



## 流出解析手法 (その10)

### — 4. 貯留法—貯留関数法による洪水流出解析 —

角屋 睦\* 永井明博\*

#### I. 貯留法

貯留法とは、流域を雨水の貯留場であると考え、貯留量と流出量の間にある種の関数関係を想定して流出計算を行う方法で、常に雨水の残積した形での刻々の貯留量を基礎としているため、非線形効果をも無理なく表現できる特色を持っている。

貯留法は、現在のところタンクモデル系と貯留関数系に大別される。前者は単位図法における貯水池モデルから発展したもの、後者は雨水流法における表面流出モデルから派生したものとみることができるが(図-1)、両者とも瞬間単位図の一派として分類している例もある。

タンクモデルの代表的なものは、何といても菅原<sup>1)</sup>のモデルであって、わが国では直列4段のモデルが主流であり、部分的に修正したものが用いられることもある。欧米では、リンズレー(Linsley)学派によって創始されたスタンフォードモデル(Stanford model, Iから逐次修正され、通常モデルIVを意味する)が著名で、ボートン(Boughton)やダウディ(Dawdy)のモデルなど、スタンフォードモデルの派生とみられるモデルもいくつみられる。タンクモデルは洪水流出にも適用できるが、むしろ長期流出に用いる方が特色的といえる。

貯留関数法は木村<sup>2)</sup>によって創始されたもので、表面流出モデル類似の非線形の関数形を採用している。クランダイスワミー(Kulandaiswamy)はさらに一般化したモデルを提示しているが、実用上繁雑すぎることからブラサド(Prasad)はこれを簡略化し、木村のモデルに非定常項を付加したモデルを採用している。モデル定数を貯留量のある範囲ごとに変えることにより、長期流出解析に用いることもできるが、むしろ洪水流出に適用した方が特徴的といえる。

タンクモデルは、菅原の直列4段モデルで16個、スタンフォードモデルでは30数個と、決定すべきモデル定数の多いのが特徴で、欠点でもある。このためモデルの決定は名人芸とさえいわれたこともあるが、近年では電子

計算機の汎用化に伴い、各種の最適化手法が考案されてきている。最適化手法導入の最初がだれであるかは、著者浅学にしてよく知らないが、ダウディはかなり早い時期(1965)に、彼らのモデル同定にローゼンブロッグ(Rosenbrock)の方法を用いている。わが国では菅原<sup>1)</sup>が独特の手法を開発しているが、小林<sup>3)</sup>はパウエル(Powell)の共役方向法をタンクモデルの同定に利用してその有用性を示し、さらに永井<sup>4)</sup>はパウエル法、DFP法その他の手法の優劣や改善法を示し、タンクモデルや貯留関数法の同定に成果をあげている。

なお貯留法は、石原<sup>5)</sup>の多重層モデル、畑<sup>6)</sup>の分布貯留型モデルなど一部の研究を除くと、少なくとも現段階では集中型モデルとみられる。分布型モデルに類似の扱いをする適用例も皆無ではないが、この方向への発展は今後にまつべき点が多いといえよう。図-1は、貯留法の位置づけや特徴を示すためにまとめた私案である。日本向けにまとめていること、モデルの開発と同定法の進展を混在させていることもあって、決して十分なものではないが、前稿(その2)に提示した「単位図法研究の流れ」の左側に位置するものでもある。

本講では、貯留法による代表的な解析手法として、木村の貯留関数法と菅原の直列4段型タンクモデルを取上げ、解説する。

#### II. 貯留関数法による洪水流出解析

##### 1. 基礎式

貯留関数法では、時刻 $T$ の流出量 $Q_t$ を、それより $T_t$ 時間前の貯留量 $S_t$ を用いて、次のように表現する\*。

$$S_t = K Q_t^P \dots\dots\dots(1)$$

$$S_t = \int_0^{T-T_t} I dt - \int_0^T Q_t dt \dots\dots\dots(2)$$

ここに、 $K$ 、 $P$ ：定数、 $I$ ：流入量。


流入量が雨のときには有効降雨強度 $r_E$ (mm/hr)を用

\* 多くの論文や解説書では次の表現をしている。  
「 $S_t$ を見かけの貯留量、 $Q_t$ を遅れ時間 $T_t$ を考慮した流出量、すなわち $Q_t(T) = Q(T + T_t)$ として

$$S_t = K Q_t^P \dots\dots\dots(1)'$$

$$dS_t/dt = I - Q_t \dots\dots\dots(2)'$$

この表現は理解しにくく、また計算誤りを生じやすいので、本稿では、実質的に同等な(1)、(2)式の表現を採用する。

\* 京都大学防災研究所(かどや むつみ、ながい あきひろ)  
 地表排水、排水計算、余水吐(ダム)、流出(水文)、流出解析法

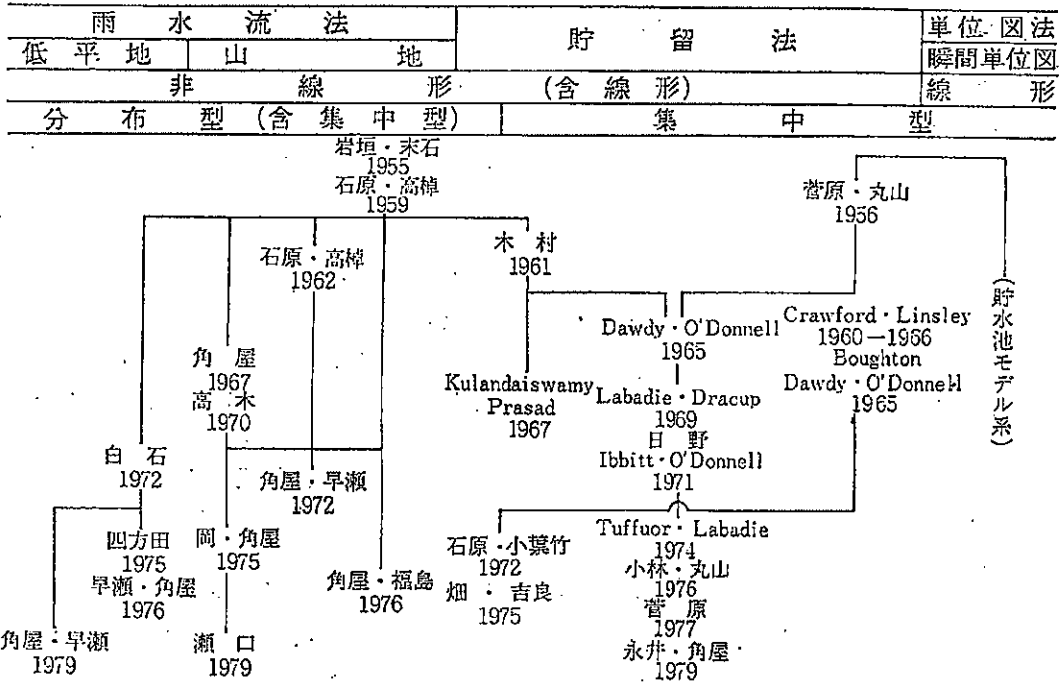


図-1 雨水流法・貯留法の研究の流れ (角屋) (共著者3名以上は1名のみ掲載)

いればよく、 $S_t$ ,  $Q_t$  の単位をそれぞれ mm, mm/hr にとるときは、

$$I = r_x \dots \dots \dots (3)$$

また  $m^3$ ,  $m^3/sec$  で表現するときは、流域面積  $A$  ( $km^2$ ) を用いて

$$I = \frac{1}{3.6} r_x A \dots \dots \dots (3')$$

洪水流出の場合、遅れ時間  $T_t$  を考慮しないと、貯留量  $S$  と流出量  $Q$  の関係は  $Q$  の上昇部と低減部とは異なり、図-2 のようなループを描くことが多い。木村<sup>2)</sup>は  $T_t$  の導入によりこのループをほぼ解消できることに着目して、(1), (2)式による流出計算法を提唱した\*。  $S_t$ ,  $Q_t$  の添字  $t$  は  $T_t$  を考慮することを意味している。

2. 流出計算法

(1), (2)式による流出計算の方法には、図解法と直接数

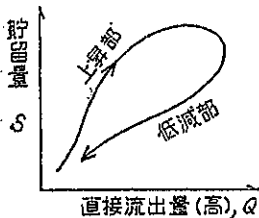


図-2 貯留量と流出量の関係

値計算法がある。図解法<sup>2), 3)</sup>は、通常よく用いられている貯水池の流量調節計算法を準用する方法であるが、近年は電子計算機ないし関数機能を持つ電卓の汎用化に伴い、次の直接数値計算法によることが多い。

直接数値計算法では、(2)式の微分形式に(1)式を代入して得られる次式を基礎とする。

$$\frac{dQ_t}{dt} = \frac{1}{KP} (I - Q_t) Q_t^{1-P} \dots \dots \dots (5)$$

ただしここで用いる流入量 (強度)  $I$  は、(2)式で表現されている遅れ時間  $T_t$  の効果を考慮するため、あらかじめ  $T_t$  だけ遅らせてあるものとする。

計算は単位時間  $dt$  ごとに順次進めるものとする。計算法としてはいくつかの方法が考えられるが、たとえば精度のよいルンゲ・クッタ (Runge-Kutta) 法を用いると、時刻  $T$  の流出量  $Q_t(T)$  が分っているとき、時刻  $T + dt$  の値  $Q_t(T + dt)$  を求める計算は次のようになる。

- i)  $\theta_0 = Q_t(T)$
- ii)  $y_0 = \frac{1}{KP} (I - \theta_0) \theta_0^{1-P}$
- iii)  $\theta_1 = \theta_0 + y_0 (dt/2)$
- iv)  $y_1 = \frac{1}{KP} (I - \theta_1) \theta_1^{1-P}$
- v)  $\theta_2 = \theta_0 + y_1 (dt/2)$
- vi)  $y_2 = \frac{1}{KP} (I - \theta_2) \theta_2^{1-P}$
- vii)  $\theta_3 = \theta_0 + y_2 dt$
- viii)  $y_3 = \frac{1}{KP} (I - \theta_3) \theta_3^{1-P}$
- ix)  $\theta_4 = \theta_0 + \frac{dt}{6} \cdot \{ y_0 + 2(y_1 + y_2) + y_3 \}$

\* 木村は、 $\phi(t) = dS_t/dQ_t$  を貯留関数と呼称したが、一般には(1)式の表現が貯留関数と呼ばれているので、ここでもこの通称を用いる。

x)  $Q_i(T+dt)=0,$   
 $T+dt$ を $T$ とおき, i)へ移る。

3. 有効降雨

貯留関数法で洪水流出解析を行う際, 対象とする流入量 $I$ は基本的には有効降雨, 流出量 $Q_i$ は地下水流出成分を除いた直接流出量である。直接流出量や有効降雨の推定は, すでに本講(その1, 3, 8, 9など)で説明した方法を適用すればよい。

しかしながら貯留関数法の実用に際しては<sup>2,3)</sup>, しばしば次のような便法が採用され, あるいはむしろこのような方法こそ, 貯留関数法の一部と考えられているようである。それは基底流量を一定として直接流出量を推定した後, 次のようにして有効降雨を定める方法である。

- i) 流入係数 $f$ を一定とし, 平均流入係数を採用する方法。
- ii) 一次流出率 $f_1$ , 飽和雨量 $R_{sa}$ の概念を導入して,  $f$ を途中で変える方法。

前者は遅れ時間 $T_i$ やモデル定数 $K, P$ の推定に, 後者は流出解析結果の改善のために用いられる方法であって, 具体的には次のように行う。

(1) 平均流入係数による方法 (2)式の流入量 $I$ を, みかけ上の値(観測値) $I_a$ に流入係数 $f$ を用いて, 次のように表現する。

$$I = f I_a \dots\dots\dots(6)$$

いま

$$\left. \begin{aligned} S_t &= S_{t_1}, & t &= T_1 \\ &= S_{t_2}, & t &= T_2 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(7)$$

とおくと, (2)式は次のように書ける。

$$S_{t_2} - S_{t_1} = \int_{T_1-T_1}^{T_2-T_1} f I_a dt - \int_{T_1}^{T_2} Q_i dt \dots\dots\dots(8)$$

ところで(1)式は,  $S_t$ と $Q_t$ が1:1に対応すべきことを意味しているから, 流出量ピークをはさんで $Q_t$ の等しい時刻 $T_1, T_2$ を選定すると,  $S_{t_2} = S_{t_1}$ となる。そこで $f$ は一出水期間内では一定値とすると, それは次式で算定できる。

$$f = \frac{\int_{T_1}^{T_2} Q_i dt}{\int_{T_1-T_1}^{T_2-T_1} I_a dt} \dots\dots\dots(9)$$

いま $I_a$ を観測降雨とすると, この $f$ を(6)式に用いることにより,  $I = r_E$ が求まる。なお $T_1, T_2$ として $Q_i$ の小さな時点を選ぶと誤差が介入しやすいので, ピーク流出量の10~20%程度の $Q_i$ の時点がよいとされている。

(2) 一次流出率・飽和雨量を用いる方法 一出水中, 流入係数 $f$ を一定とすると, 流出量ハイドログラフ計算結果は観測値とよく適合せず, 時間経過に伴って $f$ を

変えた方がよい場合が多い。このことを裏返すと,  $f$ を一定として推定した $T_i, K, P$ の値も正しくないことになるが, これは一応問わないとする。 $f$ を変えるのに次のような方針を採用する。

いま面積 $A$ の流域が, 面積 $f_1 A$ の流出域と, 面積 $(1-f_1) A$ の浸透域から構成されているものとし, 前者は降雨後直ちに100%流出, 後者は累加雨量 $R$ が $R_{sa}$ に達した後, 一定比率で流出するものとして, 有効降雨 $r_E$ を次式で推定する\*。

$$\left. \begin{aligned} r_E &= f_1 r, & 0 < R < R_{sa} \\ &= f_2 r, & R_{sa} \leq R \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(10)$$

ただし,  $r$ : 観測降雨強度,  $f_1$ : 一次流出率と呼ばれる流出域の面積比率,  $R_{sa}$ : 飽和雨量と呼ばれる, 浸透域から流出を生じるために必要な累加雨量,  $f_2$ : 飽和流出率と呼ばれ, 多くの場合 $f_2 = 1.0$ 。

$f_1, f_2, R_{sa}$ の値は出水ごとに異なる値になるとみられるが, 木村<sup>2,3)</sup>は表-1のような目安を示している。

表-1 全国河川解析例からみた一次流出率と飽和雨量(木村)

流域	一次流出率 $f_1$	飽和流出率 $f_2$	飽和雨量 $R_{sa}$ (mm)
非第4紀火山岩流域	0.65~1.0	1.0	100 (0~200)
第4紀火山岩流域	0.57~0.73	1.0	300 (280~430)

解析対象洪水の $f_1$ や $R_{sa}$ を定めるのに, 次のような方法が利用されている。

1)  $f_1$ を仮定して $R_{sa}$ を求める方法 対象洪水の総雨量 $R_T$ , 直接流出高 $Q_T$ , 流域保留量 $F$ を用いて総流出率 $f_T$ が求まる。いま飽和流出率 $f_2 = 1.0$ とすると,  $F$ は浸透域 $(1-f_1) A$ における $R_{sa}$ に等しいはずであるから, 次式が成立する。

$$\begin{aligned} F &= R_T (1-f_T) \\ &= R_{sa} (1-f_1) \\ f_T &= \frac{Q_T}{R_T} \end{aligned}$$

したがって,  $f_1$ と $R_{sa}$ の関係は

\* 一流域内に流出域と浸透域の2ブロックが併存するものとして, 流出計算を別々に進めることもできる。この場合には(10)式は次のようになる。

$$\left. \begin{aligned} \text{流出域: } & r_E = r \\ \text{浸透域: } & r_E = 0, \quad 0 < R < R_{sa} \\ & = f_2 r, \quad R_{sa} < R \\ & f_2 = 1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(10')$$

そして, 全流域の流出量はそれぞれのブロックからの流出量の和となる。あるいは流出高で表現するときには, 流出域, 浸透域の流出高をそれぞれ $q_1, q_2$ , 全流域の流出高を $q_s$ とすると,

$$q_s = f_1 q_1 + (1-f_1) q_2 \dots\dots\dots(10'')$$

しかしこの場合には, それぞれのブロックの定数 $K, P$ および $T_i$ が同一値になるとは限らず, また全体を一つの流域として定めた定数に一致するという保証もない。

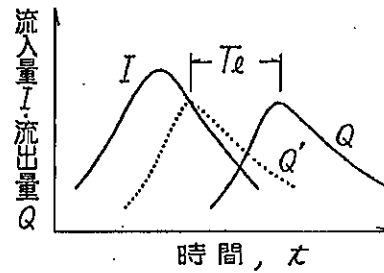
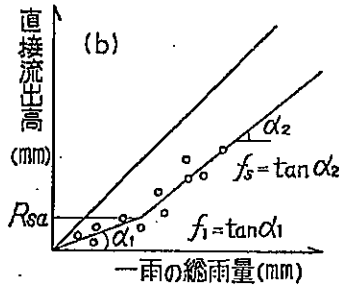
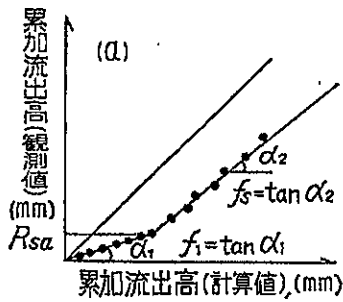


図-3 (a)流出高累加曲線, (b)いくつかの出水実績による一次流出率, 飽和雨量等の推定法

図-4  $T_l$ の簡易推定法

$$R_{sa} = \frac{1-f_2}{1-f_1} R_T \dots\dots\dots (1)$$

$$= \sum_{j=0}^n Q_j \Delta t - \frac{Q_0 + Q_n}{2} \Delta t \equiv V_i \dots\dots\dots (13)$$

実際の計算では,  $f_2=1.0$ とした上で,  $f_1$ を仮定して  $R_{sa}$ を求める。この値を用いて流出計算を行い, 観測および計算ハイドログラフを比較して,  $f_1, R_{sa}$ を逐次修正していく。この方法はかなり利用されている。

2) 流出高累加曲線による方法 最初  $f_1=1.0, R_{sa}=0$ として流出計算を行い ( $T_l$ を考慮した方がよいが,

絶対的ではない), その累加値  $\sum_0^T Q_{out}(T)$ を観測流出高  $\sum_0^T Q_{obs}(T)$ と対比すると, 図-3 (a)の関係が得られるが, これを折線で近似し, 直線のコウ配から  $f_1, f_2$ を求めると同時に,  $R_{sa}$ を推定する。

3) いくつかの出水実績から求める方法 いくつかの出水について得られた総雨量  $R_T$ , 直接流出高  $Q_T$ の関係を 図-3 (b)のようにプロットし, 折線を挿入してそれぞれの直線のコウ配から  $f_1, f_2$ および折点の値  $R_{sa}$ を求める。しかしこれは平均的な値であり, 必ずしも解析対象洪水のそれに一致しない。

4. モデル定数

(1) 流域ブロックのモデル定数 定めるべき貯留関数定数は,  $T_l, K, P$ の3個である。遅れ時間  $T_l$ を定数扱いにするのは問題であるが, ここでは一応慣習にしたがって定数としておく。

流域の直下流端で, 直接流出量ハイドログラフが与えられているものとする。

流入量としては, 流域平均観測降雨, または有効降雨が与えられているものとする。

1) 観測降雨が与えられている場合

i) 各時刻までの累加雨量  $R_t$ , 累加直接流出量  $V_t$ を求め, 表示しておく。

$$\int_0^t I_a dt = \sum_{j=0}^n r_j \Delta t \equiv R_t \dots\dots\dots (12)$$

$$\int_0^t Q dt = \sum_{j=1}^n \frac{Q_{j-1} + Q_j}{2} \Delta t$$

ここに,  $r_j, Q_j$ は  $dt$ 間隔の流域平均観測降雨強度および直接流出量 (高),  $Q_0$ は多くの場合0。

- ii)  $T_l$ を仮定する。最初は  $T_l=0$ としてもよい。
- iii) 流出量ピークをはさんで流出量の等しい時点  $T_1, T_2$ を選定し, (9)式で定義される平均流入係数  $f$ を算定する。

$$f = \frac{V_{T_2} - V_{T_1}}{R_{T_2} - R_{T_1}} \dots\dots\dots (14)$$

ここに,  $t_2 = T_2 - T_l, t_1 = T_1 - T_l$

iv) 各時刻の流域貯留量  $S_t$ を算定する。

$$S_t = fR_t - V_T \dots\dots\dots (15)$$

ここに,  $t = T - T_l$

v)  $S_t$ と  $Q_t$ の関係をプロットする。図-2のようなループを描けば  $T_l$ をさらに大きく, 逆ループならば  $T_l$ をさらに小さくすべきことを意味するので, ii)に戻る。 $S_t \sim Q_t$ の関係にループがみられなくなったら vi)に進む。

vi)  $S_t \sim Q_t$ の関係を両対数方眼紙に描き, 直線を挿入して,  $K, P$ を求める。すなわち  $Q_t=1$ に対応する  $S_t$ の値から  $K$ が, 直線のコウ配から  $P$ が求まる。

2) 有効降雨が与えられている場合 前項において, iii)が省略, (12), (13)式を次のようにおくほかは, 前項と同様の手順で定数推定を行えばよい。

$$\int_0^t I dt = \sum_{j=0}^n r_j \Delta t \equiv R_{Et} \dots\dots\dots (12')$$

$$S_t = R_{Et} - V_T \dots\dots\dots (13')$$

なお,  $T_l$ に比べて  $dt$ が十分小さくとられている場合には, ピーク流出量発生条件  $dQ_t/dt=0$ から得られる次の条件を,  $T_l$ の推定に利用することができる。

$$I(T - T_l) = Q_t(T) \dots\dots\dots (16)$$

すなわち, 図-4に示すように,  $T_l=0$ として描いた有効降雨ハイドログラフ上で, ピーク流出高に等しい値を示す時点を見出せば, ほとんど試算を必要とすること

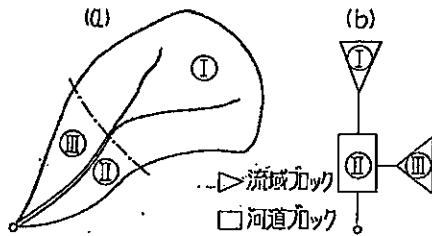


図-5 流域の分割と模式化

なく、 $T_i$ のよい推定値が得られる<sup>5)</sup>。

(2) 流域の分割模式化とモデル定数 流域面積が非常に大きい場合、流域を支川の合流、支流の地形・地質・土地利用形態を考慮していくつかのブロックに分割して図-5のように模式化し、河道区間、それに流入する上流域、残流域の各ブロックごとに貯留関数を設定して逐次流出計算を進める方式がしばしば用いられている。一つの貯留関数の適用範囲は10~1000 km<sup>2</sup>とされ、これまで100~300 km<sup>2</sup>の流域を一つのブロックとしている例が多い。このような流域分割は、流域が大きすぎると地形・地質条件が複雑になり、かつ河道効果が卓越することを考慮するためといわれているが、本来はむしろ流域の地文・水文条件の不均一性を表現するためと考えた方がよく、必ずしも上述基準にこだわる必要はない。

しかしながら、貯留関数法は基本的には集中型モデルである。したがって、各ブロック下流端で流出量ハイドログラフが得られている場合を除けば、各ブロックの貯留関数を合理的に定める方法は、いまのところ未確立といっても過言ではなく、若干の経験式がみられる程度である。定数概定法として次のような方法が用いられている。

1) 流域ブロック 木村<sup>2,6)</sup>は全国諸河川の資料に基づいて、次のような $T_i$ の推定式を提案している。

$$\left. \begin{aligned} T_i &= 0, & L &\leq 11.9(\text{km}) \\ &= 0.047L - 0.56, & L &> 11.9(\text{km}) \end{aligned} \right\} \dots\dots(17)$$

ここに、 $L$ は流域ブロック内の流路に沿って最遠点までの距離、 $T_i$ の単位はhrである。

山地流域ブロックの $K, P$ については、木村によって提案された総合貯留関数の利用が考えられる。

$$K=40.3, P=0.5 \text{ (mm-hr 単位)} \dots\dots(18)$$

このほか、 $P=1/3$ に固定して $K$ を試算的に定める方法もよく用いられている。

これらは、いずれも平均流入係数法を用いる場合の目安を与えるものと理解した方がよい。著者らの研究によると、一般に平均流入係数法で得られる定数は、 $T_i$ および $P$ が過小、かつ水収支条件も満足しないことが多い。そしてこの傾向は、基底流量を初期流量に等しい一

定値とするときにとくに顕著になる。

2) 河道ブロック 河道ブロックへの流入量は、その上流側流域ブロックおよび残留域ブロックからの流出量である。流入量と下流端流出量がデータとして与えられる場合の定数推定は、前述の有効降雨を既知とした場合の流域ブロックのそれに準じて行えばよい。しかし実際には流入量未知、ときには下流端流出量も未知のことが多い。このような場合の $T_i$ については次の経験式がある<sup>8)</sup>。

$$T_i = (7.36 \times 10^{-4}) LI^{-0.5} \dots\dots(19)$$

ここに、 $T_i$ :遅れ時間(hr),  $L$ :河道区間長(km),  $I$ :河道平均コウ配。

$K, P$ については、まず河道の平均断面に対して数種の水深を想定し、たとえばマンニング式によって、平均流速 $v$ 、流水断面積 $w$ 、流量 $Q=vw$ 、貯留量 $S=wL$ を算定する。得られた $Q$ と $S$ を両対数方眼紙にプロットして直線を挿入し、そのコウ配から $P, Q=1$ に対する $S$ の読みとして $K$ を定める。

### 5. 計算例

流域面積 $A=2.7\text{ km}^2$ の丘陵山地流域河川の出水解析例を示す。流域は単一の流域ブロックとして扱い、流量を流出高 $q$ で表現する。

(1) モデル定数推定例—観測降雨に平均流入係数を用いる場合—(表-2)流域平均雨量が1時間ごとに表-2(以下表番号省略)①欄のように与えられ(1~2 hrの雨量は2 hrの欄に記入)、各時刻の下流端流量が③欄のように与えられているものとする。

i) 観測流量 $Q$ は、降雨前漸減していたが、降雨開始後一定となり、8 hrより上昇する。ここで雨量の累加に二通りの考えができる。一つは2 hr以後流量の低減が止まるのは降雨のためと考えて降雨開始時刻より積算する方法、いま一つは立上りは8 hrであるから7 hrまでの分を初期損失として7 hr以降の雨量を積算する方法である。実用上は後者の方がよいかも知れないが、ここでは前者を採用して、累加雨量を②欄に記入している。観測流量を流出高に換算する、④欄。

$$q_D = 3.6Q/A = 3.6Q/2.7 \text{ (mm/hr)}$$

これより初期流量(高) $q_B=0.56$ を差引いて得られる流出高を⑤欄に、これに(13)式を適用して、⑥、⑦欄のように計算を進め、累加流出高⑧=⑥-⑦を求める。

ii)  $T_i$ を仮定する。通常は $T_i=0$ として最初の計算を行い、逐次 $T_i$ を修正していく方法をとるが、ここでは、 $T_i=1$  hrの例を示す。

$T_i=1$  hrと仮定すると、 $T_i$ を考慮した累加雨量 $R_i, t=T-1$ , は②欄の値を1 hrずらせた形になり、⑨

表-2 貯留高の計算 (平均流入係数法)

$t, T$ (hr)	① $r$ (mm)	② $R_t$ (mm)	③ $Q$ (mm/s)	④ $q_D$ (mm/hr)	⑤ $q$ (mm/hr)	⑥ $\sum q dt$ (mm)	⑦ $q_t dt/2$ (mm)	⑧= $⑥-⑦$ $V_t$ (mm)	⑨ $R_{T-1}$ (mm)	⑩ $fR_{T-1}$ (mm)	⑪= $⑩-⑧$ $S_t$ (mm)
0			0.43								
1			0.42	0.56	0						
2	0.5	0.5	0.42	0.56	0						
3		0.5	0.42	0.56	0						
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
7	1.5	3.5	0.42	0.56	0	0	0	0	2.0	1.73	1.73
8	5.5	9.0	0.555	0.74	0.18	0.18	0.09	0.09	3.5	3.04	2.95
9	3.5	12.5	0.66	0.88	0.32	0.50	0.16	0.34	9.0	7.80	7.46
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
14	6.5	36.0	1.275	1.70	1.14	3.84	0.57	3.27	29.5	25.58	22.31
15	13.0	49.0	1.98	2.64	※ 2.08	5.92	1.04	4.88	36.0	31.21	26.33
16	21.0	70.0	5.07	6.76	6.20	12.12	3.10	9.02	49.0	42.48	33.46
17	30.0	100.0	9.975	13.30	12.74	24.86	6.37	18.49	70.0	60.69	42.20
18	26.0	126.0	14.10	18.80	18.24	43.10	9.12	33.98	100.0	86.71	52.73
19	10.0	186.0	10.575	14.10	13.54	56.64	6.77	49.87	126.0	109.25	59.38
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮
23	0.5	143.0	3.51	4.68	4.12	81.40	2.06	79.34	142.5	123.56	44.22
24		"	3.06	4.08	3.52	84.92	1.76	83.16	143.0	124.00	40.84
25		"	2.70	3.60	3.04	87.96	1.52	86.44	"	"	37.56
26		"	2.505	3.34	2.78	90.74	1.39	89.35	"	"	34.65
27		"	2.34	3.12	2.56	93.30	1.28	92.02	"	"	31.98
28		"	2.19	2.92	2.36	95.66	1.18	94.48	"	"	29.52
29		"	2.04	2.72	※ 2.16	97.82	1.08	96.74	"	"	27.26
30		"	1.905	2.54	1.98	99.80	0.99	98.81	"	"	25.19
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	⋮

(注)  $t, T$ : 時間,  $r$ : 降雨強度(または雨量),  $R_t = \sum r dt$ : 累加雨量,  $Q$ : 流出量,  $q_D$ : 流出高,  $q = q_D - 0.56$ (初期流出高),  $V_t = \sum q dt - q_t dt/2$ : 累加流出高(mm/hr×hr),  $R_{T-1}$ :  $T_t = 1$ hr とした累加雨量,  $fR_{T-1}$ :  $T_t = 1$ hr とした累加有効雨量,  $S_t$ :  $T_t = 1$ hr としたときの貯留高.

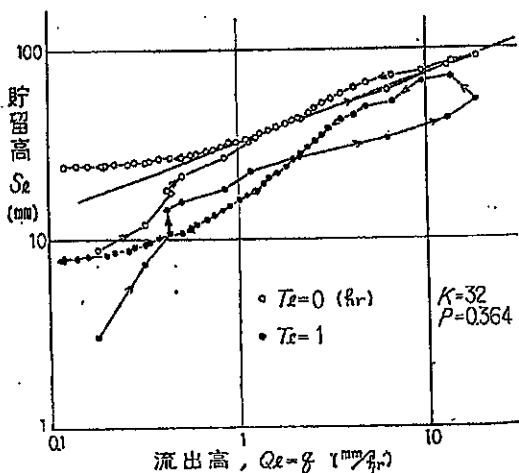


図-6 貯留高と流出高の関係 (平均流入係数法)

欄のようになる。

iii) 流出高ピークをばさんで流出高の等しい時点  $T_1$ ,  $T_2$  を選定する。いまピーク値の 10~20% 程度の値として  $q_* = 2.08$  (mm/hr),  $T_1 = 15$  hr を選定すると,  $T_2$  は 29~30 hr の間にあることになる。そこでこの間の比例配分で  $T_2$  を推定すると,

$$T_2 = 29 + (2.16 - 2.08) / (2.16 - 1.98) = 29.444 \text{ (hr)}$$

よって,  $T_1 = 15$  hr に対し,

⑨欄:  $R_{T1} = 36.0$  (mm), ⑩欄:  $V_{T1} = 4.88$  (mm),

$T_2 = 29.444$  hr に対し

⑨欄:  $R_{T2} = 143.0$  (mm),

⑩欄:  $V_{T2} = 96.74 + (98.81 - 96.74) \times 0.444 = 97.66$  (mm)

$$f = \frac{V_{T2} - V_{T1}}{R_{T2} - R_{T1}} = \frac{97.66 - 4.88}{143.0 - 36.0} = 0.8671$$

iv) この  $f$  を⑨欄の値に乗じて⑩欄の累加有効流入量が算定される。この値から⑩欄の累加流出高を減じると, 各時刻の貯留量  $S_t$  が⑪欄のように算定される。

v) ⑤欄の  $q$  と, ⑩欄の  $S_t$  を図-6 のようにプロットすると, 図-2 とは逆に反時計回りのループがみられる。これは  $T_t = 1$  hr が過大であることを意味するから  $T_t$  を小さくして ii) 以下の計算を反復すればよい。

vi) 詳細は省略するが, 最終的には  $T_t = 0$ ,  $K = 32$ ,  $P = 0.364$  の推定値が得られている (図-6)。

(2) モデル定数推定例—有効降雨を用いる方法— 基礎資料は前項と同様である。半対数方眼紙に流量  $Q$  のハイドログラフを描き, 低減部の直線を降雨終了時刻まで逆挿した後, ハイドログラフ立上り点と結んでこれを地下水流出量  $Q_g$  とし,  $Q - Q_g$  を直接流出量\* とする。こ

\* 前稿 (その 1, 3, 8, 9 など, とくに 9) 参照。

表-3 貯留高の計算 (有効降雨法)

$t, T$ (hr)	① $r_E$ (mm)	② $R_{Et}$ (mm)	③ $q$ (mm/hr)	④ $\Delta q \Delta t$ (mm)	⑤ $q_0 \Delta t / 2$ (mm)	⑥=④-⑤ $V_z$ (mm)	$T_L=0$		
							⑦=②-⑥ $S_t$ (mm)	⑧=②-0.4×① $R_{Et}$ (mm)	⑨=⑧-⑥ $S_t$ (mm)
7		0	0	0			0.34	0.24	0.18
8	0.4	0.4	0.12	0.12	0.06	0.06	0.50	0.58	0.32
9	0.3	0.7	0.16	0.28	0.08	0.20	1.13	1.18	0.81
10	0.8	1.5	0.18	0.46	0.09	0.37	1.32	1.68	1.20
11	0.3	1.8	0.04	0.50	0.02	0.48	1.70	2.04	1.54
12	0.4	2.2	0.0	0.50	0.0	0.50	2.41	2.68	2.09
13	0.8	3.0	0.18	0.68	0.09	0.59	∴	∴	∴
∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴
21	2.3	64.4	3.56	56.38	1.78	54.60	9.80	63.48	8.88
22		"	1.98	58.36	0.99	57.37	7.03	64.40	7.03
23	0.4	64.8	1.48	59.84	0.74	59.10	5.70	64.64	5.54
24		"	1.08	60.92	0.54	60.38	4.42	64.80	4.42
25		"	0.72	61.64	0.36	61.28	3.52	"	3.52
∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴	∴

注)  $r_E$ : 有効雨量,  $R_{Et} = \Sigma r_E$ : 累加有効雨量,  $q$ : 直接流出高,  $V_z$ : 累加直接流出高。

表-4 流出量の計算

① 時 $T$ (hr)	② 有効降雨強度 $I$ (mm/hr)	③ 流出高 $q$ (mm/hr)
7.0~7.2	0	
7.4	0	$1 \times 10^{-6}$
7.6	0.4	$1.65 \times 10^{-4}$
7.8	0.4	7.34 "
8.0	0.4	17.46 "
8.0~8.2	0.4	$3.22 \times 10^{-3}$
8.4	0.4	5.16 "
8.6	0.3	6.92 "
8.8	0.3	8.93 "
9.0	0.3	11.23 "
9.0~9.2	0.3	0.014
9.4	0.3	0.016
9.6	0.8	0.025
∴	∴	∴

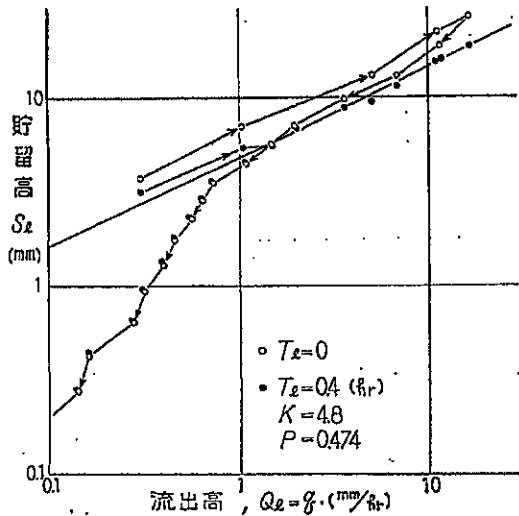


図-7 貯留高と流出高の関係 (有効降雨法)

れに  $(3.6/A)$  を乗じて mm/hr 単位に直したものを、表-3 (以下表番号省略) の③欄に、また保留量曲線法\*で推定した有効降雨を①欄に示す。

- i) 累加有効雨量を②欄に、また累加直接流出高を④、⑤、の順に計算を進めていく。
- ii)  $T_L$  を仮定する。最初  $T_L=0$  とすると、累加有効流入量は②欄のままよい。
- iii) 流域貯留量  $S_t$  (mm), ⑦欄は、②欄の値から⑥欄の値を減じて簡単に求まる。
- iv) ③欄の  $q$  と⑦欄の  $S_t$  の関係を調べると、図-7 のように時計回りのループになるから、 $T_L$  を大きくすべきことがわかる。
- v) なお、(6)式ないし図-4. の関係を利用して  $T_L$  を

\* 前稿 (その1, 2, 8, 9 など、とくに9) 参照。

調べてみる。与えられたデータの精度では多少問題があるが、一応①欄の値は各単位時間内中央値に対応する強度を相対的に示すものとみなし、2点の移動平均をとり、 $T_L$  を求めると約25分と判断される。そこで  $T_L=25/60=0.4$  hr と想定する。

vi) 累加有効雨量は0.4hr遅らせる必要があるが、これは各時刻について、 $R_E-0.4 r_E=R_{Et}$ 、として算定できるから、⑧欄のようになる。

vii) 各時刻の貯留量  $S_t$  は、⑧欄の値から⑥欄の値を減算すればよく、⑨欄のようになる。

viii)  $S_t$  と  $q$  の関係をプロットすると、図-7 のように、 $q$  の大きい部分のループはほぼ解消している。

ix)  $q$  の大きい部分を重視して直線を挿入すると、 $q_1=1$ mm/hr に対応する貯留量から、 $S_{t1}=K=4.8$ (mm),  $q_2=10$ mm/hr に対応する貯留量は、 $S_{t2}=14.3$ (mm), よってこの直線のコウ配から

$$P = \frac{\log(S_{t2}/S_{t1})}{\log(q_2/q_1)} = \frac{\log(14.3/4.8)}{\log(10/1)} = 0.474$$

すなわち、 $T_L=0.4, K=4.8, P=0.474$  (mm-hr 単位) を得る。

(3) 流出計算例 表-2 ①欄の  $r_E$  に、前項で得た  $T_L=0.4, K=4.8, P=0.474$  (mm-hr 単位) を用いて流出計算の手順を示す。ただしここでは、 $T_L=0.4 < 1$ , であることを考慮して、 $\Delta t=0.2$  ごとに  $q$  を計算することとすると、計算に用いる流入量  $I$  は、表-4 ②欄のようになる。2. に示したルンゲ・クッタ法を用いると、 $Q_t=q=0$  で出発するのは都合が悪いので、十分に0に近い値、 $q=1 \times 10^{-6}$ (mm/hr) を  $T=7.4$ (hr) の値として計算を始める。

$T=7.4\sim 7.6(\text{hr}) : I=r_E=0.4(\text{mm/hr}),$

i)  $\theta_0 = 1 \times 10^{-6}$

ii)  $y_0 = \frac{0.4 - 1 \times 10^{-6}}{4.8 \times 0.474} (1 \times 10^{-6})^{0.526} = 1.23 \times 10^{-4}$

iii)  $\theta_1 = 1 \times 10^{-6} + 1.23 \times 10^{-4} (0.2/2) = 1.33 \times 10^{-5}$

iv)  $y_1 = \frac{0.4 - 1.33 \times 10^{-5}}{4.8 \times 0.474} (1.33 \times 10^{-5})^{0.526}$   
 $= 4.78 \times 10^{-4}$

v)  $\theta_2 = 1 \times 10^{-6} + 4.78 \times 10^{-4} (0.2/2) = 4.89 \times 10^{-5}$

vi)  $y_2 = \frac{0.4 - 4.89 \times 10^{-5}}{4.8 \times 0.474} (4.89 \times 10^{-5})^{0.526}$   
 $= 9.49 \times 10^{-4}$

vii)  $\theta_3 = 1 \times 10^{-6} + 9.49 \times 10^{-4} \times 0.2 = 1.91 \times 10^{-3}$

viii)  $y_3 = \frac{0.4 - 1.91 \times 10^{-3}}{4.8 \times 0.474} (1.91 \times 10^{-3})^{0.526}$   
 $= 19.43 \times 10^{-4}$

ix)  $\theta_4 = 1 \times 10^{-6} + \frac{0.2}{6} \{ 1.23 + 2(4.78 + 9.49)$   
 $+ 19.43 \} \times 10^{-4} = 1.65 \times 10^{-4} = q(T=7.6)$

すなわち、 $T=7.6(\text{hr})$  の  $q$  が  $1.65 \times 10^{-4} (\text{mm/hr})$

ということになる。したがって次の計算は、

$T=7.6\sim 7.8(\text{hr}) : I=r_E=0.4(\text{mm/hr}), \theta_0=1.65 \times 10^{-4}$  として、ii) 以下の手順を繰返せばよい。表-4 ③欄はこのようにして逐次求めた直接流出高の一部を示したものである。

なお、この計算結果は mm/hr の単位であるが、各正時の結果を  $\text{m}^3/\text{sec}$  に換算し、地下水流出量を加えると、観測流量に対比すべき計算流量が得られる。

#### 引用文献

- 1) 菅原正巳：流出解析法，共立出版（1972）
- 2) 木村俊晃：貯留関数法，建設省土木研究所（1967）
- 3) 菅原正巳他：タンクモデルの構造を自動的に定める計算機プログラムの開発，防災センタ研報17，pp.43~89（1977），20，pp.157~218（1978）
- 4) 小林慎太郎・丸山利輔：Powellの共役方向法によるタンクモデル定数の探索，農土論叢65，pp.42~47（1976）
- 5) 永井明博・角屋陸：流出モデル定数の最適化手法，京大防災研年報22B2，pp.209~224（1979）
- 6) 石原安雄・小葉竹重機：荒川流出試験地における水収支（2），京大防災研年報15B，pp.321~331（1972）
- 7) 畑武志・吉良八郎：分布貯留型モデルによる流出とその変化予測，13回自然災害シンポジウム論集，pp.283~284（1976）
- 8) 建設省水文研究会：流出計算例題集2，全日本建設技術協会（1971）  
 [1980. 8. 20. 受稿]