

# 地すべり地におけるトンネル崩壊の影響解析 — 個別要素法による風化岩盤のモデル化 —

## DEM SIMULATION OF TUNNEL FAILURE DUE TO THE EFFECTS OF A LANDSLIDE

倉岡千郎 \*・牧野孝久 \*・柴崎宣之 \*\*・藤田康司 \*\*\*

Senrou KURAOKA, Takahisa MAKINO, Nobuyuki SHIBASAKI and Kouji FUJITA

The risk of subsidence and instability of a natural slope, which may be caused by potential failure of a tunnel constructed near a landslide, was assessed. Failure of soils and weathered rocks, due to potential tunnel failure, was simulated with the distinct element method, using spherical elements. Strength parameters for the contacts between the particles were determined through simulations of localized rock failure recorded during the construction of the tunnel. Strengths of the assemblage of the particles were evaluated by simulation of laboratory tests such as the triaxial and plane strain tests. The simulated tunnel failure indicated not only settlement of the slope surface, but also the possibility of slope failure.

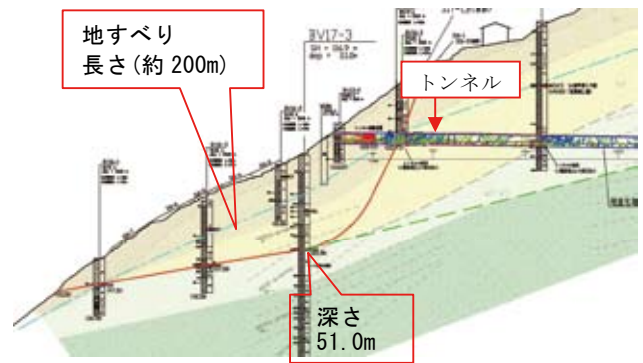
**Keywords** : distinct element method, tunnel, landslide

### 1. はじめに

地すべり内部を通過または隣接して建設されるトンネルは、地すべりの滑動や脆弱な地質構造の影響を受けて被災するケースがある。被災したトンネルの変状の進展によっては、トンネルが破壊して上部の地表面に影響がおよぶケースも考えられる。本稿で取り上げる解析事例では、変状の著しいトンネルが破壊した場合に斜面に与える影響を推定することが目的であった。以下に対象現場の概要を述べ、採用した解析手法と入力パラメータの設定方法について述べる。

対象としたトンネルは、昭和 53 年に建設され、平成 17 年以後に地すべりの影響を受けて覆工コンクリートの亀裂などが顕著になってトンネルが崩落する危険性が認められた。地すべりブロック（図－1）の規模は幅約 210m、長さ 200m、厚みは最大で約 50m、地表は勾配が 30 度から 40 度であり、基盤地質は三波川変成岩類である。幅約 9m のトンネルは、図－2 に示すように地すべりに斜交しており、トンネル上部の土被りは断面によって異なるが、解析対象とした断面で 20m 程度である。周辺の主な地質は三波川変成岩類の黒色片岩であり、トンネル周辺は、風化の見える D ～ CL 級の砂質片岩または泥質片岩である。一方、表層の 3 ～ 5m は崩積土である。

このトンネルが崩壊した場合に斜面に与える影響を推定するためには、トンネル周辺の岩塊の移動と変位が地上ま



図－1 地すべり断面図



図－2 地すべりおよびトンネルの平面図

\* 中央研究所 総合技術開発部

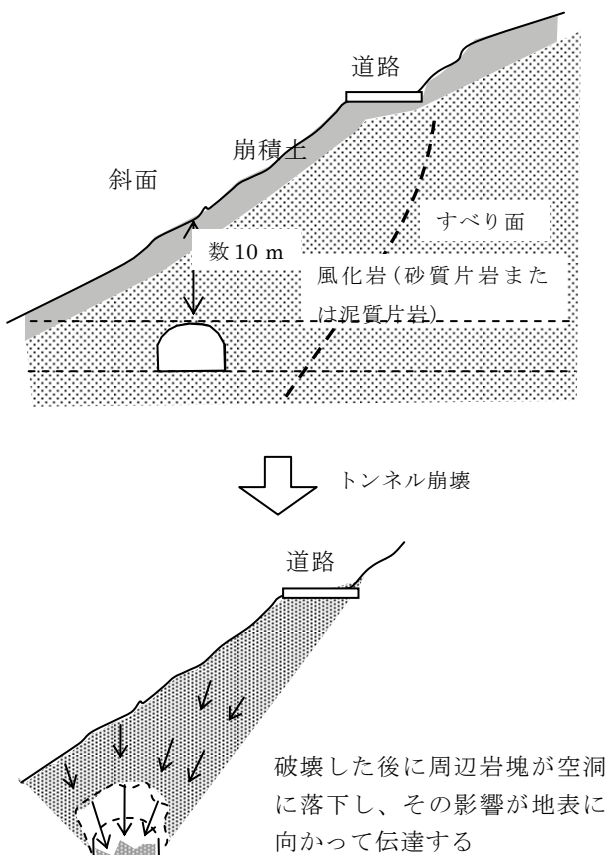
\*\* 四国支店（現在 財団法人砂防フロンティアに転出）

\*\*\* 愛媛県土木部土木管理課技術企画室技術管理

で伝播する挙動をシミュレートする必要がある。この際、トンネル上部の岩塊がトンネル内部の空間に落下してトンネルの形状が変化し、空洞周辺の応力が変化しながら崩落が進展する挙動を表す必要がある（図－3）。連続体的な解析手法では、このような離散的な挙動を表すことが難しいと考えられた。そこで本解析では個別要素法（DEM）を採用した。

しかし、DEMで風化岩盤などの力学的な特性を表すには、要素タイプや物性値の設定において工夫を要する。本解析では風化岩および崩積土を構成する岩塊や礫を球形の剛体要素（粒子）の集合で表した。物性値の設定における留意点は、粒子間の物性値と粒子の集合体としての物性値が異なることにある。本解析では、弾性波などの調査結果を参考とするとともに過去の施工中のトンネル天盤の崩壊挙動を再現することで、粒子間のパラメータの逆算を試みた。次に設定した粒子間のパラメータの妥当性を評価するために粒子集合体の圧縮試験のシミュレーションを実施して集合体の物性値を求めた。

本解析の目的は前述の通りであるが、解析技術の面からはパラメータの設定と評価方法が主な検討事項である。



図－3 トンネル破壊が地表に与える影響の模式図

## 2. 解析手法および手順

### (1) 解析手法

本解析では、個別要素法（DEM）を用いて風化岩や崩積土を剛体の球形要素でモデル化した。解析は解析コード PFC3D を用いた<sup>1)</sup>。図－2のようにトンネルは地すべりに斜交しており、本来3次元の問題であるが、地すべり全体とトンネルをモデル化するには膨大な粒子数が必要であり、限られた時間のなかで解くことが難しい。また、風化岩盤の物性値の不確定性を考慮すると、トンネル周辺の応力や変位を厳密に解くことは困難であり、費用と時間をかけて3次元モデルを構築しても入力物性値の精度に課題が残る。このような制約条件にあつては、トンネル周辺の応力と破壊は2次元断面でおおむね表現できると考え、崩壊の伝播が3次元的であっても、地上に発生するおおよその変位は2次元解析で推定できると考えた。今後は、解析時間が膨大にならないようなDEM3次元モデルと連続体解析手法のハイブリッド化を検討する必要がある。

本解析は前述のように2次元解析としたが、一つの要素は3次元の球形である。そこで図－4のように球の中心が縦断面にあるように発生させ、断面の奥行き方向の変位を固定して二次元解析とした。

本解析では粒子間のばねとして、線形ばねの他に分布型ばね（パラレルばねと呼ぶ）を追加した。パラレルばね（単位は応力/変位）を設定した理由は次の通りである。球要素では接触が点接触となり回転に抵抗しない。しかしながら、トンネル周辺の岩塊は多角形であるため回転しにくい（図－5）。そこで、本モデルでは図－5に示すように粒子間にパラレルばねを追加し、モーメントに抵抗する機構を持たせた<sup>1)</sup>。パラレルばねの強度は応力の単位で表されるボンド強度（ $P_b$ ）で設定され、粒子間の法線方向の強度とせん断方向の強度を設定する。法線方向のボンド強度は引張応力に抵抗し、せん断方向（接線方向）のボンド強度はせん断応力に抵抗する。パラレルばねに働く応力は、粒子間の仮想の接着面（球の投影面積をもつ円盤）に作用する法線方向の力とモーメントから求められる。線形ばねとパラレルばねに作用する力は各々のばね剛性に依りて分担される。本解析のパラレルばねは、法線方向とせん断方向で同じばね剛性とボンド強度を有するものとした。パラレルばねと線形ばねの剛性は、各々のばねに分担される荷重がおおむね一致するようにした。また、このばね剛性は粒子間の変形と力の関係を表すので、粒子集合体としての変形特性が岩盤の変形特性を表す必要がある。そこで、後述するようにトンネルの解析に用いたのと同じ粒子による三軸圧縮試験のシミュレーションを実施し、粒子集合体の静弾性係数が調査結果（孔内水平載荷試験）から推定された変形係数と整合することを確認した。

粒子間の内部摩擦角（ $\phi$ ）は、線形ばねに発生する法線

方向の力に比例する強度として設定される。せん断破壊はボンド強度と内部摩擦角で発揮される強度のうち弱いほうに支配され、せん断方向の平行ばねが破壊すると、平行ばねに作用していた荷重は、せん断方向の線形ばねに配分され、線形ばねに対応した摩擦抵抗のみが発揮される。

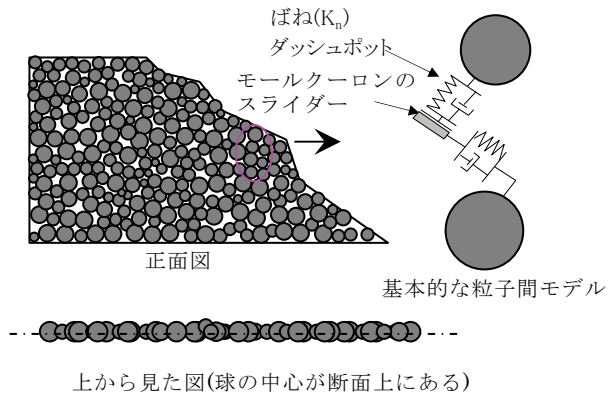


図-4 球形粒子による斜面の二次元モデルの模式図

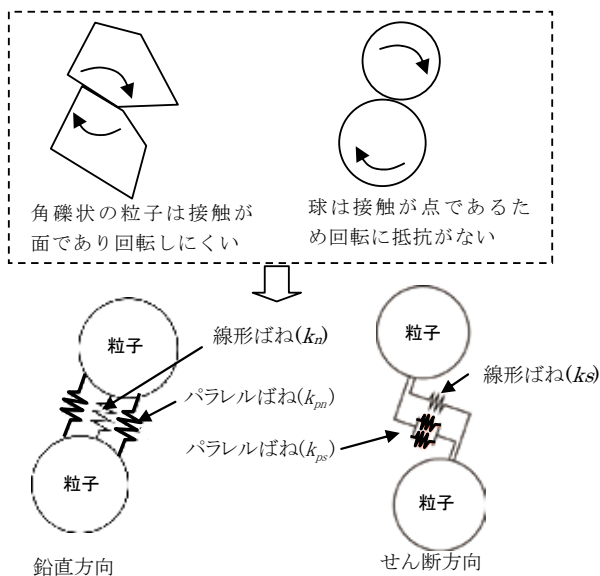


図-5 回転抵抗を発揮する平行ばねの追加設

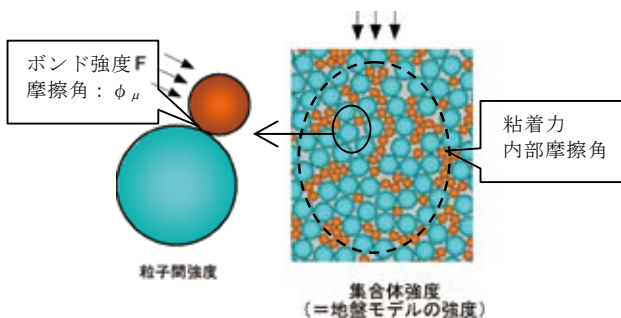


図-6 粒子間強度と集合体の強度

## (2) 解析手順

数値解析は、図-7のフローにしたがって実施した。第

一ステップでは、地形形状および崩積土と風化岩などを表す斜面を粒子集合により作成し境界条件を設定する。

第二ステップは粒子間に設定する物性値（平行ばねの剛性と強度、線形ばねの剛性と内部摩擦角）の設定である。まず既往の調査結果や文献<sup>3)</sup>に基づいて斜面の物性値（強度と変形特性）のとりうる範囲を推定した。図-6に示すように斜面の物性値は粒子集合の物性値に相当し、粒子間に設定する物性値とは異なる点に留意する必要がある。本解析では粒子間の物性値を先に推定した。

風化岩については過去のトンネル施工時のトンネル天盤の崩壊（図-8）を再現することで粒子間の強度を決めた。一方、表層の崩積土については、過去に崩壊も発生しておらず再現解析から強度を推定することはできない。そのため、既往の文献を参考とし現状で崩壊していないことと矛盾しない安全側の値を選定した。

次に上記の手順で決めた粒子間強度を設定した圧縮試験のシミュレーション（図-15）から粒子集合体の強度を求め、設定した物性値が既往の調査結果や文献に基づく斜面の物性値の範囲に入っていることを確認した。

第三ステップが、本解析事例の目的に対する解析であり、第二ステップを通して推定した物性値を用いて、トンネルが仮に崩壊した場合の解析を実施した。

### 第一ステップ: 解析モデル作成 (3章)

- ・地形形状を表す地盤モデル(粒子集合)を作成する。
- ・解析領域や境界条件の設定。

### 第二ステップ (3章): 粒子間の物性値の設定と集合体の物性値の検証

- (1) 既往の調査結果や文献より当該斜面の強度( $c$ ,  $\phi$ )のとりうる範囲を整理する。これは粒子集合強度に相当する。
- (2) 過去のトンネル施工時の崩落を再現することで、トンネル周辺の風化岩の粒子間強度を逆算する。
- (3) 崩積土の強度は既往の文献を参考とし現状で崩壊していないことと矛盾しない安全側の粒子間強度を選定する。
- (4) 上記の粒子間強度を設定した圧縮試験のシミュレーションから粒子集合体の強度を求め、(1)で検討した斜面の物性値と矛盾のないことを確認する。

### 第三ステップ (4章): トンネル崩壊時の予測解析

図-7 解析手順

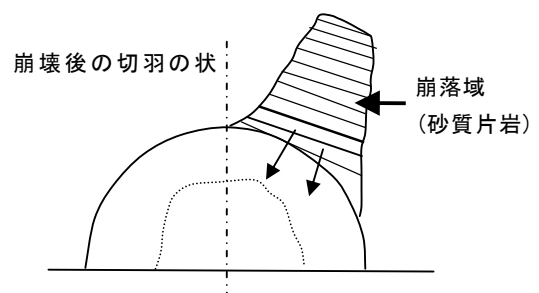


図-8 過去の施工時の掘削断面の崩壊スケッチ

### 3. 粒子間の物性値の設定と集合体の物性体の検証

ここでは、粒子間の物性値の設定方法と粒子集合としての物性値の評価方法について述べる。主たる方法として、過去のトンネル施工時に発生した崩落の再現解析を行う過程で粒子間の物性値を試行錯誤で求めた。ただし、弾性波探査の結果や既往文献<sup>3)</sup>に基づく物性値の整理については割愛する。

なお本解析事例の目的はトンネルが崩壊した場合の斜面に対する影響を調べることにあり、その結果は4章に記載する。

#### (1) 解析モデルの設定と再現解析

モデルの作成にあたり、粒子と境界条件を次のように考えて設定した。本モデルでは粒子数を制限するために図4のように粒子を縦断面上にのみ発生させ、トンネルの軸方向の動きは固定した。したがって平面ひずみ状態になっていない。しかし、無限弾性地山中にある円形トンネルを掘削したときのトンネル周辺の応力の弾性理論解<sup>2)</sup>が、平面応力または平面ひずみ状態に依存しないことから、本モデルはトンネル周辺の破壊を表す上で問題ないと考えた。

粒径については次のように考えて設定した。本モデルの境界条件は図9に示すようなアルミ棒を用いた落とし戸の実験<sup>4)</sup>と同じである。実験に用いられたアルミ棒の直径は落とし戸の幅の1/50から最大1/10である。本解析で対象としたトンネルの幅は約9mなので、幅1/10の粒径を使用するものとして、最大粒径の直径を1mとした。アルミ棒の実験で用いられている棒の粒径は二通り程度であり、最大径に対して半分の粒径を混合させている。そこで、本解析においても直径1mと0.5mの粒子を設定した。混合割合は個数で1:1である。

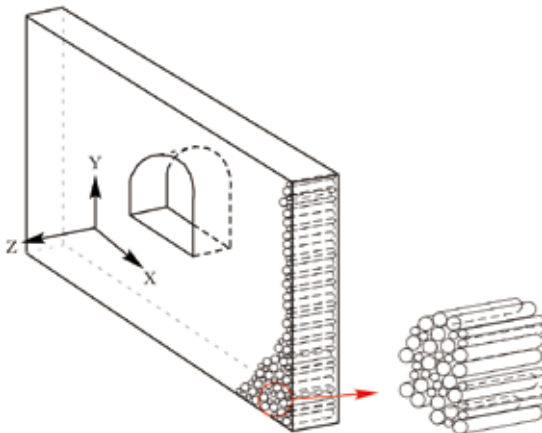


図9 アルミ棒を用いたトンネルの実験イメージ

粒子の密度は、以下に述べる初期パッキング時の側圧係数が土被圧が経験式<sup>5)</sup>と合うように設定した。すなわち、モデル化しようとする斜面よりも大きい箱型の領域に粒子

を重力下で堆積（初期パッキング）させ、初期応力状態を設定し、次に斜面以外の領域の粒子を削除してモデル形状を作成した。また、トンネル部分は粒子を削除することで応力を解放させると同時に剛体の平面要素でトンネルの支保を表した（図11）。また、図9に示すように表層厚5m部分を崩積土とし、以深を風化岩として各々の領域については均一の粒子間強度とばね剛性を設定した。

再現解析では、図8に示す崩落規模と形態を再現するものとし、粒子間の強度を試行錯誤で調整することで、図12のように崩落を再現した。その結果、粒子間の強度とばね剛性は表1のように求められた。崩積土の粒子間強度は現状で斜面が崩壊していないことと矛盾しない安全側の低限值である。

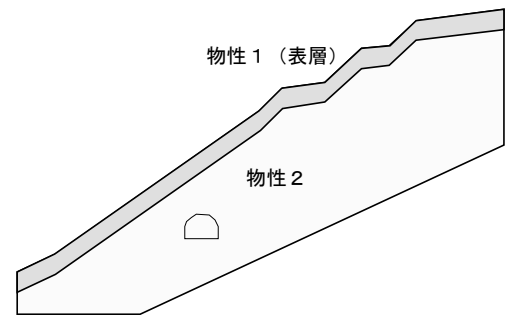


図10 物性値の区分

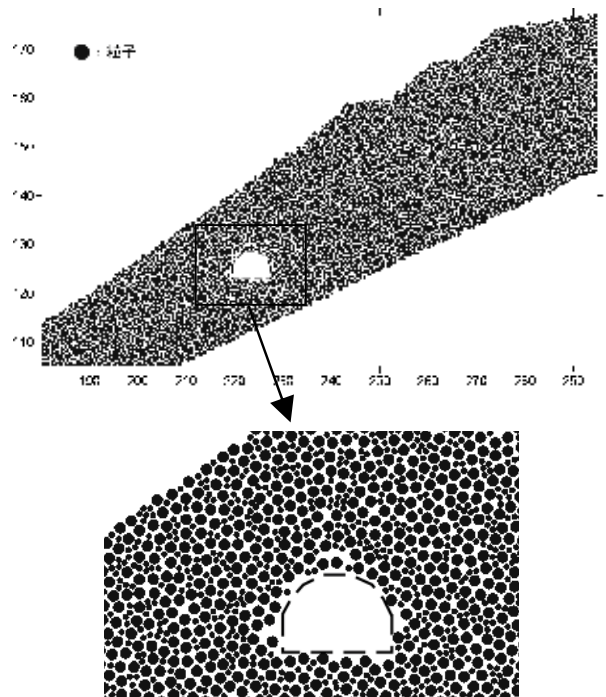
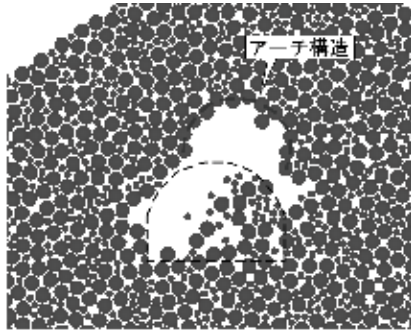


図11 作成されたDEMモデル

#### (2) 粒子集合の強度の評価

表1に示す強度は粒子間強度なので、この値を文献値や調査結果から推定される粘着力および内部摩擦角と比較検討することはできない。そこで、表1に示す強度を有



図－12 再現されたトンネル上部の崩落とアーチ構造

表－1 再現解析から得られた粒子間の強度

|     | 粒子間強度                         |                   | 粒子間のばね剛性                       |                |
|-----|-------------------------------|-------------------|--------------------------------|----------------|
|     | $P_b$<br>[kN/m <sup>2</sup> ] | $\phi_\mu$<br>[度] | パラレルばね<br>[MN/m <sup>3</sup> ] | 線形ばね<br>[MN/m] |
| 風化岩 | 1,000                         | 45                | 260                            | 520            |
| 崩積土 | 300                           | 45                | 27                             | 54             |

する粒子集合の室内試験的なシミュレーションを実施して粒子集合の粘着力 ( $c$ ) と内部摩擦角 ( $\phi$ ) を評価した。

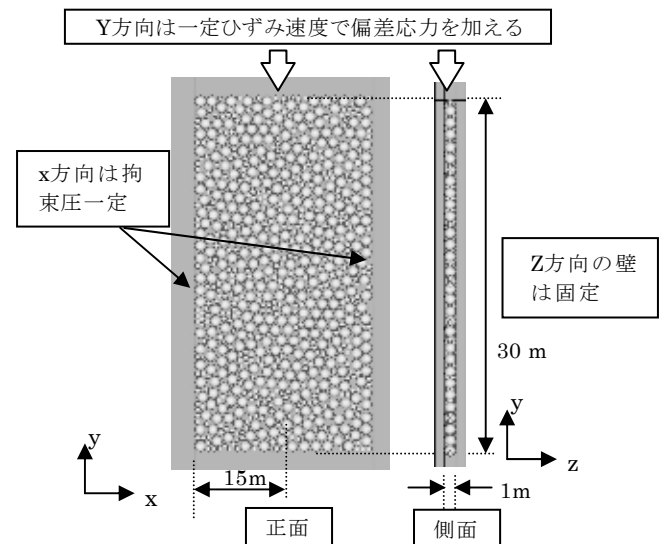
ここで室内試験的なシミュレーションとは、三軸圧縮試験や平面ひずみ状態の試験を指す。例えば三軸圧縮試験のシミュレーションとは、図－14 に示すような粒子集合に一定の拘束圧を加え一定ひずみ速度で偏差応力を与えるものである。この粒子集合の強度と既往調査から推定した強度を比較し、設定した粒子間強度の妥当性を確認した。ただし、前述のように本モデル（純二次元モデルと呼ぶ）における粒子の動きは縦断面上に制約されて奥行き方向の応力は計算されないため、平面ひずみ状態になっていない。そこで、粒子集合の強度を評価する上で次のような考察と解析を行った。

トンネル天盤の岩盤崩落はトンネル坑壁周辺の最大・最小主応力に支配されるものとする。その場合、仮に崩落の再現解析を平面ひずみモデルで実施しても、極限状態の最大・最小主応力は純二次元のモデルとほぼ同じと考えられ<sup>2)</sup>、崩落を再現する粒子集合の強度 ( $c$ ,  $\phi$ ) もおおむね同じになる。

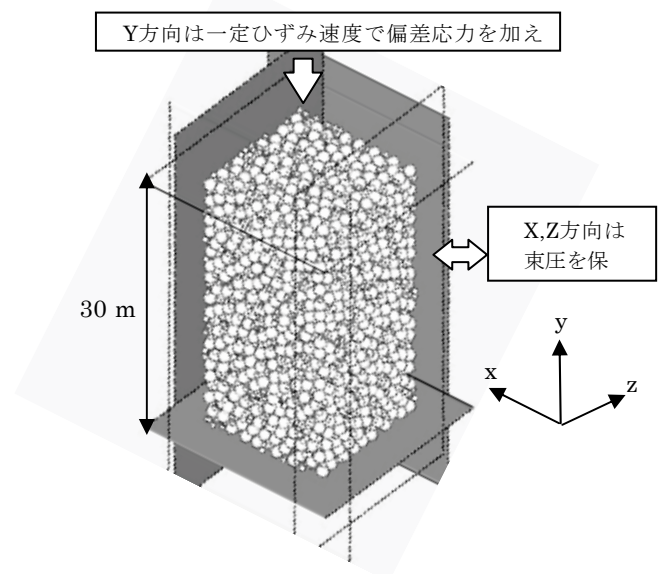
しかし、トンネル天盤の岩盤崩落を再現する粒子間強度は純二次元モデルと平面ひずみモデルで同じになるとは限らない。その一つの理由として、平面ひずみモデルでは奥行き方向にもダイレイタンスの影響が作用することが挙げられる。すなわち、純二次元モデルの再現解析より求めた粒子間強度を平面ひずみモデルに設定すると、ダイレイタンスの影響により崩落が再現されない可能性がある。

以上の考察を踏まえると、今回は純 2 次モデルを用いたが、本来は平面ひずみモデルまたは 3 次元でトンネルと地すべりの解析を行うことが望ましい。今回は事後の評価となったが、仮に平面ひずみモデルで再現解析を行っていれば、どのような粒子間強度が得られていたかを推定した。

前述のように崩落を再現できる粒子集合の強度 ( $c$ ,  $\phi$ ) は純二次元モデルの強度 ( $c$ ,  $\phi$ ) と平面ひずみ状態の強度 ( $c$ ,  $\phi$ ) でおおむね同じになると想定される。そこで、純二次元の圧縮シミュレーション（図－13）を実施した後、平面ひずみの圧縮シミュレーションを実施し、その際、粒子間の内部摩擦角 ( $\phi_\mu$ ) を一定とし、ボンド強度を調整して、純二次元の圧縮シミュレーションから得られる粒子集合の強度と一致するようなボンド強度を求めた。次に、この時の平面ひずみモデルに設定した粒子間強度を三次元の三軸圧縮シミュレーションに設定し  $c$ ,  $\phi$  を求めれば通常の三軸圧縮試験と同じ条件で得られる強度を得ることができ、この地すべり地区の調査結果と文献<sup>3)</sup> から推定される物性値と比較することができると考えた。



図－13 純二次元圧縮シミュレーションの DEM モデル



図－14 三軸圧縮シミュレーションの DEM モデル

図-15に示す一連のシミュレーションを実施した結果は、表-2および表-3に示す通りである。また、軸差応力とひずみ曲線およびモール円を図-16～18に示す。

表-2に示すように純二次元モデルの粒子集合の強度とおおむね一致する平面ひずみモデルの粒子間のボンド強度は、純二次元モデルの粒子間のボンド強度よりも低い。また、三軸圧縮状態で得られた粒子集合体の $\phi$ が平面ひずみ状態の粒子集合体の $\phi$ よりも低い値を示したが、 $c$ は逆の傾向を示した。

表-3に示す粒子集合の強度( $c$ ,  $\phi$ )は、この地すべりの調査結果と文献<sup>3)</sup>から推定される物性値の最大と最小の範囲内であることが確認された。また、粒子集合の変形係数は弾性波探査および孔内水平載荷試験から推定した変形係数とおおむね一致した。

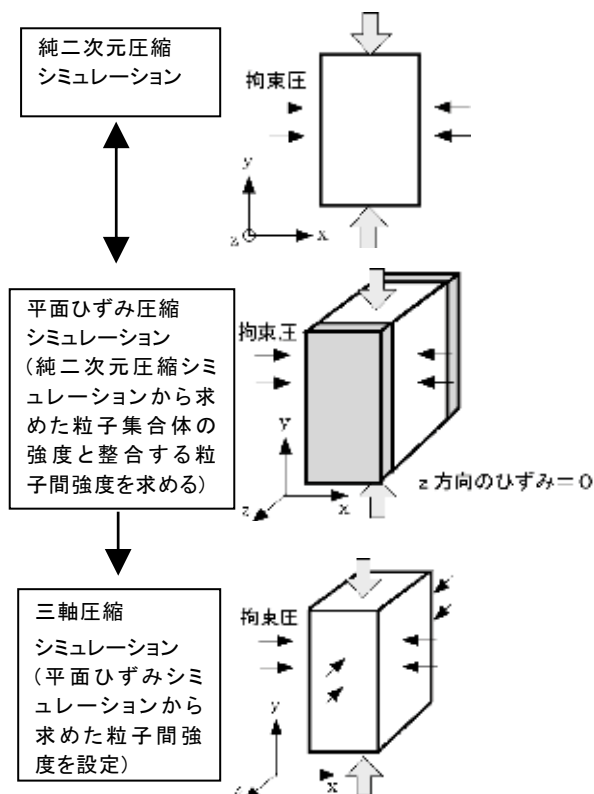


図-15 粒子集合体の強度を求めるための一連の解析

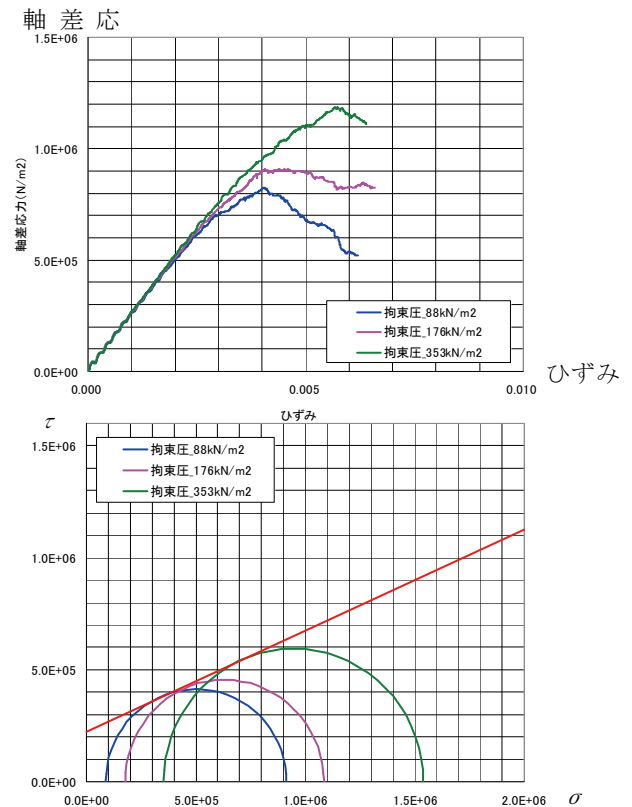


図-16 純二次元圧縮シミュレーションの例(風化岩)

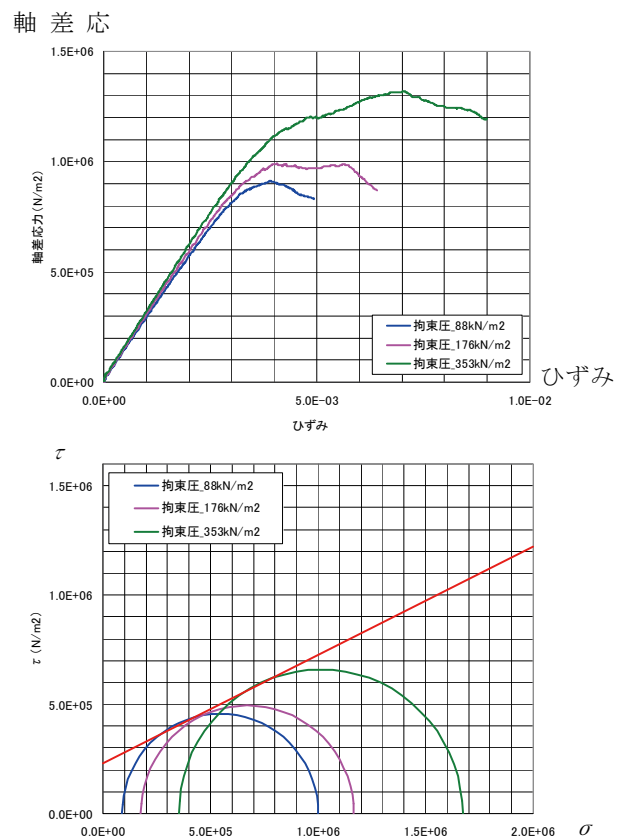
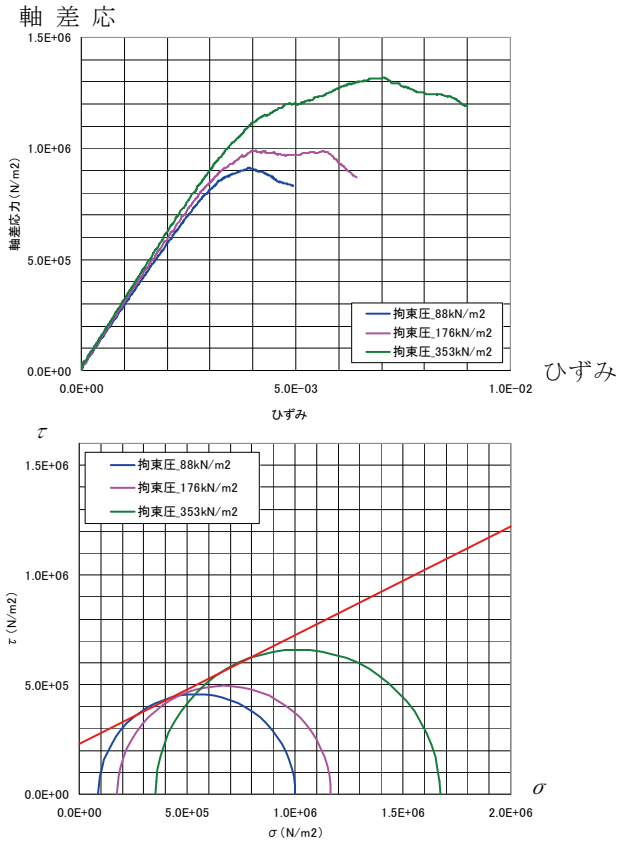


図-17 平面ひずみ圧縮シミュレーションの例(風化岩)



図－18 三次元圧縮シミュレーションの例（風化岩）

表－2 圧縮試験のシミュレーションより求められた粒子間強度（ボンド強度（ $P_b$ ）、内部摩擦角（ $\phi$ ））

|     | 純二次元モデルの粒子間強度（再現解析から設定） |                 | 平面ひずみモデルの粒子間強度   |                 |
|-----|-------------------------|-----------------|------------------|-----------------|
|     | $P_b$<br>[kN/m²]        | $\phi_\mu$<br>度 | $P_b$<br>[kN/m²] | $\phi_\mu$<br>度 |
| 崩積土 | 150                     | 45              | 125              | 45              |
| 風化岩 | 1,000                   | 45              | 700              | 45              |

表－3 粒子集合の物性値（平面ひずみと三軸圧縮シミュレーション）

|     | 粒子集合体強度（平面ひずみ） |             | 粒子集合体強度と変形係数（三軸圧縮モデル） |             |                 |
|-----|----------------|-------------|-----------------------|-------------|-----------------|
|     | $C$<br>kN/m²   | $\phi$<br>度 | $C$<br>kN/m²          | $\phi$<br>度 | $E_{50}$<br>MPa |
| 崩積土 | 32.0           | 29.1        | 55                    | 17          | 26              |
| 風化岩 | 231.3          | 24.3        | 262                   | 21          | 250             |

ただし、崩積土については弾性波から間接的に推定した  $c$ 、 $\phi$  の取りうる範囲が、それぞれ  $50 \sim 400 \text{ kN/m}^2$ 、 $10^\circ \sim 30^\circ$  と大きいため、表－3 の設定は安全側にはなっているものの、実際の強度との整合性を十分評価するにはいたっていない。

#### 4. トンネル崩壊時の予測解析

前節の方法で設定した粒子間強度を用いて、トンネルが仮に崩壊した場合の予測解析を行い、トンネル上部の地表面や道路への影響を検討した。

##### (1) 解析手順

トンネル崩壊をシミュレートするために、まず初期応力状態を設定した後にトンネル部分の粒子を削除するとともにトンネルの支保と覆工を表す剛体の面要素を設定し覆工に作用する荷重を均衡させた。

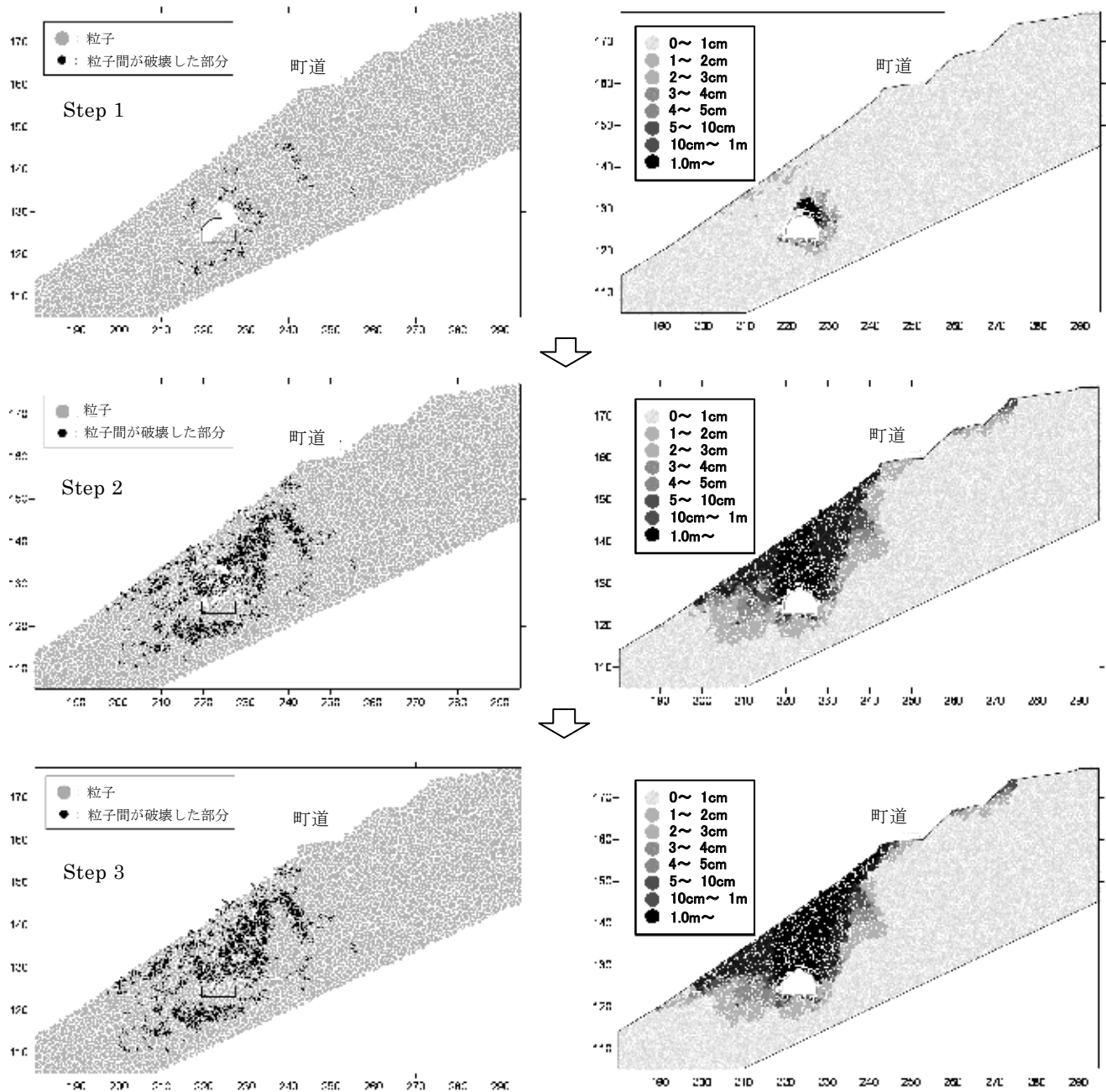
次に覆工を表す要素を削除してトンネルと周辺岩塊の崩壊をシミュレートした。すなわち、本解析ではトンネルが破壊するかどうかを評価するのではなく、トンネルが破壊するものと仮定している。

##### (2) 解析結果

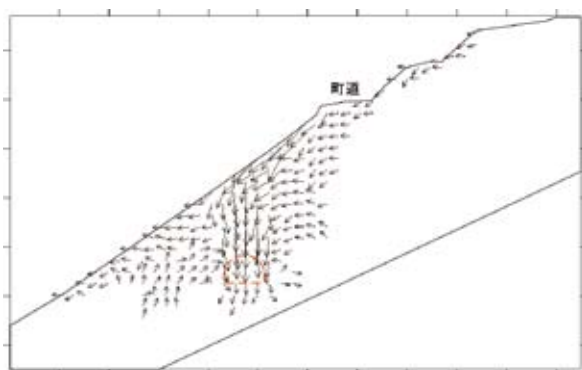
図－19 にトンネル崩壊にともなう粒子の移動、および変位量の分布を任意に選択した 3 つのステップで示す。3 番目のステップは粒子の移動が認められなくなるまで解析時間を進めた結果である。図の右側の変位量は、崩壊前の粒子の中心座標に対する移動量を表すコンターである。ただし、トンネル内部に堆積した粒子はプロットしていない。左側の図の凡例にある「粒子が破壊した部分」とは、パラレルバネが破壊した部分を表し、ステップの進展とともに拡大する様子が表れており変形量との相関が認められる。

これらの結果によれば、トンネル崩壊に伴い、岩塊や土砂はトンネルを埋没させ、その影響は表層にまで伝達する。トンネルが埋没した段階（Step2）において真上の変位量は  $1 \text{ m}$  を超えるものと推定された。また、トンネルが埋没した段階（Step3）での斜面の変位ベクトル（図－20）を見ると、地表面の沈下だけでなく、崩積土層を中心とした円弧型の斜面崩壊の傾向が認められる。

以上の解析結果よりトンネル崩壊の影響が大きいことが示唆され、トンネルの充填や新トンネルの計画・設計の検討における参考とした。



図ー 19 トンネル崩壊にともなう粒子移動（左図）と変位量（右図）



図ー 20 トンネル崩壊にともなう変位ベクトル（Step 3）

## 5. まとめ

本解析では、風化岩盤や崩積土を球形の粒子の集合として表現し、トンネルが崩壊して岩塊や土砂がトンネル内部に崩落した場合の地表面への影響を推定した。地山の力学特性を球形要素の集合体で定量的にモデル化することは容易でないが、過去の施工中のトンネル上部の崩壊を再現することで風化岩の強度を設定した。再現解析の結果を見ると崩落領域の上部にアーチ構造が形成され、本手法は緩み域やアーチ構造のメカニズム検討にあたって適用性があると考えられる。

今回は、再現解析から推定した粒子間強度から粒子集合の強度を求めて妥当性を検討した。この2次元解析では

トンネル軸方向の応力とダイレイタンスー効果が反映されていない。したがって仮に 3 次元モデルで再現解析を実施して得られる粒子間強度は、この再現解析から求めた粒子間強度は異なると考えられた。そのため、2 次元解析で求めた粒子間強度を補正する必要があると考え、純 2 次元圧縮シミュレーションに加えて平面ひずみの圧縮シミュレーションと 3 軸圧縮シミュレーションを実施して補正した粒子集合の強度を推定した。

今後は、平面ひずみや 3 次元問題を DEM で解く場合の粒子間強度の効率的な設定方法を構築することが研究課題として考えられる。一例として、調査・試験から得られる強度定数および変形係数から粒径、粒度分布、粒子間強度などを推定するデータベースと最適化手法の適用が考えられる。

また、平面ひずみや 3 軸圧縮シミュレーションが得られた応力ひずみ曲線およびモジュールを見ると、モジュール則にしたがった降伏が表れており、DEM は大きな礫材料の強度を推定するツールとして可能性があることが示された。

#### 参考文献

- 1) ITASCA: *PFC 3D Theory and background*, p.2-8, Itasca consulting group, Inc., 2005
- 2) Goodman, R.E. : *Introduction to Rock Mechanics*, p.215, John Wiley & Sons, 1980
- 3) 吉中龍之進・桜井春輔・菊池宏吉：岩盤分類とその適用、pp. 50-51、土木工学社、1995
- 4) 土木学会トンネル工学委員会技術小委員会：山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務、p.89、土木学会、2006
- 5) 土木学会トンネル工学委員会技術小委員会：山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務、p.151、土木学会、2006