

不飽和浸透－変形連成解析による河川堤防の安全性評価

Estimation of the safety of river embankment
using an unsaturated seepage - deformation coupled analysis

小高猛司*, 岡二三生**, 木元小百合***, 角南 進****, 加藤亮輔*****

Takeshi KODAKA, Fusao OKA, Sayuri KIMOTO, Susumu SUNAMI and Ryosuke KATO

平成 16 年日本各地で発生した豪雨災害に見られるように、近年計画高水位を上回る洪水が多発し、河川堤防の破壊が頻発している。そのため、堤防の安全性照査手法の見直しの必要性が高まっている。本研究では、混合体理論に基づく非定常不飽和浸透－変形連成解析手法を開発し、浸水時の堤防の安全性評価を行った。典型的な河川堤防のモデル地盤を対象として解析を行った結果、堤体の変形が急激に進行しはじめる時点での局所動水勾配は 0.45 程度であることが確かめられ、現行の安定性評価基準のひとつである局所動水勾配 0.5 以下という数字は必ずしも安全側ではない可能性があることが確かめられた。さらに、各種の堤防強化手法の効果についても確認することができた。

キーワード：河川堤防、不飽和浸透、変形解析、動水勾配、数値解析

River embankment, unsaturated seepage, deformation analysis, hydraulic gradient, numerical analysis

1. はじめに

平成 16 年は日本各地で計画高水位を上回るような集中豪雨が多発し、それにより数多くの堤防が破壊した。主因は越水、浸透およびそれらの複合作用であるが、同じ河川堤防の破壊であっても、越水開始から破壊までの時間や、崩れ初めてから完全に破壊するまでの時間は、それぞれの事例で異なっていた。平成 16 年豪雨の特徴は、局所的かつ短時間に大量の降雨に見舞われたことであり、日本全国のどの河川であっても、同じ条件の降雨に襲われれば、計画高水量を上回る危険性は高い。人命や財産を守る堤防に望まれる条件は、越水しても破壊しない、あるいは、破壊するにしても安全に避難できるだけの時間を要するものであることである。しかし、堤防のほとんどは現地調達地盤材料で構成されており、堤防の特性は千差万別であるのに加え、総延長が莫大であることから、堤防の安全性評価はほぼ手つかずのままになっているのが現状である。また、従来の安全性評価手法は、浸透解析による局所動水勾配による浸透破壊の予測と、円弧すべり解析による滑り破壊の検討を別個に行うものであり、洪水時に起こりうる堤防の破壊形態を必ずしも正確に模擬したものとはなっていない。

そこで本研究では、多相系材料の変形解析法を用いて堤防の安全性を検討する手法を提案する。具体的には、2 相混合体理論に基づいて、不飽和浸透－変形連成解析手法を定式化し、不飽和浸透時に起こりうる土骨格の変形問題の解析を行う。その際、不飽和浸透は、間隙が常に

排気状態であると仮定することにより、間隙空気の運動までは考慮せず、2 相系の解析で行うこととする。不飽和浸透特性については、水分特性曲線を与えることにより、サクションと土中の水分量との関係を別途与える従来型の不飽和浸透解析の手法をそのまま継承して用いることとする。以上のように新たに提案する不飽和浸透－変形連成解析を用いて、典型的な堤防断面の安全性評価を行う。用いた堤防断面の形状は 1 種類であるが、堤防盛土の透水性、および堤防下に存在する基礎地盤の透水性を変えることにより、安全性の評価を行う。また堤防断面内への不透水層の設置、堤防法面への遮水シートの設置等の各種堤防強化工法の効果についても言及する。また、本研究の全解析を通し、堤防の安全性の評価にあたっては、堤防法面の変形に着目し、破壊と判断されるひずみが発生するまでの時間を用いることとする。

2. 不飽和浸透－変形連成解析

2.1 支配方程式

本研究では、Oka らによる砂の弾塑性構成式¹⁾を組み込んだ液状化解析コード LIQCA2D-04²⁾を不飽和浸透問題に拡張し、新たに LIQCA2D-SF として用いている。はじめに、この LIQCA2D-SF の定式化について述べる。

2 相混合体理論に基づき、固相（土骨格）の変位と液相の圧力（間隙水圧）を未知数とする u-p formulation を用いて場の方程式の定式化を行う。力のつり合い式は以下に示すようになる。

* 京都大学大学院工学研究科 助教授
 ** 京都大学大学院工学研究科 教授
 *** 京都大学大学院工学研究科 助手
 **** (株)日建設計 中瀬土質研究所 主任研究員
 ***** (株)日建設計シビル 技師

Associate Prof., Graduate school of Engineering, Kyoto University
 Prof., Graduate school of Engineering, Kyoto University
 Research Associate, Graduate school of Engineering, Kyoto University
 Senior Chief Research Engineer, NNGI, Nikken Sekkei Ltd.
 Engineer, Nikken Sekkei Civil Engineering Ltd.

$$\bar{\rho} \ddot{u}_i^s = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \bar{\rho} b_i \quad (1)$$

ここに、 $\ddot{u}_i^s$ は固相の加速度ベクトル、 b_i は物体力ベクトル、 σ_{ij} は全応力テンソルである。また、 $\bar{\rho}$ は混合体の密度であり、次式で表される。

$$\bar{\rho} = (1-n)\rho^s + nS_r\rho^f \quad (2)$$

n は混合体の間隙率、 ρ^s および ρ^f はそれぞれ固相および液相の密度であり、 S_r は飽和度である。なお、

$$\bar{\rho}^f = S_r \cdot \rho^f \quad (0 \leq S_r \leq 1) \quad (3)$$

とおくことにより、不飽和土における見かけの液相の密度 $\bar{\rho}^f$ を定義する。式(1)のつり合い式を解くのにあたり、Okaらの繰返し弾塑性構成式¹⁾を用いるとともに、空間離散化には有限要素法を適用し、時間離散化にはNewmarkの β 法を適用して計算を行う²⁾。

一方、連続式は全水頭 h を用いて次式のように表すことができる。

$$-\frac{k}{\gamma_w} \bar{\rho}^f \ddot{\varepsilon}_{ii}^s - k \frac{\partial^2 h}{\partial x_i^2} + \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \frac{n}{\bar{K}^f} \dot{p} = 0 \quad (4)$$

ここに、 k は透水係数、 γ_w は液相の単位体積重量、 ε_{ii}^s は固相の体積ひずみであり、 p は間隙水圧である。また、 $\bar{K}^f$ は見かけの液相の体積弾性係数であり、液相の体積弾性係数 K^f および比水分容量 C を用いて、次式のように定義することができる^{3),4)}。

$$\frac{1}{\bar{K}^f} = \frac{S_r}{K^f} + \frac{C}{n\gamma_w} \quad (5)$$

式(4)の連続式は領域 V の中で満足すると考えれば、

$$\int_V \left(-\frac{k}{\gamma_w} \bar{\rho}^f \ddot{\varepsilon}_{ii}^s - k \frac{\partial^2 h}{\partial x_i^2} + \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \frac{n}{\bar{K}^f} \dot{p} \right) dV = 0 \quad (6)$$

となる。上式は以下のように変形することができる。

$$\begin{aligned} \int_V \left(-\frac{k}{\gamma_w} \bar{\rho}^f \ddot{\varepsilon}_{ii}^s + \dot{\varepsilon}_{ii}^s + \frac{n}{\bar{K}^f} \dot{p} \right) dV &= \int_V k \frac{\partial^2 h}{\partial x_i^2} dV \\ &= \int_S k \frac{\partial h}{\partial x_i} n_i dS \end{aligned} \quad (7)$$

第1式から第2式の変形はガウスの発散定理による。さらに、式(7)の右辺を、水平および鉛直方向が x および y 座標である2次元場で表すと、

$$\int_S k \frac{\partial h}{\partial x_i} n_i dS = \int_S \left\{ \frac{k}{\gamma_w} \frac{\partial p}{\partial x} n_x + \frac{k}{\gamma_w} \left(\frac{\partial p}{\partial y} - \gamma_w \right) n_y \right\} dS \quad (8)$$

となり、鉛直方向には圧力勾配による間隙水の流れの他に、自重による鉛直下向きの流れ場も表現することが可能となる。ここに、 n_x および n_y はそれぞれ、境界 S における x および y 方向の法線ベクトルである。通常の飽和地盤の浸透解析の場合は、初期条件が静水圧場、すなわち、

$$p_s = \gamma_w \cdot y \quad (9)$$

であることが多いため、静水圧に起因する圧力勾配による上向きの流れ場と式(8)の自重による下向きの流れ場がキャンセルアウトするために、自重による流れ場を考慮する必要はほとんどない。しかし、多次元場での不飽和浸透解析を行う場合には、初期間隙水圧分布が静水圧場ではない場合がほとんどであるため、自重による流れ場を考慮しなければ正確な浸透解析はできない。

本研究で用いるLIQCA2D-SFでは、式(7)および(8)で得られる連続式は、LIQCA2D-04と同様に、赤井・田村の方法⁵⁾をベースとした空間離散化²⁾を施し計算を行う。すなわち、式(7)の左辺の固相の変形に関する部分については有限要素法を用いて空間離散化を行い、式(8)の右辺の間隙水圧に関する部分については、要素重心で間隙水圧を定義する差分法を用いて空間離散化を行う。

以上のように求められた、つり合い式と連続式を連成することにより、固相の変位(加速度)と間隙水圧を求めることができる。

2.2 不飽和浸透特性

本研究では、不飽和浸透特性を表現するのにあたり、汎用性の高いVan Genuchtenによる不飽和浸透モデル⁶⁾を用いる。すなわち、次式で定義する有効飽和度 S_e の概念を導入する。

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{nS_r - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} \quad (10)$$

ここに、 θ は体積含水率、 θ_s は飽和状態での体積含水率であり間隙率 n に等しい。また、 θ_r は高サクション条件下での体積含水率であり、粒子間に付着して高サクション条件でも残留し続ける水分量を表す。豊浦砂のような比較的粒径が大きく均等な砂の場合は、 θ_r はゼロとなり、有効飽和度は通常の飽和度と等しくなる。

水分特性を決定するため、有効飽和度 S_e を負の圧力水頭 ψ と次式で関係付ける。

$$S_e = \left(1 + |\alpha \psi|^{n'} \right)^{-m} \quad (11)$$

ここに、 α は ψ の逆数の次元を持つスケーリングパラメータであり、 n' 、 m は水分特性曲線の形を決める形状パラメータであり、 n' と m を次式で関係付けることにより、S字型の水分特性曲線を表現することが可能となる。

$$m = 1 - \frac{1}{n'} \quad (12)$$

なお、本論文の解析では河川堤防の構造検討の手引き⁷⁾を参照して $\alpha = 2$ 、 $n' = 4$ を用いている。また、式(5)で用いる比水分容量 C は、次式のように求められる。

$$C \left(\equiv \frac{d\theta}{d\psi} \right) = \alpha(n'-1)(\theta_s - \theta_r) S_e^{1/m} (1 - S_e^{1/m})^m \quad (13)$$

また、透水係数に対する不飽和透水係数の比である比透水係数 k_r は次式で定義される。

$$k_r = S_e^{1/2} \left\{ 1 - \left(1 - S_e^{1/m} \right)^m \right\}^2 \quad (14)$$

以上の関係を用いて、不飽和浸透特性を表す。

実際の解析では以下の方法で不飽和領域を扱う。はじめに、要素の圧力水頭を次式で算定する。

$$\psi = \frac{p}{\gamma_w} \quad (15)$$

地下水位以浅の不飽和領域では、地下水位からの高さ Δy の位置水頭分の負圧 $-\gamma_w \cdot \Delta y$ が初期圧力水頭であるとするが、その値は規定の初期飽和度以下にはならないと仮定する。したがって、規定の初期飽和度から式(11)の van Genuchten 式を用いて逆算される圧力水頭を下限値とする。また、圧力水頭が負の場合には、サクションとして初期平均有効応力に付加し、サクションによる地盤剛性の増加を考慮する。次に、式(15)で算定された圧力水頭を用いて式(10)、式(11)より有効飽和度および飽和度を算定する。これにより得られた有効飽和度を用いて、式(13)より比水分容量 C を、式(14)より比透水係数 k_r を算定する。これらの算定値から、不飽和部の間隙水の見かけの体積弾性係数および透水係数を逐次更新する。なお、初期飽和度より低い飽和度の領域においては、間隙水は間隙を自由に流動できる自由水ではないと仮定し、式(8)の右辺最終項の自重による流れ場の項は解析では除外する。初期飽和度よりも高い飽和度の領域でのみ、自重による流れ場が発生するとしてその項を考慮するものとする。

2.3 動的解析のスキームの適用について

本論文で示す事例は、すべて不飽和浸透時の堤防の変形解析であり、準静的問題と見なすことができる。したがって、以上で示した動的解析のスキームを用いる必要性はそれほど高くない。しかしながら、浸透破壊は、有効応力が急激に低下する一種の液状化問題であり、破壊時には解析に大きな不安定性が発生する。そのため、あらかじめ加速度項を付加した双曲型の支配方程式に立脚した動的解析のスキームを用いることにより、準静的な安定領域から、液状化に近い不安定領域までを連続的にスムーズに解析することが可能となる。この種の動的解析スキームを地盤解析の準静的問題に適用している例として、動的緩和法による支持力解析^{8), 9)}などがある。また、本研究では、堤防の浸水時の耐震性評価¹⁰⁾も視野に入れており、動的解析を用いることの利点は多い。

3. 堤防モデル地盤の解析

3.1 解析条件

本研究で用いる堤防モデルを図-1 のように設定する。天端 5m、盛土高さ 6m、斜面長 12m の川表側・川裏側勾配がともに 1:2 の堤体である。実存する堤防断面を模擬してこの解析断面を決定した。各メッシュの高さはすべて 0.2m であり、横幅は天端直下部で 0.5m、法面部で 0.4m とした。盛土材料は Oka ら¹⁾による弾塑性構成モデルを用い、表-1 のパラメータを使用する。地下水面の設定として初期水位は 1m と仮定し、堤体右側（川表側）の水

位を上昇させた。なお、川裏側の法面には浸透の進行に伴い浸潤面が現れるが、その場合には浸潤面、法面上の浸出点、ならびに法面表面は連続した流線となる必要がある。それを表現するためには、川裏側の法面表層を流れる表層流を模擬しなければならない。そこで本研究では、流水境界と呼ぶ境界条件を新たに設定した。すなわち、図-2 に示すように、堤体表面を不透水境界とするとともに、川裏側法面の表層から 2 要素分を、透水係数が盛土部の 10 倍とした。その他の変位境界条件としては、堤体モデルの下面を固定境界としている。水頭の境界条件としては、川表側では水位上昇に伴いその水位に相当する水頭を、川裏側では初期水位部分に 1m 分の水頭を与えた。

以下に各解析ケースについて、具体的な解析条件を説明する。

表-1 解析に用いた土質パラメータ

解析モデル	江戸崎砂 砂の弾塑性モデル
初期間隙比 e_0	0.856
圧縮指数 λ	0.018
膨潤指数 κ	0.0055
初期せん断係数比 G_0/σ'_{m0}	873
透水係数 k (m/s)	1.0×10^{-5}
重力加速度 g (m/s ²)	9.8
密度 ρ (t/m ³)	1.91
変相応力比 M_m	0.909
破壊応力比 M_f	1.122
硬化関数中のパラメータ B_0	2200
硬化関数中のパラメータ B_1	30
硬化関数中のパラメータ C_f	0
水の体積弾性係数 K_f	2.0×10^5
擬似過圧密比 OCR	1
C_d	2000
ダイレンタンシー係数 $D_{0,n}$	5.0, 1.5
塑性基準ひずみ γ_{ref}^p	0.005
弾性基準ひずみ γ_{ref}^E	0.01
初期応力解析	
ヤング係数 E (kPa)	8.80×10^4
ポアソン比 ν	0.258
内部摩擦角 Φ'	35
粘着力 c (kPa)	10

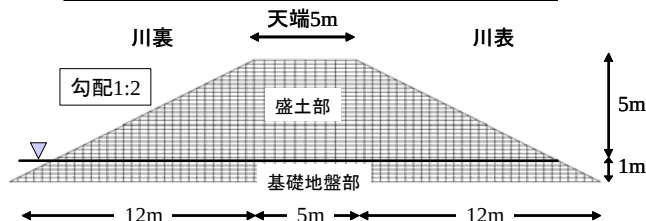


図-1 解析に用いた堤防モデル地盤の諸元

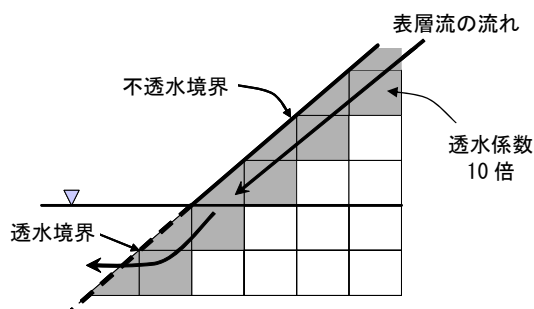


図-2 流水境界の概要

表-2 基本ケースの解析条件と解析結果

	初期飽和度		透水係数*		水位上昇速度**	破壊までの時間 (hour)
	基礎	盛土	基礎	盛土		
I	1.0	0.6	1	1	1	118
II	1.0	0.8	1	1	1	47
III	1.0	0.6	5	1	1	90
IV	1.0	0.6	1/5	1	1	120
V	1.0	0.6	1	5	1	31
VI	1.0	0.6	1	1/5	1	破壊せず
VII	1.0	0.6	1	1	2	110
VIII	1.0	0.6	1	1	低下	110

* 透水係数は、基本ケース I の飽和透水係数 $1.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ からの倍率を表す。

** 水位上昇速度は、基本ケース I における $1/3 \text{ m/hr.}$ からの倍率を表す。

(1) 基本ケース

表-2 に示すように、8 種類の解析ケースについて安全性の検討を行った。これらは図-1 の堤防モデルを用いて、飽和度と透水係数などの地盤条件により、堤防の安定性がどのように異なるかについて検討したものであり、基本ケースと呼ぶ。最も基準となる解析ケースである基本ケース I は、初期水面以下の地盤（以下この部分を基礎地盤部と呼ぶ）の飽和度を 1.0 とし、初期水位より上の盛土部の初期飽和度を 0.6 と設定した。透水係数は基礎地盤部、盛土部ともに $1.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ 、川表の河川水位上昇速度は $1/3 \text{ m/hr.}$ とし、15 時間かけて初期水位 1m から 6m まで水位が上昇したと仮定した。他の 7 つの解析ケースは、この基本ケース I から、種々の地盤条件を変えたものである。基本ケース II は、盛土部の初期飽和度による影響を観察するために、盛土部の初期飽和度を 0.8 に変更したものである。基本ケース III および IV は、基礎地盤部の透水係数による影響を評価するために、基礎地盤部の透水係数をそれぞれ、 $5.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ および $2.0 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ に変更したものである。さらに、基本ケース V および VI は、盛土部の透水係数による影響を評価するために、盛土部の透水係数をそれぞれ $5.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ および $2.0 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ に変更したものである。

最後の 2 つのケースは、地盤材料は基本ケース I と同じであるが、河川の水位上昇速度や逆に急激な水位低下による影響を評価するためのものである。基本ケース VII は、水位上昇速度を基本ケース I の 2 倍に相当する、 $2/3 \text{ m/hr.}$ に変更したものである。また基本ケース VIII は急激な水位低下を模擬した解析ケースであり、水位上昇開始から 100 時間後に、川表側の水位を $2/3 \text{ m/hr.}$ で急低下させた。

(2) 強化ケース

表-3 は各種の堤防強化工法を模擬した解析条件（以下、強化ケースと呼び、K を付ける）を示したものである。強化ケース K-I は、図-3 に示すように、川裏側法尻にドレーンを敷設することにより堤体の強化を計ったものである。ドレーン工の幅については現行の設計基準に従い、ドレーン工前面における平均動水勾配が 0.3 を上回らないように、厚さ 1.2m、奥行き 2m に設定した。ドレーン

表-3 強化ケースの解析条件と解析結果

	強化法	透水係数*	破壊までの時間 (hour)
K-I	川裏法尻ドレーン	100	破壊せず
K-II	難透水コア	1/10	破壊せず
K-III	表法面全面被覆	-	破壊せず
K-IV	表法面不完全被覆	-	125

* 透水係数は、該当の強化部分の材料の飽和透水係数であり、基本ケース I の飽和透水係数 $1.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ からの倍率を表す。

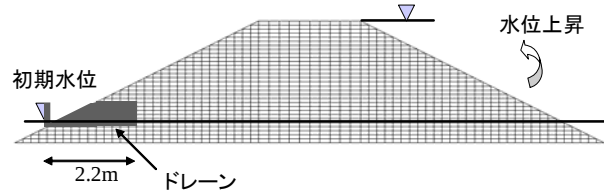


図-3 強化ケース K-I（法尻ドレーン）

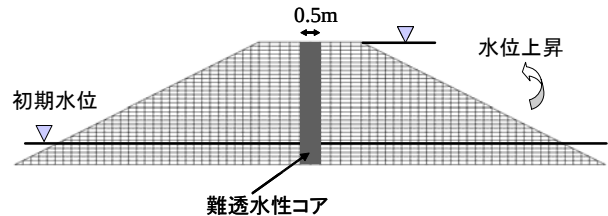


図-4 強化ケース K-II（難透水性コア）

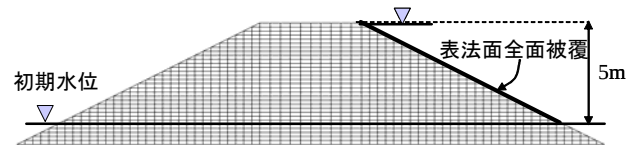


図-5 強化ケース K-III（表法面全面被覆）

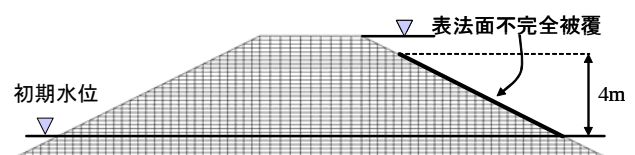


図-6 強化ケース K-IV（表法面不完全被覆）

材料は、同じく現行設計基準に従い、飽和透水係数を $1.0 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ とした。次の強化工法は、図-4 に示すように、堤体内部に透水係数の小さいコア材料を用いた強化ケース II である。コア材料の飽和透水係数は盛土部の $1/10$ である $1.0 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ を用いた。さらに、表法面被覆工法として、図-5（強化ケース K-III）および図-6（強化ケース K-IV）の 2 種類を行った。いずれの解析ケースも、表法面を不透水境界に設定して解析しているが、強化ケース K-III では表のり面全面を被覆しているのに対して、強化ケース K-IV では部分的にしか被覆しておらず、水位が遮水シートのある被覆面以上となると水が堤体内に浸透することになる。

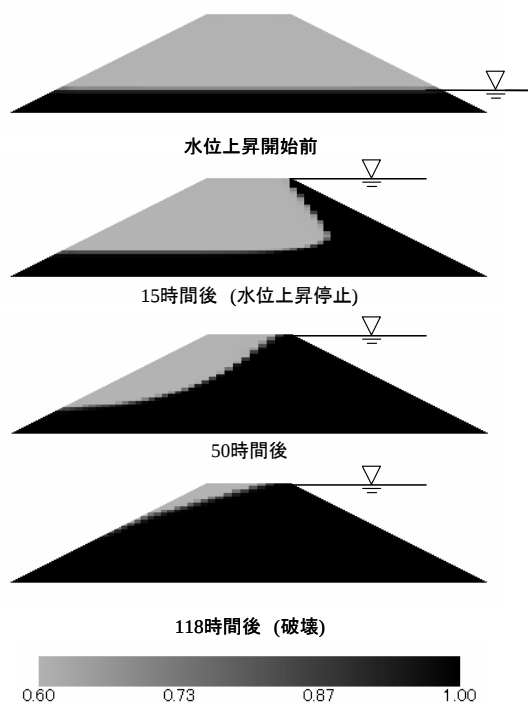


図-7 飽和度分布の経時変化（基本ケースⅠ）

3.2 解析結果

(1) 基本ケースⅠの解析結果

基本ケースⅠの時間の経過に伴う飽和度の変化を図-7に示す。水浸した部分の飽和度は1.0となるため、この図から、水位上昇によって水が川表側から川裏側へと浸透し、浸潤面が徐々に変化している不飽和浸透の様子がわかる。図-8および9はそれぞれ、偏差ひずみの分布図と変形図である。ここで、偏差ひずみと呼んでいる量は、各要素の偏差ひずみテンソルの第2不変量であり、座標に無関係にせん断変形量を定量的に表すことができ、破壊を議論する場合に適している。

図-8に示すように、川裏側法尻部に偏差ひずみが5%を超えた部分が発生すると、それ以降は偏差ひずみが急激に拡大することがわかる。同時に、図-9に示す変形図を見ると、偏差ひずみが5%を超えた以降、法尻付近に極めて大きな変形が発生していることがわかる。以上の結果より、本研究では、偏差ひずみが5%以上に達した時点でパイピングにより堤防に浸透破壊が生じたと判定することとした。この判定条件においては、基本ケースⅠにおける破壊は水位上昇開始から118時間後となる。図-7の浸潤面を見ると、破壊時の118時間後には堤防内部がほとんど飽和状態となっていることがわかる。図-10は偏差ひずみの各時間における増分値の分布である。破壊前では、図-7に見られる浸潤面に沿って偏差ひずみが集中していることが確認できる。浸潤線がほぼ定常となると、川裏側法尻部分において偏差ひずみが蓄積してゆき、最終的には図-8に示すように、偏差ひずみが大きく発生し破壊に至っている。

図-11に水平局所動水勾配の分布図を示す。破壊時の118時間後には、川裏側の法尻部の局所動水勾配は0.45

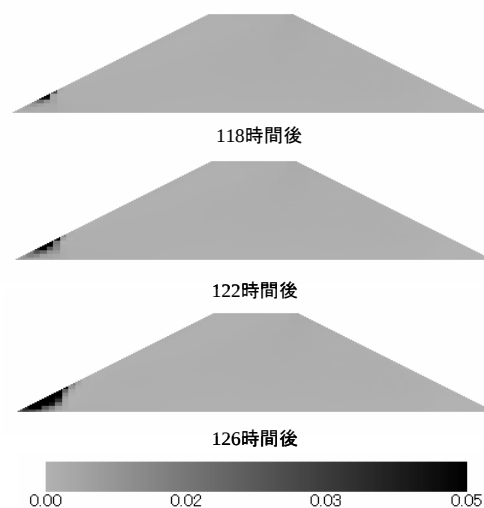


図-8 偏差ひずみ分布の経時変化（基本ケースⅠ）

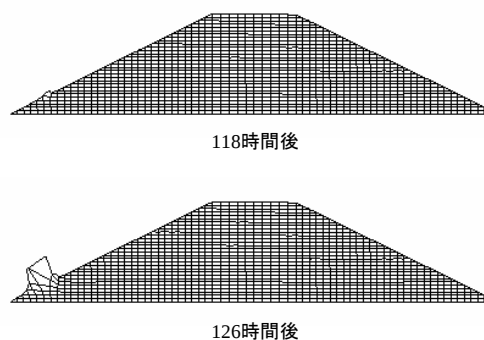


図-9 破壊後の変形の様子（基本ケースⅠ）

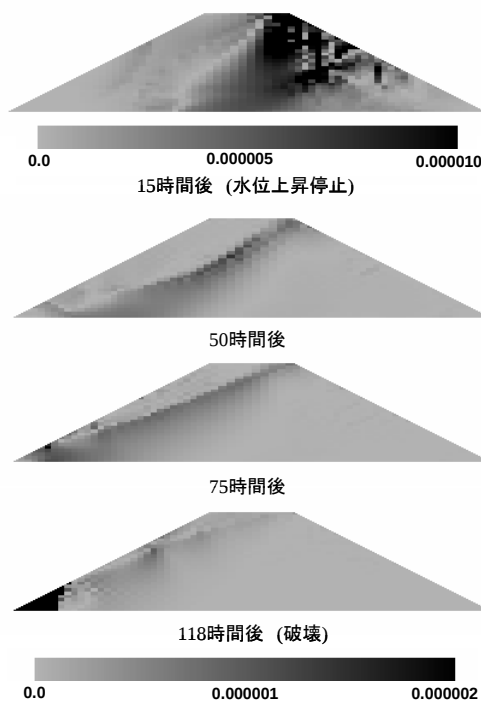


図-10 偏差ひずみ増分の経時変化（基本ケースⅠ）

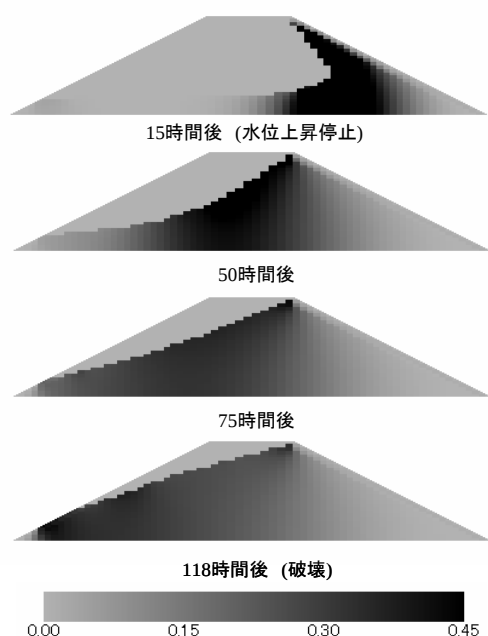


図-11 水平局所動水勾配の経時変化(基本ケースⅠ)

に達しており、その箇所は図-8において偏差ひずみが集中していた箇所であることがわかる。従来の堤防の浸透破壊に対する安全性照査基準の一つに、局所動水勾配を0.5以下に抑えるというものがある⁷⁾。今回の解析の結果は、局所動水勾配が0.5に至る前であっても、法尻部の破壊が進展してゆくことを示唆しており、必ずしも局所動水勾配が0.5以下であれば確実に安全側にあるものではないことを示している。

(2) 各基本ケースの解析結果

全部の基本ケースにおいて、水位上昇開始時から破壊まで、あるいは破壊に至らない場合には200時間経過後までの計算を行った。表-2に、各ケースにおける破壊に至るまでの時間を示している。図-12は基本ケースⅡの飽和度分布の経時変化である。基本ケースⅠでは、15時間後においても浸潤面が川表側へ傾斜しているのに対して、基本ケースⅡでは浸潤面が基礎地盤に向かうにつれ、ほぼ垂直に現れていることが確認できる。これは、基本ケースⅠよりも基本ケースⅡのほうが急速に浸水していることを表しており、倍以上の速さで堤体内へ水が浸透している。この結果、基本ケースⅠの半分以下の時間で破壊に至っている。以上の結果より、降雨等により堤防の飽和度が上昇している時は、飽和度が上昇していない時と比べて浸透に対する安全性が低下していると言える。

次に、基礎地盤部の透水係数を5倍とした基本ケースⅢの飽和度の経時変化を図-13に示す。50時間後において基本ケースⅠの浸潤面と比較すると、基本ケースⅢの方が川裏側堤体内下部において浸潤面が上に位置しており、このケースの方が、早く浸水している様子が分かる。逆に、基礎地盤部分の透水係数が基本ケースⅠの1/5とした基本ケースⅣでは、破壊までの時間は基本ケースとほぼ変わらず、明確な相違は認められなかった。こ

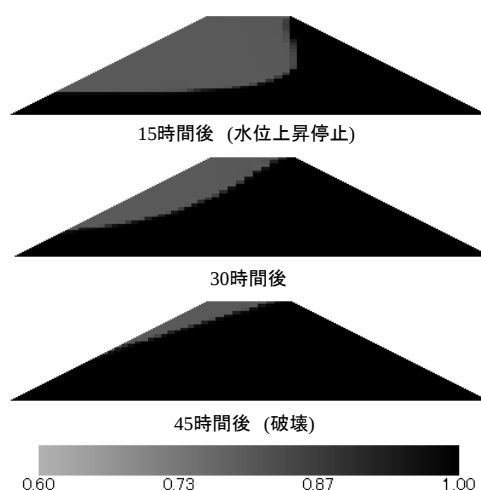


図-12 飽和度分布の経時変化(基本ケースⅡ)

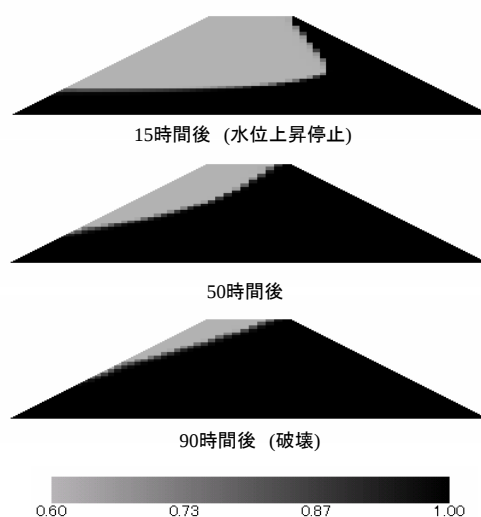


図-13 飽和度分布の経時変化(基本ケースⅢ)

のことから、基礎地盤部分の透水係数が大きければ浸透が早く進むことにより、破壊に至るまでの時間は短くなるが、基礎地盤の透水係数が小さくても堤防盛土自体の透水係数に変化がなければ、堤防の安全性には関係しないことがわかる。基礎地盤の透水係数が高いことが一因となり堤防に浸透破壊が生じた例は、2004年新潟豪雨においても報告されており¹¹⁾、基礎地盤の透水性の高さが危険性を増すことが本研究の解析結果からも示された。基礎地盤に砂礫層などの透水性の高い層がある場合には、川表遮水工法やブランケット工法等により基礎地盤への浸透を抑制する強化工法が必要である。

次に、基本ケースⅠと堤防の盛土部の透水係数が異なるケースについて比較する。盛土部の透水係数が基本ケースⅠの5倍である基本ケースⅤでは、破壊までの時間が表-2に示すように31時間となっており、透水係数が5倍になることにより破壊までの時間が約1/4倍となった。逆に、盛土部の透水係数が基本ケースⅠの1/5である基本ケースⅥでは、200時間経過するまでに浸潤面が川裏側に到達せず、破壊しなかった。以上のように、盛土部

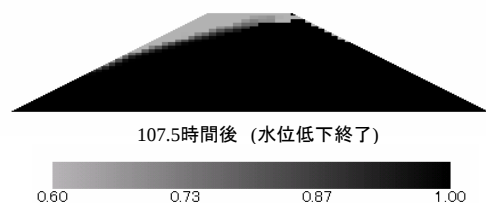


図-14 飽和度分布（基本ケースⅧ）

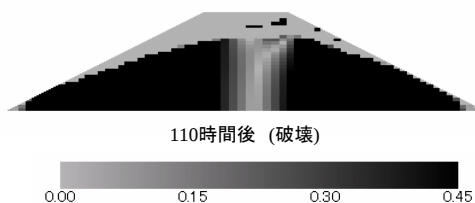


図-15 局所動水勾配分布（基本ケースⅧ）

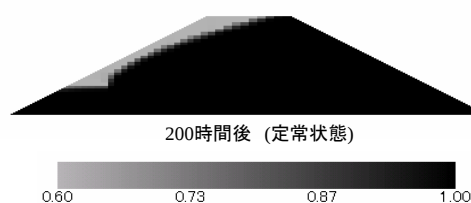


図-16 飽和度分布（強化ケース K-I）

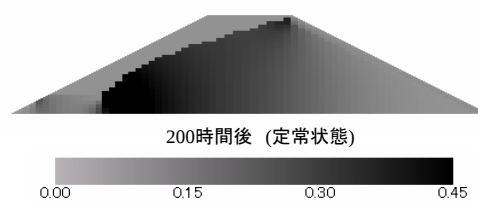


図-17 局所動水勾配分布（強化ケース K-I）

の透水係数は、浸透の進行と破壊までの時間に大きく影響を与え、堤防の安全性を支配する重要なパラメータであることがわかる。

基本ケース VII は水位上昇速度を 2 倍にしたものである。今回の解析では、基本ケース I においても、水位が最高位に達するまでの時間よりも、最高位に達した時から川裏側に浸潤面に到達するまでの時間が非常に長いため、基本ケース VII における破壊までの時間は、基本ケース I と大きく変わっていない。

図-14 は、川表側の水位が急激に下がる基本ケース VIII における、水位が完全に低下した時の飽和度分布である。図のように、川表側の飽和度は水位が低下した後も、飽和度は高い値を維持したままであり、水位上昇時の水による支えがなくなったことにより、この時の水平局所動水勾配は水の残留している堤体中央部から両側面に向けて高くなっており、特に川表側では、図-15 に示すように大きな局所動水勾配の発生が見られた。

(3) 強化ケースの解析結果

河川堤防の強化工法を想定した解析ケースについて検討する。破壊に至る時間は表-3 に記載している。まずドレーン工法を施した強化ケース K-I では、図-16 に示すように川裏側の浸潤線の上昇がドレーンによって抑制されており、図-17 に示す水平局所動水勾配も川裏側のり尻部では上昇せず、200 時間が経過しても堤防の破壊は見られなかった。次に、堤体中心に 1/10 の透水係数のコアを用いた強化ケース K-II の結果を示す。図-18 は 200 時間経過時の飽和度分布であるが、コアに遮られるために川裏側へ到達する浸潤線の水位が低くなっていることがわかる。その際、図-19 に示すように川裏側の水平局所動水勾配の上昇も緩慢となっている。以上のように、堤体内に低透水性のコアを設けるのは、破壊までの時間を長くする効果があり、強化工法としては有効であると考えられる。

次に、表法面被覆工法を行った強化ケースについて述べる。表法面全面を被覆した強化ケース K-III では、水

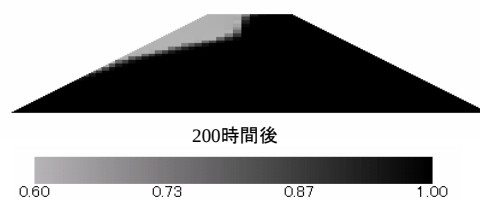


図-18 飽和度分布（強化ケース K-II）

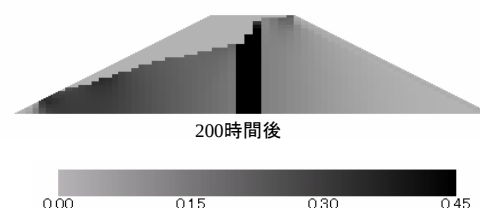


図-19 局所動水勾配分布（強化ケース K-II）

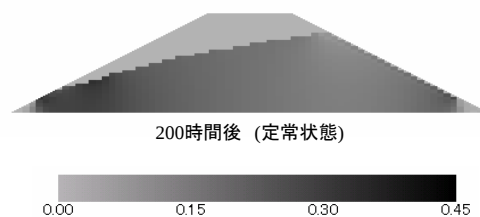


図-20 局所動水勾配分布（強化ケース K-III）

位の上昇が基礎地盤を介してしか起こらないために、200 時間経過した時も破壊は生じなかった。図-20 に示すように、定常状態に至った 200 時間後でも、川裏側の水平局所動水勾配は 0.45 に達していない。部分的にのみ被覆し、水位が被覆面よりも上に来るような強化ケース K-IV では、基本ケース I とそれほど変わらない時間経過で破壊に至っている。このため、表法面被覆工法においては、被覆面よりも高い位置まで水位が上昇した場合には、堤体内への浸透が急速に進行し、被覆がない場合とほとんど変わらない。

4. まとめ

飽和－不飽和浸透特性を取り入れた変形解析法を提案し、浸透破壊に対する堤防の安定性について検討を行った。本論文での解析によれば、局所動水勾配 0.5 以下であっても法尻に急速に破壊領域が広がることが示され、従来の浸透破壊に対する安全性基準が必ずしも安全側にはないことを示唆した結果となった。これまで実験等に基づき示されている安全基準について、初めて連成解析でその位置づけがなされたという点で興味深い。現在、いくつかの実堤防サイトにおいて地盤情報および土質パラメータを調査・収集しており、今後実堤防の解析例を増やすことにより、詳細な検討を行う予定である。

また、本研究の解析により、各種堤防強化工法の効果およびその適用性が明らかとなった。今後は、本解析手法を用いて実在堤防の安全性評価についても詳細な検討を進めるとともに、物理探査を用いた堤防の各種の非破壊検査手法¹²⁾を組み合わせることによって、既往の評価手法に替わる、簡便かつ確実な河川堤防の安全性評価手法の開発を進める予定である。

謝辞: 本研究は、国土交通省の建設技術研究開発助成制度の研究課題「河川堤防の調査、再生と強化法に関する研究開発（研究代表者：岡二三生）」の一環で実施した。記して謝意を表する。

参考文献

1) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S. (1999): A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic strain dependency of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, pp.661-680.

- 2) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ（代表：岡二三生）（2004）：LIQCA2D04（2004 公開版）資料。
- 3) 渦岡良介・久保哲夫・八嶋厚・張鋒（2001）：不飽和層への浸透現象を考慮した液状化解析，土木学会論文集, No.694 III-57, pp.153-163.
- 4) Zienkiewicz, O.C., Chan, A.H.C., Pastor, M., Schrefler, B.A. and Shiomi, T. (1999): *Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering*, John Wiley & Sons, pp.31-36.
- 5) 赤井浩一・田村武（1978）：弾塑性構成式による多次元圧密の数値解析，土木学会論文集，No.269, pp.98-104.
- 6) van Genuchten, M. T. (1980) : A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, Vol.44,
- 7) 財団法人 国土技術研究センター（2002）：河川堤防の構造検討の手引き。
- 8) Bardet, J.P. and Proubet, J. (1991): Adaptive dynamic relaxation for statics of granular materials, *Computers & structures*, Vol.39, No.3/4, pp.221-229.
- 9) 田中忠次（1992）：有限要素法による変形・安定解析，わかりやすい土質力学原論（第 1 回改訂版），土質工学会。
- 10) 田中智太郎・岡二三生・小高猛司・浅井良太（2005）：浸透を考慮した河川堤防の地震応答解析，第 40 回地盤工学研究発表会講演概要集，pp.2269-2270.
- 11) 大熊孝（2004）：2004(平成 16)年 7 月 13 日新潟水害の速報，土木学会誌，No.89, No.9, pp.45-48.
- 12) 岡二三生・小高猛司・木元小百合・芝田弘一・服部浩二・北川 義治・山田 茂治（2005）：各種物理探査手法を用いた河川堤防の構造調査，第 60 回土木学会年次学術講演会概要集，第Ⅲ部門，pp.497-498.

Recently, many flood disasters have occurred in various areas in Japan such as heavy rain disaster in Niigata, 2004 in which river water level exceeded the estimated high-water level. Some of them exceeded the design flood. It is therefore required to reconsider the evaluation method for the safety of river dike embankments during a flood. In the present study, a deformation analysis that can simultaneously consider the unsaturated seepage flow is proposed. This method is quite different from the conventional method, which separately considers the seepage flow and stability. A soil - water coupled elasto-plastic finite element analysis is applied to the problem by incorporating the unsaturated seepage characteristics assuming pore air pressure in unsaturated soil region to be atmospheric pressure. The deformation and stability of the river dike embankment during a flood are investigated for the various cases of the initial saturation and permeability, and some measures of the embankments against a flood are also discussed. The result of the present analysis shows that the existing evaluation criterion for seepage failure of the river embankment is not always on the safe side.