

越流堤天端への可動堰設置による 氾濫抑制効果の検討 -菅生・稲戸井・田中調節池を対象として- REDUCTION OF INUNDATION BY THE DETENTION RESERVOIRS WITH A MOVABLE WEIR ON THE OVERFLOW LEVEE

佐藤 裕和¹・磯部 雅彦²
Hirokazu SATO and Masahiko ISOBE

¹学生会員 工修 東京大学大学院 新領域創成科学研究科 (〒277-8563 柏市柏の葉5-1-5)

²フェロー会員 工博 東京大学大学院教授 新領域創成科学研究科 (〒277-8563 柏市柏の葉5-1-5)

The detention reservoirs are one of the most effective countermeasures to prevent the flood damage. They are normally constructed with an overflow levee, but if a movable weir is constructed on that and an artificial operation is done, some additional effects are expected. As one example, saving the capacity of reservoir, when a flood that brings inundation exceeding the river flowing capacity, the damage may be avoided or reduced. In this paper, 3 detention reservoirs located in the middle Tone River were chosen as the examination object, then scenarios that an inundation has occurred in Toride and Abiko city which is located in the lower of the reservoirs were assumed and possibilities of the damage reduction with a movable weir on the overflow levees were simulated by using numerical model. Then some valuable results which might be able to reduce the damage of the inundation were obtained. For instance, decrease of the inundated area and average or maximum water depth compared to cases without movable weir is that. Additionally, compulsory drainage operation from river to reservoirs with inundation monitoring was examined.

Key Words : *overflow levee, movable weir, reduction of inundation, the Tone River, Sugo, Inadoi and Tanaka detention reservoirs*

1. はじめに

我が国の代表的な治水方式のひとつに、越流堤から洪水の一部を遊水地や調節池に誘導し、洪水調節を行う方法があり、全国的に分布している。

日本最大の流域面積を持ち、その流域内に首都圏を抱える利根川水系にも、渡良瀬遊水地をはじめ、いくつかの越流堤方式の遊水地が存在している。特に、江戸川を分派した後の本川中・下流域にとって最重要な治水施設のひとつとなっているのが、鬼怒川合流部に設置された菅生・稲戸井・田中の3調節池で、鬼怒川からの洪水の影響を本川に与えない目的をになっているものである。

これらは、大正期の鬼怒川改修計画において、菅生・田中調節池がまず構想され、その後稲戸井調節池が計画された。菅生・田中調節池は整備段階であるものの、運用がなされており、稲戸井調節池は現在越流堤が建設中であり、本格的な運用が待たれているところである。

平野部の治水にとっては、このような越流堤方式の調

節池でも高い洪水ピークカット能力が発揮される場合が多いのであるが、その構造上、水位が越流堤を超えると同時に池内へ流入が始まってしまい、所期のピークカットに不必要な洪水まで調節してしまうことになる。これに対し、田中調節池内の農地利用の立場から、越流堤天端上へ所期のピークカットを阻害しない範囲の適当な高さを持つ可動堰を設置することで、調節池内への不必要な湛水を回避できる可能性が示されている¹⁾。また、これら3調節池を対象に、それぞれの越流堤に可動堰を設置した場合に減ぜられる湛水量分を超過洪水時の洪水調節への転用を試みている研究がある²⁾。治水面からこのような越流堤と可動堰の組み合わせが検討された例として、神田川流域の地下調節池での検討³⁾、淀川水系の上野遊水地での検討⁴⁾などがあげられる。

上述のような考えは、既設のダムや堰の統合操作⁵⁾、調節池群の連絡⁶⁾、流域内に分布するため池の治水利用⁷⁾などのように、運用の工夫で既存施設の治水効率向上を図る方法に相当するものであると考えられる。近年に見

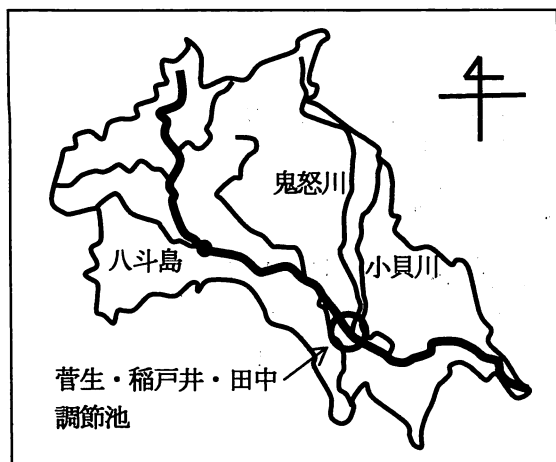


図-1 利根川流域

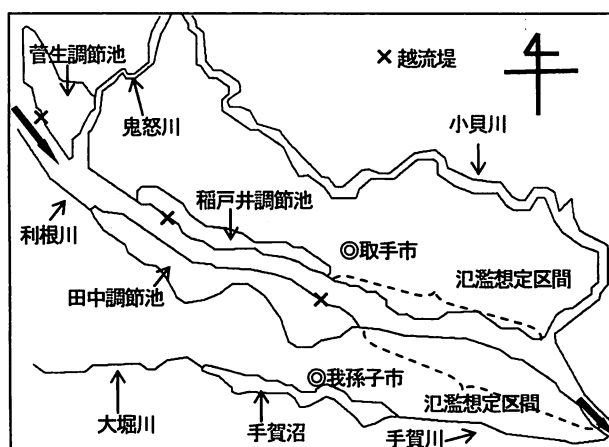


図-2 計算領域詳細図

られる厳しい経済的あるいは環境的条件下では、従来のような新規治水施設への大規模投資はさらに困難になるものと予想され、このような観点の研究の重要性が一層高まっていくものと考えられる。

そこで、本研究では利根川中流部に配置された3調節池群に着目し、目下の受益地である取手・我孫子両市付近における超過洪水による洪水氾濫を想定し、既設の越流堤天端上へ可動堰を設置することで治水効率を高め、氾濫抑制の一助になりうるかどうか数値シミュレーションにより検討を行った。

2. 検討対象領域について

検討の対象とするのは、左支飯沼川合流部直下流地点から手賀川合流部直下流地点の3調節池を含む26.5kmの区間である。この区間には左岸から鬼怒川と小貝川が合流し、右岸から利根運河が分流しているが、利根運河は洪水時に本川の流況に影響を与えないものとして無視した(図-1、図-2)。表-1に調節池の現況諸元を示す。

表-1 3調節池の現状諸元

調節池	菅 生	稲戸井	田 中
面積 [km ²]	5.92	4.48	11.75
容量 [× 10 ⁶ m ³]	26.90	19.01	60.68
越流堤延長 [m]	280	215(整備中)	450

氾濫域は、稲戸井および田中調節池の下端から下流を想定しており、氾濫時には小貝川右岸堤防と利根川左岸堤防、また手賀川右岸堤防および手賀沼北岸堤防と利根川右岸堤防で囲まれる範囲とした。ただし、ある程度上流域までの氾濫に備え、稲戸井・田中調節池周囲堤および鬼怒川左岸堤防も外部境界としている。

3. 計算手法および条件の設定

(1) 仮定と基礎式

遊水地への越流計算の近年の研究成果として、観測水面形を利用した二次元解析⁹⁾などがあるが、本研究では資料および観測データの充足度などの理由から、河道を一次元、調節池および氾濫域を二次元のDynamic Wave Modelにより解き、それぞれを越流式で接続する方法をとった。以下にこれらの詳細を示す。

a) 河道

河道断面は、国土交通省による平成13年、16年の河道断面データおよび河床位置データを参照し、矩形の低水路と高水路からなる複断面河道とした。また、粗度係数も上記データを参考とした。なお、鬼怒川と小貝川の合流量は横流入として与えている。以下に基礎式を示す。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L \quad (1)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial H}{\partial x} = -g S_f \quad (2)$$

ここに、 A ：河積、 Q ：流量、 q_L ：横流入量、 v ：流速、 g ：重力加速度、 H ：水位、 S_f ：摩擦勾配であり、抵抗則は、複断面形状の効果と潤辺内の粗度状況の変化を考慮した断面分割法(レベル2の平均流速公式)⁹⁾から求めた。

河道の境界条件は、上流端から計画高水規模のピーク流量を持つハイドログラフを与え、下流端では自然境界条件を与える。また、鬼怒川および小貝川のハイドログラフも計画高水規模のピーク流量を持つように与えた。実際の洪水時にはこれらの河川で洪水発生時刻に時差があるが、計画規模以上の洪水を想定しているため、いずれのピーク発生も同一時刻とした。また、各河川の基底流量として、本川上流端：芽吹橋、鬼怒川：北海道、小貝川：黒子の各地点で共通して欠測のない10年間の年平均流量の平均値を与えた。洪水継続時間は、実際の洪水を参考に洪水主要部の継続時間を三角形波形に集約させ

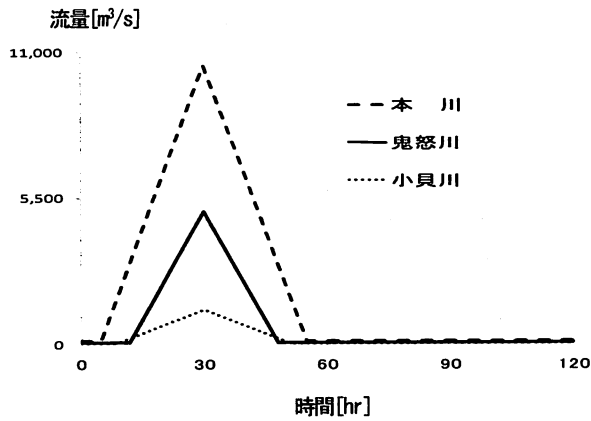


図-3 各河川のハイドログラフ

表-2 ハイドログラフ諸元

河 川	基底流量 [m³/s]	ピーク流量 [m³/s]	洪水継続時間 [hr]
本 川	130	10,500	50
鬼怒川	60	5,000	36
小貝川	30	1,300	42

で設定した。ハイドログラフの形状および条件を図-3および、表-2に示す。

河道からの越流は、越流堤および図-2に示す氾濫区間以外の堤防からはならないものとし、この区間の天端高は、上述のハイドログラフに対するピーク水位とした。ただし、このハイドログラフによる流量が、国土交通省による水位-流量曲線に現状天端高を当てはめて求められる流量よりも大きい地点は、この流量をモデル上の水位-流量曲線に当てはめ、天端高さを設定した。

b) 調節池および氾濫域

調節池および氾濫域は、簡単のため排水、降雨、浸透などは考えないものとし、河道との越流量の授受のみを外力とした。以下に基礎式を示す。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (3)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial (uM)}{\partial x} + \frac{\partial (vM)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{gn^2 M \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (4)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial (uN)}{\partial x} + \frac{\partial (vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{gn^2 N \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (5)$$

ここに、 h ：水深、 M ・ N ：それぞれ x 、 y 方向の流量フラックス、 u ・ v ：それぞれ x 、 y 方向の流速、 g ：重力加速度、 H ：水位、 n ：Manningの粗度係数で、粗度係数は土地利用状況から与えた。また、地盤標高は国土地理院発行250mDEMから取得した。

調節池の調節開始流量は、現状の越流堤天端高から、

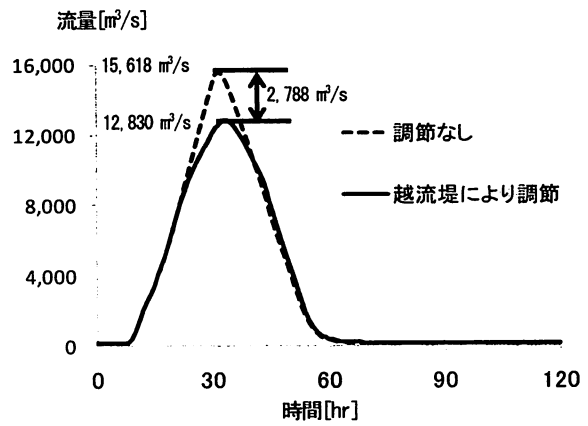


図-4 下流端ハイドログラフ

菅生と田中で6,500m³/s程度である。稲戸井では現在越流堤が建設中のため7,000m³/s程度となるような越流堤高をモデル上では与えている。なお、囲繞堤および周囲堤からの越流はないものとした。

また、上述のハイドログラフはそれぞれの調節池への総流入量のピークが、表-1に示す容量の±5%になるように設定されており、菅生：27.97×10⁶m³、稲戸井：19.72×10⁶m³、田中：57.70×10⁶m³が今後の設計容量となる。

c) 河道と調節池および氾濫域の接続

河道と調節池および越流公式は以下の本間の越流公式を用いた。

$$\begin{cases} Q_{over} = 0.35h_1L\sqrt{2gh_1} & \left(\frac{h_2}{h_1} \leq \frac{2}{3} \right) \\ = 0.91h_2L\sqrt{2g(h_1 - h_2)} & \left(\frac{h_2}{h_1} > \frac{2}{3} \right) \end{cases} \quad (6)$$

ここで、 Q_{over} ：越流量、 h_1 ・ h_2 ：河道および調節池において、それぞれ越流点の天端から測った高い方および低い方の水深、 L ：越流堤延長、 g ：重力加速度である。図-4に越流堤の有無による下流端ハイドログラフを示す。

(2) 可動堰の設置

可動堰は、その設置により、調節池下流の全地点で先述のハイドログラフを与えたとき、ピーク流量・水位が越流堤の場合よりを上回らないように設定している。また、いずれの調節池においても先の設計用容量を上回らないものとする。

操作・運用に関しては、河道水位が可動堰天端を超えると同時に堰全体が瞬間的に開扉するものとし、洪水減水期にも再度の立ち上げ操作は行わないものとした。

これらの点に留意し、前述のハイドログラフに対する3調節池合計の空き容量が最大となる設置高さを求めると、菅生：1.8m、稲戸井：1.4m、田中：1.5mとなり、空き容量は、菅生：5.09×10⁶m³、稲戸井：2.25×10⁶m³、田

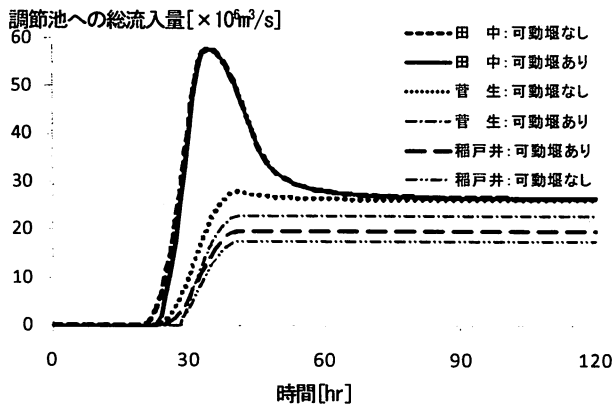
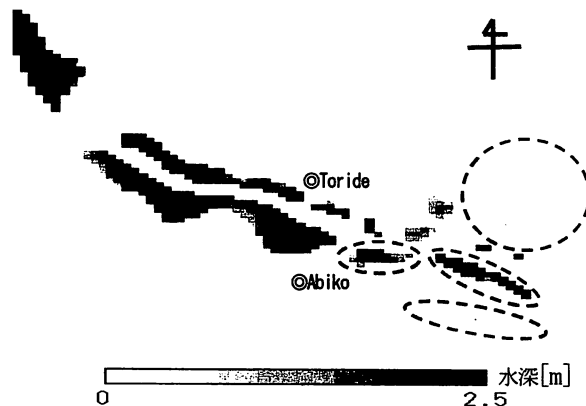
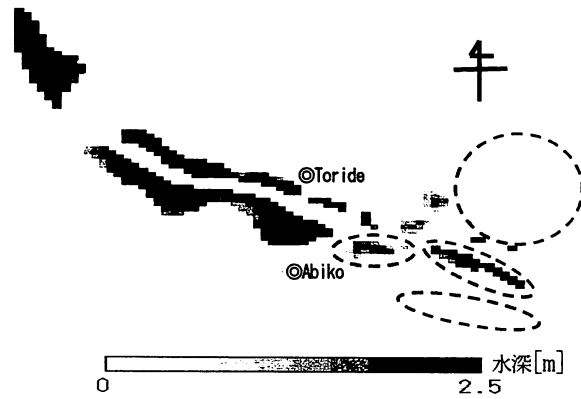


図-5 調節池の総流入量の時間変化



(a) 可動堰なし



(b) 可動堰あり

図-6 浸水の様子 (t=120hr, 引き伸ばし率1.1倍)

中: $0.25 \times 10^6 \text{ m}^3$ で、計: $7.59 \times 10^6 \text{ m}^3$ となった。

可動堰の有無による調節池への総流入量の時間変化を図-5に示す。これを見ると、下流の調節池ほど空き容量が小さくなっていることがわかる。これは、上流側の調節池で可動堰が設置されると、越流堤のみの場合には調節される初期湛水量分が河道に流れ、下流側で負担するためである。なお、田中調節池では満杯後河道流出が著しいが、これは河道洪水の減水とともに、越流堤を介して調節池内の湛水が自然状態で河道還元されたためであり、越流堤および調節池内の標高差あるいは調節池内の

表-3 可動堰の有無による氾濫抑制効果 (t=120hr)

(a) 氾濫ボリューム[万 m^3]

引き伸ばし率	取手(左岸)			我孫子(右岸)			合計(両岸)		
	可動堰		差	可動堰		差	可動堰		差
	なし	あり		なし	あり		なし	あり	
1.01	20	8	-11	19	8	-11	39	16	-22
1.05	239	218	-21	235	216	-19	473	433	-40
1.10	875	680	-195	809	644	-165	1,684	1,324	-360
1.20	2,620	2,416	-204	2,285	2,133	-152	4,905	4,549	-356
1.30	4,691	4,497	-194	3,964	3,828	-137	8,655	8,325	-330
1.40	7,011	6,832	-179	5,800	5,676	-124	12,811	12,508	-303
1.50	9,536	9,369	-166	7,761	7,647	-114	17,297	17,017	-280
2.00	24,279	24,152	-126	18,737	18,654	-82	43,015	42,806	-209

(b) 氾濫面積 [km 2]

引き伸ばし率	取手(左岸)			我孫子(右岸)			合計(両岸)		
	可動堰		差	可動堰		差	可動堰		差
	なし	あり		なし	あり		なし	あり	
1.01	7.25	5.38	-1.87	4.31	4.06	-0.25	11.56	9.44	-2.12
1.05	13.56	13.25	-0.31	8.56	8.44	-0.12	22.12	21.69	-0.43
1.10	20.44	19.31	-1.13	9.31	9.06	-0.25	29.75	28.37	-1.38
1.20	25.44	25.19	-0.25	11.19	10.94	-0.25	36.63	36.13	-0.50
1.30	33.38	32.06	-1.32	12.38	12.31	-0.07	45.76	44.37	-1.39
1.40	35.38	35.19	-0.19	15.12	15.12	0.00	50.50	50.31	-0.19
1.50	37.81	37.81	0.00	17.31	17.31	0.00	55.12	55.12	0.00
2.00	40.56	40.56	0.00	21.88	21.88	0.00	62.44	62.44	0.00

(c) 平均浸水深[m]

引き伸ばし率	取手(左岸)			我孫子(右岸)			両岸		
	可動堰		差	可動堰		差	可動堰		差
	なし	あり		なし	あり		なし	あり	
1.01	0.03	0.02	-0.01	0.04	0.02	-0.02	0.03	0.02	-0.02
1.05	0.18	0.16	-0.02	0.27	0.26	-0.01	0.21	0.20	-0.01
1.10	0.43	0.35	-0.08	0.87	0.71	-0.16	0.57	0.47	-0.10
1.20	1.03	0.96	-0.07	2.04	1.95	-0.09	1.34	1.26	-0.08
1.30	1.41	1.40	-0.01	3.20	3.11	-0.09	1.89	1.88	-0.02
1.40	1.88	1.94	-0.04	3.83	3.75	-0.08	2.54	2.49	-0.05
1.50	2.52	2.48	-0.04	4.48	4.42	-0.06	3.14	3.09	-0.05
2.00	5.99	5.95	-0.04	8.57	8.53	-0.04	6.89	6.86	-0.03

(d) 最大浸水深[m]

引き伸ばし率	取手(左岸)			我孫子(右岸)		
	可動堰		差	可動堰		差
	なし	あり		なし	あり	
1.01	0.48	0.25	-0.23	0.30	0.14	-0.16
1.05	3.77	3.55	-0.22	1.29	1.22	-0.07
1.10	8.52	7.58	-0.94	2.97	2.46	-0.51
1.20	11.16	10.78	-0.38	6.12	5.72	-0.40
1.30	11.52	11.52	0.00	8.95	8.72	-0.23
1.40	11.52	11.52	0.00	11.01	11.01	0.00
1.50	11.52	11.52	0.00	11.01	11.01	0.00
2.00	11.52	11.52	0.00	14.04	14.00	-0.04

傾斜などに左右されるものと考えられる。

4. 超過洪水に対する氾濫シミュレーション結果

上記の計算条件をもとに、調節池下流で氾濫が起こった場合について検討していく。超過洪水は図-3の各河川のハイドログラフのピークをそれぞれ等倍率で引き伸ばして作成する。このとき調節池が満杯状態となった場合、それ以上の流入があれば、全て河道へ還元するような処理を施した。設計の余裕分を考慮しなければ、現実には治水容量が満杯となり調節池内へ流入が続けば、周囲堤や囲繞堤から越流し、堤内への氾濫や河道還元が起こり、先の仮定と異なった氾濫状況となることと予想されるが、ここでは周囲堤の破堤氾濫を回避するような処置を前提とした。検討はピーク引き伸ばし率が、1.01, 1.05, 1.1,

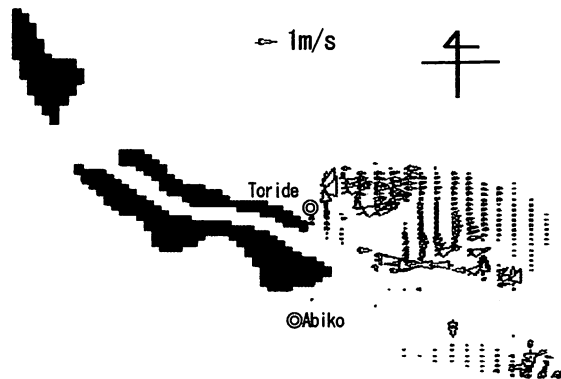


図-7 氾濫水の流速ベクトル
($t=35\text{hr}$, 引き伸ばし率1.5倍, 可動堰なし)

1.2, 1.3, 1.4, 1.5, 2.0の8ケースで、各ケースで可動堰の有無の違いによる氾濫ボリューム、氾濫面積、平均浸水深、最大浸水深の差異を評価した。図-6および表-3に、それぞれ引き伸ばし率1.1倍のときの浸水の様子と各評価項目の計算結果を示す。

図-6に示した例では、左岸川の東部低地一体で平均15cm程度の浸水が軽減され、右岸側の本沿いで30-50cm程度、また手賀川沿いでも浸水が軽減され、場所によっては床上浸水から床下浸水へと被害を緩和させる可能性が示され、この点について可動堰設置の有意性があるものとする。

表-3から、全ての評価項目およびケースにおいて、可動堰の設置によって氾濫が取手、我孫子ともに抑制されていることがわかる。また、可動堰の有無によらず各項目の値は全て超過洪水の規模が大きくなるにつれて、単調増加の関係性を示しているが、可動堰設置による氾濫の抑制効果は、取手、我孫子あるいは両都市を併せたいずれを見ても、そのような関係とはなっていないことが特徴的である。特に氾濫ボリュームは、引き伸ばし率1.1倍のときに、両岸併せて約360万 m^3 を抑制しているのをピークに、その前後の引き伸ばし率ではその量が減少している。これは、ある超過洪水の波形を境に、超過洪水が可動堰あるいは越流堤を超える時間がそれよりも短い場合には、空き容量がフルに活用できていないこと、また長い場合には、調節池容量が満杯になる時間が早まることに起因しているものと思われる。今回の検討ケースの範囲に置いては引き伸ばし率1.1倍の洪水波形がその境になったものと考えられる。なお、この約360万 m^3 分の氾濫抑制量は最大空き容量759万 m^3 の50%未満であり、調節池の治水容量からすれば数%に過ぎないものであるが、可動堰のない場合の両岸の氾濫量に比べ20%程度減少させている点で、無意味な調節効率ではないものとする。これは各調節池で空き容量が最大となる時間帯に時差があることによると考えられ、また、単なる堰の開扉操作だけでなく、適当なタイミングでの堰の立ち上げ操作や調節池間の連携操作・運用などについても今

表-4 強制排水による氾濫抑制効果 ($t=120\text{hr}$)

(a) 氾濫ボリューム[万 m^3]

引き伸ばし率	取手(左岸)			我孫子(右岸)			合計(両岸)		
	可動堰		差	可動堰		差	可動堰		差
	なし	あり		なし	あり		なし	あり	
1.01	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1.05	214	36	-178	190	32	-159	404	68	-336
1.10	911	711	-200	801	631	-170	1,712	1,342	-370
1.20	2,669	2,475	-194	2,268	2,113	-155	4,937	4,588	-349
1.30	4,755	4,572	-183	3,942	3,801	-141	8,697	8,373	-323
1.40	7,084	6,916	-168	5,775	5,646	-130	12,859	12,561	-298
1.50	9,613	9,456	-157	7,733	7,612	-121	17,346	17,068	-278
2.00	24,368	24,249	-118	18,699	18,608	-90	43,066	42,858	-208

(b) 氾濫面積 [km 2]

引き伸ばし率	取手(左岸)			我孫子(右岸)			合計(両岸)		
	可動堰		差	可動堰		差	可動堰		差
	なし	あり		なし	あり		なし	あり	
1.01	2.12	1.44	-0.68	2.44	2.12	-0.32	4.56	3.56	-1.00
1.05	12.88	7.81	-5.07	8.44	4.50	-3.94	21.32	12.31	-9.01
1.10	20.94	19.50	-1.44	9.31	8.94	-0.37	30.25	28.44	-1.81
1.20	25.69	25.38	-0.31	11.12	10.88	-0.24	36.81	36.26	-0.55
1.30	34.44	33.19	-1.25	12.38	12.31	-0.07	46.82	45.50	-1.32
1.40	35.75	35.62	-0.13	15.12	15.06	-0.06	50.87	50.68	-0.19
1.50	37.88	37.81	-0.07	17.31	17.31	0.00	55.19	55.12	-0.07
2.00	40.56	40.56	0.00	21.88	21.88	0.00	62.44	62.44	0.00

(c) 平均浸水深[m]

引き伸ばし率	取手(左岸)			我孫子(右岸)			両岸		
	可動堰		差	可動堰		差	可動堰		差
	なし	あり		なし	あり		なし	あり	
1.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.05	0.17	0.05	-0.12	0.23	0.07	-0.16	0.19	0.05	-0.13
1.10	0.44	0.36	-0.08	0.86	0.71	-0.15	0.57	0.47	-0.09
1.20	1.04	0.98	-0.06	2.04	1.94	-0.10	1.34	1.27	-0.08
1.30	1.38	1.38	0.00	3.19	3.09	-0.10	1.86	1.84	-0.02
1.40	1.98	1.94	-0.04	3.82	3.75	-0.07	2.53	2.48	-0.05
1.50	2.54	2.50	-0.04	4.47	4.40	-0.07	3.14	3.10	-0.05
2.00	6.01	5.98	-0.03	8.55	8.51	-0.04	6.90	6.86	-0.03

(d) 最大浸水深[m]

引き伸ばし率	取手(左岸)			我孫子(右岸)		
	可動堰		差	可動堰		差
	なし	あり		なし	あり	
1.01	0.01	0.00	-0.01	0.01	0.00	-0.01
1.05	3.62	0.73	-2.89	1.23	0.50	-0.73
1.10	8.52	8.00	-0.52	2.90	2.37	-0.53
1.20	11.37	11.06	-0.31	6.08	5.72	-0.36
1.30	11.52	11.52	0.00	8.93	8.70	-0.23
1.40	11.52	11.52	0.00	11.01	11.01	0.00
1.50	11.52	11.52	0.00	11.01	11.01	0.00
2.00	11.52	11.52	0.00	14.02	13.97	-0.05

後検討していく必要がある。

可動堰設置により抑制される平均浸水深は、全体的に数cm程度とわずかであったが、同時に氾濫面積も縮小させている点、また、最大浸水深は局所的であるが数十cmから1m近く低下させている場合もあり、一定の効果はあるものといえる。しかしながら、今回の検討では破堤を伴うような洪水氾濫に関しては未検討であり、氾濫ボリュームなどのオーダーが近いと思われる引き伸ばし率1.5や2.0のケースの結果のとおり、可動堰を設置してもその抑制効果は皆無に近く、破堤氾濫までに効果を期待できるものではないと考えられる。

なお、図-7に氾濫水の流速ベクトルの一例を示すが、氾濫水は、左岸では中央部の高地で氾濫水がさえぎられ東部低地の小貝川方向へ、右岸側では微高地を迂回しながら南部低地の手賀沼方向へ向かう挙動を示すことが確認される。

5. 氾濫モニタリングと河道からの強制排水

上述の検討では、可動堰の開扉操作と調節池への自然越流による氾濫抑制効果について検討したものである。ここでは、調節池下流での氾濫モニタリングが可能であることを前提に、調節池下流で氾濫起きた場合に、河川から調節池への強制排水を行い、氾濫の抑制効果が高められないか検討を行った。

強制排水は各調節池の越流堤から、下流で氾濫が起こり、かつ調節池が満杯でない状態に限り、 $100\text{m}^3/\text{s}$ の排水を行う条件とし、前述のケースと同じ超過洪水に対し、また可動堰の有無と比較した。結果を表-4に示す。強制排水の方法は揚排水ポンプの設置を想定しており、洪水減水時に行われる通常の調節池内の排水に、このポンプを併用することで、調節池の早期排水にも有効となる点で、通常の湛水時にもメリットがあるものと考えられる。

全体を通して、強制排水を行った場合でも可動堰を設置した方が、氾濫抑制の効果が高いことがわかる。特に、引き伸ばし率1.05のとき、可動堰の設置と合わせることで、氾濫ボリュームや氾濫面積を激減させていることが特徴的といえる。

また、引き伸ばし率1.01および1.05とそれよりも大きな超過洪水とでは、左右岸の間に、強制排水の有無による効果に顕著な差が見られた（表-3および4参照）。

引き伸ばし率1.01および1.05とでは両岸において強制排水する方が、氾濫抑制の効果が高い結果を得ているが、それ以上の規模になると、ほとんどの項目で可動堰の有無を問わず、左岸側では強制排水を行わない場合よりも氾濫抑制の効果が低下したのに対し、右岸側は全ての項目で可動堰の有無を問わず抑制効果が低下していないか増加している。

これは、相対的に小さな超過洪水時では、越流時間が相対的に短くなり、強制排水によって調節池を満杯にする時間を早めるというデメリットが現れる前に洪水が減水してきたものと考えられるが、ある規模以上の洪水ではこれが逆転したものと考えられる。左岸側だけで氾濫抑制効果が低下したのは、右岸側に比べ天端位置が低い個所が多いことに一因があるものと考えられる。なお、引き伸ばし率1.05のとき、強制排水を行うことで可動堰の設置をした場合の方が3m近く最大浸水深を下げている。強制排水をしない場合にはこれが20cm程度であるが、この差異については確たる原因が特定できない。

6. おわりに

本研究では利根川中流の3調節池群を対象に、既存の

治水施設の高度利用ということを念頭に置きながら、既設の越流堤天端上へ可動堰を設置した場合の氾濫抑制効果について検討・評価した。

そして、しかるべき高さの可動堰を設置し、計画規模洪水に対して、調節池内の治水容量に空き容量を創出し、この空き容量を用いて超過洪水に備えることで、可動堰を設置しない場合に比べ下流での氾濫抑制効果が向上する可能性を示した。

しかしながら、単なる堰の開扉操作では、対応できる超過洪水の規模に限界があることや、破堤を伴うような氾濫に対しては用をなさないことが示された。

また、下流での氾濫がモニタリングと、河道からの強制排水が可能であるという前提のもとにおいては、可動堰の設置と組み合わせることで、想定的に小さな超過洪水にはよく対応できる可能性が示唆されたが、一方でこのような効果が得られるのは超過洪水の規模に規定されるという結果が得られた。

今後は、調節池の相互連携方法の工夫や洪水予測手法などを組み合わせ、より効率的な運用を図ることを課題としている。

謝辞：本研究を遂行するにあたり、シミュレーションに必要なデータ整備に際して、東京大学大学院生の砂原啓人君から協力を得た。記して謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 新沢嘉芽統：河川水利調整論，岩波書店，pp. 115-117，1962.
- 2) 佐藤裕和，磯部雅彦：利根川中流調節池群における越流堤への可動堰設置による治水機能の評価，水工学論文集，第53巻，pp. 595-600，2009.
- 3) 矢島啓，伊藤重文，谷岡康，正井敏嗣：可動堰を導入した洪水調節施設の治水効果について，土木学会 第47回年次学術講演会講演概要集第2部，pp. 508-509，1992.
- 4) 淀川水系流委員会：第72回審議参考資料3，pp. 1-9，2008.
- 5) 例えば，高棹琢馬，池淵周一，小尻利治：ダム・堰を含む貯水池システムの操作，第28回水理講演会論文集，pp. 59-66，1984.
- 6) 谷岡康，福岡捷二，高橋康夫：都市中小河川における連絡式調節池の効果，水工学論文集，第43巻，pp. 163-168，1999.
- 7) 大八木豊，島谷幸宏，杉本千佳子，加藤憲介，朴崎璨：ため池を用いた御笠川流域の治水強化策，水工学論文集，第50巻，pp. 325-320，2006.
- 8) 福岡捷二，昆敏之，岡村誠司：鶴見川多目的遊水地の洪水調節効果の評価，土木学会論文集B，Vol. 63，No. 3，pp. 238-248，2007.
- 9) 土木学会編：水理公式集，丸善，pp. 114-115，1999.

(2009. 4. 9受付)