

# 河川洪水のピーク流量に関する研究

川上 謙 太 郎\*

**要 旨** 本研究は河川洪水のピーク流量式として従来わが国において最も広く用いられるラショナル式に検討を加え、式を構成する要素の流出率、洪水到達時間内平均雨量強度および到達時間の算定法の不備と思考される諸点をあげて追究し、従来式によるより一層精度の高い結果がえられるよう式の改善に努めたものである。

## 1. 緒 言

### (1) ラショナル式の考察

従来のラショナル式は

$$Q = \frac{1}{3.6} f r A \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $Q$ : ピーク流量 ( $\text{m}^3/\text{sec}$ ),  $f$ : 流出率,  $r$ : 洪水到達時間中の平均時間雨量 ( $\text{mm}/\text{hr}$ ),  $A$ : 流域面積 ( $\text{km}^2$ ), 式中  $r$  はつぎのようにして求める。まず、バイエルン地方のルツイハの式から洪水の伝播速度  $\omega = 72(H/L)^{0.6}$  ( $\text{km}/\text{hr}$ ) を,  $T = L/\omega$  ( $\text{hr}$ ) より到達時間  $T$  を計算する。ここに、 $L$  ( $\text{km}$ ) は常時河道をなす最上流点より流量を推定しようとする地点までの水平距離,  $H$  ( $\text{km}$ ) はその落差である。つぎに、 $T$  より  $r$  を求めるのに時間雨量曲線がない場合は最大日雨量  $r_{24}$  より次式を用いて計算する。 $r = r_0(24/T)^{2/3}$  ( $\text{mm}/\text{hr}$ ), ここに、 $r_0 = r_{24}/24$  ( $\text{mm}/\text{hr}$ ),  $f$  の値については物部博士は日本内地の洪水時の流出係数として表-1のような値を示している。

表-1 ラショナル式の流出係数

急峻な土地	0.75~0.90	かんがい中の水田	0.70~0.80
三紀層山岳	0.70~0.80	山地河川	0.75~0.85
起伏のある土地および樹林	0.50~0.75	平地小河川	0.45~0.75
平坦な耕地	0.45~0.60	流域のなかば以上が平地である大河川	0.50~0.75

このようなラショナル式の要素は、(1)  $f$ , (2)  $r$  である。(2) はさらに、(a)  $r_0$  から与えられた  $T$  時間中の  $r$  を求める降雨の時間分布に関する式  $C = (24/T)^{2/3}$ , (b)  $\omega$  または  $T$  にわかれる。ラショナル式については、これまで指定された  $f$  と  $C = (24/T)^{2/3}$  および  $\omega = 72(H/L)^{0.6}$  を組み合わせて用いると、おのおの値に不備があっても互いに消し合って実測流量に適合すると称せられていた。しかし、著者のピーク流量の比較計算(表-14)によるとラショナル式の流量は、本邦諸河川に対して中小洪水の場合は、流出率のとり方により、また、

$H/L$  の値の大きい上流急勾配部に対して適合しているが、大洪水の場合、とくに連日降雨による大洪水の場合はほとんど適合せず、ことに下流部に対してははなはだしく過小流量を与えている例が非常に多い。

(1) の  $f$  は判定の基準がはっきりしていないため、一つの洪水に対して確定値がえにくく、また、 $f$  は降雨量によっても違うといわれるが直接降雨量を考慮に入れないため、近時頻発するような記録的の豪雨出水に対していかなる値をとればよいか範囲が広いだけに採択に非常に困難を生ずる。(2) の (a) は  $T$  時間中の  $r$  と  $r_0$  との比を示す関係であるが、この場合、本邦各地の長年の時間雨量分布の記録によれば、降雨が、台風性連続降雨の場合、降雨の継続日数が1日か2日あるいはそれ以上かによって上記の  $r_0$  と  $r$  との関係が異なってくる。このため連日降雨に対しては、常に実際よりも過小の  $r$  が計算されている。しかも、その影響の程度はピーク流量の大きい大洪水に対してはみのがすことのできな大きな因子になっている。(2) の (b) の時間  $T$  はルツイハの速度公式  $\omega$  から推算されているが、この式はわが国の河川に適用すると過小の到達速度、従って過大の到達時間が考えられるとの調査報告<sup>2)</sup> がみうけられる。

試みにラショナル式に最大日雨量  $r_{24}$ ,  $C = (24/T)^{2/3}$ ,  $\omega = 72(H/L)^{0.6}$  より推算した  $T = L/\omega$  および実測流量  $Q_m$  を用いて流出率  $f_c$  を、本邦 23 河川の既往洪水 107 回<sup>3)</sup> について逆算してみると、中小の洪水でよく、大きい洪水では 1 以上になる例が非常に多い。これを河川別にみると洪水流量の大きい九州、四国、関東地方の河川にその例が多く、東北地方の北上川、米代川の大きな洪水の場合にも例がみられる。これらの例は 49 回でその洪水回数に対する割合は 44% になっている(表-2 参照)。ラショナル式の逆算流出率がこのように 1 以上になったことは、同式成立の構想からみて明らかに不合理と考えられる。このことは反面同式に示された  $f$  を用いて流量を計算すると実測値よりよほど小さい流量がえられるものと推察される。元来、ラショナル式の  $Q$  は洪水到達時間  $T$  中の  $r$  とその流出率  $f$  に支配されるものであるから、逆算された  $f_c$  はこの  $r$  のとり方にすべてがかかっているわけである。したがって、流出率が 1 以上に逆算されたことは、過小の  $r$  に原因したものであり、 $C$  および  $\omega$  の算定式の不適当であることを示し、これが同式の不備の大きな原因になるものと推察される。

### (2) ラショナル式改善の必要性和改善の方針

ラショナル式は上述した 3 要素の不備が考えられる

\* 正員 工博 近畿大学教授 理工学部土木教室 (元宮崎大学教授)

表-2 ラショナル式の逆算流出率が1以上になった例  
算式  $f_c = 3.6 Q_m / r \cdot A$  (1. (1) a) 参照

河川名	地点名	流域面積 (km <sup>2</sup> )	洪水年月日 (昭和)	実測 $Q_m$ (m <sup>3</sup> /sec)	逆算 $f_c$	河川名	地点名	流域面積 (km <sup>2</sup> )	洪水年月日 (昭和)	実測 $Q_m$ (m <sup>3</sup> /sec)	逆算 $f_c$			
大淀川	宮崎	2175	14.10.14	3777	1.29	太田川	玖村	1535	29.9.26	3028	1.04			
			18.9.17	6160	1.30				30.9.30	2063	1.20			
			25.7.17	3145	1.25				31.7.1	1425	1.41			
			29.9.12	5163	1.25				32.7.4	2756	2.11			
			29.8.16	4000	1.04									
29.9.11	6652	1.39	旭川	下牧	1587	9.9.21	6000	1.84						
球磨川	萩原	1882				25.9.13	5100	1.38	18.9.21	1240	1.47			
			29.8.18	4943	1.49	26.7.15	1400	1.27						
			29.9.13	2700	1.03	27.7.3	2150	2.23						
			波川	具同	1808	21.7.29	11500	1.80	吉井川	岩戸	1717	20.9.18	6200	1.59
						29.9.14	8930	2.31				24.7.3	2200	1.14
30.9.30	5720	1.24				27.7.2	2520	1.49						
30.10.4	6420	2.49				29.7.5	2050	1.43						
31.9.10	2870	1.23										豊川	石田	545
31.9.26	3510	1.34	利根川水系 鬼怒川	石井	1230	13.8.29	5401	1.08						
吉野川	池田	1979				20.8.18	7859	2.11	16.7.20	4022	1.17			
						29.9.14	11712	1.99	24.8.30	5406	1.12			
						30.9.30	14664	1.92	13.8.29	2518	1.48			
						31.9.10	5411	1.54	16.7.21	3411	1.11			
			31.9.10	5899	1.09	同	若泉	374				13.8.29	2518	1.48
駈川	大洲	1009	30.9.30	4898	1.33				神流川	上福島	3295	10.9.21	5836	1.29
			29.9.13	3632	1.46	利根川	上福島	3295				16.7.21	3411	1.11
			30.7.24	1625	1.35				北上川水系 和賀川	大荒沢	570	22.9.15	2090	1.47
			29.7.10	1522	1.24	米代川	二ツ井	3750				13.7.14	3200	1.11
			29.8.18	2595	1.89									

備考：大分川，遠賀川，揖斐川，矢作川，狩野川，利根川水系烏川，北上川下流部（明治橋），最上川には  $f_c$  が1以上になった例は見られない。  
ラショナル式の流量は参考文献 18) 参照

が、また、 $Q = 1/3.6 \cdot f r_c (24/T)^{2/3} A$  をみると  $f$ 、 $T$  および  $A$  は一つの流域で降雨の大小にかかわらず一定であるから、 $Q$  は  $r_c$ 、したがって、 $r_{24}$  に比例することになる。しかるに、本邦諸河川の洪水記録からみると、 $Q$  は  $r_{24}$  の1以上のべき数に比例して増大するようである。これは降雨量が大きくなると  $f$  が増し、また、 $T$  が小となり、したがって、 $T$  時間中の  $r$  が大きくなるためと考えられる。ラショナル式は以上のように  $f$ 、 $T$  が降雨の大小に無関係であるため、 $Q$  は  $r_{24}$  に比例する型式となり、日雨量の大きさの広い範囲に適合することは困難と考えられる。ラショナル式が中小の洪水に対しては実測流量に対し、一応妥当の流量が計算されて、近時の大洪水に対しては過小の流量が算定されている一因はここにあるものと考えた。本研究はわが国の河川の実状に適合するようこの式の合理的かつ簡明な式化を試みたもので、その方針を示すと

a) 流出率  $f$  流域条件のみならず降雨量によっても異なるとの見地から、河川の流域区分（上流，中流，下流）別に、洪水時の総降雨量を関数とした基本式を提案し、ついで式の定数を河川別に決定し、さらに、それらの平均式を導いた。

b) 到達時間内平均時間雨量算定係数式 従来の日雨量を対象にした到達時間内平均雨量算定係数のほかに新たに従来の式中になかった降雨日数の影響を考慮した割

り増しの係数を式化して追加した。

c) 洪水到達速度式 到達速度式は原則的には河川の縦断勾配のみならず、洪水時の降雨量に関係があるとの見地から、基本式は縦断勾配ならびに洪水時の最大日雨量を関数にした式とし、河川別、地方別に式の定数を決定した。しかし、資料のうえで雨量の影響の小さい河川については縦断勾配のみによったものもある。

## 2. 流出率の研究

### (1) 概説

ラショナル式においてピーク流量に対する流出率は、あくまで到達時間中の降雨量に対する流出割合である。これは実測が困難である。しかし、洪水に対する総降雨量と、総洪水流量から基底流量を除いた直接流出総量に対する総合的流出割合はおおのこの洪水について求めることができる。この総合的流出割合とピーク流量に対する到達時間中の降雨量における流出割合とがいかなる関係にあるかは、損失機構が究明されていない現在察知することは困難である。しかし、それほど大きな違いはないのではないかと考えられる<sup>9)</sup>。このような流出率は土地の乾湿状態その他諸種の降雨損失によって変化するが、この損失水量は夏季の洪水に注目すれば、一定の流域についてはおよそ限度があって、流出率は降雨量が増加するにしたがって増大するのが実状である。本邦諸河川の既往洪水について洪水流量、降雨量、流出率の関係

を検討してみると、一般に雨量が大きいほど流出率が大きいことが認められる<sup>5)</sup>。すなわち、夏季洪水の流出率の変動要素は主として降雨量と考えられる。

(2) 流出率式の作製方針

上述より本研究では既述した方針にしたがって流出率式を考究した。また、資料は少ないが土地乾湿の流出率におよぼす効果を知るため前期洪水の影響についても検討した。1) 流出率は洪水の総流出量と総降雨量の比によって表わされた資料を用いる。2) 流域条件については土地の緩急、地質、林相などの条件を考慮し上流、中流、下流の3つの区分に大別して式を導いた。3) 雨量条件については洪水時の総降雨量を関数とする流出率の基本式を定めた。4) 前期洪水の影響の推定は、相ついで起こった2つの洪水の次期洪水について、実測流出率とその時の降雨量によって著者の式から算定した流出率との差を求める方法によった。

(3) 流出率式の基本式

流出率と降雨量の関係は

$$\text{流出率} = (\text{降雨量} - \text{損失雨量}) / \text{降雨量} = 1 - \text{損失率}$$

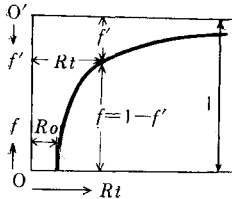
あるいは

$$f = 1 - R'/R_t = 1 - f' \dots \dots \dots (2)$$

ただし、 $f$  : 流出率、 $f'$  : 損失率、 $R_t$  : 総降雨量、 $R'$  : 損失雨量

この場合、つぎの諸点を考慮して式を作製する。a) 損失率は雨量の増加にしたがって減小する。b) 雨量が $\infty$ に近づくととき  $f' = 0$  に近づく。c) 雨量のある限度  $R_0$

図-1 流出率曲線



以内において全量が損失する。すなわち、 $f' = 1$ 、上記の条件から、流出率曲線は  $f = 1$  および縦軸を漸近線とする双曲線が最も簡単に考えられる。図-1において  $R'$  は  $R_t^v$  に比例する

と考え、 $R' = r/R_t^v$ 、ゆえに

$$f' = R'/R_t = r/R_t^v = r/R_t^s \dots \dots \dots (3)$$

普通、 $0 \leq v \leq 1$  したがって、 $0 \leq s \leq 1$  ゆえに

$$f = 1 - r/R_t^s \dots \dots \dots (4)$$

これが本研究で求めた洪水流出率の基本式である。河川の上流または中流部では  $R_t$  がある程度以上に大きくなると、 $R_t$  の増加にかかわらず  $R'$  がほぼ一定の値を保つ河川がある。この一定値以後の流出率式は

$$f = 1 - R'/R_t \text{ すなわち } r = R_t^s = 1 \dots \dots \dots (5)$$

(4) 流出率式の定数の決定法

(3) 式より  $f' = r/R_t^s$  または  $r = f' R_t^s = \text{一定}$ 、この式を直線式に書き換え最小自乗法から定数  $r, s$  が算定される。しかし、最小自乗法の計算からえられた値は一般に丸い数でなく、適用に不便であるから、 $s$  の算定値に近似した簡易な分数 ( $s = 1, 3/4, 2/3, 1/2, 1/3, 1/4$ )

図-2 (a)  $f'-R_t$  関係図

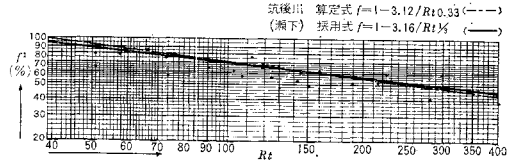


図-2 (b)  $f'-R_t$  関係図

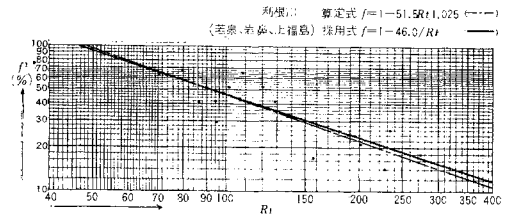
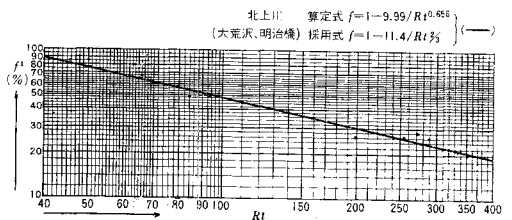


図-2 (c)  $f'-R_t$  関係図



になおすととも  $r$  の値を補正して修正式をつくり著者の採用する流出率式を決定した。図-2 に筑後川、利根川、北上川の  $f'-R_t^s$  の線図と資料点との対照の例を示す。

(5) 初期損失雨量

洪水の流出率が0になる限度の雨量  $R_0$  を推定しておくことは流出率式の下限を判断するうえに必要である。つぎに筑後川および川内川における降雨量と流出量に関する九州地方建設局の調査資料から 50 mm 級以下の小

表-3 筑後川の小降雨に対する損失および流出雨量表

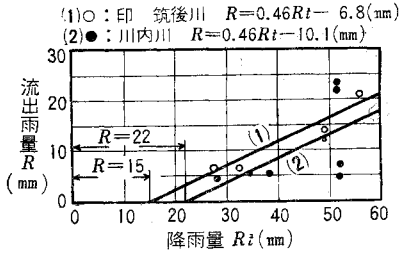
年 月 日	連続雨量 (mm)	損失雨量 (mm)	流出雨量 (mm)
昭和 31. 7. 5~7	27.3	20.4	6.9
31. 7. 8~9	32.4	26.1	6.3
31. 7. 20~21	36.0	23.8	12.2
31. 9. 19~20	48.8	34.7	14.1
31. 9. 21~22	55.8	34.6	21.2
平均	40.0	27.9	12.1

表-4 川内川の小降雨に対する損失および流出雨量表

番号	年 月 日	連続雨量 (mm)	損失雨量 (mm)	流出雨量 (mm)
8	昭和 27. 7. 19~21	51.1	29.0	22.1
10	27. 7. 1~2	34.0	29.0	5.0
11	27. 9. 14~15	51.5	28.0	23.5
12	27. 11. 14~15	51.5	47.0	4.5
23	29. 4. 29~30	52.0	45.0	7.0
26	29. 5. 14~15	37.9	33.0	4.9
33	29. 6. 18~20	48.7	37.0	11.7
38	29. 7. 6~7	27.4	23.0	4.4
平均		44.3	33.9	10.4

備考 九州地方建設局川内川計画洪水流量の検討 p. 53 昭和 31 年 6 月補訂版参照

図-3 小降雨の流出雨量図



備考：表-3, 4 を用い最小自乗法により式を求めた。

降雨に対する損失雨量を抽出し、その平均値を求めると表-3, 4 より前者は約 28 mm, 後者は約 34 mm になっている。また、降雨量と流出雨量との関係式を同表からつくと図-3 のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \text{筑後川} : R_r &= 0.46 R_t - 6.8 \text{ (mm)} \\ \text{川内川} : R_r &= 0.46 R_t - 10.1 \text{ (mm)} \end{aligned} \right\} \dots\dots(6)$$

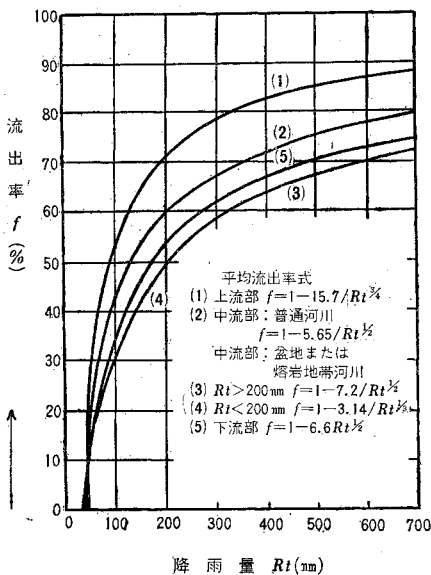
ここに、 $R_t$  は降雨量 (mm),  $R_r$  は流出雨量である。式(6) から  $R_r$  したがって  $f$  が 0 になる  $R_0$  はつぎのように計算される。

$$\left. \begin{aligned} \text{筑後川} : R_0 &= 15 \text{ (mm)} \\ \text{川内川} : R_0 &= 22 \text{ (mm)} \end{aligned} \right\} \dots\dots(7)$$

(6) 本邦河川洪水流出率式

本邦 23 河川 37 測水所の 251 回の夏季洪水につき、各地方建設局より提供を受けた資料にもとづいて河川別の式<sup>6)</sup>をつくり、つぎにそれらの平均式<sup>7)</sup>をつかって精度を検討<sup>8)</sup>した。また、上述の河川別の式のうちには  $R_t$  の 100~200 (mm) 程度において妥当でないものがあるので、この範囲の雨量に対する補足式<sup>9)</sup>をつくり並用した。これらの式は表-9, 10 に示す。また、図-4 は表-10 の平均式を図示したものである。最後に前期洪水がその直後に起こった次期洪水の流出率におよぼす影

図-4 本邦河川平均流出率図



響の推定式をつくった。

次期、前期洪水流出率の差

$$f_d = 0.25 R_t^{1/3} \dots\dots(8)$$

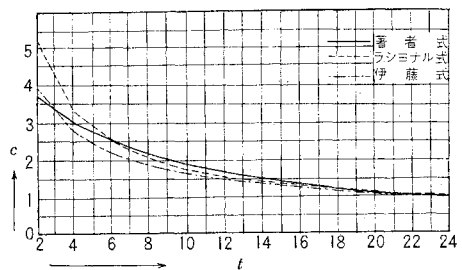
3. 雨量強度係数の研究

(1) 概説

ラショナル式の雨量強度係数  $C = (24/T)^{2/3}$  を用いるとき2つの問題点が考えられる。第1は  $C$  の精度について疑問視される点、すなわち、この式は一般に短時間雨量に対して過大な値を与え<sup>10)</sup>、短時間または狭い区域の場合に適用できにくい<sup>11)</sup>といわれている点であり、第2は著者の研究からいわれることであるが、 $C$  の式の成り立ちに関する基本的な不備な点、すなわち、1日以上にわたる台風性連続降雨の場合は降統期間の影響を考慮した方がよいのであるが、この点がみすごされているため、過小の値を与える危険性がある点である。

a) 短時間雨量に対する考察 ラショナル式の  $C = (24/T)^{2/3}$  に伊藤 剛式  $C = 34.710 / (T^{1.33} + 1.502)^{12)$  ならびに著者の全国平均式  $C_d = 30.0 / (6.0 + t)$  の式を比較してみる。伊藤 剛式は昭和 13 年の豪雨にもとづいて、主として近畿以北の資料により、著者の平均式は那覇から仙台に至る気象台の 45 カ所の観測開始以来の資料を用いてつくられた式である。図-5 を参照せられたい。著者の平均式をラショナル式との比較の対照にとる

図-5 C の比較図



と、後者は前者に対して  $t$  の 2 時間で 40%, 3 時間で 20%, 4 時間で 10% 大きく、6 時間ではほぼ同じ値になっている。この結果からみればラショナル式は短時間、とくに 3 時間より短い時間の場合、かなり大きな時間雨量を与えているものと考えられる。また、伊藤 剛氏の式と著者の平均式とを比較すると、2 時間以下では伊藤 剛氏の  $C$  が大きく、3 時間以上では著者の  $C$  が大きくなっている。元来、 $C$  の値は小雨地のものは  $t$  の短い時間の場合に大きく、長時間の場合に小さく、多雨地のものはこれと反対の傾向を示すものである。これは小雨地の雨量は  $r_{24}/24$  が小さい割りに短時間の  $r_t$  が大きく、長時間の  $r_t$  は小さく、また、多雨地においては小雨地と反対の傾向を示しているが、両者の相違は降雨の状態からみて当然の結果といえるであろう。

b) 降雨日数の  $C$  におよぼす影響に対する考察 本

表-5 降続日数別降雨回数表(日雨量50mm以上)

Table with columns for station number, name, and rainfall statistics. It is divided into two main sections for stations 1-25 and 26-45, with a summary row at the bottom showing totals and percentages.

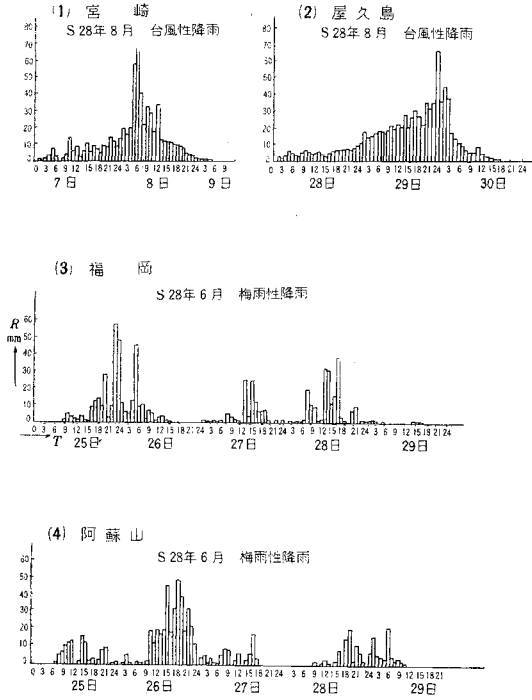
表-6 降雨日数別Cnの観測資料平均値

Cn: 降雨日数 n の影響を考慮した時間雨量強度係数

Table showing average values of Cn for various stations. It includes columns for station name, number of rainy days (n), and continuation time (t) for different n values (4, 8, 12, 16, 20, 24).

備考: 1) 本表は表-5 の雨の時間雨量記録より作製した。 2) 地名の下の ( ) 内の数字は観測年数を示す。

図-6 台風性および梅雨性降雨の降雨形態比較図



邦各地の豪雨 1541 回について降続日数別に分類すると表-5 が得られる。この雨の時間雨量記録によれば連続降雨が 1.5 日あるいは 2 日と継続した場合に、 $r_{24}$  から  $r$  を求めた場合と、連続降雨が 1 日しか継続しなかった場合に、その  $r_{24}$  から  $r$  を求めた場合とでは、 $r_{24}$  は同じでも  $r$  にかなりの差異がある(表-6 参照)。これは連続降雨の降続期間が 1 日以上におよぶと、1 日降雨の場合にくらべて、 $t$  時間連続雨量を選ぶ範囲が広がるためと考えられる。図-6 の (1), (2) はこのような降雨の時間雨量分布の代表的な形態を示した数例である。また、表-5 の降続日数別の分類によると、1.5 日および 2 日連続の回数は合計 575 回で 37.3% の割合になり、その頻度は記録上から決して軽視できないものと思われる。

(2) C 式および m 式の作製

a) C 式の基本式 既述した 45 地方の時間雨量記録にもついで検討した結果、資料に適応し、かつ最も簡単な前に掲げた双曲線を選定した。

$$C = a/(b+t) \dots\dots\dots(9)$$

ただし、 $t$ : 連続降雨中の任意の継続時間、 $a, b$ : 定数、ここに、 $C$  の意味は  $R$  を日雨量、 $r_t$  を  $t$  時間連続最大雨量とすればつぎの関係で表わされる。

$$C = \frac{r_t}{t} \cdot \frac{R}{24} \dots\dots\dots(10)$$

b) C 式の種類 C 式は台風性降雨と梅雨性降雨とでは雨の降り方が違う場合(図-6 参照)があるので一応

別個に導き、両者を比較したうえで、値のやや大きい前者の式に統一した。C 式は  $C_d$  式のほかに  $m$  式の作製に必要な  $C_{1.5}$  および  $C_2$  の式とした。 $C_d$ : 定時観測(1 日 1 回 9 時)の日雨量に対する  $C, n=1$  の場合、 $C_{1.5}$ : 定時観測の日雨量を単位にとった 1.5 日連続降雨に対する  $C, n=1.5$  の場合、 $C_2$ : 同じく 2 日連続降雨に対する  $C, n=2$  の場合、ただし、 $n$  の定め方は後の  $n$  の区分法の項において述べる。以上の C 式の定数は表-7 の資料を用いて最小自乗法によって算定した。表-7 は 3.(2) e) の方法によって修正された  $C_{1.5}, C_2$  の式から求めた  $C$  を用い、 $C_d$  とあわせて計算した  $m_1, m_{1.5}, m_2$  の値を示すものである。

表-7 m の値一覧表

$$m_1 = \frac{C_d}{C} \quad m_{1.5} = \frac{C_{1.5}}{C} \quad m_2 = \frac{C_2}{C}$$

番号	地名	$m_1$	$m_{1.5}$	$m_2$	番号	地名	$m_1$	$m_{1.5}$	$m_2$
1	仙台	1000	1417	—	20	佐賀	1000	1211	1439
2	水戸	1000	1214	1702	21	長崎	1000	1239	1411
3	東京	1000	1254	1549	22	雲仙	1000	1236	1449
4	横浜	1000	1251	1644	23	佐世保	1000	1179	1262
5	浜松	1000	1343	1603	24	熊本	1000	1433	1483
6	名古屋	1000	1311	1409	25	阿蘇山	1000	1207	1476
7	尾鷲	1000	1229	1483	26	人吉	1000	1125	1296
8	大台ヶ原山	1000	1326	1398	27	日田	1000	1143	1233
9	京都	1000	1205	1355	28	大分	1000	1300	1400
10	大阪	1000	1119	1545	29	宮崎	1000	1185	1347
11	神戸	1000	1240	—	30	都城	1000	1250	1448
12	和歌山	1000	1259	1353	31	鹿児島	1000	1260	1377
13	潮岬	1000	1393	1583	32	阿久根	1000	1134	1471
14	徳島	1000	1211	1503	33	枕崎	1000	1250	1367
15	高知	1000	1180	1530	34	種子島	1000	1230	1415
16	広島	1000	1166	1449	35	屋久島	1000	1287	1430
17	下関	1000	1203	1393	36	大島	1000	1147	1257
18	福岡	1000	1150	1260	37	沖縄	1000	1170	1333
19	飯塚	1000	1305	1485					

e) 降雨日数を考慮した  $m$  の式  $n$  日連続降雨中の  $t$  時間最大雨量係数を  $C_n$  とすれば、ピーク流量は  $C_n$  を用いて計算すべきである。(1) 式と対照して

$$Q = \frac{1}{3.6} f C_n \frac{R}{24} A = \frac{1}{3.6} f m C_d \frac{R}{24} A$$

ただし、 $C_n = m C_d, C_n$  は 1 日~数日にわたる台風雨の場合は、記録上から  $n$  が長いほどその値が大きくなっている、 $m$  の式は  $n$  の関数として導くのが妥当である。この式は後述する方法によって次式をえた。

$$m = \alpha n^{\beta/2} + \beta \dots\dots\dots(11)$$

ただし、 $\alpha + \beta = 1$   $\alpha, \beta$ : 定数

d)  $n$  の区分法 数日にわたる連続降雨において本研究に有効降雨日数  $n$  を区別するには降雨を記録した日数すべてをとり、その雨の主雨量日の日数によることにした。資料を検討した結果、このようにすることが最も便利かつ適当な  $C_n$  がえられるものと認められた。

1 日連続降雨  $n=1$ : 降雨期間が全く 1 日、もしくは主雨量の日が 1 日にして、その前日または翌日の雨量が主

雨量にくらべて僅少な降雨, 1.5 日連続降雨  $n=1.5$ : 主雨量の日が1日にして, その前日または翌日の雨量が主雨量の1/2に近い降雨, 2日連続降雨  $n=2$ : 日雨量のほぼ同じ主雨量が連続2日にわたり, それらの前日または翌日の雨量が主雨量にくらべて僅少な降雨, 2.5日連続降雨  $n=2.5$ : 主雨量の日が連続2日にわたり, それらの前日または翌日の雨量が主雨量の1/2に近い降雨。

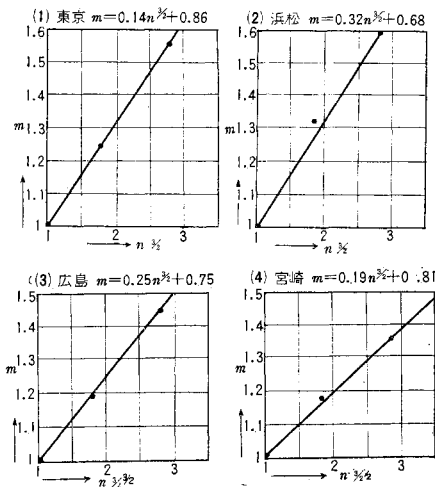
e)  $m$  式の作製 この式は特定の  $n$  に対する  $C_n$  の値が既知の場合は, つぎのようにして定数  $\alpha, \beta$  が決定される。本章では日雨量記録 1542 回について  $n=1$  日, 1.5 日, 2 日の3種類に分類し, それぞれについて  $C_d, C_{1.5}, C_2$  の式を求め, つぎに  $t$  を消去して  $m$  の式を決定した。まず, 1日連続降雨に対し  $m_1=C_d/C_d=1$ , 1.5日連続降雨に対し  $m_{1.5}=C_{1.5}/C_d$ , 2日連続降雨に対し  $m_2=C_2/C_d$  とする。 $C_n$  の式は本研究においては,  $n$  に応じて地方別につぎの型の式が導かれている。

$$\left. \begin{aligned} n=1 \text{ の場合} & C_d = a_1 / (b_1 + t) \\ n=1.5 \text{ の場合} & C_{1.5} = a_{1.5} / (b_{1.5} + t) \\ n=2 \text{ の場合} & C_2 = a_2 / (b_2 + t) \end{aligned} \right\} \dots (12)$$

これら式の分母は必ずしも同じ値でないが適当な方法によって同一分母は調整し<sup>4)</sup>, それに応じて分子  $a_n$  を修正すれば,  $C_n$  の値に実用上支障のない影響の範囲でつぎの修正式がえられる。 $C_{1.5}$  の式は資料が少ないので省略した。

$C_d = a / (b + t), C_{1.5} = a'_{1.5} / (b + t), C_2 = a'_2 / (b + t)$  これより  $m$  を求めると  $m_1 = C_d/C_d = 1, m_{1.5} = C_{1.5}/C_d = a'_{1.5}/a, m_2 = C_2/C_d = a'_2/a$  となり,  $m$  の式において  $t$  が消去され,  $m$  は  $n$  だけの関数として表わされる。 $m_1, m_{1.5}, m_2$  の値を一つの式にまとめたものが上述の  $m = \alpha n^{3/2} + \beta$  の式である。図-7に東京, 浜松, 広島, 宮崎の4地点について  $m$  式の線図と  $m$  の資料点(表-7)との対照の例を示す。このようにして表-7の資料を用

図-7  $m$  の線図と  $m$  の資料点との対照



い, 式の定数  $\alpha, \beta$  を決定し, ついで地方別の  $\alpha, \beta$  を総平均して全国的の平均式を求めた。以上の  $C_d, m$  の式は表-11, 12 に示した。なお, 九州地方の梅雨に対する  $C_d$  の式は昭和 28 年 6 月末の豪雨における時間雨量の記録から  $C_d = 35.5 / (11.5 + t)^{1.5}$  がえられたが梅雨に対しては多くの場合  $m=1$  として流量を計算して大差がない。

#### 4. 洪水到達時間の研究

##### (1) 概 説

洪水到達時間を計算から求める場合は普通は洪水到達速度から推算されるが, この速度は河川の縦断勾配のみならず粗度, 横断形状によっても異なり, また, 河川の同一地点においても出水の大小によって変化する。その算定が困難なため, 本邦においてはこの速度の適切な結論は現在まで与えられていないようである。また, この時間の測定について建設省は近年主として, 流域平均雨量の最大値の発生時刻から, 下流対象地点において最高水位を示した時刻までの経過時間をとる方法を用い, 関東, 中国, 四国地方の諸河川に資料をえているが, 現在ではその他の河川については, まだ資料が整っていないようである。

##### (2) 洪水到達速度式の考察

流量式と関連してこの式を考察する。 $V$ : 流速,  $C$ : Chezy の流速係数,  $R$ : 径深(ただし, 平均水深  $y$  で代用する),  $I$ : 勾配,  $B$ : 水面巾,  $Q$ : 流量とすれば,  $Q = ByV$ , しかるに Chezy 式より  $y = V^2/C^2I$ , ゆえに  $Q = BV^3/C^2I$ ,  $B, C$  を定数とみなせば  $V \propto (QI)^{1/3}$ , また  $\omega$  は  $V$  に比例するとすれば

$$\omega \propto V \propto (QI)^{1/3} \dots \dots \dots (a)$$

しかして流量式は

$$Q = \frac{1}{3.6} f m \cdot \frac{a}{b+t} \cdot \frac{R}{24} \cdot A \dots \dots \dots (b)$$

(1) 2.(3) において  $f = 1 - r/R_t^s$  が与えられている。 $R_t$  は洪水時の総降雨量であるが, 便宜上  $R_t$  に日雨量  $R$  をおきかえて  $f \propto R^x$  とし, かつ,  $R_t$  の最も多く用いられる 200~400 mm の範囲において, 全国平均の上流, 中流, 下流部および盆地, 溶岩地帯の中流部の各流出率式から  $f \propto R^x$  を求めると平均して  $x=0.25$  がえられる。すなわち

$$f \propto R_t^{0.25} \propto R^{0.25}$$

(2) 雨量強度係数式  $C_d = a / (b + t)$  に全国平均式  $C = 30 / (6 + t)$  を用い, 同様に  $C_d \propto t^x$  を求めると  $x = -0.66$  がえられる。すなわち

$$C_d = \frac{30}{6+t} \propto t^{-0.66} \propto \omega^{0.66}$$

(b) 式において  $m$  を省略すると

$$\omega \propto (QI)^{1/3} \propto \left( f \frac{a}{b+t} RI \right)^{1/3} \propto (R^{0.25} \omega^{0.66} RI)^{1/3}$$

これを整理して

$$\omega \propto R^{0.534} I^{0.430} \dots\dots\dots(13)$$

前述により  $\omega$  は  $R$  と  $I$  の2要素に支配されることが式によって示された。(13)式の  $R, I$  のべき数は流量式, 平均流出率式, 平均雨量強度係数式から導かれているため, 一応  $\omega$  式の作製に資せられると考えられる。しかし, 式の誘導過程において矩形断面と仮定し,  $f$  の式に  $R_f$  の代りに  $R$  (ただし,  $R_f > R$ ) を用い,  $C$  の式に  $m$  を省略するなど, ある程度の便法が加えられたので, 前述の値をもってただちに普遍的に正しいとみなすのは早計のように思われる。したがって, 河川別, 地方別の  $\omega$  式を定める場合は, 実際の資料からえられた  $R, I$  のべき数と対照し, 十分検討したうえで決定した方がよい。

(3) 到達速度式の作製法

a)  $\omega$  式型の選定 1.(2) c) および 4.(2) b) により資料に応じてつぎの2つ型を基本式に選んで  $\omega$  の式を作製した。

(a)  $\omega = aR^b I_0^c$  または (b)  $\omega = aI_0^c$

ただし, 記号については 5. を参照せられたい。

b)  $\omega$  式の作製に用いる資料の選び方  $\omega$  式の定数は  $t$  の実測値を用いて作製する方法が考えられる。近時, 建設省で測定している既述のいわゆる到達時間の実測値が果たして定義にいう到達時間と同じであるかはただちに予測しにくい。しかして, この実測値と, 著者の流量式から逆算した値と比較してみるとかなり近似した場合が多いことがわかる(表-8 参照)。しかし, これらの実測値は現在資料の数が不十分であって各地の河川の  $\omega$  式の作製に適用されるに至っていない。つぎに  $\omega$  式の定数は流量式から逆算された  $t$  を用いて算定することができる。このようにすれば流量式の定義にいう到達時間に該当する  $t$  がえられるわけである。本研究では 23 河川を通じて資料の整っている実測流量  $Q_m$  と実測流出率  $f_t$  を用い, 統一した逆算法によって  $t_c$  を求め, この  $t_c^{16)}$  によって  $\omega$  式の定数を決定することにした。逆算は表-8 に示した方法による。

c) 平均縦断勾配の定め方 縦断勾配は, ラショナル式の  $H/L$  にくらべてつぎに示す  $H_0/L_0$  を用いた方が表わし方が明瞭であり, したがって,  $\omega$  式を図示した場合,  $H/L$  によるより資料点のバラツキが少ないと考えたので後者の方法によることにした。

$$H_0 = 2 F/L_0 \text{ (km)}, I_0 = H_0/L_0 \dots\dots\dots(14)$$

記号の説明は後述する 5. および 図-9 を参照せられたい。

d) 著者の方法によって導かれた  $\omega$  の式  $\omega$  の基本式を用い, 資料に応じてつぎのように分類し, 河川別, 地方別に式の定数  $a, b, c$  を算定<sup>17)</sup>した。当初の計算からえられた定数は河川別, 地方別にまちまちになって,  $\omega$  式は全体的にみてもはなはだ複雑なものとなる。そこで

表-8 バイエルの式による  $t$  と建設省で実測された  $t$  との比較ならびに著者の式の  $f_t$ , 実測の  $f_t$  を用いて, 著者の流量式から逆算された  $t$  との対象

著者の流量式  $Q = \frac{1}{3.6} f_m C_a \frac{R}{24} A \text{ m}^3/\text{s} \dots(5.(1) \text{ 参照})$

$C_a$  の逆算  $C_a = 3.6 Q_m / f_m \frac{R}{24} A$

時間雨量強度係数  $C_a = a/(b+t)$

到達時間  $t$  の逆算  $t_c = (a/C_c) - b$

$Q_m$ : 実測流量

地方名	番号	河川名	地点名	バイエルン式による計算値	建設省の実測値	著者式による逆算値	実測の $f_t$ による逆算値
九州	1	大淀川	轟ダム	17.0	9.8	15.9	10.1
	26	大分川	明礪橋	10.6	3.3	6.2	4.3
四国	28	渡川	具同	76.0	8.0	9.8	8.3
	29		"	"	10.0	6.4	10.1
			"	"	12.0	15.7	14.1
	30	"	"	"	8.0	5.1	8.3
	32	"	"	"	12.5	14.7	16.0
	33	"	"	"	8.0	13.3	13.4
	34	吉野川	池田	33.7	6.8	8.6	7.5
	35	"	"	"	6.7	7.3	6.7
	37	"	"	"	8.0	2.6	13.2
	38	"	岩津	52.4	14.3	15.9	17.6
中国	39	"	中央橋	60.0	8.0	3.1	7.1
	40	"	"	"	15.0	18.4	13.6
	41	肱川	大洲	25.8	9.0	8.4	7.2
	43	"	"	"	9.5	8.1	8.0
	44	"	"	"	8.5	9.0	8.8
中国	46	太田川	玖村	20.9	4.2	5.2	6.5
	47	"	"	"	5.0	7.3	7.3
	49	"	"	"	7.0	0.3	7.9
	52	旭川	下牧	31.3	7.0	4.7	6.7
	53	"	"	"	7.0	7.1	6.7
	54	"	"	"	6.5	4.9	8.1
	56	吉井川	岩戸	19.6	8.0	6.0	7.6
	58	"	"	"	7.0	—	7.6
	59	"	"	"	6.5	6.2	9.7
関東	76	利根川水系 鬼怒川	石井	17.1	11.0	28.1	22.2
	77		"	"	10.0	32.0	—
	78	"	"	"	9.0	10.7	10.4
	79	"	"	"	10.0	14.1	11.6
	80	"	"	"	8.0	20.1	8.2
	81	"	"	"	5.0	12.1	10.1
	84	同 島川	岩鼻	7.5	4.0	8.2	9.5
	85	"	"	"	5.0	12.1	10.7
	86	利根川	上福島	21.1	9.0	19.9	10.9
	89	"	"	"	"	13.3	10.1
東北	90	北上川	明治橋	13.8	"	16.9	9.0
計		12 河川	洪水 38 回				

備考: 建設省の実測値は, 大淀川 轟ダム地点は洪水波の頂点の移動速度により, その他河川のもは 4.(1) に述べた建設省の測定方法によった資料による。

式の精度をさほど悪くしない範囲において  $b, c$  を河川別, 地方別にできるだけ調整統合して, 全体的にみた式の簡素化をはかった。定数  $a$  はこの  $b, c$  を用いて算定された。 $a, b, c$  の定め方は  $\omega = aI_0^c, \omega = aR^b I_0^c$  の対数をとって直線式に変換し, 最小自乗法によって求めた。

- (1)  $\omega = aR^b I_0^c$  { 中国地方 太田川 旭川 吉井川  
                          (四国地方 渡川 吉野川 肱川



- (2)  $\omega = aI_0^c$
- 九州地方 大淀川, 球磨川, 遠賀川, 大分川
  - 中部地方 揖斐川, 矢作川, 豊川
  - 関東地方 鬼怒川, 神流川, 利根川上流部
  - 東北地方 北上川, 米代川, 最上川

計算された  $b, c$  の調整についてはつぎのように考察した。まず,  $\omega = aI_0^c$  に属する河川の  $C$  の値は九州の河川に 0.59, 中部の河川に 0.55, 東北の河川に 0.54 がえられたので, その平均値として 0.55 を用い, 関東地方河川の  $C$  の計算値は 0.3 であったが,  $\omega$  式の適用を資料のえられた利根川水系の上流部に限るときは 0.55 を用いても誤差は小さいと考えられるので, この区域に対しても 0.55 に統一した。つぎに  $\omega = aR^b I_0^c$  の場合は, 一応理論的にえられた既述の  $b, c$  の値と資料から計算でえられた値を対照してつぎのように考察した。 $b$  の適用されるのは四国, 中国の河川であって, 資料から求めた河川別の  $b$  の値は渡川は 0.45, 吉野川は 0.53, 肱川は 0.25, 太田川は 0.36, 旭川は 0.17, 吉井川は 0.23 のようにまちまちである。このうち  $b$  の類似した河川の平均値を求めると渡川, 吉野川において 0.5, 他の 4 河川において 0.25 は近い値がえられた。これらの値において 0.5 は理論的の値の 0.53 に近似し, 0.25 はその 1/2 に近い値である。しかるに始めの 2 河川は四国において太平洋またはその近接沿岸に注ぎ, 他の 4 河川は四国, 中国において瀬戸内海に注ぎ, 地理的や降雨条件からみて, 洪水の流出条件に共通した特性があるように推察した。つぎに  $C$  についても 6 河川別にまちまちの計算

値がえられているが, これらの値を 0.55 に統一し, それに応じて  $a$  を補正して  $\omega$  式をつくると,  $\omega$  の計算値に, 補正前の式とさほど差のない式がえられるようである。よって九州をはじめその他の地方の河川の  $C$  に準じて 0.55 に統一して用いることにした。このようにして決定された河川別, 地方別の  $\omega$  の式を表-13 に示した。図-8 に  $\omega$  式の線図と資料点の対照の例を示す。

$\omega$  がわかれば  $t$  は  $L_0/\omega$  から計算される。

5. ピーク流量式とその適用ならびに式の検証

(1) ピーク流量式

1.(2) a) の基本式に 2.~4. に研究した流出率, 雨量強度係数および洪水到達時間の 3 要素の式を導いて, 本研究におけるピーク流量式とし, つぎにこれを提示した。

$$\text{ピーク流量式 } Q = \frac{1}{3.6} f \cdot m \cdot C_d \cdot \frac{R}{24} \cdot A \text{ (m}^3\text{/sec)}$$

$Q$ : ピーク流量,  $f$ : 流出率,  $f=1-r/R_s^s$ ,  $m$ : 台風性連続降雨の場合, 降雨日数  $n$  の影響を考慮した  $C_d$  への乗数, 梅雨性降雨の場合は通常  $m=1$  にとってよい。  
 $m = \alpha n^{1/2} + \beta$ , ただし,  $\alpha + \beta = 1$ ,  $n = n_0 + R_s/R$ ,  $n_0$ : 主雨量日の数 (通常 1 日または 2 日),  $C_d$ : 雨量強度係数, すなわち, 1 日連続降雨の場合の到達時間の最大平均時間雨量と日平均時間雨量との比,  $C_d = a/(b+t)$ ,  $t$ : 洪水到達時間,  $t = L_0/\omega$ ,  $L_0$ : 流域最上流端より流量を推定しようとする地点までの河道に沿う水平距離 (km),  $\omega$ :  $L_0$  区間における平均到達速度 (km/hr),  $\omega = aR^b I_0^c$  または  $aI_0^c$ ,  $I_0 = H_0/L_0$ ,  $H_0 = 2F/L_0$ ,  $F$ : 河道の縦断面において, 流量を推定しようとする地点の標高線と河床線との間の面積 (km<sup>2</sup>) (図-9 参照),  $R$ : 最大日雨量 (mm),  $R_s$ : 主雨量日 (通常最大日雨量の日) の前日または翌日の雨量のうち大きい方の日雨量,  $R_t$ : 洪水時の総降雨量 (mm),  $a, b, C, r, s, \alpha, \beta$ : 定数。

ここに,  $f$  の式は河川別の式として表-9, 全国平均式として表-10,  $C_d$  および  $m$  の式は地方別の式として表-11, 全国的平均式として表-12,  $\omega$  式は表-13 として与えられている。

図-8  $\omega$  式の線図と  $\omega$  の資料点との対照

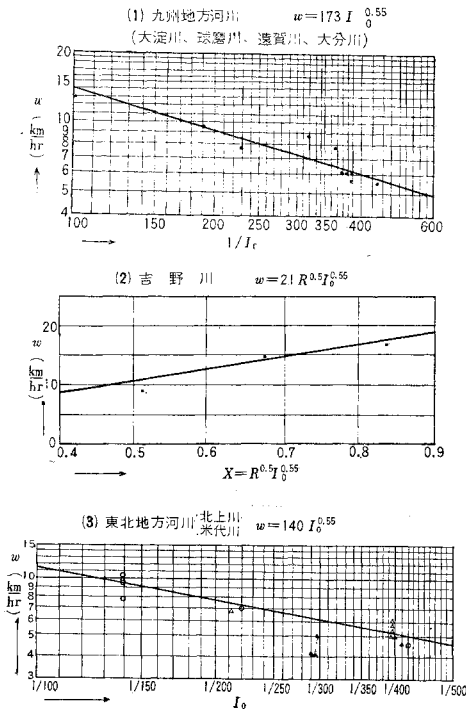


表-9 河川別流出率式

番号	河川名	地点名	流域区分	流域面積 (km <sup>2</sup> )	流出率式	適用雨量 R (mm)
1	川内川	吉松	中流	303.0	$f = 1 - 17.2/R_t^{2/3}$	100 mm 以上
		川内	下流	1535.0		
		吉松	中流	303.0		
2	大淀川	王子橋	中流	598.0	$f = 1 - 34.0/R_t^{3/4}$ $f = 1 - 3.4/R_t^{1/3}$	200 mm 以上 200 mm 以下
		宮崎	下流	2175.0		$f = 1 - 2.2/R_t^{1/3}$
3	支川	須木	上流	66.9	$f = 1 - 68.0/R_t$ $f = 1 - 5.6/R_t^{1/2}$	150 mm 以上 150 mm 以下
		本庄川	中流	380.9		$f = 1 - 4.15/R_t^{1/2}$
4	小丸川	松尾	中流	304.7	$f = 1 - 10.5/R_t^{2/3}$	200 mm 以上 200 mm 以下
		浜口	中流	365.0		
4	五ヶ瀬川	星山	中流	770.0	$f = 1 - 20.7/R_t^{2/3}$ $f = 1 - 3.63/R_t^{1/2}$	200 mm 以上 200 mm 以下

5	大分川	明礮橋	中流	490.0	$f=1-7.2/R_t^{1/2}$	100 mm 以上
6	球磨川	白石	中流	1625.0	$f=1-124/R_t$	250 mm 以上
		荻原	下流一部	744.0	$f=1-3.15/R_t^{1/3}$	250 mm 以下
7	筑後川	小瀬	上流	1137.0	$f=1-3.7/R_t^{1/3}$	
		瀬下	下流	2315.0	$f=1-3.16/R_t^{1/3}$	
8	遠賀川	日の出橋	中流	695.0	$f=1-24.0/R_t^{3/4}$	120 mm 以上
					$f=1-3.25/R_t^{1/2}$	120 mm 以下
9	渡川	具同	中流	1807.6	$f=1-2.2/R_t^{1/3}$	
10	吉野川	池田	中流	1979.0	$f=1-30.3/R_t^{3/4}$	
		岩津	中流	2768.0	$f=1-24.5/R_t^{1/4}$	
		中央橋		3000.0		
11	脛川	大洲	下流	1009.0	$f=1-6.1/R_t^{1/2}$	
12	太田川	玖村	下流	1535.0	$f=1-2.35/R_t^{1/4}$	
13	旭川	下牧	下流	1586.7	$f=1-7.1/R_t^{1/2}$	
14	吉井川	岩戸	下流	1717.0	$f=1-5.9/R_t^{1/2}$	
15	揖斐川	鷺田	中流	1240.0	$f=1-6.6/R_t^{1/2}$	
16	矢作川	岩津	下流	1370.8	$f=1-7.4/R_t^{1/2}$	
17	豊川	石田	下流	545.0	$f=1-10.0/R_t^{2/3}$	
18	狩野川	大仁	中流	322.0	$f=1-1.87/R_t^{1/6}$	
19	利根川水系鬼怒川	石井	中流	1230.0	$f=1-46.0/R_t$	200 mm 以上 200 mm 以下
		若泉	上流	347.0		
		岩鼻	中流	1188.0		
		上福島	中流	3295.0		
20	北上川系北上川	明治橋	上流	2203.0	$f=1-11.4/R_t^{2/3}$	
		和賀川	大荒沢	570.2		
21	最上川	小出	上流	1352.9	$f=1-3.73/R_t^{1/2}$	
22	米代川	二ツ井	下流	3750.4	$f=1-45.6/R_t$	
23	淡水河	屈尺	中流	642.6	$f=1-4.50/R_t^{1/2}$	
		石門		740.9		

表-10 本邦河川平均流出率式

流域区分	平均流出率式	適用雨量 (mm)	河川別 S の範囲
上流	$f=1-15.7/R_t^{3/4}$	$R_t > 150$ $R_t < 150$	1 ~ 2/3
中流	$f=1-5.65/R_t^{1/2}$		2/3 ~ 1/2
同(盆地河川)	$f=1-7.2/R_t^{1/2}$		1/2 ~ 1/3
同(同)	$f=1-3.14/R_t^{1/3}$		1/2 ~ 1/3
下流	$f=1-6.6/R_t^{1/2}$		1/2 ~ 1/4

表-11 地方別  $C_d$  および  $m$  の式

番号	地名	$C_d$	$m$
1	仙台	$30.0/6.0+t$	$0.49 n^{3/2}+0.51$
2	水戸	$28.5/4.5+t$	$0.40 n^{3/2}+0.60$
3	東京	$29.5/5.5+t$	$0.30 n^{3/2}+0.70$
4	横浜	$29.0/5.0+t$	$0.35 n^{3/2}+0.65$
5	浜松	$30.0/6.0+t$	$0.32 n^{3/2}+0.68$
6	名古屋	$30.5/6.5+t$	$0.20 n^{3/2}+0.80$
7	尾鷲	$31.0/7.0+t$	$0.26 n^{3/2}+0.74$
8	大台ヶ原山	$34.7/10.7+t$	$0.20 n^{3/2}+0.80$
9	京都	$30.7/6.7+t$	$0.19 n^{3/2}+0.81$
10	大阪	$29.5/5.5+t$	$0.30 n^{3/2}+0.70$
11	神戸	$28.8/4.8+t$	$0.29 n^{3/2}+0.71$
12	和歌山	$32.0/8.0+t$	$0.19 n^{3/2}+0.81$
13	潮岬	$30.0/6.0+t$	$0.30 n^{3/2}+0.70$
14	高松	$30.5/6.5+t$	—
15	徳島	$31.8/7.8+t$	$0.28 n^{3/2}+0.72$
16	高知	$31.7/7.7+t$	$0.30 n^{3/2}+0.70$
17	松山	$32.2/8.2+t$	—

18	岡山	27.5/3.5+t	—
19	山	28.8/4.8+t	—
20	津島	$30.7/6.7+t$	$0.25 n^{3/2}+0.75$
21	広島	$35.0/11.0+t$	—
22	鳥取	$29.5/5.5+t$	—
23	松江	$32.5/8.5+t$	—
24	浜田	$29.7/5.7+t$	—
25	萩	$30.5/6.5+t$	$0.20 n^{3/2}+0.80$
26	下関	$30.0/6.0+t$	$0.14 n^{3/2}+0.86$
27	福岡	$29.5/5.5+t$	$0.25 n^{3/2}+0.75$
28	飯塚	$28.5/4.5+t$	$0.24 n^{3/2}+0.76$
29	佐賀	$28.5/4.5+t$	$0.22 n^{3/2}+0.78$
30	長崎	$29.2/5.2+t$	$0.24 n^{3/2}+0.76$
31	雲仙	$30.0/6.0+t$	$0.14 n^{3/2}+0.86$
32	佐世保	$30.0/6.0+t$	$0.22 n^{3/2}+0.78$
33	熊木	$32.8/8.8+t$	$0.26 n^{3/2}+0.74$
34	阿蘇山	$32.1/8.1+t$	$0.16 n^{3/2}+0.84$
35	吉	$30.0/6.0+t$	$0.12 n^{3/2}+0.88$
36	日田	$30.0/6.0+t$	$0.20 n^{3/2}+0.80$
37	大分	$30.8/6.8+t$	$0.19 n^{3/2}+0.81$
38	分崎	$32.8/8.8+t$	$0.24 n^{3/2}+0.76$
39	都城	$30.0/6.0+t$	$0.20 n^{3/2}+0.80$
40	鹿児島	$31.4/7.4+t$	$0.27 n^{3/2}+0.73$
41	阿久根	$30.0/6.0+t$	$0.20 n^{3/2}+0.80$
42	枕崎	$29.1/5.1+t$	$0.22 n^{3/2}+0.78$
43	種子島	$30.0/6.0+t$	$0.23 n^{3/2}+0.77$
44	屋久島	$30.0/6.0+t$	$0.14 n^{3/2}+0.86$
45	大島	$30.0/6.0+t$	$0.18 n^{3/2}+0.82$
	沖繩	$30.0/6.0+t$	$0.24 n^{3/2}+0.76$
	総平均	$37.6/12.3+t$	$0.20 n^{3/2}+0.80$
九州西北地方梅雨		$30.0/6.0+t$	$m \neq 1$

表-12 全国的  $C_d$  および  $m$  の総平均式

$C_d$ の式	$m$ の式
$30.0/(6.0+t)$	$0.24 n^{3/2}+0.76$

表-13 洪水到達速度  $\omega$  の式

$\omega = aR^b I_0^c$  (km/hr)  $R$ : 洪水時最大日雨量  
 $\omega = a I_0^c$  (km/hr)  $I_0$ : 分水界~地点間河道の平均縦断勾配

地方名	河川名	$\omega$ 式	地方名	河川名	$\omega$ 式	
九州	大淀川, 球磨川	$173 I_0^{0.55}$	中部	揖斐川, 矢作川	$80 I_0^{0.55}$	
	遠賀川, 大分川			豊川		
				利根川上流鬼怒川, 神流川	$135 I_0^{0.55}$	
四国	渡川	$40 R^{0.5} I_0^{0.55}$	関東	北上川	$140 I_0^{0.55}$	
	吉野川	$71 R^{0.5} I_0^{0.55}$		米代川		$74 I_0^{0.55}$
	脛川	$73 R^{0.5} I_0^{0.55}$		最上川		ただし $I_0 > 1/200$
中国	太田川	$77 R^{0.25} I_0^{0.55}$	東北			
	旭川	$116 R^{0.25} I_0^{0.55}$				
	吉井川	$60 R^{0.25} I_0^{0.55}$				

(2) 改善式の適用法

a) 式の適用に必要な資料 改善式を用いる場合は流域ならびに雨量に関し, つぎの資料を整える必要がある。

①流域に関する資料: 流域面積  $A$ , 河道の平均縦断勾配  $I_0$ , 河道の水平距離  $L_0$ , 流量を測定しようとする地点の所在する流域区分(上流, 中流, 下流の別)

②雨量に関する資料: 洪水時における流域内雨量観測所の連日にわたる日雨量記録, これによって流域平均の  $R, R_s, n$  および  $R_t$  を算定する。 $I_0$  は 1/50 000 の等高線の入った地形図から作製した縦断図を用い, さきに表示した方法により, また  $A, L_0$  は同地形図で測る。

b) 式の適用法ならびに使用上の注意 ①流域の雨量にいちじるしい差のない場合は全流域のAについて流量を計算する。②流域が広く、山地部と平地部とで雨量がいちじるしく相違する場合は、山地部の下流端における到達時間によって山地部の流量を計算し、つぎに分水界から平地部の下流端に至る到達時間によって平地部の流量を求めて加算する。③幹川支川の合流点において、合流後のピーク流量は、まず幹川の流量を計算し、つぎに支川の流量を幹川のそれと同じtを用いて計算し、両者を加算する。④降雨日数の影響を考慮した係数mは、台風性連続降雨の場合は、近畿以西の西日本の河川に対しては省略することのできない要素になっている。東日本の河川に対しては、台風の進行速度が西日本におけるよりも相当速く、強雨の継続時間が短かいため、Caにおよぼすnの影響が少なく、したがって、mの必要程度は西日本ほどでない。⑤mは梅雨性降雨の場合はその影響が非常に小さく、通常はm=1として流量を計算して大差がない。

c) 資料のない河川への適用

①fの式：流量を推定しようとする地点の属する流域区分に応じ、流域条件の相似する河川別の式を用いる。また、平均式を用いる場合は表-10による。平均式の標準差は上流部、中流部の10%程度に対し、下流部は20%程度になっているので、とくに注意が必要である。

②Caおよびmの式：流量を推定しようとする河川流域に最寄りの地点の地方別の式を用いる。また、平均式を用いる場合はtの12時間以上では誤差がはなはだ小さいが、tの10時間で4%、2時間で12%程度、また、mはn=1.5日で5%、n=2日で8%程度の標準誤差があることに注意を要する。③ωまたはtは河川ごと異なるだけでなく、河川の同一地点においてさえ洪水の程度によって異なるものがあるから表-13に示した式以上に全国的に統一することは困難である。したがって資料のない河川へ本研究の結果を適用する場合は、流域をはじめ河川の性状、推定しようとする洪水の出水の緩急の度および雨量、ωによって推算されたピーク流量なども参照して、総合的に考察し、しかる後に最も適当と思われるtを決定すべきであろう。

(3) 流量の計算と実測流量との対照

5. (1) a) に提示した著者の改善式と従来のラショナル式を、既述した本邦23河川の107回の洪水に適用し、その計算された流量<sup>19)</sup>のうちから河川別に大きな洪水を抽出して表-14に掲げた。また、この計算値と建設省の実測流量Qmとを対照して両式による計算結果の当否の判定に資した。各河川の大きな洪水に対してラショナル式の計算流量が小さ過ぎている点に留意せられたい。

つぎに表-14に示した流量の計算方法について吉野

表-14 計算ならびに実測によるピーク流量の対照

$$\text{著者式 } Q = \frac{1}{3.6} f m C_a \frac{R}{24} A \text{ m}^3/\text{sec}$$

$$\text{ラショナル式 } Q = \frac{1}{3.6} f r A \text{ m}^3/\text{sec}$$

H<sub>0</sub>/L<sub>0</sub>=I<sub>0</sub>：著者式に用いる河道の平均縦断勾配 L<sub>0</sub>：同じく河道延長 (km)

H/L=I：ラショナル式に用いる河道の平均縦断勾配 L：同じく河道延長 (km)

A：流域面積 km<sup>2</sup>, R：最大日雨量 mm, R<sub>s</sub>：最大日雨量の前日または翌日の日雨量のうち大きい方の雨量 mm,

R<sub>t</sub>：洪水時総降雨量 mm, Q<sub>m</sub>：実測流量, Q<sub>1</sub>：著者式の流量, Q<sub>2</sub>：ラショナル式の流量

河川名	地点名	A	H <sub>0</sub> /L <sub>0</sub>	L <sub>0</sub>	H/L	L	洪水年月日 (昭和)	R	R <sub>s</sub>	R <sub>t</sub>	Q <sub>m</sub>	Q <sub>1</sub>	Q <sub>2</sub>
大淀川	宮崎	2175	1/396	98.2	1/241	97.4	18. 9. 17	248.2	73.5	366.0	(400) 6160	6630	3000
		25. 9. 12~15					166.0						
球磨川	白石 萩原	1625	1/230	73.7	1/95	68.7	29. 8. 18	180.9	105.0	324.7	4168	4700	3470
		1882	1/322	104.4	1/127	99.4	25. 9. 13	180.0	114.0	309.6	5100	5200	2800
遠賀川	日の出橋	695	1/376	41.3	1/191	37.4	30. 7. 3	198.4	(梅雨)	351.1	2606	2790	1730
大分川	明積橋	490	1/100	54.3	1/86	52.8	29. 8. 17~18	143.6	—	224.3	998	1290	880
渡川	具同	1808	1/558	175.5	1/305	174.4	21. 7. 29	295.6	172.7	468.3	11150	11500	4640
		29. 9. 14					184.3	143.7	328.0	8930	6430	2900	
吉野川	池田	1979	1/263	110.2	1/175	107.7	20. 8. 18	202.9	114.6	327.3	7859	7800	2800
		29. 9. 14					321.2	46.9	358.3	11712	11700	4400	
		31. 9. 10					169.6	92.6	334.8	5899	6250	3900	
	岩津	2768	1/366	149.3	1/219	146.8	31. 9. 10	163.4	88.9	324.5	5514	5430	4250
	中央橋	3004	1/410	164.3	1/236	161.8	31. 9. 10	163.4	88.9	324.5	5514	5430	4250
肱川	大洲	1009	1/388	71.1	1/236	69.6	29. 9. 13	224.1	58.6	282.7	3632	3970	1570
太田川	玖村	1535	1/144	92.0	1/134	77.1	29. 9. 26	160.8	15.1	193.0	3028	2910	2060
旭川	下牧	1587	1/267	128.5	1/130	122.0	9. 9. 21	206.0	31.4	237.4	6000	6120	2050
吉井川	岩戸	1717	1/185	92.0	1/119	82.5	20. 9. 18	188.4	33.0	241.7	6200	6400	2700
揖斐川	鷺田	1196	1/186	68.0	1/119	66.9	28. 9. 25	149.5	107.8	297.2	1817	2270	1640

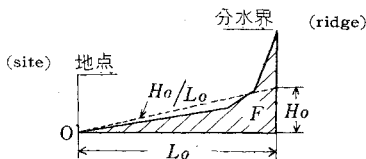
矢作川	岩津	1371	1/144	92.0	1/88	86.6	24. 9. 23	194.6	37.4	238.5	2071	2140	2380
豊川	石田	545	1/109	50.0	1/74	46.0	32. 6. 26	169.4	—	233.9	1450	1620	1360
狩野川	大仁	322	1/49	23.0	1/28	22.0	29. 5. 9	170.7	(梅雨性)	190.9	290	490	2100
利根川水系 鬼怒川	石井	1230	1/118	99.5	1/69	97.5	13. 8. 29 16. 7. 20	279.8 193.9	20.7 122.7	329.6 339.6	5401 4022	5150 4630	3740 2600
	上福島	3295	1/144	105.0	1/122	97.0	10. 9. 21 16. 7. 21	107.4 72.9	96.3 30.6	256.0 124.3	5836 3411	(5540) 8200 3560	3600 2300
北上川	明治橋	2203	1/221	62.8	1/105	60.8	29. 9. 17	92.4	—	100.0	2950	2410	2140
最上川	小出	1353	1/115	50.1	1/63	48.7	22. 9. 15	58.3	—	126.6	860	1140	1410
米代川	二ツ井	3750	1/391	101.9	1/175	97.9	26. 7. 21	96.1	61.5	157.7	3450	(3520) 4440	2250

注：上表中、大淀川の  $Q_m$  の (400) は上流における推定はんらん流量，利根川の (5540)，米代川の (3520) はいずれも降雨日数の影響を考慮しない (すなわち， $m=1$ ) の場合の流量を示す。

川池田地点の流量について例示する。

資料：昭和20年8月18日の出水時，四国地方建設局が吉野川筋池田測水所において調査したピーク流量  $Q_m$  は  $7859 \text{ m}^3/\text{sec}$ ，また，この洪水に対する流域平均の総降雨量  $R_t$  は  $327.3 \text{ mm}$ ，最大日雨量  $R=202.9 \text{ mm}$ ，これについて， $R_s=114.6 \text{ mm}$  と  $9.8 \text{ mm}$  の連続日雨量が記録された。また，流域面積  $A=1979 \text{ km}^2$ ，分水界から池田までの河道延長  $L_0=110.2 \text{ km}$ ，同区間の河道平均縦断勾配  $I_0=H_0/L_0=1/263^{(19)}$  (ただし，図-9の方法による) が与えられた。

図-9 河川縦断面  
Fig. 9 Profile of river



流量計算：著者式による計算は，まず，表-13より  $\omega=21 R^{0.5} I_0^{0.55}=21 \times 202.9^{0.5} \times (1/263)^{0.55}=14.0 \text{ km/hr}$ ， $t=L_0/\omega=110.2/14.0=7.87 \text{ hr}$ ，表-11，番号-15より  $C_d=31.8/7.8+t=31.8/7.8+14.0=2.03$ ，有効降雨日数  $n=n_0+R_s/R=1+114.6/202.9=1.57$  日，ただし， $n_0=1$  と見なす， $m=0.28 n^{3/2}+0.72=0.28 \times 1.57^{3/2}+0.72=1.35$ ，表-9，番号-10より  $f=1-30.3/R_t^{3/4}=1-30.3/327.3^{3/4}=0.61$ ，したがって，著者式による流量は

$$Q = \frac{1}{3.6} f m C_d \frac{R}{24} A = \frac{1}{3.6} \times 0.61 \times 1.35 \times 2.03 \times \frac{202.9}{24} \times 1.979 = 7.800 \text{ m}^3/\text{sec}$$

つぎにラショナル式による計算は， $H/L=1/175^{(20)}$ ， $\omega=72(H/L)^{0.6}=72(1/175)^{0.6}=3.2 \text{ km/hr}$ ， $T=L/\omega=107.7/3.2=33.7 \text{ hr}$ ，ただし， $L=107.7 \text{ km}$ ， $T=L/\omega=107.7/3.2=33.7 \text{ hr}$ ， $C=(24/T)^{2/3}=(24/33.7)^{2/3}=0.8$ ， $r_0=r_{24}/24=202.9/24=8.45 \text{ mm/hr}$ ， $f=0.75$  (表-1より推定した)，したがって，ラショナル式による流量は

$$Q = \frac{1}{3.6} f r A = \frac{1}{3.6} \times 0.75 \times 0.8 \times 8.45$$

$$\times 1979 = 2800 \text{ m}^3/\text{sec}$$

$T$  が24時間より大きいため， $C$  は1より小さく計算されている。

(4) 改善式の精度

5. (3) に示した流量計算法に準じて，改善式を九州より東北地方の本邦主要23河川の既往の大，中の洪水(38回)に適用した結果によれば，全国的平均標準差は8.8%<sup>(21)</sup>，そのうち，とくに大洪水だけの場合についてはいずれも5%以下になっている。

参考文献

- 1) 土木学会編：水理公式集，昭和32年改訂版 (p. 14)
- 2) 農業土木学会：昭和28年度災害九州災害調査報告書 (p. 71)
- 3) 川上謙太郎：河川洪水のピーク流量に関する研究，1961年 (p. 207~216)
- 4) "：淡水河治水計画論，昭和29年，最大洪水量の流出係数，総洪水量の流出係数 (p. 140, 202)
- 5) "：河川洪水のピーク流量に関する研究，1961年 (p. 23~32)
- 6) 同上 (p. 23~32)
- 7) 同上 (p. 67)
- 8) 同上 (p. 73~96)
- 9) 同上 (p. 22)
- 10) 樋口哲司：資料不足せる中小河川における計画洪水流量決定法，土木技術第12巻第3号，昭和32年3月
- 11) 山本三郎：河川工学，昭和33年初版 (p. 98)
- 12) 原 漢造：暗渠および河川の流量断面の算定例解 (p. 160)
- 13) 第7回日本工学会土木部会，昭和31年5月，川上謙太郎講演，III-3，降雨日数を考慮した最大洪水流量の推定について
- 14) 川上謙太郎：河川洪水のピーク流量に関する研究，1961年 (p. 110~112)
- 15) 同上 (p. 133)
- 16) 同上 (p. 165~172)
- 17) 同上 (p. 173~182)
- 18) 同上 (p. 207~216)
- 19) 同上 (p. 227)
- 20) 同上 ( " )
- 21) 同上 (p. 200~202)

注：上記の川上謙太郎：「河川洪水のピーク流量に関する研究，1961年」の文献は同年2月九州大学工学部教授会の審査に合格した学位論文の全文を複製したものである。さきに土木関係の各種の機関に広いはんに配布した。

(原稿受付：1961.7.3)

## STUDY ON THE PEAK DISCHARGE OF FLOOD IN RIVERS

By Dr. Eng., Kentarō Kawakami, C.E. Member

In this paper, the rational formula which is generally used for the presumption of maximum flood discharge of river in Japan is discussed, and its three insufficient items, namely, the coefficient of runoff, mean hourly rainfall during a time of arrival of flood are studied. And then the study on the reformation of the formula is presented, for the reformation of flood discharge by a few data of rainfall and flood condition. As a result, the revised formula may be more accurate than the original one.

### 1. Aims of the Revision of the Rational Formula

(1) Coefficient of runoff  $f$ . Considering that  $f$  will vary according not only to the characteristic of a river basin but also to the amount of rainfall at flood time, the fundamental expression of  $f=1-\tau/R_t^s$  that includes the total rainfall  $R_t$  in the basin at a flood time is firstly proposed for each division, or the upperstream, midstream and the lower reach of a river. Secondly the constants of the formula are determined for individual rivers, and furthermore their average expressions are reduced. According to the above-mentioned treatment, the insufficiency and obscurities in determination of  $f$ , as chose it from a wide extent and regardless of the amount of rainfall are corrected. In determinations of the constants of expressions, the data of 251 floods which were observed by the Construction Department at 37 stream-flow gauging stations of 23 chief rivers in Japan, are used.

(2) Coefficient of mean hourly intensity of rainfall during a time of arrival. Not only the expression of  $C_d$  that corresponds to an oneday rainfall but also the influence of the duration of rainfall which has scarcely been found in the original formula are both numerically treated. Consequently the presumption of the peak discharge from a consecutive rainfall

for a few days is made more accurate than that of the past method. As the fundamental expressions for them,  $C_d=a/(b+t)$  and  $m=\alpha n^{3/2}+\beta$  are presented. The constants in expressions are determined for rainfalls which seem to be concerned with past floods, using hourly intensity records which the meteorological observatories observed in 45 regions in Japan, including records from their commencement up to now.

(3) Expression of arrival velocity of flood  $\omega$ . Under a consideration that  $\omega$ , as a fundamental rule, concerns not only with the profile of a river but also the amount of rainfall at a flood time, the fundamental expressions are expressed as a function of the above mentioned two items, and the constants therein are separately determined on the individual regions in Japan. As the fundamental expression,  $\omega=aR^bI_0^c$  or  $aI_0^c$  is used, and the constants  $a, b$  and  $c$  are determined using arrival time  $t$  which is computed adversaly from the author's discharge formula and observed discharges into rivers. Consequently, the time of arrival, which is computed by the formula in Bayern, much longer than that of the actual time may be corrected to fit to rivers in Japan.

### 2. Proposal of the Peak-Discharge Formula

The following peak-discharge formula is presented combining the coefficient of runoff, coefficient of hourly rainfall intensity and time of arrival which are obtained according to the author's studies.

Revised Peak-Discharge Formula

$$Q = \frac{1}{3.6} f m C_d \frac{R}{24} A \quad (\text{m}^3/\text{sec})$$

$Q$ : peak discharge

$f$ : coefficient of runoff,  $f=1-\tau/R_t^s$

$m$ : multiplier to  $C_d$  in case of typhonic rainfall continued through  $n$  consecutive days, or  $m=\alpha n^{3/2}+\beta$ , where  $\alpha+\beta=1$ ,  
For a rainfall in the rainy season, ordi-

- nary,  $m=1$  may be used.
- $n$ : effective number of days during which it continuously rained,  $n=n_0+R_s/R$
- $n_0$ : number of days of principal rainfall, ordinary, 1 day or 2.
- $C_d$ : coefficient of rainfall intensity, or the ratio of maximum mean hourly rainfall intensity from the time of arrival to that of the same 1 day-rainfall,  $C_d=a/(b+t)$
- $t$ : time of arrival of flood,  $t=L_0/\omega$  (hr)
- $L_0$ : horizontal distance of river course from the remotest site of the basin to that where the discharge to be presumed. (km)
- $\omega$ : average arrival velocity of flood through the compartment  $L_0$ ,  $\omega=aR^bI_0^c$  or  $aI_0^c$  (km/hr)
- $I_0$ : average profile grade of river course in  $L_0$ ,  $I_0=H_0/L_0$
- $H_0$ :  $2F/L_0$  (km) see Fig. 9

$F$ : area between the horizontal line through the elevation of the site where discharge to be presumed, and the river bed line in the profile (km<sup>2</sup>)

$R$ : maximum rainfall in one day (mm),

$R_s$ : greater one of 1 day's rainfalls on either of previous or succeeding day of principal rainfall which corresponds to the day of maximum 1 day's rainfall at flood time (mm)

$a, b, c, \gamma, s, \alpha$  and  $\beta$  are constants in the formula,

Herewith, the expressions of  $f, C_d, m$  and  $\omega$  are shown in the text of the author's paper, as follows:

Table-1:  $f$  for individual rivers, Table-2: average  $f$  in Japan, Table-3:  $C_d$  and  $m$  for individual regions, Table-4: average  $C_d$  and  $m$  in Japan, Table-5:  $\omega$  in Japan.