

【特別寄稿】

# 放流の原則と洪水調節効果を目指した異常洪水時防災操作

株式会社テクノ技術顧問 今村 瑞穂

キーワード 放流の原則・限界流入量・限界放流量方式

## まえがき

これまで、放流の原則と洪水調節効果を目指した異常洪水時防災操作についての幾つかの考え方をまとめてその都度本誌に紹介した。

もう少し判りやすく説明して欲しいとの指摘を受けている。これらの指摘を受けて丁寧な説明を心掛け、異常洪水時防災操作について総括しながら新しい知見も加えて本稿をまとめることとした。

異常洪水時防災操作の条件とは何か、異常洪水時防災操作の条件を満足するための方法論とその評価等について考察した。

(注、「放流に原則」については、4-3を参照されたい。)

## 1. 異常洪水時防災操作とは

ある豪雨の日、テレビ番組のニュースの中で、政府の担当者から「〇〇ダムは〇時〇分より異常洪水時防災操作に移行する可能性があります。」との報告があった。一瞬、全国が凍り付いたような恐怖感につつまれた感じがした。友人・知人から「異常洪水時防災操作とは何か？異常洪水時防災操作になると何が起きるのか？」と言った複数の質問を受けた。

異常洪水時防災操作は一般住民やマスコミ等からは「緊急放流」とも呼ばれており、何か危ないダムの洪水時操作であるとの認識で国民一般の意識として定着していることの証しともいえる。

異常洪水時防災操作について、或る公式の委員会の報告書においては以下のような説明がなされている。「防災操作（洪水調節操作）の過程で貯水位が標高〇〇mに達し、洪水時最高水位を越える恐れがある場合には、ダムからのダム流下量（放流量）を流入量まで徐々に増加させる「異常洪水時防災操作」に移行することとしている。」

標高〇〇mとは、当該ダムの洪水調節容量の約8割に相当する容量を目安に定められている異常洪水時防災操作へ移行するか否かを判断する際の指標である。（以下、8割水位という。）

8割水位の逆から見た時の2割の空容量は、放流量が流入量に徐々に追いつくまでの間の流入量と放流量の差によって水理学的に（水の連続式により）やむを得ず上昇する貯水位（貯水量）相当と考えられている。

この容量がなければ、ダムからの放流量はダム天端からの越流を回避するために（流入量に追いつくために）急激に増加せざるを得ない状況となり、結果、放流の原則が守れず、下流部で被害が生じることとなる。

一方、ダムによる洪水調節操作とは、流入量の一部を貯留して流入量より少ない量を放流することにより、ダム下流の洪水による被害を軽減するための操作である。

この様な見方をすると、洪水調節効果の大きい（流入量と放流量の差が大きい）ダムほど異常洪水時防災操作に移行した時の放流量が流入量に追いつくまでの間の管理所の負担は大きいということにもなる。また、急激な放流量の増加を回避するためには2割の空き容量で十分であるか否かと言う議論も残る。

異常洪水時防災操作に移行して問題となったケースとしては、流入量がピークに近い段階で異常洪水時防災操作に移行したことが多い。このことは、流入量がピークに近い段階で流入量と放流量の差が限度を超えて大きいときに貯水位が8割水位となったことによるものである。

また、異常洪水時防災操作に移行することを予告して、幸いにも異常洪水時防災操作に移行しなかった場合、ダムは最も効果的に洪水調節操作を行ったことになる。（4章にて後述）

しかしながら、殆どの場合、ニュース等においてはこのことに言及されることは無く、ただ恐怖感のみが残された形のみである。出来れば、ダムが異常洪水時防災

ダム技術 No.428 (2023. 3)

操作への移行を予告しても実際に移行しなかった場合には、ダムは最も効果的に洪水調節を実行した旨の報告をしていただければ、地域住民も安堵するし、ダム管理所の職員も不眠不休の苦勞が報われると思うのだが、いかがなものだろうか。

以上、異常洪水時防災操作についてその一般的評価について思いつくままに書いたが、これらをまとめると以下のとおりである。

- ① 異常洪水時防災操作において、ダム下流部で問題となるのは、流入量と放流量の差が大きい状態で異常洪水時防災操作に移行した場合である。
- ② 8割水位は放流の原則を守るために放流量が流入量に徐々に追いついていく過程で必要となる（2割の）容量を確保するためのものであると言える。しかしながら、2割の容量で十分であるのかという議論がなされる必要がある。
- ③ 異常洪水時防災操作へ移行する旨の予告をしても実際には移行しなかった場合は、ダムは最も効果的な洪水調節を実施したとすることが出来る。

これらの事柄を念頭に置いて異常洪水時防災操作の在り方について考えて見ることにしたい。

このために、まず、ダムの貯水池の容量配分を想定し、この貯水池に様々な規模の洪水が流入した場合において異常洪水時防災操作により放流される流量の特性（最大流入量と最大放流量との差、及び、放流量による下流河道の水位上昇速度）を評価分析することにより、異常洪水時防災操作のあり方について考えてみることにする。

## 2. 対象とする洪水とダム貯水池

対象とする洪水と対象とする貯水池は架空の洪水と架

空のダム貯水池について考える。

### 2-1 対象とする洪水

対象とする洪水は架空の洪水として、計画洪水流量を3600 m<sup>3</sup>/s、計画放流量を500 m<sup>3</sup>/s、設計洪水流量を5500 m<sup>3</sup>/sとする。

計画洪水波形は図-1-1～図-1-6の中で示すQ<sub>i3</sub>のとおりとする。（11の洪水群の中で、図-1-2を除き、1点鎖線で示している。）

この結果、Q<sub>i3</sub>の波形で計画放流量を500 m<sup>3</sup>/sとして貯水量を計算すると約57,660,000 m<sup>3</sup>となる。（表-1のQ<sub>i3</sub>）

この値をもとに、洪水調節容量を65,000,000 m<sup>3</sup>とすれば、その8割容量は52,000,000 m<sup>3</sup>となる。

なお、洪水規模の変化に対して貯水量や放流量の変化を比較評価する上から、Q<sub>i3</sub>を挟んで200 m<sup>3</sup>/s刻みで表-1に示すようにQ<sub>i1</sub>～Q<sub>i11</sub>まで11の洪水波形を考え、それぞれの洪水の名称、最大流入量、洪水継続時間とともに、それぞれの洪水について500 m<sup>3</sup>/sを計画放流量とした場合の計算上の洪水調節必要容量を示している。

### 2-2 対象とするダム貯水池

最低水位、洪水期制限水位、サーチャージ水位の標高と貯水量を表-2のとおり設定し（貯水池のh-Vカーブをhの2次関数と仮定して）、この3点を通る2次関数から8割水位と設計洪水水位を計算した。その結果は同じ表-2に示している。

表-2の治水容量欄から、8割水位（578.5 m）時の容量は、52,000,000 m<sup>3</sup>、サーチャージ水位（583.0 m）時の貯水容量は65,000,000 m<sup>3</sup>、設計洪水水位（584.0 m）時の貯水容量は68,000,000 m<sup>3</sup>となる。

表-1 洪水別諸元と表示図面

流入量の表示名称	最大流入量 m <sup>3</sup> /s	洪水継続時間 min	洪水調節必要容量 ×1000m <sup>3</sup>	放流量の表示名称		表示図面	備考
				要領操作	限界放流量方式		
Q <sub>i1</sub>	3200	540	43,740	Q <sub>oa1</sub>	Q <sub>ob1</sub>	図-1-1	
Q <sub>i2</sub>	3400	580	50,460	Q <sub>oa2</sub>	Q <sub>ob2</sub>	—	
Q <sub>i3</sub>	3600	620	57,660	Q <sub>oa3</sub>	Q <sub>ob3</sub>	図-1-2	計画洪水
Q <sub>i4</sub>	3800	660	65,340	Q <sub>oa4</sub>	Q <sub>ob4</sub>	—	
Q <sub>i5</sub>	4000	700	73,500	Q <sub>oa5</sub>	Q <sub>ob5</sub>	図-1-3	
Q <sub>i6</sub>	4200	740	82,140	Q <sub>oa6</sub>	Q <sub>ob6</sub>	—	
Q <sub>i7</sub>	4400	780	91,260	Q <sub>oa7</sub>	Q <sub>ob7</sub>	図-1-4	
Q <sub>i8</sub>	4600	820	100,860	Q <sub>oa8</sub>	Q <sub>ob8</sub>	—	
Q <sub>i9</sub>	4800	860	110,940	Q <sub>oa9</sub>	Q <sub>ob9</sub>	図-1-5	
Q <sub>i10</sub>	5000	900	121,500	Q <sub>oa10</sub>	Q <sub>ob10</sub>	—	
Q <sub>i11</sub>	5200	940	132,540	Q <sub>oa11</sub>	Q <sub>ob11</sub>	図-1-6	

ダム技術 No.428 (2023. 3)

表-2 貯水池計画

名称	標高 (h)	総貯水量	治水容量
	El m	×1000 m <sup>3</sup>	×1000 m <sup>3</sup>
最低水位	536.3	17,500	—
洪水期制限水位	555.2	42,500	0
(8割水位)	578.5	94,500	52,000
サーチャージ水位	583.0	107,500	65,000
(設計洪水水位)	584.0	110,500	68,000

3. 異常洪水時防災操作の方法

異常洪水時防災操作については、通達に基づくただし書き操作要領（異常洪水時の操作要領，以下同じ。）と限界放流量方式（後述）の2つの方法について、 $Q_{i1} \sim Q_{i11}$  までの11洪水について試行計算を行い、それぞれの放流量の特性等について比較評価することとする。

3-1 ただし書き操作要領による放流量の決定方法

ただし書き操作要領には、「防災操作（洪水調節操作）の過程で貯水位が8割水位（標高〇〇m）に達し、洪水時最高水位を越える恐れがある場合には、ダムからのダム流下量（放流量）を流入量まで徐々に増加させる異常洪水時防災操作に移行する。」とされている。

前段の貯水位が8割水位（578.5 m）以上になったとき、ただし書き操作要領による放流量を  $Q_{oa}$  として、以下の式により計算することとする。（以下「a方式」という。）

$$578.5 \text{ m} < h < 583.0 \text{ m} \text{ のとき}$$

$$Q_{oa} = ((3600 - 500) / 4.5^2) \times (h - 578.5)^2 + 500$$

..... (1-1)

$$583.0 \text{ m} < h < 584.0 \text{ m} \text{ のとき}$$

$$Q_{oa} = ((5500 - 3600) / 1.0) \times (h - 583.0) + 3600$$

..... (1-2)

ここで、 $h$  = 貯水位、計画放流量を  $500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、計画洪水流量を  $3600 \text{ m}^3/\text{s}$ 、設計洪水流量を  $5500 \text{ m}^3/\text{s}$ 、8割水位を  $578.5 \text{ m}$ 、サーチャージ水位を  $583.0 \text{ m}$ 、設計洪水水位を  $584.0 \text{ m}$  とする。

（計算時間間隔毎（例えば  $\Delta T = 10$  分間、以下同じ）に貯水位  $h$  の動向をチェックしながら、その  $h$  に対応した放流方式を実行する。）

後段の「洪水時最高水位を越える恐れがある場合」とは具体的には明記されていないが、流入量を予測してこれにより貯水位の上昇量を計算し、貯水位が洪水時最高水位を越えるか否かの判断をしなければならないことを示しており、この手続きは単純なものではないとの認識が必要である。（以下「貯水位予測計算」と呼ぶ。）

ここでは、この項目は取りあえず無視して、前段の貯水位の条件のみを考慮して (1-1) 式及び (1-2) 式により計算を行っている。

3-2 限界放流量方式による放流量の決定方法

ただし書き操作要領による放流量の決定方法（「a方式」）に対する比較案として限界放流量方式を考える。（以下「b方式」という。）

洪水調節時は計算時間間隔 ( $\Delta T$ ) 毎に (2-1) 式により限界流入量  $Q_{ci}$  を計算する。

$$Q_{ci} = Q_o + \sqrt{(2\sqrt{K} \times Q_o \times H_c \times (v_u - V))}$$

..... (2-1)

$Q_{ci} > Q_i$  のとき、洪水調節操作を維持して計画放流量  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  を放流する。

$Q_{ci} \leq Q_i$  になったとき、異常洪水時防災操作に移行して、(2-2) 式により計算した放流量  $Q_{ob}$  を放流する。ここで、 $Q_o$  = 洪水調節時放流量（ここでは  $500 \text{ m}^3/\text{s}$ ）、 $K$  = 下流河道の水力定数、 $H_c$  = 水位上昇速度の目標値、 $v_u$  = 設計洪水水位時貯水量、 $V$  = 現在の貯水量

計算実務的には、 $\Delta T$  (=10分間) 毎の  $Q_o$ 、 $V$ 、 $Q_i$  がリアルタイムで判っているから ( $K$ 、 $H_c$ 、 $v_u$  は既定値)、10分間ごとに (2-1) 式により  $Q_{ci}$  を計算して  $Q_i$  と比較しながら、 $Q_{ci} \leq Q_i$  となった段階で異常洪水時防災操作への移行を決定する。

異常洪水時防災操作に移行後は (2-2) 式により、計算時間間隔 ( $\Delta T$ ) ごとにその時の  $V$ 、 $Q_i$  から機械的に放流量  $Q_{ob}$  を決定することができる。

$$Q_i = Q_{ob} + \sqrt{(2\sqrt{K} \times Q_{ob} \times H_c \times (v_u - V))}$$

..... (2-2)

ここで、 $Q_i$  = 計算時間間隔 ( $\Delta T$ ) ごとの流入量  
 なお、一旦 (2-2) 式により放流しても  $Q_i > 500 \text{ m}^3/\text{s}$  で  $Q_{ob} < 500 \text{ m}^3/\text{s}$  となった場合は  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  を放流する。

(2-2) 式において、 $Q_{ob}$  は限界放流量方式による放流量である。 $K$  と  $H_c$ 、 $v_u$  はあらかじめ定められた定数。 $Q_i$  と  $V$  の変化をもとに  $Q_{ob}$  を計算して放流量とする。

(2-2) 式により  $Q_{ob}$  を決定している限り、 $Q_{ci} = Q_i$  である。

(2-2) 式において、 $Q_{ob}$  を求める作業は一見複雑に見えるが、Excel のゴールシーク機能を適用すれば容易に  $Q_{ob}$  の解を得ることができる。

(2-1)、(2-2) 式の誘導過程の概要については本稿の第5章において後述する。

4. 比較案による放流量、水位上昇速度の試算と比較

表-1 で示した11個の洪水波形に対して、先ず  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  の一定量放流により計画的な洪水調節を実施しな

がら、計算時間間隔 ( $\Delta T$ ) ごとに、それぞれの方式別の移行指標に注目しつつ異常洪水時防災操作への移行のタイミングを判断する。

a, 貯水位が8割水位を超えた時、(1-1)式又は(1-2)式により  $Q_{oa}$  を計算し、異常洪水時防災操作を行う。(a方式)

b, (2-1)式の流入量  $Q_i$  が限界流入量  $Q_{ci}$  を超えた時以降において、(2-2)式により  $Q_{ob}$  を計算し、異常洪水時防災操作を行う。(b方式)

(水位上昇速度の計算方法については4-3で後述するが、計算にあたっては、目標水位上昇速度  $H_c = 50$  cm/30 min, 河道の水理定数  $K = 70$  m/s としている。)

これらの計算結果を、図-1-1~図-1-6に、流入量、放流量及び限界流入量のハイドログラフで示す。

対象とする流入量は  $Q_{i1}$ ,  $Q_{i3}$ ,  $Q_{i5}$ ,  $Q_{i7}$ ,  $Q_{i9}$ ,  $Q_{i11}$  の6通りとして、それぞれの規模別洪水の図面(図-1-1~図-1-6)の中で太線で示している。

a方式による放流量ハイドログラフを  $Q_{oan}$ , b方式による放流量のハイドログラフを  $Q_{obn}$  で示す。(nは、1, 3, 5, 7, 9, 11の6種類の洪水ハイドログラフの番号を示す。)

それぞれの図面には流入量  $Q_{in}$ ,  $Q_{oan}$ ,  $Q_{obn}$ ,  $Q_{cin}$  が示されている。

$Q_{in}$  は対象とする流入量,  $Q_{oan}$  はa方式による放流量,  $Q_{obn}$  はb方式による放流量,  $Q_{cin}$  は(2-1)式により計算された限界流入量である。(この場合,  $Q_{cin}$  は  $Q_{in}$  と交わるまではすべて同じであるから  $Q_{ci}$  として表示している。)

それぞれの図面番号と流入量, 放流量等の関係は表-1洪水別諸元と表示図面に示すとおりである。

#### 4-1 両方式による異常洪水時防災操作への移行のタイミングの比較

a方式については、貯水位が8割水位(治水容量で  $52,000,000 \text{ m}^3$ ) 以上になったときであるから、 $Q_{i2}$  以下の規模の洪水では洪水調節を完遂し、 $Q_{i3}$  以上の規模の洪水で異常洪水時防災操作に移行することとなる。(予測が完全であれば  $Q_{i4}$  においても洪水調節が完遂可能)

b方式においては、図-1-1~図-1-6において  $Q_{ci}$  を赤の1点鎖線で示しており、これが流入量と交わる規模の洪水、つまり、 $Q_{i1}$  以上の規模の洪水で異常洪水時防災操作に移行する。

ちなみに、この時の貯水容量は約  $17,500,000 \text{ m}^3$  でその時の流入量は約  $2900 \text{ m}^3/\text{s}$ , 流入量と放流量の差は  $2400 \text{ m}^3/\text{s}$  である。

したがって、この計算ケースにおいては、b方式の方がa方式より、時間にして3~4時間、容量にして

$34,500,000 \text{ m}^3$  早く異常洪水時防災操作に移行することとなる。

なお、両方式による異常洪水時防災操作への移行の方法については、a方式についてはここでは取りあえず貯水位のみにより判断を行っているが、実操作においては、3章で前述したように貯水位予測計算の手続きが必要であり、単純なものではない。

一方、b方式においては流入量  $Q_i$  と限界流入量  $Q_{ci}$  の比較のみにより移行の判断を行っている。 $Q_{ci}$  の内容が複雑で理解しにくいとか、(2-2)式による  $Q_{ob}$  の計算が難しいとかの意見もあるが、a方式における貯水位予測計算のような不確実な手続きを必要とするものではない。

$Q_{ci}$  の内容と誘導過程を理解して、Excelのゴールシークによる  $Q_{ob}$  の計算方法をマスターすれば誰がやっても何時やっても同じ答えが得られるという明解な方法であるということが出来る。また、この手続きは簡単にダムコンに組み込むこともできる。

#### 4-2 洪水規模別にみた両方式による放流量の比較

① 流入量が  $Q_{i1}$  ( $3200 \text{ m}^3/\text{s}$ ) の場合(図-1-1)

a方式では異常洪水時防災操作に移行することなく、洪水調節を完遂している。

b方式では異常洪水時防災操作に移行しており、放流量はa方式より若干大きいものの、洪水調節効果といった面から見ると両方式の差は相対的に微小であるといえる。

② 流入量が  $Q_{i3}$  ( $3600 \text{ m}^3/\text{s} =$  計画洪水) の場合(図-1-2)

b方式に対してa方式では異常洪水時防災操作に移行するタイミングが遅くなっている(以下同じ傾向)ものの、放流量の最大値はその差が縮まっており、両方式とも相応の洪水調節効果を維持しているといえる。

なお、このケースにおいては、「貯水位予測を確実に行うことが出来れば。」との前提が付くが、a方式では異常洪水時防災操作に移行することなく  $Q_{oa3}$  は  $500 \text{ m}^3/\text{s}$  の放流を維持することができる可能性がある。a方式がb方式に比べて最も優位であるケースであるといえる。

③ 流入量が  $Q_{i5}$  ( $4000 \text{ m}^3/\text{s}$ ) の場合(図-1-3)

両方式による最大放流量が逆転して、a方式の放流量がb方式の放流量を上回っている。

④ 流入量が  $Q_{i7}$  ( $4400 \text{ m}^3/\text{s}$ ) の場合(図-1-4)

a方式の放流量がb方式の放流量をさらに上回っている。

⑤ 流入量が  $Q_{i9}$  ( $4800 \text{ m}^3/\text{s}$ ) の場合(図-1-5)

a方式の放流量がb方式の放流量をさらに上回っている。

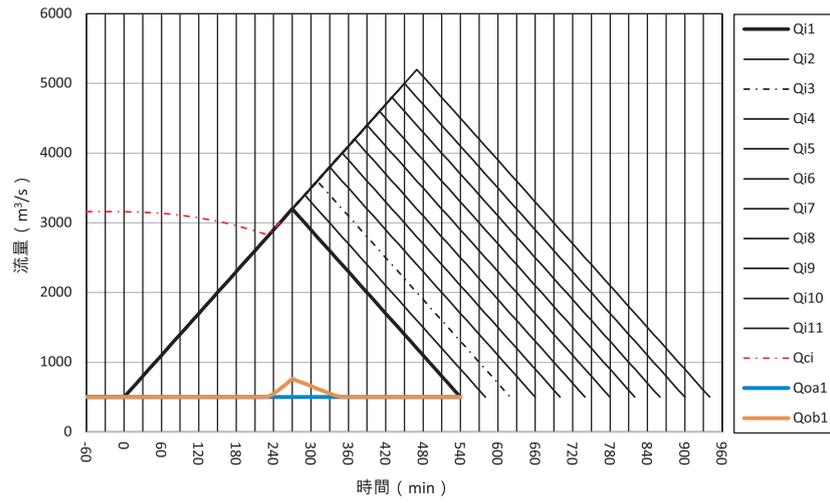


図-1-1 放流量比較図 ( $Q_i = 3200 \text{ m}^3/\text{s}$ )

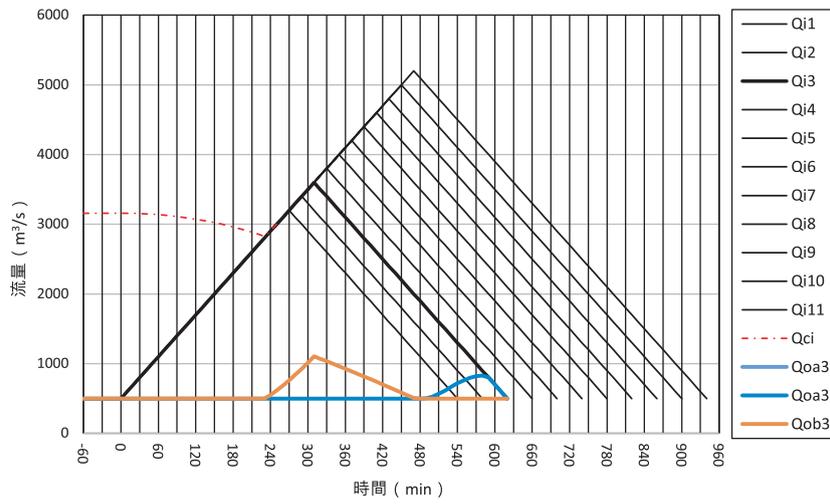


図-1-2 放流量比較図 ( $Q_i = 3600 \text{ m}^3/\text{s}$ )

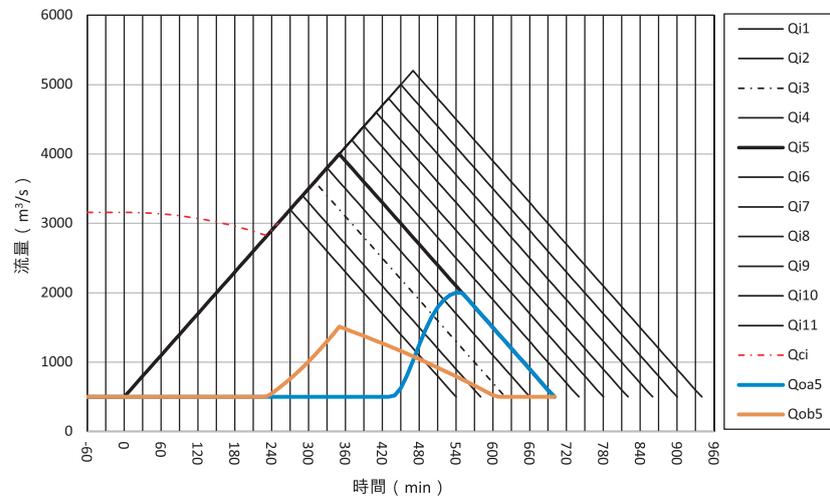


図-1-3 放流量比較図 ( $Q_i = 4000 \text{ m}^3/\text{s}$ )

ダム技術 No.428 (2023. 3)

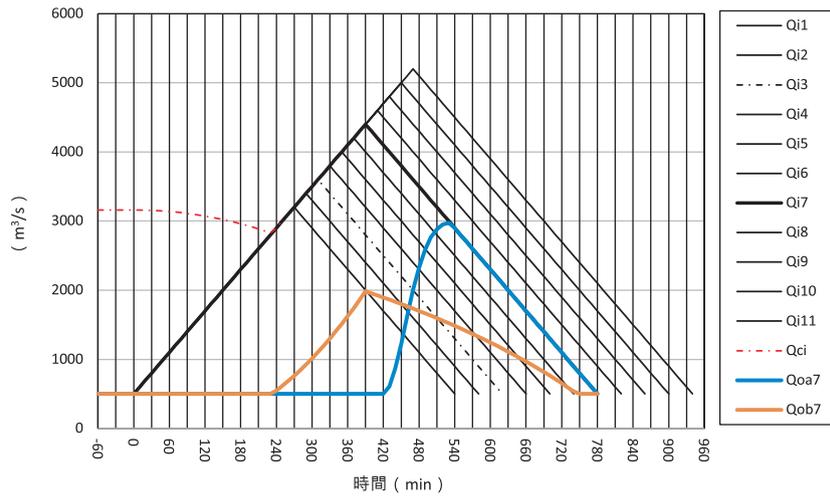


図-1-4 放流量比較図 ( $Q_i = 4400 m^3/s$ )

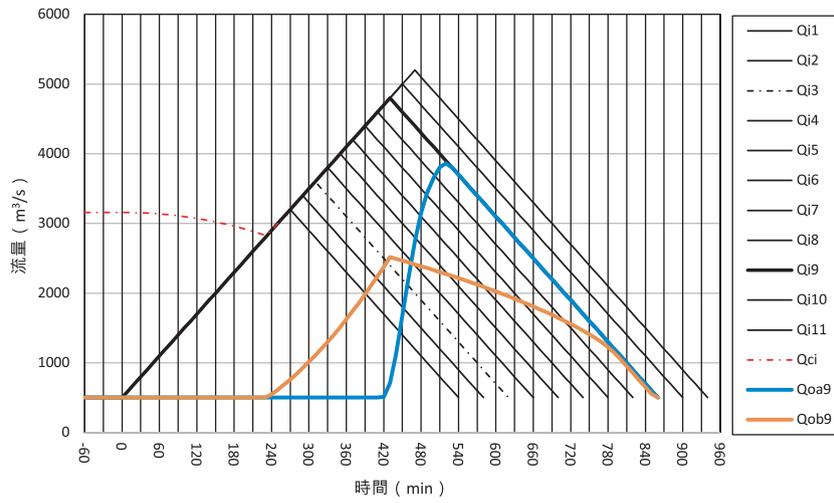


図-1-5 放流量比較図 ( $Q_i = 4800 m^3/s$ )

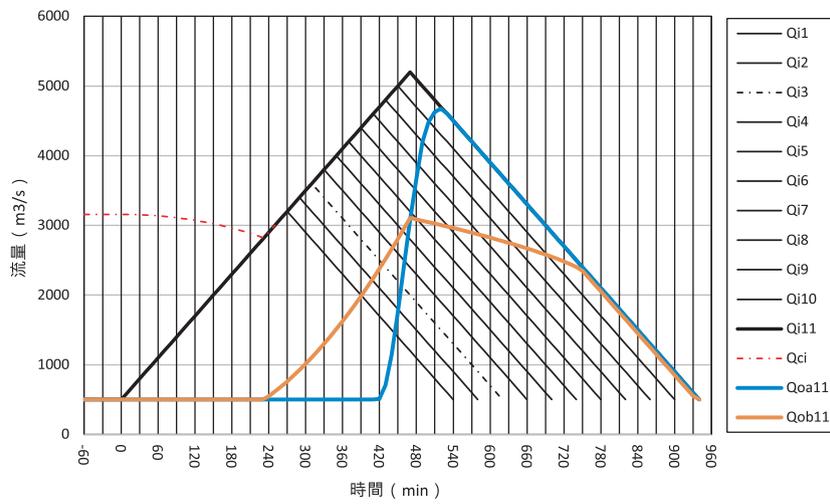


図-1-6 放流量比較図 ( $Q_i = 5200 m^3/s$ )

⑥ 流入量が  $Q_{i11}$  ( $5200 \text{ m}^3/\text{s}$ ) の場合 (図-1-6)

⑤のケースにほぼ同じ。

以上、図-1-1~図-1-6に基づいて洪水の規模ごとにa方式とb方式による放流量の違いを比較評価した。

次に、 $Q_{i9}$  洪水 ( $4800 \text{ m}^3/\text{s}$ ) について図-1-5 (細線)を下敷きにして貯水位の変化比較図を図-2に、また、下流河道の水位上昇速度 (以下、「水位上昇速度」という。) 比較図を図-3に示している。

図-2においては、a方式では、貯水量 ( $V_{a9}$ ) が8割水位になった段階で放流操作は異常洪水時防災操作に移行し ( $Q_{oa9}$ )、b方式では、限界流入量 ( $Q_{ci}$ ) が流入量 ( $Q_{i9}$ ) に等しくなった段階で放流操作は異常洪水時防災操作に移行している ( $Q_{ob9}$ )。

a方式の方が遅く異常洪水時防災操作に移行することから、貯水位の上昇もb方式より早くなっているが、

いずれの方式においても貯水量は許容最高貯水量 (位)内に収まっている。

図-3においては、流入量 ( $Q_{i9}$ ) による水位上昇速度 ( $dH_{i9}/dt$ ) とa方式による放流量による水位上昇速度 ( $dH_{a9}/dt$ ) とb方式による放流量による水位上昇速度 ( $dH_{b9}/dt$ ) を示している。

放流量が流入量に追いついて行く過程では、当然のことながら放流量による水位上昇速度は流入量による水位上昇速度より大きくなければならない。

また、水位上昇速度の時間分布についてみると、b方式の放流量による水位上昇速度 ( $dH_{b9}/dt$ ) は、流入量による水位上昇速度 ( $dH_{i9}/dt$ ) の特性をある程度反映しつつ、台形状でほぼ一定値で推移しているのに対して、a方式の水位上昇速度 ( $dH_{a9}/dt$ ) はスパイク状に急激に増加して急激に減少していることがわかる。

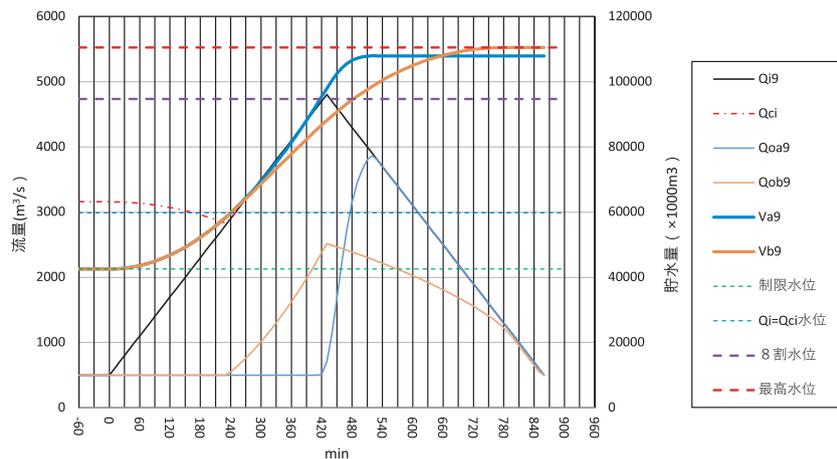


図-2 貯水量変化比較図 ( $Q_i = 4800 \text{ m}^3/\text{s}$ )

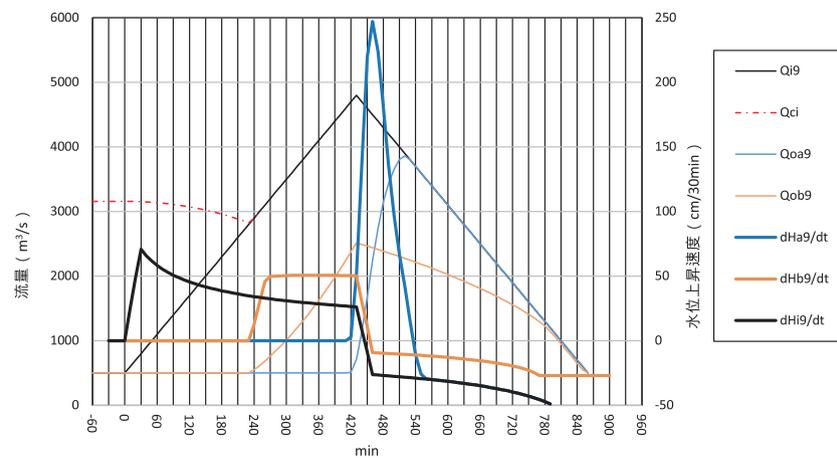


図-3 水位上昇速度比較図 ( $Q_i = 4800 \text{ m}^3/\text{s}$ )

さらに、a方式の放流量による水位上昇速度 ( $dH_{a9}/dt$ ) の最大値は約 250 cm/30 min であり、流入量による水位上昇速度 ( $dH_{i9}/dt$ ) に対しても殆ど無関係に変化している。

一方、b方式の放流量による水位上昇速度 ( $dH_{b9}/dt$ ) の最大値は目標水位上昇速度である約 50 cm/30 min と、a方式の約 5 分の 1 となっており、流入量による水位上昇速度 ( $dH_{i9}/dt$ ) に対しても一定の値を上積した形となっている。

両方式間においては放流の原則という観点からみると大きな違いがあることに注目する必要がある。

これらは、b方式がシステムの河道の水位上昇速度のコントロールを目指したものである一方でa方式ではそのような操作上の配慮がなされていないことによるものである。

このことについては本稿の第5章において解析的な観点からも考察することとする。

次に、図-4においては、洪水規模と放流量、洪水調節効果の関係について比較してみた。

図-4は横軸に洪水規模をその最大流入量で示している。

赤の1点鎖線の位置は計画洪水規模 (3600  $m^3/s$ ) である。

縦軸は最大放流量を示している。 $Q_i$  は、洪水調節を行わない場合の最大放流量、つまり、最大流入量でもある。

$Q_{oa}$  は a方式の、 $Q_{ob}$  は b方式による、それぞれの最大放流量を示している。

$Q_i - Q_{oa}$ 、 $Q_i - Q_{ob}$  はそれぞれ a方式及び b方式による最大洪水調節効果ということになる。

この図を見ると a-b-c で示す疑似三角形の部分において b方式の最大放流量が a方式の最大放流量を上回っ

ている。しかしながら、最大洪水調節効果と言った観点から見るとその差は相対的に小さいともいえる。

b方式は a方式より早いタイミングで異常洪水時防災操作に移行するという犠牲を払うことにより、計画洪水規模を大幅に超える洪水に対する洪水調節効果を維持したという結果になっている。

さらに、洪水の最大流入量規模が大きくなるにしたがって、a方式では急速に洪水調節効果が減少しているが、b方式では洪水の最大流入量規模が大きくなってもほぼ一定の洪水調節効果を維持する傾向にある。これは、(2-2)式により決定される放流量が「下流河道の水位上昇速度を目標水位上昇速度  $H_c$  に抑えるための最小の放流量」言い換えるならば「現在の空き容量で放流の原則を守りながらどこまで放流量を減すことができるか?」と言った観点から決定されていることによるものである。このことについては第5章において後述する。

ここで、a方式では a点で、b方式では b点で異常洪水時防災操作に移行して、その直前の規模の洪水時に洪水調節効果 ( $Q_i - Q_{oa}$  及び  $Q_i - Q_{ob}$ ) が最大となっている。言い換えれば、異常洪水時防災操作に移行する直前に洪水調節効果が最大となっている。第1章で前述したように「異常洪水時防災操作に移行することを予告して、幸いにも異常洪水時防災操作に移行しなかった場合、ダムは最も効果的に洪水調節を行ったことになる。」との説明はこのことによるものである。

さらに、異常洪水時防災操作に移行すると予測された場合の関係者の受け止め方について考えて見る。

a方式では洪水規模の変化に対してその最大放流量増加の特性は敏感に反応している。(最大放流量の増加度合いは、最大流入量の増加度合いより大きい。) いわゆる「緊急放流」と言う表現に見合ったような放流量の動

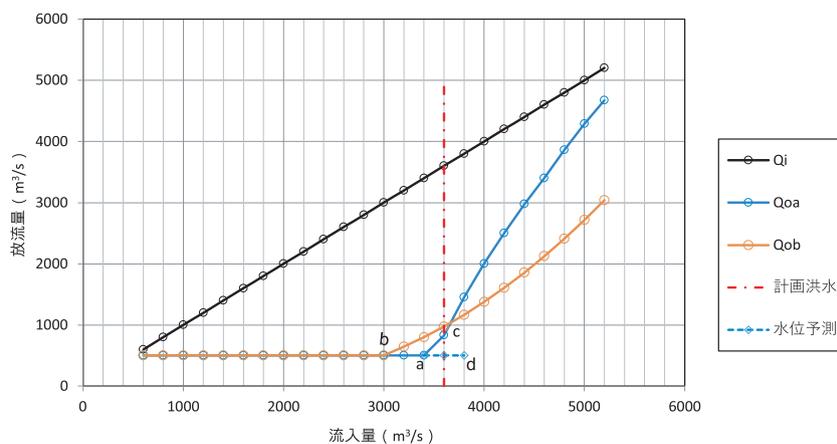


図-4 洪水別調節評価図

ダム技術 No.428 (2023. 3)

向特性を示している。

一方、b方式においてはa方式と比べると最大放流量増加の特性は流入量の増加特性に近い傾向を示しており、相対的に穏やかに推移している。

どちらかと言えば、洪水時防災操作の延長上の操作と言った、計画洪水規模の洪水に近い洪水調節効果を維持しながら「緊急放流」のイメージとは異なる穏やかな動向を示している。

以上はa方式で8割水位になったときに貯水位予測をおこなわない場合のケースであるが、貯水位予測が完全におこなわれた場合のケースについて図-4の $Q_{oa}$ に対して「水位予測」という凡例で鎖線にて示している。(a→d)

この放流量を見ると $Q_{oa}$ に対して相応の効果を示しているが、予測が大きい方に外れると $Q_{oa}$ より大幅な放流量の増加のリスクをはらんでいるということを覚悟しなければならない。

#### 4-3 異常洪水時防災操作による下流河道の水位上昇速度の比較

異常洪水時防災操作において問題が発生した場合において「水位が急激に上昇して逃げる暇もなかった。」という関係者の言葉は重く受け止める必要がある。

ダム操作規則においては放流の原則が定められており、「所長は放流にあたっては急激に放流量を増加してはならない。」とされている。この規定を受けて特に洪水前の放流開始にあたっては放流量の増加量を制限した厳密な操作がすべてのダムにおいて実施されている。

また、洪水時防災操作中にあっても、放流量の増加量に制限を課しているダムも複数ある。

前述したように、あるダムの公式の報告書においては、異常洪水時防災操作の説明として「防災操作（洪水

調節）の過程で貯水位が標高〇〇mに達し、洪水時最高水位を越える恐れがある場合には、ダムからのダム流下量（放流量）を流入量まで徐々に増加させる異常洪水時防災操作に移行することとしている。」とされている。

このような視点から、当然のことながら異常洪水時防災操作においても放流の原則は守らなければならない重要な要素であることを意識したものとなっている。

河川情報システムでは、流入量、放流量、貯水量の時系列的变化が10毎正分間隔で公表されているが、操作上重要な要素の一つである放流に基づく下流河道の水位上昇速度は公表されていない。それだけに、一般の関心度は低いように感じられるが、操作上無視できない重要な要素であることに変わりはない。

以上のような視点から、各規模別洪水における下流河道の水位上昇速度をa方式、b方式別に計算してみた。

計算に当たっては下流河道のH-Qカーブの水理定数Kを70 m/sとして、30分間に於ける水位上昇速度を計算している。それぞれの規模の洪水ごとに最大の水位上昇速度を示したものが図-5である。横軸は流入量の最大値、縦軸には洪水規模毎の水位上昇速度の最大値を示している。

この図から、a方式の放流量による水位上昇速度は、洪水規模の増大に従って、その最大値は急激に増加して250 cm/30 minにも達している。

一方、b方式においては異常洪水時防災操作に移行した当初から目標水位上昇速度である $H_c$  (=50 cm/30 min)程度となっているが最大流入量が増加してもほぼ同じレベルの水位上昇速度を維持しているということが出来る。

図-5を見る限りにおいては放流の原則と言う観点から見た場合、計画洪水規模付近以上の全洪水規模を見渡

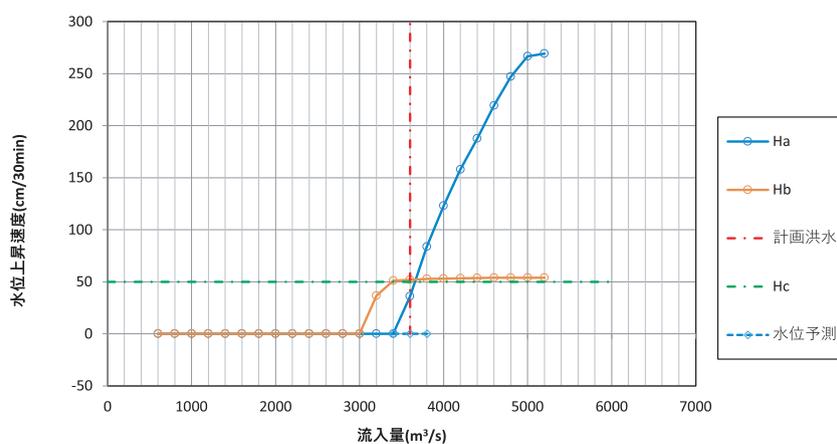


図-5 洪水別水位上昇速度

ダム技術 No.428 (2023. 3)

した場合におけるb方式の優位性は明らかである。なお、計画洪水規模付近においても、b方式においてはa方式を上回ってはいるものの、目標水位上昇速度（ここでは $H_c=50\text{ cm}/30\text{ min}$ とした。）をほぼ守っており、放流の原則は守られた形になっている。

図-6は、今回検討対象とした洪水群において、a方式による異常洪水時防災操作を行った場合、2割の容量により生じる水位上昇速度とその時の流入量と放流量の差（ $Q_i-Q_{oa}$ ）との関係を示したものである。この図から見ると、a方式で8割水位で異常洪水時防災操作に移行するとした場合における流入量と放流量の差が $1700\text{ m}^3/\text{s}$ を超えると水位上昇速度を目標水位上昇速度（ $H_c=50\text{ cm}/30\text{ min}$ ）以下に抑えることができないことを示している。

逆に言うと、8割水位で異常洪水時防災操作に移行する場合、このケースにおいては流入量と放流量の差が $1700\text{ m}^3/\text{s}$ を超えると放流の原則を守れないということになる。

図-5においても図-4と同じように貯水位予測が完全に行われた場合の水位上昇速度を凡例で「水位予測」という形で示している。 $H_a$ と比較すると相応の効果が認められるが、この場合も放流量の場合と同様に予測が外れた場合の相応のリスクを覚悟しなければならない。

ここまでの記述によって、a方式とb方式による放流量の特性の比較評価を行うという、本稿の目的の大部分は達成されたものと考えられる。

これらの情報をダム管理者を含むすべての関係者間で共有しながら異常洪水時防災操作の在り方を考えていく必要がある。

5章においてはなぜこのような結果が得られたかにつ

いて、その背景について、解析的な立場からさらなる考察を加えることとする。

## 5. a方式、b方式における放流関数の解析的放流特性の分析

a方式とb方式について解析的立場からそれぞれの放流量の特性について分析してみることとする。

### 5-1 a方式による水位上昇速度の特性

a方式による放流関数は第3章において、(1-1)式、(1-2)式として示される通りであるが、その内容をさらに詳細に分析すると以下のとおりである。

(1-1)式の説明

- ① 貯水位が8割水位に達した時にこれまでの洪水時防災操作で放流してきた量と同じ量を放流して放流の連続性を確保する。
- ② 貯水位がサーチャージ水位に達した時に計画洪水流量を放流する。
- ③ ①～②の間の放流量は8割水位時を放流量の極小値とする貯水位 $h$ の2次関数とする。

(1-2)式の説明

- ① 貯水位がサーチャージ水位に達した時に計画洪水流量を放流する。
- ② 貯水位が設計洪水水位に達した時に設計洪水流量を放流する。
- ③ ①～②の間は貯水位 $h$ の1次関数とする。

以上のように、a方式の放流量は貯水位 $h$ の2次関数と1次関数の2つの関数の組み合わせで決定されたとされている。

(1-1)式により、洪水時防災操作と異常洪水時防災操作の繋がりを確保して、(1-2)式により、設計洪水

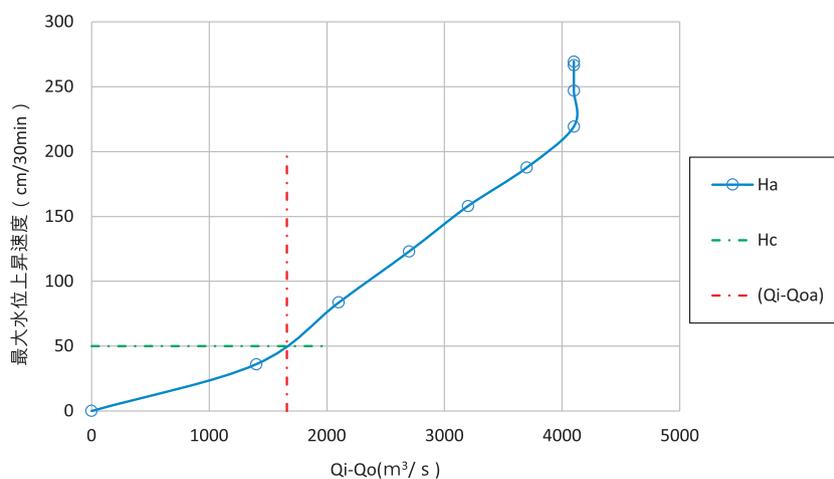


図-6 8割水位時の $(Q_i - Q_{oa})$ と最大水位上昇速度の関係

位時に設計洪水流量を放流するようになっており、流入量が設計洪水流量を超えない限り貯水位は設計洪水位をこえないこととなっている。

また、(1-1)式と(1-2)式は「サーチャージ水位で計画洪水流量を放流する」という条件により交差することとなっている。

しかしながら(1-1)式と(1-2)式が同じ勾配で交差するという保証はない。(2つの式の交点で折れ線となる可能性があり、放流量の水利特性を(1-1)式から(1-2)式に円滑に繋ぐことができるという保証はない。ちなみに $h=583$  mにおける $dQ_{oa}/dh$ を計算すると、(1-1)式では1478、(1-2)式では1900となる。)

なぜ、異常洪水時防災操作においてサーチャージ水位で計画洪水流量を放流しなければならないのか、ダム操作上の合理的理由は見当たらないのである。実際に操作の計画を検討した経験のある人は認識しておられると思うが、このままでは(1-1)式と(1-2)式の接点は程度の差はあるが折れ線となる可能性が高く放流量の水利特性を(1-1)式から(1-2)式へ円滑につなぐという保証はない。

(1-1)式の終点をストレートに設計洪水位と設計洪水流量に結べば、2つの式の交わり方の問題も解消すると思われるし、操作システムそのものも単純化されると思われるのであるが、このような角度からの議論もなされる必要があるのではなかろうか。

次に、a方式による水位上昇速度の最大値は(1-1)式の過程で発生する可能性が高いと考えられる(異常洪水時防災操作の開始段階と流入量が放流量に追いつく段階では水位上昇速度は理論的に0となり、最大値はその中間で発生すると考えられる。図-3参照)ので、ここでは(1-1)式を対象にして考察することとする。

(1-1)式により放流を行う場合、その放流量による下流河道の水位上昇速度は(1-1)式から(3)式のように誘導することができる。

$$\frac{dH}{dt} = \sqrt{\frac{C}{K}} \times \sqrt{\frac{Q_{oa} - Q_m}{Q_{oa}}} \times \frac{Q_i - Q_{oa}}{A(h)} (= H_a) \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $H$  = 河道の水位、 $H_a$  = 河道の水位上昇速度、 $C = (3600 - 500)/4.5^2$ 、 $K$  = 河道の水利定数、 $Q_{oa}$  = 放流量、 $Q_m$  = 異常洪水時防災操作に移行前の放流量、 $Q_i$  = 流入量、 $A(h)$  = 貯水位が $h$ の時の貯水池面積。

(3)式は、異常洪水時防災操作の開始時期( $Q_{oa} = Q_m$ の時)並びに放流量が流入量に追い付いた( $Q_i = Q_{oa}$ の時)時に $dH/dt = 0$ となっている、このことは追い付き操作の中間段階では相対的に相当の放流量増加(下流河道の水位の上昇)をはからなければならないことを示

している。言い換えると、放流量は流入量を効率の悪い形で追いかけていることになる。

このことが、図-3に示すように、a方式による水位上昇速度の時間分布をスパイク型にするような要因の1つとなっている。(その他の要因の1つとしては、異常洪水時防災操作に移行したのち、放流量が流入量に追いつくまでの時間がb方式に比較してa方式の方が短いことによるものである。)

(3)式の誘導過程を含めた詳細の考察については参考資料3を参照されたい。

以上は、a方式による異常洪水時防災操作へ移行後の放流量決定過程の考察であるが、これまでも述べたとおり、本方式においては他に8割水位になった時点で今後貯水位が最高水位に達するか否かの予測を行わなければならない。このことはa方式による異常洪水時防災操作への移行判断を複雑化する要因の一つになっていることを認識しなければならない。

### 5-2 b方式の誘導と水位上昇特性の分析

b方式(限界放流量方式)については、限界流入量方式の考え方を經由して確立された方式である。限界放流量方式の特性を正しく理解して頂くために、先ず、そのもととなる限界流入量方式の考え方、及び、限界放流量方式に至ったその過程を説明することとする。

b方式においての異常洪水時防災操作は、

先ず、①洪水時防災操作における現在の放流量( $Q_m$ )とその時点の貯水量( $v_m$ )を起点としなければならない。

次に、②この操作の最終目標は最高貯水位( $V = v_u$ )で放流量が流入量に等しく( $Q_{ob} = Q_i$ )なり、貯水位がこれ以上に上昇しない状況になるように設定されている。

これらの条件を満足する式は(4)式に示すとおりである。

$$Q_{ob} = Q_m + \frac{(V - v_m)}{(v_u - v_m)} (Q_i - Q_m) \dots\dots\dots (4)$$

ただし、 $Q_m$  = 異常洪水時防災操作((4)式)に移行直前の放流量、 $v_m$  = 異常洪水時防災操作に移行直前の貯水量、 $v_u$  = 最高水位時の貯水量、 $V$  = 現在の貯水量。

つまり、(4)式において $V = v_m$ とすると $Q_{ob} = Q_m$ であり、 $V = v_u$ とすると $Q_{ob} = Q_i$ である。言い換えれば(4)式に従って放流する限り、放流量は洪水時防災操作から円滑に異常洪水時防災操作へ移行し、貯水位が最高貯水位になったときに、放流量は流入量と同じになり、その結果、貯水位はそれ以上に上昇することはない。

次に、洪水調節操作から異常洪水時防災操作に移行する瞬間の放流量による水位上昇速度のコントロールについて、言い換えると(4)式により放流すると仮定した

場合、その時の水位上昇速度が目標水位上昇速度  $H_c$  となるような、流入量、放流量、貯水量（空き容量）の関係を考えてみる。

ダムから放流される放流量による水位上昇速度は、下流河道の H-Q 関係に支配されるから (4-1) 式のとおり設定する。

$$Q_{ob} = K(H - h_0)^2 \dots\dots\dots (4-1)$$

ここで、 $K$  = 河道の水理定数、 $H$  = 河道の水位、 $h_0$  = 水位計の零点高。

これを時間  $t$  で微分すると (4-2) 式が得られる。これは、放流量の増減を河道水位の変化に変換する式である。

$$\frac{dQ_{ob}}{dt} = 2K(H - h_0) \times \frac{dH}{dt} \dots\dots\dots (4-2)$$

次に、(4) 式を時間  $t$  で微分し、さらに、河道の H-Q 関係である (4-1) 式、(4-2) 式と連立させると、洪水調節操作から異常洪水時防災操へ移行する瞬間の水位上昇速度  $dH/dt$  は (4-3) の右辺によって示すことができる。

$$\frac{dH}{dt} = \frac{(Q_i - Q_m)^2}{(v_u - v_m)^2} \times \frac{1}{2\sqrt{KQ_m}} (= H_c) \dots\dots\dots (4-3)$$

(4-3) 式の右辺を目標水位上昇速度  $H_c$  に等しいと置くと、右辺と  $H_c$  の関係は放流による水位上昇速度が目標水位上昇速度  $H_c$  に等しくなるときの  $Q_i$ 、 $Q_m$ 、 $v_m$  の関係を示していることになる。

次に、(4-3) 式の右辺と  $H_c$  の関係において、 $Q_i$  を (4-4) 式の左辺に持ってくるように変形すると (4-4) 式の右辺のかたちになる。

$$Q_i = Q_m + \sqrt{2\sqrt{K} \times Q_m \times H_c \times (v_u - v_m)} (= Q_{ci}) \dots\dots\dots (4-4)$$

(4-4) 式において当該時刻における  $Q_m$  と  $v_m$  によって計算される右辺がその時の流入量  $Q_i$  に等しくなったときに (4) 式により放流を行えば、その時の水位上昇速度は  $H_c$  であることを示している。

言い換えると、任意の時刻における  $Q_m$  と  $v_m$  によって計算される (4-4) 式の右辺を  $Q_{ci}$  と定義すれば、 $Q_{ci} = Q_i$  となった時に (4) 式により放流すれば下流河道の水位上昇速度は  $H_c$  となる。(4-4) 式によって示される  $Q_{ci}$  を限界流入量と定義する。

限界流入量  $Q_{ci}$  は計算時間間隔 ( $\Delta T$ ) ごとに (4-4) 式の右辺により計算される。計算時間間隔ごとに流入量  $Q_i$  と限界流入量  $Q_{ci}$  を計算し、それぞれを比較しながら  $Q_i = Q_{ci}$  となった瞬間に (4) 式により放流量を決定すれば、その時の下流河道の水位上昇速度は  $H_c$  となる。

以降、計算時間間隔ごとに (4) 式に基づいて放流量を計算していけば放流量は自動的に最高貯水位  $v_u$  に

なった段階で流入量に等しくなり、その後は定水位操作に移行すればよい。

以上が (2-1) 式の (限界流入量)  $Q_{ci}$  についての説明である。

(2-1) 式の右辺は  $Q_o$ 、 $K$ 、 $H_c$ 、 $V$  の値によりリアルタイムで逐次計算することが出来る。

このように、 $Q_{ci}$  が  $Q_i$  に等しくなった段階で、(4) 式により放流量を決定する方法を単純限界流入量方式と定義する。

この方式では異常洪水時防災操作への移行にあたっては、流入量、放流量、貯水量、下流河道等の指標が反映されており、その段階で得られる情報を総合的に活用した判断がなされているということができる。

単純限界流入量方式では、異常洪水時防災操作に移行した時点では水位上昇速度は  $H_c$  である。しかしながら、その後の放流量、貯水池容量、流入量の変化により水位上昇速度は変化して行き放流量が流入量に追いつく段階では流入量の水位上昇速度に漸近していく。

(4) 式～(4-4) 式の誘導過程については、参考資料 1 及び参考資料 3 を参照されたい。

以上、説明したように単純限界流入量方式は放流の初期段階では下流河道の水位上昇速度は  $H_c$  に近いが、放流量が流入量に近づく段階で水位上昇速度は流入量の水位上昇速度 ( $dH_i/dt$ ) に近づいていく。

(図-7-1 の  $Q_{o0}$ 、 $Q_{ci0}$ 、図-7-2 の  $dH_o/dt$  と、 $dH_i/dt$  参照、注：この場合  $H_c$  は 30 cm/30 min としている。)

(4) 式による放流量は刻々と変化する貯水量  $V$  と流入量  $Q_i$  に支配されており、時間の経過とともに放流量も変化するが、これによる水位上昇速度も初期段階では  $H_c$  に近い値を維持しているものの、必ずしも  $H_c$  を継続できるという保証はない。流入量の増加が急激であればこれに影響されて放流量の増加も急激になる。(放流量が流入量に追いつくためには放流量の増加量は流入量の増加量より大きくなければならない。)

逆に流入量の増加が緩慢であればこれに影響されて放流量の増加も緩慢になる。

前者の場合はダム貯水位の過上昇を回避する上からやむを得ず放流量は流入量の増加に追随せざるを得ない。したがって、放流量による水位上昇速度も目標水位上昇速度  $H_c$  を上回ることもなる。

そこで、 $Q_{ci} = Q_i$  となって、一旦、異常洪水時防災操作に移行したのちにおいても (2-1) 式により計算時間間隔 ( $\Delta T$ ) ごとに引き続き限界流入量 ( $Q_{ci}$ ) の計算を行いながら、

①  $Q_{ci} < Q_i$  であれば、その放流は水位上昇的に過少放

流である。

②  $Q_{ci} > Q_i$ であれば、その放流は水位上昇的に過大放流である。

③  $Q_{ci} = Q_i$ であれば、その放流は水位上昇的に適切である。

といった判断をすることが可能である。

①のケースにおいては、これ以上放流量を増加させることは放流の原則を守る上から好ましくないで、この

ままの放流関数（(4)式）を維持しながら、貯水位が許容最高水位を超えないように貯水位管理を優先させる操作を行う。

②のケースにおいては、一旦放流量の増加を停止して（一定量放流にして） $Q_i = Q_{ci}$ となるまでこれを継続し、再び $Q_i = Q_{ci}$ となった段階で改めてこの時の貯水量（ $v_m$ ）と放流量（ $Q_m$ ）により（4）式による放流関数を設定して放流を行う。新しい放流関数による初期の水位上昇速

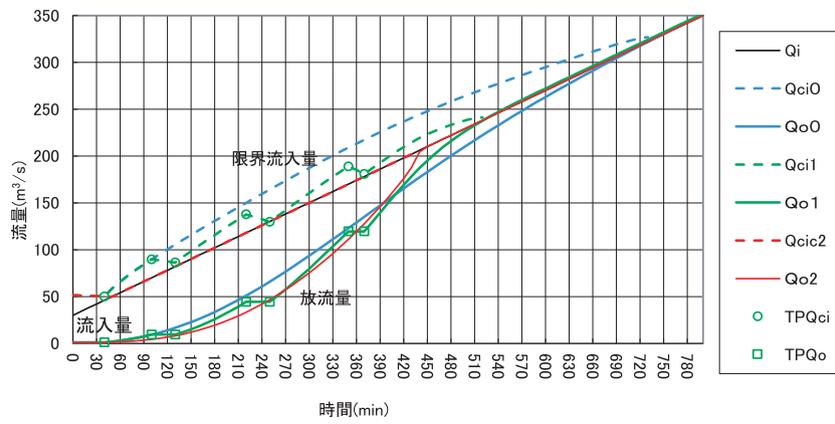


図-7-1 すりつけ関数による漸近状況

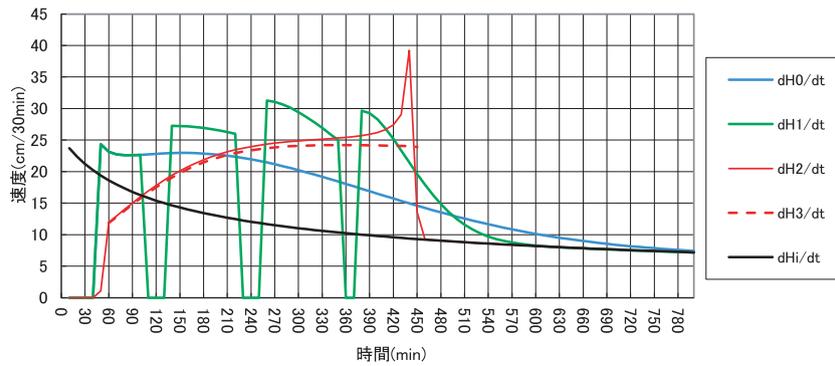


図-7-2 水位上昇速度

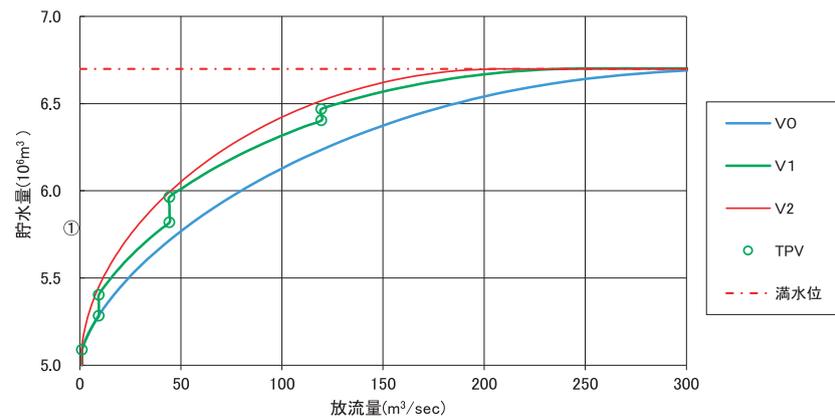


図-7-3  $Q_0-V$  カーブ

度は  $H_c$  である。新しい放流関数に移行するために一定量放流にする目安は、 $Q_{ci} - Q_i = \Delta Q$  として、例えば  $\Delta Q = 10$  or  $20 \text{ m}^3/\text{s}$  等として設定する。このようにして、放流量が流入量に追いつくまで何回も繰り返すこととなる。(繰り返す回数だけ (4) 式による放流関数が設定され、その都度河道の水位上昇速度は  $H_c$  となる。)

こうすることにより、②ケースにおける早すぎる異常洪水時防災操作への移行を出来るだけ③の操作に近づくように修正することができる。(逆に、①ケースにおける遅すぎる異常洪水時防災操作への移行の場合は後戻りができないから修正は不可能である。)

②のケースにおける、修正方法を多段式(複式)限界流入量方式と定義する。

(図-7-1の  $Q_{ci}$  及び  $Q_{oi}$ , 図-7-2の  $dH_1/dt$  参照)

多段式(複式)限界流入量方式は単純限界流入量方式と比較すると、一旦、異常洪水時防災操作に移行後もその時の状況に見合った修正を繰り返しつつ、可能な限り放流の原則を守りながら放流量を減少させることを目指した操作であるということができる。

しかしながら、この方式は単純限界流入量方式を何度も繰り返す方法であり、操作手順と計算は一層煩雑になるということが出来る。

そこで、この多段式(複式)限界流入量方式をさらに限りなく厳密に行っていけばどうなるかについて考えてみる。

その方法としては、前記  $\Delta Q$  を限りなく小さくしていく操作を実行することである。言い換えると、図-7-1の  $Q_{ci}$  で形成されるノコギリの歯の数を限りなく多くして、その高さを限りなく低くなるような操作を行うことである。その結果  $Q_i - Q_{ci} = \Delta Q \rightarrow 0$ , つまり  $Q_i = Q_{ci}$  となるような操作を行うことである。

究極的には、(2-1)式により決定される限界流入量  $Q_{ci}$  が流入量  $Q_i$  に等しくなるということであり、結果、(2-2)式により放流量  $Q_{ob}$  を決定するということである。

これを限界放流量方式と定義する。

(図-7-1の  $Q_{ci2}$  及び  $Q_{oi2}$ , 図-7-2の  $dH_2/dt$  参照。)

(注、 $dH_2/dt$  の値が放流量が流入量に追いつく段階で特異点的傾向を示している。このことは  $V$  の値の数値計算による影響である。参考のために後掲の、(5)式による理論値による水位上昇速度を  $dH_3/dt$  (鎖線)として併記している。)

限界放流量方式は多段式(複式)限界流入量方式の利点を最大限に活かしながら、操作と計算は(2-2)式より  $Q_{ob}$  を計算してこれを放流するだけという手続き的に単純化した方法であるといえる。計算はExcelのゴール

シーク機能を適用すれば簡単に解を得ることができる。

(2-2)式により計算される  $Q_{ob}$  は、(4)式で放流するとした場合、放流による下流河道の水位上昇速度が  $H_c$  になるようにするための現在の放流量のことであり、必ずしも下流河道の水位上昇速度そのものを  $H_c$  にするための放流方式ではない。

なぜ(4)式により放流量を計算しないのかとの疑問を持つ人もおられるかもしれない。

しかしながら、限界放流量方式は単純限界流入量方式を改良した多段式(複式)限界流入量方式の効果を究極まで高めた結果であることを考えれば、この方法の合理性に納得していただけるのではなかろうか。

図-7-3には単純限界流入量方式、多段式(複式)限界流入量方式、限界放流量方式における  $Q_o-V$  関係を示している。多段式(複式)限界流入量方式が単純限界流入量方式から限界放流量方式へ ( $V_0 \rightarrow V_1 \rightarrow V_2$ ) と漸近的に特性的な変化過程を示している様子が示されている。

また常に放流量による下流河道の水位上昇速度は  $H_c$  でなければならぬという意見もあるかも知れない。しかしながら、その意見は将来の流入量を100%見通した場合のみ得られる結論であり、いわゆる神様運転を強要していることに他ならない。

言い換えると、水位上昇速度をコントロールしながら同時に別の目的で貯水位をコントロールすることは出来ないのである。

従って、限界放流量方式は現時点で得られる情報を最大限に活用しながら修正を繰り返しつつ究極的な形で目標とする(放流の原則を守り放流量の減少を図る)操作を目指した方法であるということができる。

このような考え方をベースにして予測の情報はこれらの結果をさらに高める手段として活用していけばさらに神様運転に近づいていくものと考えられる。

ちなみに(2-2)式においても  $V = v_u$  (貯水位が最高水位)になったとき、 $Q_i = Q_{ob}$  となっており、貯水位が最高水位になったとき放流量は流入量に追いついており(4)式と同様に、最高水位以上に上昇しないという放流関数としての条件を満たしている。 $(V > v_u)$  となれば  $Q_{ob}$  の解は虚数となるからその段階で定水位操作に移行すればよい。)

以上が限界放流量方式の導入の背景である。

単純限界流入量方式、多段式(複式)限界流入量方式、限界放流量方式の詳細については、参考資料1及び参考資料3において説明しているので本稿の説明と併せて参考とされたい。

次に、限界放流量方式による放流による水位上昇速度の特性について考えてみる。

(2-2) 式により放流を行う場合、 $Q_{ob}$  による下流河道の水位上昇速度は (2-2) 式の両辺を  $t$  で微分して、(5) 式により求めることができる。

$$\frac{dH}{dt} = \frac{4\sqrt{Q_i \times Q_{ob} \times H_i + 2H_c \times Q_{ob}}}{Q_i + 3Q_{ob}} \quad (=H_b) \quad \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 $H_b$  = b 方式による水位上昇速度、 $H_i$  = 流入量による水位上昇速度。

(5) 式において  $Q_i = Q_{ob}$  とすれば (放流量が流入量に追いつく瞬間)、(6) 式が得られる。

$$\frac{dH}{dt} = H_i + \frac{H_c}{2} \quad (=H_b) \quad \dots\dots\dots (6)$$

(5) 式、(6) 式の解析的誘導方法の詳細については、参考文献 3 を参照されたい。

異常洪水時防災操作に移行した直後の水位上昇速度は、(5) 式において仮に、 $Q_i/Q_{ob} = 2$ 、 $H_i/H_c = 0.5$  とおくと、 $H_b = 0.95H_c$  となる。

また、放流量が流入量に追いつく瞬間における水位上昇速度は、 $H_i/H_c = 0.5$  と仮定して、(6) 式より  $H_b = 1.0H_c$  となる。

つまり、この場合の水位上昇速度の特性は a 方式の場合スピード 0 からスタートしてスピード 0 でゴールするのに対して、b 方式の場合は、前提条件にもよるが、スピード  $0.95H_c$  でスタートしてスピード  $1.0H_c$  でゴールを駆け抜けることとなる。

同じ距離を一定の時間で駆け抜けたとした場合、b 方式の場合は図-3 ( $dH_b/dt$ ) に見られるように比較的一定のスピードに近い走り方をするが、a 方式の場合は ( $dH_a/dt$ ) 中間段階で b 方式より相当に速いスピードで走らない限り同じ時間内に同じ距離を走りきることは出来ないことを示している。

以上に加えて a 方式による異常洪水時防災操作への移行は b 方式より遅れることが多い。その結果 a 方式による下流河道の水位上昇速度はさらに増加する傾向にあり、その結果が図-3 に示すとおりスパイク型の時間分布を示す結果となったものである。

### ま と め

以上、規模別洪水に対して、a 方式と b 方式による異常洪水時防災操作の放流結果と一部解析解による放流量の特性に関する考察を試みた。

a 方式 (現況操作要領) による異常洪水時防災操作は、計画規模を超える洪水が発生した場合、洪水がダム天端を超えないことを最重点に考慮した操作が展開される。その結果、操作要領においては、放流の原則、洪水調節

効果といった洪水調節ダムの本来の機能の確保には配慮がなされていると言う形跡を見出すことは出来ない。

一方、b 方式 (限界放流量方式) は洪水がダム天端を超えないこと、放流の原則を守ること、可能な限り洪水調節効果を維持すること (異常洪水時防災操作において可能な限り放流量を減少させること) を念頭に置きながら総合的な観点から操作システムを組み立てている。

これらの背景を踏まえて、異常洪水時防災操作における a、b 方式による放流量特性の項目別の相互評価を整理してみた。

#### ① 洪水が設計洪水位を超えないための貯水位のコントロール方法

a 方式において、(1-2) 式によれば、貯水位が設計洪水位になったとき設計洪水流量を放流するように設定されている。設計洪水流量以上の流入量は有り得ないという観点から洪水はダムを越流しないという論法をとっている。

しかしながら、(1-2) 式の特性から流入量が設計洪水流量を超えれば、貯水位も当然設計洪水位を超えることとなる。従って、仮の話ではあるが、流入量が設計洪水流量を超えれば操作要領上設計洪水位をこえることとなる。

一方、b 方式においては、貯水位が設計洪水位になった段階で放流量は流入量に追いつくという条件を課しているから、最大流入量にかかわらず放流量が流入量に追いついた段階で貯水位は設計洪水位になる。

しかしながら、流入量 = 放流量となっているから、これ以上に貯水位が上昇することはない。仮に、流入量が設計洪水流量を超えても、放流能力さえあれば貯水位は設計洪水位を超えることはない。

#### ② 洪水調節効果の観点からの評価

a 方式においては、放流関数の設定過程では放流量を意図的に減少させようとする考え方を汲み取ることはできない。

一方、b 方式においては、限界放流量方式における放流量の決定過程においては「下流河道の水位上昇速度を目標速度に抑えるための最小の放流量」を目指しており、前提は異なるものの可能な限り放流の原則を満足させながら放流量の減少を目指した操作とすることができる。

また、両方式とも異常洪水時防災操作への移行を予測したにも関わらず移行しなかった場合にはダムによる洪水調節効果は最大限に発揮されたということが出来る。これらの情報はダム管理者と関係者間で共有することにより、相互信頼の醸成を図って行くことができる。

#### ③ 放流の原則を守るといふ観点からの評価

a方式においては、放流量が流入量に追いつくまでの対策として、2割の容量をあてて下流河道の水位の急上昇対策としている。しかしながら、流入量と放流量の差が一定の限度を超えると、この容量が下流河道水位の急上昇対策として十分であるという保証はない。流入量と放流量の差が限度を超えて大きい場合には放流の原則を守れなくなる可能性がある。

一方、b方式においては、異常洪水時防災操作への移行の条件として、空き容量と流入量と放流量の差を考えている。結果、放流の始まりにおいては、ほぼ河道の水位上昇速度は許容水位上昇速度に抑えられている。一方、異常洪水時防災操作の後段においては、河道の水位上昇速度は流入量の増加量に一部支配されることとなるものの、これらの現象はおおよそ予知可能であり ( $H_i + H_c/2$ ) 破滅的な状況とはならない。

b方式においては、放流の原則を守るという立場から早めに異常洪水時防災操作に移行する可能性がある。しかしながら、限界放流量方式が誘導される一過程である多段式(複式)限界流入量方式の特性から推察すれば、異常洪水時防災操作の途中段階での放流操作の修正機能を有しているということができる。

#### ④ 異常洪水時防災操作への移行判断という観点から考える

a方式では、貯水位が8割水位に達して、貯水位が洪水時最高水位を超えると予想される場合に異常洪水時防災操作へ移行するとされている。

b方式では、貯水池への流入量  $Q_i$  が限界流入量  $Q_{ci}$  を上回った場合に異常洪水時防災操作へ移行するとされている。

a方式では前段は単純であるが、後段は貯水位の変化を予測する必要がある。このため移行に対しての判断が別れる可能性がある。

一方、b方式では限界流入量  $Q_{ci}$  というあらたな概念が入っているが、これは流入量  $Q_i$  と貯水量  $V$  と放流量  $Q_o$  から機械的に計算されれものであり、 $K$ 、 $H_c$ 、計算時間間隔ごとに限界流入量が流入量より大きい小さい

かという単純な判断により実施することができる。

また限界流入量は放流量、貯水量、河道の水利特性、水位上昇速度の許容値等の多様な要素を踏まえたうえで判断がなされていることも念頭に置いて評価する必要がある。

以上、a方式とb方式による異常洪水時防災操作について、貯水位の管理、洪水調節効果、放流の原則等の観点からの比較評価を行った。

a方式においては貯水位管理に重点が置かれ、洪水調節効果と放流の原則に対する備えが必ずしも十分とは言えない状況であることが判った。結果、一般的には「緊急放流」と言ったあまり有難くないイメージで受け止められているのが実情である。

洪水調節効果を目的とするダムであれば、異常洪水時とは言えダム構造物の安全確保は当然のことながら、放流の原則と洪水調節効果を可能な限り追求するという姿勢をとることがダム管理者としての努めであると考えられるがいかかなのものであろうか。

最後に、ダム貯水池への正確な流入量の把握は安全で信頼のおけるダム操作の基本である。

このことは、洪水前操作、洪水時防災操作、異常洪水時防災操作を通じて言えることである。本稿で考察した諸課題と並行して、安全で信頼のおけるダム操作に向けた正確な流入量の把握方法について、参考資料2に記載しているのであわせて参考とされることをお勧めする。

#### 参考資料

- 1) 洪水調節効果を期待した異常洪水時防災操作 ～貯水池容量の有効活用について～  
今村瑞穂 ダム技術 No373 (一財)ダム技術センター 2017 10
- 2) ダム貯水池への流入量について考える  
今村瑞穂 ダム技術 No423 (一財)ダム技術センター 2021 12
- 3) ダム技術資料寄稿文「放流の原則と洪水調節効果を目指した異常洪水時防災操作」に関する補足説明資料  
ホームページ: <http://www.5b.biglobe.ne.jp/~mizu-ima/dam/index.htm>  
キーワード: ダム操作の理論と実際 今村瑞穂 でもヒットします。