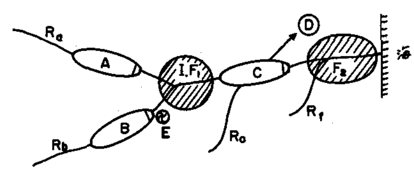
貯水池群の統合操作

京都大学防災研究所教授　石　原　安　雄

1　総合操作の対象要素

河川に設置されている多くの貯水池を有機的に統合して管理し、操作することの必要性については、いまさらいうまでもない。しかし具体的にどのように操作するのがもつともよいかという質問に対しては、明確な解答を与えることはなかなか容易ではないように思う。これは、対象としているシステムの性質に関して、十分な知識と理解がないためである。そこで以下において、常識的な例について考えてみよう。

図－1に示す水系において、上流の二つの支川に貯水池A，Bがあり、貯水池Bには水力発電所Eが設置されている。2支川の合流点付近には農地Iがあつてかんがい用水を必要とし、さらにその下流に貯水池Cがあり、これからは都市用水や工業用水Dが取水されている。また、治水上は農地域F_1と都市域F_2を洪水のはんらんから防護しなければならないとしよう。



図－1　水系説明図

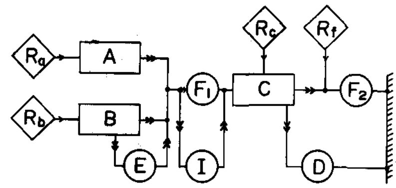
このシステムにおいて、人工的に制御調節が可能なものと、それが不可能なものとがあることに注意しなければならない。すなわち、降水に基づく流出Ra、Rb、Rc、Rf、は制御が不可能であって、降水と流域との自然的特性によつて支配される。一方、貯水池A、B、Cからの取水量または放流量は、貯水池への流入状況、貯水量、下流における需要量などの相互関係によつて決定されるのであるが、満水時に洪水が流入するときのような特殊の場合を除いては、人工的に制御が可能なものである。また、こうした水によつてうみ出される発電量、農業生産量、都市生活、洪水災害の軽減ないしは防止効果は、地域住民ないしは国民の要望によつて決定されるものと考えるのが合理的と思う。水系計画の段階においては、これらの産出物をどのような割合でどれだけの量期待するのがもつとも望ましいかに関して、いろいろの調整が行なわれることはいうまでもない。しかし、こうした要求を満たすような規模で諸施設が築造されたのちは、それらの機能をもっとも有効に発揮させるには、どのように管理し、どのような操作を行なうのが、もつとも効果的であるかを考えるのが普通のように思う。

もつとも計画の段階において施設の最適配置や水の最適配分を決める際に、築造後の最適操作を考えねばならない。すなわち、最適配置、最適配分、最適操作は同時に検討されなければならないのであるが、このような問題は非常にむずかしく、現在までのところ、ほとんど解析されていないといつても過言ではないだろう。

そこで、以下においては、すでにいろいろの施設が造られている水系を対象として、統合操作をいかにするかという問題について考えることにする。こうした取扱い方は、過去に造られた貯水池群に新しい貯水池が増設された場合や、計画段階で仮定された貯水池群に対する統合操作を考える場合など、多くの実用的問

題にも役立つものである。

さて、図－１の水系システムの性質を上述のように理解すると、そのシステム図は図－２のようになる。すなわち、菱形で囲んだRa、Rb、Rc、Rf は自然現象、長方形で囲んだA、B、Cはわれわれが望む形に流況を変えるために造られた施設、円形で囲んだE、I、D、F_1、F_2 は産出物をうる場を示している。したがつて、これらの各要素間を結んでいる線の中で、一つ矢で示したものは人工的制御が不可能な経過、二つ矢で示したものは人工的制御が可能な経過を示すことになる。こうした図からわかるように、制御は貯水池A、B、Cより下流に存在する諸要素を結ぶ経路において行なわれるわけで、終局的には貯水池におけるゲート操作によつてこのシステムが制御されるといえるのである。換言すると、統合操作で対象とすべきものは貯水池、ないしはそこに設置されているゲートであるといつてよいわけである。



図－２　システムの図式表示

2　統合操作の目標

貯水池群の統合操作によつてうみ出されるものは水である。その水が下流域においてもつとも望ましい状況になるような操作を行なえばよいわけであるが、ここで問題となるのは、望ましい状況とはどんな状況かということである。すなわち、統合操作の目標であつて、これに対してはいろいろの考え方がある。一般的には、計画の段階においてこの目標が定められているはずで、例えば、計画取水量や計画高水流量などである。図－２の例についていえば、発電所の使用水量、かんがい用水、都市用水などは渇水期においても計画水量を確保することであり、F_1、F_2　の防災地区に対しては、そこに築造されている河川堤防に対応する洪水量、すなわち計画高水流量をこえないように洪水調節を行なうことである。しかし、こうしたことは、計画の段階において過去の自然流況に基づいて決定されているはずであるので、このような固定した目標のみを対象とする限りでは、統合操作をあらためて考える意味が少ないといわねばならない。

では、統合操作の意味をどこに求めるかというと、つぎの二つのことが考えられる。その一つは、平水期ないしは豊水期においても、うまく統合操作を行なつて計画量以上の水をうみ出し、できるだけ産出物を多くすることであり、他の一つは、自然現象が不確定性に豊んでいるので、予期せざる渇水、予期せざる豪雨に対してできるだけ損失を少なくすることである。これらについてもう少し詳しく検討してみよう。

(1)　利水操作の目標

利水を目的とする場合、操作目標としてつぎのことが考えられよう。すなわち、渇水期に対して少なくとも計画用水量を確保すること、および統合操作の合理化をはかることによつて産出される水量をできるだけ増加させることなどである。こうしたことに関しては、アメリカの the Harvard Water Program における研究成果をまとめたDesign of Watar Resource Systems (1962)の第１１章に論じられている。[1)]

それによると、操作手順には硬直的なものと柔軟性のあるものとがあり、前者はいわば計画用水量に対応して計画の段階できめられるもの、後者は水系システムをより有効に、かつより危険を少なくするようにきめられる操作手順である。硬直的操作手順は水系の最適開発という観点から決定することができ、従来から行なわれていて、いわゆる操作規則である。もっとも重要なことは、柔軟性の導入であると述べられているが、著者も全く同意見で、統合操作の意義がこの点にあるものと思う。

柔軟性のある操作手順として、空間基準、補塡基準、分散基準の三つをあげている。空間基準とは築造されている多くの貯水池の容量を一緒にして取扱い、水不足をできるだけ少なくするような取水ないしは放流の仕方に対する方針である。これについては後で述べるつもりである。補塡基準は、出水期を前にして治水容量を確保するために無効に放流される水を（予備放流）できるだけ利用しようとするもので、わが国では多くの貯水池において行なわれており、びわ湖の南郷の洗堰において、融雪時の流出量を予測して行なわれる冬期放流など、その適例である。最後に、分散基準は渇水期に水不足が予測されるとき、過度の水不足を生じないように、あらかじめ節水して損失を分散させようとするものである。

(2) 治水操作の目標

洪水調節用貯水池群の操作の目標は、下流の防災対象地域に対する洪水の危険をできるだけ減少させることである。洪水の危険は、洪水の破壊力の大きさに関係する。ここに洪水の破壊力といったのは、広義の意味であって、具体的には、最高水位、最大流量、最大流速、最大洗掘力、洪水継続時間などである。こうした諸要素の中で洪水継続時間を除いては、最大流量を減少させれば必然的に小さくなるはずである。しかし、内水災害などに対しては洪水継続時間が重要な要素となるが、こうしたことが問題になる場合には、洪水継続時間を減少させるような洪水調節法を考えねばならない。一般には、内水災害は2次的なものと考えてよいから、結局のところ、洪水時の最大流量をできるだけ小さくするような調節法を考えて貯水池群の統合操作を行なうことが最重要となるわけである。

一方、図－1からもわかるように、防災対象地区は一カ所に限るものではなく、河道に沿つて数カ所ある場合が多い。いま、たとえば図－1の例についていえば、農地域F_1と都市域F_2である。そのうえ、これらの地域は、それぞれの重要度に応じた確率をもつ計画高水流量$Qd1$、$Qd2$、を安全に流下させることができる規模の河川堤防で防護されている。さらに、都市域F_2に対しては、貯水池A、B、Cのすべてが洪水調節に役立つが、農地域F_1に対しては、貯水池A、Bが役立つのみで、貯水池Cは何らの調節効果をも及ぼさない。したがつて、上述したように洪水調節の目標を最大洪水流量の低減におくとしても、各防災対象地区間の洪水調節効果のバランスをどうすべきかがもっとも重要となる。

一般に河川堤防は、計画高水流量を基準として築造された構造物であると考えることができる。すなわち、一般の構造物と同様に、外力に相当するものが計画高水流量であるので、これにある安全率をかけて造られているはずである。よって、計画高水流量以下の流量に対しては絶対安全であるが、それ以上のものに対しては危険となり、さらに大きな流量に対しては破壊されてしまう。すなわち、防災上の設計外力がその区間の計画高水流量であって、堤防の防災機能は実際に堤防にかかる外力の大きさと設計外力の大きさとの比によっ

て評価することができることとなる。実際に河道を流下する洪水時の最大流量を$Qc1$、$Qc2$、で表わすと、図－１の例において、農地域F_1に対しては$Qc1/Qd1$、都市域F_2に対しては$Qc2/Qd2$によって評価されるわけである。

さらに、$Qd1$、$Qd2$はそれぞれの地域の重要度に応じて定められているので、洪水調節効果の判定は、水系全体を通じて$Qc1/Qd1$、$Qc2/Qd2$の値のバランスをとることによって可能となる。また、無調節時の最大流量をそれぞれ$Qn1$、$Qn2$とすると、$Qc1 \leqq Qn1$、$Qc2 \leqq Qn2$、も調節の条件となる。

以上のことを総合すると、貯水池群の治水操作の目標はつぎのように考えてよいだろう。

i）各対象河道区間に対して、

$$Qc1 \leqq Qn1,\ Qc2 \leqq Qn2,\ \cdots\cdots \tag{1}$$

ii）各対象河道区間に対して、

$Qc1/Qd1$、$Qc2/Qd2$……をできるだけ等しく、かつ小さくする。…………(2)

最後に、予想以上の異常に大きな出水時には、貯水池をいかに操作しても、$Qc1/Qd1$、$Qc2/Qd2$を１より小さくできない場合も考えられる。こうした場合は、計画上対象としたものより大きい洪水であるので、上述したものとは違った考え方、たとえば火災のときに類焼防止のために建物を破壊するといったのと同様な考え方、などによって対処しなければならないだろう。

(3) 治水と利水との競合

多目的の貯水池において、迎洪水期には治水容量を空にしてあるのが通常である。そこで、この空の治水容量を利水のためにも利用できないものかということがよくいわれる。わが国の大多数の多目的ダムでは、その貯水容量のうちかなりの部分が治水にむけられているので、洪水がないときにそれを利水目的に使えば、かなりの利水量を確保することができよう。

しかし、問題は治水容量というもののもつ意味である。通常の治水計画では、水系内の特定地点におけるハイドログラフに基づいて基本高水を定め、それを貯水池による洪水調節と河川堤防の大きさとで分担して処理し、損害が起らないように防災施設の大きさが決定されているのである。したがって、基本高水と同じ程度の規模の出水がいつ起っても、治水容量さえ確保されておれば、災害は発生しないはずである。いわば、河川堤防と同様に、治水容量もいついかなるときに洪水が発生しても、少なくとも計画対象洪水程度の規模の出水に対して、災害が発生しないように、いつも空にして待っているわけである。すなわち、貯水池の治水効果を河川堤防と全く同じにするために、出水期にはいつも調節容量を確保していると解釈することができる。

こうした考え方を保持する間は、治水容量を利水に利用することはできないはずである。しかしながら、貯水池を河川堤防と全く同じ治水効果があがるようにするためには、必ずしもいつも空にして持っていなければならないということはない。洪水の発生が予測され、実際に流出量が増加し始めるまでに、いわゆる予備放流を行なうことができるならば、治水効果という点からは全く問題にならない。もしも、このような意味での予備放流が可能ならば、この予備放流に対応する貯水容量を利水目的に使用することができるわけで

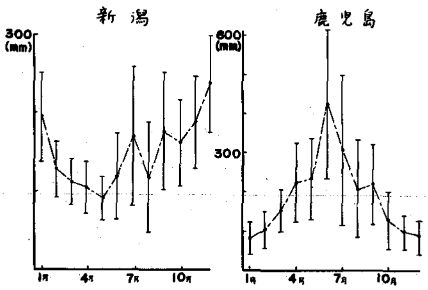
ある。結論的にいうならば、予備放流が可能なような出水の予測ができない限りは、治水容量の全部、またはその一部を利水用に利用することは許されないのである。

3　河川流出量の予測

以上の説明から、貯水池群の統合操作を効果的に行なうには、治水利水のいずれの場合に対しても、河川の流出量の予測が前提条件となることが理解されよう。しかし流出量の予測は、降水量の予測がむずかしいために、高精度を期待することができにくい。また、一概に流出量の予測といっても、洪水流出の予測のように比較的短期間を対象とするものから、年流出量の予測といったかなり長期間の経年変化を対象とするものまであり、方法論的にも、決定論的にその状況を予測する場合と、確率論的に予測する場合とがある。そこで、前節で述べた操作の目標と予測問題との関係を検討しよう。

(1) 利水操作を対象とする場合

貯水池群の利水操作では、空間基準、補塡基準および分散基準の三つを考慮すべきことは前述のとおりである。これらのうち、補塡基準と分散基準とは将来の季節的な流況を予測して、貯水池に貯えられている水を余分に使ったり、予め節水しておいて渇水期における渇水の度合を減ずることである。したがって季節的な流況予測が必要である。図－３は月雨量について資源調査会で計算された一例である。[2] 普通はこの程度の期間では雨量と流出量はほぼ比例するので、この図がほぼ月流量の性質を表わしていると考えてよい。図中鎖線は平均値、実線は経年的な変化の標準偏差を示す。図からわかるように、月雨量の経年的変動がかなり大きいので、確率論的な方法による以外には方法がないようである。ただし、融雪期の流出量は、流域に存在していた雪がとけて流れ出す関係上、降雪とその融雪との間にはかなりの時差がある。よって融雪期に対してはかなりの精度での流量予測が可能となり、補塡基準、分散基準の季節的変化に対応した貯水池群の操作を行なうことができると考えてよい。



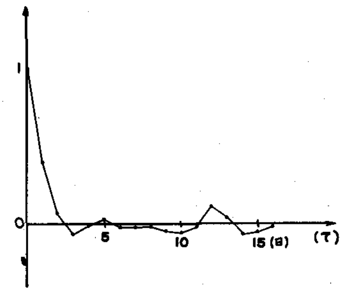
図－３　月雨量の月別変化図

特別な例として、治水上、出水期の前に、治水容量を確保するために放流しなければならないが、これは出水期には洪水があることを予期しているからである。これはかなり経験的な予測であって、治水上の強い要請によって、洪水の可能性だけで貯水池操作を行なっていると考えてよい。したがって、出水期前の放流は必ず行なわれるので、その水を利水上有益に使うことができるのであって、補塡基準に従って操作すべきである。

つぎに、毎日毎日行なう利水操作は、もっと短期間の流出量の予測に基づいて行なわれる。この場合には、計画利水量を確保したうえで、無駄に放流される水をできるだけ少なくするような貯水池操作を行なうべきである。これが空間基準といわれている。こうした操作に対しては、将来の数日ないしは１０日程度の期間

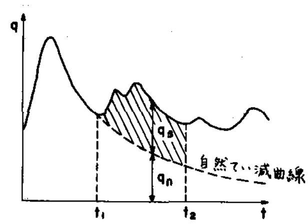
内の流出量を予測して、無駄がないように考えてよいように思う。何故ならば、この程度の日数の間に降る降水量を標本としてとり出すと、それらをほぼ独立事象として取扱うことができ、そのうえ、以下で述べるように流量予測を決定論的なものと確率論的なものとに分けて行なうことができるからである。

図－4は日雨量時系列のコレログラムの一例であるが、次の日との相関は若干認められるが、数日後の雨量との間は無相関と考えてよい。したがって、1年を5日ないしは10日程度の期間に区切り、その間の降水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こととなる。こうした関係を考慮して、図－5のような流量時系列があったとして、予測問題を考えてみよう。[3]



図－4　日雨量時系列のコレログラム

いま時刻t_1において、将来の時刻t_2までの総流出量Q_0を予測する場合である。$t_2 - t_1$の期間に降雨がなければ、流量はいわゆる自然てい減曲線に従って減少する。自然てい減に基づく流量をqnとするとその総計Qnは次式で与えられることはいうまでもない。



図－5　流量時系列の説明図

$$Qn = \int_{t_1}^{t_2} qn \; dt \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3)$$

この期間内に降雨があると、流量はqnより大となる。このように、降雨があるために生じた流量の増分をqsとすると、降雨があるために増加する全水量Qsは次式で与えられる。

$$Qs = \int_{t_1}^{t_2} qs \; dt \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4)$$

よって、$t_2 - t_1$の間の総流出量Q_0はQnとQsとの和で与えられることとなる。

$$Q_0 = Qn + Qs \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (5)$$

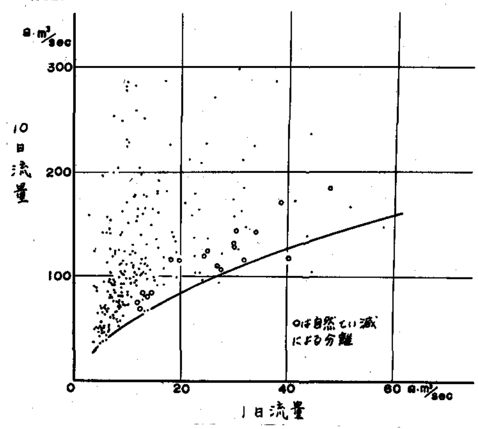
上式において、Qnは自然てい減に基づく水量であるから、時刻t_1以前の水文学的情報によって完全に予測することができるものであって、いわば決定論的に決まる。一方、Qsは$t_2 - t_1$の間の降雨に基づく水量である。上述したように、この期間の降雨はt_1以前の降雨とは無関係でランダムなものと考えてよいから、Qsは本質的にランダムであつて、確率論的にしかきまらない量と考えることができる。

つぎに、QnとQsとを分離することが必要となるが、その方法はいろいろ考えられる。図－5に示したように、まず自然てい減曲線を求めておき、それを流量時系列の中に書き込んで分離するのも一つの方法である。図－6はもう一つの便宜的な方法を示したものである。横軸に対象とする期日（図では10日）の前日の日流量、縦軸に10日間流量Q_0をとって点描し、これらの点の下限を示す包絡線を求めて、この包絡線で

示される縦軸の値をQn、実際の10日間流量Q_0とこのQnとの差をQsとする方法である。

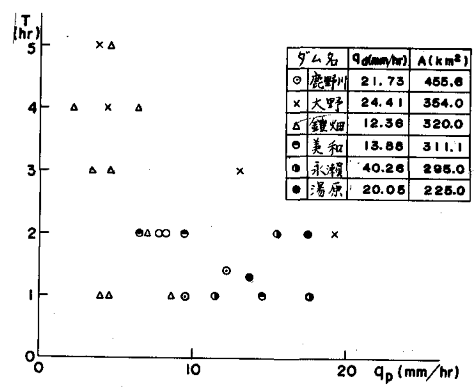
(2) 治水操作を対象とする場合

いわゆる洪水予報であって、従来からいろいろの研究が行なわれている。しかしながら、わが国で造られている貯水池の規模はそう大きいものではなく、集水面積が数百Km^2以下のものが大部分を占めている。したがって洪水流出のおくれ時間が小さく、いわゆる雨量法に基づく出水予測ができにくい場合が多い。図－7はわが国の多目的ダムのうちで集水面積が比較的大きいものについて、横軸にピークの流出高、縦軸に降雨ピークと流量ピークとの時差Tをとって図示したものである。[4] 洪水の主要部の流出に直接関係するいわゆる主降雨の継続時間は5～10時間程度であることを考えると、雨量法による出水の予測がかなり困難であることが知れよう。



図－6　QnとQsとの分離法

こうした困難を解決する唯一の手段は、気象情報に基づく降雨予知の導入である。われわれは気象学の専門家でないので、もっとも有効な降雨予知を行なうことはできにくいが、気象レーダーや気象衛星が実用されている今日、その可能性は十分あるものと思う。こうした出水状況の予測問題については、次節でもう一度述べる。



ダム名		q_d(mm/hr)	A(km²)
⊙	鹿野川	21.73	455.6
×	大野	24.41	354.0
△	鐘畑	12.36	320.0
⊖	美和	13.86	311.1
◐	永瀬	40.26	295.0
●	湯原	20.05	225.0

ただし　q_d：流入洪水の計画高水流量を流出高で示したもの
A：集水面積

図－7　出水のおくれ

4　貯水池群の治水操作

2節で述べた治水操作の目標(1)および(2)式によって貯水池群の治水操作を考える場合、出水状況を予測することが先決問題であることはすでに述べたとおりである。以下ではこうした問題に対して行なわれた最近の研究について説明しよう。

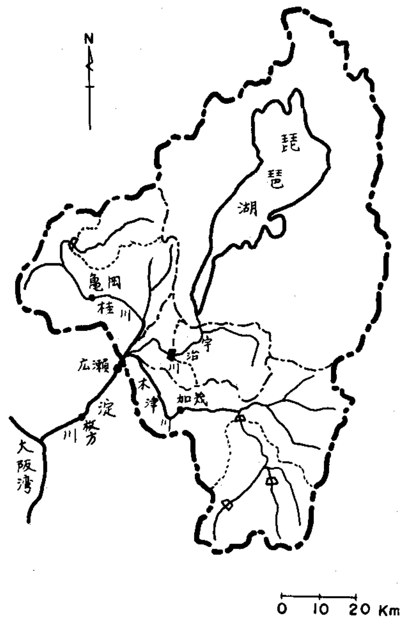
(1) 淀川水系における出水状況の予測[5]

貯水池群の治水操作に対する出水状況の予測の中には二つの要素が含まれている。その一つは各支川からの出水の大きさであり、他の一つは流出時差である。単独の洪水調節池に対しては、出水の規模の予測（残流域が大きくないならば）がもっとも重要であるが、洪水調節池が各支川に築造されている場合には、流出時差、換言すると合流時差が重要となってくる。こうした意味から、淀川水系において、とくに合流時差に主眼をおいた出水の予測法について述べる。

淀川水系には図－8に示すように、木津川、宇治川および桂川の3支川があり、これらがほとんど同一地

点で合流して大阪湾に注いでいる。この河川の著しい特色は、宇治川上流にわが国最大のびわ湖があって、洪水時にはその出口にある南郷の洗ぜきの操作によって絶大な洪水調節効果が期待できることである。事実、洗ぜきは3川合流点がピークとなるときには、放流を差しひかえるよう操作され、また残流域からの出水に対しては天ケ瀬ダムによって洪水調節が行なわれている。したがって、合流点以下の洪水流量を支配するのは木津川および桂川からの出水である。

さきに述べたように、合流時差を主眼においた出水状況の予測問題を取扱うわけであるが、いまの場合は木津川と桂川からの出水の合流を考えればよい。合流時差の表示法にはいろいろのものが考えられるが、ここではもっとも単純に取扱い、広瀬における合流後のピーク流量に大きく寄与するものが、亀岡におけるピーク流量か（桂川主体洪水）あるいは加茂におけるピーク流量か（木津川主体洪水）という立場から定量的な表示を試みた。



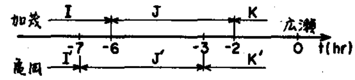
図－8　淀川水系図

昭和20年以降の出水で枚方水位が4.00 m以上となった出水19例を対象とした。まず、桂川主体洪水と考えられる5例について、亀岡－広瀬間のピーク対ピークの時差を調べたところ、平均値5時間で約±2時間の変動があった。また、同様に木津川主体洪水と考えられる7例について同様の時差を調べると、平均値4時間で変動±2時間という結果をえた。すなわち、桂川水系では亀岡のピークが広瀬のそれより3～7時間前に生起するならば、広瀬のピーク流量に直接的な寄与があり、また木津川水系では加茂のピークが広瀬のそれより2～6時間前に生起しておれば、広瀬のピーク流量への寄与が直接的であると考えてよいわけである。

したがって、合流時差からみた出水パターンの類型化が可能となり、広瀬のピーク発生時に対して、各支川のピーク発生時刻が非常に早いときをI型、合流ピークに直接寄与するときをJ型、合流ピークに直接関与せず比較的遅いときをK型とし、木津川水系に対してはダッシュをつけず、桂川水系に対してはダッシュをつけて表わすと、つぎの9つのパターンに分類することができる。すなわち、I－I′型、I－J′型、I－K′型、J－I′型、J－J′型、J－K′型、K－I′型、K－J′型、K－K′型の9つのパターンが考えられ、それらの分類基準を示したものが図－9である。

つぎに、このような出水パターンを予測する方法が問題である。図－8からわかるように、対象とする貯水池は流域のかなり上流にあるので、雨量法によって出水パターンを予測することは困難である。そこで気象法による予測を試みたのであるが、気象の専門家でないので万全を期するというわけにはいかない。しかしある程度の可能性を見出したので、以下その大要を述べる。

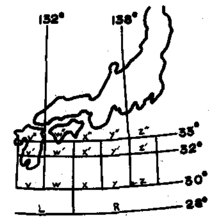
まず、大きな出水をもたらす気象条件として多湿の空気が連続して送り込まれ、水蒸気の凝結が起らねばならないという観点から、つぎの５つの要素を主要因として採用した。



図－９　出水パターンの分類基準図

１）台風：台風はこの地域に豪雨をもたらすもっとも主要な原因である。とくに、その進路は降雨の地域分布に大きく関係するので、図－１０を参照して、６ケースに分けた。

経　　路	要素の記号
L → L → W′ → {W″, X″}	Ta
L → W → W′ → {W″, X″}	Tb
L → W → X′ → {X″, Y″}	Tc
R → X → {X′ → Y″, Y′ → {Y″, Z″}}	Td
R → X → X′ → X″; R → Y → {X′ → X″, Y′ → {Y″, X″}}	Te
R → Z → {Y′ → Y″, Z′ → {Z″, Y″}}	Tf



図－１０　台風進路判別格子図

２）前線：前線の存在は豪雨の発生に大きな関係がある。よって、前線がある場合を Fg で表わす。

３）気流：８５０M．B．レベルの気流は降雨細胞を運ぶ主原因といわれるので、その風向による分類を試み、南西風を Wh、南東風を Wi、北西風を Wj で表わす。

４）高・低気圧の存在：前線上を東進する低気圧のブロッキング現象や湿舌の発生などは、本州東方の太平洋高気圧と東支那海の低気圧の存在が影響する。そこで、後者を Lk、前者を H_{ℓ} で表わす。

５）低気圧の東進：前線上を東進する低気圧は、台風が接近中の場合と台風がない場合とで、異つた降雨をもたらす。そこで、前者を Lm、後者を Ln で表わす。

以上の降雨要因とさきに分類した出水パターンとの関係を求めることによって、出水パターンの予測が可

能となる。過去の資料によつて、出水パターンの認識表をつくることができるが、その結果は表－1のとおりである。ここに、主要素は前線と台風進路、共通要素は各出水パターンに対して主要素を除外した要素の中で比較的共通しているもの、付加要素は上記以外のものを表わしている。

表－1　出水パターン認識表

出水パターン	主要素			共通要素			付加要素	
	前線	前線＋台風	台風	前線	前線＋台風	台風	前線	前線+台風 台風
J－K′	Fg	Fg + Te	Td, Tf	H_ℓ	Wi	H_ℓ	Wh+Ln, Wi+Lk	H_ℓ Wi, Wj+Lk
J－J′	Fg	Fg+Ta, Fg+Tc Fg + Tf		H_ℓ	Wh+Lk+H_ℓ, Wi		Wh, Wk+Lk+ Lm, Wi + Lm	Lk, Lm
K－J′	Fg			Wh+H_ℓ+Ln				
I－J′			Tb			Wi +H_ℓ		
J－I′			Te			Wi +H_ℓ		

註）「＋」は要素の結合を、「，」は「または」ということを意味する。

こうした表がえられると、気象情報をもととして、まず主要素のいずれの場合かを識別し、ついでその主要素に対する共通要素を見出すことによつて、大略どの型の出水ペターンとなるかがわかる。さらに詳しくは、付加要素やそのときの流動的な気象条件を加味することによつて、精度をあげることができると思われる。実例について、表－1の結果を適用したところ、いわゆる主降雨が降る直前頃の時点において、出水パターンがかなりの精度で予側できることがわかつた。

(2) 治水操作法の最適化

以上のようにして出水パターンが予側され、または洪水のハイドログラフが予知されたとしても、(1)および(2)式で示される条件を満すような貯水池群の最適操作をどのようにして決定したらよいかが問題である。この計算は、OR手法の一つであるDP法を応用することによつて可能となろう。[6] しかし、淀川水系のように並列に貯水池があり、しかも洪水調節の評価地点が散在している場合に対しては、検討すべき問題が残されているように思う。以下においては、上述の出水パターンの予測と関連して、いわゆる型紙方式といわれているが、各出水パターンに対して各貯水池でどのような方針で操作を行なえば、最適操作に近い操作を行なうことができるかを決定する方法について述べよう。

淀川の例について考えると、洪水調節を木津川および桂川の上流地点で行ない、調節効果の評価地点は亀岡、加茂および広瀬である。操作の基本方針を検討するのであるから、対象とする洪水の規模を基本高水程度としてよい。そこで、各出水パターンごとに過去の資料に基づいてハイドログラフを想定したのち、それらに対する最適操作を考えれば、それが各出水パターンに対する最適操作の基本方針を与えることとなる。

つぎに、最適操作はつぎのようにして求めることができる。まず、各支川の評価地点を対象として、DP法あるいは累加ハイドログラフを利用する方法[7]によって、単独貯水池としての最適操作を決定するとともに、それらの調節後の洪水が広瀬において合流するときのハイドログラフをも求めておく。ついで、広瀬のみを評価地点と考えて、上流の貯水池群によって行なうことができる最適操作を考え（それにはDP法や累加ハイドログラフ法が利用できる）、そのときのハイドログラフを各地点ごとに計算する。

このような計算によってえられる各評価地点でのピーク流量を前者に対して $Qcm1$、$Qco1$、$Qch1$、後者に対して $Qcm2$、$Qco2$、$Qch2$ とおき、その河道の計画高水流量を Qdm、Qdo、Qdh とする。ただし、添字m、o、h はそれぞれ加茂、亀岡および広瀬の地点を示す。この場合、(1)式の条件は当然満足されているので、(2)式の条件で最適かどうかがきめられる。すなわち、

$$\frac{Qcm1}{Qdm},\ \frac{Qco1}{Qdo},\ \frac{Qch1}{Qdh} \quad \text{および} \quad \frac{Qcm2}{Qdm},\ \frac{Qco2}{Qdo},\ \frac{Qch2}{Qdh}$$

の各組を比較して、おのおのの比の値を小さくし、かつできるだけ等しくするような操作法を探すこととなる。この場合、いろいろの組合せが考えられるが、第2の組において $Qch2/Qdh$ が他のものより大きいならば、これが最適解を与える。逆に第1の組において、$Qcm1/Qdm$、$Qco1/Qdo$ のいずれもが $Qch1/Qdh$ より大きいならば、第1の組が最適解となる。一般にはその中間となるが、実際に計算してみると、異った支川にある貯水池は、対象とする支川にある評価地点に対して直接的な調節効果をもたないという条件があるので、その組合せは意外に少なく、かなり容易に最適操作を求めることができる。

5 貯水池群の利水操作

貯水池群の利水操作の一般的目標については2節で述べたとおりである。そのうち、補塡基準と分散基準については、前述したように少なくとも季節的単位での降水量ないしは流出量の予測が前提条件となる。現在のところ融雪流出を除いては、この種の予測はかなり困難であって、これらの基準に従うような操作を行なうことは極めて困難である。さらにもう一つの問題は、これらの基準を考えるとき、水の補塡量または不足量に対する価値評価である。たとえば、対象とする水系での利水が水力発電だけである場合には、価値評価はKWHまたはKWによって可能であろう。しかし、図－1のような水系に対しては、農業用水、発電用水、都市用水の三種の利水があり、農業用水での1 m³/sec の不足と都市用水での1 m³/secの不足が同じだろうか、または1 m³/sec の不足による農業生産物の減収価格と工業生産品の減産価格とをそのまま比較してよいだろうか、など非常にむずかしい問題である。これらは水利権や地域社会の政策と密接な関係があるわけで、こうした問題を解決することが先決課題である。

つぎに、空間基準について考えよう。Design of Water Resource Systems に述べられている定義によれば、空間基準とは、同種の沢山の貯水池があってしかもつぎに満水期がある場合、常に、ある貯水池の空間（貯水容量の空の部分）と全貯水池についての空間の総和との比が、つぎの満水期までに予想されるその貯水池への流入量と全貯水池への流入量の総和との比に、できるだけ等しくなるように、各

貯水池から放流を行なうことである。

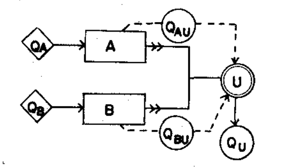
この基準は、水系内に並列に貯水池が設置されており、しかも渇水－豊水の周期性がはっきりしておって、貯水容量がかなり大きく貯水位低下と満水状態とが周期的に現われる場合には有効である。しかしわが国のように、貯水容量が比較的小さいうえに、一連の降雨量が大きくて、一年の中で満水、渇水が何度も、かつある程度不規則に現われる場合には、上述の定義をそのままでは適用しにくい。また、直列の貯水池の場合にも問題が残されている。

ところで、水系内にいろいろの目的で取水されており、それぞれ水利権が設定されているのが普通である。渇水だからといって、農業用水を減らして工業用水にまわしたり、水道用水をなくして農業用水のみを確保することは許されない。こうした場合には、それぞれの利水に対して水不足を適当な割合で分担さすことになろうが、その割合等についてはいろいろ議論があるところである。こうした問題は、地域社会の習慣や行政、あるいはイデオロギーにも関連するわけで、実際上は重要な課題であるが、ここではふれないことにする。

いずれにしても、できるだけ計画水量を確保することが重要であつて、そのためには無駄に放流される水をできるだけ少なくすることが基本条件となる。すなわち、計画水量を取水したうえで、さらに利用できる水をできるだけ多くしておくことが肝要である。以下において、こうした観点から貯水池群の利水操作の基本条件について説明する。

(1) 二つの貯水池が並列にある場合

図－11に示すように、二つの貯水池A、Bが並列にあり、合流後の取水点Uより取水している場合を考える。3節(1)で述べたように、流入量の季節的な変化があるとしても、確率論的にしか予測できない部分が互に独立と考えてよいような期間（普通は5～10日）を対象として、貯水池群の操作を考えることとする。各貯水池への流入量をq_A、q_Bとすると、対象期間の流入量の総計は、



図－11　二つの並列貯水池の場合

$$Q_A = \int_{t_1}^{t_2} q_A \, dt \quad , \quad Q_B = \int_{t_1}^{t_2} q_B \, dt \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (6)$$

で与えられる。これらはさらに、(5)式よりつぎのように決定論的な量と確率論的な量との和で表わされる。

$$Q_A = Q_{An} + Q_{As} \quad , \quad Q_B = Q_{Bn} + Q_{Bs} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (7)$$

さらに、貯水池A、Bと取水地点Uとの間に残流域がある場合には、残流域からの流出量Q_Rも次式で与えられる。

$$Q_R = Q_{Rn} + Q_{Rs} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (7)'$$

いま、対象とする期間における必要水量をQ_Uとし、そのうち、貯水池Aから補給する量をQ_{Au}、BからのそれをQ_{Bu}、残流域から期待される量をQ_{Ru}とすると、

$$Q_U = Q_{Au} + Q_{Bu} + Q_{Ru} \quad \cdots\cdots \quad (8)$$

で与えられるが、残流域から期待される量Q_{Ru}は、もっとも確実な量としてQ_{Rn}を採用すべきである。また、Q_{Au}、Q_{Bu}に対しては、それぞれの貯水池への流入量のうち確実な量Q_{An}、Q_{Bn}を使用するものとし、不足分のみを貯水されている水を使って補給すればよいはずである。その補給水量をそれぞれQ'_{Au}、Q'_{Bu}とおくと、(8)式はつぎのように書きかえられる。

$$Q_U = (Q'_{Au} + Q_{An}) + (Q'_{Bu} + Q_{Bn}) + Q_{Ru}$$

すなわち、$Q_{Ru} = Q_{Rn}$とすると、

$$Q'_{Au} + Q'_{Bu} = Q_U - (Q_{An} + Q_{Bn} + Q_{Rn}) \equiv k' \quad \cdots\cdots \quad (9)$$

上式において、右辺はすべて確定量であるから、これをk'とおき、さらに簡単のために

$$a' = Q'_{Au} \quad , \quad b' = Q'_{Bu} \quad \cdots\cdots \quad (10)$$

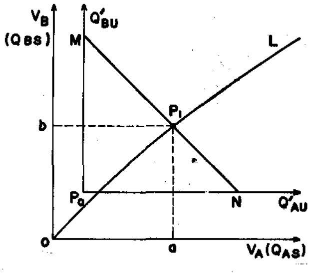
とおくと、(9)式はつぎのようになる。

$$a' + b' = k' = \mathrm{const} \quad \cdots\cdots \quad (11)$$

すなわち、A、Bの貯水池からの補給水量の和は一定である。

さて、上述したように、対象としている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操作するときの条件を求めればよいわけである。このことは、この期間内に各貯水池への流入量のうち、確率論的にしか予測できない量Q_{As}、Q_{Bs}によつて無効に越水する水量の期待値を最小にすることを意味する。

図－１２において、縦軸に貯水池Bのあいている容量V_Bを、横軸に貯水池Aのあいている容量V_Aをとって示し、t_1においてP_0にあった貯水状態がt_2においてP_1になったとする。この場合の変化は(11)式で与えられ、P_1は図示のように45°の傾斜をもつ線MNのうえに来る。したがって、P_1点をMN上のどの点にもってくるのがもっとも無効放流量の期待値を最小とするかを決定すればよい。

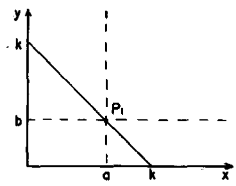


図－１２　貯水池操作説明図

この条件を求めるために、図－１２において原点OからP_1点までの横距をa、縦距をbで表わし、また簡単のために、Q_{As}、Q_{Bs}をそれぞれx、yで表わして、あらためて図示しなおすと図－１３のようになる。この図においても線分MNは45°の傾斜をそのまま保持するので、その方程式は(11)式と同様に、次式で与えられる。

$$a + b = k = \mathrm{const} \quad \cdots\cdots \quad (11)$$

いま、Q_{As} および Q_{Bs} 、すなわち x , y の同時生起密度関数を $f(x,y)$ とすると、貯水池Aからの期待無効放流量 E_A は次式で与えられる。



図−13　記号説明図
（並列貯水池）

$$E_A = \int_0^{\infty} dy \int_a^{\infty} (x-a)\cdot f\cdot dx = \int_a^{\infty} (x-a)\cdot h\cdot dx,$$

ここに、$h(x) = \int_0^{\infty} f dy$ ………………………… (12)

また、貯水池Bからのそれは、

$$E_B = \int_0^{\infty} dx \int_b^{\infty} (y-b)\cdot f\cdot dy = \int_b^{\infty} (y-b)\cdot g\cdot dy,$$

ここに、$g(x) = \int_0^{\infty} f dx$ ………………………… (13)

ここに、$h(x)$、$g(y)$は周辺分布の密度関数である。

したがって、総期待越流量E_1はE_A と E_B の和で与えられ、(11)′式によってbを消去すると次式となる。

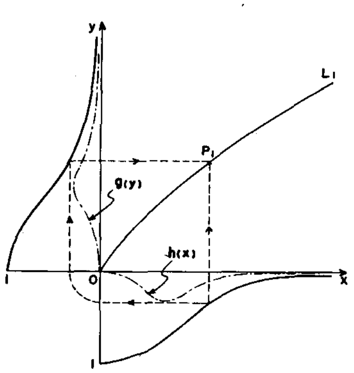
$$E_1 = \int_a^{\infty} (x-a)\cdot h\cdot dx + \int_{k-a}^{\infty} (y-k+a)\cdot g\cdot dy \quad \cdots\cdots (14)$$

(14) 式によって、E_1が最小値をとるための条件、すなわち $dE_1 / da = 0$ のときの条件を求めると、

$$\int_a^{\infty} h dx = \int_b^{\infty} g dy \quad \cdots\cdots (15)$$

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点をもってくればよいことを意味している。そのような点の軌跡は、図−14に示すように、曲線OL_1で与えられる。（これを等確率線と呼ぶことにする）

したがって、図−12において、並列にある二つの貯水池の最適操作とは、両貯水池の貯水状態が常に等確率線OL_1の上にあるようにすることである。この条件は前述の空間基準と同等の条件を与えることは容易に説明される。なお、多数の貯水池が並列に存在する場合にも、(15) 式と全く同様の条件が求められる。



図−14　並列貯水池の最適操作線

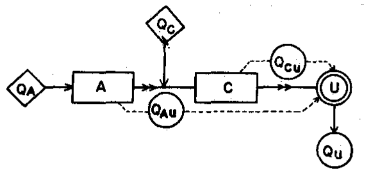
(2) 二つの貯水池が直列にある場合

つぎに、上流側に貯水池A、下流側に貯水池Cが直列に存在する場合を考えよう。（図−15参照）。図−12と同様に、縦軸に貯水池C、横軸に貯水池Aに対応する量をとって図示すると、図−13に対応して図−16のようになる。図−16を参照して、貯水池Aを越流する期待流量E_A は、

$$E_A = \int_0^{\infty} dz \quad \int_a^{\infty} (x-a)\cdot f\cdot dx \cdots\cdots (16)$$

で与えられるが、このうち下流にある貯水池Cに全部貯水される水量の期待値$E_{A\xi}$ は、（ξの領域）

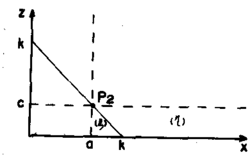
$$E_{A\xi} = \int_0^{c} dz \int_a^{k-z} (x-a)\cdot f\cdot dx \cdots\cdots (17)$$



図－１５　二つの直列貯水池の場合

また、その一部しか貯水されないときの（ξ－領域）期待貯水量$E_{A\eta}$ は、

$$E_{A\eta} = \int_0^{c} dz \int_{k-z}^{\infty} (k-z-a)\cdot f\cdot dx \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (18)$$



図－１６　記号説明図
（直列貯水池）

で与えられる。一方、貯水池A、C間の流域からの流出によって貯水池Cを越流する期待水量E_c は次式となる。

$$Ec = \int_0^{\infty} dx \int_c^{\infty} (z-c)\cdot f\cdot dz \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (19)$$

したがって、全部の期待越流量E_2 は次式で与えられる。

$$E_2 = E_A + E_c - E_{A\xi} - E_{A\eta} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (20)$$

すなわち、貯水池Aを越流した水も、もし貯水池Cに余裕があればそこに貯水されることを考慮しているわけである。よって、

$$a + c = k = \text{const} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (21)$$

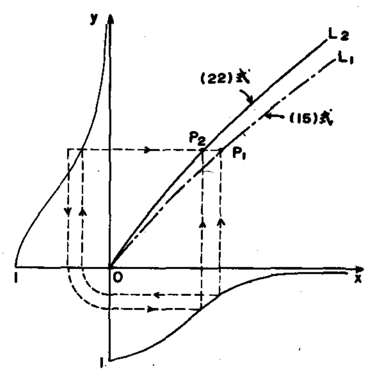
を考慮して、最適操作条件を与える $dE_2 / da = 0$ のときの条件を求めると、次式がえられる。

$$\int_a^{\infty} h\,dx = \int_c^{\infty} j\,dz + \int_0^{c} dz \int_a^{\infty} f\,dx \cdots\cdots\cdots\cdots (22)$$

ここに、jは次式で与えられるzの周辺分布密度関数である。

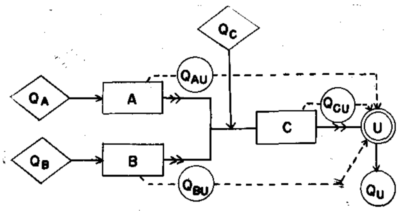
$$j(z) = \int_0^{\infty} f\,dx \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (23)$$

並列の場合と対比して、(22) 式で与えられる最適操作線を図示したものが図－１７であるが、この図からわかるように、直列の場合には、下流側にある貯水池Cからの補給を多少大きくして、上流の貯水池Aを越流する水量を待ち受けるような操作をするのが最適となる。



図－１７　直列貯水池の最適操作線

(3) 二つの並列貯水池の下流に一つの貯水池がある場合

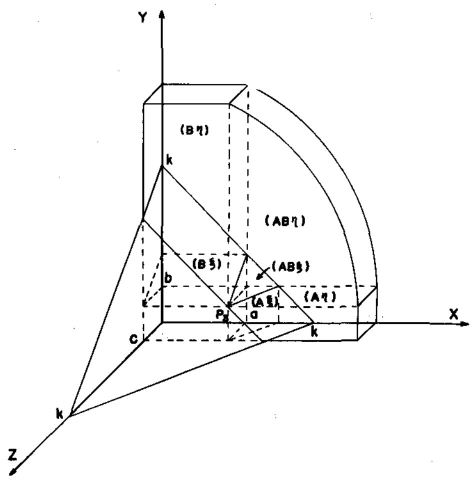


図－18　三つの貯水池の場合

図－18に示すように、上流に二つの並列に貯水池A、Bがあり、それらの下流に一つの貯水池Cがある場合である。前と同様に、Q_{As} 、Q_{Bs}、Q_{cs} をそれぞれ x、y、z で表わし、それらの同時生起密度関数を $f(x, y, z)$ とする。また、図－13と同様に、操作対象期間の終期の状態は、

$$a + b + c = k = \mathrm{const} \quad \cdots\cdots (24)$$

で与えられ、図－19に示すとおりである。



図－19　記号説明図

いま、

E_A ： 貯水池Aを越流する期待水量。

E_B ： 貯水池Bを越流する期待水量。

E_C ： 貯水池Cを越流する期待水量。

$E_{A\xi}$： Aを越流し、Bは越流しないが、その越流分が全部Cに貯水される期待水量。

$E_{B\xi}$： Aは越流しないが、Bを越流した水が全部Cに貯水される期待水量。

$E_{AB\xi}$： A、B、の両方を越流した水が全部Cに貯水される期待水量。

$E_{A\eta}$： $E_{A\xi}$ と同様であるが、越流水量が大きいためにその一部しか貯水されないときの期待貯水量。

$E_{B\eta}$： 上と同様で、$E_{B\xi}$ に対応するもの。

$E_{AB\eta}$： $E_{AB\xi}$ に対応するもの。

以上のような記号を用いると、それぞれの期待水量はつぎのように与えられる。

$$E_A = \int_0^\infty dz \int_0^\infty dy \int_a^\infty (x-a)\cdot f\cdot dx \quad \cdots\cdots (25)$$

$$E_B = \int_0^\infty dx \int_0^\infty dz \int_b^\infty (y-b)\cdot f\cdot dy \quad \cdots\cdots (26)$$

$$E_C = \int_0^\infty dy \int_0^\infty dx \int_c^\infty (z-c)\cdot f\cdot dz \quad \cdots\cdots (27)$$

$$E_{A\xi} = \int_0^c dz \int_0^b dy \int_a^{k-b-z} (x-a)\cdot f\cdot dx \quad \cdots\cdots (28)$$

$$E_{B\xi} = \int_0^c dz \int_0^a \int_b^{k-a-z} (y-b)\cdot f\cdot dy \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (29)$$

$$E_{AB\xi} = \int_0^c dz \int_b^{k-a-z} dy \int_a^{k-y-z} (x-a)\cdot f\cdot dx \; +$$

$$\int_0^c dz \int_a^{k-b-z} dx \int_b^{k-x-z} (y-b)\cdot f\cdot dy \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (30)$$

$$E_{A\eta} = \int_0^c dz \int_0^b dy \int_{k-b-z}^{\infty} (c-z)\cdot f\cdot dx \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (31)$$

$$E_{B\eta} = \int_0^c dz \int_0^a dx \int_{k-a-z}^{\infty} (c-y)\cdot f\cdot dy \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (32)$$

$$E_{AB\eta} = \int_b^{\infty} dy \int_a^{\infty} dx \int_0^c (c-z)\cdot f\cdot dz - \int_0^c dz \int_b^{k-a-z} dy \int_a^{k-b-z} (c-z)\cdot f\cdot dx \cdots\cdots (33)$$

したがつて、期待放流量E_3 は、

$$E_3 = E_A + E_B + E_C - E_{A\xi} - E_{B\xi} - E_{AB\xi} - E_{A\eta} - E_{B\eta} - E_{AB\eta} \cdots\cdots (34)$$

となるから、E_3 が極値となる条件は、$\partial E_3 / \partial a = 0$ 、$\partial E_3 / \partial b = 0$ によつて与えられる。

その結果は、

$$\left.\begin{aligned} \int_0^{\infty} dy \int_0^{\infty} dz \int_a^{\infty} f\cdot dx &= \int_0^{\infty} dy \int_0^{\infty} dx \int_c^{\infty} f\cdot dz \; + \\ &\int_0^{\infty} dy \int_0^c dz \int_a^{\infty} f\cdot dx + \int_0^c dz \int_0^a dx \int_{k-a-z}^{\infty} f dy \\ \int_0^{\infty} dx \int_0^{\infty} dz \int_b^{\infty} f\cdot dy &= \int_0^{\infty} dx \int_0^{\infty} dy \int_c^{\infty} f\cdot dz \; + \\ &\int_0^{\infty} dx \int_0^c dz \int_b^{\infty} f\cdot dy + \int_0^c dz \int_0^b dy \int_{k-b-z}^{\infty} f dx \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (35)$$

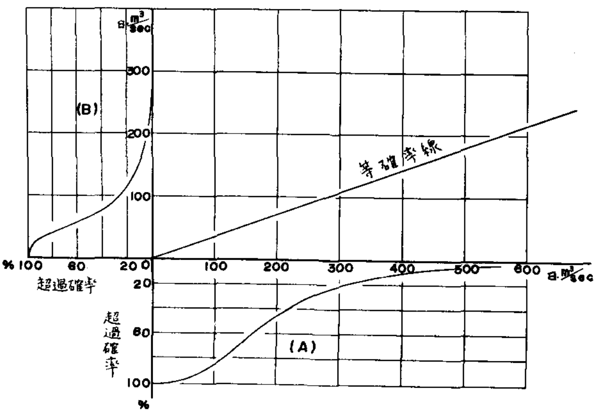
となり、この2式で与えられる曲線が最適操作を示す。すなわち、二つの貯水池が直列にある場合と同じように、上流にあるA、B二つの貯水池からの越水を期待して、下流にある貯水池Cからの補給水量を多くし、空の容量を大きくとるような操作が最適となるわけである。

(4) 並列にある貯水池の計算例

上でえられた結果の計算例について述べよう。二つの貯水池が並列に設置されている場合であって、図－11に対応する例である。

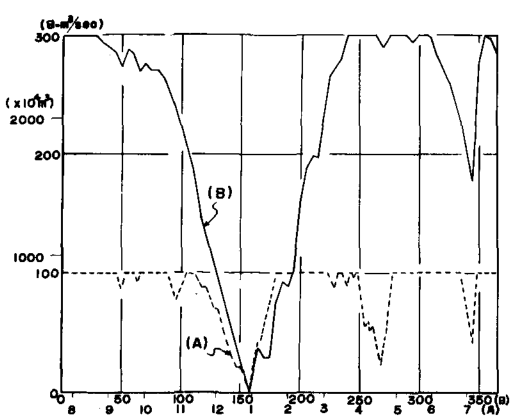
図－6に示したように、任意の日の日流量を指標として、つぎの10日間の日流量を決定論的にきまる流量Qnと確率論的にきまる流量Qsとに分離したのち、Qsについてその確率分布を求めたところ、季節的な変化は顕著でなかった。そこで、1年を通じてQsが同じ確率分布に従うと仮定し、二つの流域に対して周辺分布関数を求めたのち、(15)式によつて最適操作線を求めた結果が図－20である。

ところで、2支川にあるA、Bの貯水池の容量は、それらが単独に存在するものとし、普通のmass curve analysis によって、前者からの取水量を22.10m^3/sec、後者からを9.18m^3/sec となるように定めた。この場合、前者の貯水量は100日・m^3/sec（864万m^3）、後者は300日・m^3/sec（2.592万m^3）である。したがって、そのときの取水量の合計は31.28m^3/sec であり、対象年の貯水量の変化は図－21のとおりである。



図－20　最適操作線の計算例

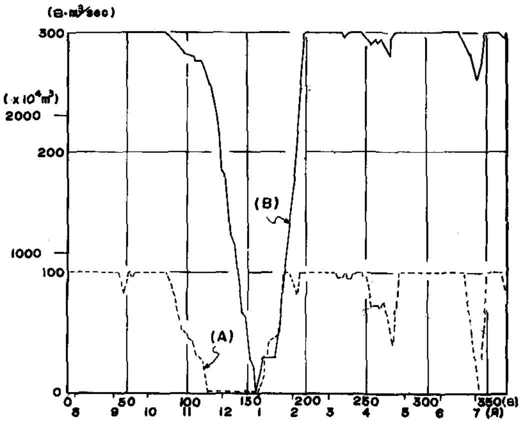
つぎに、これらの貯水池を統合操作した場合について説明する。操作の方針は、常に向う10日間を目標として、その間に降雨があって流入量が増大したときに、無駄に放流される水量が最小となることが期待されるようにすることである。すなわち、毎日毎日の貯水池からの補給水量を前日の流入量から確実に予測される当日以降10日間の流入量と必要水量（取水量）とから算定し、この補給水量を、A、Bの二つの貯水状態が図－20



図－22　統合総作時の貯水量変化図

で示される最適操作線上にくるよう配分して放水を行なうわけである。

こうした方針によって二つの貯水池を統合的に操作させたわけであるが、この場合、取水量を31.28 m³/sec とすると貯水容量に余裕を生ずる。そこで、取水量を少しずつ増加させて、その年の中で丁度貯水容量を全部使用するような状態が現われる場合を試算的に求めたが、そのときの取水可能量は32.03 m³/sec となり、単独操作の場合と比較して0.75 m³/sec の増加となった。また、そのときの両貯水池の貯水量の変化は図－22に示すとおりである。



図－22　統合操作時の貯水量変化図

この計算例からいえることは、統合操作を行なえば、所定の取水量（単独操作として決定されたもの）を補給するときには、貯水容量に余裕ができ、異常渇水時の水不足を解消する可能性があり、また基準渇水年を対象とする限りでは取水可能量を増大させる結果となる。また、図－22からわかることは、流入量に対して相対的に大きな貯水池と小さな貯水池があって、それらを統合操作するときには、小さな貯水池の1年当りの回転率、すなわち空になったり満水になったりする回数が増大し、大きな貯水池は減少する傾向である。

6　おわりに

貯水池の統合管理は数多くの貯水池が築造された今日緊急に解決しなければならない課題である。諸外国、とくにアメリカにおいては早くから統合操作が考えられており、かなりの効果をあげているようである。[8)9)]

しかしながら、水文条件がかなり異るわが国において、そうした手法がそのまま適用できるとは考えられない。

わが国の水文事象の特徴は、降水期が冬の雪および梅雨、台風の3回あり、しかも降雨強度が大きいうえに流域が急峻で面積も小さいので、流況の変化が激しいことである。こうした事情を勘案した合理的な統合操作方式が緊急に望まれているわけで、ここに現在までに著者らが行なってきた研究を主体にして述べた次第である。こうした取扱いのほかにも、経済的価値を考慮に入れて統合操作を行なうことも試みられている。[10]

しかしながら、すでに説明したように、貯水池群の統合操作、とくに治水と利水の統合操作を合理的に行なうには、流出量の予測、さらには降水量の予測を的確に行なうことがもっとも重要である。今後、統合操作に関する理論的研究を進めるとともに、予測問題に対する解決を得るよう多大の努力が払われることを期待するものである。

参　考　文　献

1) 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、昭、41, 3, PP144-156

2) 科学技術庁資源調査会：水資源の変動様相に関する調査報告、資源調査会、報告第34号、昭、40, 10, PP98〜104、およびP・263

3) 石原安雄・石井健睿：利水用貯水池群の最適利用について、土木学会関西支部年次学術講演会講演概要、昭、43, 5,

4) 石原安雄・奥村忠敬：洪水調節池を対象とした出水予知の研究、京大防災研年報、第10号、B、昭、42, 3 PP16〜31

5) 石原安雄・常松芳昭：洪水調節用貯水池群の操作に関する基礎的研究、土木学会関西支部年次学術講演会講演概要、昭、43, 5

6) 高棹琢馬、瀬能邦雄、入江洋樹、三谷勝浩：ダムによる洪水調節に関する一考察、同上、昭、43, 5

7) 石原安雄：洪水演算器による出水とその調節に関する研究、昭、33, 10

8) Koelger, V.A.: The Use of Statistics in Reservoir Operations, Proc. ASCE, HY3, Paper 1008, June, 1956

9) Pafford, R.J.: Operation of Missouri River Main Stem Reservoirs Proc. ASCE, WW3, Paper 1370, Sept., 1957

10) 竹内邦良：貯水池群の統合管理と水資源の最適配分、産業計画会議、昭、43, 3,