

実用的な流出解析の適用手法に関する研究
Study on Application of Some Useful Runoff Analyses

建設省 土木研究所 佐合純造
利根川誠
吉野文雄

1. まえがき

現在、実用に供されている洪水流出モデルは数多いが、特にその中でも等価粗度法、貯留関数法、合理式がこの大半を占めている。これらの流出モデルを実際に対象とする流域に適用する場合には、なんらかの方法でこのモデル定数を推定し、これに基づいて計算流量を算定することになる。これらの流出モデルには従来より経験的にモデル定数についての設定方法や推算式が示されているが、特定流域の結果であったり、各流出モデル間の整合が十分とられないまま利用されている例もみられる。

本研究では、上述の点をふまえ、全国流出試験地資料を用いて、まず、流域、洪水ごとのバラツキを考慮して流出モデル定数の汎用化やモデル間の整合をはかることを目的にこのための問題点の抽出や推算式を提示した。

さらに、前記の検討の段階で出たバラツキの原因と程度について2~3の例をもとに評価・検討を行い、流出モデルの精度のめやすについて考察した。なお、今回の検討では河道定数は除外し、流域定数のみを検討対象とした。

2. 各流出モデル実用上の問題

2-1 対象データ

本研究では、全国流出試験地で得られた過去約10年間の水文データを中心に検討を行った。全国流出試験地は、全国13ヶ所にあり、雨量・流量データを中心に資料収集を行っている。流域特性は表1に示すとおりであるが、このうち、流域土地利用状況は自然流域・開発途上流域・都市流域に分けられるが、より明確にするため、以下の検討では都市化率なる指標でこれを定量的に表現した。都市化率は宅地造成など人工が加わった流域内の面積率をパーセント(%)で表示したものである。

今回利用したデータは各試験地の主要5洪水で、雨量・流量とも10分ごとに整理されたデータである。

また、洪水流出成分は、水平分離法により算定し、一定率法により有効降雨を求めた。

2-2 等価粗度法

等価粗度法は、周知のように、マンニングの抵抗則を流域まで拡大適用して、流出解析を行うものである。流域モデルの基本式を式(1)に示す。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial q}{\partial x} &= \frac{10^{-6}}{3.6} r_e \\ h &= \sqrt{\frac{N}{1}} q^{0.6} \end{aligned} \right\}$$

表1 流出試験地一覧

試験地	河川	水位・流量観測所	流域面積 km ²	雨量観測点数	開発状況	都市化率
北広島	輪厚川	輪厚川	23.96	2	P	35.5
	香江別川	香江別川	9.67	2	P	36.7
京	京	駒歌橋	6.37	3	P	23.3
	京	ひより台	0.32		U	10.0
	京	佐保山	1.97			0
中		倉田	224.6	4	P	
魚野川	魚野川	堀之内	1364.0	5	N	
鹿曲川	鹿曲川	天神	50.0	2	N	2.8
黒部川	黒部川	弥太蔵谷	18.2	4	N	0
庄内川	香流川	猪子石	26.99	2	P	62.7
	香流川	岩作	10.415		P	48.9
	植田川	植田	17.99	2	P	77.7
	植田川	町田	9.40	2	P	84.1
	山崎川	山崎	13.48	2	U	96.2
平城 New Town	山松川	旧 No. 1	1.874	1		3.4
	山松川	No. 1	1.87	1	N	6.2
	渋谷川	No. 2	2.56	1	P	0.2
	渋谷川	No. 3	1.91	1	N	0.3
	渋谷川	No. 3	1.75	1	U	0.3
渋谷川	No. 5	0.362	1		10.0	
落合川	堀木川	溝本	1.24	2	N	35.4
奥野井	奥野井谷川	大内	8.0	3	N	0
敷 New Town 戸	一ノ瀬川	No. 1	1.81	3	P	8.5
	一ノ瀬川	No. 2	0.255		N	0
	一ノ瀬川	No. 3	1.01		N	
	一ノ瀬川	No. 4	0.146		U	85.0
名 New Town 栗	大瀬川右支川	南大沢	0.968		N	1.8
栗 尻 成	山口川	山口	3.12		N	0
	山口川右支川	祖父ヶ崎	0.158		N	

ただし、 h ; 水深 (m), q ; 流量 ($m^3/s/m$), re ; 有効雨量 (mm/hr), N ; 等価粗度 ($s/m^{1/2}$), i ; 斜面こう配

式(1)中、等価粗度(N)を推定することが解析の基本となる。 N をこれまでの研究から流域の都市化が進むと、小さくなることが知られている。しかし、その他の要因によっても変化しうる可能性があり、たとえば、角屋らは、流域分割による N の変化についても検討している。

ここでは、前述した全国流出試験地の主要5洪水ごとに N を推定した。この結果、流域別だけでなく、洪水によってもバラツキが多く見られ、特に図1より洪水規模との関連が大きいことが認められた。図1は流域ごとに洪水ピーク流量 Q_p (mm/h)と N の関係を示したもので、以下の関係が見られた。

$$N \propto Q_p^{-1.2} \quad (2)$$

これは、洪水規模が大きくなると N が小さくなる。すなわち流れが速くなることを示している。これは、 $h \propto q^{0.6}$ で固定されているため、洪水規模の違いによる流出形態の変化が N に集約されて表現されたとも考えられる。しかし、洪水規模の違いによる N の適合性の良否は明らかでない。

この結果から、とりあえず、洪水規模を $Q_p = 10mm/hr$ に設定して流域ごとに $Q_p = 10mm/hr$ に相当する N を求めて、これと都市化率との関係を整理した。この結果を図2に示す。バラツキはみられるものの、自然流域から都市流域に対して、 $N = 0.3 \sim 0.02$ の差がみられる。

以上のように、 N は都市化だけでなく、 Q_p による変化もみられることがわかった。

その他、 N と流域規模との関係を知るために、図3に示す流域面積 A (km^2)と N との関係を求めたが、明確な結果は得られなかった。しかし、同一流域で本支川の同様の関係を求めると、一例ではあるが、図4に示すような

$$N \propto A^{-0.15 \sim -0.24} \quad (3)$$

が認められた。

2-3 貯留関数法

貯留関数法は、昭和38年、木村氏が提案して以来、建設省等で実用化されており、洪水計画や予測計算にもっとも多く利用されているモデルの一つである。しかし、いまだ定数推定方法や標準化はかならずしも十分ではなく経験的な手法や値に基づいていることが多い。基本式は式(4)に示すとおりである。

$$\left. \begin{aligned} S &= KQ^P \\ \frac{ds}{dt} &= re - Q \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

ただし、 S ; 流域貯留量 (mm), Q ; 流量 (mm/h), re ; 有効雨量 (mm/hr), K, P ; 定数、この他定数として遅れ時間(T_L)がある。

まず、全国の河川で計画に用いられているモデル定数 K, P, T_L 及び計算のための単位流域面積につい

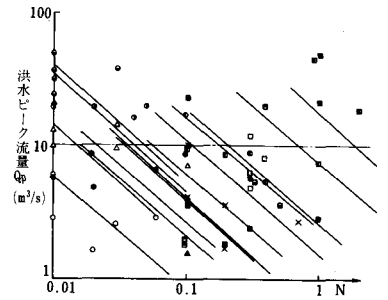


図1 N値と洪水規模(洪水ピーク流量)

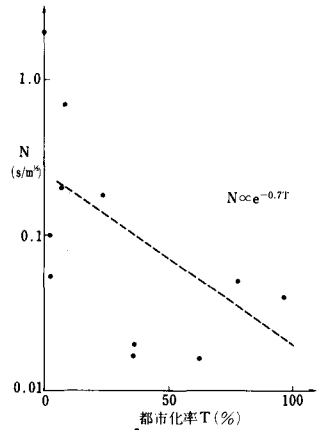


図2 Nと都市化率

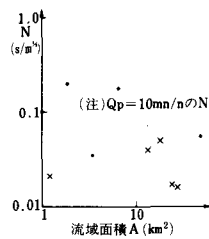


図3 流域規模とN

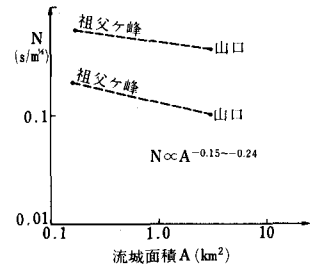


図4 本支川とNの関係(衰筑波試験地)

て、値を整理した結果を図5に示す。²⁾

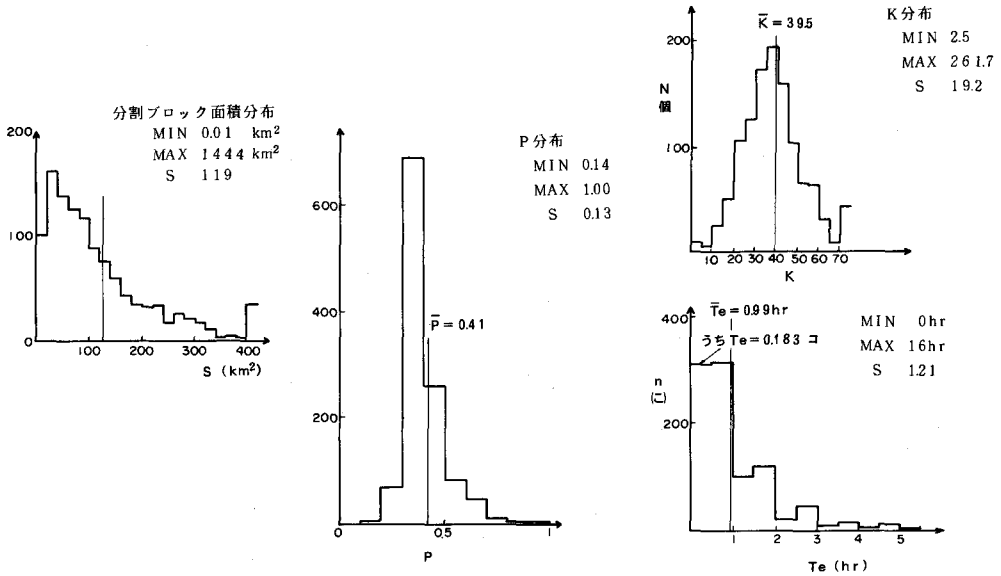


図5 全国直轄河川貯留関数法パラメータの特性

流域単位は平均120 km²、Kは平均約40、Pは平均約0.4、またTeは平均約1hrであるが、流域によるバラツキは大きい。また、KとPと単位流域(A)の間には相関があり、式(5)に示すような相関式が得られた。²⁾

$$K = 10.8 P^{-0.98} A^{0.067} \quad (\text{重相関係数 } 0.585) \quad (5)$$

このような現状に考がみ、表1の全国流出試験地洪水データにより、K、Pの評価を行った。(Teについては、試験地規模(A=13km²)や精度面から、すべてTe=0と固定して扱った。)その結果、図6に示すように、次式(6)の関係を得た。²⁾

$$K = \alpha P^{-1.3} A^{0.4P} \quad (6)$$

上式は、土地利用状況により、自然流域では $\alpha = 2.1$ から都市流域 $\alpha = 0.42$ まで変化する。また流域規模(ここでは、流域面積A(km²)で代表している)やPによっても、Kが変動する。なお、洪水規模によるK及びP値への影響は顕著ではなかった。

① P = 0.3

② P = 0.6

③ P = 1.0

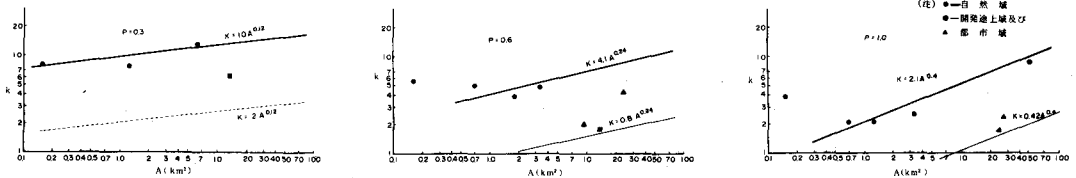


図6 K(P別)～流域面積(A)～土地利用関係図

Pについては、式(6)では、 $0 < P \leq 1$ の間で自由に变化させうるが、この中でもより適合度の高いP値が存在するはずである。特にP値は、モデルの非線型効果を表わすため、この値の大小は計画時のピーク流量に直接反映する可能性がある。図7はピーク流量誤差(e_p)、全体相対誤差(e)で対象洪水についてPの整数値ごとに $e \leq 0.2$ 、 $e_p \leq 0.2$ におさまった数の分布を示したものである。これにより、Pについて、P 0.6の場合が比較的適合度がよいことが示された。

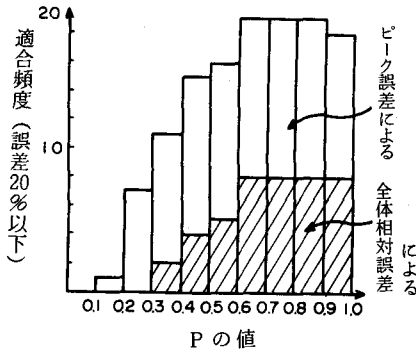


図7 Pの適合度評価

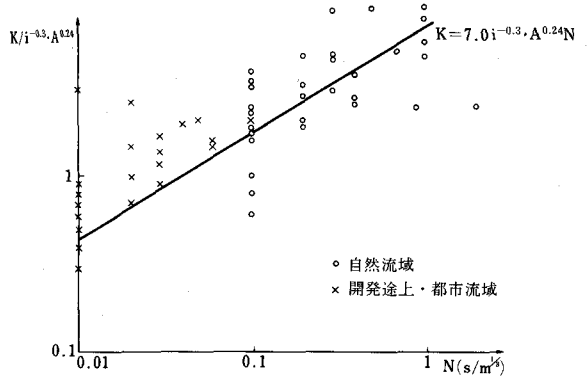


図8 KとNの関係

ここで、さきの等価粗度法のモデル(N)とK(P=0.6の時の適合値)の関係を示した結果を図8に示す。図よりはほぼ下式が得られる。

$$K = 7.0 i^{-0.3} A^{0.24} N^{0.6}$$

ただし i ; 流域こう配, N (s/m²), A (km²)

(7)

角屋らも同様な関係を導いているが、係数を2.5としている。³⁾ この違いは明確ではないが、対象となる流域規模の差に起因しているとも考えられる。

以上より、KとNの関係は上式より求められ、等価粗度法と貯留関数法(P=0.6に限る)の実用的なおきかえが可能となった。

2-4 合理式

合理式は下式で示すように非常に単純な式で表現される。

$$Q_p = \frac{f_p r A}{3.6}$$

(8)

ピーク流量 Q_p (m³/s)を推定するために、特に流出係数 f_p と r (洪水到達時間内の降雨強度(mm/h))推定に必要な洪水到達時間 t_p (min)が必要となる。しかし、これらはそれぞれ独立で決められるものではなく、本的一对の形で求められていなければならないものである。⁴⁾ このため、まず洪水到達時間式の違いによる各流域の洪水到達時間推算値の比較を行った。現在、実用上、クラベン式が中心に用いられているため、図9はクラベン式から得られる t_p

推算値と土研式推算値、角屋式推算値をそれぞれ比較した結果を示す。これらより、平均してクラベン式と比較して、角屋式は大きく、土研式は小さく推算される傾向にある。また、それぞれの t_p 推算値をもとに、実測ピーク流量と計算ピーク流量を一致させることにより、 f_p を求め、同様な比較を行った結果を図10に示す。45°の線を上下にばらつくが、 t_p 推算値のような

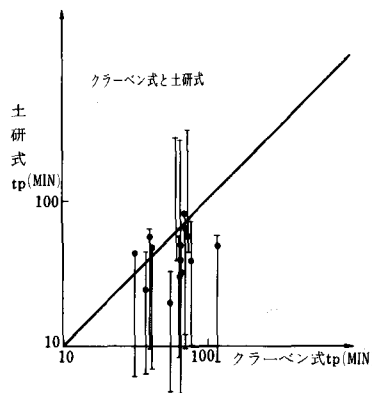


図9(1) 洪水到達時間の比較

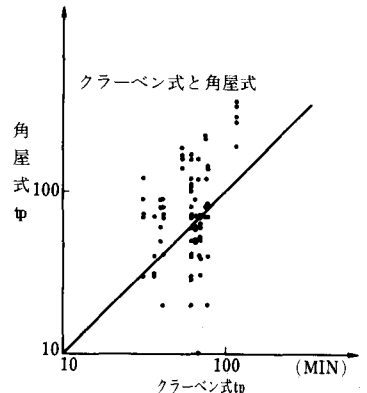


図9(2) 洪水到達時間の比較

顕著な傾向は認められない。以上より洪水到達時間式による t_p 推定値への影響は比較的小さいものと判断される。

つぎに流域土地利用状況と洪水到達時間 t_p 及び流出係数 f_p の関係を検討し、図11に示す。特に洪水到達時間 t_p については角屋式($t_p = Cr_e^{-0.35} A^{0.22}$)の係数 C を評価した。

この結果 C 及び f_p は自然流域と都市流域でそれぞれ $C = 200 \sim 50$, $f_p = 0.4 \sim 0.6$ の差異がみられた。

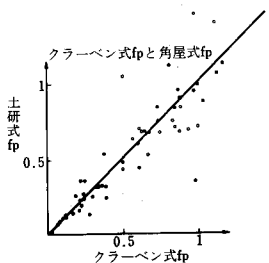


図10(1) 流出係数 f_p の比較

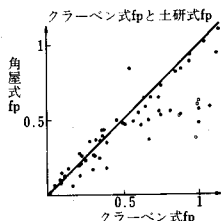


図10(2) 流出係数 f_p の比較

3. 水文データの適用上の問題点と評価

以上のように全国流出試験地の洪水データを整理し、各流出モデルに適用した結果、前述のようにある程度関係は得られたものの、バラツキも大きく、完全に定量化できたとは言いきれないものがある。

このバラツキの原因には、流出モデルの適用性の問題のほか、個々のデータの精度やデータの1次処理の手法にも問題があると考えられる。(表2)

以下では1次処理の手法に関連した水文資料の誤差と流出モデル(以下では貯留関数法)の適用性について若干の考察を行った。

3-1 流量

(1) H-Q曲線

実測流量は、一般に水位データをH-Q曲線(または堰公式)に代入して求まるものである。したがって、実測流量は①H-Q曲線の精度 ②読みとり誤差(波動, 急変動の影響) ③水位計の精度などに左右される。

もし、H-Q曲線が完全なものとすると、水位のずれ ΔH がおよぼす流量ずれ ΔQ はH-Q曲線式($Q = a(H+b)^2$)をHで微分することにより求まる。

$$\Delta Q = 2a(H+b)\Delta H$$

特にピーク流量を対象として、 $E_{Qp} = \Delta Q/Q_p$ (流量誤差)を定義すると

$$E_{Qp} = 2a(H_p + b)\Delta H/Q_p$$

ただし、 H_p , Q_p はそれぞれピーク水位(m), ピーク流量(m^3/s), $a \cdot b$ は定数。

図12は、ある流出試験地での主要洪水での水位ずれと流量誤差(ピーク)を示したものである。

通常、水位計精度が ± 1 cm, ピーク時の読みとり誤差が ± 5 cm程度の場合には E_{Qp} は0.5以上になる場合もあり、流出解析に与える影響も大きくなる。

(2) 基底流量分離法

先の解析において、解析対象成分(洪水成分)は、水平分離法によって基底流量を分離した。しかし、分離手法には種々のものが提案されており、これらによっても流出モデルの定数は変動するはずである。

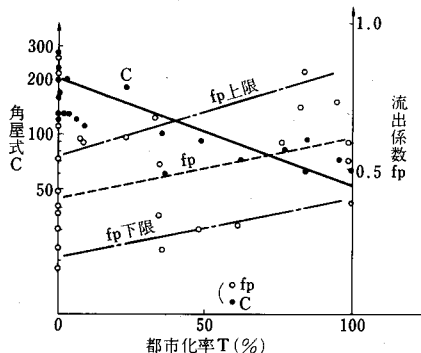


図11 都市化と C 及び f_p

表2 誤差の要因(観測誤差を除く)

流出モデル	流域特性の定量化
	流出機構の数式化
雨量データ	計算時間間隔
	面積雨量の推定
	有効雨量の推定
流量データ	H-Q曲線
	洪水成分の分離手法

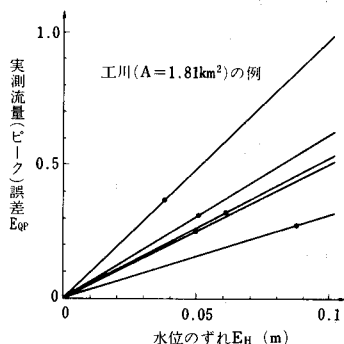


図12 観測水位誤差と実測流量(ピーク)誤差

図13は分離手法の違いによる、貯留関数法 K, P 値による実測-計算流量の誤差分布図を差異の示す一例である。

3-2 雨量

雨量データは流出モデルにとって入力値であるが、この誤差も流出モデル精度の要因となる。誤差には、観測誤差のほか、面積雨量や有効雨量の推定による誤差、計算時間間隔による誤差なども含まれる。ここでは、このうち、計算時間間隔 (Δt) 及び面積雨量について検討を行った。計算時間間隔について

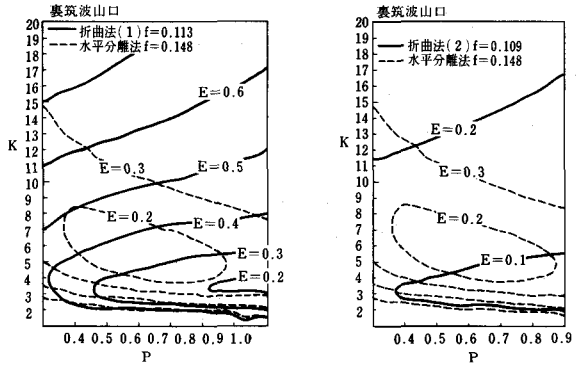


図13 基底流量分離法と貯留関数法の適用性(K-P誤差分布)

は、図14の例では、 $\Delta t=10\text{min}$ 及び $\Delta t=60\text{min}$ での計算でも貯留関数法 K, P 値に差異はほとんどないことが示された。また、面積雨量については、流域面積、1.81 km^2 の試験地で2点の雨量計を用いた場合と1点のみの雨量計を用いた場合の差異例を図15に示す。

4. まとめ

本研究は、全国流出試験地データを用いて、現在、実用化されている代表的な流出モデルについて、実際に利用する場合に必要な定数の特性や各流出モデルの適用性について整理・検討を行い、モデル定数設定基準化のためのめやすを示した。また、流出解析の際の問題となる実測値のバラツキについて、流量データ及び雨量データの一次処理の段階での問題点をとりあげ、検討を行った。今回の検討では、データの数も多く、精度も一様でないため、強引な評価を行っている点も多い。しかし、今後後半に述べたような水文資料の精度を把握しながら、実用に供することができる流出解析手法の基準化を図っていく予定である。最後に、流出試験地の観測及びデータ収集整理に尽力された、建設省各地建、北海道開発局、土木研究所水文研究室諸先輩及び資料整理に御協力頂いた三井共同コンサルタント(株)、(株)建設技術研究所に謝意を表します。

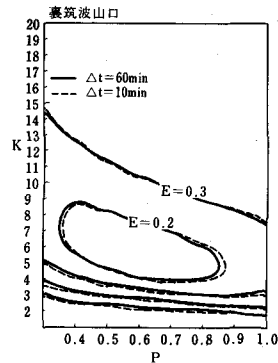


図14 計算時間間隔と貯留関数法の適用性

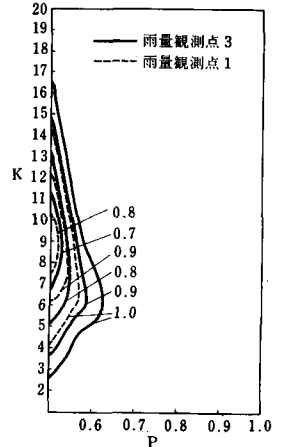


図15 雨量観測点と貯留関数法の適用性

参考文献

- 1) 角屋ら; 丘陵山地流域モデルと洪水流出モデル, 京大防災研年報21-B 2, 1978
- 2) 建設省土木研究所; 中小河川の流量計画調査, 河川事業調査費報告, 昭和57年5月
- 3) 永井, 角屋ら; 貯留関数法の総合化, 第37回土木学会年講第2部, 昭和57年10月
- 4) 佐合, 山内ら; 合理式の総合化に関する研究, 第26回水理講演会論文集, 昭和57年2月