

破堤幅拡大を伴う破堤氾濫流に関する 実験的研究

EXPERIMENTAL STUDY ON LEVEE-BREAK FLOW WITH EXPANDING BREACH WIDTH

河原能久¹・椿 涼太²・土谷直広³・吉田 晋⁴

Yoshihisa KAWAHARA, Ryota TSUBAKI, Naohiro TSUCHIYA and Susumu YOSHIDA

¹ フェロー正会員 工博 広島大学大学院教授 工学研究科 (〒 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 (同上)

³ 学生員 広島大学大学院 国際協力研究科 (〒 739-8529 東広島市鏡山 1-5-1)

⁴ 正会員 修 (工) 西日本旅客鉄道株式会社 (〒 530-8341 大阪市北区芝田 2-4-241)

In this study, a hydrograph of inundation flow rate through a levee-break section installed in the meandering main channel is measured. Width of levee-break widening is changed with time using the computer controlled gate system. The flow rates through the levee-break opening and at the downstream end of the main channel are measured using weirs and PIV technique. Temporal change in the water stage profile along the meandering channel is measured using servo type water gauges. It is revealed that the difference in the levee-break widening process affects the temporal change of the flow around the levee-break section.

Key Words: Levee-break flow, overflow discharge, water surface profile

1. はじめに

洪水時の河川堤防の損壊（破堤）は堤内地への急激な浸水をもたらす、堤内地での水位上昇や道路上での高速流などを引き起こし、人的・経済的な被害を発生させる要因となる。破堤現象およびこれにより引き起こされる破堤氾濫流は、洪水外力と被害規模との関連を規定するものである¹⁾。言い換えると、洪水被害の評価・予測を正確に行うためには、破堤氾濫現象の性質を把握することが不可欠である。

水害の形態と地形特性については強い関係があり、たとえば、地形勾配が比較的大きな谷底平野地形では高流速の氾濫流が発生しやすく、氾濫域が比較的限定されるため水位上昇も急激となりやすい。堤防の破壊形態は、越水、浸透、浸食と分類でき²⁾るが、急流河川においては砂州移動に伴う流れの偏向が強く起きやすいことから、侵食により破堤に至るケースが多くみられる³⁾。また、上流の急流河川では破堤幅は川幅オーダーとなり、滞筋の蛇行による側方侵食により破堤部周辺が深く掘れる場合が多い³⁾。破堤進行速度については、急流河川では侵食により薄くなった堤防が急激に崩壊して破堤幅が拡大する。それに対し、緩勾配河川では越水に起因する洗掘過程によって開口部が次第に拡大していき^{4,5)}、堤防の構造等により拡大速度は大きく異なる²⁾が、比較的時間をかけて拡大していく場合が多い。このように氾濫破堤過程は地形や河道特性

により大きく異なり^{4,5)}、また水理現象のみでなく堤防の構造や構成材料などが相互に影響し合う、複雑で取扱いの困難な現象であるため、実用的には経験的な取扱いが採用されている状況にある。

破堤過程はともかくとして、氾濫流量の評価という観点に限定すると、破堤部の形状を境界条件や規定パラメータとして設定することにより破堤氾濫はある程度見通しのよい問題として取り扱うことが可能となる。このような取り扱いとして、本間の越流公式およびその修正式^{6,7)}、破堤部周辺の河道領域を検査領域とした運動量および質量保存則を用いた評価⁸⁾、破堤部を含む流れを浅水方程式により評価する試み⁹⁾がなされている。これらの取り組みにより、破堤部形状や流れ条件の影響をより直接的に評価することによる経験定数の排除が進みつつある。これらの評価は主に定常状態を想定して構築されているが、流れの非定常性を利用しつつ氾濫流量を推定する手法の提案もなされている^{10,11)}。このように、定常状態、あるいは越水などの連続的に幅や流況が変化する破堤氾濫に関する検討や取扱法の提案は幾つかあるが、急激な破堤氾濫現象については、破堤氾濫流と河道流れの関連については検討例があまりなく¹²⁾、その取扱法は明らかではない。しかし、急激な破堤では、堤内地に洪水流が一気に押し寄せることとなり、氾濫原の地形特性と相乗して高流速の氾濫・急激な水位上昇を引き起こす可

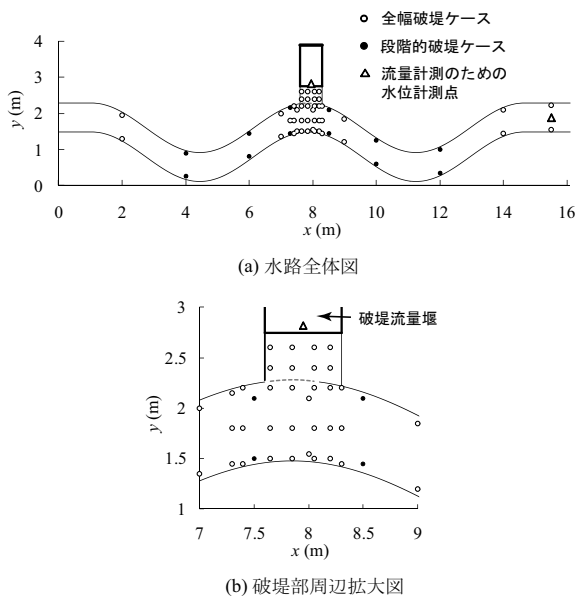


図-1 水路の概要と計測地点の配置

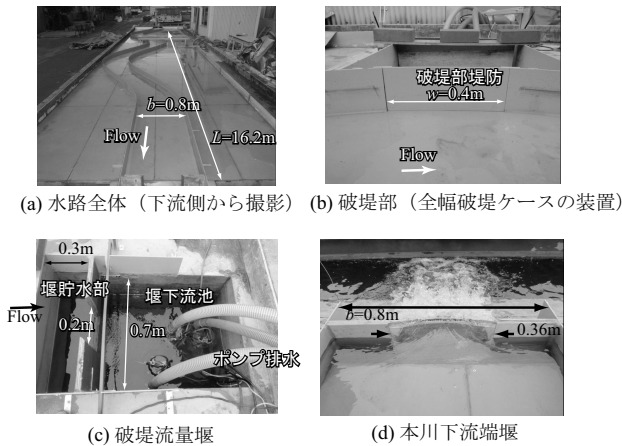


図-2 水路の主要部分の写真

能性がある。中山間地のような地域での洪水被害の予測・評価を正確に行うためには、このような急激な破堤現象を把握する必要がある。そこで、本研究では、急流河川における急激な破堤の発生時の流れの特徴および氾濫流量についてその非定常性を含め、実験的に検討することとした。このような急激な破堤氾濫流の流れ構造を精度よく実験的に把握するため、氾濫流量計測の算定や段階的破堤の機械化による再現性確保などを試みた。得られた結果を基に、急激な破堤時の開口部付近の流況や氾濫流量および河道内の非定常特性について考察を行った。

2. 実験概要

(1) 実験水路

図-1 に実験水路の概要および水位計測点を示す。水路は長さ 16.2m、幅 0.8m、蛇行度 1.10 の蛇行水路であ

る (図-2a)。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。水路の $x < 1.0\text{m}$ および $x > 14.7\text{m}$ の部分は直線河道としている。水路床は耐水ベニア板を張り付けており、河床勾配は約 $1/703$ である。水路側岸の堤防は塩化ビニル製で作成した。

水路上流では、ポンプからの流入水を上流槽に導き、段落ち部により完全越流させて流入させている。水路左岸の $7.65\text{m} < x < 8.05\text{m}$ の区間に幅 0.4m の破堤部を設けており (図-2b)、機械制御により堤防の開放を行う。破堤部の堤内地側では、氾濫水を流量堰 (幅 0.2m の四角堰、図-2c) に誘導し、堰上流での水位を計測することで氾濫流量の算定を行った。本川の下流端は幅 0.36m の刃形四角堰を設置し (図-2d)、流出流量の算定に利用した。二つの流量堰は、定常流において容器による流量計測を実施して $H-Q$ 曲線を作成し、これに基づき流量を算出した (破堤部堰 $H-Q$ 曲線の決定係数: $R^2 = 0.999$, 同下流端堰: $R^2 = 0.998$)。破堤部での流量については、堰流量の他に、PIV による流速計測とサーボ式波高形による破堤断面での流量算定を行っており、流量急変時には 4 秒程度の応答の遅れがあることが確認されている¹²⁾。

(2) 破堤機構と破堤パターン

破堤部は、図-3 に示すように、中央部 (20cm) および上下流部 (それぞれ 10cm) の 3 つのフラップにより構成されている。それぞれのフラップの開放を、サーボモーターを介してコンピュータで制御することで破堤パターンを変化させた。表-1 にそれぞれのフラップの開放パターンと実験ケースの対応を示す。Case 1a, 1b は一段階で開放するものであり、Case 1a は全幅 (40cm)、Case 1b は半幅 (20cm) を開放する。Case 2a~2d は、一段階目では中央部 (20cm) を、二段階目では上下流部フラップを開放するもので、二段階目の開放時刻が 10 秒後から 90 秒と四通り変化させた。Case 3a は中央部、上流部、下流部の順に 30 秒毎に開放するものであり、Case 3b では中央部、下流部、上流部の順に 30 秒毎に開放する。

(3) 計測方法

計測項目は、河道の縦断水位分布、破堤部付近の水位分布および可視化計測である。具体的には、ゲート開放前後の定常状態において、図-1 に示す○印の全箇所ポイントゲージを用いた水位計測を行った。またゲート開放前後の 2 分程度での水面形の変化について、 0.4m 全幅破堤ケースについて○印の位置で、その他の段階的破堤ケースでは、●印の位置で、サーボ式波高計により水位ハイドログラフの計測を行った。また水路下流端および破堤部直下流の堤内地に流量堰について、図-1 の△印で水位を計測した。サーボ式波高計のサンプリング間隔は 0.1 秒とした。なお水位データの信頼性を確保するため、流量堰の水位については同一

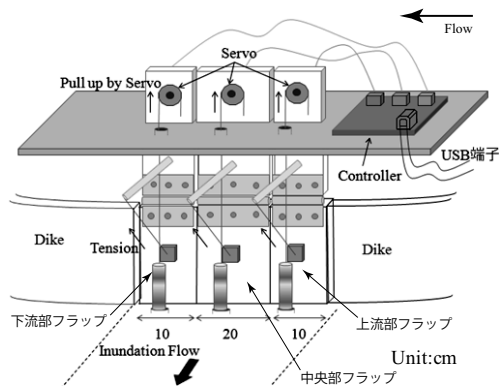


図-3 破堤部の機構の概要

表-1 破堤フラップの開放パターン（数字は開放時刻で単位は秒）

ケース名	中央部 (20cm 幅)	上流部 (10cm 幅)	下流部 (10cm 幅)
Case 1a	0	0	0
Case 1b	0	—	—
Case 2a	0	10	10
Case 2b	0	30	30
Case 2c	0	60	60
Case 2d	0	90	90
Case 3a	0	30	60
Case 3b	0	60	30

条件下で5回、それ以外の水位計測については、3回計測を行い、その平均値を計測値とした。また、破堤部付近の流れ場の把握のために行った可視化計測においては、破堤部周辺の上流からHDD記録型ハイビジョンデジタルビデオカメラ（SONY製HDR-SR8）を用いて動画の撮影しつつ、撮影領域の上流から市販の墨液をトレーサとして散布して、ゲート開放前後の流れの非定常変化を記録し、PIV解析により平面流速分布を算定した。

(4) 水理条件

流れの条件として、上流端より常時流量 $Q_{in}=15.0\text{L/s}$ を流入させるよう電磁流量計により確認しながら通水した。蛇行水路の流れは基本的に常流であるが、破堤開口部から氾濫した流れは一旦射流となり、流量堰で跳水させた後に破堤流量の算定を行っている。水路下流部では、流量計測の為に切り欠き堰のため堰上げ背水となっている。

3. 実験結果

本章では破堤パターンの相違による氾濫流量および河道内の流れの変化を検討する。

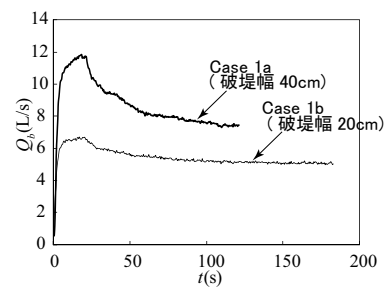


図-4 Case 1の氾濫流量ハイドログラフ

(1) 破堤幅の相違の影響 (Case 1)

図-4に一段階で40cm (Case 1a) および20cm (Case 1b)の幅で破堤させたケースでの氾濫流量ハイドログラフを示す。Case 1a, 1bともに、破堤開始直後に氾濫流量が急増し、 $t=20\text{s}$ まで増加が続く。 $t=20\text{s}$ を過ぎると、氾濫流量が低下に転じ一定流量に漸近していく。

破堤直後に大きな氾濫流量が発生している理由を述べる。図-5aに示すように破堤前では定常流れであるため各断面の通過流量は同一であり、破堤後に比べ河道内の水位は全体的に高い。破堤直後では、図-5bに示すように、破堤部で流量が水路外へ流出することで、水路の流量バランスが崩れ、上下流に負の段波が発生する。この段波が発生している $0\text{s} < t < 20\text{s}$ の間は、破堤部へ流れが集中して、破堤部の水位は定常状態から少し低下した一定範囲に保たれる。その後、破堤部での流量の流出の影響が蛇行水路全体に及ぶと（その時間スケールは $\frac{\text{影響水路長}}{\text{平均流速}-\text{段波波速}}$ 程度と見積もられる）、図-5bにみられた破堤部への流れの集中効果（ $Q_2 > Q_{in}$, $Q_3 < Q_{out}$ ）が解消されて破堤部付近の水位が低下していき、最終的には、図-5cに示すような定常状態に落ち着く。この定常状態では流入流量 Q_{in} と流出流量 $Q_{out} + Q_b$ がつり合っている。

破堤直後の氾濫流量 Q_b は、ほぼ破堤幅に比例しており（Case 1aでは破堤幅40cmに対して $Q_b = 12\text{L/s}$ 、Case 1bでは破堤幅20cmに対して $Q_b = 7\text{L/s}$ であり、破堤幅/ Q_b がほぼ3程度となる）、破堤幅によっては上流からの河道への流入流量 Q_{in} より大きな値も取りうる。

それに対して、定常状態での氾濫流量は、破堤幅の影響の他に水路下流部の通水能とバランスするような流量 $Q_{in} = Q_{out} + Q_b$ となる。例えば、本研究では、水路下流端に流量堰を設置しているため、堰上げが起きているが、この堰幅を広げると、下流端での流出流量 Q_{out} が増加して、氾濫流量 Q_b は低下する。

(2) 二段階破堤における破堤時間間隔の影響 (Case 2)

中央部を20cm幅で開放した後に、10秒、30秒、60秒および90秒後に上下流部を10cmずつ同時開放するCase 2a～2dの氾濫流量ハイドログラフを図-6に示す。ここでは比較のため、Case 1a, 1bの結果も示している。

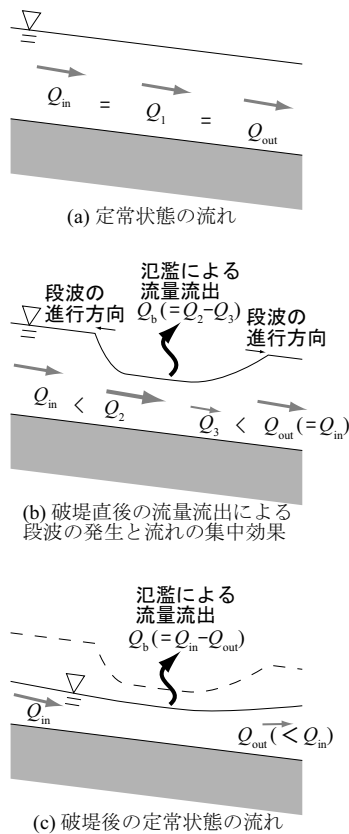


図-5 負の段波による流れの集中の概念図

図-6 より、破堤幅 20cm を一段階で開放した Case 1b の結果に、ほぼ同様なパターンの二段階目の破堤による氾濫流量の増分が積み重なった形になっていることが確認できる。比較的二段階目の破堤時刻が早い Case 2a では、一段階で 40cm 幅を一挙に開放した Case 1a と比較すると、氾濫初期の挙動が分割され、ピーク流量も若干であるが減少している。これは、Case 2a の二段階目の破堤時には、一段階目の破堤の影響が蛇行水路に強く影響を及ぼしており、そのため、二段階目の破堤の影響が限定的にしか発揮されなかったためと考えられる。二段階目の破堤時刻が離れている Case 2b～2d では二段階目の破堤時に、流量増加がみられるが、二段階目の破堤時刻が遅くなると、流量増加分の波形が鈍ってきている。これは、一段階目の破堤によって蛇行水路の水位が低下したことで、二段階目の破堤による流量ピークが減少し、段波の伝播速度が低下したことが原因と考えられる。

(3) 三段階破堤における破堤順序の影響 (Case 3)

図-7 に中央部、上流部、下流部の順に 30 秒毎に開放する Case 3a および中央部、下流部、上流部の順に 30 秒毎に開放する Case 3b の結果を示す。図-7 に示した A および B の部分で両ケースの挙動に差異が認められる。A の部分では、破堤した瞬間の流量が増えていく挙動はほぼ同じであるにも関わらず、Case 3b の方が大きな流量を示し、またピークに至る時刻が遅くなって

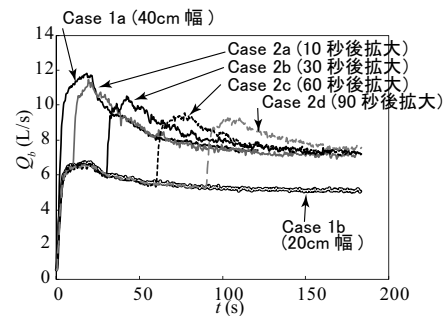


図-6 同時開放時の氾濫流量ハイドログラフ

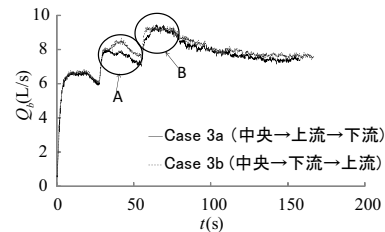


図-7 順次開放時の氾濫流量ハイドログラフ

いる。また B の部分では、流量のピーク値はほぼ同じであるが、破堤拡大による流量の増加量および速度に違いがある。Case 3b に比べ Case 3a の方が三段階目の破堤での流量増加量が多いもののピークに至る時刻が遅くなっている。以上のことから、破堤領域が上流側に段階的に拡大する場合と、下流側に拡大する場合には、氾濫流量ハイドログラフに差異があらわれることが分かる。この要因を、破堤部周辺の流況と関連付けて調査するため、図-8 に、基本ケースである Case 1a での $t=5s$ および破堤後の定常状態の破堤部周辺の水位分布を示す。いずれの時刻でも破堤部下流側の○で示した領域で局所的な水位上昇が見られる。図-8b のベクトル (二次元浅水流方程式に基づく数値計算結果による) で示したように、この部分では、河道の流れが堤防に衝突しており、その衝突流の上流半分は、逆流して破堤部から氾濫していき、残りの半分は河道の左岸堤防に沿って下流へと流れて行く。破堤部の下流側ではこのように、河道の流れが屈曲されており、破堤部が下流側に拡大した場合、この流れがそのまま氾濫域へと流出することとなり、氾濫流量が急増する。一方、破堤部の上流側 (図-8b の矢印 x で示した部分周辺) では、河道の流れは堤防に沿っているため、破堤部が上流側に拡大したとしても、氾濫流量の増加量が、下流側に拡大した場合に比べて少なくなるものと考えられる。

(4) 破堤パターンと氾濫流量ハイドログラフ

以上の全ケースの氾濫流量ハイドログラフの傾向に基づいて、破堤パターンと氾濫流量ハイドログラフの関連に関する関連を図-9 のようにまとめる。

一段階破堤および多段階破堤では、破堤幅拡大が起

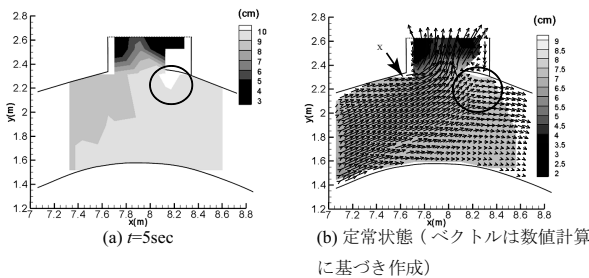


図-8 破堤部付近の水位・流速分布

きるたびに、破堤幅および破堤周辺の水深によって規定されるピーク流量が発生し、このピーク流量が、影響の及ぶ水路長・平均流速・段波速度によって定まるピーク継続時間中維持された後、氾濫流量が減少していき、流入流量と流出流量が $Q_{in} = Q_b + Q_{out}$ とつり合う定常流量に漸近していく。ここで、破堤幅が連続的に拡大していく場合(図-9中の連続拡大破堤)を考察すると、段階的破堤に起因するピーク流量やピーク継続は発生せず、連続的に定常流量へと漸近していく。連続的に拡大していく場合でもその破堤幅の拡大速度が大きい(流入流量および影響水路長に対して破堤流量の増加速度が大きい)場合、細破線のように極大値を取る可能性もありうる。しかし、破堤幅の連続的拡大の発生条件から破堤幅の拡大速度は相対的に小さいものと考えられるので基本的には太破線のような経路を取ると予想される。図-9に示したように、急激な破堤幅拡大では、同じ最終破堤幅での連続的な破堤に比べて、破堤初期の氾濫流量の増加が速いだけでなく、その破堤初期において大きなピーク流量を発生させることとなる。よって、急流河川における急激な破堤氾濫による被害を評価する上では、このような氾濫初期の氾濫流量の非定常特性を十分配慮した解析を実施しなければ氾濫初期の水位上昇や道路上の流速などを河床評価する恐れがある。

4. 段波による氾濫流量の概算

ここまで急激な破堤時の氾濫流量ハイドログラフや河道流れの非定常特性について考察を行ってきた。本章では、急激な破堤流れの特性を利用して破堤幅拡大時の氾濫流量の概算を試みる。ここでは、一次元の連続式

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = -q \quad (1)$$

を利用する。ここに、 A : 断面積, t : 時刻, Q : 流量(= vA), x : 流下方向座標, q : 単位長さあたりの横流出に伴う流量損失である。

破堤初期では、破堤の河道の上下流部への影響は限定的であり、洪水流れ自体の非定常性が弱いと仮定すれば、水路上流部および下流部での通過流量は、水路への流入流量と見なせる。式(1)を上流部(in)から下

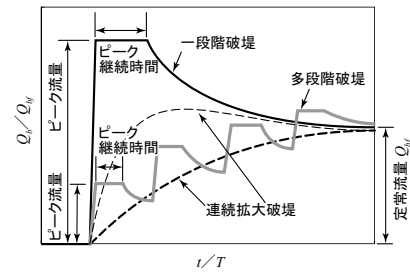


図-9 破堤パターンと氾濫流量ハイドログラフの関連に関する概念図

流部(out)まで積分すると次式を得る。

$$\int_{in}^{out} \left(\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} \right) dx = - \int_{in}^{out} q dx \quad (2)$$

ここで、左辺第二項は、積分により上流部および下流部の流量 Q_{in}, Q_{out} により評価でき、また右辺は総氾濫流量を Q_b とおくことで、次式のようになる。

$$\int_{in}^{out} \frac{\partial A}{\partial t} dx + Q_{out} - Q_{in} = -Q_b \quad (3)$$

ここで、水路上流部および下流部での通過流量は、定常流を仮定すると、 $Q_{in} = Q_{out}$ となり、河道内貯留量の時間変化(体積変化)より、氾濫流量の算定ができる。このような手順で、破堤直後から、段波が水路上下流端に到達するまでの4秒間での破堤氾濫流量の変化量を算定したものを図-10の破堤開始直後($t=0s \sim 4s$)の太線で示している。堰により実測した細線と比較すると、太線の比べ立ち上がりが急激である。これは堰流量に4秒程度の時間遅れがあるためであり、水面形により算定した流量は妥当な値と考えられる。

次に、4秒後以降は、破堤の影響が水路全体に及んでおり、下流端流出流量 Q_{out} が流入流量 Q_{in} とは一致しない。ここにおいて、破堤部付近の水位変化に関連付けて破堤流量 Q_b を推定することを考える。破堤開始直後($t=0s \sim 4s$)の流量は前述の水面形により算定されている。また実験では破堤部外側で射流状態となっていることから、完全越流公式あるいは四角堰の流量公式の形である

$$Q_b = A \sqrt{2g} B h^{3/2} \quad (4)$$

を利用する。ここで開口部幅 B を係数 A にまとめたものを新たな係数 C として、

$$Q_b = C \sqrt{2g} h^{3/2} \quad (5)$$

という形とし、この係数 C を破堤開始直後の水面形により算定された氾濫流量と、開口部付近の平均的水深を h として決定する。ここで開口部付近の平均的水深は、開口部上下流の $x=7.5m, 8.5m$ の二断面の右岸・左岸の計四点の水深を利用した。その結果を図-10の点線に示した。ここでは、平均値を用いたが、この四点の水位は、図-8に示したような水面形を形成するため、絶

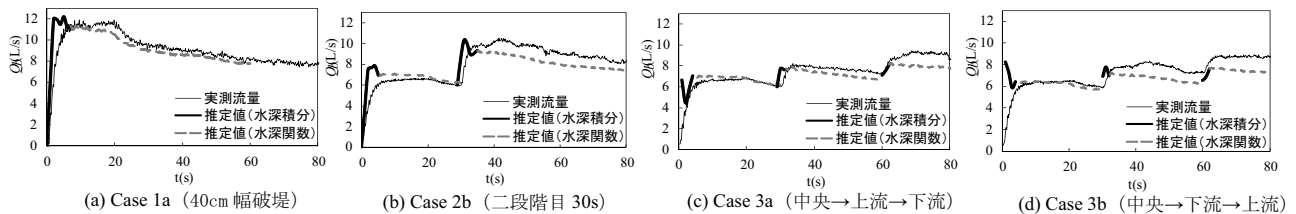


図-10 氾濫流量概算

対値に相違はあるものの、その時系列的な挙動はほぼ同じであるため、高密度なデータが得られない場合は近辺の一点の水位計測値で代表させることもできる。

二段階目以降では、破堤直前において、式(5)により算定した Q_b および $Q_{in} = 15$ を式(3)に代入し、破堤直前の水面形により積分を算定して Q_{out} を決定し、これを二段階目以降の破堤直後の4秒程度の変化では Q_{out} では変化しないと仮定して、式(3)により破堤直後の水面形の変化に基づいて Q_b を算定する。これらの結果を図-10b, c, d の $t=30s$ 付近の太線で示している。

二段目以降の破堤直後の段波の影響が水路に広がった状態では、式(3)により求めた Q_b を用いて、再度式(5)の係数 C を算定し直して、氾濫流量の変化を算定する(図-10b, c, d の $t=30s$ 以降の点線)。

全体的には、推定された氾濫流量が過小評価気味であり、特に多段階破堤のケースでは、二段階目以降の破堤直後の氾濫流量の増加が小さめに評価されていることから時間が経過するに従い過小評価の程度が大きくなっている。そのため、Case 3a と Case 3b の相違などは再現されていない。これは、二段階目以降の破堤直後の水面形の変化が、直前の破堤の影響だけでなく、それ以前の氾濫流量 Q_b や水路下流端の流量 Q_{out} の変化の影響を含んでおり、その影響の分離が不十分なためと考えられる。

破堤位置および時刻については、ここでは、既知として与えたが、各水位計測点での水位の急変時刻をその計測点の流下方向距離とあわせてプロットして、その交点を求めることで算定できる(図-11を参照)。このような手法を用いることで、段波が発生する急激な破堤氾濫の氾濫流量を、破堤状況が不明の場合でも河道内の複数地点での水位計測データから算定が可能である。ただし、今回行った氾濫流量推定手法では式(5)で破堤部の水深を用いており、破堤開口部の開口深さが複雑に変化する場合には適用ができない。

5. おわりに

以下に本研究で得られた主要な結論を示す。

(1) 破堤幅拡大パターンを8ケース設定して、破堤流量ハイドログラフを取得した。さらに、そのハイドログラフの特徴的な挙動を、河道内の非定常流れと関連付けて説明した。

(2) 急激な破堤流れの特性を利用した破堤幅拡大時の

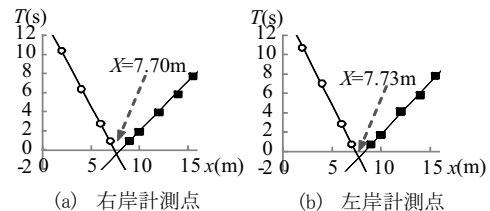


図-11 段波の到達時間からの破堤時刻・位置の推定¹²⁾

氾濫流量の算定方法を提案した。多段階破堤では、二段目以降について推定流量の過小評価傾向が認められた。

本研究で行った流量算定についてはさらなる改善や精度の検証が必要である。それらの対策を進めて行く考えである。

参考文献

- 1) 藤田光一, 諏訪義雄: 河川技術に関する論文集, Vol. 6, pp. 1-6, 2000.
- 2) 末次忠司: 水工学に関する夏期研修会講義集, Vol. 38, pp. A.3.1-A.3.19, 2002.
- 3) 齊藤博之, 白井正巳, 湧川勝己, 金澤裕勝, 佐古俊介: 河川技術論文集, Vol. 9, pp. 143-148, 2003.
- 4) 辻本哲郎, 鷺見哲也, 寺本敦子, 前田和: 河川技術論文集, Vol. 11, pp. 121-126, 2005.
- 5) 島田友典, 平井康幸, 辻珠希: 水工学論文集, Vol. 54, pp. 811-816, 2010.
- 6) 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. No. 3400. 1996.
- 7) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 津崎周平: 水工学論文集, Vol. 52, pp. 823-828, 2008.
- 8) 山坂昌成, 久保田勝: 河川技術論文集, Vol. 8, pp. 225-230, 2002.
- 9) 秋山壽一郎, 重枝未玲, 梅木雄大, 伊藤雄亮: 水工学論文集, Vol. 54, pp. 853-858, 2010.
- 10) 福岡捷二, 山崎憲人, 黒田勇一, 井内拓馬, 渡邊明英: 河川技術論文集, Vol. 12, pp. 55-60, 2006.
- 11) 安部友則, 福岡捷二, 塚本洋祐: 土木学会論文集 B, Vol. 65, No. 3, pp. 166-178, 2009.
- 12) 吉田晋, 椿涼太, 河原能久, 山田雄也: 水工学論文集, Vol. 54, pp. 1015-1020, 2010.

(2010.4.8 受付)