在 (XI, 第 292 页) 上又说, 在平原地区 $F < 0.5$ 平方公里时, 在山岳地区 $F < 1.0$ 平方公里时, 按上述公式计算结果偏大。要同时用下列公式

$$Q_M = 0.56 h F \dots \dots \dots (16)$$

进行计算, 并将二式中较小的流量数值用于设计中。

由此可见, 波氏法中, 对于 $F < 0.5 - 1.0$ 平方公里的流域, 不仅需要进行两次计算,

而且 F 的指数 m 从 $\frac{2}{3}$ 突变到 1 也不合理。

順便提一句，在波达可夫博士的公式中，采用暴雨时间为常数， $t = 30$ 分鐘，这也是不合理的。因为在一切現代小流域逕流理論中，設計暴雨历时总与集流时间有一定关系，而对于不同的小流域，其各自的集流时间不同，設計暴雨历时也就應該不同。

北京水利科学研究院水文研究所陈家琦工程师(Ⅷ，第 5 頁)曾指出：“对于非常小的面积 ($F < 3$ 平方公里) 有时可由省級机构分区制定最大流量模数直接应用，以免基层干部不会应用带有开方的計算，即

$$Q = qF \dots \dots \dots (17)$$

但对于一般流域仍主張用 $m = \frac{2}{3}$ 。”亦即 $1 \geq m \geq \frac{2}{3}$ 。

索科洛夫斯基曾用理論方法推导 m 。設雨强 $a = \frac{\Delta}{t^n}$ ，河長 $L_p = kF^{n_1}$ ，則

$$\begin{aligned} Q_M &= 16.7 a \psi F = 16.7 \frac{\Delta}{t^n} \psi F = 16.7 \frac{\Delta V^n}{L_p^n} \psi F \\ &= 16.7 \Delta V^n \psi F \cdot \frac{1}{k^n F^{n n_1}} = 16.7 \Delta V^n \psi \cdot \frac{F^{1-n n_1}}{k^n} = Q_1 F^m \dots \dots \dots (18) \end{aligned}$$

所以

$$m = 1 - n n_1 \dots \dots \dots (19)$$

通常 $n = 0.5 - 0.7$ ， $n_1 = 0.5 - 0.6$ ，所以， $m = 0.58 - 0.75$ 。

对于很大的流域，产生洪水的是一次暴雨的总深，所以

$$Q_M = 16.7 a \psi F = 16.7 a \psi \cdot \frac{F}{L} \cdot V t = 16.7 H \psi V \cdot F^{1-n_1} \quad (20)$$

这时 $m = 0.4 - 0.5$ 。

索氏的理論分析，大致表明一个趋势，即流域越大，則指数 m 越小。通常，很大的流域，可用 $0.4 - 0.5$ ；中等流域及小流域則为 $0.58 - 0.75$ 。但是，索氏的分析当中也有一个缺点，即設流速 V 是常数，而实际上，流速 V 与流量 Q_M 有关。許多逕流理論，如苏联的柏氏、戚戈戴夫、阿列克謝耶夫，我国的林平一研究員、陈家琦工程师等都認為 Q_M 与 V 有一定关系。

如果將 Q_M 与 V 的关系代入，如本文下节所証，在全面积汇流的情况下， $m = \frac{4-2n}{4-n}$ ，設 $n = 0.5 - 0.7$ ，則 $m = 0.86 - 0.79$ 。

在非全流域同时汇流的情况下，可如下推論。

为了使結果更为普遍化，可設入渗强度 i 随暴雨历时 t 的增長而遞減或不減，即用

$$i = \frac{S}{t^{n_2}} \dots \dots \dots (21)$$

当 $n_2 = 0$ 时， $t^{n_2} = 1$ ，即相当于柏氏、陈家琦工程师等同志的意見， $i =$ 常数；当 $n_2 = n$ 时，則

$$\begin{aligned} Q &= 16.7 (a - i) \varphi F = 16.7 \left(\frac{\Delta}{t^n} - \frac{S}{t^{n_2}} \right) \varphi F \\ &= 16.7 a \left(1 - \frac{S}{\Delta} \right) \varphi F = 16.7 a \psi \varphi F \dots \dots \dots (22) \end{aligned}$$

式中: ψ ——逕流系数 ($\psi = 1 - \frac{S}{\Delta}$);

φ ——同时汇流系数。

所以, $n_2 = n$ 时, 接近索科洛夫斯基教授等的意見, 我們在簡化逕流理論中也准备这样用。

如 $n > n_2 > 0$, 即相当于过渡形式, 过去杜別立耳教授曾提到过这种形式。因此, 上式的概括性是很强的。

在确定暴雨历时問題上, 仍采用柏氏、阿氏, 陈家琦工程师等所用的原理, 即

$$\frac{dH}{dt} = 0 \quad (23)$$

設 $\varphi F = BL = BVt$, 則

$$\frac{dQ}{dt} = 16.7 \left[(1-n) \frac{\Delta}{t^n} - \frac{S}{t^{n_2}} (1-n_2) \right] BV = 0 \quad (24)$$

所以:

$$t = \left[\frac{(1-n)\Delta}{(1-n_2)S} \right]^{\frac{1}{n-n_2}} \quad (25)$$

將此式代入式 (22) 并代入 $\varphi F = BVt$, 則:

$$Q = 16.7 BV \left(\frac{n-n_2}{1-n_2} \right) \Delta \left[\frac{(1-n)\Delta}{(1-n_2)S} \right]^{\frac{1-n}{n-n_2}} \quad (26)$$

如前述

$$V = 0.276 Q^{1/4} I_p^{1/4} = V_1 Q^{1/4}, \text{ 代入}$$

$$Q = 16.7 BV_1 Q^{1/4} \left(\frac{n-n_2}{1-n_2} \right) \Delta \left[\frac{(1-n)\Delta}{(1-n_2)S} \right]^{\frac{1-n}{n-n_2}}$$

$$Q^{3/4} = 16.7 BV_1 \left(\frac{n-n_2}{1-n_2} \right) \Delta \left[\frac{(1-n)\Delta}{(1-n_2)S} \right]^{\frac{1-n}{n-n_2}}$$

两端各乘 $^{4/3}$ 次方:

$$Q = (16.7)^{4/3} B^{4/3} V_1^{4/3} \left(\frac{n-n_2}{1-n_2} \right)^{4/3} \Delta^{4/3} \left[\frac{(1-n)\Delta}{(1-n_2)S} \right]^{\frac{4}{3} \frac{1-n}{n-n_2}} \quad (27)$$

如令

$$L_p = 2F^{1/2}, \text{ 則 } B = \frac{F}{L} = \frac{1}{2} F^{1/2}, \text{ 代入上式得}$$

$$Q = (16.7)^{4/3} \left(\frac{1}{2} \right)^{4/3} V_1^{4/3} \left(\frac{n-n_2}{1-n_2} \right)^{4/3} \Delta^{4/3} \left[\frac{(1-n)\Delta}{(1-n_2)S} \right]^{\frac{4}{3} \frac{1-n}{n-n_2}} F^{1/2} \\ = Q_1 F^{1/2} \quad (28)$$

由此可見, 在非全流域同时汇流的情况下, $m = 2/3$ 。

这样分析后的初步結論如下:

(一) 在暴雨不能同时籠罩的大流域上, $m = 0.4-0.5$, 一般設 $m < 2/3$ 。

(二) 在暴雨同时籠罩全流域的小流域上, 但又非全流域同时汇流, 此时 $m = 0.58-0.75$, 平均值 $m = 2/3$ 。

(三) 在暴雨同时籠罩全流域而又是 (或接近是) 全流域同时汇流者, 此时 $m = 0.79$ 。

-0.86; 也可能超出此範圍, 但無論如何 $1 > m > 2/3$ 。

在鐵路及公路小橋涵中, 最常遇到的小流域多在10—20平方公里以內, 因而相當于第三類 $1 > m > 2/3$ 的情況。

(四) 指數 m 隨流域面積增大而遞減, 但其變幅不大。在流域面積差異不大時, 為了簡化, 可採用常指數。在流域面積差異很大時, 應採用變指數。此處所謂差異大小系就對數尺度而言, 0.1與0.3的差異不大, 100與300的差異也算不大。

6. 關於採用暴雨總量或強度作主要參數的問題

過去採用過的柏氏法, 以及陳家琦工程師的辦法, 都是用暴雨強度作主要參數。

過去採用過的威戈戴夫法(新規範)、波達可夫法、索科洛夫斯基法, 都是用暴雨總量作主要參數。

究竟那種說法合理的問題, 可以從流域的大小和工程的性質兩方面來討論。

先談流域大小的區別。索科洛夫斯基教授雖然多年來力主用體積法(暴雨總量)來計算暴雨流量, 但在最近的一篇論文[Ⅲ]中, 在分析了許多資料之外, 認為對於較大的流域, 流量過程綫的形狀大致不變, 應該採用總雨深作參數, 用體積公式。對於很小的流域(全面積同時匯流), 其流量過程綫形狀多變(主要隨降雨過程綫而變), 其洪峯不是一次降雨的總深所造成的, 因而從本質上講是不能用體積公式(暴雨總深)的。對於很小的流域, 索氏建議採用降雨強度作為主要參數, 我們認為這種作法是正確的。

再談工程性質的區別。在水利工程方面, 例如設計小水庫, 由於逕流體積蓄於水庫中, 所以, 各次間斷降雨應該累加起來, 按一次降雨總量來設計。

對於鐵路與公路小橋涵來說, 屬於洩水建築物的類型, 對於產流(降雨強度大於入滲強度時)間斷時間大於流域集流時間的兩場雨來說, 其地面逕流互不相干, 前一場雨對後一場雨只起有前期降雨的作用, 同時還可能有為量不大的地下逕流。比較起來, 就不應該像水庫設計那樣將各次間斷降雨累加起來, 而應該選取各場降雨中最強部分來進行計算。

總結這兩方面的理由, 我們認為應該選用暴雨強度作為鐵路與公路小橋涵暴雨逕流計算的主要參數。

7. 關於糙率與主河槽長度的問題

關於糙率, 許多人主張用平均值, 如第一設計院採用 $m_p = 20$, 第四設計院在平原地區採用 $m_p = 20-25$ 。我們認為山地和平原河流的糙率是不同的。按照鐵道部設計局的“橋涵孔徑算辦法”[X, 第41頁], 坡度 > 0.001 的山地河床 $m_p = \frac{6.5}{I_p^{1/4}}$ 。第三設計院劉挑芬工程師認為 I_p 的指數宜改為 $1/3$, 將來亦可考慮更改。

蘇聯斯里勃內衣公式 $m_p = \frac{6.5}{I_p^{1/4}}$ 只是一個經驗公式, 將來應結合中國具體情況進行修改。

我們不贊成在野外目估確定糙率, 這樣會因人而殊, 主觀成分太大, 對於沒有經驗的人尤其困難, 在全黨全民辦鐵路的情況下, 在野外目估糙率, 會使勘测速度減緩的。根據

波达可夫博士的意见〔XI, 第321頁〕, 糙率为10, 15, 20, 25时, 每估錯一級, 对流量影响不超过 $\pm 10\%$, 因此, 从設計流量精度看, 經驗公式还是可用的, 不必給勘测外业增添不必要的麻煩。

关于主河槽長度, 我們采用陈家琦工程师的經驗关系 (根据410个实际流域統計) $L_p = 2F^{1/4}$ 。

据第一設計院經驗公式

$$L'_p = 1.8F^{0.35} \dots\dots\dots (29)$$

$$L_c = 0.28F^{0.35} \dots\dots\dots (30)$$

据第四設計院經驗公式

$$L'_p = 1.2F^{0.57} \dots\dots\dots (31)$$

$$L_c = 0.4F^{0.27} \dots\dots\dots (32)$$

我們准备將山坡長度加在河槽長度上—次計算, 对于一平方公里的流域, 按式 $L_p = 2F^{1/4}$, 得

$$L_p = 2 \times 1 = 2 \text{ 公里}$$

按式 (29) 与式 (30):

$$L_p = L'_p + L_c = 2.08 \text{ 公里}$$

按式 (31) 与式 (32):

$$L_p = L'_p + L_c = 1.60 \text{ 公里}$$

我們的結果恰在二者之間。

主河槽長度在現場确定时非常困难, 尤其在小流域, 洪水不大, 历时短暫, 有时根本不能冲成明显的河槽, 因而主河槽的長度就很难决定。为了避免勘测工作的困难, 我們認為“只用流域面积与主河槽長度的經驗关系来代替主河槽实际長度”的办法, 在目前是适宜的。

三、簡化的逕流理論

根据上节分析, 我們可从式 (9) 出发, 由于其中 Δ 系代表 1 分鐘的暴雨强度, 不是现实的物理数值, 所以, 改用 1 小时的暴雨强度 Δ_1 作为参数, 即

$$Q_M = 16.7a\psi F = 16.7 \frac{\Delta_1}{t^n} \psi F \cdot \frac{1}{60} = 0.278 \Delta_1 \psi F t^{-n} \dots\dots\dots (33)$$

按河槽集流時間計算 t , 得

$$t = \frac{L_p}{V_p} \times \frac{1000}{60} \times \frac{1}{60} = 16.7 \frac{L_p}{V_p} \times \frac{1}{60} = 0.278 \frac{V_p}{L_p} \dots\dots\dots (34)$$

流速 V_p 按薛齐—曼宁公式計算

$$V_p = mR^{1/6} I_p^{1/2} \dots\dots\dots (35)$$

式中: m —糙率系数,

R —水力半徑, 当河槽断面为三角形, 边坡坡度为 $1: \alpha$ 时, 过水断面 $\omega = \frac{Q_M}{V}$
 $= \alpha y^2$, 湿周为 $2\sqrt{\alpha^2 + 1} \cdot y$, 所以, 水力半徑

$$R = \frac{\alpha y^2}{2\sqrt{\alpha^2+1} \cdot y} = \frac{\alpha}{2\sqrt{\alpha^2+1}} y = \frac{\alpha}{2\sqrt{\alpha^2+1}} \cdot \sqrt{\frac{Q_M}{V\alpha}}$$

$$= \frac{\sqrt{\alpha}}{2\sqrt{\alpha^2+1}} \cdot \sqrt{\frac{Q_M}{V}} \quad (36)$$

将(36)代入(35), 得

$$V_p = m \frac{\alpha^{1/2}}{2^{1/3}(\alpha^2+1)^{1/3}} \frac{Q_M^{1/2}}{V_p^{1/2}} I_p^{1/2} \quad (37)$$

将等式两旁各乘 $V^{1/2}$ 得

$$V_p^{1/2} = m \frac{\alpha^{1/2}}{2^{1/3}(\alpha^2+1)^{1/3}} Q_M^{1/2} I_p^{1/2} \quad (38)$$

将式(38)两侧各乘 $^{1/4}$ 方, 得

$$V_p = m^{1/2} \frac{\alpha^{1/2}}{2^{1/2}(\alpha^2+1)^{1/4}} Q_M^{1/2} I_p^{1/2} \quad (39)$$

如 I_p 以千分数计, 则改为

$$V_p = m^{1/2} \frac{\alpha^{1/2}}{2^{1/2}(\alpha^2+1)^{1/4}} Q_M^{1/2} I_p^{1/2} \left(\frac{1}{1000}\right)^{1/2} \quad (40)$$

令 $m = \frac{36.5}{I_p^{1/2}}$, 再令河槽平均流速为河口流速的60%, 则

$$t = \frac{L_p}{2.16 V_p} = \frac{L_p}{2.16 \cdot Q_M^{1/2} \cdot I_p^{1/2} \cdot \frac{\alpha^{1/2}}{(\alpha^2+1)^{1/4}} \cdot \frac{(36.5)^{1/2}}{2^{1/2}} \cdot \frac{1}{1000^{1/2}}}$$

$$= \frac{L_p}{1.7 Q_M^{1/2} I_p^{1/2} \frac{\alpha^{1/2}}{(\alpha^2+1)^{1/4}}} \quad (41)$$

所以

$$Q_M = (0.278 \Delta_1 \psi F) \left[\frac{1.7 Q_M^{1/2} I_p^{1/2} \frac{\alpha^{1/2}}{(\alpha^2+1)^{1/4}}}{L_p} \right]^n \quad (42)$$

再令 $L_p = 2 F^{1/2}$, 则

$$Q_M = (0.278 \Delta_1 \psi F) \left[\frac{1.7 Q_M^{1/2} I_p^{1/2} \frac{\alpha^{1/2}}{(\alpha^2+1)^{1/4}}}{2 F^{1/2}} \right]^n \quad (43)$$

$$Q_M^{\frac{4-n}{4}} = (0.278 \Delta_1 \psi) F^{1-\frac{n}{2}} \left[0.85 I_p^{1/2} \frac{\alpha^{1/4}}{(\alpha^2+1)^{1/4}} \right]^n$$

$$Q_M = (0.278 \Delta_1 \psi)^{\frac{4}{4-n}} \left[0.85 I_p^{\frac{1}{4}} \frac{\alpha^{\frac{1}{4}}}{(\alpha^2 + 1)^{\frac{1}{4}}} \right]^{\frac{4n}{4-n}} F^{\frac{4-2n}{4-n}}$$

$$= (0.278)^{\frac{4}{4-n}} (0.85)^{\frac{4n}{4-n}} (\Delta_1 \psi)^{\frac{4}{4-n}} I_p^{\frac{3n}{4(4-n)}} F^{\frac{4-2n}{4-n}} \left(\frac{\alpha}{\alpha^2 + 1} \right)^{\frac{n}{4-n}} \dots (44)$$

令 $I_p = 20\%$, $F = 1$ 平方公里, $\alpha = 5$, $\psi = 0.80$, (相当于Ⅲ类土壤), 随 Δ_1 与 n 不同, 即可繪出 Q_M 的等值綫图来 (小流域暴雨最大流量等值綫图)。再令 $m = \frac{4-2n}{4-n}$, 即可繪出小流域暴雨最大流量公式 $Q_M = Q_1 F^m$ 中参数 m 等值綫图, 为了簡便起見, 我們建議可不作 m 等值綫图, 而只根据 Q_1 值来近似地决定 m 。

对于流域面积 F , 土壤类别, 河槽縱坡 I_p , 洪水河槽边坡系数 α 等因素与等值綫所代表的平均情况不一致时, 可分別乘以校正数。校正数参看所附草案中的表(1), (2), (3)。

在制定各校正数的表时, 系采用 $n = 0.60$ 。对于 $n = 0.5$ 及 $n = 0.7$ 的地区, 当然只是近似的, 但却各地統一, 并且方便。各地如根据当地 n 值另行計算, 当然亦无不可。

根据这样簡化后的逕流理論, 制成附录的計算办法, 使用起来非常方便。

四、計算办法草案的制定与說明

在制定“小桥涵設計暴雨流量計算办法”草案时, 考虑到現有的暴雨資料很不足, 無論在測站的分布上, 或各个測站的記錄年限上, 都不能滿足設計的要求。此外, 暴雨逕流是一种非常复杂的現象, 目前科学研究的水平还很低, 实测的小流域暴雨逕流記錄很少。由于这些情况, 就促使目前的計算办法草案只能得出真实流量的一个粗略的近似值, 在某些地方可能脱离实际很远。因而在使用时, 勘测設計人員必須結合当地情况。由于等值綫图只是近似的, 所以, 我們認为主管工程師有权根据当地情况酌予增減。增減幅度在百分之二十以內时, 影响尚不太大, 可因地制宜, 当地灵活掌握。增減幅度超过百分之二十时, 对投資多寡及桥涵安全的影响均甚大, 就要求进行較詳細的調查研究。由于变动較大, 影响投資額也大, 在这时进行适当的調查研究, 还是合算的。

是否可以在計算办法中不要等值綫图呢? 我們認为 还是需要的。由于小流域为数众多, 暴雨洪水漲落甚快, 常常既无痕迹, 也难从居民当中訪問調查。至于說到具有長期观测的小流域, 在我国目前更是完全沒有。为了勘测設計人員有所依据, 为了使各級铁路桥涵的設計标准大致統一, 就必须繪制等值綫图, 那怕是象現在这样粗糙的等值綫图。

在計算办法中一个带根本性的問題是选取多長的洪水重現期来設計桥涵, 这是一个造价与运营管理費的經濟分析問題, 不属于本文討論的范围。

随之而来的下一个問題是在某一具体地点, 究竟多大的洪水算該流域的百年一見的流量? 这虽属于本文討論的范围, 却很难作肯定性的答复。一般說, 近年来水利部門与铁路部門对于暴雨及洪水的标准并不一致, 同为百年一見的数值, 水利部門常較高一些。这也只有在将来积累更多的暴雨及洪水記錄, 科学研究水平更高一些时再来謀求統一。

在制定等值綫图时, 为了使新旧铁路的标准大約一致, 我們主要参考各铁路設計院的设计标准, 但在同时也参考了水利部門的資料, 作一些必要的修正。

我們認為目前在水利、鐵路、公路部門中，完全統一標準的時機尚未成熟，但至少在鐵路系統內應該統一起來。過去各設計院在相鄰線路上曾發生過一些爭執，例如，在銀川附近，第一設計院採用氣候係數為1.0；而第三設計院則採用氣候係數為1.3。由於當地雨量很小，而採用的柏氏吸水係數又偏大，因而據施工的鐵道兵團估計，橋涵流量甚至可能差到2—4倍。為了在今後消除類似這種不協調的現象，必須繪制全國統一的等值綫圖，即令目前還不能繪得很正確，但至少可以起統一標準的作用。由於全黨全民辦鐵路，各省都要修鐵路，協調一致也就顯得更為必要。

目前的等值綫圖只是一個初稿，還需要進一步改正與補充。在改正與補充工作中，必須走羣眾路線，即希望勘測設計人員隨時將意見寄交鐵道科學研究院。

可資用來改正與補充的途徑有五方面：

- (1) **調查洪水** 在小流域上調查比大流域困難，但仍是搜集資料的主要途徑之一。
- (2) **觀測洪水** 除正式的暴雨逕流站外，還可設立流動的、臨時的觀測點。勘測隊在野外遇到暴雨時，亦應儘可能就地進行簡易觀測。
- (3) **逕流站實驗** 包括小集水區、逕流場的逕流測驗；人工降雨實驗，坡面流實驗等。
- (4) **洪峯水尺記錄** 在鐵路小橋涵上現已重點地設立洪峯水尺，這項資料雖然粗糙（每次雨洪只記錄一個最高水位），但觀測簡便，能夠取得大量資料。
- (5) **逕流計算** 用各種逕流計算方法計算，進行比較核對。雖然不太客觀，但卻到處隨時可行。

本文擬制的辦法所適用的範圍，基本上屬於全面積匯流。流域面積初步認為可到30平方公里。過去柏氏法第一法適用的流域面積範圍偏小。主要因該種暴雨公式較長歷時的雨強偏小所致。在非全面積匯流的情況下， $m=2/3$ ，因而採用本法的 m 值計算，就會得到過分偏大的結果。

本辦法的一個優點是勘測隊可以勿庸再化大量人力去搜集統計降雨資料；所繪等值綫較過去各種暴雨分區圖更為詳細。在計算流量時所需的資料已大為減少，計算程序簡單明了。由於主要變數只有 Q_1 ，故亦可集中全力根據調查及估計、驗證及修正這個參數。

五、 今 後 展 望

(一) 在小橋涵設計暴雨流量計算問題上，解放後，鐵道部門已積累了不少寶貴的經驗，應該在最短期間內進行交流，取長補短，求同存異，制定一套全國鐵路統一實行的辦法。

(二) 在最近一、二年內，應該集中主要力量修正和補充暴雨流量的等值綫圖，以及訂正各種改正數。以後當然還應該進一步合理化，但在任何時候都應該使勘測和計算工作縮減到必要的最低限度。

(三) 用來進行小橋涵設計暴雨流量研究的途徑有：小橋涵洪峯水尺紀錄，逕流站觀測及實驗，水文模型，洪水調查等。應該綜合地、全面地採用各種手段來進行，而不只凭借某一兩種途徑。

(四) 對於人類活動（耕作及羣眾性水利工程效果）影響，湖沼森林影響，土壤入滲