# 拡幅過程を考慮した破堤氾濫流量の予測法に関する検討

九州工業大学工学部	学生会員	〇和田	浩輔	九州工業大学大学院	フェロー会員	秋山壽一郎
九州工業大学大学院	正 会 員	重枝	未玲	九州工業大学大学院	学生会員	岩本 浩明

#### 1. はじめに

本研究は,浸水予測の精度向上の観点から,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 を用いた河道・氾濫域包括解析<sup>1)</sup>(以下「本解析法」という)と土質構成が異なる堤体を用いた横越流状態の越水 破堤の模型実験に基づき,破堤氾濫流量の予測法について検討したものである.

#### 2. 実験の概要

河道部・堤防部は、矩形断面水路(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,堤防敷幅T)を設置し、堤防部の一部 の区間(長さS)に砂質堤体(CaseA)および細粒分を含む堤体(CaseB)を 設けたものである.河道部右岸側は壁面,氾濫原部の境界①と③は壁 面,境界②は刃形堰(堰高s=0.03(m))になっており,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.実験装置と重要な 諸量を図-1に、堤体の諸元を表-1に示す.

実験は、堤体天端に切欠(幅0.03(m))を設け、河道部上流から一定流 量Q<sub>IN</sub>(=0.0106(m<sup>3</sup>/s))を通水し、完全越流~もぐり越流状態の越水破堤 を再現した.なお、実堤との相似則は考慮していない.

測定項目は、氾濫流量の時系列Q(t)、氾濫流の流出角度の時系列θ(t)、 越流状態(完全/もぐり)、平面的な拡幅過程、破堤ロ形状および破堤部 近傍での堤内外水位である.Q(t)はQ(t)=Q<sub>IN</sub>-Q<sub>OUT</sub>(t)より算定した.θ(t) はPTV解析より求めた.越流状態は破堤部での波紋より推定した.平 面的な拡幅過程は堤体上部より撮影した動画から把握した.破堤ロ形 状は任意の経過時間*t*にてセメントスプレーで固め、レーザー変位計 を用いて3次元的に測定した.さらに、この堤体を用いて定常状態の 破堤氾濫流を再現し、破堤部近傍での堤内外水位をポイントゲージで 求めた.

## 3. 実験結果

図-2は、CaseAでの拡幅過程の経時変化の一例を示したものである. これより、決壊断面近傍の上流・下流側の裏法面・法肩が、流出水に よって局所的に侵食されるとともに、決壊断面の両端でも侵食・崩落 が起こり、拡幅が進行していくことがわかる.また、CaseBについて も同様の拡幅プロセスが確認された.

図-3は、CaseAでのSEC2の破堤口形状を高さ方向については任意の 地盤高Z(t)を堤防高D(t)で、縦断方向についてはZ(t)での拡幅幅L<sub>Z</sub>(t)を図-6 天端拡幅幅L(t)図-7 L<sub>E</sub>(t)/L(t)の経時変化 天端拡幅幅L(t)で無次元化したものの一例を示したものである.これより、破堤口形状は相似形で近似でき、

破堤口断面積A(t)とL(t)の矩形断面形(=L(t)\*D)の面積比は,0.75~0.88となることが確認された.CaseBについて も同様に面積比は0.79~0.88であった.また,図-1に示したSEC1.5~2.5の3断面のうち,SEC2が氾濫流量を規定 している最小断面であることも確認された.この理由から,以下ではSEC2の破堤口形状に基づき議論を進める. 図-4~図-6は,それぞれSEC2における流出角度θ(t),氾濫流量Q(t),天端拡幅幅L(t)の経時変化を示したもの





氾濫流量を評価する方法

L(t)MAXまで一定速度で拡幅させ、実務的な破場

の取り扱い3)に準じて氾濫流量を評価する方法

る時間tにおいて傾向が変化することが確認できる. Q(t)の傾向が変化す る時間は、流れの状態が完全越流からもぐり越流状態へと遷移する時間 実務的:初期天端拡幅幅をL(t)MAXの1/2とし、その後は 方法 と概ね一致していたことから、この時間tを遷移時間tr, trにおけるL(t)を

遷移天端拡幅幅 $L_{T}(t)$ ,拡幅の傾向が変化する時間 $t \ge t_{MAX}$ および $t_{MAX}$ における $L(t) \ge$ 最終天端拡幅幅 $L(t)_{MAX}$ とする. 図-7は,破堤口断面積A(t)が等価な矩形破堤口形状の天端拡幅幅L<sub>E</sub>(t)(=A(t)/D)(以下「等価天端拡幅幅」とい う)と天端拡幅幅L(t)との比L<sub>E</sub>(t)/L(t)の経時変化を示したものである.これより,いずれのCaseにおいても  $L(t)=0~L(t)_{MAX}$ における $L_E(t)/L(t)$ の変化は小さく、0.80~0.88の値を取ることが確認できる.

## 4. 本解析法と本間公式を用いた検討

本解析法では,破堤部における水深h(t)と流速v(t)より単位幅流量q(=hv)を求め,これを天端拡幅幅L(t)で積分 してQ<sub>P</sub>(t)を評価するが、ここでは前述した理由から、SEC2を(h, v)を定める断面とした.解析にあたっては、 河道上流端では一定流量O<sub>N</sub>を,下流端では刃形堰の公式<sup>2)</sup>を用いて,水位h~単位幅流量qの関係を与えた.

図-8は、本実験結果Qと表-3で定義した予測結果 $Q_P$ 、 $Q_H$ を比較したものである、図-8から、 $Q_{PA}$ と $Q_{PB}$ はCaseA ではt=50(s), CaseBではt=80(s)以前で若干過大評価されているものの,氾濫流量を適切に評価できることが確 認できる.これより,氾濫流量の評価において破堤口形状は必ずしも重要ではなく,それと等価な断面積を有 する矩形断面で氾濫流量を評価できることがわかる.一方, $Q_{PC}$ は10%程度過大評価され, $Q_{HB}$ は最大で約30%, Q<sub>HC</sub>は最大で約90%過大評価されることが確認できる.

図-9と図-10は、本実験結果のQと表-3で示した本方法および実務的方法から得られたQpを比較したものであ る. これより,本方法ではL<sub>E</sub>(t)/L(t)=0.80~0.90の範囲であればQ<sub>P</sub>に大きな差異はなく,CaseAでt≒60(s),CaseB では $t_{T}$ 以後で $O_{PA}$ や $O_{PB}$ と同程度に予測できることがわかる.なお、CaseBでは $t_{T}$ 以前で過大評価されているが、 これは、本方法では破堤直後からt<sub>r</sub>まで線形的に拡幅させているためである.一方、実務的方法では、CaseA, Bでそれぞれ*t*=150(s), *t*=180(s)以後で良好に予測できるが, *t*<sub>T</sub>以前では大幅に過大評価することがわかる.これ は、t=0(s)で瞬時に $L(t)_{MAX}$ の1/2を決壊させているためである.

以上からわかるように、① 細粒分を含む堤体では $t_{\rm T}$ 以前ではやや過大評価するものの、 $t_{\rm T}$ と $L_{\rm T}$ (t)が適切に与 えられれば、本方法でL<sub>F</sub>(t)/L(t)=0.80~0.90の一定値とすれば氾濫流量を適切に評価できる. ② このL<sub>F</sub>(t)/L(t)の 値は,破堤口形状が矩形(非侵食性堤体)の横越流破堤実験の知見<sup>4)</sup>,すなわち完全越流状態では破堤部での死水 域幅L<sub>d</sub>を差し引いた有効破堤幅L-L<sub>d</sub>とLとの比である有効疎通率(L-L<sub>d</sub>)/Lが, 0.84(±0.03)程度の一定値を取ること と整合している.これは、崩落による破堤口形状の一時的な変化は生じるものの、図-2で確認されたように全 体的には流出水の侵食により破堤口形状が変化し、最小断面となっているSEC2では矩形破堤口のような顕著な 死水域が生じないためであると考えられる.

## 5. まとめ

本研究では、浸水予測の観点から破堤氾濫流量の予測法について検討を行い、① 本方法で破堤ロ形状を断面 積が等価な矩形断面で置き換え、L<sub>F</sub>(t)/L(t)=0.80~0.90とすることで氾濫流量を妥当に予測できること、② 実務 的方法では完全越流状態の氾濫流量が大幅に過大評価されることが確認された.

参考文献: 1) 例えば, 秋山壽一郎ら: 土木学会論文集B, Vol.63, No.3, pp.224-237, 2007. 2) 椿東一郎: 森北出版, pp.193, 1973. 3) 栗城稔ら: 土研資料第3400号, 1996.4) 秋山壽一郎ら: 水工学論文集, 第55巻, pp.901-906, 2011.