

ダム群の最適操作に関する研究 (3)

—特に DP の松原ダムへの適用例について—

金山 和雄*・藤原 輝男*・河野 宣俊**

A Study on Effective Improvement of Water Resources (3)

—Especially on optimal flood control systems
of group of dam reservoirs by DP—

Kazuo-KANAYAMA, Teruo-FUJIWARA and Noritoshi-KOONO

Abstract

The problem securing water resources is nowadays one the most important problems. Therefore, dam reservoirs, having multipurposes which fulfil functions of water improvement and water control, have been constructing in one river system.

Such system will need a method that can get the optimal solutions flood control for any floods logically, universally and rapidly.

In this study, we try to analyze the flux mechanism of MATUBARA, SHIMOUKE DAM basins and KUSU RIVER and the remnant basins at TIKUGO RIVER, and try to discuss the problem of optimal flood control system by Dynamic Programming (DP) method.

1. まえがき

産業の発達, 生活文化の向上が著しい今日, 水資源の確保は重要な課題と言える。また流域の土地利用の高度化が進むにつれて, 出水機構に変化をきたし, 災害の発生例も多く報告されている。この様に水資源の確保と治水と言う両面の目的から, 一河川系に複数個のダムが構築される情勢にある。雨水を効率的に貯留し, かつダム下流域(洪水)および上流域(浸水)での被害を未然に防ぎ, 有効に貯留水を利用する方策の確立が必要である。しかし従来の様に, 各ダム個別に操作を行えば, かえって被害を大きくする事が考えられる。そこで, 一河川系内の各ダム間の有機的な関係を考慮した, ダムの操作が必要とされる。著者らは一河川系に複数個のダムが存在する場合のダム操作を時間的, 空間的に多段階の最適問題としてとらえ, R.

Bellman の提唱した理論を応用した, 高棹の考えに従い, それを現地に適用する事を試みた。対象流域としては, 筑後川上流域の松原, 下釜ダム流域を設定した。実際のダム操作と DP による解との比較検討を行うとともに, 確率降雨を想定し, それによる出水を DP により操作した場合の解の性状について考察し, 興味ある結果を得たのでここに報告する。

2. 対象流域とその出水機構のシュミレーション

2.1 対象流域

Fig. 1 は対象流域とした筑後川上流域を示したものである。この流域には, 図の様に松原, 下釜, 二つのダムが直列に配置されており, 流域を解析の便宜上以下の三地域に分割して解析を進める。

I 流域 下釜ダム流域 185km²

II 流域 松原ダム流域 491km²

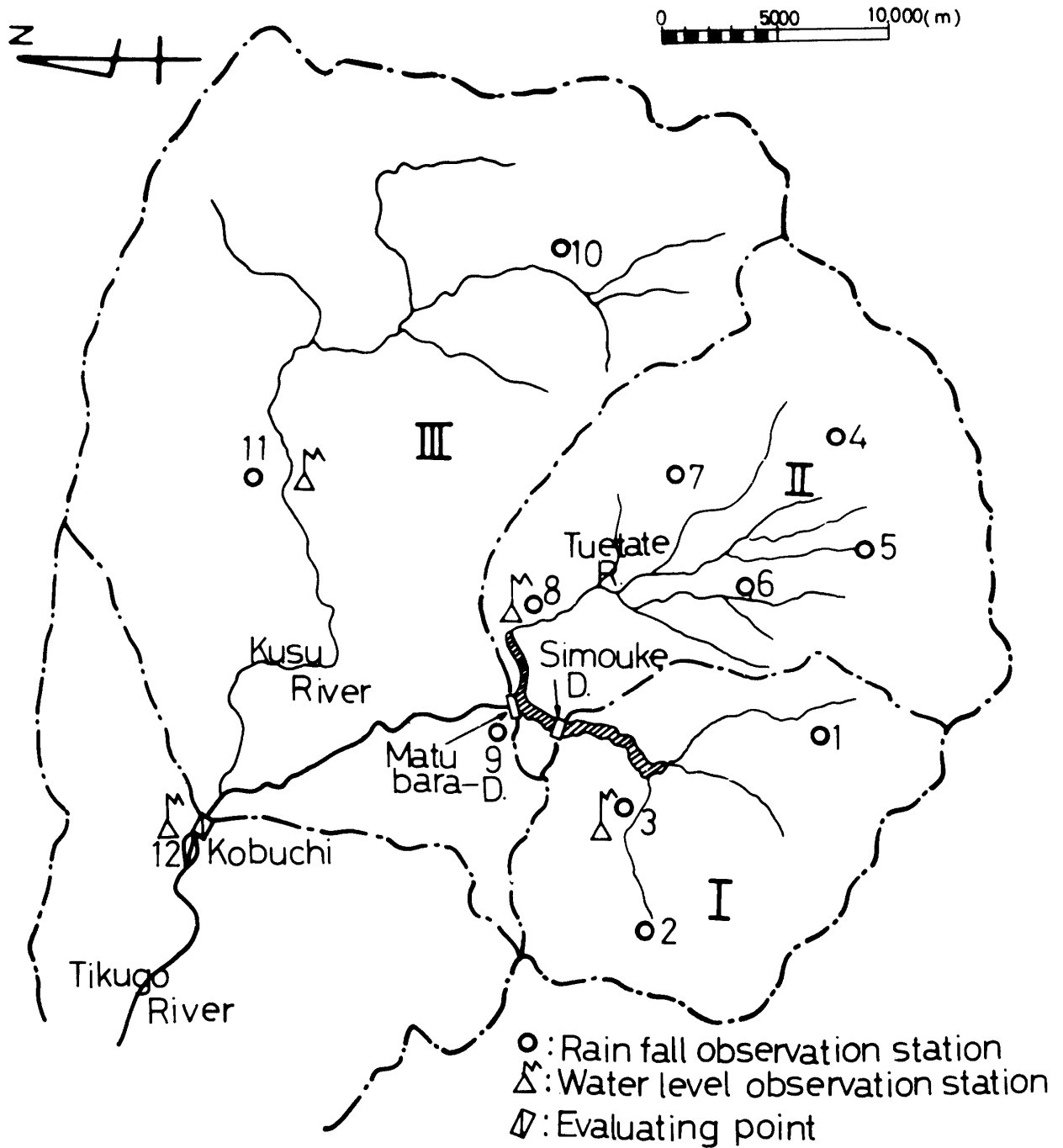
III 流域 松原ダム残流域と玖珠川流域をあわせた流域

雨量観測点は11ヶ所, 水位観測所は松原, 下釜各ダ

* 土木工学科

** 五洋建設

ムサイト, および玖珠川流域の竹中, 大山川, 玖珠川 の合流点である小淵の計4ヶ所である。



1	Kijya	7	Bansei
2	Taio	8	Tuetate
3	Kawabe	9	Matubara
4	Hoshiwa	10	Ukeguchi
5	Kigawa	11	Takenaka
6	Nakahara	12	Kobuchi

Fig. 1 流域概況図

2.2 ダム群

Fig. 1 に示したとおり、対象流域内には松原ダム、下釜ダム、が含まれており、その配置は直列型となっている。これら両ダムは昭和28年6月の出水を対象洪水にとり、長谷における基本高水の最大流量を8,500 m³/sec とし、このうち2,500m³/sec を上流ダム群により調節して、計画高水量を6,000m³/sec とする改修計画に基づいて構築されたものである。下釜ダムにおける洪水調節はコンジットゲート2門により、計画高

水流量1,700m³/sec を350m³/sec に低減して放流し、クレストゲート3門と併せて、異常洪水流量2,040 m³/sec に対しても放流可能となっている。松原ダムについては、下釜からの放流量および杖立川流域からの流入量2,770m³/sec をコンジットゲート3門により1,100m³/sec に調節し、クレストゲート4門と併せて、異常洪水4,560m³/sec の放流が可能とされている。以上の様に治水を主としているが、発電も行う、多目的ダムである。両ダムの諸元は Table. 1 に示す。

Table.1 Character of the Basin and the Dams

Factor	Basin	Simouke Dam Basin (I)	Matubara D. Basin (II)	Kusu River Basin (III)
Catchment Area (km ²)		185.0	491.0	747.0
Total Tank Storage (m ³)		59,300,000	54,600,000	—
Effective Tank Storage (m ²)		52,300,000	47,100,000	—
Canal Distance (km)		—	—	16.0
Slope of canal		—	—	1/135
Mannings Coefficient		—	—	0.038

2.3 各流域の流出シュミレーション

Fig. 2, 3 は流域 I, II の流出特性をタンクモデルによりシュミレートしたものの一部である。各図中には各流域のタンクモデルを併記した。これによると、各流域の流出特性を比較的良く表現している事が推察される。

次に III 流域の流出特性のシュミレートに際しては、

人工的な松原ダムからの放流量が上積みされているため、これを除去したハイドログラフによりタンクモデルを決定する必要がある。そこで放流量の追跡として、逐次近似計算法を用いた。Fig. 4 はこれによる計算結果と放流量を含んだハイドログラフを対比したものである、図中には不定流計算に用いた運動方程式と、連続の式を併記した。松原ダムからの放流量のピーク減衰は小さく、到達時間はほぼ2時間と推察される。

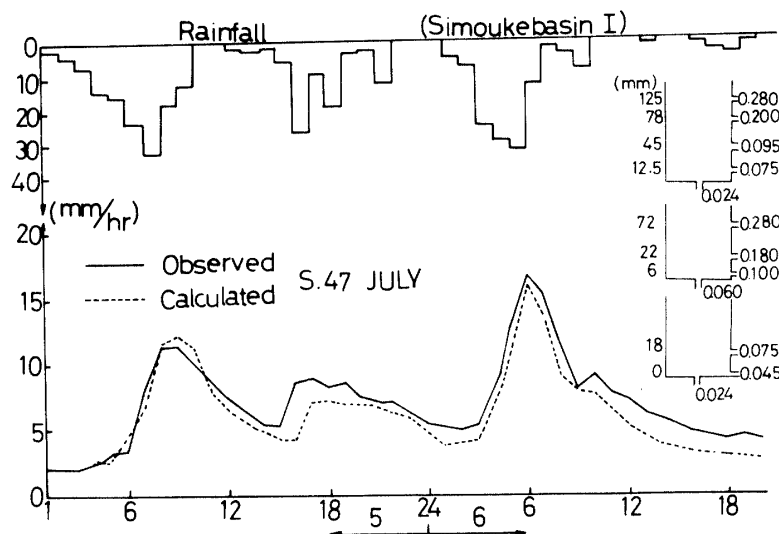


Fig. 2 Comparison with observed and calculated river discharge.

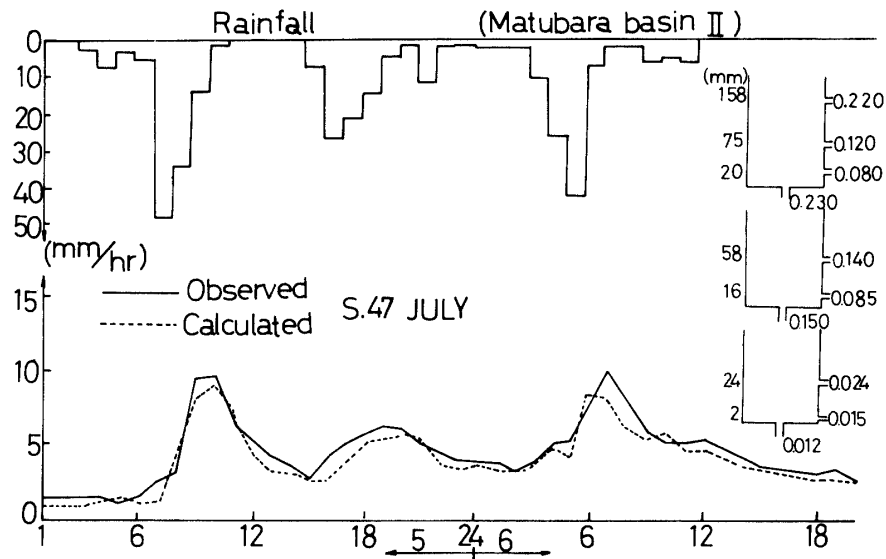


Fig. 3 Comparison with observed and calculated river discharge

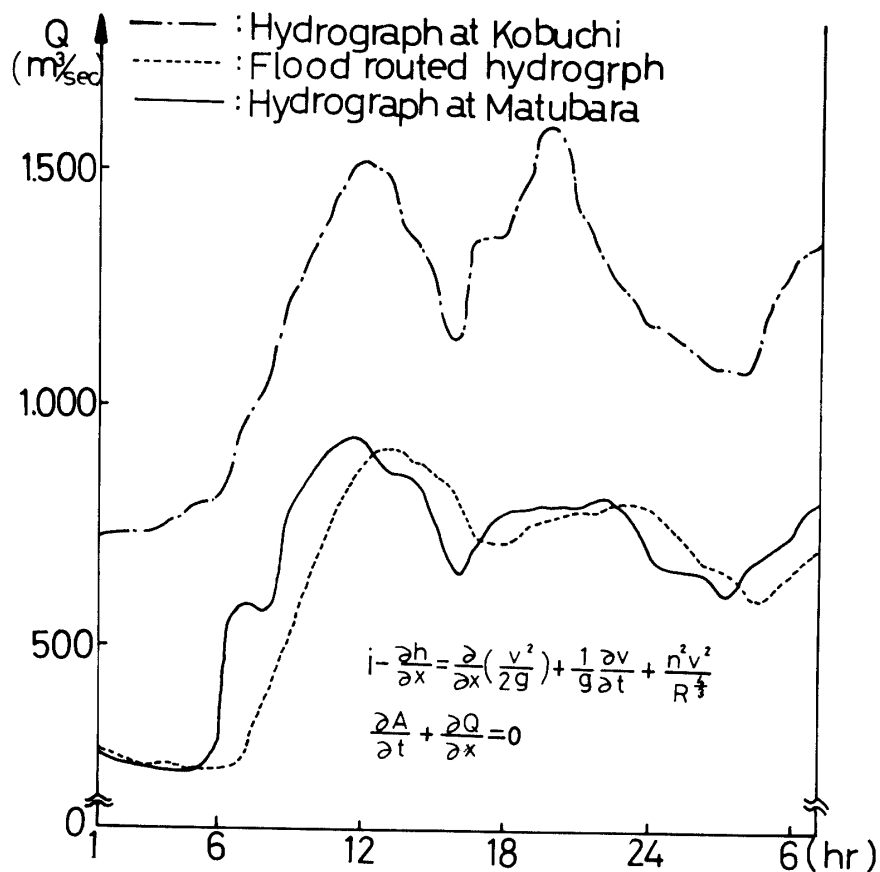


Fig. 4 Hydrographs at Kobuchi and Matubara dam B

また放流量を含むハイドログラフと上記の法による放流量のみによるハイドログラフとの間で、非常に形状が似ている事がうかがえる。この事は松原ダムからの放流量が、評価地点である小淵の洪水量に大きな影響をもっている事が言えよう。松原ダムの操作の是非

が直接小淵の洪水に対する危険度を左右するものと言えよう。

Fig. 5は、松原ダムからの放流量を差し引いた、小淵のハイドログラフより、数回の試算の結果得たタンクモデルにより推算したハイドログラフを示したもの

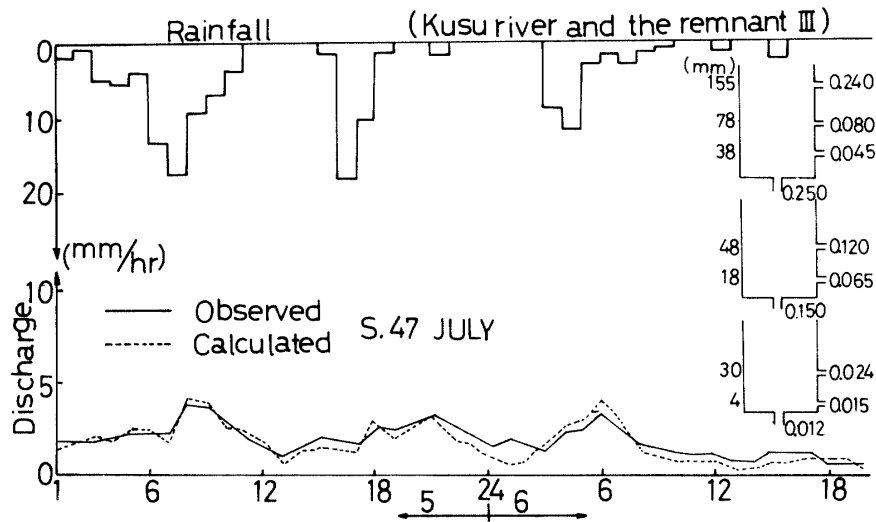


Fig. 5 Comparison with observed and calculated river discharge

である。図中にはタンクモデルと、実測のヒドログラフを併記した。以上示したⅠ、Ⅱ、Ⅲ、各流域のタンクモデルによれば、かなり精度良く、各地点のヒドログラフの予測が可能と言える。よって後述する各

Table.2 Annual maximum of 2 days rainfall-frequency at the basins.

Recurrence Interval	Matubara Basin (Ⅱ)	Simouke Basin (Ⅰ)
100 (NEN)	620(mm/2days)	640(mm/2days)
150 (NEN)	660(")	700(")
200 (NEN)	600(")	740(")

確率年の降雨を想定した場合の、下笠、松原両ダムへの流入量、および評価地点小淵における松原ダムからの放流量を除去した洪水流量が推定できよう。

Table. 2はハーゼンプロット法により求められた下笠、松原、両ダムの100年、150年、200年確率の2日間降雨量である。これを対象流域の既応の降雨パターンにより、時間配分すると、各ダム流域に対して、Fig. 6に示す Model hyetographが得られる。ここに降雨を時間配分するにあたっては、3点移動平均法を用いた。Fig. 6に示す、降雨をタンクモデルの入力とすれば、各確率年降雨による流出量が推算できる。尚、松原ダム残流域、玖珠川流域に対しては、松原ダム流域のハイトグラフを用いている。

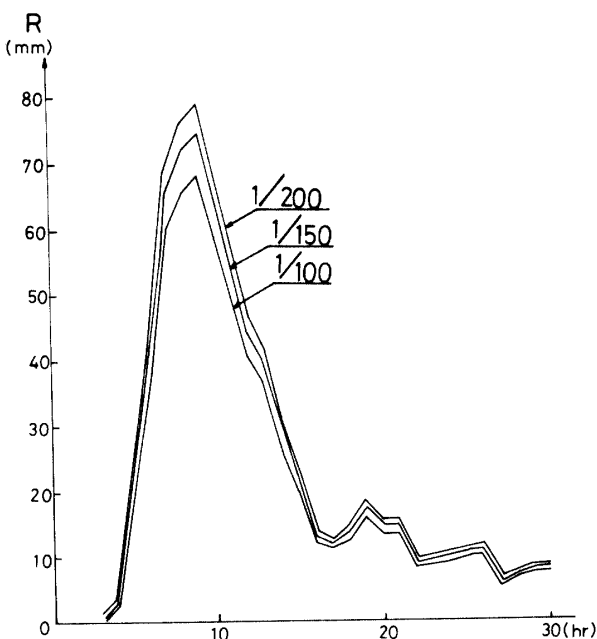


Fig. 6 Model hyetograph at Simouke

3. Dynamic Programming のダム群への適用

3.1 DP 手法の原理

DPは、ある目的関数を最大または最小ならしめる最適問題の手法であり、ある系の状態を変化させる決定(制御)の選択が多段階にわたって行なわれる多段階決定過程の解法として1950年 R. Bellman により開発されたものである。これは最適性の原理にもとづくものであり、これの数学的記述は以下の様に示されている。

一般に制御系を構成する変数としては、次の4ヶが考えられる。(i)制御変数、(ii)状態変数、(iii)合成変数、(iv)外乱の4ヶである。ここに(i)はプロセスを制御または監督する操作変数、(ii)は任意の時刻におけるプロセスの状態を測定記述するに役立つ変数、(iii)は制御系の動作の質を指示し、測定するに用いられる変数、(iv)は

制御できない環境変数である。最適制御の一般問題は外乱とパラメータ変動によって生ずる系の動揺に打ち勝って合成変数（あるいは制御系の動作評価関数）を最適値に保持する方法を見出す事にある。

系の状態変数を $x(t)$ 、制御変数を $y(t)$ 、外乱を $z(t)$ 、とすれば、系の性状を表現する基本式は次式で与えられる。ここに t は時間を示す。

$$dx/dt = G(x, y, z) \quad (1)$$

この時の、各時点での制御系に課された拘束条件

$$g(y) \leq 0 \quad (2)$$

のもとで、初期状態 $x(0) = c$ として動作評価関数（目的関数）

$$J(y) = \int_0^T F(x, y, z) dt \quad (3)$$

を最大、あるいは最小に保持する制御変数 $y(t)$ ($0 < t < T$) の系列を決定する事が、最適制御の問題である。

3.2 ダム群による最適洪水調節への DP の適用

3.1 で述べた理論をダム数 N 個、評価地点 m 個を有する流域に適用すると以下の様になる。DP 理論における各変数とダム群による洪水制御系の変数との関係は次の様になる。

制御変数…各ダムからの放流量 O_k ($k=1, 2, \dots, N$)

状態変数…各ダムの貯水量 S_k ($k=1, 2, \dots, N$)

合成変数…各評価地点の通過流量 Q_i ($i=1, \dots, m$)

外 乱…各ダムへの流入量 I_k ($k=1, 2, \dots, N$)

および残流域流量 q_j ($j=1, 2, \dots, n$)

以上の変数により形成される制御系の性状を表現する基本式は各ダムにおいて成立する連続式

$$dS_k/dt = I_k - O_k \quad (k=1, 2, \dots, N) \quad (4)$$

であり、拘束条件としては、各時点における放流能力の制限である次式が考えられる。

$$O_k \leq g_k(S_k) \quad (k=1, 2, \dots, N) \quad (5)$$

ここに g_k は各ダムの放流能力を示す関数であり、貯水量の関数として表示できる。また各ダムの初期貯水量（あるいは最終貯水量）を

$$S_{k0} = C_k' \quad (\text{あるいは } S_{k0} = C_k) \quad (6)$$

として

$$\text{目的関数 } J(O) = \int_0^T F(Q_1, Q_2, \dots, Q_m) dt \quad (7)$$

を最小とする放流量系列 $O = \{O_1, O_2, \dots, O_N\}$ を決定するのが最適洪水制御の問題となる。

これを解くにあたり、各ダムに共通な制御時間を T 等分し、任意の時間 t ($t=1, 2, \dots, T$) におけるダム k ($k=1, 2, \dots, N$) の流入量、放流量をそれぞれ $I_k(t)$ 、 $O_k(t)$ とし、さらに貯水量を $S_k(t)$ として、前述の各式を離散的表現に改めると以下となる。

(4)式より

$$S_k(t+1) = S_k(t) + I_k(t) - O_k(t) \quad (8)$$

拘束条件は

$$O_k(t+1) \leq g_k(S_k(t) + I_k(t)) \quad (9)$$

となる。さらに初期状態としては、式(6)より

$$S_k(T+1) = C_k \quad (10)$$

を得る。ここに C_k は各ダムの有効貯水容量を与える。つぎに目的関数についてであるが、式(7)における F を次の様に定義する。

$$F(Q_1, Q_2, \dots, Q_i, \dots, Q_m) = \sum_{i=1}^m D_i(Q_i(t)) \quad (11)$$

ここに D_i は評価地点 i の期間 t における制御の結果、生ずる通過流量 $Q_i(t)$ による被害および危険度を示すものとする。すると式(7)は次式となる。

$$J(O) = \sum_{t=1}^T \sum_{i=1}^m D_i(Q_i(t)) \quad (12)$$

J を最小とする放流量系列を得るためには、ダム放流量とダムい残流域流量の合流量である $Q_i(t)$ を各成分に分離しなければならない。そのために残流域流量による評価地点の流量増は支川流入量の型をとる。さらに、洪水の流下合流機構は線形とすれば、 $Q_i(t)$ は次式で与えられる。

$$Q_i(t) = \sum_{(R)1} O_k(t) + \sum_{(j)} q_j(t) \quad (i=1, 2, \dots, m) \quad (13)$$

ただし、時間座標は最下流の評価地点を基準として、共通の時間座標を用いる事とする。DP は制御終了時の状態を(10)式で定義した様に、後進型の計算となる。そこで最終期間 T から任意の期間までの最適方策による目的関数の最小値を $f_i(S_1, S_2, \dots, S_N)$ とすれば、最適性の原理により式(12)より次式が得られる。

$$f_i = (S_1, S_2, \dots, S_R, \dots, S_N) = O \leq \sum_{(R=1, 2, \dots, N)}^{min} S_R \leq V_R$$

$$\left\{ \sum_{i=1}^m D_i(Q_i(t)) + f_{i+1}(S_1, S_2, \dots, S_R, \dots, S_N) \right\} \quad (14)$$

さらに式(13)および f_{i+1} が $(t+1)$ 期間の各ダム貯水量

の関数である事を考慮すれば、式(8)より、式(14)は以下の様に書ける。

$$f_i(S_1, S_2, \dots, S_R, \dots, S_N) = O \leq S_R \leq V_R \left[\sum_{i=1}^m D_i \left(\sum_{(R)i} O_R(t) + \sum_{(j)i} q_j(t) \right) + f_{i+1} \{ S_1(t) + I_1(t) - O_1(t), S_2(t) + I_2(t) - O_2(t), \dots, S_N(t) + I_N(t) - O_N(t) \} \right] \quad (15)$$

一方、制御終了時の目的関数値は式(8), (10), および式(12), (13)より次式で与えられる。

$$f_T(S_1, S_2, \dots, S_R, \dots, S_N) = \sum_{i=1}^m D_i \left(\sum_{(k)i} (S_R(T) + I_R(T) - C_R) + \sum_{(j)i} q_j(T) \right) \quad (16)$$

式(15), (16)がダム群による洪水制御系におけるDPの定式化であり、ダム流域およびダム残流域よりの流出量が与えられれば、上の2式より、ダム数 N , 評価地点数 m なる流域における最適放流量系列が求められる。

3.3 評価地点および評価関数

評価地点の設定の仕方は、洪水調節の目的と直接関係するものであり、対象水系内において人間社会への被害を最少限にとどめると言う考えに基礎をおくものである。この意味から破堤、はん濫の防止を洪水調節の目的とし、要防御区域のすべてに破堤、はん濫を起させないと言う立場をとる。大きな流量増をもたらす支川が流入していなければ、河道区分を代表する一点を評価地点とすれば良いと考えられている。

次に評価関数であるが、これの設定においては、河川構造物の機能および強度と、洪水の加害要因との関係が明らかにされる必要があるが、現在一般に洪水の加害力は最大流量の大きさ、許容流量以上の流量の継続時間、そして、流量増加率の大小と大きく関係していると考えられている。これらの事を考慮して、ある流量による評価関数の増加率はその時の流量に比例すると考えれば次式を得る。

$$\frac{dD(Q)}{dQ} = a'Q \quad (17)$$

これを $D(0)=0$ として解けば、評価関数に対して次式を得る。

$$D(Q) = aQ^2 \quad (18)$$

ここに a は被害、危険度への変換定数である、この他にも、許容流量等を用いた種々の関数型が示されている。

3.4 対象流域 ($N=2, m=1$) へのDPの適用

Fig. 7は、対象流域を模式化したものである。この様にダム数2個で、その配置は直列型をとり、評価地点は松原ダム下流16kmに位置する、日田市の上流部小淵に設定した。支川流入としては珍珠川があり、ダムへの流入量は、下釜ダムへは津江川、川原川、松原ダムへは杖立川によるものが主である。この流域においてDPを定式化すれば式(15), (16)より次式が得られる $I_2(t) = O_1(t) + q_1(t)$ を考慮すれば

$$f_i(S_1, S_2) = O \leq S_1 \leq V_1 \{ D_1(O_2(t) + q_2(t)) + f_{i+1}(S_1(t) + I_1(t) - O_1(t), S_2(t) + O_1(t) + q_1(t) - O_2(t)) \} \quad (19)$$

$$f_T(S_1, S_2) = D_1(S_2(T) + O_1(T) + q_1(T) - C_2 + q_2(T)) \quad (20)$$

となる。

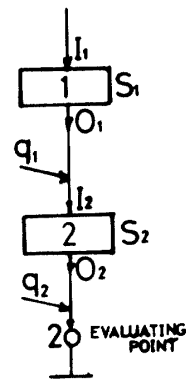


Fig. 7 Designation of the Series types of flood control system having two dams

式(19), (20)の計算において、各ダムへの流入量、残流域流量が必要であるが、これらについては前章において述べた。

4. 数値解析とその結果の考察

4.1 計算条件

各ダム流入量、およびダムからの放流量、残流域流量各ダムの貯水量など、すべて共通の単位に換算して計算を行った。この計算においては、5,230万 m^3 の下釜ダム有効貯水容量を49等分した107万 m^3 を1単位とし

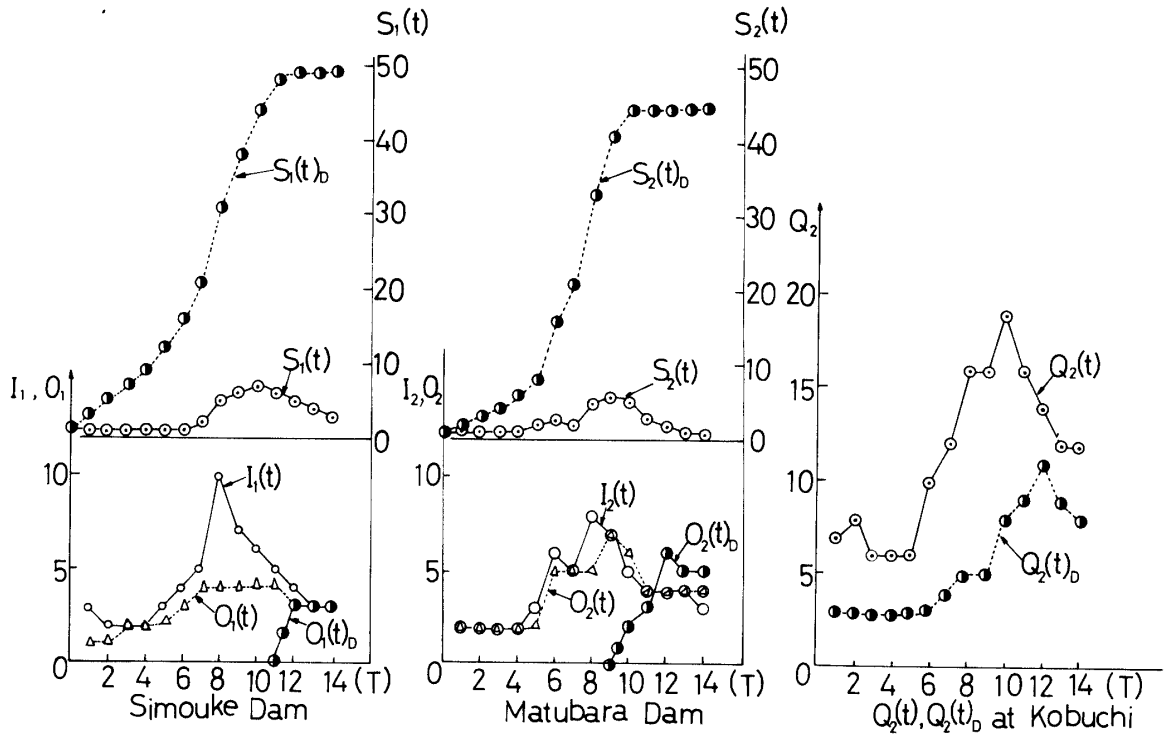


Fig. 8 Result of flood control by Dynamic Programming

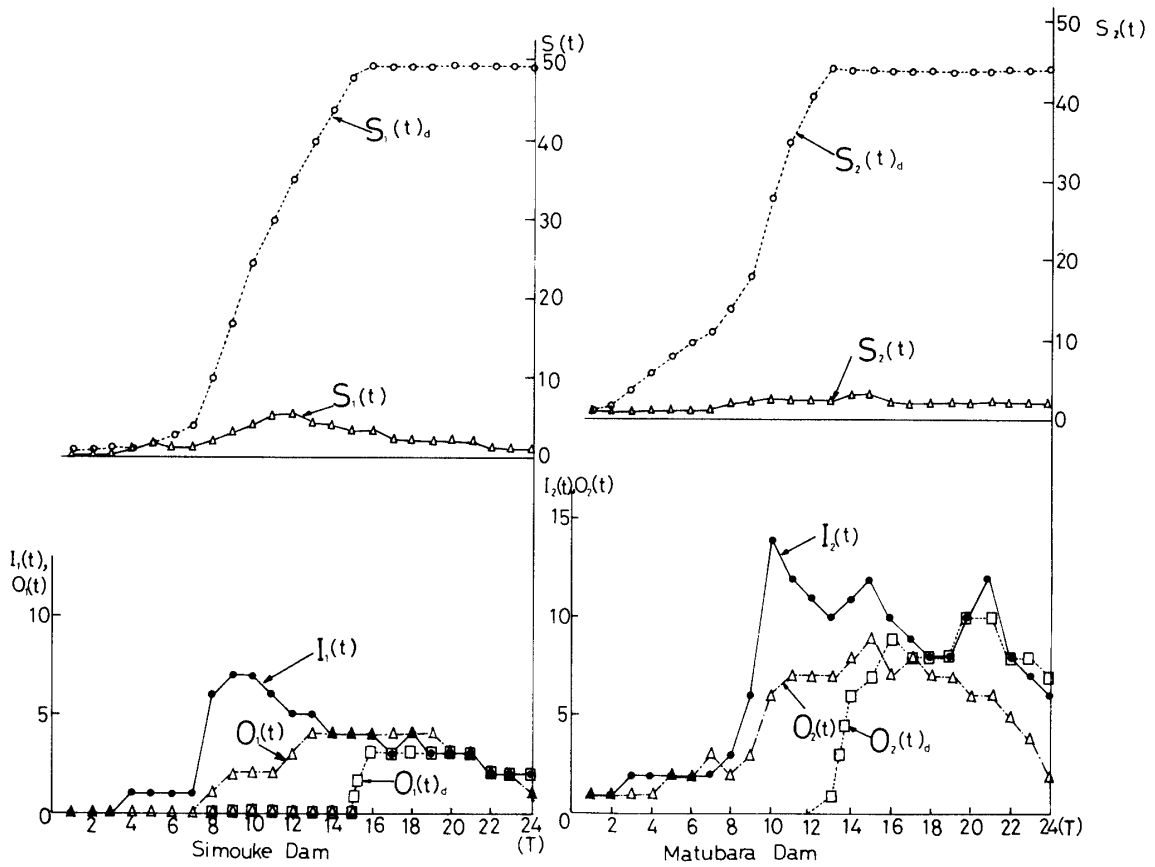


Fig. 9 Result of flood control by Dynamic Programming

て、すべてを換算して計算を行った。これによると有効貯水容量は下釜ダムで49単位、松原ダムで44単位となった。

洪水制御時間の一単位は2時間とし、制御終了時は満水で終る様に $C_1=49$, $C_2=49$ として行った。

評価関数としては式(8)において $a=1/100$ として行った。以上において離散区間が粗くなり、1単位流量が非常に大きくなり、現実性が少なくなったが、計算機の能力に関係する事であり、今後の問題の一つである。

4.2 計算結果とその考察

Fig. 8, 9はそれぞれS49年7月17日～7月18日、S46年8月5日～8月6日に発生した洪水について、DPにより解析した結果と既往の操作を比較し、かつ評価地点流量の平滑化を試みたものである。

(i) DP操作と既往操作との対比

上記の3洪水に対するDPの解を見ると、初期貯水量を既往の操作時の値にとった場合、下釜、松原ダムともに満水になるまで一方的に貯留し、その後、放流する解を与え、評価地点流量も平滑化が見られる。

またピークの位置は制御期間の終りになっていて、不定率方式となっている。また初期貯水量を $S_1=S_2=40$ 単位としても評価地点流量は計画高水流量より小さく抑えられており、かつ洪水終了時にはダムは満水の状態を保持している。DPの計算結果に従えば、初期貯水量のうわのせが可能と考えられる。ただし、単独の洪水としての計算結果である事を考えれば、上述の結論に若干の余裕を見込む必要があろう。これの量的評価のためには雨量の絶対量予測が必要とされる。しかし現時点での複数個のダムについて、相互の関連を考慮しての操作の一手法としてのDP解析は、従来の単独ダム操作の様に経験にたよる手法に対して多くの指摘を与えるものと考えられる。特に広流域を有するダムの場合は降雨と流出のピークの時間遅れを考慮して、従来の紙型方式から適応制御方式へのダム操作の改善が可能と言えよう。

5. 結 論

水資源の確保と土地利用の高度化による洪水の増加により洪水制御の必要性がさげばれ、一河川系に複数にわたって多目的ダムが建設されるようになってきた。本論文ではダム相互間の関係を有機的にとらえ、下流域の安全性等を考慮した統合操作へのアプローチとしてDP手法により解析して次の様な結論を得た。

1) 対象となった松原下釜両ダムのDPによる放流量系列は最大限にダムの貯水効果を発揮させかつ評価地点を安全に操作する。

2) DPによる放流方式は不定率調節である。

3) Fig. 7に示す形式の定式化は必ずしも2次元でなく評価関数は $O_2(t)$ が大きく影響しており $O_1(t)$ はその変動域を規定したにすぎず一次元への節減化が可能でありかなりの自由度をもった解ということになる。

4) 途中で調節不可能な支川が流入する評価地点配置の場合は、評価関数の相対的大小関係を決定する必要がある、その方法は試算によるしかないと推察できる。

5) 既往の洪水操作は初期貯水容量をかなり上のせできる可能性を有している。

6) タンクモデルを利用することにより時間遅れの比較的大きな流域に対しても適応制御方式への可能性を得た。

この解析にあたって

必要な水文資料を度々快く提供して戴き、貴重な御助言を賜った、九州地方建設局松原ダム管理事務所々長三浦三郎氏に深く感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 石原藤次郎・本間 仁：応用水理学下Ⅱ（丸善出版）p. 56～p.72 1971. 3.
- 2) 竹内邦良：貯水量の累加損失係数を用いた貯水池群の最適操作手法（土木学会論文報告集 No.222）1974. 2.
- 3) 高棹琢馬・瀬能邦雄：ダム群の洪水調節に関する研究(1)（京都大学防災研究所年報13号B）p.83～p.103, 1970. 3.
- 4) 金山和雄・寺田 徹：山口大学工学部研究報告 26, 55, (1975)
- 5) 建設省水文研究会編：流出計算例題集 2, (アテネ出版) (1971)
- 6) 池淵周一高棹琢馬：土木学会論 57, 77 (1972)
- 7) 菅原正己：流出解析法, 共立出版 (1972)
- 8) 日野幹雄・石川和秀：土木学会論文報告集 No.236 (1975)
- 9) 佐藤清一：技術者のための水理学, 森地出版 (1973) p. 258
- 10) 木下武雄：1968年度水工学に関する夏期研修会講義集B 河川コース（土木学会水理委員会編）1968. 8.
- 11) 土木学会編：コンピュータによる数値解析/流体解析編, サイエンス社 (1974) p. 36
- 12) 高棹琢馬：土木学会論文報告集, No. 241 (1975)
- 13) 岩井重久・石黒政儀：応用水文統計学, 森北出版 (1970) p. 256

(昭和51年10月15日受理)