

トンネルを対象としたクリープパラメータの設定と予測解析

中 岡 健 一 畑 浩 二

Estimation of Creep Parameter and Tunnel Excavation Analysis

Kenichi Nakaoka Koji Hata

Abstract

Previously, a creep model was developed to analyze the tunnel stability in a squeezing rock. However, setting the creep parameters was difficult. Measurement of the in-situ creep displacement was required to estimate the parameters. Therefore, we developed a borehole displacement meter to measure the changes in the diameter. Using this equipment, the creep displacements at three in-situ boreholes were measured. Next, the creep parameters were estimated by performing a fitting analysis of the displacements. Tunnel excavation analyses were conducted by the finite difference method using the creep parameters. The trends of the results were similar to those of the onsite measurements of the tunnel displacements. Therefore, it was determined that the above method of setting the creep parameters had potential in practical application.

概 要

膨張性地山の時間依存挙動を評価し、適切な支保工を設計することによって変状を防止するために、時間項を持つ数値モデルであるクリープモデルが提案されている。このモデルの実務適用では、クリープパラメータの設定が課題となっていた。そこで筆者らは、パラメータを適正かつ迅速に設定するため、現場で簡易に取り扱えるボーリング孔径変位計を開発した。この装置を3つのトンネル現場に用いた結果、いずれの現場のボーリング孔からもクリープによる縮径が計測された。次に、計測結果を対象として円孔モデルによるフィッティング解析を行うことにより、クリープパラメータを設定した。そして、施工過程を考慮した有限差分法によるトンネル掘削解析を行い、現場のトンネル壁面変位や地山、支保工の変状を近似する結果が得られた。以上から、本研究で構築したパラメータの設定方法は実用性があり、支保工の設計に適用できる可能性が高いと判断した。

1. はじめに

膨張性地山は、掘進を中断しても変位が増加し続け、支保工に座屈や圧壊が生じる場合がある。そのような地山の変形、支保工の応力を予測することができれば、対策工や支保工の定量的な設計が可能になる。膨張性による変位を予測するために、時間項を持つ数値モデルとして、クリープモデルが提案されている^{例(1), (2), (3)}。これらのモデルで解析を行う場合、時間依存性を表すクリープパラメータを設定することが課題となっている。切羽を観察すれば地山にはほとんど亀裂が含まれていることから、地山のクリープパラメータを評価するには、亀裂を含まない岩石コアによる室内試験よりも、原位置において計測された結果を用いる方が望ましい。

猪熊らは原位置のボーリング孔に水で満たしたゴムチューブを挿入して孔壁に密着させると、水圧が上昇することから、地圧によってボーリング孔の直径(以下、ボーリング孔径)が縮小すると考えられること、その時間的变化は岩石試験に見られるクリープに類似していることを示した⁴⁾。そこで筆者らは、例えば、切羽前方に掘削されたボーリング孔径の変化を経時的に測ることができれば、その結果はこれから掘る地山のクリープパラメータを設定するために利用できると考えた。

本研究では、ボーリング孔の内空変位計を開発し、そ

の計測結果を用いてクリープパラメータを設定した。それらのパラメータを用いてトンネルの掘削解析を行い、現場での壁面変位計測値と比較することにより、設定したパラメータの妥当性について検証した。ここで用いるクリープモデル²⁾は一次～三次クリープ、内部摩擦角と粘着力による破壊規準、そしてひずみ軟化といった岩盤の解析で扱われている挙動を一つのモデルで表現できる。ここで、一次クリープは岩石が荷重を受けてから徐々にひずみ速度が遅くなる段階、二次クリープは、一次クリープの後、ひずみ速度の低下が収束し、一定の速度が続く段階である。三次クリープは最後にひずみ速度が加速的に大きくなり破壊に到る段階である。

2. クリープモデル²⁾の概要

解析には、筆者らが開発した一次～三次クリープを一連で解析できる数値モデル²⁾を適用する。クリープの進行に抵抗する強度として、式(1)で表されるDrucker-Pragerの破壊規準を用いる。

$$f = -\alpha I_1 + J_2 - \kappa \quad (1)$$

ここで、 I_1 と J_2 は応力の第一、および第二不変量である。 α と κ はそれぞれ内部摩擦角と粘着力に対応する強度定数である。本解析は、各要素についてリラクゼーション

によるせん断応力の低下量をイタレーションごとに計算し、応力を修正することにより、クリープを表現している。応力の緩和速度 $\dot{\alpha}$ は、式(2)によって表される s の変化速度である \dot{s} を用いて式(3)によって計算される。

$$\dot{s} = k \exp \left[qf + \left(\frac{s - a_v}{\sqrt{2}b_n} \right)^2 \right] \quad (2)$$

$$\dot{\alpha} = \frac{6J_2\dot{s}}{\sigma_{ii}} \quad (3)$$

ここに、 k 、 a_v 、 b_n 、 q はクリープパラメータである。 s はクリープの進行を表し、式(2)から求められた \dot{s} と時間刻み Δt から増分 $\Delta s = \dot{s}\Delta t$ を求め、次のステップの $s_{\text{next}}=s+\Delta s$ が求められる。 s の初期値は0であり、単調増加する。

式(2)と式(3)から、応力の緩和速度 $\dot{\alpha}$ 、即ち、クリープの進行速度はネーピア数 e の qf 乗に比例する。せん断応力が大きくなれば f も大きくなり、クリープが急激に進み、 f が小さくなればクリープの進行が遅くなる。応力が一定、即ち、 f が一定であれば、 $s < a_v$ の間は s が増加するほど \dot{s} が小さくなり、時間とともにクリープひずみ速度も低下する。 $s = a_v$ の時に式(2)の指数部の値が最も小さくなり、ひずみ速度も最も小さくなる。 $s > a_v$ になれば s の増加とともに \dot{s} が大きくなり、ひずみ速度は加速度的に大きくなり、クリープ破壊に到る。本モデルは、クリープひずみの各成分を計算するために、弾塑性モデルにおける塑性ひずみを計算する方法を用いている。塑性ポテンシャルに対応する関数は、式(1)の α の代わりにクリープダイレタンシー角 d とした式である。このパラメータにより、クリープひずみに伴う体積の変化を考慮することができる²⁾。

クリープが進み、せん断応力が低下して残留強度よりも小さくなればクリープ破壊とみなし、時間に依存しない弾塑性モデルとする。残留応力は、残留強度定数を適用した式(1)の破壊規準による弾完全塑性モデルにより求められる。式(1)の破壊規準のパラメータ α と、Mohr-Coulomb破壊規準の内部摩擦角 ϕ_m との関係は式(4)と式(5)により表される。

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{6} \tan \phi_d \quad (4)$$

$$\phi_d = \tan^{-1} \left(\frac{1 + \sin \phi_m}{\sqrt{2} - \sin \phi_m} \right) - \tan^{-1} \frac{1}{\sqrt{2}} \quad (5)$$

設定が必要なパラメータをTable 1に示す。以降、破壊前、および残留状態における式(1)に用いる α は、Mohr-Coulombの内部摩擦角 ϕ_m に変換して記述する。表中の ϕ_c や ϕ_r を式(5)の ϕ_m に代入すれば、破壊前後の α が得られる。

3. クリープパラメータの設定方法

3.1 パラメータの設定手順

本研究では、ボーリング孔径を計測する装置を開発し、得られた変位をクリープパラメータの設定に用いる。設定の手順を以下に示す。

- ・クリープ試験を必要としないパラメータのうち、 D 、 ν 、

ρ 、 ϕ_c を既存の方法によって設定する。本研究ではその方法の一つとして、Hoek & Brownによる方法と文献による値を用いた。 ϕ_r については後述するように、破壊後の試料の状況や ϕ_c を参考に設定した。 ϕ_c はクリープパラメータであるものの、クリープを考慮しない場合の内部摩擦角として設定することが出来る。

- ・クリープパラメータのうち、 b_n 、 a_v 、 k 、 q は従来から使用している経験的なパラメータ²⁾を用いる。
- ・ d はクリープに伴うダイレタンシー角であり、解析結果に少なからず影響を及ぼすと考えるものの、影響度合いの評価や設定方法については今後の課題である。本研究では $d=0$ とする。
- ・ κ_c はクリープの速度を支配するパラメータであり、クリープ試験や計測の結果に基づいて設定する必要がある。本研究では孔内変位結果を対象としたフィッティング解析によって設定する。
- ・ κ_r はクリープパラメータではないものの、破壊後の粘着力を設定することは容易ではなく、 κ_c とともにフィッティング解析によって設定する。

3.2 孔内変位計の概要

本研究では、クリープパラメータを適切に設定するため、ボーリング孔の直径の変化を計測できる孔内変位計を開発した。Fig. 1に孔内変位計システムを示す。図の左側にある灰色の棒状のものが変位計本体で、長さは約1mである。本体後部に長さ1mのネジ付き塩ビ管をつぎ足しながらボーリング孔に挿入していく。

Table 1 クリープ解析に必要なパラメータ
Parameters for Creep Analysis

| 項目 | 単位 |
|--------------------|-------------------|
| 変形係数 D | MPa |
| ポアソン比 ν | - |
| 密度 ρ | kg/m ³ |
| クリープダイレタンシー角 d | - |
| クリープ粘着力 κ_c | MPa |
| クリープ内部摩擦角 ϕ_c | ° |
| クリープ係数 b_n | - |
| クリープ係数 a_v | - |
| クリープ係数 k | 1/min |
| クリープ係数 q | 1/MPa |
| 残留粘着力 κ_r | MPa |
| 残留内部摩擦角 ϕ_r | ° |

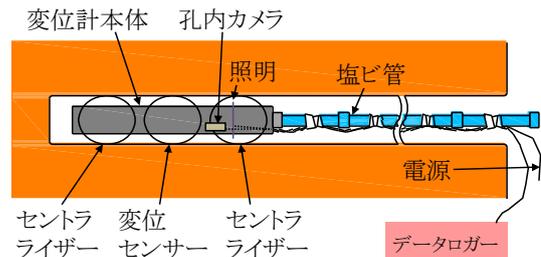


Fig. 1 孔内変位計の模式図
Schematic Diagram of Borehole Displacement Meter

Photo 1に変位計本体とセンサー部を示す。変位計本体の前部と後部には、変位計の位置を孔の中心に保つようにするためのリング状に曲げられた帯状の鋼板(セントラライザー)が取り付けられており、中央部には変位センサーと孔内カメラが取り付けられている。想定した孔径の最小は「トンネルナビ®」に使用する標準ビット径65mmである。最大径については、現場でボーリング孔を観察すると、ビット径よりも1cm以上大きいことが多いことから、余裕を持たせて90mm程度とした。

Fig. 2にセンサー部の模式図を示す。センサーは厚さ0.3mmのしずく状の鋼板(以下、鋼板)と、起歪体からなり、鋼板の上下端が絶えず孔壁に接するように、孔壁に押付け力が生じるような仕様としている。

鋼板に接している孔壁に、孔径が縮小するような変位が生じると、鋼板が上下から押しつぶされ、鋼板の先端に取り付けられたスライダが右側に移動し、起歪体が変形する。孔壁の変位は起歪体の上下面に貼られたひずみゲージによって求められる。ひずみゲージを直接鋼板には接着せず、起歪体を用いる構造は、センサー部のクリープが計測変位に及ぼす影響を小さくするための試行錯誤による結果である。分解能は0.005~0.01mmであり、デジタルノギスで計測しながら変位計に所定の変位を与え、ひずみゲージの出力値から変位を求めるための校正を行った。センサー部の曲率が大きくなるように、想定している最小径(65mm)の亚克力パイプに挿入して恒温室で試験を行ったところ、2日間で最大0.02mm程度の影響が計測変位として認められた。ただし、本報告の原位置試験による最も小さな変位でも0.2mmであり、センサー部のクリープによる変位はこれに比べて小さい。そのため、計測された変位の大部分は孔壁の変位と考えることができ、検証解析を行う上では影響が小さいと考える。しかし、センサー部のクリープは装置の精度を低下させるため、さらに改善する必要があると考える。

Photo 1に示すように、変位センサーの孔口側(図では右側)には小型カメラと照明が取り付けられており、孔壁の状況を確認しながら変位計を設置することが出来る。Photo 2に設置作業の状況を示す。

4. 孔内変位とパラメータの設定

4.1 孔内変位の計測結果

A, B, Cの3つのトンネルにて開発した変位計を用いて計測を行った。トンネルAについては切羽面にボーリング孔を削孔した。トンネルBとCについては後述する解析の断面位置における側壁に削孔した。いずれも水平方向で、削孔完了後、できるだけ速やかに計測を開始した。変位計を設置する位置は、トンネル掘削によるゆるみ領域や地圧の変化が大きい領域の外側となるよう、トンネルから離す必要がある。ここでは、ひずみ軟化解析などにより、支保工が破壊する結果となった場合でも、破壊領域がトンネル直径(約10m)以上になることはほとんど

ないといった経験から、計測器の設置位置は孔口から10m程度とした。計測器は二つつなげて挿入するため、計測点は2地点となり、装置の寸法から両地点の距離、すなわち、計測間隔は1mとなる。

Fig. 3~Fig. 5に各トンネルで計測した変位の時刻歴を示す。Table 2に各計測地点の条件を示す。各図ではボーリング孔が計測点に到達した時点を $t=0$ とした。各変位とも、時間とともに増加する傾向がみられる。トンネルBのデータを除いて、トンネルごとの変位の方向(水平、鉛直)と位置(奥側、手前に設置された計測器)によって、ばらつきが見られる。その原因としては地圧や地山物性の異方性、不均質性などが考えられるが、いずれが支配的な原因となっているかは判断できない。

トンネルAのグラフには変位計に取り付けた温度センサーによる孔内の温度も示している。計測された変位は



Photo 1 変位計の本体 (上) とセンサー部 (下)
Main Body (above) and a Part of Sensor (below)

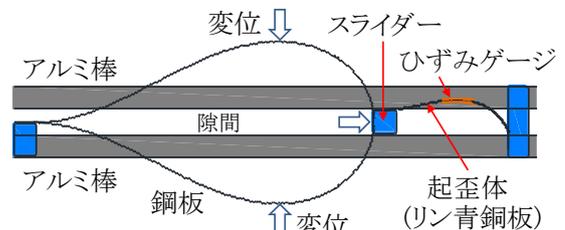


Fig. 2 センサー部の模式図
Schematic Diagram of Displacement Sensor



Photo 2 孔内変位計の設置状況
Installation of Borehole Displacement Meter

温度変化と同じ周期で、変動しており、温度による影響を受けていることが分かる。この変動は、計測された変位に比べて小さいため、クリープ係数の評価に用いるうえで問題ないと判断したものの、温度補正のために、温度による影響を把握することは今後の課題である。

トンネルCの結果には、ステップ状に変位が増加する傾向が見られる。この原因についても既存の亀裂のずれがステップ状に進むためのものか、新たな亀裂ができることによるのかは判断できない。

各トンネルの計測壁面変位の平均値(天端沈下量とトンネル左右壁面の相対変位の和を3で除した値)と最終的な孔内平均変位は以下のようであり、孔内変位が大きいほど、トンネル掘削による変位も大きいことが分かる。

- ・トンネルA: 壁面変位9.7mm, 孔内変位0.33mm
- ・トンネルB: 壁面変位3.7mm, 孔内変位0.21mm
- ・トンネルC: 壁面変位380mm, 孔内変位0.88mm

トンネルA, Bにおいてもボーリング孔にクリープが生じていることから、壁面変位が小さいトンネルにおいても、クリープが発生している可能性がある。

4.2 解析用パラメータの設定

各トンネルの孔内変位計測を対象としてフィッティング解析を行うために、 κ_c と κ_t 以外のパラメータを以下のように設定した。

変形係数 D は、Hoek & Brownによって提案されている GSI^D (Geological Strength Index)と一軸圧縮強さ σ_u から求める式(6)⁹⁾を用いて設定した。

$$D(\text{MPa}) = 100\sqrt{\sigma_u}10^{\frac{GSI-10}{40}} \quad (6)$$

GSI は岩盤の亀裂の多さや風化の度合いから推定される値であり、切羽観察に基づいて設定した。

ポアソン比 ν と密度 ρ は慣用値^{6),7)}を用いた。

クリープ内部摩擦角 ϕ_c は、トンネルAとトンネルBの岩種については、HoekとBrownによって GSI と σ_u から破壊包絡線を求めるためのパラメータが示されている⁹⁾。ここでは、地山の密度と天端部の土被りから計算した土被り圧における破壊包絡線の勾配を ϕ_c とした。しかしながら、

Table 2 各トンネルの条件
Condition of each Tunnels

| トンネル | A | B | C |
|--------------|-----------------|--------------------|--------------------|
| 土被り (m) | 38 | 61 | 123 |
| 岩種 | 凝灰岩 泥岩 | 凝灰 角礫岩 | 蛇灰岩 |
| 坑口からの距離 (m) | 332 | 399 | 640 |
| 切羽岩石強度 (MPa) | 5 ^{a)} | 17.5 ^{b)} | 40.6 ^{c)} |
| 計測天端沈下量 (mm) | 12 | 6 | 301 |
| 計測水平変位 (mm) | 17 | 5 | 837 |

a) 針貫入試験などによる推定, b) 切羽観察シートから推定, c) 岩石の圧縮試験による

後述するフィッティング解析において、ここで設定した ϕ_c が大きすぎ、 κ_c と κ_t を小さくしても計測された変位を再現できなかった。そのため、 ϕ_c を少しずつ小さくするフィッティング解析により設定した。トンネルCについては母岩である蛇灰岩の破壊包絡線を求めるためのパラメータが示されていないため、同じ岩種の岩

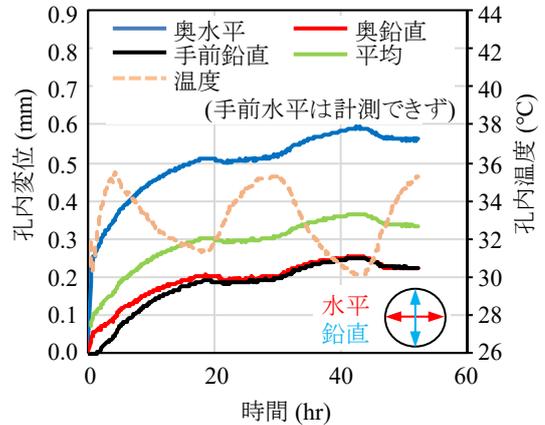


Fig. 3 孔内変位計測結果(トンネルA)
Measured Borehole Displacement (Tunnel A)

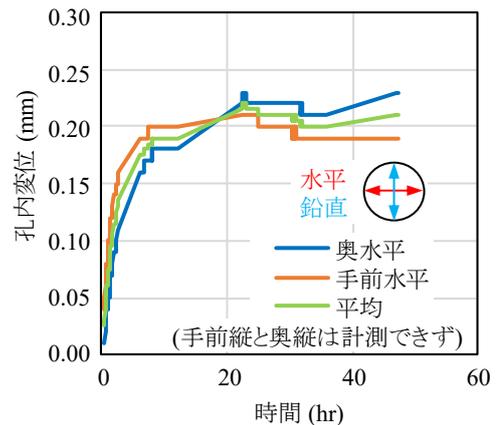


Fig. 4 孔内変位計測結果(トンネルB)
Measured Borehole Displacement (Tunnel B)

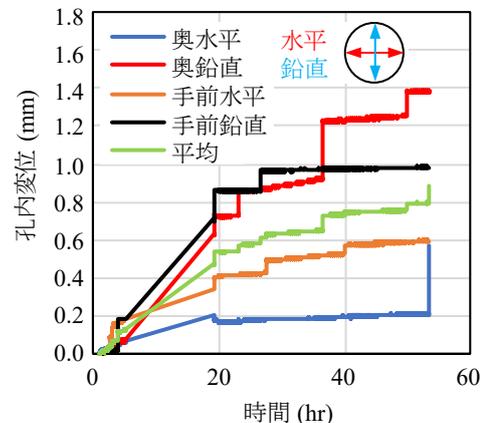


Fig. 5 孔内変位計測結果(トンネルC)
Measured Borehole Displacement (Tunnel C)

石の文献⁸⁾による内部摩擦角を用いた。Fig. 6にHoekとBrownのパラメータによる破壊状態のモールの応力円と破壊包絡線(勾配 ϕ_c)を示す。

b_n, a_v, k, q は3章で述べたように従来から用いている値とし、ダイレタンシー角 d は0とした。

残留内部摩擦角 ϕ_r の設定については、トンネルAでは設定されたクリープ内部摩擦角 ϕ_c が29°と小さいことから、残留値はそれより大きく低下しないと考え、 $\phi_r = \phi_c$ としてフィッティング解析を行った。トンネルBについては、トンネルAと同じ理由で $\phi_r = \phi_c$ としてフィッティング解析を行った。その後、さらに、孔内変位に一致するように ϕ_r を調整した。トンネルCでは切羽付近の岩石試料の破壊面は光沢のあるような滑らかな状態であり蛇紋岩の特徴を呈した。これより、同トンネルの ϕ_r は低いものと考え、 $\phi_r = 0^\circ$ とした。

クリープ粘着力 κ_c は各ケースとも、フィッティング解析により設定した。

各トンネルとも、地山の側圧係数は1とした。

4.3 フィッティング解析の方法

フィッティング解析には、ボーリング孔をモデル化した円筒座標系による有限要素法を用いた。このモデルでは、地盤の変位を円孔の半径方向の単自由度で表現できるため、多くの繰返し計算を要するクリープ解析においても、短時間で結果が得られる。フィッティング解析の条件をTable 3に示す。ここで、ボーリング孔径について、孔口付近ではあるが、仕上りの口径はビット径よりも1cm程度、あるいは、それ以上大きくなっていることが多い。そのため、用いたビット径65mmから、ボーリング孔径を80mmとした。

Fig. 7に、計測された各ボーリング孔における平均孔内変位と、フィッティング解析の結果を示す。フィッティングの対象は、変位計から得られた水平、鉛直方向の変位をトンネルごとに平均したものとした。解析結果は計測開始時点からの増分変位を表している。図より各計測変位とフィッティング解析の結果はよく一致しており、クリープモデルはこれらの岩盤に適用できると判断した。以上から設定したパラメータをTable 4に示す。表中の κ_c は式(2)の指数の f に含まれており、 $\kappa_c = -\infty \sim \infty$ に対して f は連続的な正値となるため、 κ_c の値は岩盤の強度によって正と負に関わりなく設定することになる。

5. 検証解析

5.1 解析方法

4章で設定したパラメータを用いてトンネル掘削解析を行い、現場で計測された壁面変位と比較する。解析方法は有限差分法とし、二次元平面ひずみ状態の解析を行う。解析コードは三次元で構築されているため、トンネル軸方向に厚さ1mの1層によってモデル化し、すべての節点の軸方向変位を固定する。

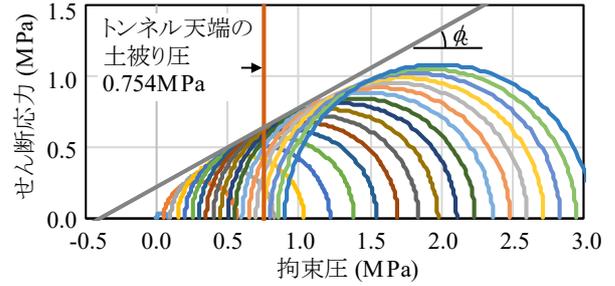


Fig. 6 Hoek & Brownのパラメータによる破壊状態のモールの応力円と破壊包絡線(トンネルA)
Mohr's Stress Circle Based on Hoek & Brown and Failure Envelope (Tunnel A)

Table 3 フィッティング解析の条件
Condition for Fitting Analysis

| 項目 | 内容 |
|--------|----------------------|
| 解析方法 | 有限要素法 |
| モデル形状 | 円筒モデル (単自由度) |
| モデル化領域 | 74φ (φ: ボーリング孔径80mm) |
| メッシュ分割 | 502要素, 孔に近いほど要素を薄くした |
| 境界条件 | モデル外周にて固定 |

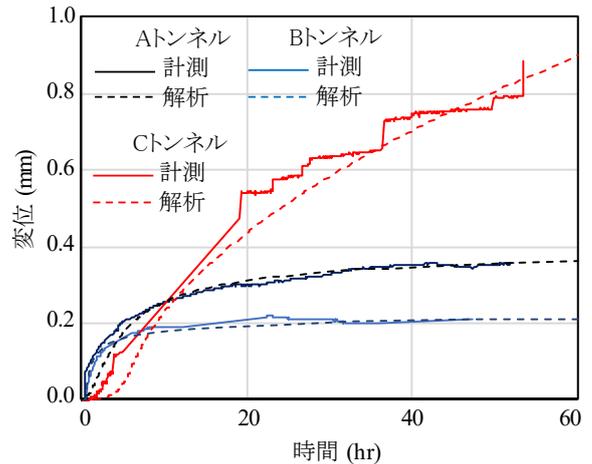


Fig. 7 フィッティング解析の結果
Results of Fitting Analyses

5.2 支保工のモデル化

吹付けコンクリートは弾完全塑性体のソリッド要素でモデル化する。降伏応力に達した後は強度が低下するひずみ軟化モデルとする。Table 5に吹付けコンクリートの物性値を示す。強度定数は一軸圧縮強さが設計基準強度である18MPaとなるように設定した。また、弾性係数を時間とともに高めていくことにより、吹付けコンクリートの硬化を考慮する。材齢と弾性係数の関係は文献値⁹⁾を用いた。Fig. 8に材齢とヤング率の関係を示す。

ロックボルトは曲げ剛性を持たないトラス要素とする。軸力は耐力に達すると一定となり、伸びが24%¹⁰⁾を超えると破断するものとし、軸力を0にする。

鋼製支保工は吹付けコンクリートと同じ厚さ(各トンネルとも吹付け厚15cm)を持つソリッド要素としてモデル化する。その際、モデル上の断面積と弾性係数の積が、

設計上の鋼製支保工と等しくなるように、弾性係数を調整する。材料モデルは弾完全塑性体とし、圧縮部材となることから破断は考慮しない。

5.3 解析ステップ

本解析は二次元モデルを用いるため、切羽の進行に伴う地山の掘削応力の変化は、解放率の変化を逐次与えて考慮する。現場の施工サイクルを忠実にモデル化し解析ステップに反映した。解析断面から切羽までの距離と、掘削解放率の関係は、三次元解析によって求められた切羽からの距離と内空変位の関係⁶⁾を参考にした。ここで、解放率は、その時点で掘削により解放される地盤内応力の全開放応力に対する比で、施工過程(三次元効果など)を二次元でモデル化する場合に用いられる⁶⁾。

5.4 解析モデル

Fig. 9とFig. 10にトンネルAを例として解析モデルを示す。モデル範囲は、トンネル上方は土被り厚さ、側方は

トンネル幅の7倍以上、下方は2倍以上とした。Table 6にモデル化に用いた支保工の仕様などについて示す。

5.5 解析結果

5.5.1 岩盤変位 Fig. 11にトンネルAにおける天端沈下量と側壁の水平変位の計測結果と解析結果を示す。このケースより以降の時間は、上半を掘削した時点(解放率40%)を0とした。現場で計測された変位は、上半

Table 6 モデル化に用いた支保工とトンネルの寸法
Dimension of Support and Tunnel for Analysis Model

| トンネル名 | A | B | C |
|-----------|--------------------|-------------------|--------------------|
| RB長 (m) | 3 | 4 | 4 |
| Sc厚さ (cm) | 15 | 20 | 15 |
| 鋼製支保工 | H125×125 ×6.5×9 | H150×150 ×7×10 | H125×125 ×6.5×9 |
| 掘削幅 (m) | 10.4 | 16.4 | 11.7 |
| 掘削高 (m) | 8.2 | 9.3 | 7.4 |

Table 4 地山の解析用物性値
Rock Properties for Tunnel Excavation Analysis

| トンネル名 | A | B | C |
|-----------------------------|--------|--------|-------|
| GSI | 25 | 45 | 30 |
| D (MPa) | 530 | 3140 | 3580 |
| ν | 0.30 | 0.30 | 0.25 |
| ρ (g/cm ³) | 2.04 | 2.14 | 2.40 |
| d | 0 | 0 | 0 |
| κ_c (MPa) | 0.0507 | -0.219 | 0.592 |
| ϕ_c (°) | 24.0 | 32.7 | 24.0 |
| b_n | 40 | 40 | 40 |
| a_v | 300 | 300 | 300 |
| k (1/min) | 0.006 | 0.006 | 0.006 |
| Q | 21 | 21 | 21 |
| κ_r (MPa) | 0.046 | 0 | 0.16 |
| ϕ_r (°) | 24.0 | 31.5 | 0 |

Table 5 支保工の物性値
Properties of Support

| | E (GPa) | c (MPa) | ϕ (°) | c_r (MPa) | ϕ_r (°) | d (°) |
|----|---------|-------------------------------|------------|-------------|--------------|-------|
| Sc | 22 | 5.20 | 30 | 0 | 24 | 10 |
| SS | 200 | 118 | 0 | 118 | 0 | 0 |
| RB | 200 | 耐力 (kN): トンネルA: 137, BとC: 177 | | | | |

Sc: 吹付けコンクリート, SS: 鋼製支保工, RB: ロックボルト
c: 残留粘着力, ϕ : 残留内部摩擦角, d: ダイレタンシー角

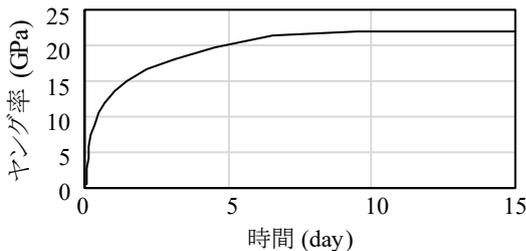


Fig. 8 材齢とヤング率の関係
Relationship Between Material Age and Yung's Modulus

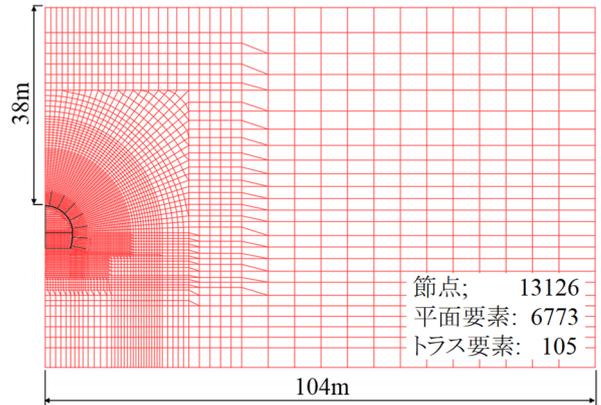


Fig. 9 解析モデル全体(トンネルA)
Mesh Model of Whole (Tunnel A)

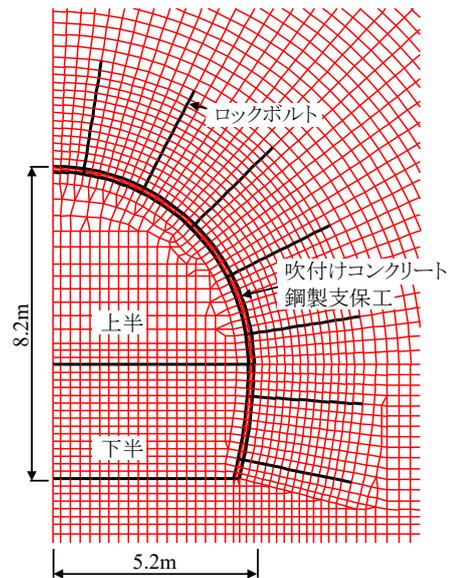


Fig. 10 トンネル周辺部の解析モデル(トンネルA)
Mesh Model near the Tunnel (Tunnel A)

の掘削解放率が100%となるまで増加が速く、その後、遅くなり、下半解放率が100%に達した後は収束傾向となっている。解析結果においても同じ傾向が見られ、計測結果とよく対応している。また、解析結果のうち、弾性変位は約半分、クリープを考慮することにより計測結果に近似できていることが分かる。

Fig. 12にトンネルBで計測された天端沈下量と側壁の水平変位、および、解析結果を示す。解析結果、計測結果ともに変位は1cm以下と小さく、地山は安定しており、傾向は一致している。しかし、上半解放率が100%の時点では、弾性変位の方が計測変位の2倍以上であることから、変形係数を実際の値に比べて小さく評価している。変形係数の設定に用いた岩石の一軸圧縮強さは、現場において、切羽観察結果を記録するために選定された一軸圧縮強さのクラス(10~25MPa)の平均値であり、試験によって得られたものではない。そのため、実際の岩石の一軸圧縮強さとの差異が生じたことが、計測値と乖離した原因の一つとして考えられる。

Fig. 13にトンネルCで計測された天端沈下量と側壁水平変位、および、解析結果を示す。計測結果、解析結果とも、後述するように、吹付けコンクリートが破壊するような大きな変位が発生しており、近い傾向が得られた。ただし、下半解放率100%よりも前の時間においては、解析結果が計測結果よりも小さく、乖離が見られる。その原因の一つとして、この解析では岩盤の摩擦角として、文献による岩石コアの摩擦角を用いていることが挙げられる。岩盤に亀裂が含まれ、それが岩盤の強度に影響するものとし、亀裂面は上述した岩石コアの破壊面のように滑らかであるとすれば、解析に用いた岩盤の内部摩擦角は実際よりも高く見積もられている可能性がある。また、このように大きな変位が生じる場合は、岩盤内部でロックボルトと岩盤の付着が切れることもあると考える。しかし、解析では、ロックボルトと地山は同じ節点を共有しており、付着が切れることを表せないため、ロックボルトによる変形抑制効果が過大になった可能性がある。

5.5.2 支保工の応力 Fig. 14にトンネルCの吹付けコンクリートとロックボルトの降伏時間を色分けで、ロックボルトの破断位置○印で示す。例えばロックボルトの赤色の部分は2日以内に塑性化したことを表わしている。吹付けコンクリートは5~10日の間に塑性化領域が発生している。また、この図からは読み取れないが、ロックボルトの破断は7~12日の間に発生している。トンネル工事においても、大きな変形によって吹付けコンクリートの破壊が生じており、解析結果は現場の状況を近似している。ただし、ロックボルトについては岩盤内部の状況を確認できないため、解析結果との比較ができない。

参考のためFig. 15に、Fig. 14に示す中央から5本目のロックボルトの各時間断面における軸力分布を示す。ロックボルトの塑性化した部分の軸力は、耐力である0.176MNで一定となっている。また、力学的にはロックボルト端部の軸力は0となるため、両端部の軸力が小さく

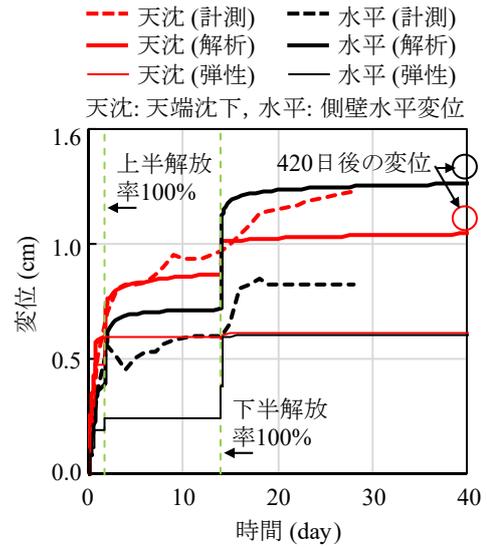


Fig. 11 トンネル壁面変位の比較(トンネルA)
Comparison of Tunnel Wall Displacement (Tunnel A)

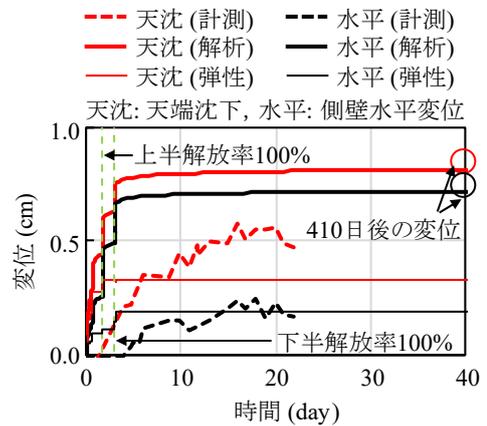


Fig. 12 トンネル壁面変位の比較(トンネルB)
Comparison of Tunnel Wall Displacement (Tunnel B)

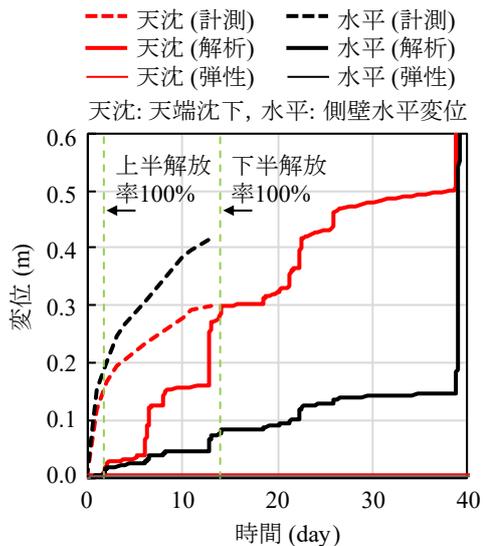


Fig. 13 トンネル壁面変位の比較(トンネルC)
Comparison of Tunnel Wall Displacement (Tunnel C)

なる傾向が見られる。解析メッシュの大きさを十分小さくすれば、端部の軸力は0に近づく。15.25日後の結果で、中間部で軸力が0となっているのは、ロックボルトが破断したことによる。

6. まとめ

本研究によって得られた結果を以下にまとめる。

- ・ボーリング孔内変位計を開発し、3つの現場に適用した結果、各試験からクリープ変位が計測された。孔内変位が大きいと、トンネルの壁面変位も大きくなることから、孔内変位から地山の良否を判断できる可能性があることが分かった。
- ・孔内変位を対象にしたフィッティング解析と、Hoek & Brownの方法などの既存の方法を併用することにより、クリープ粘着力と、残留粘着力を設定できた。
- ・得られたパラメータを用いてトンネルの掘削解析を行い、現場計測変位と比較した結果、トンネルAでは解析、現場計測値とも1cm程度、トンネルBでは両者とも1cm以下と小さい変位となった。トンネルCでは支保工が破壊して大変形が発生することを予測でき、現場の状況、計測結果に近い傾向が得られた。

以上から、本研究で構築したパラメータの設定法、適用したクリープモデルはトンネル安定性評価に適用できる可能性が高いと判断した。今後の課題としては、本研究では3現場にてパラメータの設定と検証解析を行ったものの、予測精度について議論するには実施例が足りないと考える。また、フィッティング解析以外で設定するパラメータについても、実施数を増やし、適切な値を設定するために、検証解析をフィードバックしていく必要がある。さらに、室内試験の結果から、孔内変位計による計測変位には、鋼板のクリープに起因する変位が最大で0.02mm程度含まれている可能性があると考えられる。その問題に対し、変位計の改善を進める必要がある。

参考文献

- 1) 大久保誠介：コンプライアンス可変型鋼製方程式の解析的検討，資源・素材学会誌，Vol.108，No.8，pp.601-606，1992. 12
- 2) 中岡健一，畑浩二，蔣宇静：岩石のクリープとひずみ軟化を評価する数値モデルの提案，土木学会論文集F1（トンネル工学），Vol. 70，No.3(特集号)，pp. I_43-I_56，2015. 4
- 3) 大槻英夫，田坂嘉章，鈴木康正，大森剛志，岸田潔，足立紀尚：土・水連成ひずみ軟化型弾粘塑性モデルの拡張と堆積軟岩空洞掘削問題への適用，第35岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp. 231-236，2006. 1
- 4) 猪熊明，真下英人：膨張性地山のトンネル土圧と変

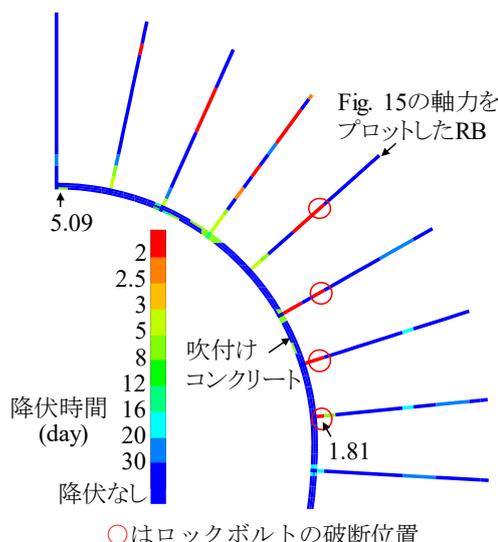


Fig. 14 ロックボルトおよび吹付コンクリートの空腹時間とロックボルトの破断位置（トンネルC）
Yield Time of Rock Bolt and Shotcrete and Break Position of Rock Bolt (Tunnel C)

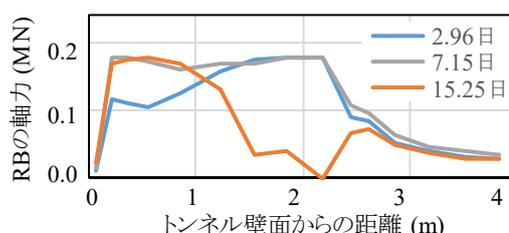


Fig. 15 ロックボルト軸力の分布（トンネルC）
Axial Force of Rock Bolt (Tunnel C)

位予測，地質と調査，1995.

- 5) Hoek, E. and Brown, E. T. : Practical Estimates of Rock Mass Strength, Int. J. of Rock Mech. Min. Sci., Vol. 34, No. 8, pp. 1165-1186. 1997. 12
- 6) 高速道路総合技術研究所：トンネル数値解析マニュアル，pp. 3-25，2017.
- 7) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構：山岳トンネル設計施工標準・同解説，p.310，2008. 4
- 8) 竹林亜夫，三上元弘，國村省吾，奥井裕三，呉旭：地山の内部摩擦角に着目したトンネルの岩種分類の提案，土木学会第58回年次学術講演会，VI-055，pp.109-110，2003. 9
- 9) 熊谷幸樹，松尾勝弥，平間昭信，川北眞嗣，佐野信夫：NATMにおける高強度吹付けコンクリートの適用とその支保工化について，トンネル工学研究論文・報告集第8巻，報告(17)，pp.181-186，1998. 11
- 10) 茨城県建設技術管理センター：鋼材試験，年報，No. 23，pp. 57-65，2014，<http://www.ibakengi.or.jp/inspection/annualreport/document/nenpo2014.pdf> (2019年9月9日閲覧)