

北海道大学 工学部 正員 ○ 山岡 勲

北海道大学 工学部 正員 藤田 睦博

1. 多目的ダム操作の理想と問題点

わが国のダムの貯水容量はダムの規模に対して比較的小さく、多目的ダムにおいては利水目的とも競合するので、その洪水調節待期容量は計画洪水量に対して余裕のあるものではない。一方洪水は貴重な水資源なのでこの有効な利用ということを考え合えると多目的ダムの操作は一定率放流方式 (fig. 1) が得策のようである。しかし 100 年生起確率というような計画洪水量に対して作られた操作規則を頻度の多い中小洪水に対しても用いては、折角の治水効果を発揮できないばかりでなく利水上も惜しい水資源を洪水待期々間中という理由で無効に放流することになる。従って中小洪水には別途の操作方式がいる。さらにきめの細かい防災上の配慮となれば、洪水諸量の大きさだけでなく洪水災害の始まる水位からピークに至るまでの時間 (flood to peak interval) をより長くすることも要求されよう。最適操作ということになれば種々の議論があると思うが、利水上は各洪水の後ではなるべく満水に近くなるように洪水を貯留し、ダムの安全上はこの貯留量が絶対に空虛容量をこえないようにし、治水上は下流洪水防衛地点の防災とくに居住者の生命財産を洪水災害から守るために最も好都合な形のハイドログラフに原洪水のそれを変形できればよいわけであろう。

自動操作についてもすでにゲート操作まで含む一定率放流方式による自動制御の実施例が市房ダム (九州地建) など⁽¹²⁾ があり、自動制御に関する発展の一つの問題点は最適操作に適合する放流量の決定計算部のプログラムにあると考えられる。今一つの問題点は、防衛地点は概してダム地点よりかなり下流にあるということで、ダムにより調節できる洪水諸量は相対的に小さいので、この場合下流地点のハイドログラフを水文、水理モデル (電算機使用) によって迅速に算定してそのピーク部分に対する調節を行なう一定率放流方式でなければ有効な機能を果たせないと思われる。

2. 追値制御二方式の提案

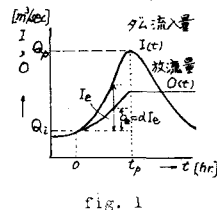
上述の諸条件を考えて筆者らは、(1)方式として一定率放流ではあるがこの率を各洪水ケースごとに待期容量を十分有効に使えるように変化させる方式を採り、安全回路とする。これは大洪水や他流域からの雨量資料が入らない場合に用いる。

平生用いる (2)方式としては、流域別降雨資料をもとにして下流防衛地点の洪水ハイドログラフ Q_D を試算し、ダム放流比 $\alpha = dO/dI$ を $\alpha = f(Q_D)$ とする水越⁽³⁾の試案を簡略化した α 折線群 ($Q_D < Q_{DL}$ (無害流量) で $\alpha = 1$, $Q_D \geq Q_{DU}$

(計画洪水量) で $\alpha = 0$ とする) を設定し (fig. 5), 各洪水ケースごとに (4) の洪水による貯留量 $V_s \leq V_c$ (ダムの空虛容量) の等号に近い α 折線を選択する方式⁽²⁾⁽⁴⁾を提案した。何れの α 折線でも Q_D とともに α は変化するから一種の不定率放流方式で、この本回路は中小洪水用である。

多目的ダムの自動制御形式として市房ダムなどは定値制御、プログラム制御によるものだが、本提案方式は追値制御によるもので、(1), (2)両方式とも目標値が時間の未知数である。

(1)方式: 一般の一定率放流方式は fig. 1 に示されるが、 $\alpha = dO_c/dI_c$ を一洪水中の定数とすると



$$\begin{aligned} O(t) &= \alpha \cdot I_e(t) + Q_i & 0 \leq t \leq t_p \\ &= \alpha \cdot I_e(t_p) + Q_i & t \geq t_p \end{aligned} \quad \dots (1)$$

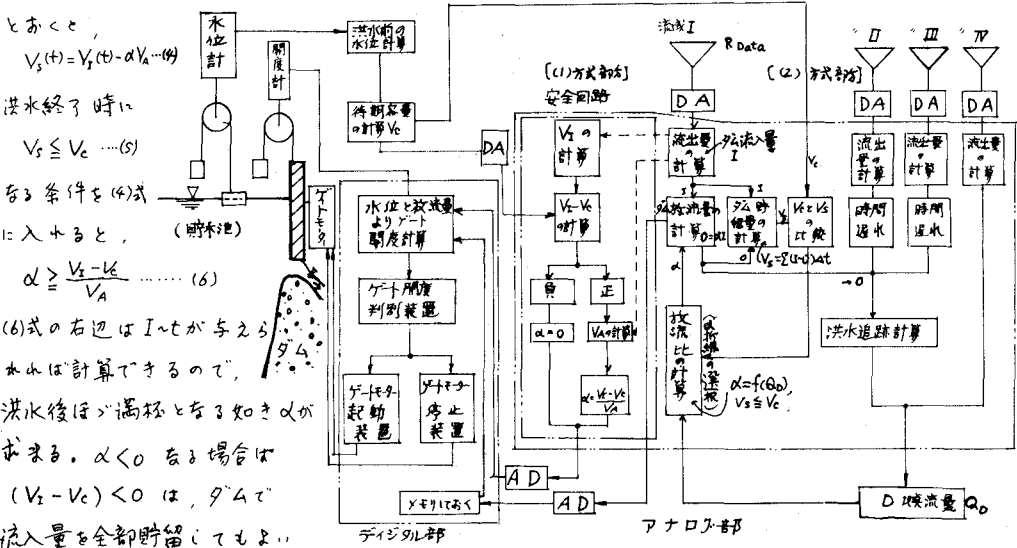
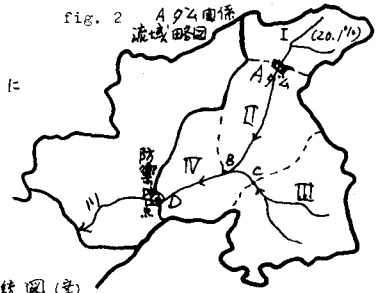
$V_s(t)$ と、その洪水による t 時刻までのダム貯留量、ダムの $t=0$ における空虚容量(待期容量)を V_c とすれば、

$$V_s(t) = \int_0^t \{I(t) - O(t)\} dt = \int_0^{t_p} \{I(t) - \alpha I_e(t) - Q_i\} dt + \int_{t_p}^t \{I(t) - \alpha I_e(t_p) - Q_i\} dt \quad \dots (2)$$

いま、

$$\begin{aligned} V_s(t) &= \int_0^t \{I(t) - Q_i\} dt = \int_0^{t_p} I_e(t) dt + \int_{t_p}^t \{I(t) - \alpha I_e(t_p) - Q_i\} dt \quad \dots (3) \\ V_A &= \int_0^{t_p} I_e(t) dt - \int_{t_p}^t I_e(t_p) dt \end{aligned}$$

fig. 3 Aダム自動操作系统図(案)

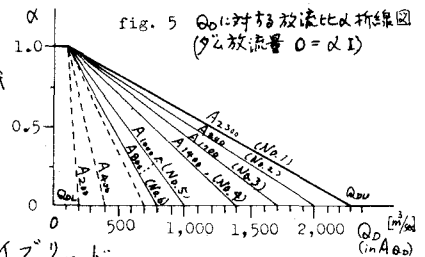
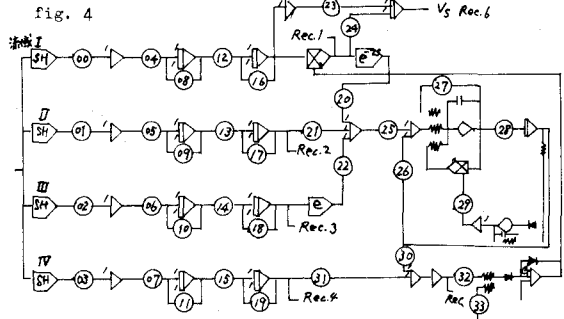


場合ゆえ $\alpha=0$ とする。いま fig. 2 の如き流域における Aダム による D地点防禦の例に適用すれば、fig. 3 に示される自動操作系统図のうちの安全回路の部分(6)式の計算部で、一般の一定率放流方式(市房など)に付加して α の判断回路が組みこまれている。

これは fig. 2 の如く D地点の流域面積が Aダムの α 倍の 4 倍にもなると、上流と下流と各流域別に降雨の構造も異なり、ダム上流側の情報のみで α を定める (1) 方式では必ずしも $Q_D \sim t$ のピーク Q_{pD} を最適にカットすることは期待できない。ここでは (2) 方式が有効である。

(2) 方式: fig. 2 に対する操作系统図は fig. 3 であるが、この右半分が (2) 方式に対する部分である。各流域 (I~IV) の降雨データをロボット雨量計からのデジタルテレメータでハイブリット

Aダム洪水調節流量計算プログラム(本計算に使用)



電算機回路に受信すると、水文
水理モデルによってD地点のハ
イトログラフが計算される。

(この例では降雨流出はユニット
グラフ法、洪水追跡は時間通れ、
マスキング法を用いる)。

この Q_D の関数としてフィードバック
回路を入れて α を決定する方法で
ある。 $\alpha = f(Q_D)$ ……(7)

fig. 4 にこの部分のアナログ電
算機のプログラムが示される。

$$O = \alpha I \text{ ゆえ、 } V_s = \int_0^t (1 - \alpha) I \, dt \quad \dots (8)$$

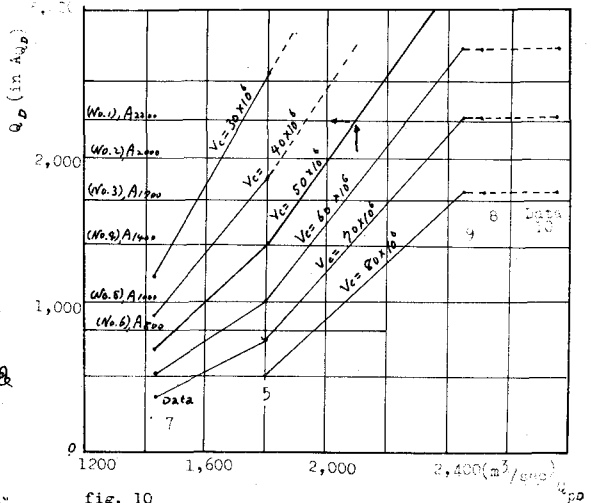
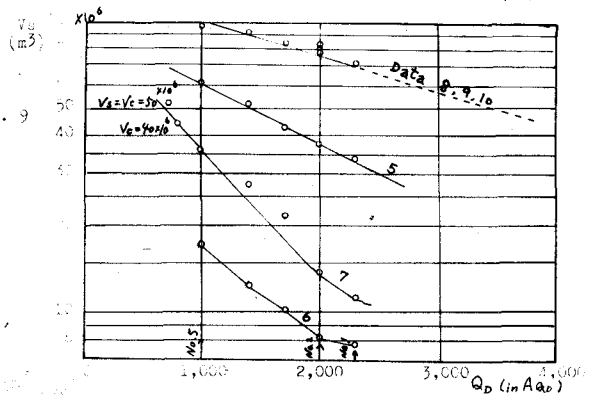
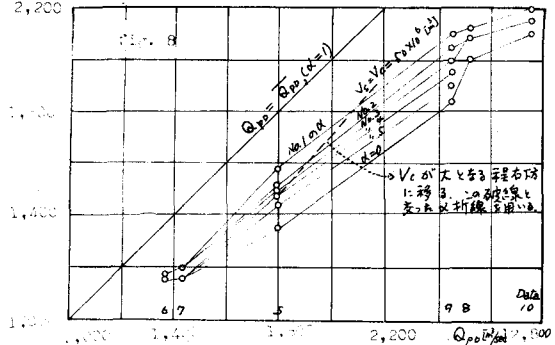
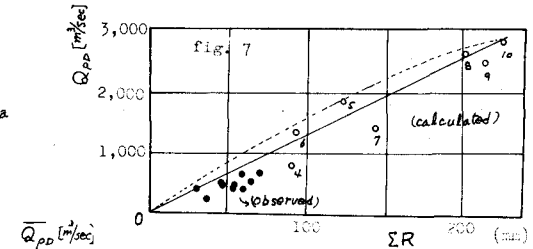
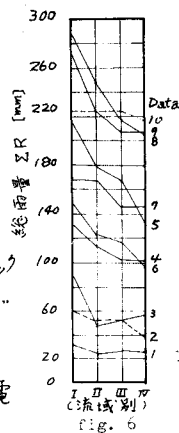
これを洪水が終るまで計算して、(5)式と同様
な条件を与える。 $V_c \geq V_s \quad \dots (9)$

次にここまではピークがすぎても
人工洪水をおこさないという制限をつけ
てみる。 $I \geq 0 \quad \dots (10)$

ここで等号らは(7)式の関数の α の具体化
としては計算の簡単化のため fig. 5 のような
折線群を設定した。fig. 5 は fig. 2 に対する
1例で $Q_{DL}=100 \text{ [m}^3/\text{sec]}$ と $Q_{DU}=2300 \text{ [m}^3/\text{sec]}$ を直
線で結んでいき α 折線A₂₃₀₀(又はNo.1)とし、
以下 $\alpha=0$ になる Q_D を減少して行きA₈₀
(No.1~6) とした。 α 折線の選択はダム
に余裕があれば傾斜この配と急りできる
わけで $V_s < V_c$ の条件の範囲内で最も急
なこの配のものを採ればよい。つまり洪
水ごとにこの折線を使うかと、降雨構造と
それとの V_c によって定めるわけである。
fig. 3 では fig. 4 の部分のほか情報処理
やログ部で計算された結果をゲート操
作の制御信号として扱う部分はディジタル
計算機が受け持つ。ダム直下の放流量に制限
のある場合につけても fig. 4 にコンパレータ
とリレーを付加して計算を行なった。

3 α の決定手法

前節の(2)方式で



実際に操作を行なう場合現時点では α の値まで電算機にまかせる (α の傾斜角を試算的に変えて行く) より、経済的理由から次のような図表による手法が便利である。たとえば fig. 2 の例では予め fig. 6 のように各流域別にパラメータに与え 100 年から 1 年生成確率に亘る 10 段階例をえらび、これに対する Q_{pd} (Q_d のピーク Q) を fig. 7 のように図示しておく。次に fig. 5 の各 α 折線を使って fig. 4 で計算 (主要部分は北大、日立 ALS 2000 フナログ電算機使用) した結果を Q_{pd} と洪水調節後の Q_{pd} の関係として示す (fig. 8)。fig. 8 より $V_s - Q_d$ (in A_{200}) を求めて fig. 9 に図示し、これから容易に Q_d (A_{200} における) と Q_{pd} の関係図 (fig. 10) が得られる。これは fig. 7 で SR より与えられた Q_{pd} の値によってどの α 折線と標するかを定めるのに便利である。fig. 10 は V_c がパラメータとなっている。

4. 計算例 流域面積 1700 km²

の D 地点に対するダム地点のそれは 20% である。fig. 2 に対する計算を行なった結果の一部が fig. 8 に図示されているが、fig. 11 はそのうち雨量 Data 5 (fig. 6) の場合で α 折線は A_{200} (No. 1) (fig. 5) を用いた場合の計算結果の原図を示す。I-t 図、 Q_d -t 図、 α -t 図、 O -t 図、 V_s -t 図は時刻と対応させてある。 Q_d のハイトログラフで Q_{pd} の時刻に相当するヶ処に矢印を付したが、 α はこのとき最小となるか I のピークはこれより大分早い (fig. 6 からダム流域が降雨量大なこととよく対応している) 例ゆえ α の束せられる I の値が低減しているのでは I=0 は最大ではなくおほいさの矢印で示されるようにこれより以前の時刻に最大がましい V_s 曲線の変曲点の矢印と対応することなどが興味をもちける。この領域では fig. 4 は十分実用的なモデルであると認めらる。〔本研究に協力いただいた北海道開発局旭川の各位に感謝し、この一部は文部省科研費(特定研究(奨励))水害軽減等によることを付記する。〕

参考文献] 1) 市房ダムの自動洪水調節装置, (月刊) 日立, 第 26 巻第 8 号, 1964

2) 山岡 勲: 多目的ダムの自動制御について, 土木学会北海道支部講習会テキスト, 昭 43.3

3) 水越三郎: ダムによる洪水処理方式に対する 2, 3 の試案, 土木技術資料, 第 7 巻第 4 号, 土木研, (完全) 1965

4) 山岡 勲, 藤田睦博: 洪水調節ダムの最適操作方式に関する基礎的研究, 第 4 回災害科学シンポジウム論文集, 仙台, 1967

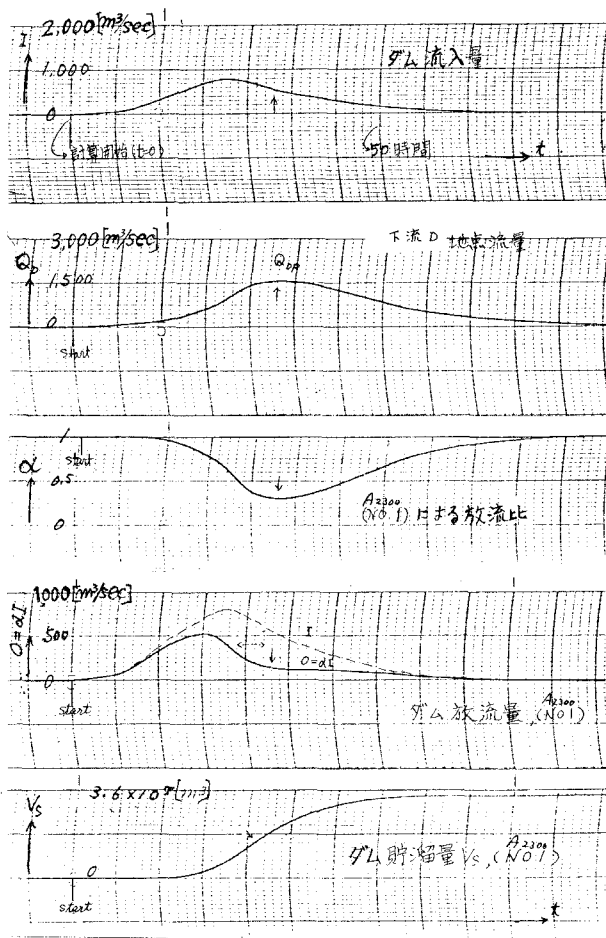


fig. 11 Data 5 雨量ケースによる計算例