

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

FLOOD CONTROL FUNCTION BY MOVABLE WEIR CONSTRUCTION ON THE
OVERFLOW LEVEES OF 3 DETENTION RESERVOIRS IN THE MIDDLE TONE RIVER

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 reservoir is one of the most effective countermeasures to prevent the flood damage in the alluvial plain. Most of such facilities are constructed with an overflow levee, but if we make a movable weir on that and make an artificial operation, some additional effects are expected. For instance, saving the capacity of reservoir, we can prepare for the excess flood. Or, when smaller flood comes, we can keep the needless inundation away from inside of the reservoir. So we considered the effectiveness for 3 detention reservoirs in the middle Tone River by using numerical simulation model. Then we confirmed the effects of movable weir construction and obtained some interesting results, but it was difficult to control the harder excess flood without wise operation.

Key Words : *movable weir on the overflow levee, Sugo, Inadoi and Tanaka detention reservoirs, flood control in the middle Tone River*

1. はじめに

流域内に首都圏を包括し、我が国最大の流域面積を有する利根川は、治水・利水ともにその重要性が古くから認識され、その治水計画は、明治以降頻りに改定・変更が重ねられ、現在は200年確率規模の洪水を対象に、基準地点の八斗島地点で基本高水流量22,000m³/s、計画高水流量16,500m³/sを目標に河川整備がすすめられており、多くの治水施設が既成あるいは整備中である。特に、関宿で江戸川を分派した後の本川中・下流域にとって最も重要な治水施設のひとつとして挙げられるのが、群的に配置された菅生・稲戸井・田中の3調節池である。

これらの調節池は、左支川鬼怒川を合流する地点にあり、鬼怒川からの洪水の影響を本川に与えない目的で、大正期の鬼怒川改修計画において菅生・田中調節池が構想され、その後の洪水流量の増加に伴い、稲戸井調節池が加えられた。いずれも越流堤方式で、菅生・田中調節池は越流堤が既成しており、稲戸井調節池は越流堤の設置工事が現在行われているところで、所期の洪水調節機能が発揮されるよう各々の調節池が整備中である。

中・下流平野部の治水には、こうした越流堤方式の調

節池でも高い洪水調節効果を期待できるが、想定した洪水で有効に作用するように越流堤や調節池の構造が決定されても、調節に人為が加えられないため、必要最小限の洪水調節に留めることが難しいといった欠点がある。

これに対しては、人為的に調節を操作できる可動堰などの設置が有効であり、調節池内に不要な洪水を入れず、超過洪水に備えて調節池の空き容量を確保しておく、というメリットが創出でき、また、既存施設の高度利用を図るといった点でも有効である。こうした検討はかつて菅生・田中の2調節池については行われており¹⁾、神田川流域の地下調節池での検討²⁾、渡良瀬遊水地、現在では上野遊水地³⁾でも検討がなされ、一定の有効性が示されているものの、誤操作などの管理上の難しさもあり、適用例は南谷地遊水地などに見られる程度である。

そこで、本研究では、群的に配置された利根川中流3調節池に着目し、これらの越流堤に可動堰を設置し、ダムや堰の統合操作⁴⁾、調節池群の連絡⁵⁾、流域内に分布するため池の運用・構造の工夫による治水強化策⁶⁾などのように、連携的運用によって上述の長所がさらに高められないか、また、どのような問題が生ずるかを検討するための初歩的段階として、現状の諸条件を参考に、数値シミュレーションにより検討を行った。

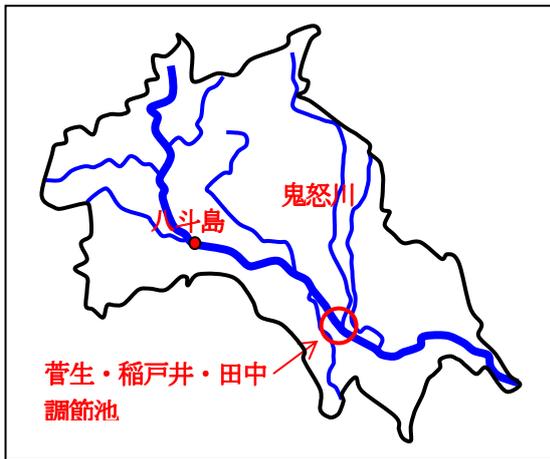


図-1 利根川流域

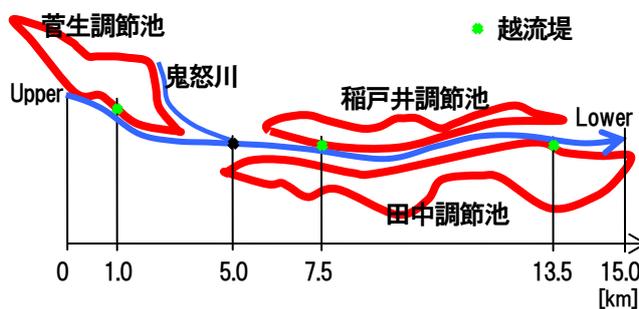


図-2 3調節池と計算区間

2. 対象調節池群の概要と検討区間

検討の対象とするのは、利根川中流に位置する菅生調節池（越流堤位置が利根川本川河口から100.0km左岸）、稲戸井調節池（同93.5km左岸）、田中調節池（同87.5km右岸）であり、これらの調節池を挟む15kmの区間で、シミュレーションでもこの区間を対象とする（図-1、図-2）。表-1に調節池の現状の諸元を示す。

対象区間には上流から主要な支・派川として利根運河と鬼怒川が含まれているが、利根運河は洪水時に本川の流量に影響を与えないものとして無視した。鬼怒川の合流点位置は河口から96.0km左岸である。

3. 計算手法

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⁷⁾などがあるが、本研究では資料の充足度などの理由から以下のような方法をとる。

(1) 計算領域について

計算領域は、利根川本川に鬼怒川の合流を含め、以下の本間の越流公式を介して各調節池と河道を接続した範囲を計算領域とする。

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

$$\begin{cases} Q_{over} = 0.35h_1L\sqrt{2gh_1} & \left(\frac{h_2}{h_1} \leq \frac{2}{3} \right) \\ = 0.9h_2L\sqrt{2g(h_1-h_2)} & \left(\frac{h_2}{h_1} > \frac{2}{3} \right) \end{cases} \quad (1)$$

ここで、 Q_{over} ：越流量、 h_1 ・ h_2 ：河道および調節池において、それぞれ越流堤高から測った高い方および低い方の水深、 L ：越流堤の長さ、 g ：重力加速度である。

河道の上流端は菅生調節池の越流堤位置より上流1.0km、下流端は田中調節池の越流堤位置より下流1.5kmにとることとする。すなわち、上流端から各調節池の越流堤までの距離は、菅生：1.0km、稲戸井：7.5km、田中：13.5kmとなり、また、鬼怒川の合流点は上流端から5.0kmに配置される（図-2参照）。

なお、河道と調節池の流量の授受は、越流堤の設定されたメッシュ間以外では行われないものとし、他点での越流は河道・調節池ともないものとした。

(2) 河道の計算

河道内の流れは、次の一次元の連続式と Dynamic Wave ModelをMacCormack法により陽的に解き、洪水追跡を行った。また、鬼怒川からの洪水は、本川に対する横流入量として与えた。

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q_L \quad (2)$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} + g \frac{\partial H}{\partial x} = -gS_f - \frac{v}{A} q_L \quad (3)$$

ここで、 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、抵抗則にはManning式を用いた。

河道は区間一様の矩形断面を仮定し、国土交通省による平成16年の利根川横断面図および粗度データを参考として、当該区間の高水敷の平均的な川幅を800m、Manningの粗度係数を0.04s/m^{1/3}として一様に与え、河床勾配は当該区間の平均的な値として1/5,000を与えた。また、差分間隔は、空間方向に $\Delta x=50m$ 、時間方向に $\Delta t=2.0s$ とした。

境界条件は、上流端で流量ハイドログラフを与え、下流端では擬似等流とした。上流端および鬼怒川からの流量ハイドログラフは、当該地点の計画規模の洪水を基に、それぞれピーク流量を10,500m³/s、5,000m³/sと与え、基底流量として数ヶ年の流量年表を参考に、年平均流量相

当の150m³/s（目吹橋地点），60m³/s（水海道地点）を与えた。それぞれの河川の流量ピーク発生時刻は，現実には数時間程度の時差があるが，計画規模の洪水を条件とするため同一のものとした。ただし，計算区間の上流端から鬼怒川の合流点までのピーク時差の調整は行わない。

(3) 調節池の計算

調節池は，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。

調節池内は，湛水がある程度進行するまでは越流地点から水面勾配を持って空間的な流動を示すために，以下の二次元の連続式とDynamic Wave ModelをLeap-Frog法で陽的に解き，計算を行った。

$$\frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (4)$$

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

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial(uN)}{\partial x} + \frac{\partial(vN)}{\partial y} = -gh \frac{\partial H}{\partial y} - \frac{gn^2 N \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (6)$$

ここで， h ：水深， $M \cdot N$ ：それぞれ x, y 方向の流量フラックス， $u \cdot v$ ：それぞれ x, y 方向の流速， g ：重力加速度， H ：水位， n ：Manningの粗度係数であり，調節池の土地利用状況から全ての調節池に粗度係数0.06s/m^{1/3}（農地相当）を一様に与えた。また，調節池内の地盤標高は国土院発行250mDEMから取得した。差分間隔は，空間方向に $\Delta x = \Delta y = 250\text{m}$ ，時間方向に $\Delta t = 1.0\text{s}$ とした。

(4) モデル上の越流堤天端位置の設定

今回のシミュレーションでは矩形断面で河道を近似しているため，越流堤の天端位置をモデルの河道断面に合わせて設定する必要が生じる。そこで，まず国土交通省が作成した利根川の平成16年の水位－流量曲線を用い，現状の越流堤の天端位置に対し，どの程度の流量で越流が開始されるかを算出した（調節開始流量）。これによると，各調節池の調節開始流量は，菅生：6,600m³/s，稲戸井：7,000m³/s，田中：6,400m³/s程度であることが推定された。次に，越流堤のない条件で，モデル河道に対して様々な流量ハイドログラフを与え，モデル上の水位－流量曲線を複数作成し，これらの平均的な水位－流量曲線に，先の調節開始流量を当てはめ，モデル上の各調節池の越流堤の天端位置を，図2に示したそれぞれの越流堤の位置する河床から菅生：7.0m，稲戸井：6.8m，田中：6.3mの高さに決定した。また，調節池の地盤標高と越流堤の天端位置との差は，現状に符合するよう，調節池の地盤標高を増減させて調節した。

(5) 可動堰の設置・運用方法

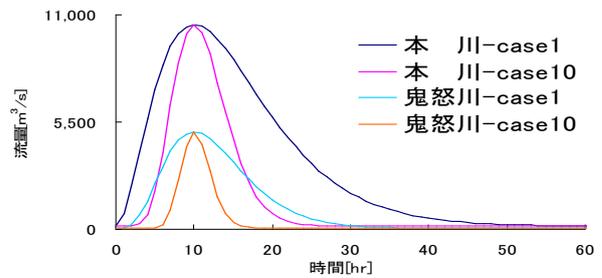


図-3 ケース1およびケース10のハイドログラフ

可動堰は，それを設置することによって，想定する洪水に対する下流端でのピーク流量が，越流堤のみによる場合のそれを超えてはならないという条件を満たす高さで各越流堤上に設置し，各々の可動堰は天端上で一様な高さとする。また，上流側の越流堤に可動堰が設置されることによって，下流河道に流れる流量は越流堤のみの場合よりも増加するため，その増加分によって下流側の調節池の貯留量が許容量を上回らないように留意する。

運用に関しては，河道水位が越流堤を超え，可動堰の上端を超えると同時に，瞬間的に堰全体が開扉されることとし，再度堰を立ち上げる操作は行わないものとする。

4. 可動堰設置の効果

(1) 上流端ハイドログラフの設定条件

上記の計算条件をもとに，可動堰設置の効果について10ケースの単峰の流量ハイドログラフを与えてその効果を検証する。与える洪水のピーク流量は本川，鬼怒川ともに先述のとおり計画規模のものとし，そのピーク発生時刻が重なるものとし，波形のみを変える。図-3にケース1とケース10のハイドログラフを示すが，本川，鬼怒川ともにケース1から10に向かうほどシャープな波形となるよう，また洪水継続時間も同様に短くなるように設定した。洪水継続時間は，当該区間の洪水実績を参考に，ケース1においては本川，鬼怒川それぞれ48時間，36時間，ケース10においてそれぞれ24時間，18時間を与えた。

(2) 調節池の治水容量の設定方法

計算はまず，越流堤の有無による下流端での流量をそれぞれ求め，その後可動堰設置による効果を見る。ただし，ケース毎に流量ハイドログラフが異なると調節池内への総流入量も異なるため，ここではケース毎に異なる総流入量のピーク値をそのケースの治水容量と考える。調節池への流入は，時間的に変動するものであって，その総流入量は基本的には単調増加となり，ある値に収束する。このような場合にはこの収束値を最大総流入量とした。すなわち，洪水減水期においても調節池から越流堤を通じて河道への氾濫戻しが無い場合には，この収束値が調節池内の湛水量の最大値を示している。一方，氾

表-2 越流堤による効果

case	下流端でのピーク流量 [m³/s]		越流堤によるピークカット量 [m³/s]	調節池への最大総流入量 [×10⁶ m³]			
	越流堤なし	越流堤あり		菅生	稲戸井	田中	合計
1	14,753	10,570	4,183	37.1	25.3	63.8	126.2
2	14,587	10,594	3,993	33.4	23.5	58.6	115.5
3	14,485	10,606	3,879	31.2	22.0	55.9	109.1
4	14,421	10,613	3,808	29.7	21.0	54.3	105.0
5	14,278	10,627	3,651	26.2	19.4	50.7	96.3
6	14,201	10,635	3,566	24.6	18.6	48.6	91.8
7	14,084	10,644	3,440	22.3	17.4	45.3	85.0
8	13,975	10,651	3,324	20.5	16.5	42.1	79.1
9	13,825	10,657	3,168	18.5	15.3	37.9	71.7
10	13,476	10,646	2,830	15.0	12.9	30.0	57.9

表-3 可動堰設置による効果

case	可動堰設置による最大空き容量 [×10⁶ m³]	治水容量 [×10⁶ m³]	空き容量と治水容量の比 [%]	最大空き容量時の可動堰高さ [m] ※3調節池同一
1	1.0	126.2	0.79	1.5
2	1.1	115.5	0.95	1.5
3	1.4	109.1	1.28	1.5
4	1.5	105.0	1.43	1.5
5	1.6	96.3	1.66	1.5
6	1.6	91.8	1.74	1.5
7	1.5	85.0	1.76	1.5
8	1.4	79.1	1.77	1.4
9	1.2	71.7	1.67	1.4
10	0.0	57.9	0.00	0.5

溢戻しの状態となって、調節池内の湛水量が減じていき、調節池の総流入量にもピークを生じる場合には、このピーク値を最大総流入量とした。

汎溢戻しが生ずるのは、河川水位がピークを示した以降であり、普通ピーク水位を示す以前に流量のピークが現れているため、総流入量がピークを示した場合には、調節池内に余裕があってもピーク流量調節の効果は消失しており、稲戸井および田中調節池で頻繁に見られた。

(3) 越流堤のみの場合の計算結果

表-2に、越流堤による調節効果と調節池内への総流入量のピーク値を示す。越流堤のない条件において、波形がシャープなほどピーク流量の減衰が大きい傾向を示した一方、越流堤によってピークカットがなされた場合には、ケース10を除くと、波形の形状がシャープなほど下流端でのピーク流量が微増している。これは、越流堤の高さのみを固定し、調節池の治水容量に上限を設定していないため、ピーク付近の越流時間が長い緩やかな波形ほど、優位な調節が行われたものと考えられる。

(4) 可動堰を設置した場合の計算結果

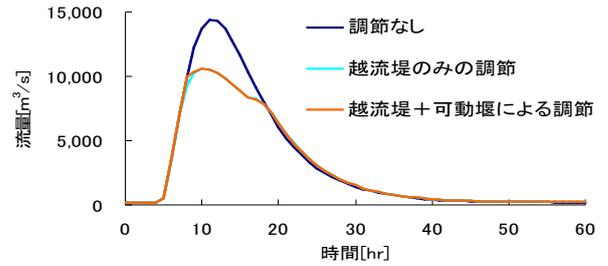


図-4 下流端流量ハイドログラフ (ケース4)

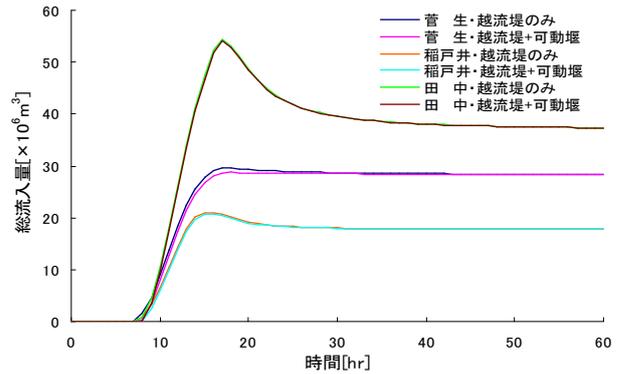


図-5 各調節池内の総流入量の変化 (ケース4)

表-3に、可動堰の設置による効果を示す。ここではケース間の定性的な関係を見るため、3調節池ともに同じ高さの可動堰を設置し、その高さを10cmずつ変えていき、下流ピーク流量が越流堤のみの場合を上回らない上限の高さを示している。このとき、最大総流入量時の空き容量の合計が最大となる。結果、全体的に1.5m程度の可動堰の設置により、150万m³程度の空き容量を創出しており、これが可動堰設置による効果である。しかし、洪水波形が最もシャープなケース10では、その効果が皆無であった。これは、波形がシャープなため越流堤や可動堰を超える水位の継続時間が短く、またピーク付近の水位上昇が急であるため、河道堰を設置してもその効果が小さかったものと考えられる。また、波形がなだらかなケース1や2でも、治水容量に占める空き容量の割合が相対的に小さくなることが示された。これは高水位となる時間が早まると同時に、可動堰開扉時間も早まり、さらに高水位の継続時間も長くなることに起因するものと考えられる。可動堰設置による越流開始時間の遅れは、ケース1, 2では3調節池の平均で1時間程度、ケース3-9で1.3時間程度、ケース10ではほとんどなかった。

ところで、全ケースの中で、ケース4が最も現状の治水容量と差の少ない総流入量となった(表-1, 表-2参照)。このケースの下流端での越流堤および可動堰が流量に与える効果を図-4に、各調節池への総流入量の時間変化を図-5に示す。これらの図から可動堰の設置による流量ハイドログラフや総流入量の変化が見られるものの、全体的な傾向には大きな差はないものともいえる。他の

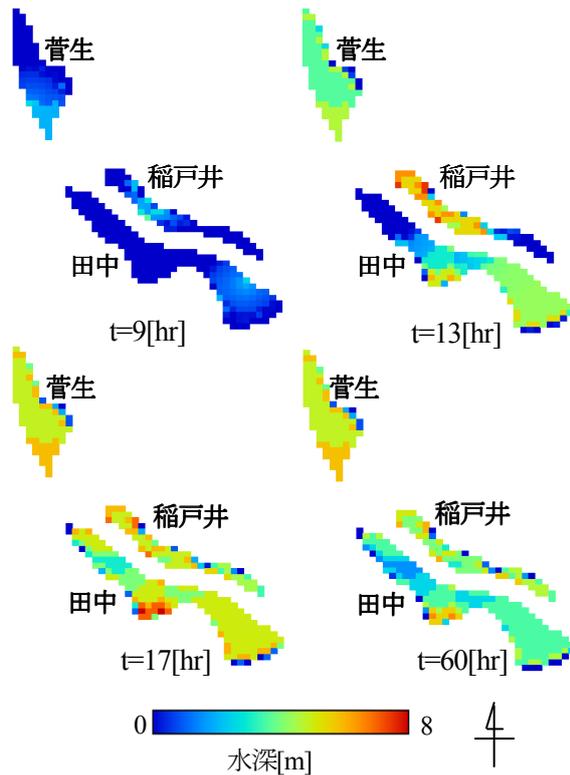


図-6 各調節池における湛水の進行過程(ケース4)

ケースについてもこのような傾向が示された。

(5) 各調節池における湛水進行過程の特徴

図-6に、ケース4における可動堰設置後の調節池内の湛水の様子を示す。図には越流開始直後から調節池内の水の流動が終了するまでの水深分布を示した。その進行過程を見ると、菅生では南側、稲戸井では西側、田中では東側に初期湛水していく様子が確認される。これは、地盤標高の空間分布の他、越流堤の位置がいずれも端部にあること、調節池の計算メッシュのスケールにも起因するものと考えられる。また、稲戸井で水深の増加が早い傾向が見られるが、調節池そのものが整備段階にあり、調節池内の地盤標高が不均一で、平均的に高いことに主因があるものと考えられる。これらの結果は越流堤のみの場合にも見られ、全ケースに共通していた。

最終的な水深分布を見ると、菅生を除くと調節池内でも湛水する程度に差異が見られ、特に田中で北西部一面の湛水深が浅くなっている一方で、近接する中央部南端に深水部が形成されていることが特徴的である。

5. 最適な可動堰高さと超過および中小洪水に対する有効性の検討

上記の検討から、越流堤上への可動堰設置によって、

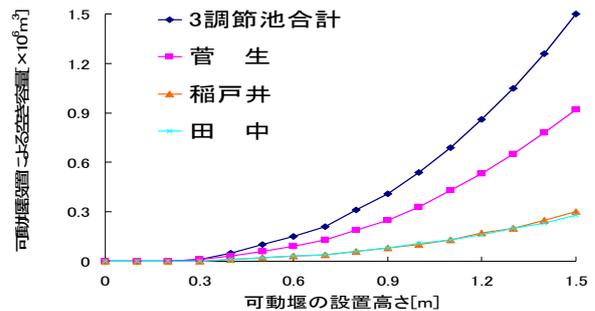


図-7 3調節池同一の可動堰高さと空き容量(ケース4)

越流堤による下流端での洪水調節効果を損なうことなく、各調節池の空き容量を増やせることが確認された。ここでは、検討ケースの中で、最も現状に近い条件であるケース4を例に、調節池毎に可動堰の設置高さを変え、さらに空き容量を増やすことによって、超過洪水に対する有効性を検討する。また、計画規模以下の洪水における調節池内への流入抑制の効果についても検討を加えた。

(1) 最適な可動堰高さの組み合わせ

ケース4において、各調節池で可動堰高さを同一の1.5mとしたとき、3調節池の合計空き容量が最大となった(表-3参照)。図-7にそのときの可動堰高さの違いによる空き容量との関係を示す。図より、同一の高さの場合には、最大値の1.5mまで右肩上がりで空き容量を増やしていることが分かる。調節池別に見ると、菅生での空き容量が最も大きく、稲戸井・田中ではともに菅生の半分以下である。調節池の位置関係を考えると、上流側の調節池が可動堰化されると河道の流量が増加し、結局その増量分を下流側の調節池が負担することになるため、仮に調節池の構造が上下流で同一であれば、同じ高さの可動堰が設置された場合には、上流側調節池の空き容量が大きくなるのである。対象とした3調節池は構造や設置条件が異なる上、下流2調節池では鬼怒川からの洪水流量も受け入れることとなるため、菅生との間にこのような相違が生じたものと考えられる。

ここで、調節池毎に可動堰高さを10cmずつ変え、最適な組み合わせとなる設置高さを試行錯誤的に求めた。その結果、菅生：2.0m、稲戸井：1.5m、田中1.5mのとき、3調節池の合計空き容量が最大の約260万 m^3 となり、同一高さとした場合の最大値よりも110万 m^3 程度増大させることとなった。そのときの各調節池の空き容量の内訳を見てみると、菅生：250万 m^3 、稲戸井：10万 m^3 、田中：0 m^3 となり、空き容量のほぼ全量が菅生に集められることとなり、先に指摘したような調節池の位置関係による優劣が示されたといえる。菅生に空き容量が集中することのメリットを考えると、超過洪水時の活用を計る際、菅生以外の調節池については通常の可動堰の操作を意識しておくだけでよいという点が挙げられる。

(2) 超過洪水に対する有効性

上記の可動堰設置によって捻出された計画規模の洪水に対する空き容量260万 m^3 が、どの程度の超過洪水に対応可能か検討を加える。ここでもケース4を対象に、先に示した高さで可動堰を各越流堤上に設置し、流量ハイドログラフを基に、本川上流端からのピーク流量を中心に引き伸ばした流量ハイドログラフを与える。このとき、ピーク流量だけでなくその前後の流量も増加されている。なお、鬼怒川の流量には変更を加えないものとした。この結果、上流端での計画流量10,500 m^3/s に対して30 m^3/s 程度増の超過洪水にしか対応できないものとなった。上野遊水地における類似の検討事例⁸⁾でも、可動堰設置による大洪水時のピークカットは効果が低いという結果が得られており、利根川のような大河川の計画超過洪水に対するピークカットは、単なる可動堰の設置・運用だけでは対処することがさらに難しいものと判断される。

ところで、260万 m^3 という容量は、平均水深5mとすれば720m四方のスケールで小規模な貯水池に相当する。本研究では、越流堤以外に河川からの氾濫を想定してないが、実際の超過洪水時には堤内地への洪水氾濫が起こる可能性がある。カスリン台風(1947)に代表されるような利根川本川の破堤氾濫時には、これより2-3オーダー大きな氾濫流量となるため、この程度の空き容量では用をなさないが、今後の河川整備の進展や堤防強化策などによって、超過洪水時の洪水氾濫であっても、一極集中型の破堤氾濫が回避されるような氾濫形態であれば、これら調節池の目下の受益地である取手市などの氾濫被害軽減には役立つ可能性があるのではないかと考える。

(3) 中小洪水に対する可動堰設置の意義

冒頭で触れたように、計画規模以下の中小洪水でも単なる越流堤方式の場合、下流河道に安全な流量でも調節池内への湛水がなされる可能性がある。現在、各調節池で治水機能の向上を図る計画があり、これは治水上有意義であるが、土地利用者などからの合意が得られなければその実現には時間を要することが予想される。そこで、越流堤に可動堰を設置することで、こうした中小洪水を不必要に湛水させないというメリットが実証されれば、土地利用者からの合意も得やすくなり、間接的に治水に対する効用も高まるものと考えられる。そこで、ケース4の流量ハイドログラフを基に、可動堰設置によって湛水の度合いがどのように変化するか検討を加えた。

計画規模の洪水を流したとき、越流堤で調節されるピーク流量は、10,613 m^3/s であり、菅生：2.0m、稲戸井：1.5m、田中：1.5mの高さでそれぞれの越流堤に可動堰を設置しても下流での安全性は確保されるため、ここでもこれらの高さの可動堰の設置を想定する。

ここでは、本川、鬼怒川ともに同比率でピーク流量を減少させていき、可動堰の有無による調節池への湛水状況を見ると、本川：6200 m^3/s 、鬼怒川：3,000 m^3/s のピーク

ク流量を与えたとき、可動堰の設置がなされている場合には、全ての調節池で湛水を免れたが、越流堤のみの場合では、菅生では平均水深0.7mで0.9 km^2 の湛水、稲戸井では平均水深0.8mで2.1 km^2 の湛水、田中では平均水深1.4mで10.1 km^2 の湛水が生じた。この場合の下流端でのピーク流量は、越流堤のみの場合では7,929 m^3/s 、可動堰によれば8,448 m^3/s で、いずれも下流端での許容量を大きく下回るもので、可動堰設置の有効性が示された。

6. おわりに

本研究では、利根川中流の菅生・稲戸井・田中調節池を対象に、既成の越流堤天端への可動堰設置による治水機能の向上可能性について、数値シミュレーションを行い検討・評価した。そして、可動堰の設置により計画規模の洪水時、越流堤のみの調節に比べ、ピークカットの機能を損なわずに、調節池内に小規模の貯水池相当の空き容量を確保することができた。この空き容量による超過洪水のピークカット量は軽微なものであったが、氾濫流量の軽減に対しては無意味な容量ではない可能性、洪水調節が不要な中小洪水による湛水の回避の可能性について意義のある結果を得た。今後に残された課題としては以下のとおりである。すなわち、①今回は初歩的な検討のため河道断面などを簡略化しており、実際の河道断面で検討を行う、②超過洪水時にも有意なピークカットができるよう運用方法・連携操作の工夫を行い、特に洪水予測手法とカップリングをして、最適な操作について検討する、③堤内地への氾濫を伴う超過洪水時の可動堰設置の効果の定量的把握に努める、といった諸点である。

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) 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.
- 3) 淀川水系流域委員会：第72回 審議参考資料3、pp.1-9,2008.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 大八木豊、島谷幸宏、杉本千佳子、加藤憲介、朴璋琦：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.
- 7) 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.
- 8) 前掲3)、pp.7-9,2008.