

数値解析法講座 11

応用編

流体解析 (II)

流出解析

池淵周一*・高棹琢馬**

1. はしがき

降水が流域下流端に流量となって現われるまでの水文事象を総括して流出過程という。

流出解析の実際目的は、流出過程に内在する物理的・確率的な内部機構の分析と総合によって、河川流域内の場所的・時間的な流出形態を量的に決定または推定することであるが、従来の流出解析では対象地点の全流出量を直接流出分と間接流出分(あるいは基底流出分)の2つに分けて考えるのが普通である。前者は、山腹表面上を流れて河道に流入する表面流出分と、山腹表土層内を山腹勾配に沿って流出し河道に流入する中間流出分とを合わせたものであり、短期間の急激な流出、たとえば豪雨による洪水または融雪洪水を対象とする。後者は、地下水帯内の流れであり、一部は対象地点までの河道に流入するが、一部は対象地点下流の河道に現われるか、あるいは他流域に流れ去る、いわゆる地下水流出分が主成分であり、長期間の緩慢な流出、いわゆる低水流出を対象としている。

しかし、こうした分け方は主として洪水流出解析から生じたものであり、流出過程全般を対象とする場合、必ずしも適切ではない。なぜならば、Hoyt の流出サイクルの概念をかりれば、洪水流出の解析は流出の1サイクルを対象とするものであること、また、主成分は直接流出分であるが、長期間流出の解析は対象とする期間内の1つ以上のサイクルの物理的特性と統計的性状とを対象とするものであり、その支配的な成分は、地下水流出分だけではなく、量的には中間流出分の占める割合も大きいことなどによる。したがって、長期間流出を対象とする限り、中間流出分と地下水流出分を合わせた流出解析法を組立て、それに生起回数は少ないが量的規模の大きい表面流出分を加えていく立場で解析を進めていくべき

*正会員 工博 京都大学助教授 工学部土木工学科

**正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科

であろう。

以下ではこうした分類に基づき、洪水流出解析法としては Kinematic wave 法、および貯留関数法を、長期間流出解析法としては統計的単位関法および Stanford Watershed モデルを取上げ、さらにこうした流出解析法によって決定または推定された流出量を治水・利水目的にそって制御する水量制御の問題に DP 理論を応用しよう。

2. 洪水流出解析法

(1) Kinematic wave 法

a) 基礎式

一般断面流路において、時間的に変動する横からの流入がある場合、流れが等流に近いものと仮定すれば、運動方程式と連続式は、それぞれ次の式のように表わされる。

$$Q = \alpha A^m \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q(t) \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 A は流水断面積、 Q は流量、 $q(t)$ は流路単位幅当りの横流入量、 x は距離、 t は時間である。

いま、式 (1) の両辺を A で微分すると

$$\frac{dQ}{dA} = \alpha mA^{m-1} \dots\dots\dots (3)$$

また、式 (2) の特性方程式として

$$\frac{dx}{1} = \frac{dt}{dA/dQ} = \frac{dQ}{q(t)} \dots\dots\dots (4)$$

が導かれるが、これと式 (3) より

$$\frac{dx}{dt} = \frac{dQ}{dA} = \alpha mA^{m-1} \dots\dots\dots (5)$$

$$\frac{dA}{dt} = q(t) \dots\dots\dots (6)$$

が得られる。

b) 数値解法

さて、上記式 (6) から次式が成立する。

$$A(t_2) - A(t_1) = \int_{t_1}^{t_2} q(t) dt \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 $(t_2 - t_1)$ 間の $q(t)$ の平均値を \bar{q} とすると

$$A(t_2) - A(t_1) = \bar{q} \cdot (t_2 - t_1) \dots\dots\dots (8)$$

となり、式 (8) を式 (5) に代入すると

$$x(t_2) - x(t_1) = \frac{\alpha}{\bar{q}} [A(t_1) + \bar{q}(t_2 - t_1)]^m - A(t_1)^m \dots\dots\dots (9)$$

が得られる。また、式 (1) および式 (8) から

$$Q(t_2) = \alpha [A(t_1) + \bar{q}(t_2 - t_1)]^m \dots\dots\dots (10)$$

が得られる。したがって、式 (8)、(9) および式 (10) より、 t_1 、 $x(t_1)$ 、 $A(t_1)$ 、 \bar{q} を与えると、特性曲線 dx/dt

$=dQ/dA = \alpha mA^{m-1}$ 上で $x(t_2)$, $A(t_2)$, $Q(t_2)$ を求めることができる。このように、ある時間間隔 Δt を与えると、一つの特性曲線上で Δt だけ経過した点での位置、流水断面積、流量の値が定まる。

以上の考察から、数値解析のプログラミングの基本方針としては 図-1 のように $x-t$ 平面を時間軸に関し

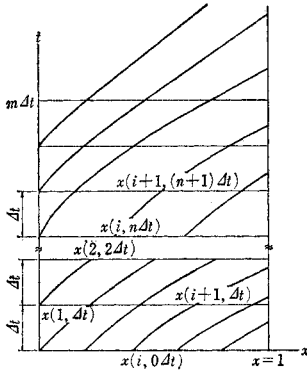


図-1 ($x-t$) 平面上的特性曲線群

て Δt ずつ分割し、初めに初期条件を与えて $t=0$ の x 軸より数本の特性曲線を出発させ、それぞれを順次 Δt 間隔ずつ追跡し、その位置、流水断面積、流量を逐次求めることにする。また、 $(0, n\Delta t)$ の点、すなわち、各分割時間の $x=0$ の点について新しい特性曲線を 1 本 図-1 のように出させる。以上の手順を具体的に列挙すれば次のようである。

- 1) x 軸から等間隔で点 $x(i, 0)$ を取り、各点より特性曲線を出発させる ($i=1, 2, \dots, n$)。
- 2) 点 $(0, 0)$ から数えて i 番目の特性曲線が時間 Δt 経過した点を $x(i+1, \Delta t)$ とする ($i=1, 2, \dots, n$)。
- 3) $x(i+1, \Delta t)$ に関して式 (8) と式 (9) を用いて、 A と Q を求める ($i=1, 2, \dots, n$)。
- 4) 点 $(0, \Delta t)$ から新たに特性曲線を出発させ、 Δt 経過した点を $x(2, 2\Delta t)$ とする。同様に、 $x(i+1, \Delta t)$ からの特性曲線は $x(i+2, 2\Delta t)$ に到達する。
- 5) $x(i+2, 2\Delta t)$ に関して、 A , Q を求める ($i=1, 2, \dots, n$)。
- 6) 4), 5) の手順を横流入量が 0 になる点 $m\Delta t$ まで繰返す。ただし、途中で特性曲線が、 $x=L$ すなわち下流端に達した場合にはその点での A , Q を求め、そこでその特性曲線は計算を打切る。
- 7) 特性曲線が $m\Delta t$ に達したときにはその後の特性曲線は直線とし、 $x=L$ との交点を求めて流出量 Q を算出する。

なお、斜面流の場合には、式 (1) から式 (10) において、横流入量 $q(t)$ を有効降雨強度 $r_e(t)$ で置換え、流水断面積 A を水深 h とすると、上記の式はすべて成立

するので河道流の場合とまったく同じ取扱いができる。したがって、実際に流出解析をする場合には、流域を斜面と河道の 2 つの場に分け、斜面の末端流量が河道への横流入となり、河道を流下して、下流端の観測点の流量を構成すると考えればよい。

c) プログラミングにおける問題点とその解決法

① Δt の決定：わが国では降雨資料は 1 時間単位で測定されることが多いために、洪水流出解析の単位時間としては 1 時間またはその整数倍がほとんどであった。ところが、小流域においては単位時間 1 時間で解析したハイドログラフは実測のハイドログラフとあまり合わないといった問題が提起されていた。Eagleson¹⁾ はこの分割時間 Δt の決定に関して次式を提案している。

$$\Delta t_{opt} = \left\{ \frac{L}{\pi \times \alpha \times m \times (\bar{q}_i)^m} \right\}^{1/m} \dots \dots \dots (11)$$

ここに、 L ：斜面長、 \bar{q}_i ：全横流入量の平均値。

この Δt_{opt} を用いた数値実験の結果は良好であり、 Δt_{opt} よりも小さな Δt による結果は Δt_{opt} を用いた場合とかわらない。

② ハイドログラフ決定に関する諸式：図-2 におい

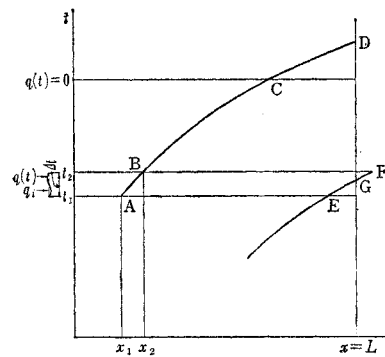


図-2 下流端ハイドログラフの決定法

て、式 (8)~(10) によると A 点より Δt 後の B 点の位置、流水断面積、流量を決定することができる。ここでは、特性曲線が下流端の G 点に達したときの時刻、および横流入が終了したあとで特性曲線が直線となって下流端に達するときの時間、流水断面積、流量を求める式を示しておく。

サフィックスが 図-2 の点を表わすものとする、G 点の時刻 t_G は式 (9) において $x(t_2)=L$ とおいて次式で与えられる。

$$t_G = t_E + \frac{1}{q_i} \left[\left\{ A_E^m + \frac{q_i}{\alpha} (L - x_E) \right\}^{1/m} - A_E \right] \dots \dots \dots (12)$$

このときの A および Q は次のようである。

$$A_G = A_E + q_i(t_G - t_E) \dots \dots \dots (13)$$

$$Q_G = \alpha \{ A_E + q_i(t_G - t_E) \}^m \dots \dots \dots (14)$$

次に、横流入量が終了した時刻におけるC点の流水断面面積を A_C とすると、C点より直線となった特性曲線がD点に到達する時刻 t_D は次のようにして求められる。すなわち、式(5)において右辺が一定であることから

$$(L-x_C) = \alpha mA_C^{m-1}(t_D - t_C) \dots\dots\dots(15)$$

が成立する。したがって

$$t_D = t_C + (L-x_C)/\alpha mA_C^{m-1} \dots\dots\dots(16)$$

ここで

$$A_D = A_C, Q_D = \alpha C_A^m \dots\dots\dots(17)$$

となる。このようにして、G点、D点の時刻、流量をすべて定めることができるから下流端におけるハイドログラフを求めることができる。

③ 特性曲線が交わる場合：ここでは下流側の特性曲線に上流側の特性曲線が追いつく場合を考えているが、それは一種の段波または衝撃波として理解できる。いまこのような現象が生じる条件について調べてみよう。式(1)と式(5)から A を消去すると

$$\frac{dx}{dt} = \alpha^{1/m} m Q^{m-1/m} \dots\dots\dots(18)$$

が得られ、ここで α と m は正の整数であり通常 $m \geq 5/3$ と考えられるので、伝播速度 dx/dt が増加するのは境界流入量 $Q(0, t)$ が時間的に増加するときのみである。

次に、この交差をプログラミング中で処理する手法を述べておこう。

図-3 のように時間軸 $n\Delta t$ と $(n+1)\Delta t$ の間で2本

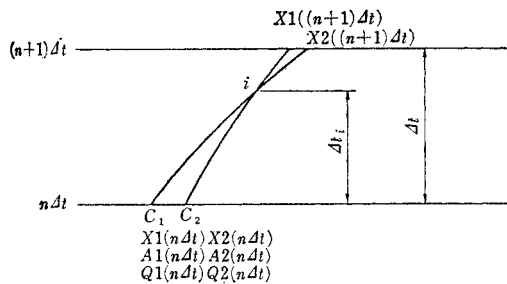


図-3 特性曲線の交差

の特性曲線 C_1 と C_2 が交差したと仮定する。まず、 C_1 と C_2 の交点 i の位置と流水断面面積を求め、それらを初期条件とし、 i より新たな特性曲線 C_3 を発生させ、 C_3 が $(n+1)\Delta t$ でもつ位置、流水断面面積、流量を求める。その後は、他の交わらない特性曲線と同様に取扱うことにする。

さて、 C_1 と C_2 が交わるまでの時間を Δt_I とすると

$$x_1(n\Delta t + \Delta t_I) = x_2(n\Delta t + \Delta t_I) \dots\dots\dots(19)$$

として式(9)より

$$\begin{aligned} x_1(n\Delta t) + \frac{\alpha}{q_i} [A_1(n\Delta t) + q_i \Delta t_I]^m - A_1(n\Delta t)^m \\ = x_2(n\Delta t) + \frac{\alpha}{q_i} [A_2(n\Delta t) + q_i \Delta t_I]^m \\ - A_2(n\Delta t)^m \dots\dots\dots(20) \end{aligned}$$

が成立する。上式を Δt_I に関してテーラー展開し、近似的に C_1 と C_2 を直線として Δt_I を求めると

$$\begin{aligned} \Delta t_I = \frac{x_2(n\Delta t) - x_1(n\Delta t)}{\{x_2(n\Delta t) - x_1(n\Delta t)\} + \{x_1(n+1)\Delta t - x_2(n+1)\Delta t\}} \\ \times \Delta t \dots\dots\dots(21) \end{aligned}$$

となる。この Δt_I を用いると、式(8)~(10)から、交差点 i におけるその位置、流水断面面積、流量はそれぞれ

$$\begin{aligned} x(n\Delta t + \Delta t_I) = x_1(n\Delta t) \\ + \frac{\alpha}{q_i} [A_1(n\Delta t) + q_i \Delta t_I]^m - A_1(n\Delta t)^m \\ \dots\dots\dots(22) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A(n\Delta t + \Delta t_I) = [A_1(n\Delta t) + q_i \Delta t_I]^m \\ + [A_2(n\Delta t) + q_i \Delta t_I]^m \dots\dots\dots(23) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q(n\Delta t + \Delta t_I) = \alpha \times [A_1(n\Delta t) + q_i \Delta t_I]^m \\ + [A_2(n\Delta t) + q_i \Delta t_I]^m \dots\dots\dots(24) \end{aligned}$$

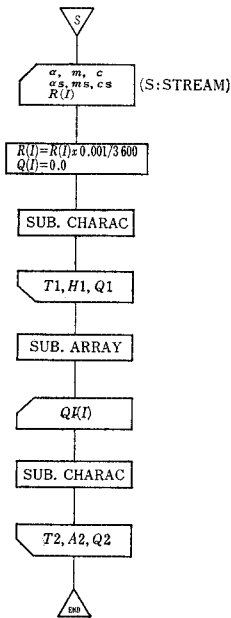
として与えられる。したがって、式(22)、(23)で表わされる $x(n\Delta t + \Delta t_I)$ 、 $A(n\Delta t + \Delta t_I)$ を特性曲線 C_3 の初期条件として式(8)~(10)に $t_2 - t_1 = \Delta t - \Delta t_I$ を代入すれば、 C_3 の $(n+1)\Delta t$ における位置、流水断面面積、流量が求まることになる。

d) プログラムの説明とフローチャート

前記 b)、c) 項で展開した式を使用してプログラムを作成すると、図-4 のようなフローチャートが得られる。また、プログラム中で使用した記号の説明を表-1

表-1 プログラム語句の説明

A	斜面の $\alpha(m^2 \cdot \text{sec}^{-1})$
AM	斜面の m (無次元)
C	斜面長 (m)
AS	河道の $\alpha(m^3 \cdot \text{sec}^{-1})$
AMS	河道の m (無次元)
CS	河道長 (m)
QI	初期の境界流量 ($m^3 \cdot \text{sec}^{-1}$)
R	有効降雨 ($\text{mm} \cdot \text{h}^{-1}$)
T1, Y1, Q1	特性曲線が斜面下端に到達する時間 (sec), 平均水深 (m), 流量 ($m^3 \cdot \text{sec}^{-1} \cdot m^{-1}$)
R2	再配列された横流入量 ($m^3 \cdot \text{sec}^{-1} \cdot m^{-1}$)
T2, Y2, Q2	特性曲線が河道下流端に到達する時間 (sec), 流水断面面積 (m^2), 流量 ($m^3 \cdot \text{sec}^{-1}$)
NN	R の数
MI	T1 のアウトプットの数
MIN	T2 のアウトプットの数
NI	R2 のアウトプットの数
RR	Δt_{opt} によって再配列された R ($m \cdot \text{sec}^{-1}$)
QQ	Δt_{opt} によって再配列された QI ($m^3 \cdot \text{sec}^{-1}$)
RIB	R の平均値 ($m \cdot \text{sec}^{-1}$)
DT	時間間隔 Δt
X(I, J)	上流側より数えて第 J 番目の特性曲線上で $(I-1)\Delta t$ における流下距離 (m)
Y(I, J)	X(I, J) における流水断面面積 (m^2 あるいは m^3)
M	$(I-1)\Delta t$ における特性曲線の数
II	アウトプット T1, Y1, Q1 のオーダー



**Kinematic Wave
法のメインフローチ
ャート Method of
Characteristics.**

図-4(a)

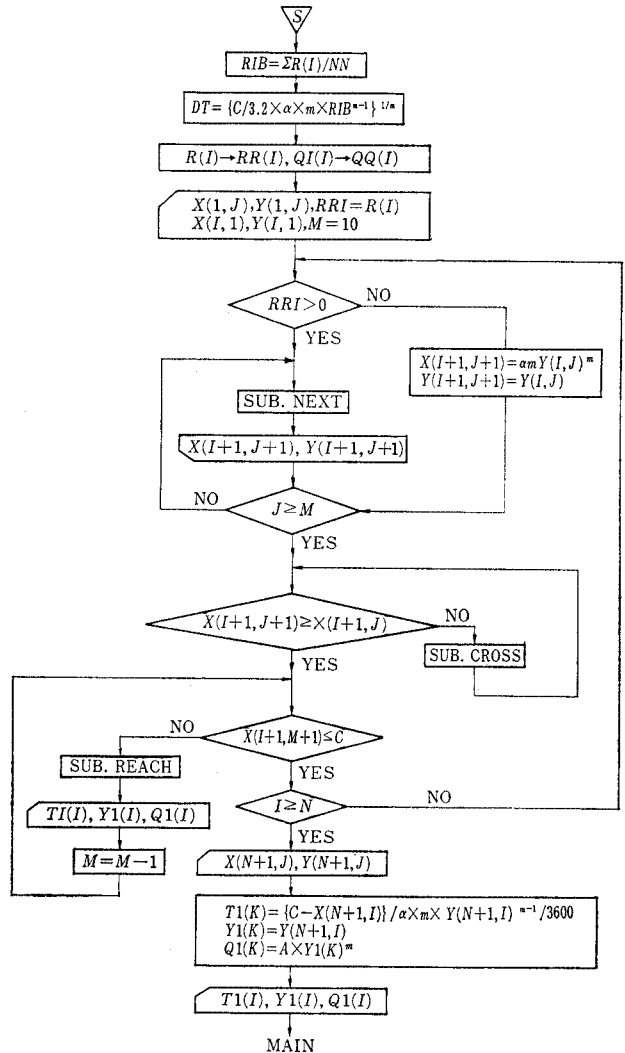
に示しておく。

① Subroutine Charac : 入力としての $\alpha, m,$ 横流入量, $q(t)$, 境界流入量 $Q(0, t)$ を与えることにより, $x-t$ 平面上の特性曲線の位置, 流路断面積をそれぞれ $X(I, J), Y(I, J)$ として追跡し, ハイドログラフを求めるサブルーチンであり, 時刻, 流水断面積, 流量が出力となる。ここに, $X(I, J)$ は上流側より数えて第 J 番めの特性曲線上で $(I-1)\Delta t$ における流下距離を表わす。 $Y(I, J)$ は $X(I, J)$ における流水断面積を表わす。ここで, $q(t)$ を有効降雨強度 $r_e(t)$ とし, $Q(0, t)$ を 0 とすると斜面からの流出量を出力とする。

② Subroutine Array : Sub. Charac の出力である斜面からの流出量を河道の入力とするためランダムな時間間隔の流出量を等時間間隔に再配列するサブルーチンである。

③ Subroutine Next : 式 (8), (9) のプログラムで, 特性曲線上の点 $X(I, J), Y(I, J)$ および横流入量, または, 降雨が与えられているとき, 次の $I\Delta t$ 線上の点 $X(I+1, J+1), Y(I+1, J+1)$ の値を与える。

④ Subroutine Cross : ③ 項で取扱った 2 本の特性曲線が交差する場合のプログラムで, 式 (21), (22) および式 (23) を使用して, 交差点の時刻, 位置, 流水



**図-4(b) Kinematic Wave 法のフローチャート,
Subroutine Characteristics.**

断面積を出力として出す。

⑤ Subroutine OL : 式 (22), (23) および式 (24) をプログラムしたもの。

⑥ Subroutine Reach : 特性曲線が下流端 $x=L$ に達したとき, 式 (12), (13) および式 (14) を使用してハイドログラフを作成する時刻, 流水断面積, 流量を出力として出す。

(3) 貯留関数法

a) 基礎式

貯留関数法では, 追跡計算の単位となる貯留域の流入量群 I_j および流出量 O の間に次の関係式が成り立つものと仮定し, これを計算の基礎方程式とする。

$$\sum_{j=1}^n f_j I_j - O_t = dS_t/dt \equiv \varphi(O_t) (dO_t/dt) \dots (25)$$

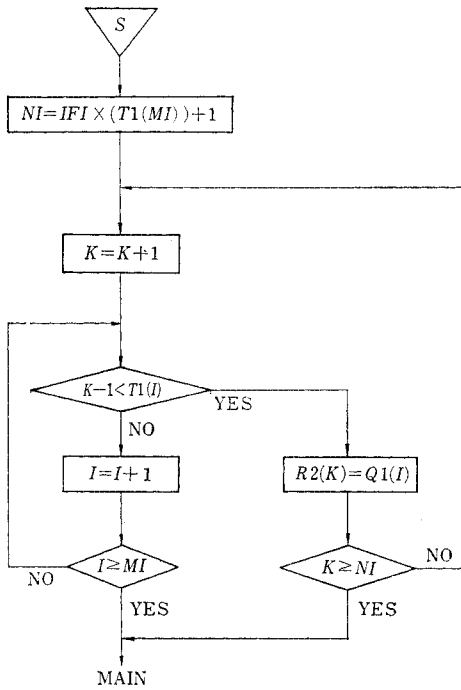


図-4(c) Kinematic Wave 法のフローチャート, Subroutine Array.

$$O_i(t) = O(t + T_i) \dots \dots \dots (26)$$

ここに、 I_j : 流入量群 (区分流域の雨量および支川流量)、 O : 流出量、 f_j : 流入係数、 $\varphi(O_i)$: 洪水流の貯留関数、 T_i : 遅滞時間、 $S_i = \sum f_j I_j$ と O_i に関するみかけの貯留量、 t : 時間である。

なお、上式は一般式であって、流域の洪水流出において、流入量として流域平均雨量 r_{ave} が与えられる場合には、式 (25) の代りに次の式が得られる。

$$f \cdot A \cdot r_{ave} - O_i = dS_i/dt \equiv \varphi(O_i) (dO_i/dt) \dots \dots \dots (27)$$

ここに、 f : 流入係数、 A : 流域面積である。

これらの基礎方程式は、基本的には水流の連続方程式と貯留関係、すなわち貯留量と流量の間の関数関係を基礎としたものである。

b) 定数の決定

貯留関数法の定数は流入係数、貯留関数および遅滞時間であるが、これらの定数を流入量 $I_j(t)$ および流出量 $O(t)$ の資料から決定する方法を述べよう。

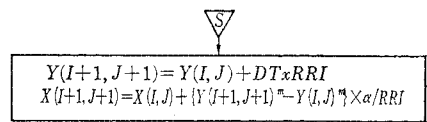
1) $j=1$ の場合: この場合には、既知の流入量が1つであり、それを I とすると基礎方程式は

$$fI - O_i = dS_i/dt \equiv \varphi(O_i) (dO_i/dt) \dots \dots \dots (28)$$

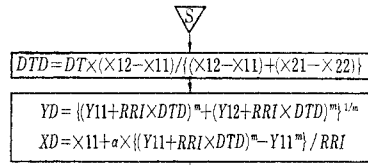
$$O_i(t) = O(t + T_i) \dots \dots \dots (29)$$

となり、上式を t について t_1 から t_2 まで積分すると

$$f \times \int_{t_1}^{t_2} I dt - \int_{t_1}^{t_2} O_i dt = S_{i,2} - S_{i,1} \dots \dots \dots (30)$$



MAIN
(1) SUBROUTINE NEXT

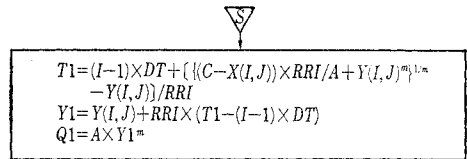


$$T = DT - DTD$$

SUB. OL

MAIN

(2) SUBROUTINE CROSS



MAIN

(3) SUBROUTINE REACH

図-4(d) Kinematic Wave 法のフローチャート

となる。ここに、 $S_{i,1}$ 、 $S_{i,2}$ は時刻 t_1 および t_2 における S_i である。

ところで、貯留関数の特性から S_i は O_i の 1 価関数であるから、 t_1 および t_2 を O_i が等しくなるように選ばば次の関係がある。

$$S_{i,1} = S_{i,2} \dots \dots \dots (31)$$

よって、これを式 (30) に代入すれば次の式が得られる。

$$f = \int_{t_1}^{t_2} O_i dt / \int_{t_1}^{t_2} I dt \dots \dots \dots (32)$$

すなわち、流入係数 f は式 (29) によって遅滞時間 T_i を考慮した流出量曲線の上昇側、および下降側において同じ流量を示す 2 つの時刻間における総流出量と総流入量の比によって計算される。

このようにして、流入係数 f が決定すれば式 (30) によって微小時間ごとに実測の $I(t)$ および $O(t)$ からみかけの貯留量 S_i の変化分を計算し、それと O_i との関係を検討することができ、関数 $S_i(O_i)$ を O_i で微分すれば、貯留関数 $\varphi(O_i)$ も得られる。

以上のようにして $S_i \sim O_i$ の関係が得られたならば、その両者の関係を図示し、各時刻に対応する点をつらね

た曲線がループ・カーブを描いている場合、すなわち、 $S_t \sim O_t$ 関係が1個の関数関係でない場合には、遅滞時間 T_l を仮定しなおして、以上の計算を繰返し、 $S_t \sim O_t$ 関係が、最も1個の関数関係に近くなるように試算的に T_l を決定する。

2) $j > 1$ の場合：基礎方程式は式 (25)、(26) であり、 $j=1$ の場合と同様に、まず T_l を仮定し、式 (31) の条件を満足するように時刻 T_1 および T_2 の間で式 (25) を積分すると

$$\sum_j f_j \int_{t_1}^{t_2} I_j dt - \int_{t_1}^{t_2} O_t dt = 0 \dots\dots\dots (33)$$

が得られる。これは、流入係数 f_j について多元一次方程式であるから、式 (31) の条件を満足する数組の t_1 、 t_2 について数値計算して得られる数組の式を連立にして、最小自乗法で解けば、 f_j の最確値を推定することができる。

T_l に関する試算および貯留関数の求め方は $j=1$ の場合と同様であって、上のようにして決定した f_j を適用してみかけの貯留量の変化分を計算し、 $S_t \sim O_t$ 関係が適当な1個関数となるかどうかを判定すればよい。

c) 数値計算法

① 貯留関数が一般の任意の関数である場合：この場合には図解的方法によるのが有効である。すなわち、基礎方程式 式 (25) を Δt ：単位微小時間、 \bar{I}_j ：微小時間中の平均流入量、 $O_{t,1}$ ：微小時間の初めの流出量、 $O_{t,2}$ ：微小時間の終りの流出量、 $S_{t,1}$ ：微小時間の初めのみかけの貯留量、 $S_{t,2}$ ：微小時間の終りのみかけの貯留量とおいて階差式に改めると

$$\sum_j f_j \cdot \bar{I}_j - (O_{t,1} + O_{t,2})/2 = (S_{t,2}/\Delta t) - (S_{t,1}/\Delta t) \dots\dots\dots (34)$$

となり、これを变形すると次の関係式が得られる、

$$\{(S_{t,2}/\Delta t) + (O_{t,2}/2)\} = \{(S_{t,1}/\Delta t) - (O_{t,1}/2)\} + \sum_j f_j \cdot \bar{I}_j \dots\dots (35)$$

ところで、 S_t は O_t の関数であるから、 O_t と $\{(S_t/\Delta t) + (O_t/2)\}$ および $\{(S_t/\Delta t) - (O_t/2)\}$ の関係を計算し、図表にしておけば、 $O_{t,1}$ および $\sum_j f_j \cdot \bar{I}_j$ から式 (35) の関係を利用して図解法により $O_{t,2}$ を計算することができ、それを繰返すことによって、追跡計算が行なわれる。

② 洪水量の貯留関数 $\varphi = \text{const}$ の場合：同様に式 (25) を階差式に改めると

$$\sum_j f_j \cdot \bar{I}_j - (O_{t,1} + O_{t,2})/2 = (\varphi/\Delta t) \cdot (O_{t,2} - O_{t,1}) \dots\dots\dots (36)$$

ゆえに

$$O_{t,2} = \{2 \sum_j f_j \cdot \bar{I}_j + (2\varphi/\Delta t - 1) O_{t,1}\} \times (2\varphi/\Delta t + 1)^{-1} \dots\dots\dots (37)$$

よって、

$$K_j = 2 f_j / (2\varphi/\Delta t + 1) \dots\dots\dots (38)$$

$$K_\varphi = (2\varphi/\Delta t - 1) / (2\varphi/\Delta t + 1) \dots\dots\dots (39)$$

とおけば次の式が得られる。

$$O_{t,2} = \sum_j K_j \cdot \bar{I}_j + K_\varphi \cdot O_{t,1} \dots\dots\dots (40)$$

したがって、 f_j および φ が与えられたならば式 (38) (39) で K_j および K_φ の値を計算しておけば、式 (40) によって単位微小時間前の流出量 $O_{t,1}$ と単位微小時間中の平均流入量 \bar{I}_j とから、次々と単位時間後の流出量 $O_{t,2}$ を計算することができる。

③ みかけの貯留量 $S_t \propto O_t^{0.5}$ の場合：実例によると、わが国の河川では、みかけの貯留量 S_t がほぼ流出量 O_t の 0.5 乗に比例する場合が多いが、その場合には基礎方程式は

$$\sum f_j \cdot I_j - O_t = d(K_0 \cdot O_t^{0.5})/dt \dots\dots\dots (41)$$

となり、同様に階差式に改めると

$$\sum f_j \cdot \bar{I}_j - (O_{t,1} + O_{t,2})/2 = K_0(O_{t,2}^{0.5} - O_{t,1}^{0.5})/\Delta t \dots\dots\dots (42)$$

となる。ゆえに、

$$\sum_j f_j \bar{I}_j - O_{t,1}/2 - K_0 O_{t,1}^{0.5}/\Delta t = O_{t,2}/2 + K_0 O_{t,2}^{0.5}/\Delta t \dots\dots\dots (43)$$

となるが、上式の左辺は既知であるから、それを M で表わし

$$\sum f_j \cdot \bar{I}_j - O_{t,1}/2 + K_0 O_{t,1}^{0.5}/\Delta t = M \dots\dots (44)$$

とおけば、式 (43) は次のようになる。

$$O_{t,2}/2 + K_0 O_{t,2}^{0.5}/\Delta t = M \dots\dots\dots (45)$$

よって両辺を2乗して整理すると、次の式が得られる。

$$O_{t,2} = 2[M + (K_0/\Delta t)^2] - \sqrt{\{M + (K_0/\Delta t)^2\}^2 - M^2} \dots\dots\dots (46)$$

かくて、 K_0 および f_j が既知であれば式 (44) および式 (46) に O_t の初期値および \bar{I}_j を適用し、順次 Δt 時間ごとの流出量 O_t を数値計算することができる。

以上、貯留関数法の数値解析法を述べたが、実際的な面においては流入係数 f の定め方、とくに f 値がピーク流量に非常に強く影響するという難点があることに注意しなければならない。その他、木村は実測の水文資料が不十分な場合の総合貯留関数法も提案しているが、詳細は文献 2) を参照されたい。

3. 長期間流出解析法

(1) 統計的単位図法

a) Wiener の濾波・予測理論

この理論は、ある与えられた統計的基準のもとで、雑音に埋もれた信号をできるだけ正確に推定しようとするものである。とくにこの理論で注意すべきことは、入力

信号が統計的に定常であり、変換系が物理的に定常・線形であるという前提にたっている点である。いま、系が定常・線形であるとする、任意の入力に対する系の応答、すなわち出力は単位インパルス応答関数を用いて簡単に表現することができる。すなわち、時刻 t の入力を $f(t)$ 、出力 $g(t)$ とすると、単位インパルス応答関数 $h(t)$ を用いて

$$g(t) = \int_{-\infty}^t f(\tau) \cdot h(t-\tau) d\tau \dots\dots\dots(47)$$

で表現される。ところで、現実には雑音があるために、出力 $g(t)$ をわれわれが望む理想的な出力 $g^*(t)$ に完全に一致させることはできない。しかし、なんらかの基準を用いると、 $g(t)$ と $g^*(t)$ の差を最も小さくさせる線形系の単位インパルス応答、すなわち、最適応答関数 $h(\tau)$ を求めることができる。Wiener は

$$\varepsilon(t) = g(t) - g^*(t) \dots\dots\dots(48)$$

の平均 2 乗誤差

$$\overline{\varepsilon^2(t)} = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} [g(t) - g^*(t)]^2 dt \dots\dots\dots(49)$$

を最適化の基準として採用し、この平均 2 乗誤差の最小化には、Euler-Lagrange の変分法を利用して、次の Wiener-Hopf 方程式で $h(\tau)$ を与えた。

$$\int_{-\infty}^{\infty} h(t) \phi_{11}(\tau-t) dt - \phi_{12}(\tau) = 0 \quad (\tau \geq 0) \dots\dots(50)$$

ここに、 $\phi_{11}(\tau)$ は入力の自己相関関数、 $\phi_{12}(\tau)$ は入力と実際の出力との相互相関関数であり、それぞれ以下のように与えられる。

$$\phi_{11}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) \cdot f(t+\tau) dt \dots\dots\dots(51)$$

$$\phi_{12}(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_{-T/2}^{T/2} f(t) \cdot g(t+\tau) dt \dots\dots\dots(52)$$

b) 統計的単位図

さて、流出現象においては、入力として降水量、出力として河川流量、変換系として流出変換系を対応させることができ、Wiener の濾波・予測理論の流出系への適用が考えられる。しかし、ここで注意すべきことは、先に述べたように、この理論は入力信号が統計的に定常であり、変換系が物理的に定常・線形であるという前提にたっていることである。ところが、一般に降水系列に関しては洪水をもたらすような豪雨は定常とみなしがたいが、日降水系列を対象とする限りは近似的に定常とみなすことができ、また、流出変換系の定常化は少なくとも 1 年を降雨期と融雪期に期間分割することによって可能であり、さらに非線形特性の強い表面流出成分を除去することによって、流出系は線形化されることになる。

このようにして、この理論の前提が満足されると、式 (50) を解くことによって、流出変換系の最適応答関数が得られる、高棹・池淵はこの関数の算出方法が統計的で

あり、しかもその概念が単位図に類似していることからこれを統計的単位図と呼んでいる。もちろん、式 (50) では観測時間を無限として取扱っているが、実際現象では有限であるから

$$\int_0^T h(t) \phi_{11}(\tau-t) dt - \phi_{12}(\tau) = 0 \quad (\tau \geq 0) \dots\dots\dots(53)$$

を考えればよい。また、長期間流出現象を対象としているので、解析を進めるにあたっては、時間単位 t として日単位をとると、式 (53)、(51) および (52) 式はそれぞれ離散的な形で次式のように表現される。

$$\phi_{RQ}(\tau) = \sum_{k=0}^m h(k) \phi_{RR}(\tau-k) \dots\dots\dots(54)$$

$$\phi_{RR}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N R_e(i) \cdot R_e(i+\tau) \dots\dots\dots(55)$$

$$\phi_{RQ}(\tau) = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N R_e(i) \cdot Q_e(i+\tau) \dots\dots\dots(56)$$

ここに、 N は対象とする期間の日数であり、 m は降水が流量に影響をおよぼす日数である。したがって、式 (54) は、 m 元連立一次方程式であり、マトリックス $[\phi_{RR}(t)]$ の逆マトリックスを作用させれば統計的単位図 $h(\tau)$ は容易に求められる。なお、計算に際しては自己相関関数が $\tau=0$ に関して対称

$$\phi_{RR}(-\tau) = \phi_{RR}(\tau) \dots\dots\dots(57)$$

の関係を用いる。

以上 Wiener の濾波・予測理論に基づく統計的単位図法について簡単に述べたが、この方法はその後、降雨期においては、中間流出と地下水流出を分離する立場から、入力としては中間流出成分および地下水流出成分への降雨の供給量を考え、これらを土湿量変化に及ぼす蒸発散の効果をも取り入れて算定するとともに、出力としては、地下水流出の単位図から推定された地下水流出量を実測流出量から分離して中間流出量を求め、これらの入力・出力から中間流出の統計的単位図を算定する方法へと改良された。一方、融雪期においては、融雪因子を気温と降雨量に限定し、気温による融雪量算定に Degree-Hour 法を用い、日融雪量を入力とした融雪期の統計的単位図法が提案されている。これらの詳細は文献 3) にゆずることとし、ここには、その適用結果の一例を載せるにとどめる (図-5, 6)。

(2) Stanford Watershed モデル

このモデルは、Linsley と Crawford が Kohler の単純化した土壌水分の計算法を基本として、図-7 に示すように、いくつかの流出系パラメーターをあらかじめ組入れて流出系の一次的モデルをつくり、計算機によって実際の流量記録と計算結果とがある許容限界内で適合するまで計算を繰返し、パラメーターの値を決定したものである。この場合、入力としては、降水量および蒸発散

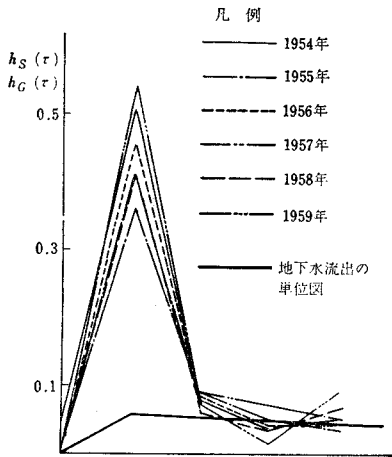


図-5(a) 降雨期の統計的単位図

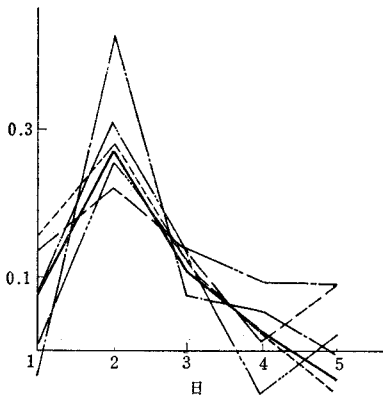


図-5(b) 融雪期の統計的単位図

能である。アメリカ西海岸の Los Trancos Creek (19.4 km²) に適用した結果、得られた関係式および定数は以下のものであった⁴⁾。

① 蒸発量 E_a : 上層水分貯留のある場合

$$E_a = E_p$$

下層からの蒸発がある場合

$$E_a = E_p \cdot (S_L / S_{L,max})$$

ここに、 E_p : 蒸発散能、 S_L : 下層水分貯留量 (mm)

② 最大土中水分貯留量 :

$$S_{u,max} = 50 \text{ mm}, S_{L,max} = 280 \text{ mm}$$

ここに、 S_u : 上層水分貯留量 (mm)

③ 不浸透地域流出 Q_{im} (mm/day) :

$$Q_{im} = k \cdot (S_u + S_L) P_b$$

ここに、 P_b : 流域平均雨量 (mm/day), k : 定数 ($2.95 \times 10^{-4} \text{ mm}^{-1}$)

④ 浸透量 F (mm/day) :

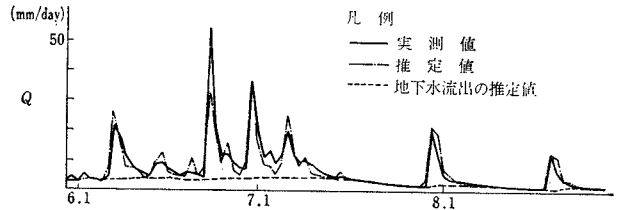


図-6(a) 降雨期における実測流量と推定流量の比較



図-6(b) 融雪期における実測流量と推定流量の比較

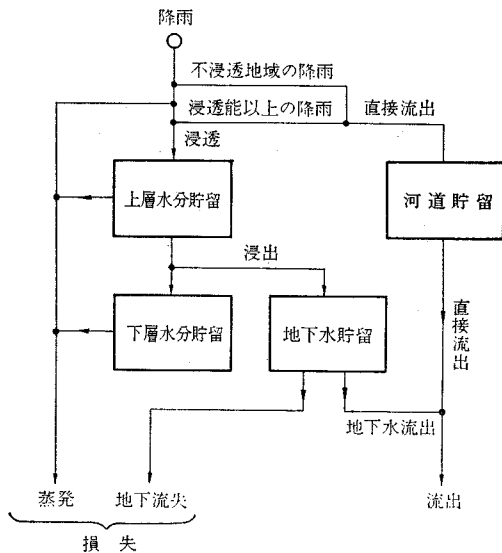


図-7 Stanford Watershed モデルの概念図

$$F = 65 - 0.2 S_L$$

⑤ 地下水への浸出 G (mm/day) :

$$G = (9/280) S_L$$

ただし、 $S_u = 50 \text{ mm}$ の場合のみ

⑥ 河道への直接流出 Q_d (mm/day) :

$$Q_d = 0.7 R_d + 0.5 R_s$$

$$R_d = Q_{im} + (P_b - E_p - Q_{im} - F)$$

ただし、 $(P_b - E_p - Q_{im} - F) \geq 0$

$$R_s = \sum_{t=0}^{n-1} R_d - \sum_{t=0}^{n-1} Q_d$$

⑦ 地下水流出 Q_g (mm/day), 深層地下流失 G_2 (mm/day) :

$$Q_g = 0.02 G_s$$

$$G_s = \sum_{t=0}^{n-1} (G - Q_g - G_2)$$

$$G_2 = 0.01 G_s = 0.5 Q_g$$

⑧ 総日流出量 Q (mm/day) :

$$Q = Q_d + Q_g$$

その後、この方法の改良法が多く提案されているが、取扱いが同じであるから省略する。また、この方法の類似法として地層の重なりを考慮し、減衰係数一定の小孔を有するタンクを連ねて、最上端のタンクに降雨を入れ、あたかも小孔から水が流出するように考えて流出量を計算する、いわゆるタンクの底から小孔までの高さを流域貯留、底にある小孔を浸透と考えた管原のタンク・モデル法があるが、詳細は文献 5) を参照されたい。

4. 水量制御系への DP の応用

(1) 最適水量制御

洪水流出解析法あるいは長期間流出解析法を通じてダムへの流入ハイドログラフが与えられると、次に問題となるのは洪水調節あるいは利水目的にそったダム群の最適水量制御である。

一般に制御系には決定変数(制御変数)、状態変数、合成変数および外乱変数の 4 種の変数が関係しているが、ダム群(ダム数 N) による水量制御系においては、決定変数にあたるものは各ダムの放流量 $O_k(t)$ ($k=1, 2, \dots, n, t=1, 2, \dots, T$)、状態変数にあたるものは各ダムの貯水量 $S_k(t)$ ($k=1, 2, \dots, N; t=1, 2, \dots, T$)、合成変数に相当するものはダム下流の沿川に設けられた評価地点 i を通過する流量 $Q_i(t)$ ($i=1, 2, \dots, m; t=1, 2, \dots, T$)、外乱に相当するものは各ダムへの流入流量 $I_k(t)$ ($k=1, 2, \dots, N; t=1, 2, \dots, T$) およびダム残流域流量 $q_j(t)$ ($j=1, 2, \dots, n; t=1, 2, \dots, T$) である。したがって、系の性状を表現する方程式は各ダムにおいて成立する連続式

$$S_k(t+1) = S_k(t) + I_k(t) - O_k(t) \quad \dots\dots\dots (58)$$

であり、拘束条件として各時点における放流能力の制限、

$$O_k(t+1) \leq g_k(S_k(t) + I_k(t)) \quad \dots\dots\dots (59)$$

が考えられる。ここに、 g_k はダム k に固有のもので貯水量の関数である。このとき、各ダムの初期貯水量(あるいは最終貯水量)を

$$S_k(0) = C_{0k} \text{ (あるいは } S_k(T+1) = C_{Tk}) \quad \dots\dots\dots (60)$$

として、目的関数

$$J = \sum_{i=1}^m \sum_{t=1}^T D_i(Q_i(t)) \quad \dots\dots\dots (61)$$

を最小とする各ダムの放流量系列 $\{O_k(t)\}$ を決定するのが最適水量制御の問題である。ここに、 D_i は評価地点 i ($i=1, 2, \dots, m$) に付与する評価関数である。

なお、 $Q_i(t)$ は各ダムからの放流量とダム残流域からの流量との関数であるが、簡略化のため、

$$Q_i(t) = \sum_{(k)_i} Q_k(t) + \sum_{(j)_i} q_j(t) \quad \dots\dots\dots (62)$$

と考える。ここに、右辺第 1 項は期間 t のダム k の放流量 $O_k(t)$ のうち、途中、他のダムを通過しないで評価地点 i に到達するものの総和、第 2 項は支川流量 $q_j(t)$ のうち、途中、ダムを通過しないで評価地点 i に到達するものの総和を表わす。

さて、この問題を解く数学的手法として DP がきわめて有効なわけであるが、次にこの問題の DP による定式化を述べよう。

(2) DP による定式化

DP の計算には前進型計算法と後進型計算法があるが、実際問題への適応性を考えると、洪水調節においては、制御終了時の状態を規定する後進型が、利水目的の場合は、初期状態を規定する前進型計算法がよかろう。同様な扱いが可能であるから、ここでは後進型計算法について説明する。

いま、任意の期間 t から最終期間 T までの最適放流量系列 $\{O_k(t)\}$ ($t=t, t+1, \dots, T; k=1, 2, \dots, N$) による目的関数の最小値(これは期間 t の期首の各ダムの貯水量 $S_k(t)$ ($k=1, 2, \dots, N$) の関数である)を $f_t(S_1, S_2, \dots, S_N)$ とすると、式 (61) の構造と最適性の原理により、次の関数方程式が成立する。

$$f_t(S_1, S_2, \dots, S_N) = \min_{\substack{0 \leq O_k \leq V_k \\ (k=1, 2, \dots, N)}} \left\{ \sum_{i=1}^m D_i(Q_i(t)) + f_{t+1}(S_1, S_2, \dots, S_N) \right\} \quad \dots\dots\dots (63)$$

ここに、 $Q_i(t)$ は式 (62) で表わせるものであり、 f_{t+1} は期間 $t+1$ の期首の各ダムの貯水量 $S_k(t+1)$ ($k=1, 2, \dots, N$) の関数であるから、式 (58) を考慮して上式を詳しく書けば次のようになる。

$$f_t(S_1, S_2, \dots, S_N) = \min_{\substack{0 \leq S_k \leq V_k \\ (k=1, 2, \dots, N)}} \left\{ \sum_{i=1}^m D_i \left(\sum_{(k)_i} O_k(t) + \sum_{(j)_i} q_j(t) \right) + f_{t+1}(S_1(t)) + I_1(t) - O_1(t), S_2(t) + I_2(t) - O_2(t), \dots, S_N(t) + I_N(t) - O_N(t) \right\} \quad \dots\dots\dots (64)$$

この漸化式を解く手がかりとして、制御最終段階の決定 $O_k(T)$ ($k=1, 2, \dots, N$) による目的関数値 $f_T(S_1, S_2, \dots, S_N)$ が必要であり、それは、式 (61)、(62) と式 (58)、(60) を考慮することによって次のようになる。

$$f_T(S_1, S_2, \dots, S_N) = \sum_{i=1}^m D_i(Q_i(T)) = \sum_{i=1}^m D_i \left(\sum_{(k)_i} (S_k(T) + I_k(T) - C_{Tk}) + \sum_{(j)_i} q_j(T) \right) \quad \dots\dots\dots (65)$$

以上に示した式 (64) および式 (65) がダム群による最適水量制御の DP による定式化であり、これを解く、すなわち最適放流量系列 $\{O_k(t)\}$ ($t=1, 2, \dots, T; k=1,$

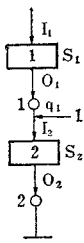
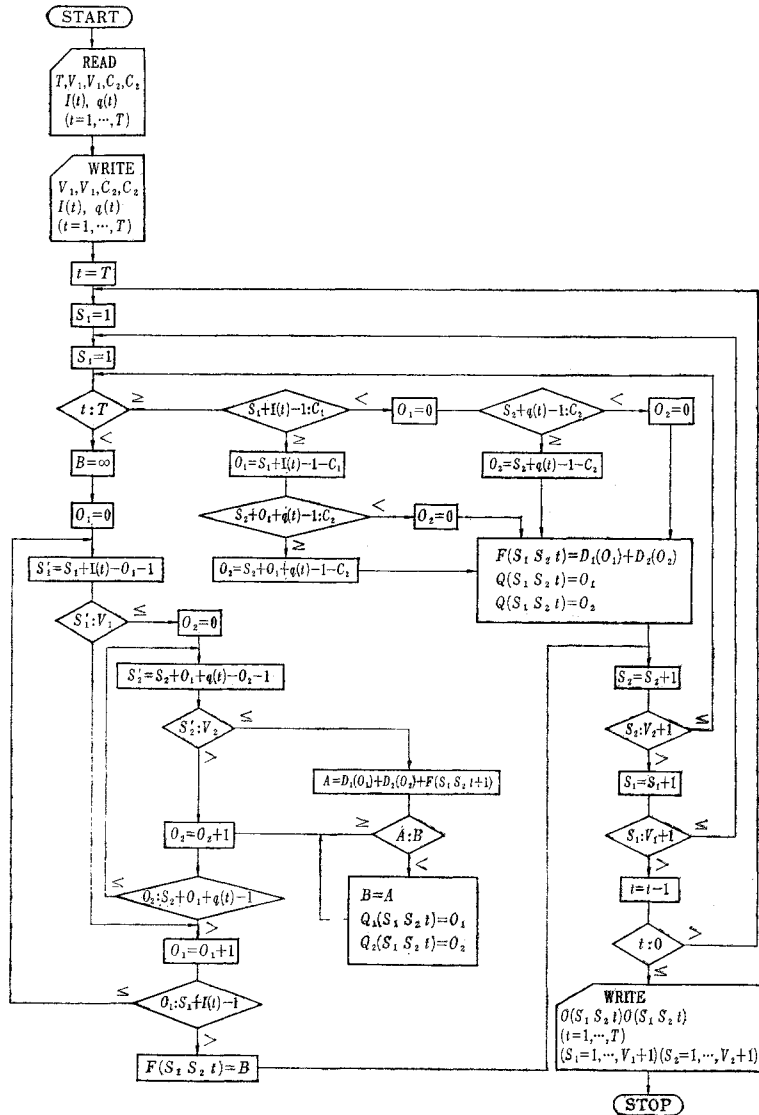


図-8 直列ダム 2 評価地点



(直列ダム 2 評価地点)

図-9 計算プログラム

表-2 直列ダム 2 評価地点の計算例

	時 刻							
	t	0	1	2	3	4	5	6
有効貯水量	流入量							
	$I_1(t)$		5	8	4	3	2	1
	残流域流量							
	$q_1(t)$		6	4	2	2	1	0
$V_1=10$	$S_1(t)$	5	6	10	10	10	10	10
	$O_1(t)$		4	4	4	3	2	1
$V_2=15$	$S_2(t)$	8	12	14	15	15	15	15
	$O_2(t)$		6	6	5	5	3	1

$Q_{1p}/Q_{1a}=0.67$

$Q_{2p}/Q_{2a}=0.60$

2, ..., N) を求めるためには、洪水流出解析法を通してダム流域および、ダム残流域の洪水ハイドログラフ $\{I_k(t)\}$ ($t=1, 2, \dots, T; k=1, 2, \dots, N$) および $\{q_j(t)\}$ ($t=1, 2, \dots, T; j=1, 2, \dots, n$) を与えればよい。

(3) 評価関数の設定

上記の関数方程式を解く際、最も本質的な問題は目的関数の設定の仕方であって、式(61)のように設定した目的関数については、評価関数 D_i そのものの与え方が重要な問題となる。

① 洪水調節：

洪水調節の具体的な目標を評価地点における洪水ピーク流量をできるだけ小さくすることと考えると、凸関数

をあげることができる。しかし、1つの評価地点のみを考える場合は問題はないが、2点以上に対してこの目標を達成しようとする場合には、水系一貫して洪水を安全に処理する立場を強調する必要がある。

いま、各評価地点 i における許容流量を Q_{id} 、ピーク流量を Q_{ip} とするとき、

$$k \equiv \max \left(\frac{Q_{ip}}{Q_{id}} \right) \quad (i=1, 2, \dots, m) \quad \dots\dots (66)$$

を最小にすることを洪水調節の目的と考えると、この目的に一致する評価関数として

$$D_i(Q) = (mT_0)^{a_i} Q^{-b} \quad \dots\dots (67)$$

があげられる。ここに、 a_i は $a_i Q_{id} = P$ を満足する正整数であり、 T_0 は洪水制御期間 T に対して $T_0 > T$ なる定数で、また P および b は任意定数であるが、電算機の使用にあたりその制約に注意して適当に定めればよい。

② 利水目的：

一方、利水に関しては最低流量をできるかぎり増大させることが必要であり、多評価地点に対して、

$$P \equiv \min \left\{ \frac{Q_{il}}{Q_{id}} \right\} \quad \dots\dots (68)$$

を最大にするような評価関数が適当である。ここに、 Q_{il} は評価地点 i を通過する最低流量、 Q_{id} は同じく確保流量である。この目的に符号する評価関数は式 (67) との双対性から

$$D_i(Q) = (mT_0)^{b-a_i} Q \quad \dots\dots (69)$$

で与えられる。

(4) 計算例と次元の節減化

ここで述べたダム群の最適水量制御の定式化は DP の N 次元定式化であり、 N 次元問題として解くことにより、“ダム群相互の関連を考慮する”ことになるわけである。しかし、一般に DP の分野においては多次元性の問題があり、計算の実行可能性に限界が生じる。この問題の1つの解決策として離散区間の選び方を粗くすることが考えられるが、あまり粗くすると実用的な解が得られず、根本的な解決策とならないのは当然である。一般には次元の節減化、すなわち多次元問題を、より低次元の問題に置き換える方法を考えるが、空間基準、逐次近似法の適用などはその例であり、くわしくは文献 6) を参照されたい。

ここでは計算の一例を示すために、図-8 の直列ダム 2 評価地点の洪水制御のための計算プログラムおよびその結果を示しておく。

参 考 文 献

- 1) Eagleson, P.S. : A Modular Distributed Model of Catchment Dynamics, M.I.T. 1970.
- 2) 木村俊晃：貯留関数法，土木技術資料，4.1, 1962.
- 3) 石原藤次郎・高埴琢馬・池淵周一：長期間流出解析法に關する 2,3 の考察，土木学会論文報告集，第 196 号，1971. 12.
- 4) N.H. Crawford and R.K. Linsley : The Synthesis of Continuous Stream Flow Hydrographs on a Digital Computer, Dept. of Civil Eng., Stanford Univ., 1942.
- 5) 菅原正己・丸山文行：雨量から流量を予知する方法について，水文資料の予知に関する研究論文集，1961.
- 6) 高埴琢馬・横田穰二：DP 利用によるダム貯水池の洪水調節方式について，土木学会第 26 回年次学術講演会講演集，第 2 部，1971, 10.

土木技術者のための法律講座

● B 5 ・ 116 ページ ・ 並製 8 ポ二段組 1000 円 会員特価 900 円 (千 100 円) ●

● 総論 / 建設省・佐藤和男 ● 財政・会計制度 / 建設省・森口幸雄 ● 建設業法・標準契約約款 / 建設省・西川龍三 ● 公害対策基本法・騒音規制法・水質汚濁防止法・大気汚染防止法 / 建設省・西川龍三：経企庁・牛島一 ● 労働基準法および関係法令 / 労働省・加来利一 ● 市街地土木工事公衆災害防止対策要綱および火薬類取締法 / 建設省・西川龍三：通産省・都丸泰顕 ● 道路交通関係法令 / 建設省・横沢伯達 ● 河川・砂防・海岸・公有水面行政法規 / 建設省・岩本章雄 ● 港湾関係法令 / 運輸省・浜崎哲史 ● 都市計画法・水道法・下水道法 / 建設省・並木昭夫：厚生省・島崎敏昭：建設省・安藤茂 ● 建築基準法・宅地造成等規制法 / 建設省・浪岡洋一：藤条邦裕：木村誠之

申込先 —— 千 160 東京都新宿区四谷 1 丁目 社団法人 土木学会刊行物係 振替東京 16828

1 第1回トンネル工学シンポジウム

B5判・106ページ
定価 400円
会員特価 300円
(〒110)

トンネル用鋼アーチ支保工の設計施工について／長大トンネルの地質／トンネル工事における災害の実情について／高熱トンネルの施工について／名古屋市高速度鉄道のシールド工法について／わが国トンネル施工のすう勢と問題点について

2 最近のトンネル工学 — 工事の実例と話題 — 〈第2回トンネル工学シンポジウム〉

B5判・136ページ
定価 500円
会員特価 400円
(〒110)

トンネル標準示方書制定について／青函トンネルについて／国鉄新丹那トンネルについて／羽田海底トンネルについて／富士川用水導水トンネル工事について／AN-FO爆剤とその発破法

5 第4回トンネル工学シンポジウム

B5判・268ページ
定価 1800円
会員特価 1600円
(〒170)

ソ連の地下鉄／アメリカのトンネル工事を視察して／アメリカにおける山岳トンネル工法／アメリカにおけるトンネル掘さく機／アメリカにおける都市トンネル／アメリカにおけるコンサルタント業務／アメリカにおける請負工事の諸事情について／アメリカのトンネル施工に関する新技術／欧州のトンネル工事を視察して／欧州におけるトンネル請負工事の諸事情について／欧州における山岳トンネル工法／欧州におけるトンネル掘進機について／欧州のシールド工事／欧州における地下鉄工事／欧州における沈埋工事

6 第5回トンネル工学シンポジウム

B5判・124ページ
定価 1000円
会員特価 900円
(〒140)

六甲トンネルの砕破帯突破について／トンネルの掘さくに伴う地表沈下測定例について／牧の原地すべり地区のトンネル施工について／紅葉山線・新登川トンネルの蛇紋岩区間の施工法と膨張土圧の測定結果について／京葉線・多摩川河底沈埋トンネルについて／大阪地下鉄の沈埋管工事—堂島川と道頓堀川の施工例について—／近鉄難波線の大型機械化シールドの施工例について

7 第6回トンネル工学シンポジウム

B5判・250ページ
定価 1800円
会員特価 1600円
(〒170)

I. 岩石トンネル掘進機の現状と将来(アメリカの場合, 日本の場合), II. 山岳トンネルにおける不良地盤掘削工法(イタリアの場合, アメリカの場合, 日本の場合, 日本の膨張性地山におけるトンネル施工法, トンネル土圧の時間依存性), III. 市街地の軟弱地盤におけるトンネル工法(イギリスのシールド工法, 日本の都市トンネルの現状, 東京駅の大規模開削, ドイツの地下切掘げ, 日本の地下切掘げ工法の問題点), IV. 沈埋工法の現状と将来(オランダの場合, 日本の場合), など Tunnel Symposium '70と題して9月14～16日・東京文化会館で開かれたシンポジウム発表論文のすべてを収録す

土木学会沈埋トンネル小委員会編

沈埋トンネル要覧

B5判・188ページ
定価 2000円
(〒140)

土木学会トンネル工学委員会が土木研究所より受託した研究成果を委託先の許可を得て出版した要覧。総論, 計画と調査, 設計, 施工の4編に分け, 世界各国の調査例も参考に付す

OECDトンネル会議日本代表団編・学会監修

OECDトンネル会議の全貌と現場視察報告

B5判・406ページ
定価 12000円
(〒270)

昭和45年6月22～26日までワシントン市で開催されたOECDトンネル会議の全容を詳細に解説した有益なレポート。I. 概要, II. 会議の内容, III. 勸告書, IV. 会議についての各国の意見, V. 現地視察の5部作