

破堤部を含む蛇行水路の流れの計測と 氾濫流量の推定

MEASUREMENT OF MEANDERING CHANNEL FLOW WITH DYKE BREAK
AND ESTIMATION OF INUNDATION FLOW RATE

吉田晋¹・椿涼太²・河原能久³・山田雄也¹・土谷直広⁴
Susumu YOSHIDA, Ryota TSUBAKI, Yoshihisa KAWAHARA, Yuya YAMADA
and Naohiro TSUCHIYA

¹学生会員 広島大学大学院 工学研究科社会環境システム専攻 (〒739-8527 東広島市鏡山1-4-1)

²正会員 博(工) 広島大学大学院助教 工学研究科社会環境システム専攻 (同上)

³フェロー会員 工博 広島大学大学院教授 工学研究科社会環境システム専攻 (同上)

⁴学生会員 広島大学 工学部第四類 (同上)

Rapid inundation due to dyke break causes considerable damage on our society. In this study, experimental and numerical investigations are conducted to understand the characteristics of the dyke break flow and to develop a method to estimate inundation flow rate using water stage data in the river. A meandering channel with a dyke break section is designed. Steady and unsteady water surface profiles are measured. Hydrographs of inundation flow and downstream end of the channel are measured using weirs. By using experimental water stage data, numerical flow simulation is conducted to represent the flow around dyke break point. Experimental and numerical results are compared with reasonable agreements including inundation flow rate.

Key Words : *inundation flow, dyke break, inundation flow rate, direct measurement, meandering channel, two-dimensional numerical flow model*

1. 序論

近年, 日本各地では大水害や洪水氾濫が相次いで発生し, 我々の生活を脅かしている. 最近の破堤氾濫の例を挙げれば, 平成16年の新潟福島豪雨による刈谷田川, 同年の台風23号による円山川の被害が記憶に新しい. これら外水氾濫の被害によって多くの人命・資産が失われ, 社会経済活動全般に大きな影響を及ぼす. こういった氾濫被害を軽減するべく, 堤防や河川構造物の設置・維持管理, 氾濫シミュレーションを用いた洪水ハザードマップの作成や浸水・避難情報の公表などが行われている.

破堤氾濫流による堤内地での被害を最小限にするために, まず氾濫シミュレーションを行い被害の定量化を行うことが重要である. 河道からの破堤氾濫流量は氾濫シミュレーションを行う際の重要な境界条件となるパラメータであり, これにより堤内地での氾濫被害は大きく規定されるといっても過言ではない. しかしながら破堤氾濫は突発的であり, かつ水理量の計測データが極めて

少ないため, 破堤氾濫現象の理解や氾濫流量の推定手法およびその精度については課題が多く残されている.

氾濫流量の研究において, これまでの計算では正面越流を対象とする本間の越流公式¹⁾が使用されてきた. しかし河道からの氾濫流は横越流での堤内地への流入であることから, 土木研究所²⁾や秋山ら^{3,4)}は横越流の実験を行い, 本間公式を修正改良している. また重枝ら^{5), 6)}は概略的に算出できる修正した本間公式を用いず, 非構造格子を用いて河道内と堤内地の流れを同時に計算し, 得られた解析値と実験による越流・溢流氾濫流量を比較し, 解析モデルの適用性を検証している. Rogerら⁷⁾は直線水路における破堤氾濫流量に関する実験を行い, 解析モデルの検証を行っている. さらに, 福岡ら^{8), 9)}は常願寺川において直線・蛇行水路での現地氾濫実験を行い, 洪水流の水面形の時間変化に着目し, 水面形の時間変化と最終決壊幅を用いて二次元非定常解析を行い, 氾濫流量ハイドログラフを評価する解析手法を提案している.

しかしながら既往の研究の多くは, 実験時の破堤流量の精度に関して, 流速計 (もしくはPTV解析により表面

流速を得たもの) や水位計からの計測値を用いて間接的に計測しているため、信頼性に欠ける部分があると考えられる。そこで、本研究は破堤氾濫流量を直接計測することで精度の高いデータを取得し、氾濫解析モデルの検証用のデータを得ることを目的とした実験を行うこととした。実河川の破堤現象は、河川流や堤防の構造などにも影響を受ける。これらの影響を含めた氾濫流量の推定法を確立することが本研究の最終目標であるが、まずは基本的かつ単純な条件（氾濫初期で内水の水位が小さく、破堤が瞬間的に発生した条件）を対象としている。また同時に多数点において取得した水位データに基づいた氾濫流の数値解析手法を開発・検討し、算定された流量の精度検証を行うこととした。

2. 実験方法

(1) 実験水路

図-1に実験水路の概要および水位計測箇所を示す。水路長は16.2m、水路幅0.8mとし、実河川での平面形状を踏まえ、蛇行水路を採用した。蛇行度1.10のSine-generated curveで形成された蛇行水路である。但し、 $x < 1.0\text{m}$ および $x > 14.7\text{m}$ は直線区間としている。堤防は塩化ビニル板により作製し、鉛直に立てて固定した。流下方向にx軸、横断方向にy軸、鉛直方向にz軸を設定し、実験水路の下流 $x=15.5\text{m}$ 断面の河床高を $z=0.012\text{m}$ としている。水路床は平坦で滑らかであり、その勾配は1/703である。流量は $x=0\text{m}$ より上流にある水槽から常時流量 $Q_m=15.0\text{L/s}$ を流入させている。上流水槽の流量は電磁流量計によって計測および調整されている。下流端 $x=16.2\text{m}$ 断面には切欠き幅0.36mの刃形四角堰を設けている。水路左岸の $7.65\text{m} < x < 8.05\text{m}$ の区間に破堤幅0.4mの破堤ゲートを設けて、ゲートを手で瞬時に開放することにより、破堤氾濫流を想定した実験を行う。また堤内地側に堤防を設けて破堤流量堰へ流れを導いている。

(2) 河道内水位の計測

ゲート開放前後の定常状態において、図-1に示す○印、×印、△印の全箇所ポイントゲージを用いた水位計測を行っている。

また河道内においてゲート開放前後で水位の時系列計測を行った。一般的に、現地河川に設置される水位計は両岸近くに設置されるため、本研究では図-1の○印の地点にて、サーボ式波高計により計測を行う。また破堤部近くの流況の把握のために、図-1(b)に示すようにゲート付近にもサーボ式波高計を設置した。計測時間は70秒、サンプリング間隔は0.1秒である。なお測点における水位計測は実験の信頼性を高めるために、同一条件下で3回行い、アンサンブル平均を求めた。

本計測では、ゲートを開放した時点 $t=0\text{sec}$ と設定し

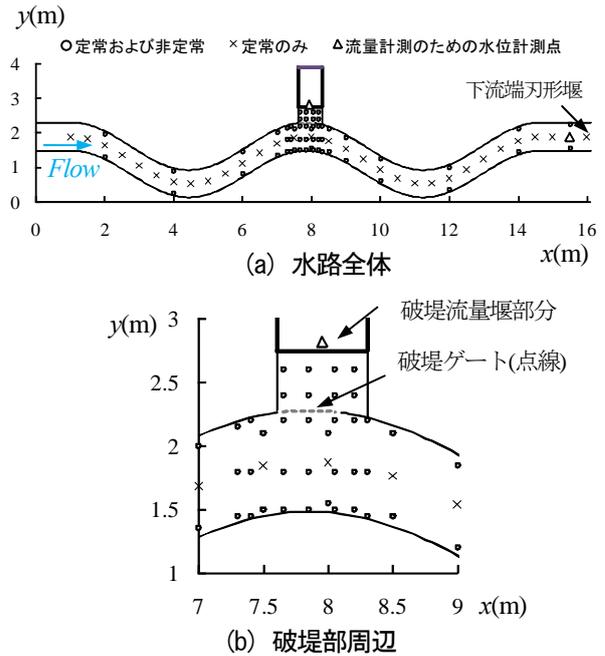


図-1 実験水路概要および水位計測箇所

ている。各波高計での計測破堤時刻 $t=0\text{sec}$ を合わせるために、ゲートに接触型スイッチを設けた電気回路を取り付け、ゲート開放と同時にスイッチが非接触となり電圧変化を生じさせるようにした。

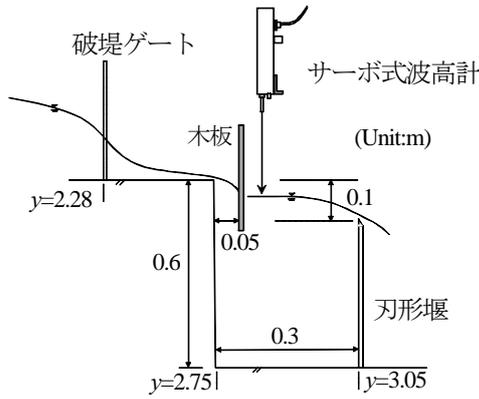
(3) 破堤流量堰の構造

図-2に破堤流量堰の構造を示す。破堤流量堰の形状は図-2(b)のように刃形四角堰を採用した。破堤ゲートを通過した氾濫流は堤内地側へと流下し、段落ち部を通過して破堤流量堰へと流入する。破堤氾濫流は射流状態で段落ち部まで流下し、その後木板に衝突し、堰の上流部に流入する。段落ち部を設ける目的は、堰内の流れが河道から流入する氾濫流へ影響させないようにするためである。氾濫流を段落ち直下で木板に衝突させるのは、破堤流量堰内での運動エネルギーを低下させるためと、破堤流量堰前面での水面変動を抑えるためである。

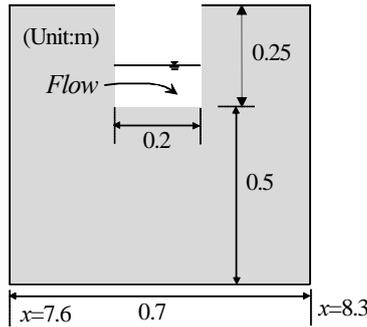
(4) 水位流量曲線の作成

破堤流量堰および下流端堰において、非定常状態での流量を計測するため、水位流量曲線の作成を行う。まず破堤流量堰では、破堤ゲートを開放させ定常状態になってから流量 Q_b の計測を行う。同時にポイントゲージを用いて破堤流量堰前面での水位を計測する。上流水槽からの定常流入流量 Q_m を変化させて水位・流量の計測を行い、水位流量曲線を作成する。

下流端堰では破堤ゲートを閉鎖し、流入流量 Q_m を変化させ、破堤流量堰と同様の手法で下流端堰での流出流量 Q_{out} を評価する水位流量曲線を作成する。水位の計測は $x=15.5\text{m}$ 断面の水路中心線上 ($y=1.88\text{m}$) の点におい

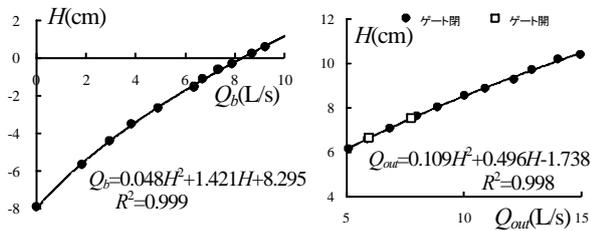


(a) 破堤流量堰断面



(b) 破堤流量堰の形状

図-2 破堤流量堰の構造



(a) 破堤流量堰

(b) 下流端堰

図-3 堰の水位流量曲線

で行う。なおゲートを開放させ定常状態となったときのケースも2ケース取得し、 $Q_{in}=Q_b+Q_{out}$ を良好に満足していることを確認した。また堰前面に木板を入れなかった場合の流量の計測も行ったが、同一の流量計測結果を得た。

それぞれの堰の水位流量曲線を図-3に示す。縦軸に水位、横軸に流量を取っている。図中の関係式はcm-L/s単位を用いて作成されている。この水位流量曲線を用いて、ゲート開放後の非常水位をサーボ式波高計で連続的な計測を行い、破堤流量および下流端流出流量を算出する。計測時間は150秒、サンプリング間隔は0.1秒である。なお測点における水位計測は実験の信頼性を高めるために、同一条件下で5回行い、アンサンブル平均を求めた。

3. 解析方法

本研究では、実験により取得した水位データを用いて破堤流量の推定や破堤部周辺の水面形の再現計算を行う。そのための数値解析手法を以下で述べる。

(1) 数値解析手法

本研究では、保存型CIP法を応用した二次元浅水流モデルを用いる。モデルの詳細は既報^{10,11)}であるので、モデルの特徴のみを記す。

本研究の基礎方程式は、建物などの複雑境界形状による氾濫流の排除体積を考慮できる流体占有率を取り入れた二次元浅水流方程式である。デカルト座標系で任意の境界形状を評価し、不透過の境界領域を考慮してコントロールボリューム（以下CVと表記）内で平均化された連続式(1)と運動量方程式(2)である。

$$\frac{\partial \lambda h}{\partial t} + \frac{\partial u_j \cdot \lambda h}{\partial x_j} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{1}{\lambda h} \left(\frac{\partial \lambda u_i h}{\partial t} + \frac{\partial u_j \cdot \lambda u_i h}{\partial x_j} \right) = -g \frac{\partial \zeta}{\partial x_i} - \frac{\tau_{0i}}{\rho h} + \frac{1}{\rho \lambda h} \cdot \frac{\partial \lambda \tau_{ij} h}{\partial x_j} \quad (2)$$

ここで、 h ：水深、 u_i ： i 方向の流速、 $\zeta=z+h$ （ z ：鉛直方向）であり、 λ は流体占有率である。 τ_{0i} は*i*方向の底面剪断応力であり、式(3)で与え、 n_b は底面のマンニングの粗度係数である。

$$\tau_{0i} = g u_i \sqrt{u_j u_j} \frac{n_b^2}{h^{1/3}} \quad (3)$$

τ_{ij} は分子粘性とサブグリッドスケールの流体混合による水平応力テンソルの水深平均値であり、CV内の流体部に作用する応力として次式のように算定している。

$$\tau_{ij} = 2\nu S_{ij} - \frac{2}{3} \cdot \delta_{ij} \cdot k \quad (4)$$

ν は動粘性係数 ν_m と渦動粘性係数 ν_t の和、 k は乱れの運動エネルギーである。 S_{ij} は水平方向のひずみ速度テンソルであり、式(5)で定義される。

$$S_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (5)$$

(2) 解析条件

解析における境界条件は水路上流端に一定流量（実験値）、水路下流端は一定水位（実験値）を与えた。堤内地の下流端には一定の水位（2cm）を与えている。本研究では氾濫初期の状態を想定しており、内水の水位が低く、破堤部付近で限界流が発生する状況を想定した条件を設定し、氾濫流量に影響を及ぼさないよう適当な一定

水位を与えた。計算で用いるメッシュ間隔は $dx=dy=5\text{cm}$ 、時間刻みは $dt=0.001\text{sec}$ とする。解析に用いるマンニングの粗度係数は破堤ゲートを閉鎖した定常状態での実測水位と計算値が概ね一致するよう、試行錯誤により $n=0.009$ と決定した。

4. 計測結果と流れの考察

(1) 破堤後の破堤部周辺の非定常流れ

破堤後の破堤部周辺の水位コンターを図-4に示す。なお、水路下流端 $x=15.5\text{m}$ 断面の破堤ゲート閉鎖時の水位は $H=10.3\text{cm}$ である。破堤ゲート閉鎖時に約 10cm であった河道内水位は破堤ゲート開放後、河道左岸の破堤部右側付近(図-4(a)の点A)を除いて全体的に下がる。これはゲート開放によってゲート左側付近の水面勾配が急になり、破堤部全体の水位が減少していくためである。破堤ゲートは水衝部であり、その直下流の点A付近では特に破堤後では流速が低下し、水位が上昇する。定常状態(図-4(c)の点B)においても同様に局所的な水位上昇が確認された。

定常状態(図-4(c)参照)に達すると河道内では全体的に水位は上昇した。その機構については次節で述べる。

(2) 流量の時間的变化

破堤流量堰および下流端堰において、水位流量曲線から得られた時系列流量データを図-5に示す。ここで、蛇破堤時刻を $t=0\text{sec}$ で破堤としている。破堤流量 Q_b は破堤直後に急上昇し、およそ $t=5\text{sec}$ で流量の最大値を取る。本研究では流量を正確に計測するため堤内地にも流路を設けてあり、氾濫流が堰に到達するのに時間遅れが生じている。実際の破堤氾濫では、破堤前の越水氾濫流量を除けば、破堤直後に氾濫流量は最大値を取ると考えられ、時間遅れを無視すれば流量は破堤直後に最大値を取ると推定される。その後、流量は滑らかに減衰していく傾向が確認される。これは破堤部ゲート左側での局所的な水面勾配が破堤直後よりも緩やかになり、流量が徐々に減少していくと考えられる。ここで、図-4(c)で河道内の水位が全体的に上昇した機構の議論に戻ると、堤内地への氾濫流量が減少したことと下流端堰の堰上げ効果が、時間遅れの後に現れたためと考えられる。

下流端流出流量 Q_{out} において、破堤後初期では流入流量 $Q_{in}=15.0\text{L/s}$ がそのまま流出し、その影響が破堤後 $t=7\text{sec}$ から徐々に流量が減少していくことが確認された。概略的に、段波が破堤点 $x=7.85\text{m}$ から下流端堰水位の評価点 $x=15.5\text{m}$ 断面までに到達する時間 T を、破堤ゲート開放前の下流端水深 $h=0.09\text{m}$ を用いて負の段波の理論¹⁾から算出すると $T=7.0\text{sec}$ となり、概ね一致していることが確認できる。破堤ゲート地点からの段波が下流端までに 7sec で伝播した後から、下流端流量が下がったと考えら

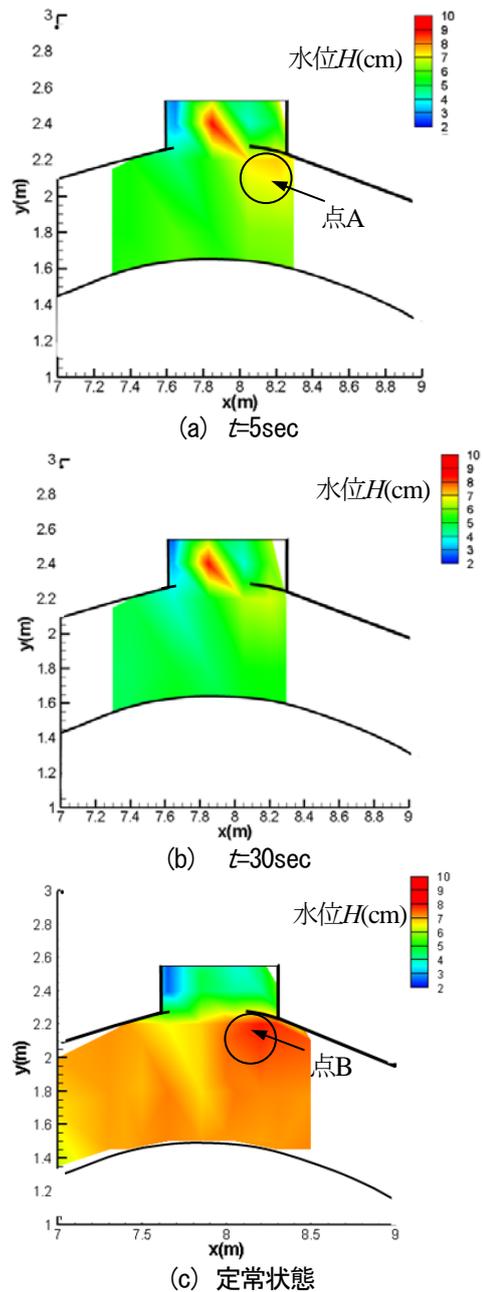


図-4 破堤ゲート周辺部の水位コンターの変化

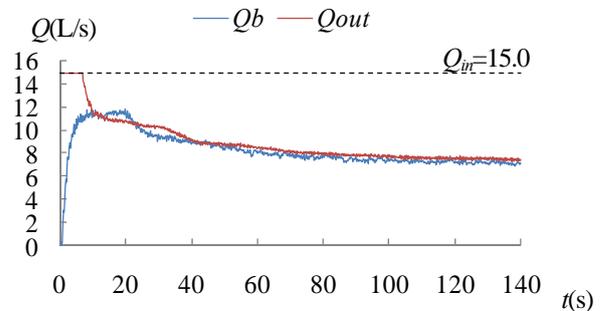


図-5 時系列流量データ(実験値)

れる。また $t=120\text{sec}$ で概ね定常流れに近づいていることが確認された。

5. 実測水位データに基づく破堤流量の推定

(1) 破堤位置の推定

河道兩岸に設置された水位の時系列データをもとに、破堤位置の推定を行う。水位の時間変化により得られる段波の到達時間 T と流下距離 x の関係を図-6に示す。図中の直線は段波の到達時間が最も小さな2点（破堤位置を挟んだ最短の距離にある2地点の水位計測点）を選択し、その2点間で上流と下流に分割し、それぞれ線形補間したものである。段波が破堤により発生することから、上下流でそれらの直線が交差する交点 X を破堤位置と推定する。実際の破堤位置は $x=7.85\text{m}$ 地点なので、図より段波の到達時間から概ね破堤位置を推定できることが確認された。しかし、今回のように水深や流速の変化が小さい流れでは簡易的に算出できたが、段波の波速は局所的な水深や流速に依存する。今後の課題として、蛇行水路の河床形状を複雑に変化させ、実河川にも適用可能な破堤位置の推定方法の検討を行う予定である。

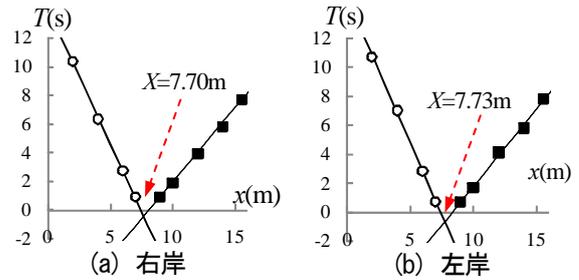
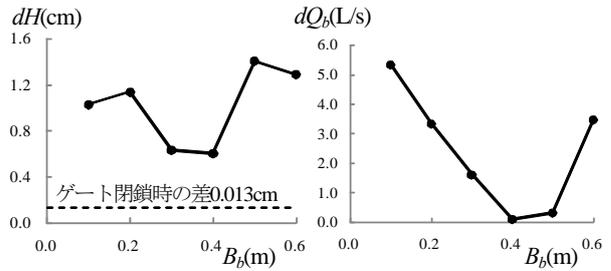


図-6 段波の到達時間からの破堤位置の推定



(a) 水位の比較 (b) 流量の比較

図-7 破堤幅の検討

(2) 破堤幅の推定

得られた水位データをもとに、破堤位置が前節のような推定、あるいは実績データにより既知と仮定し、破堤幅の推定を行う。境界条件として上流端に一定流量（実験値）、下流端に一定水位（実験値）を与え、破堤点は $(x,y)=(7.85,2.28)$ とし、二次元定常計算を行い検討する。破堤ゲート開放時には各メッシュにゲート閉鎖の定常時の水深・流速を初期条件として与えている。図-7に得られたデータと破堤幅の関係を示す。図-7(a)の縦軸は破堤点付近にある河道中心線上の $(x,y)=(7.50,1.84)$, $(8.00,1.87)$, $(8.50,1.76)$ の3地点での実測水位（定常状態）と計算値の差の総和 dH 、図-7(b)の縦軸は実測破堤流量と計算値の差 dQ_b 、ともに横軸は破堤幅 B_b である。破堤ゲート閉鎖時において、実測水位と計算値の差の総和 dH は 0.013cm である。図より、水位の誤差が最小となる破堤幅 $B_b=0.4\text{m}$ で流量の誤差が最小となり、実際と同様、破堤幅が 0.4m であったと推定できることが確認された。このことから上流流量が既知で、短時間で概ね定常とみなせ、かつ破堤位置が分かり、下流端水位が計測されていれば、事後的に概ね破堤幅を推定できることが分かった。

(3) 水面形の再現と流量の推定

図-8に示すのは、定常時の河道中心線上の縦断水面形である。破堤ゲート開放時においても、縦断水位は破堤部周辺付近（ $x=7.5\sim 8.5\text{m}$ ）を含め、概ね一致している。図-9に破堤部周辺の計算水位コンターを示す。図-4(c)の定常状態の実験結果と比較すると、破堤ゲート右側（点C）では実験と同様な局所的な水位上昇がみられる。また破堤ゲート左側付近（点D）の水位の低下も再現で

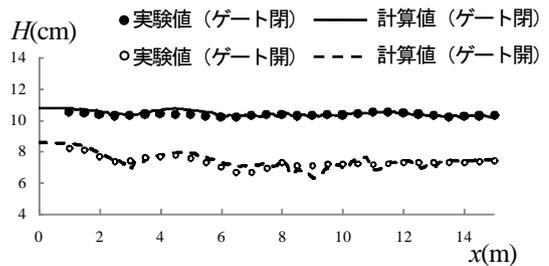


図-8 河道中心線上での縦断水面形の比較
(定常状態、破堤幅 0.4m)

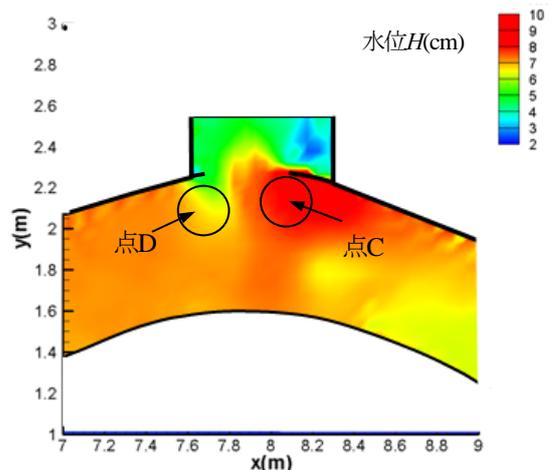


図-9 定常状態（破堤後）の計算水位コンター
(破堤幅 0.4m)

表-1 定常状態（破堤後）での流量の比較
(破堤幅 0.4m)

Unit(L/s)	実験値	計算値
Q_{out}	7.73	7.75
Q_b	7.30	7.40

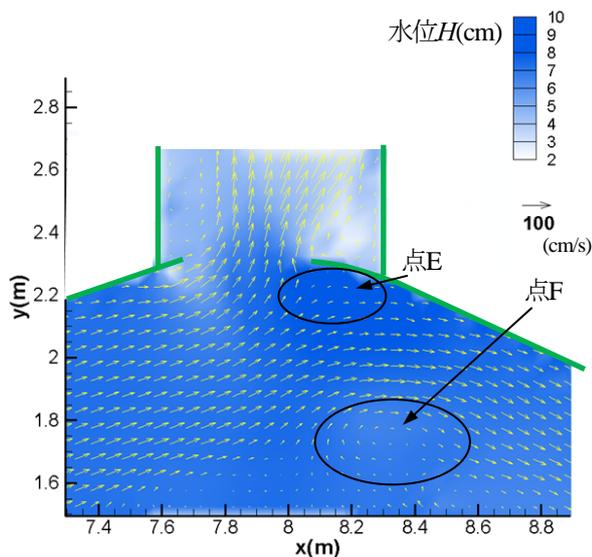


図-10 定常状態の流速ベクトル(計算値)

きている。しかし破堤ゲート通過後の水位分布には若干の相違がみられるが、これは実験の計測点の配置(図-1を参照)と補間のため図-4(c)の表現できていない詳細な構造が数値計算では再現されているためであり、この構造は実験観察結果とも合致している。

表-1に定常時の実験および計算流量を示す。ここで示す計算破堤流量とは破堤ゲート断面を通過する流量である。表から破堤流量および下流端流量とも一致していることが分かる。以上の結果から、本研究の数値計算手法により、破堤部を含む蛇行水路の流れが概ね再現できていることが確認できる。

図-10に示すのは定常状態における計算流速ベクトルである。上流から流れてくる河道内の主流はほぼ直線的に破堤ゲート断面へと進入し、約半分がゲートを通過して氾濫し、残りは堤防に衝突しつつ(点E)河道内を流下していく。また点Fにおいては分流した流れの影響により、循環流が発生しており、これは実験の観察においても確認することができた。

6. 結論

本研究では、蛇行水路において破堤氾濫流量に関する基礎的な条件下(氾濫初期で内水の水位が小さく、破堤が瞬間的に発生した条件)で水理実験を行い、堤内地側および下流端に堰を設けて破堤氾濫流量の直接計測を行った。また、水位データに基づいた氾濫流の数値解析手法を開発・検討し、算定された流量の精度検証を行った。以下に本研究の主要な結論を述べる。

(1) 蛇行水路において、氾濫解析モデルの検証を行うための破堤氾濫流の流量ハイドログラフおよび河道内の

多数点における水位ハイドログラフを取得した。

(2) 多点の水位データより破堤位置の推定を簡易的に推定する方法を提案した。また、実験より得られた水位データと既知の上流流量から破堤幅を逆推定できることを確認した。

(3) 本研究の数値解析手法が定常時の水面形を概ね再現し、破堤流量を良好に算出することを示した。

実際の河川では河道内の地形が複雑であり、今後そのようなケースに適用できるように河道内の河床形状の条件を変化させ、また破堤幅なども変更した氾濫実験や、解析による非定常の流況の再現を行う。また取得した水位・流量データなどを用いた破堤氾濫状況や流量の推定方法に改良の余地があり、それらは今後の課題である。

参考文献

- 1) 本間仁, 安芸皎一: 物部水理学, pp.215-315, 岩波書店, 1962.
- 2) 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)ーシミュレーションの手引き及び新モデルの検証ー, 土木研究所資料, 第3400号, 1996.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 重枝未玲, 秋山壽一郎: ダイナミック氾濫解析モデルによる河川からの溢水・越水流量の予測, 河川技術論文集, 第11巻, pp.169-174, 2005.
- 6) 秋山壽一郎, 重枝未玲: 河道・氾濫域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) Roger, S., Dewals, B., Erpicum, S., Schwanenberg, D., Schüttrumpf, H., Königeter, J. and Piroton, M.: Experimental and numerical investigations of dike-break induced flows, *Journal of Hydraulic Research*, Vol.47, No.3, pp.349-359, 2009.
- 8) 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.
- 9) 安部友則, 福岡捷二, 塚本洋祐: 破堤による氾濫流量ハイドログラフ計算法の構築と河川への適用方法の研究, 土木学会論文集B, Vol.65, No.3, pp.166-178, 2009.
- 10) 内田龍彦, 河原能久: 二次元浅水流の保存型CIP陽解法の開発とその検証, 応用力学論文集, Vol.9, pp.917-924, 2006.
- 11) 内田龍彦, 河原能久, 木梨行宏, 伊藤康: デカルト座標系を用いた市街地氾濫シミュレータの構築と竹原市の高潮氾濫への適用, 水工学論文集, 第51巻, pp.517-522, 2007.

(2009. 9. 30受付)