

直線・蛇行河道における破堤氾濫流 の特性とその予測

PREDICTIONS AND CHARACTERISTICS OF DYKE BREACH FLOWS
IN STRAIGHT AND MEANDERING CHANNELS

秋山 壽一郎¹・重枝 未玲²・大庭 康平³・山尾 匡人³・門田 竜祐³
Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA, Kouhei OHBA, Masato YAMAO
and Ryosuke MONDEN

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)

This study is concerned with breach discharge due to dyke breach for complete and submerged outflows in straight and meandering channels. Such breach characteristics as flow direction of breach flows, effective width of breach section were examined experimentally. Breach discharge and inundation flows were 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 both the breach discharge and inundation flows for complete or submerged outflows with good accuracy.

Key Words : *dyke breach, straight and meandering channel, numerical model, FDS*

1. はじめに

2004年7月(7・13水害)の再来となった2011年7月新潟福島豪雨災害では、7・13水害の2倍近い豪雨を記録し、五十嵐川など6河川9箇所ですべて堤防が決壊する事態となった。

破堤氾濫は、堤防背後地を中心に甚大な被害をもたらすことから、その特性の的確な把握・予知は、効果的なハード・ソフト対策を講じる上で極めて重要である。しかしながら、① 堤体の質的な問題に起因して、破堤特性(位置、幅と形状、時間進行)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(流向、有効破堤幅)の評価が難しく、それ故に氾濫特性(氾濫流量、流況)の予測も困難であること、などが課題とされている。

①については、破堤位置や破堤幅の水位データからの推定¹⁾²⁾や、破堤プロセスを取扱った数値モデル³⁾も登場している。また、越水による破堤幅メカニズムについても野外実験水路を用いた検討が行われている⁴⁾。いずれも今後の進展が期待されるものの、浸水予知の観点からすれば、破堤の7~8割が越水に起因するとの調査結果

を踏まえ、例えば完成堤防では、HWLに達した時点で過去の事例に基づいた破堤特性を与えるなどの経験的な方法を取らざるを得ないのが実情である⁵⁾。

②については、本間公式は過大な氾濫流量を与えることがわかっている⁶⁾⁷⁾⁸⁾。また、直線河道における破堤氾濫流の横越流特性を経験的に求め、本間公式を改良した流量式も考案されている⁶⁾⁸⁾。しかし一般に、横越流特性は河道線形などの影響も強く受けると予想されることから、本間公式の改良にも限界があるのが実情である。

また、実際の破堤氾濫では、破堤時には既に堤内地が冠水している場合や破堤後直ちに冠水するケースが多いが、著者の知る限り、このもぐり越流状態の特性把握やその予測にはあまり注意が払われていないようである。

著者らは、このような破堤氾濫解析の課題を踏まえ、①については上記の経験的な方法を採用し、②については有限体積法・非構造格子・FDSに基づく平面2次元不定流モデルを用いて洪水流と氾濫流を包括的に解析する外水氾濫モデル(以下「本解析法」という⁹⁾)を開発し、破堤氾濫流への適用を行ってきた¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾。

本研究は、前報⁷⁾をさらに発展させ、破堤氾濫流の特

性把握とその予知技術の高度化の観点から、模型実験と本解析法に基づき、直線・蛇行河道における完全・もぐり越流状態の破堤氾濫流の特性と予測について検討を加えたものである。なお、両河道における破堤氾濫流の特性を明らかにするために、実験条件を両河道で可能な限り揃えたものとなっており、本報の直線河道のデータは、前報⁷⁾のものとは異なる。

2. 実験の概要と結果

(1) 実験の概要

実験装置は、直線河道(CASE A)と蛇行河道(CASE B)のいずれも貯水槽部・河道部・堤防部・氾濫原部より構成され、河道部の河床、堤防敷と氾濫原部は全て同じ高さに設定されている。また、河道部下流端には水位調節のための刃形堰が設けられており、河道右岸側は壁面とし、越流しないようになっている。実験装置と重要な諸量を図-1に示す。

河道部・堤防部は、CASE Aでは、矩形断面水路(長さ=3.8(m)、幅 $B=0.4$ (m)、勾配 $I=0$ 、粗度係数 $n=0.01$)の左岸側に法面勾配2割の堤防(高さ $D=0.05$ (m)、堤防敷幅 $T=0.25$ (m))と破堤部(破堤幅 L)が設けられており、破堤幅水路幅比 L/B を3通りに変えられるようになっている。

CASE Bでは、上流側に直線部を有する矩形断面 sine-generated curve 蛇行水路(長さ=3.8(m)、幅 $B=0.3$ (m)、勾配 $I=0$ 、粗度係数 $n=0.01$ 、蛇行度=1.05、2.5波長)の左岸側に法面勾配1割の堤防(高さ $D=0.05$ (m)、堤防敷幅 $T=0.15$ (m))と破堤部(破堤幅 $L=0.3$ (m))が設けられており、破堤箇所を3通りに変えられるようになっている。

氾濫原部は、いずれのCASEもアクリル製の地盤(粗度係数 $n=0.01$)を水平に設置したものであり、境界①と③は壁面、境界②は完全越流では段落とし、もぐり越流では刃形堰(CASE A : 堰高 $s=0.03$ (m)、CASE B : $s=0.025$ (m))から越流するようになっている。なお、流入流量 Q_{IN} と流出流量 Q_{OUT} はそれぞれ電磁流量計と量水柵で計測できるようにしている。

実験は、氾濫流量に関する実験(実験 I)と全体的な流況把握に関する実験(実験 II)を実施した。実験 I では、各越流状態について、CASE Aでは流入流量 Q_{IN} と破堤幅水路幅比 L/B をそれぞれ4通りと3通りに、CASE Bでは流入流量 Q_{IN} と破堤位置をそれぞれ3通りに変化させた。実験 II では、各越流状態について、CASE Aでは Q_{IN} と L/B をそれぞれ1通りと3通りに、CASE Bでは Q_{IN} と破堤位置をそれぞれ1通りと3通りに変化させた。実験 I の実験条件を表-1に示す(実験 II の条件は紙面の都合で割愛する)。なお、表中のOとSは越流状態がそれぞれ完全越流ともぐり越流であることを示している。

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

表-1 実験条件

CASE	F_r	L/B	破堤区間	流入流量	氾濫流量
				$Q_{IN}(\text{m}^3/\text{s})$	$Q_{EXP}(\text{m}^3/\text{s})$
A-1	O1~O4	0.56~0.33	/	0.0181~0.0083	0.0091~0.0046
	S1~S4	0.52~0.25		0.0181~0.0081	0.0071~0.0017
A-2	O1~O4	0.41~0.22		0.0139~0.0056	0.0048~0.0021
	S1~S4	0.38~0.24		0.0139~0.0075	0.0040~0.0011
A-3	O1~O4	0.35~0.25		0.0133~0.0078	0.0029~0.0017
	S1~S4	0.33~0.22		0.0125~0.0069	0.0023~0.0007
B-1	O1~O3	0.54~0.38	破堤部 I	0.0181~0.0083	0.0028~0.0012
	S1~S3	0.53~0.39		0.0181~0.0081	0.0030~0.0011
B-2	O1~O3	0.54~0.37	破堤部 II	0.0139~0.0056	0.0034~0.0017
	S1~S3	0.53~0.38		0.0139~0.0075	0.0036~0.0012
B-3	O1~O3	0.55~0.39	破堤部 III	0.0133~0.0078	0.0033~0.0015
	S1~S3	0.56~0.38		0.0125~0.0069	0.0034~0.0012

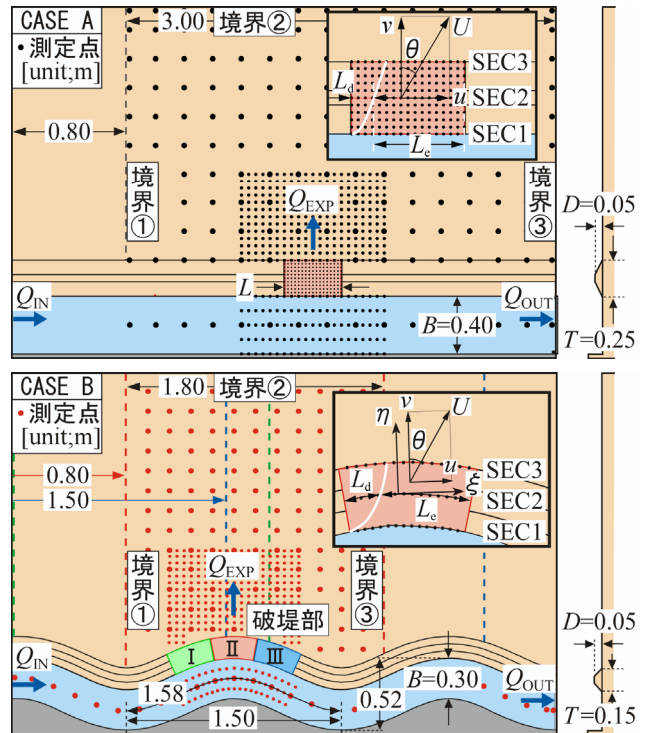


図-1 実験装置の概要と重要な諸量(上:直線, 下:蛇行)

部への流入流量 Q_{IN} と河道部からの流出流量 Q_{OUT} である。

氾濫流量 Q_{EXP} は、 $Q_{EXP}=Q_{IN}-Q_{OUT}$ より求めた。水深 h は、ポイントゲージを用いて、図-1中に●で示した測定点で求めた。なお、測定間隔は破堤部では0.02(m)、その周辺では0.05(m)、その外の氾濫原部では0.15(m)とした。

水深平均流速 $U_M(u_M, v_M)$ は、直径約0.005(m)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($U_M=0.90U_s$)を用いて算定した。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り定めた。なお、図-1に示したように、流速 u と v は堤防線形に沿った ζ 軸とその法線方向の η 軸方向の流速、 $\theta(^{\circ})$ は氾濫流の流出角度である。

(2) 氾濫流量と横越流特性

図-2は、CASE Aでは L/B 、CASE Bでは破堤箇所を区別して、各越流状態の破堤部近傍の流況と流速ベクトル

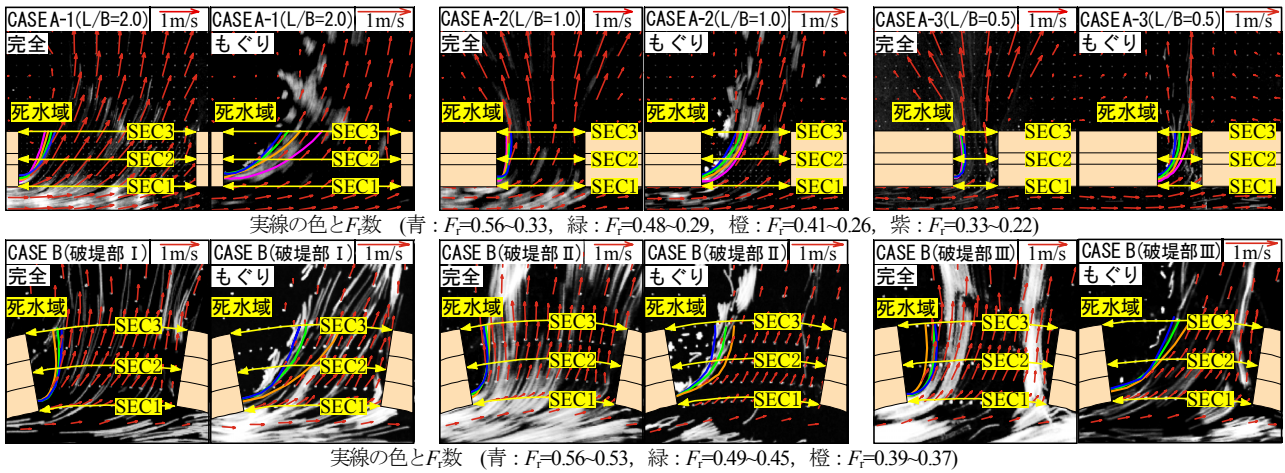


図-2 破堤部近傍の流況 (上：直線，下：蛇行)

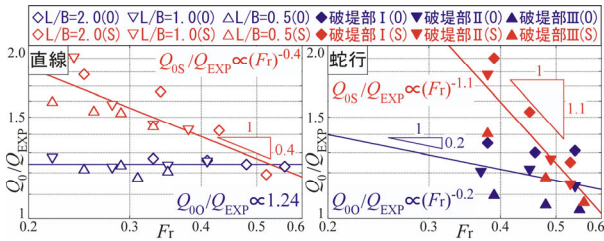


図-3 Q_0/Q_{EXP} と F_r との関係 (添字0：完全越流状態，添字S：もぐり越流状態)

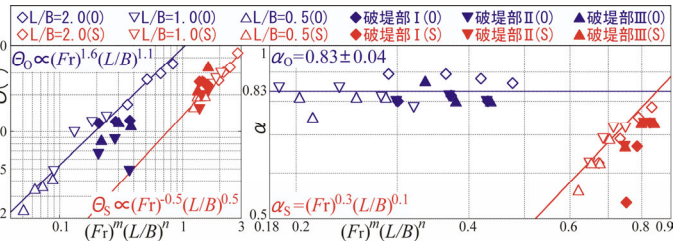


図-4 横越流特性(θ, α)と $F_r, L/B$ との関係 (添字0：完全越流状態，添字S：もぐり越流状態)

の一例を示したものである。図中の色付きの実線は、各 F_r に対する死水域を示している。ここに、 F_r は河道上流側の諸量に基づくFroude数 $F_r=(Q_N/B)/(g h^3)^{1/2}$ である。

これからわかるように、① 流出水は破堤部左端で剥離し、死水域が発生する。また、死水域幅はもぐり越流の方が完全越流より大きくなる。② この死水域のために、流出水は破堤部右側へ偏流・縮流し、同時に破堤部右端への衝突流れが発生する。また、このような傾向は、直線河道では L/B が大きいほど、蛇行河道では破堤部IとIIIで強い。この偏流・縮流と衝突流れは、破堤部の拡幅に大きな影響を及ぼしていると推察される。③ 偏流・縮流した流出水は、堤防線形に対して概ね右斜め方向に氾濫流として拡散していく。ただし、流出水の流出角度や死水域の大きさは、破堤条件(直線では L/B ，蛇行では破堤箇所や越流状態で相当に異なった値を取る。

図-3は、式(1)と式(2)で与えられる本間の越流公式を用いて算定した氾濫流量 Q_0 と実験値 Q_{EXP} の比 Q_0/Q_{EXP} と F_r との関係を示したものである。なお、流量係数は $C_1=0.35$ と $C_2=0.91$ の標準値⁵⁾を用いている。 h_1 と h_2 としては、それぞれ破堤部における河道部中央と堤防裏法尻での各平均水位とし、 $Q_0=qL$ より求めた。なお、 $I \leq 1/33,600$ では、横越流特性を考慮した破堤氾濫流量式⁶⁾は、本間公式と同一となる(本実験では、 $I=0$ である)。

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

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

これからわかるように、直線河道においては、① 完

表-2 横越流特性(θ, α)と $F_r, L/B$ との関係(直線)

越流状態	横越流特性			
	$\theta \sim (F_r)^m (L/B)^n$		$\alpha \sim (F_r)^m (L/B)^n$	
	m	n	m	n
完全	1.6	1.1	一定値(=0.83±0.04)	
もぐり	-0.5	0.5	0.3	0.1

全越流では、 Q_0 は最大で30%過大評価される。また、 F_r と L/B に依存せず、 Q_0/Q_{EXP} はほぼ一定値(=1.24±0.02)となる。② もぐり越流では、 Q_0 は最大で80%過大評価される。また、破堤条件にかかわらず、 Q_0/Q_{EXP} は F_r の増加とともに減少する($Q_0/Q_{EXP} \sim F_r^{-0.4}$)。L/B別に見れば、ややばらつきが認められるものの、 $L/B=2.0, 1.0, 0.5$ の順に過大に評価される。

蛇行河道においては、① 完全越流では、 Q_0 は最大で35%過大評価される。また、破堤箇所にかかわらず、 Q_0/Q_{EXP} は F_r の増加とともに若干減少する($Q_0/Q_{EXP} \sim F_r^{-0.2}$)。破堤部別に見れば、 Q_0 は破堤部I、II、IIIの順に過大に評価される。② もぐり越流では、 Q_0 は最大で80%過大評価される。また、破堤箇所にかかわらず、 Q_0/Q_{EXP} は F_r の増加とともに大きく減少する($Q_0/Q_{EXP} \sim F_r^{-1.1}$)。破堤部別に見れば、完全越流と同様に、 Q_0 は破堤部I、II、IIIの順に過大に評価される。

以上より、本間公式を用いて破堤氾濫流量を評価すると、次のような傾向となる。① F_r に対する依存性については、越流状態にかかわらず、 F_r が小さい方が過大に評価される。また、その依存性は蛇行河道の方が強い。② 越流形態については、全体的にもぐり越流の方が過大に評価される。③ 破堤条件については、直線河道では L/B が大きい方が、蛇行河道では破堤箇所が上流の方が過大

に評価される。

また、同図より、氾濫流量は直線河道では L/B が大きいほど、蛇行河道では破堤部Ⅱ、Ⅲ、Ⅰの順に大きくなることも確認できる。

図-4は、図-2で示したSEC2で定義した横越流特性(有効疎通率 $\alpha(=L_e/L)$ 、代表流出角度 θ)と $(F_r)^m(L/B)^n$ との関係について調べたものである。ここに、 L_e :有効破堤幅($=L-L_d$)、 L_d :死水域幅、 θ :単位幅流量 q の重み付き平均として求めた代表流出角度($\theta=\Sigma(q \cdot \theta)/\Sigma q$)⁸⁾である。

図中の白抜き記号は直線、塗りつぶし記号は蛇行河道を示し、各実線は各越流状態の直線河道に対応したものである。また、表-2は直線河道における横越流特性(α, θ)の F_r 、 L/B に対する依存性を示したものである。

これから確認できるように、もぐり越流状態では両河道における θ はほぼ同様な傾向となるが、完全越流状態では蛇行河道の方が θ は小さくなる。一方、 α は θ とは逆の傾向となる。横越流特性(α, θ)を用いて本間公式を補正すると、補正流量 Q は $Q=\alpha Q_0 \cos \theta$ と与えられる⁸⁾。したがって、表-2に示した直線河道の(α, θ)を用いて蛇行河道の氾濫流量を評価すると、完全越流では θ が直線河道より小さくなるために、過大に評価され、もぐり越流では α が小さくなるために、過小に評価されることになる。

3. 本解析法を用いた検討

(1) 本解析法の概要等

破堤氾濫流では、流れの3次元性が問題となる。しかし、実用的な観点から、氾濫流は平面2次元流れとして通常取扱われる。本解析法の平面2次元不定流モデルも式(3)の2次元浅水流方程式に基づいており、破堤部近傍の流れを適正に再現できる能力をもとより備えていないが、同モデルを包括解析法と組合せることで、以下で示すように氾濫流量と洪水・氾濫流の流況を十分な精度で予測することができる。

$$\frac{\partial U}{\partial t} + \frac{\partial E}{\partial x} + \frac{\partial F}{\partial y} + S = 0 \quad (3)$$

$$U = (h, uh, vh)^T; E = (uh, u^2h + 1/2gh^2, uvh)^T;$$

$$F = (vh, uvh, v^2h + 1/2gh^2)^T;$$

$$S = (q_r, -gh(S_{ox} - S_{fx}) + F_x, -gh(S_{oy} - S_{fy}) + F_y)^T$$

ここに、 U =保存量ベクトル、 E 、 F = x 、 y 方向の流束ベクトル、 S =発生項・消滅項ベクトル、 h =水深、 u 、 v = x 、 y 方向の流速、 g =重力加速度、 q_r =単位面積当りの流入流量、 S_{ox} 、 S_{oy} = x 、 y 方向の河床勾配、 S_{fx} 、 S_{fy} = x 、 y 方向の摩擦勾配、 F_x 、 F_y =計算メッシュ内に樹木などの物体群が含まれる場合に付加される x 、 y 方向の流体力項である。摩擦勾配は、Manningの公式、流体力項は抵抗係数 C_d を

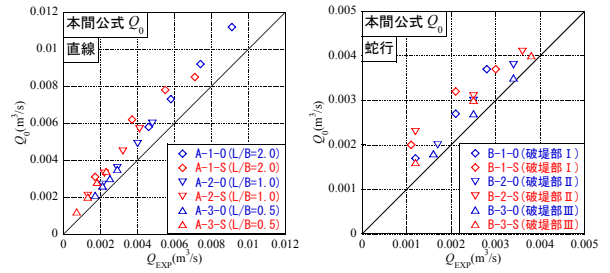


図-5 Q_0 と Q_{EXP} との関係(左:直線, 右:蛇行)

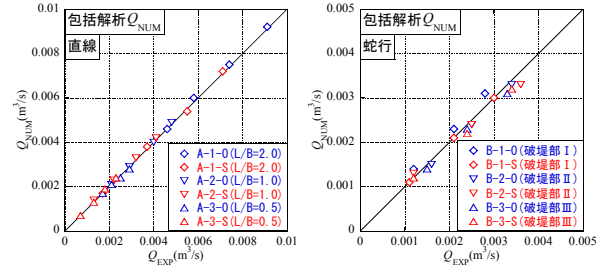


図-6 Q_{NUM} と Q_{EXP} との関係(左:直線, 右:蛇行)

表-3 越流状態、破堤条件別の Q_0/Q_{EXP} と Q_{NUM}/Q_{EXP} の値

河道形状	越流状態	L/B	破堤部	Q_0/Q_{EXP}		Q_{NUM}/Q_{EXP}	
				値	標準偏差	値	標準偏差
直線	完全	2.0	I	1.25	(±0.02)	1.02	(±0.01)
				1.24	(±0.02)	1.00	(±0.02)
				1.22	(±0.03)	0.97	(±0.01)
	もぐり	2.0	I	1.51	(±0.26)	0.99	(±0.02)
				1.59	(±0.22)	1.03	(±0.04)
				1.53	(±0.06)	1.02	(±0.02)
蛇行	完全	1.0	I	1.32	(±0.03)	1.12	(±0.03)
				1.18	(±0.04)	0.96	(±0.03)
				1.07	(±0.03)	0.95	(±0.02)
	もぐり	1.0	I	1.56	(±0.33)	1.02	(±0.01)
				1.39	(±0.34)	1.01	(±0.10)
				1.22	(±0.17)	0.96	(±0.05)

用いた式で計算される。時間積分にはEulerの陽解法、空間積分には流束差分法を用いている。

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0.02(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15481個である。

本解析法では、破堤氾濫流量 Q_{NUM} は、破堤部における水深 h と流速 v 、そして単位幅流量 $q(=h \cdot v)$ を求め、これを破堤幅 L で積分することで算定される。このため、破堤部において、(h 、 v)を求める断面を定める必要があり、ここではSEC2をその断面としている。なお、図-2中のSEC2~SEC3の範囲であれば同様な破堤氾濫流量 Q_{NUM} が得られることが確認されている。

(2) 氾濫流量の予測結果

図-5と図-6は、各越流状態の本間公式による予測値 Q_0 と実験値 Q_{EXP} 、解析値 Q_{NUM} と Q_{EXP} を比較したものである。

表-3に Q_0/Q_{EXP} と Q_{NUM}/Q_{EXP} の越流状態別の平均値と、越流状態と破堤条件別の平均値をまとめて示す。 Q_0 の予測精度については、先に見たとおりである。これより、 Q_{NUM} については、越流状態、河道形状および破堤条件(直線では L/B 、蛇行では破堤箇所)にかかわらず、ほぼ正確に予測できることが確認できる。

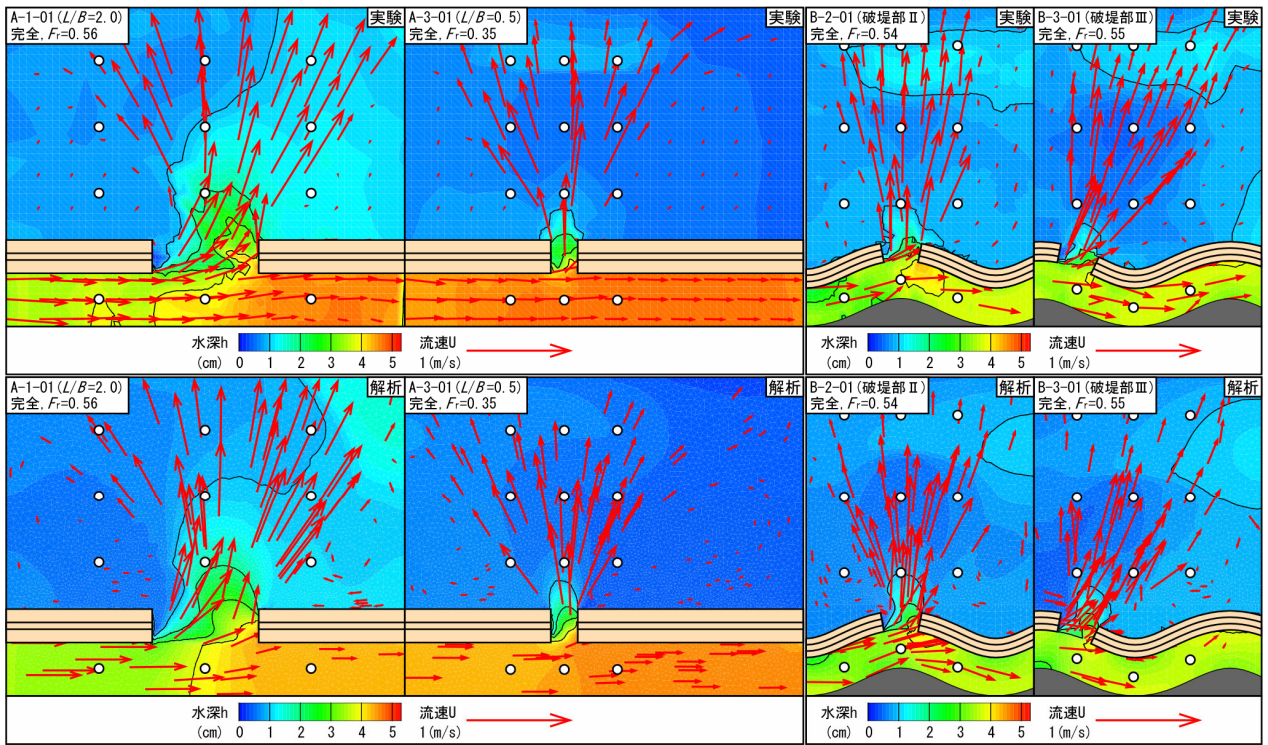


図-7 完全越流状態の氾濫流の流況（上段：実験結果，下段：解析結果）（左：直線，右：蛇行）

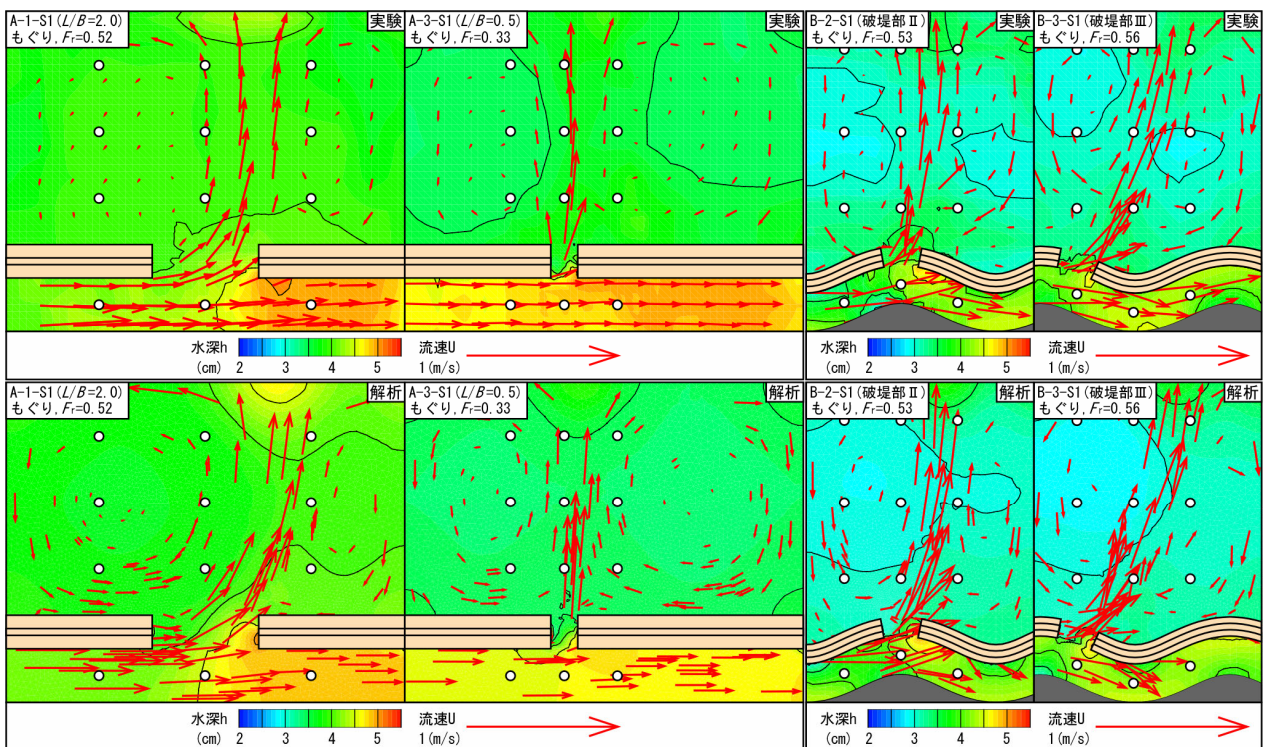


図-8 もぐり越流状態の氾濫流の流況（上段：実験結果，下段：解析結果）（左：直線，右：蛇行）

(3) 洪水・氾濫流の流況の再現結果

図-7と図-8は、それぞれ各越流状態と各河道からの洪水流と氾濫流の全体的な流況の実験結果と解析結果を比較した一例を示したものである。

実験結果についてまず述べる。破堤部近傍の流況については先に見たとおりである。氾濫流については、
① 破堤部で偏流・縮流，破堤部右端へ衝突した流出水は、主に堤防線形に対して右斜め方向に流出する。この

ような傾向は、完全越流の方が強く、また直線河道では L/B が大きい方が、蛇行河道では破堤部Ⅲの方が強い。
② 水深については、上記の偏流・縮流・衝突のため、破堤部とその近傍の氾濫原部において水深が大きくなる。洪水流については、いずれの越流状態、河道形状においても、破堤部からその下流側にかけて水位の上昇が見られ、 $L/B=2.0$ と破堤部Ⅱの方がその傾向が強い。また、蛇行河道では水衝部での水位上昇、水裏部での水位低下

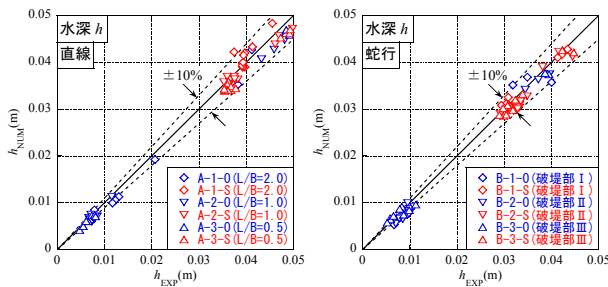


図-9 水深の予測精度(左:直線, 右:蛇行)

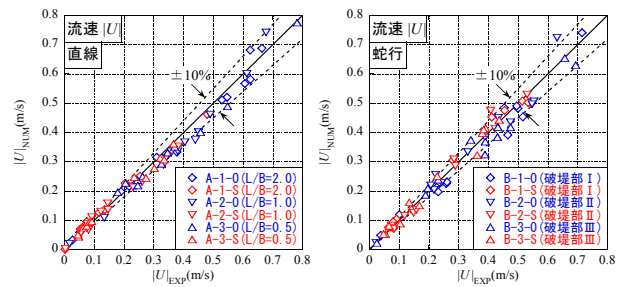


図-10 流速の予測精度(左:直線, 右:蛇行)

が見られる。

解析結果は、 $L/B=2.0$ と破堤部Ⅱにおける完全越流の氾濫流の広がりや、もぐり越流での流出水の流出角度などにやや相違が見られるものの、以上のような破堤氾濫流特有の流況を良好に再現している。

図-9と図-10は、図-7と図-8中に○で示した各点での洪水流と氾濫流の水深と流速の絶対値をそれぞれ比較したものである。河道形状、越流形態、破堤条件による再現精度の差異等は特に認められず、水深と流速のいずれも概ね $\pm 10\%$ 程度の誤差の範囲に収まっていることが確認できる。

解析誤差は、全体的に水深よりも流速の方がやや大きく、蛇行河道の完全越流でやや予測精度が低い。誤差が大きくなっているものは、いずれも破堤部において生じた偏流・縮流・衝突の影響を受けた3次元性の強い流出水が氾濫流に影響を及ぼした箇所や、水深が極めて小さいために、測定誤差が相対的に大きくなった箇所である。

本解析法が、以上のような高い再現精度を有するのは、本平面2次元不定流モデルが有する再現能力だけではなく、包括解析に拠るところが大きい。すなわち、包括解析では、洪水・氾濫流の特性が河道と氾濫原における境界条件および破堤形状の3条件から決定され、またそれ故にほぼ正確に氾濫流量を評価できるからである。

4. まとめ

破堤氾濫流の横越流特性、氾濫流量および流況について、模型実験と数値解析の両面から検討を加え、これらの諸特性等と河道形状(直線, 蛇行)、越流状態(完全越流, もぐり越流)、破堤条件(破堤幅, 破堤箇所)との関係を明らかにした。なお、破堤部での流出水の偏流と堤体に衝突する流れが破堤部の拡幅プロセスに影響を及ぼしていると推察されることから、これを考慮した検討が必要であると考えられる。これについては今後の課題としたい。

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、本学学部4年生田島瑞規君, 會津和樹君の協力を

得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 吉田 晋, 椿 涼太, 河原能久, 山田雄也, 土谷直広: 破堤部を含む蛇行水路の流れの計測と氾濫流量の推定, 水工学論文集, 第54巻, pp.1015-1020, 2010.
- 3) 辻本哲郎, 北村忠紀, 岸本雅彦: 砂質堤防の破堤口拡大過程のシミュレーションと破堤水理, 河川技術論文集, 第8巻, pp.31-36, 2002.
- 4) 島田友典, 横山 洋, 平井康幸, 三宅 洋: 千代田実験水路における越水破堤拡幅メカニズム, 河川技術論文集, 第17巻, pp.263-268, 2011.
- 5) 例えば, 栗城 稔, 末次忠司, 海野 仁, 田中義人, 小林裕明: 氾濫シミュレーション・マニュアル(案), 土研資料第3400号, 1996.
- 6) 栗城 稔, 末次忠司, 小林裕明, 田中義人: 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.
- 7) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 梅木雄大, 伊藤雄亮: 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, 水工学論文集, 第54巻, pp.853-858, 2010.
- 8) 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.
- 9) 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次精度平面2次元洪水数値モデル, 土木学会論文集, No.705/II-59, pp.31-43, 2002.
- 10) 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.
- 11) 例えば, 秋山壽一郎, 重枝未玲: 河道特性と市街地構造を考慮した越水・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) 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.

(2011. 9. 30受付)