

# ひずみ軟化モデルの粘性改良土および砂質土への適用性に関する研究

中岡 健一<sup>1</sup>・畑 浩二<sup>2</sup>・芥川 真一<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 株式会社大林組 技術研究所 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸四丁目640)

E-mail:nakaoka.kenichi@obayashi.co.jp

<sup>2</sup>正会員 株式会社大林組 技術研究所 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸四丁目640)

<sup>3</sup>正会員 工博 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻 (〒657-8501 神戸市灘区六甲台町一丁目1-1)

本研究では芥川らが提案したひずみ軟化モデルを三次元に拡張し、粘性改良土および砂質土を用いて行なわれた既存研究のトンネル切羽の模型実験に対して挙動評価を行なった。本モデルは弾塑性構成式を用いていないため数学的に単純で、解析に必要なパラメータが比較的少ないことが特徴である。解析の結果、いずれの地盤材料についてもせん断帯が地表面へ進展し、崩壊へ到る挙動が評価された。そして、解析によって得られたせん断帯の位置は、粘性改良土を用いた遠心載荷実験や砂質土を用いた実験において認められた地盤中の亀裂あるいはすべり面の位置と整合した。また、それぞれの実験は段階的に荷重を加えて崩落させており、解析は崩落時の荷重ステップを精度良く予測できた。以上から、本モデルはいずれの材料においてもせん断帯の進展、崩壊に到る挙動を含む切羽の安定問題に適用できると判断した。

**Key Words :** Strain softening analysis, Tunnel face, Centrifuge model test, 3D analysis

## 1. はじめに

近年、都市部の小土張りトンネルを掘削する工法として、シールド工法に比べて安価であることや、開削工法に比べて地上の交通への影響が少ないことから、NATMが採用されるケースが増えている(長田トンネル、東山トンネルなど)。この工法を未固結な地盤に適用すると、条件によってはせん断ひずみの大きな帯状の領域(以下、せん断帯と呼ぶ)がトンネル肩部から地表に向かって進展する現象が報告されている<sup>1)</sup>。せん断帯が進展すると、トンネル天端の沈下量が大きくなり、さらに、それらが地表に達する場合によっては地表面陥没や崩壊を生じさせる。

切羽についても同じように、地山条件によっては、切羽前方から地表に向かってせん断帯が進展すると考えられる。そのため、未固結地山に掘削されるトンネルや切羽の安定性評価には、せん断帯を評価できる解析方法が必要である。それにも関わらず、通常の支保工の設計には、せん断帯を再現できない弾性または弾塑性解析が用いられているのが現状である。

このような問題に対し、芥川らは材料の強度と、せん断弾性係数がすべり線に沿ったせん断ひずみに応じて低

下するひずみ軟化モデルを提案している<sup>2)</sup>。このモデルは弾塑性理論を用いていないため、比較の入力パラメータが少ないことが特徴であり、実験結果や現場計測値との比較検証によってその適用性が報告されている<sup>2,3)</sup>。

著者らはそのひずみ軟化モデルを切羽の安定性問題に適用するため、三次元に拡張し、仮定したモデルに対してトンネル側部や切羽から地表へ向かってせん断帯が進展する現象を評価できることを示しており<sup>4)</sup>、定量的に適用性を示すことが課題となっていた。

そこで、本報告では、既存の研究報告<sup>5,6)</sup>である切羽の模型実験を対象にしてひずみ軟化解析を行なう。模型実験は粘性改良土を用いた遠心載荷実験と、砂質土を用いた切羽面に作用させる内圧を除荷していく実験であり、それぞれ、模型地盤の中で切羽面から亀裂あるいはすべり面が地表に向かって進展し、崩壊に到っている。また、それらの進展の状況や、地表面沈下量などが明らかにされているため、解析結果との比較が可能である。ここでは、粘性改良土および砂質土における切羽のせん断帯の進展から崩壊へ到る挙動評価に対する、拡張したひずみ軟化モデルの適用性を確認した結果を報告する。

## 2. ひずみ軟化モデルの概要

### (1) セン断弾性係数の低減

櫻井らは「地山におけるすべり挙動はせん断ひずみ量に応じたせん断剛性の低下で表される」としている<sup>7)</sup>。そして、せん断すべり線と一致する局所座標系における応力 $\sigma'$ とひずみ $\varepsilon'$ の関係を、せん断剛性の低下を考慮した応力ひずみ関係行列 $D'$ （以下、剛性行列と呼ぶ）で表せるとして、式(1)を仮定した。

$$\{\sigma'\} = [D']\{\varepsilon'\} \quad (1)$$

$$[D'] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & m(1+\nu)(1-2\nu) \end{bmatrix} \quad (2)$$

ここで、 $E$ は弾性係数、 $\nu$ はポアソン比である。 $m$ は弾性係数とせん断弾性係数の比( $G/E$ )であり、この値を小さくすることによって、すべり線に沿ったせん断剛性が低下することを表現している。そして、 $m$ は式(3)で表されるとしている。ここで、すべり線とは、モール・クーロンの破壊包絡線にモール円が最も接近する線のこと、主応力軸と図-1(a)に示すような関係である。

$$m = m_e - (m_e - m_r)[1 - \exp\{-100\alpha(\gamma - \gamma_e)\}] \quad (3)$$

ここで、 $\gamma$ はすべり線に沿ったせん断ひずみ、 $\gamma_e$ は破壊が始まるせん断ひずみ、 $m_e$ は $m$ の初期値( $=1/2(1+\nu)$ )、 $m_r$ は $m$ の残留値である。また、 $\alpha$ は $m$ の変化の度合いを表す係数である。

本研究では、櫻井が式(2)のように提案した $[D']$ を三次元問題に拡張し、式(4)のように仮定した。式(5)における $(\cdot)$ はすべり面に沿った座標系 $(x', y', z')$ に関する応力、ひずみ、剛性行列を示している。 $x'$ 軸を最大主応力軸とし、 $y'$ 軸と $z'$ 軸は後述するように $x'$ 軸を中心に $90^\circ$ 間隔で4方向設定する。せん断ひずみ $\gamma$ と $m$ の関係は式(3)と同じである。

二次元問題におけるすべり線は、三次元問題では図-1(b)に示すように最大主応力軸を中心にした円錐面

$$D' = \begin{bmatrix} \lambda + 2G & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda + 2G & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & \lambda + 2G & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & mE & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$\begin{bmatrix} \sigma'_{xx} \\ \sigma'_{yy} \\ \sigma'_{zz} \\ \tau'_{xy} \\ \tau'_{yz} \\ \tau'_{zx} \end{bmatrix} = D' \begin{bmatrix} \varepsilon'_{xx} \\ \varepsilon'_{yy} \\ \varepsilon'_{zz} \\ \gamma'_{xy} \\ \gamma'_{yz} \\ \gamma'_{zx} \end{bmatrix} \quad (5)$$

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (6)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (7)$$

となる。ここでは円錐面に接する平面を図-1(b)に示すように $90^\circ$ 間隔で4面設定し、それぞれのすべり面に沿った $[D'_i]$ を式(4)から求め、さらに全体座標系の $[D_i]$ に変換する。それを逆行列の状態で平均し、さらにその逆行列を計算することにより全体座標系のひずみ応力関係行列 $[D]$ とした。

### (2) 強度の低減

芥川らの研究に従い、図-2に示すように、粘着力 $c$ と内部摩擦角 $\phi$ はともに、破壊が生じる時点の、すべり線に沿ったせん断ひずみ $\gamma_e$ からの増分 $\Delta\gamma$ に応じて低減するものとした。この関係は勾配が負である任意の折れ線で設定する。ただし、解析の過程で $\Delta\gamma$ が小さくなる場

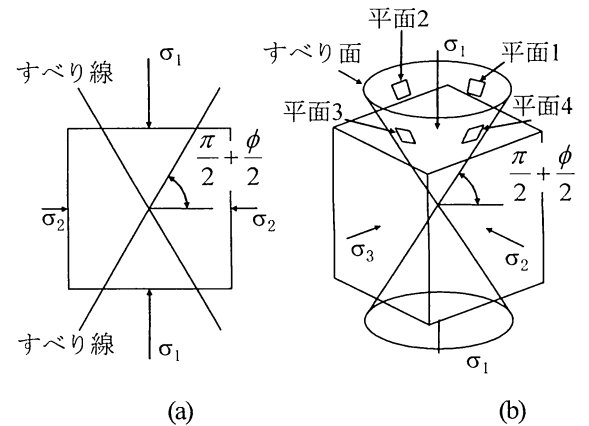


図-1 二次元問題におけるすべり線(a)、および三次元問題におけるすべり面(b)

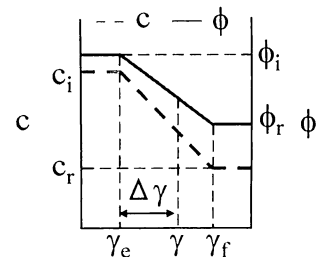


図-2  $c$ および $\phi$ と $\gamma$ の関係

合、図-2の関係を適用すると強度が増加することになるが、ここでは、このような強度の回復は無いものとした。

### (3) 解析方法

荷重増分法による有限要素法を用いた。各ステップ内でモールの応力円が破壊包絡線を超える場合は、すべり線に沿ったせん断応力を破壊包絡線上まで低減することにより、応力円が破壊包絡線に収まるよう修正する。応力が修正されると、その要素が含む節点に不釣り合い力が発生する。本計算は、図-3に示す流れで行い、不釣り合い力の収束を図った。各節点における不釣り合い力の最大値が許容値以下になれば次の荷重ステップに進むこととした。許容値は不釣り合い力によって生じる変位が十分に小さな値となるように設定した。

## 3. 模型実験の概要

### (1) 粘性改良土を用いた遠心载荷実験

遠心载荷実験に用いられた模型を図-4および図-5に示す<sup>9)</sup>。鏡ボルトを施さない無対策のモデル (Case1) と、鏡ボルトを施したモデル (Case2) の2ケースが実施されており、解析はそれぞれのケースについて行なった。各ケースとも、あらかじめ鋼製の容器 (図-5、以下、土槽と呼ぶ) の内部にトンネル空洞に相当する掘削部を設けた模型地盤を作製した後、遠心加速度を最大80Gまで徐々に増加させる方法で行なわれた。モデルの寸法は幅80cm×高さ50cm×奥行き20cm、トンネルは図-4に示すように半円形で直径10cm、長さ35cmである。ここで、80Gにおいてはトンネル直径8m、土被り16mを模擬していることになる。

モデルは切羽に向かって右半分だけの半モデルであり、トンネル本体部は切羽から5cmの区間を残してアクリルによって支持されている。鏡ボルトとして直径2mm、長さ20cmの4本のアルミ棒が用いられている。土槽の前面は透明なアクリル板を使用し、模型前面から地盤変位の計測が可能である。また、アクリル板を含む土槽と模型地盤の間には摩擦低減のためテフロンシートが貼付された。地表面沈下量として切羽直上の地表面の変位、切羽押出し量として切羽中央の変位が計測された。

模型に使われた地盤材料は、カオリン系市販粘土にセメント配合100kg/m<sup>3</sup>相当の普通ポルトランドセメントを混合して作製された改良土である。

### (2) 砂質土を用いた模型実験

模型の概要<sup>9)</sup>を図-6に示す。模型の寸法は幅3.85m×高さ3.5m×奥行き3m、トンネルの高さは1.145m、幅1.32m、

長さ1.1mである。図はモデル全体の右半分を示しており、鋼製容器を用いた1G場での実験である。トンネル本体部には切羽まで鋼製の支保工が施されており、切羽面はビニルバッグで支持されている。徐々にビニルバッグ内の空気圧を低下させることによって切羽の押出しと、す

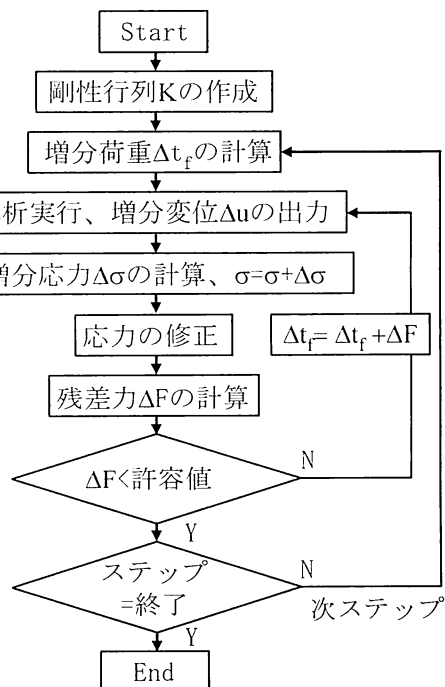


図-3 解析の流れ

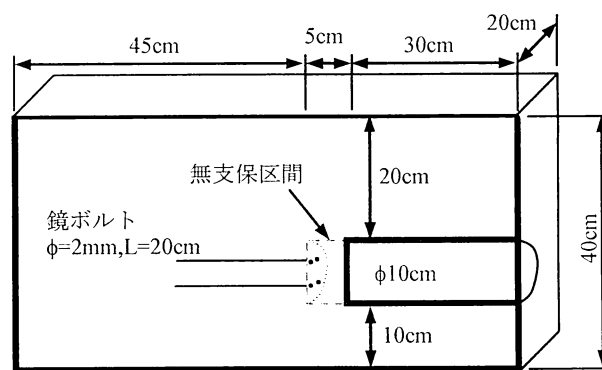


図-4 遠心载荷実験に供されたトンネル切羽モデル

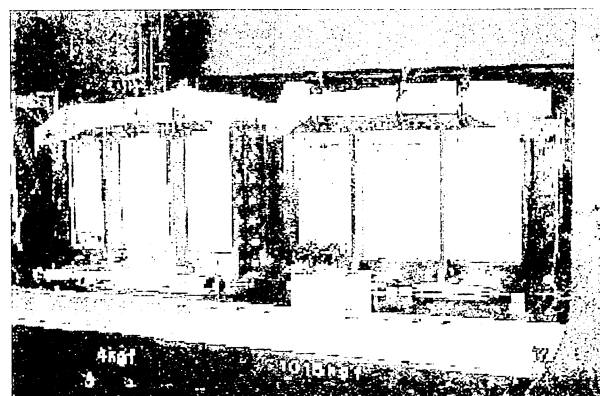


図-5 遠心载荷台上に載せられたモデル (Case1, Case2)

べり面の発生，そして地表面沈下を生じさせている<sup>9)</sup>。  
図中のh1-h9の点は地表面変位計の位置を表している。

#### 4. ひずみ軟化解析

##### (I) 粘性改良土を用いた遠心载荷実験の解析

###### a) 物性の設定

地盤材料と同配合の材料を用いて実施された一軸圧縮試験に対し，一要素のモデルを用いて解析を行い，その結果を試験による応力-ひずみ関係にフィッティングさせることによって物性を設定した．式(3)における $\alpha$ および $m_r$ は $\alpha=1$ および $m_r=0.00001$ <sup>8)</sup>とした．これらのパラメータは砂質土に対して設定された値であるが，本計算においても同じように，残留せん断弾性係数は十分小さい値を仮定した．せん断弾性係数の低下の度合いについても粘性土に関するデータは無いため同じとした．また，内部摩擦角は実験後に模型地盤の各深度から採取された試料の一軸圧縮強度と土破りの関係から $5^\circ$ と推定した．この値から，材料強度におよぼす内部摩擦角の影響は小さいと考えて一定とし，フィッティングのために変動させるパラメータは，すべり面に沿ったせん断ひずみの破壊時からの増分 $\gamma_c$ と粘着力 $c$ の関係のみとした．

一軸圧縮試験および解析結果を図-7に示す．設定した物性値を表-1に示す．引張強度は圧縮強度の10分の1とし，引張破壊した要素は亀裂が発生したと考え，粘着力を0とした．

###### b) 解析モデルおよび荷重

図-8に解析モデルを示す．アクリル支保工要素は図に示すようにソリッド要素でモデル化し，地盤材料に対して十分に剛とした．また，この要素の重量は考慮してい

ない．鏡ボルトは両端ヒンジのトラス要素とした．境界条件はモデル底面を固定，周囲の面については法線方向にのみ固定，上面は自由とした．荷重としては自重のみを考慮し，遠心载荷実験と同じように，最大80Gまで段階的に重力加速度を大きくする解析を行なった．荷重ステップは20（4G/ステップ）とした．

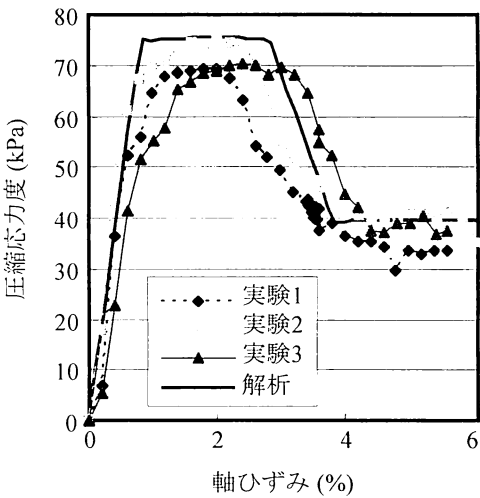


図-7 一軸圧縮試験のフィッティング解析の結果

表-1 遠心载荷実験の解析のための入力物性値

| 項目       | 数値                                                                                  |
|----------|-------------------------------------------------------------------------------------|
| 弾性係数     | 9000 kPa                                                                            |
| ポアソン比    | 0.4                                                                                 |
| 粘着力      | 0≦ $\gamma_c$ <3%: 34.4 kPa<br>$\gamma_c$ =5%: 17.9 kPa<br>$\gamma_c$ =3~5%の間は線形に低下 |
| 内部摩擦角    | 5° (一定)                                                                             |
| $\alpha$ | 1 <sup>8)</sup>                                                                     |
| $m_r$    | 0.00001 <sup>8)</sup>                                                               |
| 密度       | 1740 kg/m <sup>3</sup>                                                              |

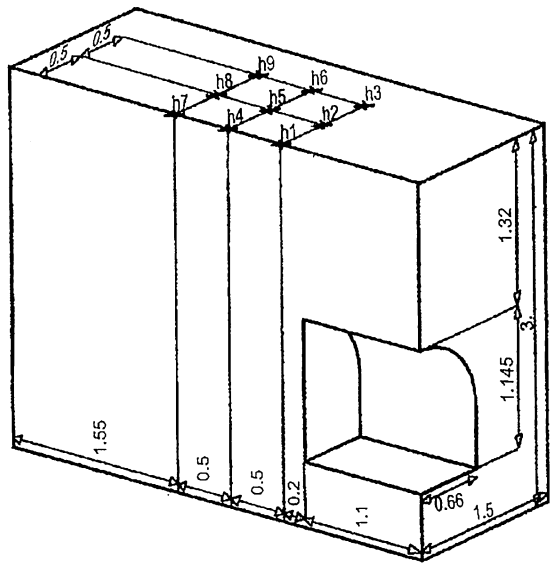


図-6 砂質土を用いた切羽モデル (単位:m)

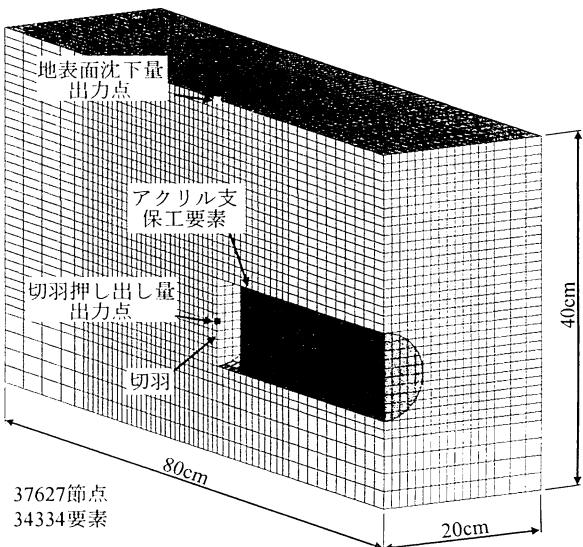


図-8 遠心载荷実験のための解析モデル

### c) 解析結果

図-9に地表面沈下量と切羽押し出し量の比較を示す。参考のために、弾性解析の結果もあわせて示した。鏡ボルトなしのケース図-9(a)について、地表面沈下量の実験結果(○)は55G程度から急激に増加しており、弾性解析(直線)ではそのような挙動を表現できないことが分かる。一方、ひずみ軟化解析(●)は実験結果と同じように55G程度から急激に増加しており、よく一致している。一方、切羽の押し出し量は実験(□)では55G程度から急激に増加していることに対し、解析(■)では40G程度から増加が大きくなっている。両者とも、前半は徐々に押し出し量が増加し、それ以降は急激に増加するといった、近い傾向が現れている。解析結果が実験結果よりも大きくなった理由として、模型実験では、テフロンで摩擦の低減が図られてはいるものの、切羽付近は土圧が大きく、そのため、摩擦の影響によって変位が抑制されている可能性も否定できない。ここで、地表面沈下量は切羽直上の地表面の鉛直方向変位、切羽押し出し量は切羽中央の水

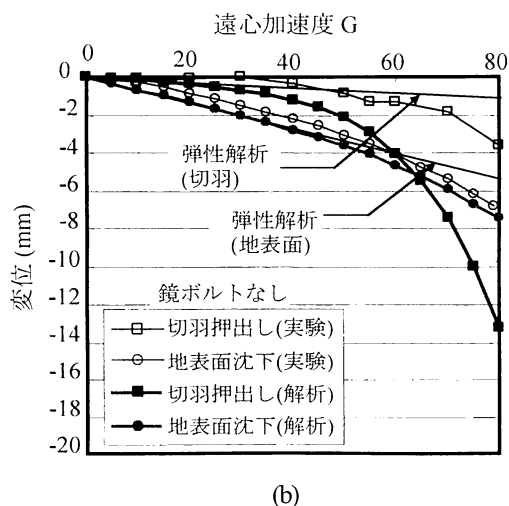
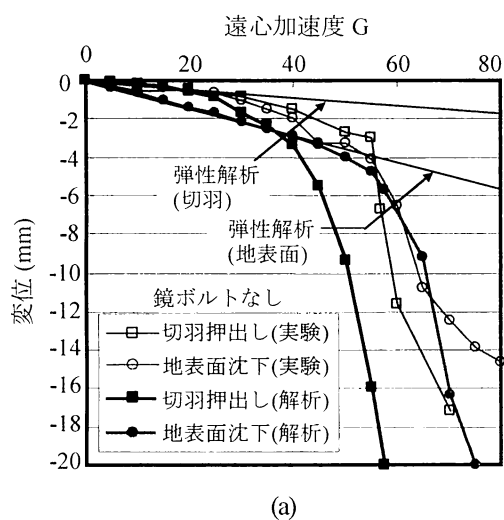


図-9 地表面沈下量と切羽押し出し量の比較, (a)鏡ボルトなし, (b)鏡ボルトあり

平方方向変位で、実験における計測点と同じである。

次に、鏡ボルトありのケース図-9(b)について、地表面沈下量の解析結果(●)は全体的にほぼ弾性的な挙動であり、実験結果(○)とよく一致している。一方、切羽の押し出し量は、鏡ボルトなしのケースと同じように、解析結果(■)が実験結果(□)よりも大きな値となった。その理由としては、前述のように土槽との摩擦による可能性もあるが、物性の設定について検討の余地が残っていると考えられる。

図-10～図-12に各ケースの最大せん断ひずみの分布と模型地盤の亀裂を示す。図-10と図-11の鏡ボルトなしのケースについて、遠心模型では40G程度において切羽下端から亀裂が上方に進展し(図-10右の破線)、50Gに

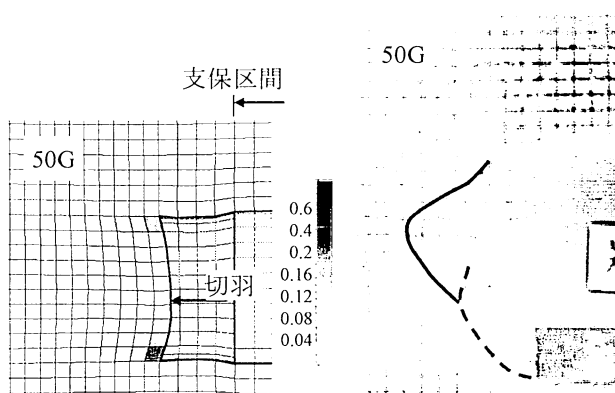


図-10 最大せん断ひずみの分布と模型地盤の亀裂 (鏡ボルトなし, 50G)

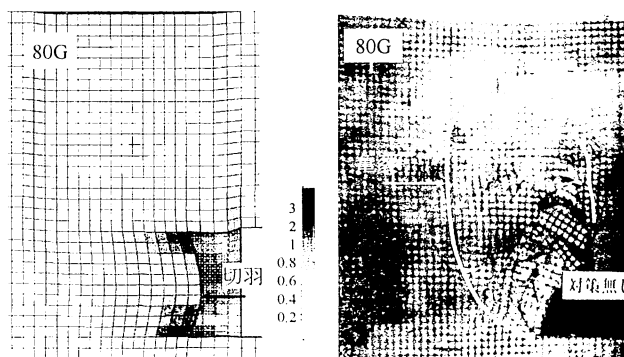


図-11 最大せん断ひずみの分布と模型地盤の亀裂 (鏡ボルトなし, 80G)

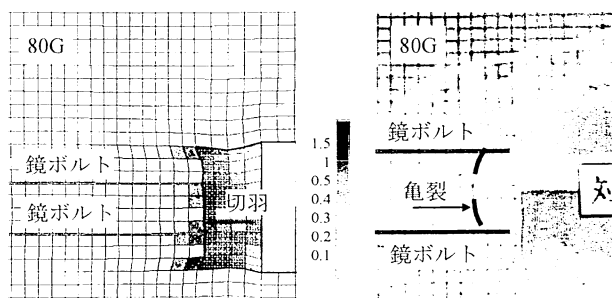


図-12 最大せん断ひずみの分布と模型地盤の亀裂 (鏡ボルトあり, 80G)

において切羽天端とつながった（図-10右の実線）。解析においては切羽押出し量の増加が大きくなる40G程度から切羽下端と天端から降伏領域が進展し始め、50Gにおいて切羽下端と天端の間全体がせん断ひずみが大きくなり（5%以上）降伏領域となった（図-10左）。その後、模型における亀裂は上方へと進展し、80Gにおいては地表付近まで達した。また、アクリル支保工の切羽側端部からも亀裂が進展している（図-11右、右側の亀裂）。解析においてもせん断帯が支保工の端部および切羽の前方から上方に進展している。以上から、模型における亀裂の進展が開始する加速度と、解析における破壊領域の進展が開始する加速度、そして、進展の傾向は一致しているといえる。

模型では亀裂が地表まで至らず、解析ではせん断帯が地表まで至ったことの原因として、模型においては、天端付近にトンネル周辺地盤から落下した複数の塊が存在し、それらよりも上方の地盤にはそれら落下物の重量が作用しない状態となっている。一方、解析では地盤の一部が分離、落下する現象は扱われないため、トンネル上方の地盤に作用する荷重は減少することではなく、そのため、トンネル上方の地盤に模型よりも大きな応力が発生し、せん断帯が地表に到達した可能性がある。

図-12に鏡ボルトありのケースの80Gにおける最大せん断ひずみの分布と模型地盤の亀裂を示す。解析においてはせん断帯が上方に進展することではなく、最大荷重80Gのステップにおいても不釣合い力は収束した。実験においても亀裂は限定された範囲であった。鏡ボルトの効果によって切羽の安定性向上、そして、切羽前方の地盤安定性向上が評価されており、本方法は鏡ボルトの効果を考慮した切羽安定性問題に適用できると考えられる。

## (2) 砂質土を用いた模型実験の解析

### a) 解析条件

表-2に砂質土による実験の解析のために設定された入力物性値を示す。内部摩擦角が初期値から残留値に至るひずみ増分 $\Delta\gamma$ について、 $\Delta\gamma$ をパラメータとした砂質地盤中のトンネル掘削解析が行なわれており<sup>3)</sup>、最も実測値と一致している値とした。内部摩擦角は初期値から残留値へとせん断ひずみに比例して低減するものとした。また、 $\alpha=1$ 、 $m_r=0.00001$ <sup>9)</sup>とし、密度は $1800\text{kg/m}^3$ と仮定した。ただし、密度が変形量に及ぼす影響は粘着力が0であるため弾性変形のみであり、非線形の変形には影響を及ぼさない。後述する変位の大部分が非線形の変形によるものであるため、密度の変位に対する影響は小さい。

### b) 解析モデルおよび荷重

図-13に砂質土による実験のための解析モデルを示す。トンネル内壁は底盤も含めて剛な支保工で支えられてい

る。境界条件はモデル底面を固定、周囲の面については法線方向にのみ固定、上面は自由とした。

ここで考慮した荷重は自重と、ビニルバッグの内圧を切羽に作用する面荷重として考慮した。初期状態では切羽面に土圧と等価な面荷重を作用させ、徐々にこれを除荷していく解析を行なった。荷重ステップは50とした。

### c) 解析結果

図-14に計測点h1~h3、図-15に計測点h4~h6（図-6参照）における実験<sup>9)</sup>（□）および解析（実線）による地表面沈下量を示す。模型実験では崩落が生じた内圧15%における沈下量をプロットしている。解析においても不釣合い力が収束せず、崩落到ったステップの沈下量をプロットした。このステップにおける沈下量は収束せず、計算を打ち切るまでの収束計算回数に依存する。そのため、沈下量の絶対値は比較出来ず、実験と解析による沈下量を最大変位、すなわちトンネル軸中心の沈下量で正規化した値をプロットしている。いずれの計測線上の変形モードも実験結果に良く一致していることが分かる。また、崩落が発生する時の内圧も良く一致している。

表-2 砂質土による実験の解析のための入力物性値

| 項目            | 数値                                                 |
|---------------|----------------------------------------------------|
| 弾性係数          | 8200 kPa <sup>9)</sup>                             |
| ポアソン比         | 0.35 <sup>9)</sup>                                 |
| 粘着力           | 0 kPa <sup>9)</sup>                                |
| 内部摩擦角         | 32° (初期値) <sup>9)</sup><br>24° (残留値) <sup>9)</sup> |
| 残留強度にいたるひずみ増分 | 0.01 <sup>3)</sup>                                 |
| $\alpha$      | 1 <sup>9)</sup>                                    |
| $m_r$         | 0.00001 <sup>9)</sup>                              |
| 密度            | 1800 kg/m <sup>3</sup> (仮定)                        |

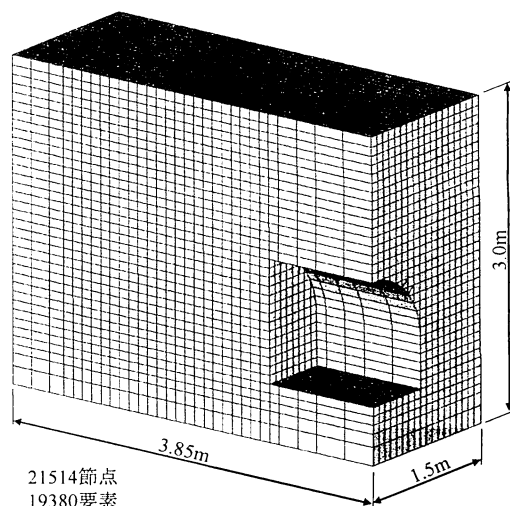


図-13 砂質土による実験のための解析モデル

図-16に模型実験の供試体に埋込まれた変位計から推定された崩落時の滑り面を示す。推定された滑り面は切羽前方から地表へ伸びる煙突状を呈している。解析の結果として前述のステップにおける最大せん断ひずみの分布を図-17に示す。せん断ひずみの大きな領域が切羽下端から斜め上方に分布している。そして、明らかなせん断帯が地表に到達し、切羽が押し出すことによってせん断帯に囲まれた円筒形の領域に共下がりが生じている。解析によって評価されたせん断帯は実験から推測されたすべり面の形状とよく一致している。

本解析の収束性を確認するため、モデル内部で発生した最大不釣り合い力と、増分変位の最大値のプロットを図-18に示す。増分変位は不釣り合い力を荷重として作用させた結果であるため、相似した形状である。周期的に見られるピークは荷重ステップが次のステップに進んだ時点であり、その後収束する傾向が見られる。ここで、不釣り合い力の最大値が0.001N以下になると次のステップに進むものとした。その不釣り合い力による変位増分は $10^5\text{mm}$ 以下である。ステップが進むほど収束に要するステップ数が多くなるため周期の間隔が大きくなり、右か

ら二つ目の40ステップ（内圧が初期地盤応力の20%）では収束したが、最後の41ステップ（同じく18%）は収束しないと判断し、結果を出力した。

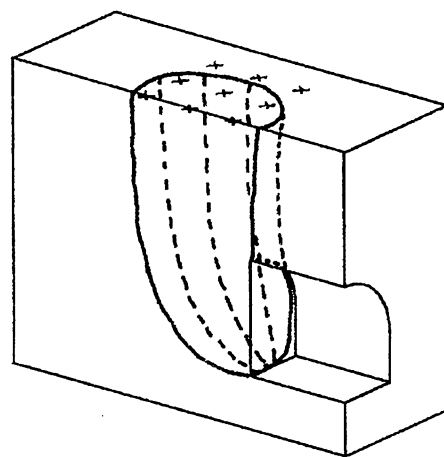


図-16 砂質土による実験による崩壊時のすべり面<sup>6)</sup>

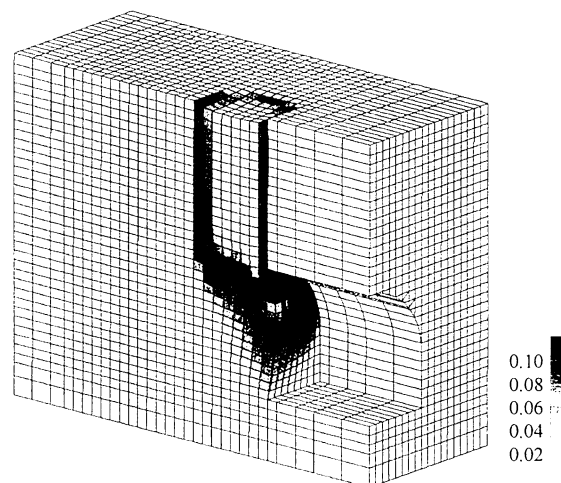


図-17 最大せん断ひずみの分布

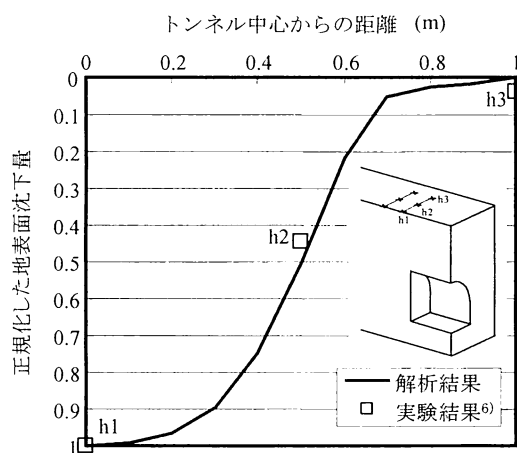


図-14 計測点h1～h3上における地表面沈下量

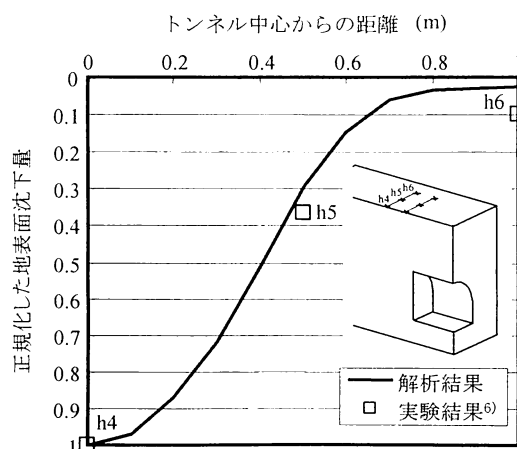


図-15 計測点h4～h6上における地表面沈下量

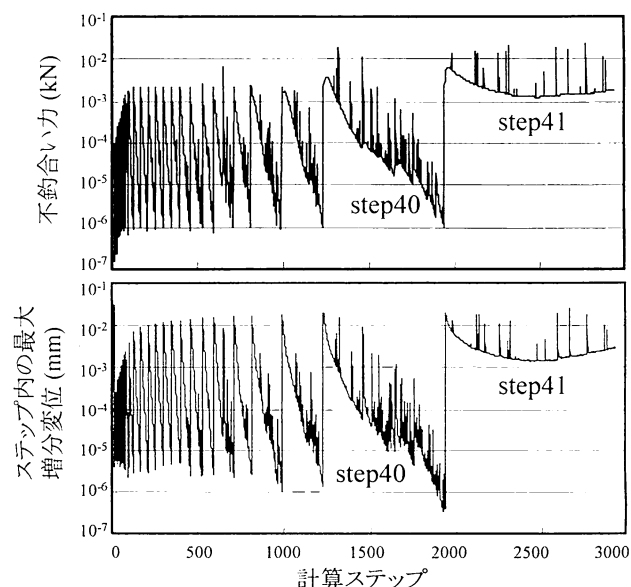


図-18 最大不釣り合い力と最大増分変位

## 5. まとめ

本研究では、三次元に拡張した芥川らによるひずみ軟化モデルを、粘性改良土を用いたトンネルの遠心模型実験と砂質土を用いたトンネルの模型実験に適用した。粘性改良土のモデルにおいては、鏡ボルトあり、なしのケースについて解析を行なった。

粘性改良土で鏡ボルトなしのケースでは、切羽およびトンネル支保工端部から亀裂が進展し、崩壊に到る挙動を評価できた。地表面沈下量は実験結果と良く一致し、切羽押し出し量についても近い傾向の結果が得られた。

鏡ボルトありのケースでは、鏡ボルトの効果によってせん断帯の進展が抑制されることを評価できた。地表面沈下量の抑制効果も実験結果と良く一致している。切羽の押し出し量は解析の結果が実験結果よりも大きくなるといった検討の余地は残すものの、本モデルは粘性改良土材料の切羽の崩壊に到る挙動を評価できるものとする。

砂質土のモデルにおいては、地表面の変形モード、そして、崩壊が生じる内圧は実験結果に良く一致する結果を得た。

本解析では文献による既存実験を対象に、特に新たな物性を取得するための試験を行なうことなく、評価を行なうことが出来た。このことから、本モデルは未固結地山における切羽の安定性評価を標準的な試験のみで評価でき、有用であると判断できる。今後の課題を以下に示す。

- ・ 今回実施した粘性改良土の一軸圧縮試験のフィッティング解析では、内部摩擦角が $5^\circ$ と小さいために粘着力のみをパラメータとして変化させた。また、砂質土では粘着力が0であるため内部摩擦角のみを低下させている。しかし、粘着力と内部摩擦角の両方がパラメータになるような材料は一軸圧縮試験のみでは粘着力と内部摩擦角の低減率を一通りに設定

することが出来ない。そのため、三軸圧縮試験のフィッティングでパラメータを設定したひずみ軟化解析も行ない、検証しておくことが望ましい。

- ・ 粘性改良土で鏡ボルトありのケースの切羽押し出し量の解析結果が実験結果よりも大きくなっている。土槽と地盤材料の摩擦による影響も考えられるが、原因の特定が必要と考える。
- ・ 実規模モデルあるいは実現場への適用性を通じて本解析技術の検証を進めていく必要がある。

## 参考文献

- 1) Hansmire, W. H., Cording, E. J., Soil tunnel test section : Case history summary, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 111(11), pp.1301-1320, 1985.
- 2) 芥川 真一, 松本 憲典, 長井 寛之: 土被りが浅いトンネルの非線形挙動解析に関する一考察, トンネル工学論文・報告集, 第10巻, pp.113-118, 2000.
- 3) 北川 隆, 中山 範一, 松長 剛, 芥川 真一, 小西真治: ひずみ軟化モデルによる地表面沈下予測の適用性に関する研究, トンネル工学論文集, 第14巻, pp.53-60, 2004.
- 4) 中岡 健一, 畑 浩二, 芥川 真一: 小土被りトンネルの掘削に伴う地山挙動の評価手法に関する研究, トンネル工学報告集, Vol. 17, pp.121-126, 2007.
- 5) 高橋 真一, 杉江 茂彦: 未固結地山のトンネル掘削を模擬した遠心模型実験, 地盤工学研究発表会発表講演集, Vol.40, 分冊2, pp.1867-1868, 2005.
- 6) Sterpi, D., and Cividini, A.: A Physical and Numerical Investigation on the Stability of Shallow Tunnels in Strain Softening Media, *Rock Mech. Rock Engng.*, Vol. 37, No. 4, pp. 277-298, 2004.
- 7) 奥田 庸, 安部 敏夫, 櫻井 春輔: 砂質地山トンネルの挙動と解析に関する研究, 土木学会論文集, No. 638/III-49, pp. 383-388, 1999.
- 8) 芥川 真一, 溝口 俊介, 村上 浩次: 都市 NATM トンネルにおける変動挙動の分析例, 建設工学研究所論文報告, 43-A 号, 2001.

## Strain Softening Analyses to Tunnel faces in cohesive improved soil and sandy soil

Kenichi NAKAOKA, Koji HATA and Shinichi AKUTAGAWA

We expanded the strain softening model to three dimensional problems to enable it to be applied to a tunnel face. This numerical model was developed by Akutagawa to estimate ground surface settlement caused by shallow tunnel excavation. The aspect of the model is mathematical simplicity because of the model don't use elasto-plasticity constitutive equation etc. So, not many parameters are needed to analysis. Even though some reports have indicated that the model is suitable for simulating settlement.

In this study, the numerical simulations of tunnel excavation model tests using cohesive improved soil and sandy soil. The shear strain distribution around the tunnel face agreed approximately with the each model tests. About the sandy soil test, the surface settlement distribution agreed with too. It was thus demonstrated that the model was applicable to stability assessment of tunnel face in cohesive improved soil and sandy soil ground.