

# 破堤氾濫流の横越流特性と 河道・氾濫域包括解析の適用性の検討

PREDICTIONS OF BREACH DISCHARGE  
BY A DYNAMIC INUNDATION MODEL BASED ON FDS

秋山 壽一郎<sup>1</sup>・重枝 未玲<sup>2</sup>・梅木 雄大<sup>3</sup>・伊藤 雄亮<sup>3</sup>  
Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA, Yudai UMEKI and Yusuke ITO

<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)

This study is concerned with breach discharge due to dyke breach in both complete and submerged outflows. Such breach characteristics as flow direction of breach flows, effective length of breach section were verified experimentally. It is found that breach characteristics of submerged outflows differ substantially from those of complete outflows. Breach discharge was predicted by the numerical model that solves simultaneously flood flows in a channel and inundation flows in a flood plain with the dynamic inundation model, which comprises the finite volume method on unstructured grid using FDS technique. It shows that the model is capable of predicting the breach discharge with very good accuracy for both complete and submerged outflows at least when river width  $B \leq 400\text{m}$ .

**Key Words :** dyke breach, breach discharge, breach characteristics, numerical model, FDS

## 1. はじめに

近年、破堤氾濫が主に中小河川で増加している。破堤氾濫は周辺地域に壊滅的な被害をもたらすことから、その浸水プロセスの的確な予測は、被害最小化に向けたハード・ソフト対策を講じる上でたいへん重要である。

破堤氾濫解析の予測精度は、洪水流・氾濫流モデル、河道・標高データおよび破堤特性(破堤箇所、破堤形状、氾濫流量)の各精度で概ね決まってくる。最近では、河道・標高データについては、レーザープロファイラや航空写真により $\pm 0.2\text{m}$ 程度の詳細な標高データを取得することが可能となってきている。また、洪水流・氾濫流モデルについても後述するような精度の高い平面2次元不定流モデルが登場している。

ところが、破堤特性については、(1) 堤体の質的な問題に起因して、破堤箇所と破堤形状の予測が困難であること、(2) 破堤氾濫流の特徴である横越流特性の評価が難しいために、氾濫流量の的確な予測が困難であること、などの理由であまり大きな進展は図られていない。本研究は、後者の(2)に関するものである。

破堤氾濫流量は、通常、本間の越流公式で評価される<sup>1)2)</sup>。ところが、本間公式には横越流特性が考慮されていないため、時には50%以上も過大な氾濫流量を与えることがわかっている<sup>3)</sup>。破堤氾濫流量を予測するその他方法としては、次のようなものがある。

方法①は、分岐水路等での流量配分に用いられる解析法である。そのような方法を破堤氾濫に適用したものととして、山坂・久保田の研究<sup>4)</sup>がある。式形が複雑になるために解析的に氾濫流量が得られないことや、横越流特性の取り扱いなどに課題が残されている。

方法②は、横越流で用いられる解析法に準拠した方法である。横越流は下水道システム等の実用面での重要性から、古くよりその分水特性について研究が重ねられてきた<sup>5)</sup>。例外はあるものの、その一般的な取り扱いは、河道での水面形と越流流量から流量係数を算定する一種の逆解析と経験的知見を組み合わせたものである。そのような逆解析を実河川の破堤氾濫に適用したものととして、福岡らの研究<sup>6)</sup>がある。氾濫発生時の水面形に基づく逆解析であるため、浸水予測に用いることができないことや粗度係数の設定に難しさが残るものの、破堤箇所や形状を考慮する必要がないので、実破堤の氾濫流量を推定

する上で有力な方法である。

方法③は、方法②の横越流の流量係数の決定に用いられる解析法と同様に、横越流特性を経験的に求め、それを河道特性等と関連付けた上で氾濫流量式の流量係数に反映させるものである。このアプローチの代表的なものとして、栗城らの研究<sup>3)</sup>がある。

そこでは、破堤幅・河道幅比 $L/B=0.5$ および $0.75$ の完全越流状態を対象として、模型実験から得られた横越流特性(流向、有効疎通率)と河床勾配 $l$ との関係を経験的に求め、本間公式に対する補正を行っている。ただし、流向と河床勾配との関係に無視できない顕著なバラツキが認められるなど、横越流特性の評価法に課題が残されている。また、この方法のもぐり越流状態への適用はこれまででなされておらず、これも課題として残っている。

方法④は、常射混在流が取り扱える高精度・高解像な平面2次元不定流モデルを用いて、河道の洪水流と氾濫域での氾濫流を包括的に取り扱う解析法(以下、「河道・氾濫域包括解析」という)である<sup>7,8)</sup>。

この方法では、河道特性と氾濫域特性を踏まえた破堤区間の流速と水深が計算され、これを積分することで氾濫流量が算定できる。ただし、平面2次元モデルは、もとより流れの剥離やそれに伴って生じる局所的な流況変化を予測する基本性能を備えていない。このため、破堤氾濫に対する適用性の検証が必要である。

著者らはこれまで、方法④、すなわち有限体積法・非構造格子・FDSに基づく平面2次元不定流モデル(SA-FUF-2DF MODEL<sup>9)</sup>を用いた河道・氾濫域包括解析(以下、「本解析法」という))により、越水氾濫流量の予測精度の検証や<sup>10,11)</sup>、これを踏まえた実越水氾濫への適用を行い<sup>12,13)</sup>、越流状態(完全越流、もぐり越流)、河道の状態(築堤河道、掘り込み河道)および河道線形(直線、蛇行)にかかわらず、越水氾濫流量を的確に予測できることを明らかにしてきた。しかしながら、破堤氾濫については、これまで実破堤氾濫への適用に止まり<sup>14)</sup>、先述したようにその適用性の検証は課題として残されていた。

本研究は、以上のような背景ともぐり越流状態の破堤氾濫流の横越流特性がほとんどわかっていないことを踏まえ、(1) 模型実験に基づき、完全越流状態ともぐり越流状態の横越流特性を把握すると共に、(2) 実験結果に基づき、破堤氾濫流に対する本解析法の適用性の検証を行ったものである。

## 2. 実験の概要と結果

### (1) 実験概要

実験装置は、河道部・堤防部・破堤部・氾濫原部より構成されている。河道部は、アクリル製の矩形断面水路(水路長=3.0m, 河道幅 $B=0.4$ m, 水路床勾配 $F=0$ , 粗度係数 $n=0.01$ )の左岸側に法面勾配2割の堤防(堤防高

表-1 実験条件

CASE	破堤幅 $L$ (m)	流入流量 $Q_m$ (m <sup>3</sup> /s)	流出流量 $Q_{out}$ (m <sup>3</sup> /s)	越流状態	境界			
					①	②	③	
A-1	0.80	O1	0.0139	0.0064	完全	○	×	×
		O2	0.0113	0.0050		○	×	×
		O3	0.0082	0.0035		○	×	×
		S1	0.0139	0.0088	もぐり	○	○	○
		S2	0.0112	0.0077		○	○	○
		S3	0.0081	0.0064		○	○	○
A-2	0.40	O1	0.0139	0.0086	完全	○	×	×
		O2	0.0112	0.0069		○	×	×
		O3	0.0081	0.0049		○	×	×
		S1	0.0139	0.0099	もぐり	○	○	○
		S2	0.0112	0.0085		○	○	○
		S3	0.0081	0.0066		○	○	○
A-3	0.20	O1	0.0110	0.0083	完全	○	×	×
		O2	0.0082	0.0059		○	×	×
		O3	0.0055	0.0042		○	×	×
		S1	0.0112	0.0086	もぐり	○	○	○
		S2	0.0081	0.0065		○	○	○
		S3	0.0055	0.0048		○	○	○
A-4	0.12	O1	0.0112	0.0093	完全	○	×	×
		O2	0.0082	0.0067		○	×	×
		O3	0.0055	0.0045		○	×	×
		S1	0.0113	0.0093	もぐり	○	○	○
		S2	0.0081	0.0069		○	○	○
		S3	0.0055	0.0050		○	○	○
B-1	0.80	O1	0.0168	0.0094	完全	○	×	×
		S1	0.0168	0.0125	もぐり	○	○	○
B-2	0.40	O1	0.0168	0.0121	完全	○	×	○
		S1	0.0168	0.0136	もぐり	○	○	○
B-3	0.20	O1	0.0168	0.0141	完全	○	×	○
		S1	0.0168	0.0147	もぐり	○	○	○
B-4	0.12	O1	0.0168	0.0148	完全	○	×	○
		S1	0.0168	0.0155	もぐり	○	○	○

○：閉境界，×：開境界

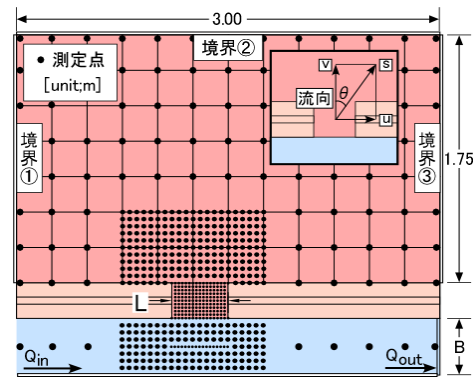


図-1 実験装置の概要と重要な諸量

$D=0.05$ m, 堤防敷幅 $T=0.25$ m)と破堤部(破堤幅 $L$ )を設けたものであり、下流端には水位調節用の刃型堰が設けられている。なお、河道部の河床高は破堤部高より $0.05$ m掘り込まれており、河道部右岸側は壁面となっている。氾濫原部は、アクリル製の底面(粗度係数 $n=0.01$ )を水平に設置したものである。

氾濫原部の境界は、氾濫流量に関する実験(CASE A)では、貯水槽部に接した境界①は壁面とし、境界②と境界③は完全越流状態では段落、もぐり越流状態では刃形堰(堰高 $s=0.035$ mまたは $s=0.030$ m)を越流するようにした。一方、全体的な流況把握に関する実験(CASE B)では、氾濫原部の水深を確保するために境界③を壁面とした。実験装置と重要な諸量を図-1にまとめて示す。

実験は、CASE Aでは流入流量 $Q_m$ と破堤幅 $L$ を変化させ、 $Q_m$ と河道部の下流端水位を刃型堰で調整することで、氾濫形態を完全越流状態あるいはもぐり越流状態とした。一方、CASE Bでは $L$ を変化させ、 $Q_m$ は一定とし

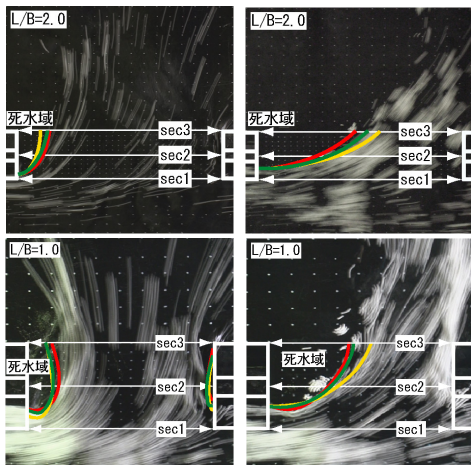


図-2 破堤部の流況(左:完全越流 右:もぐり越流)

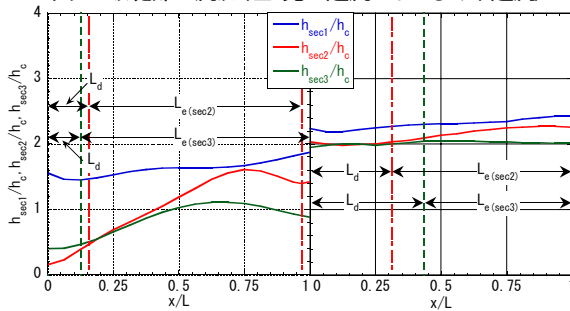


図-4 破堤部縦断面での水深  $h$   
(左:完全越流 右:もぐり越流)

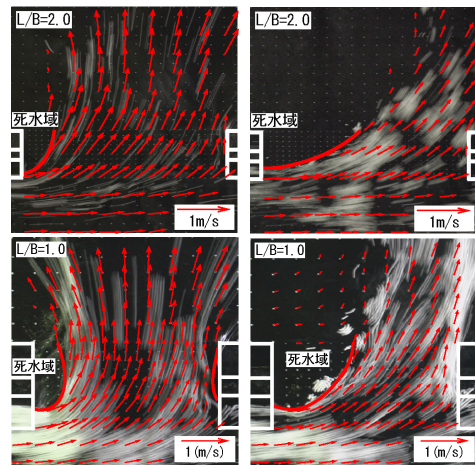


図-3 破堤部の流速ベクトル(左:完全越流 右:もぐり越流)

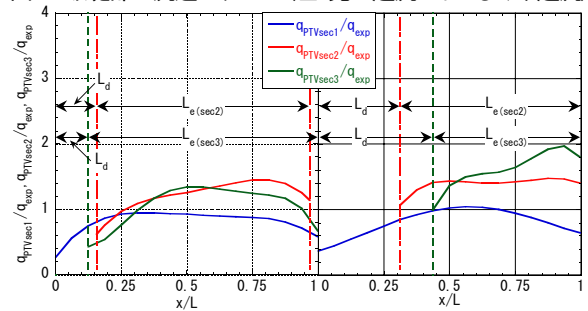


図-5 破堤部縦断面での単位幅流量  $q$   
(左:完全越流 右:もぐり越流)

た。実験条件を表-1に示す。

測定項目は、河道部・破堤部・氾濫原部の水深 $h$ と表面流速ベクトル $U_s$ 、破堤部での死水域の特定および河道部への流入流量 $Q_{in}$ と河道部下流での流出流量 $Q_{out}$ である。

水深 $h$ は、ポイントゲージを用いて、図-1中に●で示した測点で求めた。なお、測定間隔は破堤部では0.025m、その周辺では0.05m、その外の氾濫原部では0.25mとした。

水深平均流速 $U(u, v)$ は、直径約0.005mの発泡スチロール球の動きをデジタルビデオカメラで撮影・収録した動画をPTV解析し、得られた表面流速ベクトル $U_s=(u_s, v_s)$ から等流の関係式( $U=0.90U_s$ )を用いて算定した。なお、PTV解析では静電気等で団子状になった粒子は除外した。

破堤部の死水域幅 $L_d$ は、発泡スチロール球の動きを画像から読み取った。氾濫流量 $Q_{exp}$ は、電磁流量計で $Q_{in}$ 、量水柵で $Q_{out}$ を計測し、 $Q_{exp}=Q_{in}-Q_{out}$ から求めた。

## (2) 実験結果

図-2と図-3は、それぞれ各越流状態における破堤部近傍での流況とPTV解析から得られた流速ベクトルの一例(CASE A-1, CASE A-2)を示したものである。図中の実線(黄色:  $Q_{in}=0.0081$ , 緑色:  $Q_{in}=0.0112$ , 赤色:  $Q_{in}=0.0139$  [unit: m<sup>3</sup>/s])は、各CASEの死水域を示している。

このように、流出水は流れの剥離のために死水域を生じるが、その発生箇所や大きさは越流状態で異なっ

くる。すなわち、

完全越流状態では破堤部の両側で死水域が生じ、上流側で大きくなるが、 $L/B=2.0$ では上流側のみに生じる。 $L/B \leq 1.0$ の完全越流状態でのこのような横越流特性は、栗城ら<sup>3)</sup>の結果と一致している。

もぐり越流状態では破堤部下流側では死水域は生ぜず、破堤部上流側で大きな死水域となり、死水域は河道での流量の減少あるいは $L/B$ の増加に伴い拡大する。

また、流速ベクトルから明らかなように、流出角度 $\theta$ は破堤区間でかなり異なった値を取ると共に、 $L/B$ の増加に伴い大きな値となる。

図-4と図-5は、破堤部のsec1(堤防表法尻)、sec2(堤防中央)およびsec3(堤防裏法尻)における単位幅氾濫流量 $q_{PTV}$ と水深 $h$ の分布を無次元表示したもの(例CASE A-2)である。図中には、sec2での死水域幅 $L_d$ も示してある。ここで、 $q_{PTV}$ はPTV解析から得られた $v$ と $h$ との積である。また、 $q_{exp}=Q_{exp}/L$ 、 $h_c$ =限界水深( $=q_{exp}^2/g$ )<sup>1/3</sup>である。

$q_{PTV}$ を積分して得られた各secでの氾濫流量 $Q_{PTV}$ と $Q_{exp}$ との比 $Q_{PTV}/Q_{exp}$ は、完全越流状態ではsec1で0.83, sec2で1.01, sec3で0.95, もぐり越流状態ではsec1で0.81, sec2で0.97, sec3で0.92であった。他のCASEでもほぼ同様な傾向であった。この結果に基づき、sec2をもって有効破堤幅 $L_c(=L-L_d)$ を定める断面とした。

sec2では、いずれの越流状態においても、 $h/h_c$ は破堤部下流端側に向かって上昇しており、もぐり越流状態の方がより一様となっている。また、平均的には $h/h_c \approx$



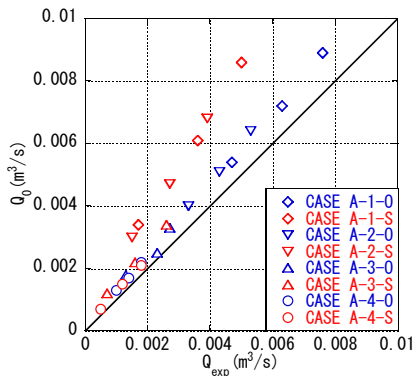


図-6 破堤氾濫流量の比較  
(流向補正なし)

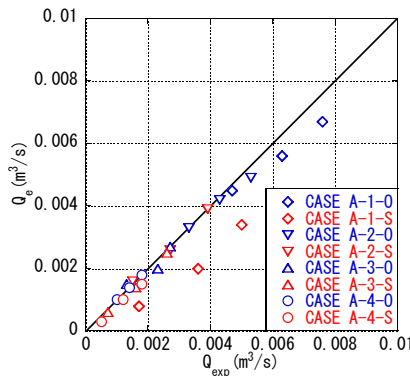


図-7 破堤氾濫流量の比較  
(流向補正+有効疎通率補正あり)

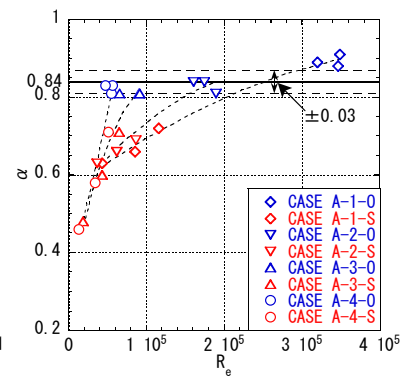


図-8 有効疎通率  $\alpha$  と  $R_e$  との関係

1.0となっている。  $q_{PTV}/q_{exp}$  は完全越流状態では水深と同様に破堤部の下流端側に向かって上昇しているが、もぐり越流状態では一様化している。また、破堤幅が  $L$  の sec1 では  $q_{PTV}/q_{exp} < 1.0$  であるが、sec2 では  $L_c$  に縮流するため、  $q_{PTV}/q_{exp} > 1.0$  となっている。

図-6と図-7は、各越流状態について氾濫流量の実験値  $Q_{exp}$  と本間公式による予測値 ( $Q_0$ ,  $Q_e$ ) を比較したものである。  $Q_0$  は、正面越流として式(1)と式(2)より単位幅氾濫流量を求めた後に、破堤幅  $L$  で積分したものである。  $Q_e$  は、図-3に示したように、実験から得られた流向(流線)に沿って水位を取り、式(1)と式(2)から単位幅氾濫流量を求め、これに流向補正を施した後に有効破堤幅  $L_e$  で積分したものである。

なお、本研究では、既往の研究<sup>3)</sup>のように、流向と有効疎通率  $\alpha$  (=有効破堤幅  $L_e$ /破堤幅  $L$ ) の補正を個別に行うことはしていない。これは、流向補正は有効破堤幅  $L_e$  に対してなされるためである。ここで、予測値で用いた流量係数は  $C_1=0.35$  と  $C_2=0.91$  の標準値<sup>2)</sup>であり、  $h_1$  と  $h_2$  はそれぞれ河道部中央と堤防裏法尻での各水位とした。

$$\text{完全越流状態}(h_2/h_1 < 2/3) : q = C_1 h_1 \sqrt{2gh_1} \quad (1)$$

$$\text{もぐり越流状態}(h_2/h_1 \geq 2/3) : q = C_2 h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (2)$$

これより次のことが確認できる。

(1)  $Q_0$  は、完全越流状態では20%程度過大に、もぐり越流状態では60%程度過大に評価される。

(2) 既往の研究<sup>3)</sup>では、河床勾配  $I < 1/33,600$  での完全越流状態の氾濫流量を本間公式で評価できるとしているが、その場合でも横越流特性を考慮する必要がある。

(3) 既往の研究<sup>3)</sup>では、  $L/B=0.50$  と  $0.75$  の結果から、完全越流状態では  $Q_e$  で氾濫流量を概ね予測できるとしているが、本実験結果によれば、  $L/B=0.3-1.0$  では上述したような方法で流向と有効疎通率の補正を施せば、ほぼ正確に氾濫流量を評価できる。しかし、  $L/B=2.0$  では、これらの補正を施しても氾濫流量を予測することは難しい。もぐり越流状態でも同様である。

図-8は、有効疎通率  $\alpha$  について調べたものである。  $\alpha$

は、一般に Froude 数  $F_r (=Q_{exp}/L(gh_{av})^{1/2})$ 、 Reynolds 数  $R_e (=Q_{exp}/h_{av}v)$ 、堤防法面勾配  $m$ 、および破堤幅・河道幅比  $L/B$ 、破堤形状に依存し、もぐり越流状態ではこれらに加えて河道と堤内地の水位比  $h_1/h_2$  も支配因子となると考えられる。ここに、  $h_{av}$  は sec2 での平均水位、  $v$  は動粘性係数である。ここでは破堤形状と  $m$  は一定、  $h_2$  はほぼ一定であることと、流れの剥離は Reynolds 数に規定されることを踏まえ、  $\alpha$  と  $R_e$  および  $L/B$  との関係について調べた。これより次のことが確認できる。

(1) 完全越流状態では、  $\alpha$  は  $L/B$  と  $R_e$  数の増加につれてやや大きくなる傾向が見られるものの、  $0.84 \pm 0.03$  程度の値となる。なお、実験条件が異なるために厳密な比較は難しいものの、水路床勾配  $I=1/3000$  での既往の結果<sup>3)</sup> では  $\alpha=0.70-0.83$  となっている。したがって、  $I < 1/3000$  の緩勾配水路であれば、完全越流状態では  $L_e \approx 0.8-0.9L$  程度に縮流する可能性がある。

(2) もぐり越流状態では  $R_e$  数が大きくなるにつれて、  $L/B$  に応じて完全越流状態の  $\alpha$  値に向かって増加する。

### 3. 破堤氾濫流と本解析法の検証

#### (1) 破堤氾濫流量と横越流特性

方法③で破堤氾濫流量を評価しようとする時、横越流特性を河道特性、堤内地特性、破堤特性等で評価した上で、氾濫流量式に反映させる必要がある。

しかし一般に、破堤氾濫の横越流特性は、完全越流状態では河道特性(河道線形、河床勾配、河道断面形、河道幅)、そこでの洪水流特性、破堤特性(破堤形状、破堤幅)などの影響を受け、もぐり越流状態ではこれらの諸特性に加え、堤内地の諸条件(地形起伏、市街地構造等)が反映された堤内地水位の影響も強く受ける。

流出水の流出角度  $\theta$  を例にとると、先述したように、破堤区間での流速ベクトルはかなり異なった値を取っており、代表流向を定めるのは容易ではなく、代表流向を河道特性等と関連付けることはさらに難しい。完全越流状態に関する既往の研究<sup>3)</sup>において、流向と河床勾配と

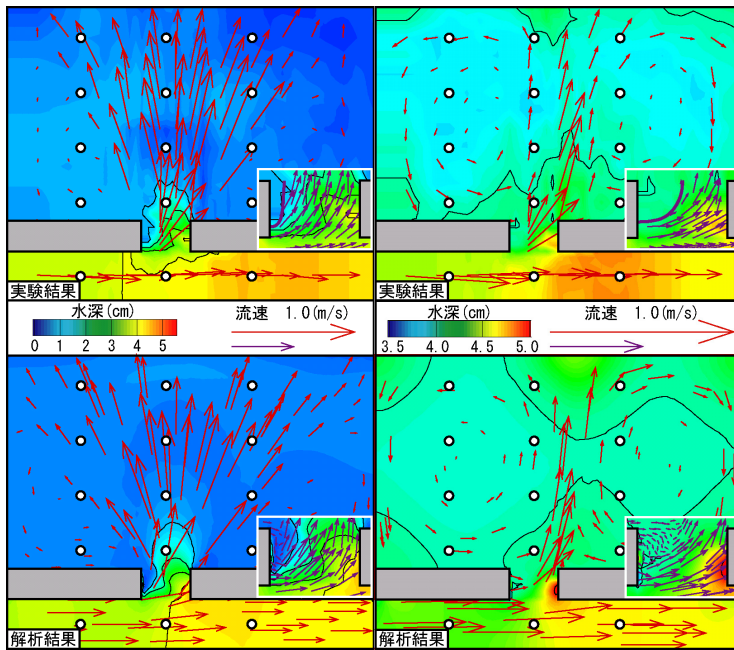


図-9 全体的な流況の比較(左:完全越流 右:もぐり越流)  
(上:実験結果 下:解析結果)

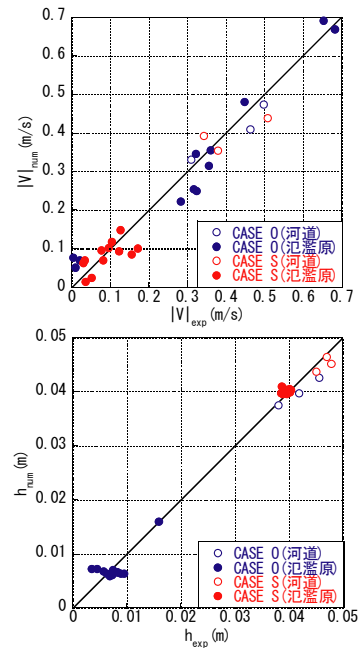


図-10 流速と水深の比較  
(上:流速 下:水深)

の関係に顕著なバラツキが認められるのも、代表流向を定めることが難しいことに加え、支配因子を必要十分に考慮できていないためだと考えられる。

氾濫流量式は河道での洪水流と氾濫域での氾濫流を関係付ける内部境界条件に他ならないので、方法③は内部境界条件を外部境界条件から推定する方法とも言える。それ故に、この方法は堤内地特性の影響を受けない完全越流状態ではある程度有効であるが、もぐり越流状態への適用は不可能に近い。

本解析法(方法④)は、このような問題を解決すると共に、線形と河道断面形を有する実河川での完全越流からもぐり越流までの氾濫プロセスや、氾濫戻しなどの排水プロセスを一貫して取り扱うために考案されたものである。しかしながら、先述したように、本解析法には破堤氾濫への適用上の制約があると予想される。

実用上の観点からすれば、氾濫解析モデルは破堤氾濫においては、完全越流状態では家屋等に作用する流体力や表土の浸食等をもたらす流速が被害の大小と直結しているので、流速ベクトルと浸水深および氾濫流量的確な予測が重要となる。一方、もぐり越流状態では流速ベクトルは必ずしも重要ではなく、堤内地での浸水深やそれをもたらす氾濫流量が重要となる。

以下では、このような氾濫解析モデルに求められる要求仕様も踏まえ、本解析法を検証する。なお、解析に用いた計算メッシュは、河道部では0.05(m)、堤防では0.025(m)、氾濫原部では0.05(m)を基準にした三角形メッシュで、その総数は11604個である。

## (2) 本解析法の検証

図-9は、河道部と氾濫原部での全体的な流況について

解析結果と実験結果を比較したもの(一例(CASE B-2))である。図中には、破堤部での流況を拡大したものも示してある。また、図-10は、図-9中に○で示した各点での氾濫流の流速の絶対値と水深を比較したものである。

氾濫原部での全体的な流況については、次のような様子が再現されている。完全越流状態では、(1) 流出水は破堤部下流側に偏って氾濫原部に放射状に流出する。ただし、解析結果の方がやや拡散して流出する。(2) 流出水の最大流速の方向は、堤防線形に対してやや右斜め方向となる。その結果、氾濫原部では氾濫流の右側の水深の方が大きくなる。(3) 拡大図から、解析結果は破堤部上流側での流れの剥離に伴う死水域を再現しておらず、左岸近傍での流向もやや小さくなっている。もぐり越流状態では、(1) 流出水は破堤部下流側に大きく偏り、下流側の堤防横断面に沿ってやや右斜め方向に流出する。(2) 流出水はあまり広がらず、氾濫原部では流出水の両側に向きが反対の一对の循環流が形成される。(3) 拡大図から、解析結果は破堤部上流側での死水域をほぼ再現しており、流向も全体的にほぼ再現している。

流速の絶対値については、完全越流状態では、相対的に流速が大ききところでの相対誤差は概ね±10%以内に収まっている。もぐり越流状態では、平均的に見れば、解析結果は実験結果を概ね再現しているが、流速が小さいところで誤差が大きくなる場合がある。

水深については、完全越流状態では、平均的に見れば、解析結果は実験結果を概ね再現しているが、破堤部中央の地点での流速ベクトルが必ずしも再現されていないために、そこでの誤差が大きくなっている。もぐり越流状態では、良好に再現されている。

図-11は、各越流状態での氾濫流量の解析値 $Q_{num}$ と実

験値 $Q_{exp}$ を比較したものである。これから明らかなように、いずれの越流状態についても、少なくとも $L/B \geq 0.30$ であれば氾濫流量をほぼ正確に予測できる。

実破堤に関する調査結果<sup>2)</sup>によれば、合流点以外での破堤幅・河道幅比 $L/B$ は、川幅 $B=10\sim 100\text{m}$ で $L/B \approx 6.36\sim 0.84$ ， $B=100\sim 200\text{m}$ で $L/B \approx 0.84\sim 0.50$ ， $B=200\sim 400\text{m}$ で $L/B \approx 0.50\sim 0.31$ である。このような調査結果を踏まえると、少なくとも $B \leq$ 約 $400\text{m}$ であれば破堤氾濫流量をほぼ正確に予測できると考えられる。

図-9、図-10および図-11で見たように、平面2次元モデルに基づく本解析法は、一般に横越流特性を再現できないが、その一方では氾濫域における全体的な流況を概ね再現しており、氾濫流量をほぼ正確に評価できる。

これは、本解析法では、氾濫流量を含む全体的な流況が河道での境界条件(上流端では流入流量，下流端では水位)，氾濫原境界での境界条件(実験では完全越流で段落，もぐり越流で越流水深)および破堤部の条件(破堤幅，破堤形状)の3条件から決定されるからである。つまり、本解析法では、方法③とは逆に、全てが外部境界条件から決まり、平面2次元モデルとしての制約は、死水域を含む破堤部近傍での局所的な流況や河道と氾濫域での全体的な流況に限定的に反映されることとなる(図-9)。

#### 4. まとめ

模型実験に基づき、完全越流ともぐり越流の破堤氾濫流の横越流特性について検討を加えると共に、本解析法(SA-FUF-2DF MODELを用いた河道・氾濫域包括解析法)の破堤氾濫流への適用性の検証を行った。

実破堤に関する調査結果と破堤氾濫解析に求められる実用面での要求仕様を勘案すると、本解析法は、越流状態にかかわらず、少なくとも川幅 $B \leq$ 約 $400\text{m}$ での破堤氾濫の全体的な流況と氾濫流量を必要十分な精度で予測できる基本性能を有している。

今後は、蛇行河川での横越流特性や破堤氾濫について検討したいと考えている。

**謝辞：**本研究は、科学研究費補助金 基盤研究B(課題名：豪雨災害時の浸水減災シミュレータの開発と樹林帯の減災効果に関する研究，課題番号：21360237，研究代表者：秋山壽一郎)の助成を受け実施したものである。また、本研究を遂行するに当たり、本学学部4年生大庭康平君の協力を得た。ここに記して謝意を表します。

#### 参考文献

- 1) 例えば、川池健司，井上和也，戸田圭一，野口正人：寝屋川流域を対象とした氾濫解析モデルの高度化，水工学論文集，第47巻，pp.919-924，2003。
- 2) 例えば、栗城 稔，末次忠司，海野 仁，田中義人，小林裕

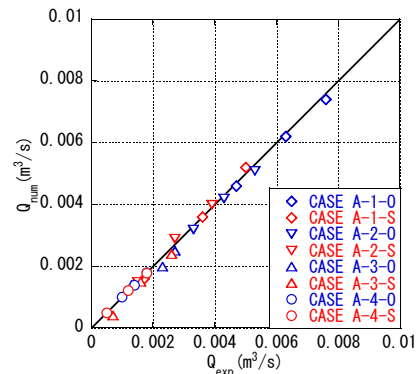


図-11 破堤氾濫流量の比較(本解析法)

明：氾濫シミュレーション・マニュアル(案)，土研資料第3400号，1996。

- 3) 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。
- 4) 山坂昌成，久保田 勝：急勾配流路の氾濫流とこれに伴う土砂流出，河川技術論文集，第8巻，pp.225-230，2002。
- 5) 例えば，荒尾慎司，瀧田康雄，楠田哲也：直線水路における横越流堰の分水特性に関する理論的研究 —レビューと課題—，下水道協会誌，Vol.37，No.448，pp.139-150，2000。
- 6) 福岡捷二，山崎憲人，黒田勇一，井内拓馬，渡邊明英：急流河川の河床変動機構と破堤による氾濫流量算定法の調査研究，河川技術論文集，第12巻，pp.55-60，2006。
- 7) 例えば，秋山壽一郎，重枝未玲，浦 勝：非構造格子を用いた有限体積法に基づく1次および2次精度の平面2次元洪水流数値モデル，土木学会論文集，No.705/II-59，pp.31-43，2002。
- 8) 川口広司，末次忠司，福留康智：2004年7月新潟県刈谷田川洪水・破堤氾濫に関する研究，水工学論文集，第49巻，pp.577-582，2005。
- 9) 例えば，重枝未玲，秋山壽一郎：複雑な地形起伏を有する場における氾濫流の数値シミュレーション，水工学論文集，第47巻，pp.871-876，2003。
- 10) 秋山壽一郎，重枝未玲：飯塚市を中心とした都市域のダイナミック氾濫解析 —2003年7月遠賀川豪雨災害を対象として—，水工学論文集，第49巻，pp.619-624，2005。
- 11) 秋山壽一郎，重枝未玲：河道特性と市街地構造を考慮し越水・破堤氾濫シミュレーション，水工学論文集，第50巻，pp.691-696，2006。
- 12) 秋山壽一郎，重枝未玲，津崎周平：氾濫流量の評価と堤内物体群の影響，水工学論文集，第51巻，pp.523-528，2007。
- 13) 秋山壽一郎，重枝未玲，津崎周平：蛇行河川での溢水・越水氾濫流量とその予測に関する研究，水工学論文集，第52巻，pp.823-828，2008。
- 14) 秋山壽一郎，重枝未玲：河道・氾濫域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。

(2009. 9. 30受付)