

# 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-

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

秋山 壽一郎<sup>1</sup>・重枝 未玲<sup>2</sup>・田島 瑞規<sup>3</sup>  
Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA and Mizuki TASHIMA

<sup>1</sup>フェロー会員 Ph.D. 九州工業大学大学院教授 工学研究院建設社会工学研究系  
(〒804-8550 北九州市戸畑区仙水町1-1)

<sup>2</sup>正会員 博士(工学) 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)

<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)

A retarding basin, that temporarily stores stormwater to reduce downstream flow rate, 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, because the flows around the levee are very difficult to be handled by theoretical and/or numerical methods. The objective of this study is to demonstrate that a numerical model, which comprises the finite volume method based on unstructured grid using FDS technique along with appropriate boundary conditions, is effective to calculate the stage-discharge relationship of the Mutabe retarding basin in the Rokkaku River.

**Key Words :** flood control, retarding basin, overflow levee, numerical model, FDS, experiment

### 1. はじめに

近年、停滞した前線に暖かく湿った空気が次々と流れ込み、短時間集中豪雨が繰り返して発生する降雨パターンが顕在化し、全国各地で甚大な被害をもたらしている。

そのような降雨パターンに対しては、ピーク流量・水位を下げる水位低下対策が効果的である。遊水地は、一定水位に達した時点で洪水流量を越流堤から横越流させ洪水調節を行う治水施設で、その下流域において所定の水位低下が見込める有効な対策である。

遊水地の計画に当たっては、想定された洪水に対して、越流堤上下流における河道特性、最適な洪水調整効果を得るための越流堤の配置や高さなどの諸特性の把握が必要となるが、その計画諸元は一般に1/20~1/40縮尺の大型模型実験により決定されている<sup>1)</sup>。ところがそのような大型模型実験を用いた検討には、①福岡ら<sup>2)</sup>が指摘しているように、定常流を前提とした越流公式や経験的に定められた流量係数の非定常流への適用性において曖昧さがあること、②想定された洪水に対して越流堤や遊水

地の構造が定められるので、それとは大きく異なる洪水に対する効果がよくわからないこと、③遊水地を建設して一定年経過後に計画諸元の見直しや構造の改善などの必要性が生じた場合に、新たに模型を作成しなければならない、などの課題がある。

さらに今後は、前述したような降雨外力の変化を受け、個別の治水施設の機能評価にとどまらず、水災適応策の観点から流域レベルのトータルシステムとしての治水バランス評価が重要になってきている<sup>3)</sup>。

遊水地を含む治水バランスの評価では、想定とは異なる降雨パターンに対してどの程度の洪水調節効果が期待できるのか、といった高度な評価検討が求められる。さらにそのような評価検討を既設遊水地にとどまらず、河川整備計画段階で計画されている未設遊水地について行うことができれば、将来を見据えたバランスの取れた治水システムの構築が可能になると期待される。

本研究は、以上のような背景を踏まえ、大型模型実験に頼らずに遊水地の洪水調節効果の評価・検討できる手段の開発を目的とした研究の一環として、任意の降雨外力から遊水地の洪水調節効果が評価検討できるように、

著者ら<sup>4)</sup>が模型実験で検証した解析法をさらに発展・一般化し、これを複数の小河川が合流する佐賀県六角川水系牛津川の牟田辺遊水地に適用し、その有用性を検討したものである。

## 2. 牛津川流域と牟田辺遊水地の概要

佐賀県六角川水系牛津川は、幹川流路延長29.1km、流域面積152km<sup>2</sup>の一級河川である。流域の土地利用は、森林が約43%、水田や果樹園等の農地が約37%、宅地等市街地が約9%、荒地が約4%である。図-1に牛津川流域の航空写真、雨量・水位観測所等を示す。

牛津川は佐賀平野を流れる緩流蛇行河川で、大雨と潮位の高い時間帯が重なると水位が上昇し、支川からの排水が困難となるなど、治水対策が難しい河川である。そのため度々浸水被害が発生している。特に1990年7月出水では、妙見橋地点で計画高水流量(950m<sup>3</sup>/s)を上回る流量(1,100m<sup>3</sup>/s)を記録し、各所で外水・内水氾濫が発生し甚大な被害となった。これを受け、水位低下対策の一環として、牛津川下流部の洪水被害軽減を目的とした牟田辺遊水地が計画され、2002年6月に完成している(表-1)。その後も2009年7月、2012年7月には大洪水が発生し、後者の九州北部豪雨災害では主に内水氾濫により浸水面積400haの被害となっている。

## 3. 解析モデルの概要

検討に当たっては、牛津川に流入する各支川の流量ハイドログラフが不明なため、分布型流出・平面2次元洪水追跡モデル<sup>5)</sup>を基本とし、これに以下で示す境界条件を組み込んだ数値解析モデル(以下「本モデル」という)を開発し、解析に用いた。

解析対象領域における境界条件は、本研究の目的を踏まえ、次のように設定した。

- ・河道境界条件 I  
上流端：実績流量ハイドログラフ  $Q(t)$   
下流端：水位観測地点の実測水位ハイドログラフ  $H(t)$
- ・河道境界条件 II  
上流端：任意の流量ハイドログラフ  $Q(t)$   
下流端：水位観測地点のH-Q曲線を用いて各時間の流量  $Q(t)$  から水位  $H(t)$  を算出する方法
- ・遊水地境界条件：遊水地への流入流量よりH-V関係を用いて遊水地内の水位  $H(t)$  を計算し、それを越流堤裏法尻にフィードバックする方法<sup>4)</sup>

ここで、境界条件 I は、実績洪水に対する既設遊水地の洪水調節効果の評価検討を行いたい場合などに適用す

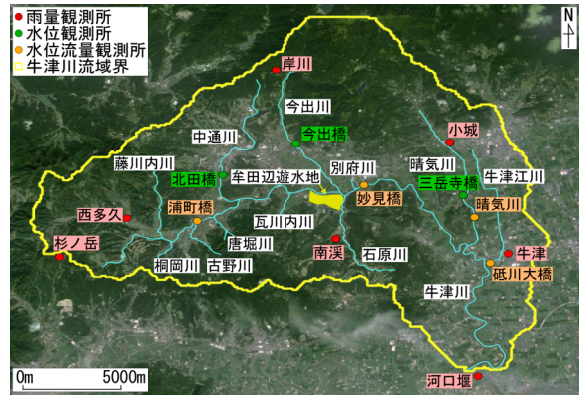


図-1 牛津川流域の概要

表-1 牟田辺遊水地諸元

項目	諸元	備考	
遊水地	洪水調節容量	900千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HWL
	貯水水深	1.7m(平均)	洪水調節容量÷貯水地面積
越流堤	形式	コンクリート固定堰形式	自然調節方式
	最大越流量	約100m <sup>3</sup> /s	
	越流水位	T.P. 12.01m	越流堤地点の河道HWL
	天端高	T.P. 11.01m	
	越流水深	1.00m	越流水位-天端高
	越流幅	70m	

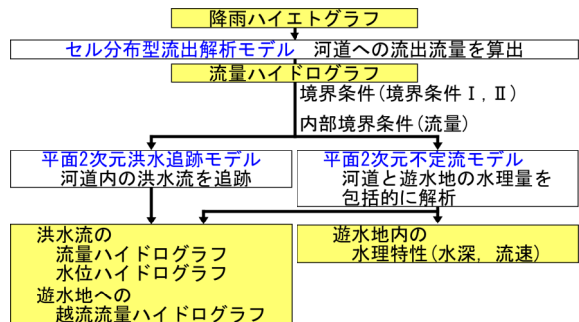


図-2 分布型流出・平面2次元洪水追跡モデル計算手順

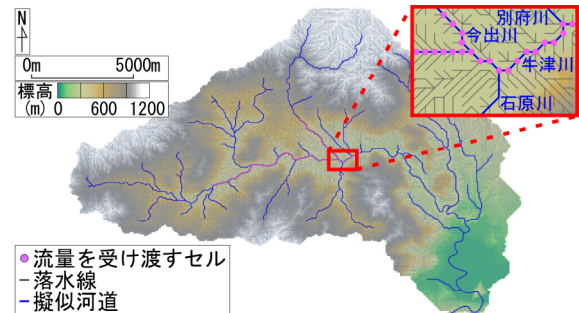


図-3 落水線・擬似河道・洪水追跡へ流量を受け渡すセル

るもので、境界条件 II は、未設遊水地の洪水調節機能や、河道・遊水地より構成される治水システムの治水バランスの評価・検討を行いたい場合に適用するものである。

分布型流出・平面2次元洪水追跡モデル<sup>5)</sup>は、①流域の雨水の挙動を予測するセル分布型流出解析モデル(付録参照)、②洪水追跡を行う平面2次元不定流モデルより構成される。計算手順を図-2に示す。降雨を外力として①を用いて河道への流出流量を算出し、それを②の境界条件あるいは内部境界条件として洪水追跡を行うことで、

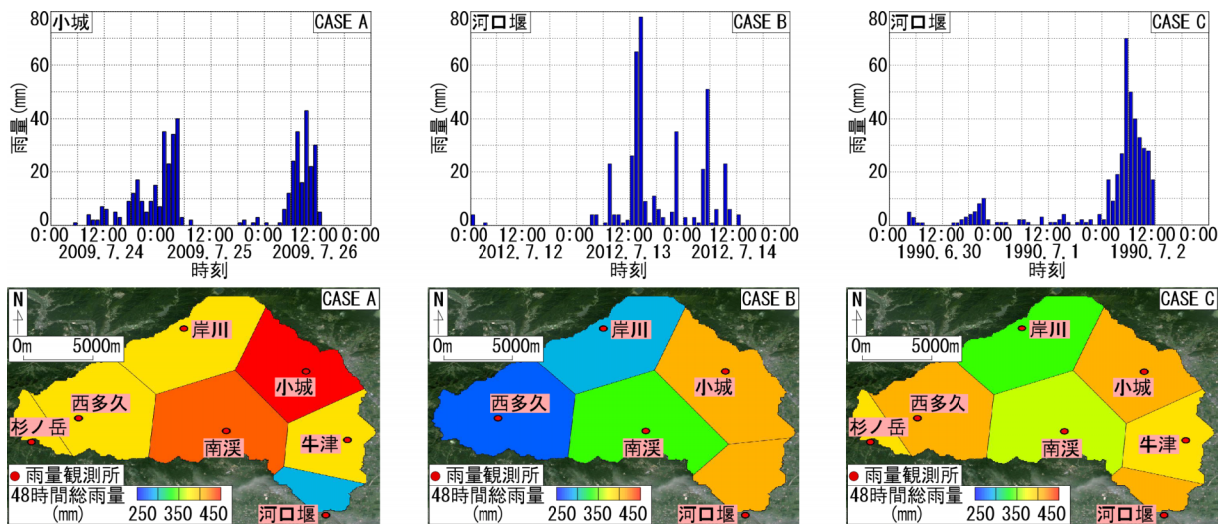


図-4 降雨ハイトグラフの一例と総雨量分布(上段：降雨ハイトグラフ，下段：48時間総雨量分布)

洪水流の流量・水位ハイドログラフおよび遊水地への越流流量ハイドログラフを算出する。また遊水地の洪水調節機能だけではなく、遊水地内の侵食対策等に必要な水量を把握したい場合は、平面2次元洪水追跡モデルの代わりに、平面2次元不定流モデルを用いて河道と遊水地における水量を包括的にダイナミック解析する方法<sup>6)</sup>を用いる。

#### 4. 解析データ

解析対象領域としては、分布型流出解析は牛津川流域全体、平面2次元洪水追跡は図-1に示す浦町橋水位観測所~妙見橋水位観測所とした。

##### (1) 分布型流出解析

標高データは、国土院発行の数値地図10mメッシュ(標高)、土地利用データは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)、降雨量は雨量観測所の実測データ、河床高は2010年の測量結果を用いた。

解析データは、数値地図10mメッシュ(標高)を50mメッシュに変換し、そのメッシュをセルとして用い次のように作成した。河床高については、まず航空写真から河道の位置をセルと対応付け、その標高を平均河床高(縦断測量河床高)に修正した。次に標高データに窪地がある場合、落水線方向が決定できずkinematic wave法で解析ができないため、GRASS GISを用いて隣接するセルの最も低い標高に置き換えることで窪地を処理した。この標高データに基づき、流水解析を行い隣接8セルの中で勾配が最大となる落水線方向と、落水線が集中する擬似河道を決定した(付録参照)。各セルの土地利用形態は、100mメッシュ土地利用データを50mメッシュに変換し、森林、荒地、田、農地、都市、水域に再分類し、セル内の最大面積の土地利用に決定した。なお、擬似河道が通

表-2 分布型流出解析に用いたモデルパラメータ

流域界	土地利用	$N$ ( $m^{-1/3} \cdot s$ )	$d_s$ (m)	$d_c$ (m)	$k_b$ (m/s)	$\beta$
浦町橋	森林	0.7	0.40	0.20	0.020	4.0
	荒地	0.3	-	-	-	-
	田	3.0				
	農地	0.3				
	市街地	0.055				
	水域	0.035				
唐堀川	森林	0.6				
	田	2.0	-	-	-	-
瓦川内川	森林	0.6	0.04	0.03	0.020	5.0
	田	2.0	-	-	-	-
石原川	森林	0.6	0.60	0.30	0.005	5.0
	田	2.0	-	-	-	-
別府川	森林	0.6	0.60	0.15	0.015	5.0
	田	2.0	-	-	-	-
越流堤下流	森林	0.7	0.60	0.20	0.020	4.0
	田	2.0	-	-	-	-
中通川	森林	0.6	0.30	0.07	0.015	5.0
	田	2.0	-	-	-	-
今出川	森林	0.8	0.53	0.06	0.030	5.0
	市街地	0.040	-	-	-	-
浦町橋~越流堤	森林	0.4	0.02	0.01	0.005	5.0
	市街地	0.060	-	-	-	-
	水域	0.033	-	-	-	-

るセルに関しては水域に分類した。各セルの雨量はティーセン分割領域内の雨量観測所の実績データを与えた。図-3に落水線と擬似河道および洪水追跡を行う河道へ流量を受け渡すセルを示す。ここで、流量を受け渡すセルは流出解析と洪水追跡とを接続するセルを示しており、図中のピンク色の丸印はその流出解析で作成したセルの図心を示している。

##### (2) 平面2次元洪水追跡

平面2次元洪水追跡に必要な解析データは、堤防と低水路線形については、各距離標の横断面図200mピッチ(2010年)から、堤防、高水敷、低水路の座標を世界測地系で整理し、各々に対応する点を距離標間で接続することで作成した。

河床高は、河道横断面図から平面座標に対応する値とし、平面座標と河床高とで三角形ポリゴンを作成して任意の位置での河床高とした。粗度係数については、牛津川では0.033、今出川では0.030をそれぞれ与えた。解析

に用いた計算格子は、越流堤付近では10(m)、その他の箇所では100(m)を基準にした三角形メッシュで、その総数は5556個である。

## 5. 解析条件

解析は、2009年7月出水(CASE A)、2012年7月出水(CASE B)の再現解析、および既往最高水位を記録した1990年7月出水の降雨パターンを用いた予測解析(CASE C)を実施した。

図-4に降雨ハイエトグラフとティーセン分割より求めた総雨量分布を示す。CASE Bについては、CASE Aの全7箇所の雨量観測所のうちの牛津雨量観測所、杉ノ岳雨量観測所の2箇所の観測所が2012年以降閉局となっているため、これらの観測所を除外してティーセン分割した。なお、CASE Bの雨量観測データは暫定値である。

流出解析のモデルパラメータは表-2に示した値を用いた。同表では、唐堀川以下は浦町橋とパラメータ値が異なるもののみを記載している。各パラメータ値はCASE A、CASE Bの降雨に対して感度解析<sup>7)</sup>を行い、実測流量を再現できる値とした。なお、土層の飽和・不飽和状態については流出に及ぼす影響が大きい森林についてのみ考慮した。なお、各土地利用に対するパラメータ値は、通常、森林( $N=0.4\sim0.8$ ,  $d_s=0\sim0.6$ ,  $d_c=0\sim0.6$ ,  $k_a=0.001\sim0.03$ ,  $\beta=4.0\sim6.0$ ), 荒地( $N=0.2\sim0.4$ ), 田( $N=1.0\sim3.0$ ), 農地( $N=0.2\sim0.4$ ), 市街地( $N=0.01\sim0.1$ ), 水域( $N=0.02\sim0.04$ )のように設定される。本論文で用いたパラメータ値はいずれもこの範囲内となっている。

また解析開始時刻は、CASE Aでは2009年7月24日5時、CASE Bでは2012年7月13日2時、CASE Cでは1990年6月30日3時とした。

平面2次元洪水追跡では、上流端境界条件は、牛津川については、浦町橋水位観測所の実測流量(CASE A、CASE C)、浦町橋水位観測所の実測水位からH-Q式を用いて算出された流量(CASE B)、今出川については、今出橋水位観測所の実測水位からH-Q式を用いて算出された流量(CASE A、CASE B)、流出解析から得られた流量(CASE C)をそれぞれ与えた。下流端境界条件は、牛津川妙見橋水位観測所の実測水位(CASE A、CASE B)、妙見橋水位観測所のH-Q曲線(CASE C)をそれぞれ与えた。牛津川に流入する今出川以外の支川の合流点には、流出解析から得られた流量を内部境界条件として与えた。また遊水地境界条件には、図-5に示す牟田辺遊水地のH-V曲線を内部境界条件として越流堤裏法尻に与えた。境界条件をまとめたものを表-3、境界条件を与えた位置を図-6に示す。なお、牛津川、今出川に直接流入する流量についても、牛津川あるいは今出川の低水路に内部境界条件として与えた。

表-3 平面2次元洪水追跡の境界条件

位置	CASE A	CASE B	CASE C	
境界条件	牛津川上流端	実測流量	実測水位よりH-Q式を用いて算出した流量	実測流量
	今出川上流端	実測水位よりH-Q式を用いて算出した流量		流出解析より得られた流量
	牛津川下流端	実測水位(境界条件I)		H-Q曲線(境界条件II)
	遊水地	H-V曲線		
内部境界条件	各支川合流点			流出解析より得られた流量

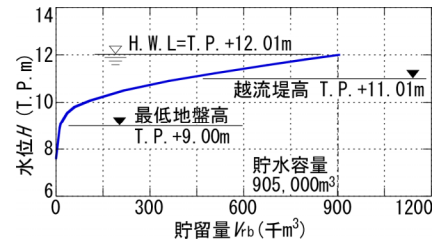


図-5 牟田辺遊水地のH-V曲線



図-6 地盤高コンターと境界条件の設定位置

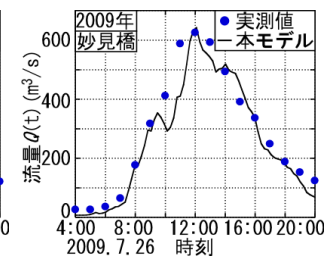
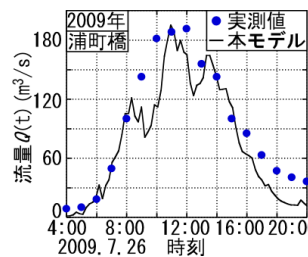


図-7 流量ハイドログラフ(浦町橋)

図-8 流量ハイドログラフ(妙見橋)

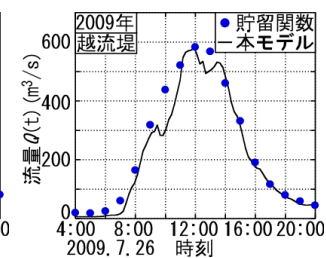
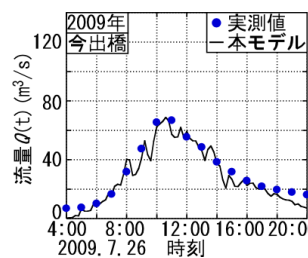


図-9 流量ハイドログラフ(今出橋)

図-10 流量ハイドログラフ(越流堤)

## 6. 結果と考察

### (1) 流出解析

流出解析結果の一例として、図-7~10に2009年7月出水時の各観測所地点における流量ハイドログラフを示す。

これより、ピーク流量を含め流量ハイドログラフが概ね良好に再現されていることが確認できる。解析結果は図-4で示した降雨波形を反映しているが、波形にやや違いが生じている。これは、流域内に存在する小規模な農

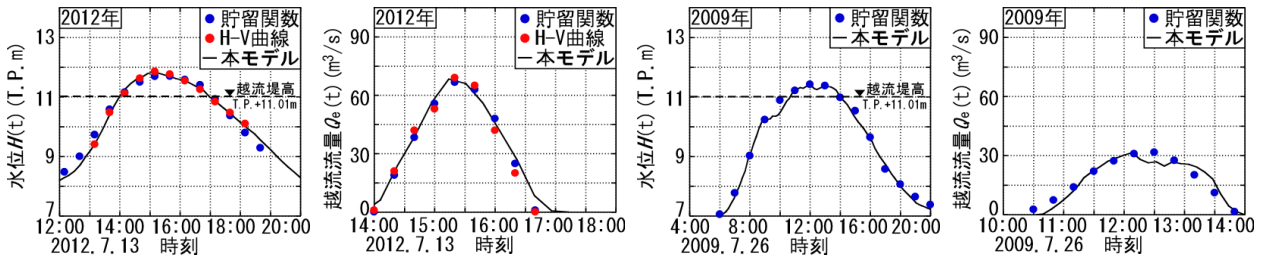


図-11 水位/ハイドログラフ(15/200) 図-12 越流流量/ハイドログラフ 図-13 水位/ハイドログラフ(15/200) 図-14 越流流量/ハイドログラフ

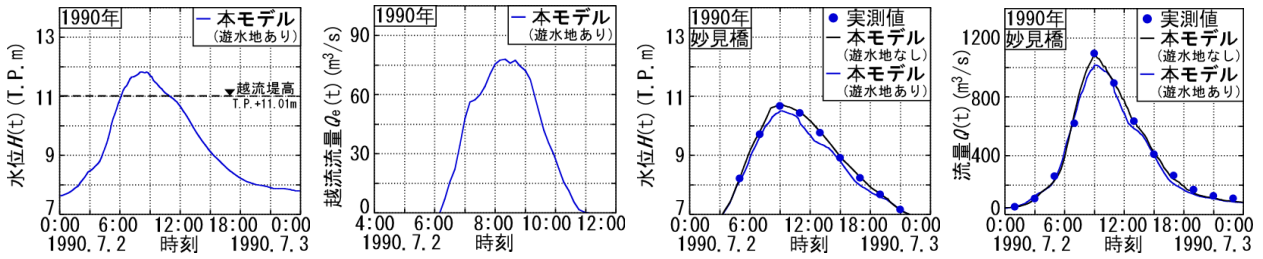


図-15 水位/ハイドログラフ(15/200) 図-16 越流流量/ハイドログラフ 図-17 水位/ハイドログラフ(妙見橋) 図-18 流量/ハイドログラフ(妙見橋)

業用利水や洪水調節を目的とした4つのダムの貯留量や放流量等が不明なためである。特に今出川に位置する岸川防災ダムや、瓦川内川に位置する天ヶ瀬ダムは各河川の流域面積に対して30-40%程度の集水面積があり、その影響は必ずしも無視できない可能性がある。また二級河川よりも小規模の河川や水路等を考慮していないことも違いの要因となっている可能性もある。

## (2) 洪水調節効果の評価検討

本モデルの妥当性の検証を兼ねて、既設遊水地の洪水調節効果の評価検討の観点から既往出水の実績データ<sup>9)</sup>に基づき検討する。

### a) 2012年7月出水(CASE B)

まず遊水地の水位ハイドログラフが得られている2012年7月出水について検討する。図-11, 12に越流堤地点(牛津川15/200)の2012年7月出水時の水位、越流流量のハイドログラフをそれぞれ示す。

貯留関数による水位、越流流量は、横越流方式の分派モデルを貯留関数モデルに組み込み、本間の台形堰公式より越流流量を算出したものである<sup>9)</sup>。H-V曲線による越流流量は、遊水地の実測の水位ハイドログラフよりH-V曲線を用いて算出したものである。なお、貯留関数法では、越流堤地点の仮定された河道水位とH-Q式より求めた越流堤下流側の流量が、越流堤上流側の河道流量と台形堰公式(模型実験より越流係数を決定)より求めた越流流量との差から算出した越流堤下流側の流量と等しくなるまで繰り返し計算を行っているため、実測に近い値が得られている。

同図からわかるように、貯留関数法、H-V曲線、本モデルによる水位、越流流量ハイドログラフは良好に一致している。ただし、越流流量ハイドログラフの下降期でH-V曲線と本モデルによる越流流量に差異がみられる。これは、200mピッチ河道横断面図では合流部の複雑な

河道形状を十分に再現できないためである。

また表-1に示したように、牟田辺遊水地の計画の貯水容量は90万 $m^3$ であるのに対して、本解析結果によれば、貯留量は約56万 $m^3$ であり、計画に対して約62%の洪水調節効果となっている。

### b) 2009年7月出水(CASE A)

2009年7月出水では貯留関数法による水位、越流流量しか得られていない。そこで2012年7月出水において貯留関数法とH-V曲線による結果が良好に一致していることを踏まえ、貯留関数法の結果に基づき検討する。

図-13, 14に越流堤地点の水位、越流流量のハイドログラフをそれぞれ示す。

これより、越流堤地点における水位と越流流量のハイドログラフが全体的に良好に再現されていることが確認できる。本モデルと貯留関数法によるピーク値の誤差は、水位で約0.4%、越流流量で約1.0%であった。なお、ハイドログラフの下降期や12:30前後の波形に差異がみられるが、この理由としては先述したダムや小水路の影響が考えられる。

また本解析結果によれば、貯留量は約28万 $m^3$ であり、計画に対して約31%の洪水調節効果となっている。

### c) 1990年7月出水(CASE C)

既往出水時の越流堤地点の水位、越流流量のハイドログラフに基づく検証結果を踏まえ、未設遊水地の評価・検討の観点から、本モデルを用いて1990年7月出水時に牟田辺遊水地が存在したと仮定した場合の洪水調節効果について検討する。

図-15, 16は、越流堤地点の水位、越流流量ハイドログラフの解析値をそれぞれ示したものである。図-17, 18は、1990年7月出水時の妙見橋水位観測所地点での水位、流量ハイドログラフの実測値と解析値をそれぞれ示したものである。図中に示した解析値の黒線および実測値は遊水地がなかったときの結果で、両者は良好に一致

していることが確認できる。

一方青線は、1990年7月出水時に牟田辺遊水地があったと仮定した場合の解析値である。本解析で予測された貯留量は約70万 $m^3$ となっており、計画に対して約78%の洪水調節効果が得られたと推定される。

なお、解析より得られた2012年と1990年の水位、越流流量のハイドログラフを比較すると、水位ハイドログラフのピーク値がほぼ同様であるにもかかわらず、越流流量ハイドログラフのピーク値は若干異なっている。そこで、両年の水位に対する越流流量の関係を式(1)に示す本間公式を用いて確認する。

$$Q_e = Ch\sqrt{2gh} \times B \quad (1)$$

ここに、 $C$ ：流量係数、 $h$ ：越流水深、 $g$ ：重力加速度、 $B$ ：越流幅である。本解析の解析結果では2012年の越流水深と越流流量はそれぞれ0.82m、68.4 $m^3/s$ 、1990年はそれぞれ0.88m、77.5 $m^3/s$ である。また、2012年の越流水深と越流流量の関係から算出した流量係数 $C$ (=0.30)を用いて1990年の越流流量を本間公式より算出すると76.8 $m^3/s$ である。このように、両算定による越流流量の相対誤差は0.9%であり、水位に対する越流流量の関係が妥当なものであることが確認できる。

1990年7月出水では、妙見橋地点での水位、流量ハイドログラフのいずれも、2009年、2012年と比較して大きな値となっている。もし1990年7月当時に牟田辺遊水地があったとすれば、妙見橋地点における実績水位と流量がそれぞれ10.7mと1,100 $m^3/s$ であったのに対して、本解析ではそれぞれ10.5mと1,017 $m^3/s$ のように予測されており、妙見橋地点で約0.17mの水位低下、約7.5%の流量のピークカットが図られていたと推定される。しかしながら、妙見橋地点における計画高水流量は950 $m^3/s$ となっており、1990年7月の出水に対応するためには、牟田辺遊水地だけでは洪水調節量が不足している。このように、本モデルを用いれば、任意の降雨外力に対して、以上のような既設・未設遊水地の治水効果の検討が可能である。

## 7. まとめ

複数の小河川が合流する牛津川のような複雑な河川に設けられた遊水地について

(i)越流堤下流側の水位ハイドログラフがわかっている場合は、それを下流端境界条件とすることで、越流堤下流側における水位ハイドログラフが不明な場合は、越流堤下流側のH-Q曲線を下流端境界条件とすることで、本モデルは各地点の流量、水位ハイドログラフ、遊水地の越流流量ハイドログラフを高い精度で再現できる。

(ii)実績洪水に対する既設遊水地の洪水調節効果の評価に止まらず、任意の降雨外力に対して、未設遊水地も含めた洪水調節効果の評価検討が可能であることから、

本モデルは将来を見据えたバランスの取れた治水システムの構築等に資する解析ツールとして有用である。

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、多大な協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

## 付録 セル分布型流出モデルの概要

セル分布型流出モデルは、隣接する8つの標高から最急勾配方向を求め、その方向に沿って斜面流と平面2次元洪水追跡を対象とする河道を除いた河道流の洪水追跡をkinematic wave法で行うモデルである。

同モデルのモデルパラメータは、 $N$ =等価粗度係数、 $k_a$ =重力水が卓越するA層内の透水係数、 $d_c$ =マトリック部の最大保水量を水深で表した値、 $d_s$ =重力水を含めて表層土中に保水しうる最大水深、 $\beta$ =重力水部と不飽和水部との飽和透水係数の比である。

### 参考文献

- 1) 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。
- 2) 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。
- 3) 例えば、国土交通省、今後の治水対策のあり方に関する有識者会議：今後の治水対策のあり方について 中間とりまとめ、2010。
- 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) 重枝未玲、秋山壽一郎、草野浩之、野村心平：高解像度風上解法を用いた遠賀河流域の分布型流出・平面2次元洪水追跡と改修効果の評価、土木学会論文集B1(水工学)、Vol.68, No.4, I\_1429-I\_1434, 2012。
- 6) 例えば、秋山壽一郎、重枝未玲：河道・氾濫原包括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。
- 7) 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。
- 8) 国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所提供資料、1993-2012。
- 9) 国土交通省九州地方整備局武雄河川事務所：牟田辺遊水地模型実験業務報告書、1993。

(2013. 9. 30受付)