

浸透による堤防裏法尻の破壊に関する 数値シミュレーション

音田 慎一郎¹・木本 康太²・肥後 陽介³

¹正会員 京都大学 准教授 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)

E-mail: onda.shinichiro.2e@kyoto-u.ac.jp (Corresponding Author)

²学生会員 京都大学 修士課程 工学研究科都市社会工学専攻 (同 上)

E-mail: kimoto.kouta.37w@st.kyoto-u.ac.jp

³正会員 京都大学 教授 工学研究科都市社会工学専攻 (同 上)

E-mail: higo.yohsuke.5z@kyoto-u.ac.jp

局地的集中豪雨の出水において、河川堤防の決壊が発生し、堤内地の甚大な被害を報告されている。こうした被害を軽減するためには、決壊に至るメカニズムを理解し、水の流れと地形変化を精度よく予測できる数値モデルを構築して既存の堤防の安全性評価を行うとともに、その対策を検討することが重要である。本研究は、堤体内への浸透による裏法尻の破壊について再現性の高い解析手法を確立することを目的とし、表面流と浸透流を同時に予測できる開水路流れモデルと、砂の弾塑性構成式を基本とし、GIMP法によって離散化した土の変形モデルを連成させ、数値モデルの構築を行った。浸透破壊に関する水理模型実験に適用し、裏法尻から破壊が進行していく様子を再現できることを示した。

Key Words: embankment failure, seepage flow, numerical simulation, hydraulic experiment

1. はじめに

近年、大型台風や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。こうした被害を軽減するためには、破壊に至るメカニズムを理解し、水の流れと地形変化について精度よく予測できる数値モデルによって既存堤防の安全性を評価するとともに、予測される被害に対して対策を考えることが重要である。堤防決壊においては、出水時における表面流の時間的変化と堤体への浸透過程、また、越流による堤体表面の侵食や水の浸透に伴う間隙水圧の増加と土の有効応力が減少といった破壊に至るメカニズムを予測することが必要である。

そこで、堤防決壊に関する水理模型実験、実スケール実験が行われ、越流破壊、浸透破壊に関するメカニズムの解明^{1,2,3)}とその補強策⁴⁾が提案されている。また、数値解析により破堤過程を予測する方法も提案されており、Kakinuma & Shimizu⁵⁾は平面 2 次元浅水流方程式と平衡流砂モデルを用いて、実スケールの堤防決壊プロセスを再現している。Shuku et al.⁷⁾は有限要素法の欠点を補うために粒子法の一つである MPS 法を用いて、堤防の越流侵食解析を行っている。さらに浸透破壊に関する予測法に

ついて、加藤ら⁸⁾は不飽和浸透流と土の弾塑性変形モデルを連成させた有限要素法を用いて浸透破壊を取り扱っており、吉川ら⁹⁾はサクシオン効果を考慮した SYS Cam-clay モデルによる有限変形解析を行い、サクシオンの有無が浸透破壊挙動に与える影響について考察している。Zhang & Maeda¹⁰⁾は粒子法の一つである SPH 法を用いて降雨時の斜面崩壊の数値解析を行っている。

以上のように、数値解析的研究について整理すると、越流侵食と浸透破壊について様々なモデルが提案されているが、破壊のメカニズムと関係ない流れ場については、計算負荷が高い粒子法より格子法を適用するほうが有用であると思われる。しかし、格子法を地盤の大変形解析に適用すると、格子の連続性のために計算が破綻する問題があり、浸透破壊において非定常流れと土の大変形過程を予測できるモデルは確立されていない。

そこで著者らは、越流侵食、浸透破壊という破壊メカニズムの違いに関わらず、堤体の表面越流と浸透流を同時にかつ統一的に予測できる流れの 3 次元流体解析モデルを構築し、非平衡流砂モデルを組み込んで越流侵食過程に適用した¹¹⁾。また、弾塑性構成式を構成則とし、格子の中に粒子を配置した土の大変形解析に有利な Generalized Interpolation Material Point (GIMP) 法¹²⁾を用いて離

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。

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

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

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、 ν ：動粘性係数、 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(2a)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。流れのモデルの詳細については、参考文献¹¹⁾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) 土の変形モデル

土の変形は鉛直2次元断面で考え、砂質土の弾塑性構成式¹⁴⁾を構成則とし、大変形にも適用できる Generalized Interpolation Material Point (GIMP)法¹²⁾を用いて離散化する。オリジナルのMP法に対してGIMP法は補間関数を一般化し、粒子が計算格子の境界付近に接近した際の数値不安定性を改良した補間手法である。構成則の定式化¹⁴⁾にあたって(a)弾塑性理論に基づいたひずみ増分の加法性の仮定、(b)非関連流動則の適用、(c)過圧密境界面の導入、(d)非線形移動硬化則の適用という4つの仮定を用いている。詳細は参考文献^{8), 14), 15)}をご覧ください。上記の構成則から固相の応力が求められる。

多相系混合体の支配方程式⁸⁾は以下の通りである。流れのモデルから求められる間隙水圧を与え、固体の変位を求める。

$$\rho v_i^s = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho b_i \quad (3a)$$

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} + P^F \delta_{ij} \quad (3b)$$

$$P^F = S_r p^f + (1 - S_r) p^a \quad (3c)$$

ここで、 ρ ：混合体の密度、 v_i^s ：固体の速度ベクトル、 b_i ：物体力ベクトル、 σ'_{ij} ：骨格応力テンソル、 σ_{ij} ：全応力テンソル、 P^F ：平均間隙圧、 δ_{ij} ：Kronecker のデルタ、 S_r ：飽和度、 p^f ：間隙水圧、 p^a ：間隙空気圧（ここでは0と仮定）である。

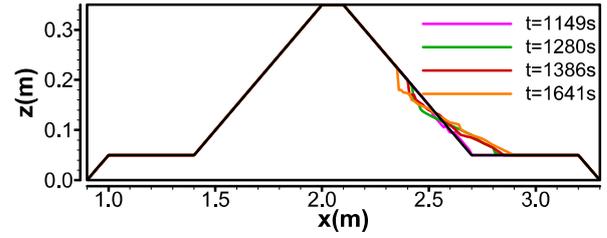


図-2 模型実験における堤体形状の時間変化

表-1 地盤の材料パラメータ

初期間隙比	0.92	硬化関数中のパラメータ B_1^*	130
圧縮指数	0.025	硬化関数中のパラメータ C_f	750
膨潤指数	0.0025	疑似過圧密比	1.3
初期せん断剛性比	900	ダイレイタンシー係数 D_0^*	1.3
初期密度	1.45	ダイレイタンシー係数 n	0.5
変相応力比	1.5	規準ひずみ(塑性)	0.01
破壊応力比	1.7	規準ひずみ(弾性)	0.1
硬化関数中のパラメータ B_0^*	3000		

GIMP法により式(3a)の運動方程式の離散化を行うとともに、初期状態 $t=0$ からの変化を考え、式変形を行うと、最終的に運動方程式は次式となる。

$$\begin{aligned} \Delta P_l = - \sum_{p=1}^{N_p} V_p \{ \sigma'_p(x_p) - \sigma'_p(x_p)_{|t=0} \} \nabla S_{lp} \Delta t \\ + \tau_l \Delta t + S_r \{ K_v \}_l \{ p^f - p^f_{|t=0} \} \Delta t \end{aligned} \quad (4)$$

ここで、 ΔP_l ：運動量増分である。 V_p ：粒子が占める領域の体積、 x_p ： p 粒子の座標、 S_{lp} 、 ∇S_{lp} ：補間関数とその勾配、 τ ：表面力ベクトル、 S_{lp} と $\{K_v\}_l$ については式(5a)、(5b)、(5c)で表される。

$$\begin{aligned} x_p - x_l \leq -L - l_p: & S_{lp} = 0 \\ -L - l_p < x_p - x_l \leq -L + l_p: & S_{lp} = \frac{(L + l_p + (x_p - x_l))^2}{4Ll_p} \\ -L + l_p < x_p - x_l \leq -l_p: & S_{lp} = 1 + \frac{x_p - x_l}{L} \\ -l_p < x_p - x_l \leq l_p: & S_{lp} = 1 + \frac{(x_p - x_l)^2 + l_p^2}{2Ll_p} \\ l_p < x_p - x_l \leq L - l_p: & S_{lp} = 1 - \frac{x_p - x_l}{L} \\ L - l_p < x_p - x_l \leq L + l_p: & S_{lp} = \frac{(L + l_p - (x_p - x_l))^2}{4Ll_p} \\ L + l_p < x_p - x_l: & S_{lp} = 0 \end{aligned} \quad (5a)$$

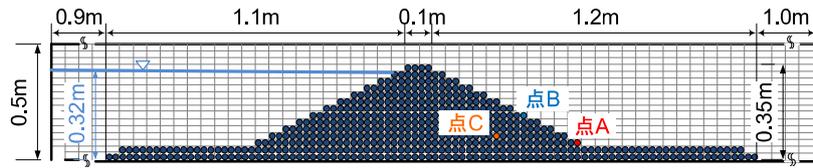


図-3 計算領域

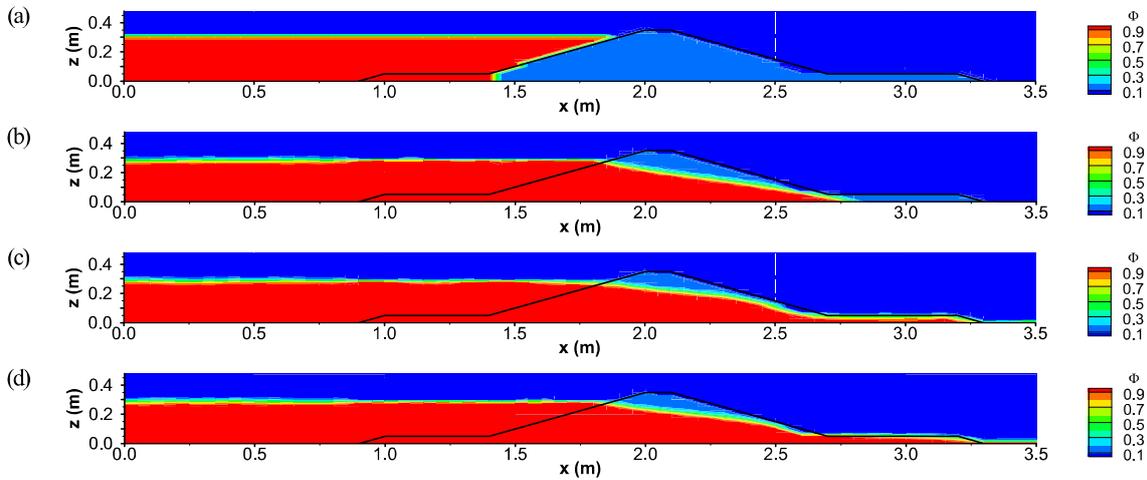


図-4 流況の時間変化 (a) $t=0$ (s), (b) $t=171$ (s), (c) $t=489$ (s), (d) $t=567$ (s)

4. 結果と考察

$$\{K_v\}_l = \int_{\Omega} \{B_v\}_l d\Omega \quad (5b)$$

$$\{B_v\}_l^T = \left\{ \frac{\partial S_{1p}}{\partial x}, \frac{\partial S_{1p}}{\partial z}, \frac{\partial S_{2p}}{\partial x}, \frac{\partial S_{2p}}{\partial z}, \dots, \frac{\partial S_{lp}}{\partial x}, \frac{\partial S_{lp}}{\partial z} \right\} \quad (5c)$$

ここで、 L : 格子幅、 $2l_p$: 粒子の支配領域、 x_l : 格子節点の座標、 Ω : 領域である。このように GIMP 法での補間関数は粒子の位置と格子節点の位置を一般的に表した関数の組み合わせによって表されている。

(3) 数値解析のアルゴリズム

開水路流れと土の変形の連成解析のアルゴリズムは以下のとおりである。計算ステップ k の値が既知であると、次のステップ $k+1$ の値を求める。

- 計算格子点の質量 m_l^k と運動量 P_l^k を求める。
- 開水路流れ解析より間隙水圧 p^f を算出する。
- 間隙水圧を式(4)に代入し、格子点での運動量増分 ΔP_l^k を求め、式(6)より運動量 P_l^k を更新する。
- 運動量増分 ΔP_l^k 、運動量 P_l^k を用いて粒子の速度と座標を更新する。
- 粒子の速度 V_p^{k+1} を用いて計算格子節点の速度 v_l^{k+1} を求め、粒子のひずみ増分 $\Delta \varepsilon_p^{k+1}$ を求める。
- $\Delta \varepsilon_p^{k+1}$ を用いて構成則から応力増分 $\Delta \sigma_p^{k+1}$ を求め、更新する。
- 体積ひずみから間隙比を算出し、固相の体積濃度を求める。
- ステップ(a)に戻る。

計算方法の詳細については参考文献³⁾をご覧ください。

計算領域を図-3に示す。堤体より上流側の初期水位を0.32m、堤体内の初期飽和度を14.5%、表水面より上流側の基礎地盤について飽和状態として計算を開始した。計算格子は、流れ、横断、鉛直方向にそれぞれ76、10、20とし、 $\Delta x, \Delta y, \Delta z$ は0.05m、0.02m、0.025mである。時間間隔は $\Delta t=0.0003$ sであり、透水係数は0.003m/sとした。

前述のように、土の変形については平面ひずみ条件で鉛直2次元計算であり、流れ解析の水路中央断面の間隙水圧を代表値として与えて、変形解析を行った。そして、地盤の変形解析で得られた間隙率や地形の高さなどの結果を横断方向一様に与え、流れ解析を行った。堤体形状については、図-3のように $\Delta x=0.05$ m、 $\Delta z=0.025$ mの計算格子の中に最大2つの砂粒子を配置して表現し、地盤の初期応力解析にはLIQCA2D¹⁰⁾を用いた。地盤の材料パラメータについては、水理模型実験結果と不飽和堤防の再現解析¹⁰⁾に用いられたパラメータを参考に表-1のように設定した。このパラメータの設定については、適切なものに変更する必要があるため、今後の検討を要する。また、上記の流れのモデルには不飽和領域において考慮されるサクシオンに伴う気液界面の圧力変化や飽和度による透水係数の影響¹⁵⁾が入っていない。モデルの高度化については今後の検討課題としたい。今回の解析では、数値モデルの定性的な特性を考察する。

図-4は、流況の時間変化について、密度関数 Φ のコンター図を示したものであり、図中の実線は基礎地盤と堤体の形状を表している。図を見ると、流入水が堤体中を浸透し、裏法尻に向かって流れている様子が確認できる。

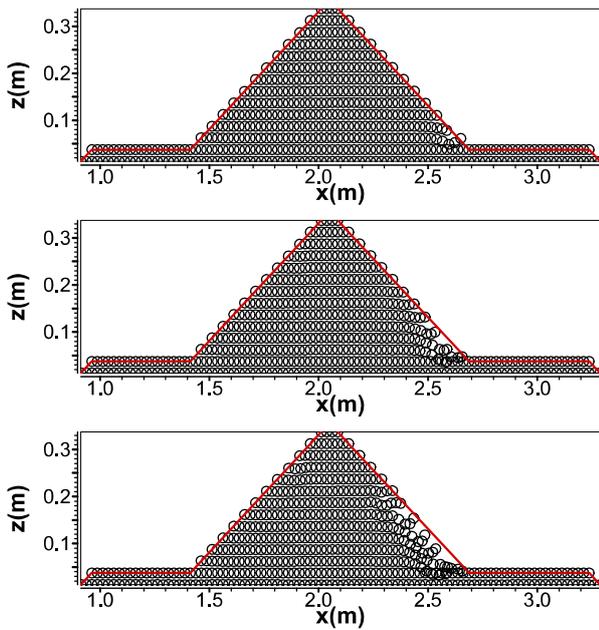


図-5 堤体形状の時間変化
(上: $t=489$ (s), 中: $t=523$ (s), 下: $t=567$ (s))

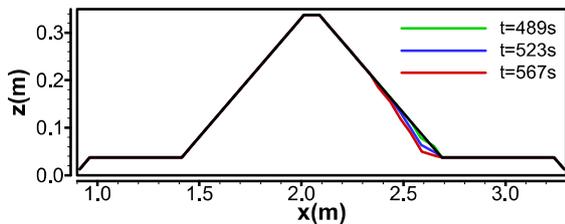
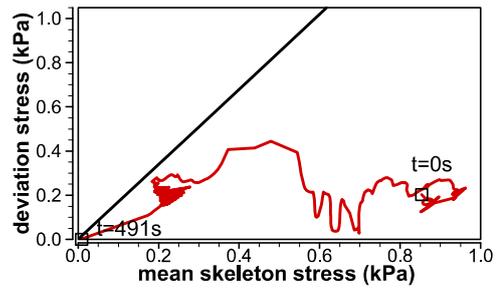
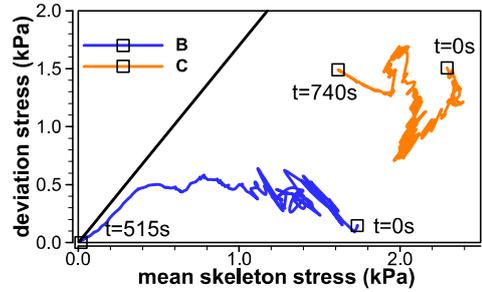


図-6 計算結果における堤体形状の時間変化

図-5 は、堤体形状の時間変化を示したものであり、図中の実線は初期の堤体形状を表している。また、堤体表面の粒子の座標から、堤体形状の時間変化を図-6 に示す。前述の実験結果を整理すると、浸透水が $t=900$ s に裏法尻に到達し、 $t=1149$ s で微小な崩壊が発生した。一方、数値解析では図-5 より $t=171$ s 浸透水が裏法尻に到達した後、 $t=489$ s で裏法尻の粒子が微小に動き、その後、それより裏法面上方の粒子が崩壊していく様子が確認できた。これは、実験結果の初期段階における挙動と概ね一致している。しかし、計算結果では $t=1220$ s 以降は堤体の変形は進行せず、実験結果とは若干異なる結果となった。また、裏法尻では粒子が重なってしまい、下流側への砂の流動も見られなかった。この点については今後の検討課題としたい。図-3 と図-6 の比較より、実験では裏法面中央部あたりまで崩壊が進行しているのに対し、計算では法尻付近の崩壊にとどまっており、最終的な崩落のスケールが異なっている。この理由として、サクシジョンの影響を流れのモデルの中に考慮していないことが考えられる。すなわち、浸透が裏法尻に到達した後、不飽和領域である堤体の上部への水の浸透が進まず、結果として、堤体内の湿潤面の上昇、裏法面での間隙水圧の変化が計算過程で考慮できていないためであると考



(a) A 粒子



(b) B 粒子, C 粒子

図-7 応力経路図

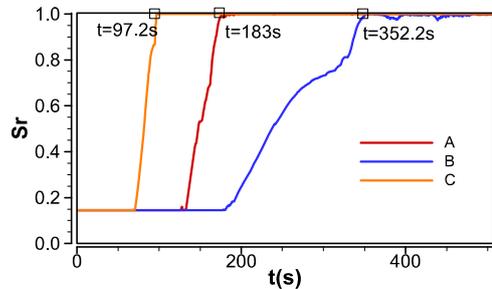


図-8 A, B, C 粒子における飽和度の時間変化

えられる。破壊プロセスに若干異なる結果が見られるものの、浸透水が裏法尻に向かって流れていくことにより、間隙水圧の影響が土の変形モデルに反映され、裏法尻付近が変形するという初期段階の定性的な様子が再現できている。今後、時間スケールを含めた定量的な検討を行うためにも、パラメータの設定、サクシジョンの影響を考慮したモデルの高度化について検討したい。

次に、破壊プロセスを確認するため、図-3 中の A, B, C 粒子における応力経路を図-7 に示す。図中の黒線は破壊線を、プロットは初期状態および有効応力が 0 になった時刻を表している。図より A 粒子の有効応力がまず 0 となり、その時点では動きが見られなかった B 粒子についてもその後、水の浸透に伴って有効応力が減少している様子が確認できる。3 つの粒子が含まれる格子の破壊までの飽和度の時間変化を図-8 に示す。図中の時刻はそれぞれの格子が飽和した時刻を表している。図-7、および図-8 の計算結果から裏法尻では浸透水によって間隙水圧が増加し、飽和して有効応力が 0 になった後、破壊までには時間差があることがわかる。

5. おわりに

本研究は、基礎地盤を有し、締固めを行った堤防において、浸透による裏法尻の破壊に関する水理模型実験を行い、破壊プロセスを考察するとともに、3次元流体解析モデルと、土の弾塑性変形を考慮した GIMP 法を連成させ、数値シミュレーションを行った。堤体内を水が浸透し、まず裏法尻付近の粒子が崩れ、その後、その上方の裏法面の粒子が崩壊してくる様子を定性的に再現できた。今後、流れのモデルの中にサクシジョンの影響を考慮し、モデルの高度化と定量的な比較検討を行いたい。

謝辞：本研究は JSPS 科研費 20H00264 の助成を受けたものである。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 小高猛司, 李圭太, 久保裕一, 中山雄人, 梅村逸遊, 森智彦：河川堤防の浸透破壊と堤体材料の土質特性との関連, 第 6 回河川堤防技術シンポジウム論文集, pp.13-16, 2018.
- 2) 與田敏昭, 中川 一, 関口秀雄, 岡 二三生, 後藤仁志, 小俣 篤：越流侵食・浸透のメカニズムを把握するための小型堤防による越流侵食実験, 河川技術論文集, 第 16 巻, pp.347-352, 2010.
- 3) 音田慎一郎, 北林資也, 肥後陽介, 細田 尚：開水路流れと土の弾塑性変形連成解析の堤防浸透破壊への適用性, 土木学会論文集 B1(水工学), 土木学会, Vol.73, No.4, pp.I_811-I_816, 2017.
- 4) 飛田大輔, 渡邊康玄, 泉 典洋, 武田淳史, 伊藤幸義, 横山 洋：根固ブロックによる破堤抑制効果の検討, 河川技術論文集, 第 19 巻, pp.63-68, 2013.
- 5) 倉上由貴, 二瓶泰雄, 矢田孝次朗, 山崎達也, 山口晋平, 川邊翔平, 菊池喜昭, 龍岡文夫：耐越流侵食性向上のための河川堤防補強技術の提案, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol.69, No.4, pp.I_1219-I_1224, 2013.
- 6) Kakinuma, T. and Shimizu, Y.: Large-scale experiment and numerical modeling of a riverine levee breach, *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, Vol.140, No.9, 04014039, 2014.

- 7) Shuku, T., Fujisawa, K., Nishimura, S. and Shibata, T.: Numerical simulation of embankment failure due to overflow by moving particle semi-implicit method, *Irrigation, Drainage and Rural Engineering Journal*, No.301, pp.I-31-38, 2016.
- 8) 加藤亮輔, 岡 二三生, 木元小百合, 小高猛司, 角南 進：不飽和浸透-変形連成解析手法と河川堤防への適用, 土木学会論文集 C, Vol.65, No.1, pp.226-240, 2009.
- 9) 吉川高広, 野田利弘, 小高猛司, 崔 瑛：サクシジョン効果を記述する SYS Cam-clay model を用いた堤体の浸透破壊の空気～水～土連成有限変形シミュレーション, 計算工学講演会論文集, Vol.23, G-10-07, 2018.
- 10) Zhang, W. and Maeda, K.: Numerical Simulations of Slope and Levee Failure under Heavy Rainfall Using the Three-phase SPH Model, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol. 70, No. 2, pp.I_483-I_494, 2014.
- 11) Onda, S., Hosoda, T., Jaćimović, N. and Kimura, I.: Numerical modelling of simultaneous overtopping and seepage flows with application to dike breaching, *Journal of Hydraulic Research*, Vol.57, No.1, pp.13-25, 2019.
- 12) Bardenhagen, S.G. and Kober, E.M.: The Generalized Interpolation Material Point Method, *Computer Modelling in Engineering and Science*, Vol.5, No.6, pp.477-495, 2004.
- 13) 木本康太, 音田慎一郎, 肥後陽介：水の浸透に伴う堤防裏法のすべり挙動に関する数値シミュレーション, 第 23 回応用力学シンポジウム講演概要集, SS2-01, 2020.05.
- 14) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp. 661-680, 1999.
- 15) 加藤亮輔：不飽和浸透-変形連成シミュレーション法の開発とその堤防への応用, 京都大学博士論文, 2011.
- 16) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ：LIQCA2D11 (2011 年公開版)資料, 2011.

(Received June 30, 2021)

(Accepted September 3, 2021)

NUMERICAL SIMULATION OF EMBANKMENT FAILURE AT THE BACK SIDE TOE DUE TO SEEPAGE FLOWS

Shinichiro ONDA, Kouta KIMOTO and Yosuke HIGO

Severe damages caused by embankment failures during floods have been recently reported. For disaster mitigation, it is of great importance to understand its failure process, evaluate the embankment stability by simulating flows and bed deformation accurately and consider countermeasures. The objectives in this study are to develop a numerical model and predict the embankment failure process at the back side toe due to seepage flows. By coupling the 3D flow model to simulate simultaneously overtopping and seepage flows, and the soil deformation model based on GIMP method, a numerical model is developed. Then, applying the model to the hydraulic experiment, it is shown that continuous embankment failure at the back side can be reasonably simulated.