

# 数値解析を用いた 牛津川遊水地の洪水調節効果の検討

秋山 壽一郎<sup>1</sup>・重枝 未玲<sup>2</sup>・藤原 周平<sup>3</sup>

<sup>1</sup>フェロー会員 九州工業大学教授 (〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町 1-1)  
E-mail:akiyama@civil.kyutech.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 九州工業大学大学院准教授 工学研究院建設社会工学研究系 (同上)  
E-mail:mirei@civil.kyutech.ac.jp

<sup>3</sup>学生会員 九州工業大学大学院 工学府建設社会工学専攻 (同上)  
E-mail:q345319s@mail.kyutech.jp

六角川水系を対象に既設牟田辺遊水地の洪水調節を考慮して牛津川の流下能力不足区間を抽出し、次に河道・遊水地包括解析を用いて“牛津川遊水地計画”で検討段階にある未設遊水地の洪水調節効果とそれに伴う外水位の低減効果について検討し、数値解析により遊水地による洪水調節、ポンプ排水による内水排除、支川から本川への流入を考慮して外水位を評価可能であることを示した。

**Key Words:** *retarding basin, numerical model, FDS, distributed hydrological model*

## 1. はじめに

2000年9月東海豪雨災害以降に発生した豪雨災害に共通する課題の一つは、内水/外水処理の治水バランスの問題である。これは、内水排水ポンプの運転操作、遊水地による洪水調節、河道の流下能力などが外水位に関係するだけでなく、各種治水施設の計画手法等も異なるためである。したがって、想定外力に対する被害最小化を図るためには流域に存在する個々の治水施設の治水容量を把握し、それらの治水バランスを適切に評価できる手段が必要となる。

筆者らは、以上の課題を踏まえ、任意の降雨外力と本川下流端水位を与条件として、支川や下水道から本川への流入、遊水地による洪水調節、ポンプ排水による内水排除等を考慮して内水/外水処理と上下流/本支流の治水バランスを評価でき、本支川がH.W.L.を超えた場合の破堤氾濫も取り扱える内外水複合氾濫シミュレータの開発を進めている<sup>1)</sup>。

治水施設のうち遊水地については、通常、定流を対象とした大規模な模型実験によって定められる計画諸元を用いて越流流量を決定する方法<sup>2)</sup>が用いられる。しかし、このような検討では想定とは異なる洪水に対する洪水調節効果の把握が難しい。また、越流流量を評価する上で水面形の時間変化と平面2次元不定流解析から越流流量を算定する方法<sup>3)</sup>も有効な手段であるが、多点水

位観測に基づくリアルタイム評価法であるため、越流流量の再現、予測は難しい。

以上を踏まえ、筆者らは、模型実験<sup>4)5)6)</sup>、実遊水地の縮尺模型実験<sup>5)</sup>、実遊水地<sup>7)8)</sup>を対象として、模型実験に頼らず、数値解析により遊水地の洪水調節効果を再現、予測できる手法の開発を段階的・発展的に進めてきた。

本報では、以上のような背景と緩勾配感潮河川である六角川水系では、遊水地による洪水調節とポンプ排水による内水排除が治水効果に大きな影響を及ぼすことを踏まえ、前述したシミュレータ開発の一環として、降雨外力と河口の潮位を与条件として、遊水地による洪水調節とポンプ排水による内水排除を考慮して洪水追跡を行う“外水処理モデル”(以下「本モデル」という)において、

既設遊水地については遊水地の水位  $H$ -容量  $V$  関係に基づき遊水地を簡易的に取り扱う「 $H$ - $V$  解析」<sup>8)</sup>を、未設遊水地については河道と遊水地を区別せず包括的に取り扱う「河道・遊水地包括解析」<sup>9)</sup>(以下「包括解析」という)を用い、遊水地内の流況解析により遊水地水位の変化を的確に評価することで、洪水調節と外水位との関係をより正しく再現、予測できるよう改善し、さらに上・中・下流の代表箇所からまとめて河道に排水させていたポンプ排水の取り扱い<sup>8)</sup>を各排水機場地点から排水させることで内水排除の取り扱いを改善し、本モデルを六角川水系に適用した。

すなわち、 $H$ - $V$  解析を用いて既設牟田辺遊水地の洪水



図-1 六角川流域の概要と解析対象領域および境界条件の設定位置(GoogleMapより)

調節を考慮して六角川水系牛津川下流域の流下能力不足区間を抽出し、牟田辺遊水地については H-V 解析を、“牛津川遊水地計画”<sup>10)</sup>で検討されている未設遊水地については包括解析を用いて洪水調節効果と越流堤の形状(幅, 高さ)が越流量に及ぼす影響について検討し、さらに流下能力不足区間について牛津川遊水地の洪水調節による外水位の低減効果について検討した。

## 2. 六角川流域と解析の概要

### (1) 六角川流域と治水施設の概要

佐賀県六角川水系は、本川六角川と牛津川等の支川を合わせて佐賀平野を流れる低平地河川である。六角川、牛津川の下流部の各勾配はそれぞれ約1/1,500~1/45,000, 約1/2,600~1/5,600の緩勾配で、六角川では河口から上流約29km, 牛津川では六角川合流点から上流約12kmが感潮区間となっている。

六角川、牛津川の中下流域では、上記のような河道特性から、大雨と潮位の高い時間帯が重なると水位が上昇し、自然排水が困難となるため、六角川・武雄川で36箇所(総排水量約228m<sup>3</sup>/s)、牛津川で23箇所(総排水量約133m<sup>3</sup>/s)の排水機場が国、県等により整備(2014年8月時点)されている。現在の整備水準を上回る出水時に継続的にポンプ排水を行うと、破堤の恐れがあることから、2006年6月にポンプ運転調整方針が策定され<sup>11)</sup>、2009年7月出水時には牛津川砥川大橋水位観測所で運転調整水位に達したため、運転調整が行われた。また、牛津川流域では、既往最高水位を記録した1990年7月出水で内外水被害が発生したことを受け、下流域の洪水被害軽減を目的とした牟田辺遊水地(1/100洪水対応)が2002年6月に完成している。

その後も2009年7月、2012年7月(九州北部豪雨災害)に大洪水が発生し、同遊水地の洪水調節機能と牛津川の治

表-1 牟田辺遊水地の諸元と流域の土地利用

項目	諸元	備考		
遊水地	計画貯水容量	90万m <sup>3</sup>		
	遊水地面積	53.4ha	計画貯水位による湛水面積	
	計画貯水位	T.P.+12.01m	遊水地下流端の河道H.W.L.	
越流堤	改良前 (固定堰)	最大越流量	約100m <sup>3</sup> /s	1/100規模
		越流堤高	T.P.+11.01m	
		越流堤幅	70m	
	改良後 (可動堰)	最大越流量	約70m <sup>3</sup> /s	1/30規模
		越流堤高	T.P.+11.01m	
		改良ゲート高	0.80m	敷高 T.P.+10.21m
越流堤幅	70m			
流域の土地利用	種別	割合	備考	
	森林	42%	森林, 荒地, 田, 農地, 都市, 水域(河川地および湖沼)に細分類	
	田・農地	38%		
	市街地	10%		
荒地	3%			

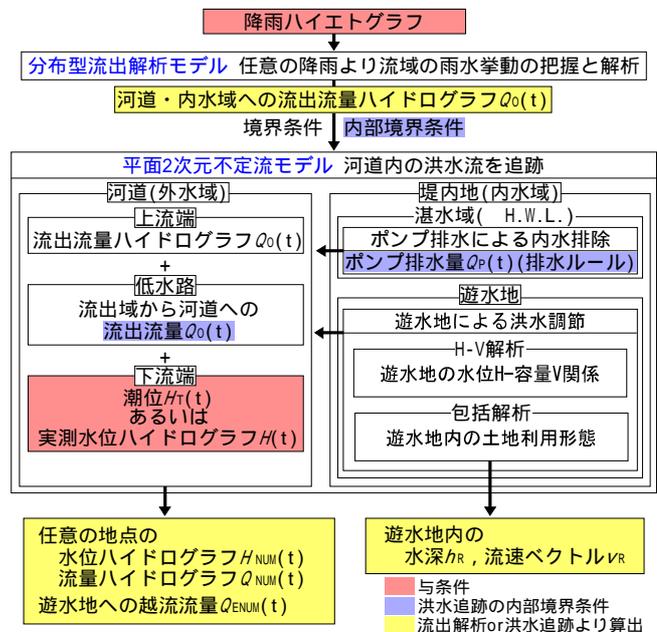


図-2 本モデルの概要

水安全度のバランスが問題となり、発生頻度の高い中規模洪水(計画貯留量を下回るが、水位はH.W.L.を超える規模の1/30)に対して洪水調節効果が期待できる可動堰型

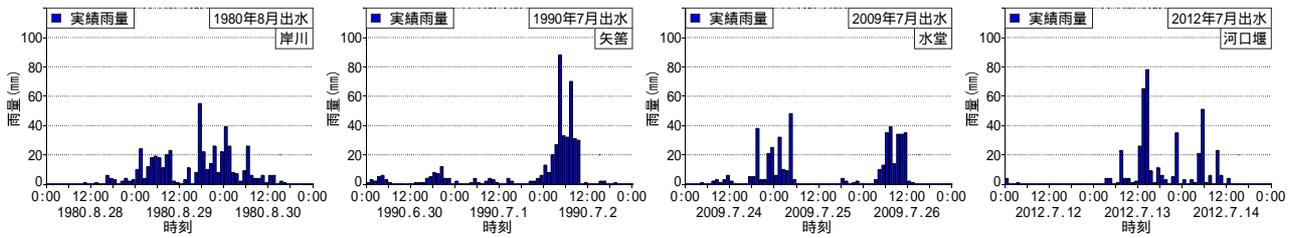


図-3 各出水時の降雨ハイトグラフの一例

越流堤に改築され、2013年3月末に完了している。さらに、現在では下流域のピーク水位低減を目的とした“牛津川遊水地計画”が検討されている(図-1)<sup>10)</sup>。

図-1 に六角川流域の航空写真，雨量，水位，流量の観測所と治水施設(排水機場，遊水地)を，表-1 に牟田辺遊水地の諸元と六角川流域の土地利用を示す。

### (2) モデルの概要

図-2 に本モデルの概要を示す。本モデルは、前述したように、潮位  $H_C(t)$  を河道下流端境界条件とし、任意の降雨から分布型流出解析モデル<sup>12)</sup>より算定された流出域からの流出流量ハイドログラフ  $Q_O(t)$  を洪水追跡の境界条件あるいは内部境界条件として、ポンプ排水による内水排除と既設遊水地は H-V 解析，未設遊水地は包括解析を用いた遊水地の洪水調節を考慮した洪水追跡により、任意の地点での外水位  $H_{NUM}(t)$ ，河道流量  $Q_{NUM}(t)$  の各ハイドログラフ，遊水地への越流流量ハイドログラフ  $Q_{ENUM}(t)$ ，遊水地内の水深  $h_R$ ，流速ベクトル  $v_R$  を算出するものである。なお、本モデルでは、内外水複合氾濫シミュレータへの拡張を想定して、河川を複数区間に分割した並列計算が可能で、常射混在流が取り扱える FDS を用いた平面 2 次元不定流モデルである PSA-FUF-2DF model<sup>13)</sup>を用いている。

### (3) 検討の概要

本モデルを用いて、牟田辺遊水地を考慮して牛津川の流下能力不足区間の抽出する解析，検討段階にある牛津川遊水地の洪水調節効果を評価する解析を実施した。

#### a) 解析の対象領域と降雨外力

図-1 に解析対象領域と洪水追跡の境界条件設定位置，牛津川遊水地設定箇所の拡大図を示す。流出解析の解析対象領域は、図-1 の左上に示す流域全体とし、洪水追跡の解析対象領域は、六角川の潮見橋水位観測所～河口、牛津川の浦町橋水位観測所～六角川合流地点とした。

降雨外力は、解析では1980年8月，1990年7月，2009年7月および2012年7月，解析では2012年7月出水時の実績降雨とした。図-3 に降雨外力の一例として、各出水時で48時間雨量が最大となった雨量観測所の降雨ハイトグラフを示す。

#### b) 牛津川遊水地設定箇所

牛津川遊水地は検討段階にあるため、その範囲や越流

表-2 解析に用いた牛津川遊水地の設定諸元

Case	遊水地			越流堤	
	貯水容量(万 $m^3$ )	遊水地面積(ha)	計画貯水位(T.P.m)	越流堤幅 $L_E$ (m)	越流堤高 $D_E$ (T.P.m)
A	195	59.7	7.84	70	6.84
B-1				70	6.54
B-2				70	7.14
C-1				50	6.84
C-2				90	6.84

堤の計画諸元は次のように設定した。

遊水地の範囲は、図-1 に示す牛津川遊水地の建設検討地<sup>10)</sup>を参考として道路等の盛土構造物で囲まれた範囲とした。越流堤の位置は、筆者らのこれまでの研究<sup>6)</sup>から、曲率半径川幅比  $r/B$  7 の河道湾曲部の外岸に越流堤を設ければ、直線あるいは湾曲部内岸に越流堤を設けた場合よりも大きな洪水調節効果が期待できることが確認されていることから、牛津川遊水地に接する  $r/B$  7 の河道湾曲部外岸とした。

越流堤の形状(幅，高さ)は、牟田辺遊水地越流堤(改良前)と同様の形状を Case A とし、これを基準に越流堤高  $D_E$ ，越流堤幅  $L_E$  を変化させた。表-2 に設定した牛津川遊水地の諸元(Case A-C)を示す。なお、遊水地データは、航空写真に基づきその線形を定め、数値地図 5m メッシュ(標高)データを用いて作成した。遊水地の粗度係数  $N$  は、遊水地内の大部分が田であることから、流出解析のモデル定数や洪水浸水想定区域作成マニュアル等の値を参考に、 $N=2.0(m^{-1/3} \cdot s)$ とした。

#### c) 解析データ

流出解析の流域データでは、六角川流域を 50m メッシュに分割した各セルに雨量，標高，落水線方向・疑似河道，土地利用を設定し作成した。流域の標高と土地利用データには国土地理院発行の数値地図 5m メッシュ(標高)と 100m メッシュで土地利用が数値データ化されている国土数値情報土地利用細分メッシュ(2009年)を、河床高には定期縦断測量結果(2010年)を用いた。

洪水追跡の河道データは、堤防，高水敷，低水路線形については各距離標の 200m ピッチ横断面図(2010年)を、断面データがない越流堤付近の合流部や蛇行区間の断面については、航空写真から河道線形を定め、縮尺模型実験結果<sup>14)</sup>と数値地図 5m メッシュ(標高)データおよび各距離標の横断面図を、河床高には横断測量結果(2010年)を用いて作成した。流出および洪水追跡の解析データ作成方法については前報<sup>8)</sup>を参照願いたい。各河川の粗度係数  $N$  は、河道計画の値を用いた。ただし、六角川 29/1

00~30/400, 牛津川 12/200~21/400 の粗度係数  $N$  は, 同区間に存在する堰や高水敷のヨシを考慮して設定した.

d) 解析条件

流出解析および洪水追跡の解析開始時刻は, 1980年8月出水では8月28日10時, 1990年7月出水では7月1日19時, 2009年7月出水では7月26日0時, 2012年7月出水では7月13日2時とした.

表-3 に流出解析に用いたモデルパラメータ値の一例を示す. 解析のモデルパラメータ値は, 洪水追跡の六角川, 牛津川, 武雄川, 今出川の upstream 側より上流域では, 前報の結果<sup>8)</sup>を用いた. 土層の飽和・不飽和状態については流出量に対する影響が大きい森林のみを考慮した.

表-4 に洪水追跡の境界条件を, 図-1 に境界条件を与えた位置をまとめて示す. 洪水追跡の境界条件は, 六角川, 牛津川, 武雄川, 今出川のいずれについても上流端には流出解析から得られた流量  $Q_o(t)$  を, 下流端には六角川河口の潮位  $H_T(t)$  を与えた. 図-4 に下流端境界条件の一例として, 2012年7月出水時の  $H_T(t)$  を示す. 六角川に流入する牛津川, 武雄川および今出川以外の支川のうち, 水門が設けられていない支川については, 流出解析から得られた  $Q_o(t)$  を牛津川との合流点に, 水路形状等が不明な小規模支川等については,  $Q_o(t)$  を六角川, 牛津川等の低水路に内部境界条件として与えた. なお, 洪水追跡に用いた計算格子は, 必要十分な精度が確保できるように, これまでの研究<sup>4),5),6),7),8)</sup>を踏まえ, 越流堤付近では10m, 遊水地内では50m, その他の箇所は200mを基準にした三角形メッシュとした. その総数は牛津川遊水地を設けない場合で32,866個, 設けた場合で37,891~37,979個である.

排水機場は, 2012年7月出水時点での52ヶ所を対象とし, 図-1 に黄色塗りの丸で示した各排水機場地点から河道に排水させた. ポンプ排水量  $Q_p(t)$  については, ポンプ運転操作記録<sup>14)</sup>と排水機場の施設規模を参考に設定した  $Q_p(t)$  を河道に内部境界条件として与えた.

牟田辺遊水地については, 表-1 に示した2012年7月出水時点での越流堤の形状(幅, 高さ)を与えた H-V 解析により越流流量, 外水位を必要十分な精度で再現できることが2009年7月, 2012年7月出水時の実績データ<sup>14)</sup>により実証<sup>8)</sup>されていることを踏まえ, 図-5 に示した H-V 曲線を用いた H-V 解析で取り扱った. 一方, 牛津

表-3 流出解析に用いたモデルパラメータの一例

流域	森林N	$k_a$	$d_c$	$d_s$	$\beta$	田N	農地N	都市N	荒地N	水域N
牛津川	0.4	0.03	0.01	0.6	4	3	0.3	0.1	0.22	0.02
今出川	0.4	0.03	0	0.1	4	2	0.3	0.01	0.2	0.03
六角川	0.8	0.03	0.1	0.2	6	3	0.4	0.1	0.3	0.04
武雄川	0.75	0.03	0	0.22	6	3	0.2	0.055	0.4	0.04
一般的な値の範囲	0.4-0.8	0.001-0.03	0-0.6	0-0.6	4.0-6.0	1.0-3.0	0.2-0.4	0.01-0.1	0.2-0.4	0.02-0.04

- $N$ =等価粗度係数( $m^{-1/3} \cdot s$ ),  $k_a$ =重力水が卓越するA層内の透水係数( $m/s$ )
- $d_c$ =マトリックス部の最大保水量を水深で表した値( $m$ )
- $d_s$ =重力水を含めて表層土中に保水しうる最大水深( $m$ )
- $\beta$ =重力水部と不飽和水部との飽和透水係数の比

表-4 平面2次元洪水追跡の境界条件

位置		1980年8月, 1990年7月, 2009年7月, 2012年7月出水
境界条件	上流端	六角川, 武雄川, 牛津川, 今出川 流出解析から得られた流量 $Q_o(t)$
	下流端	六角川河口 六角川河口の潮位 $H_T(t)$
		牟田辺遊水地越流堤 H-V曲線
	内部境界条件	各支川合流点 流出解析から得られた流量 $Q_o(t)$
	各排水機場	ポンプ運転操作記録と排水機場の施設規模を参考に設定したポンプ排水量 $Q_p(t)$

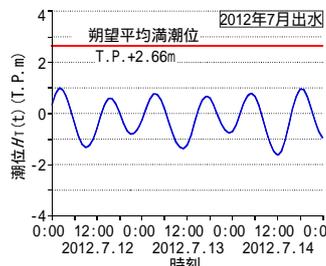


図-4 六角川河口の潮位の一例

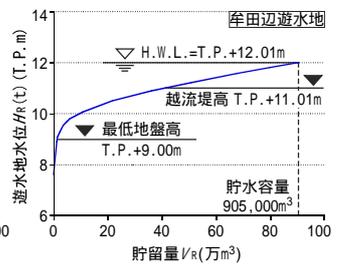


図-5 牟田辺遊水地の H-V 曲線

川遊水地については, 検討段階の未設遊水地で実績データも存在しないため, 表-2 に示した越流堤の形状を仮定し, さらに遊水地の地盤高等の特性を踏まえた遊水地の水位変化と外水位を同時に把握することで越流流量を的確に評価できる包括解析<sup>9)</sup>で取り扱った.

樋門・樋管は, 流域内の樋門・樋管の操作の把握が困難なものも多く, また出水時の樋門等は逆流防止のために閉じられていることからすべて閉じた状態とした.

3. 解析結果と考察

(1) 牛津川下流域の流下能力不足区間

解析の結果に基づき, 流下能力不足区間の検討を行った. 牛津川の浦町橋地点のピーク流量は, 1980年8月出水で約  $182m^3/s$ , 1990年7月出水で最も大きく約

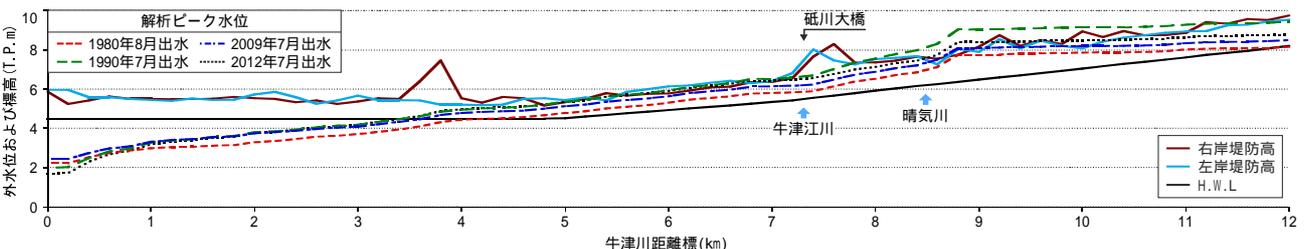


図-6 各出水時の解析ピーク水位と H.W.L., 堤防高の縦断分布

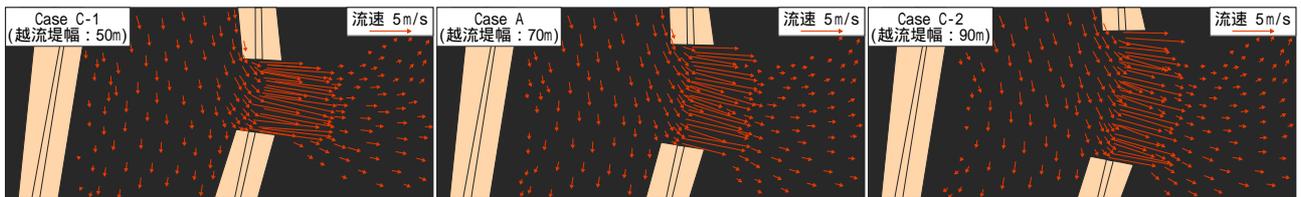


図-7 越流堤付近の流況(左: Case C-1, 中央: Case A, 右: Case C-2)

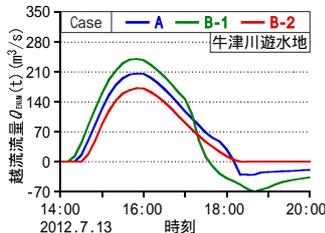


図-8 越流流量ハイドログラフ (Case A, B-1, B-2)

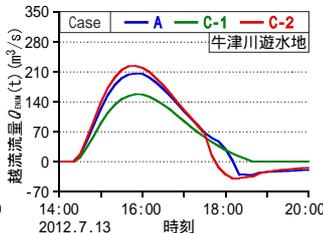


図-9 越流流量ハイドログラフ (Case A, C-1, C-2)

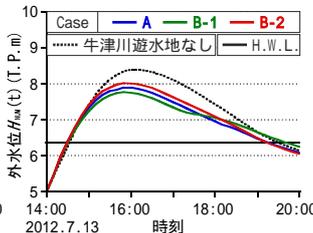


図-10 水位ハイドログラフ(8800) (Case A, B-1, B-2)

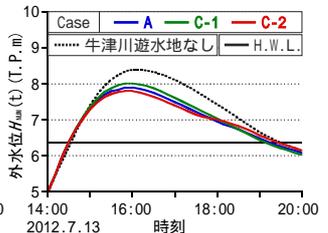


図-11 水位ハイドログラフ(8800) (Case A, C-1, C-2)

316m<sup>3</sup>/s, 2009年7月出水で約184m<sup>3</sup>/s, 2012年7月出水で約197m<sup>3</sup>/sであった。図-6に解析のピーク水位とH.W.L., 堤防高の縦断分布を示す。これより, ピーク水位は, ピーク流量の大きな1990年7月出水, 2012年7月出水, 2009年7月出水, 1980年8月出水の順で高いことが確認できる。2009年7月出水と1980年8月出水ではピーク流量がほぼ同じにもかかわらず, 1980年8月出水のピーク水位が低い理由は, 0/000地点での水位が低いためである。また, ピーク水位とH.W.L., 左岸, 右岸堤防高の差が8800地点で最大となることが確認できる。この区間は, 河道が湾曲していることに加え, 下流側の河積は小さくなることから, 水位が上昇しやすい河道特性を有していると考えられる。

## (2) 牛津川遊水地の洪水調節効果

上記の検討から, 最も流下能力が不足する区間は8800地点であることが確認された。以下では, 解析の結果に基づき, この区間における牛津川遊水地の洪水調節による外水位の低減効果について検討する。

図-7にCase Aと越流堤幅 $L_E$ を変化させたCase C-1,2の越流堤付近の流況の予測結果を示す。これより,  $L_E$ が大きくなるにつれて河道中央付近の流向が越流堤側へシフトしていくことが確認できる。この $L_E$ の違いによる流況の変化は, 後述する越流流量に影響を与える。

図-8にCase Aと越流堤高 $D_E$ を変化させたCase B-1,2の越流流量ハイドログラフ $Q_{ENUM}(t)$ の予測結果を, 図-9にCase Aと越流堤幅 $L_E$ を変化させたCase C-1,2の $Q_{ENUM}(t)$ の予測結果を示す。これらより,  $Q_{ENUM}(t)$ のピーク値は,  $D_E$ が最も低いCase B-1,  $L_E$ が最も長いCase C-2, Case A, B-2, C-1の順で大きいこと, Case A, Case B-1, C-2では越流流量が大きく, 遊水地での水位が $D_E$ を超えたため, 流れが完全越流状態からもがり越流状態に遷移し, 越流流量が急激に減少すること, Case A,  $Q_{ENUM}(t)$ が大きいCase B-1, C-2では, 外水位の低下によ

り越流流量が負の値となり, 遊水地から河道への逆流が生じること, などが確認できる。

図-10, 11に8800地点の水位ハイドログラフ $H_{NUM}(t)$ の予測結果を示す。これより, 牛津川遊水地の洪水調節による8800地点のピーク水位低減効果は, 越流流量の大きなCase B-1, A, B-2, Case C-2, A, C-1の順で大きくなること, Case B-1, C-2ではピーク水位は低下するが, 18:00以降の $H_{NUM}(t)$ は他のCaseよりも大きくなること, などが確認できる。Case B-1, C-2では洪水調節量が大きいにもかかわらず, 18:00以降の $H_{NUM}(t)$ が最も高い理由は, 前述した遊水地から河道への逆流の影響による。この時間帯の水位が計画高水位を超えていることを踏まえると, 氾濫戻しによる水位上昇により危険な状況が続くことが予想される。

牛津川遊水地の貯留量は, Case A-Cについては, それぞれ約166, 184, 128, 130, 170万m<sup>3</sup>となり表-2に示した設定貯水容量195万m<sup>3</sup>に対して, それぞれ約85.3, 94.6, 65.4, 66.9, 87.0%の洪水調節効果となった。牛津川遊水地を設置した場合, 牟田辺遊水地の貯留量はCase A-Cの場合でいずれも計画貯水容量90万m<sup>3</sup>に対して約30%の洪水調節効果となり, 設置しない場合の約42%よりも小さくなった。これは牛津川遊水地の洪水調節により牟田辺遊水地越流堤付近の水位が低下するためである。

本解析結果から, 牛津川遊水地を設けることで8800地点での水位を約0.37~0.61m低下させることができると考えられる。また, 本報の設定条件の範囲では, 越流堤の $L_E$ を長くするよりも,  $D_E$ を低くした方が洪水調節効果が高いこともわかった。しかし, 洪水調節効果の最も高いCase B-1においても, 8800地点におけるピーク水位は計画高水位を下回らず, いずれの形状についても2012年7月出水に対応するためには洪水調節量が不足していること, Case A, B-1, C-2では遊水地の目的であるピーク流量カットの観点では問題ないものの, 出水後半

で氾濫戻しが生じ、Caseによっては遊水地設置前に比べ水位が上昇する時間帯があることなど、遊水地の設計諸元の検討における留意点に関する有用な情報が得られた。

現時点では遊水地としての土地利用の範囲が不明なためこれ以上の検討は難しいが、以上からわかるように本モデルを用いて流域の治水バランスを踏まえた遊水地の容量や越流堤の形状を定めることができる。

#### 4. まとめ

降雨外力と河口の潮位を与条件として、遊水地による洪水調節とポンプ排水による内水排除を考慮して洪水追跡を行う“外水処理モデル”を新たに構築し、これを六角川流域に適用し、

検討段階にある牛津川遊水地の越流堤の形状(幅、高さ)の違いによる越流流量や外水位の変化の評価

牛津川遊水地の洪水調節による六角川水系牛津川下流域の外水位の低減効果および計画されている遊水地が既設の牟田辺遊水地に与える影響の検討

などが数値解析により可能であることを示した。

謝辞：本研究を実施するに当たり、国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所より資料提供等、多大なご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 秋山壽一郎：減災型治水に求められる河川技術の展望と課題，第50回水工学に関する夏期研修会 Aコース，2014。
- 2) 例えば，馬場洋二，松浦茂樹，谷本光司，小栗幸雄：鶴見川多目的遊水地水理模型実験(その2)，土研資料第2179号，1985。
- 3) 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。
- 4) 秋山壽一郎，重枝未玲，門田竜祐，田島瑞規：数値解析を用いた既設・未設遊水地の機能評価と施設計画の可能性，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.69，No.4，I\_1645-I\_1650，2013。
- 5) 秋山壽一郎，重枝未玲，田島瑞規，余田正敏：数値解析を用いた遊水地の洪水調節効果の検討，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.70，No.4，I\_853-I\_858，2014。
- 6) 秋山壽一郎，重枝未玲，坂田治義：数値解析を用いた湾曲部に設けられた遊水地の洪水調節効果の検討，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.71，No.4，I\_1411-I\_1416，2015。
- 7) 秋山壽一郎，重枝未玲，田島瑞規：数値解析を用いた遊水地の洪水調節効果の評価—牟田辺遊水地を対象として—，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.70，No.4，I\_847-I\_852，2014。
- 8) 秋山壽一郎，白石清隆，重枝未玲，坂田治義：洪水調節とポンプ排水を考慮した外水処理モデルの六角川流域への適用，土木学会論文集B1(水工学)，Vol.72，No.4，I\_1249-I\_1254，2016。
- 9) 秋山壽一郎，重枝未玲：河道・氾濫原包括氾濫解析による氾濫流量の評価と市街地破堤氾濫解析，土木学会論文集B，Vol.63，No.3，pp.224-237，2007。
- 10) 国土交通省九州地方整備局：六角川水系河川整備計画，2012。
- 11) 国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所：六角川ポンプ運転調整方針，[http://www.qsr.mlit.go.jp/takeo/site\\_files/file/rokka\\_ku/04ponnputyousei.pdf](http://www.qsr.mlit.go.jp/takeo/site_files/file/rokka_ku/04ponnputyousei.pdf)，2014。
- 12) 重枝未玲，秋山壽一郎，野村心平：実測水位に基づく分布型流出・平面2次元洪水追跡モデルのパラメータ最適化法，河川技術論文集，第18巻，pp.459-464，2012。
- 13) 秋山壽一郎，白石清隆，重枝未玲，坂田治義，藤原周平：遊水地による洪水調節とポンプ排水による内水排除を考慮した外水氾濫解析，河川技術論文集，第22巻，pp.109-114，2016。
- 14) 国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所資料，1993-2012。

(2016.9.30 受付)

## ASSESSMENT OF FLOOD CONTROL EFFECTS OF THE USHIDUGAWA RETARDING BY NUMERICAL ANALYSIS

Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA and Shuhei FUJIWARA

A retarding basin is one of the most effective countermeasures to mitigate existing downstream flooding problems. Effectiveness of the basin is strongly dependent on design of an overflow levee. Experimental works have been commonly employed for the overflow levee design. The primary objective of this study is to demonstrate that a numerical model, which are comprised of the distributed hydrological model, the 2D unsteady flow model based on flux-difference splitting scheme as well as unstructured finite-volume method, and operation of drainage system, is an effective tool to evaluate the stage-discharge relationship of the Ushidugawa retarding basin in the Rokkaku River under the given conditions of the shape of the overflow levee and rain-fall and tidal level of the Ariake Sea.