

剛塑性有限要素解析による河川堤防の浸透崩壊時刻予測手法の提案

Prediction Method for Seepage Failure of River Bank based on Rigid Plastic Finite Element Analysis

八木啓介*・中村孝博*・磯部公一**・大塚 悟***

Keisuke Yagi, Michihiro Nakamura, Koichi Isobe and Satoru Ohtsuka

* 工修 長岡技術科学大学大学院, 工学研究科 建設工学専攻 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

** 工博 長岡技術科学大学 助教, 工学部 環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

*** 工博 長岡技術科学大学 教授, 工学部 環境・建設系 (〒940-2188 新潟県長岡市上富岡町 1603-1)

A new analysis method to predict a timing of seepage failure of river bank caused by heavy rainfall is proposed. The method consists of two analysis methods. One is a finite element analysis of saturated-unsaturated seepage flow to calculate time histories of saturated degree and pore water pressure (suction) distribution in river bank and foundation ground. The other is a rigid plastic finite element analysis to estimate its stability considering strength and seepage characteristics of unsaturated soil. The features are (1) to employ the accurate strength of unsaturated soil, (2) to distinguish between a total stress analysis for unsaturated soil and an effective stress analysis for saturated soil, and (3) to consider seepage force. Hence, the stability of river bank and foundation ground is estimated simultaneously. The validity is confirmed by simulating some model tests and the real dike break example occurred in Niigata in 2004.

Key Words: rigid plastic, finite element analysis, seepage failure, river bank

キーワード: 剛塑性, 有限要素解析, 浸透崩壊, 河川堤防

1. はじめに

近年, 集中豪雨や台風による豪雨の増加により河川堤防が破堤する事例が全国各地で多数報告されている。河川堤防が破堤に至る主な崩壊形態は, 浸透破壊と越流破壊に分類される。本研究では, 浸透破壊に着目し, 浸透による河川堤防の崩壊時刻を予測する数値解析手法を提案する。崩壊時刻を予測することができれば, 近隣住民への速やかな非難勧告や水防活動など被害を最小限に抑えるための防災対策を適切に行うことが可能となる。本手法は, 飽和・不飽和浸透流有限要素解析により求めた河川堤防の飽和度, 間隙水圧分布の経時変化, ならびに地盤の強度定数を入力値として, 剛塑性有限要素解析により河川堤防の安定性を全体安全率により評価する手法である。

堤体の浸透破壊は一般に,

1) 河川水や降雨などの侵入による堤体の強度低下を考慮した堤体のせん断破壊

2) 堤体基礎地盤の浸透破壊

の検討が行われる。しかし, 1)では, 地盤の飽和度に応じた全応力解析と有効応力解析の区別が曖昧であり, 水の浸透力の安定に及ぼす影響が解析中で評価されないこと, 2)ではテルツァーギの 1 次元浸透破壊理論が用いられるために地盤の安定性は土の重量と水圧分布だけで決まり, 地盤の強度や多次的な変形が考慮されない問題がある。本研究は堤体や地盤の飽和度に応じて, 不飽和地盤にはサクシオンによる地盤の強度変化を取り入

れた全応力解析, 飽和地盤には水の浸透力を考慮した有効応力解析を実施する方法を用いることにより, 従来個別に行われた 1), 2)の検討を同時に, また高精度に実施することが可能になる特徴を有する。

本論文では堤体および基礎地盤の安定性評価に剛塑性有限要素法を用いる。この方法は極限平衡法に対し,

- ・すべり線等の事前仮定が不必要
- ・分割法における不静定問題の回避
- ・水の浸透力評価と堤体および堤体基礎の一体解析

が可能となる特徴を有する。

また, 弾塑性有限要素法との比較では,

- ・初期応力が不要
- ・必要な土質定数が強度定数のみ

である長所的一方, 変形量が不明である短所があるが, 変形よりは応力の方が評価精度の高い側面があり, 安定解析の解析値は依然として高い特徴がある。

本稿では, 提案する解析手法の妥当性を検証するために, 重力場において実施した河川堤防の浸透崩壊模型実験の再現解析を行うほか, 解析手法を平成 16 年新潟豪雨災害で破堤した五十嵐川の破堤断面に適用し, 実地盤に対する適用性を検証する。

2. 浸透による地盤のせん断抵抗低下を考慮した斜面安定解析手法

2.1 解析手法の概略

河川堤防の浸透崩壊時刻を予測する手法として、浸透による地盤のせん断強度低下を考慮した斜面安定解析手法を提案する。本解析手法は以下の手順で行われる（図-1 参照）。

まず、飽和・不飽和浸透流有限要素解析により、堤体の飽和度および間隙水圧（サクション）分布の経時変化を求める。つづいて、各時刻における飽和度、間隙水圧を入力値として、剛塑性有限要素解析により河川堤防の安全率の経時変化を算出する。求めた安全率が1を下回る時刻を崩壊時刻とし、堤防の浸透による崩壊時刻を予測する。また、塑性ひずみ速度分布により崩壊形態を把握することができる。

本解析手法では、飽和・不飽和浸透流有限要素解析には、市販の浸透流解析ソフト「Soil Plus2008/伊藤忠テクノソリューションズ」を使用した。

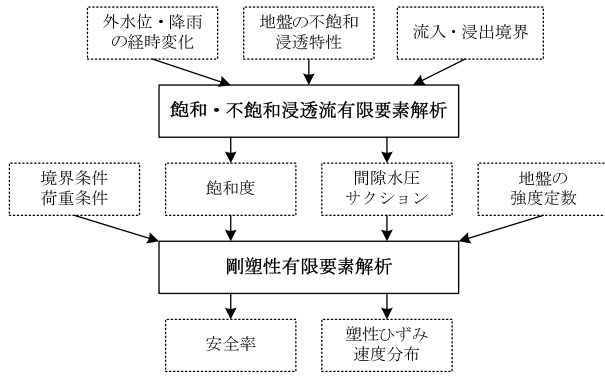


図-1 本解析手法の流れ

2.2 強度低減型剛塑性構成式の誘導

斜面安定解析手法に用いた非関連流れ則による強度低減型剛塑性構成式を Tamura et al.¹⁾ならびに大塚ら²⁾による定式化手法に基づいて誘導する。

本解析では降伏関数に Drucker-Prager 型を用いるが、斜面安定解析では安全率をせん断強度の低減率を用いて定義するため、地盤の降伏関数、塑性ポテンシャルは応力の第一不変量 I_1 、偏差応力の第二不変量 J_2 、安全率 Fs を用いて、式(1)、(2)のように表される。なお、引張を正と定義した。

$$f(\sigma, Fs) = \hat{\alpha} I_1 + \sqrt{J_2} - \hat{k} = 0 \quad (1)$$

$$g(\sigma, Fs) = \hat{\omega} I_1 + \sqrt{J_2} - \hat{\psi} = 0 \quad (2)$$

$$\begin{aligned} \hat{\alpha} &= \alpha / Fs & \hat{k} &= k / Fs \\ \hat{\omega} &= \omega / Fs & \hat{\psi} &= \psi / Fs \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 α 、 k は Mohr-Coulomb の破壊関数における c 、 ϕ と関連付けられる材料パラメータ、 ω はダイレイタンシー角に相当する材料パラメータ、 ψ は降伏関数上の応力によって決定される見かけ上の材料パラメータ、 σ は応力テンソルである。軸対称条件である三軸圧縮試験結果から求まる土質定数である粘着力、内部摩擦角、ダイレイション角 c 、 ϕ 、 ϕ_d と Drucker-Prager の降伏関数の材料パラメータ間には次の関係式が成立する。

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}, \quad k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (4)$$

$$\omega = \frac{2 \sin \phi_d}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi_d)} \quad (5)$$

塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}^p$ は、塑性ポテンシャル g との直交性より次式のように表せる。

$$\dot{\epsilon}^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma} = \lambda \left(\dot{\omega} \mathbf{I} + \frac{\mathbf{s}}{2\sqrt{J_2}} \right) \quad (6)$$

ここに、 λ は塑性係数、 $\mathbf{I}$ は単位テンソル、 $\mathbf{s}$ は偏差応力テンソルである。式(6)より塑性体積ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_v^p (= \text{tr} \dot{\epsilon}^p)$ と塑性ひずみ速度のノルムである等価塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon} (= \sqrt{\dot{\epsilon}^p : \dot{\epsilon}^p})$ の間には次の関係が成立する。

$$h(\dot{\epsilon}^p, Fs) = \dot{\epsilon}_v^p - \frac{3\hat{\omega}}{\sqrt{3\hat{\omega}^2 + 1/2}} \dot{\epsilon} \equiv \dot{\epsilon}_v^p - \hat{\beta} \dot{\epsilon} = 0 \quad (7)$$

上式は、せん断による体積変化特性を表しており、塑性ひずみ速度に関する制約条件を与える。

図-2 は $\sqrt{J_2} \sim I_1$ 空間に Drucker-Prager 型の降伏関数、塑性ポテンシャルを示したものである。Tamura et al.による剛塑性構成式の誘導では、図のように降伏関数上の塑性変形を生じる物体の応力 σ を、塑性ひずみ速度と等しい方向で塑性ひずみ速度から求められる決定応力 $\sigma^{(1)}$ と、塑性ひずみ速度に直交する方向で塑性ひずみ速度から求められない非決定応力 $\sigma^{(2)}$ に分解する。非関連流れ側では、応力 σ は塑性ポテンシャル g に基づいて分解されているものの、降伏関数 f を満足する応力であり、決定応力 $\sigma^{(1)}$ は次式で表される。

$$\sigma^{(1)} = \gamma \frac{\partial g}{\partial \sigma} = \gamma \sqrt{3\hat{\omega}^2 + 1/2} \frac{\dot{\epsilon}^p}{\dot{\epsilon}} \equiv \bar{\gamma} \frac{\dot{\epsilon}^p}{\dot{\epsilon}} \quad (8)$$

非決定応力 $\sigma^{(2)}$ は、塑性ポテンシャルの直線部分に沿う応力成分であり、構成式から直接求めることが出来ない。しかし、塑性ポテンシャル上に応力があることを利用すると非決定応力の成分（不定応力）を以下のように表すことが出来る。式(7)は、塑性ポテンシャル式(2)と直交する関数であることから、 $\sigma^{(2)}$ は不定定数 η を用いて次式のように表される。

$$\sigma^{(2)} = \eta \frac{\partial h}{\partial \dot{\epsilon}^p} = \eta \left\{ \mathbf{I} - \frac{3\hat{\omega}}{\sqrt{3\hat{\omega}^2 + 1/2}} \frac{\dot{\epsilon}^p}{\dot{\epsilon}} \right\} \quad (9)$$

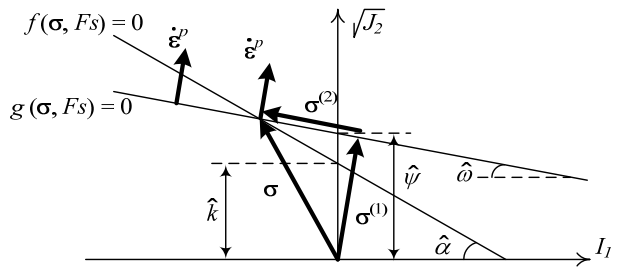


図-2 Drucker-Prager 型降伏関数と塑性ポテンシャル

これにより、応力 σ は $\sigma^{(1)}$ と $\sigma^{(2)}$ の合力で表され、それぞれに対する構成関係を求めると Drucker-Prager 型降伏関数に対する

剛塑性構成式が求まる。

$$\begin{aligned}\boldsymbol{\sigma} &= \boldsymbol{\sigma}^{(1)} + \boldsymbol{\sigma}^{(2)} = \bar{\gamma} \frac{\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p}{\dot{\epsilon}} + \eta \left\{ \mathbf{I} - \frac{3\hat{\omega}}{\sqrt{3\hat{\omega}^2 + 1/2}} \frac{\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p}{\dot{\epsilon}} \right\} \\ &= \left\{ \bar{\gamma} - \frac{3\hat{\omega}\eta}{\sqrt{3\hat{\omega}^2 + 1/2}} \right\} \frac{\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p}{\dot{\epsilon}} + \eta \mathbf{I} \equiv \hat{\gamma} \frac{\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p}{\dot{\epsilon}} + \eta \mathbf{I}\end{aligned}\quad (10)$$

この構成式は不定定数 η を含んでおり、式(7)の制約条件とともに境界値問題の解析を実施することにより、 η を求めることが出来る。式(10)の応力は降伏関数を満足 ($f(\boldsymbol{\sigma}^{(1)} + \boldsymbol{\sigma}^{(2)}) = 0$ が成立) する必要があることから、式(10)より $I_1, \sqrt{J_2}$ を求めて式(1)に代入すると $\hat{\gamma}$ は以下ようになる。

$$\hat{\gamma} = \frac{(3\hat{\omega}^2 + 1/2)\hat{k} + \frac{3}{2}(\hat{\omega} - \hat{\alpha})\eta - 3\hat{\omega}\eta(3\hat{\omega}\hat{\alpha} + 1/2)}{(3\hat{\omega}\hat{\alpha} + 1/2)\sqrt{3\hat{\omega}^2 + 1/2}} \quad (11)$$

剛塑性構成式は変形している物体に適用可能なことから、剛体の物体に適用できない。しかし、安定解析に当たっては剛体を含めた解析が必要なことから、次のように剛塑性構成式を拡張する。すなわち、等価塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ がある閾値 $\dot{\epsilon}_0$ を下回る場合には、 $\dot{\epsilon}$ を $\dot{\epsilon}_0$ に置き換える操作を行う。これは降伏関数を縮小する操作に対応しており、剛体部分にも微少な塑性変形を許容することによって構成関係を構築することを意味する。

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}^{(1)} + \boldsymbol{\sigma}^{(2)} = \hat{\gamma} \frac{\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p}{\dot{\epsilon}_0} + \eta \mathbf{I} \quad \text{in case of } \dot{\epsilon} \leq \dot{\epsilon}_0 \quad (12)$$

また、本研究では解析速度の高速化を目的に制約条件をペナルティ法によって陽に取り組み方法を用いている (κ : ペナルティ定数)。剛塑性構成式は最終的に次の方程式で与えられる。

$$\boldsymbol{\sigma} = \bar{\gamma} \frac{\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p}{\dot{\epsilon}} + \kappa \left(\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_v^p - \hat{\beta} \dot{\epsilon} \right) \left\{ \mathbf{I} - \frac{3\hat{\omega}}{\sqrt{3\hat{\omega}^2 + 1/2}} \frac{\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p}{\dot{\epsilon}} \right\} \quad (13)$$

次に、剛塑性構成式(13)を用いて斜面安定解析における支配方程式を求める。支配方程式は剛塑性構成式を力のつりあい式(弱形式)に適用することで得られる。ここで、物体力を $\mathbf{x}$ 、表面力を $\mathbf{t}$ で表し、 V は解析対象領域、 S_σ は応力境界とする。

$$\begin{aligned}\int_V \left(\hat{F}_S \cdot \bar{\gamma} - \frac{3\omega\kappa(\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_v^p - \hat{\beta}\dot{\epsilon})}{\sqrt{3\hat{\omega}^2 + 1/2}} \right) \frac{\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p}{\dot{\epsilon}} : \delta \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p dV \\ + \int_V (F_S \cdot \kappa) (\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_v^p - \hat{\beta}\dot{\epsilon}) \mathbf{I} : \delta \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p dV \\ = \int_V (F_S \cdot \mathbf{x}) \cdot \delta \dot{\mathbf{u}} dV + \int_{S_\sigma} (F_S \cdot \mathbf{t}) \cdot \delta \dot{\mathbf{u}} dS \\ \text{for } \forall \delta \dot{\mathbf{u}}\end{aligned}\quad (14)$$

上式の両辺は変位速度 $\dot{\mathbf{u}}$ に関する斉一次式であり、方程式を解いても基本的に変位速度のノルムは不定である。すなわち、式(14)より物体内各点での相対的な変位速度を定められるが、変位速度の大きさは不定であることから、次の制約条件を付加して、式(14)を解析する。制約条件を加えても力のつり合い式から得られる解の一般性に影響はないため、安全率は唯一に定められる。

$$\int_V \mathbf{x} \cdot \dot{\mathbf{u}} dV + \int_{S_\sigma} \mathbf{t} \cdot \dot{\mathbf{u}} dS = 1 \quad (15)$$

式(14)の支配方程式は、諸係数が安全率の関数のために、安全率に関する非線形方程式である。したがって、安全率 $\hat{F}_S$ ならび

に初期の変位速度 $\hat{\mathbf{u}}$ を仮定して方程式を解くことにより、安全率ならびに変位速度を算出、更新する繰り返し解法を用いる。ペナルティ法 (μ : ペナルティ定数) を用いて制約条件式(15)を式(14)に取り込むと次式になる。

$$\begin{aligned}\int_V \left(\hat{F}_S \cdot \bar{\gamma} - \frac{3\omega\kappa(\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_v^p - \hat{\beta}\dot{\epsilon})}{\sqrt{3\hat{\omega}^2 + 1/2}} \right) \frac{\dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p}{\dot{\epsilon}} : \delta \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p dV \\ + \int_V (\hat{F}_S \cdot \kappa) (\dot{\boldsymbol{\epsilon}}_v^p - \hat{\beta}\dot{\epsilon}) \mathbf{I} : \delta \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p dV \\ = \mu \left(\int_V \mathbf{x} \cdot \dot{\mathbf{u}} dV + \int_{S_\sigma} \mathbf{t} \cdot \dot{\mathbf{u}} dS - 1 \right) \\ \times \left(\int_V \mathbf{x} \cdot \delta \dot{\mathbf{u}} dV + \int_{S_\sigma} \mathbf{t} \cdot \delta \dot{\mathbf{u}} dS \right) \\ \text{for } \forall \delta \dot{\mathbf{u}}\end{aligned}\quad (16)$$

式(16)の解析より変位速度 $\dot{\mathbf{u}}$ が求められると、安全率は次式により得られる。

$$F_S = \mu \left(\int_V \mathbf{x} \cdot \dot{\mathbf{u}} dV + \int_{S_\sigma} \mathbf{t} \cdot \dot{\mathbf{u}} dS - 1 \right) \quad (17)$$

2.3 有限要素離散化

式(16)に示した支配方程式に対して有限要素離散化を行うと以下のようになる。

$$\begin{aligned}\int_V \hat{F}_S \cdot \bar{\gamma} \frac{\mathbf{B}^T \mathbf{Q} \mathbf{B} \dot{\mathbf{U}}}{\sqrt{(\mathbf{B} \dot{\mathbf{U}})^T \mathbf{Q} \mathbf{B} \dot{\mathbf{U}}}} dV \\ + \int_V (\hat{F}_S \cdot \kappa) \mathbf{B}^T \mathbf{A} \mathbf{B} \dot{\mathbf{U}} dV \\ = \mu \left(\int_V \mathbf{x}^T \mathbf{N} \dot{\mathbf{U}} dV + \int_{S_\sigma} \mathbf{t}^T \mathbf{N} \dot{\mathbf{U}} dS - 1 \right) \\ \times \left(\int_V \mathbf{x}^T \mathbf{N} dV + \int_{S_\sigma} \mathbf{t}^T \mathbf{N} dS \right)\end{aligned}\quad (18)$$

$$\mathbf{A} = \left(\mathbf{m} - \hat{\beta} \frac{\mathbf{Q} \mathbf{B} \dot{\mathbf{U}}}{\sqrt{(\mathbf{B} \dot{\mathbf{U}})^T \mathbf{Q} \mathbf{B} \dot{\mathbf{U}}}} \right) \left(\mathbf{m}^T - \hat{\beta} \frac{\dot{\mathbf{U}}^T \mathbf{B}^T \mathbf{Q}}{\sqrt{(\mathbf{B} \dot{\mathbf{U}})^T \mathbf{Q} \mathbf{B} \dot{\mathbf{U}}}} \right) \quad (19)$$

ここに、 $\mathbf{B}$ はひずみと変位を関係づけるマトリックス、 $\mathbf{Q}$ は工学ひずみを通常のひずみに変換するマトリックス、 N_i は8節点アイソパラメトリック要素の形状関数、 $\dot{\mathbf{U}}$ は要素構成節点の変位速度ベクトルである。

$$\mathbf{B} = \begin{bmatrix} b_1 & 0 & 0 & \cdots & b_8 & 0 & 0 \\ 0 & c_1 & 0 & \cdots & 0 & c_8 & 0 \\ 0 & 0 & d_1 & \cdots & 0 & 0 & d_8 \\ c_1 & b_1 & 0 & \cdots & c_8 & b_8 & 0 \\ 0 & d_1 & c_1 & \cdots & 0 & d_8 & c_8 \\ d_1 & 0 & b_1 & \cdots & d_8 & 0 & b_8 \end{bmatrix} \quad (20)$$

$$b_i = \frac{\partial N_i}{\partial x}, c_i = \frac{\partial N_i}{\partial y}, d_i = \frac{\partial N_i}{\partial z} \quad (21)$$

$$\mathbf{m} = \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}, \quad \mathbf{Q} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/2 \end{pmatrix} \quad (22)$$

$$\mathbf{N} = \begin{pmatrix} N_1 & 0 & 0 & \cdots & N_8 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & \cdots & 0 & N_8 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & \cdots & 0 & 0 & N_8 \end{pmatrix} \quad (23)$$

2.4 非関連流れ則の計算

非関連流れ則による剛塑性解析では、常に塑性ポテンシャルに対する構成関係を用い、応力値は降伏関数に従うものとする。非線形のために収束計算を必要とするが、各収束計算ステップの解析では基本的に塑性ポテンシャル式(2)のパラメータ ω , ψ または F_s を求め、更新することによって収束するまで計算を行う。関連流れ側の場合にはこの過程が簡略化される。

2.5 浸透による地盤の強度低下

本解析手法では、不飽和地盤に対してサクシジョンの影響を考慮した全応力解析を行う。すなわち、不飽和土の内部摩擦角を $\phi_{\text{net}} = \phi'$ として、軽部ら^{3)~5)}が提案した式(24), (25)により、不飽和土のサクシジョンの影響を粘着力 c の増分として取り扱う。不飽和地盤に対する支配方程式(弱形式)は式(16)と変わりはないが、式中の $\hat{\gamma}$ は粘着力 c の増分を考慮した $\hat{k}$ を用いて求められる。

$$c = p_s \tan \phi_{\text{net}} = p_s \tan \phi' = S_e(\theta) \tan \phi' \cdot s \quad (24)$$

$$S_e(\theta) = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{S_r - S_{r0}}{100 - S_{r0}} \quad (25)$$

ここに、 s はサクシジョン、 $S_e(\theta)$ は有効飽和度、 θ は体積含水率、 θ_s は飽和体積含水率、 θ_r は残留体積含水率、 S_{r0} は残留飽和度、 S_r は飽和度を表す。 ϕ_{net} は三軸圧縮試験により得られた破壊応力を基底応力で整理して得られる内部摩擦角であり、 ϕ' は飽和土に対する三軸圧縮試験により得られる破壊応力を有効応力で整理して得られる内部摩擦角である。 ϕ_{net} の方が ϕ' よりもわずかに大きくなるとされる⁶⁾が、調査項目が増加することから実用上としても問題はないと仮定した。

一方、飽和地盤に対しては有効応力の概念に基づき、間隙水圧を考慮した有効応力解析を行う。以下に不飽和土の力学と間隙水圧、有効応力の影響を考慮した支配方程式を示す。本解析では、間隙水圧の項を物体力の項と同様に取り扱い、式(26)より式(27)を得る。

$$\int_V \boldsymbol{\sigma} : \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p dV = \int_V (\boldsymbol{\sigma}' + u_w \mathbf{I}) : \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p dV = \int_V \mathbf{x} \cdot \dot{\mathbf{u}} dV \quad (26)$$

$$\int_V \boldsymbol{\sigma}' : \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p dV = \int_V \mathbf{x} \cdot \dot{\mathbf{u}} dV - \int_V u_w \mathbf{I} : \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p dV \quad (27)$$

式(28)は物体力の項に間隙水圧の項が加算された形式となる。そのため、支配方程式の誘導は、上記の制約条件式(15)が式(28)と異なるのみで、その誘導過程は同様になる。

$$\int_V \mathbf{x} \cdot \dot{\mathbf{u}} dV - \int_V u_w \mathbf{I} : \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p dV + \int_{S_\sigma} \mathbf{t} \cdot \dot{\mathbf{u}} dS = 1 \quad (28)$$

したがって、飽和地盤の支配方程式(弱形式)は以下のように誘導できる。

$$\begin{aligned} & \int_V \left(F_s \cdot \bar{\gamma} - \frac{3\omega\kappa(\dot{\epsilon}_v^p - \hat{\beta}\dot{\epsilon})}{\sqrt{3\hat{\omega}^2 + 1/2}} \right) \frac{\dot{\epsilon}^p}{\dot{\epsilon}} : \delta \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p dV \\ & + \int_V (F_s \cdot \kappa) (\dot{\epsilon}_v^p - \hat{\beta}\dot{\epsilon}) \mathbf{I} : \delta \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p dV \\ & = \mu \left(\int_V \mathbf{x} \cdot \dot{\mathbf{u}} dV - \int_V u_w \mathbf{I} : \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p dV + \int_{S_\sigma} \mathbf{t} \cdot \dot{\mathbf{u}} dS - 1 \right) \\ & \times \left(\int_V \mathbf{x} \cdot \delta \dot{\mathbf{u}} dV - \int_V u_w \mathbf{I} : \delta \dot{\boldsymbol{\epsilon}}^p dV + \int_{S_\sigma} \mathbf{t} \cdot \delta \dot{\mathbf{u}} dS \right) \\ & \text{for } \forall \delta \dot{\mathbf{u}} \end{aligned} \quad (29)$$

その後の有限要素離散化は、2.3 と同様に行うと式(30), (31)が導かれる。

$$\begin{aligned} & \int_V \hat{F}_s \cdot \bar{\gamma} \frac{\mathbf{B}^T \mathbf{Q} \mathbf{B} \dot{\mathbf{U}}}{\sqrt{(\mathbf{B} \dot{\mathbf{U}})^T \mathbf{Q} \mathbf{B} \dot{\mathbf{U}}}} dV \\ & + \int_V (\hat{F}_s \cdot \kappa) \mathbf{B}^T \mathbf{A} \mathbf{B} \dot{\mathbf{U}} dV \end{aligned} \quad (30)$$

$$\begin{aligned} & = \mu \left(\int_V \mathbf{x}^T \mathbf{N} \dot{\mathbf{U}} dV - \int_V u_w \mathbf{m}^T \mathbf{B} \dot{\mathbf{U}} dV + \int_{S_\sigma} \mathbf{t}^T \mathbf{N} \dot{\mathbf{U}} dS - 1 \right) \\ & \times \left(\int_V \mathbf{x}^T \mathbf{N} dV - \int_V u_w \mathbf{m}^T \mathbf{B} dV + \int_{S_\sigma} \mathbf{t}^T \mathbf{N} dS \right) \\ & \mathbf{A} = \left(\mathbf{m} - \hat{\beta} \frac{\mathbf{Q} \mathbf{B} \dot{\mathbf{U}}}{\sqrt{(\mathbf{B} \dot{\mathbf{U}})^T \mathbf{Q} \mathbf{B} \dot{\mathbf{U}}}} \right) \left(\mathbf{m}^T - \hat{\beta} \frac{\dot{\mathbf{U}}^T \mathbf{B}^T \mathbf{Q}}{\sqrt{(\mathbf{B} \dot{\mathbf{U}})^T \mathbf{Q} \mathbf{B} \dot{\mathbf{U}}}} \right) \end{aligned} \quad (31)$$

3. 河川堤防の浸透崩壊に関する模型実験

提案する解析手法の妥当性を検証するために、河川堤防の浸透破壊に関する模型実験を行った。実験では、外水位条件を変え、堤体内部の浸透状況の差異による堤体の安定性を比較した。以下に実験の概要と結果を述べる。

3.1 実験概要

図-3 に実験概要図を示す。高さ 0.65 m、幅 3.0 m、奥行き 0.15 m の土槽内に天端幅 0.25 m、高さ 0.25 m、奥行き 0.15 m、法勾配 1 : 1 の堤体を締め固め法により作製した。堤体内部の間隙水圧を計測するため、SSK 製のひずみ変換式超小型間隙水圧計 (P306A-01 型) 3 個 (表法側より PWP1, PWP2, PWP3) を用いて、浸透過程の間隙水圧の経時変化を計測した。間隙水圧計の設置は、模型地盤に影響を与えないようにするために、土槽内にコンクリートで基盤部を打設し、間隙水圧計配置位置に穴を設けてその中に設置後、地盤材料の流入を防ぐために透水性の蓋を設けた。地盤材料には硅砂と藤森粘土を乾燥質量比 3 : 1 で混合したものを用い、最適含水比 ω_{opt} に含水比を調整後、締め固め度 D_r が 70 % となるように 1 層当たり 4 ~ 5 cm の厚さで 6 層に分割して作製した。突固めによる土の締め固め試験により求めた最適含水比 ω_{opt} は 11.1 %, 最大乾燥密度 ρ_{dmax} は 1.97 g/cm³ であった。なお、この条件で模型地盤を作製すると模型初期の

飽和度は31.4 %となる。また、この作製方法における模型地盤の再現性については、別途作製した模型地盤から複数コアリングして質量、含水比 w を計測し、ほぼ同様の締固め度 D_c が模型地盤内で均一に再現できていることを確認している。さらに、土槽壁面と模型地盤の境界面には、各壁面の摩擦抵抗の差が減るようにフィルムを張ったアクリル板を設置した。模型底面と基盤部（コンクリート）との境界面は、模型地盤底部をすべりにくくし、安定解析における境界条件を明確にするために金網を全面に設置した。

実験は給水タンクを用いて流量を調整し、堤体模型に対して、図-4に示すように表法面から一定速度で水位を上昇させ、所定の水位高さまで上昇させた後に、浸透崩壊が発生するまで外水位高さ H を維持した。ここで、浸透開始時刻とは、外水位が堤体の表法先端に達した時刻を表す。

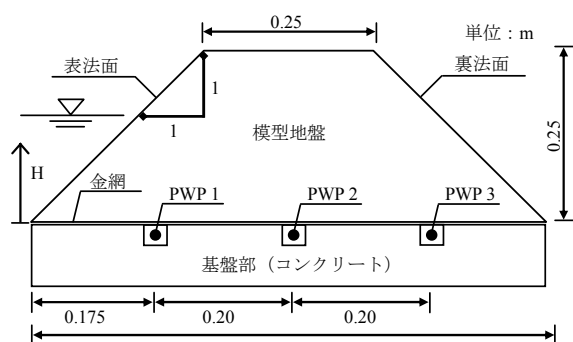


図-3 実験概要図

表-1 地盤材料の物理特性

砂分含有率 [%]	77.2
シルト分含有率 [%]	13.7
粘土分含有率 [%]	9.10
細粒分含有率 [%]	22.8
土粒子密度 (ρ_s) [g/cm^3]	2.66
最大乾燥密度 (ρ_{dmax}) [g/cm^3]	1.97
透水係数 (k) [cm/sec]	0.0830

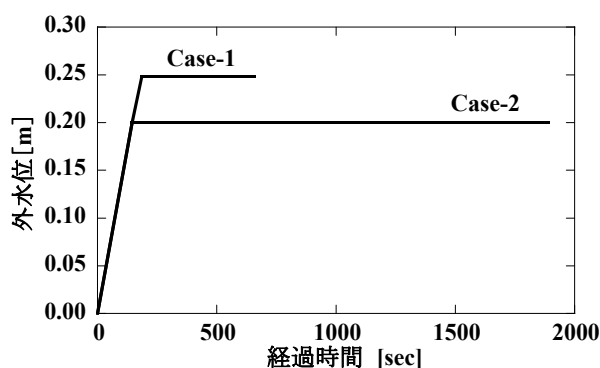


図-4 外水位の経時変化

3.2 実験ケース

本実験では、目標とする外水位高さ H が 0.25 m、0.20 m の 2 ケースを実施した。本稿では、それぞれを Case-1、Case-2 と呼

ぶ。外水位高さ H 以外の実験条件はすべて統一して、外水位高さ H の影響による模型内部の浸透状況、ならびに浸透崩壊メカニズムの差異を観察した。

3.3 実験結果

外水位高さ H を 0.25 m に設定した Case-1 では、浸透開始より 658 sec 後に、裏法尻部の小崩壊をきっかけに天端からのすべり破壊が発生した。裏法尻部の小崩壊は、土槽奥方向の法尻の一部が欠けるように崩壊しており 3 次元的な崩壊現象が見られた。しかし、その直後に発生したすべり破壊では天端中央からやや裏法面側の位置から裏法尻部に向かって大きくすべり面が形成され、奥行き方向に一樣に崩壊した。このことから模型地盤がほぼ 2 次元的な浸透、崩壊挙動を示したものと判断した。外水位高さ H が 0.20 m の Case-2 では、浸透開始から 1890 sec 経過後においても崩壊を確認することはできず、Case-1 ですべり破壊直前に発生した裏法尻部の小崩壊も発生しなかった。これは、外水位高さ H が変化することで堤体内部の飽和領域や模型内部に作用する浸透力に差異が生じ、外水位高さ H が高いケースでより飽和領域が拡大し、堤体のせん断抵抗が広い範囲で低下した上に、堤体内に発生する浸透力が増加したためと考えられる。

図-5 に間隙水圧計で計測した圧力水頭の経時変化を示す。同図では、Case-1 の実験結果を白のプロット、Case-2 の実験結果を黒のプロットで表す。これより、両ケースにおいて、各計器が反応する時刻、圧力水頭の上昇勾配がほぼ等しいことから、実験の精度と再現性を確認できる。また、外水位の変化によって内部の浸透状況は異なり、外水位高さの高い Case-1 の方が外水位高さの低い Case-2 よりも定常状態に至るまでに要する時間が短い。

崩壊が生じた Case-1 では、崩壊が始まった 658 sec 直後に、PWP2、PWP3 において値が一度上昇した後に減少する乱れが見られた。これは先述のとおり、裏法尻部の小崩壊、すべり崩壊に起因していると考えられ、すべり崩壊が裏法尻部から模型中央にまで影響したことが伺える。

図-6 に崩壊開始から 5 sec 後の模型断面図を示す。同図では天端中央部と裏法側天端短部の間の位置にクラックが発生している。また、模型側面に作製したメッシュの変形をもとに、すべり面を破線で描いた。

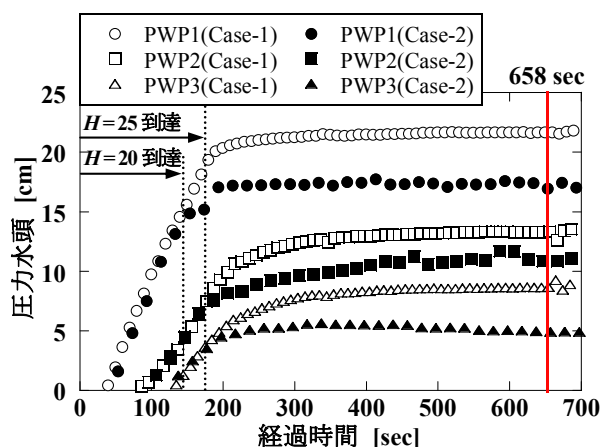


図-5 間隙水圧計の経時変化

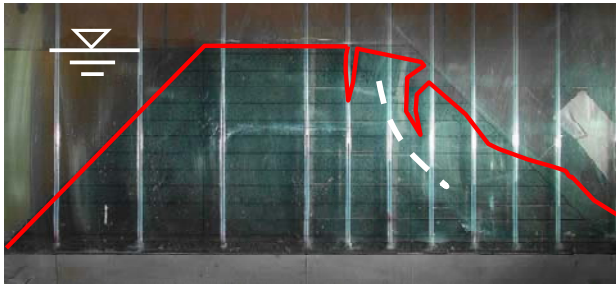


図-6 模型地盤の崩壊形態

4. 模型実験の再現解析

堤体の浸透崩壊における要因は、堤体内部の浸透水による、不飽和土の重量増加によるせん断力増加、飽和土および不飽和土の浸透水の流入に伴うせん断強度低下、水の浸透力の作用などが挙げられる。本研究では最初に不飽和・飽和浸透流解析を用いて、先述の模型実験における堤体内部の浸透水による間隙水圧、飽和度の経時変化を数値的に再現する。つづいて、軽部らの式^{3)~5)}を用いて、浸透流解析により求めた堤体内部の間隙水圧や飽和度分布に基づいて堤体のせん断強度変化を考慮した上で、剛塑性有限要素法による斜面安定性解析を行った。

4.1 飽和・不飽和浸透流解析

(1) 解析モデル

有限要素メッシュと境界条件を図-7に示す。本解析は、3次元プログラムのため8節点ソリッド要素と6節点ソリッド要素を用いた。また解析では変形を2次元的に捉えることとし、奥行きは単位長さ1mに設定した。

(2) 解析モデル境界条件（外水位、浸入、浸出条件）

境界条件は、模型実験と同様の条件となる様に水位、浸入、浸出条件を図-7のように設定した。外水位は、図-4に示すように、表法面側で一定の速度で上昇させ定常水位 H を実験同様に0.25mと0.20mの2ケースの条件で解析を行った。浸透は、表法面を浸入面とし、裏法面、天端に浸出面を設けた。

(3) 解析に用いたパラメータ

解析に用いたパラメータを表-2に、不飽和浸透特性を図-8に示す。透水係数は、透水試験により求めた。不飽和浸透特性は、実験データが不足していることから砂質土の値⁷⁾を準用した。また、浸透によって模型内部の圧力分布が変化しても模型の初期の飽和度 S_r (31.4%)を下回るという矛盾が起こらないように飽和度 $S_r \sim$ サクション h を設定し、この関係に van Genuchten の式⁸⁾を適用して飽和度 $S_r \sim$ 比透水係数 K_r を求めた。また、有効間隙率は、逆算した不飽和浸透特性と整合するように残留体積含水率より設定した。比貯留係数は、ゆるい砂を想定した値⁷⁾を準用している。これらのパラメータは非定常時では圧力水頭や飽和度分布などの解析結果に多少の差異をもたらすが、定常時では解析結果が一定値を示す結果を得ている。よって、非定常時の解析結果の精度にはやや課題が残るものの、定常時の結果に基づく安定解析には上述のパラメータによる解析結果への影響はない。なお、本解析では透水係数の異方性は考慮していない。

(4) 初期水頭の設定

本実験では、模型作製試料の含水比、締固め度 D_c を管理しているため、模型内部は初期飽和度が一定である。そのため、模型内部のサクションも一定と考えられることから解析初期の圧力水頭分布を解析領域全域で25cmに設定した。この初期条件は不飽和浸透特性と整合させている。

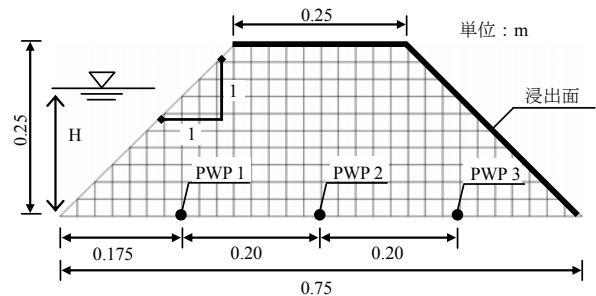


図-7 解析メッシュ

表-2 浸透流解析に用いたパラメータ

透水係数 (k) [cm/sec]	0.083
有効間隙率 (n_e)	0.327
比貯留係数 (S_s) [1/cm]	0.0083

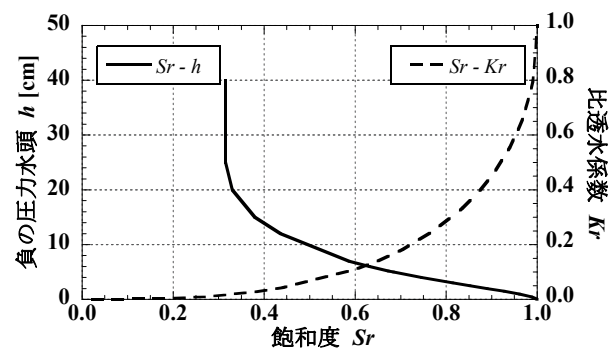


図-8 不飽和浸透特性

(5) 解析結果

図-9に、Case-1の模型底部における圧力水頭の経時変化を、解析結果と実験結果で比較した。図では、実験値と解析値が大きく乖離していることがわかる。この原因として、解析において実験同様の境界条件が正確に再現できていないということが考えられる。すなわち、模型が土槽との境界面ですべりが発生しないように摩擦抵抗を高めるために設置した金網によって、境界面における透水性を高め、水みちが発生したと考えた。そこで、金網を取り外した堤体に対する浸透実験を行い、実験中に裏法尻の端部から流出される浸透水量を目視で比較した。その結果、金網を設置した方の浸透水量が明らかに多いことを確認したことから、解析結果と実験結果の乖離の原因は水みちの発生であると結論付けた。そのため、水みちを考慮しない数値解析結果では、定常状態における間隙水圧値を過大評価するとともに、堤体下部への浸透が容易になることにより間隙水圧計の反応時間を過大評価する結果になったものとする。これらの結果を踏まえ、実験同様に模型底部に水みちを設けて解析

を再度実施した。水みちは、モデル底部に位置する要素の透水係数を大きくすることで表現し、10倍に設定すると実験結果とほぼ一致する結果が得られた。よって、以後の全ての剛塑性解析による安定解析には水みちを考慮した浸透流解析結果を用いることとした。

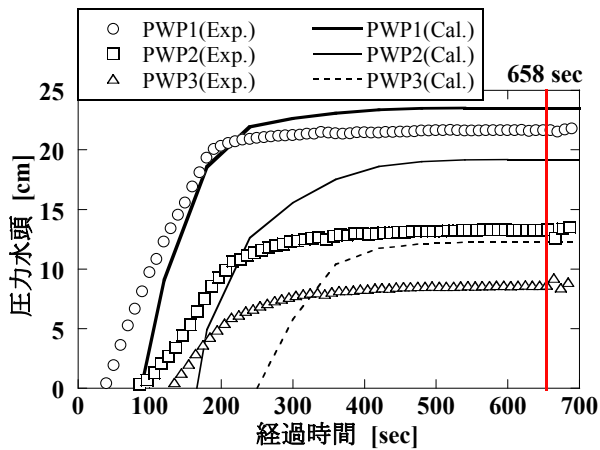
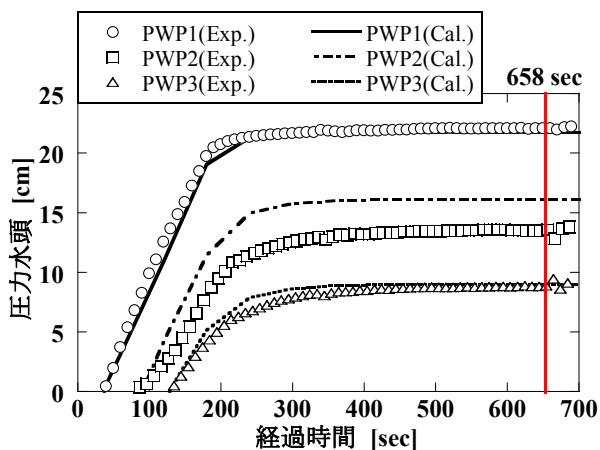
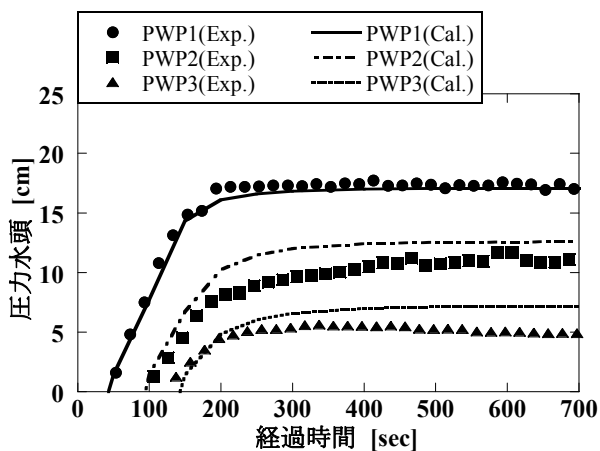


図-9 圧力水頭の経時変化($H=0.25$ m, 水みちなし)



(a) Case-1



(b) Case-2

図-10 圧力水頭の経時変化(水みちを考慮)

水みちを想定した解析結果と実験結果の比較した図を図-10に示す。Case-1では、水みちを想定することでPWP1とPWP3は、実験値と解析値がほぼ一致した。PWP2は、解析値が実験値より圧力水頭が数cm大きい値となった。Case-2も同様に水みちを考慮して解析を行った。このケースではPWP1は、実験値と解析値がほぼ一致したが、PWP2とPWP3は定常状態で実験値の圧力水頭値が解析値より僅かに小さい結果となった。これらの原因として、模型内部の不均一性が原因と推測されたが、これ以上の詳細な検討は行っていない。

図-11に解析により得られた飽和度分布図を、Case-1の模型地盤の崩壊時刻である660 sec時ならびにCase-2の浸透時刻1890 sec時で比較する。この図より、模型実験で浸透崩壊が見られたCase-1の解析では堤体模型内部のほとんどの領域が、飽和状態であると推測される。Case-2の解析も同様に広範囲で飽和状態にあるが、すべり面が発生する裏法面天端付近で不飽和領域が広く存在するため安定性が維持されていることが推測される。

以上より、水みちを設定することで比較的精度よく実験結果を再現できることが確認できた。よって、以後の斜面安定解析では、水みちを考慮した解析結果を用いることとする。

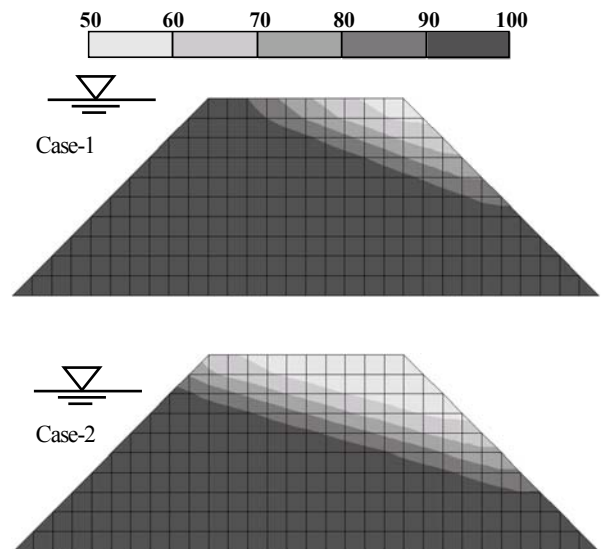


図-11 定常状態の飽和度分布の比較(水みちを考慮)

4.2 斜面安定解析

(1) 解析対象とする浸透時刻

斜面安定解析では、各時間における浸透状況(飽和度、間隙水圧)を考慮して行う。本解析では、図-12に示す6つの浸透時間の浸透流解析結果を用いて斜面安定解析を行ない、安全率とすべり面の発生位置を求めた。

(2) 境界条件(拘束、荷重)

変位(変位速度)の拘束条件は、模型底面で完全拘束とし、全節点で奥行き方向の変位を拘束した。それ以外の節点は自由条件とした。また、表法面には外水による所定の水圧を作用させる。

(3) 斜面安定解析に用いたパラメータ

斜面安定解析に必要な土の強度定数を、一面せん断試験により求めた内部摩擦角 ϕ を飽和状態の内部摩擦角 ϕ' として準用した。模型地盤の単位体積重量は 15.0 kN/m^3 である。解析に用いた

パラメータの値を表-3に示す。不飽和土のサクシオンによる強度増加は加藤らの所論⁵⁾に従って粘着力の増加により評価する。

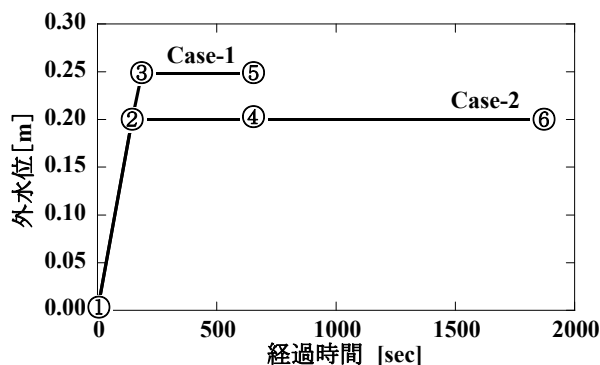


図-12 斜面安定解析の対象時刻

表-3 斜面安定解析に用いたパラメータ

粘着力 (c') [kN/m^2]	0.1
内部摩擦角 (ϕ') [$^\circ$]	32.0
単位体積重量 (γ_t) [kN/m^3]	15.0

(4) 解析結果

図-13に安全率の経時変化を示す。図より、浸透時間の経過によって安全率が低下していることがわかる。また、外水位 H を0.20 mと0.25 mで維持すると両者で安全率の低下率が大きく異なった。これは、外水位高さ H により模型地盤内部の飽和度に差異が生じた(図-11参照)ことに起因しており、この現象を反映して安定解析が行われていることが伺える。実験で模型地盤に崩壊が見られた図-12の⑤の時刻では安全率が0.994となり不安定である結果となった。実験結果とよく対応しており、安定解析が正確に行われている。

図-14に安定解析から得られる塑性ひずみ速度分布図を示す。この図より、裏法側の天端のり肩から天端中央方向へ約5.0 cmの位置から裏法尻部に向かってすべり面が発生していることがわかる。これは、模型実験でのすべり面発生位置にほぼ一致した(図-6参照)。これらのことより、浸透による堤体の崩壊現象を、飽和・不飽和浸透流解析と剛塑性有限要素法による斜面安定解析で再現することができ、崩壊時刻をある程度精度良く求められることを確認できた。

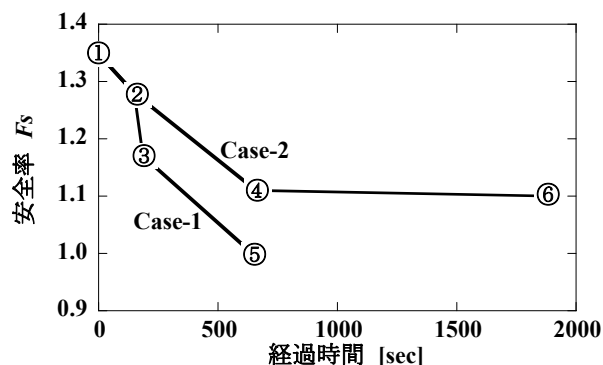


図-13 安全率の経時変化

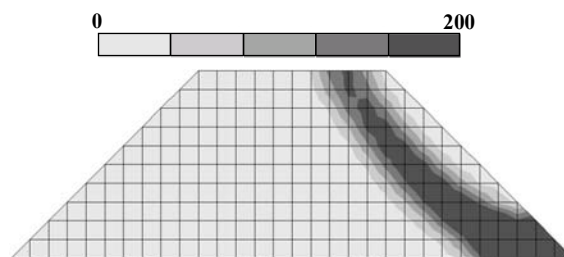


図-14 塑性ひずみ速度分布図

5. 被害事例への適用

上述のように妥当性を検証した本解析手法を用いて、平成16年7.13新潟水害で破堤した五十嵐川堤防を対象として数値解析を実施し、当該堤体の浸透に対する安定性を評価する。解析対象となる破堤事例は越流侵食が主な破堤原因と考えられているため、本手法を適用することですべての現象を表現することはできないと考える。しかし、本手法の適用により得られる知見も少なくないと考え、当該事例を解析対象とした。

5.1 五十嵐川堤防破堤の概要⁹⁾

7月13日の雨量および河川水位を図-15に示す。破堤箇所では7月13日午前10時頃に一度越水が生じ、その後一時的に水位が低下したものの、再び午前12時頃から上昇に転じ、午後1時頃に破堤に至ったと推定されている。越流水深は最大で0.5 mほどであり、越流による侵食により破堤したと推測されている。

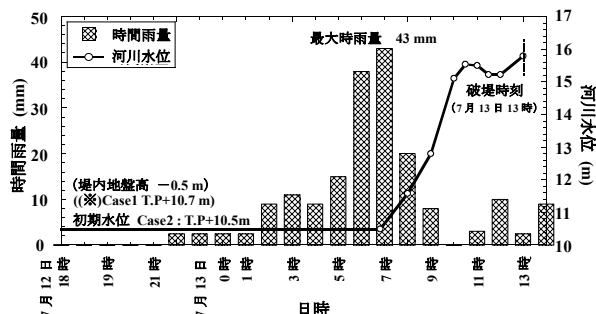


図-15 破堤時刻付近の降雨量と河川水位

5.2 解析条件

推定地質断面図⁹⁾を基に図-16で示される堤防の安定解析を行なった。なお、解析には破堤箇所下流の断面(最下流断面)と破堤箇所の断面(落掘形成断面)の2ケースを考慮した。本稿では、それぞれをCase-3、Case-4と呼ぶ。表-4に解析に使用した地盤物性値を示す。浸透特性については既往の文献⁸⁾を参考に設定した。強度特性は被災後に実施されたボーリング調査や室内試験などより設定した。各種境界条件および初期水位を図に示す。飽和・不飽和浸透流解析の境界条件として図-16に示すように、堤内地表面、堤防表法面に河川水の浸透境界(水位変動境界)、地表面全てに降雨による浸透境界、裏法部に浸出境界を設定した。また、基礎地盤の両端部に地下水位相当の水頭値を初期値として与えた。解析に使用した降雨データおよび

河川水位は図-15を用いた。

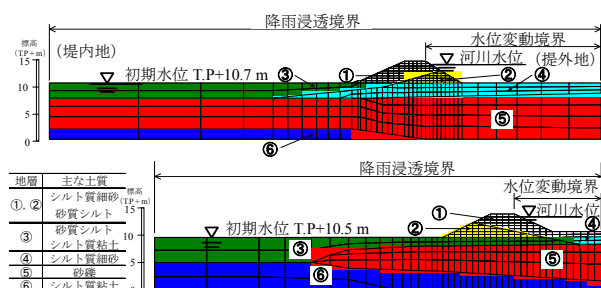


図-16 解析モデル（上段 Case-3, 下段 Case-4）

表-4 地盤の物性値⁸⁾

地層番号	①	②	③	④	⑤	⑥
浸透特性	砂質土	砂質土	粘性土	砂質土	砂質土	粘性土
k (cm/sec)	1.0E-04	1.0E-04	1.0E-05	1.0E-04	1.0E-01	1.0E-06
強度特性						
ϕ (°)	27.0	33.0	0.50	30.0	35.0	0.50
c (kN/m ²)	1.0	1.0	30.0	0.0	0.0	30.0
γ_t (kN/m ³)	16.7	16.7	16.2	17.6	17.6	16.7

注) 不飽和浸透特性, 有効間隙率, 非貯留係数は既往の文献より設定した

5.3 解析結果

解析結果を図-17, 18に示す。Case-3は破堤推定時刻にて安全率は1を上回り、堤内地側の堤体法尻が浸潤面下にて崩壊する結果が得られた。一方、Case-4は推定破堤時刻以前に安全率が1を下回り、堤内地側の基礎地盤が多次元浸透破壊を起こす結果となった。両事例の差異はCase-3では砂礫層が連続するのに対して、Case-4は砂礫層が消失する行き止まり地盤であることによる。砂礫層の3次元的な構造を考慮しないために基礎地盤の水圧を過大評価したためにCase-4にて安全率が過小評価となったが、現実的な解が得られたと考える。破堤開始地点はCase-4断面のやや下流地点であり、越流により破堤したと推測されている。Case-4断面付近では大きな落堀が形成された。本解析手法では、越流における侵食による形状変化を考慮していないが、越流する以前の状態から裏法尻付近の地盤が多次元浸透破壊により軟弱になっていることが解析結果から得られており、これが落堀形成に関与したと推測される。

図-18の崩壊形態に示すように、Case-3では裏法面法尻付近がせん断破壊するのに対してCase-4では堤内地の表層地盤がヒービング破壊（多次元浸透破壊）を生じており、従来の解法では表現できない崩壊形態が示された。

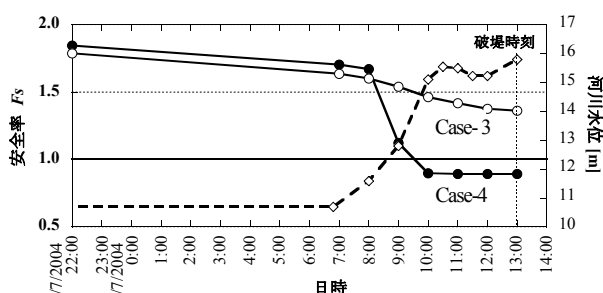


図-17 安全率の経時変化と河川水位

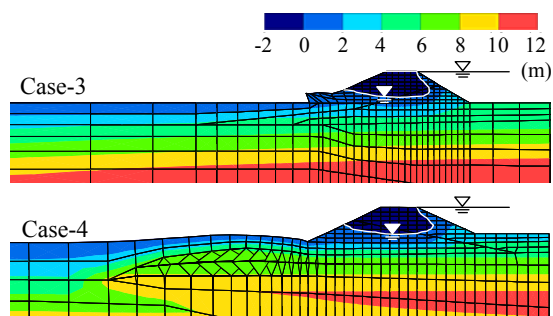


図-18 崩壊時刻における圧力水頭分布と崩壊形態図

6. 結論

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 浸透による地盤のせん断強度低下を考慮した斜面安定解析手法として、非関連流れ則による強度低減型剛塑性構成式を誘導した。また、堤体や地盤の飽和度に応じて、不飽和地盤にはサクシオンによる地盤の強度変化を取り入れた全応力解析、飽和地盤には水の浸透力を考慮した有効応力解析を実施することで、堤体と基礎地盤の安定性を同時に評価できる手法を提案した。
- 2) 模型実験の再現解析により、飽和度や圧力水頭分布が定量的に評価できれば、本解析手法により地下水浸入時の河川堤防の安定性評価を精度よく実施できる事を示した。よって、安全率が1を下回る時刻を河川堤防の浸透崩壊時刻として十分精度よく表現可能である。
- 3) 破堤事例の解析より、堤体基礎地盤の地質構造の差異により、安全率と崩壊形態の異なることを示した。すなわち、砂礫層の消失する行き止まり地盤では多次元浸透崩壊発生の可能性を示した。よって、本解析手法によれば、従来のテルツァーギーの1次元浸透破壊理論では考慮できなかった、複雑な地盤構成の河川堤防の安定性や、多次元的な地盤の変形を本解析手法では表現可能である。
- 4) 剛塑性構成式を用いた安定解析手法である本手法は、河川堤防の浸透破壊現象を対象としており、浸透による進行破壊現象や越流侵食による堤体の不安定化を考慮するまでは至っていない。今後は、越流侵食による堤体の形状変化を考慮し、剛塑性構成式を用いた変形解析手法の開発などの工夫により、進行的な浸透破壊現象や越流侵食による破堤現象を表現できる手法を構築することが課題となる。また、河川堤防の破堤現象は本来、越流破壊と浸透破壊とを完全に区別できる現象ではなく、越流侵食による堤体の不安定化により堤体内部にすべり破壊が生じるような、越流破壊と浸透破壊の複合破壊現象と捉えるべきであり、これらの現象解明、統一的に解析できる手法の構築、ならびに詳細な地盤情報の収集が精度の高い破堤時刻予測には欠かせない。

謝辞

本研究は長岡技術科学大学環境・建設系の環境防災研究室の多くの学生の支援を受けました。卒業生の堀越俊寛氏には特に被害事例解析の検討で多大なる支援を頂きました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Rigid Plastic Finite Element Method in Geotechnical Engineering, Computational Plasticity, Current Japanese Material Research, pp.15-23, 1990.
- 2) 大塚 悟, 宮田善郁, 池本宏文, 岩部 司: 剛塑性有限要素法による斜面安定解析, 地すべり, 第38巻 第3号, pp.75-83, 2001.
- 3) 軽部大蔵, 加藤正司, 勝山潤一: 不飽和カオリン粘土の有効応力と力学定数, 土木学会論文集, No. 370, pp.179-188, 1986.
- 4) 軽部大蔵, 加藤正司, 浜田耕一, 本田道識: 不飽和土の間隙水の状態と土塊の力学挙動の関係について, 土木学会論文集, No. 535/III-34, pp.83-92, 1996.
- 5) 加藤正司, 吉村優治, 河合克之, 寸田 亘: 不飽和土の一軸圧縮試験時の強度特性に及ぼすサクシヨンの影響, 土木学会論文集, No. 687/III-56, pp.201-218, 2001.
- 6) Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. and Widger, R.A.: The shear strength of unsaturated, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.15, pp.313-321, 1978.
- 7) 財団法人国土技術研究センター: 河川堤防構造検討の手引き, 2002.
- 8) van Genuchten, M.T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society American Journal*, Vol.44, pp.892-898, 1980.
- 9) 7.13 新潟豪雨洪水災害調査委員会: 7.13 新潟豪雨洪水調査委員会報告書, 2005.

(2010年3月9日 受付)