

## 到達時間流出率による合理式流出係数の検討

木下 武雄\*

国立防災科学技術センター

### Estimation of the runoff coefficient of the Rational Formula by the proposed TC runoff coefficient

By

Takeo Kinoshita

*National Research Center for Disaster Prevention, Japan*

The Rational Formula Eq.(1) is widely used for the design of structures to prevent heavy rainfall disasters. The runoff coefficient  $f$  used in the formula in Japan at present was determined about 50 years ago. It is highly necessary to revise the coefficient based on the data recently acquired. As the Rational Formula is for peak discharge, an example of the coefficient can be derived from rainfall and peak discharge during one storm. A big discharge occurs less frequently, namely once in many years. Therefore useful examples for revision of the coefficient are sparse. The author proposes a runoff coefficient within the time of concentration at the drainage area (hereinafter called a TC runoff coefficient or  $f'$ ) as expressed in Eq.(2). A TC runoff coefficient can be calculated from the observed rainfall and discharge data at any given moment. The TC runoff coefficient at the time of the peak discharge is by definition equal to the runoff coefficient. The trend of TC runoff coefficients implies their extreme value of the runoff coefficient when unexperienced heavy rain (for instance, the rain of the 200-year return period) falls on a drainage basin. The rainfall of the 200-year return period can easily be obtained by using the probability chart, but the runoff coefficient corresponding to the heavy rainfall of the 200-year return period has not been estimated yet.

The author discusses the simplest cases of uniform rainfall with the duration  $T_I$  on the idealized rectangular impervious drainage basin, where the length of the basin is  $L$  as shown in Fig. 1. Supposing the velocity of the overland flow is constant  $V$ , the hydrograph (a solid line) can be composed as Fig. 2 ( $T_I > T_c$ ) and Fig. 3 ( $T_I < T_c$ ) where  $T_c = L/V$ . On the hydrograph, a TC runoff coefficient is always 1 as Eq.(6). If the drainage basin is previous, the hydrograph may be a dotted line KLMN in Figs. 2 and 3. Fig. 4 shows the relation between the rainfall intensity on the abscissa and the TC runoff

---

\* 第一研究部

coefficient on the ordinate, in which every point indicated by alphabet corresponds to that in Figs. 2 and 3. Fig. 5 shows the relation between the accumulated rainfall on the abscissa and the TC runoff coefficient on the ordinate, in which every point indicated by a letter corresponds to that in Figs. 2 and 3. The idealized study makes clear that the trend at LM is important to estimate the trend of TC runoff coefficients, and the MN stage is rather unstable for a definite conclusion.

The author analyzes the hydrological data at Yorii in Arakawa (A Basin) and at Kusaki Reservoir in Watarase-gawa (B Basin) where the drainage basins are 254 and 927 km<sup>2</sup> respectively. The basin shapes are shown in Fig. 6. The date of the three floods which are here analyzed were all caused by typhoons. The flood number "8115" and others are the typhoon numbers named by Japan Meteorological Agency. Table 2 indicates the observed time lag between the rainfall peak and the discharge peak. Based on these figures, the times of concentration are decided as 5 and 8 hours for A and B Basins.

Fig. 7 for A Basin and Fig. 8 for B Basin illustrate the relations between the TC runoff coefficients and the rainfall intensities, with reference to the idealized cases in Fig. 4. An arrow shows the lapse of time. When the intensities are about 10, 20, and 30 mm/h, the TC runoff coefficients are 0.2~0.5, 0.5~0.8, and 0.8~0.9 respectively. Some characteristics can be discerned, for instance, there are two types of change in the TC runoff coefficients namely reversibly drawing down and sudden rise as MN in Fig. 4 when the rainfall intensity decreases. The other characteristic is that the TC runoff coefficient gradually increases when the rainfall persists with constant intensity as in Fig. 8.

Fig. 9 for A Basin and Fig. 10 for B Basin illustrate the relations between the TC runoff coefficients and the accumulated rainfalls, with reference to the idealized cases in Fig. 5. An arrow shows the lapse of time. When the accumulated rainfalls are 150~200 mm and 250~300 mm, the TC runoff coefficients are 0.5~0.7 and 0.8~0.9 respectively. Step increases can be found in some cases for continuous rainfall. The similar characteristic was found in the runoff pattern in the experimental plot by the author.

To conclude, a considerable value of the runoff coefficients should be expected for a big storm as listed in Table 3.

## 1. はじめに

豪雨による災害を防ぐため、河川・下水道・宅地造成・鉱さい堆積場その他多くの施設の計画には流出率とか流出係数とかが用いられる。流出率は〔ある期間の流出高〕÷〔対応する期間の雨量〕という形で定義され、その期間を年とすれば年流出率、一洪水とすれば洪水流出率と呼ばれる。流出は地下水が徐々に浸透して出て来る成分、豪雨の時など地表を流れて出て来る成分、この両者の中間の成分などに分類され、それらの成分がどのような形で流出してくるかは複雑である。例えば年流出率と洪水流出率とでは主たる成分は異なっている。

流出係数も広義には流出率の一種であるが、定義は若干異なる。合理式において、ピーク

流量  $Q_p$  ( $m^3/s$ ) は到達時間内の降雨強度  $r$  (mm/時), 流域面積 ( $km^2$ ) と流出係数  $f$  の積で表わされる.

$$Q_p = \frac{1}{3.6} frA \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで,  $(1/3.6) rA$  は流域への雨としての入力で, 3.6 は単位換算による係数である.  $Q_p$  が瞬時値であることが, 上記の流出率の定義との大きな違いである.  $fr$  という積でみると,  $f$  は降った雨の何%が流出として現れるかを示す係数と考えられるが,  $fA$  という積でみると流域の何%から流出しているかという係数とも考えられる. もし降った雨がすべて流出するなら  $f=1$  となる.  $f$  は降雨強度等によって変化し, 降雨強度が弱ければ  $f$  は小さいと推定される.

$f$  はまた流域の形状によっても影響されるかも知れないし, 常用されている  $f$  には安全係数のような要素もはいつているかも知れない. 常用されている  $f$  は  $f_1 \cdot f_2 \cdot f_3$  という積で,  $f_1$  は上に述べたように洪水の流出のため何%の雨又は面積が関与するかの係数であり,  $f_2$  は流域形状その他自然条件などにより修正せねばならない分に対する係数(木下武雄, 1974),  $f_3$  は安全係数のような意味の係数という形で構成されているのではないかと推量される.  $f_2$  は 1 と考えても, もし  $f_3$  すなわち安全係数が含まれたものが常用されるのなら, 今後の合理式の利用には注意が必要であり, これまで  $f_1 = 0.5$ ,  $f_3 = 1.2$  で,  $f = 0.6$  であった流域が, その開発と計画降雨の増加で  $f_1 = 0.9$  となれば  $f = 0.9 \times 1.2 = 1.08$  というふうに 1 を越える場合を想定する必要があるかも知れない. その意味で  $f_1$  を自然流域でも開発流域でも明らかにしておくことは大切である.  $f$  については物部長穂(1933)の値が広く用いられているが, たゞ大きい値をとればよいというのではなく, そのわずかなちがいが宅地造成の建設費に著しくはね返って来ることが武田宏(1980)によって報告されている.

$f$  は河川・下水道計画の分野などでは, 工種(地表の建設条件)等により詳細に分類・表示されて, 土木学会(1971)でとりまとめている. しかし, それらは外国の古い例から作り変えたものが多く, 現在の日本で十分な適用性があるかどうかは明らかでない. それらの検証は是非必要なのであるが, 現実には容易ではない. 計画対象となる洪水をひきおこす降雨は何十年に一度しか降らないので,  $f$  の再評価には何十年以上かかるということになる. そこで筆者(木下, 1982)は到達時間流出率を提案し, 小流域における実例を示した. 到達時間流出率  $f'$  の定義は次の通りである.

$$Q(t) = \frac{1}{3.6} f' \cdot r(t - T_c, t) \cdot A \quad \dots\dots\dots (2)$$

$Q(t)$  は時刻  $t$  の流量,  $r(t - T_c, t)$  は時刻  $t - T_c$  より  $t$  までの平均降雨強度で,  $T_c$  は到達時間である.

$$r(t - T_c, t) = \frac{1}{T_c} \int_{t-T_c}^t r(t) dt \dots\dots\dots (3)$$

雨量とはある時間で測られる。例えば「8時の時間雨量」とは7時から8時までの雨量である。従って  $T_c = 3$  時間として時間雨量を基礎に  $r(8-3, 8)$  を計算するときには  $dt = 1$  として、

$$r(8-3, 8) = \frac{1}{3} (r(6) + r(7) + r(8))$$

で求める。

この定義によれば、一回の洪水で任意個の  $f'$  が算出され、かつピーク流量  $Q_p$  に対する  $f'$  は定義から  $f$  と等しくなるので、 $f$  の解釈に大へん便利である。例えば、5時にピーク流量に達したとすれば、 $f$  は5時でしか求まらないが、 $f'$  は4時・3時・2時……で求められるので、時間の経過（又は降雨の変化）により  $f'$  がどのように変化して行くかがわかる。もし6時・7時までも降り続いたら、又はもっと降雨強度が増せば  $f$  がどんな値をとるかの傾向が推定され、経験したことのない豪雨を対象にした計画流量計算や、異常豪雨に対する防災対策樹立に大いに役立つ。

## 2. 到達時間流出率の特徴

到達時間流出率を用いるにはその特徴を理解して、欠点に影響されないように注意せねばならない。

(1) 雨量が急減したときには明らかに  $f' > 1$  となる。一般に流量のピークをすぎてからは注意を要する。極端な場合、雨が突然止めば  $f' = \infty$  である。

(2) 図1のような細長い長方形の不浸透流域を仮想する。後に浸透についても考察する。長方形時間分布の降雨があり、雨水の斜面流下速度を一定とする。流域幅1、流域長  $L$ 、降

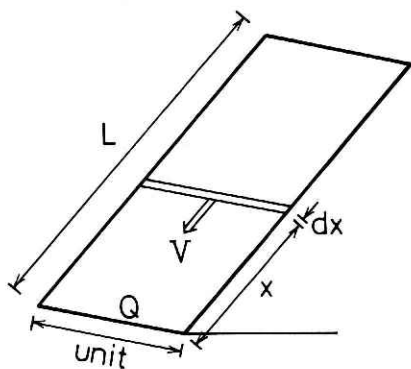


図1 仮想流域：式(4)，図2～5の説明用。  
Fig. 1 Idealized drainage basin with reference to Eq. (4) and Figs. 2~5.

雨強度  $r_0$ 、降雨継続時間  $T_r$ 、雨水の斜面流下速度  $V$  とおくと、降りはじめから時間  $t$  における流出  $Q(t)$  は

$$Q(t) = \int_0^L r\left(t - \frac{x}{V}\right) dx = \frac{L}{T_c} \int_0^{T_c} r(t - \tau) d\tau \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\text{但し} \begin{cases} r(t) = 0 & t < 0 \\ r(t) = r_0 & 0 \leq t \leq T_r \\ r(t) = 0 & T_r < t \end{cases}$$

$$T_c = L / V$$

$$\tau = x / V$$

とおける。流域幅を 1 とすれば  $A = L$  であるから流出高  $q(t)$  は

$$q(t) = Q(t) / A = Q(t) / L \quad \dots\dots\dots (5)$$

となる。流出高は降雨強度と同一の次元を持つので、長雨 ( $T_r > T_c$ ) の場合と短雨 ( $T_r < T_c$ ) の場合とで  $r(t)$  (一点鎖線)、(4)式から求められた  $q(t)$  (実線) を重ねてかくとそれぞれ図 2、図 3 のようになる。このような仮想流域での流出高  $q(t)$  に対して到達時間流出率  $f'$  を作ると必ず 1 となる。図 2、図 3 では到達時間  $T_c$  は明らかに示されているが、降雨ピーク ( $T_r$  の中点) から流出ピーク (BC の中点) までの時間の 2 倍が  $T_c$  となることは容易にわかる。ちなみに図 2 の時刻  $t$  において流出高は  $q(t) = r_0 t / T_c$ 、 $t$  における前  $T_c$  時間の平均降雨強度は  $r(t - T_c, t) = r_0 t / T_c$  であるから到達時間流出率

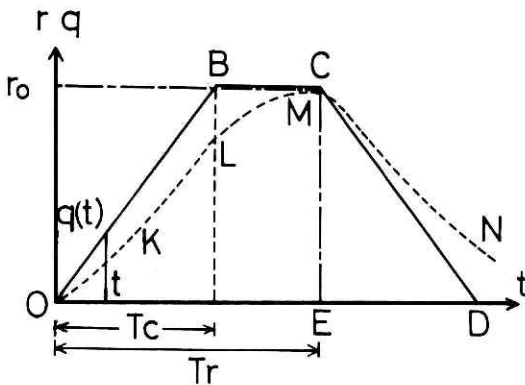


図 2 雨量 (鎖線) とそれによる仮想流域での流出高 (実線)。  $T_r > T_c$  の場合。

Fig. 2 Hyetograph (a chain line) and hydrographs (a solid line) from the idealized basin in the case of  $T_r > T_c$ .

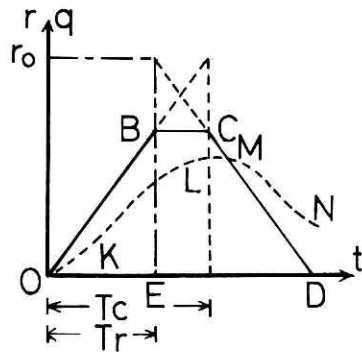


図 3 雨量 (鎖線) とそれによる仮想流域での流出高 (実線)。  
 $T_r < T_c$  の場合。

Fig. 3 Hyetograph (a chain line) and hydrographs (a solid line) from the idealized basin in the case of  $T_r < T_c$ .

$f'$  は

$$f' = q(t)/r(t - T_c, t) = 1 \dots\dots\dots (6)$$

となる。他の時刻でも同様である。

現実の流域では浸透があり、図2、図3では点線KLMNとなるであろう。従って、山形OBCDに対するKLMの比率が浸透斜面の到達時間流出率になる筈である。図上ではMはBCに達しているが、現実にはMがBCの高さの何%に達するかが豪雨災害に対する計画論において最大の関心事である。これに対しMNでは一たん浸透した雨水が流出（中間流出等）してくる場合で、図2、図3ではCDの上に出るので明らかに  $f' > 1$  である。

この関係を到達時間の降雨強度  $r(t - T_c, t)$ 、累加雨量  $\int r(t) dt$  との対応でみよう。

(a) 図4では到達時間降雨強度  $r(t - T_c, t)$  を横軸に、到達時間流出率  $f'$  を縦軸にとる。図2、図3の実線OBCD（不浸透の場合）は図4の上では実線OBCDのように移動する。

（図2、図3のOBは図4のOBに対応している。以下同様である。）図2、図3の点線KLMN（浸透の場合）は図4の上では点線KLMNのように移動する。MNがCDの上に出ることはすでに述べた通りで、 $f' > 1$  を意味していて、流出係数の意味の解明としては除外すべき範囲であろう。豪雨災害に対する計画論としては  $f'$  が1にどの程度近づくか、すなわちLMがBCに対しどのあたりに接近するかが大切な点である。

(b) 図5では累加雨量  $R = \int r(t) dt$  を横軸に、到達時間流出率  $f'$  を縦軸にとる。図2、図3の時間経過OEに対する不浸透の場合の  $f'$  は図5の上では実線OEDのように移動する。EからDへかけては累加雨量は増加しないため図5の横軸方向へは動かない。図2の点

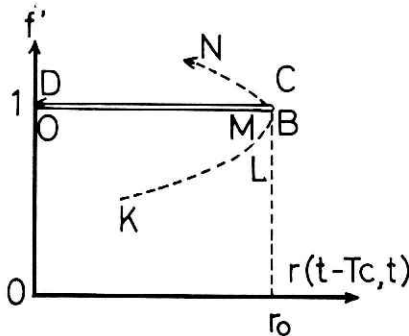


図4 降雨強度に対する到達時間流出率。実線：不浸透流域，点線：浸透流域（形状はともに図1の通り）。

Fig. 4 TC runoff coefficient against the rainfall intensity in the idealized basin. A solid line: impervious and a dotted line: pervious.

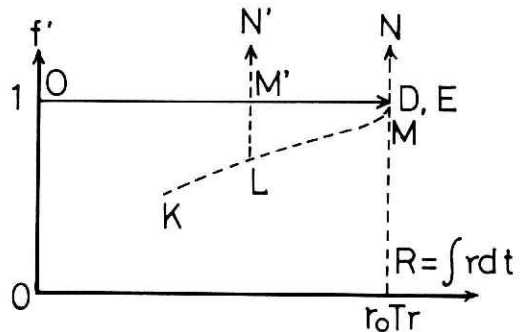


図5 累加雨量に対する到達時間流出率。実線：不浸透流域，点線：浸透流域（形状はともに図1の通り）。

Fig. 5 TC runoff coefficient against the accumulated rainfall in the idealized basin. A solid line: impervious and a dotted line: pervious.

線 KLMN (浸透の場合) は図5の上では点線 KLMN のように移動する。降雨終了 (E) 後で  $f' > 1$  となることを示している。図3は短雨 ( $T_r < T_c$ ) の場合で、図3の点線 KLMN は図5の上では  $KLM'N'$  のように移動する。なぜなら累加雨量が少ない時点 E で雨が止んでしまうからである。理想的な長雨 ( $T_r > T_c$ ) が降れば  $f'$  の変化が理想的に追求されるが、現実にはすべて短雨の場合で、このような  $KLM'N'$  とたどる傾向が普通であるから、豪雨災害に対する計画論においては KLM という点線の傾向を推定する必要がある。

(3) 自然流域は前節で仮想したような単純なものではない。前節では浸透を導入して、到達時間流出率の時間変化の特徴を定性的にみたが、この他、流域から長い水路を経て流出し洪水ピークにおくれが生ずる場合、凹地に一たん貯留されるのでおくれを生ずる場合などがある。狭小な流域ではある程度単純化が可能であるが、広い流域においてはこれらの効果が複雑に混入して到達時間流出率の意味を複雑にする。しかし、単純なおくれ効果の場合には、その分を平行移動して検討することも可能であろう。このことは合理式の流出係数がどの程度の面積の流域まで拡張できるかとも関連して重要なことである。

合理式は小流域において広く利用されていると言われる。流域の大小とは定性的な言葉ではあるが、数十  $\text{km}^2$  ぐらいを大小の境界として概略の議論をすゝめた。幾つかの流域について洪水を解析して、合理式適用の容易さを考えた。

(a) 大流域：流域の平均化作用で細かい変動が平滑される点は長所である。雨量ピークと流量ピークの対応がつけやすく、到達時間を決めやすい。

(b) 小流域：流域の地質・植物被覆・降雨分布が流域内では一様とみなして解析できる。河道貯留・凹地貯留の効果が少ない。

このことから本報告では到達時間流出率を用いて大流域の例について解析する。小流域については別に報告する予定である。

### 3. 合理式の流出係数を到達時間流出率で評価する方法

大流域ではこれまでも、あまり合理式は用いられていない。しかし、 $t_p$  をピーク発生時刻として、合理式を

$$Q_p = \frac{A}{3.6} \int_0^{T_c} \frac{f \cdot r (t_p - t)}{T_c} dt$$

とおけば合理式は単位図の一変形であるとみなされ (木下, 1972), さらにこれを一般化して到達時間流出率の解説を前節で述べた。

ここでは実例によって到達時間流出率  $f'$  がどのように変化するか、従って流出係数をどのように評価すればよいかを述べる。とり上げた流域は、

A: 草木ダム流域; 利根川水系渡良瀬川の上流にあり, 面積  $245 \text{km}^2$ . Q は貯水池流入量。

先新第3紀から更新世への深成岩などより成る。

雨量観測所7箇所（算術平均を流域平均雨量とする）

B：寄居上流流域；荒川水系で、面積927 km<sup>2</sup>，流量観測は棹浮子による。三波川変成岩など古生代の岩で有名な流域である。

雨量観測所7箇所（算術平均を流域平均雨量とする）

で図6に示す。この他の流域も検討はしたが、データが揃っていること等の条件からこの2流域を用いる。

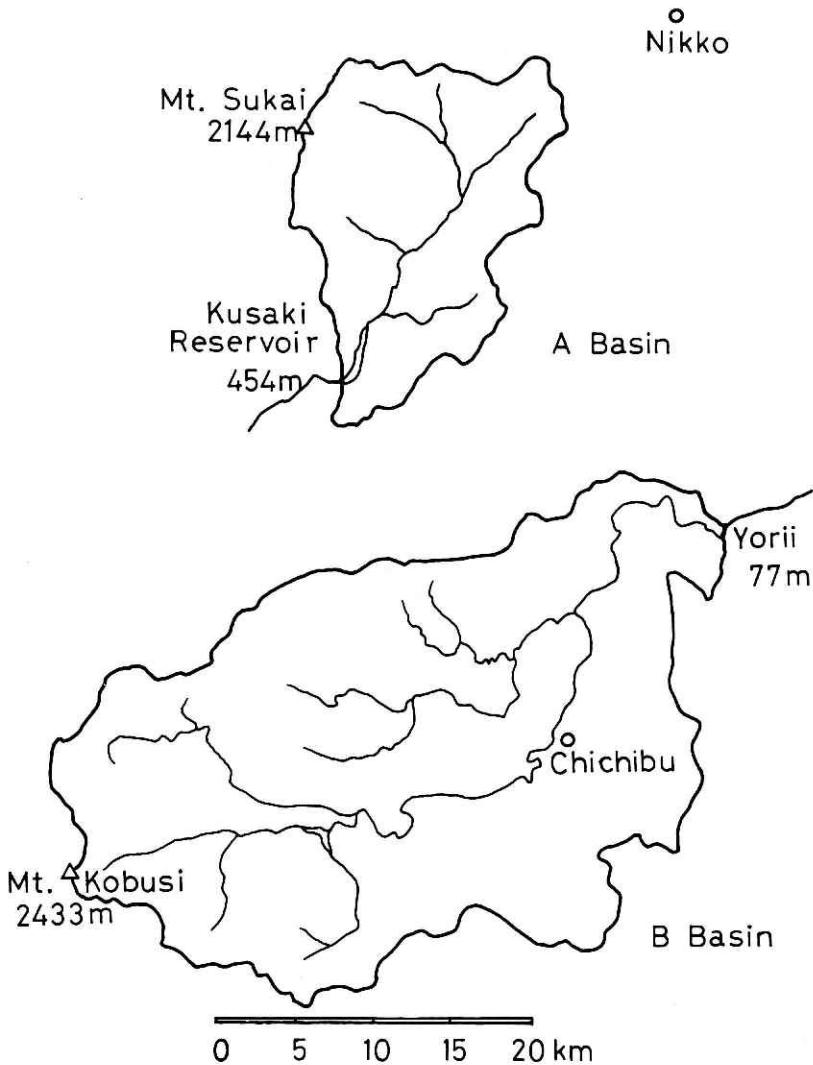


図6 とり上げた流域の形状.

Fig. 6 The drainage basins where data were obtained.



対象とした洪水はいずれも台風によるもので、

昭和56年8月台風8115号

昭和57年8月台風8210号

昭和57年9月台風8218号

である。いずれも流域平均総雨量としては250から350mm以上に及び近年稀な大洪水であった。

洪水流出率は表1の通りである。部分的に推定をしているので、他の報告と相違はあるかも知れない。

両流域で到達時間流出率を求めるに際し、到達時間を決めなければいけない。雨量ピークから流量ピークまでの時間  $T_g$  は表2のようになる。雨量は毎正時前1時間の時間雨量なの

表1 流域平均総雨量と洪水流出率。

Table 1 Areal averages of storm rainfalls (left column) and flood runoff ratios (right column).

		A 流域		B 流域	
		流域平均総雨量	洪水流出率	流域平均総雨量	洪水流出率
台風番号	8115	379 mm	0.73	300 mm	0.70
	8210	332	0.96	340	1.00
	8218	229	0.92	379	0.88

表2 流域面積と雨量ピークから流量ピークまでの時間。

Table 2 Areas of the drainage basins and the time from the rainfall peak to the discharge peak.

		A 流域	B 流域
流域面積		254 km <sup>2</sup>	927 km <sup>2</sup>
台風番号	8115	2.5 時間	4.5 時間
	8210	2	4.5
	8218	3.5 2.5	3.5

で0.5が付く。(例えば8時に雨量の最大値が記録されていれば7時30分が雨量ピークの時刻と考える) よって到達時間  $T_c$  は上表  $T_g$  の2倍と仮定してA流域で  $T_c = 5$  時間, B流域で8時間と決めた。こうして2流域×3台風=6ケースについて時々刻々の到達時間流出率

を求めた。

(1) 到達時間流出率  $f'$  の降雨強度に対する関係

解説は図4, 実例はA流域: 図7, B流域: 図8に示す. 図7では横軸に3時間平均の降

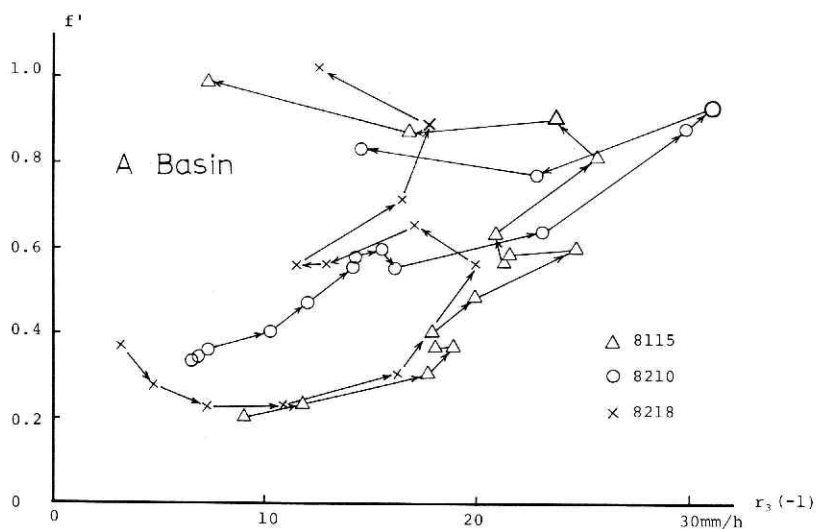


図7 A流域における降雨強度に対する到達時間流出率. 矢印は時間の経過を示す.

Fig. 7 TC runoff coefficient against the rainfall intensity in A Basin.

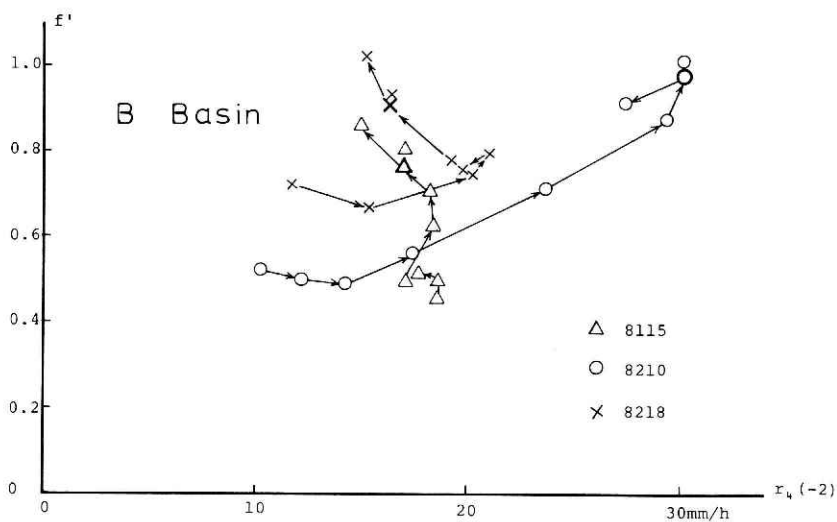


図8 B流域における降雨強度に対する到達時間流出率. 矢印は時間の経過を示す.

Fig. 8 TC runoff coefficient against the rainfall intensity in B Basin.

雨強度を1時間ずらしてある。すなわち  $f'(t)$  を縦軸に  $(r(t-3) + r(t-2) + r(t-1)) / 3$  を横軸にプロットした点の時間経過を示す。図8では横軸に4時間平均の降雨強度を2時間ずらしてある。すなわち  $f'(t)$  を縦軸に  $(r(t-5) + r(t-4) + r(t-3) + r(t-2)) / 4$  を横軸にプロットしてある。矢印は時間経過を示す。時間雨量は変動が激しすぎて横軸とするのに不適切、到達時間内雨量強度をとると平滑化されすぎの傾向がみられたので、Tgに近い値として上のように横軸のスケールを選んだ。図中の大きい記号は流量ピークに対する到達時間流出率を示し、合理式の流出係数と同じ定義のものである。図8においてその少し上に離してプロットされた点はダム調節分を補正したものである。結果は、

(a) 全般的に右上りになる。つまり降雨強度が強いほど到達時間流出率は大きくなる。

流域平均降雨強度 10mm / 時間前後  $f' = 0.5$ ,

” ” 20mm / 時間前後  $f' = 0.8$ 。

流域平均雨量強度 30mm / 時前後で  $f' = 0.9$  といえるだろうか。

(b) 降雨強度が弱まった時、左下りすなわち可逆的に到達時間流出率が減る場合と、左上りすなわち図4 MNで示した傾向を持つ場合とがある。

(c) 降雨強度が変わらないで何時間か継続すると到達時間流出率はゆっくり増加を続けることは図8・8115にみられる通りである。

(d) 少し細かくみると、降雨強度が一樣に増す 8210 では、しり上がりに  $f'$  が増して行き強度 30mm/h で  $f' = 0.9$  を越える。これは後方集中型の三角ハイエトグラフでは容易に到達時間流出率  $f'$  が増す傾向を示すものであろう。

(e) 2山洪水の場合は後方の方が  $f'$  が大きい。例：図7, 8218

(2) 到達時間流出率  $f'$  の累加雨量に対する関係

解説は図5, 実例はA流域：図9, B流域：図10に示す。図9では横軸に累加雨量  $\sum_{\tau=0}^t r(\tau)$ , 縦軸に  $f'(t)$  を目盛っている。図10では横軸を4時間前までの累加量  $\sum_{\tau=0}^{t-4} r(\tau)$  としてある。B流域では河道による遅れ効果を考慮したからである。図中の矢印は時間の経過を示す。図中の大きい記号は流域ピークに対する到達時間流出率を示し、合理式の流出係数と同じ定義のものである。図10においてその少し上に離してプロットされた点はダムによる調節を補正したものである。

(a) すべての矢印は右へ動く。全般的に右上りになる。つまり累加雨量が多いほど到達時間流出率は大きくなる。流域平均累加雨量が、

150 ~ 200mm で  $f' = 0.5 \sim 0.7$

250 ~ 300mm で  $f' = 0.8 \sim 0.9$

といえるだろうか。

(b) 2点の水平距離はこの時間間隔の降雨強度である。間隔が詰まった所では  $f'$  が増す傾

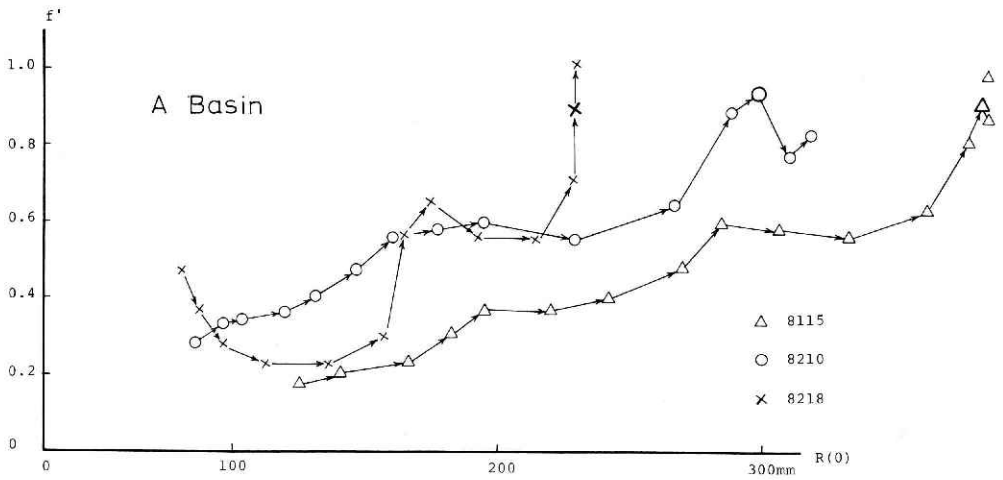


図9 A流域における累加雨量に対する到達時間流出率。矢印は時間の経過を示す。

Fig. 9 TC runoff coefficient against the accumulated rainfall in A Basin.

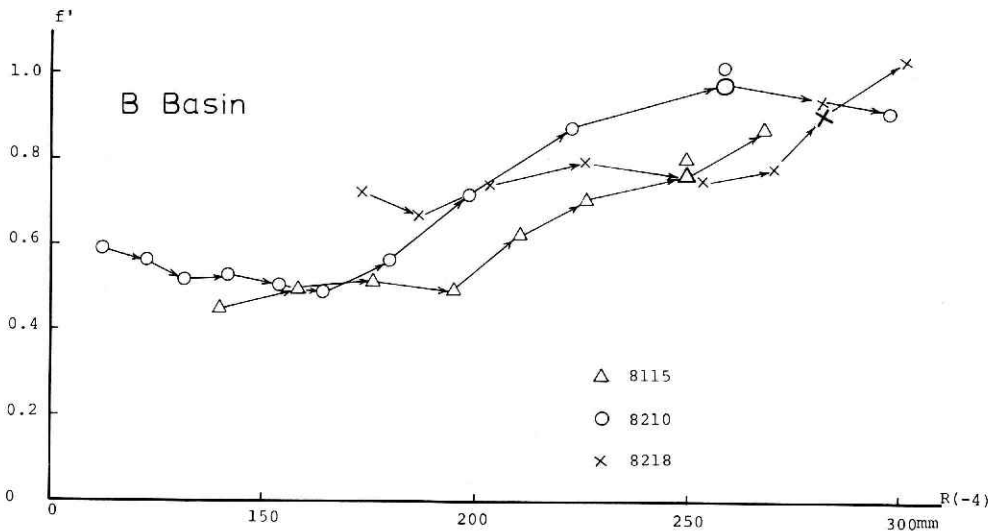


図10 B流域における累加雨量に対する到達時間流出率。矢印は時間の経過を示す。

Fig. 10 TC runoff coefficient against the accumulated rainfall in B Basin.

向がみられる。図5でも説明した点で、極端な場合は到達時間流出率が無意味になる。

(c)図9で8115を降雨量で約100mm左へずらすと8210とよく重なる。初期の雨量の算入のし方には注意を要する。この両洪水は右端で急に上昇する。図5でみるようなKLMという変化傾向だろうか。それに対し8218はKL'M'N'という傾向に対応するものだろうか。

(d)少し細かくみると右上りの傾向が段状に上っている。これは当センター大型降雨実験施

設での流出実験でもみられた結果であるが(木下・中根, 1977), 現象の規模が極端にちがうので両者の類似性について早急な結論はひかえたい。

(3) まとめ

合理式で用いる流出係数の意味を拡張した到達時間流出率を実際のデータに基づいて求め、降雨強度・累加雨量(ともに流域平均値)との対応で解釈を試みた。両流域では大まかに、

表3 降雨強度と累加雨量とによる到達時間流出率。

Table 3 TC runoff coefficient against the rainfall intensity and the accumulated rainfall.

累加雨量 降雨強度	150 ~ 200mm	250 ~ 300mm
20mm / h	約 0.5	約 0.8
30mm / h	約 0.7	約 0.9

と言えるようである。この例に示したものよりさらに大雨になれば  $f' = 1$  となることが十分予想される。今後雨の降り方など水文要素と関係して到達時間流出率の増加の傾向をさらに詳しく調べる必要がある。

4. 結論

筆者は到達時間流出率を提案し、それが雨の降り方によりどのように変るかを概略調べた。最近の防災構造物の計画に用いる外力として200年確率というような経験したことのない豪雨を採用しているが、このときにこれまでの経験された流出率・流出係数で十分であるかはわからない。しかも(1)式に示すように流出係数と雨量とは同じ程度に流量推定精度に効いてくる。少ないデータでこれらのことに結論づける一つの方法を提案したわけで、この結果は将来は大きな流出係数を豪雨災害対策に用いる必要を示唆している。

5. 謝辞

この解析の基礎資料は高水速報にある実測資料に拠った。困難な水文観測に従事された建設省及び水資源開発公団の方々には心から感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 土木学会 (1971) : 水理公式集. p. 121 及び p. 436 .

- 2) 木下武雄 (1972) : 各種流出モデルの比較. 土木学会水工シリーズ, 72-A-2.
- 3) 木下武雄 (1974) : 洪水計算の考え方 (I). 水利科学, No 97, p. 53.
- 4) 木下武雄・中根和郎 (1977) : 表面流出に関する研究 (その1). 国立防災科学技術センター研究報告 No 18, pp. 35~49.
- 5) 木下武雄 (1982) : 浦白川流出試験地における流出率・流出係数の変化. 国立防災科学技術センター研究報告, No 27, pp. 13~24.
- 6) 木下武雄 (1984) : 到達時間流出率を用いた流出係数の解明. 第39回年次学術講演会講演概要集, 土木学会.
- 7) 物部長穂 (1933) : 水理学. 岩波書店, p. 350.
- 8) 武田 宏 (1980) : 大規模工業団地計画における流出係数の考え方. 国立防災科学技術センター研究報告, No 24, p. 69.

(1984年6月6日 原稿受理)