

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

BREACH CHARACTERISTICS IN A STRAIGHT CHANNEL AND OVERFLOW DISCHARGE FORMULA

秋山 壽一郎¹・重枝 未玲²・大庭 康平³

Juichiro AKIYAMA, Mirei SHIGE-EDA and Kouhei OBA

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 from straight channels. 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. The analysis is directed toward the improvement of Honma's overflow discharge formulas in terms of breach characteristics obtained in this study. It shows that the improved formulas can predict overflow discharge in both complete and submerged outflows with good accuracy.

Key Words : dyke breach, breach discharge, breach characteristics, overflow discharge formula

1. はじめに

近年, 2000年9月東海豪雨災害, 2003年7月九州豪雨災害, 2005年9月大淀川流域(宮崎県), 2006年7月川内川流域(鹿児島県), 2007年9月北上川流域(岩手県), 2008年8月末豪雨災害, 2009年7月中国・九州北部豪雨災害など, 全国各地で観測史上最大あるいはそれに近いような集中豪雨が頻発し, 毎年のように甚大な豪雨災害が発生している. このような降雨外力の増大などの自然的背景と限られた投資余力などの社会経済情勢の変化を受け, わが国の治水対策の基本方針として, 2005年には, 防災(洪水氾濫の防止)から減災(洪水氾濫による被害最小化)への転換が打ち出されている¹⁾.

減災では, 計画高水を超える洪水を危機管理として捉え, 効果的にハード・ソフト両面の減災施策を講じることになる. 具体的にこれを計画・実施していくためには, 対象とする河川とその流域の特性を踏まえた上で, そこでの洪水・氾濫プロセスをできる限り正確に把握することが求められる. このことは, とりわけ堤防背後地を中心に貴重な人命や資産などが失われる危険性が高い破堤氾濫において重要となる.

そのような観点から, 著者らは, 越水氾濫および破堤

氾濫を対象として, 実務レベルの氾濫解析法の改善²⁾を進めると同時に, 将来に向けた氾濫解析法(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)³⁾⁴⁾を用いた河道・氾濫域包括解析を開発し, その越水および破堤氾濫流への適用性の検証と実氾濫等への適用を行っている⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾.

本研究は, 前者の実務レベルの氾濫解析法, すなわち河道と氾濫原との水のやり取りを本間公式等の流量式で評価する解析法¹⁰⁾¹¹⁾の改善を目的としたものである.

氾濫解析では, 氾濫流量を可能な限り正確に評価できることが求められる. ところが, 本間公式を用いて破堤氾濫流量を評価すると, 完全越流状態では50%以上過大な流量を与える場合があるとの報告¹²⁾や, 完全越流状態では20%程度, もぐり越流状態では60%程度過大に評価されるとの著者らの検討結果もある⁹⁾. これは, 本間公式に破堤氾濫流の特徴である横越流特性が考慮されていないからである.

そこで, 栗城ら¹²⁾は, 完全越流状態の破堤氾濫流を対象として, 横越流特性を経験的に求め, 本間公式の改良を試みている. しかしながら, 横越流特性(流出角度, 有効疎通率)が流れの特性量ではない河床勾配と関係付けられていること(実用的観点からだと思われる), 流出角度と河床勾配との関係に顕著なバラツキが認められる

など、横越流特性の評価に課題が残されている。

また、このような方法のもぐり越流状態への適用はこれまでなされておらず、これも課題として残されている。

本研究は、以上のような背景を踏まえ、栗城らの研究¹²⁾と同様に、本間公式に横越流特性を考慮することで、破堤氾濫流量の予測精度の向上を図ろうとするものである。具体的には、完全越流ともぐり越流状態を対象として、模型実験に基づき、(1)破堤部近傍の流れの3次元性の検討、(2)破堤氾濫流の横越流特性の評価、および(3)本間公式に横越流特性を考慮した改良流量式の開発とその予測精度の検証を行った。

2. 実験の概要

実験は、破堤部近傍での破堤氾濫流の3次元性の検討(CASE A)と、各流出状態での横越流特性の把握およびこれを考慮した越流公式の改善(CASE B)を分けて行った。

実験装置は、図-1に示すように、いずれも貯水槽部・河道部・堤防部・破堤部・氾濫原部より構成されている。

CASE Aの実験装置の河道部は、水平の直線矩形断面水路(水路長=2.7m, 河道幅 $B=0.3\text{m}$, 粗度係数 $n=0.01$)の下流端付近に水位調節用の刃型堰を設けたものである。河道部左岸側には破堤部(破堤幅 L)が設けられており、右岸側は壁面となっている。また、破堤幅河道幅比 $L/B=1.0$ である。CASE Bの河道部は、水平の直線矩形断面水路(水路長=3.0m, 河道幅 $B=0.4\text{m}$, 粗度係数 $n=0.01$)の下流端付近に水位調節用の刃型堰を設けたものである。河道部左岸側には破堤部が設けられており、右岸側は壁面となっている。破堤部は $L/B=0.3\sim 2.0$ のように変えられるようになっている。なお、CASE AとCASE Bのいずれも予備実験を行い、破堤部下流端で刃型堰により堰上げし、その下流端水位に対して破堤部上流側で堤防からの越水が生じない最大流量を与えた。

堤体形状は、CASE Aでは、3次元流速測定に必要な水深を確保でき、また破堤部近傍での流れの3次元性が顕著となるように、法面勾配0割の堤防(堤防高 $D=0.20\text{m}$, 堤防敷幅 $T=0.20\text{m}$)とする一方、CASE Bでは法面勾配2割の堤防($D=0.05\text{m}$, $T=0.25\text{m}$)とした。

氾濫原部は、いずれもアクリル製の底面(粗度係数 $n=0.01$)を水平に設置したものである。

各CASEの境界の状態と実験条件を表-1に示す。表中あるいはパラメータに付したOとSは、流出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。

以上のような装置を用いて、定常状態の破堤氾濫流を発生させ、河道部・破堤部・氾濫原部での水深 h , 表面流速ベクトル $U_S(u_S, v_S)$, 3次元流速ベクトル $U(u, v, w)$, 破堤部での死水域の特定および河道部下流端での流入流量 Q_{IN} と河道部下流端での流出流量 Q_{OUT} を計測した。

水深 h は、いずれのCASEもポイントゲージを用いて、

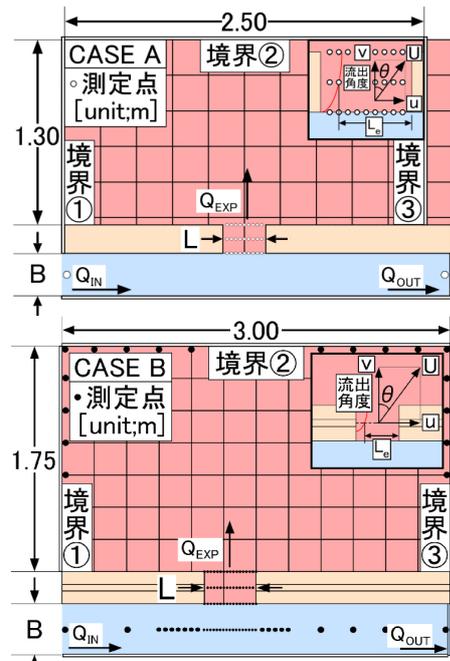


図-1 実験装置の概要と重要な諸量
(上: CASE A, 下: CASE B)

表-1 実験条件

CASE	破堤幅/ 河道幅比 L/B	F_r	流入流量		氾濫流量 $Q_{EXP}(\text{m}^3/\text{s})$	境界			
			$Q_{IN}(\text{m}^3/\text{s})$	$Q_{OUT}(\text{m}^3/\text{s})$		①	②	③	
A-1	O1	1.0	0.61	0.0150	0.0096	○	×	○	
			0.42	0.0150	0.0067	○	○	○	
B-1	O1	2.0	0.47	0.0139	0.0076	○	×	×	
			0.41	0.0113	0.0063	○	×	×	
			0.33	0.0082	0.0047	○	×	×	
			0.39	0.0139	0.0050	○	○	○	
			S2	0.33	0.0112	0.0036	○	○	○
			S3	0.25	0.0081	0.0017	○	○	○
B-2	O1	1.0	0.38	0.0139	0.0053	○	×	×	
			0.34	0.0112	0.0043	○	×	×	
			0.27	0.0081	0.0033	○	×	×	
			0.35	0.0139	0.0039	○	○	○	
			S2	0.30	0.0112	0.0027	○	○	○
			S3	0.23	0.0081	0.0015	○	○	○
B-3	O1	0.5	0.29	0.0110	0.0027	○	×	×	
			0.25	0.0082	0.0023	○	×	×	
			0.19	0.0055	0.0013	○	×	×	
			0.29	0.0112	0.0026	○	○	○	
			S2	0.23	0.0081	0.0016	○	○	○
			S3	0.17	0.0055	0.0007	○	○	○
B-4	O1	0.3	0.32	0.0112	0.0019	○	×	×	
			0.23	0.0082	0.0014	○	×	×	
			0.18	0.0055	0.0010	○	×	×	
			0.28	0.0113	0.0019	○	○	○	
			S2	0.23	0.0081	0.0013	○	○	○
			S3	0.17	0.0055	0.0005	○	○	○

○: 閉境界, ×: 開境界

図-1中に○および●で示した測点で計測した。破堤部の死水域幅 L_d は、直径約0.005mの発泡スチロール球の動きを画像から読み取った。

流速測定については、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、表面流速ベクトル $U_S(u_S, v_S)$ を求め、対数則($U_M=0.9U_S$)を用いて、 $U_S(u_S, v_S)$ を水深平均流速 $U_M(u_M, v_M)$ に変換した。なお、PTV解析では静電気等で団子状になった発泡スチロール球は除外した。

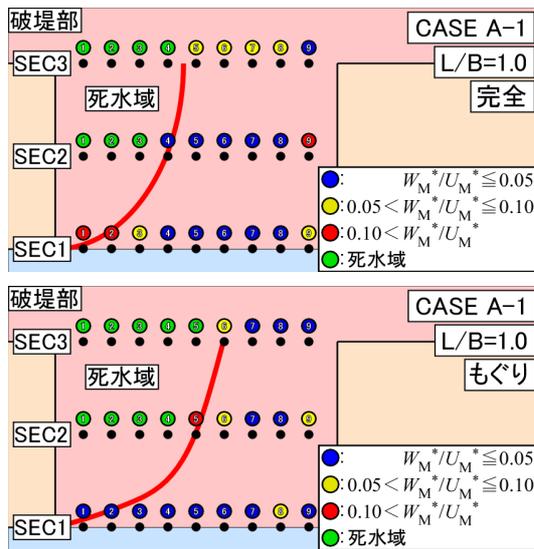


図-2 破堤部の W_M^*/U_M^* の関係

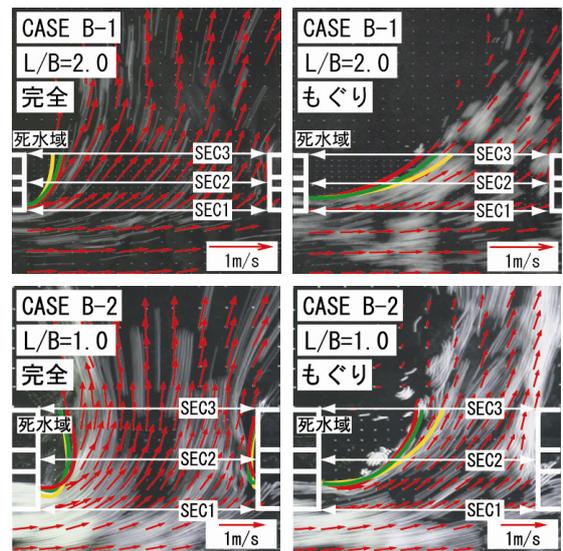


図-3 破堤部の流況

CASE Aでは、以上の $U_S(u_S, v_S)$ の測定に加え、I型とL型電磁流速計を用いて、図-1中の○で示した測点の3次元流速ベクトル $U(u, v, w)$ を計測し、水深平均平面流速 U_M^* (u_M^*, v_M^*)と水深平均鉛直流速 W_M^* を求めた。

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。

3. 結果と考察

破堤氾濫流では、破堤部近傍での流れの3次元性が問題となる。氾濫解析では、その実用的な観点から、氾濫流(破堤氾濫流も含む)を平面2次元流れとして取り扱うので、そこでの流れの3次元性の問題は、これを氾濫流量にどのように反映させるかという問題に帰着する。

言い換えれば、この問題は、本間公式を改良する目的等のため、破堤部近傍での流れを平面2次元あるいは1次元流れに落とし込む段階で表面に出てくる。

以下では、そのような観点から破堤部での流れの3次元性について検討し、横越流特性の定量化を行い、最後にこれを考慮して本間公式の改良を行う。

(1) 破堤部での流れの3次元性

図-2は、堤体法面勾配0割のCASE Aより得られた、破堤部のSEC 1(堤防表法尻)、SEC 2(堤防中央)およびSEC 3(堤防裏法尻)における W_M^*/U_M^* の空間分布を示したものである。

これよりわかるように、(1)いずれの越流状態においても、流出部では概ね $W_M^*/U_M^* \leq 0.05$ となっている。(2)完全越流で $W_M^*/U_M^* > 0.05$ となっているのは、SEC 3の大部分、SEC 1の上流側およびSEC 1と2の破堤部右端であり、これらの原因はそれぞれ水深方向の縮流、流線の曲がりおよび破堤部への衝突であると考えられる。(3)もぐり越流で $W_M^*/U_M^* > 0.05$ となっているのは主にSEC 2であり、こ

れは横断方向の縮流に起因していると考えられる。

縦断平均的に見ると、①完全越流においては、 W_M^*/U_M^* はSEC 1では0.05程度、SEC 2では0.05程度、SEC 3では0.06程度である。②もぐり越流においては、SEC 1では0.03程度、SEC 2では0.06程度、SEC 3では0.03程度である。

後述するように、CASE Bの結果から、SEC 2をもって有効破堤幅 $L_c (=L-L_d)$ を定める破堤部断面と定義している。以上のCASE Aの結果を踏まえると、SEC 2では W_M^* は U_M^* に対して概ね5%程度であり、平面2次元流れとして十分近似できると考えられる。ただし、本結果は $L/B=1.0$ および F_r は完全越流では約0.6、もぐり越流では約0.4の条件下でのものであるため、今後さらなる検討が必要である。

(2) 破堤部の流況と横越流特性

CASE Bより得られた結果に基づき、まず横越流特性について把握する。

直線河道における破堤氾濫流の横越流特性は、有効疎通率 $\alpha (= \text{有効破堤幅} L_c / \text{破堤幅} L)$ と流出角度 θ である。

開水路流では、通常、 R_c 数をほぼ無視して取り扱うので、破堤形状を矩形とすれば、横越流特性は、完全越流状態ではFroude数 $F_r (= (Q_{IN}/B)(gh^3)^{1/2})$ 、堤防法面勾配 m 、破堤幅河道幅比 L/B 、水路床勾配 I および河道断面形状に依存することになる。一方、もぐり越流状態ではこれらに加え、河道と堤内地の水位比 h_1/h_2 も支配因子となる。なお、本研究では、 h_1 は破堤部より上流の河道部水位、 h_1 と h_2 はそれぞれ破堤部での河道部中央と堤防裏法尻での各水位のように定義している。

横越流特性に影響を及ぼすこれらの支配因子のうち、本研究では、河道断面形状、 I および m は一定、また h_2 はほぼ一定であることを踏まえ、以下では θ 、 α と F_r 、破堤幅河道幅比 L/B との関係について調べた。

図-3は、破堤部近傍での流況と表面流速ベクトル U_S の

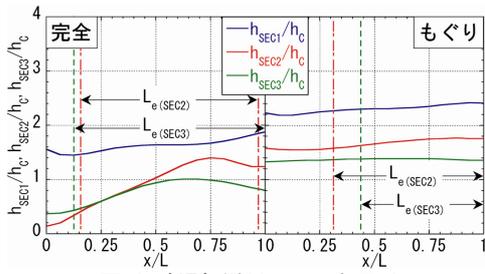


図-4 破堤部縦断面での水深 h

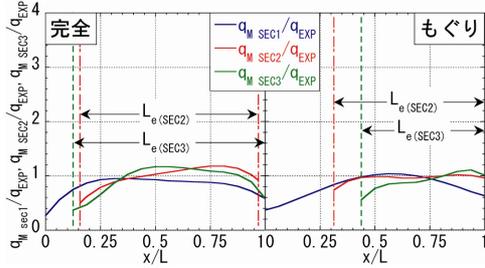


図-5 破堤部縦断面での単位幅流量 q

一例(CASE B-1, CASE B-2)を示したものである。図中の実線(黄色: $F_r=0.23\sim0.33$, 緑色: $F_r=0.30\sim0.41$, 赤色: $F_r=0.35\sim0.47$)は、各CASEの死水域を示している。

これから明らかなように、(1)死水域の大小やその発生箇所は、 F_r と L/B に依存する。(2) θ と L_d は破堤区間で縦断・横断方向にかなり変化する。(3)全体的に見れば、 θ と L_d は F_r と L/B に対して増加する。

(3) 横越流特性の定量化

図-4と図-5は、SEC 1, SEC 2およびSEC 3における水深 h と単位幅汎濫流量 $q_M (=U_M h)$ の分布を無次元表示したもの(例: CASE B-2-O1, CASE B-2-S1)である。ここに、 $q_{EXP} = Q_{EXP} L_e$, h_c : 限界水深 $(= (q_{EXP}^2/g)^{1/3})$ である。

本間公式等の流量式に基づき破堤汎濫流量を評価するためには、破堤部付近の流速だけではなく、これを評価する断面の取り方が問題となる。図-2で見たように、 α と θ は破堤部の縦断・横断方向に変化する。また、破堤部付近の流れに対して一般に対数則が成立するわけではなく、 U_M も縦断・横断方向に変化すると考えられる。また、このような変化やその程度は F_r や L/B などに依存すると考えられる。

このような理由から、ここでは、破堤部付近の流速を $0.9U_s$ で評価し、SEC 1, SEC 2あるいはSEC 3における θ と h に基づき q_M を求め、これを有効破堤幅 L_e で積分して得られた各SECでの Q_M と Q_{EXP} との流量比 Q_M/Q_{EXP} が1.0に最も近いSEC 1, SEC 2あるいはSEC 3のいずれかの断面を L_e を定める断面(以下「最適断面」という)と定義する。

CASE B-2では、完全越流では $Q_M/Q_{EXP}=0.83$ (SEC 1), 1.01(SEC 2)および0.95(SEC 3)であり、もぐり越流では0.81(SEC 1), 0.97(SEC 2)および0.92(SEC 3)であった。また、他のCASEでもほぼ同様な傾向であった。以上より、SEC 2をもって最適断面とした。

最適断面が決まれば、 α は自動的に定まるが、 θ につい

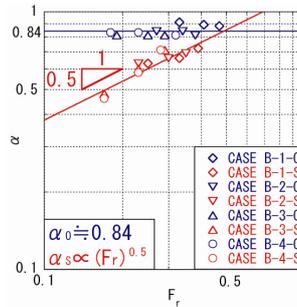


図-6 α と F_r の関係

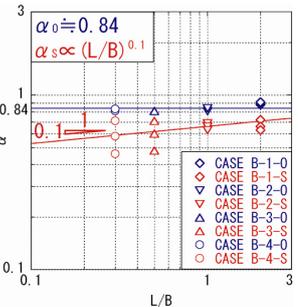


図-7 α と L/B の関係

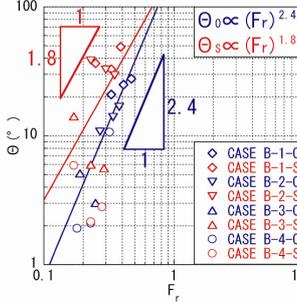


図-8 θ と F_r の関係

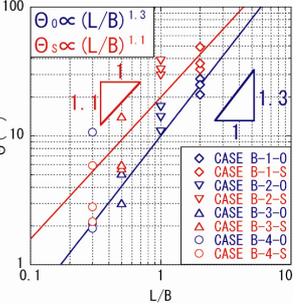


図-9 θ と L/B の関係

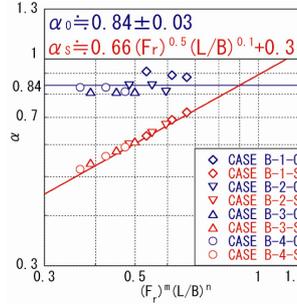


図-10 α と $(F_r)^m (L/B)^n$ の関係

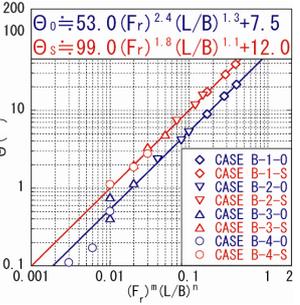


図-11 θ と $(F_r)^m (L/B)^n$ の関係

表-2 横越流特性 (α, θ)

完全越流状態	もぐり越流状態
$\alpha_0 \cong 0.84 (\pm 0.03)$	(1) $\alpha_s \cong 0.66 (F_r)^{0.5} (L/B)^{0.1} + 0.3$ (3)
$\theta_0 \cong 53.0 (F_r)^{2.4} (L/B)^{1.3} + 7.5$	(2) $\theta_s \cong 99.0 (F_r)^{1.8} (L/B)^{1.1} + 12.0$ (4)

てはその断面での代表流出角度 θ を求める必要がある。なお、既往の研究¹²⁾では異なる断面で α と θ を求めているようであるが、流向補正は有効破堤幅 L_e に対してなされるべきものである。本研究では α と θ を同一断面で求めることとする。

図-6と図-7は、それぞれ α の F_r あるいは L/B に対する依存性を調べたものである。これより次のことがわかる。

(1)完全越流状態では、 α は F_r の増加につれてやや増加する傾向が見られるものの、 F_r あるいは L/B にさほど依存せず、 $\alpha_0 \cong 0.84 (\pm 0.03)$ 程度の値をとる。実験条件が異なるために厳密な比較は難しいが、水路床勾配 $I=1/3000$ での既往の結果¹²⁾では $\alpha_0 \cong 0.70\sim0.83$ となっている。これを勘案すれば、 $I < 1/3000$ の緩勾配水路であれば、完全越流状態では $\alpha_0 \cong 0.8\sim0.9$ 程度に縮流する可能性がある。

(2)もぐり越流状態では、 α は F_r あるいは L/B に対して増加する傾向が見られ、 F_r に対する依存性の方がより強い。また、 $\alpha_s \sim (F_r)^m$, $\alpha_s \sim (L/B)^n$ の関係が認められ、ややバラツキが認められるものの、 $m \cong 0.5$, $n \cong 0.1$ 程度の値となる。

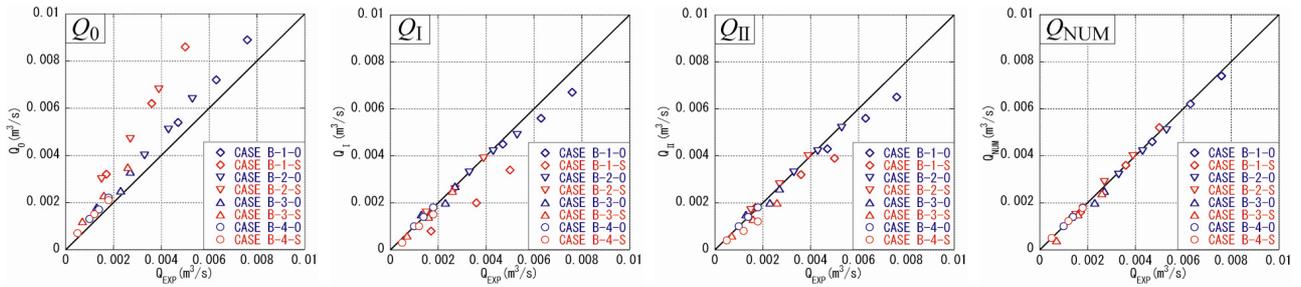


図-12 破堤氾濫流量の予測精度の比較

図-8と図-9は、それぞれ代表流出角度 θ の F_r あるいは L/B に対する依存性を調べたものである。 θ は2通りの方法で算定した。すなわち、 θ を $\theta = \Sigma(\theta)/n$ のように、破堤部(SEC 2)における各測定点での流出角度を有効破堤幅内の測定点数 n の算術平均として求める方法(流向補正Ⅰ)、あるいは $\theta = \Sigma(q_M \cdot \theta) / \Sigma q_M$ のように、単位幅流量 q の重み付き平均として求める方法(流向補正Ⅱ)である。

これからわかるように、(1)いずれの流出状態においても、 F_r あるいは L/B に対して、 θ は増加する傾向が見られ、 F_r に対する依存性の方がより強い。(2)完全越流状態の方が θ の F_r あるいは L/B に対する依存性が強い。(3)いずれの越流状態においても、 $\theta - (F_r)^m$ 、 $\theta - (L/B)^n$ の関係が認められ、流向補正Ⅰ(θ_I)と流向補正Ⅱ(θ_{II})には顕著な違いは認められない。

以上を踏まえ、ここでは流向補正Ⅱをもって代表流出角度 θ と定義し、 $\theta - (F_r)^m$ 、 $\theta - (L/B)^n$ の関係について調べた。その結果、完全越流では $m \approx 2.4$ 、 $n \approx 1.3$ 程度、もぐり越流では $m \approx 1.8$ 、 $n \approx 1.1$ 程度の値となることがわかった。既往の研究¹²⁾では、代表流出角度と河床勾配との関係に顕著なバラツキが認められるが、代表流出角度を破堤部最上流部と最下流部の2点での流出角度 θ の算術平均としていることが理由の一つと考えられる。

以上の結果を踏まえ、 $\alpha - (F_r)^m \cdot (L/B)^n$ 、 $\theta - (F_r)^m \cdot (L/B)^n$ のように仮定すると、図-10と図-11に示したように、横越流特性(α , θ)は、完全越流状態ではそれぞれ式(1)と式(2)、もぐり越流状態ではそれぞれ式(3)と式(4)のように定量化できる(表-2)。

(4) 横越流特性を考慮した越流公式の改良

本間公式では、各流出状態での単位幅流量 q_0 (m^2/s)が式(5)と式(6)で与えられる。

$$\text{完全越流状態}(h_2/h_1 < 2/3) : q_0 = C_1 h_1 \sqrt{2gh_1} \quad (5)$$

$$\text{もぐり越流状態}(h_2/h_1 \geq 2/3) : q_0 = C_2 h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (6)$$

ここで、 h_1 と h_2 はそれぞれ堤防天端を基準として高い方と低い方の水位(m)であり、本間公式の流量係数は堤防の法面勾配及び上流水深/堤防高に依存し、完全越流では $C_1 = 0.31 \sim 0.33$ 程度の値を取る。氾濫シミュレーション・マニュアル(案)¹⁰⁾では、堤防断面形を長方形としたときの流量係数が規準とされており、その値は $C_1 = 0.35$

と $C_2 = 0.91$ である。本研究でもこの標準値を用い、 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。

以下では、各越流状態の実験値 Q_{EXP} に基づき、(1)本間公式による予測値 Q_0 、(2)実験から得られた θ の空間分布と L_e を用いて、本間公式に横越流補正を施した予測値 Q_I 、および(3)式(1)~式(4)の横越流補正を本間公式に施した Q_{II} の予測精度について検討する。併せて、河道・氾濫域包括解析から得られた予測値 Q_{NUM} ⁹⁾の予測値も示す。各予測値の評価法は次の通りである。

(1) Q_0 は、破堤部での平均水位を h_1 、堤防裏法尻での平均水位を h_2 とし、式(5)と式(6)より正面越流として単位幅氾濫流量 q_0 を求めた後に、破堤幅 L を乗じたものである。

(2) Q_I は、実験から得られた流出角度 θ に沿って h_1 と h_2 を取り、式(5)と式(6)から q_0 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。

(3) Q_{II} は、式(1)~式(4)の横越流特性(α , θ)を用いて、 Q_0 を式(7)のように補正したものである。

$$Q_{II} = \alpha Q_0 \cos \theta \quad (7)$$

なお、 Q_0 は、破堤区間での h_1 が不定流解析等(ここでは、 h_1 として実験値を用いている)でわかっているために可能な通常の評価法である。 Q_I は、ある流出状態について局所的な θ の空間分布と L_e が用いられているので、その意味では最も正確な評価法である。ただし、これらが実験結果からわかったために可能な補正であり、実用的な評価法ではない。ここでは、 Q_0 と Q_{II} とを比較することがその目的である。

図-12は予測値と実験値との比較結果を示したものである。詳細な比較検討より、次のことがわかった。

(1) Q_0 は、全体的に過大評価する傾向があり、完全越流では最大で約35%過大に、もぐり越流では最大で約100%過大に予測する。また、 L/B に対しては、完全越流では依存性は認められないが、もぐり越流では L/B が大きくなると、過大評価する傾向が強くなる。なお、既往の完全越流の結果の研究¹²⁾によれば、 Q_0 は50%程度過大に予測されている。

(2) Q_I は、完全越流では、約 $\pm 10\%$ 以内の精度で予測している。もぐり越流では、全体的に過小評価する傾向がある。また、 L/B に対しては、完全越流では L/B が大きいと若干過小に評価する傾向が強くなる。もぐり越流では

$L/B=2.0$ で最大50%過小評価するが、それ以外の L/B では、 Q_0 より大幅に予測値が改善する。

(3) Q_{II} は、完全越流では、 Q_1 と同程度に評価する。もぐり越流では、 Q_1 より予測精度がやや改善する。ただし、全体的に過小評価する傾向があり、最大で約30%過小評価する。また、 L/B に対しては、完全越流では Q_1 と同様な傾向がある。

以上のように、越流状態にかかわらず、 Q_0 では $L/B \geq 1.0$ 、 Q_{II} では $L/B=2.0$ で誤差が顕著になる傾向が認められ、この傾向は Q_1 でも変わらない。これは、図-3で見たように、 L/B が大きくなると、破堤部での θ が大きくなるとともに、その縦断方向の偏りも強くなると同時に、水位も破堤区間の下流側に向かってより上昇するからである。

また、もぐり越流ではより本質的な問題がある。すなわち、本間公式のような水位差に基づく流量式を氾濫流に適用したときに、適正な氾濫流量を与える堤内地水位 h_2 はどこか、という問題である。 Q_1 の予測結果から明らかかなように、堤防裏法尻での水位を h_2 とする本研究の定義は、 $L/B \leq 1.0$ では妥当であるが、 $L/B=2.0$ ではそうではない可能性も残っている。なお、 Q_{NUM} では、流量式が抱えるこれらの問題が回避されているので、 $L/B=2.0$ でもほぼ正確に Q_{EXP} が評価されている⁹⁾。

4. まとめ

実務レベルの氾濫解析に用いられる氾濫流量式の改善を目的として、直線河道からの破堤氾濫流について検討を加え、次のような知見が得られた。

(1) $L/B=1.0$ および F_r は完全越流では約0.6、もぐり越流では約0.4の条件下での結果ではあるが、破堤部での流れの3次元性は、水深平均した場合には顕著ではなく、平面2次元流れとして十分近似できる。

(2)SEC 2(堤防中央)において、横越流特性(α , θ)を F_r と L/B の関数として評価し、本間公式に横越流補正を施した改良流量式 $Q_{II}=\alpha Q_0 \cos \theta$ を提案した。なお、本実験条件より F_r が小さい場合は破堤部に対して正面越流に近い状態で流出すると考えてよいので、本流量式は $L/B=0.3 \sim 2.0$ の直線河道あるいはほぼ直線の河道区間に対して、完全越流では $F_r \leq 0.47$ 、もぐり越流では $F_r \leq 0.39$ の範囲で適用できると考えられる。

(3) Q_{II} と本間公式から得られる Q_0 の予測精度を比較検討した結果、次のようなことがわかった。① Q_0/Q_{EXP} の平均値は完全越流では $Q_0/Q_{EXP}=1.20$ 、もぐり越流では $Q_0/Q_{EXP}=1.61$ であり、両越流状態の平均値は $Q_0/Q_{EXP}=1.41$ であること、② Q_{II}/Q_{EXP} の平均値は完全越流では $Q_{II}/Q_{EXP}=0.96$ 、もぐり越流では $Q_{II}/Q_{EXP}=0.88$ 、また両越流状態の平均値は $Q_{II}/Q_{EXP}=0.92$ であること、③越流状態にかかわらず、 Q_0 では $L/B \geq 1.0$ 、 Q_{II} では $L/B=2.0$ で誤差が

顕著になる傾向があること。

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年生岩本浩明君、門田 竜祐君の協力を得た。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 社会資本整備審議会河川分科会、豪雨災害対策総合政策委員会：総合的な豪雨災害対策の推進について(提言)、<http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha05/05/050419/01.pdf>
- 2) 秋山壽一郎、重枝未玲、木付拓磨、利岡正士：樹林帯の減災機能に関する研究-堤外樹林帯による越水氾濫流量の低減効果、水工学論文集、第54巻、pp.859-864, 2010.
- 3) 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次元洪水流数値モデル、土木学会論文集、No.705/II-59, pp.31-43, 2002.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) 秋山壽一郎、重枝未玲、津崎周平、重岡広美：急流中小都市河川が貫流する密集市街地での浸水・排水プロセスのシミュレーション、水工学論文集、第51巻、pp.511-516, 2007.
- 8) 秋山壽一郎、重枝未玲、小園裕司：流域特性を考慮した都市域氾濫解析モデルと都市域での浸水プロセスの予知、水工学論文集、第54巻、pp.919-924, 2010.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) 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.

(2010. 9. 30受付)