

特集 「数値解析技術」

トンネルの模型実験を用いたひずみ軟化モデルの適用性

中 岡 健 一 畑 浩 二

A Study on the Applicability of Strain Softening Analysis
Using Centrifuge Model Experiments

Kenichi Nakaoka Koji Hata

Abstract

A new strain softening model was applied to evaluate the “shear band” which is the high-shear zone that expands upward from the sides of a tunnel in unconsolidated soil. If this zone approaches the surface, it can cause tunnel collapse; therefore, a numerical model is required to simulate the expansion of the shear band. Akutagawa et al. developed a new strain softening model for this purpose. Some reports have demonstrated the effectiveness of this model through comparisons with actual measurements. We expanded the model to 3D problems for application to the tunnel face. In this study, we performed centrifuge experiments that simulated the behavior of soil around the tunnel, and we verified the applicability of the model to tunnel excavation.

概 要

未固結地山に小土被りのトンネルをNATMによって掘削すると、場合によっては、トンネル両肩部からせん断ひずみの大きな帯状の領域が地表へ向かって伸展することが報じられている。その領域は”せん断帯”と呼ばれ、その伸展はトンネル崩落の原因となる。それにも関わらず、現在、山岳トンネルの設計に用いられている解析方法ではこのような現象を評価できず、課題となっていた。そこで、せん断帯を評価するために芥川らによって構築されたひずみ軟化モデルに着目し、実用性を高めるため三次元問題に適用できるように改良した。そして、小土被りトンネルの二次元断面および切羽をモデル化した遠心模型実験を対象に解析を行なった。解析の結果、断面、切羽モデルとも、せん断ひずみの高い帯状の領域が地表へ向かって伸展した。それは模型実験による亀裂の伸展を良く再現したことから、本モデルはせん断帯の伸展を含む地山挙動の評価に適用できると判断した。

1. はじめに

近年、都市部の小土被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小さいことから、NATMが掘削工法として定着した（長田トンネル、東山トンネルなど）。この工法を未固結地盤に適用すると、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へと進展する現象が報告されている¹⁾。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と場合によっては地表面陥没や空洞崩壊に到る。

切羽についても同じように、地山条件によっては、切羽から切羽前方、そして地表の方向へと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解析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²⁾。このモデルは弾塑性理論を用いておらず、ダイレタンシーに関する

入力パラメータなどが不要であることが特徴であり、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^{2,3)}。

著者らはそのひずみ軟化モデルを切羽の安定性問題や鏡ボルトなどの補助工に適用するため、三次元に改良した。そして、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しており^{4,5)}、定量的にこのモデルの妥当性を示すことが課題として残っていた。

そこで、既存の研究報告^{6,7)}であるトンネルの断面および切羽の遠心模型実験の解析を行なう。トンネルはどれも小土被りで粘性改良土への掘削をモデル化したものであり、切羽をモデル化した模型では鏡ボルト有無のケースが実施されている。断面をモデル化したケースと、切羽で鏡ボルトなしのケースは模型地盤中に亀裂が伸展し崩壊に到っており、その伸展状況や地表面沈下量などが明らかにされているため、解析との比較が可能である。

本報告では、まず、ひずみ軟化モデルの概要について述べる。そして、一軸圧縮試験を用いてひずみ軟化パラメータを設定し、遠心載荷試験を対象に解析を行なう。最後に、せん断帯の伸展からトンネル崩壊に到る挙動の評価や、鏡ボルトが切羽周辺地山の安定性向上に果たす効果を評価することへの、ひずみ軟化モデルの適用性について述べる。

2. ひずみ軟化モデルの概要

2.1 せん断弾性係数の低減

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⁸⁾。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 σ' とひずみ ε' 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' で表せるとして、式(1)～式(3)を仮定した。

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

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

$$g = m(1+\nu)(1-2\nu) \quad (3)$$

E, ν : 弾性係数, ポアソン比

m: 弾性係数とせん断弾性係数の比

本ひずみ軟化解析は、降伏後のすべり線に沿ったせん断弾性係数の低下をm値の低下によって表現している。そして、mは式(4)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で、主応力軸とFig. 1の左に示すような関係である。

$$m = m_e - (m_e - m_r)[1 - \exp\{-100\alpha(\gamma - \gamma_e)\}] \quad (4)$$

γ : すべり線に沿ったせん断ひずみ

γ_e : 破壊が始まるすべり線に沿ったせん断ひずみ

m_e, m_r : mの初期値, mの残留値

α : mの変化の度合いを決定する係数

本研究では、櫻井が式(2)のように提案した $[D']$ を三次元問題に改良し、式(5)のように仮定した。せん断ひずみ γ とmの関係は式(2)、式(3)と同じである。

$$[D'] = \begin{bmatrix} \lambda + 2G & \lambda & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda + 2G & \lambda & 0 & 0 & 0 \\ \lambda & \lambda & \lambda + 2G & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & mE & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & G & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G \end{bmatrix} \quad (5)$$

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

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

二次元問題におけるすべり線は、三次元問題ではFig. 1の右に示すように最大主応力軸を中心にした円錐面となる。ここでは円錐面上に等間隔で4本のすべり線を仮定し、それぞれのすべり線 i に沿った $[D'_i]$ を式(5)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も平均し、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。

2.2 強度定数の低減

芥川らの研究に従い、Fig. 2に示すように、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ 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 γ_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 $\Delta\gamma$ が小さくなる場合、Fig. 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。これは、破壊して強度低下した材料は、ひずみが小さくなくても強度が回復することはないと考えたためである。

2.3 解析方法

ひずみ軟化モデルは、飽和地盤の土-水連成解析用として大林組が開発した荷重増分法による有限要素解析コードGRASP-3D⁹⁾に組み込んだ。各荷重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、Fig. 3に示すように、すべり線上のせん断応力 τ が同じ垂直応力 σ を維持したまま破壊包絡線上に移動するように応力を修正する。応力が修正されると、その要素を含む節点に不釣り合い力が発生する。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。

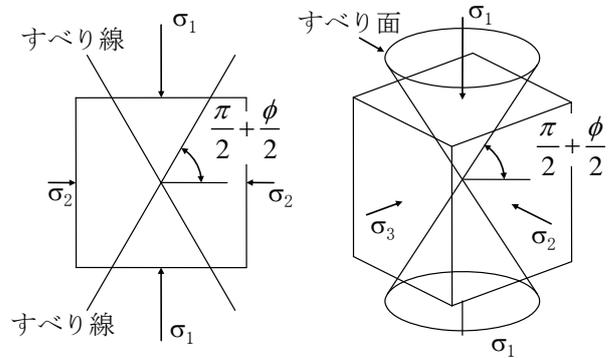


Fig. 1 すべり線 Mobilized Line

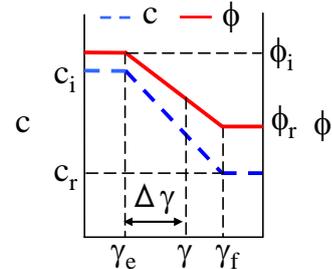


Fig. 2 cおよび ϕ と γ の関係 Relation between c and ϕ with γ

3. 遠心载荷実験の概要

遠心载荷実験は、遠心加速度 n (G) を模型地盤に作用させることにより、実際の地盤の応力状態を n 分の1の模型地盤に再現するもので、実スケールの実験が困難な地盤の挙動を予測するためによく用いられている。Photo 1 に遠心载荷模型実験装置、Table 1 に装置の性能を示す。

遠心载荷実験に用いられた模型をFig. 4, Fig. 5, およびPhoto 2に示す^{6, 7)}。解析の対象とする実験ケースをTable 2に示す。Case1は二次元平面ひずみ挙動を再現し、土質の違いによる地盤挙動への影響の評価を目的としたトンネル断面のモデルである。Fig. 4に示す模型地盤には異なる土質の2つのトンネルが設けられており、ここでは、他のケース (Case2, 3) と同じ土質のNo.2 (右側) を対象とする。Case2とCase3は切羽を対象としたモデルで、鏡ボルトの効果の評価を目的としており、Case2は鏡ボルトなし、Case3は鏡ボルトありのケースである。両ケースとも三次元の解析となる。

各ケースとも、あらかじめ鋼製の容器 (Photo 2, 以下、

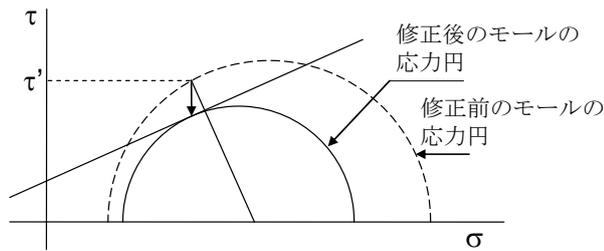


Fig. 3 モールの応力円の修正
Modify of Mohr's Stress Circle



Photo 1 遠心载荷模型実験装置
Centrifuge Facility

Table 1 遠心载荷模型実験装置の性能
Performance of Centrifuge Facility

項目	仕様
最大回転半径	7.01m
搭載容量	700 t・G
搭載質量	7 t
搭載面積	2.2×2.2m

Table 2 解析ケース
Numerical Analysis Cases

Case	内容
1	二次元断面モデル
2	切羽モデル, 鏡ボルトなし
3	切羽モデル, 鏡ボルトあり

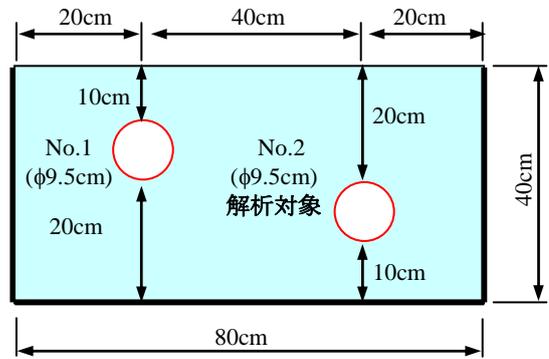


Fig. 4 断面をモデル化したケース (Case1)
Model of Tunnel Section (Case1)

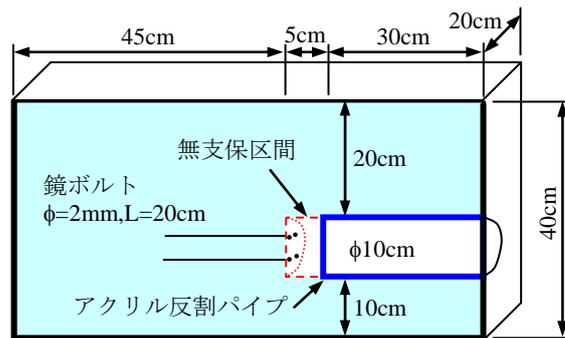


Fig. 5 切羽をモデル化したケース (Case2, 3)
Model of Tunnel Face (Case2, 3)



Photo 2 遠心载荷装置に搭載させた模型 (右:Case2, 左:3)
Model on Centrifuge Equipment (Case2, 3)

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。地盤モデルの外寸法は幅80cm×高さ50cm×奥行き20cm、トンネルは全て直径10cm、天端の土被りは20cmである。Case2およびCase3の切羽モデルは、切羽に向かって右半分のみ半モデルであり、崩壊を切羽周辺に限定するため、トンネル本体部は切羽から5cmの区間を残してアクリルの半割パイプによって支持されている。Case3の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との間には摩擦低減のためにテフロンシートが貼付されている。計測項目は、地表面沈下量として切羽直上の地表面の鉛直方向変位、切羽押し出し量として切羽中央の水平方向変位である。ここで、模型トンネルの実寸法に対するモデルが模擬するトンネルの寸法の倍率はGで表した遠心加速度に等しく、80Gにおいてトンネル直径8m、土被り16mを模擬している。

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140kg/m³ (Case1) および100kg/m³ (Case2, 3) 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。それぞれの配合は、遠心加速度80G以下の段階でトンネルが崩壊するような強度となるように設定された。前述のようにCase1よりもCase2および3の方が貧配合・低強度であるのは、同じ強度の地盤であればトンネル断面モデルよりも切羽モデルの方が安定しており、崩壊しにくいことによる。

4. ひずみ軟化解析

4.1 Case1の解析結果

4.1.1 物性の設定 模型地盤と同配合の材料を用いて実施された一軸圧縮試験を一要素のモデルによりシミュレートし、試験により得られた応力-ひずみ関係と一致するように物性を設定した。式(4)における α および m_r は $\alpha=1$ および $m_r=0.00001$ ¹⁰⁾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として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被りの関係から5°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 γ_c と粘着力 c の関係のみとした。

一軸圧縮試験およびフィッティング解析の結果をFig. 6に示す。設定した物性値をTable 3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ものと考え、粘着力を0とした。

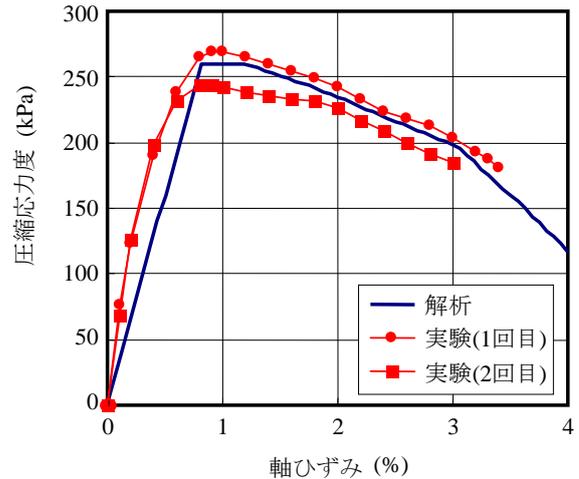


Fig. 6 一軸圧縮試験の解析結果 (Case1)
Analysis of Unconfined axial test (Case1)

Table 3 解析用物性値 (Case1)
Parameters for analyses (Case1)

項目	数値
弾性係数 (MPa)	40
粘着力 (kPa)	$\gamma = 0\sim 0.5\%$: 120 $\gamma = 1.5\%$: 108 $\gamma = 2.8\%$: 90 $\gamma = 5\%$: 24
各区間は線形で低下	
内部摩擦角 (°)	5
α	1
m_r	0.00001
密度 (kg/m ³)	1740

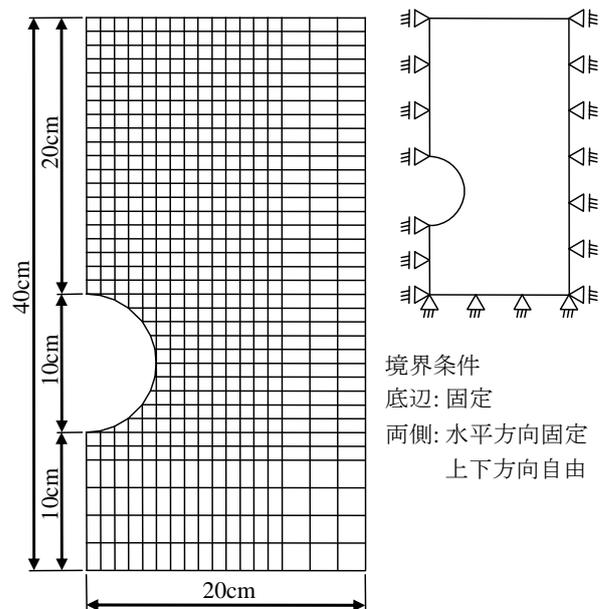


Fig. 7 有限要素メッシュと境界条件 (Case1)
Finite Element Mesh for Simulation and Boundary Conditions (Case1)

4.1.2 解析モデルおよび荷重 解析モデルは、実験において崩壊に至ったFig. 4に示す右側のNo2トンネルを対象とした。また、No1トンネルとの相互作用が小さいNo2トンネルの中心部から土層右端までの幅20cmの領域をモデル化した。境界条件は、モデル両側辺を水平方向固定および上下方向自由、底辺は固定とした。モデルは紙面外方向に厚みを持った三次元であり、本計算を二次元的な平面ひずみ条件で行うために全ての節点の紙面外方向変位を固定とした。節点数および要素数はそれぞれ1270および582である。

解析で用いる荷重は地盤材料の重量のみで、模型実験と同じように、徐々に重力を大きくしていく解析とし、荷重ステップは80 (増分荷重: 1G/ステップ) とした。Fig. 7に解析モデルを示す。

4.1.3 解析結果 Fig. 8にトンネル天端沈下量とトンネル直上の地表面沈下量の実験結果および解析結果を示す。天端沈下量について、実験 (○) では、50Gまで遠心加速度を上昇させた時点で天端が崩落したため、計測が中断している。それに対し、解析 (○) では48Gで天端沈下量が急激に増加しており、両者の加速度、すなわち、崩落が生じ始める外力値は良く一致している。

一方、地表面の沈下量においても、解析 (—) ではこの加速度でせん断ひずみの大きい領域が地表まで接近することにより、急激に増加している。それに対し実験 (●) では、70Gまでは急激な地表面の沈下量の増大は見られない。その理由として、実験ではFig. 9 (右) に示すように、天端上方に崩落が生じ、多くの塊が分離・落下している。剥離面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り、剥離面と地表との間の地盤重量に対する支持力が軽減される。それに対し、解析では連続体を仮定しているため、土塊の分離・落下による天端付近の荷重の軽減は表現できない。そのため、地表面沈下量は実験結果の方が解析結果よりも小さくなったと考えられる。

Fig. 9に最終段階である80Gにおける遠心実験による破壊状況と、解析による最大せん断ひずみの分布を示す。Fig. 9には模型実験の亀裂の位置も合わせて示した。実験において特に大きな開口幅の亀裂①に着目すると、解析におけるせん断ひずみの大きな領域に一致している。また、実験、解析とも破壊あるいはせん断ひずみの大きい領域は空洞天端の上部と地表の間に存在しており、解析は実験に近い傾向を示していると言える。

4.2 Case2およびCase3の解析結果

4.2.1 物性の設定 Case1と同じように、模型地盤と同じ配合の材料を用いた一軸圧縮試験のフィッティング解析から材料物性を設定した。式(4)における α および m_r および内部摩擦角はCase1と同じように $\alpha=1$, $m_r=0.00001$, $\phi=5^\circ$ とし、すべり線に沿ったせん断ひずみと粘着力の関係を変化させることによりフィッティングを行なった。引張強度についてもCase1と同じように、圧縮強度の10

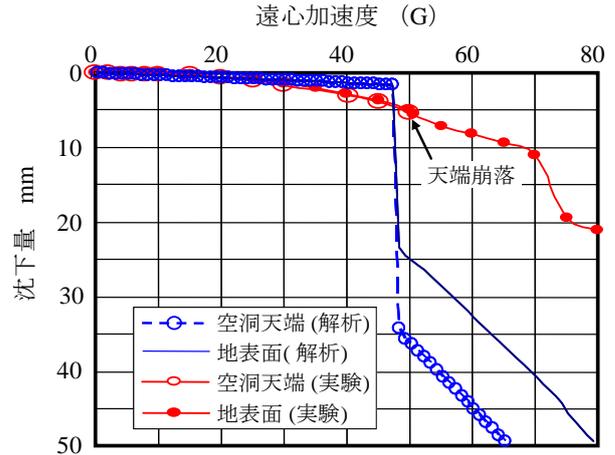


Fig. 8 地表面沈下量と天端沈下量 (Case1)
Settlement of Surface and Tunnel Crown (Case1)

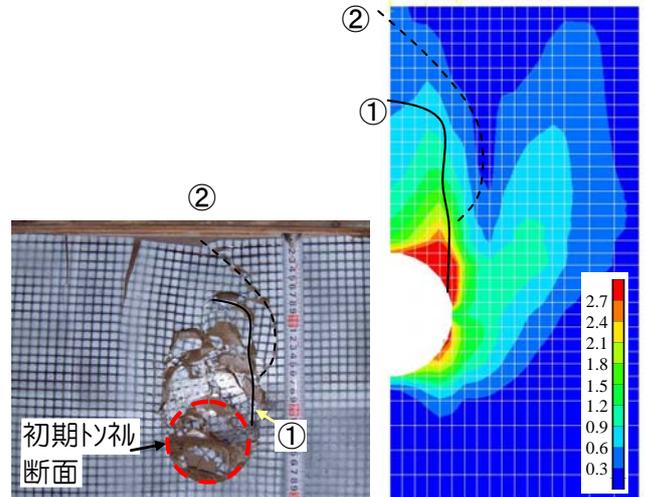


Fig. 9 解析による最大せん断ひずみと模型実験による破壊状況 (Case1, 80G)
Appearance of Failure in Experimental Model and Maximum Shear Strain in Numerical Model (Case1, 80G)

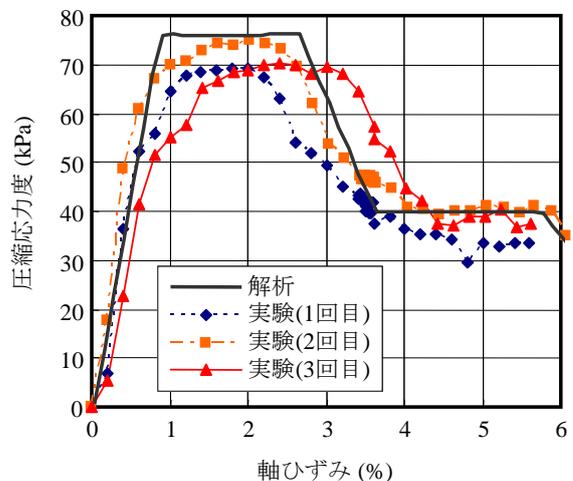


Fig. 10 一軸圧縮試験の解析結果 (Case2, 3)
Analysis of Unconfined axial test (Case2, 3)

分の1とし、引張破壊した要素の粘着力は0とした。フィッティング解析の結果をFig. 10に、設定した材料物性をTable 4に示す。

4.2.2 解析モデルおよび荷重 Fig. 11に解析モデルを示す。切羽の形状をモデル化するために、解析モデルは三次元とした。トンネル内側のアクリル支保工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高い剛性を設定した。また、この要素の重量は考慮していない。鏡ボルトは両端ピン構造のトラス要素を20個 (1cm×20) 連結してモデル化した。解析メッシュの節点数および要素数はそれぞれ37627, 34334である。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。

荷重としては地盤材料重量のみを考慮し、遠心载荷実験と同じように、徐々に重力を大きくする解析とした。荷重ステップは16 (増分荷重: 5G/ステップ) とした。

4.2.3 解析結果 Fig. 12, 13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Fig. 12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

Table 4 解析用物性値 (Case3)
Parameters for analyses (Case3)

材料	項目	数値
地盤	弾性係数 (MPa)	9
	粘着力 (kPa)	$\gamma = 0\sim 3\%: 34.4$
	$\gamma = 3\sim 5\%$ は線形で低下	$\gamma = 5\%: 17.9$
	内部摩擦角 (°)	5
	α	1
	m_r	0.00001
	密度 (kg/m ³)	1740
鏡ボルト L=20cm	弾性係数 (MPa)	70400 ⁽¹¹⁾
	断面積 (mm ²)	3.14

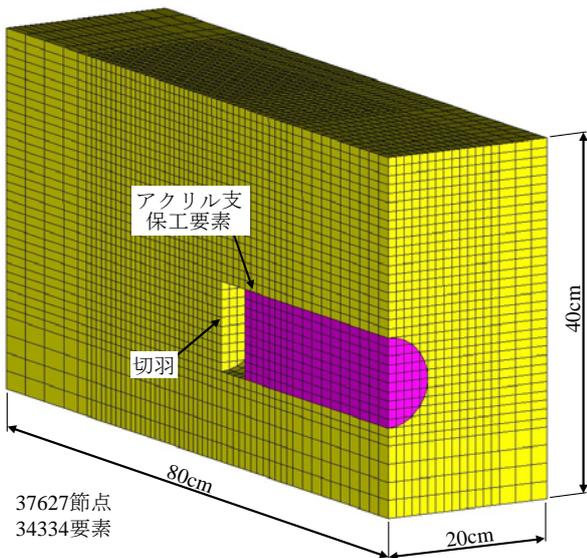


Fig. 11 有限要素メッシュ (Case2, 3)
Finite Element Mesh for Simulation (Case2, 3)

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平方向変位で、実験における計測点と同じである。

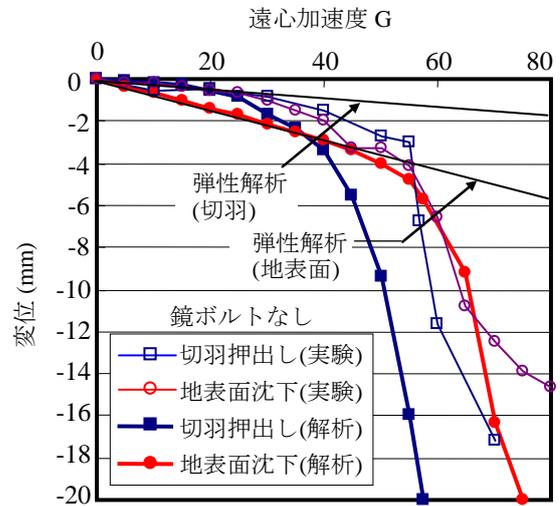


Fig. 12 地表面沈下量と切羽押し出しの実験結果および解析結果 (Case2)
Settlement and Lateral Displacement (Case2)

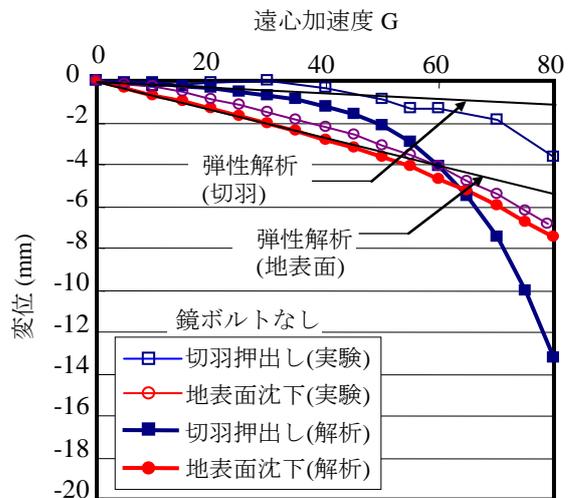


Fig. 13 地表面沈下量と切羽押し出しの実験結果および解析結果 (Case3)
Settlement and Lateral Displacement (Case3)

次に、鏡ボルトありのケースFig. 13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がないとは言いきれない。

Fig. 14およびFig. 15に鏡ボルトなしの最大せん断ひずみの分布と模型地盤の亀裂を示す。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(Fig. 14右の破線)、50Gにおいて切羽天端に接近した(Fig. 14右の実線)。解析においては切羽押し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においてせん断ひずみが大きくなり(5%以上)降伏領域となった(Fig. 14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の端部からも亀裂が進展している(Fig. 15右、右側の亀裂)。解析においてもせん断帯が支保工の先端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。

模型実験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理由は、Case1と同じように、実験においては、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、トンネル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ことに対し、解析では地盤の一部が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。ただし、このように、空洞周辺の多くの地盤材料が地山から分離するような現象は、本方法を含む連続体解析の適用範囲ではない。

Fig. 16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なく、実験においても亀裂は限定された範囲であった。これは、鏡ボルトが切羽の押し出しを拘束し、切羽前方の地山に側方圧が加わることにより、切羽前方の地山を安定化させたためと考える。解析ではこのような効果が評価されており、本方法は鏡ボルトの効果を考慮した切羽安定性問題にも適用できると考えられる。

5. まとめ

本研究では、改良したひずみ軟化モデルの、せん断帯の伸展を含むトンネル周辺地盤の挙動評価への適用性を確認するため、粘性改良土を用いたトンネルの遠心模型実験の解析を行なった。得られた結果を以下に示す。

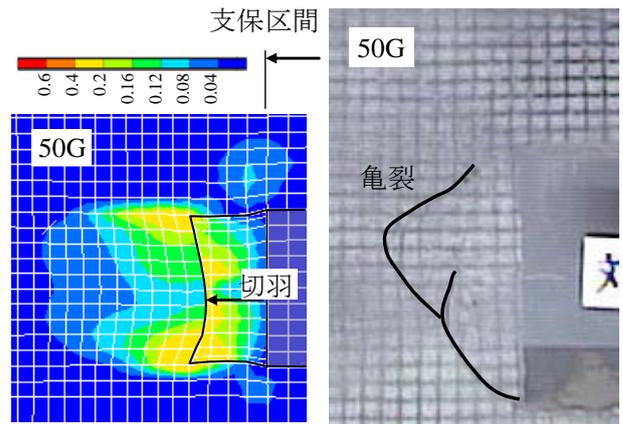


Fig. 14 解析による最大せん断ひずみと模型実験による破壊状況 (Case2, 50G)
Failure in Experimental Model and Maximum Shear Strain in Numerical Model(Case2, 50G)

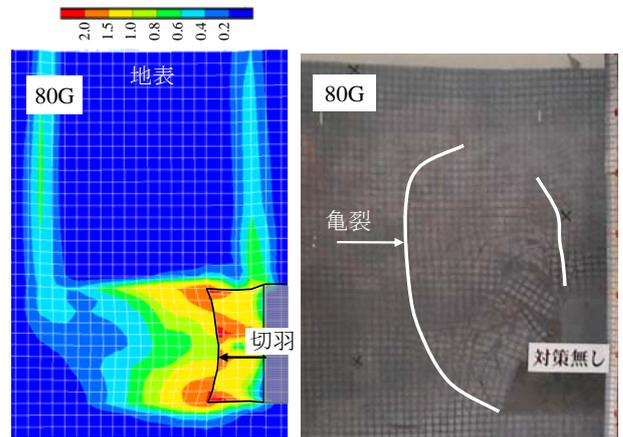


Fig. 15 解析による最大せん断ひずみと模型実験による破壊状況 (Case2, 80G)
Failure in Experimental Model and Maximum Shear Strain in Numerical Model(Case2, 80G)

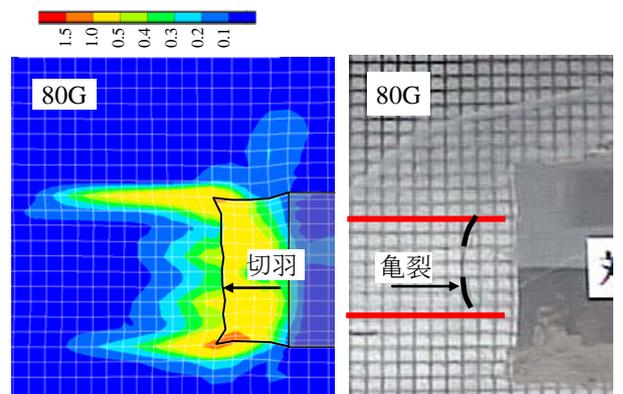


Fig. 16 解析による最大せん断ひずみと模型実験による破壊状況 (Case3, 80G)
Failure in Experimental Model and Maximum Shear Strain in Numerical Model(Case3, 80G)

- 1) 平面ひずみ条件によるトンネルの断面モデルについて、解析結果による高いせん断ひずみの領域と、模型実験で発生した亀裂の位置は近似的であり、急激な天端沈下量が発生する遠心加速度もよく一致した。
- 2) 切羽を対象とした鏡ボルトなしのケースでは、切羽から亀裂が進展し、崩壊に到る挙動や、崩落に至る遠心加速度もよく一致した。また、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。
- 3) 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た。

以上から、本モデルは未固結地山におけるトンネル断面および切羽の安定性評価に對し有用であると判断できる。今後の課題を以下に示す。

- 1) 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° 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。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、三軸圧縮試験が実施されない場合の、粘着力および内部摩擦角の設定方法が課題となる。
- 2) 鏡ボルトありのケース (Case3) 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。
- 3) 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実用化を図る。

参考文献

- 1) Hansmire, W. H. et. al: Soil tunnel test section, Case history summary, journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 111(11), pp.1301-1320. (1985)
- 2) 芥川 真一, 他: 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, 他: 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, 他: 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) 中岡 健一, 他: 小土被りトンネル掘削による地表面沈下予測方法の開発, 大林組技術研究所報, No. 72, (2008)
- 6) 高橋 真一, 他: 都市部トンネル掘削時の地盤変状予測に関する研究, 大林組技術研究所報, No. 48, (2004)
- 7) 高橋 真一, 他: 都市部トンネル掘削時の地盤変状予測に関する研究 (その2), 大林組技術研究所報, No. 69, (2005)
- 8) 櫻井 春輔, 他: 都市トンネルにおけるNATM, 鹿島出版会, No. 69, (2005)
- 9) 杉江 茂彦: 3次元地盤/地下水連成解析プログラム「GRASP-3D」の解析理論と粘土の力学挙動解析への応用, 大林組技術研究所報, No. 51, (1995)
- 10) 芥川 真一, 他: 都市NATMトンネルにおける変形挙動の分析例, 建設工学研究所論文報告, 43-A号, (2001)
- 11) 国立天文台: 理科年表, 丸善, (1993)