

## 第7章 盛り土が崩壊に至る挙動の再現解析

### 7.1 解析の目的

- ① 静岡県が2021年7月に行った原因推定は、現地を目視結果に基づき現象の単純化や大胆な仮定を設定し、「盛り土に概ねどのような現象が発生したのだろうか」という推定だった。
- ② より客観性のある原因推定（究明）を行うため、現地の水文・地質・土質調査から得られた数値データ等を用いて、盛り土が崩壊に至る挙動を数値解析により再現（シミュレート）する。

### 7.2 解析方法の選択の経緯

#### (1) 解析の流れについての当初の方針

- ① 河川堤防の盛土や道路盛土などの解析において境界条件や土質条件の設定が比較的容易なものについては、以下のような方法で解析することが多い。
  - ・ 浸透流解析により、盛土内の水の流動（流速、流量、流向、地下水位等）を推定する。
  - ・ 浸透流解析から得られた盛土への水の流動の時間的空間的分布データ及び土質定数等を入力条件とし、数値解析により、盛土のひずみ分布等の時間的変化等を推定し、盛土が崩壊に至る挙動を再現（シミュレート）する。
- ② 盛土が崩壊に至る挙動の再現解析では、「浸透流解析による盛土への水の流動」と「土の土質定数の設定」が重要である。しかし、逢初川源頭部の上部域（隣接する鳴沢川流域を含む）の地質構造（地下の状態）は複雑であることから、浸透流解析によって、逢初川源頭部という狭い範囲の水の流動を推定しようとしても十分な解析精度が得られない可能性がある。
- ③ 今回の盛り土は複数の場所にあった土が搬入されたと推測されるため、盛り土の場所によって土の性状が異なる。また施工時の締固めが弱く、固化材なども使われた。盛り土の土質定数の推定には実際の施工者から得られた施工方法等の情報が不可欠であるが、情報が十分得られない可能性がある。また、崩壊土砂はそのほとんどが性状を変えて流下してしまったため、崩壊前の土を元の状態で採取し土質定数を把握することはできない。
- ④ 崩壊の再現解析は、解析目的と解析条件に適合した手法を選択し行う必要がある。上記のとおり、浸透流解析の精度に懸念があるが、まずは浸透流解析を行い、その結果を待って、「盛り土が崩壊に至る挙動の再現解析」（以下、単に「崩壊の再現解析」という）の方法を検討する。

（注）盛土（適切に施工されたもの）と盛り土（単に土を盛っただけのもの）は区別して記述する。

#### (2) 浸透流解析の結果

- ① 浸透流解析については、第6章で示したように十分な解析精度を得ることができなかった（2021年10月～12月の流量観測データをうまく再現できなかった）。

### (3) 第3回委員会（2022年3月29日）で決定した解析方針

- ① 今後、追加的な浸透流解析は行わない。崩壊の再現解析における盛り土への水の流入量は、水文調査の結果などを参照しつつ適宜仮定して行う。
- ② 盛り土は、締固め度が弱く、間隙が大きい（密度が小さい）状態であったと推定される。このことはボーリングや現場密度測定による地盤調査からも明らかになっている。また、逢初川源頭部は地下水が流入しやすい場所であったことから、盛り土の土中の間隙には常時、水が多く含まれており（飽和度が高かった）、さらに直前の降雨で盛り土内への水の流入が増えたものと推定される。
- ③ このような状態の場所の崩壊の再現解析を行う場合には、飽和度（土の湿潤状態）の違いによる土の強度変化と変形特性を考慮できる解析手法を用いることが望ましい。（注1）
- ④ この解析手法の選定には、高度な工学的な知見を要する。よって、地盤工学会中部支部に数値解析手法の選定について助言を依頼する。（注2）

## 7.3 使用した解析手法

- ① 助言を依頼した地盤工学会中部支部からは、現場の特殊性等を考慮して、崩壊に関する数値解析を実施できる専門家の推薦があった。
- ② 推薦された専門家と解析手法の選定について協議した結果、様々な土材料から成る地盤と盛り土に降雨が浸透及び地下水が流入したときに、盛り土がどのように変形・破壊するのかを解析可能な手法として、「空気～水～土骨格連成有限変形解析コード GEOASIA（以下、「ジオアジア」という）」の紹介があった。委員とも協議した結果、崩壊の再現解析には本解析手法を用いることとした。

(注1) 斜面の崩壊解析の方法は、大きく分けると、以下の2つがある。

- ① 土は崩壊時まで変形せず、「すべらせようとする力」と「すべりに抵抗する力」のつり合いを比較して解析する方法（円弧すべり法等）
- ② 土が外力を受けたときに、土の強度変化と変形がどのように生じるかを考慮して、土中の各場所における土の変位量（ひずみ量）を解析する方法

(注2) 第4章の土石流流下状況（P4-4）で述べたように、土石流は少なくとも7波が確認されている。このように多くの段波が発生した原因としては、源頭部の盛り土が幾度かに分かれて崩落するたびに段波が発生した可能性や、一旦停止した土石流堆積物の背後に逐次水が供給され貯蓄された後に崩落し、段波が発生した可能性が考えられる。

土石流の起点となった逢初川源頭部と下流の住宅街の最上部では約1kmあり、流下途中で停止や再移動、その際の水供給の状況等によって流下状況は複雑に変化したものと思われる。よって、源頭部の崩落と下流部の段波は1対1には対応しない。源頭部の崩落の内、唯一時間が分かっているのは左岸側上部が10時53分に崩落したことである。

このようなことから、盛り土の崩壊の再現解析結果は、下流での段波の発生原因を特定するものではない。また、逆に段波の状況から源頭部の崩落の回数や量を推定することはできない。

## 7.4 解析方法（ジオアジアの概要）

ジオアジアは、土の間隙に水だけでなく空気も含む「不飽和土」に対応した慣性力考慮の有限変形解析手法であり、降雨浸透や地下水流入により土の間隙が水で飽和化されて、土が変形から破壊に至る過程を表現可能な手法である。ジオアジアの支配方程式として、次の式(7-1)、式(7-2)、式(7-3)はそれぞれ運動方程式、土骨格と間隙水の質量保存式、土骨格と間隙空気の質量保存式を示す。

$$\rho(D_s \mathbf{v}_s) = \text{div} \mathbf{T} + \rho \mathbf{b} \quad (7-1)$$

$$s^w \text{div} \mathbf{v}_s + \frac{1}{\rho^w} \text{div} \left[ \rho^w \frac{k^w}{\gamma_w} \{-\text{grad} p^w + \rho^w \mathbf{b} - \rho^w (D_s \mathbf{v}_s)\} \right] + n(D_s s^w) + \frac{n s^w}{K_w} (D_s p^w) = 0 \quad (7-2)$$

$$s^a \text{div} \mathbf{v}_s + \frac{1}{\rho^a} \text{div} \left[ \rho^a \frac{k^a}{\gamma_w} \{-\text{grad} p^a + \rho^a \mathbf{b} - \rho^a (D_s \mathbf{v}_s)\} \right] + n(D_s s^a) + \frac{n s^a}{\rho^a \bar{R} \Theta} (D_s p^a) = 0 \quad (7-3)$$

ここで、 $D_s$ は土骨格から見た物質時間微分を表す作用素である。 $\mathbf{v}_s$ は土骨格の速度ベクトル、 $D_s \mathbf{v}_s$ は土骨格の加速度ベクトル、 $\mathbf{T}$ は全 Cauchy 応力テンソル（引張が正）、 $\mathbf{b}$ は単位質量あたりの物体力ベクトル、 $p^w$ は間隙水圧（圧縮が正）、 $p^a$ は間隙空気圧（圧縮が正）、 $s^w$ は飽和度（ $s^a = 1 - s^w$ ）、 $n$ は間隙率を表す。 $\rho$ 、 $\rho^w$ 、 $\rho^a$ はそれぞれ土全体、水、空気の密度、 $\gamma_w$ は水の単位体積重量、 $k^w$ は透水係数、 $k^a$ は透気係数を表す。 $K_w$ は水の体積弾性係数、 $\bar{R}$ は空気の気体定数、 $\Theta$ は絶対温度を示す。詳細は Noda et al. (2008)および Noda & Yoshikawa (2015)を参照されたい。

また、ジオアジアに搭載している土骨格の構成式は、弾塑性構成式 SYS カムクレイモデル (Asaoka et al., 2002)である。SYS カムクレイモデルは、粘土から砂、さらにはその中間土までの広範な土の力学挙動を統一的な枠組みで記述できるモデルである。カムクレイモデルを基にしており、例えば降雨浸透や地下水流入により間隙水圧が上昇すると、有効応力が低下するために、強度や剛性が低下して、軟化に至る挙動を表現可能なモデルである。その他、今回の解析に用いた不飽和浸透特性モデルは、van Genuchten–Mualem モデルである。

### 参考文献

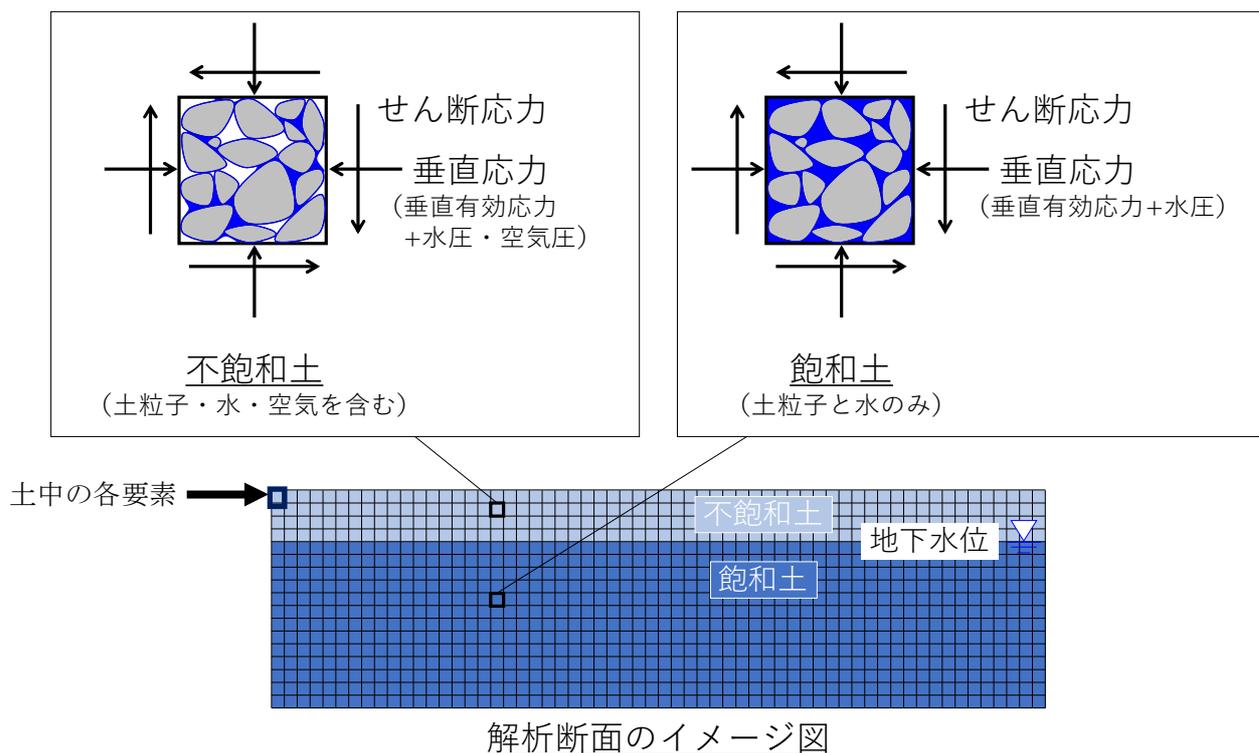
- Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M. (2002): An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, 42(5), 47-57.
- Mualem, Y. (1976): A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resources Research*, 12, 513-522.
- Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M. (2008): Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, 48(6), 771-790.
- Noda, T. and Yoshikawa, T. (2015): Soil-water-air coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, 55(1), 45-62.
- van Genuchten, M. T. (1980): A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, 44, 892-898.

### 【土の変形解析手法の概要】

土は、土中の圧力（垂直応力とせん断応力）、水圧、空気圧および飽和度の変化等がどのように生じてきたかによって変形や強度変化の仕方が変わる。この変化の仕方は土の性質によって異なる。（注：粒径などの形状だけではなく、過去にどのような力を受けていたかでも土の性質は異なる）

また、ある位置（要素）の土の変形や強度変化はその隣の要素の土の変形や強度変化に影響する。

ジオアジアは、降雨や地下水の流入、応力などによる土中の各位置（要素）の状態の変化を時間の経過とともに計算していくことができる解析手法である。



(注)飽和度…土粒子が形成する間隙（水と空気）に占める水の体積割合で飽和土では100%、不飽和土では0%より大きく100%未満である

図 7-1 土の構成と変形の仕方

## 7.5 解析条件

### 7.5.1 解析の流れ

図 7-2 に解析の流れを示す。まず、土質試験や現地調査を基に、解析に必要な土質パラメータと初期条件・境界条件を設定する。次に、施工履歴に基づいて上部盛り土・下部盛り土を、土要素を追加していく形で構築し、盛り土内の状態が定常になるまで解析する。その後、2021年7月1日から7月3日までの降雨による盛り土崩壊の再現解析を実施する。

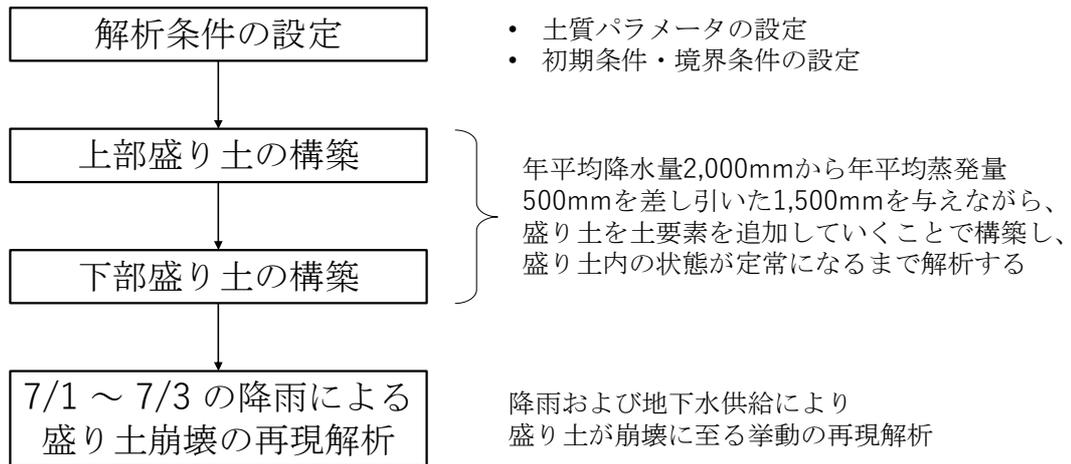


図 7-2 解析の流れ

## 7.5.2 解析における仮定とそれによる解析結果への影響の注釈（解析結果の解釈の仕方）

（解析における仮定）

7.2(1)で述べたように、本解析においては、土中の各位置での元（崩壊する前）の状態での土質条件が不明なこと及び浸透流解析による地下水の時間的空間的分布が得られないこと等から、解析上、下記のような仮定をおくこととする。

- ① 上部盛り土及び下部盛り土の土質条件は、各々で一定（均質）とする。（注1）
- ② 盛り土は上段ほど幅が広がる3次元的な構造であるが、解析はその中の1断面のみを対象として2次元で行う。
- ③ 逢初川源頭部への水の流入は、以下の3つのルートとする。
  - イ．降雨による盛り土への表面からの浸透
  - ロ．盛り土の上流域（標高の高いところ）からの地下水流下による流入
  - ハ．盛り土の底面より下の地山（溪流堆積物は除く）からの地下水流入（注2）

（解析結果への影響）

上記の仮定により、解析結果の解釈には以下のような注意が必要である。

- ① 盛り土の性状は均質で水は断面平均の流量で流入すると仮定しているが、実際の土の中の状態（ひずみ等）は、局所的な性状の違いが影響する。解析では土中のある領域の変形（ひずみ）が大きくなり、すべり破壊が生じることが示される。しかし、実現象では局所的な弱点（他の場所に比べて土質が悪い、湧水量が多いなど）の影響を受ける。
- ② よって、解析結果は、平均的にみて土中のどの領域の崩壊の危険度が高まっているかを示すが、実現象の「どの場所がいつ、どの順番で崩壊するか」を再現できるものではない。
  - （注1）盛り土の土砂は多数の場所から搬入されたものであることから、盛り土の場所によって搬入時の土の性状は異なる。また、盛り土造成中に固化材が使われており、土の締固め度も場所によって異なる。例えば土の搬入路として使われた下部盛り土の最上部（崩壊最上部）は、下部盛り土の中では比較的締固め度が高いと推定される。
  - （注2）地山からの地下水流入は、源頭部に多数確認された湧水点から主に流入するが、解析では単位面積当たりの平均流入量で与える。

### 7.5.3 解析断面

図 7-3 に崩壊域周辺の平面図、図 7-4 に解析断面を示す。解析断面はボーリングNo.1、No.5、No.3、No.4 と逢初川谷部を結ぶC断面とする。C断面としたのは、地形上、流入した水が集中しやすい場所が盛り土崩壊には厳しい条件となることから、地形上の谷部に沿って設定した（注：ボーリングも同様の観点から場所を選定しているため、解析上、ボーリング結果を用いやすい）。解析は、2次元平面ひずみ条件（奥行き方向に変形が生じない条件）で行った。

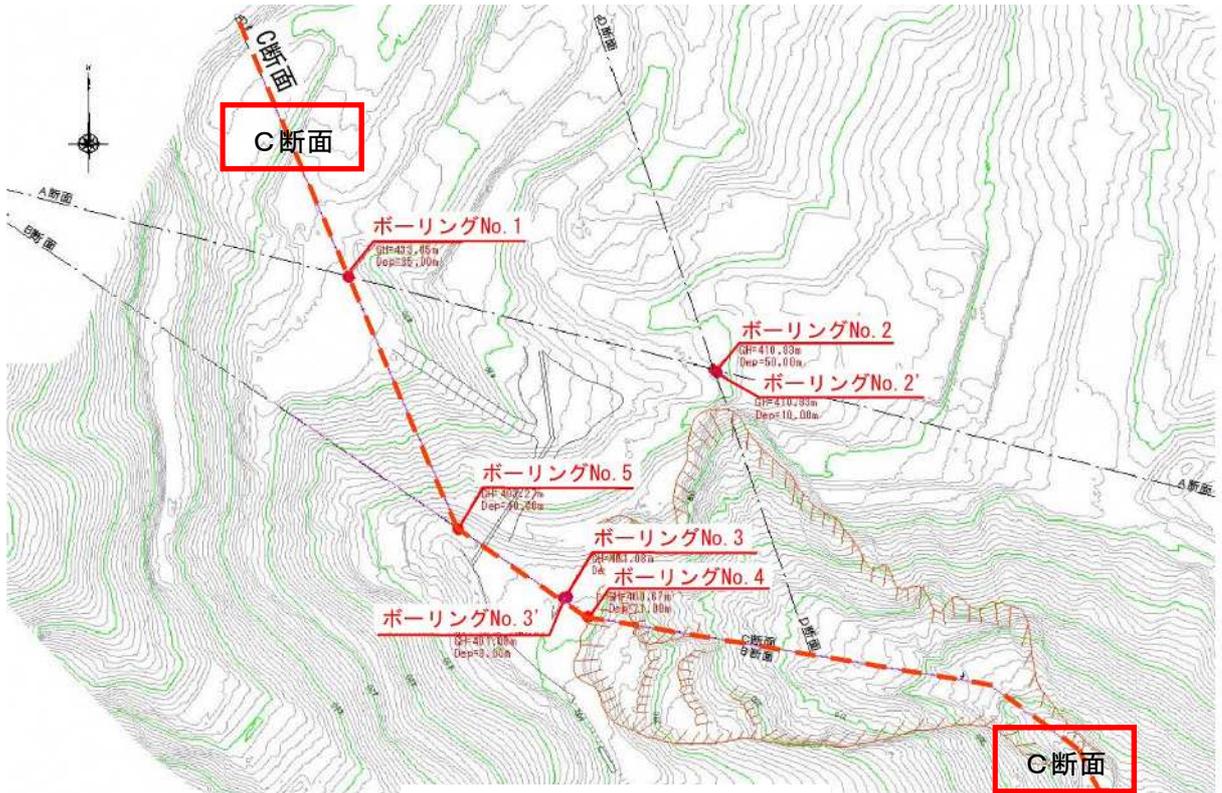


図 7-3 崩壊区域周辺の平面図

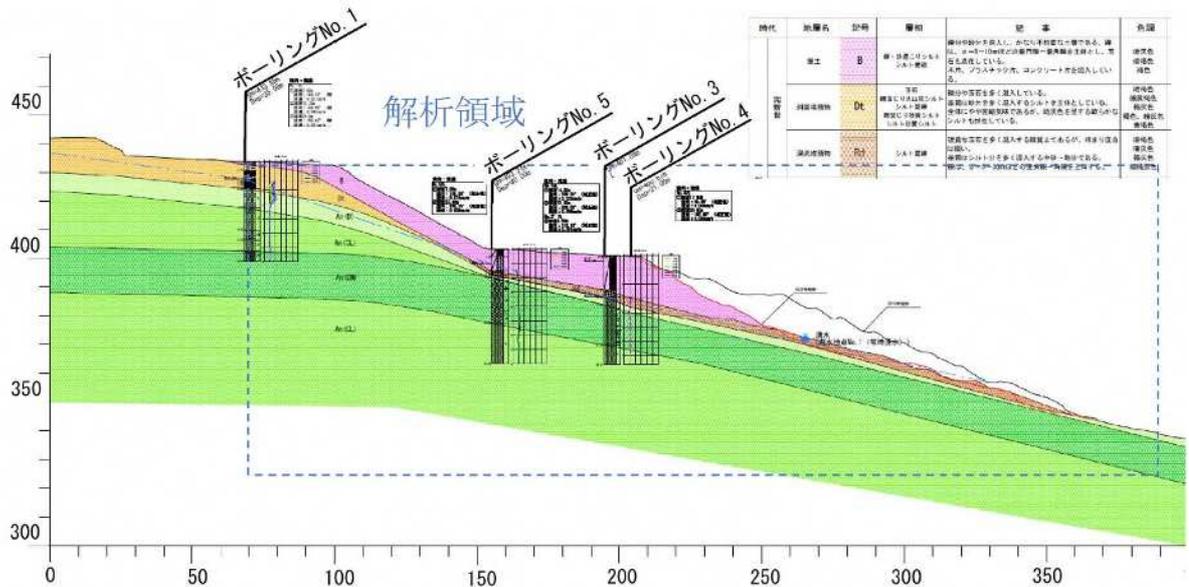


図 7-4 解析断面 (C断面)

図 7-5 は解析断面と水理境界条件を示す。解析断面は、安山岩、斜面堆積物、溪流堆積物、上部盛り土、下部盛り土の 5 つの材料から構成されるものとして、安山岩は常に飽和状態、その他の土材料は飽和・不飽和両状態をとるものとした。水理境界条件について、左端と右端及び下端は全水頭一定境界条件、地表面は降雨境界条件とした。降雨境界条件について、上部盛り土・下部盛り土の構築時より、年平均降水量 2,000mm から年平均蒸発量 500mm を差し引いた 1,500mm を、単位時間あたりに換算して地表面の境界条件として与え、まずはこの条件下で定常状態を迎えるまで数値解析を実施した。その後の 7/1～7/3 の降雨による盛り土崩壊の再現解析においては、7/1 午前 0 時から 7/3 午前 10 時までの 58 時間に県熱海雨量観測所で観測された 459mm の雨量を、単位時間あたりに換算して地表面の境界条件として与えた。また、本断面は降雨時に逢初川流域上部に降った雨が溪床部等を通して流下するルートなど地下水供給が多いことがわかっているため、盛り土崩壊の再現解析においては、図中に赤破線で示す透水性の高い溪流堆積物の下部から、鉛直上向きに単位奥行き辺り  $250\text{m}^3/\text{日}$  の流量を与えた。なお、上流から下流へと 3 次元的に集水してくることを考慮して、下流ほど 1 次関数的に大きくなるように流量を設定した。ただし、上部盛り土・下部盛り土構築時から盛り土崩壊の再現解析直前までは流量の湧き出し条件を設定していないが、解析断面左右端及び下端に設定した全水頭一定境界条件により、平時の地下水流れを考慮している。

(注 1) 地形は 3 次元 (縦、横、奥行き) であるが、本解析はそれを 2 次元に単純化して解析している。現場の地形は、下流側は上流側に比べて谷が狭くなっている (奥行きが小さい)。このため、下流に行くほど地下水が周りから集まりやすくなることになり、盛り土下面の単位面積当たりの流入量は増えることになる。このことを 2 次元解析で考慮する必要があるので、地下水の流量を下流ほど一次関数的に大きくなるように設定した。

(注 2) 数値解析で設定した単位奥行き辺り  $250\text{m}^3/\text{日}$  の地下水流量は、逢初川と鳴沢川の流域内に降った雨の 30% が地下浸透するとして以下のとおり計算すると、7/1～7/3 の間に逢初川と鳴沢川の流域に地下浸透した地下水量全体の約 50% にあたる。

- ・雨量：459 mm (7/1 午前 0 時～7/3 午前 10 時 継続時間 58 時間 熱海雨量観測所 (県))
- ・流域面積：逢初川  $0.04\text{ km}^2=40,000\text{ m}^2$   
                   鳴沢川  $0.36\text{ km}^2=360,000\text{ m}^2$      計  $400,000\text{ m}^2$   
                   (ここの流域面積は、逢初川源頭部より標高の高い領域に限っている。)
- ・降雨総量： $459\text{ mm}/1,000\times 400,000\text{ m}^2=183,600\text{ m}^3$
- ・降雨総量のうち、30% が地中に浸透するとした場合、  
   逢初川と鳴沢川流域内の地下水流量は  $183,600\text{ m}^3\times 0.3=55,080\text{ m}^3$
- ・単位奥行き辺り  $250\text{m}^3/\text{日}$  の地下水流量は、逢初川の川幅を 50m と想定し、7/1～7/3 の地下水流量に換算すると、 $250\text{m}^3/\text{日}\div 24\text{ 時間}\times 58\text{ 時間}\times 50\text{ m}=30,208\text{ m}^3$
- ・逢初川と鳴沢川流域の地下水流量に対する単位奥行き辺り  $250\text{m}^3/\text{日}$  の地下水流量は、  
 $30,208\text{ m}^3/55,080\text{ m}^3=54\%$  の計算により、両流域の地下水量の 54% に相当する。
- ・58 時間の累計で、盛り土底面の地山から約  $30,000\text{ m}^3$  の地下水流入があった計算となっている。

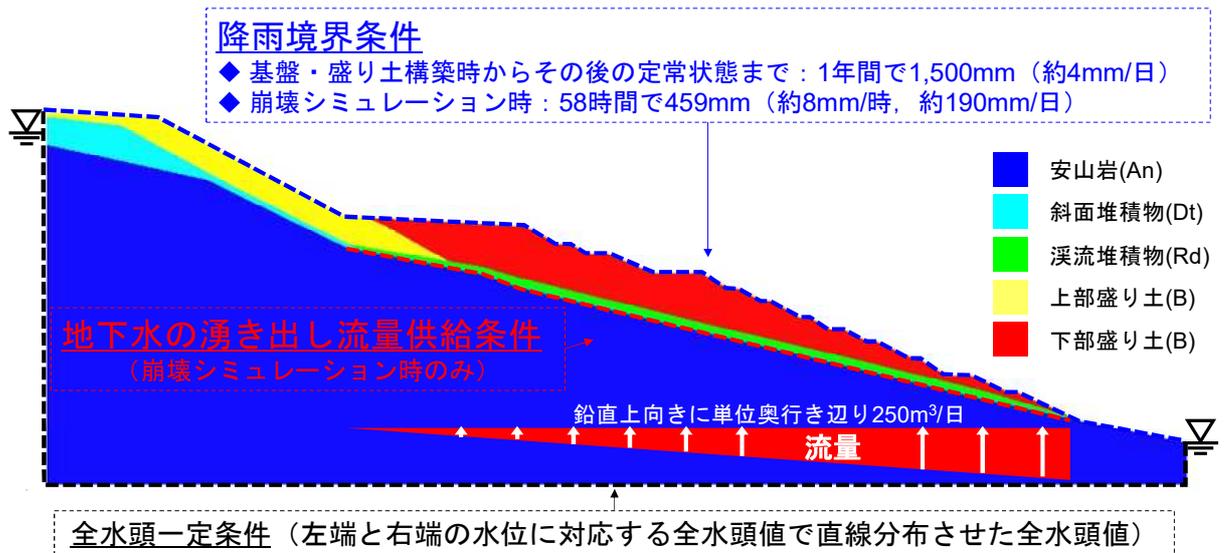


図 7-5 水理境界条件

#### 7.5.4 解析パラメータ

解析パラメータには土の力学特性を表すものと浸透特性を表すものの2種類がある。

##### (1) 力学特性を表すパラメータ

現地に残っている盛り土から採取した土の実験結果（三軸圧縮試験結果）における供試体の変形挙動を弾塑性構成式SYSカムクレイモデルで再現するようにパラメータを設定した。図7-6は実験結果とその再現結果を示す。表7-1は設定した弾塑性構成式SYSカムクレイモデルのパラメータを示す。なお、上部盛り土と下部盛り土のどちらにおいても同じ材料定数と初期値を用いた。また、盛り土以外の材料定数と初期値については、力学試験を実施していないため、硬くて変形が生じにくいパラメータを設定した。

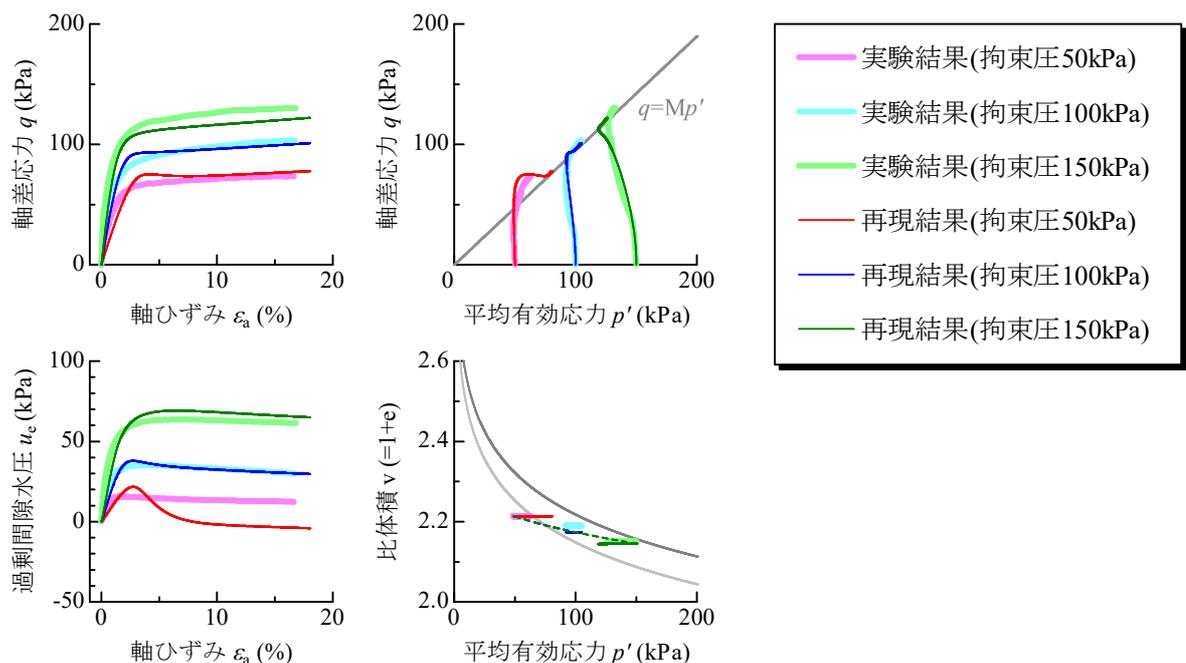


図 7-6 三軸圧縮試験の実験結果とその再現結果

表 7-1 弾塑性構成式 SYS カムクレイモデルの盛り土のパラメータ

弾塑性パラメータ	NCL の切片 $N$	2.22
	限界状態定数 $M$	0.95
	圧縮指数 $\lambda$	0.15
	膨潤指数 $\kappa$	0.05
	ポアソン比 $\nu$	0.3
発展則パラメータ	構造劣化の塑性変形の進展尺度 における $-D_v^p$ と $\ D_s^p\ $ の割合	0.2
	構造劣化指数 $a$	0.1
	正規圧密土化指数 $m$	10.0
	回転硬化指数 $b_r$	0.05
	回転硬化限界面 $m_b$	1.0
初期値	間隙比 $e_0$	1.21
	構造の程度 $1/R_0^*$	1.2
	応力比 $\eta_0$	0.545
	異方性の程度 $\zeta_0$	0.545

## (2) 浸透特性を表すパラメータ

2 ケースの解析条件を設定した。盛り土の浸透性の違い（透水性の違い）によって、盛り土の変形挙動は影響を受ける。しかし、既に崩壊した盛り土の透水性を現場調査や室内試験から得ることはできないことから、ある程度の根拠のもと、盛り土全体で代表的な透水係数として、透水性の違う 2 ケースを設定した。これによって、透水係数の違いによって、盛り土の変形挙動がどう変わるのかを知ることができる。ケース 1 は、下部盛り土の浸透特性を現場透水試験結果と保水性試験結果に基づいて決定したものである。下部盛り土の透水性は、盛り土の変形挙動に大きな影響を与えることが予想されるため、ケース 1 との比較計算として、下部盛り土の透水性をケース 1 より大きくしたもので計算することとした。この場合をケース 2 として、下部盛り土の浸透特性をボーリング No. 3 のサンプリング時の飽和度の値を満たすような値として決定した。

まずケース 1 の解析条件を示す。表 7-2 は飽和透水係数の値を示す。下部盛り土、溪流堆積物及び安山岩の値はボーリング No. 3 の現場透水試験結果の値を、上部盛り土の値はボーリング No. 5 の現場透水試験結果の値を、斜面堆積物の値はボーリング No. 1 の現場透水試験結果の値を用いた。図 7-7 は不飽和浸透特性を示す。下部盛り土は保水性試験結果を基にしてパラメータを決定した。溪流堆積物、斜面堆積物および上部盛り土は、飽和透水係数の値を基にして、溪流堆積物、斜面堆積物、上部盛り土の順に保水性が高くなるようなパラメータを設定した。

表 7-2 ケース 1 の飽和透水係数の値

下部盛り土	$5.31 \times 10^{-8}$ m/s
上部盛り土	$1.02 \times 10^{-5}$ m/s
溪流堆積物	$1.79 \times 10^{-3}$ m/s
斜面堆積物	$2.50 \times 10^{-5}$ m/s
安山岩	$8.40 \times 10^{-7}$ m/s

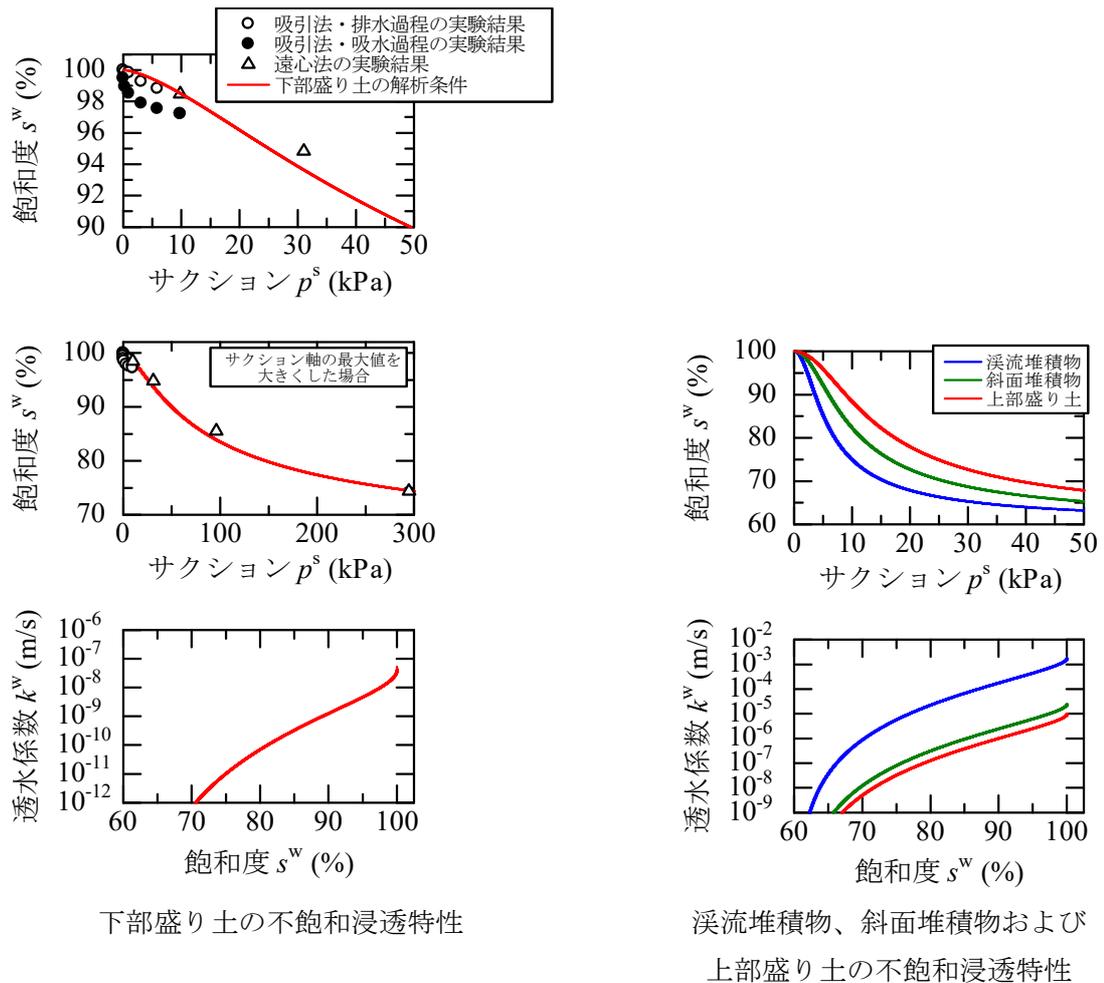


図 7-7 ケース 1 の不飽和浸透特性

次にケース 2 について、表 7-3 は飽和透水係数の値を、図 7-8 は不飽和浸透特性を示す。ケース 1 に対して、下部盛り土の値のみ変更しており、ケース 2 の方が下部盛り土の透水性が高く、保水性が低い条件になっている。なお、ケース 1 の場合と同様に、溪流堆積物、斜面堆積物、上部盛り土、下部盛り土の順に飽和透水係数が小さく、保水性が高くなるようにパラメータを設定した。

表 7-3 ケース 2 の飽和透水係数の値

(注) ケース 1

下部盛り土	$7.50 \times 10^{-7}$ m/s
上部盛り土	$1.02 \times 10^{-5}$ m/s
溪流堆積物	$1.79 \times 10^{-3}$ m/s
斜面堆積物	$2.50 \times 10^{-5}$ m/s
安山岩	$8.40 \times 10^{-7}$ m/s

( $5.31 \times 10^{-8}$  m/s)

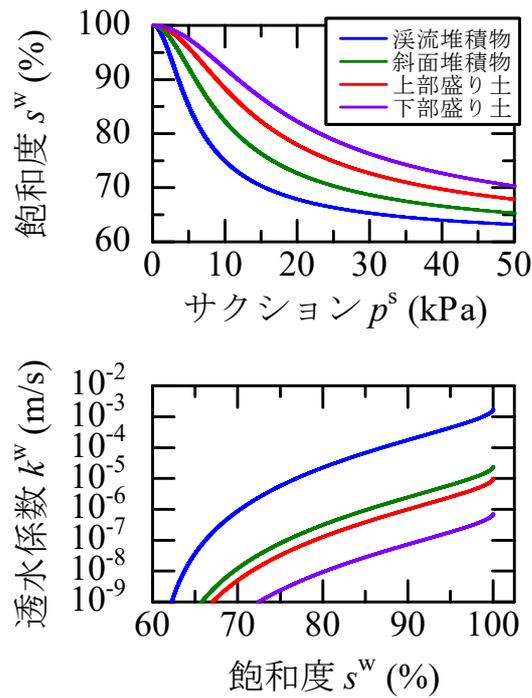


図 7-8 ケース 2 の不飽和浸透特性

なお、7/1～7/3 の盛り土崩壊の再現解析においては、盛り土以外の土については変形しない条件を設定した。

## 7.6 解析結果

まずケース1について、図 7-9 は 7/1~7/3 の降雨開始直前のせん断ひずみ分布と飽和度分布を示す。せん断ひずみ分布の図中には、図 7-12 において解析結果を出力した位置を示した。ケース1は7/1~7/3の降雨開始直前のボーリング No. 3 位置における飽和度の値（計算結果）が、サンプリング時の値（90~95%程度）より高い結果となった。図 7-10 に盛り土崩壊の再現解析におけるせん断ひずみ分布と含水比変化分布の経時変化を示す。図 7-11 と図 7-12 は盛り土崩壊の再現解析におけるせん断ひずみ分布と含水比変化分布の経時変化を、図 7-9 中に示した部分を拡大して示す。なお、盛り土部分のみを抽出して示した。

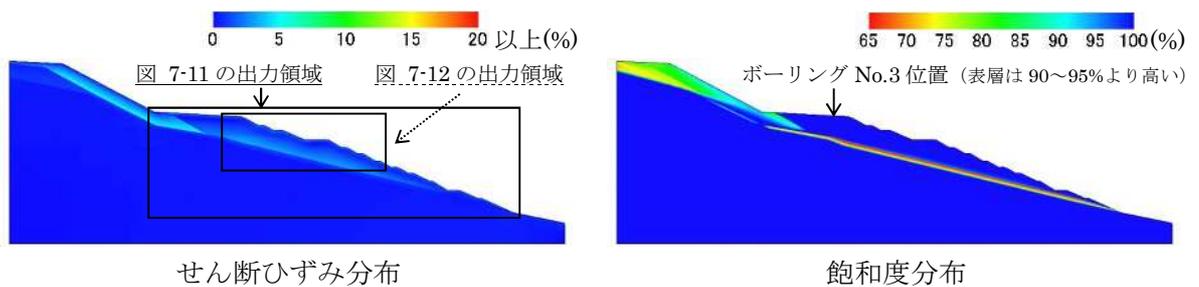
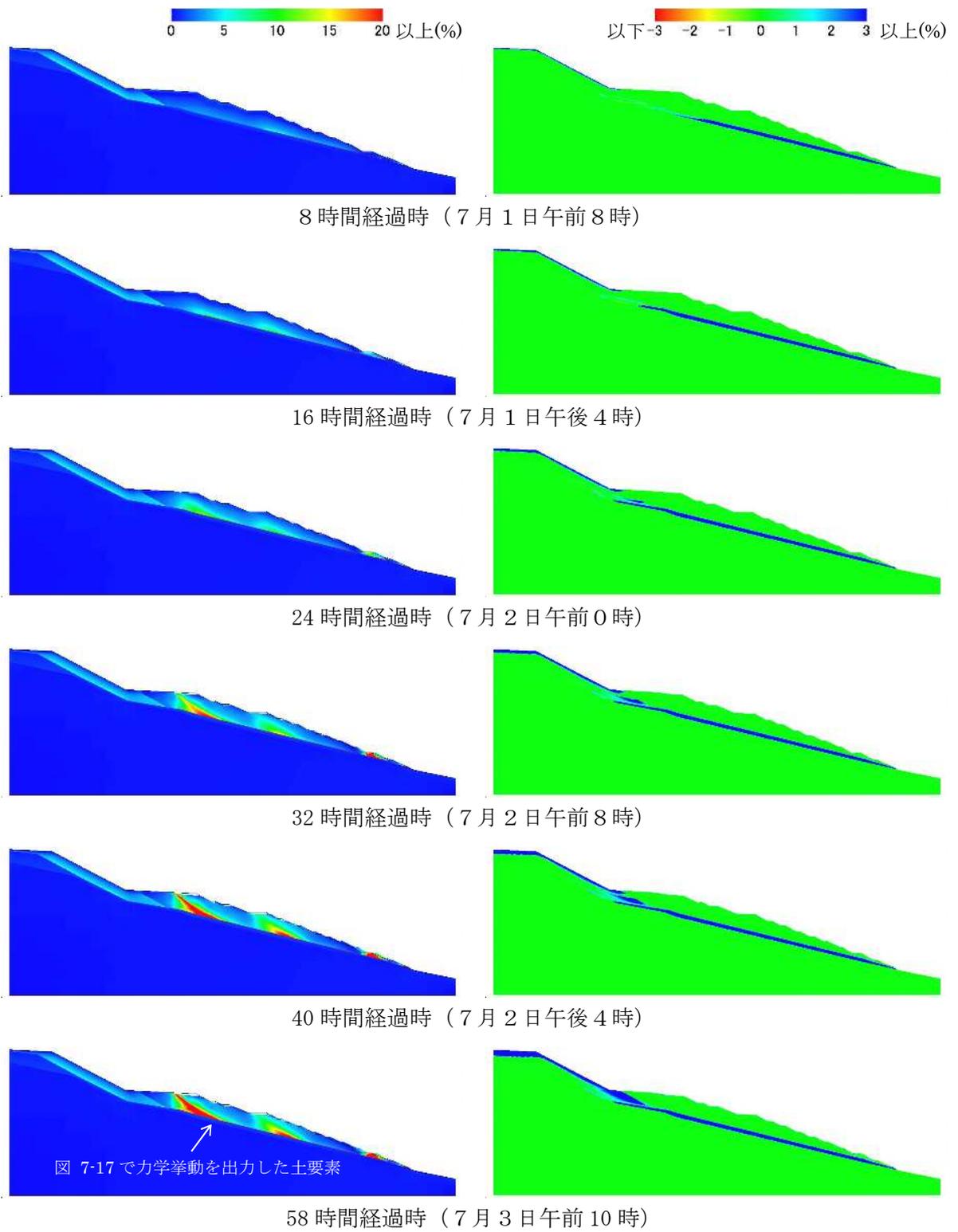


図 7-9 ケース1の7/1~7/3の降雨開始直前のせん断ひずみ分布と飽和度分布



せん断ひずみ分布

含水比変化分布

図 7-10 ケース 1 のせん断ひずみ分布と含水比変化分布の経時変化

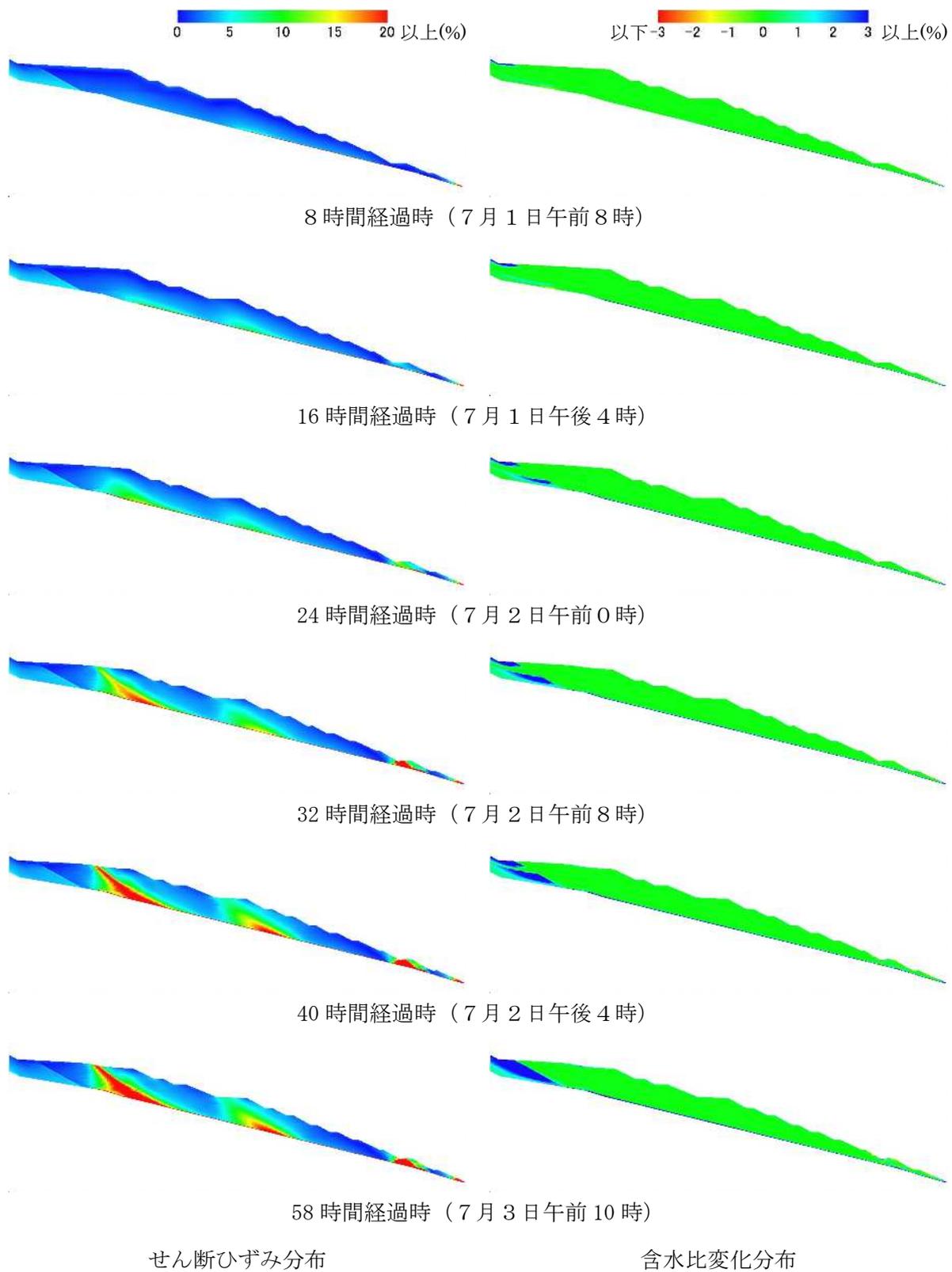


図 7-11 ケース 1 のせん断ひずみ分布と含水比変化分布の経時変化 (下部盛り土全体)  
 (図 7-9 中に示した部分を拡大かつ盛り土部分のみを抽出)

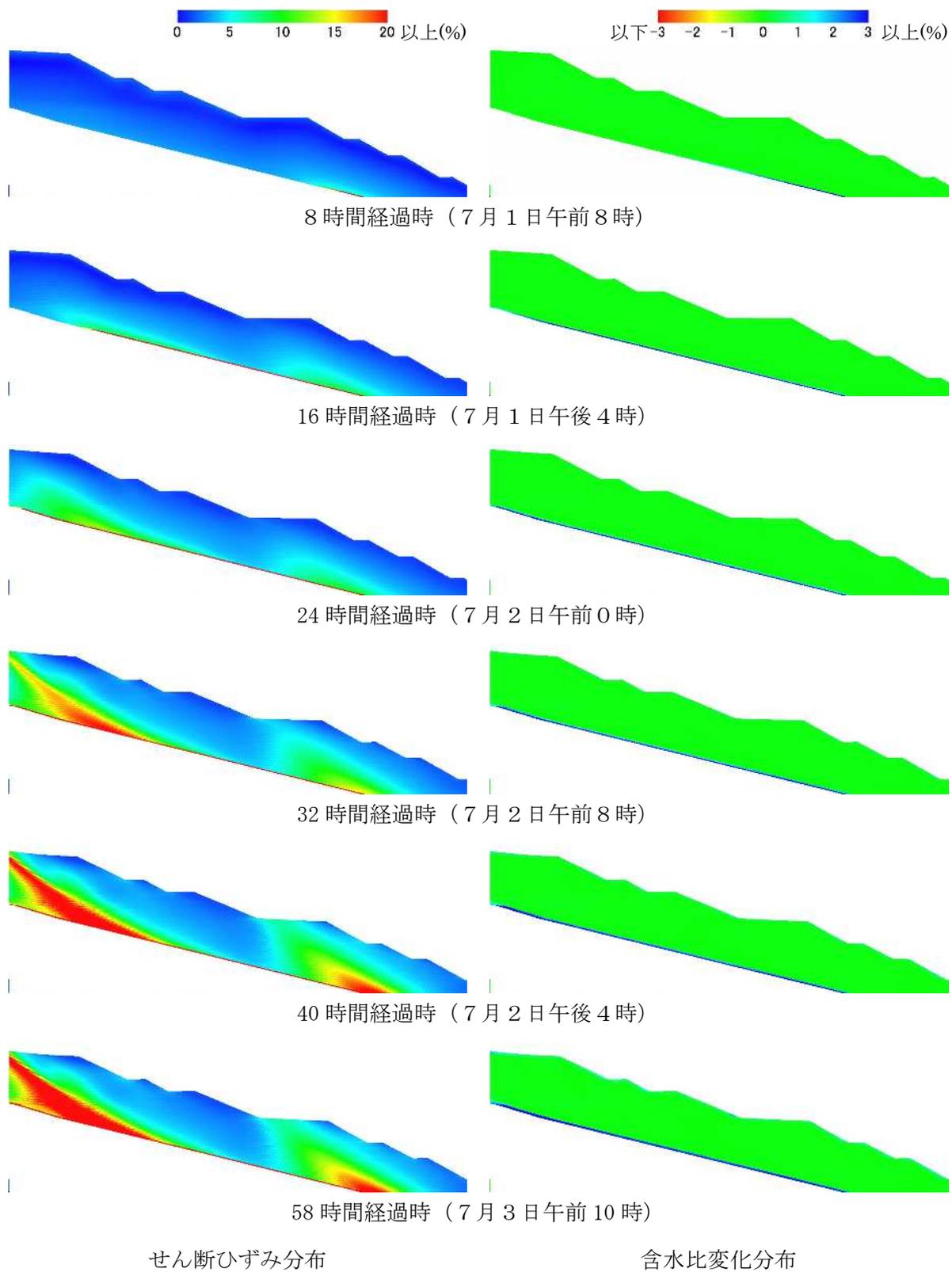


図 7-12 ケース 1 のせん断ひずみ分布と含水比変化分布の経時変化 (下部盛り土上部)  
 (図 7-9 中に示した部分を拡大かつ盛り土部分のみを抽出)

次にケース2について、図7-13は7/1～7/3の降雨開始直前のせん断ひずみ分布と飽和度分布を示す。せん断ひずみ分布の図中には、図7-15と図7-16において解析結果を出力した位置を示した。ケース2は7/1～7/3の降雨開始直前のボーリングNo.3位置における飽和度の値が、サンプリング時の値(90～95%程度)に近い。図7-14は盛り土崩壊の再現解析におけるせん断ひずみ分布と含水比変化分布の経時変化を示す。なお、ケース2では36時間時に非常に大きな変形が生じているので、ここで計算を終了した。図7-15と図7-16は盛り土崩壊の再現解析におけるせん断ひずみ分布と含水比変化分布の経時変化を、図7-13中に示した部分を拡大して示す。なお、盛り土部分のみを抽出して示した。

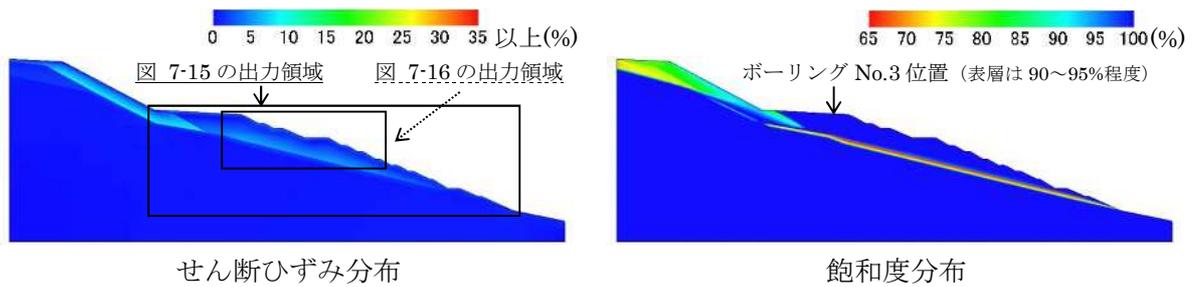
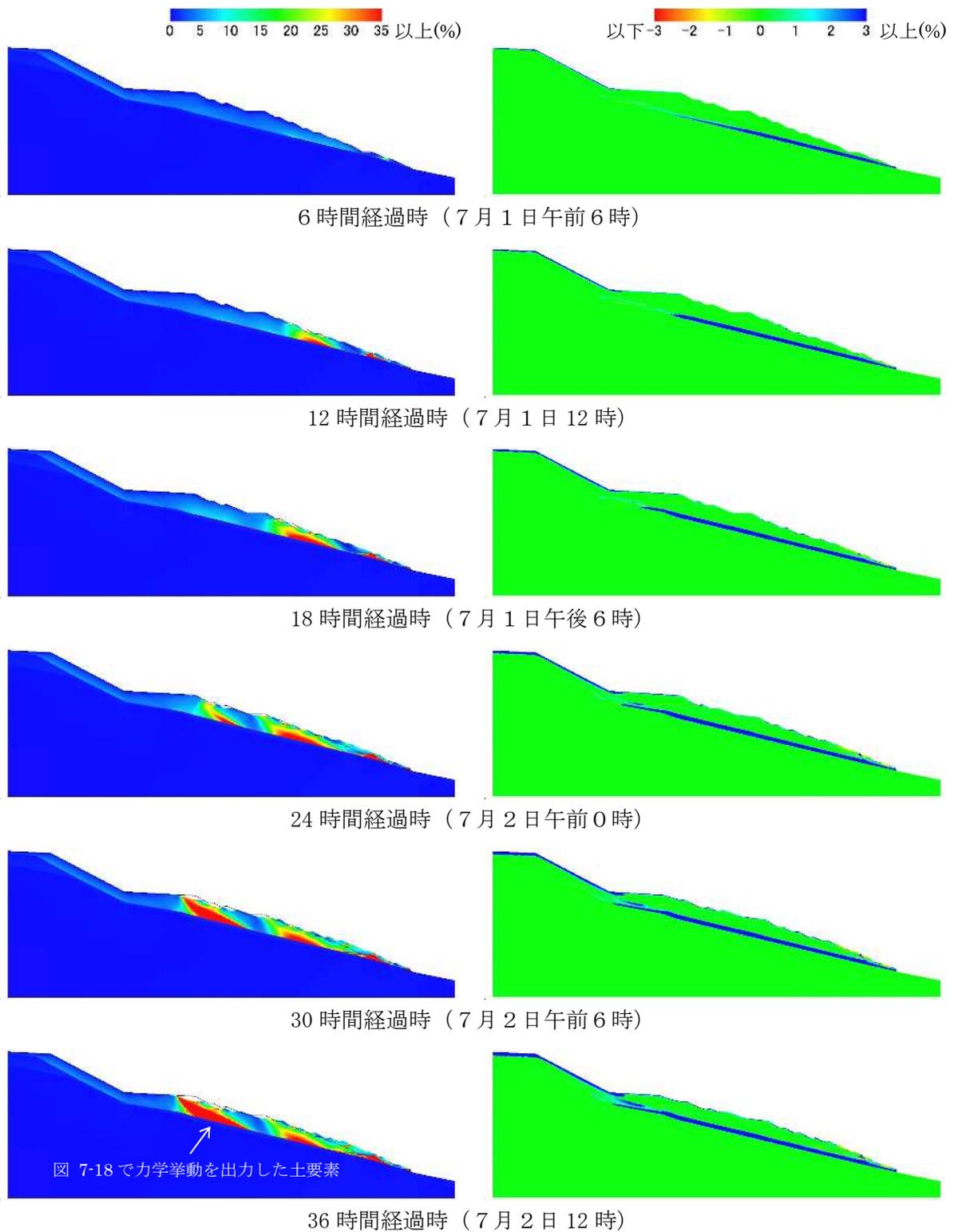


図7-13 ケース2の7/1～7/3の降雨開始直前のせん断ひずみ分布と飽和度分布



せん断ひずみ分布

含水比変化分布

図 7-14 ケース 2 のせん断ひずみ分布と含水比変化分布の経時変化

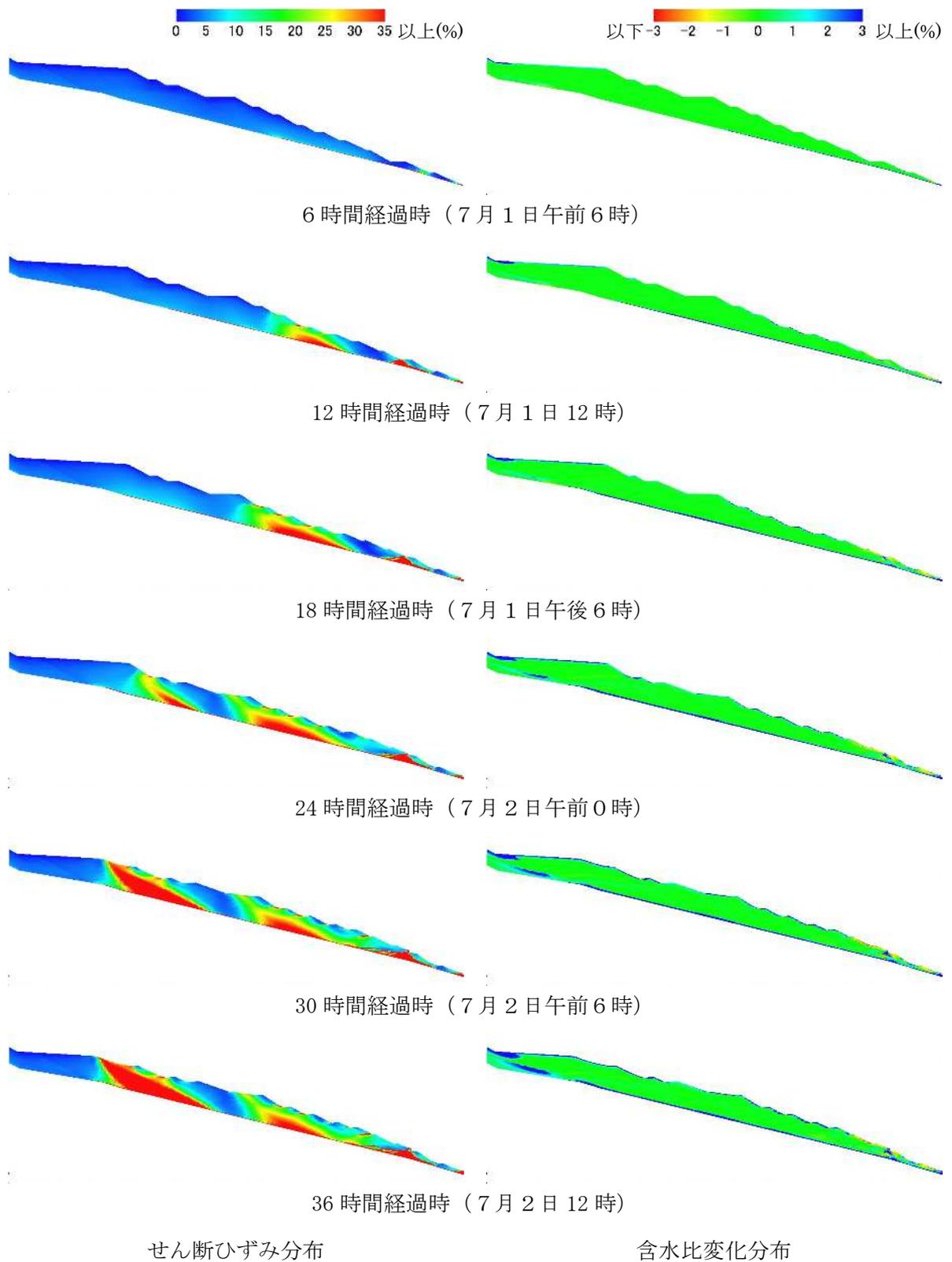


図 7-15 ケース 2 のせん断ひずみ分布と含水比変化分布の経時変化 (下部盛り土全体)  
 (図 7-13 中に示した部分を拡大かつ盛り土部分のみを抽出)

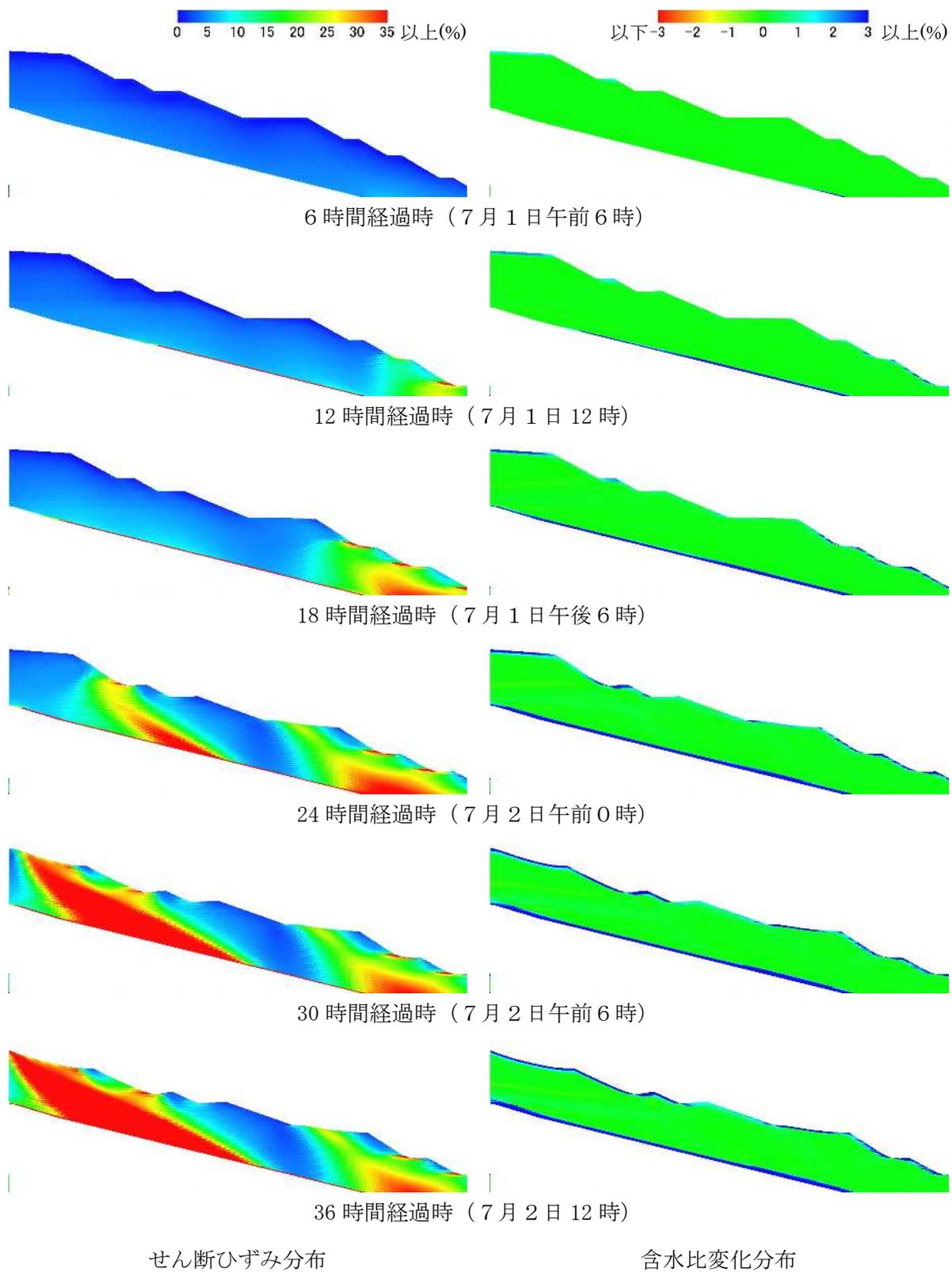


図 7-16 ケース 2 のせん断ひずみ分布と含水比変化分布の経時変化 (下部盛り土上部)  
 (図 7-13 中に示した部分を拡大かつ盛り土部分のみを抽出)

図 7-17 は、図 7-10 中に示す、ケース 1 の下部盛り土の最底部で溪流堆積物との層境に位置するすべり面上の土要素の力学挙動を示す。

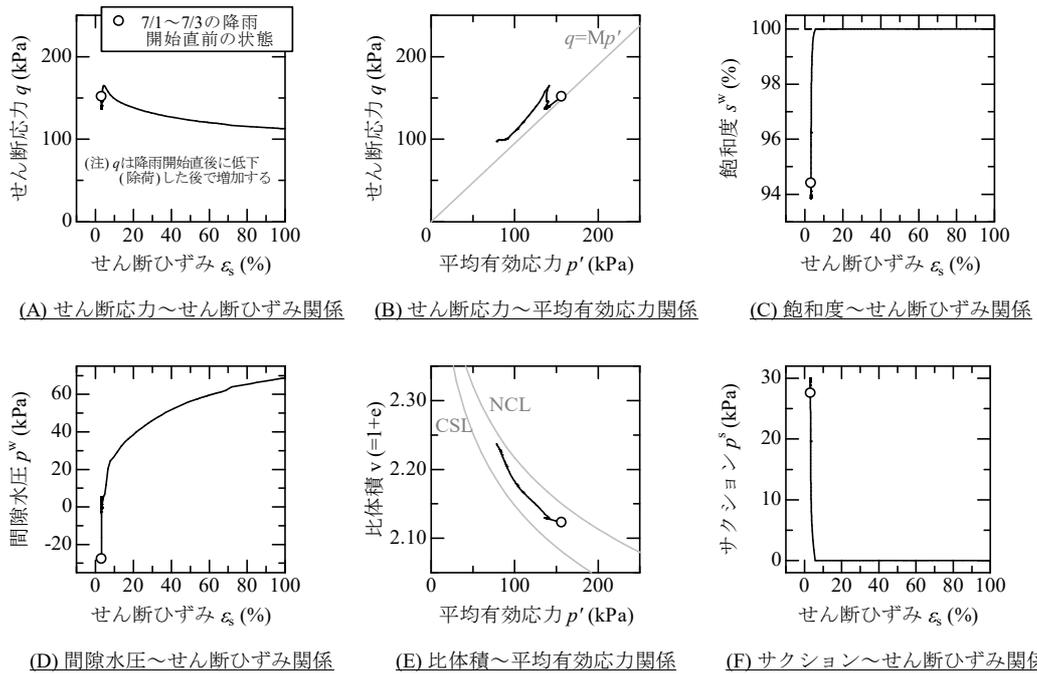


図 7-17 ケース 1 の下部盛り土の最底部ですべり面上に位置する土要素の力学挙動  
(図 7-10 中に示す溪流堆積物との層境に位置する下部盛り土の土要素の力学挙動)

図 7-18 は、図 7-14 中に示す、ケース 2 の下部盛り土の最底部で溪流堆積物との層境に位置するすべり面上の土要素の力学挙動を示す。なお、ケース 1 の場合と同じ位置の土要素である。

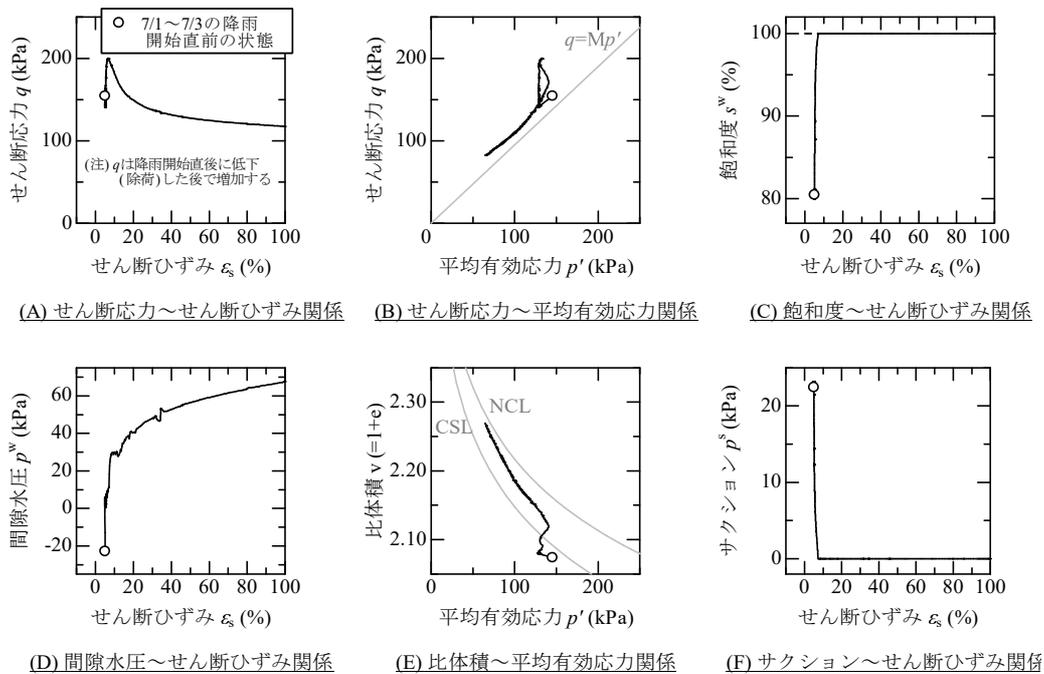


図 7-18 ケース 2 の下部盛り土の最底部ですべり面上に位置する土要素の力学挙動  
(図 7-14 中に示す溪流堆積物との層境に位置する下部盛り土の土要素の力学挙動)

## 7.7 考察

### (1) ケース 1

図 7-9 と図 7-10 のせん断ひずみ分布より、7/1~7/3 の降雨開始直前から時間が経過するに従って、下部盛り土の法尻付近から上方へと順にせん断ひずみが局所的に集中して連続してつながっている箇所（以後すべりと呼ぶ）が生じる。せん断ひずみが 20%以上も生じる領域が、降雨開始から 32 時間経過時には下部と上部に、40 時間経過時には中部に、58 時間経過時には最上部まで発生する。このとき図 7-10 の含水比変化分布より、溪流堆積物に地下水が流入しており、図 7-11 の盛り土部分のみを抽出したせん断ひずみ分布と含水比変化分布の経時変化より、下部盛り土では底部において吸水が生じ、この吸水箇所とせん断ひずみが大きく生じ始める箇所が対応していることが分かる。このことから、せん断ひずみが局所的に大きくなっている箇所では、下部盛り土底部の吸水によるせん断変形をきっかけとして、その箇所を含む領域ですべりが生じている。なお、下部盛り土よりも透水性が高い上部盛り土では、地表面からの降雨浸透により含水比が上昇しているが（図 7-10）、大きな変形は生じていない。

なお、下部盛り土の透水性が高いケース 2 の場合においても、降雨による地表面からの吸水量は小さく、下部盛り土内部への表層からの浸透はほぼ生じていない。

### (2) ケース 2

図 7-13~図 7-16 より、ケース 1 の場合と同様に、下部盛り土の法尻付近から上方へと順にすべり面が形成されている。降雨開始から 36 時間経過時には、下部盛り土の最上部まですべり面が生じており、ケース 1 と比べると、短時間で大変形が生じている。この理由は、図 7-11 または図 7-12 と図 7-15 または図 7-16 のケース 1 とケース 2 の含水比変化分布の比較より、下部盛り土の透水性が高いケース 2 の方が、下部盛り土底部の吸水量が大きく、下部盛り土底部においてせん断強度および剛性（変形のしにくさの度合い）がより低下するためである。なお、下部盛り土の透水性が高いケース 2 の場合においても、降雨による地表面からの吸水量は小さく、下部盛り土内部への表層からの浸透はほぼ生じていない。

### (3) すべりに至る挙動

図 7-17 に示すケース 1 の下部盛り土の最底部ですべり面上に位置する土要素の力学挙動から、すべりに至る挙動を考察する。まず降雨開始直前の状態について、せん断ひずみ  $\varepsilon_s$  は大きくないものの、(B)せん断応力  $q$  ~ 平均有効応力  $p'$  関係より、盛り土構築過程で大きなせん断応力が生じている（応力比  $q/p'$  が大きい）状態にある。その後降雨が開始すると、地下水供給により、間隙水圧  $p^w$  の上昇(D)、サクション  $p^s$  の低下(F)、飽和度  $s^w$  の上昇(C)が生じている。飽和度  $s^w$  が 100% になってからは、地下水がさらに供給され、間隙水圧  $p^w$  の上昇(D)により、平均有効応力  $p'$  の低下とせん断応力  $q$  の低下(B)が生じている。つまり、せん断（土と土の結びつきをずらそうとする変形）に抵抗する力が低下している。また、比体積  $v$  が大きく上昇（塑性体積膨張）(E)している。この現象は、下部盛り土の底部に多量の地下水が供給され、飽和度と間隙水圧の上昇に起因した有効応力の低下により、体積の膨張とせん断抵抗力の低下（軟化）が生じて、盛り土荷重を支えられなくなり、すべりが生じることを示唆している。また、図 7-18 に示すケース 2 の場合においても、ケース 1 と同様の力学挙動を呈しているが、ケース 2 はケース 1 の場合に比べて時間的に早い段階で（ケース 1 の雨量と比較して約 2/3 の雨量）平均有効応力とせん断応力の低下および体積の膨張が著しい。

#### (4) 解析結果の解釈上の注意事項

①7.5.2 で述べたように、解析上、盛り土内の土の性状は一定（均質）としているため、解析結果は、均質だった場合に、どの場所に大きなひずみが発生するかを示している。実現象は、局所的な土の性状変化の影響を受けるため、解析結果は、実現象で発生した崩壊箇所を再現するものではない。（例えば、解析では下部盛り土の上部（平坦部）で大きなひずみが発生している。実際の現場ではこの場所は道路（私道）として使われた場所であるため、下部盛り土の他の場所よりも締め固め度は高かったと推定される。解析C断面での実現象で発生した崩壊は平坦部（道路面）ではなく、道路を残す形で、その下部の盛り土が崩壊している。

②解析結果からわかるように、地山から地下水の流入量が時間とともに累積することで、地下水位が上昇し、崩壊に至っている。したがって、地山からの地下水の流入量の設定が、崩壊時刻に影響する。地下水の流入量は仮定に基づき設定していることから、解析結果は、時間の経過とともに、土中の危険度が増大することを示すが、いつ崩壊するかを再現するものではない。

#### (5) 解析結果の解説

実際の盛り土崩壊は 2021 年 7 月 13 日 10 時 30 分から 11 時頃の間には発生したと推定されているが、これは解析上で 58～59 時間後に相当する。

解析結果においても、58～59 時間後にはじめて大きな変形が発生するようにすることは、透水係数をより小さく、あるいは底面からの地下水の流入量をより小さくするなどパラメータや入力条件を変更することによって可能である。

しかし、本解析は、現地の元の土質条件や地下水流入量を一定の根拠を持って設定した時に盛り土がどういう挙動を示すかを推定するものである。よって、あえて 58～59 時間後にはじめて大きな変形が発生するような条件設定は行わないこととした。

盛り土の挙動をよりわかりやすく表現すると次のとおりである。

- ① 盛り土は地下水の流入量が多い場所に十分な締め固めがなされていない間隙が大きい状態で造成された。盛り土の透水係数は比較的小さい。
- ② 盛り土内へは、降雨時の表層からの水の浸透と常時の地下水供給があることと、盛り土の透水係数が小さいことから、盛り土は常時、湿潤度が高い状態だった。
- ③ 透水性が高い溪流堆積物に大量の地下水が流入し、溪流堆積物内の水圧が上昇すると、その上にある盛り土へも地下水が流入して、特に溪流堆積物との層境に位置する盛り土底部で水圧が上昇する。
- ④ 水圧が高くなると土粒子間を結びつける力が弱まる。特に大きなせん断応力（土と土の結びつきをずらそうとする力）が働いている状態で、土が吸水し、さらに水圧が上昇すると、土は吸水軟化現象により急激に軟らかくなる。
- ⑤ 本断面では、盛り土の標高差が大きく造成され、場所によっては大きな盛り土厚（深さ）で施工されたため、盛り土の底部、とりわけ盛り土法尻部においては大きなせん断応力が働いていた。
- ⑥ 水の多くは盛り土底部から供給され、盛り土下部の法尻付近から順に上方へ盛り土が吸水して盛り土内の水圧が上昇した。
- ⑦ これにより、盛り土底部の吸水軟化によるせん断変形（土と土の結びつきがずれる動き）をきっかけとして、盛り土内ではせん断ひずみ（せん断応力によって発生するひずみ）が

大きくなり、すべり面が形成された。

- ⑧ この場所は計算上、盛り土内の複数箇所が発生している。このすべり面付近で部分崩落が発生し、結果として盛り土のほぼ全体が崩落した。

(注)

図 7-10 の解析結果では、盛土下端部・中間部・上部の 3 箇所で大きなひずみ (変形) が発生している場所が表れた。これら 3 箇所は、盛り土厚 (深さ) が大きい場所の底部に位置している。この結果からも、盛り土全体が一度に大きく崩壊したのではなく、数次にわたって崩壊した可能性を示唆している。

本解析は、崩壊がいつどこで始まったかを直接示すものではない。しかし、盛り土下端の溪流堆積物及びそれとの層境に位置する盛り土内における水圧の上昇と盛り土の吸水軟化 (ドロドロ化) は、他の場所に比べて早期に始まったものと推定される。

よって、崩落は盛り土の下端部から始まり、その後、上部が崩壊したものと推定される。

## 7.8 盛り土材料の吸水軟化現象

地下水供給によって盛り土内の間隙水圧が上昇し、盛り土に体積膨張を伴いながら軟化する現象 (吸水軟化現象) が発生することによって、盛り土に大きなすべり破壊が生じたことが数値解析によって示された。ここでは、逢初川源頭部の盛り土が落ち残った箇所で採取した実際の地盤材料を用いた室内試験を実施することによって、発災時に盛り土に起こった現象を模擬しつつ、数値解析で示された現象についての考察を行う。

試験試料は逢初川源頭部右岸側の盛り土が落ち残った箇所において、スコップで掘り起こして採取した黒色盛土の地盤材料である。採取時には、採取地点における盛り土の現場密度が砂置換法によって計測されている。表層付近ではあるが、湿潤密度  $\rho_t=1.50\text{g/cm}^3$ 、自然含水比  $w=40\%$  であり、それらから乾燥密度  $\rho_d=1.09\text{g/cm}^3$  であることがわかった。この試料を試験室に搬入し、一旦含水比 5% 程度になるまで自然乾燥させて、団粒化した部分を解きほぐすとともに、木片などの木くずも取り除いて試料調整を行い、それを試験試料として用いた。この状態の試料粒度分布および非繰返し法の突固めによる締固め試験 (JIS A 1210 A-b 法) の結果をそれぞれ、図 7-19 および図 7-20 に示す。

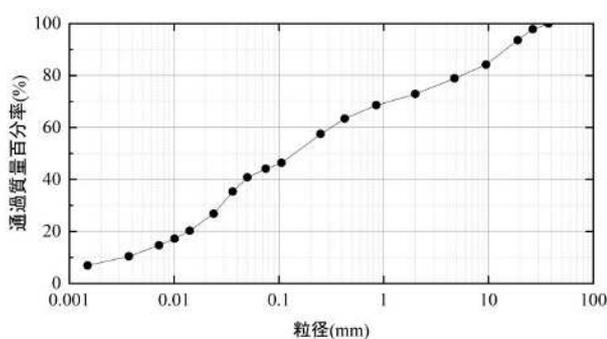


図 7-19 落ち残り盛り土試料の粒度分布

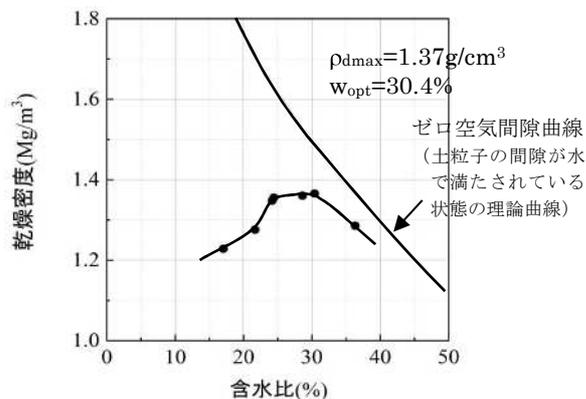


図 7-20 締固め曲線

締固め試験は最大粒径 19mm の A-b 法で実施しており、密度補正も考慮すると、現地の盛り土の締固め度は 80%以下となる。河川堤防の盛土であっても締固め度の施工管理基準値は最低 90%とされており、宅地盛土等ではさらに高い性能が求められていることを考慮すると、この盛り土の締固め度は、表層付近といえども非常に小さな値であることがわかる。

上記のように、崩壊現場の盛り土においては、構築時にほとんど締固め管理がなされていなかったことが推察されることから、本試験においては、適度な含水状態で締め固めてゆる詰め供試体を作製した後に、所定の有効拘束圧を作用させて圧密することによって現地の盛り土の底部に存在する状態を再現した。図 7-21 は三軸試験装置に設置する前の供試体である。直径 50mm、高さ 100mm の円柱供試体であり、9.5mm 以上の礫を取り除く処理をした、せん頭粒度調整試料を用いた。供試体作製時の乾燥密度は $\rho_d=0.92\text{g/cm}^3$ とした。

この供試体を三軸試験装置に設置し、二重負圧法と呼ばれる手法で供試体内の土粒子間の間隙に含まれている空気を全て水に置き換える飽和化と呼ばれる作業を行った後、所定 (50kPa、100kPa、150kPa) の有効拘束圧で等方圧密を行い、非排水せん断あるいは吸水軟化試験を実施した。ただし、飽和化ならびに圧密の段階において供試体の体積圧縮が著しいことから、有効拘束圧 100kPa で等方圧密した供試体の一つを取り出して、直径、高さの計測から圧密後の体積を算出することによって、試験時の供試体密度を求めた。なお、有効拘束圧 100kPa は、深さ 6～7m 程度の応力状態に相当している。図 7-22 は三軸試験装置で圧密中の様子であり、図 7-23 は等方圧密後に取り出した状態の供試体の様子である。この状態での飽和密度および乾燥密度はそれぞれ、 $\rho_{\text{sat}}=1.72\text{g/cm}^3$  および  $\rho_d=1.19\text{g/cm}^3$  であった。



図 7-21 設置前の供試体

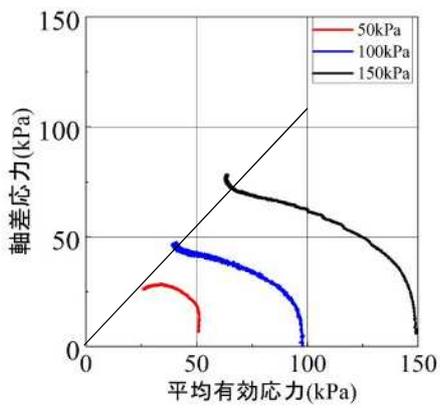


図 7-22 圧密中の供試体

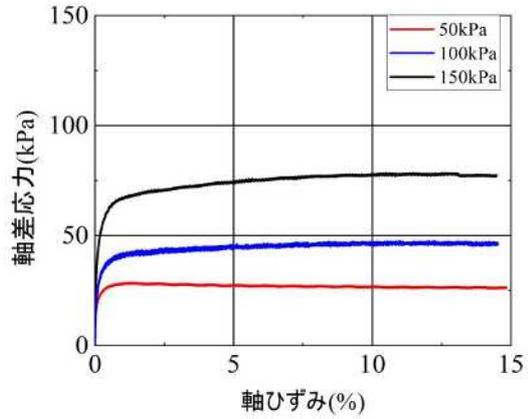


図 7-23 圧密後の供試体

図 7-24 は圧密非排水せん断試験結果であり、有効応力経路と応力～ひずみ関係を示している。図 7-6 の試験結果より、やや供試体の乾燥密度が小さいことを反映して、ゆる詰め土のせん断挙動を呈している。図 7-25 は吸水軟化試験による有効応力経路である。吸水軟化試験とは、河川堤防をはじめとする盛土において、河川水（地下水）や降雨浸透によって水位が上昇することによって崩壊する時点の有効応力状態を正確に評価する試験法である。具体的には、今回の盛り土の崩壊過程を模擬して図 7-27 のポンチ絵で示す。降雨前の斜面内での初期せん断が作用した状態 (①) を初期状態とする。その後、盛り土内に上流から供給される地下水が流入することにより間隙水圧が上昇し、地下水位も上昇する。それを模擬するために初期せん断が作用した状態のまま、間隙水圧を徐々に増加させていく (②)。



(a)有効応力経路



(b)応力～ひずみ関係

図 7-24 圧密非排水せん断試験結果

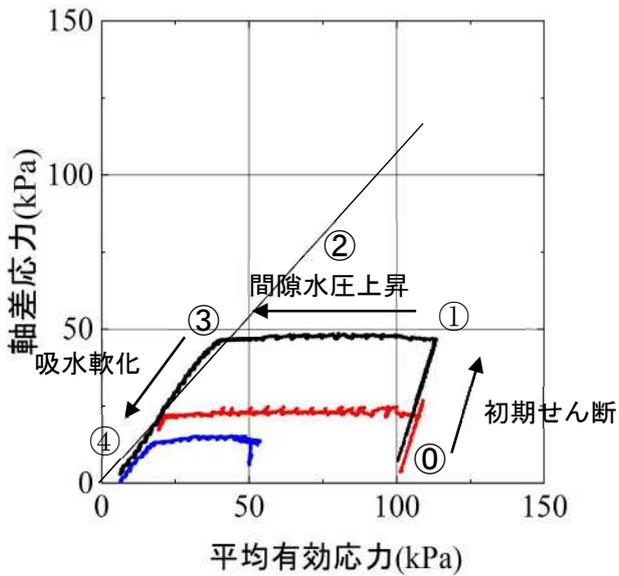


図 7-25 吸水軟化試験の有効応力経路

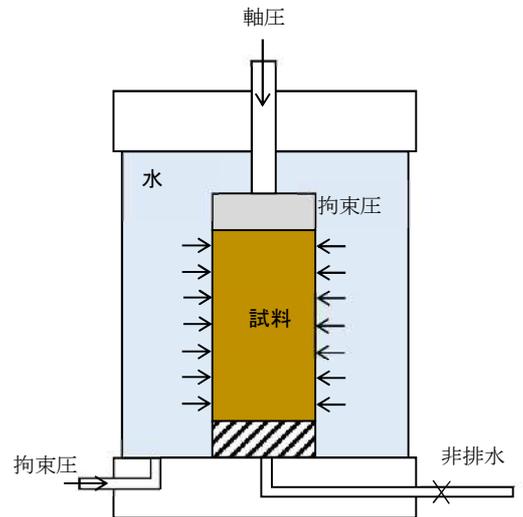


図 7-26 三軸圧縮試験模式図

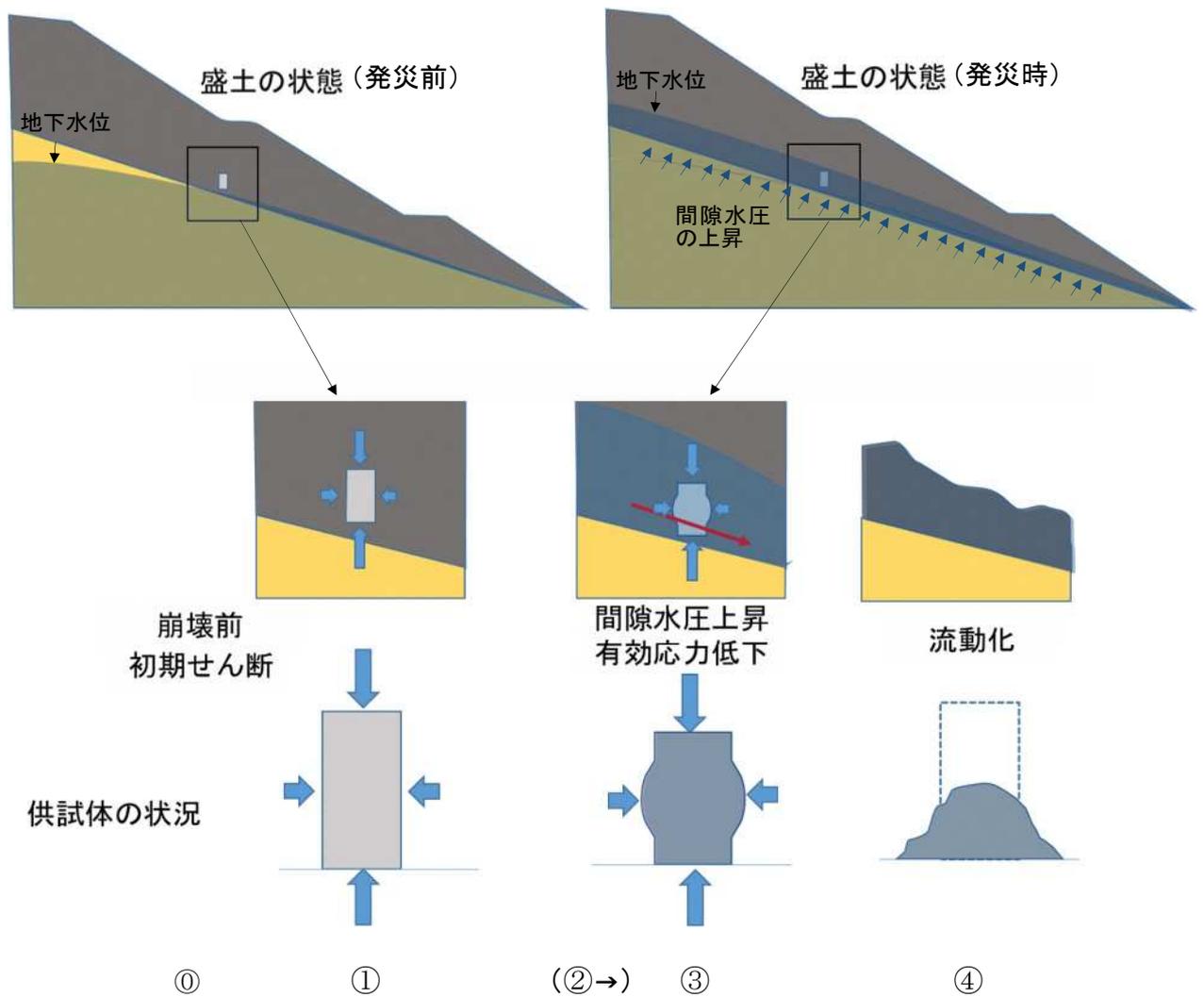


図 7-27 地下水上昇に伴う盛り土の崩壊・流動化（ポンチ絵）

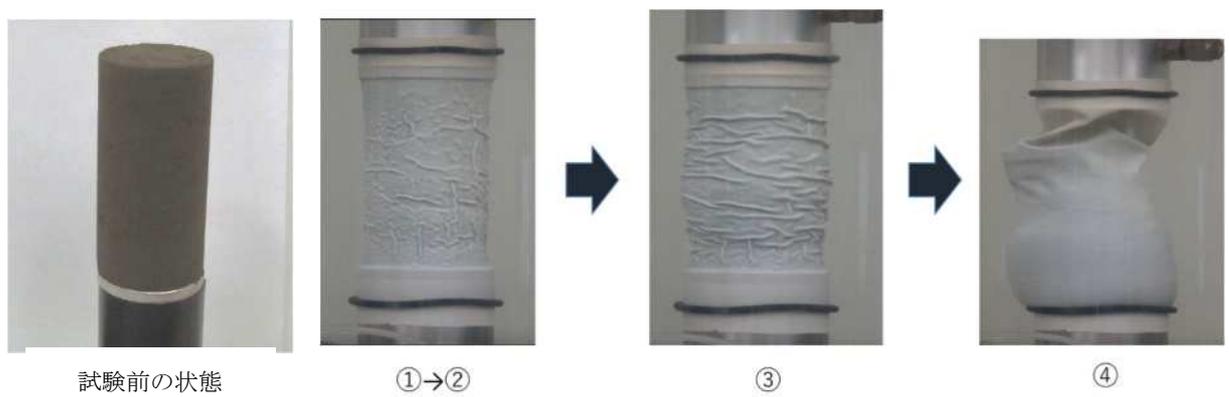


図 7-28 吸水軟化試験中の供試体の様子



図 7-29 吸水軟化試験後の流動化した状態の供試体

図 7-25 の有効応力経路を見ると、縦軸の軸差応力が盛り土を変形あるいは崩壊させようとするせん断応力に対応しているが、有効拘束圧 (100kPa) をかけた状態で軸圧を増大させていくと、軸差応力は①のところまでは上昇していく。すなわち、せん断応力が增大しても強度を保っている。軸差応力が①に達すると、それ以上は軸差応力は増大せず、その軸差応力を一定に保ちながら、すなわち、初期のせん断応力を作用させたまま、間隙水圧の増加に伴い横軸の平均有効応力が低下していく (②)。やがて図 7-24(a) に示す土の限界状態を表す応力比付近に到達する (③) と、その時点まではほとんど軸ひずみも体積膨張も発生していなかった供試体に急激に変化が現れて、一気に土の崩壊が始まる。この状態が、地下水の浸透によって、盛り土がすべり破壊を始める状態 (③) となる。土はこの状態に到達すると、それまで維持してきた骨格構造の急激な劣化が生じ始めるために、土粒子間の空隙に容易に水を吸い込めるようになり、崩壊をしながらも空隙内に水を取り込みつづけることにより、固体状の土が有効応力を消失した液状化した状態 (④) にまで変化する。その状態に達すると土は容易に流動化してしまう。

図 7-28 は吸水軟化試験中の供試体の状況である。間隙水圧を上昇させている間 (①→②) においては土に変化は見られないが、限界点 (③) に到達すると崩壊が一気に発生し始める。その状態に達しても水が供給されつづけると供試体中の土粒子間の空隙内に水が吸水されることによって、供試体は液体状になり、その形状を保つことができなくなる (④)。

図 7-29 は吸水軟化試験後の供試体を試験装置から取り出した状況である。図 7-23 に示したような土が、もはやドロドロの液体状になっていることがわかる。

図 7-25 に示した吸水軟化試験の有効応力経路は、数値解析によって得られた図 7-17 に示す下部盛り土の底面部ですべり面上に位置する土要素の力学挙動における、最上段中央の有効応力経路に相当するものである。両図の高い類似性より、数値解析で予測された地下水供給による塑性体積膨張を伴う軟化現象による盛り土の崩壊のメカニズムが、最終的に盛り土材料が液体状になることも含めて、実際の黒色盛土の地盤材料を用いた室内での吸水軟化試験によって示された。