

第4章 洪水前放流

はじめに

操作規則においては、洪水の発生が予想され、洪水警戒体制に入った段階で流入量、放流量に関することについては次のような規程が定められている。

- 1) 最大流入量、洪水総量、洪水継続時間および流入量の時間的変化を予測すること。
- 2) 洪水調節計画をたて予備放流水位を定めること。
- 3) その他（省略）

一方、放流に当たっては放流の原則が定められている。

- ・ 下流河道に急激な水位上昇を生じないようにすること。
- ・ 無効放流を生じないようにすること。

さらに、多目的ダムには洪水期制限水位（又は常時満水位）が設定されており、

- ・ 洪水調節を行う場合を除き水位をこれより上昇させてはならない。とされている。

このような様々な制約のなかでどのような情報にもとづきどのような判断をして放流を開始し、さらに洪水調節の体制を整えるということは想像以上に難しいことである。

ここでは、上記のような様々な角度からの条件を満足する操作を指向しながらどのような様にして洪水調節体制に移行していくべきか（これらの操作を「洪水前放流」と称する。）を考察するものであるが、これらを通じて洪水調節全体について議論を展開する動機付けとなれば幸いである。

4-1. なぜ洪水前放流が問題であるか

洪水を迎えるに当たって、貯水位が洪水期制限水位近くにあれば問題は少ないのであるが、近年、数多くの多目的ダムが完成し、渇水により貯水位が著しく低下した状態で洪水を迎えるケースが多く見受けられるようになった。

このような状況の下では先ず水資源の確保を考えて貯水位の確保をはかる必要がある。つまり、放流量をおさえて水資源の確保をはかる必要がある。

しかしながら、過度に放流量をおさえると、流入量と放流量の差が大きくなり、結果として、下流河道の水位上昇速度が制限値を超え、または、河道の水位上昇速度の制限を守ろうとすれば貯水池水位が洪水期制限水位を超えてしまうことにもなる。

このような問題があるにもかかわらず、これまで、これらの課題が組織的・体系的に議論されることは殆ど無かったと言っても過言ではない。

その背景の一つにダム計画時点での洪水調節計画の策定手法が大いに関係していると考えられる。

すなわち、ダム計画時においては、当然のごとく、洪水期制限水位において計画洪水波形を、定められた一定の洪水調節ルールに基づき放流量を計算し、その時の洪水調節必要容量に余裕容量を加えて当該ダムの洪水調節容量として設定することとしている。

つまり、洪水前放流の方法については全く言及されることのないまま洪水調節ルールと洪水調節容量が設定されていると言える。ダムが完成し、操作段階に至っても操作規則には冒頭に挙げた3つの条件は記述されているが、それらの条件をどの様に満足しながら実行するかといった角度からの具体的手法には言及されていない。

ただし、操作細則には下流河道の水位上昇速度を考慮して放流を開始した後の放流量の増加の方法が記述されている。しかしながら、現場担当者から見ても関心の深い事項である「何時から放流するか」については「流入量を予測して放流計画をたてること。」といった抽象的な表現にとどまっている場合が多い。

洪水前放流の難しさの原因の一つは「洪水期制限水位を超えないようにすること。」、「無効放流を生じないようにすること。」と言う2つの満足すべき条件が真っ向から対立すると言う点にある。

つまり、「洪水期制限水位を超えないようにすること。」に留意しながら早めに放流をすれば「無効放流を生じる。」可能性があることであり、逆に、「無効放流を生じないようにすること。」に留意しながら流入量を貯留しようとするれば「洪水期制限水位を超える。」可能性がある。

これに加えて、「下流河道の急激な水位上昇を生じないようにすること。」という別の角度からの制約が設定されているのである。

このような状況を踏まえ、アメリカにおいては「無効放流を生じないよう

にすること。」、「下流河道の急激な水位上昇を生じないようにすること。」の2つの条件を重視して、「洪水期制限水位を超えないようにすること。」に対する対応の条件を緩和している。(図-1-3 参照)

このことは、3つの条件を同時に満足することが実務的に見て如何に難しいか(事実上不可能)ということを経験した上での措置であると理解される。

残念ながら日本のダム操作規則においてはこのような配慮は認められない。

アメリカにおいては日本と比較にならないほど大きな貯水量が確保されているためにこのような措置が可能となったものと想定されるが、この考え方を直ちに比較的貯水量の小さい我が国の多目的ダムに適用することが適切であるかどうかは議論の余地がある。しかしながら、このことを理由に洪水前放流の諸課題から回避することの正当性を裏付けることにはならない。

従って、洪水前放流の詳細な特性分析の上に立って、我が国の多目的ダムに適合した方法論を講ずる必要があるのではないかと考える次第である。

本稿では様々な角度からのシミュレーションを行いつつ洪水前放流の課題の抽出と対応方法について考察するとともに最終的には洪水時操作における操作規則の在り方にも言及することとしたい。

4-2. 洪水前放流の基礎的分析

いくつかのモデル洪水(洪水調節に移行するような洪水、洪水調節に移行しないような洪水で水資源の確保に留意しなければならない洪水など)を想定して、それぞれの洪水に対して操作規則に定められた条件がどの様なかたちで操作に絡んでくるかを分析することとする。

4-2-1. 基礎的な洪水前放流の定式化

想定する流入量を解析の簡略化と流入量の変化特性の表現(増加か減少か)の在り方を考慮して(4-1)式の通り仮定する。

$$Q_i = q_i + a t \dots \dots (4-1)$$

ここで、 Q_i = 流入量 q_i = 現在の流入量

a = 単位時間当たり流入量の増減量 (m^3 / s^2) t = 時間

放流量は次のように設定される。

$$Q_o = K (\Delta H t + h_o)^2 \dots (4-2)$$

ここで、 Q_o = 水位上昇速度 (ΔH) に対する放流量 K = 河道定数

$$h_o = \text{前期放流量 } (q_o) \text{ に対する初期水位 } (= \sqrt{\frac{q_o}{K}}) \dots (4-3)$$

(4-1) 式と (4-2) 式から放流量が流入量に追いつく時間を求める。

$$Q_i - Q_o = q_i + a t - K(\Delta H^2 t^2 + 2 \Delta H t h_o + h_o^2) = 0 \quad \text{より}$$

$$-K\Delta H^2 t^2 - (2K\Delta H h_o - a)t - (K h_o^2 - q_i) = 0 \dots (4-4)$$

(4-4) 式において

$$A = -K\Delta H^2 \quad B = -(2K\Delta H h_o - a) \quad C = -(K h_o^2 - q_i) \dots (4-5)$$

と置くと、(4-6) 式が得られる。

$$A t^2 + B t + C = 0 \dots (4-6)$$

(4-5) 式と (4-6) 式から $Q_i = Q_o$ となる時間 t_o は (4-7) 式によって求められる。

$$t_o = \frac{-B \pm \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A} \dots (4-7)$$

(解 t_o は A が負の値となるから \pm のうち $-$ による値を採用する。)

放流を開始するか否かを判断する時点における時間 t を 0 として、この段階で放流を開始したとすれば、放流量が流入量に追いつくまでの時間 t_o で貯留する量 V_o は次式で与えられる。

$$V_c = \int_0^{t_0} (A t^2 + B t + C) dt = \frac{A}{3} t_0^3 + \frac{B}{2} t_0^2 + C t_0 \dots (4-8)$$

(4-2) 式により放流量を決定するということは下流河道の水位上昇速度を ΔH にコントロールするということである。

また、(4-2) 式を踏まえつつ (4-8) 式によって得られる V_c と当該時間毎に別途計算される空き容量 V_v とを比較して、 $V_c \leq V_v$ の範囲内で放流を開始すれば水位は洪水期制限水位を超えることはない。

逆に、これより早い段階で放流を開始すれば、貯水位は洪水期制限水位より下位部分に止まり無効放流ということになる。

従って、操作規則に定められた放流開始の条件を満足するためには

- ・ (4-2) 式により放流量を増加させていくこと。
- ・ $V_c = V_v$ となった瞬間に放流を開始すること。(早過ぎれば貯水位は洪水期制限水位以下に止まり無効放流となる可能性があり、遅過ぎれば洪水期制限水位以上に貯水位が上昇する。)

さらに付け加えると、これらの計算結果はいわゆる神様運転によるものであり流入量の予測値 (a) が正しい限りにおいてのみ成り立つものであることを認識する必要がある。

予測値には当然誤差が伴うものであるから、流入量の誤差の程度に応じて計算結果は予期したものからずれていくこととなる。従って、これらのずれの存在をあらかじめ想定したうえでその対応策を講じておくことが操作規則の要点であると言える。

4-2-2. モデル洪水による洪水前放流の試行計算結果と考察

以上、4-2-1 で定式化した方法で必要な事項を仮定して計算を試行することとする。

- ・ 流入量の設定

(4-1) 式において、表-4-1 に示すように、 $q_i = 100 \text{ m}^3/\text{s}$ 、 $a = -2, 0, +2, +4, +6, +8$ ($\text{m}^3/10 \text{ min} = 1/600 \text{ m}^3/\text{s}$) の6通りを仮定する。

- ・ 放流量の設定

(4-2) 式において、 $K = 50$ 、 $\Delta H = 30 \text{ cm}/30 \text{ min}$ と仮定す

る。

表-1 洪水別放流結果の比較

区分	流入量の表示		放流開始 時期	Qi=Qo の時期	左記のV	左記のQo
	qi	a				
no	m ³ /s	m ³ /10min	min	min	万m ³	m ³ /s
1	100	-2	—	—	—	—
2	100	0	400	540	296	98
3	100	2	230	420	289	181
4	100	4	160	390	295	265
5	100	6	110	360	293	312
6	100	8	70	340	284	365

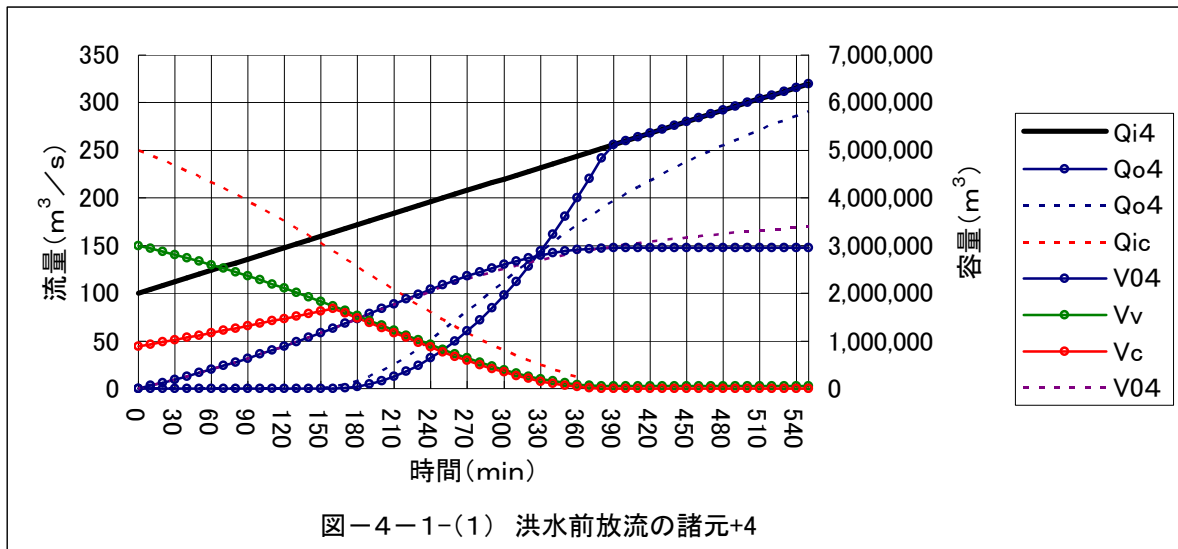


図-4-1-1(1) 洪水前放流の諸元+4

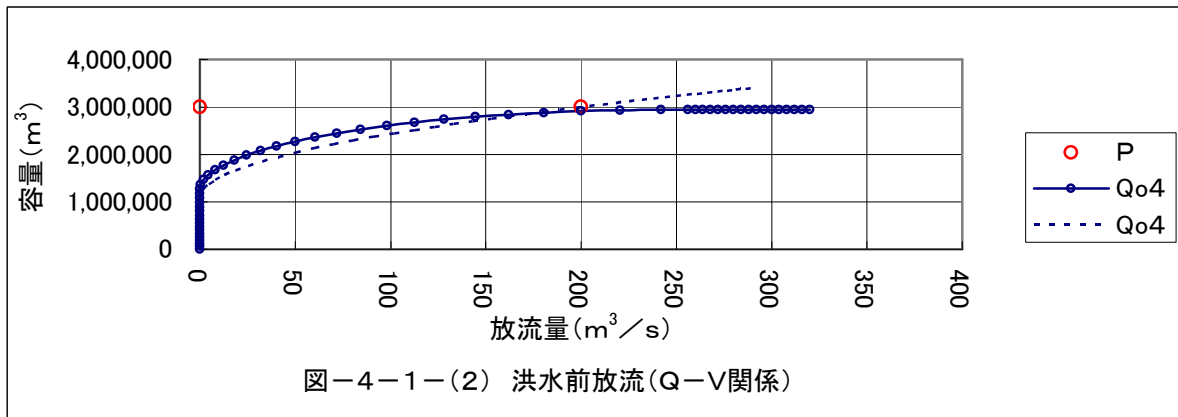


図-4-1-1(2) 洪水前放流(Q-V関係)

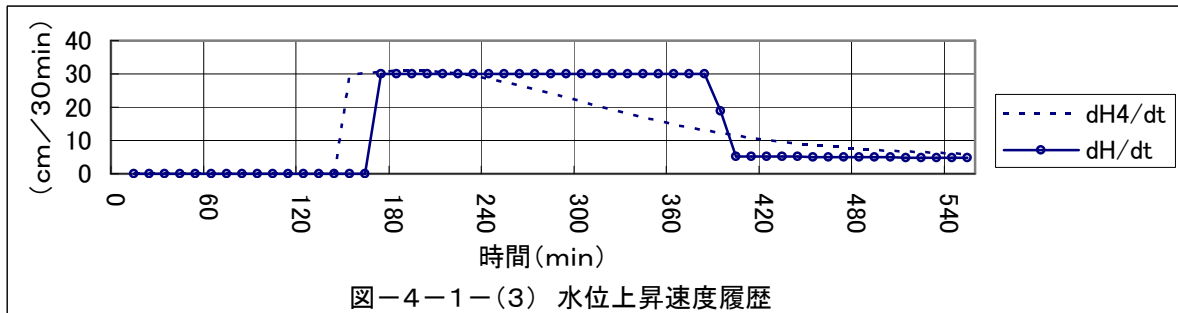


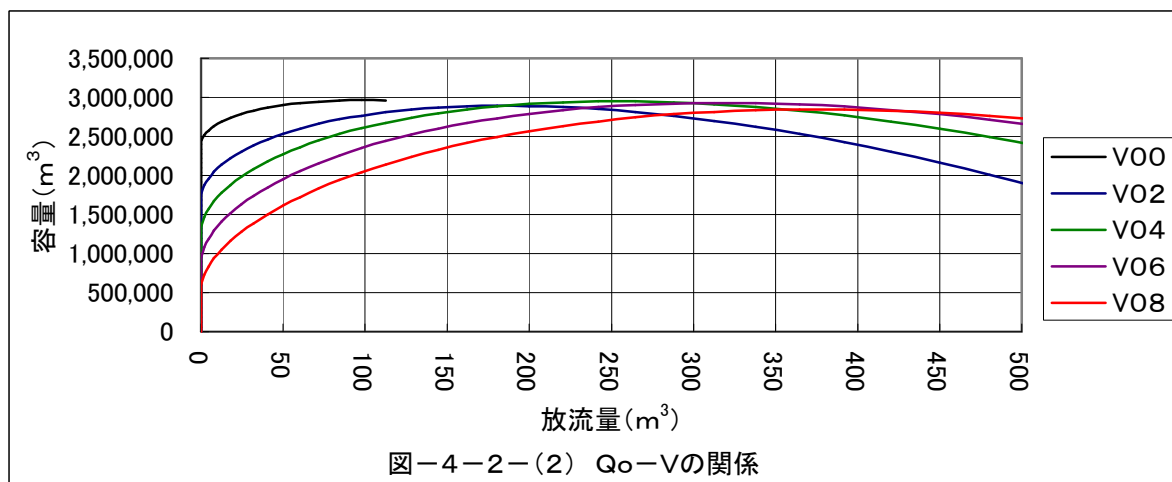
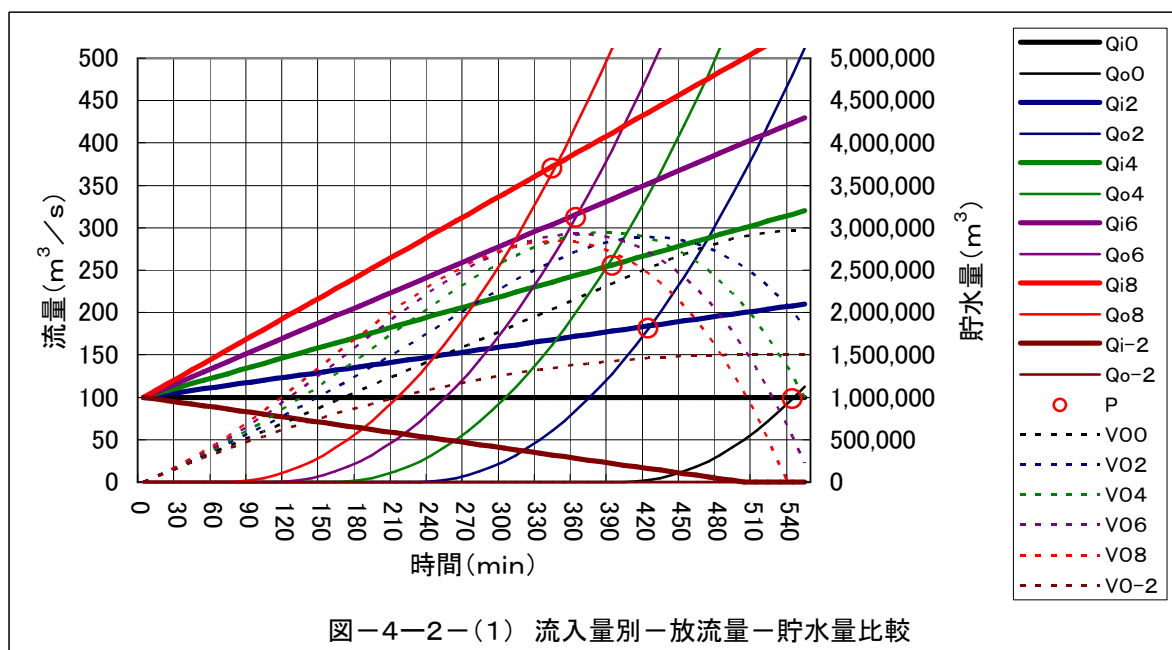
図-4-1-1(3) 水位上昇速度履歴

また、貯水池計画は、洪水期制限水位のときの容量を300万m³とする。

(洪水調節開始流量を「取り敢えず」 $200\text{ m}^3/\text{s}$ と設定しておく。)

これらの設定のもとで、 $t=0$ における貯水位 $V=0$ として、 V_c 、 V_v を計算しながら、 $V_c = V_v$ となった時点で放流を開始し、 $Q_i = Q_o$ となる時点と、そのときの貯水量と放流量を計算した。

これらの計算結果を表-4-1の洪水 no-4 ($q_i = 100$, $a = +4$)に適用した場合の状況を図-4-1に示す。(ここでは参考のために2次関数を洪水前放流の放流関数とした場合(4-3-1で後述)も破線にて比較表示している。)

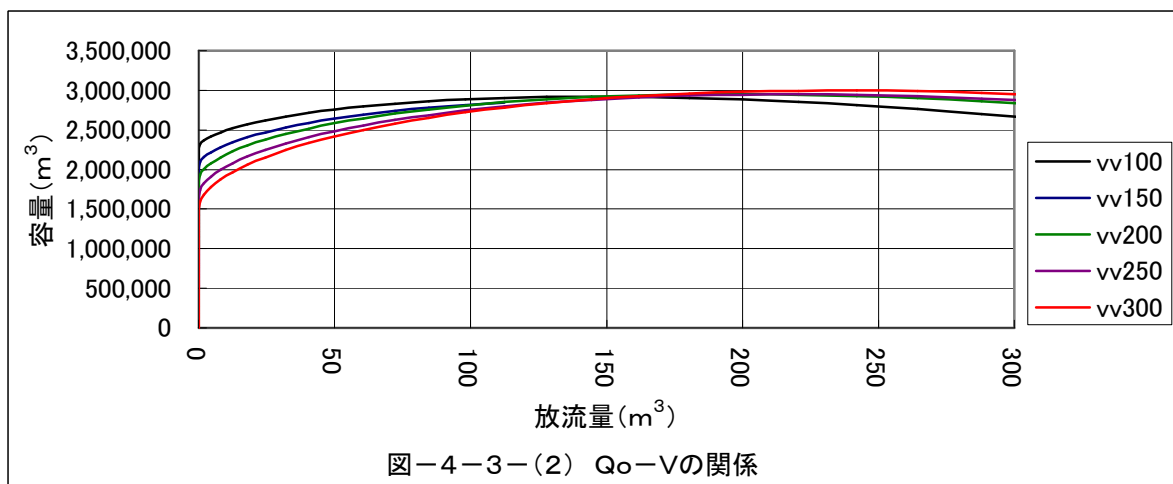
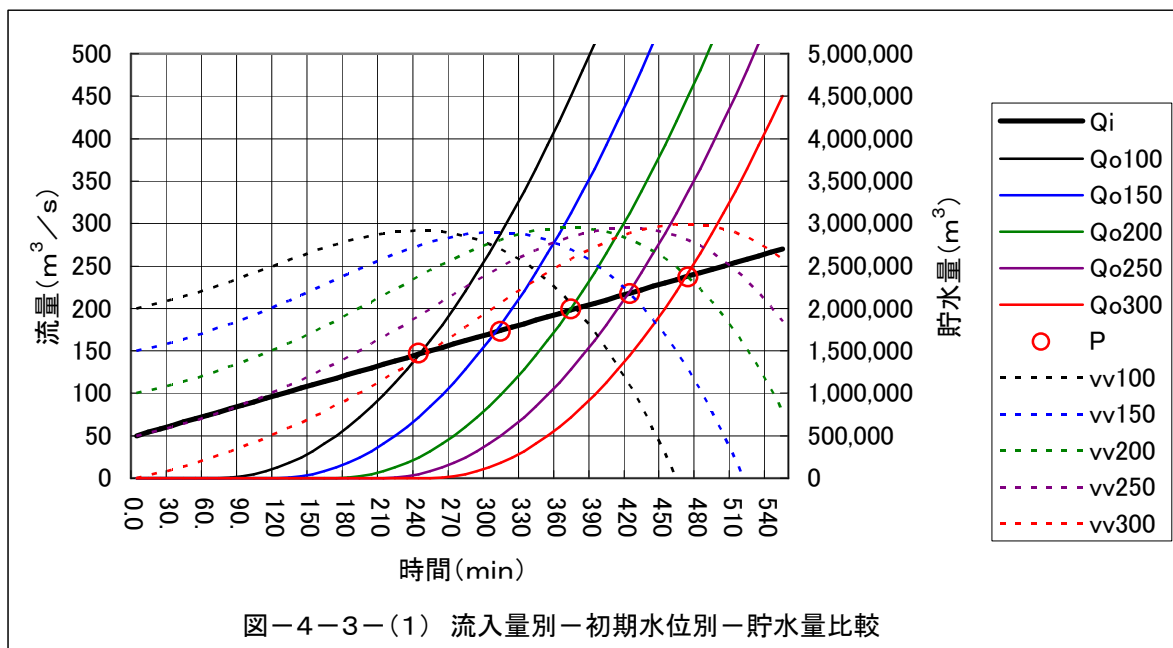


また、それぞれ想定した6つの洪水に適用した結果、放流量並びに貯水量を表-4-1ならびに図-4-2に示す。

表-4-1の中で $Q_i = Q_o$ となる時点で $V = 300$ 万 m^3 となるように放

流を開始したのであるが計算間隔が10分間隔であるため放流開始時点に相応の誤差が発生し、その結果、貯水量は必ずしも300万 m^3 とはなっていないものの考察に支障を及ぼす程の誤差ではないと判断される。

つぎに、表-4-1、洪水no4 に対して $q_i = 50$ 、 $t = 0$ で貯水位がそれぞれ0、50、100、150、200万 m^3 の時の洪水前放流による放流開始時期と放流量の時系列変化を計算してみた。その結果を図-4-3に示す。



以上、流入量の変化並びに初期貯水容量の変化に対する放流開始時期と放流量の変化を計算してそれぞれの条件の違いによる結果を比較してみた。

いま、洪水調節開始流量を200 m^3/s と想定して計算を行ったが、この値は先にも述べたように計算過程においても、計算結果においても全く関与

していないことは明らかである。

洪水前放流を考察するにおいて一部担当者の中から「洪水調節前に放流量が洪水調節開始流量にならないのはおかしい。」との指摘を聞くことがある。

しかしながら、与えられた流入ハイドログラフと設定された下流河道の水位上昇速度のもとで放流曲線が交わり、しかも、交わる瞬間にその水位が洪水期制限水位になるという解（交わるタイミングとそのときの放流量）は基本的には1個である。したがって、あらかじめ定められた操作条件と流入量のもとでは、放流量が流入量に追いつく時の放流量を所定の値にコントロールすることは不可能である。

このことは、 $Q_i = 200 \text{ m}^3 / \text{s}$ で流入量に対して放流量が追いつき、しかも貯水位が洪水期制限水位になるという操作を実行するためには、下流河道の水位上昇速度を $30 \text{ cm} / 30 \text{ min}$ に限定することは出来ないという言い方にもなる。

つぎに、放流量が一定の制約のなかで規制されている場合、流入量に放流量が追いつくまでの間の流入量が100パーセント把握されていない限り、流入量に放流量が追いついた段階で貯水位を洪水期制限水位に誘導することは不可能であることも認識しなければならない。

このような事実を踏まえて、「下流河道の水位上昇速度を $30 \text{ cm} / 30 \text{ min}$ に設定し、さらに、放流量が流入量に追いつく段階で貯水位が制限水位にある。」という操作のシナリオとしては（予測値が100%正しいとした場合）流量規模の小さいケースから挙げると以下のような状況が考えられることとなる。

1. 流入量が小さくて、貯水位が洪水期制限水位まで上昇する可能性がない場合は、放流に至らない。
2. 流入量がある一定の規模以上で、水位が洪水期制限水位以上に達する可能性がある場合は、放流を開始する。
 - 2-1・放流を開始して、洪水調節開始流量以下で放流量が流入量に追いつくケース
(次の操作) 定水位制御を行いながら洪水調節に備える。
 - 2-2・放流を開始して、洪水調節開始流量を超えた後に放流量が流入量に追いつくケース。
(次の操作) 洪水前放流量と洪水調節放流量のいずれか小さい方

を放流する。（なお、洪水前放流量が洪水調節放流量を上回らない場合には洪水調節操作を行わずに洪水が終了することもある。）

以上、洪水前に貯水位が洪水期制限水位以下にある場合の対応として、大きく、3つのケースを想定しながらシナリオを考える必要がある。

それにもかかわらず、2-1のケースのみが念頭におかれて考えられる場合が多く、このような取り組みが洪水前操作の混乱の原因となっている。

とくに、2-2のケースが考慮されていないと認識されるような発言が聞かれることが多い。

貯水位が洪水期制限水位よりはるかに下位にある場合、仮に放流を開始したとしても、2-2のケースにおいて洪水前放流量が洪水調節の放流量に追いつかないまま洪水が終わる場合もある。このような場合は殆ど操作規則に示した洪水調節ルールに基づいた放流を行わないまま洪水が終了することになる。

以上は予測した通りの流入量であった場合のことである。しかしながら、必ずしも予測したとおりの流入とならなかった場合はそれぞれのケース（+又は-毎に対応の仕方は異なる。）において予測誤差に対する対応の課題が発生する。

- ・ 例えば、洪水期制限水位に至らないとの判断のもとで放流を控えた場合において予想以上の流入量が観測された場合、放流の遅れが生じる。（急激な放流または制限水位以上に貯水位が上昇することとなる。）
- ・ さらには、貯水位が洪水期制限水位に上昇するとの判断で放流を開始したものの予想したほど流入量が増加しない場合は、無効放流を生ぜしめることとなる。（放流量を抑えて貯水位の確保を図ることとなる。）

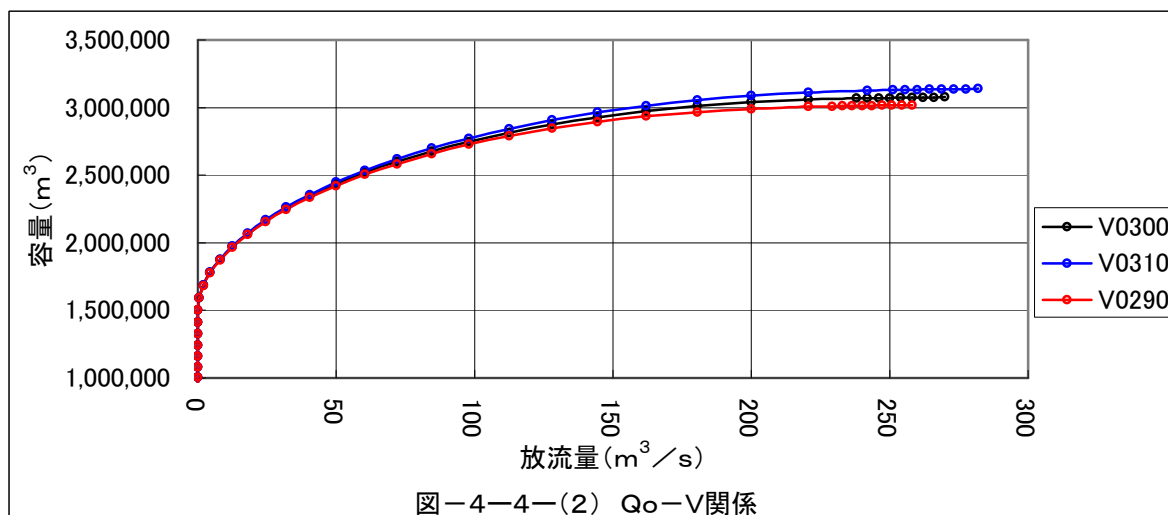
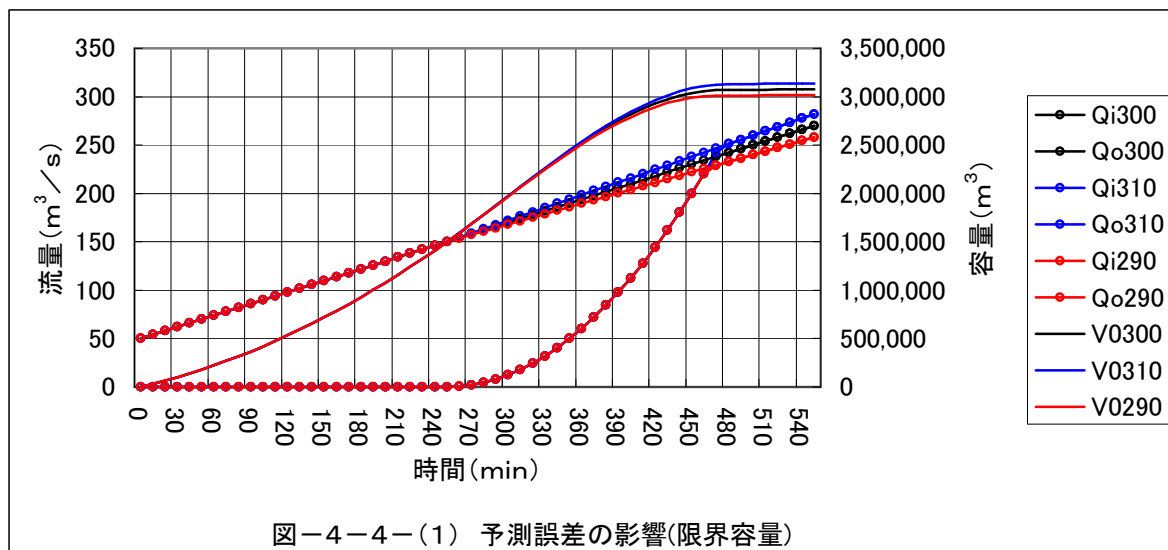
つまり、洪水前放流の問題はケース1、ケース2により基本的には対処することとなるが、洪水の流入量が予測通りとならない場合にどのような情報に基づきどのような対応の変化を行うかにかかっていると言うことができる。

このような場合において必要な対応が準備されていない場合において問題が発生することとなる。

「このような予測誤差にもとづく課題を如何に回避するか。」その方法論をあらかじめ講じておくことがダム操作規則に求められる必須の要件であると認識する必要がある。

いま、ケース2の洪水を想定して放流を開始した後、流入量の増加度合い

が予測した値より1割多い場合と1割少ない場合の貯水位変化への影響を計算してみた。(図-4-4)



なお、この場合の放流は放流開始時点の放流方針(4-2)式を継続するものと仮定して計算している。この図より明らかに予測したものより流入量が大きくなれば貯水位は洪水期制限水位を超えるし、少なければ洪水期制限水位に届かないことになる。

予測誤差への対応の方法として、予測より洪水が小さい場合においては放流量を抑えつつ洪水期制限水位を超えない範囲で水位の上昇をはかるという選択肢が残されている。

しかしながら、予測より大きな洪水が出た場合においては、貯水位を予定より高くするか、水位上昇速度を速めるかいずれかの方法で対処する必要があるが、この場合は操作規則に定められた条件を守ることはできない。

仮に、(4-2)式により放流を継続するとすれば貯水位は洪水流量にな

る前に洪水期制限水位を超えることとなる。

4-3. 洪水前放流を水位（貯水量）の関数として考える

4-2においては、予測誤差を結果としてすべて貯水位変化により吸収することにより対処することを前提として考察してきたが、貯水位の制限を守ることを優先させて、水位上昇速度の変化と併せて吸収する場合について考察してみることにする。

前者は放流量を時間の関数として対応してきたが、後者については放流量を貯水位（貯水量）の関数とすることによって実現することができる。

これまで洪水前放流の放流量は（4-2）式に示すような時間の関数を主体として実行されてきたが、この放流量を貯水量との関係で示すことが出来るなら様々な操作改善上の展開が期待される。例えば、前・後の他の操作との円滑な連携を目指すとか、さらには、予測誤差に基づく放流量への影響を水位の制約を満足させながら放流量を自動的に修正していくなどの検討をする際に利点が多く、検討してみる価値があると考えられる。

図-4-2-(2)、図-4-3-(2)を見ると、貯水量と放流量の関係はVの2次関数かもしくは楕円関数に近い。この様な観点から、放流関数を2次関数と楕円関数について、その適用性について考察してみることにしたい。

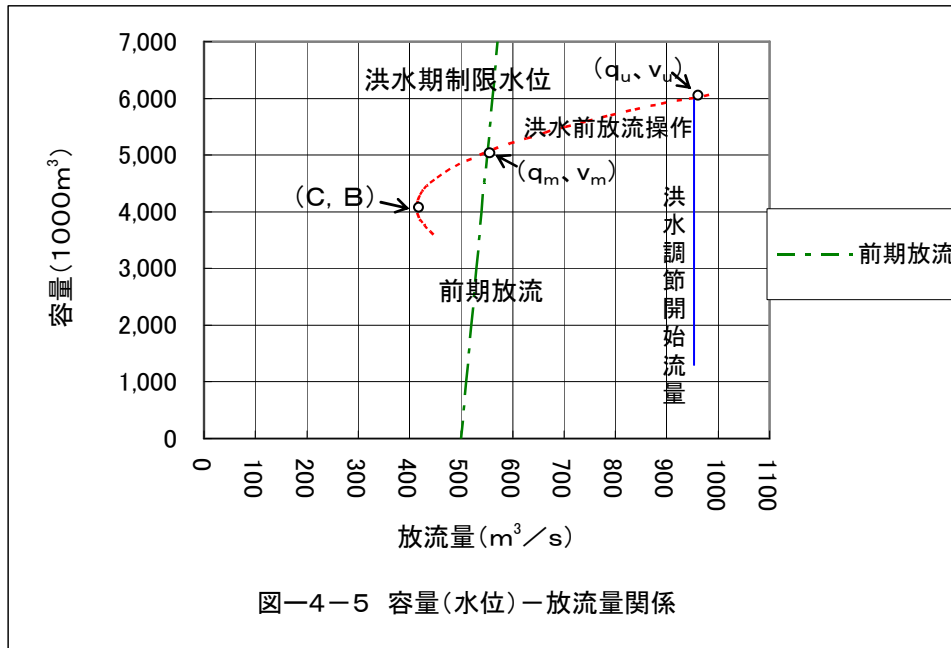
4-3-1. 2次関数による放流量の制御

操作を構成する要素としては、下流河道の水位—流量関係、河道の水位上昇速度の許容値、次の操作で目標とする最大放流量 q_u （ここでは洪水調節開始流量）、次の操作で目標とする貯水位（貯水量） v_u （ここでは洪水期制限水位）を考える。

また、時間とともに変化する要素として、流入量、放流量、貯水位（貯水量）を考える。

操作は貯水位と放流量を同時に管理する操作であるから、図-4-5に示すような放流量を横軸、貯水量（水位）を縦軸にしたH-Q座標の中で考えると判りやすいことは既述の通りである。

この中で、現在の操作（一点破線）と次の操作（破線）の2つの放流関数（放流量決定のためのルール）を考える。



考え方としては、

①現在の操作を実行中において、貯水量と放流量が (q_m, v_m) である状態から、仮に、当該洪水における目標放流量と目標水位 (q_u, v_u) に向かつて、次の操作に移行するとした場合、予想される下流河道の水位上昇速度が許容値 (H_c) 以内に収まっておれば現在の操作を継続するものとするが、収まらないようになる段階において次の操作に移行しようとする考え方である。

②なお、次の操作に移行する時点で下流河道の水位上昇速度が時間方向に極値であるという制約条件を付けて水位上昇速度をよりの確に許容値 (H_c) 以内にコントロールできるように配慮した。

ここで、次の操作による放流量を貯水量 (V) の2次関数により決定するものと仮定して、そのときの放流関数を考える。(現在の操作において、操作間隔毎に変化する諸量に基づき、次の操作に移行すると仮定した場合の放流関数の定数 A 、 B 、 C をその都度仮に設定していくことになる。)

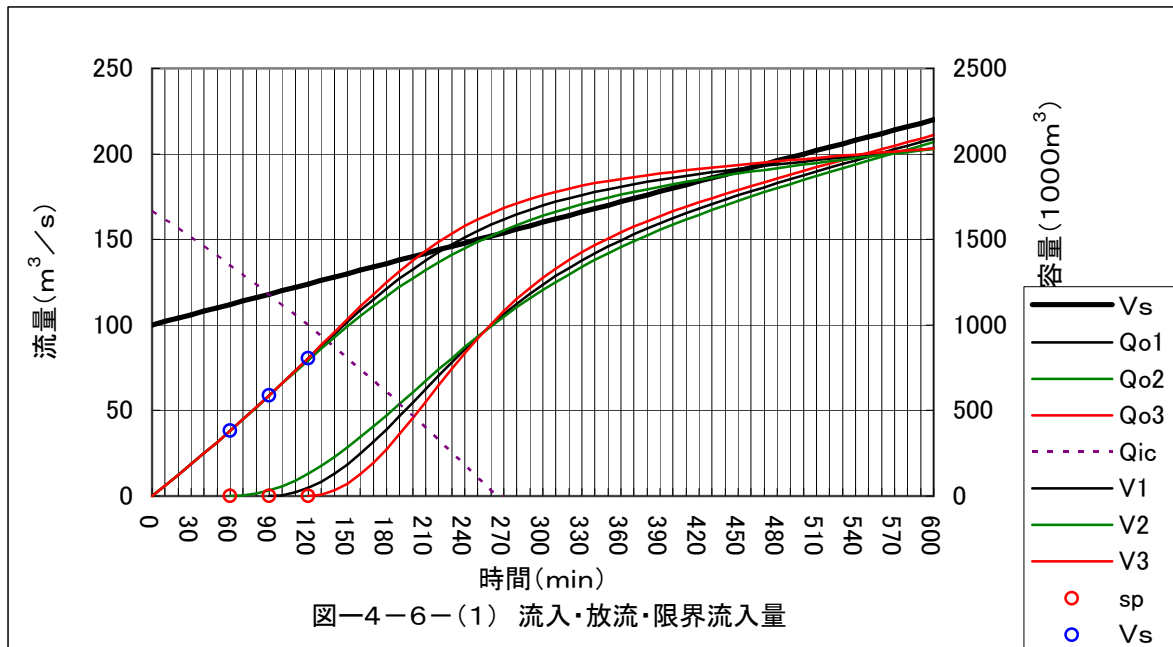
以上のようなシナリオに沿って定式化したものは第3章において(3-14)式から(3-20)式においてすでに紹介したとおりである。

放流関数を V の2次関数とした場合の放流特性についてモデルケースにおける計算により更なる考察を展開してみることとする。

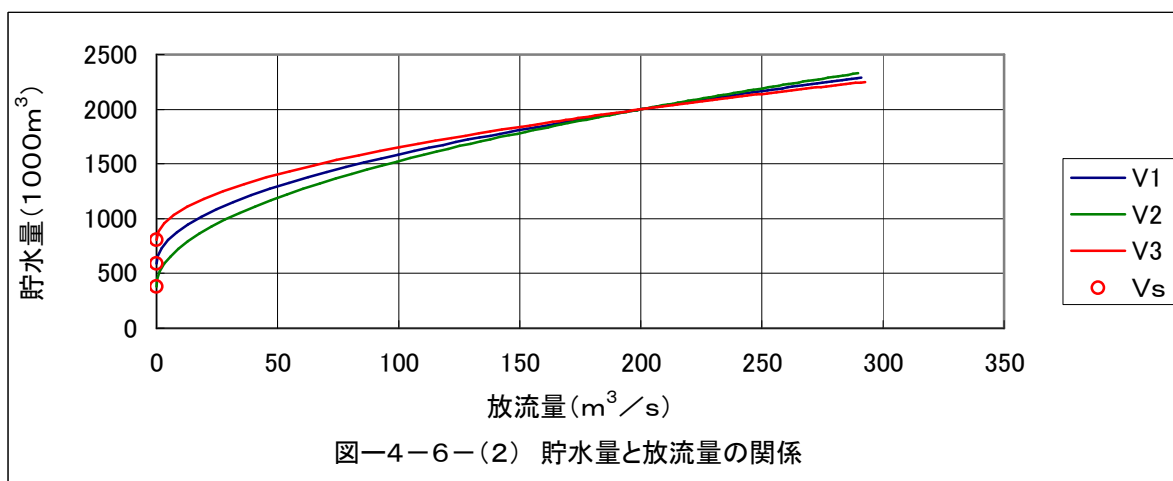
放流量を V の2次関数として決定する場合には、 q_u と v_u を設定して洪水前放流開始時点で河道の水位上昇速度が所定の値を満足するような放流開始

時期を決定することとしており、その判断は限界流入量 Q_{ic} と流入量 Q_i とを比較することにより実行することとなる。

つぎに、具体的な計算事例について紹介する。



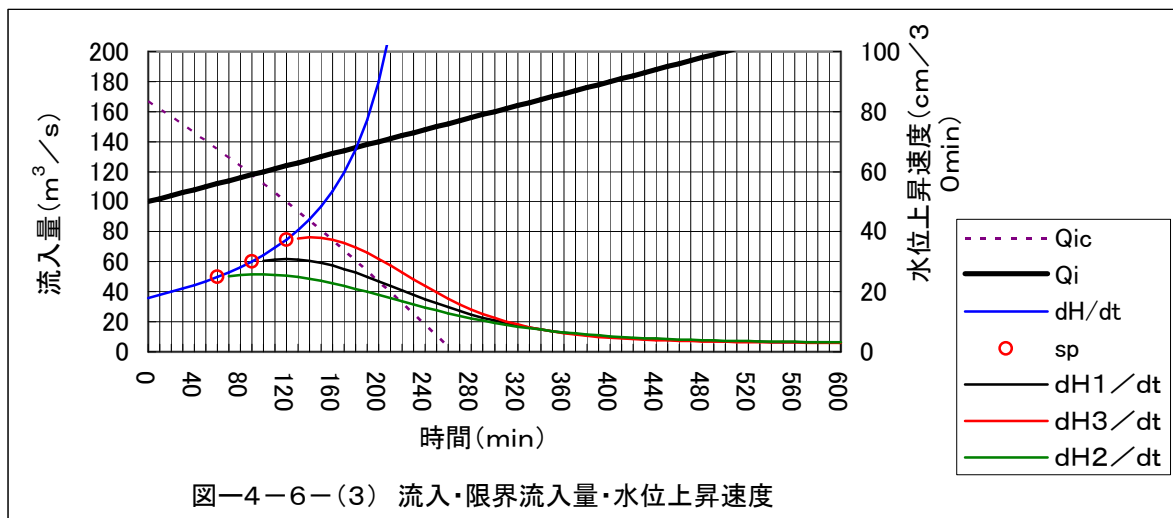
リアルタイムで10分間隔の貯水量、放流量から(3-17)式により計算される Q_{ic} と流入量 Q_i を比較しながら、 $Q_{ic} \geq Q_i$ の状態(3-14)式に乗り換えて放流量を決定していけば、少なくとも新しい操作へ移行する時点では、下流河道の水位上昇速度は H_c 以下にコントロールされることになる。



いま、図-4-6-(1)で、任意の3つの時刻で放流関数は図-4-6-(2)に示すような形で、放流を開始したときの Q_{ic} を計算している。

このときの水位上昇速度を図-4-6-(3)に示している。 $Q_{ic} = Q_i$

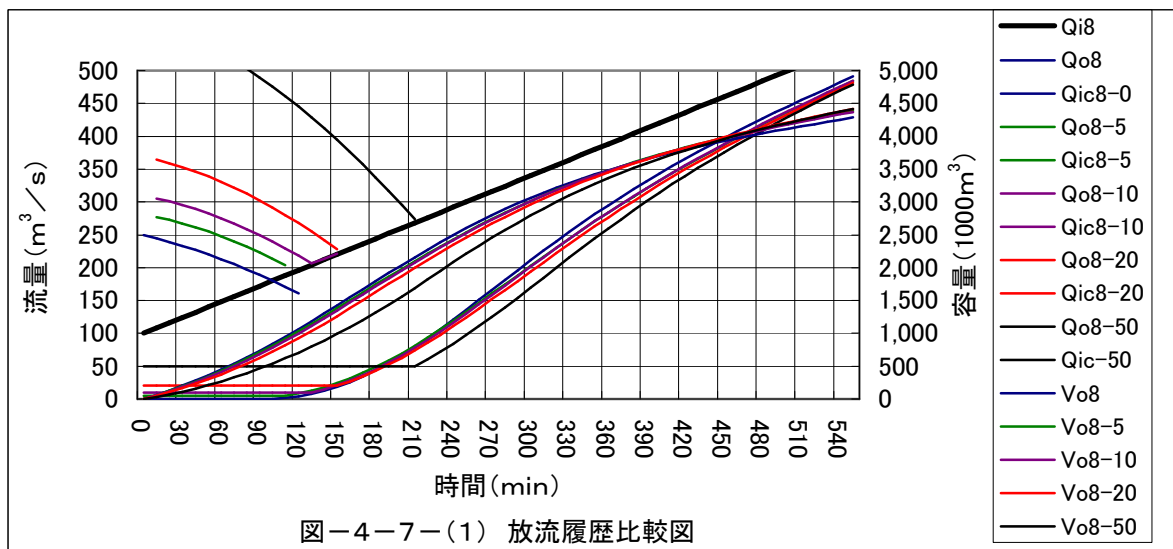
となった段階で放流を開始したケースで水位上昇速度はほぼ H_c 以下 ($30 \text{ cm} / 30 \text{ min}$) にコントロールされていることがわかる。

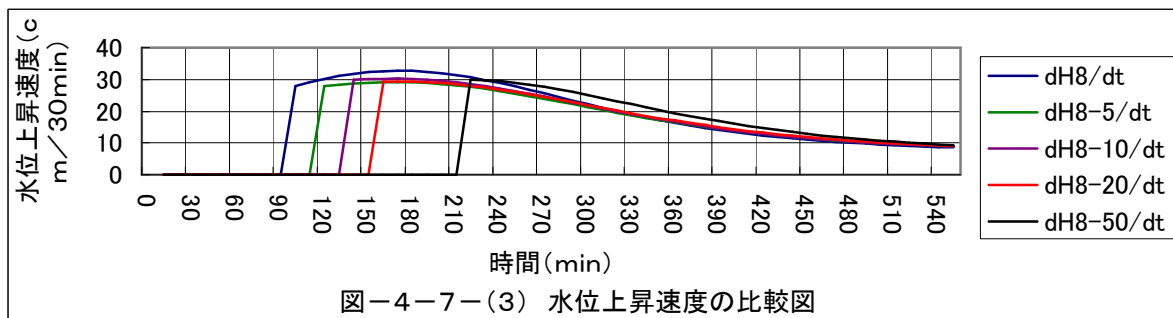
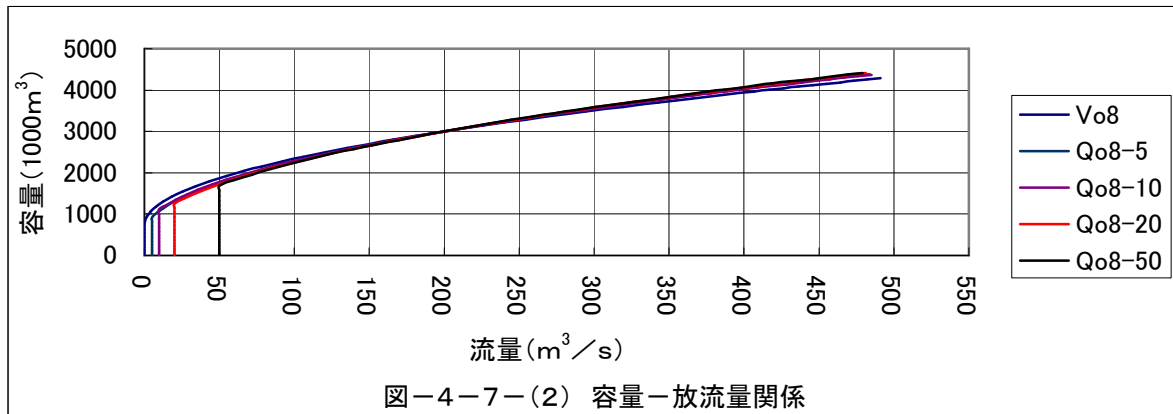


つぎに、表-4-1においてもっとも流入量の増加量の大きいNO-8洪水に対して前期放流量が0、5、10、20、50 m^3/s の4ケースについてその放流量と水位上昇速度の変化量との時間変化について図-4-7に示してみた。

(3-18)式からも判るように現在放流量が0の場合についてはCの値が特異点となり選択の余地のない状況である。(Cは常に0となる。)

しかしながら、いくらかの放流量がある状況においては図-4-7-(3)に示すように放流開始時点の状況にある程度コントロール出来るため河道の水位上昇速度を極値に近いところで設定することが可能である。





この場合、 dQ_i 、 dQ_o が操作を左右することになっており、河道の水位上昇速度を時間方向で平均的な値にコントロール出来ていない。しかしながら流入量の予測値を計算上反映することとはなっていないから、設定された条件に対する対応が100%満足はできないにしても、また、流入量の予測値に誤差が生じたとしても操作の変更を行う必要が無く比較的に取り扱いが簡単であるという利点がある。

4-3-2. 楕円関数

図-4-2-(2)、図-4-3-(2)に示した Q_o と V の相関図は図形的に見ると、放流開始点(q_o, v_o)を楕円の左端、目標放流と目標水位点(q_u, v_u)を楕円の上端とする楕円関数に近い形となっていることがわかる。

従って、これを楕円の関数に置き換えて示すと(4-9)式の通りとなる。

$$\frac{(Q_o - q_u)^2}{(q_u - q_o)^2} + \frac{(V - v_o)^2}{(v_u - v_o)^2} = 1 \dots \dots \dots (4-9)$$

(4-9)式から次の式が得られる。

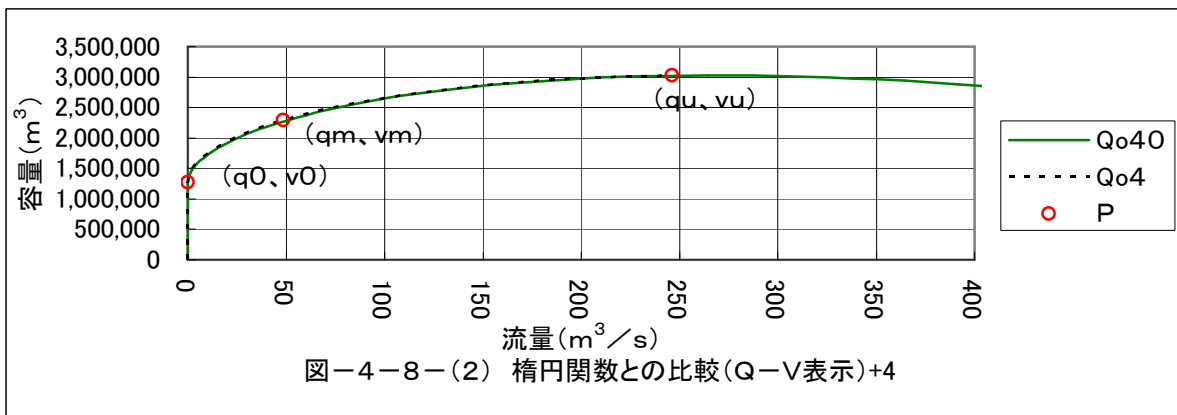
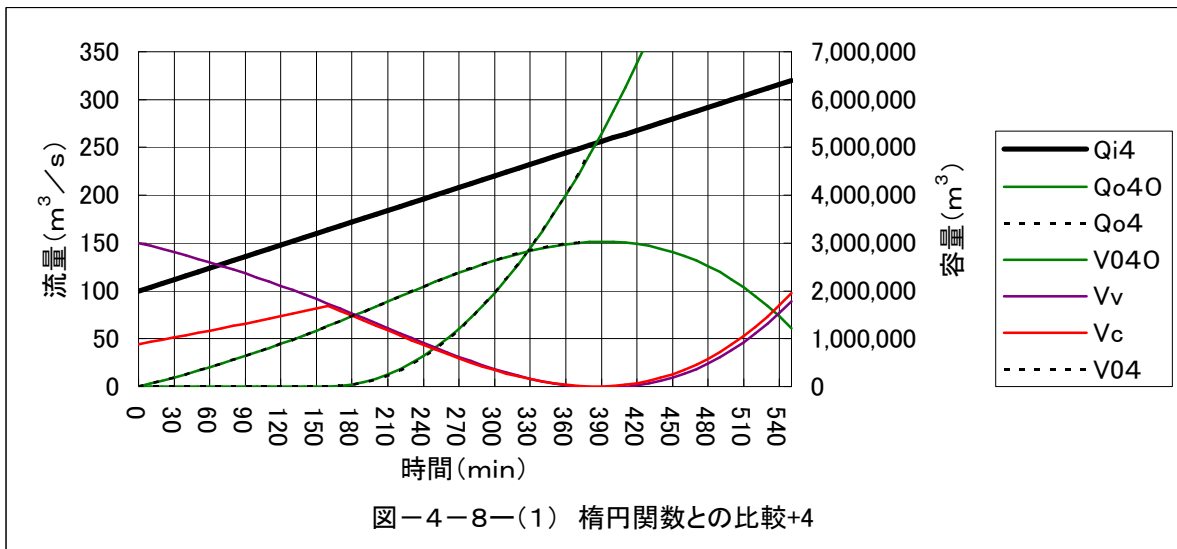
$$Q_o = q_u - (q_u - q_o) \sqrt{1 - \frac{(V - v_o)^2}{(v_u - v_o)^2}} \dots (4-10)$$

さらに、(4-10)式において $q_o = 0$ と仮定とすると次式が得られる。
 従って、このときの v_o は放流開始するときの貯水量ということになる。

$$Q_o = q_u - (q_u) \sqrt{1 - \frac{(V - v_o)^2}{(v_u - v_o)^2}} \dots (4-11)$$

同様に V を求める式は次の通りとなる。

$$V = v_o - (v_u - v_o) \sqrt{1 - \frac{(q_u - Q_o)^2}{(q_u)^2}} \dots (4-12)$$



(4-2) 式と (4-11) 式にそれぞれの操作条件を反映した数値を仮定して図-4-1の一部と比較しながら Q_o と V の関係を図示すると図-4-8-(2)の破線の通りである。

それぞれの相関図(図-4-8-(2))は比較的よく一致している。

このような観点から Q_o と V の関係を楕円関数で示すことにより、効果的な洪水前放流操作の実行が可能となるものと考えられる。

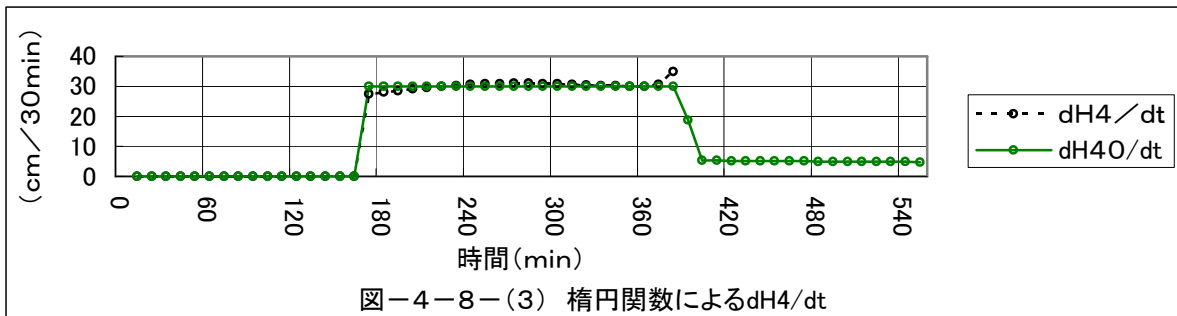


図-4-8-(3) 楕円関数による dH/dt

次に、どの段階で洪水前放流に移行すれば下流河道の水位上昇速度をコントロールできるかを考えてみることにする。

(4-9) 式で $q_o = 0$ として、両辺を t で微分する。

$$\frac{2(Q_o - q_u)}{q_u^2} \times \frac{dQ_o}{dt} + \frac{2(V - v_o)}{(v_u - v_o)^2} \times \frac{dV}{dt} = 0 \dots (4-13)$$

一方、河道の $H-Q$ 関係は (3-15) 式によって与えられているから、この両辺を t で微分して (4-14) 式がえられる。

$$\frac{dQ_o}{dt} = 2K(H - h_o) \frac{dH}{dt} \dots (4-14)$$

$$\frac{dH}{dt} = \frac{dQ_o}{dt} \times \frac{1}{2K(H - h_o)} = \frac{dQ_o}{dt} \times \frac{1}{2\sqrt{KQ_o}} \dots (4-15)$$

(4-13) 式と (4-15) 式から次の式を得ることができる。

$$\frac{dH}{dt} = \frac{(Q_i - Q_o)}{2\sqrt{KQ_o}} \times \frac{q_u^2}{(v_u - v_o)^2} \times \frac{(V - v_o)}{(q_u - Q_o)} \dots (4-16)$$

(4-16) 式は、現在の状況 (q_m 、 v_m) において楕円関数に乗り換えた場合における河道の水位上昇速度を計算する式となる。

(4-16) 式は m 、 sec 単位で表示されているから 30 分の上昇速度を cm で表示する場合には (4-16) 式で得られた値に 1800×100 をかけて得られた値になる。

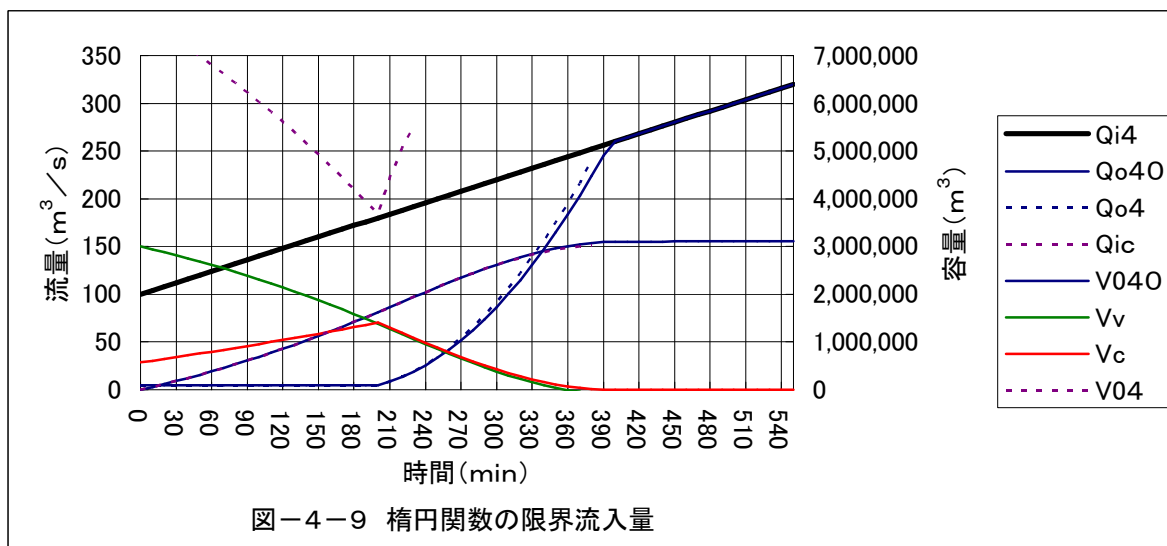
(4-16) 式によって得られる下流河道の水位上昇速度が水位上昇速度の限度 H_c より小さいという条件を与えて整理すると以下の式が得られる。

$$Q_i \leq 2 H_c \sqrt{K Q_o} \times \frac{(v_u - v_o)^2}{q_u^2} \times \frac{(q_u - Q_o)}{(V - v_o)} + Q_o = Q_{ic} \dots (4-17)$$

つまり、(4-17) 式の右辺が流入量 Q_i より大きい段階で放流を開始すれば下流河道の水位上昇速度は H_c より小さいということになる。

(4-17) 式は楕円関数における「限界流入量」であり、2次関数における(3-17)式に相当するものである。

(4-17) 式により楕円関数による限界流入量を計算し、流入量と比較することにより放流時期を判定した結果を図-4-9に示している。その結果は比較的的確に放流開始時期を指示しているといえる。



次にいくつかの異なった角度から楕円関数の特性を分析して見ることにする。

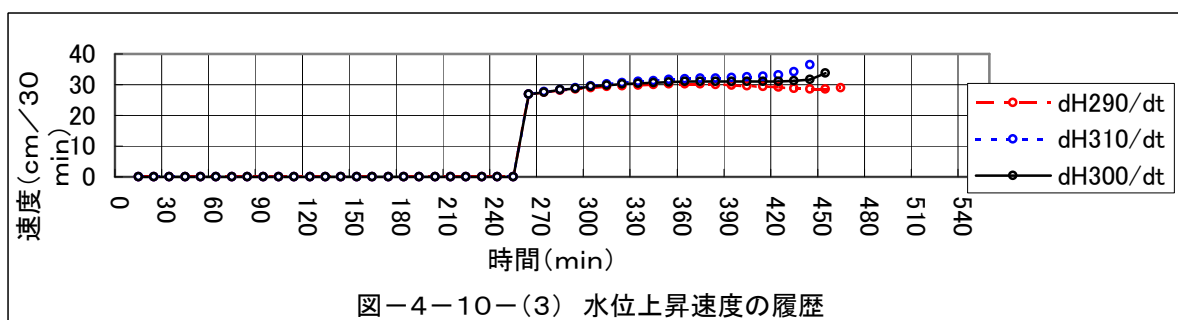
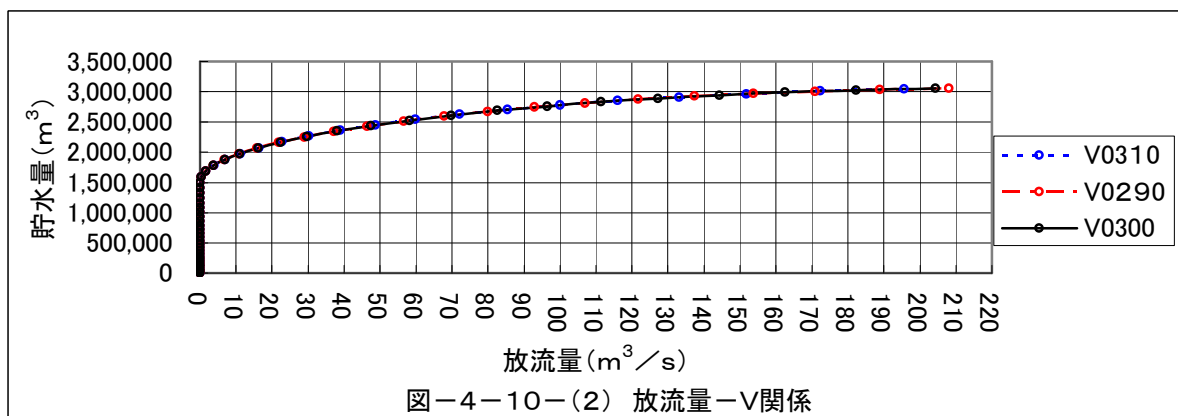
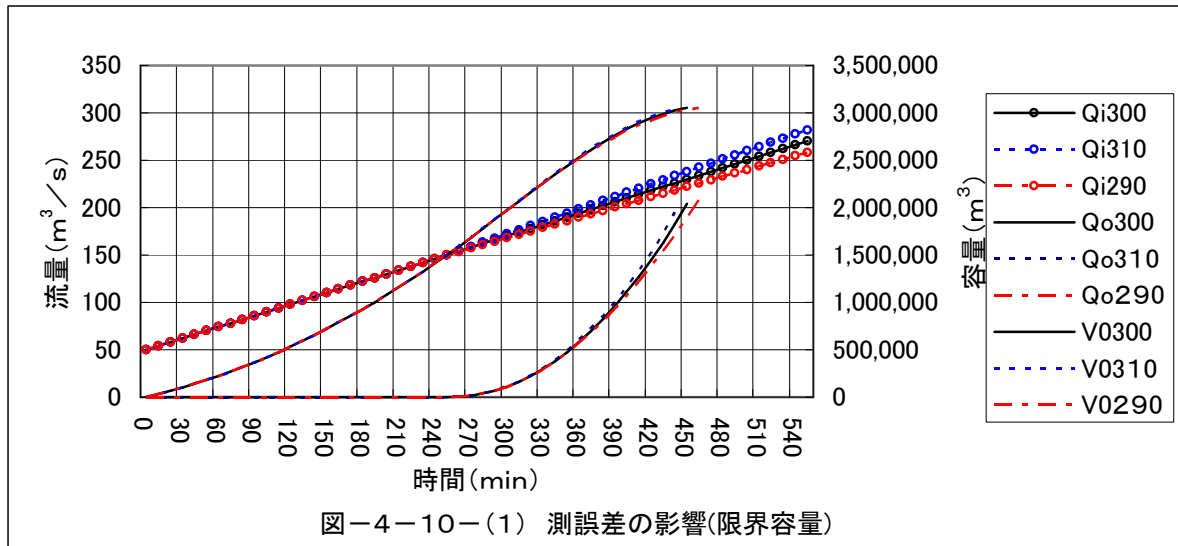
分析その-1

図-4-10は q_u 、 v_u を設定して、それぞれの流入量の時間あたり増加量が予測値の110%、100%、90%とした場合の楕円関数による Q_o の計算状況である。流入量のズレが貯水量に反映され、それに基づいて Q_o が計算されるため、貯水量のズレが自動的に修正されるように働いていることが確認出来る。

これに対して、既掲載の図-4-4は流入量の予測誤差がすべて貯水位に反映された結果である。

一方、図-4-4に対して図-4-10は流入量の予測誤差の影響を放流

量と貯水位の両面から吸収する形となっており、貯水位の変化のみにより吸収する（4-2）式の場合と比べると、より柔軟な応答になっていることがわかる。



分析その-2

しかしながら楕円関数は流入量=放流量となった段階で貯水量の変化に対して放流量の変化が無限大になっている。このことは、数学的に特異点であり、放流量が流入量に追いつくまで計算することが出来ない(図-4-10)。このことは操作の不安定化に繋がるためこれを回避するための何らかの工夫

が必要である。

さらに、(4-17)式からもわかるように $Q_0 = 0$ ($V = v_0$)の時の境界流入量の計算が不可能であるから放流量が0からはじまる操作については何らかの工夫が必要である。

この課題に対しては、 dH/dt がほぼ一定であることから、たとえば、図-4-8-(3)において (q_0, v_0) 、 (q_u, v_u) の2点を通る楕円上の内挿する適切な位置 (q_m, v_m) を仮定して、その点での Q_{ic} を計算すれば (q_0, v_0) 点におけるものと同じ Q_{ic} が得られることとなる。

4-4. 放流関数の比較

以上、洪水前放流について

以下に示す3つの方法について考察を行った。

1. 時間の関数により放流量を決定する方法
2. 2次関数により放流量を決定する方法
3. 楕円関数により放流量を決定する方法

これら、3つの方法はそれぞれに利害得失を有することがわかった。これらを取りまとめると表-2のとおりである。

表-2 洪水前放流-放流関数別比較表

項目	放流方式	1. 時間経過によって放流量を決定	2. Vの2次関数により放流量を決定	3. Vの楕円関数により放流量を決定
1. 河道水位上昇速度の制御について		水位上昇を一定に制御出来る。	放流の開始時点の水位上昇速度を制御出来る。	殆ど水位上昇を一定に制御出来る。
2. 貯水位の制御について		放流量と貯水位関係は制御出来ない。	放流量と水位の関係を制御出来る。	目標水位付近を除いて、ほぼ放流量と水位の関係を制御出来る。
3. 流入量予測について、ならびに、予測誤差とその対応について		流入量予測を必要とする。予測誤差の分だけ貯水位の変化によって吸収される。	もともと予測値を考えていないので予測誤差の影響はない。	貯水位と放流量で予測誤差は分け合って吸収される。
4. 波動変動が操作の安定性に及ぼす影響について		貯水位によらないため波動変動に左右されない。	貯水位の波動変動に攪乱される可能性がある。	貯水位の波動変動に攪乱される可能性がある。特に、制限水位近くで。
5. 課題と対応策		流入量の増加量が大きくなった段階で放流量が追従できない場合がある。	初期放流量が0に近い場合、水位上昇速度が制限を超える可能性がある。放流量は流入量に追いつくことができない。	放流量が0の場合、または制限水位近くで特異点が生じ、放流量が不安定となる。別途放流関数をセットして対応可能。
6. 考察		予測が大きい方向に外れると、水位上昇を洪水期制限水位以下に制御することは不可能である。水位を維持しようとするれば極端な下流河道の水位上昇に繋がる。アメリカ並みに制限水位の縛りを外す必要がある。	初期放流量が0に近い場合、水位上昇速度が制限を超えるが、予測を必要としない。水位と放流量の関係を明確にできる。また、3つの方法の中ではもっとも簡便である。他の関数との併用で課題の改善が期待できる。	放流量が流入量に追いつく時点で不安定領域になる。つなぎの関数を設けることにより回避することはできる。現場、初心者からみると煩雑な印象を与える。

ここで言えることは、一つの放流関数ですべての条件を満足する方法は存在しないということである。これらの結果をふまえて、行政と現場において、これらの課題を共有しながら、どの項目を重視して、どの項目を犠牲に出来るかと言った総合的な議論が必要であると考えられる。

ちなみに、アメリカにおいては、前述したとおり（図－1－3）洪水期制限水位以上に貯水位の上昇を許容することで「1. 時間の関数により放流量を決定する方法」の採用を可能としている。これは、アメリカにおいては我が国と比べものにならない程大きい貯水池を保有していることによるものであり、このまま単純に我が国に適用することは様々な課題を残す結果となる。

4－5. 流入量の予測値を考慮した洪水前放流

洪水前放流は（4－8で後述することであるが、. . .）詰まるところは神様運転である。従って上記いくつかの関数について、その特性について考察したもの、基本的には予測値との組み合わせによって考察しなければならない。

この場合、長時間の予測は誤差が多く現実的ではないから、せいぜい1～2時間の予測値を考えるとともに、仮に予測値が外れても修正が可能となるようなシステムを考えるのが現実的である。

考える放流関数は本章では複数のケースを考えてきたが、取り敢えずは（4－2）式に示す時間の関数とする。

また、シナリオとしては1～2時間後（T秒とする。）の流入量予測を行い、現時点で（4－2）式による洪水前放流に移行すると仮定した場合のT秒後の貯水量と放流量をまず仮定する。

T秒後に（3－25）式による定水位操作へのつなぎの関数へ乗り換えると仮定し、目標容量へ向かう場合の乗り換え点での水位上昇速度が規定の値になるような瞬間を把握し、その段階からつなぎの関数に移行するものとする。こうすれば自動的に定水位放流への移行が実現できることとなる。

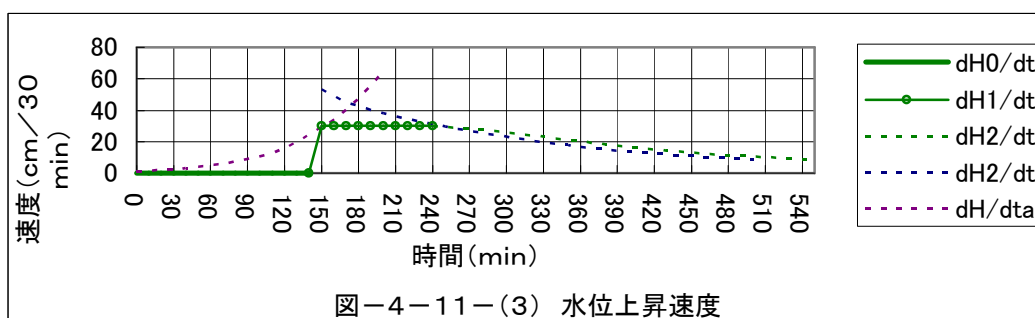
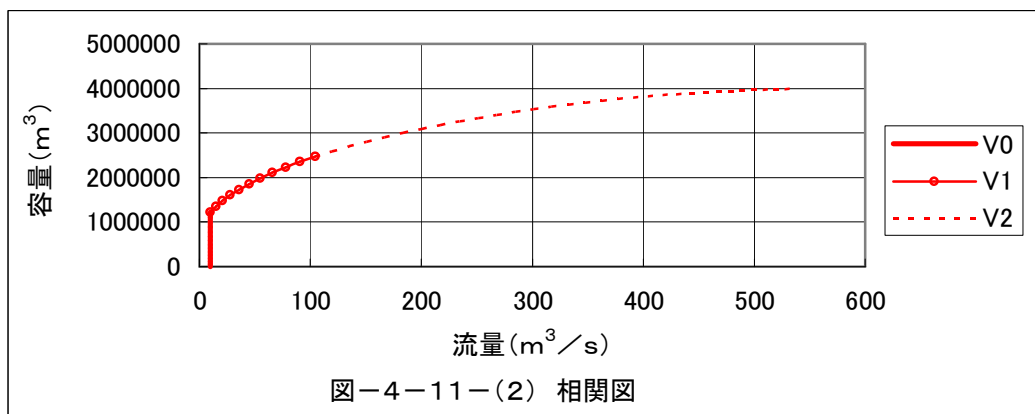
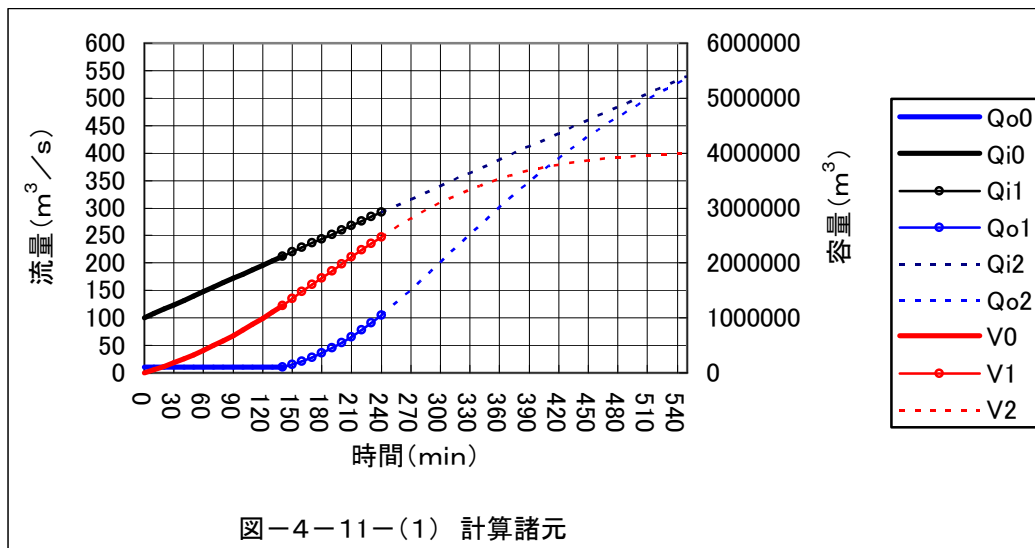
図－4－11に示すように現況は Q_0 の一定量を行っていると仮定する。

つぎに、（4－2）式に移行した場合の放流量、流入量、貯水量を Q_1 、 Q_{i1} 、 V_1 とする。さらに、つなぎの関数に移行した段階の放流量、流入量、貯水量を Q_2 、 Q_{i2} 、 V_2 とする。

現況流入量を q_i 、t秒後までの流入量の単位時間当たりの増加量をaとす

ると、流入量の関数は（４－１８）式の通りとなる。

$$Q_i = q_i + a t \dots (4-18)$$



一方、現在の放流量を q として、河道の水位上昇速度を $30 \text{ cm} / 30 \text{ min}$ とすると t 秒後の放流量は（４－２）式から次の通りとなる。

$$Q_{o,1} = K \left(\sqrt{\frac{q_o}{K}} + \frac{0.3}{1800} t \right)^2 \dots (4-19)$$

ここで、T秒後の貯水量増加量を V_a とすると、この値は、(4-20)式で示すことができる。

$$V_a = \int_0^T (Q_i - Q_{o,1}) dt$$

$$= \int_0^T \left\{ (q_i - q_o) + \left(a - 2 \times \frac{0.3}{1800} \sqrt{K q_o} \right) \times t - \left(\frac{0.3}{1800} \right)^2 \times K t^2 \right\} dt$$

$$= \left[(q_i - q_o)t + \left(a - 2 \times \frac{0.3}{1800} \sqrt{K q_o} \right) \times \frac{t^2}{2} - K \left(\frac{0.3}{1800} \right)^2 \times \frac{t^3}{3} \right]_0^T$$

$$= (q_i - q_o) \times T + \left(a - 2 \times \frac{0.3}{1800} \sqrt{K q_o} \right) \times \frac{T^2}{2} - K \left(\frac{0.3}{1800} \right)^2 \times \frac{T^3}{3} \dots (4-20)$$

また、(4-2)式はHの関数で示すと(4-21)式のとおりである。

$$Q_o = K(H - h_0)^2 \dots (4-21)$$

一方、T秒後の Q_o 、 Q_i 、 V の状態をつなぎの関数(3-25)式に対して(4-21)式から移行する時点で2つの式が接する条件を考える。

$$Q_o = q_m + (Q_i - q_m) \frac{(V - v_m)}{(v_u - v_m)} \dots (3-25)$$

(3-25)式を t で微分すると(4-22)式が得られる。

$$\frac{dQ_o}{dt} = \frac{dQ_i}{dt} \times \frac{(V - v_m)}{(v_u - v_m)} + \frac{(Q_i - q_m)}{(v_u - v_m)} \times \frac{dV}{dt} \dots (4-22)$$

同様に (4-21) 式を t で微分すると (4-23) 式が得られる。

$$\frac{d Q_o}{d t} = 2K(H - h_o) \times \frac{d H}{d t} \dots (4-23)$$

(4-22) 式と (4-23) 式から $d Q_o / d t$ を消去して整理すると放流関数 (4-21) 式からつなぎの関数である (3-25) 式に移行する接点における水位上昇速度は (4-24) 式から (4-26) 式で得ることが出来る。

$$\frac{d H}{d t} = \left\{ \frac{d Q_i}{d t} \times \frac{(V - v_m)}{(v_u - v_m)} + \frac{(Q_i - q_m)}{(v_u - v_m)} \times (Q_i - Q_o) \right\} \times \frac{1}{2K(H - h_o)} \dots (4-24)$$

$$\frac{d H}{d t} = \left\{ \frac{d Q_i}{d t} \times \frac{(V - v_m)}{(v_u - v_m)} + \frac{(Q_i - q_m)}{(v_u - v_m)} \times (Q_i - Q_o) \right\} \times \frac{1}{2\sqrt{K Q_o}} \dots (4-25)$$

$$\frac{d H}{d t} = \frac{(Q_i - q_m)(Q_i - Q_o)}{(v_u - v_m)} \times \frac{1}{2\sqrt{K Q_o}} \dots (4-26)$$

移行点 m においては $q_m = Q_o$ であるから移行点における水位上昇速度は (4-27) 式によって得られる。

$$\frac{d H}{d t} = \frac{(Q_i - q_m)^2}{(v_u - v_m)} \times \frac{1}{2\sqrt{K q_m}} \leq H_c \dots (4-27)$$

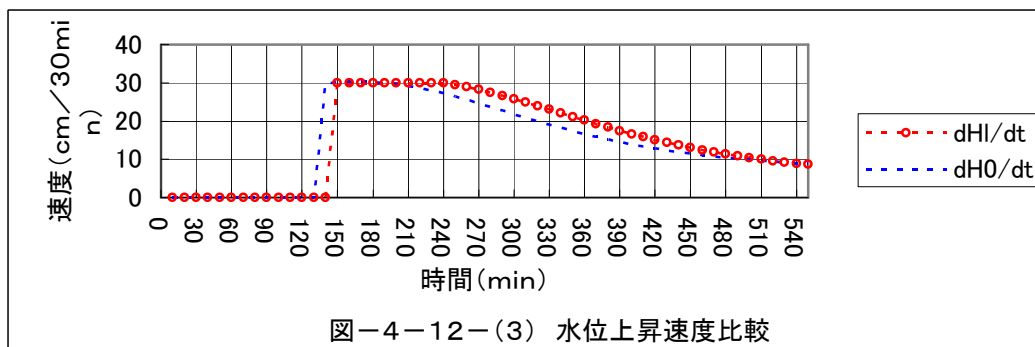
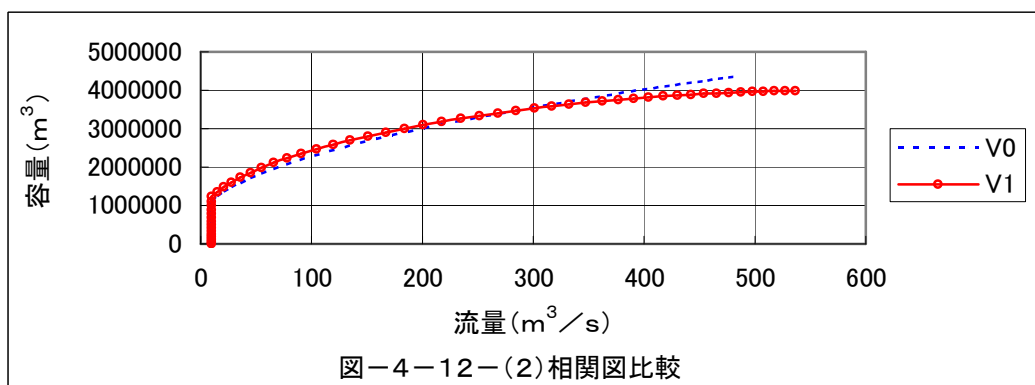
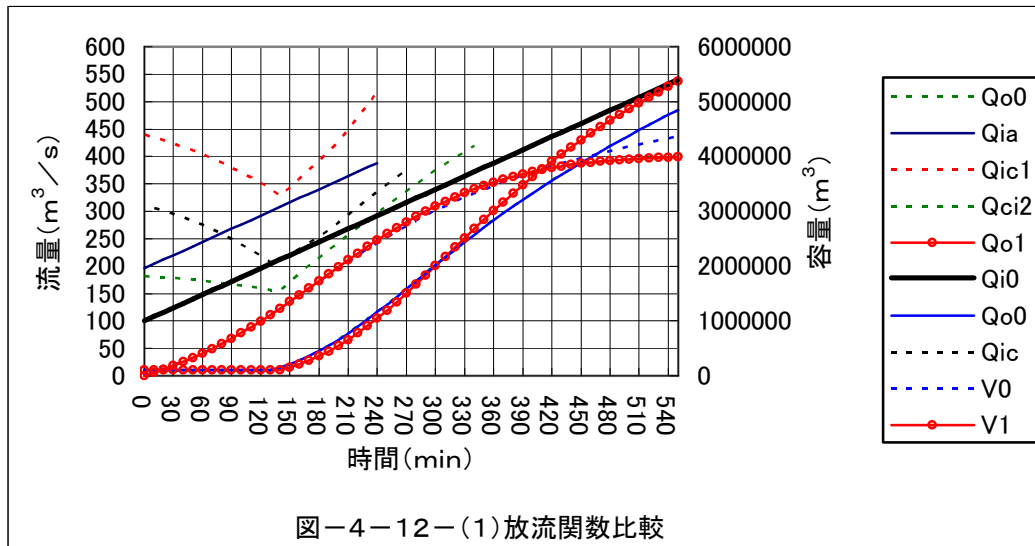
(4-27) 式から水位上昇速度が H_c となるような Q_i を限界流入量と定義して Q_{ic} と表示する。

$$Q_{ic} = q_m \pm \sqrt{2\sqrt{K q_m} \times H_c \times (v_u - v_m)} \dots (4-28)$$

放流開始後 T 秒間は $30 \text{ cm} / 30 \text{ min}$ となるような放流を行い、 T 秒後の流入量と貯水量、放流量の状態で、つなぎの関数による水位上昇速度が

それまでと同じになるためにはT秒後の流入量と Q_{ic} が等しくなった時点で移行すればよいこととなる。

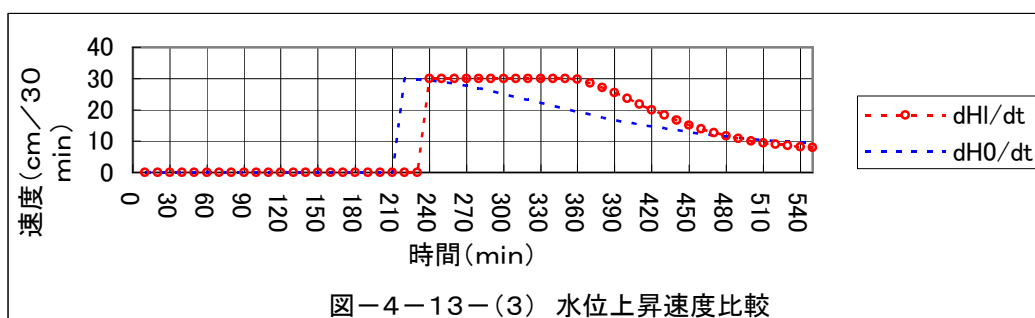
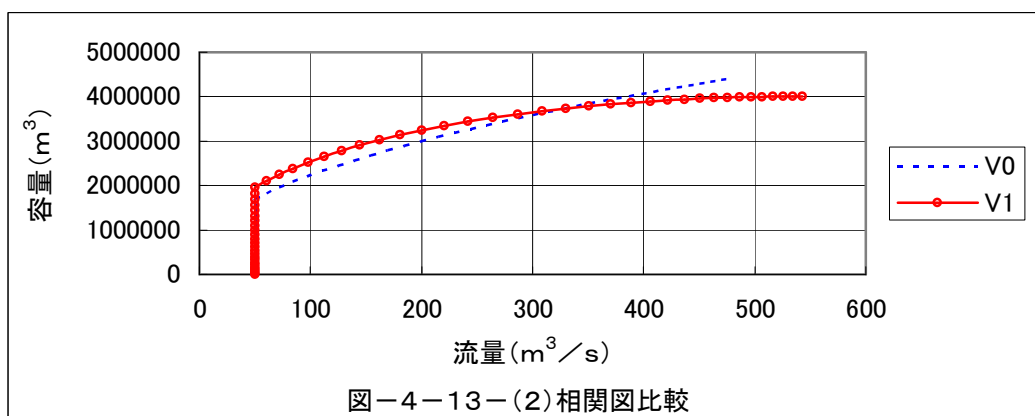
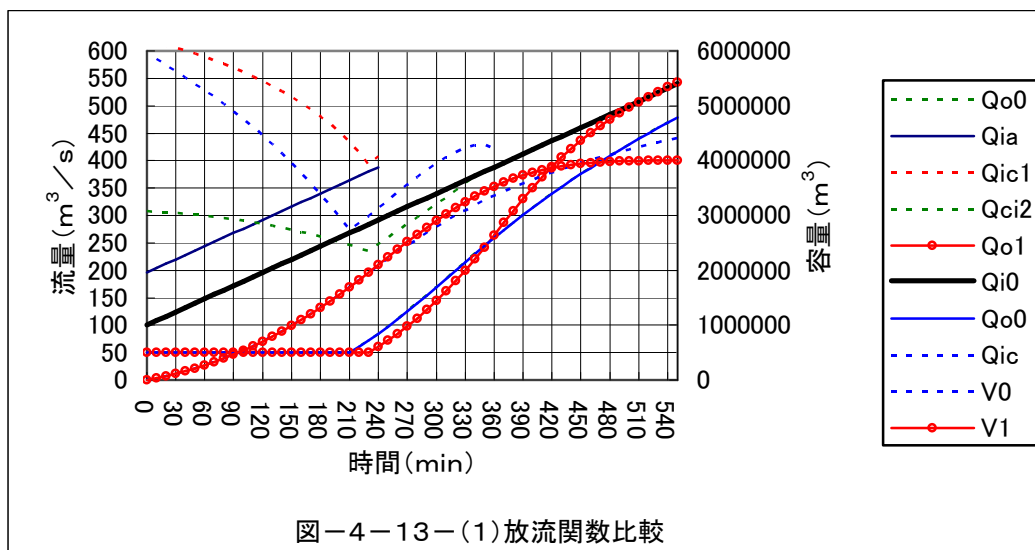
図-4-12、図-4-13には放流開始を判断する Q_{ic1} 、放流関数からつなぎの関数への移行を判断する Q_{ic2} に基づき操作を実施した状況を示している。図-4-12、図-4-13の2つの図の違いは初期放流量が $10\text{ m}^3/\text{s}$ 、 $50\text{ m}^3/\text{s}$ と異なる条件下での放流特性を示している。



これらの図では2次関数を洪水前放流関数とした場合の結果も併記してい

る。双方の放流関数による特性の違いについても比較が可能である。

放流開始時期のわずかの違いが下流河道の水位上昇速度へ大きく影響していることが判る。



つぎに、図-4-14には洪水前放流関数に移行した後、流入量が予測と異なった場合の放流量と貯水量への影響について試算してみた。

- ・ 予測通りの流入量を Q_{i8} 、そのときの放流量と貯水量を Q_{o1} 、 $V1$ 、
- ・ 予測より増加量が10パーセント少ない場合の流入量を Q_{i8-10} 、そのときの放流量と貯水量を Q_{o1-10} 、 $V1-10$ 、

・ 予測より増加量が10パーセント多い場合の流入量を Q_{i8+10} 、そのときの放流量と貯水量を Q_{o1+10} 、 V_{1+10} 、
 としている。

また、洪水前放流へ移行するときの判断を限界流入量 Q_{ic1} によって行い、洪水前放流からつなぎの関数へ移行するときの判断を Q_{ic2} により行った。

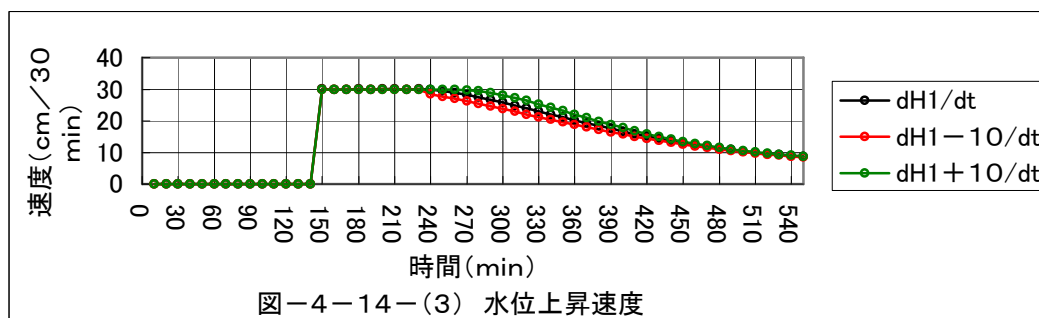
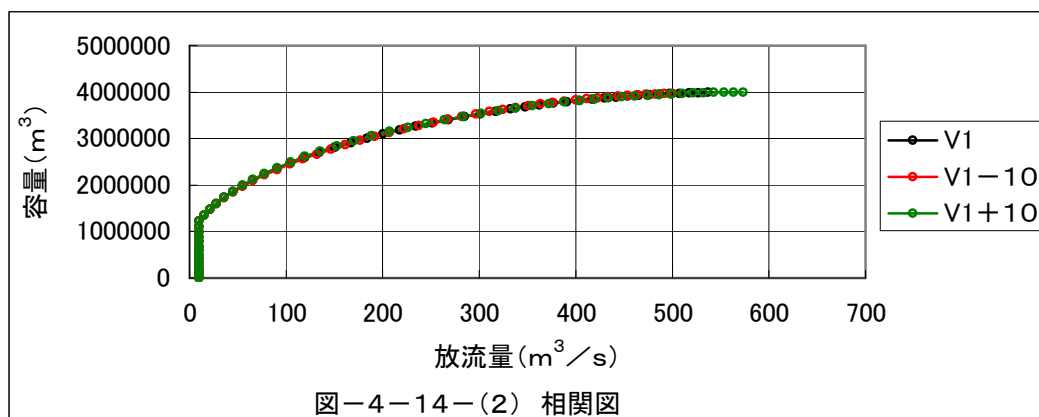
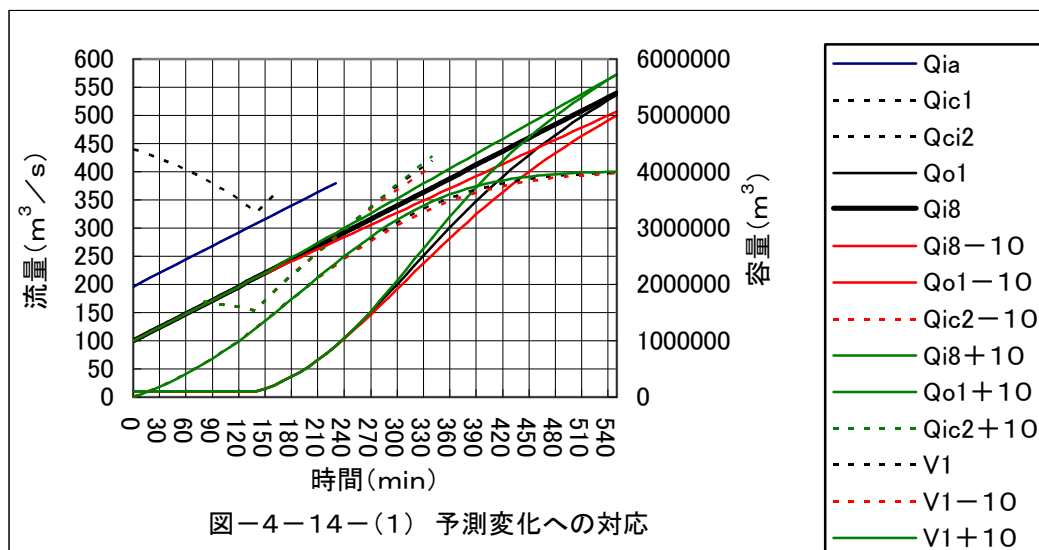


図-4-14-(3) から、このシステムは予測の違いについて、予測より流入量が大きくなればつなぎ関数への移行が遅れ、流入量が小さくなれば

つなぎ関数への移行が早くなることにより的確に対応していることが判る。これらは、 Q_{ic2} と流入量の交差するタイミングが的確に洪水前放流からつなぎの関数に移行するタイミングとして機能していることを示していると言えることができる。

4-6. 洪水前放流関数から定水位操作へのつなぎの関数

洪水前放流関数にはそれぞれに利害得失があるが、それぞれの関数は以下のような理由によって、ストレートに定水位操作に移行することはできない。

- ・ (4-2) 式による時間の関数による場合は、流入量が正しく予測されない場合は貯水位を目標水位に誘導することができない。
- ・ 2次関数は永久に放流量が流入量に追いつくことはない。
- ・ 楕円関数は放流量が流入量に接近した段階で不安定状態となる。

しかるに、定水位操作は定水位状態（定水位操作において、目標容量に近い状態で、流入量 \approx 放流量であること。）から遊離した状態で無理に定水位関数に移行すると不安定な操作になってしまうことがある。

従って、洪水前放流関数として、いずれの関数を適用するにおいても適当な時期に定水位放流関数に漸近していく「つなぎの関数」が必要である。

このつなぎの関数は定水位放流を行うにしても、定水位放流を行わずにストレートに洪水調節操作へ移行するにしても避けて通ることのできない手続きである。

ここでは、つなぎの関数として (3-25) 式、(3-26) 式を提案している。

4-5. においては、結果的に (4-2) 式を洪水前放流関数としてつなぎの関数を (3-25) 式とした場合を試行したことになった。

これらの式は洪水前放流関数と第5章で記述する定水位関数との連携において優れた機能を備えている。しかしながらこれらの議論は定水位関数の特性を明らかにした後に展開されるべきであるから、第5章 5-5, 5-6. において改めて考察することとする。

4-7. 洪水前放流から次の操作への移行

洪水前放流から考えられる次の操作は定水位操作のみではなく、4-2-2. でも言及したように、直接洪水調節操作、さらには、洪水規模が小

さいと判断される場合には貯留操作の3つが考えられる。以下、それぞれのケースについて考察を加えることとする。

4-7-1. 直接洪水調設操作に移行する場合

洪水前放流から定水位操作を実施せずに洪水調節操作に移行する条件としては、どのような洪水調節ルールを採用するかによって異なるが、何れの場合においても洪水調節操作における放流量と洪水前操作（つなぎ操作の場合も含む）における放流量のいずれか小さい量を放流するというのが基本である。この基本に従えば多少の状況の変化に対しても柔軟に対処することが可能である。

4-7-2. 貯水位上昇操作

流入量が減少傾向にあり洪水調節の可能性が無くなった段階においては流入量の予測にもとづいて、一定の放流量 Q_o を想定し、それを放流した場合の貯水量 V_f と、その時の洪水期制限水位以下の空き容量 V_v を比較して $V_f = V_v$ となるような Q_o を放流する。時間の経過とともに予測がずれた場合は適宜 Q_o を修正しながら水位を洪水期制限水位に近づけていく。

なお、 Q_o の計算の仕方は(3-24)式の通りである。

$$Q_{of} = Q_i - \sqrt{\frac{d Q_i (v_u - V_s)}{1800}} \dots (3-24)$$

ここで、 Q_i = 流入量 Q_o = 放流量 $d Q_i$ = 1時間あたり流入量の低減量 v_u = 目標容量 V_s = 現在容量 $v_u - V_s = V_v$ 空き容量

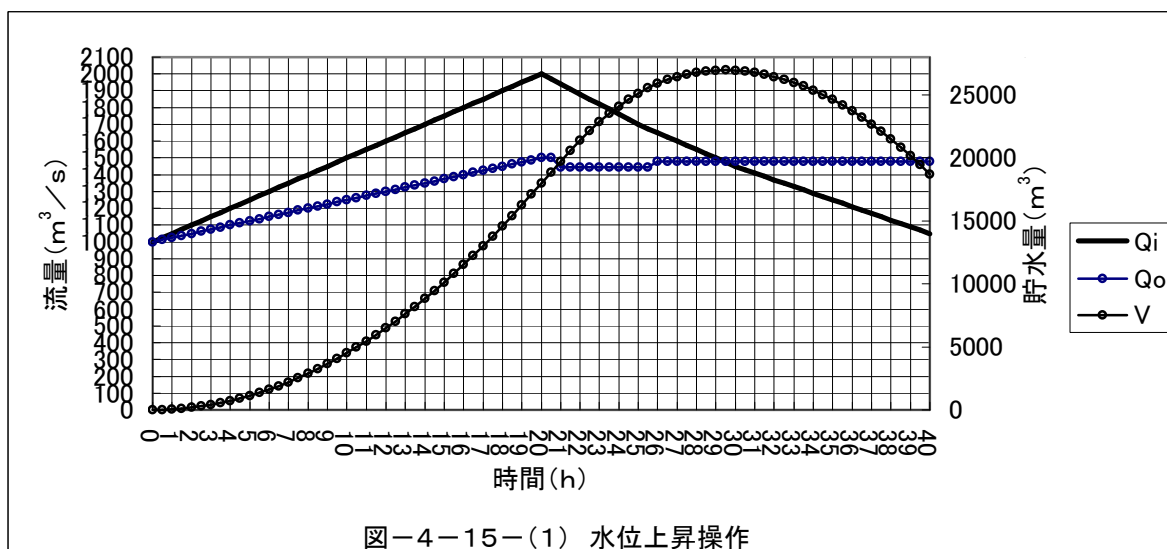
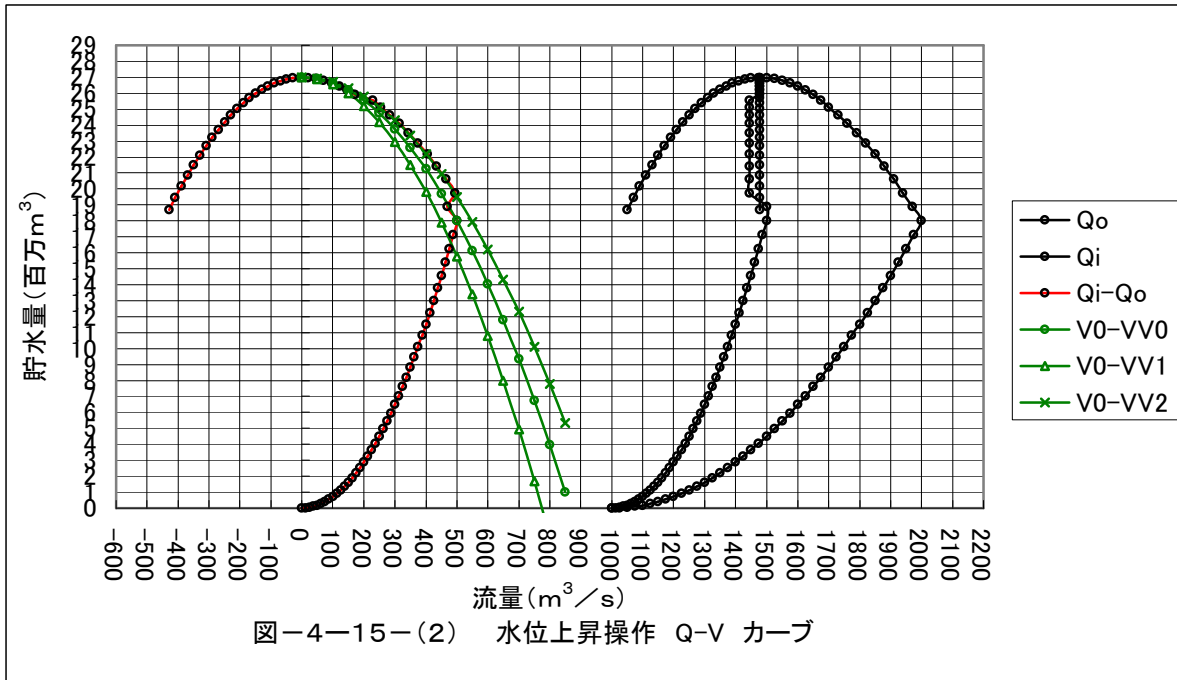


図-4-15-(1) 水位上昇操作



(3-24) 式によって流入波形を仮定して計算を試行した結果を図-4-15に示す。 Q_i は予測によることとなって居るが、その都度修正することが可能であることから比較的容易に目標容量とともに定水位操作への移行が可能である。

なお、乗り移りのタイミングは洪水前放流による放流量が当該(3-24)式による流量を上回った段階で当該(3-24)式による放流量に乗り換えるものとする。

4-7-3. 定水位操作への移行方法

定水位操作に移行するか否かについては、その定水位操作を長時間継続するという前提で考えることが適切である。つまり、定水位操作に移行するには相応の準備操作が必要であるからである。定水位操作への移行に際しての課題、または、その課題に対する対策については定水位操作を考察して、その特性を把握した後に議論した方が効果的であるから、第5章 5-5、5-6において言及することとする。

4-8. まとめと今後の課題

1. 洪水前放流の方法は複数考えられるが、一概にそれぞれの方法を比較することは不可能である。

様々な洪水調節計画やダム の立地条件に照らしてどの方法を選択するかを考える必要がある。

2. 洪水時操作の方法を考えるとき、その与えられた条件に対応するような操作を目指すということを第一義的に考えるべきであるが、逆に、何処までならば現地に対応出来るかと言った観点からのアプローチも必要である。
3. このような洪水前放流の課題への対応のあり方考えることも重要であるが、先ず、行政、現場がこのような洪水前放流の課題の存在と内容を正確に把握し共通認識の上に立つ必要がある。
4. ダムの操作は洪水前放流に始まり、定水位操作、洪水調節、ただし書き操作、水位低下操作などのシリーズとして考える必要がある。このようなシリーズとして考えた場合、それぞれの操作の特性分析とともにそれぞれの操作相互間のスムーズな移行をどの様な情報と条件にもとづき実行するかと言った視点から全体を考える必要がある。
5. 上記シリーズの中で洪水前放流操作の結果がどの様なかたちでその後の操作に影響するかといった立場からの考察が必要である。洪水前放流操作だけのための操作であってはならない。

また、前段の操作がその後に続く操作にどの様にすれば悪い影響を及ぼさないか、または、影響を回避できるかと言った観点からの考察も必要である。

6. シリーズの中の各操作は横並べで評価がなされるべきである。このような観点から見ると、洪水前放流操作に対する条件設定は他の操作に較べて厳しいものとなっていることに気がつくべきである。

このような観点から、操作条件の緩和についても考察する必要がある。

7. ここまで来て、洪水前操作の本質について改めて考えてみたい。たとえば、洪水調節操作において「すべての洪水において放流量を適切に定めて、貯水位がサーチャージ水位になるような操作を実行せよ。」という指示が出たと仮定しよう。

現場担当者はたちどころに「そのような神様運転は実行できません。」という応答がなされるであろう。

しからば、我々がこれまで議論してきた洪水前放流はどうであろう

か？

洪水前放流については「すべての洪水において放流開始時期を適切に定めて、貯水位が洪水期制限水位になるような操作を実行せよ。」ということになるろう。

これは、洪水調節操作では「実行不可能」とされる神様運転における表現と同質のもの以外の何者でもない。

我々は、気が付かないうちに洪水調節操作では「実行不可能」と判断されてきた神様運転を洪水前放流では操作規則の上で実行するよう要求されていたことになる。

このような、洪水前放流の本質を認識しつつ、その現場での実行のあり方について考えるべきものであるといえよう。

約10年前に洪水前放流の問題提起をしてその対応策の提案を行った。あるダムの専門家会議で説明したところ「何も問題のないところで、勝手に問題を作ってその対応方策を提案しても、それはただの自己満足をしているだけではないか。」とか「そんなややこしいことを考えなくても、洪水の終わりの方の水を貯めれば良いではないか。」と言った非難に近い見識のない反応を頂くこととなった。

多くの現場では、洪水終了後、「洪水初期の対応が出遅れている。」などとの非難を耳にすることもあるが、なぜこのような結果になったのか、その原因を正確に分析し反論出来ないまま泣き寝入りしている担当者もあるのではなかろうか。

このような経過の中で、この数年、ようやく現場においても行政においても洪水前放流の課題についての認識が少しずつではあるが芽生えてきたように感じられることは喜ばしいことである。

しかしながら、ここに至って、洪水前放流の議論が3つの条件を如何にクリヤーするかと言った観点からの議論ばかりが目立っているよう感じられてならない。

洪水前放流で最も大切なことは、単に3つの条件を守るのではなく、つぎに続く洪水調節や水資源の補給に如何に円滑につながるための条件を整備するかと言うことであることを忘れてはならない。

洪水時のダム操作は前述の通りいくつかの段階における操作とそれぞれの

操作の移行判断によって構成されている。

前の操作のミスが次の操作にドミノ的に悪い影響を及ぼすことがある。従って、それぞれの操作とともに全体のシステムの中で個々の操作がどのようなかたちで役割を果たしたかという視点からの評価が必要である。

ダム操作システム全体をながめた場合、洪水前放流操作に対しては他の操作に較べると相当に厳しい条件を満足するような要求がなされていると言わざるを得ない。

このような認識の上に立って、アメリカの例にも見られるごとくシステムとしての洪水時操作全体の最適化を考える中で、洪水前放流のどの条件を緩和出来るかと言った考察を行う必要がある。

目次に戻る