

ダム群の実時間洪水制御に関する研究

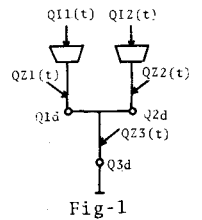
京都大学工学部 正員 高橋琢馬
 京都大学工学部 正員 小沢利治
 近畿日本鉄道 正員 北沢雅文
 京都大学大学院 学生員 石川進

1). はしかき 本研究は、出水時における流域の被害と軽減するため、最近の水文情報収集の速度と精度の向上、また降雨予測法、シミュレート技術等の進歩を最大限に生かした適応制御方式を提案し、その適用結果に考察を加えるものである。また、本方式に用いる操作方法として、PEAK-CUT (P.C.)方式と呼ぶ、合理的かつ実用的な方式を提案する。

2). 制御目的と PEAK-CUT 方式 ダム貯水池による洪水調節の目的は、各評価地点におけるピーク流量を可能な限り小さくすることと定義でき、次式のように表現できる。

$$K = \max (Q_{ip} / Q_{id}) \rightarrow \min \quad (i=1, 2, \dots, n) \quad \text{--- (1)}$$

ここに、 Q_{id} は各評価地点 ($i=1, 2, \dots, n$)における許容流量、 Q_{ip} は制御後のピーク流量である。この目的を満たす放流量系列は、従来より定式化されているD.P.によって求めることができる。しかし、D.P.は、大規模なシステムに対しては、計算機の使用上、計算時間・次元数の問題が生じ、即時的な判断を要する治水においてはやや実用性に欠ける。そうした問題に対処する一つの解法としてここにP.C.方式を提案する。この手法を(図-1)に示した並列型貯水池(P型)を例に説明すると以下のようになる。まず(1)式の K の初期値を定め、その値に対応した各評価地点のピークカットが下式の制約条件のもとで可能であるかを調べる。(図-2参照)



$$H1 = Q_{id} \cdot K \geq \max (QZ1(t)) \quad H2 = Q_{id} \cdot K \geq \max (QZ2(t)) \quad H3 = Q_{id} \cdot K \geq \max (QZ3(t))$$

$$C1(t) = \max (QI1(t) + QZ1(t) - H1, 0) \quad C2(t) = \max (QI2(t) + QZ2(t) - H2, 0)$$

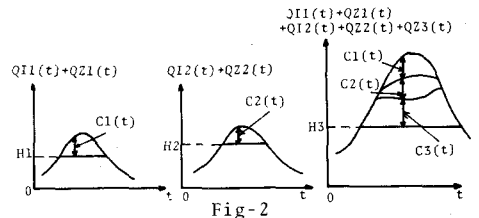
$$C3(t) = \max (QI1(t) + QI2(t) + QI3(t) + QZ1(t) + QZ2(t) + QZ3(t) - C1(t) - C2(t) - H3, 0)$$

$$\int_0^T C1(t) dt \leq V1 \quad \int_0^T C2(t) dt \leq V2 \quad \int_0^T (C1(t) + C2(t) + C3(t)) dt \leq V1 + V2$$

$$C3(t) = C D1(t) + C D2(t) \quad \text{--- (2)}$$

$$C1(t) + C D1(t) \leq QI1(t) \quad C2(t) + C D2(t) \leq QI2(t) \quad \int_0^T (C1(t) + C2(t)) dt \leq V1$$

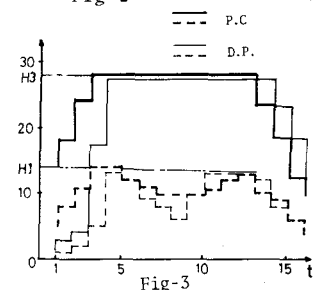
$$\int_0^T (C2(t) + C D2(t)) dt \leq V2 \quad \text{ここに } T: \text{制御終了時刻}$$



なお、(2)式の $C3(t)$ と 1, 2 号ダムに貯留する量 $C D1(t)$ と $C D2(t)$ に分割する基準としては下式を用いる。

$$\frac{V1 - (\int_0^T C1(t) dt + \int_0^T C D1(t) dt)}{V1 + V2 - \{ \int_0^T (C1(t) + C D2(t)) dt + \int_0^T (C D1(t) + C D2(t)) dt + \int_0^T C3(t) dt \}} = \frac{\int_0^T (QI1(t) - C1(t)) dt}{\int_0^T (QI1(t) - C1(t) + QI2(t) - C2(t)) dt} \quad (3)$$

(3)式は貯水池の空容量の比と将来の流入量の和の比に等しくすることにより、OVER-FLOWの危険を避けようとするものである。上記の制約条件が満足されなくなると K の値を順次下げ、その限界値として最適な K の値を求めることができる。直列型貯



水池(S型)の場合も同様の考え方で解を求めることができる。
また、多ダム多評価地点系に対しては、基本型であるP型、
S型に分割し、両型とフィードバックさせることにより解く
ことが可能である。(図-3)はP.C.とD.P.による制御結果であり、

	計算時間	次元数	ピーク流量 継続時間
P-Type	1/35	1/7	13/14
S-Type	1/170	1/7	11/10

Table-1 P.C/D.P

(表-1)には両解法の比較を行なったが、計算時間の大半は短縮、次元数の減少という点で、P.C.の有効性が示され、

3). 適応制御方式 台風起因する洪水に対して時々刻々入るされる観測データを最大限に生かし、また降雨予測・流出解析による流出量の推定・シミュレート手法を導入した適応制御方式について述べる。また本方式を木津川流域に適用し、その結果について考察する。まず降雨予測は、望月が示した過去の統計資料をもとにして行なう。すなわち、台風の位置により、その速度・各地点の降雨強度が平均値として求められているので、台風の進路が求まると各制御時刻ごとに求まる下式の係数を平均値に乗ずることにより、予想降雨を求めることができる。

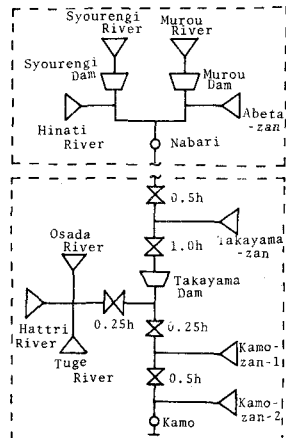


Fig-4

$\alpha = \text{観測降雨の和} / \text{平均場における降雨の和} \quad \text{--- (4)}$
(台風の主降雨域では過去3時間の履歴より求める。)

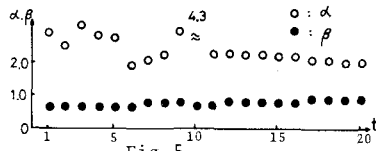


Fig-5

$\beta = \text{台風の平均速度} / \text{平均場における速度} \quad \text{--- (5)}$

この予想降雨に対して流出解析を実施し、将来の流出量と推定し、それに対して制御目的に合致するように洪水調節を実施する。同様の操作と各制御時刻において新しく得られる水文情報とともに繰り返し実施するわけである。なお、流出解析は(図-4)に示した模式図に示した割合関数法を用いて行なう。また放流量系列は(図-4)の点線が示したように流域を分割し、各張と加茂の通過流量が平滑化されるように同じ方式により求める。なお、台風の進路は望月の手法より確率的に推定できる。そこで多数例(100個)の仮想進路と乱数により定め、各進路に対する降雨の平均値と予想降雨として場合の制御を行なった。また将来の進路が確率的にしか表現されていないことから、ダム貯水池のOVER-

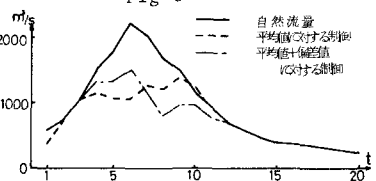


Fig-6

FLOWを避けるという意味で平均値+偏差値を予想降雨として場合においても制御を実施した。(図-5)に木津川流域のメダの時間的变化図を示した。βは時間的にほぼ一定値をとるが、αは変動が大きく、その予測精度の向上が今後の課題となる。(図-6)(図-7)に各張と加茂の通過流量と示した。ピークカットという点で良好な結果が得られている。

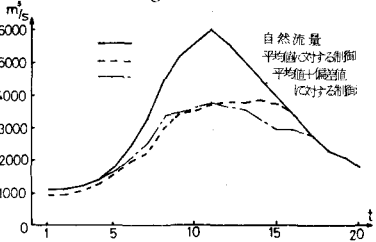


Fig-7

4). 本研究で提案した適応制御方式は、いかなる規模の洪水に対しても同程度の制御効果が期待でき、常に有効であるが、さらに、降雨予測・流出解析等の精度を高めることにより、実時間洪水制御方式を確立していくこと。

参考文献) 1). 望月正夫 淀川の治水計画とシステム工学的研究 昭45年 学位論文