

1. まえがき 近年貯水池群の建設にともない、大型電子計算機による貯水池群の最適統合管理に関する研究は益々重要性を増すところとなっている。筆者は、降水量がある程度予測可能な場合についてQPによる最適解の決定法を提案したが、この手法を用いる場合でも、貯水池数が増える以上になると大型電子計算機をもってしてもDimensionalityの制約から実用的な計算はほとんど不可能となる。これを解決するためにはアルゴリズムの改良と同時に、貯水池群システム自身を簡略化する努力が必要となる。そのための一つの有効な手法として、貯水池相互の関連の強さをもとにして次のような簡略化が行われることが多い。

i) 関連の強いいくつかの貯水池を統合化して、1つの貯水池におきかえる。

ii) 逆に弱い場合には分離して、いわば独立に操作する。

前者についてはHarvard Water Programにおいてもいくつかの操作規準が考えられている。また管内は利水目的の貯水池に対して統合化の可能性の判定規準の検討を行っている。後者の独立な操作についても、それが許されるためには満たされるべき条件が存在するはずである。この条件は最終的には数多くの流域に対するシミュレーションから決定せざるを得ないであろうが、莫大な量の資料整理の前に、ある程度理想化されたシステムについて検討を行ない、関数形の概略を把えておくことは有益であろう。

本報告は治水のみを目的とする直列貯水池群システムを例として解析のための方法論を提示したものである。

2. 独立性の判定基準 図1のような直列2貯水池システムを考える。また最適放流とは、下流防衛地点でのピーク流量を最小にすることと定義する。

i) まず上流貯水池D₁で直下流の防衛点P₁のみに対して、D₂と独立に最適放流を行ない、この放流量と残流域流量を受けて、貯水池D₂では直下流のP₂点のみを対象として最適放流を行なう。

この場合D₂貯水池はD₁の放流方式の影響を受けるから両者は独立に操作されているとは言えないが、各貯水池の最適解は上流から下流に向かって1つづつステップ・バイ・ステップに決定することができる。この意味で完全に分離されていると言える。

ii) 一歩防衛点P₁を考慮せず、P₂のみを対象としてD₁、D₂の連繫操作により最適放流を行なう。

上記i), ii)について、P₂点のピーク流量の差 ΔQ_p が微小であれば、少なくともP₂点の防衛に対してD₁貯水池の放流方式は何ら影響を与えないことになる。 ΔQ_p の大小は、貯水池がないときのP₂点のピーク流量 Q_p との比 $\varepsilon = \Delta Q_p / Q_p$ で評価することになると、 ε は両貯水池の分離のための判定基準となる。ここではこれを独立性の規準と呼んでおくことにする。

3. モデル降雨・モデル流域・モデル洪水 ε に関係するパラメーターの数は非常に多い。よって前述のごとくその概形を把握しておくためには、降雨パターン・流出過程などについて思い切ったモデル化を行なう必要がある。

i) モデル降雨は図2のごとく、ピーク付近の降雨継続時間 $2T_R$ 、ピーク降雨強度 R_p の三角分布とする。

ii) 洪水波の変形は、上流端から下流端までの降雨の伝達時差 t_x による効果が支配的であると、この効果のみによる変形を考える。当然、 $t_x \approx 2t_g$ ここに、 t_g :集中時間。

洪水波形状は T_R と t_x の大小関係により図中の実線で示した3つのパターン

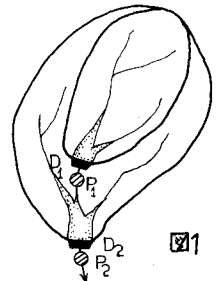


図1

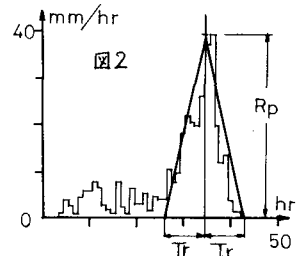


図2

となるが、詳細な説明は割愛する。

iii) 一応一般につきのような近似式が成立するといわれている。

$$A^2/L = \beta, t_* = \gamma L \quad \text{よって} \quad t_* = (\gamma/\sqrt{\beta}) \cdot \sqrt{A}.$$

ここに β : 河床係数, γ : 定数。我国の諸河川については $\beta = 0.1 \sim 0.4$ で、平均的に $\beta = 0.2$, $\gamma = 0.1$ 程度であるから上式の係数は、

$$\gamma/\sqrt{\beta} = 0.1/\sqrt{0.2} \pm 0.1$$

程度とほぼ安定した値となる。

また貯水池 D_1 と D_2 の流域面積を A_1, A_2 と表し、その比を $A_1/A_2 = \alpha$ とおく。若干の考察により、流域 A_1 と流域 A_2 の洪水の集中時間差 t_e は、 $|t_e| < (1 - \sqrt{\alpha}) t_*$ であることがわかる。

iv) D_1, D_2 の容量をそれぞれ V_1, V_2 , 流出率を f とすると、パラメーターの合計は $R_p, T_R, f, A_1, A_2, t_e, V_1, V_2$ の8個となる。このうち我国では一般に、 $R_p = 30 \sim 100 \text{ mm/hr}$, $T_R = 3 \sim 10 \text{ hr}$, $f = 0.7$ 程度とほぼ安定した値である。よってここでは、 $R_p = 50 \text{ mm/hr}$, $T_R = 5 \text{ hr}$, $f = 0.7$ とした。これでパラメーターは5個となるが、ひとまず A_2 は代表的なダム流域のスケールとして $A_2 = 500 \text{ km}^2$ また α, t_e は仮に $\alpha = 1/2$, $t_e = 0$ としてみた。このときの D_1, D_2 への自然流入量系列のハイドログラフを図4の点線で示す。同時に2つの操作方式に対する D_2 点のハイドログラフの比較例も示している。

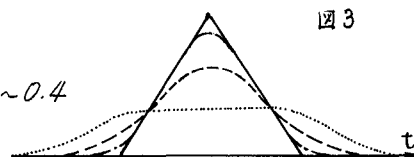


図3

4. 結果の検討 V_1, V_2 の組み合わせに対してその値を求め、 ε をパラメーターとして図示したものが図5である。たとえば図中の斜線部が $\varepsilon > 2\%$ の領域であり、仮に 2% を誤差の許容レベルとすれば（当然流出解析では厳しすぎる程の要求であろうが）、それ以外の領域ではシステム全体の最適解を求めるためには、最小単位の子システムとしての個々の貯水池に対して各々最適解を求めておけばよいことになる。この図において、

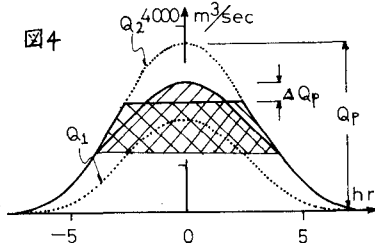


図4

i) $\varepsilon = 0\%$ の領域を囲む4本の直線・曲線はいずれも明確な物理的意味を有しており、定式化も比較的簡単である。たとえば①は上流貯水池 D_1 への流入量を全量カットするに必要な V_1 , ②は上流貯水池 D_1 からの放流量と、残流域流量の全量カットするに必要な下流貯水池容量 V_2 , ③は2つの操作方式に対する P_2 点ハイドログラフの波形の異なる部分全体をカットするに必要な V_2 (たとえば図4では斜線部) を意味している。

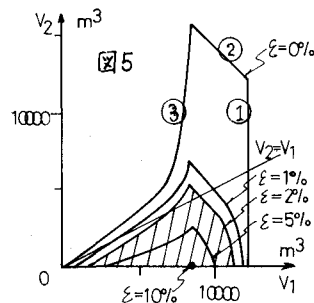


図5

ii) $\varepsilon > 0\%$ の各領域は $\varepsilon = 0\%$ の領域を多少歪ませて小さくした形状となっている。これらは3角形でほぼ近似できそうである。

i), ii) よりこの3角形を形成する直線の係数は V_1, V_2 以外のパラメーターを用いてかなり論理的に決定できそうである。

iii) 最後に本報告に示した例のみについて定量的な検討を加えると、 $\varepsilon < 2\%$ なる領域は、

$$V_1 \leq 12000 \text{ m}^3, V_2 \leq 1/2 V_1$$

なる条件で近似できるが、実領域では通常 $V_2 > V_1$ と考えられる。本例は $t_e = 0$ の条件を別にして、我国の代表的ダム流域に対応していると考えられるが、上記の結果より、我国においては治水単目的の直列貯水池システムにおいて、複数の貯水池を同時に考慮しながら最適解を求めねばならないような場合はずり無いと言えよう。

【参考文献】 1) 江藤 剛治: 貯水池群による最適洪水調節について、昭和49年度関西支那年次学術講演会講演概要