

水量制御と貯水池操作

石 原 安 雄

概 説

河川水の制御は、人類が原始時代から脱皮してその活動の範囲を広げ多少なりとも文化生活を営むようになったとき開始されたといえる。食糧を生産するためのかんがい用水の確保と、主として農耕地を洪水はらんから守るための河水制御である。こうした仕事は次第に大きくなり、その結果として、必要とする食糧の確保が可能となるとともに他の仕事をするための余力ができ、次第に文化が発展したと考えられるのであるが、それと同時に、河水制御のための仕事が大きくなって設備の建設や維持管理のための共同作業、すなわち社会共同体の活動が生まれ、さらに生産物の配分と設備の建設・維持管理の労力ないしは費用の分担とに関する社会的規則が作られたのである。その後も、文化の向上、文明の発展につれてこうした活動が拡大されていくが、社会的活動や社会的規則は、とくに農耕民族においては、河川水の制御問題に端を発したものであるということができよう。

人類活動がますます盛んになるとともに、新しく生活用水の確保と舟運のための河川水の制御が必要となったが、水力発電の発明を契機として、水量制御とそれに伴う社会的活動が一変したと考えてよいであろう。電力は近代的工業を起し、近代工業は多量の工業用水を必要としたので、水力発電と工業用水の確保のための水量制御の仕事が大規模に行なわれるようになった。その結果、以前は河川水を制制することによってえられる果実が農業生産物と健康な日常生活とであったところへ、工業生産物と日常生活の便利さがただ単に加わっただけならばほとんど問題は起らないが、たとえば農業用水と工業用水のように、それらによって生まれる果実の価値比較や、用水確保のための歴史的社会的慣行の相違などによって、各種の用水確保のための水量制御の段階においていわゆる競合問題が生じて、社会共同体に新しい調和と、それを維持するための規則が必要とされるようになったのである。さらに最近では、石油を主体としたエネルギー消費の急増に伴って、自然のもつ更新作用・自浄作用を上まわって廃棄物が河川に排出されて河川水の汚濁という全く新しい問題が発生し、水量制御はこの問題にも対処しなければならないし、また人口の都市集中に起因した大規模な土地開発、すなわち丘陵地や農耕地の大規模な都市化による出水形態の変化も新しい水量制御の問題を起している。

河川水の制御問題は上記のような歴史的変遷を経てきたが、今日の水量制御の目的は、

1) 洪水(量的)および水質汚濁(質的)の危険を防止するために水量を調節したり水質を管理すること、

2) 生物の生命保持、食糧の生産、工業の生産、レクリエーション等のための水量と水質を確保すること、

であり、これらを最少の努力と最少の費用で達成することであるということができる。しかしながら、

1) の目的は損失の除去であり、2) は利益の増進であって、両者の軽重を直接比較することは困難であり、また、2) の中で生命保持は別としても他のものの価値の相互比較もそう簡単ではない。基本的には社会共同体の将来をみこした意向によって決定されるべき問題であるので、水量制御は社会共同体の意向を反映したものでなければならないといえる。

ところで、われわれが利用しようとしている水、それによる危険を防止しようとしている水の源は降水であることはいうまでもない。降水は河川水、湖沼水、地下水となってやがては海洋へ流出するのであるが、この水循環の過程において、洪水による損害を与え、またいろいろの恩恵を与えるのである。降水は stochastic な現象とはいえ、平均的には地域によりまた季節によってほぼ定まっているので、とくに利水的観点からすると、人間活動がこの範囲にとどまっている間は、かなり自由な活動を行なうことができるのであるが、この範囲を超えて活動しようすると、水量不足や水質汚濁が発生する。このような状態を想定すると（今日わが国においてはこのような状態に達しようとしている地域もあるが）、もはや社会的要請によって河水を制御するという考え方が成立しなくなり、逆に水の存在状態によって社会が規制されるという考え方をとらねばならなくなってくる。他方、治水の観点からしても、降水の変動の大きさの範囲が deterministic には求められないので、洪水に対する安全性を保証するためには社会の状態をある程度規制した方がよいとも考えられる。すなわち、その地域の水の存在状態が社会のいろいろな面での発達を規制する重要な要素の一つとなるのである。さらに、水量制御が将来をみこした社会共同体の意向を反映したものでなければならないことを記したが、この将来をみこしたという中に、水の存在状態がその地域社会の発達を規制する要素となるということを、制約条件として基本的に含んでいることを忘れてはならないことを強調したい。

河川水を制御する方法はつぎの二つに大別される。

- 1) 植林、河川堤防・放水路の建設などによって水の循環過程を社会生活に利するように変更する。
- 2) 頭首工や貯水池の築造、地下水函養などによって水の流れを時々刻々人為的に調節する。

前者は水循環の自然の法則を十分に理解したうえで計画することがとくに重要であって、一度その施策を行なうとそれを変更したり改善したりすることが非常に困難であることを銘記すべきである。後者には、頭首工で代表されるように、自然の流況の中で必要な水量のみを取水するというものから、大貯水池で代表されるように、水を一時貯溜し必要に応じて貯溜水を放流するものまで各種のものがある。この場合にも自然の水循環に変化を与えるという点では第1の制御方式と同じであるが、さらに効率的に貯水し効果的に利用することができるように操作できるという点が特色である。

わが国においては水の存在状態が社会の発達を規制する大きな要素となってきた。また、水量制御は水の自然的循環に変化をもたらして水と土砂の流出量を変化させるとともに、社会活動を増大させて人為的な物質循環を付加することとなる。これらを基本的に考慮したうえで、さらに降水がかなり stochastic な性質をもっていることを勘案しつつ水量制御ないしは貯水池の操作を効果的に行なわなければならないと考えるものである。

1 人為的操作を伴わない水量制御

1・1 森林による水量制御

わが国においては、森林地の占める面積は国土の68%である。森林は木材資源として有用なことは勿論であるが、人間の生活環境を良好な状態で維持するというかけがえのない効用ももっている。しかも森林の生育は土地および水と相互関係が極めて密接である。また森林には高度に人工が加えられたものから全く人工が加えられないものまでその成立過程は極めて幅が広いが、大部分は相当長期にわたって人工が加えられ、自然のままの姿の森林地は高山帯、岩石地、草生地、湿地等特殊の地帯に限られており、全森林面積の約5%程度であるといわれている。

したがって、国土の大部分を占める面積に生育している森林は人工が加えられたものであり、またこの地帯は主要な水源地でもあるので、その生育を保証しつつ、森林のもつ流出制御機能を考慮して人工を加える必要があるわけである。一般に水源地においては、

- 1) 森林が存在すると蒸発散量が増加して、流域全体としての流出率が若干低下する傾向にある。
- 2) 森林が存在すると土地の表面付近が常に湿潤に保たれ、いわゆる渇水量が増加する傾向にある。
- 3) 森林が存在すると下草や枯葉層などが存在することになり、洪水の流出を緩和さす効果がある。
- 4) 森林が存在することは土地表面を被覆することとなるので、地面侵食を防止軽減して、急激な土砂流出の防止に有効である。

等の影響がある。世界的にみて、年間の降水量が約1600mmとかなり多いわが国においては、森林の存在による流出率の若干の低下というよりも、他の有用性が極めて大きいので、木材資源の生産ということも考慮して、適切に人工を加えつつ森林地を確保し、流出水が自動的に制御されるよう努めることが肝要である。このことはまた、大気浄化、観光レクリエーションの空間の確保という社会的要請とも一致するものである。

ここで問題となるのは、このような有用な森林地をどれだけ確保するのが良いかということである。人間の活動が広がり、とくに農業以外の産業と居住のための土地利用が増大している今日において、とくに重要になってきている。森林のもつ水量制御の機能のみに着目すれば、適当な貯水池を設けて流水を調節することによって代替えも可能であるが、木材資源とその生態学的効果など代替えが困難なものもある。今日、この問題に対して定量的な答を用意することは極めて困難であるので、もしも森林面積をどうしても大幅に変更する必要がある場合には、急激な変化を避けその影響を監視しながら、いわば気長に実施していくのが良策と考えられる。

1・2 築堤、放水路等による流水制御

わが国においては、農地や都市域を洪水はらんから守るために、河道に沿って延々と堤防が築造され、また時としては放水路が造られている。これらは出水時に多量の水を河道内にとじ込め、また価値のある地区の近くに危険性の大きい洪水が侵入するのを防止するという意味において、非常に有用なものであることはいうまでもない。

これらの施設を制御機能という観点から分析すると、

- 1) 普通の場合その制御は流水のもつ性質に従って自動的に行なわれる。
- 2) 施設の大きさによって異なるが、それらの施設によって制御可能な入力（洪水）には上限が存在する。

という2点に着目する必要がある。

いうまでもなくこれらの施設は堤内地を洪水の危険から守ることを目的としているが、これらの施設のもつ制御能力を超える洪水は、自然の法則に従って堤内地に自由に侵入してしまうのである。そ

の侵入を防ぐために、昔から被災が予想される地域社会の中に水防団が組織され、いわゆる水防活動が行われてきた。自然の猛威は計知れないものがあり、後述する洪水調節用貯水池とともに堤防や放水路にはその流水の制御能力に上限があり、さらに、堤防や放水路（ゲートのないもの）は出水状況に応じて制御機能を変化させることができないので、その生起の確率が小さいとはいえ、洪水の被害をできるだけ軽減させるためには、水防活動を行なって被害を最少限に喰いとめることが必要である。このような活動を行なうことによってのみ社会共同体と洪水との関係が維持され、異常な出水時に際して被害を最少限に喰いとめることができるのである。

1・3 都市化と水量制御

いわゆる都市化による新しい水問題には、

- 1) 都市化による都市用水の増加
- 2) 都市化による出水形態の変化
- 3) 都市化による河川水質の汚濁
- 4) 都市化による観光・レクリエーション空間の減少

などを挙げることができる。都市用水の確保の問題は一般の用水確保と同じであるので、ここでは後三つの問題について述べる。

a. 都市化による出水の変化とその制御

この問題を考えるとき、丘陵地と低平地とに分けて考えることが便利である。

一般に丘陵地を開発して都市化すると、従来その土地がもっていた保水能力が著しく減少するとともに、出水時の洪水到達時間（厳密には伝播時間）が小さくなる。いま開発前後の流出係数を f_0, f_1 とし、洪水到達時間を T_0, T_1 とすると、周知のように出水のピーク流量 Q_{p0}, Q_{p1} は、

$$\text{開発前： } Q_{p0} = \frac{1}{3.6} f_0 \cdot \bar{r}_0 \cdot A \quad (1.1)$$

$$\text{開発後： } Q_{p1} = \frac{1}{3.6} f_1 \cdot \bar{r}_1 \cdot A \quad (1.2)$$

ここに、 $Q_p: m^3/sec$, $A: km^2$, $\bar{r}_0, \bar{r}_1$: 対象降雨の T_0, T_1 内平均降雨強度の最大値で mm/hr 。

簡単にいえば、(1.1), (1.2) 式で与えられる Q_{p0}, Q_{p1} の差だけ洪水時のピーク流量が増大し、開発地からでる支川の洪水負担を増大させることとなる。この場合、その支川を改修するとともに、さらにこれに連なる本川が河口まで開発による流量増を負担できるように改修済みであるならば問題は起らない。しかし、普通の場合には、支川の改修が遅れていたり、また支川が既成市街地を流れており、その再改修が非常に困難であったりする。このような場合には、何らかの方法によって出水時の水量を制御して開発による流量増を除去し、下流の洪水危険度を増大させないようにしなければならない。

本川の疏通能力に余力があり、かつ図—1・1(a)に示すように本川流域内において開発地がその下流部に位置しているときには、もっとも安全で確実な対策は、開発区域の存在を考慮したうえで通常の計画基準に対応したピーク流量を対象として支川の河道改修を行なうことである。

支川の河道改修が不可能なときや、図—1・1(b)に示すように開発地が本川の上流部のかなりの面積を占めており本川の再改修に多大の費用を要するときには、洪水調節池を設けて開発による悪影響を除去する必要がある。そのためには開発の前後のハイドログラフを求めなければならないが、対象降雨が与えられた場合にもその算定は現在のところかなり面倒である。以下参考のために、開発による効果を比較することを目的とし、さらに(1.1)および(1.2)式によって洪水のピーク流量を与え

る場合の近似的計算法を示そう。

i) まず開発前後の流出係数 f_0, f_1 および洪水到達時間 T_0, T_1 を従来の方法によって推定する。

ii) 確率降雨曲線を用いて, T_0, T_1 に対する平均降雨強度 $\bar{r}_0, \bar{r}_1$ を求める。

iii) (1.1), (1.2) 式を流出高で表わし, Q_{p0}, Q_{p1} に対応して q_{p0}, q_{p1} と書くと,

$$q_{p0} = f_0 \cdot \bar{r}_0, \quad q_{p1} = f_1 \cdot \bar{r}_1 \quad (1.3)$$

となるので, これより q_{p0}, q_{p1} を算出する。

iv) 一方, ii) で用いた確率降雨曲線とはほぼ同程度の大きさの実績ハイトグラフを選定する。この場合の時間単位は T_1 以下であることが望ましい。

v) 流出過程を線形貯溜と仮定し, 降雨損失がないとし, 貯溜高を s , 貯溜係数を k で表わすと, 基礎式はつぎのように与えられる。

$$\frac{ds}{dt} = r - q \quad (1.4)$$

$$s = kq \quad (1.5)$$

上式を Δt 時間ごとに計算することとし, 下付 1, 2 で時刻 t_1, t_2 における物理量を表わすと, 結局次式がえられる。

$$q_2 = \mu r_{1-2} + (1 - \mu) q_1 \quad (1.6)$$

ここに, $\mu = \left(\frac{\Delta t}{k} \right) / \left(1 + \frac{\Delta t}{2k} \right), r_{1-2} = \frac{1}{2} (r_1 + r_2)$

そこで, 流出高の初期値を仮定し (零としてよい), iv) で設定したハイトグラフを用いて種々の μ の値に対するハイドログラフを計算し, μ とピーク流出高 q_p との関係を求める。この場合, ハイトグラフの時間単位と上の計算の時間単位 Δt を一致させると便利である。

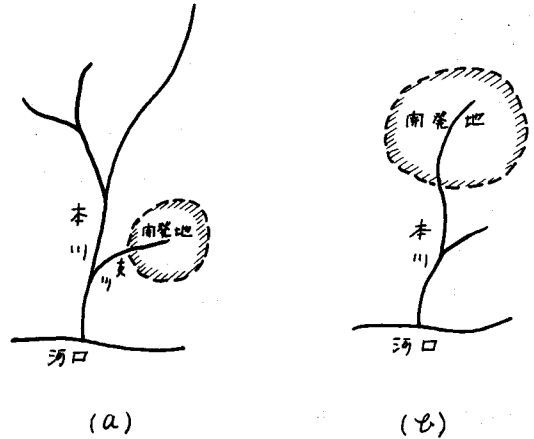
vi) $\mu \sim q_p$ 図を用いて, iii) で決定した q_{p0} と q_{p1} から μ_0 と μ_1 の値を求め, これを開発前後の μ の値とする。

vii) μ_0, μ_1 の値を (1.6) 式に適用することによって, 開発前後のハイドログラフを求めることができる。

viii) 洪水調節池の効果を調べるには, その位置が開発地区内の最下流端にあれば, μ_1 に対するハイドログラフを調節池への入力とし, その出力を μ_0 に対するハイドログラフと比較すればよい。

ix) なお, このような調節池では洪水の到達時間が短かく, また管理も大変であるので, 孔あき形式のいわば自然調節の方式を採用するのが良策と思われる。

一方, 低平地においてはこうした調節池を設けることができない。また, その土地が水田の場合には, 豪雨時にその水田での貯溜効果はかなり大きかったはずである。低平地を都市化すれば, こうした貯溜効果がなくなり, しかも勾配が緩やかであるので, 流出水の排水が一段と困難となる。この場合の制御方式としては, 高い堤防を造り堤内地の水をポンプ排水する, または地区内のかなり広い面積を遊水池または遊水地として計画的に設定して貯溜効果をもたせる, といったものがある。ここに



図一 1.1 開発地の位置

遊水池といったのは常時水面のある池を、また遊水地といったのは公園や運動場で出水時にのみ水がたまるような場所を意味する。

b. 都市化に伴うその他の水量制御

都市化すると当然汚水をも含めて廃棄物が増大し、従来その地区が本来もっていた水循環に伴う物質循環に大きな変化をきたす。普通の場合、水質汚濁を発生するわけで、いわゆる汚水処理を行わなければ環境破壊を起す。汚水処理を行なっても、処理後の水が下流の自浄作用によって清浄化される限度を越えるようであれば、その物質が貯積されてやがて環境破壊につながるはずである。現在のところその限界を示すことはできないようであるが、社会共同体が合意できる範囲というものはあるように思われる。たとえば大都市の中を流れる河川ではアユとまではいわないがコイ・フナ程度が棲息できる程度にするといった合意である。

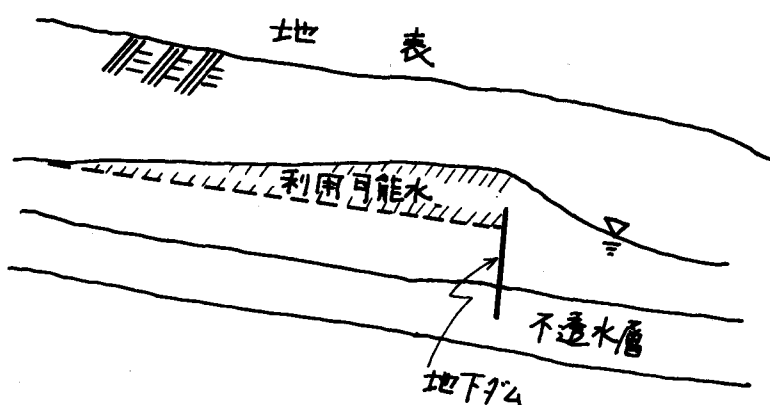
このことを逆にいえば、汚水の処理技術の程度によって変わるが、水質をも含めた水量制御が都市化の種類と人口等を規制するということを考えなければならないことを示唆するものであろう。

また、観光、レクリエーション空間を開発地区内にとることを水量制御の面からみると、そうした場所は土地の保水性がよいので豪雨時の出水を緩和する効果があり、非常に好ましいことといえる。

1.4 地下水の制御

地下水には浅層地下水と深層地下水とがあり、ここで述べるのは浅層地下水である。浅層地下水はその水質がよければ非常に有用な水資源である。したがって、この地下水を制御することができれば、大きな利益をもたらすであろう。

積極的に地下水を制御する方策として提案されているのは、地下ダム¹⁾と地中への人工的 recharge²⁾である。前者は図一1.2に示すように、地下に矢板などによってダムを造ると豊水期に地下水面が上昇するので(図中ハッチをした部分)、渇水期にこれを汲み上げて利用しようとするものである。非常に面白い構想であって、モンスーン地帯のように雨期と乾期があるような気候区ではとくに有効のように思われる。一方、地中への人工的 recharge は、これ単独で用いてもあまり意味が



図一1.2 地下ダム

ないが、地下水の過剰汲み上げによる地盤沈下、沿岸地下水の場合の海水の侵入、および水質の低下などの障害を防止軽減するという意味において有効である。

以上は地下水を積極的に制御して、障害を起さないようにして水を取得しようとするものであるが、わが国では都市域を除くと大部分の沖積地で水田耕作が行なわれていることに注目しなければならない。水田地帯では、大部分が6月～8月頃まで用水が行なわれて水で地面が覆われており、しかも日減水深が10～20mmである。このことは水田から常に水が浸透し続けていることを意味するものであって、浅層地下水への重要な水の供給源である。しかもわが国では11月～3月頃が渇水期であり、その期間において水量の確保が大きな問題となっている。水田地帯からそのかんがい期間の間供給さ

れた水は、時間が経過したのち河川の水位が低下しはじめるといわゆる effluent の状態で河川へ流出してくる。図-1・3は淀川の京都盆地について、非かんがい期の9月から翌年4月までの期間を対象として、盆地の効果を無視した流出量（日流量で表わしている）と枚方での実測流量の差を計算したものである。正の値は流量が補給されている状態を表わすが、冬期にかなりの流量が補給されていることを示している。このような渇水補給の効果は盆地で水田耕作が行なわれているところでとくに期待できる。したがって、こうした地域を都市化したり、また水田を畑作に変えたりすると、盆地地下水への主要な水の供給源を失なうこととなり、冬期の渇水補給効果が減少し、水資源の確保のうえから問題が起る。

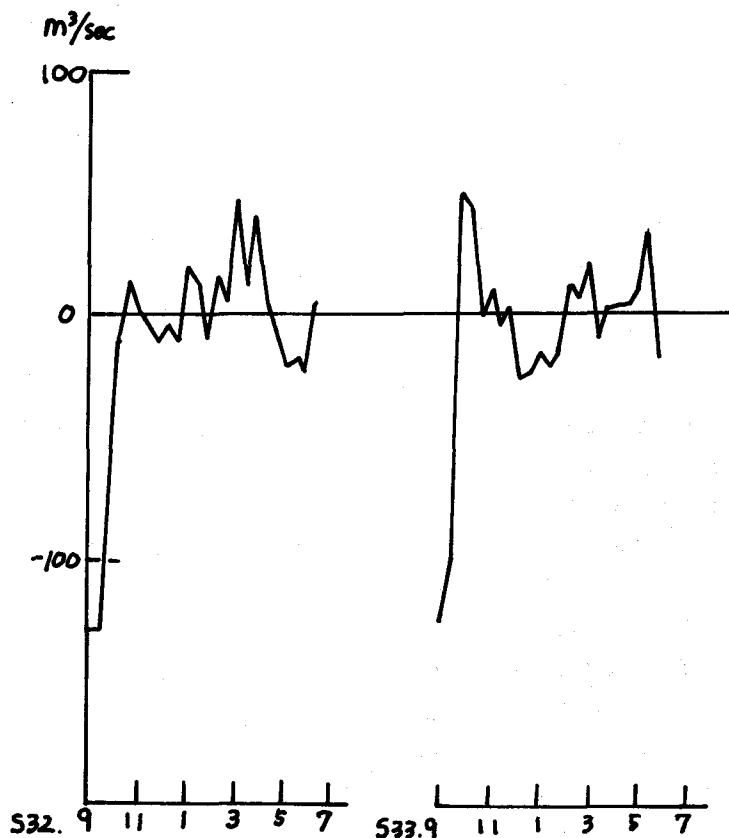


図-1・3 渇水補給に対する京都盆地の効果

すなわち、都市化によってかんがい用水が不要とはなるが、それは夏季だけのことであって、わが国では冬季渇水も大きな問題であるので、そのときの渇水補給が少なくなることに注目すべきである。

2 貯水池の利水操作

これまでいろいろの水量制御の問題について述べてきたが、それらは入力である降水の状態に対応した人為的な操作がほとんど不可能なものであった。しかしながら、わが国河川の年間の流量変動はかなり大きく、かつ経年変化もあるので、自然の流況そのままでは増大する水需要に対処することは不可能である。ここにおいて貯水池を築造して流量が多いときに貯溜し、無降雨が続いて渇水となったときに放流して使用の方策が考えられたわけで、自然の流況を制御するもっとも効果的な手段といえる。以下、このような貯水池を利用して水を確保するための操作問題について述べる。

2.1 利水操作の目的

貯水池をうまく操作するということは、操作することによって生まれる果実がもっとも有用であるようにすることである。たとえば発電用貯水池では電力需要を満し、しかも無駄な水を放流しないような操作が良い操作といわれるだろうし、上水道を給供している貯水池では都市に水不足を来さないように操作することが要望される。水需要がそんなに大きくなくて相対的に河川水が豊富である間は、各種用水の間で競合することがないので、各用水ごとにそれぞれの目的に最適のように貯水池を操作することが可能であり、最適な操作法を見出すことも比較的容易である。

表一 は世界の主要国における食糧の総合自給率を示したものである。³⁾ 貿易の自由化、食糧の多様化などの傾向によって、農産物の種類に変化を来たすのであろうが、食糧の自給は国策としてかなりの高い水準（70～80% 程度）に保つ必要がある。図一・2・1は国民所得と廃物排出量との関係を世界の主要都市について示したものであるが、⁴⁾ 適当な下水処理を行なっても、恐らく排出物に比例して水質の汚濁負荷が増加し、生活環境が悪化すると考えられる。したがって環境保全のために河川維持用水の確保が絶対的に必要となる。

要するに、河水の利用

排出量 (g/kWh/年)

800
700
600
500
400
300
200
100

500 1000 1500 2000 2500 ドル

ストックホルム
ニューヨーク (1962)
ニューヨーク (1957)
ハンブルク
コペンハーゲン
東京
大阪
名古屋
京都
神戸
札幌
仙台
福岡
岡山
広島
新潟
金沢
富山
石川
福井
山梨
長野
岐阜
愛知
三重
滋賀
京都
大阪
兵庫
奈良
和歌山
徳島
高松
松山
高知
香川

$y = 0.320x - 203$
 $R = 0.94$

1人あたりの国民所得

こととなるが、その決定は時代の推移とともに変わると考えねばならない。このことを水量制御の観点からいうと、利用することができる水の配分方法が、時代とともに、または地域によって変わることの意味するわけで、流動的または政策的である。したがって、水の配分まで考慮した貯水池の最適操作法が検討できるのは、特定の地域で特定の時点を対象とした case study として取扱う場合に限定されてしまう。

こうした考え方は、アメリカの the Harvard Water Program における研究成果をまとめた Design of Water Resource Systems の第11章⁵⁾にも述べられている。すなわち、貯水池の計画の段階にお

において在庫モデルなどによって最適開発という観点からきめられた硬直的な操作手順のみによるのではなく、そこに柔軟性のある操作を導入することが有効であって、空間基準、補填基準および分散基準の三つをあげている。空間基準は将来の貯水への流入量に備えて貯溜水を使用するというもので、無駄な水をできるだけ少なくするという基準であり、補填基準は確実に出水の前に貯溜水を放流してそれを利用するとともに洪水の被害を減少させるように貯水池の容量をあけておくというもので、さらに分散基準は、渇水期で水不足が予測されるとき、過度の水不足を来たさないように、予め節水して渇水による損失を分散させようとするものである。

2.2 流入量の将来予測

貯水池の最適な利水操作を行なう場合、上述したように流入量の将来予測が基本的に重要となる。上記の三つの基準のうち補填基準については出水予知に関係するので次章であらためて述べるが、ここでは空間基準と分散基準について考える。

a. 短期予知

図一2.2は日雨量時系列のコレログラムの一例を示したものである。次の日との相関は認められるが、数日後の雨量とはほとんど相関がない。したがって、5日ないし10日ごとの降雨量を標本と考えるときには、それらはランダムな事象と考えてよいだろう。こうした特性を考慮して図一2.3の流量時系列を考えて予測問題を考察しよう。

時刻 t_1 において、将来の時刻 t_2 までの総流出量 Q_0 を予測する問題である。 $t_2 - t_1$ の間に降水がなければ流量は自然に減るので、そのときの総流出量 Q_n は

$$Q_n = \int_{t_1}^{t_2} q_n dt \tag{2.1}$$

となる。一方、降水があると流出量が増加するので、その増分を q_s で表わすと、降水のための総流出量の増分 Q_s は、

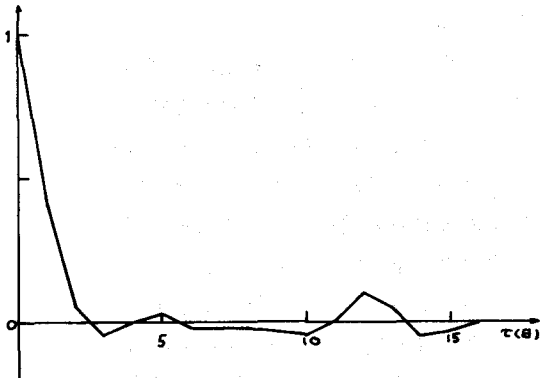
$$Q_s = \int_{t_1}^{t_2} q_s dt \tag{2.2}$$

で与えられる。よって、 $t_2 - t_1$ 間の総流出量 Q_0 は Q_n と Q_s との和であって、次式で表わされる。

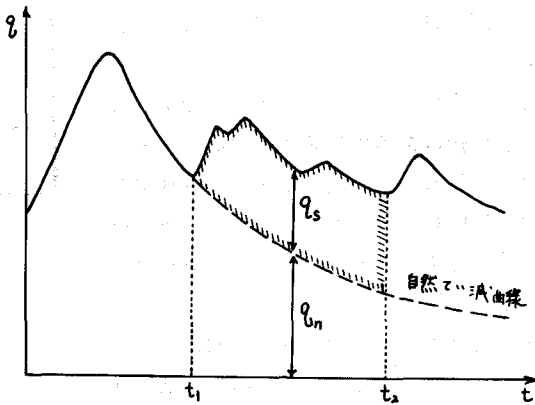
$$Q_0 = Q_n + Q_s \tag{2.3}$$

すなわち、 Q_n は t_1 までの水文情報によって完全に予測できる deterministic なものであり、これに反して Q_s は $t_2 - t_1$ の間の降水に起因する量であるので、 stochastic なもので確率論的にしかきまらないものとするのである。

つぎに実測データから Q_n と Q_s とを分離しなければならないが、それには二つの方法がある。その



図一2.2 日流量時系列のコレログラムの例



図一2.3 流量時系列

一つは自然てい減曲線を見出して分離する方法であり、他は図-2.4に示すように、横軸に対象期間（図では10日間）の前日の流量を、縦軸にその日に続く10日間の総流出をとって点描し、これらの点の下限と思われる包絡線を描くと、この包絡線より下側で Q_n 、上側で Q_s が与えられるとする方法である。

b. 長期予測

数カ月程度の長期にわたる流量予測の問題である。この程度の期間を対象とするときには、自然てい減曲線はかなりてい減してしまうので、降水量さえ予測できれば、流出量の概略値の推定は可能である。著者は気象の専門家でないのでどのようにして行なうのか知らないが、気象台より1カ月および3カ月の長期予報が出されている。したがって、その季節の気温等から損失降雨を推定したり、その期間の流出率を想定することは、過去のデータを解析することによって可能であるので、1カ月または3カ月の間の月流出量も推定できるはずである。

この場合はかなりの長期の予測であるので、予測値はある生起確率に対応して表現されるだろう。この長期予測は分散基準などの比較的長期間に対する柔軟性のある放流の仕方決定するのに役立つであろう。

2.3 貯水池の操作方法

a. 流況の短期予測に基づく操作

さて、貯水池を操作して有用な水量を確保するには、前述したように空間基準と分散基準によることが効果的と考えられる。ここではまず流況の短期予測に基づく操作、すなわち空間基準について説明する。⁶⁾

(1) 並列貯水池の場合

図-2.5のように、ある水系に二つの貯水池が別々の支川にあって、取水点が両支川の合流後の下流にある場合を考えよう。この場合は、図-2.3に示すように時刻 t_1 において、 $t_2 - t_1$ の間の貯水池A、Bの流入量 Q_A 、 Q_B および残流域からの流出量 Q_R を予測し、その間の取水量（需要水量）を Q_U としたとき、もっとも無効放流が少ないような貯水池からの補給水量 Q_{Au} 、 Q_{Bu} をどのようにすれ

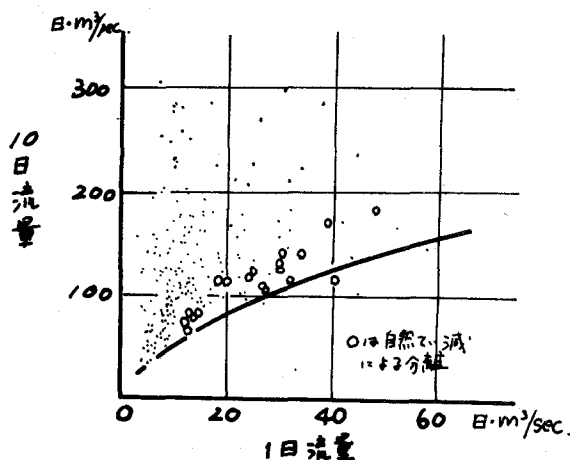


図-2.4 Q_n と Q_s との分離

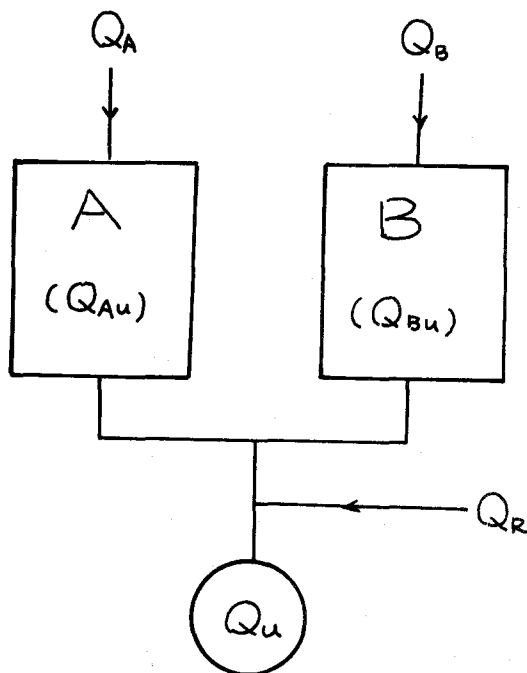


図-2.5 並列貯水池の場合

ばよいかという問題に帰着できる。

Q_A, Q_B および Q_R は (2.3) 式よりそれぞれつぎのように書くことができる。

$$Q_A = Q_{An} + Q_{As}, \quad Q_B = Q_{Bn} + Q_{Bs}, \quad Q_R = Q_{Rn} + Q_{Rs} \quad (2.4)$$

一方取水量 Q_u は、

$$Q_u = Q_{Au} + Q_{Bu} + Q_{Ru} \quad (2.5)$$

で与えられるが、上式中残流域からの流出量のうち取水することができる水量 Q_{Ru} としては deterministic な Q_{Rn} をとるものとし、 Q_{Au}, Q_{Bu} としては deterministic な量 Q_{An}, Q_{Bn} をそのまま利用しさらに不足分を貯留水で補給するように考えておく。この貯水池からの補給水量を Q'_{Au}, Q'_{Bu} とすると、(2.5) 式は次式となる。

$$Q_u = (Q_{An} + Q'_{Au}) + (Q_{Bn} + Q'_{Bu}) + Q_{Rn}$$

上式を整理して、

$$Q'_{Au} + Q'_{Bu} = Q_u - (Q_{An} + Q_{Bn} + Q_{Rn}) = \text{const.} \quad (2.6)$$

と書くと、右辺は操作期間 $t_2 - t_1$ においては確定量である。よって A, B の両貯水池からの補給水量の和は対象期間において一定値となる。

さて、上述したように、対象期間において無駄に放流される水量を最小にするように両貯水池を操作して、 $Q'_{Au} + Q'_{Bu}$ を確保するための条件を求めることとなるが、このことは、この期間に両貯水池へ流入する水量のうち確率的にしか予測できない水量 Q_{As}, Q_{Bs} が流入することによって無効に越流する水量の期待値を最小にすることを意味する。

図-2.6において、横軸に貯水池Aのあいてい容量 V_A を、縦軸に貯水池Bのそれ V_B をとり、 t_1 において P_0 にあった貯水状態が (2.6) 式による操作で t_2 において P_1 になったと仮定する。この場合 P_1 点は、図示のように 45° の傾きをもつ直線 MN 上にくるはずである。したがって、 P_1 点を MN 線上のどの点にもっていくのがもっとも無効水量の期待値を最小にすることができるかを決定すればよいこととなる。

この条件を求めるために、 P_1 の座標を V_{Ap}, V_{Bp} とすると、点 P_0 は初期状態として与えられるので、(2.6) 式より、

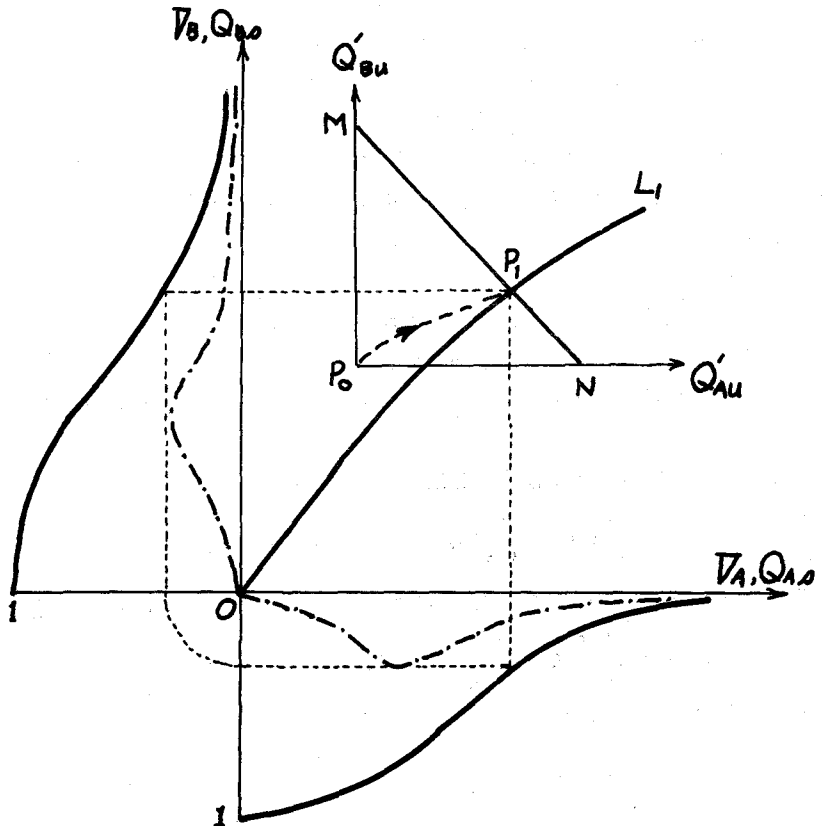


図-2.6 並列貯水池の最適操作

$$V_{Ap} + V_{Bp} = \text{const.} = K_1 \quad (2.7)$$

が成立する。また、 Q_{As} と Q_{Bs} の同時生起確率密度関数を $f(Q_{As}, Q_{Bs})$ とすると、貯水池Aから無効放流される水量の期待値 E_A は次式で与えられる。

$$E_A = \int_0^\infty dQ_{Bs} \int_{V_{Ap}}^\infty (Q_{As} - V_{Ap}) \cdot f \cdot dQ_{As} = \int_{V_{Ap}}^\infty (Q_{As} - V_{Ap}) \cdot h \cdot dQ_{As} \quad (2.8)$$

$$\text{ここに, } h = \int_0^\infty f dQ_{Bs} \quad (2.9)$$

同様に貯水池Bからのそれは、

$$E_B = \int_0^\infty dQ_{As} \int_{V_{Bp}}^\infty (Q_{Bs} - V_{Bp}) \cdot f \cdot dQ_{Bs} = \int_{V_{Bp}}^\infty (Q_{Bs} - V_{Bp}) \cdot g \cdot dQ_{Bs} \quad (2.10)$$

$$\text{ここに, } g = \int_0^\infty f dQ_{As} \quad (2.11)$$

h, g は周辺分布の密度関数であるが、結局、期待総越流量 E_1 は E_A と E_B の和で与えられる。すなわち(2.7)式を用いて V_{Bp} を消去した形で表わすと次式となる。

$$E_1 = \int_{V_{Ap}}^\infty (Q_{As} - V_{Ap}) \cdot h \cdot dQ_{As} + \int_{K_1 - V_{Ap}}^\infty (Q_{Bs} - K_1 + V_{Ap}) \cdot g \cdot dQ_{Bs} \quad (2.12)$$

これより E_1 が最小になる条件を $dE_1/dQ_{As}=0$ より求めると、

$$\int_{V_{Ap}}^\infty f dQ_{As} = \int_{V_{Bp}}^\infty g dQ_{Bs} \quad (2.13)$$

となる。すなわち、それぞれの周辺分布関数における超過確率が丁度等しくなるような点に P_1 点をもってくるように操作すればよいことを意味している。そのような点の軌跡は図-2.6に示されているように曲線 OL_1 で与えられる。なお、多数の貯水池が並列して存在している場合にも(2.13)式と全く同様の条件がえられるが、このような条件が空間基準といわれるものである。

(2) 直列貯水池の場合

上流に貯水池A、下流に貯水池Cが図-2.7のように直列に存在する場合を考える。いま、横軸に貯水池Aのあいている容量 V_A 、縦軸に貯水池Cのあいてる容量 V_C をとると、並列の場合の図-2.6に対応して図-2.8のようになる。

すなわち、貯水池Aを越流する期待水量 E_A は、

$$E_A = \int_0^\infty dQ_{Cs} \int_{V_{Ap}}^\infty (Q_{As} - V_{Ap}) \cdot f \cdot dQ_{As} \quad (2.14)$$

で与えられるが、このうち下流にある貯水池Cに全部貯溜される水量の期待値 E_{Ac1} は

$$E_{Ac1} = \int_0^{V_{Cp}} dQ_{Cs} \int_{V_{Ap}}^{K_2 - Q_{Cs}} (Q_{As} - V_{Ap}) \cdot f \cdot dQ_{As} \quad (2.15)$$

また、その一部しか貯溜されないときの期待貯溜水量 E_{Ac2} は、

$$E_{Ac2} = \int_0^{V_{Cp}} dQ_{Cs} \int_{K_2 - Q_{Cs}}^\infty (K_2 - Q_{Cs} - Q_{As}) \cdot f \cdot dQ_{As} \quad (2.16)$$

で与えられる。つぎに、貯水池A、C間の流域からの流出水によって貯水池Cを越流する期待水量 E_C

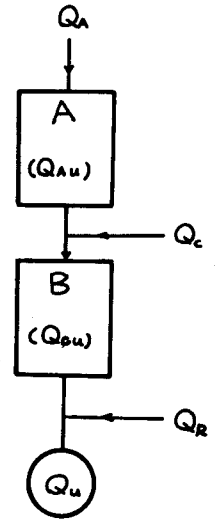


図-2.7 直列貯水池の場合

は次式となる。

$$E_c = \int_0^{\infty} dQ_{As} \int_{V_{cp}}^{\infty} (Q_{cs} - V_{cp}) \cdot f \cdot dQ_{cs} \quad (2.17)$$

したがって、全部の期待越流量 E_2 は、

$$E_2 = E_A + E_c - E_{Ac1} - E_{Ac2} \quad (2.18)$$

となる。ここに、

$$V_{Ap} + V_{cp} = \text{const.} = K_2 \quad (2.19)$$

が操作に際しての条件であることは (3.7) 式と同様である。最適条件は、 $dE_2/dQ_{As} = 0$ より次式で与えられる。

$$\int_{V_{Ap}}^{\infty} h dQ_{As} = \int_{V_{cp}}^{\infty} j dQ_{cs} + \int_0^{V_{cp}} dQ_{cs} \int_{V_{Ap}}^{\infty} f dQ_{As} \quad (2.20)$$

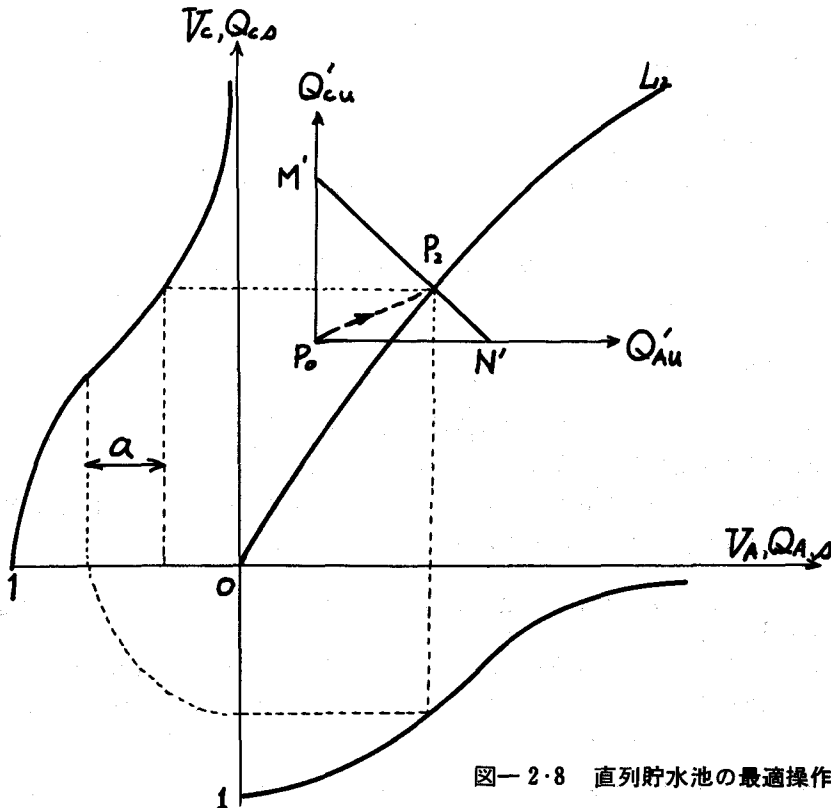
ここに、 j は次式で与えられる周辺分布の密度関数である。

$$j = \int_0^{\infty} f dQ_{As} \quad (2.21)$$

この結果は図一2.8に示されている OL_2 曲線上に P_2 点をもってくることを意味しているが、並列の場合と比較して、

$$a = \int_0^{V_{cp}} dQ_{cs} \int_{V_{Ap}}^{\infty} f dQ_{Ac} \quad (2.22)$$

だけ差があり、このことは、下流測にある貯水池Cから補給すべき水量を多少大きくとって、上流の貯水池Aを越流する水量を待ち受けるように操作することを意味している。



図一2.8 直列貯水池の最適操作

b. 流況の長期予測に基づく操作

流況の長期予測に基づく貯水池の利水操作とは、前項まで述べた取水量 Q_u (これは水の需要量と同じである) をいつまでも続けていたのでは貯水池の中の水がなくなってしまう、それ以降は所要の水を取得することができなくなることが予想される場合の問題である。したがって通常の年においてはこうした問題は起らない。しかし、利水計画が例えば10年に1回程度の割合で起る渇水年を対象として樹立されておれば、所要の水が取得できないような場合には、他から水を運んで来なければ節水をせざるをえなくなる。

さて節水するといろいろの面で損失が生じ、また用水の種類によって節水による損失の程度は違っている。前述したように、各用水の価値というものは、その社会の政策や生活習慣などにより、地域的にもまた時代的にも変化し、普遍的に表現することは極めて難しい。しかしながら、特定の時点においては受益している社会共同体の意向によって、節水による損失を具体的に表現することはある程度可能と思われる。

つぎに、節水をするといっても、年間を通じ、または年を越えて、何時まで節水を続けなければならないか全く不明のときには、節水の程度をきめることは極めて難しく、このような場合は、むしろ本質的に水の供給能力が不足していると考えるべきで、早急に水の供給能力を増加するような手当をするか、または水の使用量を恒常的に制限するような措置をとるのが根本的解決法である。したがって、節水の方法、換言すると分散基準が問題となるのは、つぎの豊水期が予測でき、そのときには水の需要が100%満足される場合であるということができる。

さて、降水の長期予測によって、渇水となることが予想される場合を考え、ある貯水池への流入量を $Q_1, Q_2 \dots Q_i \dots Q_m$ とし (ここに $1, 2 \dots i, \dots m$ は予想される渇水期間を m 期の期間に分割したときの初めからの番号)、 $m+1$ 期においては需要量を満足するだけの流入があるとする。また第1番目の期首の貯水量を S_1 とし、第 m 期の期尾のそれを S_{m+1} とすると、上記の仮定により、

$$S_1 = \text{given.}, S_{m+1} = 0 \quad (2.23)$$

という初期および終期の条件が与えられる。

i 期における貯水池からの供給水量を Q_{du} とすると、貯水量は連続条件より次式で与えられる。

$$S_{i+1} = S_i + Q_i - Q_{du} \quad (2.24)$$

つぎに節水による損失は、需要量 Q_u と供給量 Q_{du} との差の関数で与えられると仮定できるので、この決定の目的関数 J は次式で与えられることとなる。

$$J = \sum_{i=1}^m D_i (Q_u - Q_{du}) \quad (2.25)$$

すなわち、 J の値を最小にするような各期間での放流量の系列 $\{Q_{dui}\}$ を求めることとなる。それには、Bellmanの最適性の原理を応用して多段決定過程として解を見出すことができる。

いま、 i 期から m 期までの最適放流系列がわかっており、それによる i 期以降の目的関数の値を f_i とし、ある Q_{i+1} に対する生起確率を P_{i+1} とすると、次式が成立する。

$$f_i = \min_{0 \leq S \leq V} \left\{ D_i (Q_u - Q_{du}) + \sum_{(Q_{i+1})} P_{i+1} f_{i+1} \right\} \quad (2.26)$$

(2.26) 式を (2.23) 式を初期および終期の条件である (2.24) 式の関係を考慮して解くことによって、最適の節水方式が求められるはずである。なお、(2.25) 式の各項は、節水が大きくなればなるほど損失が大きくなると考えられるので、

$$D (Q_u - Q_{du}) = \alpha (Q_u - Q_{du})^n \quad (2.27)$$

とおくことができ、いわゆる凸関数である。ただし、 α 、 n は係数で、 $\alpha > 0$ 、 $n > 0$ である。

以上述べた方法によって、年間のそれぞれの時点において、将来の流量予測に基づいたもっとも効果的な操作が可能になるわけである。なお、実際の操作に際しては、時間が経過して新しい貯水状態や将来予測についての新しい情報がえられたときには、再計算が必要なことはいうまでもない。すなわち、上述した柔軟性のある操作法とは、新しい情報に即応した過渡応答的な操作ということができる。

3 貯水池の治水操作

貯水池の治水操作は下流部における洪水の危険度を軽減することにある。前にも述べたように、貯水池の洪水調節容量および下流部河道の洪水疏通能力に一定の限界がある。したがって、いかなる出水に対しても常に被害を起さないような調節が可能であるというわけにはいかない。今日さらに問題を複雑にしている要因の一つに、下流部河道の疏通能力、換言すると無被害流量が河道に沿うてかなり異っているということあげることができる。すなわち、出水の規模が大きくない場合には、小さい疏通能力の河道区域を対象として調節を行なうことができるので、河道の全区間にわたって安全を確保することが可能であるが、出水の規模が大きい場合には、小さい疏通能力の河道区域を対象として調節操作を行なおうとすると、調節操作の途中で貯水池が満杯となりその後の調節が不可能となって、河道の全区間にわたって洪水の危険にさらされてしまう。そこで、小さい疏通能力しかない河道区域での被害を覚悟のうえで、大きい疏通能力の河道区域を対象として調節操作を考えざるをえなくなる場合もあるだろう。

3.1 治水操作の目標

以上述べたように、貯水池の治水操作を行なう場合には、複雑な下流部の河道区間の状況を十分把握したうえで操作方針をきめなければならないことが容易に理解されるだろうが、実際問題として具体的にかつ実現可能な操作目標を設定することはかなりむずかしい。

いま、洪水調節用貯水池があり、その下流部に数箇所の防災対象地区があるとし、さらに、各防災対象地区においては、それぞれの重要度に応じた洪水流下能力 Q_{di} をもつように河道が改修されているとする。洪水が発生し、貯水池で調節したために、各河道区間で Q_{pi} の洪水流量となることが予想される場合を考えよう。一般に、河道区間の洪水に対する安全度は、疏通能力 Q_d に対する洪水のピーク流量 Q_p の割合で評価されると考えるのが常識的である。したがって、洪水調節の効果は、 Q_{pi}/Q_{di} の値で評価できることになるので、洪水調節の目標の一つは、

1) 各河道区間における Q_{pi}/Q_{di} の値ができるだけ等しくなるようにする、
ということになる。一方、洪水調節を行なうのであるから、無調節時に流下する洪水ピーク Q_{ni} と比較して、流量の増大を来すことも好ましくないはずで、

2) 各河道区間において、 $Q_{pi} \leq Q_{ni}$ となるようにする、
ということがもう一つの目標となる。

以上は、主として洪水調節用貯水池を対象とした場合であるが、社会的合意さえ得られれば、利水を目的とした貯水池においても洪水調節を行なうことは有効である。利水を目的とした貯水池であるので、洪水調節池のようにその容量を何時も空にしておいて出水を待ちうけるというわけにはいかない。そこで、出水直前にあいていた容量、または出水予測によっていわゆる予備放流をすることによってあけた容量を利用して調節を行なうこととなる。この場合にも調節の目標は上述の洪水調節用貯水池の場合と同様であることはいうまでもないが、一水系にいろいろの目的で多数の貯水池が築造さ

れている現状からして、個々の貯水池で単独に洪水調節を行なうよりも、これらを統合して総合的に操作をする方が効果的である。すなわち、利水問題と同様に、治水操作においても、社会共同体の合意のうえで統合管理を行なうことが必要であり、効果的となるのである。

3・2 貯水池の操作法

貯水池で洪水を調節するということは、貯水池に流入する洪水の一部を貯溜しながら、放流する洪水ハイドログラフを所定の形に変えることである。この場合に、貯水容量には限界があるので、放流洪水のハイドログラフをどのような形にでもすることができるといわけにはいかない。また、流入する洪水のハイドログラフも出水ごとに異ってくる。したがって、流入洪水のハイドログラフと存在する貯水池の容量は変えることができないので、下流での洪水危険度をできるだけ小さくするようにすることが貯水池操作の要諦となる。

a. 固定的操作

貯水池の容量が固定しているので、効果的な洪水調節操作を行なうには洪水ハイドログラフを予知することが前提条件となる。しかし、周知のように、この分野における高精度の予知は豪雨予測と直接関連してかなり困難である。このような条件を考えると、どのような形の出水に対しても、ある程度の洪水調節効果が期待できるような固定的な操作方法も有効である。そのもっとも普及しているものが、一定率・一定量調節方式であろう。

もう少し柔軟性のあるものに、いわゆる型紙方式といわれるものがある。これは豪雨の降り方が気象のあり方に関係があり、気象原因と周辺状況によって分類することができるという事実に基づいている。すなわち、豪雨の降り方を分類整理し、あらかじめ各分類ごとにもっとも効果的な調節方法を検討しておいて、出水時にそれがどの分類に属するかを見きわめてからきめられた調節方法に従って操作するというものである。なお、この場合の調節方法の決定にはつぎに述べるDPによる方法を用いるのが有効である。

b. DPによる調節方法の決定

まず一水系に N コの洪水調節のための貯水池と、 M コの防災対象区間すなわち評価地点がある場合を考えよう。⁸⁾ 各貯水池に共通した有限の制御期間を考え、それを T コに等分して、初めより $1, 2 \dots t \dots T$ と番号をつける。ついで、任意の期間 t における k 番目の貯水池の流入量、放流量をそれぞれ $I_k(t), O_k(t)$ とし、期間 t の期首の貯水量を $S_k(t)$ とすると、連続の条件よりつぎの関係が成立する。

$$S_k(t+1) = S_k(t) + I_k(t) - O_k(t), \quad k=1,2,\dots,N. \quad (3.1)$$

またダムからの放流量は貯水位に関係するので、放流量にはそのときの貯水状態によってきまる上限があり、形式的につぎのように書くことができよう。

$$O_k(t+1) \leq g_k \{S_k(t) + I_k(t)\} \quad (3.2)$$

ここに g_k は k 番目のダムに特有な貯水量の関数である。

さらに、調節操作の終了時の貯水量 $S(T+1)$ を、

$$S_k(T+1) = C_k \quad (3.3)$$

としておく。

さて、 D_i を評価地点 i ($i=1,2,\dots,m$) に付与する評価関数とすると、これは期間 t の調節の結果、地点 i を通過する洪水量 $Q_i(t)$ (期間 t において通過するのではない) によって起る損失を表わす指標であるので、目的関数 J はつぎのように仮定してよいだろう。

$$J = \sum_{t=1}^T \sum_{i=1}^m D_i \{ Q_i(t) \} \quad (3.4)$$

ここに $Q_i(t)$ は各ダムからの放流量と残流域からの流出量との関数で与えられるが、洪水の合流を線形と仮定すると、つぎのように表現できる。

$$Q_i(t) = \sum_{(k)i} O_k(t) + \sum_{(j)i} q_j(t) \quad (3.5)$$

上式において右辺第1項は、期間 t におけるダム k からの放流量 $O_k(t)$ のうち、途中他の貯水池を通らないで評価地点 i に到達するものの総和を、第2項は支川流入量 $q_j(t)$ 、($j=1, 2, \dots, n$) のうち、途中貯水池を通過しないで評価地点 i に到達するものの総和も表わす。この場合、これらの流量が同時に評価地点 i に到達するように、最下流の評価地点を基準として、洪水の伝播時間を考慮して各流入ハイドログラフを平行移動させて、共通の制御時間座標 t ($t=1, 2, \dots, T$) を与えていることはいうまでもない。

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 J の最小値を、これは期間 t の期首における各貯水池の貯水量 $S_k(t)$ の関数であるが、 $f_t(S_1, S_2, \dots, S_N)$ とすると、Bellman の最適性の原理よりつぎの関数方程式が成立する。

$$f_t(S_1, S_2, \dots, S_N) = \min_{0 \leq S_k \leq V_k} \left[\sum_{i=1}^m D_i \{ Q_i(t) \} + f_{t+1}(S_1, S_2, \dots, S_N) \right], \quad k=1, 2, \dots, N \quad (3.6)$$

さらに、上式中、 $Q_i(t)$ は (3.5) 式で表わせるものであり、 f_{t+1} は期間 $t+1$ の期首における各貯水池の貯水量 $S_k(t+1)$ の関数であるから、(3.1) 式を考慮してさらに詳しく書くとなつぎようになる。

$$f_t(S_1, S_2, \dots, S_N) = \min_{0 \leq S_k \leq V_k} \left[\sum_{i=1}^m D_i \left\{ \sum_{(k)i} O_k(t) + \sum_{(j)i} q_j(t) \right\} + f_{t+1} \{ S_1(t) + I_1(t) - O_1(t), S_2(t) + I_2(t) - O_2(t), \dots, S_N(t) + I_N(t) - O_N(t) \} \right] \quad (3.7)$$

ここに、 V_k ($k=1, 2, \dots, N$) は k 番目の貯水池の有効貯水容量である。

この漸化式を解く手がかりとして、最終の制御段階の決定 $O_k(T)$ による目的関数 $f_T(S_1, S_2, \dots, S_N)$ が必要であるが、それは (3.3) 式の条件を考慮して次式で与えられる。

$$f_T(S_1, S_2, \dots, S_N) = \sum_{i=1}^m D_i \left\{ \sum_{(k)i} (S_k(T) + I_k(T) - C_k) + \sum_{(j)i} q_j(T) \right\} \quad (3.8)$$

1) 単独貯水池の場合の例

図-3.1のように水系内に一つの洪水調節池と一つの防災対象区間(評価地点)があり、しかも残流域からの流入洪水を考慮する場合を考えよう。(3.7), (3.8) 式より、

$$f_t(S_1) = \min_{0 \leq S_1 \leq V_1} \left[D_2 \{ O_1(t) + q_1(t) \} + f_{t+1} \{ S_1(t) + I_1(t) - O_1(t) \} \right] \quad (3.9)$$

$$f_T(S_1) = D_2 \{ S_1(T) + I_1(T) - C_1 + q_1(T) \} \quad (3.10)$$

つぎの洪水による損害を表わす指標となる関数 D_2 をどんな形で表わすかが問題であるが、流量が増大すると加速的に洪水の危険が増大するという常識的事実を考慮して、

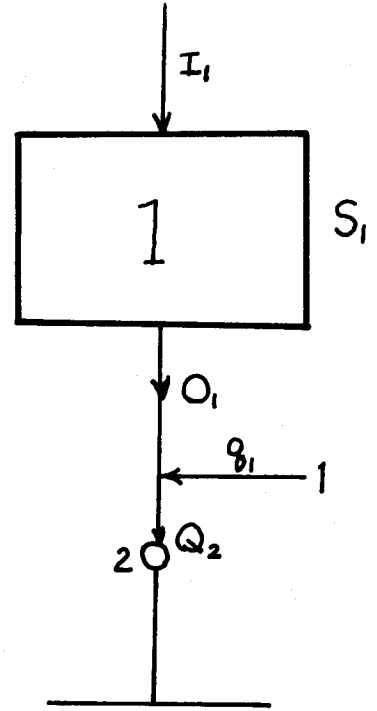
$$D_2(Q_2) = Q_2^2/100 \quad (3.11)$$

という凸関数を仮定し、 $V_1=59, T=14$ とし、制御終期に貯水池を満水状態にすることとし、 $C_1=59$ という条件のもとで、表一 2 に示す $I_1(t), q_1(t)$ のときの最適放流量系列を求めた結果が同表に示されている。ただし、この計算においては、(3.2) 式で示したダム放流能力についての制約条件は考慮されていない。計算結果は貯水池の初期貯水量によって異なるが、いずれの場合も、評価地点 2 を通過する流量系列 $\{Q_2(t)\}$ を可能な限り平滑化するのが最適であることを示している。

ii) 並列貯水池の場合の例

図一 3.2 の場合を考えると、(3.7), (3.8) 式より、

$$\begin{aligned} f_t(S_1, S_2) = \min_{\substack{0 \leq S_1 \leq V_1 \\ 0 \leq S_2 \leq V_2}} & \left\{ D_3 \{ O_1(t) + O_2(t) \} \right. \\ & + f_{t+1} \{ S_1(t) + I_1(t) - O_1(t), \\ & \left. S_2(t) + I_2(t) - O_2(t) \} \right\} \quad (3.12) \end{aligned}$$



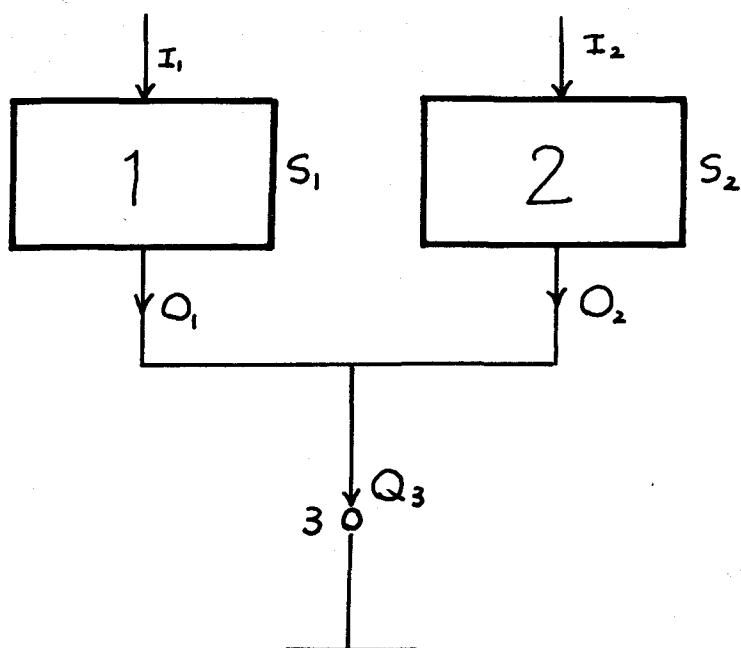
図一 3.1 洪水調節池一つの場合の例

$$f_T(S_1, S_2) = D_3 \{ S_1(T) + I_1(T) - C_1 + S_2(T) + I_2(T) - C_2 \} \quad (3.13)$$

計算条件として、 $V_1=V_2=C_1=C_2=19, T=10, D_3(Q)=Q^2/100$ とし、 $\{I_1(t)\}, \{I_2(t)\}$ を表一 3 のように与えた場合の結果が同表に示されている。

表一 2 単独貯水池の場合の計算結果 (高樺・瀬能による)

期 間		t	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
流 入 量		$I_1(t)$	2	4	6	8	12	16	18	14	10	8	6	6	4	4
支川流入		$q_1(t)$	2	2	4	8	12	16	16	14	12	10	8	6	6	4
初 期 貯 水 量 $S_1(t)$	0	$O_1(t)$	2	4	6	8	5	0	0	2	5	7	6	6	4	4
		$Q_2(t)$	4	6	10	16	17	16	16	16	17	17	14	12	10	8
	20	$O_1(t)$	11	11	10	8	5	0	0	2	5	7	6	6	4	4
		$Q_2(t)$	13	13	14	16	17	16	16	16	17	17	14	12	10	8
	59	$O_1(t)$	17	17	15	11	8	4	4	6	8	8	6	6	4	4
		$Q_2(t)$	19	19	19	19	20	20	20	20	20	18	14	12	10	8



図一 3・2 洪水調節池並列の場合の例

表一 3 並列貯水池の場合の計算結果

期 間		t	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$S_2(1)$	$S_2(1)$	$I_1(t)$	1	2	3	5	8	4	3	2	1	0
		$I_2(t)$	0	1	2	3	5	8	4	3	2	1
0	0	$O_1(t)$	1	2	1	0	0	1	2	2	1	0
		$O_2(t)$	0	1	2	2	2	1	0	0	1	1
		$Q_3(t)$	1	3	3	2	2	2	2	2	2	1
0	19	$O_1(t)$	0	0	0	0	0	4	3	2	1	0
		$O_2(t)$	5	5	4	4	4	0	1	3	2	1
		$Q_3(t)$	5	5	4	4	4	4	4	5	3	1
19	19	$O_1(t)$	1	2	3	6	7	4	3	2	1	0
		$O_2(t)$	6	5	4	1	0	3	4	3	2	1
		$Q_3(t)$	7	7	7	7	7	7	7	5	3	1

同表からわかるように、 $\{Q_s(t)\}$ を可能な限り平滑するときが最適の調節方式といえる。ただし、この例の場合には、 $S_1(t)+S_2(t)=S(t)$ 、 $O_1(t)+O_2(t)=O(t)$ 、 $V_1+V_2=V$ 、 $I_1(t)+I_2(t)=I(t)$ とおくと一次元問題におきかえることができるので、表-3 で示した解は最適解の一つにすぎないこととなり、他に $O_1(t)$ と $O_2(t)$ のいろいろの組合わせの最適解が存在する。

iii) DP の応用における問題点

以上の計算例でわかるように、洪水調節問題において、DP の手法はかなり有力なものとして利用可能であるが、つぎのような問題があることに注意しなければならない。⁸⁾

1) $\{I_k(t)\}$ や $\{q_j(t)\}$ が十分な精度で予知できればよいが、その精度が悪いときには、終期の条件すなわち C_k の値を V_k に等しくすると危険であり、予測精度に応じて V_k より小さく設定することが必要である。

2) 評価関数 D_i は上記の例ではいずれも凸関数として通過流量の2乗に比例するとしたが、評価地点が2つ以上あって3・1で述べたような条件を考慮しなければならないときには、異った評価関数を与える必要がある。

3) 貯水池と評価地点の数が多くなると、いわゆる次元が大きくなって、計算時間が急激に増大して事実上不可能となる。こうした場合には次元の削減を何らかの方法で行なわなければならない。

4 おわりに

以上、水量制御と貯水池の操作について、基本的考え方と若干の具体的計算法を述べたつもりである。はじめにも述べたように、水量を制御したり、そのために貯水池を操作したりする目的は、あくまで堤内地に住むわれわれに利益をもたらしたり、あるいは被害を少なくしたりすることである。そして、利水的には水の利用の程度が比較的少なかった時代には、各利水目的ごとの最適な取水が可能となるように河水を制御することができたが、最近では水の利用度が高まって互に競合し、また水質保全のための維持用水も重要となって、河水の制御問題が非常に複雑化してきた。したがって、各用水ごとの価値比較も非常にむずかしく、ほとんど不可能に近いと思われるので、まず第1に無駄に海まで流下してしまう水をできるだけ少なくするように河水を制御し、ついで社会共同体の合意ないしは政策といったものによって配分するようにしなければならなくなりつつあると思う。この場合、慣行水利権で代表される既得水利権や貯水池における利水と治水の利害対立など法律的な問題もあるが、要は人間性に基づく水量制御でなければならないのである。

すなわち、従来は社会のいろいろの要求に基づいて河水を制御調節し、それから利益をえ、また水害や水質汚濁の被害の軽減を図ってきたが、現在から将来に向けては、社会の要請に十分応えるだけの水量もなく、また、特別の方策を講じなければ水質の保全や洪水災害の防止が難しくなる地域が多くなると考えられる。したがって従来とは逆に、河川の流況や水質が社会の発展を規制するようになるだろうということとくに注目すべきであり、こうした観点から水量制御や貯水池操作を考えるべきものと思う次第である。

参 考 文 献

- 1) 松尾新一郎・河野伊一郎：地下水規制のための地中ダムの構想，土木学会誌，53-3，pp.9-13，昭43.3.
- 2) たとえば，W.A.Hall and J.A.Dracup：Water resources systems engineering，McGraw Hill，pp. 321-336，1970.
- 3) 科学技術庁資源調査会：将来の資源問題—人間尊重の豊かな時代へ—，報告第60号，p.285，昭46.12.21.
- 4) 同上，p.555.
- 5) The Harvard Water Program：Design of Water Resource Systems（1962）の訳，建設省河川局河川計画課：水資源開発総合計画第2巻，pp.144-156，昭41.3.
- 6) 石原安雄：貯水池群の統合操作，土木学会水理委員会夏季研修会テキスト，pp.14.1-14.20，昭43.8.
- 7) 同上，pp.14.3-14.4.
- 8) 高棹琢馬，瀬能邦雄：ダム群による洪水調節に関する研究（I）—DPの利用とその問題点—，京大防災研年報13-B，pp.83-103，昭45.3.