

正面越流による破堤口拡大過程の数値解析

NUMERICAL SIMULATION OF LEVEE BREACH DUE TO OVERTOPPING FLOW

音田慎一郎¹・細田 尚²・JACIMOVIC Nenad³・木村一郎⁴
Shinichiro ONDA, Takashi HOSODA, Nenad JACIMOVIC, Ichiro KIMURA

¹正会員 博(工) 京都大学大学院助教 工学研究科都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

²フェロー会員 工博 京都大学大学院教授 工学研究科都市社会工学専攻 (同 上)

³非会員 博(工) Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Belgrade
(Bulevar kralja Aleksandra 73 11000 Belgrade)

⁴正会員 博(工) 北海道大学大学院准教授 工学研究院環境フィールド工学部門
(〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

Levee breach due to overtopping flows recently occurs in flood events. It is of great importance to understand mechanism of dike failure and predict flows and sediment transport during its process accurately. In this study, numerical simulation of levee breach is carried out using a three-dimensional flow model in porous media and density function methods and a non-equilibrium sediment transport model. A simplified bank erosion model is also incorporated in the simulation. A numerical model is applied to levee breach in the small scale hydraulic experiment. Comparing with the previous experimental results, it is shown that the numerical model can reproduce widening process of bank failure reasonably.

Key Words : levee breach, overtopping flow, numerical simulation

1. はじめに

近年、局地的集中豪雨の出水において、河川堤防の越流、決壊が発生し、堤内地に甚大な被害をもたらしている。従って、既存堤防の安全性評価と強化対策は喫緊の課題であると考えられる。出水時における堤防の安全性を評価するには、出水時における非定常的な流れ（水位や流速）の変化、堤体への浸透、裏法面の洗掘と破堤口の拡幅過程を精度よく予測することが必要である。

破堤時の決壊口の拡大過程については、これまで数多くの研究が行われており、藤田ら¹⁾は越水破堤に関する水理模型実験から、決壊部の拡大過程には、(1)初期の決壊、(2)決壊口の下刻と急激な拡幅の進行、(3)決壊口の拡大、(4)拡幅の終了の4段階があることを示している。また、島田ら^{2), 3), 4)}、飛田ら⁵⁾は千代田実験水路を用いて、正面越流による破堤²⁾と横越流による破堤^{3), 4), 5)}のメカニズムについて詳細に計測している。さらに、渡邊ら^{6), 7)}は決壊口の拡大過程において実スケール(千代田実験水路)に対する模型実験での現象の再現性を考察している。しかし、実験的研究においては堤体の断面形状が限られるため、任意の断面形状に対して検討することができないといった問題点が存在する。

数値解析的研究においても、越流破堤に関する数値解析⁸⁾⁻¹⁴⁾が行われているが、流れ場として越流のみを対象とした水深積分型モデルの適用が一般的であり、天端から裏法面に沿って急激な流れ場の変化を予測する手法としては十分な精度を有しているとは言い難い。また、積分型モデルによる越流場の計算に堤体内の浸透流とサクシオンによるせん断抵抗の増加を考慮した数値モデル¹⁴⁾も提案され、正面越流破堤に適用されているが、横断方向変化を含めた破堤の再現性については十分検討されていない。一方、Jacimovicら¹⁵⁾は一般座標系でのVOF法を用いた3次元数値解析モデルにより堤体内の浸透と越水過程を再現しているが、流れのみを対象としており、乱流モデルも入っていない。また音田ら¹⁶⁾は、密度関数法とポーラスメディア法を組み合わせた3次元流体解析モデルと非平衡流砂モデルを用いて、正面越流による堤防浸食の数値解析を行っているが、より現象が複雑な決壊口の拡大過程については検討されていない。

本研究では、任意のスケールでの破堤過程を精度よく予測できる数値モデルの構築を最終目標とし、まずは室内スケールでの破堤口の拡大過程⁹⁾について数値解析を行った。拡幅の時間変化や洗掘形状について比較することで、数値モデルの適用性を検討した。

2. 数値解析モデル¹⁶⁾

(1) 流れのモデル

3次元流体解析モデルには、非定常流れの水面変動を考慮するため、密度関数法を用いるとともに、3次元数値解析の計算格子において水域、堤体内とその境界面を容易に表現し、堤体への浸透を考慮するためにポーラスメディア法を適用した。基礎式は以下のとおりである。

$$\frac{\partial(1-c)\Phi}{\partial t} + \frac{\partial(1-c)u_j\Phi}{\partial x_j} = 0 \quad (1)$$

$$\begin{aligned} & \frac{\partial}{\partial t} \{(1-c)u_i\} + \frac{\partial}{\partial x_j} \{(1-c)u_i u_j\} \\ &= (1-c)g_i - \frac{(1-c)}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \{-(1-c)\overline{u'_i u'_j}\} \end{aligned} \quad (2a)$$

$$\begin{aligned} & + \nu \frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ (1-c) \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right\} - \frac{\nu(1-c)^2 u_i}{K_d} \\ & \rho = \Phi \rho_{liq} + (1-\Phi) \rho_{gas} \end{aligned} \quad (2b)$$

$$\mu = \Phi \mu_{liq} + (1-\Phi) \mu_{gas} \quad (2c)$$

ここに、 x_i : デカルト座標系、 t : 時間、 u_i : 流速ベクトルの x_i 方向成分、 Φ : 密度関数、 c : 固相の体積濃度、 u'_i : 乱れ速度ベクトル、 p : 圧力、 ρ : 流体の密度、 ρ_{liq} : 液相の密度、 ρ_{gas} : 気相の密度、 ν : 動粘性係数、 μ : 流体の粘性係数、 μ_{liq} : 液相の粘性係数、 μ_{gas} : 気相の粘性係数、 g_i : 重力加速度ベクトル、 K_d : 固有透水係数である。添え字 i, j は1, 2, 3の値をとり、1, 2, 3はそれぞれ x, y, z 方向を表す。式(2)の右辺最終項は抵抗力であり、ここでは簡単のためDarcy則を適用した。

乱流モデルには、非線形 $k-\varepsilon$ モデルを用いる¹⁷⁾。

$$-\overline{u'_i u'_j} = \nu_t S_{ij} - \frac{2}{3} k \delta_{ij} - \frac{k}{\varepsilon} \nu_t \sum_{\beta=1}^3 C_{\beta j} \left(S_{\beta j} - \frac{1}{3} S_{\beta \alpha \alpha} \delta_{ij} \right) \quad (3)$$

$$\nu_t = C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon} \quad (4)$$

$$\frac{\partial(1-c)k}{\partial t} + \frac{\partial(1-c)ku_j}{\partial x_j} = -(1-c)\overline{u'_i u'_j} \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} & - (1-c)\varepsilon + \frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ (1-c) \left(\frac{\nu_t}{\sigma_k} + \nu \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right\} \\ & \frac{\partial(1-c)\varepsilon}{\partial t} + \frac{\partial(1-c)\varepsilon u_j}{\partial x_j} \end{aligned} \quad (6)$$

$$\begin{aligned} &= -(1-c)C_{\varepsilon 1} \frac{\varepsilon}{k} \overline{u'_i u'_j} \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \\ & - (1-c)C_{\varepsilon 2} \frac{\varepsilon^2}{k} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ (1-c) \left(\frac{\nu_t}{\sigma_\varepsilon} + \nu \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right\} \\ & S_{ij} = \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \end{aligned} \quad (7a)$$

$$S_{1ij} = \frac{\partial u_i}{\partial x_r} \frac{\partial u_j}{\partial x_r}, \quad S_{2ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_r}{\partial x_i} \frac{\partial u_j}{\partial x_r} + \frac{\partial u_r}{\partial x_j} \frac{\partial u_i}{\partial x_r} \right) \quad (7b)$$

$$S_{3ij} = \frac{\partial u_r}{\partial x_i} \frac{\partial u_r}{\partial x_j}$$

ここに、 k : 乱れエネルギー、 ε : 乱れエネルギー散逸率、 ν_t : 渦動粘性係数であり、式(5)、(6)中のモデル定数は $\sigma_k=1.0$ 、 $\sigma_\varepsilon=1.3$ 、 $C_{\varepsilon 1}=1.44$ 、 $C_{\varepsilon 2}=1.92$ である。モデル係数はストレインパラメータ S と、ローテーションパラメータ Ω の関数で与える。詳細については、参考文献¹⁷⁾に記載されているため、紙面の都合上ここでは省略する。

(2) 河床変動モデル

土砂輸送形態として掃流砂のみを取り扱い、pick-up rateとstep lengthで表現される非平衡流砂モデル¹⁸⁾を適用する。pick-up rateは次式によって計算する。

$$p_s \sqrt{\frac{d}{(\sigma/\rho-1)g}} = F_0 G_* \tau_* \left(1 - \frac{k_p \Gamma \tau_{*c}}{\tau_*} \right)^{m_p} \quad (8a)$$

$$G_* = \frac{\cos \Psi + k_L \mu_s}{1 + k_L \mu_s} \quad (8b)$$

$$\Gamma = \left(\frac{\mu_s \cos \theta_b - \sin \theta_b \cos \alpha}{\cos \Psi + k_L \mu_s} \right) \left(\frac{1 + k_L \mu_s}{\mu_s} \right) \quad (8c)$$

ここで、 p_s : pick-up rate、 d : 河床材料の粒径、 τ_* : 無次元掃流力、 τ_{*c} : 無次元限界掃流力(岩垣式より算定)、 σ : 河床材料の密度、 θ_b : 最大傾斜方向の河床勾配角、 k_L : 抗力と揚力の比(=0.85)、 μ_s : 砂の静止摩擦係数(=0.7)、 Ψ : 河床での流速と砂粒の移動方向のなす角、 α : 砂粒の移動方向と河床の最大傾斜方向のなす角である。また、 F_0 、 k_p 、 m_p は定数であり、0.03、0.7、3とする。上記のpick-up rateを用いて単位時間当たりに各計算メッシュからpick-upする土砂堆積 V_p は次式のようになる。

$$V_p = \frac{A_3 d}{A_2} p_s S_p \quad (9)$$

ここに、 A_2 、 A_3 : 砂粒の2, 3次元の形状係数(= $\pi/4$, $\pi/6$)、 S_p : 離脱地点での鉛直方向への射影面積である。

離脱後の砂粒群の移動経路は、砂粒の運動方程式($i = 1, 2$)を計算することで求める。

$$\rho \left(\frac{\sigma}{\rho} + C_m \right) A_3 d^3 \frac{du_{sed i}}{dt} = D_i + W_i - F_i \quad (10)$$

ここで、 C_m : 付加質量係数(=0.5)、 $u_{sed i}$: 砂粒の移動速度の $\mathbf{p}_{bi}$ 方向成分、 D_i 、 W_i 、 F_i は、砂粒に作用する抗力 D 、水中重力 W 、摩擦力 F の $\mathbf{p}_{bi}$ 方向成分である。また、 $\mathbf{p}_{b1}$ 、 $\mathbf{p}_{b2}$ は (x_1-x_3) 平面及び、 (x_2-x_3) 平面内の河床平面と平行な単位ベクトルであり、以下のように表される。

$$D = \frac{C_D \rho}{2} (u_{bi} - u_{sed i})^2 A_2 d^2 \quad (11a)$$

$$W = (\sigma - \rho) g A_3 d^3 \quad (11b)$$

$$F = \mu_k \left(W \frac{\cos \theta_{b1} \cos \theta_{b2}}{\sin \theta_p} - k_L D \right) \quad (11c)$$

$$\mathbf{p}_{b1} = \begin{pmatrix} \cos \theta_{b1} \\ 0 \\ \sin \theta_{b1} \end{pmatrix}, \quad \mathbf{p}_{b2} = \begin{pmatrix} 0 \\ \cos \theta_{b2} \\ \sin \theta_{b2} \end{pmatrix} \quad (12)$$

ここに、 θ_p : $\mathbf{p}_{b1}$ と $\mathbf{p}_{b2}$ のなす角度である。 D_i 、 W_i 、 F_i の成分表示については、紙面の都合上省略する。上記の砂粒の

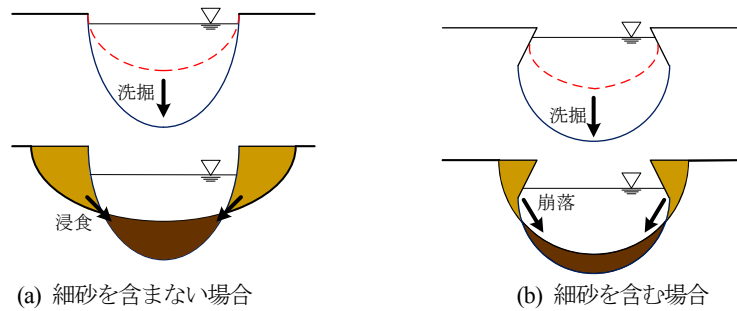


図-1 拡幅過程の模式図⁶⁾

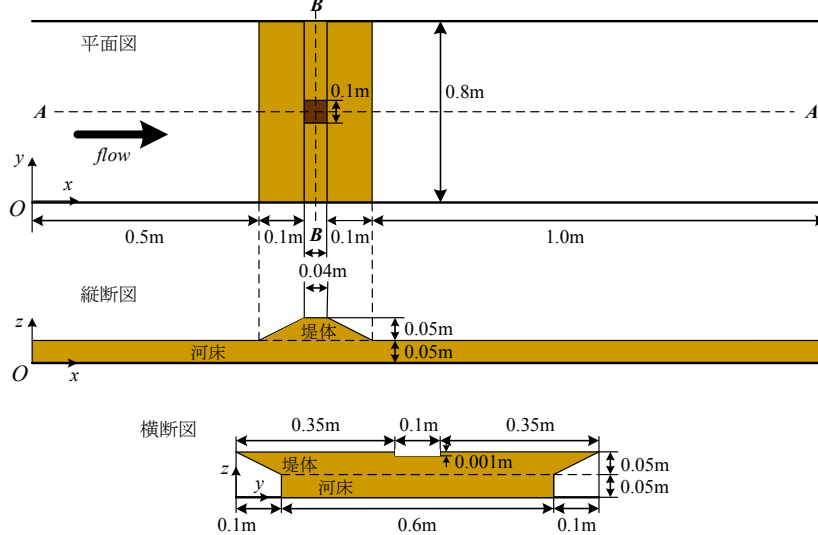


図-2 計算領域

運動方程式から得られる砂粒の移動速度ベクトルを用いて砂粒群の位置と移動距離を次式により計算する。

$$\mathbf{p}_{sed(n)} = \mathbf{p}_{sed(n-1)} + \Delta t \cdot \mathbf{u}_{sed(n)} \quad (13)$$

$$s_{(n)} = \sum \Delta t |\mathbf{u}_{sed(n)}| \quad (14)$$

ここで、 $\mathbf{p}_{sed(n)}$ ：pick-upされた土砂が n ステップ計算時に存在する位置ベクトルであり、初期にpick-upされる砂粒の位置 $\mathbf{p}_{sed(0)}$ はセル中心である。 $s_{(n)}$ はpick-upした地点からの距離であり、pick-upした時点の砂粒の移動速度を $\mathbf{u}_{sed(0)}$ とし、式(10)よりpick-upしてから n ステップ後の移動速度を $\mathbf{u}_{sed(n)}$ を求め、その時点までの総和を取る。

次に、式(13)で計算された移動地点に堆積する土砂量を求める。pick-up地点 j から出発した砂粒が n ステップ後の移動地点に単位時間あたりに堆積するdeposition体積 $V_{d(j,n)}$ はpick-up体積 $V_{p(j)}$ 、step lengthの確率密度関数 $f_s(s_{(n)})$ を用いて次式で示される。

$$V_{d(j,n)} = V_{p(j)} f_s(s_{(n)}) \Delta t \cdot |\mathbf{u}_{sed}| \quad (15a)$$

$$f_s(s_{(n)}) = \frac{1}{\lambda} \exp\left(-\frac{s_{(n)}}{\lambda}\right) \quad (15b)$$

ここで λ は平均step lengthであり、簡単のため $100d$ とした。

以上より得られる土砂量を用いて河床変動計算を行う。

$$\frac{\partial z_b}{\partial t} = \frac{A_1 A_2}{A_3} \frac{(V_d - V_p)}{S_d} \quad (16)$$

(3) 土砂崩落モデル

渡邊ら⁶⁾は、細砂(珪砂7～9号)を含まない場合と含む場合で破堤口の拡幅過程が異なることを以下のように指摘している。図-1に模式図を示す。細砂を含まない場合、天端の切欠け部に流入した越流水によって裏法面に滞筋が形成されるとともに、切欠け部の洗掘によって側岸浸食が進み、拡幅が広がっていく。一方、細砂を含む場合、天端の切欠け部で洗掘が始まるまでは含まない場合と同じであるが、見かけの粘着力が高くなるため、切欠け部が洗掘されても側岸は容易には崩落せず、オーバーハングする形状となる。今回の数値解析では、後述するように細砂を含まない場合を対象としているため、既往の土砂崩落モデル^{例として16, 18)}を適用する。即ち、局所的に河床勾配が増加し、ある限界角 $\theta_{\max}$ （ここでは $\theta_{\max}=30^\circ$ とする）以上の斜面が形成すると土砂の崩壊を生じさせる。

(4) 数値解析法

まず、流れの計算手法について説明する。基礎式の離散化には有限体積法を用いる。運動方程式の移流項の離散化にはQUICKスキームを、 Φ の移流方程式の離散化にはTVD-MUSCL法を用い、 k 及び ε 方程式の移流項の離散化にはHybrid法を適用する。また、境界条件として、上流で所定の流量を与え、下流端で水理量の流下方向勾配を0とした。固定壁面の境界条件には壁関数法を用い、

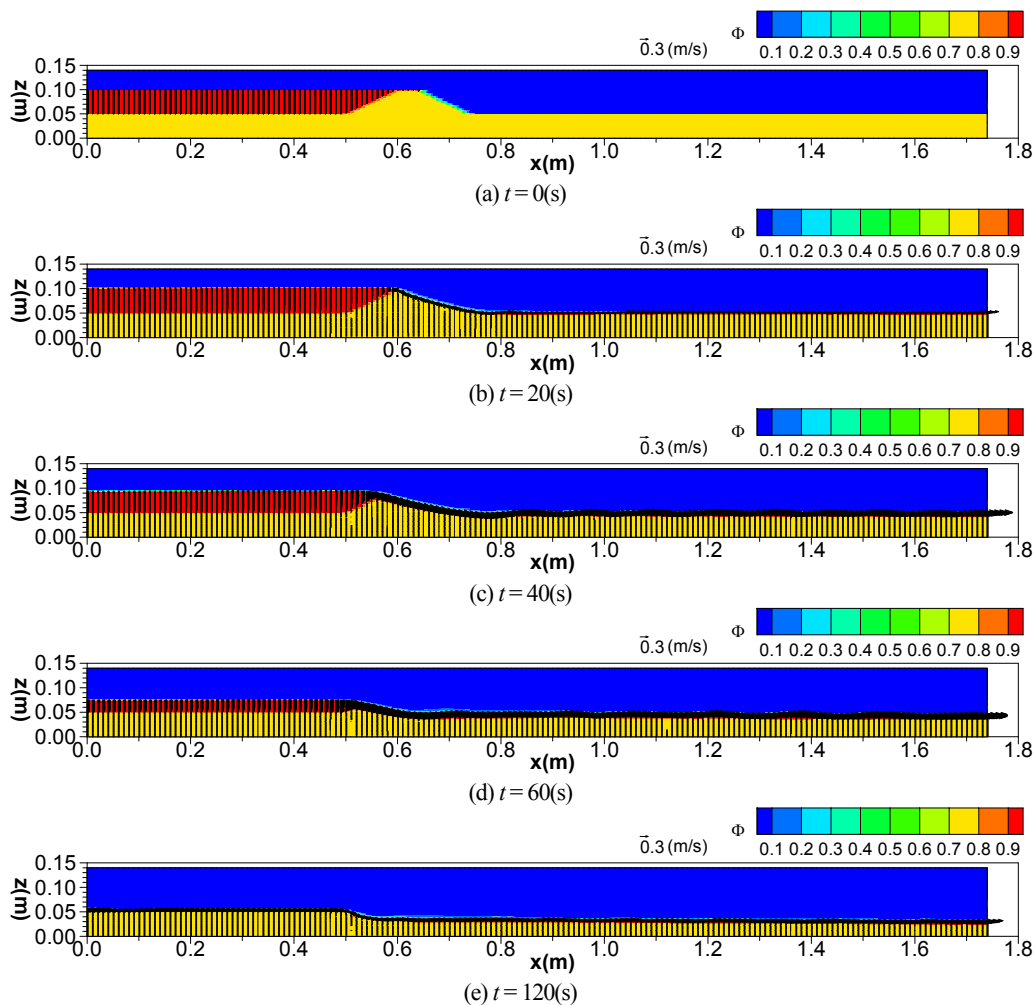


図-3 A-A縦断面内の流況の時間変化

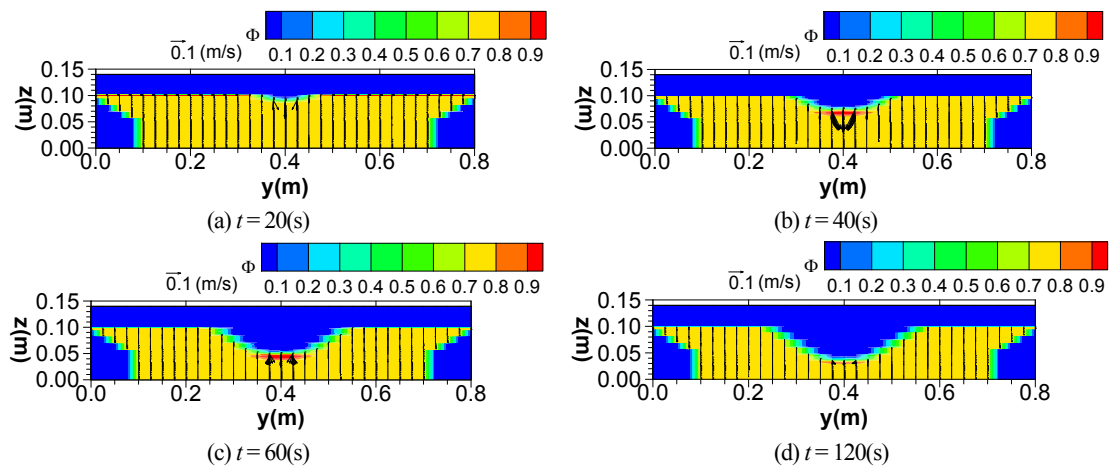


図-4 B-B横断面内の流況の時間変化

固定壁によるせん断力と乱流特性量を与えた。また、表面越流に対して堤体境界面の境界条件にも壁関数法を用いた。堤体境界面を含む計算格子を求め、その一つ上の格子に堤体境界面でのせん断力と乱流特性量を与えた。よって、堤体内では乱流特性量の計算は行っていない。計算格子における水域、堤体内とその境界面の区別は固相の体積濃度 c で表現し、堤体内とその境界面の体積濃度については、 $c = c_0 V_s / V_c$ (c_0 ：堤体材料の体積濃度、 V_s ：堤体材料が占める体積、 V_c ：セル体積)より求めた。

3. 越流破堤実験への適用

渡邊ら⁶⁾は千代田実験水路²⁾の1/50の模型を用いて越流破堤実験を行い、実スケール実験に対する模型実験の再現性について検討している。本研究では、上記の数値解析モデルを越流破堤実験⁶⁾に適用し、モデルの妥当性を検証する。

計算領域を図-2に示す。河床勾配が1/500、基礎地盤の河床高が0.05mの水路中に高さ0.05m、天端幅0.04m、

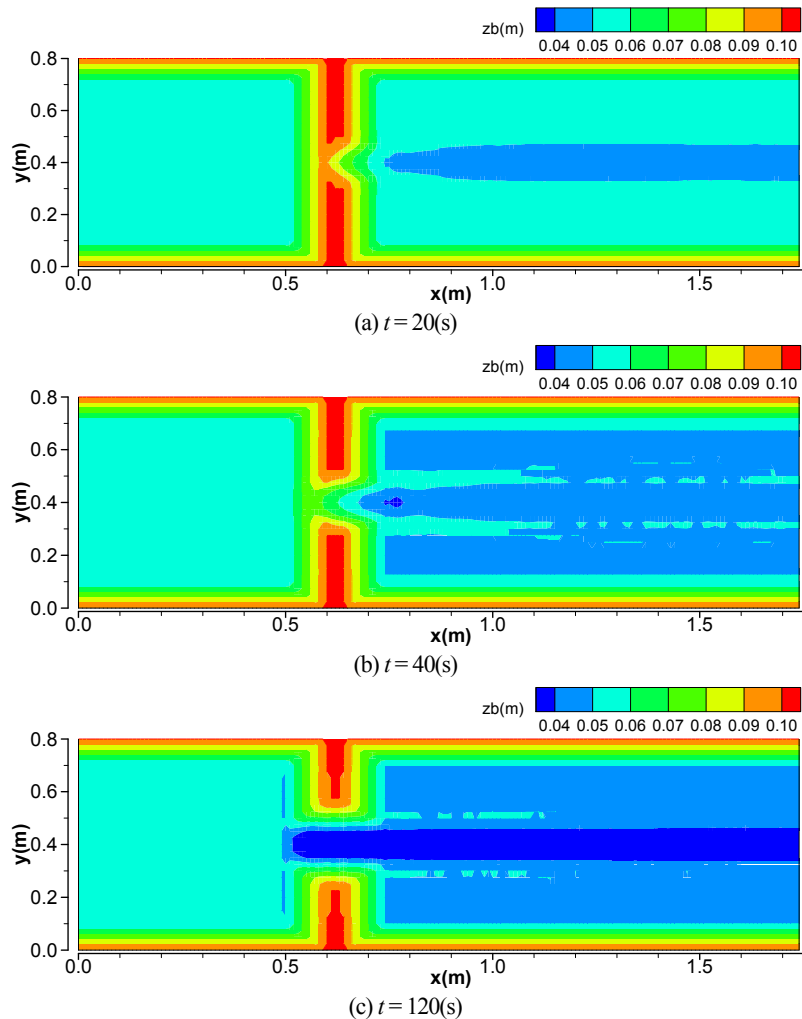


図-5 堤体高および河床高の時間変化

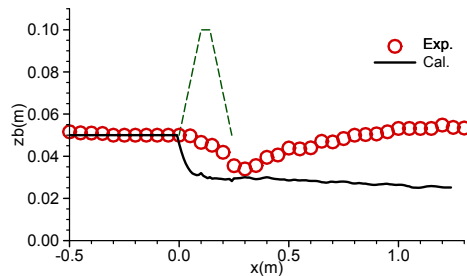


図-6 A-A断面内の洗掘形状

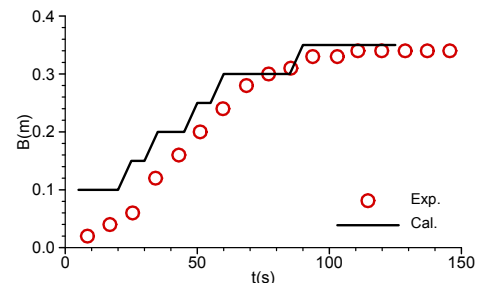


図-7 拡幅の時間変化

法面勾配1:2の堤体が造成されており、天端中央部には破堤のきっかけとなる切欠けが設けてある。今回対象とした実験条件A-3では、河床材料に東北珪砂4号が用いられ、堤体材料には東北珪砂4号と5号が1:1で配合された砂が締固め度92.8%の状態で作成されている。本研究では簡単のため、河床材料と堤体材料が同じであると仮定し、堤体材料の平均粒径(0.633mm^7)で検討した。透水係数は既往の文献¹⁹⁾を参考に 2.5mm/s とした。計算格子数は、流れ、横断、鉛直方向にそれぞれ175, 32, 140とし、 Δx , Δy , Δz は 0.01m , 0.025m , 0.001m である。計算時間短縮のため横断方向格子幅を流れ方向、鉛直方向に比べ大きくとった。時間間隔は $\Delta t_f = 0.00025\text{s}$ である。実験での供

給流量($Q = 230\text{cm}^3/\text{s}$)は非常に小さく、流入過程から計算を始めると非常に時間がかかるため、今回は便宜的に以下のような初期条件を与えた。即ち、初期水深を天端の高さである 0.05m として流れの計算を行い、天端を水流が通過した時刻を $t = 0\text{s}$ として河床変動計算を開始した。初期の堤体および河床材料内の密度関数 Φ は不飽和であることを考慮して $\Phi = 0.75$ とした。ただし、今回の解析では飽和度による透水係数の変化やサクシヨンの影響を考慮していない。

図-3、図-4はA-A縦断面内およびB-B横断面内の流況の時間変化であり、密度関数 Φ のコンター図と流速ベクトルを示している。図をみると、破堤の初期段階(20秒

後)では切欠け部を越流した流れによって堤体が浸食され、滞筋が形成される。その後、40秒後、60秒後の図を見ると、流速の早い越流水によって滞筋部が洗掘されるとともに、側岸浸食によって拡幅し、洗掘と浸食を繰り返しながら拡幅が進行していく様子が確認される。120秒後には、河道内に貯留された水の決壊口からの流出がほぼ終了し、平衡状態に至る。

図-5は堤体高および河床高の時間変化を示したものである。破堤開始から20秒後では、上述のように裏法尻から下流で滞筋が形成しており、40秒後には天端の切欠け部の浸食が表法面に到達している。

図-6はA-A段面内の洗掘形状について実験結果と計算結果を比較したものである。実験では最大洗掘深を計測した位置が裏法尻であるのに対し、計算結果では、裏法尻での洗掘深が実験結果とほぼ同じであるものの、堤体から下流の洗掘が大きく、再現性が十分ではない。その理由として、実験では基礎地盤材料の粒径が堤体材料よりも大きいにも関わらず、数値解析では堤体と基礎地盤で同一とし、実際の粒径より小さく仮定したことで基礎地盤での洗掘が進行したと考えられる。また、サクシオンによるせん断抵抗の増加を考慮していないため、流砂量を過大評価したことも考えられる。この点については今後の検討課題としたい。図-7は天端高での拡幅の時間変化を比較したものである。図を見ると、破堤の初期段階では決壊口の拡幅速度が実験よりも若干早い、徐々に実験結果に漸近していく様子が確認できる。決壊口の拡幅は堤体の洗掘、側岸浸食を繰り返しながら進行していく。最終的に裏法尻での最大洗掘深がほぼ再現できたため、拡幅も漸近したと思われる。初期段階の拡幅過程の相違については、横断方向の格子幅の影響であると考えられるため、今後検討したい。全体の拡幅過程について考察すると、縦断面内の洗掘形状の再現性が十分ではないものの、(1)初期の決壊、(2)決壊口の下刻と急激な拡幅の進行、(3)決壊口の拡大、(4)拡幅の終了という4つの過程¹⁾を再現しており、定性的には妥当な結果が得られたと考えられる。

4. おわりに

本研究では、ポーラスメディア法、密度関数法を組み合わせた3次元流体解析モデルと非平衡流砂モデルを用い、正面越流による破堤口の拡大過程に関する数値解析を行った。室内模型実験結果との比較を行い、河床高の縦断分布の再現性が十分ではなかったものの、拡幅の時間変化については概ね再現できることを示した。今後、サクシオンを考慮した土砂輸送機構をモデル化し、モデルの高度化を行いたい。

参考文献

- 1) 藤田裕一郎, 田村多佳志, 村本嘉雄: 河川堤防決壊口の拡大過程に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報, 第27号B-2, pp.369-392, 1984.
- 2) 島田友典, 渡邊康玄, 横山 洋, 辻 珠希: 千代田実験水路における横断堤越水破堤実験, 水工学論文集, 第53巻, pp.871-876, 2009.
- 3) 島田友典, 平井康幸, 辻 珠希: 千代田実験水路における越水破堤実験, 水工学論文集, 第54巻, pp.811-816, 2010.
- 4) 島田友典, 横山 洋, 平井康幸, 三宅 洋: 千代田実験水路における氾濫域を含む越水破堤実験, 水工学論文集, 第55巻, pp.841-846, 2011.
- 5) 飛田大輔, 柿沼孝治, 横山 洋, 武田淳史: 千代田実験水路破堤拡幅実験に基づく堤体崩壊量の定量化, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.69, No.4, pp.I_1225-I_1230, 2013.
- 6) 渡邊康玄, 山本昌慧, 島田友典: 正面越流破堤の室内実験による再現性の検討, 水工学論文集, 第55巻, pp.847-852, 2011.
- 7) 渡邊康玄, 山本昌慧, 早川 博, 島田友典: 縮尺の違いによる越流破堤実験の再現性の検討, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.68, No.4, pp.I_1123-I_1128, 2012.
- 8) Wang, Z. and Bowles, D.S.: Three-dimensional non-cohesive earthen dam breach model. Part 1: Theory and methodology, *Advances in Water Resources*, Vol.29, pp.1528-1545, 2006.
- 9) Faeh, R.: Numerical Modeling of Breach Erosion of River Embankments, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.133, No.9, pp.1000-1009, 2007.
- 10) Volz, C., Rousselot, P., Vetsch, D. and Faeh, R.: Numerical modelling of non-cohesive embankment breach with the dual-mesh approach, *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, Vol.50, No.6, pp.587-598, 2012.
- 11) 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.
- 12) 禅野浩貴, 岩崎理樹, 清水康行, 木村一郎: 平面二次元モデルを用いた実物大越流破堤実験の再現計算, 水工学論文集, 第55巻, pp.853-858, 2011.
- 13) 禅野浩貴, 岩崎理樹, 清水康行, 木村一郎: 実物大正面越流破堤実験の再現計算モデルに関する検討, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.68, No.4, pp.I_865-I_870, 2012.
- 14) Mizutani, H., Nakagawa, H., Yoden, T., Kawaike, K., and Zhang, H.: Numerical modelling of river embankment failure due to overtopping flow considering infiltration effects, *Journal of Hydraulic Research*, IAHR, Vol.51, No.6, pp.681-695, 2013.
- 15) Jacimovic, N.: Numerical modeling of multiphase flows in porous media and its application in hydraulic engineering, Ph.D. dissertation, Kyoto University, 2007.
- 16) 音田慎一郎, 細田 尚, Jacimovic, N., 木村一郎: 正面越流による堤防侵食過程の数値シミュレーション, 土木学会論文集B1(水工学), Vol.69, No.4, pp.I_1207-I_1212, 2013.
- 17) Kimura, I. and Hosoda, T.: A non-linear k-ε model with realizability for prediction of flows around bluff bodies, *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, Wiley, Vol.42, pp.813-837, 2003.
- 18) Nagata, N., Hosoda, T., Nakato, T. and Muramoto, Y.: Three-Dimensional Numerical Model for Flow and Bed Deformation around River Hydraulic Structures, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.131, No.12, pp.1074-1087, 2005.
- 19) Bear, J.: Dynamics of Fluids in Porous Media, *Dover Publications, INC.*, 1972.

(2014. 9. 30受付)