

数値解析を用いた 遊水地の洪水調節効果の検討

INVESTIGATIONS ON STAGE-DISCHARGE RELATIONSHIP OF RETARDING BASINS BY NUMERICAL ANALYSIS

秋山 壽一郎¹・重枝 未玲²・田島 瑞規³・余田 正敏³

Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA, Mizuki TASHIMA and Masatoshi YODEN

¹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)

²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)

³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 with the use of data of scale model experiments that the numerical model along with appropriate boundary conditions is effective to calculate the stage-discharge relationship, that solves simultaneously flood flows in a channel and inundation flows in a flood plain with the dynamic model, which comprises the finite volume method based on unstructured grid using FDS technique.

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

1. はじめに

近年、湿った空気が停滞前線に次々と流れ込み、短時間集中豪雨が繰り返し発生する降雨パターンが顕在化している。そのような降雨パターンでは、流量ハイドログラフがシャープになり、ピーク流量も大きく、短時間で水位が急激に上昇する。このため、河川堤防が危険な状態にさらされたり、洪水到達時間も短いためにリアルタイム予測や避難計画等が機能し難くなる。

そのような短時間集中豪雨に対しては、ピーク流量・水位を下げる洪水調節が効果的である。遊水地は、その代表的な施設で、一定水位に達した時点で洪水流を越流堤から横越流させ洪水調節を行うものである。

遊水地の施設計画では、想定された洪水に対して、越流堤付近の流況に影響を及ぼす上下流の河道特性とそこでの洪水流特性を考慮して越流流量を評価する必

要がある。このため越流堤の計画諸元は一般化された流量式¹⁾²⁾では評価が難しく、通常、1/20~1/40縮尺の大型模型実験を用いて決定される³⁾。

しかしながら大型模型実験を用いた検討では、①定常流を前提とした越流公式や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⁴⁾、②想定とは大きく異なる洪水に対する洪水調節効果がわからないこと、③構造の改善等の見直しが発生した場合に新たに模型を作成しなければならないこと、などの課題がある。

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、数値解析により遊水地の洪水調節機能や効果を評価・検討可能な手段の開発を目的とした研究⁵⁾の一環として、越流堤高堤防高比やフルード数を変化させた非定常模型実験結果のみならず、実遊水地の縮尺模型実験結果⁶⁾に対する評価検討を行うとともに、河道の湾曲が越流流量に及ぼす影響を数値実験に基づき検討を加えたものである。

2. 本実験に基づく検討

(1) 実験装置の概要

実験装置は、流量制御システム付きの可変勾配水路(長さ20.0m, 幅0.60m, 高さ1.00m)内に貯水槽部・河道部・堤防部・越流堤部を設け、可変勾配水路外に遊水地部を設けたものである。図-1に実験装置と重要な諸量を示す。

河道部・堤防部は、矩形断面水路(長さ=20.0(m), 幅 $B=0.50$ (m), 勾配 $f=1/1000$, 粗度係数 $n=0.01$ ($s/m^{1/3}$))左岸側に法面勾配1割の堤防(高さ $D=0.10$ (m), 堤防敷幅 $T=0.25$ (m))と水位調節のための刃形堰(堰高 $s=0.01$, 0.02 (m))を河道部下流端に設けたもので、河道部右岸側は壁面となっている。越流堤部(高さ D_e , 幅 $L_e=0.50$ (m), 敷幅 T_e , 天端幅 0.05 (m), 表法面勾配1割, 裏法面勾配3割)は、その下流端が河道部上流端から 8.5 (m)地点となるよう設置した。なお、越流堤の裏法面勾配は3-4割が多いことから⁷⁾, 3割とした。遊水地部は、アクリル製のボックス(長さ 1.80 (m), 幅 1.70 (m), 高さ 0.20 (m))を水平に設置したものである。

(2) 実験の条件と方法

実験は、河道のみで越流堤部を設けない場合(CASE A), 越流堤部を設け遊水地へ流入させる場合(CASE B)を行った。CASE Aでは河道下流端の堰高堤防高比 s/D を、CASE Bでは s/D と越流堤高堤防高比 D_e/D を変化させた。表-1に実験条件を示す。

いずれのCASEも越流堤から越流しない程度の基底流量を通水させ、定常になった時点で図-2に示した流入流量ヒドログラフ $Q_0(t)$ を河道部に流入させた。なお、河道への流入流量 $Q_0(t)$ は電磁流量計で設定した。測定項目は、河道部下流端の地盤高を基準(0(m))とした河道部水位 $H(t)$ と越流流量 $Q_e(t)$ である。 $H(t)$ は、図-1中に●で示した河道部上流端から 6 m, 13 mの地点および河道部下流端に設けられた刃形堰の地点で容量式波高計を用いて計測した。なお、サンプリング間隔は 0.05 秒である。また、容量式波高計の有無による遊水地貯留量 V の相対誤差は 1.09% であった。 $Q_e(t)$ は、遊水地の水位を計測し、遊水地への流入水の増加量から求めた。

(3) 解析の概要

解析モデルは、平面2次元不定流モデルであるPSA-FUF-2DF model⁸⁾を基本とし、以下に示す境界条件と越流の取り扱いを組み込んだものである(以下「本解析法」という)。

a) 河道下流端の境界条件

- ①河道部下流端に設けられた刃形堰の地点で得られた水位ヒドログラフ $H(t)$ (以下「境界条件I」という)
- ②刃形堰の地点で刃形堰の公式⁹⁾を用いてH-Q関係を算

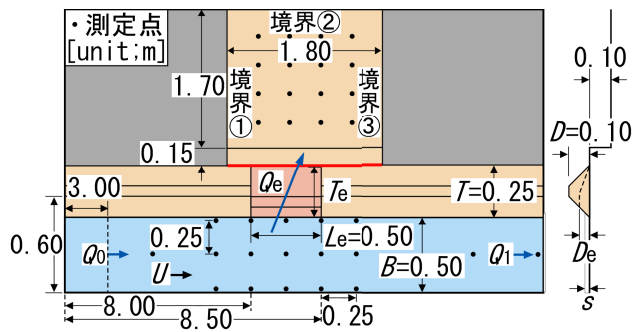


図-1 実験装置と重要な諸量

表-1 実験条件

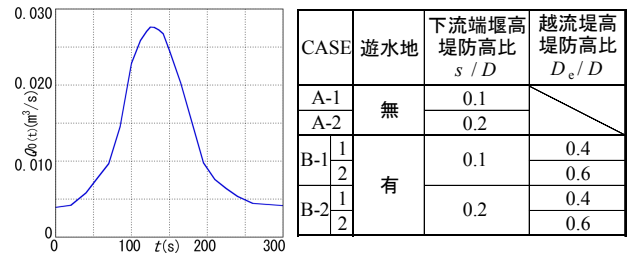


図-2 流入流量ヒドログラフ $Q_0(t)$

出し、下流端の Q から求めた H を与える条件(以下「境界条件II」という)

なお、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るもので、境界条件IIは未設遊水地の洪水調節機能等の評価・検討を行いたい場合に適用するものである。

b) 越流の取り扱い

- ①平面2次元不定流モデルを用いて河道と遊水地の流れを包括的に解析する方法¹⁰⁾(以下「DYN解析」という)
- ②任意の遊水地を想定し、そこへ流入する流量より遊水地内の水位 $H_e(t)$ を計算し、越流堤裏法尻および遊水地が存在する区間の堤防裏法尻(図-1中の赤線)に与え、遊水地境界条件としてフィードバックする方法⁵⁾(以下「H-V解析」という)。なお V は遊水地貯留量を示す。

ここで、H-V解析は洪水調節機能のみを検討したい場合に、DYN解析は洪水調節機能のみならず、遊水地内の水理特性を検討したい場合に適用する方法である。なお、解析に用いた計算格子は、越流堤付近では 0.025 (m), その他の区間では 0.05 (m)を基準とした三角形非構造格子で、その総数はCASE Aでは 17876 個, CASE BではDYN解析で 25039 個, H-V解析で 21713 個である。

(4) 本実験結果に基づく検討

越流堰から横越流する単位幅当たりの分派流量 $q_e (=Q_e/L_e)$ は、定常流では流れの状態に関わらず、一般に次の流量式で表される⁹⁾。

$$q_e = C\sqrt{2g(h-D_e)^3} \quad (1)$$

ここに、 C は堰区間の平均的な流量係数で、直線水路

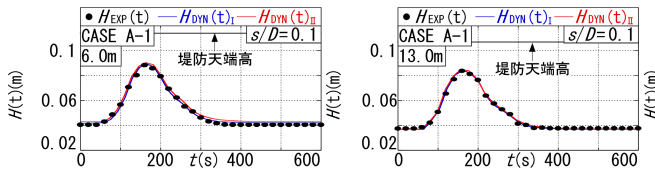


図-3 水位ハイドログラフ(CASE A-1) (左:6m, 右:13m)

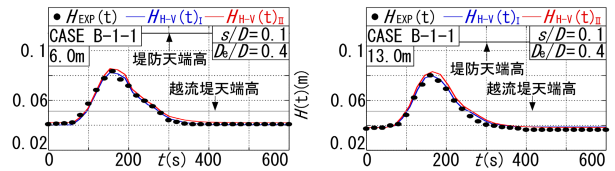


図-4 水位ハイドログラフ(CASE B-1-1) (左:6m, 右:13m)

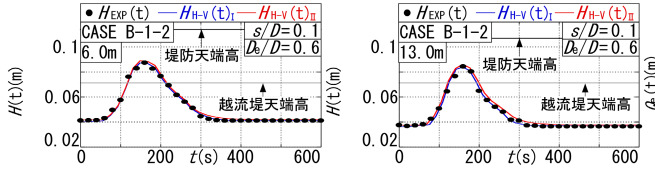


図-5 水位ハイドログラフ(CASE B-1-2) (左:6m, 右:13m)

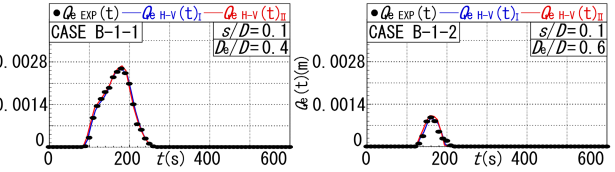


図-6 越流流量ハイドログラフ(左:CASE B-1-1, 右: CASE B-1-2)

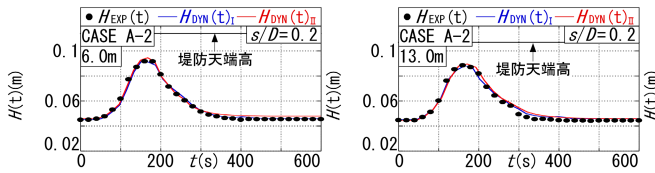


図-7 水位ハイドログラフ(CASE A-2) (左:6m, 右:13m)

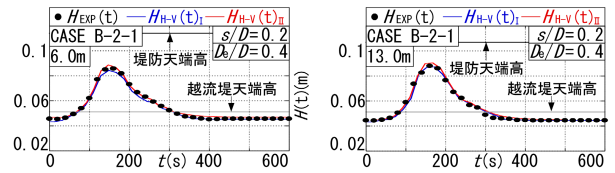


図-8 水位ハイドログラフ(CASE B-2-1) (左:6m, 右:13m)

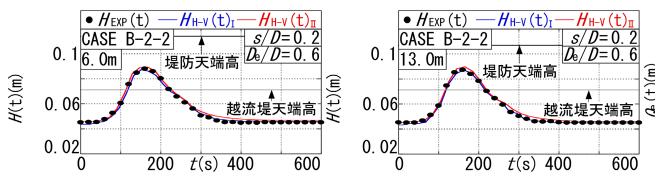


図-9 水位ハイドログラフ(CASE B-2-2) (左:6m, 右:13m)

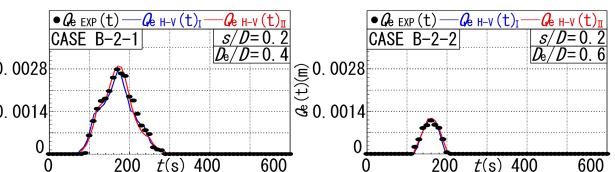


図-10 越流流量ハイドログラフ(左:CASE B-2-1, 右: CASE B-2-2)

であれば一般に次のような無次元量に支配される。

$$C = f(Fr, D_e/h, L_e/B, D_e/B, I, \text{水路断面形状, 堰形状}) \quad (2)$$

ここに、 Fr : 越流堤上流でのフルード数($=U/(gh)^{1/2}$), D_e/h : 越流堤高水深比, L_e/B : 越流堤長川幅比, D_e/B : 越流堤高川幅比, h : 水深, U : 断面平均流速, I : 水路勾配である。

本実験では、水路断面形状、堰頂部の形状は前述のとおりで、 $L_e/B=1.0$, $D_e/B=0.08$ あるいは 0.12 , $I=1/1000$ である。また Fr , D_e/h は、図-2に示した流入流量ハイドログラフ $Q_0(t)$ に対して、表-2に示した値となっており、流量係数 C を規定する Fr , D_e/h は流入流量、および s/D と D_e/D によって変化している。ここでは流入流量が非定常な $Q_0(t)$ であることを踏まえ、本実験の設定条件である s/D と D_e/D を用いて解析結果について検討を加える。

図-3~6は堰高堤防高比 $s/D=0.1$ 、図-7~10は $s/D=0.2$ の場合の水位 $H(t)$ および越流流量ハイドログラフ $Q_e(t)$ の実験結果と解析結果、表-3は実験結果より得られた貯留量をそれぞれ示したものである。

図中のプロットは実験値、青線は境界条件I、赤線は境界条件IIを用いた解析結果をそれぞれ示している。なお、以下の図において水位は河道下流端の河床高を基準(0(m))とし、 $Q_0(t)$ の入力を開始した時間を $t=0(s)$ としている。また「DYN解析」と「H-V解析」の解析結果

表-2 実験における Fr および D_e/h

CASE	堰高堤防高比 s/D	越流堤高堤防高比 D_e/D	フルード数 Fr	越流堤高水深比 D_e/h
B-1-1	0.10	0.40	0.26~0.68	0.48~1.00
B-1-2		0.60	0.35~0.67	0.68~1.00
B-2-1	0.20	0.40	0.24~0.63	0.47~1.00
B-2-2		0.60	0.30~0.60	0.68~1.00

表-3 各CASEの貯留量 V

CASE	堰高堤防高比 s/D	越流堤高堤防高比 D_e/D	貯留量 $V(\text{m}^3)$
B-1-1	0.10	0.40	0.23
B-1-2		0.60	0.04
B-2-1	0.20	0.40	0.27
B-2-2		0.60	0.06

に差異は認められなかったため、CASE Aでは「DYN解析」、CASE Bでは「H-V解析」の結果を示している。同図より次のことがわかる。

(i) 越流堤上下流地点での $H(t)$ のピーク値に着目すると、CASE Aでは、 $s/D=0.1$ に対して $s/D=0.2$ の方が上流側で3.5%、下流側で5.5%程度大きくなっている。またCASE Bでは、 $D_e/D=0.4$ では $s/D=0.2$ に対して $s/D=0.1$ の場合は上流側で2.7%、下流側で8.9%程度、 $D_e/D=0.6$ の場合は同様に0.80%、3.2%程度小さくなっている。解析結果はそのような傾向を良好に再現している。

(ii) 表-3より貯留量は、 $s/D=0.1$ に対して $s/D=0.2$ の方が $D_e/D=0.4$ で15%、 $D_e/D=0.6$ で32%程度大きくなっている。解析結果はそのような傾向を良好に再現している。

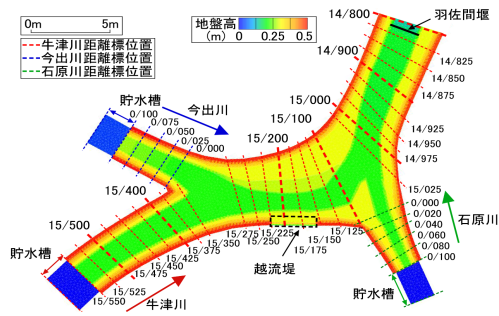


図-11 対象領域

(iii)境界条件の影響については、境界条件Ⅱでは若干大きめに評価される傾向が認められる。実験結果と解析結果の違いをピーク値で見ると、 $D_c/D=0.4$ では $H(t)$ は3.5%、 $Q_c(t)$ は4.1%、 $D_c/D=0.6$ では $H(t)$ は2.3%、 $Q_c(t)$ は2.8%程度のようになっている。この理由としては、境界条件Ⅱで用いた刃形堰の流量係数が実験的に定めたものでないことや、本解析法で用いられている不定流モデルは常射混在流が取り扱える高精度なモデルであるが、2次元浅水流方程式に基づく平面2次元モデルであることなどが考えられる。

3. 遊水地模型実験結果⁶⁾に基づく検討

牟田辺遊水地の1/25縮尺模型実験結果⁶⁾(以下「模型実験」という)の牛津川縦断水位と越流流量を用いて解析結果について検討を加える。図-11に模型実験の平面図を示す。対象区間は牛津川14/800~15/550k、今出川0/000~0/100k、石原川0/000~0/100kである。

模型実験は、各河道区間($n=0.019(\text{s/m}^{1/3})$)の各上流端より一定流量を流入させた定常状態で実施されており、牛津川の縦断水位 H 、遊水地への越流流量 Q_c はそれぞれポイントゲージ、計量水槽を用いて計測されている。

(1) 解析条件

解析は、①1990年7月出水を想定して定常状態で行われた模型実験結果の再現解析と、②同出水の洪水波形を参考にして作成したハイドログラフを用いた非定常解析を行った。解析データの作成には、模型平面図および横断図25mメッシュを用いた⁶⁾。解析の計算メッシュは0.25mを基準にした三角形非構造格子で、その総数は12683個である。

(2) 境界条件

遊水地については、図-12に示した遊水地のH-V曲線を越流堤裏法尻部に、河道については次のように与えた。表-4に境界条件をまとめて示す。

a) 定常解析

牛津川、今出川、石原川の各上流端にはそれぞれ流量 $Q=0.2270, 0.0544, 0.0480(\text{m}^3/\text{s})$ を与えた。下流端には

表-4 解析条件

解析対象区間		牛津川14/750~15/550 今出川 0/000~ 0/100 石原川 0/000~ 0/100
粗度係数		0.019
境界条件	流入流量	牛津川 (m^3/s) 0.227
	今出川 (m^3/s)	0.0544
	石原川 (m^3/s)	0.048
	牛津川下流端水位 (m)	0.431
遊水地		H-V曲線

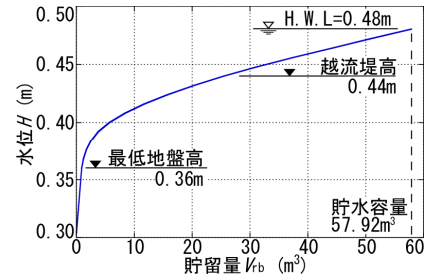


図-12 遊水地H-V曲線

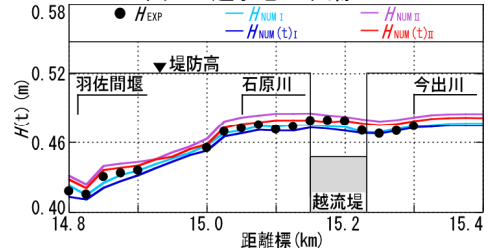


図-13 水位の縦断変化

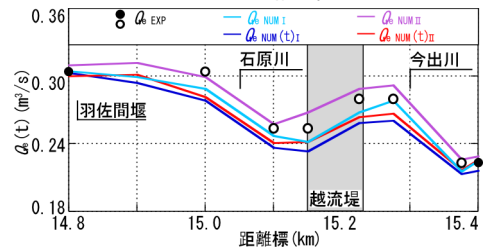


図-14 流量の縦断変化

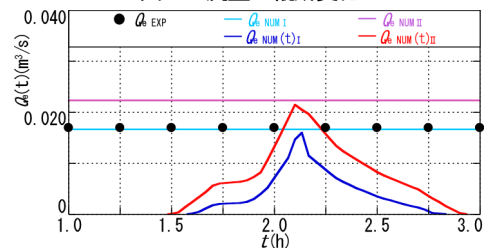


図-15 越流流量の比較

境界条件Ⅰでは牛津川下流端水位 $H=0.431(\text{m})$ 、境界条件Ⅱでは羽佐間堰地点のH-Q曲線をそれぞれ与えた。

b) 非定常解析

牛津川上流端には、浦町橋水位観測所での実測流量ハイドログラフのピーク値が定常解析の流量 $Q=0.2270(\text{m}^3/\text{s})$ となるように引き伸ばした流量ハイドログラフを、今出川、石原川上流端には定常解析と同様に $Q=0.0544, 0.0480(\text{m}^3/\text{s})$ とした。牛津川下流端には、境界条件Ⅰでは妙見橋水位観測所の実測水位ハイドログラフのピーク値が定常実験で牛津川下流端の水位 $H=0.431(\text{m})$ とな

るように引き伸ばした水位ハイドログラフを、境界条件Ⅱでは羽佐間堰地点のH-Q曲線をそれぞれ与えた。

(3) 解析結果

a) 牛津川縦断水位

図-13に定常解析の水位と非定常解析のピーク水位を連ねたものを比較して示す。

定常模型実験で得られた水位は、越流堤上流側で一度低下し、越流堤地点を過ぎたあたりから再び元の水位まで上昇した後に、石原川合流点付近で水位は再び低下し、羽佐間堰付近で上昇している。いずれの解析結果もそのような縦断水位を良好に再現しているが、境界条件Ⅱを用いた解析の方が境界条件Ⅰを用いた解析よりも若干大きめに評価している。過大評価の理由は本実験と同様である。

定常解析に対して非定常解析の方が若干低めに評価されており、これについても本実験結果と同様な傾向となっている。この理由は、一般に不定流で求めた河道水位が不等流で求めたものよりも低くなる場合が多いことと同様で、河道の貯留効果のためであると考えられる。ただし、実験値と解析値の違いは最大で、境界条件Ⅰでは定常で1.0%、非定常で1.8%程度、境界条件Ⅱでは定常で2.4%、非定常で2.4%程度のようにたいへん小さい。

b) 牛津川縦断流量

図-14に定常解析の流量と非定常解析のピーク流量を連ねたものを定常実験結果と比較して示す。図中の実験結果の●は、全幅堰で計測された流量、○は牛津川、今出川、石原川からの定常流入流量と越流堤での分派流量を考慮して推定したものである。なお、図中の灰色の網掛け部は縦断方向の越流堤区間を示す。

定常模型実験では、今出川、石原川合流後の流量増加、越流堤区間での流量減少が確認されるが、定常解析は、そのような縦断流量の変化を良好に再現している。また水位と同様に境界条件Ⅱを用いた解析の方が境界条件Ⅰを用いた解析よりピーク流量を若干大きめに評価している。また非定常解析は、ピーク流量を全体的に小さく評価している。

実験値との違いは最大で、境界条件Ⅰについては定常解析では4.7%、非定常解析では8.0%程度、境界条件Ⅱについては定常解析では5.4%、非定常解析では7.0%程度でやや大きくなっている。

c) 越流流量

図-15に定常解析の越流流量と非定常解析の越流流量ハイドログラフを定常実験結果と比較して示す。

これからわかるように、定常解析については境界条件Ⅰでは実験値を良好に再現している。境界条件Ⅱでは水位と同様にやや大きく評価している。これは、河道下流端の羽佐間堰地点の詳細な断面形状が不明なために、河道下流端境界条件として与えたH-Q曲線の精度

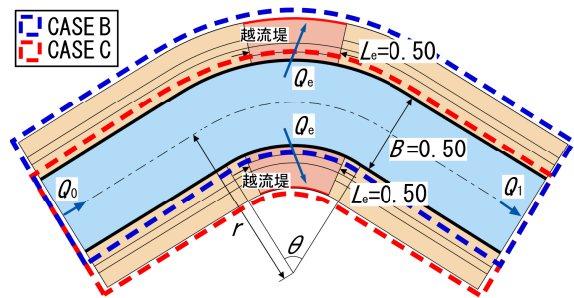


図-16 数値実験における実験装置と重要な諸量

表-5 数値実験における実験条件

CASE	河道線形 (越流堤位置)	L_e/B	D_e/D	s/D	r/B
A	直線河道	1.0	0.4	0.1	2.0~4.0
B-1~3	湾曲河道 (外岸側)				
C-1~3	湾曲河道 (内岸側)				

が必ずしも十分でないことに起因している。

また定常解析と非定常解析を比較すると、全体的に非定常解析の方が若干小さく評価している。この理由は、河道の貯留効果により河道水位が定常の場合よりも低くなっているためである。

4. 数値実験に基づく検討

以上で調べた本実験・模型実験結果に対する本解析結果の良好な再現精度と、横越流する湾曲流れに対するPSA-FUF-2DF modelの再現精度に関する検討結果¹¹⁾を踏まえ、本解析法を用いた数値実験により、河道の湾曲が越流堤の洪水調節機能に及ぼす影響を検討する。

図-16にCASE B, Cの諸量を、表-5に検討条件をそれぞれ示す。図中の青色の破線がCASE B, 赤色がCASE Cにそれぞれ対応している。なお、越流堤の対岸側はCASE Aと同様に壁面、湾曲部の上下流側は直線河道とした。遊水地の貯水面積・容量は、図-1に示したCASE Aと同じになるよう設定した。

本検討では、越流堤の設置位置を直線河道(CASE A)、湾曲部外岸側(CASE B)、湾曲部内岸側(CASE C)とし、CASE Aは本実験CASE B-1-1と同じ条件、CASE B, Cでは、 r/B を表-5のように変化させた。ここに、 r は河道の曲率半径であり、湾曲部に遊水地が存在する河川を参考に設定した¹²⁾。また湾曲角 θ は、全てのCASEで湾曲部の河道長さを一定に保つように設定した。

解析では、河道部の境界条件には河道部上流端には図-2に示した流入流量ハイドログラフ、河道部下流端には境界条件Ⅱを、遊水地境界条件には本実験と同様にH-V曲線を越流堤裏法尻部にそれぞれ与えた。計算格子は、越流堤付近では0.025(m)、その他の区間では0.05(m)を基準とした三角形非構造格子である。

図-17に直線河道、および各 r/B における湾曲河道(越流堤外岸側、内岸側)の越流流量ハイドログラフ $Q_e(t)$ を、

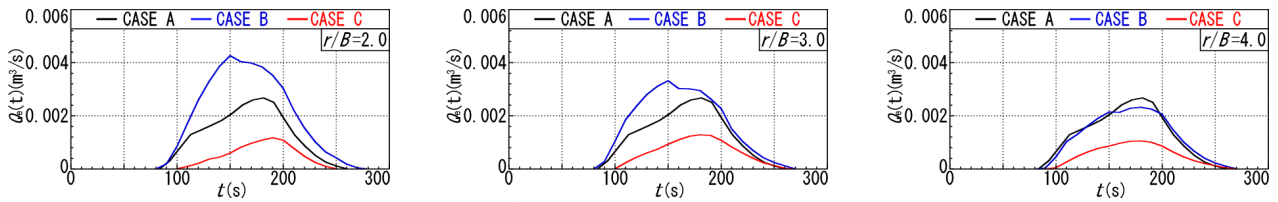


図-17 越流流量ハイドログラフ(左: $r/B=2.0$, 中: $r/B=3.0$, 右: $r/B=4.0$)

図-18にCASE B, Cにおける越流堤近傍の流況をそれぞれ示す。これより、本数値実験の条件の範囲では次が確認できる。

(i) 湾曲部外岸側に越流堤を設けた場合では、主流ベクトルが外岸側に向いているため、 $Q_d(t)$ は $r/B=2.0\sim 3.0$ の場合は直線河道よりも大きくなり、 r/B が大きくなるほど減少する。しかし、 $r/B=4.0$ では越流堤下流端に衝突した主流によって越流し難くなると同時に越流堤上流側の死水域も拡大するため、 $Q_d(t)$ は直線河道に比べて減少する。

(ii) 湾曲部内岸側に越流堤を設けた場合では、河道での主流ベクトルが外岸側に向いており、また越流堤区間の内岸側では r/B の違いによる水深変化が小さい。この理由により、 $Q_d(t)$ は r/B にかかわらず、直線河道よりも小さくなり、 r/B が変化してもあまり変化しない。

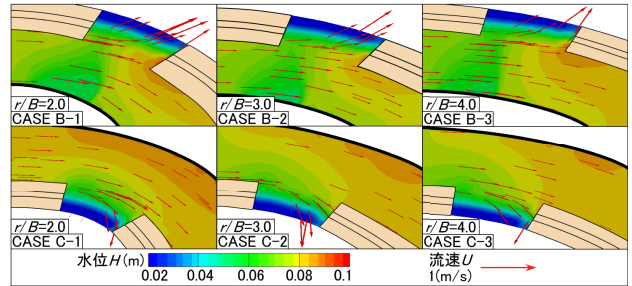


図-18 越流堤近傍の流況(左: $r/B=2.0$, 中: $r/B=3.0$, 右: $r/B=4.0$)

5. まとめ

本研究より以下のような知見が得られた。

(1) 越流堤下流側の一断面における水位ハイドログラフが既知の場合(境界条件 I)は、牟田辺遊水地模型実験のような河川の合流等がある場合でも、本解析法は水位、流量の縦断変化、越流流量を適切に評価できる。

越流堤下流側における水位ハイドログラフが未知な場合も本解析法は境界条件 II を用いて十分な精度で水位、越流流量を評価できる。ただし、境界条件 I と比べると、若干解析精度が低下する。

(2) 本解析法を用いた数値実験より、湾曲部内岸側に越流堤を設けた場合は、 r/B に関わらず、 $Q_d(t)$ は直線河道に比べて小さくなるが、外岸側に設けた場合は、 r/B が大きいほど $Q_d(t)$ は減少し、直線河道に越流堤を設置した場合よりも $Q_d(t)$ が小さくなる可能性がある。ただし、より幅広い条件下で模型実験に基づく検証が必要である。

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牟田辺遊水地模型実験資料の提供等のご協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

1) 栗城 稔, 末次忠司, 小林裕明ほか: 横越流特性を考慮した破堤氾濫流量公式の検討, 土木技術資料, Vol.38, No.11, 1996.

- 2) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 大庭康平: 直線河道における破堤氾濫流の横越流特性と流量式の改善, 水工学論文集, 第55巻, pp.901-906, 2011.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 国土交通省 国土技術政策総合研究所 河川研究室: 分散型保水・遊水機能の活用による治水方式 - 遊水地の計画・設計・管理のための技術的・社会的視点 -, 2005.
- 8) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 大庭康平, 山尾匡人, 岩本浩明: 破堤氾濫流に対する水防林の減災効果の検討, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.68, No.4, I_1027-I_1032, 2012.
- 9) 椿 東一郎: 水理学 I, 森北出版, pp.170, 193, 1973.
- 10) 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.
- 11) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 大庭康平, 山尾匡人, 門田竜祐: 直線・蛇行河道における破堤氾濫流の特性とその予測, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.68, No.4, I_1021-I_1026, 2012.
- 12) 例えば, 建設省土木研究所 鹿島試験所: 北上川一ノ関遊水池計画に関する水理学的検討報告書, 土研資料第969号, 1974.

(2013. 9. 30受付)