

第6章 洪水調節操作について

まえがき

これまで、ダムによる洪水調節操作は、洪水期制限水位に貯水位があり、流入量を情報の中心にして放流量が決定されてきたと言える。流入量がダム操作の基本情報の一つであることには異論を挟む余地はないが、把握される流入量の特性を考えた場合、必ずしも最適な方法であるとの保証はない。

また、多目的ダムであれば、必ずしも洪水は洪水期制限水位からはじまるという保証もない。極端な場合、操作規則に定められた放流ルールに基づいて放流量が決定されることなく洪水が終了することもあり得る。

当然のことながら、ただし書き操作への移行の可能性についても常に気を配りながら洪水調節操作は実施されなければならない。

洪水期制限水位と流入量の枠に閉じ込められることなく、自由な立場から洪水調節のあり方を考察すべきであると考ええる。

そのためには、先ず、洪水調節関数の解析的な考察とともに、これらの関数が、どの様な操作から受け継がれ、どの様な操作に移行していくかと言った観点からの考察も絡めながら進めていく必要がある。

6-1 洪水調節の基本式

ダムによる洪水調節操作においては流入量の時間変化、放流方式、水の連続式の3つの式から放流量ならびに貯水量（貯水位）の時間変化を求めることとなる。基本式にすれば以下の通りである。

$$Q_i = f_i(t) \dots \dots \dots (6-1)$$

$$Q_o = f_o(Q_i, V) \dots \dots \dots (6-2)$$

$$\frac{dV}{dt} = Q_i - Q_o \dots \dots \dots (6-3)$$

これら(6-1)、(6-2)、(6-3)式を連立させて解くこととなる。

(6-1)式は流入量のハイドログラフ、(6-2)式は放流方式、(6-3)式は連続式である。

一般論であるが、この種の解析においては(6-1)式の流入量が不定型であり関数として表現しにくい点がある。従って、解析的な分析がやりにくい面がある。ここでは流入量を時間の1次関数と仮定して、時間とともに増加・減少する状況を表現するとともに解析的にも簡略化することにより、これらの方

程式系で表現される現象の解析的評価の範囲を拡大するよう配慮することとした。

(6-2) 式は放流方式(放流関数または調節ルール)であり、一般的には一定率一定量放流方式、一定量放流方式などのほか自然調節方式、一定開度放流方式などがある。

大きく分けると、放流量を決定する場合、主に流入量に支配されて決定する方法と水位(又は貯水量)に支配されて決定する方法がある。また、流入量にも水位にも左右されない一定量放流方式もある。

一定率一定量放流方式は流入量に支配されて放流量が決定される方式であるが、流入量そのものが時間の関数として設定されているから放流量も時間の関数として設定される。従って、これらの方式は比較的解析が容易な方法といえる。

自然調節方式、一定開度放流方式は水位によって放流量が決まることになるが、これらの関係を連続式の中で処理しようとするとう水位と容量の関係を関数化する必要がある。一般的に水位と容量の関係は定式化が難しいため、ここでは放流方式を容量で表現し、水位との関係については容量による解析の結果を踏まえてH-Vカーブにより水位に換算するといった方法をとることが出来る。従って、この分野の放流関数は容量を中心にした解析を行うこととする。

放流方式が貯水量に支配される場合においては、放流量を時間の関数として決定することは流入量をもとに放流量を決定する場合より解析的には難しいことが多い。しかしながら操作上は容量さえ把握できれば放流量の決定は比較的容易である。

アメリカにおいては貯水池面積が大きく流入量の把握が困難なため貯水位(貯水量)から放流量を決定する例が多く見られるようである。(図-1-2)

6-2 一定率一定量放流方式と水位放流方式の関係

いま流入量を時間 t の一次関数とし 6-1 洪水調節の基本式で(6-4)式のように考える。

$$Q_i = a t + b \dots (6-4)$$

ここで、 t は時間 a 、 b は定数。

また、放流量は流入量を基準にして以下のように考える。

$$Q_o = q_s + \alpha \times [Q_i - q_s] \dots (6-5)$$

ここで、 q_s は洪水調節開始流量、 α は放流率で(6-6)式より決定される。

$$\alpha = \frac{(q_{op} - q_s)}{(q_p - q_s)} \dots \dots (6-6)$$

ここで、 q_p は計画最大流入量、 q_{op} は計画最大放流量。

(6-5) 式と (6-4) 式を (6-3) 式に代入する。
また、このとき $b = q_s$ であるから、以下の通りとなる。

$$\begin{aligned} \frac{dV}{dt} &= a t + b - q_s - \alpha \times (a t + b - q_s) = a t - \alpha a t \\ &= a(1 - \alpha)t \dots \dots (6-7) \end{aligned}$$

(6-7) 式の両辺を t で積分すると次の通り。

$$V = \frac{a(1 - \alpha)}{2} t^2 + C \dots \dots (6-8)$$

ここで、 C は積分定数で、 $t = 0$ で $V = 0$ とすると $C = 0$ となる。

$$V = \frac{a(1 - \alpha)}{2} t^2 \dots \dots (6-9)$$

(6-9) 式と (6-4) 式を (6-5) 式に代入して $b = q_s$ とおくと (6-10) 式が得られる。

$$Q_o = \alpha \sqrt{\frac{2a}{1 - \alpha}} \sqrt{V} + q_s = k \sqrt{V} + q_s \dots \dots (6-10)$$

$$\text{ただし、} k = \alpha \sqrt{\frac{2a}{1 - \alpha}} \dots \dots (6-10-1)$$

(6-10) 式は a の値と α の値を適切に選べば ((6-10-1) 式の関係が満足すれば) 一定率放流方式と同じ放流量を V の値をもとに設定できることを示している。

(6-10) 式により放流する方法を「水位放流方式」と呼ぶこととする。((6-10) 式は容量の関数であるが水位と容量は 1 つの関係で示されるため便宜的に水位放流方式と呼ぶこととするものである。)

6-3 一定率一定量放流方式と水位放流方式の調節特性

(6-10) 式から判断すれば V の $1/2$ 乗は、第 3 章 (3-4) 式でも言

及したように、一定率放流方式を実現できることを示している。

しかしながら k は (6-10-1) 式に示すように流入量の時間あたりの増加を支配する a の関数となっているから流入ハイドログラフが変わる毎に k の値が変わることになる。

従って、放流量は流入量に対して一定率とはなるが、流入波形が変わるごとに放流量の流入量に対する比率は変化することとなり、それぞれの方式による放流量は k と α の関係を満足する基本波形のみにおいて一致し、その他の波形においては完全に一致することはなく少しずつずれていくこととなる。

ここでは流入ハイドログラフを設定し、一定率一定量放流方式と水位放流方式の洪水調節効果について比較評価してみることにする。

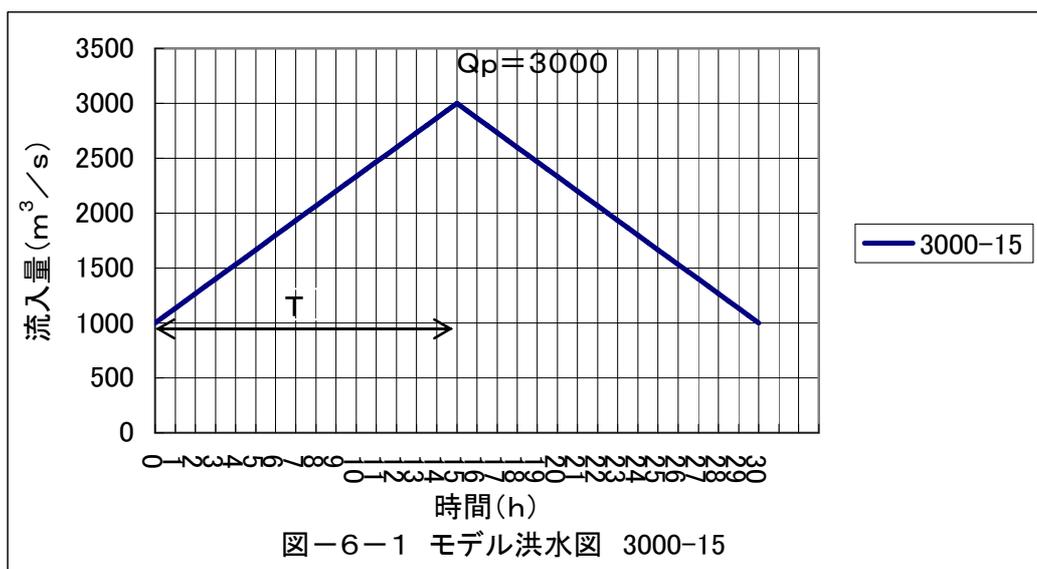
いま、表-6-1 に示すようないくつかのパターンのハイドログラフを考えてみる。

表-6-1 評価対象洪水一覧

| 区分 | | 最大流入量 (Q_p) | | | | |
|-----------------|----|-----------------|---------|---------|---------|---------|
| | | 2400 | 2700 | 3000 | 3300 | 3600 |
| 洪水時 継間工 続 | 9 | 2400-9 | 2700-9 | 3000-9 | 3300-9 | 3600-9 |
| | 12 | 2400-12 | 2700-12 | 3000-12 | 3300-12 | 3600-12 |
| | 15 | 2400-15 | 2700-15 | 3000-15 | 3300-15 | 3600-15 |
| | 18 | 2400-18 | 2700-18 | 3000-18 | 3300-18 | 3600-18 |
| | 21 | 2400-21 | 2700-21 | 3000-21 | 3300-21 | 3600-21 |

洪水調節開始流量 q_s を $1000 \text{ m}^3/\text{s}$ とし、ピーク流量を 2400 、 2700 、 3000 、 3300 、 $3600 \text{ m}^3/\text{s}$ の5通りを考える。

また、洪水継続時間を示す指標として図-6-1 に示す洪水調節開始時からピーク流量までの時間を T として、 T の値を 9 、 12 、 15 、 18 、 21 時間の5通りとする。ピーク流量5ケースとピークまでの時間5ケースを組み合わせると表-6-1 に示す25個の洪水が設定される。



ここで、ピーク流量 $3000 \text{ m}^3/\text{s}$ 、洪水継続時間を 15 時間とする洪水を基本波形として、この基本波形に対してピーク流量の大きい洪水と小さい洪水、さらには、洪水継続時間の長い洪水と短い洪水を考える。

ピークを過ぎた後の洪水の流量の減少度合いは増加度合いと同じとした。

ここで、ピーク流量が $3600 \text{ m}^3/\text{s}$ でピークまでの時間が 18 時間の洪水波形は (3600-18) 洪水と表記する。従って基本波形は (3000-15) 洪水と表記されることとなる。

つぎに、基本波形に対して一定率一定量放流方式と、水位放流方式による放流量が同じとなるような定数を (6-10-1) 式により設定する。

一定率一定量放流方式においては以下の通りとする。

$$q_s = 1000, \alpha = 0.5, a = (3000 - 1000) / (15 \times 3600) = 0.03703704$$

水位放流方式によれば (6-10-1) 式より

$$q_s = 1000, k = 0.19245009 \text{ となる。}$$

以上の係数により、流入量がピークを過ぎた後は一定量を放流するものとするれば 2 つの方式において (3000-15) 洪水に限って同じ放流波形となる。

以上、一定率一定量放流方式において $q_s = 1000, \alpha = 0.5$ とした場合と水位放流方式において $q_s = 1000, k = 0.19245009$ とし、25 洪水に適用した場合の最大放流量と調節必要容量を示すと表-6-2、表-6-3 の通りである。

表-6-2-(1) 最大放流量一覧(一定率一定量方式)

| 区分 | | 最大流入量(Qp) | | | | |
|-----------------|----|-----------|------|------|------|------|
| | | 2400 | 2700 | 3000 | 3300 | 3600 |
| 洪水時 継続 時間 | 9 | 700 | 850 | 1000 | 1150 | 1300 |
| | 12 | 700 | 850 | 1000 | 1150 | 1300 |
| | 15 | 700 | 850 | 1000 | 1150 | 1300 |
| | 18 | 700 | 850 | 1000 | 1150 | 1300 |
| | 21 | 700 | 850 | 1000 | 1150 | 1300 |

表-6-2-(2) 最大放流量一覧(水位放流方式)

| 区分 | | 最大流入量(Qp) | | | | |
|-----------------|----|-----------|------|------|------|------|
| | | 2400 | 2700 | 3000 | 3300 | 3600 |
| 洪水時 継続 時間 | 9 | 727 | 937 | 1154 | 1377 | 1605 |
| | 12 | 661 | 859 | 1064 | 1276 | 1494 |
| | 15 | 608 | 796 | 992 | 1194 | 1403 |
| | 18 | 565 | 743 | 931 | 1125 | 1326 |
| | 21 | 528 | 699 | 879 | 1066 | 1260 |

この表より明らかに (3000-15) 洪水 (表の白抜きの部分) においては一定率一定量方式においても水位放流方式においても最大放流量も調節必要容量も若干の数値計算の誤差はあるものの殆ど同じである。(水位放流方式において若干の計算誤差がでている。)

なお、これらの表で黄色く塗りつぶした欄は計画洪水波形より調節必要容量が

大きい洪水群（パンク洪水）であり、緑で塗りつぶした欄は計画洪水波形の必要容量以下でクリアできた洪水群である。

表-6-3-(1) 調節容量一覧(一定率一定量方式)

| 区分 | | 最大流入量(Qp) | | | | |
|----------------|----|-----------|----------|----------|----------|----------|
| | | 2400 | 2700 | 3000 | 3300 | 3600 |
| 洪水時 継間 続 | 9 | 17010000 | 20655000 | 24300000 | 27945000 | 31590000 |
| | 12 | 22680000 | 27540000 | 32400000 | 37260000 | 42120000 |
| | 15 | 28350000 | 34425000 | 40500000 | 46575000 | 52650000 |
| | 18 | 34020000 | 41310000 | 48600000 | 55890000 | 63180000 |
| | 21 | 39690000 | 48195000 | 56700000 | 65205000 | 73710000 |

表-6-3-(2) 調節容量一覧(水位放流方式)

| 区分 | | 最大流入量(Qp) | | | | |
|----------------|----|-----------|----------|----------|----------|----------|
| | | 2400 | 2700 | 3000 | 3300 | 3600 |
| 洪水時 継間 続 | 9 | 18339000 | 24081000 | 30083000 | 36337000 | 42777000 |
| | 12 | 21487000 | 28480000 | 35866000 | 43579000 | 51577000 |
| | 15 | 24062000 | 32135000 | 40727000 | 49738000 | 59133000 |
| | 18 | 26207000 | 35236000 | 44897000 | 55084000 | 65727000 |
| | 21 | 28050000 | 37916000 | 48529000 | 59777000 | 71569000 |

しかしながら、水位放流方式（水位放流方式においても流入量がピークを過ぎた段階で一定量を放流する方式とするが、簡略化して「水位放流方式」と呼ぶ。）におけるkの値は流入ハイドログラフのaに支配されるから、すべての洪水に対して同じ放流量を実現するためには洪水毎にkの値を変化させる必要がある。しかしながら、こうすることは洪水時操作の実際として現実的ではないからkの値を（3000-15）洪水で設定して、この値を他の洪水波形にも適用するということになれば、2つの方式による放流量と必要調節容量は相互にズレを生じることになる。

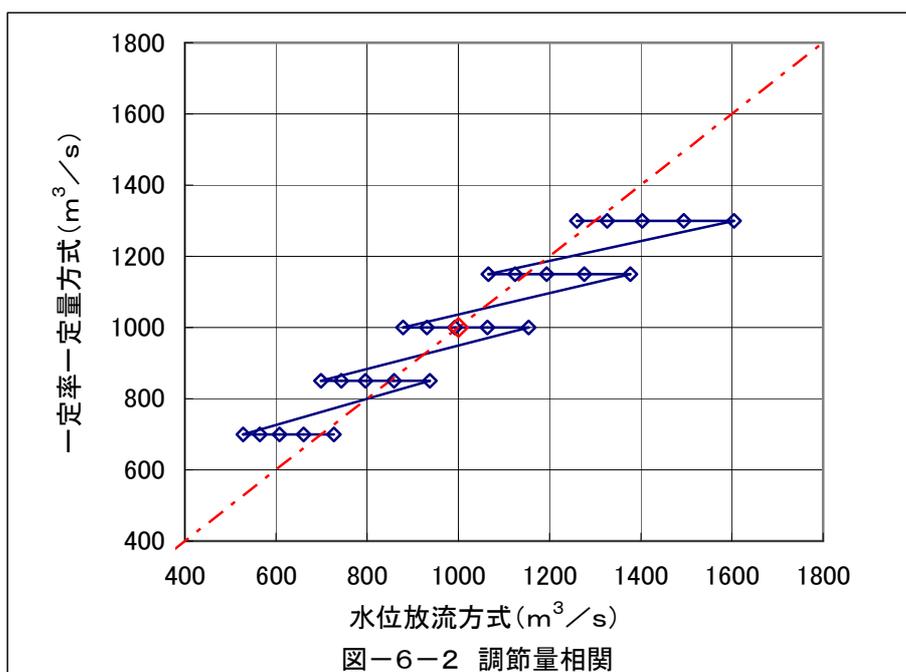
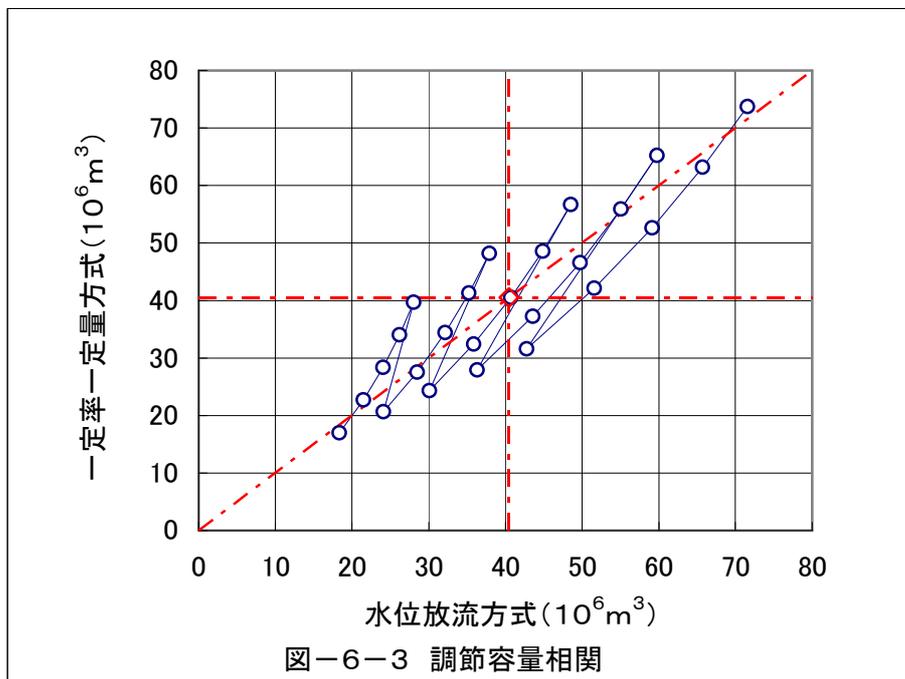
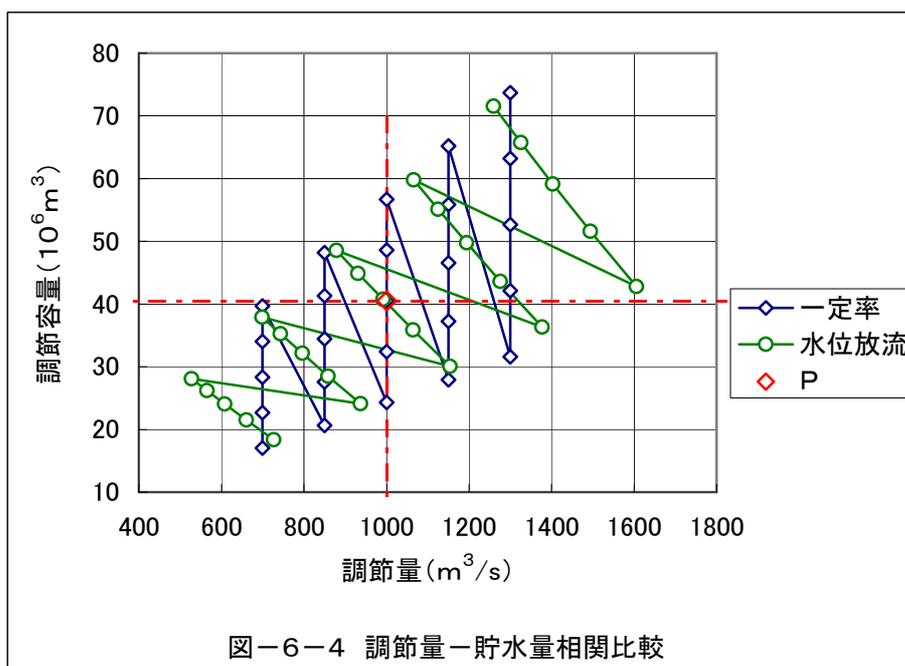


図-6-2 と図-6-3 には表-6-2、表-6-3をもとに、2つの調節方式による最大放流量と必要調節容量の相関図を示している。



縦軸に一定率一定量放流方式、横軸に水位放流方式の値を洪水毎に相関図で示している。洪水調節量、調節必要容量ともに相応のバラツキはあるが何れの方式が優れていると言った観点からの差異を認めることは出来ない。

同じ洪水調節量と調節必要容量の相関関係を一定率一定量放流方式と水位放流方式について洪水毎にプロットしたものが図-6-4である。



この図から明らかなように一定率一定量放流方式と水位放流方式において、洪水調節効果と調節必要容量の関係は計画洪水波形では同じ関係にあるが、それ以外の個々の洪水で見るとその関係はまちまちである。

しかしながら、何れの方式においても全体の洪水に対する平均値的な見方をした場合、調節効率的には同じであるといえる。

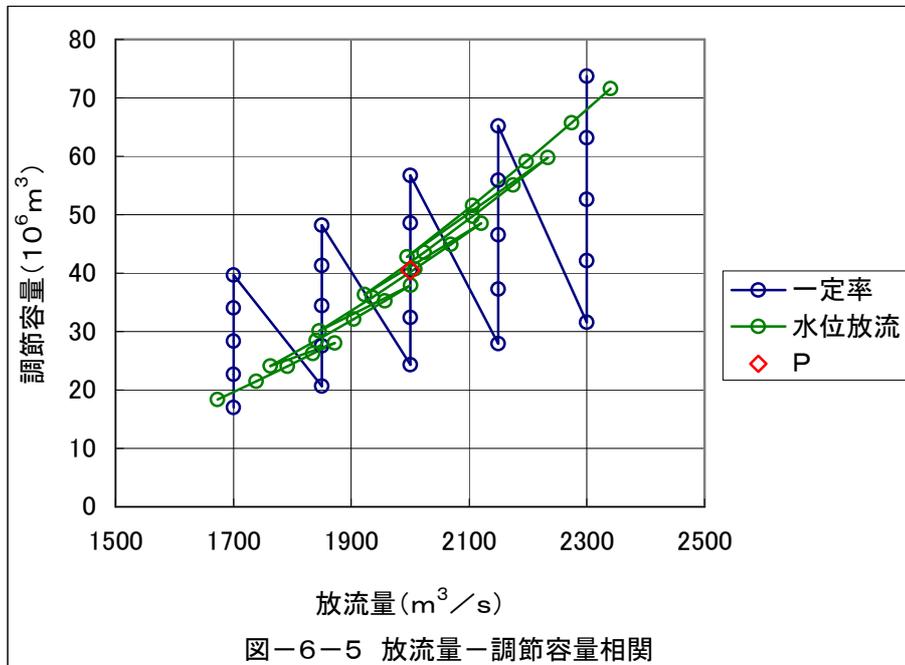


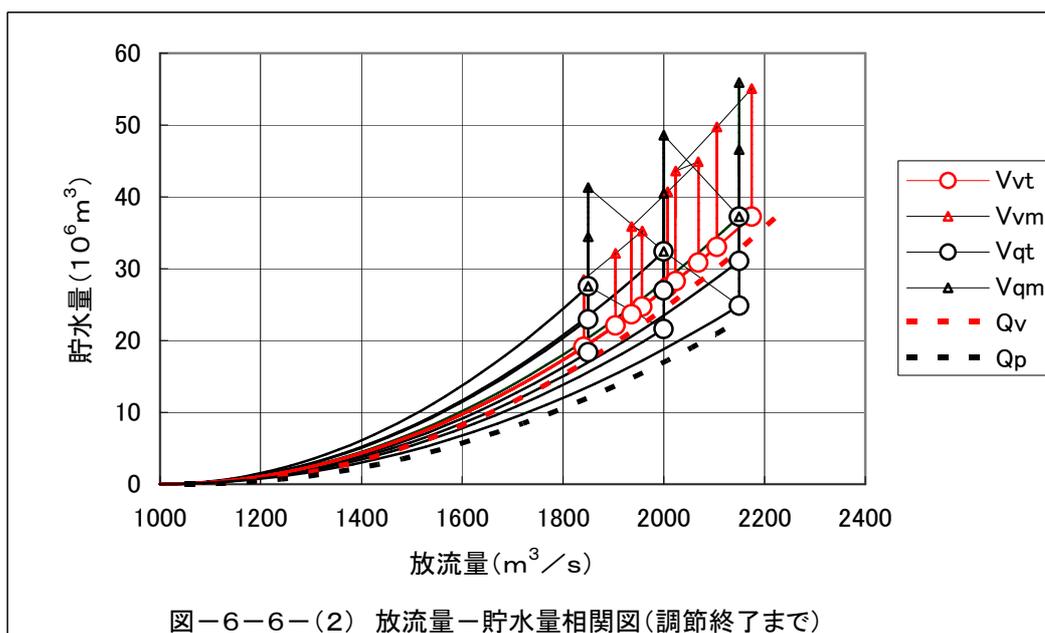
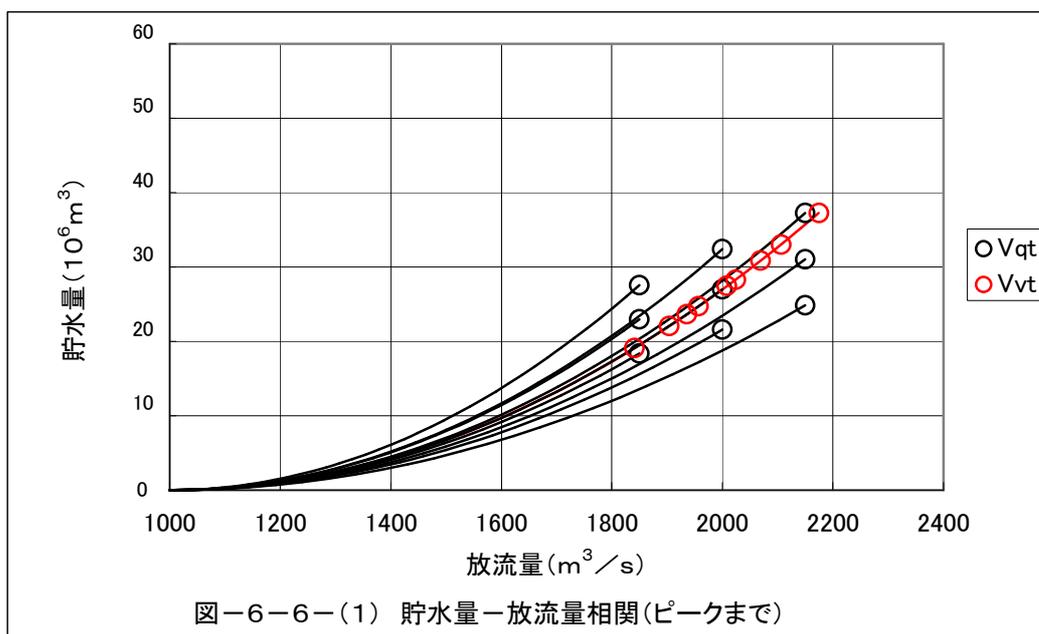
図-6-5には調節容量と放流量の相関を洪水調節の終了の段階で2つの調節方式で比較している。

我々は通常洪水調節の特性を評価する場合、流入量と放流量の時間変化を見ることとなる。同時に貯水量の時間変化も見ることとなる。これらを重ね合わせながら洪水調節の特性を評価するのが一般的である。

しかしながらこれだけの情報だけでは放流能力との照合などを行おうとするときなど不十分な場合がある。従って、以下のような切り口から洪水調節を見る必要がある。つまり、これらの洪水調節履歴について、図-6-5と同じく、縦軸を調節必要容量、横軸を放流量として洪水毎に示してみた。すなわち、洪水調節のルーチンを時間との関係も考慮しながら、放流量と貯水容量の関係(Q-Vカーブ)で示そうとするものである。

25の洪水をすべてプロットすると図面が煩雑になるから、25のモデル洪水群の中から、ピーク流量で2700 m³/sと3300 m³/s、洪水継続時間で12時間と18時間を間引いた9つの洪水群(表-6-1において網掛けをしていない洪水)について洪水毎に調節量と必要容量の関係をループとして流入量がピークになるまでの貯水量(V_{qt}、V_{vt})を図-6-6-(1)に、貯水量が最大になるまでの貯水量(V_{qm}、V_{vm})を図-6-6-(2)

にプロットしている。(蛇足ではあるが、図-6-5と図6-6-(2)の V_v と V_q は同じ情報を示していることになる。)



これらの図から次のことが言える。

図-6-6-(1)では

- ・一定率一定量放流方式 ($V_q t$) では流入量がピークになるまでは9個のルーチンが出来ている。このことは、同じ洪水調節ルールによっても、流入波形が異なると、水位と放流量の履歴が変わることになる。
- ・水位放流方式 ($V_v t$) では流入量がピークになるまでの間は1個のルーチン上を上下しているのみである。つまり、流入波形が異なっても、水位と

放流量の履歴は常に同じ線上にある。この事は水位放流方式の場合、洪水波形が異なっても、ある水位に対する放流量は一つしか存在しないということであり、操作時の情報がより簡明になったことになる。

図-6-6-(2)では

- ・ 一定率一定量放流方式のルーチンを平均すれば水位放流方式のルーチンに近づくことが想定されるが、一つの洪水毎の貯水量 (V_{qm}) と放流量の履歴はバラバラである。
- ・ 一方、水位放流方式ではピーク流量後の一定量放流の影響を受けてわずかにバラついているが、一定率一定量放流方式に較べると貯水量 (V_{vm}) と放流量の関係はまとまっている。
- ・ しかしながら、すべての洪水波形的に平均してみるといずれの方式にも差異は認められない。

以上より一定率一定量放流方式と水位放流方式においては、洪水1つ1つにおいては異なる調節特性を有するが、考えられる全ての洪水波形を対象とした場合には平均的には同じ洪水調節特性を有すると言えよう。

なお、図-6-6-(2)にはそれぞれの洪水のループを右側と下側から包絡する2つの破線 Q_v 、 Q_p を記入している。これらはそれぞれの方式を採用した場合の放流設備の水理的放流能力の必要量を示している。

つまり、放流設備の必要な施設規模から見ると水位放流方式の方が経済設計的観点からは有利であると言えよう。

6-4 自然調節と水位放流方式の関係

いま、自然調節方式における放流関数を考える。

$$Q_o = CA\sqrt{2g(H-h_o)} \dots (6-11)$$

ここで、 C = 流量係数

A = 放水管の断面積

g = 重力の加速度

H = 貯水位標高

h_o = 放水管の中心標高

ここで、貯水池面積 A_r が標高の変化に関係なく一定であると仮定すると、放水管の中心標高以上の貯水量と水位の関係は $V = A_r (H - h_o)$ となるからこれを (6-11) 式に代入すると以下の式が得られる。

$$Q_o = CA\sqrt{2gV/A_r} = (CA\sqrt{2g/A_r})\sqrt{V} \dots (6-12)$$

ここで、 A_r = 貯水池面積

(6-12) 式の () 内の数値は A_r を一定とすると定数であるから (6-12) 式は V の 1/2 次式で示すことが出来る。従って、(6-10) 式は貯水池面積が標高にかかわらず一定の貯水池における穴あきダムに近い調節特性を有する放流関数であるといえる。((6-10) 式において $q_s = 0$ とした場合に同じとなる。)

水位放流方式と自然調節方式の違いは、それぞれの調節の水位-放流量の関係が前者では放流関数であるのに対して後者は放流能力であるということである。

6-5 操作の安定性

前節では、一定率一定量放流方式と、水位放流方式の間に洪水調節効果ならびに調節必要容量に関して優劣の差はないということを計量的に明らかにした。

ここでは、操作の容易さ、确实さと言った面から検討を加えてみることにする。

現地ダム管理所における実態調査からは、貯水池操作において主要な課題の一つとされる事項として、「貯水池への流入量の把握が困難であり、それが貯水池操作の确实性の確保に影響を及ぼしている。」とのことであった。

貯水池への流入量の把握方法については第2章の(2-1)式により計算される。しかるにこの方法によれば貯水池の水位観測誤差を δH_n とすれば、流入計算誤差 δQ_i は(2-5)式により計算することが出来る。

$$\left(\delta \overline{Q}_i = \frac{d\overline{Q}_i}{dH_n} \times \delta H_n = \frac{1}{\Delta T} \times A(H_n) \times \delta H_n \dots (2-5) \right)$$

つまり、(2-1)式により流入量を計算するときの計算誤差 δQ_i は貯水池面積 $A(H_n)$ と観測誤差 δH_n に比例し、計算時間間隔 ΔT に反比例することを示している。

(2-1)式において、貯水池面積 $A(H_n)$ は、貯水池の形状によって決まる値であるから、操作によってコントロールすることは不可能である。

従って、水位観測誤差に伴う流入量の推算誤差を小さくするためには、

- (1). ΔT を長くとり。
- (2). δH_n を小さくする。

といった2つの面での取り組みに限定されることとなる。

(1). については、 δQ_i そのものは小さくなるが、 ΔT を長くすると、流入量の把握における時間遅れが大きくなり、対応の遅れに繋がることとなる。

一方、一定率放流方式のように、このような方法で流入量を計算し放流量を決定する場合の水位観測誤差による放流量への誤差は(6-5)式と(2-5)式より次のように計算される。

$$\delta Q_{o1} = \frac{d Q_{o1}}{d H} \times \delta H = \alpha \frac{d Q_i}{d H} \times \delta H = \alpha \frac{A(H)}{\Delta T} \times \delta H. \dots (6-13)$$

ただし、 δQ_{o1} は一定率方式による放流量の誤差

一方、(6-10)式で示す水位放流方式による放流量の場合、水位観測誤差 δH による放流量計算における誤差は次のようにして求めることができる。

$$\delta Q_{o2} = \frac{d Q_{o2}}{d H} \times \delta H = \frac{k}{2\sqrt{V(H)}} \times \frac{d V(H)}{d H} \times \delta H = \alpha \sqrt{\frac{2a}{1-\alpha}} \times \frac{A(H)}{2\sqrt{V(H)}} \times \delta H. (6-14)$$

ただし、 δQ_{o2} は水位放流方式による放流量の誤差

これらの(6-13)式と(6-14)式の比($F = \delta Q_{o1} / \delta Q_{o2}$ とする)を計算すれば、一定率一定量放流方式と、水位放流方式による放流量への水位観測誤差による影響度合いが分かる。

$$F = \left[\alpha \frac{A(H)}{\Delta T} \times \delta H \right] \div \left[\alpha \sqrt{\frac{2a}{1-\alpha}} \times \frac{A(H)}{2\sqrt{V(H)}} \times \delta H \right] = \frac{2}{\Delta T} \times \sqrt{\frac{(1-\alpha) \times V(H)}{2a}}. \dots (6-15)$$

ただし ΔT = 流入量計算間隔 (s)

$V(H)$ = Hに対する貯水池容量 (m^3)

(6-15)式において、 $\Delta T = 600 \text{ sec}$ 、 $\alpha = 0.5$ とした場合のFの値を図-6-7に示している。

この図から明らかに、水位観測誤差の放流量決定へ及ぼす影響は、貯水量がある程度大きいところでは一定率放流方式の方が水位放流方式よりはるかに大きい事が判る。

言い換えれば、一定率放流方式による放流量決定に当たっては、貯水池の水位観測誤差による影響が大きく、一方、水位放流方式による場合は、はるかに小さい放流量の決定誤差に収まっていることが判る。

しかしながら、水位放流方式に於いても、図-6-7を詳細に見ると、洪水調節の開始時点で課題がある。

第3章 図-3-2においても言及したことであるが、貯水量 $V = 0$ に近いところにおいて、 $F < 1$ と言うことは、洪水調節の初期段階では一定率一定量放流方式より水位放流方式の方が、水位観測誤差による放流量決定に於ける影響が大きいということになる。

このことは、(6-14)式において $V = 0$ と置けば 放流量の計算誤差

が無限大になることから明らかである。

しかも、この状況は洪水調節開始時には避けて通ることの出来ない状況である。

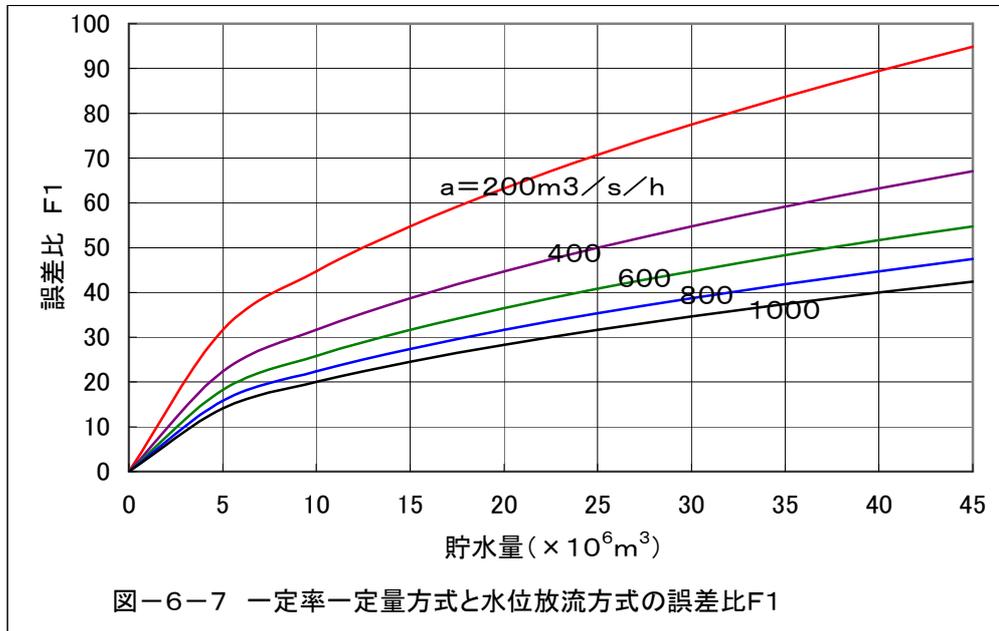


図-6-7 一定率一定量方式と水位放流方式の誤差比F1

この課題に対して、次のような方法により回避することとする。

つまり、洪水調節の開始時期における一定の期間の放流量をVの1次関数として置き換えることとして(6-16)式を考える。

$$Q_{o,3} = q_s + k_2 V \dots \dots \dots (6-16)$$

この時のk₂をどの程度にするかを考察しておく必要がある。

いま、(6-16)式においてHの観測誤差による放流量への影響を求めると次の通りである。

$$\delta Q_{o,3} = \frac{d Q_{o,3}}{d H} \times \delta H = k_2 \frac{d V}{d H} \times \delta H = k_2 \times A(H) \delta(H) \dots \dots (6-17)$$

また、(6-17)式よりVの1次関数による場合の放流量の誤差はVの値に関係なくk₂と貯水池面積A(H)に支配されることとなる。

したがって、水位放流方式の初期段階においては(6-16)式を併用することにより水位放流方式の課題の一つが解決されることとなる。

つまり、水位放流方式による洪水調節の初期段階においては(6-16)式と(6-17)式のいずれか小さい方を放流量として採用することとしている。

この場合、(6-10)式においてはk=0.19245、(6-16)式に

おいては $k_2 = 1 / 2000$ としている。

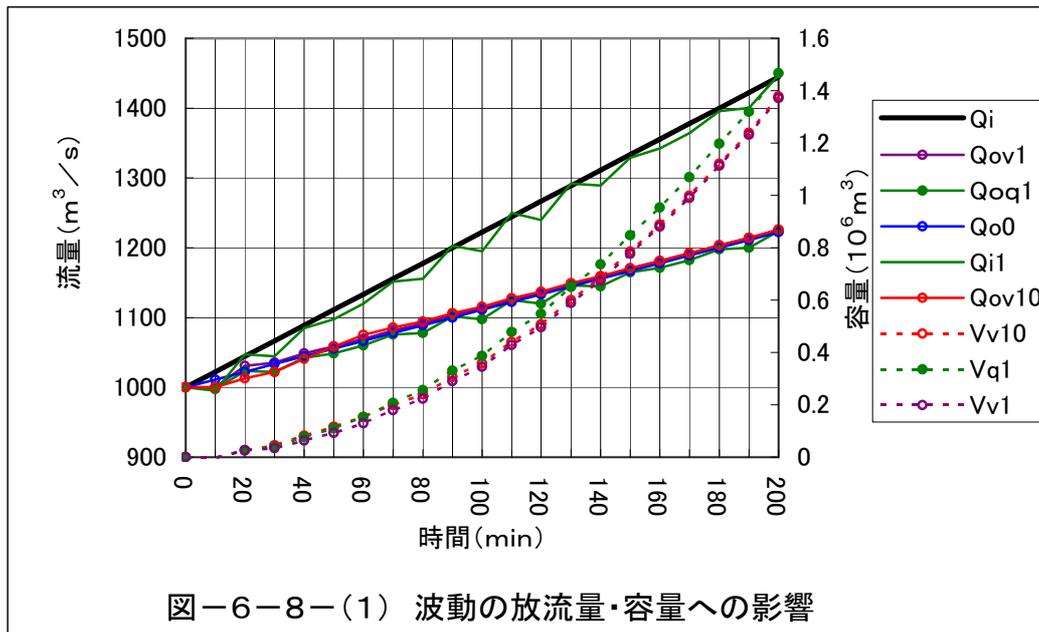


図-6-8-(1)には流入量 Q_i に対して(6-10)式で放流した場合を Q_{ov1} 、そのときの容量を V_{v1} 、(6-5)式で放流した場合を Q_{oq1} 、そのときの容量を V_{q1} として示している。

また、この際貯水池面積を 1 km^2 として、偏差 1 cm 、周期 1100 sec の波動を加えた場合の状態を(6-10)式の場合で Q_{ov1} 、 V_{v1} 、(6-5)式の場合で Q_{oq1} 、 V_{q1} で示している。さらに、水位放流方式に(6-16)式を併用した場合を Q_{ov10} 、 V_{v10} で示している。

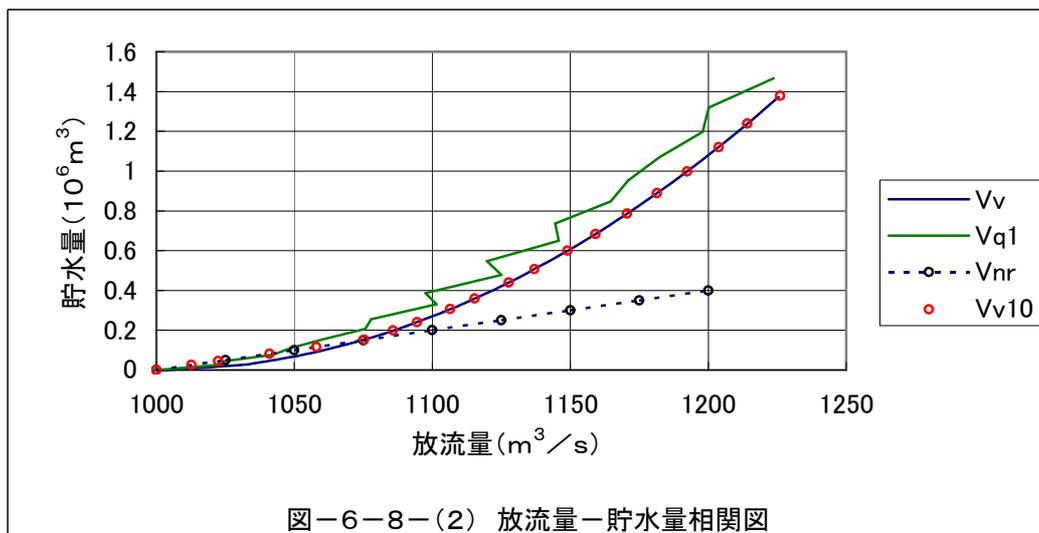


図-6-8-(2)においては、上記、それぞれの貯水量と放流量の関係を一定率放流方式を V_{q1} 、水位放流方式を V_v 、(6-16)式を V_{nr} 、水位放流方式に(6-16)を併用した場合を V_{v10} で示している。

これらの図を見て言えることは

- ① 一定率放流方式では波浪の影響を受けて放流量が不安定である。また、流入量把握の時間遅れにより貯水位の過上昇が認められる。
- ② これに対して、水位放流方式は放流の遅れは認められない。洪水調節の初期に波浪の影響を受けて不安定な状態があるが、つなぎの放流関数（6-16）式を併用することにより、これらの問題を回避している。また、こうすることにより放流開始時点における放流量と貯水量に若干のズレが生じるがこれらのズレは時間の経過とともに解消されていることが判る。

さらに、一定率一定量放流方式と水位放流方式の操作特性の比較においては、貯水池水位の観測誤差が放流量決定に際して及ぼす影響のほか、以下に示すような実際の操作面での得失が考えられる。

貯水池操作においては、「どのような流入量と貯水位のもとで、どのような放流形態になるか、」といった対応方針の即座の判断を迫られる場合がある。

たとえば、

（1）流入量が計画流入量を超える場合、貯水池水位はどのような状態にあるのか、また、貯水池水位が、サーチャージ水位に近づいた場合、放流量はどのような状態にあるべきか。

（2）ただし書き操作水位（8割水位）に達したが、流入量・放流量の状態から見て異常洪水時操作に移行すべきか否か。

（3）事前放流操作において、目標とする水位になったとき、放流量は流入量に近づいているか。

等々、常に流入量、放流量、貯水池水位は1連の情報として扱われる場合が多い。

一定率一定量放流方式と、水位放流方式（または自然調節方式）によって洪水調節をした場合の履歴を水位と放流量の関係で図-6-6-(1)、図-6-6-(2)、図-6-8-(1)、図-6-8-(2) に示している。

これらの図から次のようなことが言える。

（1）一定率一定量放流方式では、同じ洪水調節ルールによっても、流入波形が異なると、水位と放流量の履歴が変わる。

（2）一方水位放流方式は、流入波形が異なっても、流入のピークまでは貯水位と放流量の履歴は常に同じである。この事は水位放流方式の場合、洪水波形が異なっても、ある水位に対する放流量は基本的には一つしか存在しないと言うことであり、操作時の情報がより簡明になったことになる。

なお、自然調節方式の場合では、水位放流方式と同じ傾向の履歴を示すが、この場合の貯水量と放流量の履歴は、放流可能量（H-Q Curve）である。

洪水調節の段階での判断は、出来るだけ単純な指標に基づき明解に行われるべきであり、一つの水位でいくつもの放流量が存在することは、的確な判断を行う上からは、好ましい状態ではない。

水位放流方式によれば、どのような洪水波形に対しても、ピーク流量までは、ある水位に対して放流量はただ一つであり、洪水調節操作において、水位か、放流量の何れか一つを監視すればよいことになり、判断は的確で、しかも単純化されたものとなる。また、洪水前放流操作、異常洪水時操作との連携性と言った点から見ても洪水調節方式における水位と放流量の関係は単純な方が望ましいといえることができる。

なお、水位放流方式と、自然調節方式は、貯水池の調節特性並びに操作特性的には、同じ様な水理的傾向を示すが、自然調節方式はハード的に固められており、一旦施設が完成すれば、その後の計画変更などに際してダム洪水調節計画を変更しようとしても柔軟に対応することはできない。

これに対し、水位放流方式であれば、放流施設の能力に余裕を持たせておけば、将来の洪水調節計画変更にたいしても放流関数の係数を変える等のソフト的な面のみの対応で十分に対処できるという利点がある。

以上、操作の確実さ、簡明さ、将来計画への順応性といった観点からの評価にもとづき判断すると、水位放流方式は、総合的に見て、他の方式より適用性が高いといえる。

6-6 まとめ

第6章においては、現在、我が国において採用されている洪水調節方式について、その調節特性並びに操作特性について可能な限り工学的立場から分析を行った。

1. 一定率一定量放流方式と水位放流方式は、ある特定の洪水波形に対して、特定の係数を用いれば、同じ放流量を実行できることを解析的立場から明らかにした。

また、水位放流方式は、標高方向に一定の貯水池面積を有する貯水池においては、自然調節方式並びに一定開度方式と同じ水理的特性を有することも解析的に説明した。

2. 調節特性については、一定率一定量放流方式と水位放流方式について、モデル洪水群を調節することにより、調節効果ならびに調節必要容量の観点から比較評価し、その検討結果を整理すると、以下の通りである。

2つの方式において

(1) 計画洪水波形に対しては同じ放流となるようそれぞれの定数を設定し

た。

- (2) これらの定数による調節ルールを25の洪水に適用して、調節必要容量、洪水調節効果を計算するとそれぞれの洪水における結果は計画洪水波形を除いて洪水ごとに異なる値となった。
- (3) 上記、調節必要容量、洪水調節効果を25洪水について平均すると2つの方式における値は大略同じ値となった。
- (4) 以上より洪水調節効果と言った点から両者の優劣はつけがたい結果となった。

従って、どのような洪水調節方式が妥当であるかについては、洪水調節効果や洪水調節必要容量のみで判断することは不可能である。

洪水調節操作のやり易さ、操作の安定性などの操作特性をも勘案して適応性の評価はなされるべきである。

3. 洪水調節方式の操作特性その他について整理すると以下の通りである。

- (1) 洪水調節方式を流入量を基準に放流量を決定する方式（一定率一定量放流方式に代表され「流量系」という）と、水位によって決定する方式（水位放流方式、一定開度方式、自然調節方式などを言い「水位系」という）に大別してその操作特性を比較した。
- (2) 流量系においては、貯水池の水位の観測誤差に起因する流入量の推算誤差が大きく、放流量決定に際して支障となっていることがあることが明らかになった。
これに対して、水位系において水位観測誤差による放流量決定に及ぼす誤差は、貯水池面積、貯水池容量など幾つかの要因に左右されるが、水位観測誤差が放流量決定に及ぼす影響は流量系に比べると小さいことが明らかになった。
- (3) また、操作を行うに当たって、考え方の単純さなどを総合的に評価すると、操作のやり易さ、事前放流操作や異常洪水時操作との連携性といった点から評価する限り、水位系が優位であるといえる。
- (4) さらに、水位系の中でも、水位放流方式と自然調節方式を比較した場合、以下のようなことがいえる。

自然調節方式は、ハード的に水理諸元が固められており、一旦施設が完成すれば、その後の計画変更などに際して柔軟な対応が不可能である。

これにたいして、水位放流方式においては、放流施設に水理的な余裕を持たせておけば、将来の計画変更に対してもソフトな面から十分対応できるという利点がある。

また、水位放流方式は放流設備の経済設計的観点からも有利であると言える。

(5) 以上、操作の確実さ、簡明さ、将来計画への順応性といった観点も含めて評価すると、水位放流方式は総合的に見て適応性の高い洪水調節方式であると言える。

[目次に戻る](#)