

中小河川における豪雨出水の実時間危険度予知のための基礎的研究

——増水時流量の簡易予測法に関する検討——

友杉 邦雄

A BASIC STUDY TO FORECAST REAL-TIME RISKINESS DUE TO FLOODS CAUSED BY HEAVY RAINFALL IN MINOR RIVER BASINS

——Investigation on the Simple Method to Estimate Rising Discharge ——

By *Kunio TOMOSUGI*

Synopsis

It is one of the most important matters for real-time countermeasures such as flood-fighting and evacuation to forecast or nowcast a general condition of flood, especially of its rising limb, caused by heavy rainfall in minor river basins, where runoff is rapid and its observation system doesn't exist or is not so good as major rivers usually, as soon as possible based on information of rainfall including forecasted one.

From this point of view, a simple and graphic runoff estimation method which has two parameters, for the use in the rising period was derived based on the equivalent roughness method (the simplest kinematic wave model). Its application to the data of recent big-to moderate-sized floods in minor river basins (10 ~ 300 km² in area) showed the usefulness of the method. However, there are some problems in the method for its actual use, that are identification and stability problem of parameters.

These problems and related matters are discussed through a mathematical model analysis and data analysis, here.

1. ま え が き

一般に、大河川とくらべ、中小河川では降雨から流出までの時間が短く、また観測体制等も十分でないために出水の正確な予測はもとより、現況の把握さえ、容易ではない。人命・財産を保護する立場から、たとえ正確さは劣るとも出水の現況の把握および予測を行い、その危険性の程度を速やかに知る方法確立し、水防や避難等に役立てる必要がある。この場合、雨量情報（予測値も含む）の即時入手が大前提となるが、幸いにも近年、AMeDASやレーダ雨量計のデータがほぼリアルタイムに入手可能となっており、また各地方自治体でも雨量の観測体制は比較的整備されている。

以上の観点から本研究では、これまでに、まず、出水の危険度を判定する指標（出水ピークの大きさ、洪水到達時間、流量増加率など）の実態や予測法について資料解析的・モデル解析的に考察・検討¹⁾し、出水ピークと共に増水の仕方の把握・予知が第一義的に重要であり、それには降雨情報に基づく増水時の

刻々の流量の推算が必要であるとの結論に達した。ついで、この推算法として合理式のような簡明さが重要であると考え、簡単な等価粗度法に基づいた増水時流量簡易推定法（未知パラメータ2つの図式法、後述）を提案し、その妥当性の検証と問題点の検討を、中小河川における近年の出水の解析を通じて行った²⁾。その結果、方法としては妥当であるが、実用に際してはパラメータの評価等に問題があり、さらに検討が必要であることがわかった。

ここでは、以上の解析・検討の過程で得られた成果のうち特に重要と思われるものを簡単に示すと共に、今回上記のパラメータ（1つは洪水到達時間）が降雨・流域条件によりどの程度影響されるかといったパラメータの安定性あるいは特性の問題に注目し、簡単なモデル降雨の設定による理論的解析と多摩ニュータウン流出試験地における出水の解析により検討した結果について報告する。

以下、2.では出水波形特性に関する雨水流法によるモデル解析についてとりあげ、2.1に斜面流の基礎方程式と、上記の増水時流量簡易推定法を立案する契機となった特性曲線法による解を示し、2.2に流量の上昇率の表現式とピーク発生条件について、2.3では、その結果に基づいて従来から問題とされている洪水ピーク到達時間の評価法、および簡単なモデル降雨の設定により洪水到達（集中）時間の特性等に関して解析・検討した結果を示し、さらに合理式の妥当性についての再検討の結果についても言及する。ついで、3.で中小河川の増水時流量簡易推定法についての資料解析的検討をとりあげ、3.1に増水時流量簡易推定法を示し、3.2にはその方法の妥当性の検証の仕方と結果についての概要、3.3では多摩ニュータウン流出試験地における出水の解析により、特にパラメータの安定性に注目して検討した結果について示す。最後に、4.に今後の課題等を述べる。

2. 出水波形特性に関する雨水流法によるモデル解析

本研究では、従来から実用されている種々の流出解析法のうち、その物理性の故に優れているとされている雨水流法（kinematic wave 法、等価粗度法ともいう）をとりあげ、その最も基本となる（あるいは単純化された）モデル、すなわち相対した2つの一様等価な矩形斜面と、それから流入を受ける1つの一様河道からなる流出系モデルに、任意の関数形をした降雨強度分布（ただし、有効降雨で、空間分布は一様）を与えた場合について、斜面及び河道からの流出ハイドログラフが降雨の分布関数を用いて数式上どの様に表現されるか、またそれに基づき出水ピークの発生条件、ハイドログラフの上昇率に及ぼす降雨・流域条件、さらに洪水到達時間と合理式について再検討を試みたわけであるが、河道からの流出と降雨分布の関係は、式形が斜面のそれに比して格段に複雑となり¹⁾解析的考察が容易でない面が多々あること、またとくに中小河川では、斜面における変換過程が圧倒的に支配的であることから、以下では斜面における解析についてのみ示す。

2.1 斜面流の基礎方程式と特性曲線法による解

(1) 基礎方程式

よく知られているように雨水流法における斜面流の基礎方程式は次の連続の式、及び指数タイプの運動の式からなる。

$$\partial h / \partial t + \partial q / \partial x = r(t) \cdots \cdots \cdots (1)$$

$$q = a \cdot h^m \cdots \cdots \cdots (2)$$

ここに、 h ：水深、 q ：斜面単位幅当りの流量、 x ：斜面に沿う下流向きの距離、 t ：時間、 $r(t)$ ：有効降雨強度、 m 、 a ：共に定数で、流れが Manning の抵抗則に従う場合、 $m=5/3$ 、 $a=\sqrt{\sin \theta}/n$ (n ：Manning の粗度係数、 θ ：斜面が水平となす角度)、である。

式(2)を式(1)に代入した偏微分方程式の解は特性曲線理論により、次の連立常微分方程式の解となる。

$$dx/dt = amh^{m-1} \dots \dots \dots (3)$$

$$dh/dt = r(t) \dots \dots \dots (4)$$

(2) 特性曲線の式

式(3), (4)において, 初期・境界条件を $h(0, x) = h(t, 0) = 0$ とし,

$$\int_0^t r(s) ds = R(t) \dots \dots \dots (5)$$

とおくと, 特性曲線の式は次のようになる。

$$a) \quad 0 < t \leq t_{co}; \quad x - \xi = am \int_0^t R(s)^{m-1} \cdot ds \dots \dots \dots (6. a)$$

$$b) \quad t_{co} < t \leq D; \quad x = am \int_{\tau}^t \{R(s) - R(\tau)\}^{m-1} \cdot ds \dots \dots \dots (6. b)$$

$$c) \quad t > D; \quad x = am \left[\{R - R(\tau)\}^{m-1} \cdot (t - D) + \int_{\tau}^D \{R(s) - R(\tau)\}^{m-1} \cdot ds \right] \dots \dots \dots (6. c)$$

ここに, ξ : 特性曲線が $t = 0$ に出発する位置, τ : 特性曲線が $x = 0$ から出発する時刻, t_{co} : $\xi = \tau = 0$ を出発した特性曲線が下流端 ($x = L$) に到着する時刻, D : 降雨継続時間, R : 総雨量 ($= R(D)$) (Fig. 1 参照)。なお, ここでは上記のように $t_{co} \leq D$ の場合のみを扱う。それは $t_{co} > D$ となるのは一般に小出水の場合であるからである。

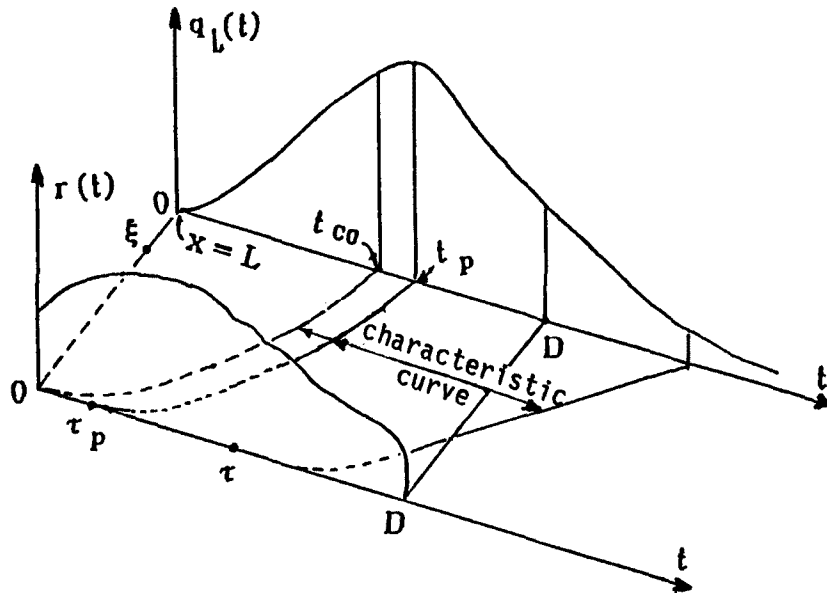


Fig. 1. Designations of the parameters and variables in the kinematic wave model analysis.

(3) 下流端流量の表示式

斜面下流端の流量 $q_L(t)$ は式(2), (4), (5) より次のように表せることが容易にわかる。

$$a) \quad 0 < t \leq t_{co}; \quad q_L(t) = aR(t)^m \dots \dots \dots (7. a)$$

$$b) \quad t_{co} < t \leq D; \quad q_L(t) = a \{R(t) - R(\tau)\}^m \dots \dots \dots (7. b)$$

$$c) \quad t > D; \quad q_L(t) = a \{R - R(\tau)\}^m \dots \dots \dots (7. c)$$

ここに, 式(7. b), (7. c) における τ は, それぞれ式(6. b), (6. c) で $x = L$ とした t の関数 (陰形式) であって, 通常は数値解法によらねばならない。

2.2 流量ハイドログラフの上昇率とピーク発生条件

(1) 流量ハイドログラフの上昇率について

累積雨量分布関数 $R(t)$ が連続微分可能とすると、下流端流量の変化率 dq_L/dt は、式(5)、(7) より次のように表せることがわかる。

$$a) \quad 0 < t \leq t_{co}; dq_L/dt = \alpha m R(t)^{m-1} \cdot r(t) \dots\dots\dots (8. a)$$

$$b) \quad t_{co} < t \leq D; dq_L/dt = \alpha m \{R(t) - R(\tau)\}^{m-1} \cdot \{r(t) - r(\tau) \cdot d\tau/dt\} \dots\dots\dots (8. b)$$

$$c) \quad t > D; dq_L/dt = \alpha m \{R - R(\tau)\}^{m-1} \cdot \{-r(\tau) \cdot d\tau/dt\} \dots\dots\dots (8. c)$$

ここで、式(8. a) は常に正 (上昇)、また $d\tau/dt > 0$ であるから式(8. c) は常に負 (下降) である。すなわち $q_L(t)$ のピークは $t_{co} \leq t \leq D$ の範囲内で発生することになる。よって、ハイドログラフの上昇率は式(8. a) ないし (8. b) で表現される。これらの値は、当然ながら α が大きいほど大きい。また $m=1$ (流れが線形) の場合は、 $d\tau/dt=1$ であるので、前者は $r(t)$ 、後者は $r(t)-r(\tau)$ が大きいほど大きい。通常 $m>1$ であるので、時刻 $\tau(\geq 0)$ から t までの累積雨量が大きいほど大きいこともわかる。問題は $r(t)$ が瞬間値であることで、実際には計測されないため、これらの式はハイドログラフの上昇率の予測計算には不向きであり、ハイドログラフの上昇部そのものを予測するのがよいといえる。

(2) ピーク発生条件について

次に、 $q_L(t)$ のピークが1つの場合について、式(8. b) の符号の状態別にピーク発生条件について考えると以下ようになる。

1) 式(8. b) が常に正の場合

このとき上記のことから、ピーク発生時刻 $t_p=D$ となり、尖ったピーク ($q_L(t)$ の微係数が不連続) となる。このようになる場合の $r(t)$ の分布形は単調増加型、または $r(t)$ のピークの起時 t_p が降雨終了間際にある単峰型と考えてよい。すなわち、後方集中型降雨である。

2) 式(8. b) が常にゼロの場合

これは、 $r(t)=r_0=\text{const.}$ の一様分布という特殊な場合で、 $t=t_{co} \sim D$ で $q_L(t)$ は一定の最大値 $r_0 \cdot L$ をとる。

3) 式(8. b) が常に負の場合

このとき $t_p=t_{co}$ となり、尖ったピークとなる。 $r(t)$ の分布形は単調減少型、または $t_p < t_{co}$ となる単峰型と考えてよい。すなわち、前方集中型降雨である。

4) 式(8. b) が正から負へ変わる場合

このときのピーク発生条件は $dq_L/dt=0$ より、次式(9) で与えられ、滑らかなピークとなる。 $r(t)$ の分布形は、 t_p が中程にある最も普通の単峰型、すなわち中央集中型降雨と考えてよい。

$$r(t)-r(\tau) \cdot d\tau/dt=0 \dots\dots\dots (9)$$

ここで、 $d\tau/dt$ は、式(6. b) で $x=L$ とおいた $t \sim \tau$ の関係式を $f(t, \tau)=0$ とすると、 $m>1$ のとき次のように表せることがわかる。

$$d\tau/dt = -(\partial f/\partial t)/(\partial f/\partial \tau) = \{R(t)-R(\tau)\}/\{\beta \cdot r(\tau) \cdot (t-\tau)\} \dots\dots\dots (10)$$

ここに、

$$\beta = (m-1) \int_{\tau}^t \phi(s) ds / (t-\tau) \dots\dots\dots (11)$$

$$\phi(s) = [\{R(s)-R(\tau)\}/\{R(t)-R(\tau)\}]^{m-2} \dots\dots\dots (12)$$

式(10) を (9) に代入し、 $t=t_p$ に対応する τ を τ_p と表せば、ピークの発生条件は結局次式となる。

$$\beta \cdot r(t_p) = \{R(t_p)-R(\tau_p)\}/(t_p-\tau_p) \dots\dots\dots (13)$$

なお、 $m=1$ (流れが線形) の場合は、式(6. b) より $d\tau/dt=1$ となるので、ピークの発生条件は、式(9) より $r(t_p)=r(\tau_p)$ となるが、これは石原・高樺⁹⁾が指摘し、従来より中小流域の洪水ピーク到達時間

$t_{pc} = t_p - \tau_p$ の図式推定法 (Fig. 2 参照) の根拠とされている関係である。

2.3 洪水到達時間の推定法と合理式の再検討

(1) 洪水ピーク到達時間

間の推定法について
 以上に得たピークの発生条件のうち、式(13)は、 β の値がわかれば τ_p の値、従って、 $t_p - \tau_p = t_{pc}$ は出水ピークの起時 t_p と雨量の時間分布記録から図式的に推定できることを示している。式(11)、(12)より、 $m=2$ のときは、 $\beta=1$ と一定であるが、 $m=5/3$

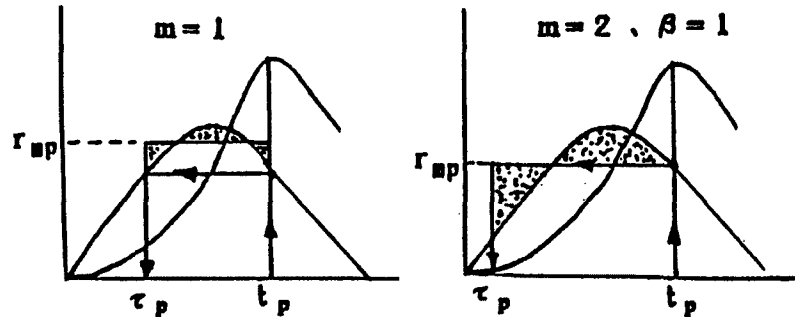


Fig. 2. Comparison between the two graphic methods to estimate the time of concentration for a flood peak.

のときは、降雨分布に依存する。そこで、種々の三角形分布を想定して数値計算したところ、通常、 $1 < \beta < 1.2$ の値をとることがわかった。Fig. 2には前述の従来方法 ($m=1$) と、 $\beta=1$ とした推定法 (影の部分の面積を等しくする) を示しているが、この新しい方法による t_{pc} の値は従来方法によるものより一般に大きめとなることがわかる。なお、前述の尖ったピークとなるやや特殊な場合 (現実には河道系の変換を受けるので尖ったピークは生じない) や一定の最大値となる特殊な場合にはこれらの方法は適用できないが、2) の一様分布型や3) の前方集中型の場合は $\tau_p=0$ なので、 t_{pc} は出水ピークの起時 t_p と雨量の時間分布記録から容易に推定できることは言うまでもない。問題なのは1) の後方集中型の場合であり、何か別の方法によらねばならない。

(2) 洪水到達時間と降雨・流域条件との関係

次に、 t_{pc} が雨量規模 ($t=\tau_p \sim t_p$ 間の雨量又は平均強度) やその時間分布特性、あるいは流域の特性 (L, a) とどのような関係があるか等についてモデル降雨の設定により検討した結果を示しておこう。

ここでは、モデル降雨としてその強度の時間分布が次式で表せるものを考えた。

$$r(t) = a \cdot t^z \quad (t > 0, a > 0, z > -1) \quad (14)$$

この分布形は、 $0 > z > -1$ のとき下向きに凸な単調減少、 $z=0$ のとき一様、 $z > 0$ のときは単調増加であるが、 $z < 1$ 、 $z > 1$ のときそれぞれ下向きに凹、凸となる。Fig. 3は $t=5$ hr. で $R(t)=150$ mmとなる場合について z をパラメータとしてこの分布形を例示したものである。このように簡単な関数形を与えても、式(6)をみればわかるように、 $\tau_p=0$ でないかぎり、 $t_{pc}=t_p - \tau_p$ を陽に含む解は一般的には得られない。そこで、一般に、 $t_{pc} \leq t_{co}$ (等号が成り立つのは2.1の2)、3)のとき) で、かつ両者の差はさほど大きくないので、ここでは t_{pc} のかわりに t_{co} の特性を見れば十分と考え、 $R(t)$ 、 L 、 a との関係を求めると、次のようになった。

$$t_{co} = \{m / (mz + m - z)\} \cdot G^{-1} \cdot R_{co}^{1-m} \quad (15)$$

ここに、 $G = a/L$ 、 R_{co} は式(5)に(14)を代入し、 $t=t_{co}$ とした値 $R(t_{co})$ である。この式より、 $m=1$ の場合、 $t_{co} = L/a$ となって降雨条件と無関係になるが、例えば、 $m=5/3$ の場合、次のようになり、洪水到達時間は雨量規模のみならず、その時間分布にも依存することが確認され、またその依存関係を知ることができる。

$$t_{co} = \{1 + (2/5)z\} \cdot G^{-1} \cdot R_{co}^{-2/3} \quad (16)$$

またこの式で $R_{co}/t_{co} = r_{co}$ とおき、平均強度 r_{co} との関係で表示すると次のようになる。

$$t_{co} = \{1 + (2/5)z\} \cdot G^{-1/0.6} \cdot r_{co}^{-0.4} \quad (17)$$

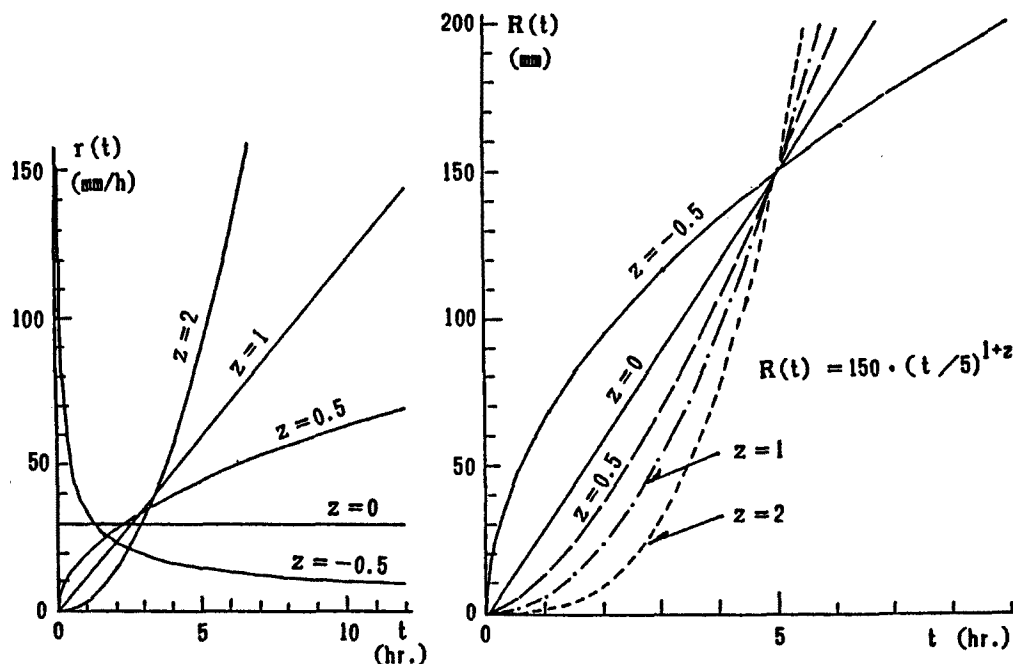


Fig. 3. Graphical examples of the rainfall intensity model, Eq.(14) and its accumulation, $R(t)$ (Eq. (5))

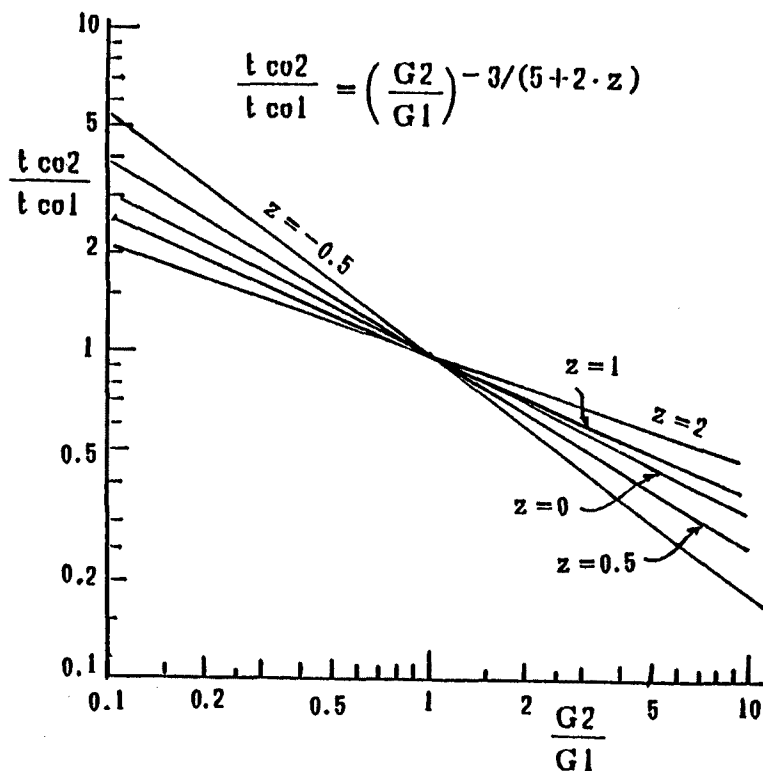


Fig. 4. Relations between $G2/G1$ and $tco2/tco1$ by the shape parameter z in Eq.(14). $tco1$ ($tco2$) corresponds to $G1$ ($G2$) in Eq.(16).

この式で、 $z=0$ （一様分布）とおけば、洪水到達時間とその時間内の平均雨量強度の関係として、従来からよく引用されているものに一致することは言うまでもない。従って、雨量の時間分布特性の多様性が、これらの関係の資料解析におけるばらつきの原因の1つとなっていることが理解される。

なお、こうした解析により、同じ降雨に対して $G = \alpha/L$ が何倍になれば、 t_{co} が何分の一になるかといった関係も知ることができる。Fig. 4は、 z をパラメータとして、 G の比と対応する t_{co} の比の関係を両対数紙に示したものであり、その関係式は同図中に示している。これによると、都市化

等に起因した G の変化による t_{co} の変化の度合は前方集中型降雨になるほど大きい、 G が数倍または数分の一になるといった極端な変化をしない限り、 t_{co} はさほど大きく変化しないことがわかる。

(3) 合理式について

このモデルにおけるピーク流量 q_{Lp} は、式(7. b) より一般に次式で表せる。

$$q_{Lp} = \alpha \{R(t_p) - R(\tau_p)\}^m \dots\dots\dots (18)$$

ここで、式(13) の値を r_{mp} とおき、さらに式 (6. b) で $x=L$ として上式から α を消去すると次式が得られる。

$$q_{Lp} = r_{mp} \cdot L / \gamma \dots\dots\dots (19)$$

ここに、

$$\gamma = m \int_{\tau_p}^{t_p} \Phi(s) ds / (t_p - \tau_p) \dots\dots\dots (20)$$

$$\Phi(s) = [\{R(s) - R(\tau_p)\} / \{R(t_p) - R(\tau_p)\}]^{m-1} \dots\dots\dots (21)$$

すなわち、 $m=1$ のとき $\gamma=1$ となるので、式(19) は合理式が厳密に成立することを意味する。 $m=5/3$ のときについて、 $r(t)$ として種々の三角形分布を与えて、数値計算したところ、 $\gamma=0.90 \sim 0.96$ 程度の値となった。従って、式(13) で定まる洪水ピーク到達時間に対して、合理式が近似的に成立するといえる。なお、式(13) による r_{mp} の値は、前述のことから従来の方法による値より小さめになることを考えれば、 $\gamma=1$ として従来の方法を適用することに、実用上概して大過がないこともわかる。ただし、厳密には、降雨の時間分布の効果がピーク流出係数に転嫁されることになることと理解しておくべきであろう。

なお、ここでは降雨の空間分布の効果については検討していないが、著者ら⁴⁾は以前にこのこと同じ流出系モデルに簡単な三角形分布をするモデル降雨を与えた場合について、やはり特性曲線法による解析的検討を加え、空間分布によりピーク流出係数が1を越えることもあり得ること等を指摘している。

3. 中小河川の増水時流量簡易推定法とその検討

中小河川における実時間出水対策に先立つ最大の問題は、雨量情報から時々刻々の出水の概況を速やかに知る方法にある。この方法として、計算機の高度な発達をみた今日では、従来から実用されている各種の流出モデルが利用できる場合もあろう。しかしこれらにも、観測資料のない流域におけるパラメータの同定問題があるのはもとより、一般に複雑であり、専門的知識を必要とするため、一般利用者には不安であり、また、重大なミスを犯しても気づかない恐れもあろう（このため、複数の流出計算法による相互チェックが必要とされる）。したがって、例えば合理式のような簡明な方法で、しかも物理性のあるモデルに基づいた流出計算法が好ましい。一方、出水の危険性の程度を判定するという観点からは、増水中の流量、殊に比較的高水時のものを時々刻々推定・予測することが第一義的に重要である。ここでは、前述のように上記のようなモデルとして、2.1 で示した雨水流法を最も適切と考え、その基本原理と従来の知識に基づいた増水時流量簡易推定法を提案し、資料の解析を通じて、その方法の妥当性の検証及びパラメータの同定問題に関する検討を行った結果を示す。

3.1 増水時流量簡易推定法

提案した増水時流量簡易推定法は、式(7. a)、(7. b) の両辺を L で除して流出高表示した式に基づくものである。これらの式は極めて単純なモデルに基づいているが、従来の経験によると、代表的斜面長（あるいは流下経路長）と等価粗度という概念の導入により、河道の効果が斜面のそれに比して無視できるような中小流域に適用でき、また大中出水では通常 Manning の抵抗則に従うとしてよいとされている。そこで、増水時流量簡易計算式として上記の式で斜面からの直接流出高を流域からのものと等しい

とし、 $m=5/3$ とした次式を想定し、出水ごとに、 $t-\tau=t_c=\text{const.}$ とし、次項に示す出水解析を通じてその妥当性の検証を試みたわけである。

$$Q_d(t)/A = G \cdot R_c(t)^m \dots\dots\dots (22)$$

ここに、 $Q_d(t)$: 直接流出流量、 A : 集水面積、 G : 流域特性係数 ($=a/L$)、 $R_c(t)$: 時刻 t までの洪水到達時間 t_c 内有効雨量で、直接流出の開始時刻 $t=t_0=0$ として、式で示すと以下のようである。

$$R_c(t) = R(t) \quad (0 < t < t_c \leq t_{co}) \dots\dots\dots (23)$$

$$R_c(t) = R(t) - R(\tau) \quad (D > t > t_{co} \geq t_c) \dots\dots\dots (24)$$

ただし、ここでは上記のように、 $t_{pc}=t_{co}=t_c$ と仮定するわけである。この仮定は厳密には少々無理があるが、データの精度や降雨記録の時間単位を考慮すれば、許されるであろうと考えたものである。

3.2 出水解析による妥当性の検証

(1) 資料の概要

主として妥当性の検証を目的として、解析の対象とした出水は面積にして10～300 km²程度の流域におけるもので、昭和30年代後半より最近までにわが国で生じたもののうち、原則として大中規模でかつ流量の実測資料のあるものである。これらの資料の出典は、主に災害調査研究の報告書類であり、数値データも示された若干のケース以外は、そこに記載されたハイトグラフとハイドログラフを拡大して読取り、解析に供した（これらの具体的内容は文献2）に譲る）。

(2) 解析の方法

まず、解析区間はハイドログラフの立上り時点 t_0 よりピーク時 t_p までとし、 t_0 以前の雨量は初期損失（二山目以降では無効雨量）として他の損失雨量は考慮しないことにした。流量は集水面積で除して流出高として扱い、基低流出の分離は原則として水平分離としたが、二山目以降の場合で、 t_0 の流出高が相当大きいときは、最後の山の同レベルからの低減曲線で分離した。ここで洪水到達時間 t_c がわかれば、時々刻々の R_c がハイトグラフから得られ、これと対応する $Q_d(t)/A$ を両対数紙上に前者を横軸にとってプロットすれば、式(22)が妥当ながら、これらの点は、Fig. 5に示すように勾配 $m=5/3$ の直線上にはほぼ並ぶはずである。問題は t_c の評価であるが、ここでは次のようにした。

まず、合理式における洪水到達時間の一般的な推定式として角屋⁵⁾の提案による次式、

$$t_{pc} = C \cdot A^{0.22} \cdot r_{mp}^{-0.35} \dots\dots\dots (25)$$

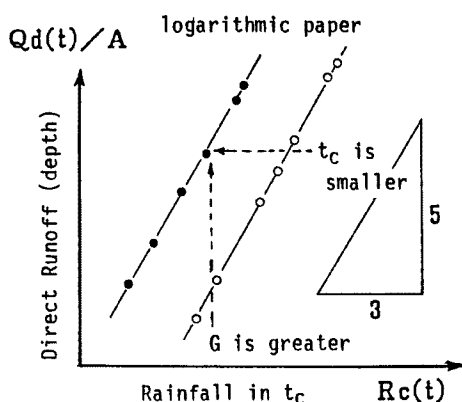


Fig. 5. Expected relations between $R_c(t)$ and $Q_d(t)/A$, when $m=5/3$ and $t_c=\text{const.}$ in Eq.(22), that is the proposed simple method to estimate rising discharge.

で、丘陵山林地域に対する $C=290$ としたものを t_c の初期値の目安として採用する。ただし上式の r_{mp} を求めるには、 t_{pc} が必要であり、まず前述の図式推定法のうち従来の方法によって概略値を仮定し、試行錯誤によりほぼ上式が成立するような t_{pc} を求めて t_c の初期値とするという意味である。この t_c は概して過小評価となるが、それは、 $t_0 < t < t_p$ では $Q_d(t)/A$ が $R_c(t)$ の増加関数であるという関係がピーク付近で成立しなくなることから知れる。また逆に、過大評価のときは、ピークの手前から前記の両対数紙上のプロット点の上昇勾配が顕著に低下することからわかる。すなわち、これらの図上判定条件のもとに t_c を試行錯誤的に決めた（データの制約上ほとんど1時間単位）わけである。なお、この t_c によるプロット点の図上勾配が $5/3$ より著しく大きくならざるを得ないケース（例えば降雨終了後にピークがくる場合）が若干

あった。その場合は、河道による遅れ時間 t_L を考慮して $R_c(t)$ に $Q_d(t+t_L)/A$ を対応させることにより勾配を小さくした。

(3) 流量推算式の妥当性の検討結果

上記の方法により得られた、各ケース（複数のピークの場合は各ピークを1ケースとして、全部で27ケース）についての Q_d/A と R_c の両対数紙上の関係²⁾は、ただ2つのケース（松浦川牟田部：昭和42年7月出水の二山目、六角川潮見橋：昭和55年8月出水）を除いて、いずれも流出高の大きいところで勾配 $m=5/3$ の線にほぼのとみなせることがわかった。また、河道による遅れ時間 t_L を考慮する必要のあったのは4ケースだけであった。この例外的なケースの前者は、記録によれば、いずれも上流部で氾濫が生じたとされている。また後者は、集水面積がそれぞれ、 $A=260$ （松浦川牟田部の二山とも）、 320 （檜内川鎧畑ダム） km^2 と、ここでの上位2位を占め、もう1ケースの松浦川川西橋の A は 130 km^2 であるが、緩流感潮河川として著名である。

以上のことから、 $A < 200 \sim 300 \text{ km}^2$ の通常の中小河川の場合、流出高の大きい危険な出水の流量推算式として、 $m=5/3$ 、 $t_L=\text{const.}$ とする式(22)は、妥当かつ有望と判断したわけである。なお、河道による遅れ時間 t_L を考慮する必要のある場合は予測上有利であることは言うまでもない。

以上、中小河川における豪雨出水の危険度予知のための簡便な流量推定法を提示し、その妥当性の検証結果について略述したわけであるが、これを大中出水の観測記録のない任意の流域に適用できるようにするには、流域・降雨条件のみからパラメータ G および t_L を推定する方法が問題となる。また同時にパラメータの安定性の問題がある。これらの問題は、流出モデル一般に共通する宿命的なものといえ、解決は容易ではないが、次に、これらの問題について、不十分ながら別のデータも加えて、若干検討を試みた結果を示す。

3.3 パラメータの推定法と安定性に関する検討

(1) パラメータの推定法について

まず、パラメータ G 、 t_L を推定する方法を探るための予備的検討として、上記の解析の結果として各ケースで得られた G 、 t_L それぞれの値と流域地形特性量（集水面積 A 、主河道長 L 、河道勾配 S やこれらの組合せ）、降雨条件（ピーク流量を与えた R_c など）との関係や、 G と t_L の関係を調べたところ、ここには示さないが、理論的または経験的に期待される相関は見られたものの、いずれもばらつきが相当大きくなった。このことは、式(25)に導入されているような流域の地被状態に関する要素が G 、 t_L に大きく関係していることを示唆している。ところが、前記の解析対象ケースについてこの要素を把握するのは、地被状態が経年変化することもある、極めて困難である。同時にパラメータの安定性の問題も検討したい。すなわち、長期のデータが整備されている流域が必要である。しかし、こうした解析に十分な条件を備えたものは多くない。ただ、建設省土木研究所発行（昭和60年）の「多摩ニュータウン試験地水文観測資料」は貴重なデータを提供してくれた。これは多摩ニュータウンにおいて、昭和44年の大規模開発着手と同時に、都市化による流出特性の変化の水文学的意味を明らかにする目的で設けられた複数の流出試験地における昭和59年までの水文観測資料のまとめであり、流域の地被状態の情報も記載されている。以下では、このデータのうち、比較的大きな流域におけるものについて主としてパラメータの安定性の問題に注目した解析結果を示す。なお、他の試験流域（多摩ニュータウン試験地以外のものも含む）についても同様な解析を行ったが、情報不足等のため以下に示すものほど検討ができなかった。

(2) パラメータの安定性に関する解析

ここで解析の対象としたのは、Fig. 6に示す多摩川右支川大栗川報恩橋地点（ $A=42 \text{ km}^2$ ）、およびその部分流域乞田川車橋地点（ $A=13 \text{ km}^2$ ）における比較的大きな出水（ピーク流出高 10 mm/hr. 以上）7ケースづつである。Fig. 7およびFig. 8にそれぞれ、それらの流出高ハイドログラフと代表的雨量観測点（Fig. 6参照）におけるハイエトグラフを示す。ただし、前者の観測時間単位は降雨、流量共に1時

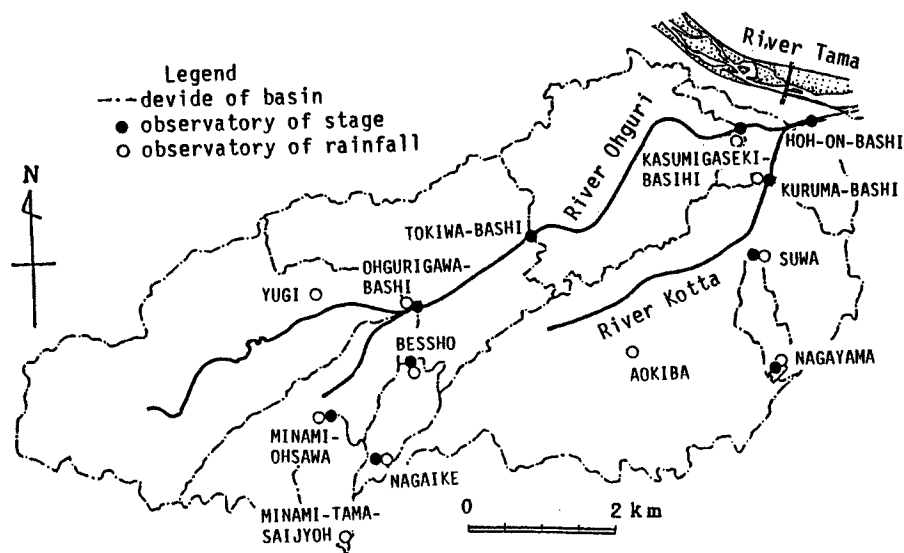


Fig. 6. Map of the experimental basins in the Tama New Town.

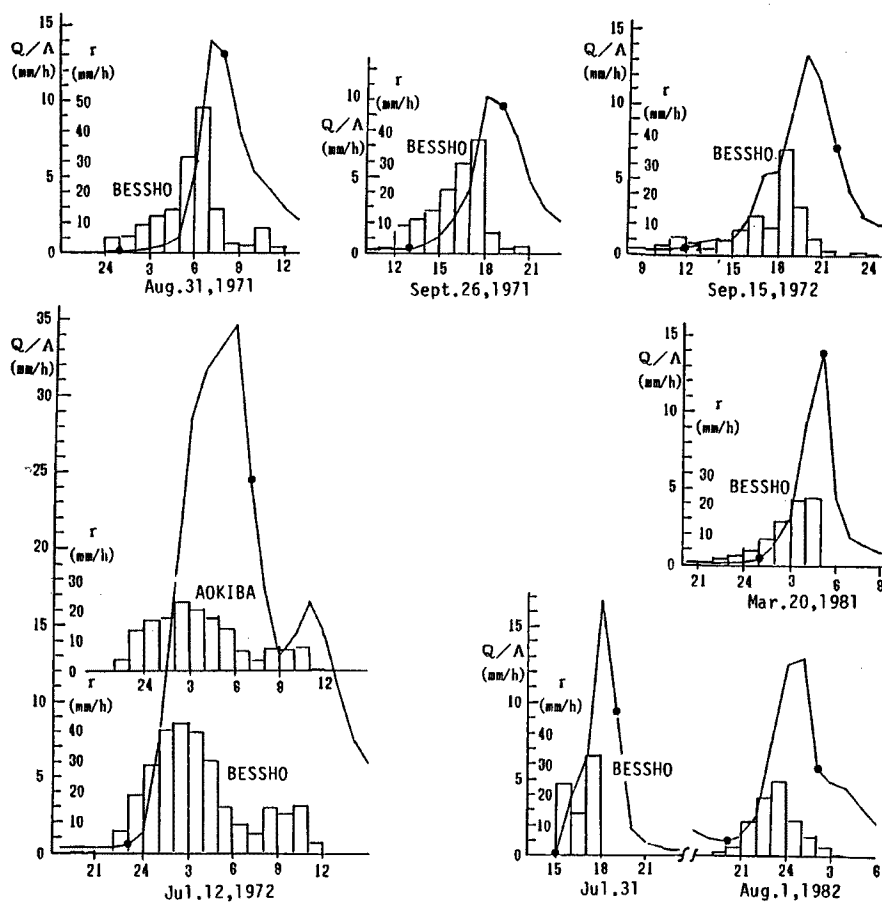


Fig. 7. Observed hourly hyetographs and hydrographs in the Ho-on-bashi basin. These floods are selected for the analyses shown in Fig. 9. Black points on the hydrographs show the interval of the analyses.

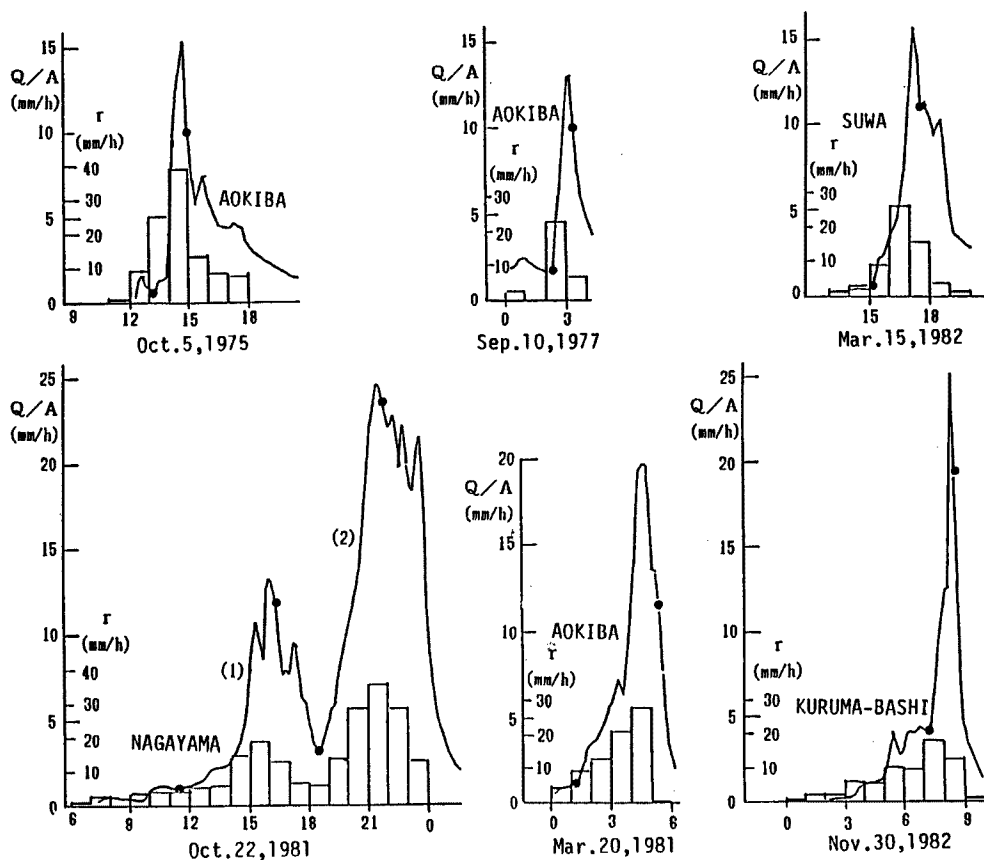


Fig. 8. Observed hourly hyetographs (translated from 10-minutely records) and 10-minutely hydrographs in the Kuruma-bashi basin. These are selected for the analyses shown in Fig. 10. Black points are same as Fig. 7.

間、後者については共に 10 分であるが降雨の方は 1 時間単位で図示した。なお、 $R_c(t)$ を求めるためのハイトグラフは各出水で有効なそれぞれの流域内の地点雨量記録（2～5 地点）から単純平均したものである。すなわち、前者は 1 時間単位、後者は 10 分単位である。なお、これらの各ケース以外についても同様な解析を行ったが、とくに降雨の空間分布が不均一な場合、思わしい結果が得られなかった。

Fig. 9, Fig. 10 はそれぞれ、大栗川報恩橋地点、乞田川車橋地点における上記の出水について $R_c(t)$ と $Q_d(t)/A$ の関係を両対数紙にプロットしたものである。プロットの時間区間は Fig. 7, Fig. 8 のハイドログラフ上に黒丸で示してあるように立上り時点からピークを若干過した時点までであり、プロットの時間単位は前者が 1 時間、後者は 10 分である。

まず、図中に示された t_c の値をみると、報恩橋のものは、1971 年（昭和 46 年）～1982 年（昭和 57 年）の約 10 年間にわたる都市化の進展により、4～5 hr. であったものが 3 hr. と 1～2 時間短くなっているようである。この結果は従来指摘されていることと一致し妥当と思われる。一方、車橋では 1975 年～1982 年の間、50～60 分とほとんど一定となっていて、一見解釈に苦しむ。しかし、乞田川車橋上流域の開発・都市化が最も早期に着手され、例えば、市街地面積率で見ると、1970 年に 9.8% であったものが 1975 年には 28.9%、1980 年で 38.6% となっていることを考慮すれば、2.3 (2) の最後に示したモデル解析の結果と合せて、上記の結果はほぼ妥当なものといえよう。すなわち、 t_c は流域条件が大幅に変らない限り、比較的安定しているようである。

次に、 G についてであるが、ここではその数値を示していないが、勾配 5/3 の直線（図示したのはお

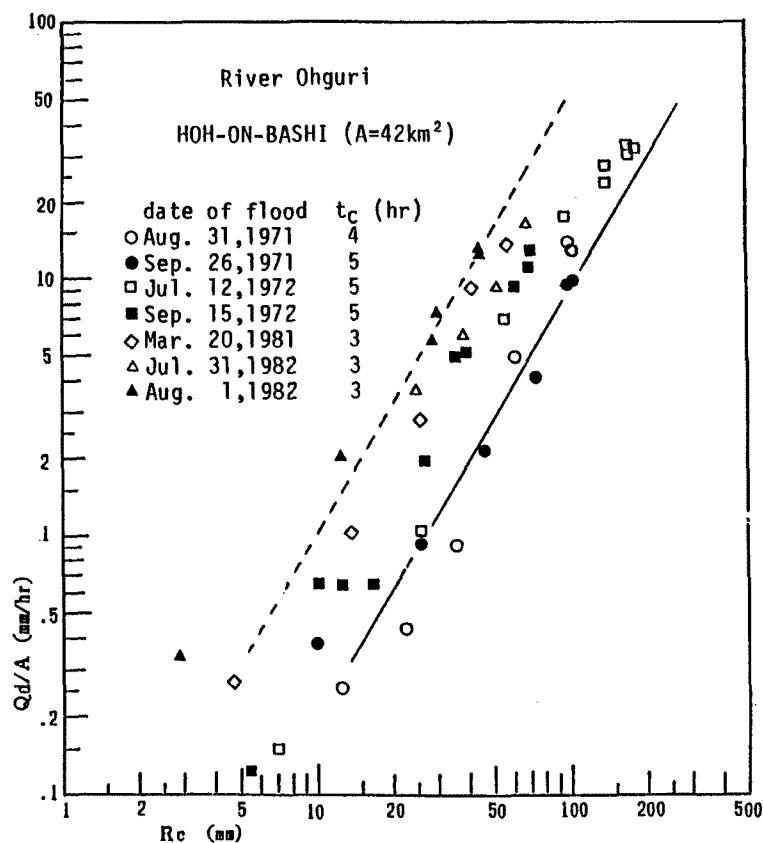


Fig. 9. Relations between $R_c(t)$ and $Q_d(t)/A$, and the estimated t_c 's for the floods shown in Fig. 7. Two straight lines of inclination 5/3 show a rough range of G .

よその変動幅を示す2本のみ)が $R_c=1$ (mm)で Q_d/A 軸を切る値であるから、報恩橋のもの (Fig. 9) は、都市化の進展により徐々に大きくなる傾向が認められるが、車橋のもの (Fig. 10) では1977年 (昭和52年) 頃を境として、一気に大きくなったのちは比較的安定していることがわかる。ただし、後者の流域で昭和52年頃を境として、都市化が急激に進展したわけでもない (昭和52年の市街地面積率は37.0%) ので、この点については解釈が難しく、検討の余地がある。なお、同図で△印で示した1981. 10. 22 (2) の出水は二山目の出水で、▲の一山目のものより G がやや大きくなっている (t_c も10分短くなっている)。同様のことが3. 2で述べた他のケースにもみられ、このことは流域表層の湿潤状態も G に関係することを示していると解釈される。この点については、友納ら⁶⁾により、等価粗度係数の変化という観点から同様の指摘がされている。

以上の検討から、パラメータ G 、 t_c の推定、およびその安定性については等価粗度法におけると同様の問題があり、とくに流域表層の湿潤状態の情報の重要性と、さらなる観測研究の必要性を示唆しているといえよう。

4. あ と が き

以上、本研究では中小河川における豪雨出水の急激性に鑑み、予測値を含む雨量情報が実時間に得られ

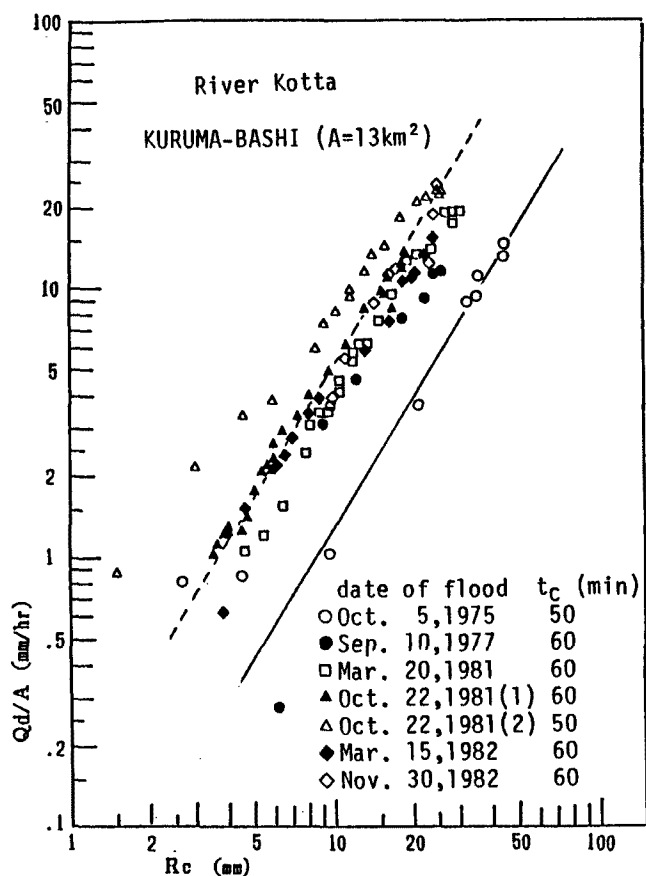


Fig. 10. Same as Fig. 9, but for the floods shown in Fig. 8.

ることを前提にして、できるだけ早期にその危険度を知る方法を確立することを目標として、まず、これまでに行った出水波形特性からみた出水の危険性の指標についての一般的考察とその実態の資料解析的検討の結果問題となった点について、雨水流法によるモデル解析を通じて検討を行った結果を示した。ついで、これらの検討の過程で思い付いた中小河川の増水時流量簡易推定法の提案とその妥当性の検証ならびにパラメータの同定問題に関する資料解析的検討の概要を示した。

ここに得られた成果のうち、とくに中小河川の増水時流量簡易推定法の実用化は重要と考えられ、そのパラメータの推定法、およびその具体的運用法の確立を今後の重要課題としたい。

最後に、本研究を遂行するに当たり、貴重な助言を頂いた当研究所教授石原安雄先生（現豊橋技術科学大学建設工学系教授）、ならびに資料の整理・解析の援助を願った京都大学工学部学生、宮北憲治（現 K. K. 奥村組）、富山勝熙（現 K. K. リクルート）の諸君に深甚の謝意を表する次第である。また、本研究は、文部省

科学研究費補助金（重点領域研究(1)）（研究代表者 京都大学工学部 高棹琢馬教授）の援助を受けたものであり、ここに合わせて謝意を表する。

参考文献

- 1) 友杉邦雄：豪雨による急激な出水の発生条件の解析，昭和 62 年度科学研究費補助金（重点領域研究(1)）研究成果報告書「豪雨出水の実時間予測と制御に関する研究」（研究代表者高棹琢馬），1988，pp. 30～35.
- 2) 友杉邦雄：中小河川流域における豪雨出水の増水時流量簡易推定法の検討，昭和 63 年度科学研究費補助金（重点領域研究(1)）研究成果報告書「豪雨出水の実時間予測と制御に関する研究」（研究代表者高棹琢馬），1989，pp. 39～46.
- 3) 石原藤次郎・高棹琢馬：単位図法とその適用に関する基礎的研究，土木学会論文集，第 60 号，別冊 3-3，1959.
- 4) 友杉邦雄・石原安雄：降雨分布特性が出水波形特性に及ぼす効果——要素的直接流出場の水理モデルの解析解による検討——，京都大学防災研究所年報，第 29 号 B-2，1986，pp. 193～215.
- 5) 角屋 睦・福島 晨：中小河川の洪水到達時間，京都大学防災研究所年報，第 19 号 B，1976，pp. 143～152.

- 6) 友納寛幸・虫明功臣・柳原和憲・阿部令一：多摩ニュータウン流出試験地における流出モデルのパラメータと都市化による相違，第31回水理講演会論文集，1987，pp. 5～10.