

洪水比流量に関する研究

石原 安雄・佐藤 基

SPECIFIC DISCHARGE OF FLOOD PEAK

By Yasuo ISHIIHARA and Motoi SATO

Synopsis

It is very significant to estimate a probable maximum discharge of a flood, which will occur in the specified river basin, in the sence of prevention of water hazards. Many formula of the specific discharge of flood peak have been proposed but most of them are obtained empirically after plotting observed flood peaks against drainage area on a graph paper. This paper describes the occurrence condition of flood peak in relation to rainfall pattern and system of stream net, and the curve on a log-log paper, which will give the probable maximum specific discharge of flood peak because this curve is derived from the past records of extremely large and heavy rainfalls.

1. ま え が き

洪水比流量は、洪水のピーク流量をその流域面積で除したものをいう。ある地域内の多くの河川について洪水比流量を縦軸に、対応する流域面積を横軸にとって多数の点をプロットし、その外側の包絡線を描いて、この曲線によって流量資料のない河川に対する計画洪水流量を決定する際の基本的資料としたり、また他の方法で計画洪水流量を決定するときのチェック等、非常に有用なものである。

最大級の洪水比流量と流域面積との関係については、かなり古くから多くの人々によって、また多くの地域について示されているが、もっとも有名なものとして、Creagerの式をあげることができる。

$$q = 46 CA^{\alpha-1}, \alpha = 0.894A^{-0.048} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 q : 比流量 ($ft^3/sec/mile^2$), A : 流域面積 ($mile^2$), C : 経験的定数で、アメリカの記録では $C=100$ のときの曲線のうちに既往の洪水記録が包含されるというのである。

しかし、一般に洪水時の流量記録はそんなに古くからは存在しておらず、従って年がたつにつれて過去の最大洪水を上まわるような出水が発生している。そこで、比較的記録年数が長く、しかも観測地点が洪水流量に較べて遙かに多い降雨量の記録から、対象地区で発生するであろう洪水のピーク流量を推定することができれば極めて有用と考えられる。本文はこのような観点から洪水ピークの比流量について検討したものであるが、大雨についての記録年数と観測地点の数からして、現在考えられる最大級の洪水に対する比流量、すなわち可能最大の洪水比流量の検討ともいえる。

可能最大の洪水の推定は、たとえば災害発生時の避難対策を考えたときのもっとも基本的な情報を与え、また、水害防止対策の立案に対しても有用な知識をもたらすものであって、いわゆる防災問題に対して極めて重要である。

2. 洪水ピーク流量の発生条件

洪水波の形成過程が主として雨水の山腹斜面における流下過程によると考えたときの洪水ピークの発生条件については石原・高棹によって詳細に論じられており¹⁾、洪水到達時間内の最大平均降雨強度によって与えら

れる。しかしながら、流域面積が大きくなると河道系における洪水の合成過程の役割も重要となってきて、斜面系と河道系の両方を考慮して洪水ピークの発生条件を考えねばならなくなってくる。

2.1 河川流域における洪水ハイドログラフの形成過程の概要

河川流域を洪水ハイドログラフの形成場としてみると、それは斜面系と河道系とから成り立っており、洪水形成過程におけるこれらの役割については別の論文²⁾において詳細に論じているので、ここではその概要について述べる。

洪水時の流出成分は主として表面流出と早い中間流出であるが、その運動の場は流域の表面地形によって特長づけられる。流域の表面地形は斜面系と河道系とからできていることは、河川流域内を見廻せば誰でも気がつくことであるが、さらに個々の河道区間の両側には必ず斜面が存在している。いま、河道系をすべての合流点で切りはなして、一つ一つの河道区間をそれに付随する斜面とともに取り出してみると、河道系の上流端部に位置してそれより上流部にはもはや河道区間が存在しないグループと、河道系の中間部あるいは最下流端に位置しその上流部に必ず他の河道区間が存在しているグループとに大別することができる。これら二つのグループの基本的な差異は、後者に属する河道区間ではその上流端に上流からの洪水が流入することであり、共通する点は、河道区間はそれぞれのもつ斜面からの流出水を集めてその下流端まで運ぶことである。そこで、河道系の中間部あるいは最下流端に位置する河道区間の河道のもつ役割を、その上流端からの流入洪水をその下流端まで運ぶ機能と、河道に直接付随する斜面からの流出水を集めてその下流端まで運ぶ機能とに分けて考えると、結局のところ河川流域は、山腹斜面とそれからの流出水を集めながらその末端まで運ぶ河道区間とからなるいわゆる単位セルと、合流点およびその末端に必ず単位セルが着いている河道網系とからできていることとなる。

したがって洪水時のハイドログラフの形成過程は、単位セル内でのハイドログラフの形成と、それらを入力とした河道網系におけるハイドログラフの合成とから成り立っていると考えることができるのである。

2.2 洪水ピークの発生条件

洪水時の河川流域内における雨水流は本来非線形であるが、最大級の洪水比流量を対象としている本文の目的からして、前項で述べたハイドログラフのおのおの形成過程において、第一近似として線形過程を仮定する。

(1) 単位セル末端における洪水ハイドログラフ

有効降雨強度の時間的分布が三角関数で与えられ、

$$r(t) = r_{mp} + a \cos \frac{2\pi}{T} t \dots\dots\dots (1)$$

かつ、長方形斜面（斜面長： l_s ）を仮定すると、斜面末端でのハイドログラフ $q_s(t)$ はつぎようになる。

$$q_s(t) = \int_{t-t_s}^t w_s \cdot r(t) \cdot dt = l_s \left\{ r_{mp} + a \frac{\sin(\pi t_s/T)}{\pi t_s/T} \cdot \cos \frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{t_s}{2} \right) \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 r_{mp} ：周期 T 内の平均降雨強度、 w_s ：斜面における雨水流の伝播速度で一定と仮定、 $t_s = l_s/w_s$ ：斜面における伝播時間。

つぎに、河道区間長を l_c 、流れの伝播速度を w_c とすると、河道区間の両側から斜面流が流入するから、その下流端でのハイドログラフ $q_c(t)$ は次式で与えられる。

$$q_c(t) = \int_{t-t_c}^t 2w_c \cdot q_s(t) \cdot dt = 2l_s l_c \left\{ r_{mp} + a \frac{\sin(\pi t_s/T)}{\pi t_s/T} \cdot \frac{\sin(\pi t_c/T)}{\pi t_c/T} \cdot \cos \frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{t_s}{2} - \frac{t_c}{2} \right) \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $t_c = l_c/w_c$ 。

(2) 河道網系末端における洪水ハイドログラフのピーク

各河道区間について、洪水の伝播速度を一定と考えているので、kinematic wave の考え方から、その河道

区間における洪水の流下現象は波形を変えずに伝播時間だけおくれとその下流端に達するものとして表現される。また同様の近似において、合流点における合流現象は線形的な加算によって表現される。すなわち河道網系がいわゆる線形河道として表現できると仮定しているわけである。

このような河道網系においては、単位セルからの流出ハイドログラフは、その合流点と河道網末端との間の洪水の伝播時間だけおくれと末端の地点に現われることとなる。したがって、各単位セルの面積を縦軸に、対応する伝播時間を横軸にとって図示すると、一種の集中面積図がえられる。この集中図において、横軸上に単位セルが等間隔に並び、かつその大きさが等しいならば、前述した一様斜面からの雨水流出ハイドログラフのピーク発生条件から考えて、河道網最上流端にある単位セルからの伝播時間（河道網における最大伝播時間、換言すると到達時間）を t_r とすると、単位セルからの平均的な流出ハイドログラフの t_r 内平均流出量の最大値 \bar{q}_c, \max に単位セルの数 N を乗じたものによって、河道網末端における洪水ハイドログラフのピーク流量がかなりの高精度で与えられるはずである。しかし、実際に集中図を描いてみると、河道網系の形状といろいろの大きさの単位セルの存在のために、いろいろの形の集中図となる。したがって、一般的に、河道網末端における洪水ハイドログラフのピークの発生条件を求めることは不可能である。

そこで、通常現われるような河道網系について集中図を数例作り、それに単位セルからの流出ハイドログラフを流入させて河道網末端におけるピーク流量 Q_{\max} を計算したところ、たかだか3%程度の誤差で、上述の $N \cdot \bar{q}_c, \max$ で近似できることがわかった。この場合、 \bar{q}_c, \max は平均的な形状および面積をもつ単位セルからの流出ハイドログラフについて計算した値を用いた。したがって、以後においては河道網末端におけるピーク流量は次式で与えられるものとした。

$$Q_{\max} = N \cdot \bar{q}_c, \max \quad \dots \dots \dots (4)$$

(3) 式を (4) 式に用いると、

$$Q_{\max} = \frac{N}{t_r} \cdot \max \left[\int_{t-t_r}^t 2l_s l_c \left\{ r_{mp} + a \frac{\sin(\pi t_s/T)}{\pi t_s/T} \cdot \frac{\sin(\pi t_s/T)}{\pi t_s/T} \cdot \cos \frac{2\pi}{T} \left(t - \frac{t_s}{2} - \frac{t_c}{2} \right) \right\} dt \right]$$

となる。上式中の〔 〕内の最大値は、 $t = (t_s + t_c + t_r)/2$ のときに現われるが、その結果を上式に用いると、結局次式がえられる。

$$Q_{\max} = A \cdot r_{mp} \left(1 + \gamma \cdot \frac{a}{r_{mp}} \right) \quad \dots \dots \dots (5)$$

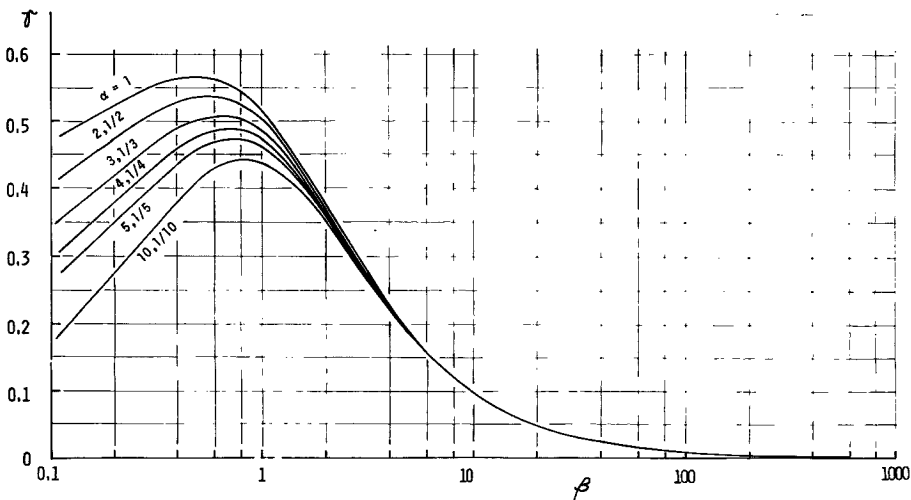


Fig. 1 Correction factor γ .

ここに、 $A=2l_s l_c \cdot N$ (流域面積), $\gamma=(\sin \theta_s/\theta_s) \cdot (\sin \theta_c/\theta_c) \cdot (\sin \theta_r/\theta_r)$,
 $\theta_s=\pi t_s/T, \theta_c=\pi t_c/T, \theta_r=\pi t_r/T, T=t_s+t_c+t_r$.

上式中の γ は降雨の時間的分布による一種の補正係数である。そこで、

$$\alpha=t_c/t_s, \beta=t_r/(t_s+t_c) \dots\dots\dots (6)$$

すなわち、単位セル内の斜面に対する河道区間における伝播時間の比を α 、単位セルに対する河道網系における伝播時間の比を β として、 γ を書きかえらるとつぎのようになる。

$$\gamma = \frac{\sin \{ \pi / (\alpha + 1) (\beta + 1) \}}{\pi / (\alpha + 1) (\beta + 1)} \cdot \frac{\sin \{ \pi \alpha / (\alpha + 1) (\beta + 1) \}}{\pi \alpha / (\alpha + 1) (\beta + 1)} \cdot \frac{\sin \{ \pi \beta / (\beta + 1) \}}{\pi \beta / (\beta + 1)} \dots\dots\dots (7)$$

Fig. 1 は(7)式を α をパラメータとして計算した結果であるが、注目すべきことは、 $\beta < 10$ の範囲、とくに $0.2 < \beta < 2$ 程度の範囲で補正係数 γ の値がかなり大きいということである。さらに、 α の値が1、すなわち単位セル内における斜面における伝播時間と河道区間における伝播時間が等しときに、 γ の値が最大となり、 α の値が1からはなれるほど小さくなっている。

3. 河川流域のモデル化

以上、河川流域末端での洪水ハイドログラフのピーク流量 Q_{max} を流域内での各部における伝播時間および降雨の時間分布の関数として表わすことができた。つぎに、各部における伝播時間を求めるために流域のモデル化を行う必要がある。

3.1 平均的流域形状

流域地形について、河道数則、流域面積則、河道長則が成立することは周知のとおりである。Fig. 2 は流域面積比 R_a 、河道数比 R_b 、および河道長比 R_l を、実流域について、Yang, 高棹および Eagleson が求めたものを一括して示した図である。ここに、 R_a, R_b, R_l は次式で定義される。

$$R_a = \bar{A}_{u+1} / A_u, R_b = N_u / N_{u+1}, R_l = \bar{L}_{u+1} / \bar{L}_u \dots\dots\dots (8)$$

ただし、 $\bar{A}_u, N_u, \bar{L}_u$ はそれぞれ order u についての平均の流域面積、河道数、河道区間長であり、 $\bar{A}_{u+1}, N_{u+1}, \bar{L}_{u+1}$ は order $u+1$ についてのそれぞれの値である。

また、河川流域においては、最長河道長 L と流域面積 A との間には Hack の法則が成立することが知られている。すなわち、

$$L = KA^n \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 K および n は経験的定数である。上式中の L は流域における最長河道長であるから、(8)式で定義されている諸量をもって(9)式を表現することができるはずである。樞根によると³⁾、 n は次式で与えられる。

$$n = \log R_l / \log R_a \dots\dots\dots (10)$$

Eagleson によると⁴⁾、(9)式中の定数は km の単位で $K=1.31, n=0.568$ という値が与えられており、そのときの L と A との関係が Fig. 3 の直線で示されている。一方、河道数比 R_b は統計的に4となるべきことが多くの研究者によって、理論的にも実際にも示されている⁵⁾。そこで、Fig. 2 において、 $R_b=4$ とし、また R_l を図からみて2.3を採用すると、(10)式の関係から $R_a=4.3$ がえられる。

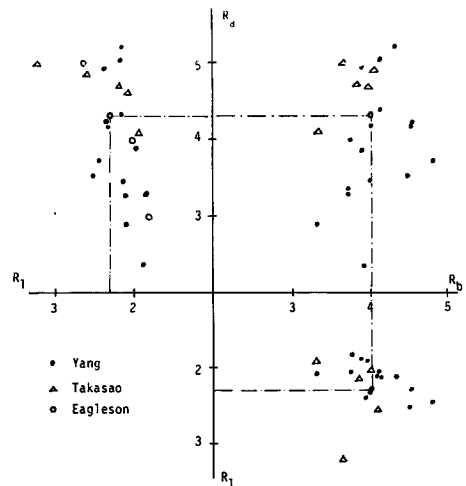


Fig. 2 Relation between R_a, R_b and R_l .

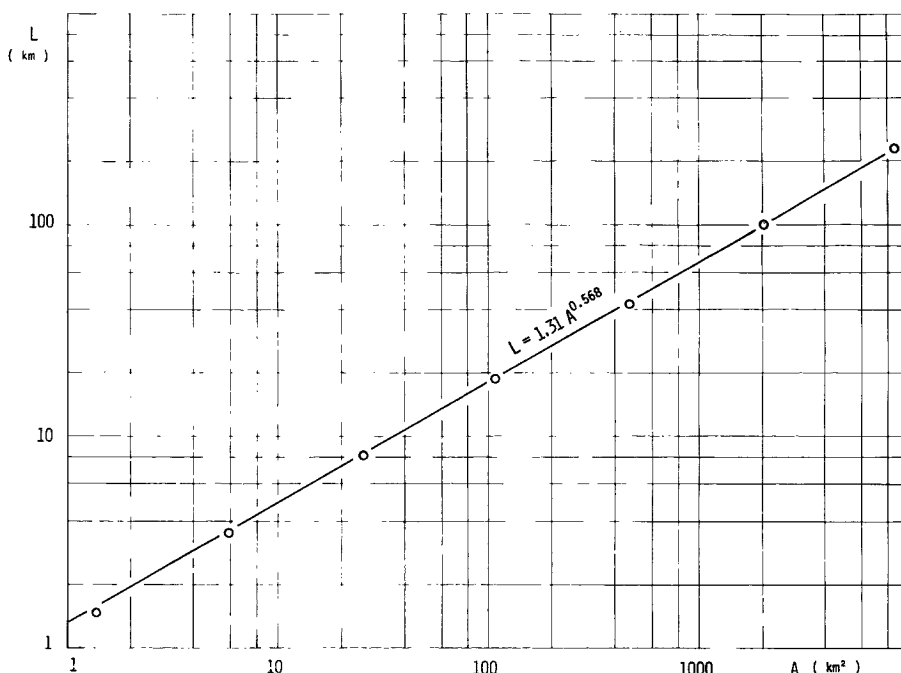


Fig. 3 Relation between L and A , after Eagleson.

これらの結果は Fig. 2 中に鎖線で示されているが、ほぼ妥当の値と考えられる。以下においては $R_a=4.3$, $R_b=4.0$, $R_l=2.3$ で構成されるような河川流域を対象として論議を進めることとする。

R_a , R_b , R_l は比の値であるので、特定の order での流域面積と河道区間長を与えなければ河川流域は構成されない。われわれが筑後川水系小平流域において調べたところによると²⁾、単位セルの大きさは $A_1=0.32$ km² であった。そこで、単位セルの大きさとしてこの値を採用することとし、Fig. 3 に示されている関係が成立するような order 2 の河道区間長を求めると、 $L_2=0.87$ km がえられる。これらの値、すなわち、 $R_a=4.3$, $R_b=4.0$, $R_l=2.3$, $A_1=0.32$ km², $L_2=0.87$ km を用いて、いろいろの order の河川流域について最大河道長と流域面積との関係を逆計算した結果が Fig. 3 中の白丸で示されているが、上記のようにして決定された流域構成がほぼ妥当なものであることを示している。

3.2 河道区間における伝播速度

河道区間における洪水の伝播速度を一般的に求めることはかなり困難であるが、いわゆるラショナル式では、河道勾配との関係で与える場合がもっとも多いようである。それらの中で有名なものとして、Rziha の公式、Kraven の表がある⁶⁾。これらを参考として、order u の河道区間における伝播速度を w_u が河道の勾配 S_u の m 乗に比例すると仮定する。

$$w_u = c \cdot S_u^m, \quad c: \text{比例定数} \dots\dots\dots (11)$$

河道勾配比を $R_s = \bar{S}_u / S_{u+1}$ で定義すると、伝播時間 τ_u は order 2 の河道における伝播時間 τ_2 を用いてつぎのように表わされる。

$$\tau_u = \bar{L}_u / w_u = \tau_2 \cdot R_s^{m(u-2)} \cdot R_l^{u-2} \dots\dots\dots (12)$$

一方、Yang によると⁷⁾、安定した流域では各河道区間ごとの高低差はほぼ一定に保たれていることが確かめられている。この関係を導入すると、一定の高低差を ΔH として、

$$S_u = \frac{\Delta H}{L_2 R_l^{u-2}}, S_{u+1} = \frac{\Delta H}{L_2 R_l^{u-1}}$$

となる。したがって、河道勾配比 R_s は河道区間長比 R_l と同じ値をとることとなる。よって、(12)式はつぎのように書きかえられる。

$$\tau_u = \tau_2 \cdot R_l^{(1+m)(u-2)} \dots\dots\dots (13)$$

さて、Kraven の表によると、もっとも大きな伝播速度が 3.5m/sec, 小さいものが 2.1m/sec である。また、建設省で測定されている値⁸⁾ もほぼこの範囲に入っている。そこで、order 11 (order 1 の流域を単位セルとし、その面積を前述のように 0.32km² としたとき) までの河川を対象とすることとし (流域面積 691, 600km²), order 2 の河道区間に対して $w_2=3.5\text{m/sec}$, order 11 に対して $w_{11}=2.1\text{m/sec}$ がそれぞれ対応するものとする。このときの m の値は 0.068 となるので、(13)式より、モデル化された河川流域において、相隣る河道区間における伝播時間比はつぎようになる。

$$\tau_{u+1}/\tau_u = (2.3)^{1.068} = 2.434, \text{ただし, } w_2=3.5\text{m/sec} \dots\dots\dots (14)$$

4. 洪水比流量

4.1 対象降雨

最大級の洪水を対象とするので、最大級の面積雨量のデータを用いることとなる。こうしたデータは地域によって整理されているところと、整理されていないところがある。わが国においては地点雨量については整理されているが⁹⁾、面積雨量についてはほとんど整理されていない。そこで、Fletcher によって、世界的規模で集めたデータを参考としながら、主としてアメリカにおけるデータに基づいて作られた式¹⁰⁾を用いることとする。すなわち、面積 $A(\text{km}^2)$, 継続時間 $D(\text{hr})$ に対する雨量を $R(\text{mm})$ とすると次式で与えられる。

$$R = \sqrt{D} \left(13.0 + \frac{10900}{30.9 + \sqrt{A}} \right) \dots\dots\dots (15)$$

4.2 降雨の時間的分布

降雨の時間的分布の形状によって、流域末端における洪水のピーク流量が変化することは 2. で述べたとおりである。この場合、実際上どこまで細かい変動を考えればよいかを決定することは難しいが、Fig. 1 において、 β の値が10以上になると時間的分布の影響は10%以下になること、2,3 の例についての試算によると、order u の河川流域の末端での洪水ハイドログラフはorder $u-2$ までの河道網系の配列による影響を大きく受けること、(14)式より、order u と order $u-2$ の河道区間における洪水伝播時間の比がほぼ 6 : 1 であることなどによって、一応、対象とする河川における伝播時間の 1/6 の時間単位での変動を考慮することとする。

一般に、降雨期間を n 箇の期間に分割したとき、第 i 番目に大きな降雨量 R_i の総雨量 R に対する比、すなわち配分率の期待値は次式で与えられる¹¹⁾。

$$E\left(\frac{R_i}{R}\right) = \frac{1}{n} \sum_{j=1}^n \frac{1}{j} \dots\dots\dots (16)$$

Fig. 4 は $n=6$ の場合に、配分率の大きなもののできるだけ継続時間の中程にもってくるよう配置した結果である。ただし、この図においては、平均降雨強度が1となるよう $R=6$ として描かれている。この結果を(1)式で近似的にしようとするのであるが、実際降雨の時間的、場所的变化を考えると、 $a/r_{mp} = 0.9$ とした図示の曲線を採用してよいと思われる。

4.3 洪水比流量の計算

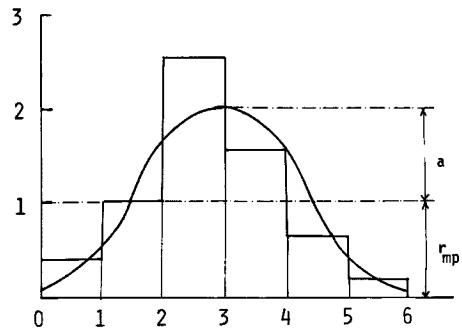


Fig. 4 Expected time distribution of rainfall.

洪水比流量を算出するに際して、単位セルにおける斜面での伝播時間 t_s と河道区間での伝播時間 t_c を定めなければならない。このうち、 t_s はいわゆる山腹斜面長、植生、表層地質および勾配などによって大きく変化する。そこで、 t_s の具体的な値は後でもう一度述べることにし、ここでは単位セル全体としてのおくれ時間、すなわち t_s+t_c をわれわれの試験地等でえられた資料を参考として 20min. と考える。この 20min. という伝播時間は、通常、いわゆるラショナル式によって洪水のピーク流量を算定する際に、主河道での伝播時間に 30 min. を加えて洪水到達時間とするということから、ほぼ妥当な値と思われる。

以上で、世界的規模からみた最大級の洪水ピークの比流量を算定するのに必要な諸関係式や数値が与えられたわけである。計算の順序に従ってそれらを再記するとつぎのとおりである。

- ① $A_1=0.32 \text{ km}^2$ と $R_a=4.3$ を用いて各 order の流域面積 A を求める。
- ② $L_2=0.87 \text{ km}$ と $w_2=3.5 \text{ m/sec}$ を用いて τ_2 を求め、さらに(14)式を用いて各 order の河道区間での伝播時間を求め、ついで、各 order の流域内における河道網系における伝播時間 t_r を算出する。
- ③ $t_s+t_c=1/3 \text{ hr}$ として、②で求めた t_r より、 $T=t_s+t_c+t_r$ 、 $\beta=t_r/(t_s+t_c)$ の値を各 order の流域の末端に対して求める。
- ④ (15)式に①で求めた A と③で求めた $T=D$ を入れて最大降雨量 R を計算し、さらに $r_{mp}=R/D$ とし平均降雨強度を算定する。
- ⑤ $\alpha=t_c/t_s$ の値を仮定し、③で求めた β とともに(7)式に用い、補正係数 γ の値を求める。
- ⑥ 最後に、(5)式に④で求めた r_{mp} と⑤で求めた γ を用い、 $a/r_{mp}=0.9$ として Q_{max}/A の値を計算する。さらに、用いている単位が面積 km^2 、降雨強度 mm/hr であるので、上の値を 3.6 で割ると、降雨損失を考慮しないときの最大級の洪水ピークの比流量 q が求められる。

4.4 計算結果とその考察

Fig. 5 は(5)式の計算結果を(1)式で与えられる Creager の式で $C=100$ の場合の曲線とともに示したものである。図中(RF)は(5)式を意味しているが、 $\alpha=1, 1/3, 1/10$ すなわち、 $t_s:t_c$ が 1:1, 3:1 および 10:1、または Fig. 1 からわかるように、1:1, 1:3 および 1:10 の場合が示されている。

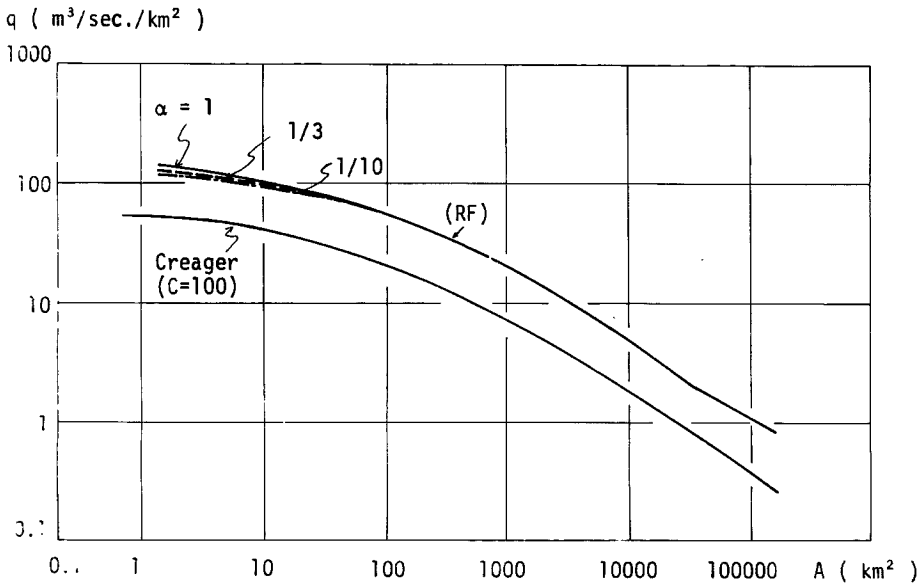


Fig. 5 Computational results of equ. (5).

この図において第一に気がつくことは、降雨記録から求めた q と洪水記録から求めたと思われる Creager 式とが流域面積との関係において非常によく似ていることである。このことは、本文で述べた各種の仮定や諸式が、洪水比流量で対象とする程度の精度において、ほぼ妥当なものであることを示すものである。つぎに、流域面積が $200 \sim 300 \text{ km}^2$ 以下、これは到達時間（伝播時間） $T \approx 3 \text{ hr}$ に対応するが、こうした流域においては、単位セル内での斜面および河道での伝播時間の比が q の値に影響を及ぼし、両者が等しいときに q がもっとも大きくなることである。

以上は降雨損失を考慮していない(5)式に、世界的規模において最大級の雨を与えた場合の結果である。しかし、実際の洪水時には降雨損失があり、いわゆる流出係数のようなものを導入しなければならない。また、ここで対象とした降雨は世界的規模において最大級のものであって、そのままわが国の大雨に適用できるとは限らない。因に、(15)式より地点雨量で継続時間 1hr のときの雨量を求めると 365.8 mm となるが、わが国での公式記録は 150 mm である⁹⁾。これらのことを考慮して、Fig. 5 で示した結果で $\alpha=1/3$ に対する値を $1/2$ 倍したもの（図中 $RF/2$ で示す）を、Creager 式 ($C=100$) と建設省で調査された記録的な洪水（図では点描してある）と共に示した図が Fig. 6 である。この図においては実績洪水ピークの比流量としては比較的大きいものだけを示したが、 $A=1000 \sim 4000 \text{ km}^2$ の範囲では計算値は実績をよく説明している。しかし、 $A < 500 \text{ km}^2$ あるいは $A > 5000 \text{ km}^2$ の範囲では計算値の方が大きな比流量となっている。その原因として、ここで用いた資料が昔の直轄河川に限られしかも記録年数もそんなに長くないためにこうした範囲の洪水記録が少ないこと、あるいはわが国の大雨の性質が Fletcher が与えた(15)式とは異っていることなどが考えられ、今後に残された研究課題である。

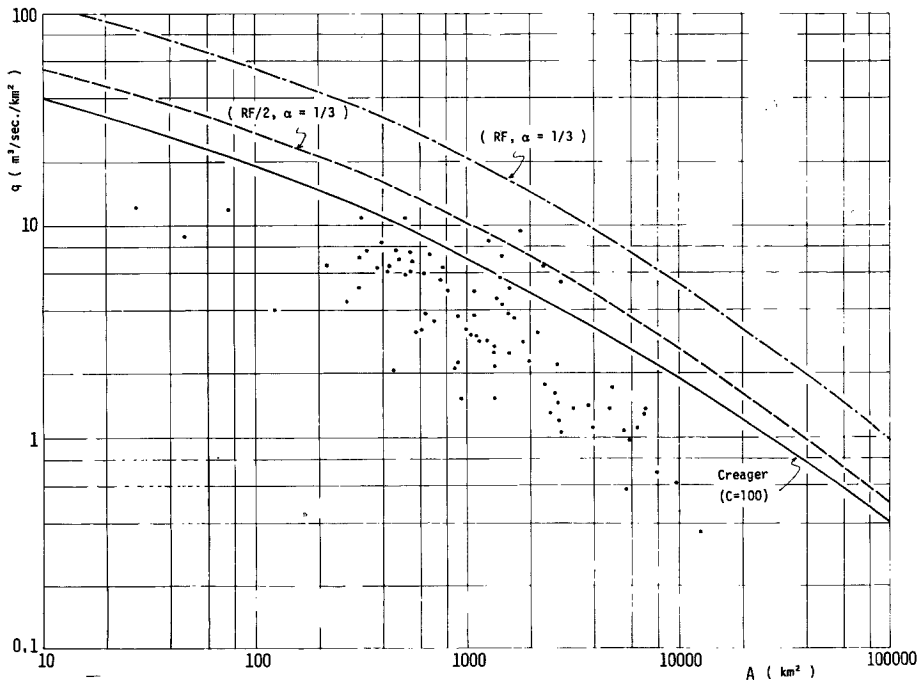


Fig. 6 Specific discharge of flood peak.

5. む す び

従来は洪水時のピーク流量の実績をその流域面積に対して点描することによって評価されていた洪水ピーク

の比流量を、洪水の伝播と河域地形に関する最近の研究成果をふまえて大雨記録から算定する方法とその結果について述べたが、得られた成果に列挙するおとぎのとおりである。

1) 洪水流出においては山腹斜面系と河道網系での洪水伝播特性が重要な役割をはたしており、流域面積が 100km^2 程度以下の河川では到達時間内の最大平均雨量強度が同じであってもその時間的分布によってピーク流量の大きさが違ってくることが示された。

2) 適切な大雨時の降雨資料がえられれば、(5) 式によってその地域における最大級の洪水比流量を推算することができる。

3) 世界的規模で集められた降雨資料から提案された Fletcher の式を(5)式に用いることによって、洪水資料に基づいて提案されたと思われる Creager の式と類似の洪水比流量・流域面積の関係がえられた。

4) 上のようにしてえられた関係をわが国の洪水ピークの比流量に適用したところ、流域面積が 500km^2 程度以下、および 5000km^2 程度以上の範囲で、本文で算出した値の方が大きくなった。その原因については現在のところよくわからないが、今後の研究課題である。

参 考 文 献

- 1) 石原藤次郎・高棹琢馬：中間流出現象とそれが流出過程に及ぼす影響について，土木学会論文集，第79号，1962，pp. 15-23.
- 2) 石原安雄・小葉竹重機：洪水ハイドログラフの形成過程に関する研究，京都大学防災研究所年報，第18号 B，1975，pp. 427~437
- 3) 榎根 勇：自然地理学の理論について，東京教育大学地理学研究報告 XV，1971.
- 4) Eagleron, R. S. : *Dynamic Hydrology*, McGraw-Hill, 1970, p. 379.
- 5) たとえば，石原藤次郎・高棹琢馬・瀬能邦雄：河道配列の統計則に関する基礎的研究，京都大学防災研究所年報第12号 B，1969，pp. 345~365.
- 6) 井口昌平：コウ水の到達速度に関するいわゆる Rziha の公式と Kraven の表の由来について，土木学会誌，42巻，1号，1957，pp.
- 7) Yang, C. T. : *Potential Energy and Stream Morphology*, Journal, Water Resources Research, Vol. 7, No. 2, 1971, pp. 311-321.
- 8) 建設省河川局：河川現況調査，1965，pp. 114-125.
- 9) 気象庁：日本気候表，その3，おもな気象要素についての極値と順位，1972，p. 300.
- 10) Fletcher, R. D. : *A Relation between Maximum Observed Point and Areal Rainfall Values*, Trans, AGU, Vol. 31, No. 3, 1950, pp. 344-348.
- 11) 石原安雄・友杉邦雄：降雨の時間配分に関する確率論的考察，京都大学防災研究所年報，第14号 B，1971，pp. 87-102.