

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

安部友則¹・福岡捷二²・塚本洋祐³

¹正会員 つくば中央研究所水工研究グループ研究グループ長（研究当時 国土交通省富山河川国道事務所長）（〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6）

²フェロー 中央大学研究開発機構教授（〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27）

³正会員 （株）建設技術研究所河川部（〒330-0071 埼玉県さいたま市浦和区上木崎1-14-6）

堤防決壊に伴い堤内地に流出する氾濫流の進行や氾濫範囲を予測するには、まず精度の高い氾濫流量ハイドログラフを求めることが必要である。本論文では、破堤氾濫による河道水理状況の変化が水位時空間分布に現れることを利用し、破堤の影響を反映した本川の水面形の時間変化と二次元非定常流解析から氾濫流量ハイドログラフを評価する計算方法を構築した。本解析手法の妥当性を検討するため、2005年、2006年に常願寺川河川敷上で破堤氾濫実験を行い、実験と解析の比較から、氾濫流量ハイドログラフが高精度で求まることを示した。また、本解析手法を適用し、リアルタイムで実河川の氾濫流量ハイドログラフを求めるための方法を示し、そのために必要な技術の課題を示し、解明への道筋を示した。

Key Words : levee breach, inundation discharge hydrograph, field experiment, numerical calculation, temporal change in water surface profile, aerial laser survey

1. 序論

近年、我が国の河川流域においても計画規模の洪水が頻発し、堤防決壊によって生じた氾濫流により、堤内地が壊滅的な被害をうけている¹⁾。2004年には、過去最大となる10個の台風が日本に上陸し、円山川では国の直轄区間で破堤氾濫が生じ、新潟県、福井県では一級河川が破堤氾濫し大きな被害をもたらした。これらの災害の検討を通じて、中川¹⁾は、洪水氾濫災害の原因の分析を行い、災害より得られた教訓を示し、さらに、課題と提言を行っている。福岡²⁾は、洪水流の水面形の時間変化、特に破堤氾濫を起こした河川の水位縦断形を詳細に調べることにより、水位縦断形の時間変化に重点を置いた河川の計画、管理の必要性を強調している。

堤防決壊によって生ずる氾濫流に対しては、堤内地の被害を最小化する対策の検討が重要となる。効果的な対策を立てるためには、決壊地点から流出する洪水氾濫流量ハイドログラフを高い精度で、かつ、リアルタイムで求めることがまず必要である。洪水氾濫流量は堤内地の氾濫解析を行う際の与条件であり、氾濫流量の算定精度が低い場合、氾濫解析結果の精度も低くなる。河川管理者は、堤内地に流出する氾濫流の進行や氾濫水深を正しく予測することが求められており、氾濫流量を高精度に

求めることが必要である。これまで氾濫流量の計算には、本間の越流公式³⁾が多く用いられてきた。本間の式は、堰などの正面越流量を算定する式である。堤防を横越流して起こる破堤氾濫流量の評価に適用するには精度上課題も多いが、式形が簡単なために氾濫流量の概略値を見積もるのには都合の良い式である。土木研究所では、横越流特性を考慮した水理模型実験により、河道の勾配と洪水流の決壊部への流入角を考慮し、本間の式を修正する形で氾濫流量の算定式⁴⁾を提案している。海外でも、Sanders and Katopodes⁵⁾らは流量係数を一定とした堰の式から氾濫流量を求めている。一方、秋山・重枝⁶⁾は、非構造格子に基づく解析モデルを用い越流公式を用いることなく河道、氾濫原を包括した解析から求めた氾濫流量と実験による氾濫流量を比較検討し、越流、溢流氾濫に対する解析モデルの適合性を示している。秋山・重枝は、氾濫解析の課題の解消を進めたが、今なお二つの課題を有している。第一の課題は、河道の越水地点より上流での洪水流量ハイドログラフが既知であることにある。破堤時の上流河道の洪水流量ハイドログラフが既知であることを望むことは、破堤が、どこで、いつ起こるかかわらないことを考慮するとリアルタイムでの氾濫流量ハイドログラフの計算は、實際上難しい条件である。第二には、破堤部の形状が既知でなければ破堤流量を求めるこ

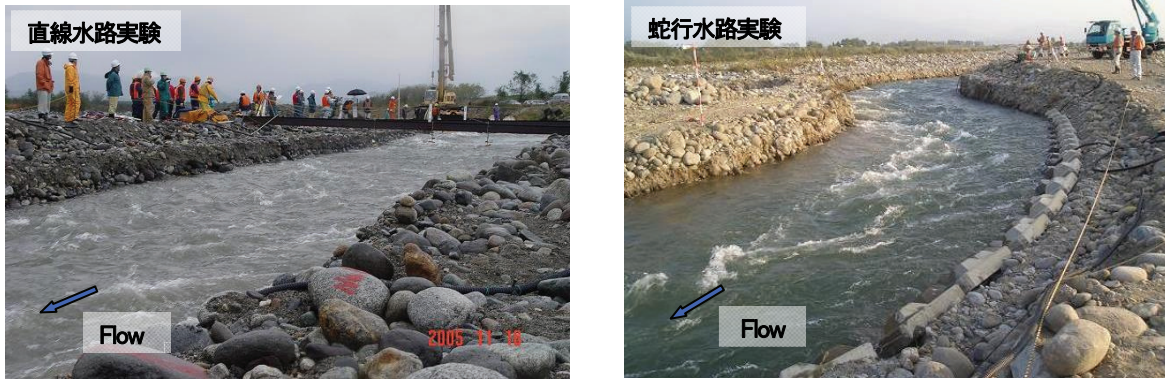


図-1 実験状況写真



図-2 破堤状況写真

とが出来ないことである。掘り込み河道や築堤河川の溢水、越水であれば問題は起こらないが、築堤河川では、越流堤のある遊水地への流入を除いては、溢水量、越水量は破堤氾濫量より十分小さい。第一の課題に対しては、著者ら²⁾による水面形の時間変化を用いた流量算定方法が有効であると考えられる。辻本ら⁸⁾は、河道、堤防、堤内地を一体的に扱い河道と堤内地の関係を移動床過程として数値解析で破堤を扱うことを提案している。破堤現象は複雑であり、破堤の機構は堤防の安全性の評価と関連して今後検討されなければならない重要な課題である。

福岡らは、水位の観測値は流量の観測値より十分精度が高いこと、また自記式や簡易型の圧力水位計を数多く設置することによって測定される水面形の時間変化には、洪水流や河道状況の変化が明確に現れることを利用し、観測水面形の時間変化を解とする平面二次元非定常流解析から、任意断面における流量ハイドログラフ等を高精度に求めている⁹⁾¹⁰⁾。この方法を利根川と渡良瀬川の合流点に適用し、利根川の背水の影響が大きい渡良瀬川の流量ハイドログラフ¹¹⁾を、また利根川と江戸川に分派点に適用することで江戸川への分派量¹²⁾を、鶴見川の河道と遊水地に適用することで越流堤から遊水地への流入量¹³⁾を求め、実測水面形を解とする逆解析法の有効性と工学的意義を示している¹⁴⁾。分派する派川は、本川から見た場合、本川堤防の決壊による流出と見なすことができ、派川への分派量の評価法がそのまま本川破堤氾濫流

量の評価法に用いることが可能と考えられる。すなわち、分派によって減少する本川流量は、本川の水面形の時間変化に明確に現れることを利根川、江戸川の水面形の変化から確かめられている。以上のことから、破堤が起きている時間帯の水面形の時間変化と破堤幅から、堤防決壊による流出流量ハイドログラフを算定することが可能になる。堤防決壊に伴う氾濫流量や流出の機構には、川幅、流量、河道線形、河岸・河床材料等が相互に関係し、また破堤の規模が影響する複雑な水理現象である。このことは破堤氾濫及び、氾濫流出量の解明は、可能ならば現地での大規模な実験により検討を行うのが望ましいことを意味する。

このような考えのもとに、本論文では、2005年¹⁵⁾¹⁶⁾、2006年¹⁷⁾の2回、常願寺川の河川敷上で堤防決壊に伴う氾濫流出の試験を実施し、次の3点を検討している。(1)堤防決壊の影響を含んだ本川の水面形の時間変化から、氾濫流量ハイドログラフを精度良く求めるための計算法を構築し、観測値と比較し本解析法の妥当性を示す。(2)堰の公式を用いた従来の氾濫流量の計算方法を常願寺川現地実験に適用し、その結果より従来の解析法の精度を明らかにする。(3)本解析法を実河川の氾濫解析に適用するため、洪水時にリアルタイムで氾濫流量ハイドログラフを求めるための方法を提示するとともに解決すべき技術課題と解明への道筋を示した。

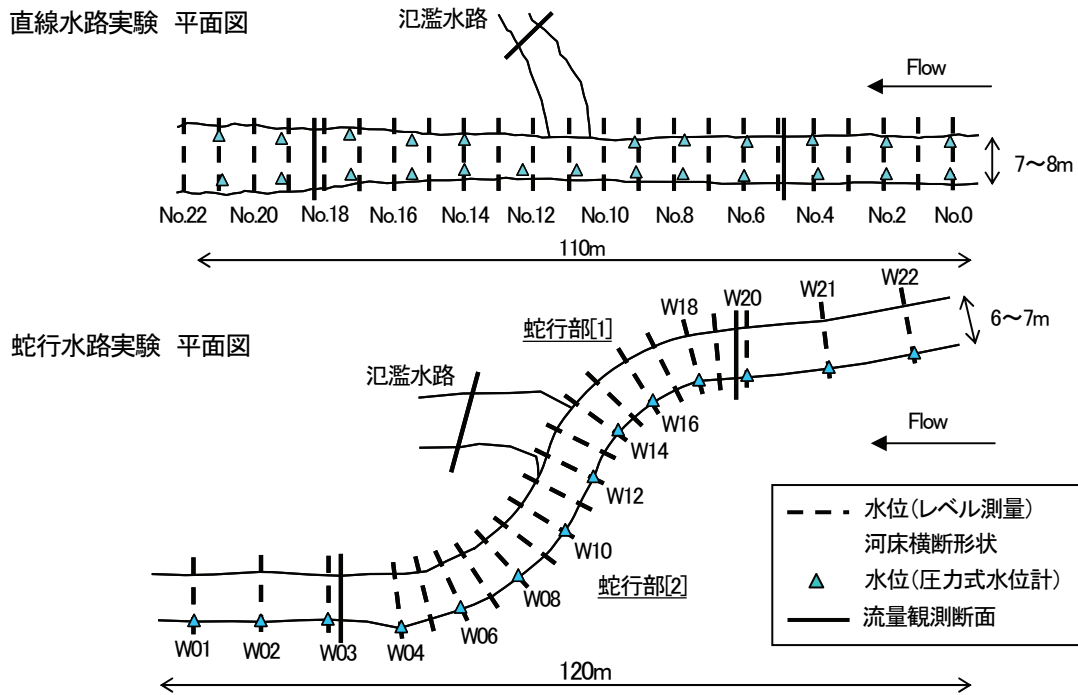


図-3 現地実験平面図

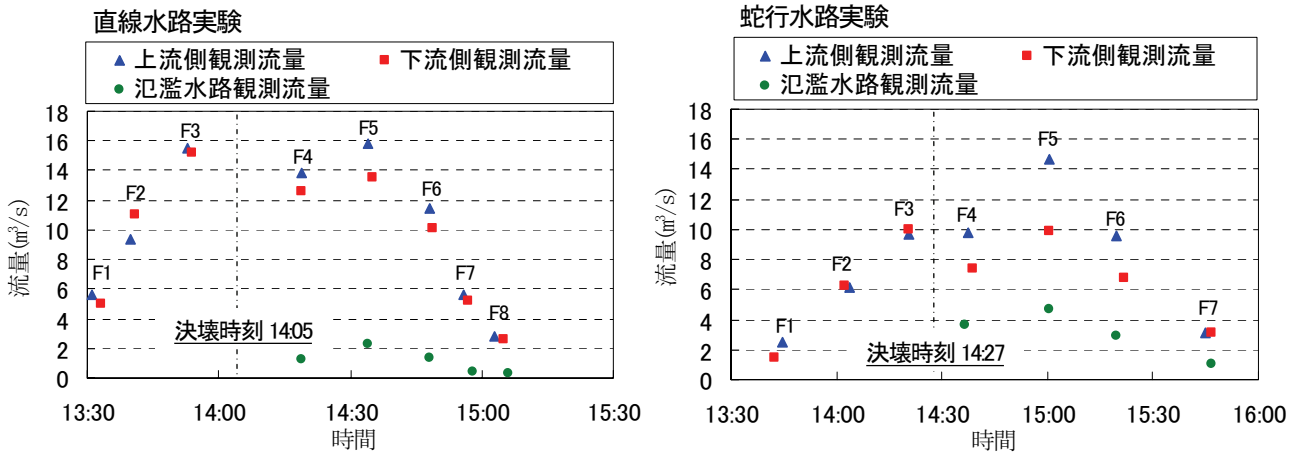


図-4 観測流量の時間変化

2. 常願寺川現地実験

(1) 実験概要

2005年¹⁵⁾、2006年¹⁷⁾に、常願寺川の砂州上に堤防に相当する小堤を有する単断面水路を掘削、通水し、石礫河川の洪水流の抵抗則の検討、破堤による流出と氾濫流量ハイドログラフの算定法の検討を行った。以下では、2005年実験を直線水路実験、2006年実験を蛇行水路実験と呼ぶことにする。図-1に直線水路、蛇行水路の実験状況写真を、図-2に破堤状況の写真を、図-3に実験の水路平面図を示す。直線水路実験は常願寺川11.3km地点に、長さ110m、水面幅7~8m、側岸勾配1:1の水路を、蛇行水路実験は常願寺川11.1km地点に、蛇行長(水路中心線沿いに測った縦断距離)130m、蛇行波長120mの測定区間を有する幅6~7m、側岸勾配1:1の水路をいずれも河道内砂州上に作成した。両水路とも、測定区間の上下流には十

分な長さの直線水路区間を有している。直線水路実験は水路中央部のNo.11地点、蛇行水路実験は水衝部となる蛇行部[1]のW13地点で氾濫を起こさせる。このため、あらかじめ堤内地側に氾濫流を受ける氾濫水路が設置されている。流入流量は、重機により上流端の水路開口幅を調節することで時間的に変化させている。

本実験に先だって、実験水路に堤防決壊実験のピーク流量に相当する流れを通水し、この流量で河床、河岸が安定する河道が形成されている。これは、本実験時に大きな河床変動、河岸侵食が生じさせないためである。この河道に、洪水流を模擬した非正常流を通水し、ピーク流量に達する前に、重機により右岸の一部開削し決壊を生じさせる。本研究は、破堤の機構を検討するのではなく、破堤したときに破堤により流出する流量に起因して変化する河道の水面形から氾濫流量ハイドログラフを評価できるモデルを構築することにある。このため、どの

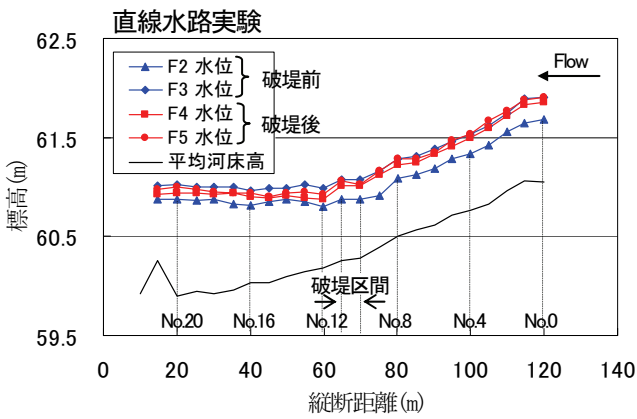


図-5 左岸側観測水位（レベル測量値）と平均河床高の縦断分布

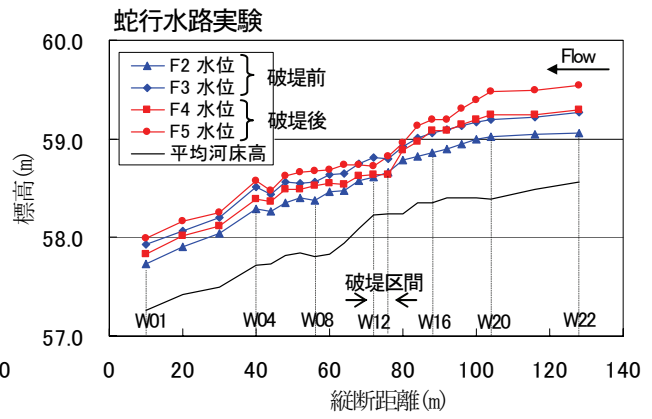


図-6 水位レベル測量値と圧力式水位計観測値の比較

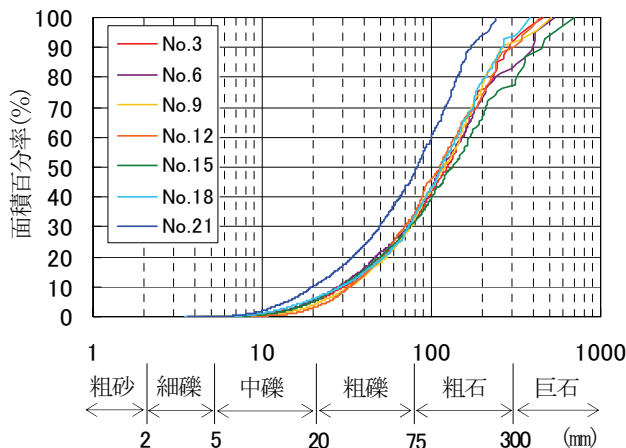


図-7 水位レベル測量値と圧力式水位計観測値の比較

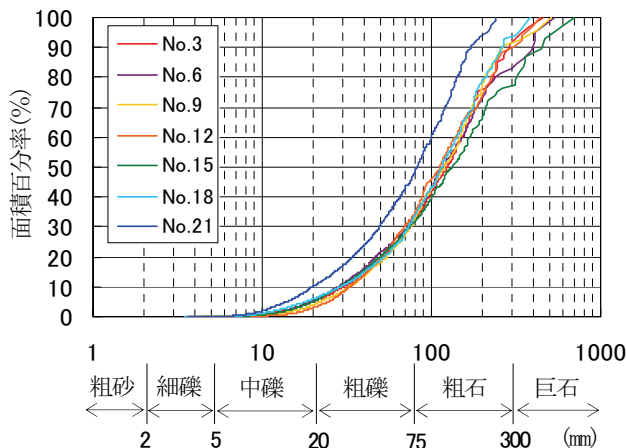


図-6 河床材料粒度分布と粒径区分(直線水路実験)

ように破堤したかは本研究にとっては問題ではない。測定項目は、水位、流量、河床縦横断形状、河床材料粒度分布である。特に水位は、時空間的に密に設置された圧力式水位計による観測に加え、レベル測量による水面高の測定も同時に行っている。計算法の妥当性の確認のため、本川の上下流2断面、氾濫水路1断面でプライス流速計を用いた流速観測を行っている。

(2) 実験結果と考察

図-4に上流側、下流側と氾濫水路での観測流量の時間変化を示す。図中に示すF1～F8の記号は、各観測時間の名称を示している。水路の上流側、下流側の観測流量ハイドログラフは、直線水路、蛇行水路ともに流量測定時に観測断面の河積を測定し、横断方向3点、鉛直方向2点で流速を測定する。これより流量ハイドログラフを求めた。一方、氾濫水路での観測流量ハイドログラフは直線水路では鉛直方向一点法で求めたため、観測流量の精度が低かったため、上流側観測流量ハイドログラフと下流側観測流量ハイドログラフの差をもって氾濫水路を流下する観測流量ハイドログラフとしている。一方、蛇行水路では上流側、下流側の流量観測断面での測定と同じ方法で氾濫流量を測定したので、氾濫水路では観測流量を

用いている。直線水路実験のピーク流量は $15.8\text{m}^3/\text{s}$ 、氾濫ピーク流量は $2.3\text{m}^3/\text{s}$ であり、全流量の15%が氾濫流出している。蛇行水路実験のピーク流量は $14.7\text{m}^3/\text{s}$ 、氾濫ピーク流量は $4.6\text{m}^3/\text{s}$ であり、全流量の30%が氾濫流出している。この氾濫ピーク流量の差は、蛇行水路実験は、蛇行部[1]の水衝部で破堤しているため、氾濫流量が大きくなっている。図-5に、洪水時の左岸側観測水位と平均河床高の縦断分布を示す。直線水路実験は、実験水路が急勾配であったため（フルード数1.09）、下流側に大石を積み、水位を堰上げている。このため、下流域の水面勾配は小さく、平坦な水面形となっている。破堤前後の水面形を比較すると、決壊点付近（No.10～No.12断面）で水面勾配が大きくなっている。これは、堤防が決壊したことにより本川流量の一部が氾濫水路に流出したことによる。実験結果から、堤防決壊により河道状況の変化が、水面形の時間変化となって明確に現れていることが分かる。図-6は直線水路実験で得られた河床材料粒度分布を示す。粒度分布は河床表面を写真撮影し、その画像を分析する画像解析法によって求められたために、小粒径集団が測定値から一部抜け落ちている。常願寺川は d_{50} を超える河床材料は巨石・粗石であり、石礫河川に分類される。水路は、石礫が河床や河岸に十分な量存在し、広い粒度分布の河床を形成している¹⁸⁾。図-7は蛇行水路実験のピーク流量（F4, F5）の時刻の水位について、レベル測量値と圧力式水位計観測値の比較を示す。

なお、レベル測量を行う際の水面の判断基準として、上下に変動する水面高の中間値を用いている。レベル測量値は、圧力式水位計観測値と比べ、湾曲部において最大で0.13m大きい値が得られている。これは、湾曲部は流れの三次元性が強く、圧力分布が静水圧分布と異なるためである。しかし、流路全体で見ると両者の差は小さく、圧力式水位計を用いた場合、十分な精度で水位の時空間分布が得られていると判断される。

3. 解析方法

(1) 解析概要

堤防決壊によって本川流量が堤内地へ氾濫流出するため、本川の流況が変化し、また、決壊断面とその近傍では局部的に河床変動が生じる。時空間的に密に観測された本川の水面形には、それら流れの変化が明確に現れている(図-5)。本解析は、福岡ら^{9,12)}による水面形の時間変化を解とする二次元非定常流解析法を用い、破堤により流出する氾濫流の影響を反映した本川の水面形の時間変化から氾濫流量ハイドログラフを求めるものである。

(2) 解析方法

基礎式は、一般座標系における非定常平面二次元方程式(1)(2)及び連続式(3)を用いる。

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \tilde{U}}{\partial t} h + \tilde{U} h \left\{ \frac{\partial \tilde{U}}{\partial \tilde{\xi}} - \tilde{J} (\tilde{V} - \tilde{U} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\xi}}{\partial \tilde{\xi}} \right\} + \tilde{V} h \left\{ \frac{\partial \tilde{U}}{\partial \tilde{\eta}} \right. \\ & - \tilde{J} (\tilde{V} - \tilde{U} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\xi}}{\partial \tilde{\eta}} \left. \right\} = -gh \left\{ \frac{\partial \zeta}{\partial \tilde{\xi}} + \cos \theta^{\eta\xi} \frac{\partial \zeta}{\partial \tilde{\eta}} \right\} \\ & - \tau_{z\xi} + \frac{1}{J} \left\{ \frac{\partial}{\partial \tilde{\xi}} \left(\frac{Jh}{d\xi} \tilde{\tau}_{\xi\xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \tilde{\eta}} \left(\frac{Jh}{d\eta} \tau_{\xi\eta} \right) \right\} - \tilde{J} h (-\tilde{\tau}_{\xi\xi} \\ & \cos \theta^{\eta\xi} + \tilde{\tau}_{\xi\eta}) \frac{\partial \theta^{\xi}}{\partial \tilde{\xi}} - \tilde{J} h (-\tilde{\tau}_{\xi\eta} \cos \theta^{\eta\xi} + \tau_{\eta\eta}) \frac{\partial \theta^{\xi}}{\partial \tilde{\eta}} \quad (1) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial \tilde{V}}{\partial t} h + \tilde{U} h \left\{ \frac{\partial \tilde{V}}{\partial \tilde{\xi}} + \tilde{J} (\tilde{U} - \tilde{V} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\eta}}{\partial \tilde{\xi}} \right\} + \tilde{V} h \left\{ \frac{\partial \tilde{V}}{\partial \tilde{\eta}} \right. \\ & + \tilde{J} (\tilde{U} - \tilde{V} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\eta}}{\partial \tilde{\eta}} \left. \right\} = -gh \left\{ \cos \theta^{\mu\xi} \frac{\partial \zeta}{\partial \tilde{\xi}} + \frac{\partial \zeta}{\partial \tilde{\eta}} \right\} \\ & - \tau_{z\eta} + \frac{1}{J} \left\{ \frac{\partial}{\partial \tilde{\xi}} \left(\frac{Jh}{d\xi} \tilde{\tau}_{\eta\xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \tilde{\eta}} \left(\frac{Jh}{d\eta} \tau_{\eta\eta} \right) \right\} - \tilde{J} h (-\tilde{\tau}_{\xi\xi} \\ & + \tilde{\tau}_{\xi\eta} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\eta}}{\partial \tilde{\xi}} - \tilde{J} h (-\tilde{\tau}_{\xi\eta} + \tau_{\eta\eta} \cos \theta^{\eta\xi}) \frac{\partial \theta^{\eta}}{\partial \tilde{\eta}} \quad (2) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} & J \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial \tilde{\xi}} \left(\frac{J\tilde{U}h}{d\xi} \right) + \frac{\partial}{\partial \tilde{\eta}} \left(\frac{J\tilde{V}h}{d\eta} \right) = 0 \quad (3) \\ & \frac{\partial}{\partial \tilde{\xi}} = \frac{\partial}{d\xi d\tilde{\xi}}, \quad \frac{\partial}{\partial \tilde{\eta}} = \frac{\partial}{d\eta d\tilde{\eta}} \end{aligned}$$

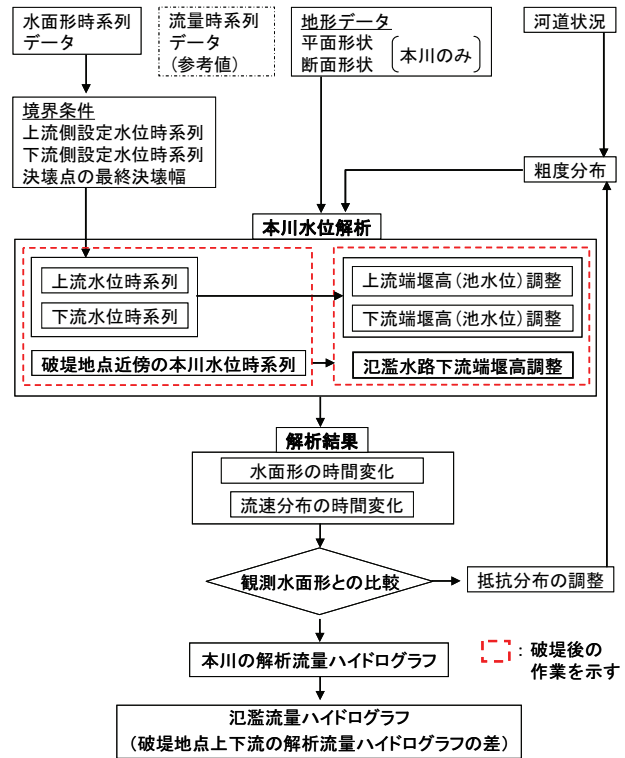


図-8 解析フローチャート

ここに、 (ξ, η) : 一般曲線座標系, $(d\xi, d\eta)$: 一般座標系格子の反変軸上距離, (\tilde{U}, \tilde{V}) : 反変物理流速成分, $(\theta^{\xi}, \theta^{\eta})$: 反変座標軸の角度, $\theta^{\eta\xi}$: 反変軸交差内角, h : 水深, J : ヤコビアン, $\tau_{z\xi}, \tau_{z\eta}$: 底面せん断力項を表す。用いた諸量の定義は文献¹⁰⁾に示されている。

図-8に解析フローチャートを示す。本解析では、観測水位は観測流量に比べて十分精度が高いことから、上下流端境界条件として水位時系列を与えている。

破堤前の解析では、解析領域の上下流端に池と堰を設け、上下流水位設定箇所の観測水位と解析水位が一致するように、堰によって池の水位を調節し、一洪水計算を行う。解析水面形と観測水面形の比較を行い、各時間の本川の解析水面形が観測水面形を再現するように粗度係数分布を調節し、再度洪水解析を行い、得られる解析結果が観測結果と一致するまでこれを繰り返す。

河川の粗度係数は、工学的にきわめて重要な意味を持つ。本論文の解析法は一種の逆解析であるが、粗度係数のような工学的に重要な諸量は、解析アルゴリズムの中で水面形の誤差を最小にするように決める種類のものではなく、河道の各区間の状態を見て、工学的判断に立って決めていくべきものと考えている。わが国の河川においては、洪水流の観測例が多く、粗度係数の値は変動するものの河道特性との関係で、ほぼある範囲の値をとることが分かっている。

破堤後の堤内地への流出流量の時間変化は、破堤点上

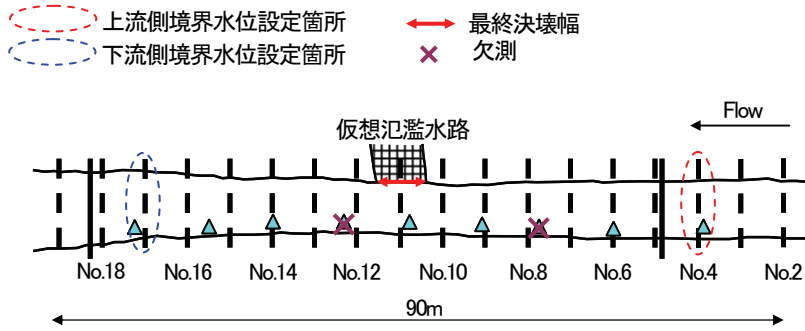


図-9 直線水路実験 解析区間と解析条件

表-1 直線水路の粗度係数

場所	粗度係数 ($m^{-1/3} s$)
No.2~No.4	0.018
No.4~No.9	0.036
No.9~No.19	0.018

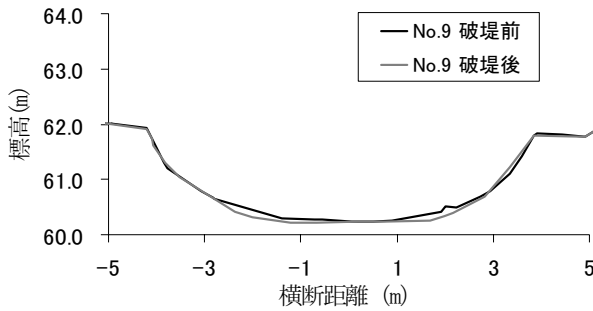


図-10(a) 破堤地点上流側の河床横断形状

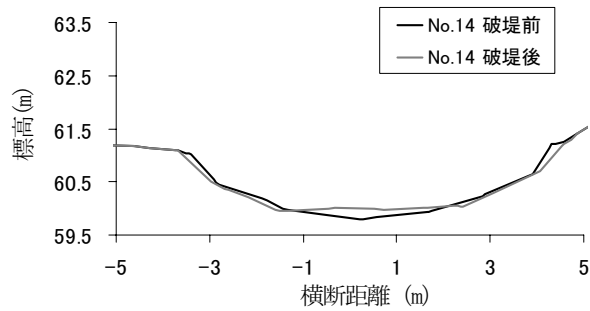


図-10(b) 破堤地点下流側の河床横断形状

流・下流の水面形の時間変化に明確に表れる。本研究の重要な考え方は、水面形の時間変化と破堤地点、破堤幅で与えられる破堤情報から流量ハイドログラフを一意的に求めることができることにある。破堤氾濫に伴う氾濫水路への横方向流れの解析は、本川から分派する派川の流れと同様の考え方を採用している¹²⁾。本川水路と氾濫水路とで解析メッシュを別々に用意し、破堤地点においてこの2つの解析メッシュを2メッシュ分重ね合わせている。まず、本川水路の解析により得られた破堤地点際の水位と流速を、氾濫水路メッシュの上流端境界条件とし、氾濫水路の流れの解析を行う。次に、氾濫水路の解析により得られた破堤地点際の水位と流速を、本川水路の破堤地点際の境界条件とすることで、自身の格子点データでは解くことの出来ない物理量を、他点の格子点データで補い、計算を行っている。

河道流量と氾濫流量の配分量は、破堤地点を挟む上下流において、水位観測断面を数箇所選定し、各断面における観測水位と計算水位の差が全体的に小さくなるように、かつ、本川全長の解析水面形が観測水面形を全体的に再現するように氾濫水路下流端に設けた堰の高さを調節することで求めている。

4. 直線水路実験と解析結果の考察

(1) 直線水路実験・解析条件

図-9は直線水路実験の解析区間と解析条件を示す。実験は2005年11月16日13時00分から15時30分までの2時間30

分行われており、解析対象区間はNo.2からNo.19までの90mである。水位は圧力式水位計により約8m間隔で、2秒毎に観測されている。同時に5m間隔で15分毎にレベル測量も行っている。上流側境界水位設定箇所はNo.4、下流側境界水位設定箇所はNo.17である。氾濫流量を決定する際の決壊点近傍で特に重きを置く水位箇所として、No.9、No.14を用いている。仮定の氾濫水路の幅には、最終決壊幅を用いている。解析に用いる粗度係数は、堤防決壊直前の水面形を全体的に説明できる値として、表-1に示す各区間全体にわたって一定の粗度係数値を与える。流れがほぼ一様であるNo.4より上流側とNo.9より下流側には0.018を用いている。また、No.4~No.9の間では、上流側からの水面勾配の大きな流れと、下流側の堰上げによる水面勾配の小さな流れとの間の混合に起因するエネルギー損失のため、0.036を用いている。図-10(a)、(b)はそれぞれ破堤地点上流側と下流側の河床横断形状を示す。解析に用いる本川水路の縦横断面形状には、実験終了後の測量結果を用いている。実験は事前に最大流量を通水することで形成された安定な河床、河岸を有する水路で行われており、実験前後の流路の変動は小さく河床は固定床として扱っている。解析格子は、本川水路では縦断方向に120分割、横断方向に12分割、氾濫水路では縦断方向に10分割、横断方向に10分割されている。

(2) 結果と考察

図-11(a)~(c)に、直線水路実験の流量上昇期、ピーク流量付近、流量下降期における左岸側観測水面形と観測水面形に合うように求めた左岸解析水面形を示す。各時間において解析水面形は観測水面形を全体的に再現で

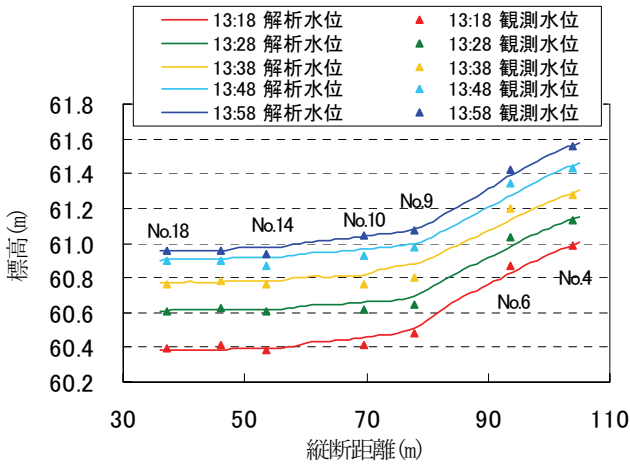


図-11(a) 観測水面形と解析水面形の比較(流量上昇期)

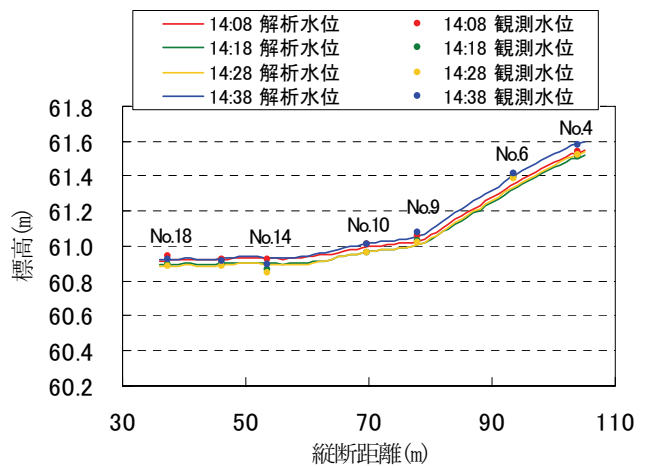


図-11(b) 観測水面形と解析水面形の比較(ピーク流量付近)

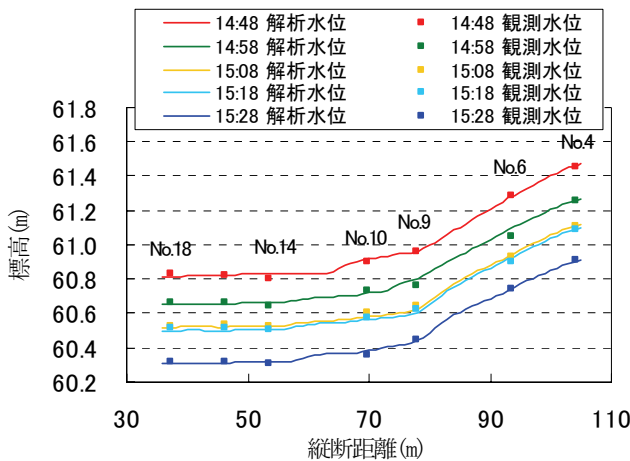


図-11(c) 観測水面形と解析水面形の比較(流量下降期)

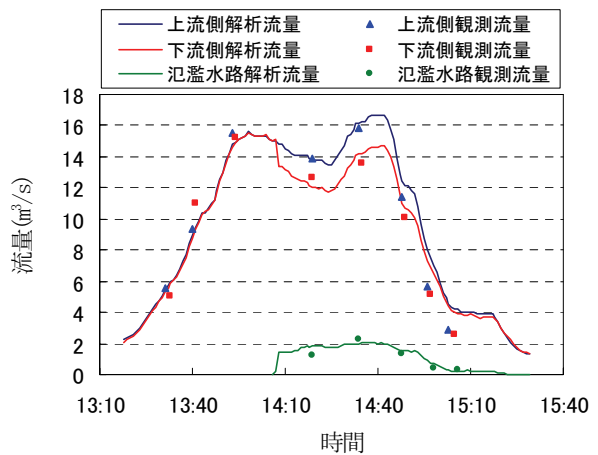


図-12 観測流量と解析流量の比較(直線水路)

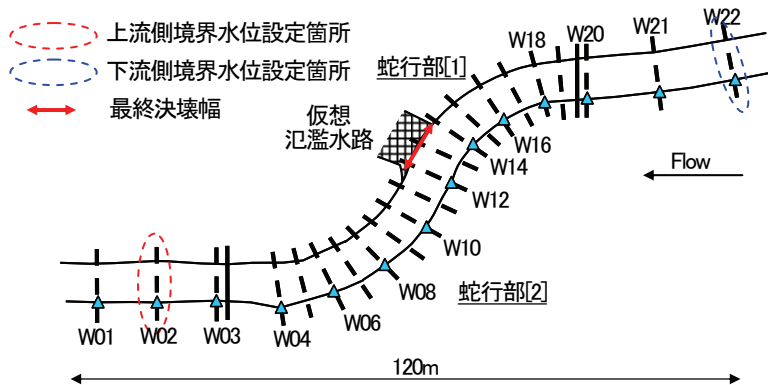


図-13 蛇行水路実験の解析区間と解析条件

表-2 蛇行水路の粗度係数

場所	粗度係数 (m ^{-1/3} s)
W01~W03	0.018
W03~W06	0.040
W06~W11	0.018
W11~W17	0.040
W17~W22	0.018

きています。特に堤防決壊後の流量ピーク付近・流量下降期においては、決壊点付近の本川から氾濫流出することで生じる水面勾配の変化を適切に再現できている。

図-12は観測流量と解析流量のハイドログラフを示す。2. (2) で述べたように、上流側観測流量と下流側観測流量の差を氾濫水路を流下する観測流量としている。観測流量と解析流量を比較すると、解析流量は観測流量を全体的に良く再現している。流量下降期において、相対的に解析流量と観測流量の差が大きくなっているのは、破堤直前の水面形を基に粗度分布を決定しているため、破堤後の流量規模が小さくなるにつれて、粗度分布が合わ

なくなったためである。

実験結果と解析結果の比較から、破堤の影響を反映した本川の水面形の時間変化を再現するように二次元非定常流解析を行うことで、氾濫流量ハイドログラフが高精度で得られることが示された。

5. 蛇行水路実験と解析結果の考察

(1) 蛇行水路実験・解析条件

直線水路実験と解析から、氾濫流量が精度良く算定できることを示した。しかし、一般的に堤防決壊は湾曲部

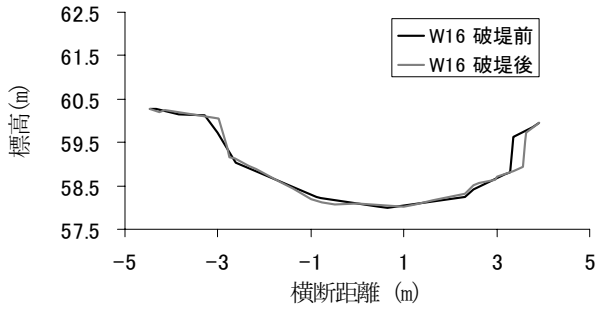


図-14(a) 破堤地点上流側の河床横断形状

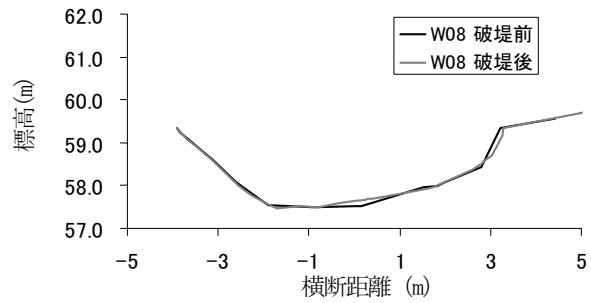


図-14(b) 破堤地点下流側の河床横断形状

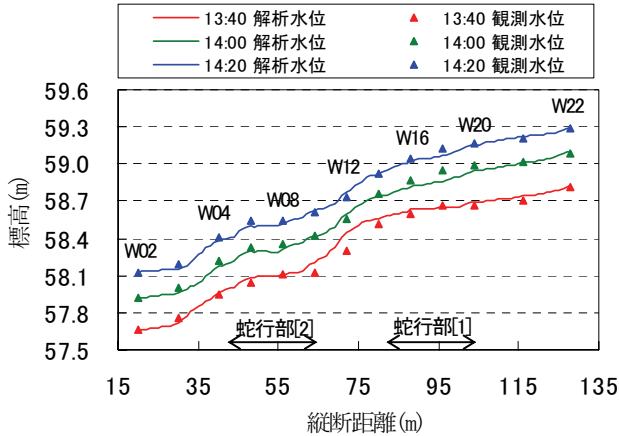


図-15(a) 観測水面形と解析水面形の比較(流量上昇期)

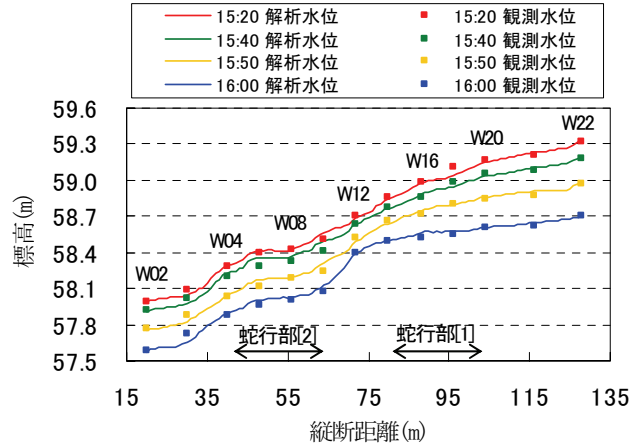


図-15(c) 観測水面形と解析水面形の比較(流量下降期)

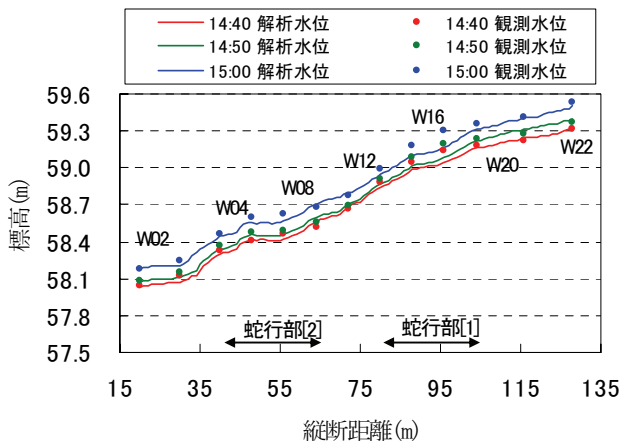


図-15(b) 観測水面形と解析水面形の比較
(ピーク流量付近)

の水衝部で生じることが多いと言われている。そこで、蛇行水路実験では、より現実的な破堤として、蛇行水路水衝部からの破堤氾濫に対し、本解析手法を適用し検討を行う。図-13に蛇行水路実験の解析区間と解析条件を示す。実験は2006年10月18日13時00分から16時00分の3時間行われている。蛇行水路実験の解析対象区間は、W01からW22までの120mである。圧力式水位計は約8m間隔に設置され、2秒毎に観測されている。同時に4m間隔で20分毎にレベル測量も行っている。上流側境界水位設定箇所はW22、下流側境界水位設定箇所はW02である。氾濫流量を求めるための決壊点近傍の重きを置く水位箇所は、W08、W10、W12、W14の4断面である。決壊幅は直

線水路における解析と同様に、最終決壊幅を用いている。解析に用いる粗度係数を表-2に示す。実験水路上流側のW17~W22区間、下流側のW01~W03区間、蛇行部[1]と[2]の遷移区間であるW06~W11区間では、蛇行部と比べ直線的な流れと考えられるため粗度係数0.018を、激しい蛇行流れであるW03~W06、W11~W17の区間では0.040を用いている。蛇行区間で大きな抵抗が生じる原因は、流線の曲がりによる壁が受け持つ圧力抵抗分と底面摩擦抵抗分からなる。これらを分離して議論することは困難であるので、本解析では、マンニングの粗度係数を用いて評価している。図-14は破堤地点上流側と下流側の河床横断形状を示す。本川水路の縦横断面形状には、直線水路実験と同様に実験終了後の測量結果を用い、解析では固定床として扱っている。決壊点付近では決壊が生じることで主流の向きが変化するため、多少の河床変動が生じているものの、決壊部付近を除いては河床変動が小さいためである。解析格子は、本川水路では縦断方向に130分割、横断方向に12分割、仮定の氾濫水路では縦断方向に10分割、横断方向に10分割されている。

(2) 結果と考察

図-15(a)~(c)に蛇行水路実験の流量上昇期、ピーク流量付近、流量下降期における左岸側観測水面形と観測水面形に合うように求めた解析水面形を示す。各時間において解析水面形は観測水面形を全体的に再現することができている。流量ピーク付近では、蛇行部[1]と蛇行

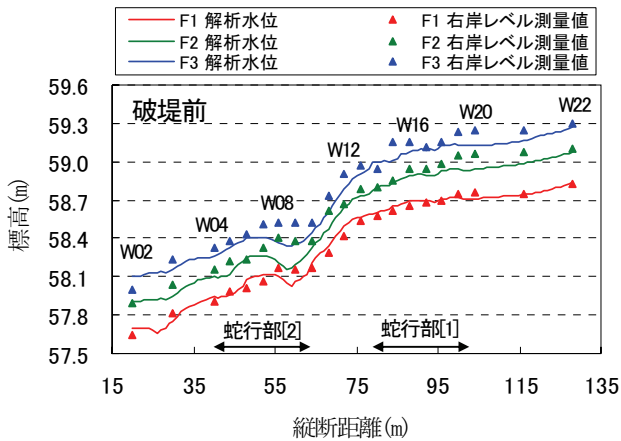


図-16(a) 右岸側水位レベル測量値と解析水位の比較

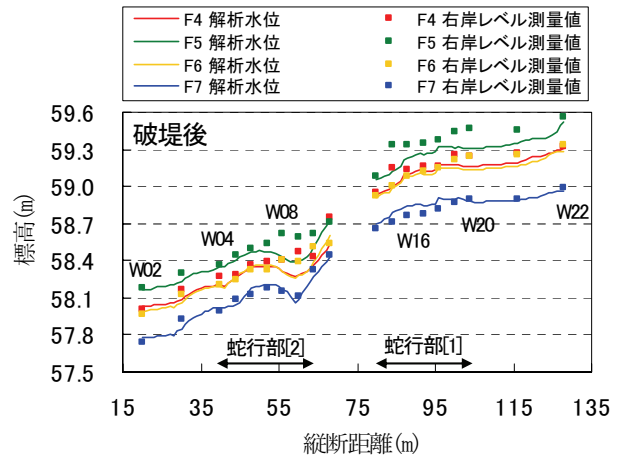


図-16(b) 右岸側水位レベル測量値と解析水位の比較

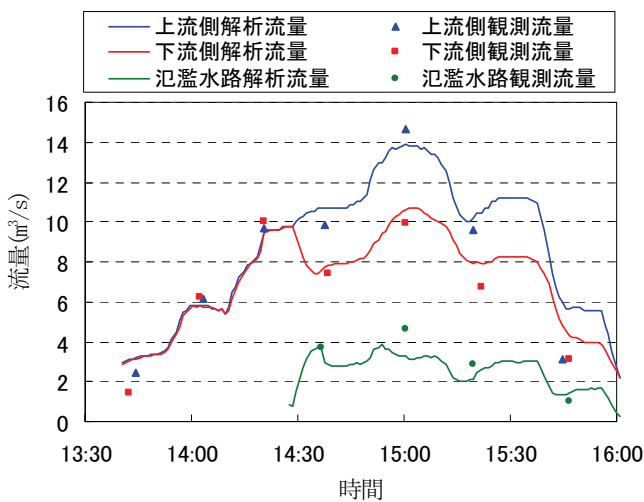


図-17 観測流量と解析流量ハイドログラフの比較

部[2]で観測水面形と解析水面形の差がやや大きくなっている。図-16(a)～(b)に破堤前後の右岸側水位のレベル測量値と解析水面形の比較を示す。右岸側水位はレベル測量でのみ測られており、多少のばらつきが見られる。特に、水衝部となる蛇行部[1]では、流量上昇期からピーク流量付近にかけて水面形の堰き上げが見られる。これは、側岸に巨石が突起し、大きな抵抗を及ぼすことにより、流れが堰き上げられたためである。蛇行部の湾曲は大きく、三次元性の強い流れ場になっており、圧力分布が静水圧分布と異なっていると考えられる。このため、静水圧分布を仮定している二次元浅水流方程式では湾曲の大きい蛇行流れの局所的な機構までを再現することは難しい。また、解析では堤防決壊後の河床形状を用い、堤防決壊直前の水路左岸側の水面形から粗度分布を決定しているため、右岸側においては河床形状と粗度分布が必ずしも合っていないことが考えられる。事実、右岸側の決壊点付近の水位レベル測量値と解析値を比較すると、再現性が低くなっている。これは、固定床で解析を行っているが、実際は決壊点付近で河床形状が変化しているためと考えられる。しかし、氾濫流量ハイドログラフの

ようなマクロな水理量の算定には、水面形の時間変化の解析値と観測値が流路全体にわたって平均的に対応していればよい。以上のことから、蛇行水路においても解析水面形が観測水面形を概ね再現できていると考えてよい。

図-17に観測流量と解析流量の比較を示す。流量観測値に通常の洪水流量ハイドログラフでは見られないような大きな流量変動が見られる。これは、実験水路で大流量が流下している状態において、上流端で開口部の大きさを調節し、流量ハイドログラフを作ることが大変困難な作業であり、その時の測定された流量をもってハイドログラフを構成しているためである。それにもかかわらず水面形の時間変化から求めた解析流量ハイドログラフは、観測流量ハイドログラフをよく再現している。流量上昇期と比べ流量下降期において解析精度が低くなる。流量下降期は、破堤することで生じた河床変動により、粗度分布が合わなくなったため、解析流量の精度が若干低くなったものと考えられる。

以上、直線水路と蛇行水路を用いた現地での大掛かりな実験結果に対し、本解析法は、工学的に必要な精度で氾濫流量ハイドログラフを算定できることを示した。

6. 従来の氾濫流量計算法の評価

これまで、現地での氾濫解析には、堤内地への氾濫流量を見積もるため、越流公式が用いられている。越流公式を適用するには、決壊断面形状、決壊点近傍の水位が必要であるが、実際の堤防決壊現象は、時々刻々と河道状況が変化しており、特に決壊点付近で精度の高い情報を得ることは不可能に近い。また、河道条件や破堤条件の異なる堤防決壊に対して、越流公式を一律に適用することが良いか等検証する必要がある。溢水や越流による氾濫流量に関しては、秋山ら⁹⁾が検討し、越流公式を用いることの課題を整理している。

本章では従来の氾濫流量の計算方法を常願寺川現地破

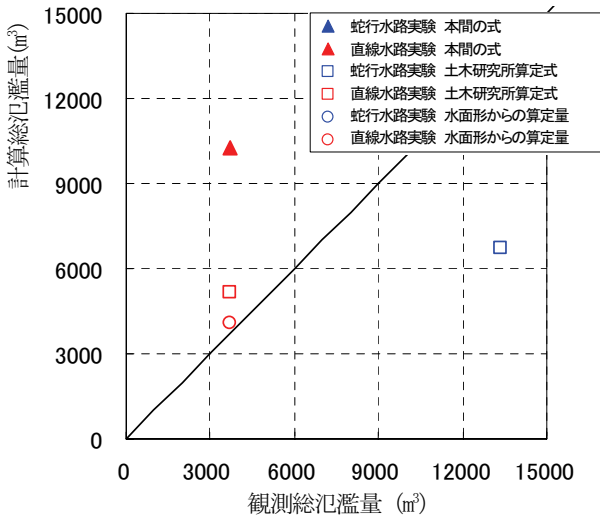


図-18 現地実験観測値と各算定計算値の比較

堤氾濫実験に適用し、破堤氾濫に越流公式を用いる場合の問題点について検討を行う。

(1) 従来の氾濫流量計算方法

堰からの越流量を評価する本間の正面越流公式³⁾は、越流状態により式(4)、(5)で表される。

$$\text{完全越流の場合 } Q_0 = 0.35h_1B\sqrt{2gh_1} \quad (4)$$

$$\text{もぐり越流の場合 } Q_0 = 0.91h_2B\sqrt{2g(h_1 - h_2)} \quad (5)$$

ここに、 h_1 、 h_2 は堤防決壊地点の敷高から見てそれぞれ高い方の水位、低い方の水位、 Q_0 は越流量、 B は決壊幅、 g は重力加速度を示す。

また、土木研究所⁴⁾²⁰⁾では本間の式を修正した氾濫流量算定式(6)、(7)、(8)を提案している。この式は河床勾配を変化させた直線水路において横越流現象を再現する実験を行い、洪水流が決壊部へ流入する流入角と、決壊部に生じる死水域を考慮し導いたものである。

ここに、 Q は氾濫流量、 Q_0 は本間の式から算出された越流量、 I は河床勾配を示す。

$I > 1/1580$ の場合

$$Q/Q_0 = (0.14 + 0.19 \times \log_{10}(1/I)) \times \cos(48 - 15 \times \log_{10}(1/I)) \quad (6)$$

$1/1580 \geq I > 1/33600$ の場合

$$Q/Q_0 = (0.14 + 0.19 \times \log_{10}(1/I)) \quad (7)$$

$1/33600 \geq I$ の場合

$$Q/Q_0 = 1 \quad (8)$$

(2) 常願寺川現地実験への適用結果と考察

図-18に計算総氾濫量を縦軸に、観測された総氾濫量を横軸に選び、本間の式、土木研究所算定式、水面形の

時間変化に基づく本解析のそれぞれの計算値を比較して示す。氾濫流量 (m^3/s) でなく、総氾濫量 (m^3) を用いた理由は、破堤により流出する氾濫の全ボリュームが重要なためである。越流状態は完全越流を仮定し、決壊幅はスケールと共に撮影したビデオ映像から抽出している。計算総氾濫量はそれぞれの観測時間についての水理量、地形量を用い、本間の式、土木研究所算定式、そして水面形の時間変化からの著者らの算定量について、得られた各時間の計算流量を直線で補間し時間積分することで算出している。また、横軸の観測総氾濫量も各時間に観測された流量から同様な方法で算出している。本解析法により得られた計算総氾濫量は、観測総氾濫量を精度良く表現している。また、蛇行水路実験については本間の式から算出した総氾濫量は観測値を説明する結果となっている。しかし、これは、偶然の結果と考えるべきであろう。本間の式や土木研究所の氾濫流量算定式を用いて氾濫流量を評価するには、決壊点近傍の水位と決壊断面積の時間変化が必要である。常願寺川の現地実験ではこれらの値を観測し、これを計算に用いることができたが、実洪水において決壊断面の河積の時間変化を正しく知ることは困難であり、決壊点では少なくとも二次元的な流れとなるため、決壊点近傍の水位、及び流量ハイドログラフを一次元解析法で求める計算方法は、低い計算精度とならざるを得ない。

以上の検討から、誤差を伴う決壊断面積や破堤点近傍の水位を用いる従来の方法よりも、水面形の時間変化から決壊点上下流の解析流量の差として氾濫流量を求める本計算方法が、物理的に正しく解析の信頼性が高いことがわかる。ただし、本間の式、土木研究所の算定式は概略の氾濫量を求めるには有用な方法である。

7. 本解析手法の実河川への適用方法と課題

直線水路実験、蛇行水路実験と解析では、詳細に観測された水位時空間分布を用いて氾濫流量ハイドログラフの評価を行った。しかし、水位計の設置数が多い河川でも、数km間隔でしか水位計が設置されていない。このため、堤防決壊が何時何処で発生するか予測が困難である河川において、氾濫流量を精度良く求めるには、現状の水位観測体制を踏まえた上で対策を講じることが重要である。本章では本解析手法の実河川への適用方法に関する検討と、そのための、水位観測手法、今後の水位観測体制の整備について述べる。

(1) 破堤点上流と下流の流量ハイドログラフの差から氾濫流量ハイドログラフの評価

堤防決壊が生じた場合、その影響は破堤地点近傍だけ

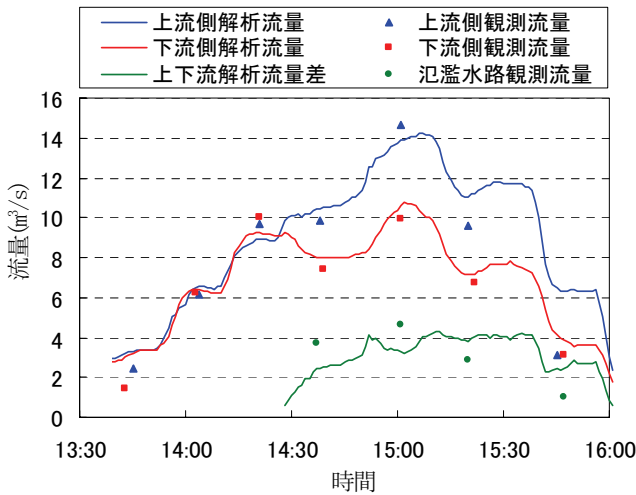


図-19 上下流解析流量の差から求めた氾濫流量と観測氾濫流量の比較(蛇行流路)

でなく本川全体に現れる。従って、本川水路の破堤地点の上流側と下流側の各々において、前節まで示した二次元非定常流解析を行い、流量ハイドログラフを求めることで、本川上下流の流量の差として氾濫流量ハイドログラフが得られると考えられる。そこで、蛇行水路実験について、決壊点上流側と下流側で別々に解析を行い、上下流の解析流量の差から氾濫流量の評価を行う。

破堤地点上流側の解析では、境界条件としてW22, W20を用いており、下流側の解析では、境界条件としてW08, W02を用いている。粗度係数は表-2に示す値を用いている。

図-19に蛇行水路実験の観測流量、破堤地点より上流側で求めた解析流量、下流側で求めた解析流量とその差として求めた氾濫流量を示す。図-17に示す直線流路における解析結果と同様に、上流側と下流側で行った解析流量ハイドログラフの差は氾濫流量ハイドログラフをほぼ再現できている。

検討結果より、水位計が破堤部から離れた位置に設置され、破堤部で詳細な水位時空間分布のデータが得られない河道においても、本川水路の全体的な水面形を再現するように解析を行うことで、本川上下流の流量差として、氾濫流量を評価することができることを示した。この場合、破堤地点を挟む上流・下流の流量算定地点の距離が長くなると、この区間での河道貯留量が無視できなくなる。2地点間の距離は、大きくとらないようにする。

(2) 氾濫流量ハイドログラフのリアルタイム評価のためのレーザ水位観測手法

わが国の河川では、一般に、自記水位計は約10km間隔で設置されている。このため、現状の水位観測体制では水面形の時間変化をリアルタイムに正しく把握することは難しい。これに対して、新しい観測技術である航空レーザ測量を用いた水位観測方法を用いることで水面形

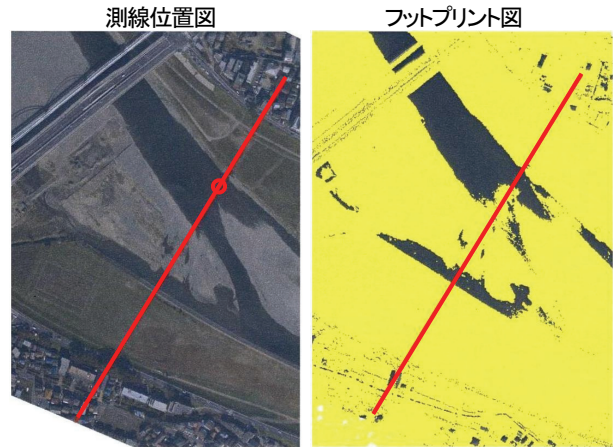


図-20 航空レーザ測量による測線位置と測量状況(石原水位観測所)

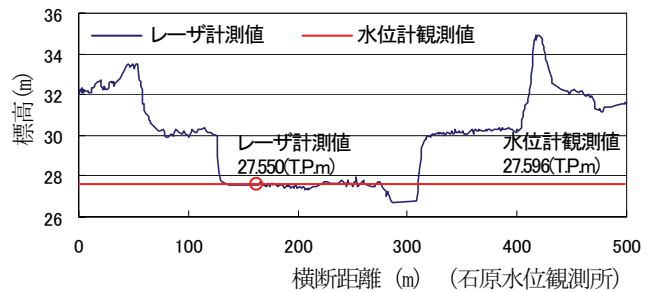


図-21 航空レーザ測量による水位の観測結果

の時間変化の密な情報を素早く得ることができ、水位計の設置位置や破堤位置に関係なく、本解析法を用いて氾濫流量ハイドログラフを迅速に得ることができることを示す。

多摩川水系の多摩川と浅川において、水位観測所の観測水位と同時刻に測られた航空レーザ測量による水位観測結果を比較し、水位観測における航空レーザ測量の適用性を調査した。水位観測所の観測水位と航空レーザ測量の比較は、多摩川の玉川、石原、日野橋水位観測所、浅川の高幡橋、浅川橋水位観測所で行われた。なお、本検討は航空レーザ測量による水位観測値の精度の検証を目的に行われているため、洪水時でなく平水時に行われている。図-20に多摩川石原水位観測所地点の航空レーザ測量による測線位置とフットプリント図を示す。フットプリント図の黄色点で示す地点においてレーザ計測が行われている。水面はレーザ光が鏡面反射しやすく、レーザの反射率が低くなるため、計測を行うことができない箇所が見られる。航空レーザ測量により、水面のデータを直接取得できている箇所はその高さを示し、水面のデータが直接取得できていない箇所は水域に最も近い地点の地盤高を水際の標高として抽出し、同地点の水位観測所の観測水位と比較している。図-21に航空レーザ測量による水位の観測結果を示す。観測値にノイズが見ら

表-3 観測水位とレーザ計測値の比較

	観測所名	観測水位 (T.P.m)	レーザ計測 水位(T.P.m)	差分(m)
多摩川	玉川	6.016	6.040	0.024
多摩川	石原	27.596	27.550	0.046
多摩川	日野橋	63.886	63.660	0.226
浅川	高幡橋	64.196	64.220	0.024
浅川	浅川橋	111.946	111.900	0.046
	平均値			0.073

れない箇所は、水面の欠測している地点を表している。両者を比較すると、航空レーザ測量による水位観測結果は、水位観測所の観測水位を数cmの誤差で観測出来ている。表-3に観測水位とレーザ計測値の比較を示す。航空レーザ測量による水位抽出値（レーザ計測水位）と、水位観測所における観測値を比較した結果、その誤差は最大で22.6cm（日野橋）、5箇所の平均値は7.3cmであり、日野橋を除けばおおむね±10cm程度の精度で推移を把握できるという結果となった。

破堤氾濫の前後で、河川の上空から航空レーザ測量による計測をある時間間隔で数回行い、水面形の時間変化の観測を行う。入力されている河川の縦横断面等と破堤前、破堤中に得られた水面形の時間変化を用い、本解析を行うことで氾濫流量ハイドログラフを短時間で得ることが可能になると考える。同時に氾濫域でも航空レーザ測量を行い、氾濫流の広がりや進行状況を把握し、氾濫予測の精度向上に努めることによって、氾濫域を含めた高精度の氾濫予測が可能となると考えている。

最後に、本手法の適用を進めるに当たっての見通しと実用性について、著者らの考えを述べる。これまで、氾濫解析に本間の式や土木研究所の式を用いている主たる理由は、全国の河川の洪水解析、氾濫解析を対象としたときに、河道の解析には一次元解析法を適用せざるを得ない背景があると思われる。しかし、洪水氾濫頻度の増大がより現実的に、深刻になってきた今日、少なくとも二次元的な現象である洪水氾濫に対して、いつまでも一次元計算法に拠ることは望ましいことではない。しかし、提案した二次元解析法を実際の破堤氾濫解析に使うためには、洪水流と河道データをあらかじめどこまで整備しておく必要があるかが重要なポイントである。本手法の適用は、洪水データ、河川の縦横断面測量データ、粗度係数値、樹木繁茂範囲、平面二次元解析の解析メッシュ等のデータが河道の相当区間にわたって整っている国管理の河川から始めることになる。航空レーザ測量によって洪水流の水面形の時間変化が観測されたときに、水面形データを用いてオンラインで各時間の氾濫流量計算を可能にするには、あらかじめこれらのデータがセットされていることが必要になる。破堤氾濫流量を求める準備段階として、破堤氾濫を伴わない洪水流について、河道の任意地点の流量ハイドログラフがどの程度の時間でどの

程度の精度で解析可能かをデータセットの作り方とともに検討することから始めるとよいと考える。これらの検討とともに、洪水時の航空レーザ測量による水位観測の精度と実用上の課題、実際に運用可能か等を検討しなければならない。また、水防活動に利用するため、リアルタイムに航空レーザ測量による水位観測値を解析に利用するための、データ取得から処理に要する時間を短縮化する等の技術の確立や、観測体制を整えていくことが必要である。

8. 結論

2005年、2006年に常願寺川の砂州上に水路を開削し、破堤実験を行い、観測された氾濫流量ハイドログラフを精度良く求めるための解析手法を構築し、その妥当性の検討を行った。次に、本解析方法の河川への適用方法について検討を行った。さらに、従来の氾濫流量の計算法を常願寺川現地実験に適用し、その適用性と問題点について検討を行った。

以下に得られた結論を示す。

- (1) 堤防決壊により氾濫流出する流量を反映した本川の水面形の時間変化と最終決壊幅を用い、二次元非定常流解析を行うことで、氾濫流量ハイドログラフを評価する解析方法を構築した。実験結果と解析結果の比較から、本解析法は、氾濫流量ハイドログラフを精度良く評価できることを示した。
- (2) 従来の堰の公式を用いる計算法を常願寺川の破堤実験に適用し、課題を示した。破堤時には、決壊幅、破堤地点近傍の水位等の観測値を得ることが困難であるため、水面形の時間変化から氾濫流量を求める本解析法が望ましいことを示した。
- (3) 本解析法の実河川への適用に対しては、破堤地点の上下流で別々に水面形の時間変化を再現するように解析を行うことで、上下流の解析流量の差として氾濫流量ハイドログラフが評価できることを示した。
- (4) 航空レーザ測量により洪水時の水面形の時間変化を観測し、本解析法を適用することで、水位計の設置位置や破堤位置に関係なく氾濫流量ハイドログラフを評価することが可能であることを示し、実用に供するための技術課題を整理した。

謝辞：東京建設コンサルタント渡邊明英氏（当時広島大学助教授）、建設環境研究所井内拓馬氏（当時広島大学大学院生）に、実験や解析でお世話になった。また、航空レーザ測量によるデータと水位観測データの比較は、著者らと国土交通省京浜河川事務所、(株)アジア航測と著者らの共同で行ったものである。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 中川 一：第 11 章，破堤災害の防止・軽減に向けて，豪雨・洪水災害の減災にむけて—ソフト対策とハード整備の一体化，辻本哲郎編，pp.244-267，技報堂出版，2006.
- 2) 福岡捷二：第 10 章，豪雨災害対策の技術課題，豪雨・洪水災害の減災にむけて—ソフト対策とハード整備の一体化，辻本哲郎編，pp.222-243，技報堂出版，2006.
- 3) 本間仁，安芸皎一：物部水理学，pp. 215-241，岩波書店，1962.
- 4) 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，第 38 巻，第 11 号，pp.56-61，1996.
- 5) Sanders, B. F. and Katopodes, N. D.: Active flood hazard mitigation. I: Bidirectional wave control, *Jornal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.125, No.10, pp.1057-1070, 1999.
- 6) 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.
- 7) 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.619-696, 2006.
- 8) 辻本哲郎，鷺見哲也，寺本敦子，前田 和：破堤拡大過程と河川特性の関係について，河川技術論文集，第 11 巻，pp.121-126, 2005.
- 9) 福岡捷二，渡邊明英，原 俊彦，秋山正人：水面形の時間変化と非定常二次元解析を用いた洪水流量ハイドログラフと貯留の高精度推算，土木学会論文集，No.761/II-67, pp.45-56, 2004.
- 10) 福岡捷二：洪水の水理と河道の設計法，森北出版，2005.
- 11) 福岡捷二，永井慎也，佐藤宏明：河道合流部を含む本・支川の流量ハイドログラフ，貯留量の評価—利根川・渡良瀬川の平成 13 年 9 月洪水を例として—，水工学論文集，第 49 巻(1), pp.625-630, 2005.
- 12) 福岡捷二，渡邊明英，田端幸輔，風間聡，牛腸宏：利根川・江戸川分派点を含む区間における流量ハイドログラフと粗度係数・樹木群透過係数の評価，水工学論文集，第 50 巻，pp.1165-1171, 2006.
- 13) 福岡捷二，昆 敏之，岡村誠司：鶴見川多目的遊水地の洪水調節効果の評価—河道の水面形の時間変化を考慮した非定常二次元解析法の適用—，土木学会論文集 B, Vol.63, No.3, pp.238-248, 2007.
- 14) 福岡捷二：洪水流の水面形観測の意義と水面形に基づく維持管理技術，河川技術論文集，第 12 巻，pp.55-60, 2006.
- 15) 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.
- 16) 福岡捷二，寺沢直樹，山崎憲人，塚本洋祐：巨石を有する礫床河川の水理，河川技術論文集，第 13 巻，pp.339-344, 2007.
- 17) 塚本洋祐，福岡捷二，須賀正志，澤原和哉，長田健吾：石礫河川の粒度分布特性と安定河道形状，河川技術論文集，第 14 巻，pp.7-12, 2008.
- 18) 福岡捷二，長田健吾，安部友則：石礫河川の河床安定に果たす石の役割，水工学論文集，第 52 巻，pp.643-648, 2008.
- 19) 航空レーザ測量データを使用した増水時の水面形観測について，アジア航測（株），国土交通省京浜河川事務所，2008.
- 20) 建設省土木研究所：氾濫シミュレーション・マニュアル（案）—シミュレーションの手引き及び新モデルの検証—土木研究所資料，第 3400 号，1996.

(2008. 6. 10 受付)

CALCULATION METHOD OF INUNDATION DISCHARGE HYDROGRAPH
FROM THE TEMPORAL CHANGES IN WATER SURFACE PROFILES
DUE TO RIVER LEVEE BREACH

Tomonori ABE, Shoji FUKUOKA and Yosuke TSUKAMOTO

For predicting discharge hydrograph and progress of inundation flow caused by the levee breach, it is important to evaluate inundation discharge hydrograph precisely. In this study, utilizing that the change in hydraulic and geometrical conditions during the flood appears in the temporal changes in water surface profiles, we developed a numerical computation model to estimate inundation discharge hydrograph using the unsteady two-dimensional flow equations and the temporal changes in water surface profiles including effects of the levee breach. To verify the validity of the numerical model, we carried out field experiments of levee breach of a channel constructed on a bar in the Joganji River. Comparing with experimental and calculation results, we showed that this method was useful to evaluate the inundation discharge hydrograph by the levee breach. Furthermore, we raised issues to be solved for application of this method to real time inundation prediction of real rivers.