様式８

河川基金助成事業

「流域治水の視点による農業用ため池の運用ルールの提案」

助成番号：2021-5211-015

香川大学創造工学部
教 授　　角道 弘文

２０２１年度

１．はじめに

流域治水[1)、2)]の一環として、ため池の持つ多面的機能の一つである流出低減効果が期待されている。農業用ため池に出水調整機能を期待するためには、ため池本来のかんがい供給との競合をいかに回避するかなど、実管理上の課題をクリアする必要がある。

本研究では、大規模ため池をモデルとし、流出調整を行いうる空き容量の設定を行うとともに同空き容量を活用した運用ルールを開発することを目的とする。具体的には、本来のかんがい供給を過不足なく行うことができ、かつ、ため池管理者である水利組合の管理上の過度な負担とならない空き容量および運用ルールを開発する。

キーワード：流域治水，農業用ため池，空き容量、運用ルール

２．研究方法

2.1 対象ため池

高松市南部を流下する二級河川（R2川）の上流に位置するA池を対象とした。A池は、貯水容量176万m^3、満水面積0.4km^2、集水面積5.3km^2の比較的大規模なため池である。A池余水吐からの越流は、R2川（流域面積11.0km^2、流路長3.04km）を経てR1川（流域面積27.5km^2、流路長6.60km）に流出する（図2.1）。なお、R1川には、香川県によって設置された危機管理型水位計があり、出水時に作動する水位計によって水位がモニタリングされている。

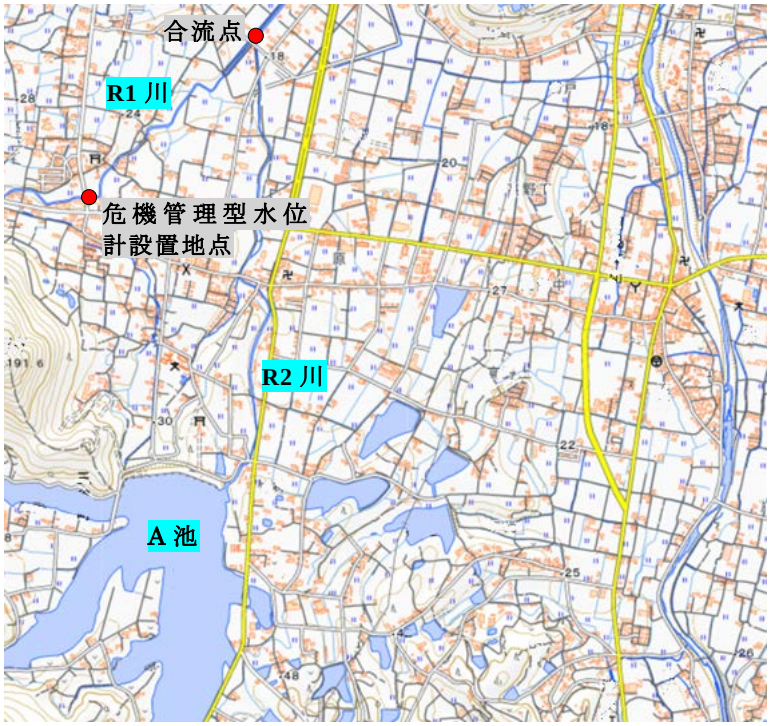

図2.1　対象ため池および関連河川

（国土地理院地図をもとに作成）

2.2 空き容量の設定

2.2.1 要貯水量の計算と必要なデータ

計算対象年として、1985年～2020年のうちデータ欠損がみられた1990、2015、2016年を除く23年間とし、各年の要貯水量 *S(t)*を日単位で求めた。要貯水量とは、各年のかんがい期間において第t日以降のかんがい用水として過不足なく供給できる貯水量[3)]をいう。

$$S(t) = S(t+1) - K(t) \tag{2.1}$$

ただし、$S(t) \geqq 0$であり、$S(t) < 0$のとき、$S(t) = 0$

$$K(t) = Q_{in-w}(t) + Q_{in-s}(t) + Q_{in-K}(t) - D_{out}(t) \tag{2.2}$$

ここに、*S(t)*：要貯水量(m^3/d)、*K(t)*：過不足量(m^3/d)、*Qin-w(t)*：ため池集水域からの流入量(m^3/d)、*Qin-s(t)*：ため池水面への流入量(m^3/d)、*Qin-k(t)*：香川用水注水量(m^3/d)、$D_{out}(t)$：かんがい配水量(m^3/d)である。なお、(2.2)式右辺の諸量が必要なデータであり、このうち、*Qin-k(t)*は香川用水土地改良区より取得したものである。

Qin-w(t)、*Qin-s(t)*、$D_{out}(t)$はいずれも実測値等が存在しなかったため、*Qin-w(t)*は、高松市気象台の日降水量をもとに2段タンクモデル（**図2.2**）により推定した。蒸発散量は、同気象台の月平均気温を用いてソーンスウェイト法より可能蒸発散量求め、これに定数（0.7とした）を乗じたものを採用した。*Qin-w(t)*の推定結果（2018年）を**図2.3**に例示する。また、*Qin-s(t)*は日降水量に満水面積を乗じて求め、水面からの蒸発量は無視した。$D_{out}(t)$は、A 池土地改良区より入手した配水計画[4)]および同土地改良区でのヒアリング結果をもとに推定した。

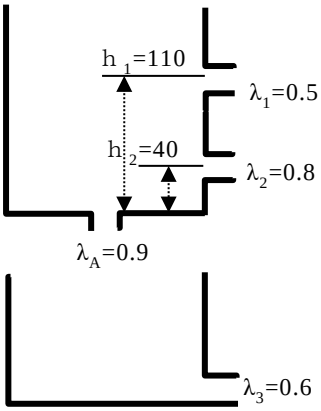

図2.2 タンクモデルのパラメータ

Qin-w(t)、*Qin-s(t)*、$D_{out}(t)$の推定結果の妥当性について検討するため、これらの推定値をもとに求めた貯水量を（2.3）式により、また、実際の貯水量（香川用水土地改良区より取得した貯水位を H-V 曲線で換算したもの）を（2.4）式により求め、両者を比較した。

$$V(t) = V(t-1) + Q_{in-w}(t) + Q_{in-s}(t) + Q_{in-K}(t) - D_{out}(t) \tag{2.3}$$

$$V_H(t) = 18750 \times H(t)^2 - 22153 \times H(t) + 83968 \tag{2.4}$$

ここに、$V_H(t)$：実際の貯水量、*H(t)*：貯水位である。

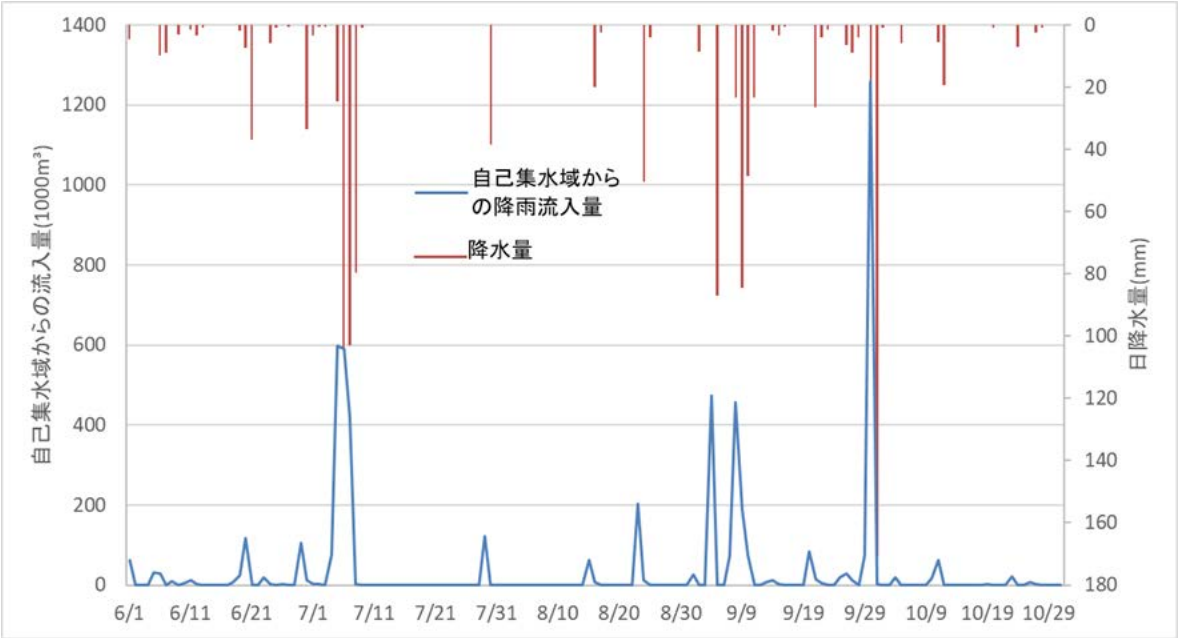

図2.3 集水域からの流入量（2018年）

かんがい期間中の降水量が比較的少なかった1986年、同期間の降水量が比較的多かった2018年の貯水変動の比較を図2.4、2.5に例示する。

両年とも貯水変動は概ね合致していることから、Qin-w(t)、Qin-s(t)、Dout(t)の推定結果は妥当であると考えられる。なお、1986年では8月中旬以降で貯水量に乖離がみられる。この理由として、降水が発生した日において実際の貯水量には殆ど変動がみられないことから、水位計の不調が原因と考えられる。また、2018年7月中旬以降で貯水量に乖離がみられる。同年は西日本豪雨が発生した年であり、土地改良区が貯水位をある程度下げる管理を行った結果であると考えられる。

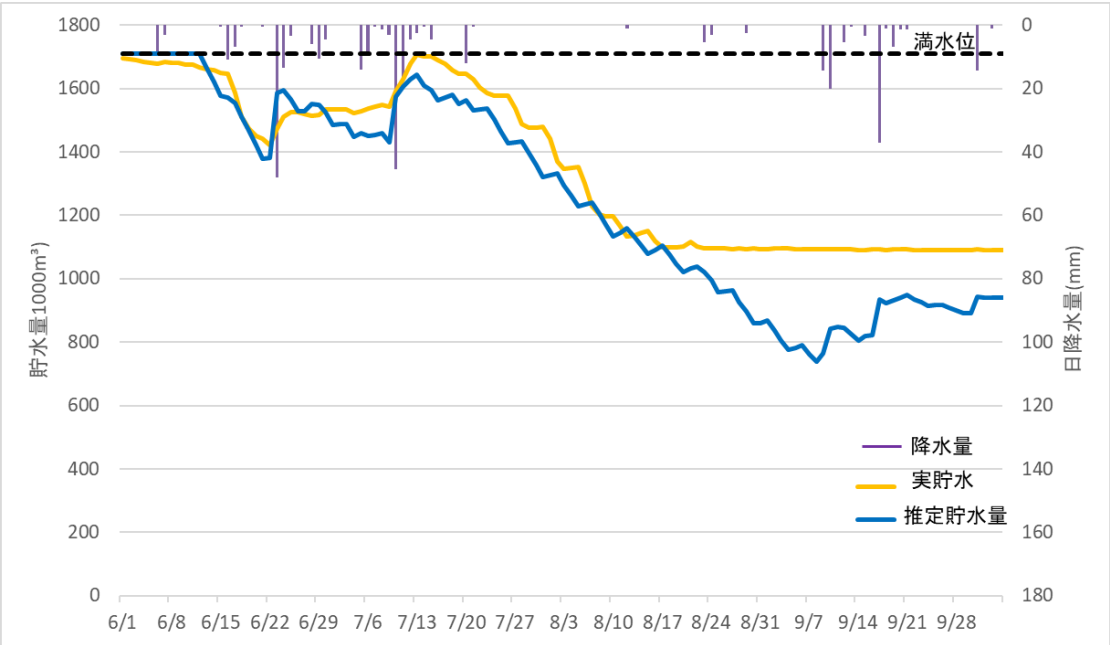

図2.4 貯水変動の比較(1986年)

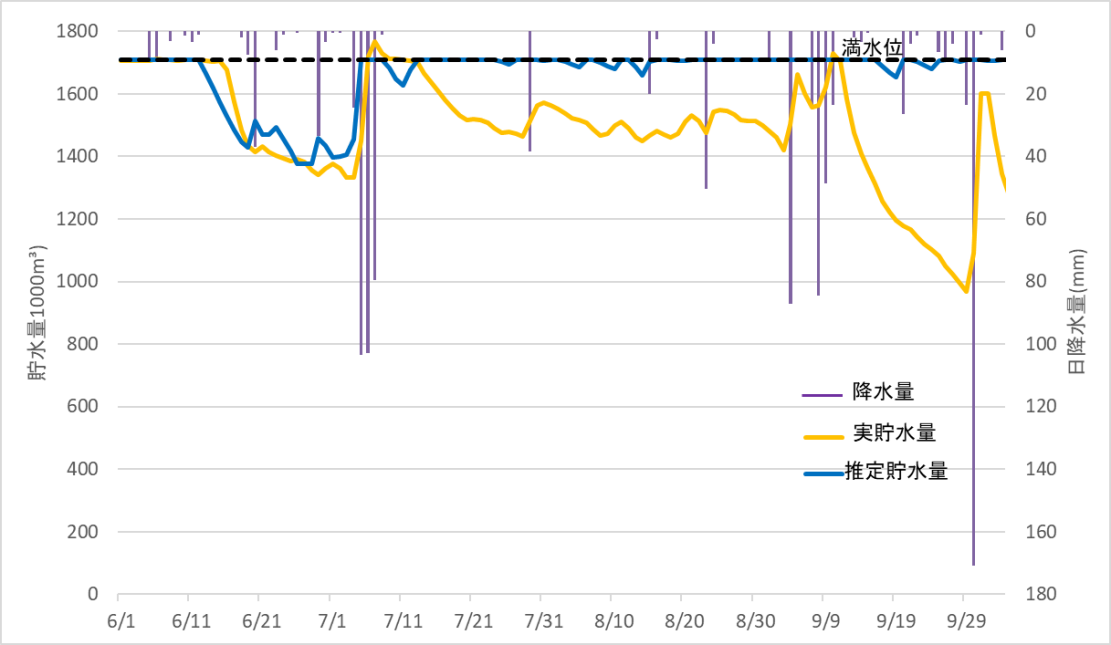

図2.5 貯水変動の比較(2018年)

2.2.2 空き容量の設定

計算対象年の要貯水量の最大値（23か年の第1位）を日ごとに求め、それらをかんがい目的に確保すべき要貯水量の時系列値とした。すなわち、要貯水量を上回る貯水域を、流出調整を可能とする空き容量と考えた。また、実用的な側面から、日ごとの要貯水量を直線近似して得られる運用ラインを設定し、同ラインで区分される空き容量をなるべく確保しながら貯水管理が行えるよう運用ルールを作成した。

2.3 河川流量の推定

2.3.1 R1川の流出モデル

先述のとおり、R1川には香川県によって危機管理型水位計が設置されており、設置後の2018年12月17日～2021年8月26日までの計測記録を入手した。水位の計測は EL22.22m よりも水位が高くなった時にのみ記録されている。また、同地点の河川堤防の天端 EL23.44m であること、また、河床から天端までの高さ2.05m であることが実測より明らかとなったことから、河床 EL は21.39m であると推定された。したがって、同地点の水位は、水位計の計測値（EL）から河床 EL を差し引いて求められる（図2.6）。

同地点の計測水位、現地にて実測した河川断面の諸量（図2.7）を用い、マニング式および連続の式によって流量を推定した。この際、河川の法面・底面の状況から粗度係数 n は0.013、また、水準測量の結果から動水勾配 I は0.021とした。

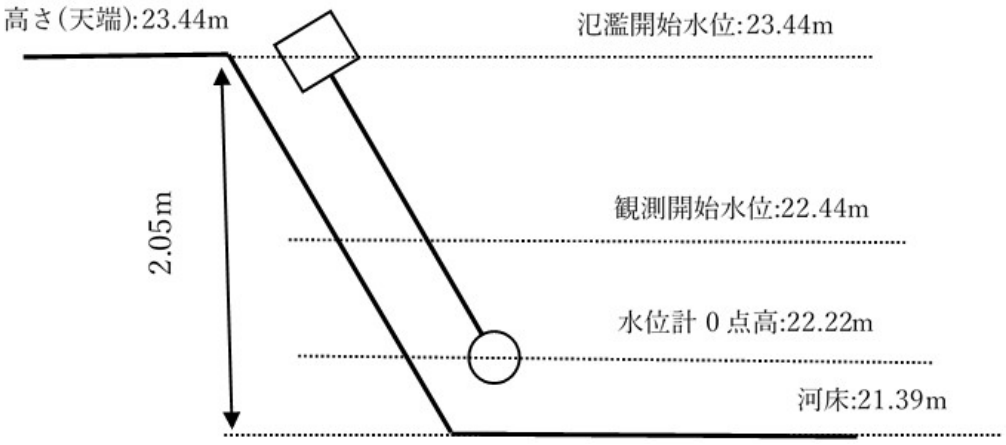

図2.6 危機管理型水位計設定水位

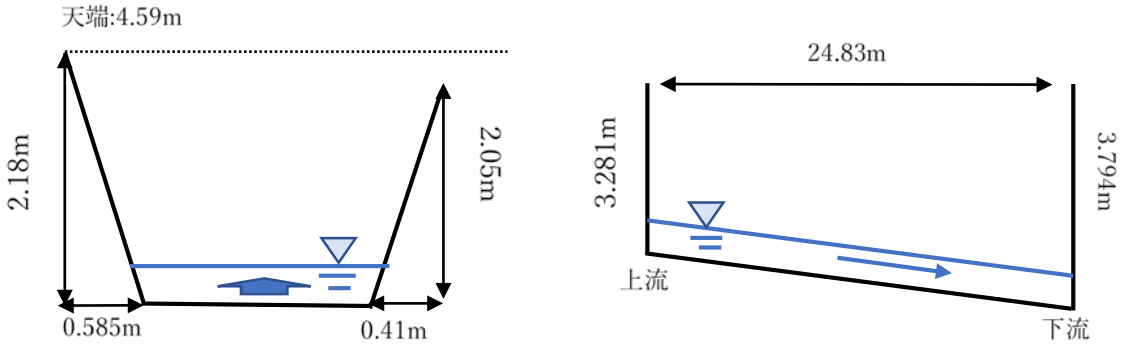

図2.7 危機管理型水位計設置地点における河川断面の諸量

流量の推定値を真値と考え、2段からなるタンクモデル（上段の流出孔2つ、下段の流出孔1つ）のパラメータを同定した。パラメータの同定にあたっては，水位記録から水位上昇が認められた計6つのイベント（例：2021年8月13日13:20～同年同月24日14:00、2020年6月19日1:50～同年同月同日16:10など）を対象とした。降水量は高松市気象台にて観測された10分間降水量を与え、実蒸発散量は10分降水量が1mm 以下の時間帯のみ考慮した。R1川の同地点の流域面積は9.0km^{2}である。

パラメータの妥当性を検討するため、タンクモデル（**図2.8**）から推定した流量 *Qcal* と水位計の記録より推定した流量 *Qobs* から誤差率 *ER* を（2.5）式により求め、誤差率が20%以内となればパラメータが同定されたものと見なした。

$$ER = \frac{Q_{cal} - Q_{obs}}{Q_{obs}} \times 100 \tag{2.5}$$

なお、2018年9月30日の10分間降水量をもとにタンクモデルによって推定した流量を**図2.9**に示す。

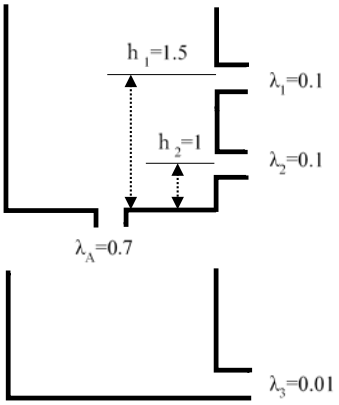

図2.8 タンクモデルのパラメータ

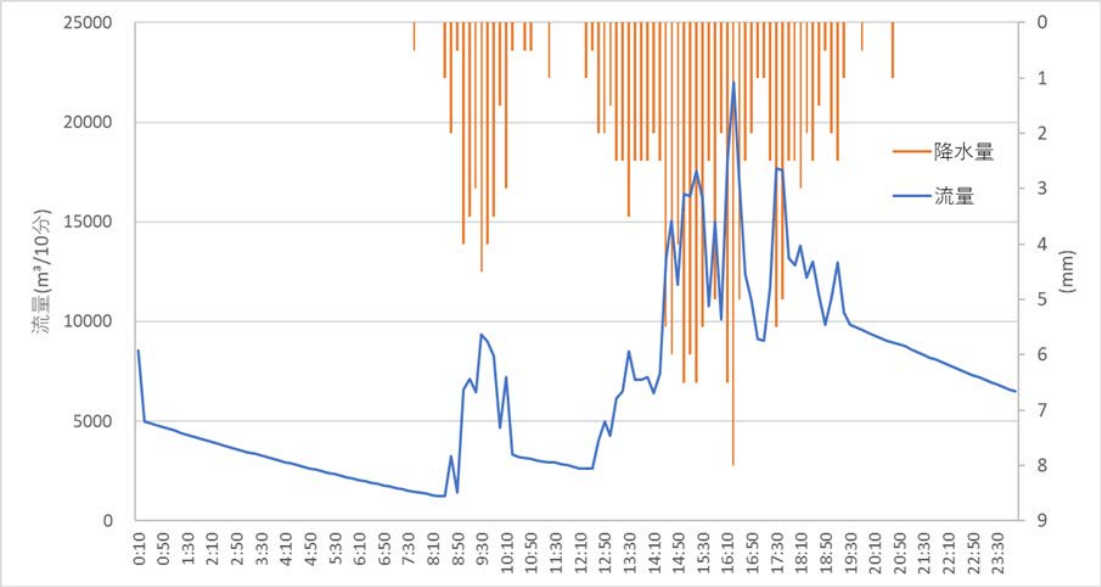

図2.9 危機管理型水位計設置地点における流量の推定（2018年9月30日）

2.3.2 R1川、R2川合流点の河川流量の推定

合流地点の流量 Q_Cは、運用ルールにもとづく貯水管理により合流地点の河川流量がどの程度低減されたかを評価するために推定する必要がある。

合流地点の流量 Q_Cは（2.6）式により求めた。すなわち、危機管理型水位計設置地点における推定流量 $Qcal$ をもとに、同地点の流域面積 A_1、合流地点の流域面積 A_2、R2川の流域面積 A_3，A 池の集水面積 A_{re}（5.3km^2）の流域面積比により求めた。ここで、合流地点の流域面積が不明であったため、図上で計測した流路長の比、すなわち、R1川の水源から水位計設置地点までの流路長(2.06km)と R1川の水源から合流地点までの流路長(2.80km)の比によって求めた。

$$Q_C = Q_{cal} \times \left(\frac{A_2}{A_1} + \frac{A_3 - A_{re}}{A_1}\right) \tag{2.6}$$

2.4 運用ルールとその有効性の検証

2.4.1 運用ルールの作成

本研究で提案する運用ルールは、通常の配水管理（かんがい目的の放流操作）に加え、運用ラインに沿った貯水管理を可能な限り行えるような放流操作（調整放流）を組み込んだものである。貯水位が満水位に達していない状況下において、水位を下げるための操作は、ユルと呼ばれる配水樋門からのみ行われることになる。そのため、調整放流量は、ユルの施設容量、貯水位、かんがい目的の必要配水量に規定される。

具体的には、調整放流量を $A(t)$とすると、

$$A(t) = V(\mathrm{t}) - L(t) \tag{2.7}$$

$V(t) < L(t)$のとき $A(t) = 0$

ただし，$A(t) > P_{MAX} - D_{out}(t)$のとき、$A(t) = P_{MAX} - D_{out}(t)$

ここに、$V(t)$：貯水量、$L(t)$：運用ラインが定める貯水量、$P_{Max}(t)$：水位毎のユルの調整放流量の上限値、$D_{out}(t)$：かんがい配水量である。

2.4.2 運用ルールの有効性の検証

(1) シミュレーションケース

運用ルールにもとづく貯水管理（以下「ケース A」）の有効性を検証するため、実管理を模擬した貯水管理（かんがい目的の放流操作のみを行う場合であり，以下「ケース R」という）を比較対照とし、両ケースのシミュレーションを行った。実際の貯水管理では、降雨予報を踏まえながら意図的に水位を下げる管理や非かんがい期には池干しが行われているが、ケース R ではそのことは加味していない。すなわち、ケース R における貯水量計算の連続式は、

$$\mathrm{V(t)} = \mathrm{V(t-1)} + Q_{in-w}(t) + Q_{in-s}(t) + Q_{in-k}(t) - D_{out}(t) \tag{2.8}$$

ただし、$\mathrm{V(t)} > V_{MAX}$のとき、$I(t) = V(t) - V_{MAX}$

ここに、V_{MAX}：満水位貯水量（176万 m^3）、$I(t)$：無効放流量（余水吐からの越流量）である。

一方、ケース A における貯水量計算の連続式は下式のとおりであり、式中の $A(t)$は先述の調整放流量である。

$$\mathrm{V(t)} = \mathrm{V(t-1)} + Q_{in-w}(t) + Q_{in-s}(t) + Q_{in-k} - D_{out}(t) - A(t) \tag{2.9}$$

(2) 評価指標

ケース A の有効性を検証するため、以下の 3 つを評価指標とした。

①A 池流出調整割合

運用ルールにもとづく貯水管理により、降雨による流入量がどの程度調整されたかを評

価する指標である。具体的には、ため池への流入量のうち空き容量によって調整された割合（流出調整割合 *Rs(t)*）を求めた。（2.10）式で定義される流出調整割合が 100%に近いほど、流入量が空き容量によって効果的に調整されていると考える。

$$R_s(t) = \frac{V_{MAX}+V(t)}{Q_{in-w}(t)+Q_{in-s}(t)} \times 100 \quad (\%) \tag{2.10}$$

②余水吐越流量

運用ルールにもとづく貯水管理により、流入量が空き容量によって調整された結果として、余水吐からの越流量がどの程度軽減されたかを評価する指標である。越流量が小さくなれば、排水河川の流量がその分軽減されることを意味する。

③河川流量の低減割合

ケース R との比較において、運用ルールにもとづく貯水管理により *R1* 川、*R2* 川合流地点の河川流量がどの程度低減されたかを評価する指標である。具体的には、（2.11）式で求められる河川流量の低減割合 *Rr(t)*で定義する。

$$R_r(t) = 100 - \frac{Q_c+I_R}{Q_c+I_A} \times 100 \quad (\%) \tag{2.11}$$

ここに、*Rr(t)*：河川流量の低減割合(%)、*Qc*：*R1*川、*R2*川合流地点の日流量(m^3/d)、I_R：ケース R の無効放流量(m^3/d)、I_A：ケース A の無効放流量(m^3/d)である。

３．研究結果と考察

3.1 運用ライン

3.1.1 要貯水量

先述のとおり、要貯水量 *S(t)*は、各年において第 *t* 日以降過不足なくかんがい配水が行えるよう確保すべき貯水量である。計算年ごとに日ごとの要貯水量 S(t)を求めたところ（**図 3.1**）、要貯水量の最大値は，6 月 1 日～22 日では 1994 年、6 月 23 日～6 月 28 日は 2008 年、6 月 29 日～7 月 17 日は 1985 年、7 月 18 日～8 月 14 日は 1987 年、8 月 15 日以降では 1985 年で現れていることが分かる。

3.1.2 空き容量の設定と運用ライン

運用ラインは、かんがい期間中、渇水を含むすべての年においてかんがい目的の配水を常に達成できる貯水量を表した曲線となる。言い換えれば、運用ラインに沿った貯水管理を行うことで、運用ラインよりも上方の貯水域は常に空き容量として確保しておくことが可能となる。

計算対象年である 23 年分の要貯水量の計算結果より、各日の最大値である要貯水量の時系列値（青色の曲線）を近似して運用ラインを得た（**図 3.2**）。この図には、ケース A の前提となる運用ラインと流出調整に活用できる期別の空き容量が示されている。運用ラインが最も上方にある時期であっても、43 万 m^3（満水位以下約 1.3m 相当）は空き容量が確保される。また、かんがい末期の 9 月下旬以降においては、貯水容量 176

万 m³すべてが空き容量として確保されている。A 池では数年に一度の頻度で池干しが行われており、翌年のかんがい始期に向けての貯水のため込みは大きな問題とはならないと考えられる。

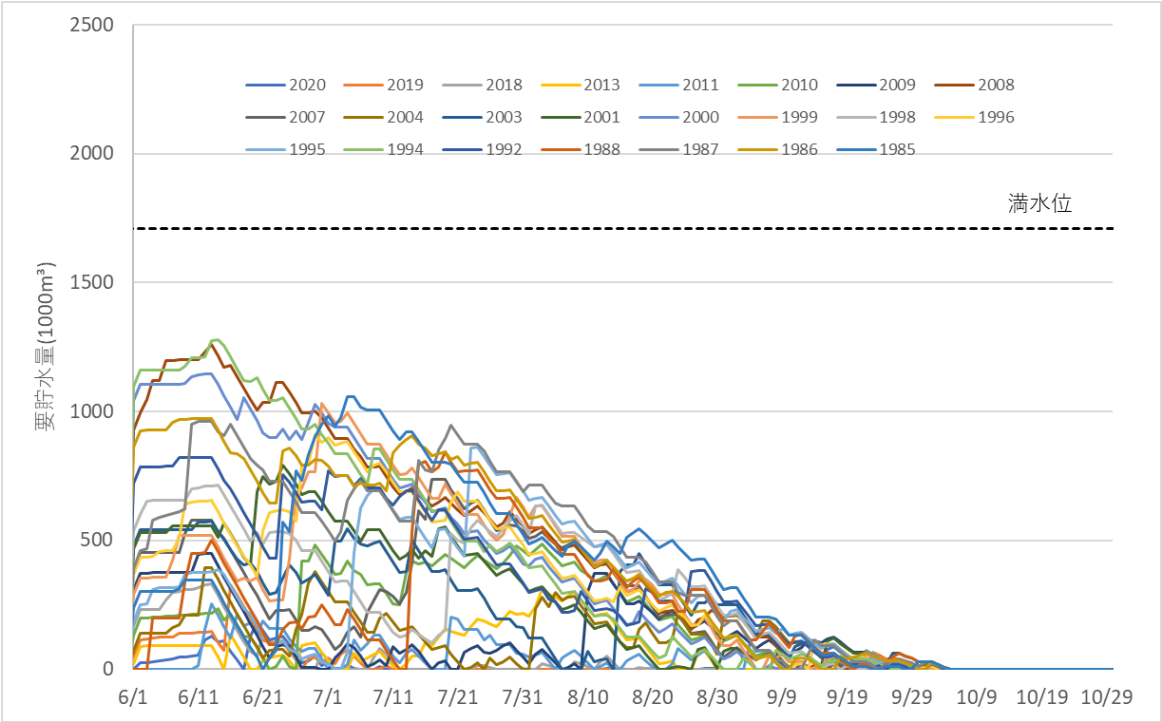

図 3.1 計算対象年ごとの要貯水量

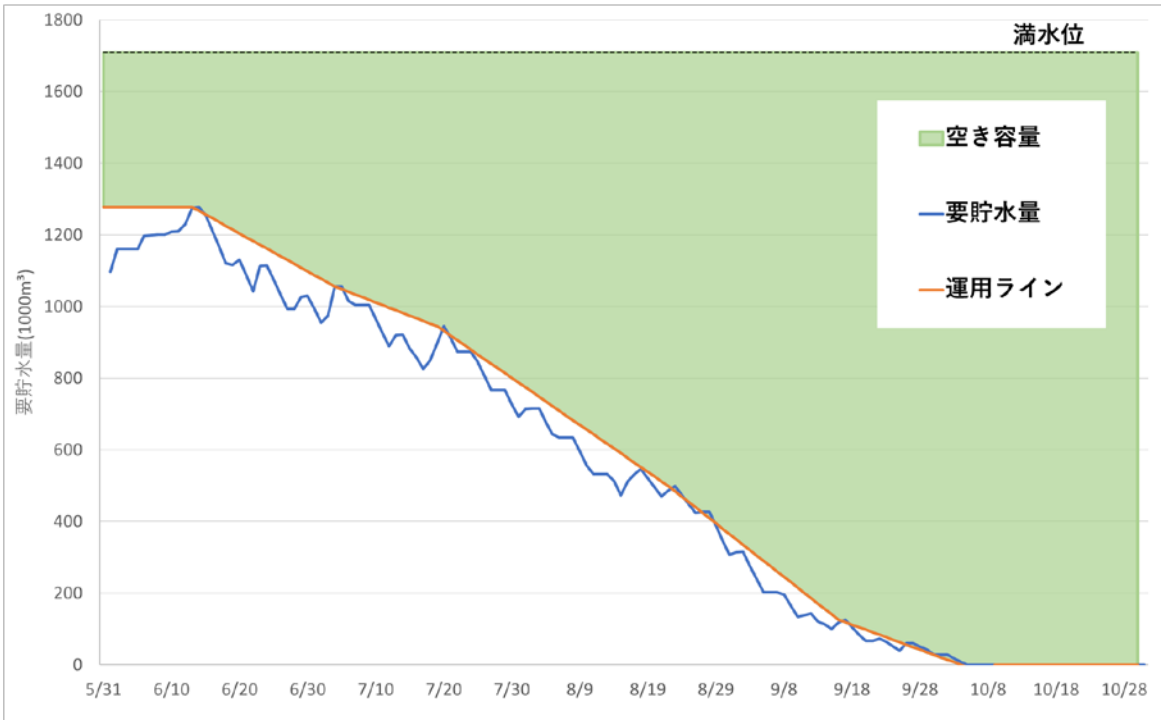

図 3.2 空き容量と運用ライン

3.2 運用ラインを用いた流出低減効果

3.2.1 ケースA、ケースRの貯水変動

ケース A、R のシミュレーション結果として、両ケースの貯水変動を示す。ここでは、計算対象年において、かんがい期間における降水量が多かった 6 年（2018、2013、2004、1998、1987、1988 年）、降水量が少なかった 2 年（2008、1986 年）の貯水変動図を**図 3.3**～3.10 に示す。

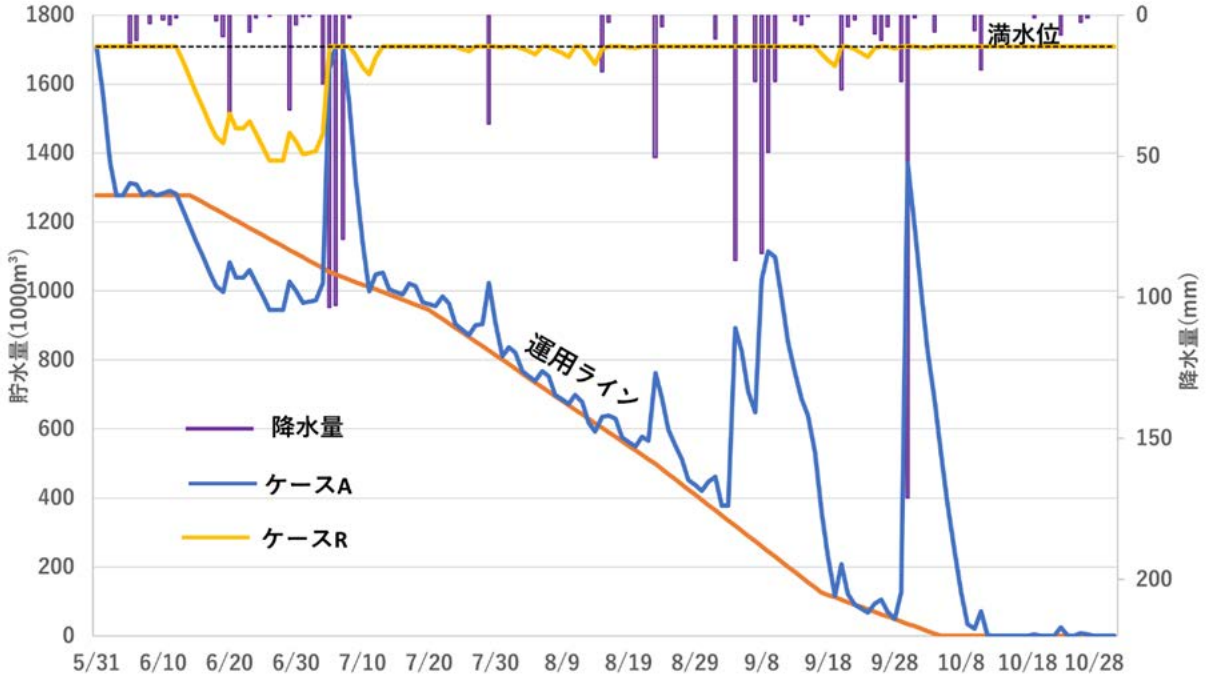

図3.3 両ケースの貯水変動（2018年）

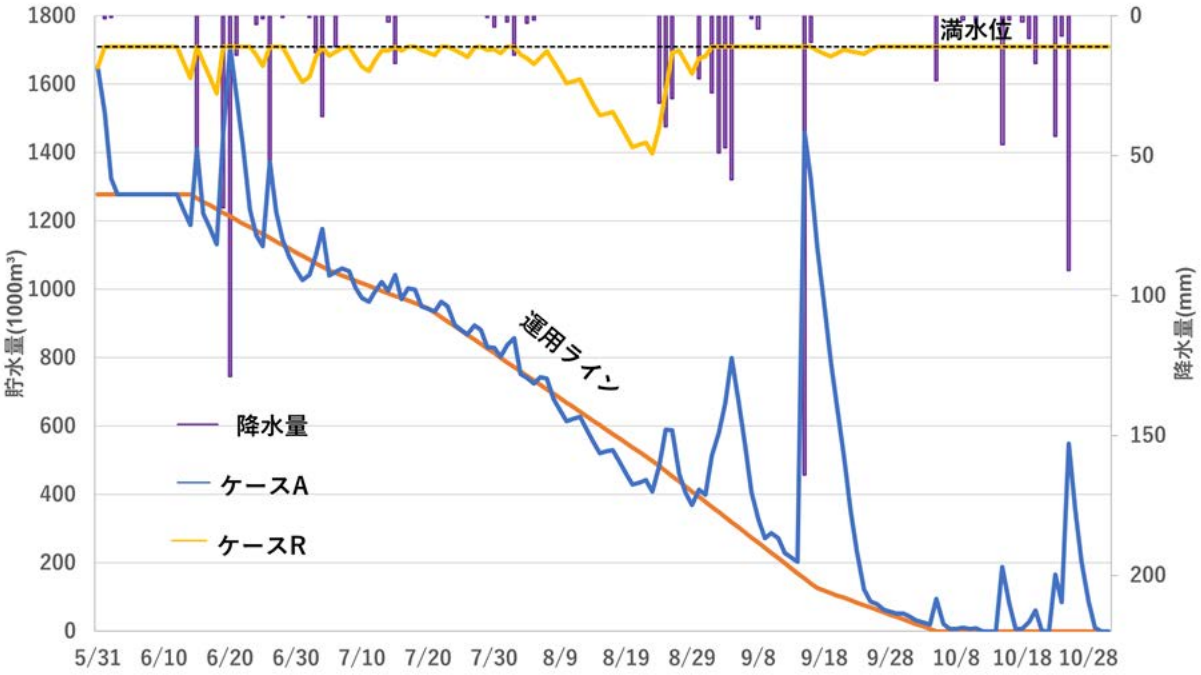

図3.4 両ケースの貯水変動（2013年）

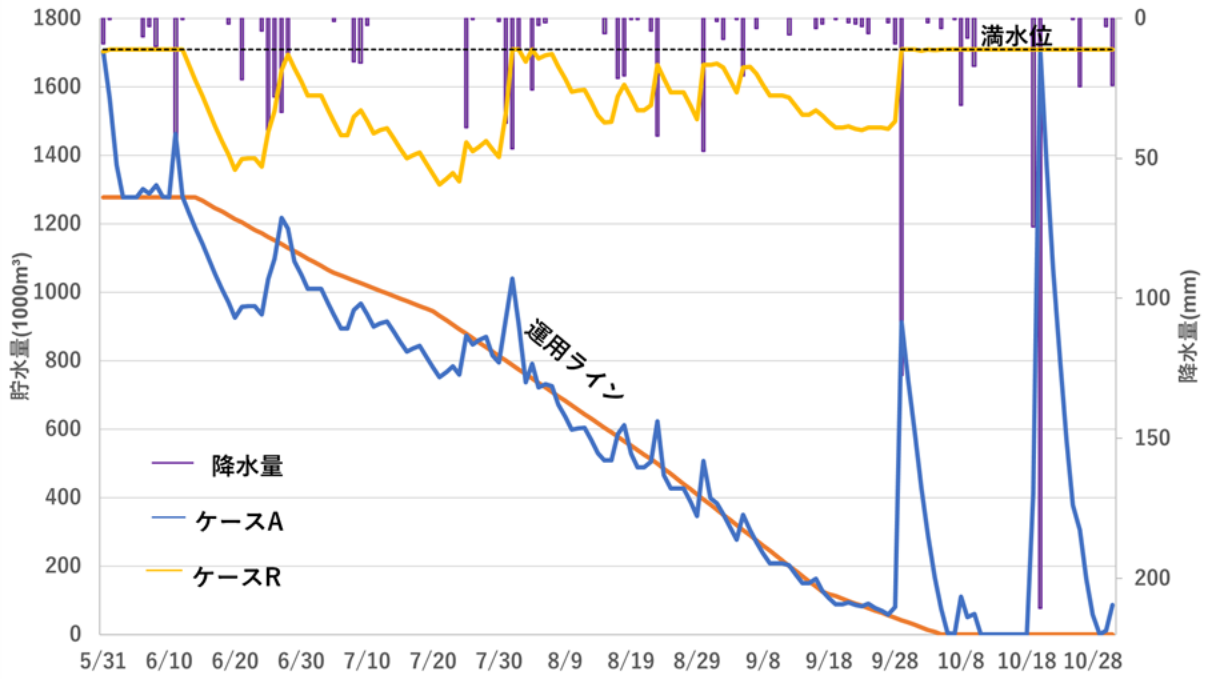

図3.5 両ケースの貯水変動（2004年）

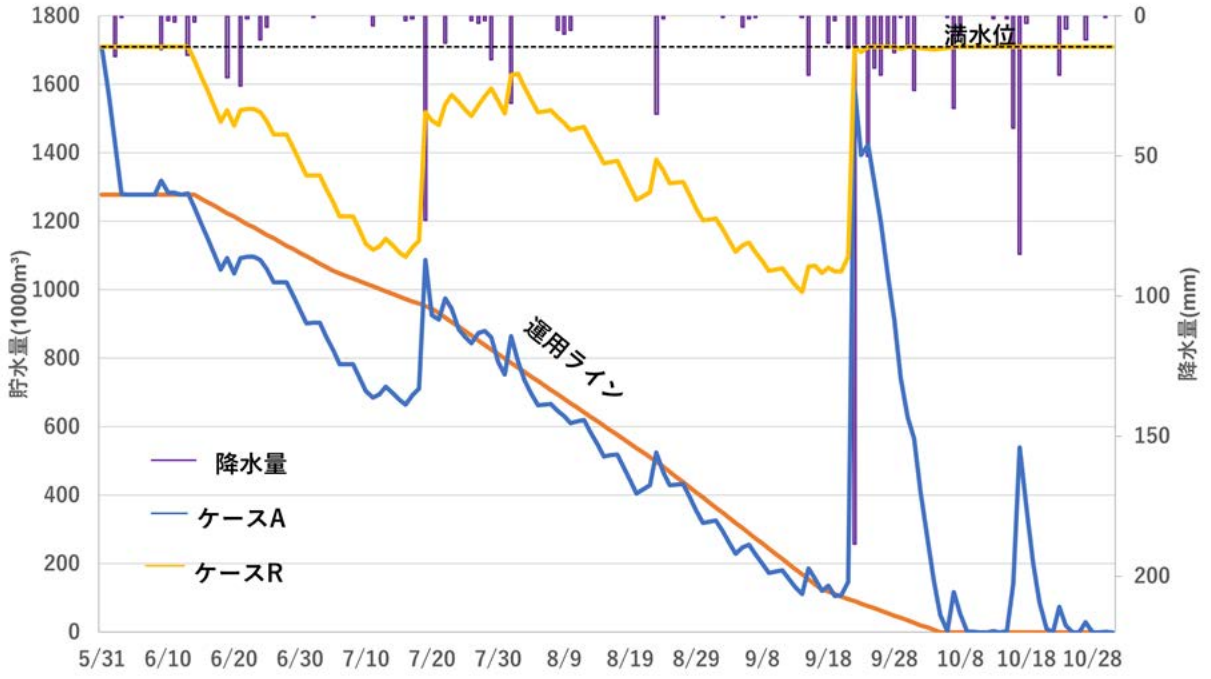

図3.6 両ケースの貯水変動（1998年）

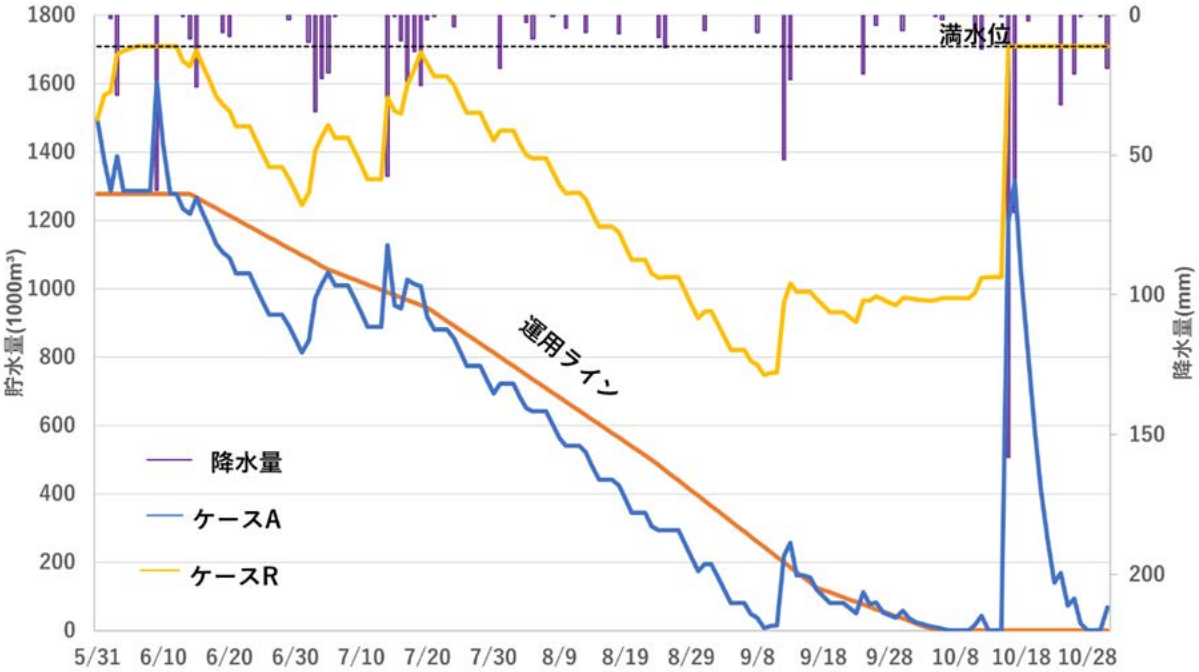

図3.7 両ケースの貯水変動（1987年）

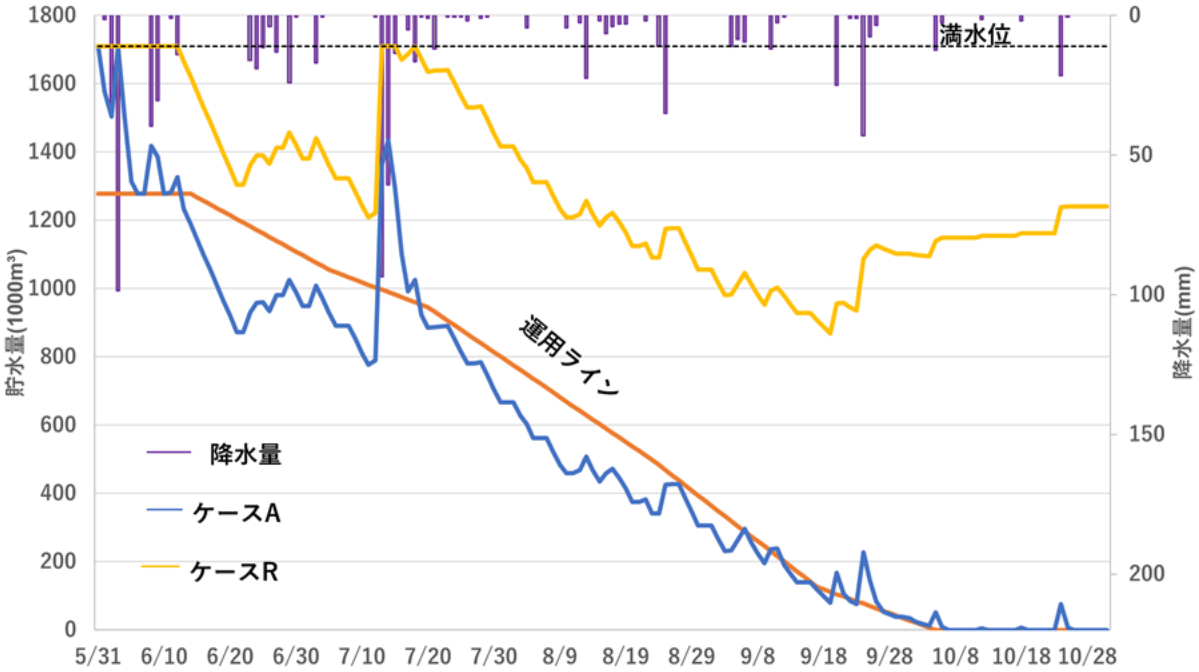

図3.8 両ケースの貯水変動（1988年）

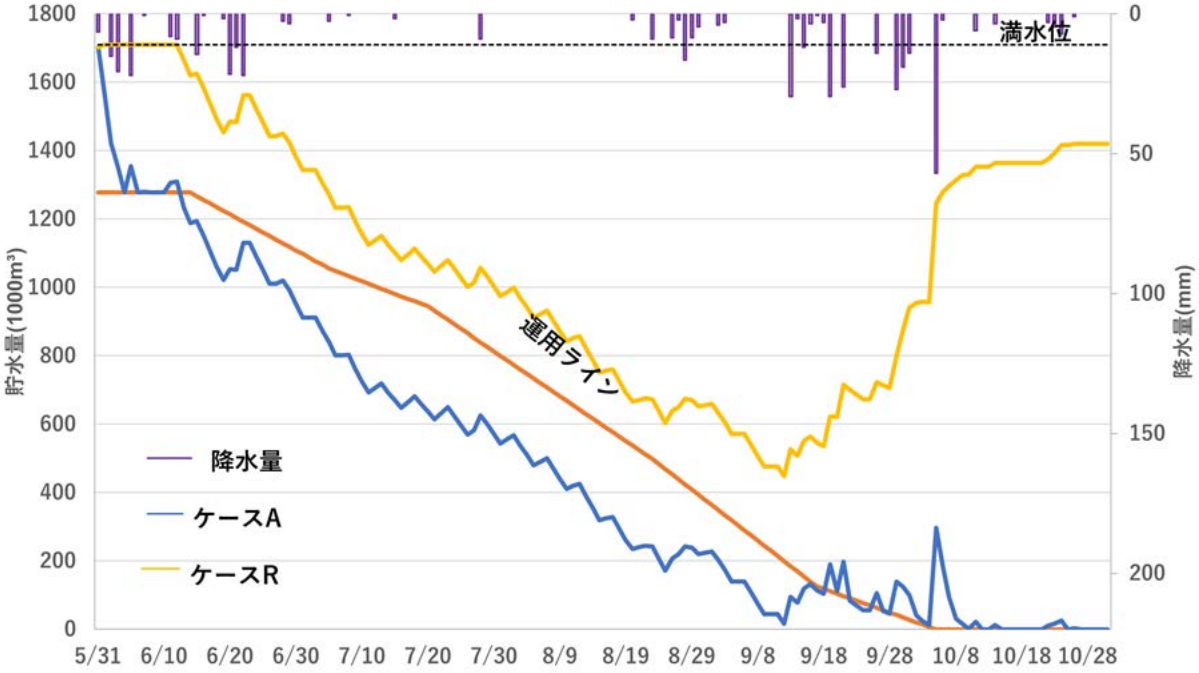

図3.9 両ケースの貯水変動（2008年）

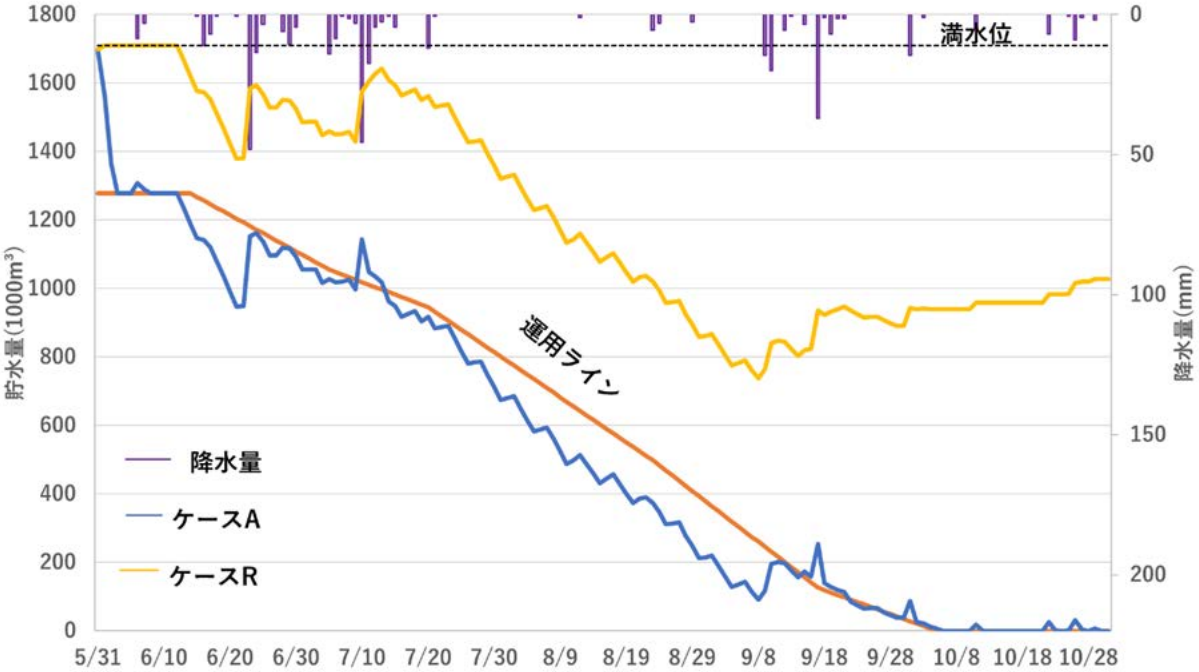

図3.10 両ケースの貯水変動（1986年）

3.2.2 流出調整割合

日降水量が 100mm 以上であった日を抽出し、降雨によるため池への流入量のうち、空き容量によって流出量が調整された割合（流出調整割合）をシミュレーションケースごとに比較した（**表 3.1**）。日降水量が 100mm 以上となった日は 17 日であった。

実管理を模擬したケース R では、流出調整割合 100%未満の日が 15 日であった。流出調整割合は前日の貯水状態にも依存するが、流出調整割合 100%未満となった 15 日間のうち、10 日間は流出調整割合が 30%以下と低かった。他方、運用ラインにもとづく貯水管理を行ったケース A では、流出調整割合 100%となった日が 13 日であった。これらのことから，ユルを用いた調整放流を適宜行い運用ラインに沿った貯水管理を目指すケース A において、流出低減効果を期待できることが分かった。

3.2.3 余水吐越流量

3.2.2 と同様に、日降水量 100mm 以上であった 17 日間を対象に、余水吐越流量（無効放流量）について両シミュレーションケースの比較を行った（**表 3.1**）。余水吐からの越流は、A 池の排水河川である R2 川に流出する。

越流量が多くなり排水河川に大量の余水が流れると、排水河川の増水に繋がる可能性がある。先の A 池流出調整割合と連動しており、いずれのケースにおいても、流出調整割合が 100%の場合には余水吐越流量はゼロである。ケース A では、ケース R に比べて空き容量を活用した流出調整が行えており、その結果として余水吐越流量が抑制されていることが分かる。また、2004 年 10 月 20 日、2013 年 9 月 15 日のように、ケース A において流出調整割合が 100%に達しなかった降雨発生イベントにおいても、ケース R であれば 100 万 m^3/d を上回る越流量がケース A によって軽減していることが分かった。

表 3.1 流出調整割合、余水吐越流量の比較

年月日	日降水量 (mm)	ため池への推定流入量(m^3/d)	ケースR			ケースA		
			流出調整量 (m^3)	流出調整割合 (%)	無効放流量 (m^3/d)	流出調整量 (m^3)	流出調整割合 (%)	無効放流量 (m^3)
1987/10/16	158	1,197,323	674,364	56	522,959	1,197,323	100	0
1989/8/27	124	829,774	709,182	85	120,593	829,774	100	0
1994/9/29	109	677,434	677,434	100	0	677,434	100	0
1998/9/22	189	1,507,765	628,126	42	879,639	1,507,765	100	0
2001/8/21	108	673,742	673,742	100	0	673,742	100	0
2003/8/8	110	687,204	601,372	88	85,833	687,204	100	0
2004/9/29	128	819,675	165,065	20	654,610	819,675	100	0
2004/10/20	211	1,736,141	0	0	1,736,141	1,464,266	84	271,876
2006/7/20	106	663,821	154,152	23	509,669	663,821	100	0
2009/8/9	103	636,835	105,328	17	531,508	636,835	100	0
2013/6/20	129	892,888	45,000	5	847,888	451,082	51	441,805
2013/9/15	164	1,289,935	0	0	1,289,935	1,289,935	100	0
2017/8/8	150	1,160,164	57,682	5	1,102,481	1,040,610	90	119,553
2017/9/17	163	1,237,950	21,168	2	1,216,782	1,237,950	100	0
2018/7/5	104	658,575	293,560	45	365,015	658,575	100	0
2018/7/6	103	666,147	40,000	6	626,147	265,382	40	400,766
2018/9/30	171	1,327,883	0	0	1,327,883	1,327,883	100	0

3.2.4 河川流量の低減割合

10 分単位降水量のデータが取得できた 2009 年以降において、日降水量が 100mm 以上となった日を対象とし、R1 川、R2 川の合流地点における河川流量の低減割合について検討した（**表 3.2**）。

ケース R に対するケース A の河川流量の低減割合は、最大で約 42%、最小で約 13%であった。また、低減割合が 20%以上となる日は 6 日間であった。2013 年 9 月 15 日、2018 年 9 月 30 日は、いずれも 160mm 以上の日降水量であり、近年稀にみる豪雨であったにもかかわらず、低減割合は 40%と大きかった。これは、両イベントとも、水位を高く保ち貯水を確保しておく必要のないかんがい期後半であったこと、すなわち、空き容量を十分に確保できる次期であったためと考えられる。

2018 年 7 月 6 日では低減割合が 13%と小さかった。これは、前日の日降水量が 104mm の降雨が発生したものの、この降雨による流出調整が空き容量で達成され（先述の**表 3.1**）、7 月 6 日に発生した 103mm の備えとなるだけの空き容量が調整放流で十分確保されなかったことが原因と考えられる。また、低減割合が 15%と比較的小さかった 2013 年 6 月 20 日についても同様に，前日の降雨で約 68mm とまとまった降雨が発生しており、その翌日に連続して 100mm 以上の降雨が発生したことが原因と考えられる。

表 3.2 河川流量の低減割合

	日降水量 (mm)	合流地点日流量 ① (m^3/d)	ケースR 無効放流 ② (m^3／d)	ケースA 無効放流 ③ (m^3／d)	ケースR ④=①+② (m^3／d)	ケースA ⑤=①+③ (m^3／d)	低減割合 100-{⑤／④}×100 (%)
2009/8/9	103	1,359,940	531,508	0	1,891,447	1,359,940	28
2013/6/20	129	1,940,229	847,888	441,805	2,788,117	2,382,035	15
2013/9/15	164	1,907,048	1,289,935	0	3,196,983	1,907,048	40
2017/8/8	150	1,996,636	1,102,481	119,553	3,099,118	2,116,190	32
2017/9/17	163	1,677,051	1,216,782	0	2,893,833	1,677,051	42
2018/7/5	104	1,167,896	365,015	0	1,532,911	1,167,896	24
2018/7/6	103	1,066,607	626,147	400,766	1,692,754	1,467,372	13
2018/9/30	171	2,033,756	1,327,883	0	3,361,639	2,033,756	40

４． 総括

4.1 本研究の成果

4.1.1 運用ルールの作成

大規模ため池である A 池を対象とし、かんがい用水の確保を前提とした空き容量を決定した上で、その空き容量を保持するための運用ラインを作成した。また、運用ラインに沿った貯水管理が極力行えるよう、配水樋門であるユルを用いた調整放流を組み込んだ運用ルールを提案した。

4.1.2 運用ルールにもとづく貯水管理の効果

運用ルールにもとづくシミュレーションケースであるケース A では、計算対象年において日降水量が 100mm 以上となった 17 日のうち、流出調整割合 100%となった日は 13 日であった。これにより、ユルを用いた調整放流を行い運用ラインに沿った貯水管理を目指す

ケース A において、流出低減効果が期待されることが分かった。同様に、ケース A では満水となる日も少なく、その結果、余水吐越流量が抑制されていることも分った。

ケース R に対するケース A の河川流量の低減割合は、最大で約 42%、最小で約 13%であった。また、低減割合が 20%以上となる日は 6 日間であった。2013 年 9 月 15 日、2018 年 9 月 30 日は、いずれも 160mm 以上の日降水量が発生し、近年稀にみる豪雨であったにもかかわらず、低減割合は 40%と大きかった。このことから、運用ラインに基づいた管理を行うことで河川流量が低減され、河川での洪水が軽減される可能性が示唆された。

4.2 今後の課題

運用ルールにより流出低減効果を実際に発現するためには、運用ライン沿った水位の制御をいかに達成できるかについて検討を加えなければならない。本研究で採用した調整放流量は、ユルの孔径や貯水位から推定したものであり、これが調整放流量の上限を与えるものと考えた。しかし、ユルからの放流は地区内の用水路を流れることとなるため、用水路の施設容量、降雨時の地区内排水の用水路への流入などを考慮することで、より現実的な調整放流量を与えることが可能となる。関連して、こうしたユルを用いた調整放流が土地改良区によって行われると仮定するならば、ため池の池守等がユル開閉の操作を行うことを意味する。こうした管理コストをも考慮した、改良区に十分受け入れられる合理的な運用ルールとなるよう改良する必要がある。

謝辞

A 池土地改良区からはヒアリング調査および資料提供、香川県土木部河川砂防課からは河川の水位データ等の提供、香川用水土地改良区からの A 池貯水位および注水量データの提供をいただいた。また、農林水産省中国四国農政局農村振興部防災課、設計課からは、流域治水プロジェクトにかかる種々の情報提供をいただいた。記して謝意を表します。

参考文献

1) 国土交通省:流域治水プロジェクト
https://www.mlit.go.jp/river/kasen/ryuiki_pro/index.html
2) 国土交通省 :「流域治水」の基本的な考え方～気候変動を踏まえ，あらゆる関係者が協働して流域全体で行う総合的かつ多層的な水災害対策～
https://www.mlit.go.jp/river/kasen/suisin/pdf/01_kangaekata.pdf
3) 千賀裕太郎（2007）：水資源管理と環境保全，鹿島出版会，86-103.
4) 香川用水管理体制整備推進協議会：三郎池の水利調査報告書-番水の仕組みを中心に-, p.25，2000.