東濃鉱山における長期岩盤変位計測と コンプライアンス可変型構成方程式による数値シミュレーション*

青木俊朗¹ 中間茂雄²
佐藤稔紀¹ 大久保誠介³

Long-term Behaviour of Rock Mass around Galleries at Tono Mine and Simulation by FEM Technique with Constitutive Equation of Variable Compliance Type

by Toshiro AOKI^a, Shigeo NAKAMA^{a*}, Toshinori SATO^a
and Seisuke OKUBO^b

- a. Tono Geoscience Center, Japan Nuclear Cycle Development Institute, Akeyo-cho, Mizunami-shi, Gifu, 509-6132 (*Corresponding author: E-mail nakama@tono.jnc.go.jp)
b. Department of Geo-system Engineering, The University of Tokyo, Bunkyo-ku, Tokyo, 113-8656

In recent years, long-term stability evaluation of rock structures has been becoming important increasingly. Especially, in the area of high level radioactive waste, it is necessary to evaluate the stability up to several 10,000 years. However, field measurement results and reliable information concerning the long-term behaviour of rock structures are very limited at present, and the prediction technique of the long-term behaviour has not been thoroughly established.

In this paper, first, the results of field measurement carried out for ten years in galleries at Tono Mine are described and discussed. The deformation was found to follow logarithmic law that is commonly observed in laboratory creep testing. FEM technique together with a constitutive equation of variable compliance type was used to simulate the deformation of galleries for ten years. The reasonable agreement between measured and calculated results was obtained indicating validity of the constitutive equation and the analysis technique.

KEY WORDS: Rock Structure, Long-term Behaviour, Field Measurement, Simulation, Constitutive Equation

1. はじめに

地下には、古くから鉱山の坑道や採石場など多くの空洞が存在する。また、近年では、道路・鉄道などの交通トンネルや地下発電所・石油地下備蓄基地などのエネルギー施設など種々の用途の岩盤構造物が建設され、今後も地下の特性を生かし、多くの岩盤構造物が作られると考えられる。これらの岩盤構造物においては、現在の社会情勢なども相まって、従来に比べてより長期の安定性が要求されてきている。とくに、将来建設が構想されている高レベル放射性廃棄物の地層処分施設においては、その操業時で100年程度、さらに処分坑道の埋戻し後も数千年から数万年の安定が要求される¹⁾。

このような岩盤構造物の長期間にわたる安定性を評価するには、岩盤の構成材料である岩石や実際の岩盤構造物の時間依存性挙動を試験や計測により捉え、これを理論・体系化へと進める必要がある。岩石の時間依存性挙動に関する研究としては、多くの研究者によりクリープ現象を室内試験により捉え、そのメカニズムの解明や構成方程式の構築に向けた研究がなされている²⁻⁴⁾。

本論文で検討する、コンプライアンス可変型構成方程式もこのようにして提案された構成方程式の1つである。一方、岩盤構造物の時間依存性挙動に関する研究については、これまでの岩盤構造物の計測が NATM での計測管理⁵⁾のように、建設時の安定性評価に主眼が置かれており、構造物完成後の挙動についてはほとんどデータが取られていないのが現状である。

上記のような背景を踏まえ、核燃料サイクル開発機構(以下、サイクル機構)では岩盤の長期挙動評価法の確立に向け、室内試験に基づく岩石の時間依存性挙動の基礎的研究⁶⁻⁷⁾を進めるとともに、岩盤構造物の長期変形挙動を捉えるために、原位置での東濃鉱山において十数年にわたる長期岩盤変位計測を行ってきた。

本論文では、東濃鉱山における長期岩盤変位計測結果をもとに岩盤構造物の時間依存性挙動の特徴を考察するとともに、コンプライアンス可変型構成方程式⁸⁾を用いた FEM 解析によりその挙動をシミュレートし、本解析手法の岩盤構造物の時間依存性挙動予測解析への適用性について検討する。

2. 東濃鉱山における長期岩盤変位計測

2・1 地質および計測の概要

東濃鉱山は、岐阜県東濃地方に位置し、サイクル機構が所有する地層科学研究を行うための地下実験施設の1つである。東濃鉱山周辺の地質は、Fig.1に示すように、下位から、基盤岩の花崗岩(土岐花崗岩、中生代〜古第三紀)、堆積岩の瑞浪層群(新第三紀)および瀬戸層群(新第三紀〜第四紀)からなる。また、東

* 2005年1月6日受付 8月4日受理

1. 普通会員 工博 核燃料サイクル開発機構 東濃地科学センター

2. 普通会員 工修 核燃料サイクル開発機構 東濃地科学センター

3. 普通会員 工博 東京大学教授 工学系研究科地球システム工学専攻

[著者連絡先] FAX: 0572-66-2245(サイクル機構・東濃地科学センター)

E-mail: nakama@tono.jnc.go.jp

キーワード: 岩盤構造物, 長期挙動, 現場計測, シミュレーション, 構成方程式

Fig.1 General layout and geological formation at Tono Mine

濃鉱山の坑道内には、月吉断層と呼ばれる逆断層が確認されている。

長期岩盤変位計測は、Fig.1に示す北延 NATM 坑道（土盛り約 135m）において実施した。すなわち、対象とする地層は瑞浪層群である。瑞浪層群は、岐阜県東濃地方に広く分布しており、岩種は主に砂岩と泥岩および凝灰岩からなり、局所的に礫岩を挟む。また瑞浪層群の層序は下位から土岐炭層、明世・本郷層、生俵層からなり、北延 NATM 坑道は最下位の土岐炭層に位置する。この土岐炭層は、主として細粒グループ（泥岩、細粒砂岩）、粗粒グループ（粗粒砂岩、礫岩）の 2 グループに大別される。北延 NATM 坑道周辺で実施されたコア観察全体では、それぞれの構成比率は、細粒グループが約 80%，粗粒グループが約 20%である。なお、後述する岩盤内変位計測用の水平ボーリング孔での地質状況は、Fig.2に示すとおりである。北延 NATM 坑道の平均に比べ、粗粒グループの比率が高い。また、計測坑道付近は、他に比べ亀裂頻度が非常に高くなっており、この亀裂は坑道掘削の衝撃などにより生じた亀裂と推察されている⁹⁾。

北延 NATM 坑道では、坑道の掘削に伴う坑道周辺岩盤への影響、すなわち掘削影響領域の状態変化について、岩盤力学的、水理学的、地球化学的など多くの側面から、その調査・評価に関する研究が行なわれた¹⁰⁾。このため、北延 NATM 坑道の掘削は Fig.3 に示すように 4 つのブロックに分け、それぞれ時期をずらして掘削と調査試験が行なわれた。掘削期間は以下のとおりである。Ⅰ) 計測坑道①：1988 年 1 月 13 日～1988 年 4 月 5 日、Ⅱ) 試験坑道①：1988 年 10 月 17 日～1989 年 1 月 26 日、Ⅲ) 計測坑道②：1993 年 2 月 5 日～1993 年 2 月 22 日、Ⅳ) 試験坑道②：1995 年 10 月 10 日～1995 年 11 月 14 日。なお、掘削方法は発破掘削を基本としているが、試験坑道②のみ機械掘削と発破掘削の違いによる掘削影響領域の状態の差異を調査する目的で、自由断面掘削機による機械掘削が行なわれた。

長期岩盤変位計測としては、坑道の内空変位計測および坑道間の岩盤内変位計測を行っている。各計測位置を Fig.3 に示す。内空変位は坑道壁面に固定した計測ピンの間をコンバージェンスメジャー（東亜測器社製、読取精度 0.1mm）を用い、計 10 断面について計測した。坑道間の岩盤内変位は、ノギスを用いた多点式地中変位計（東亜測器社製、読取精度 0.01mm）による計測を 2 つの計測孔（KH-2 および MD-1）において、スライディングマイクロメータ（Solexperts 社製、読取精度 0.001mm）による計測を 1 つの計測

Fig.2 Geology in holes for displacement measurement in rock masses.

Fig.3 Contents of long term field measurement carried out at Kitanobe NATM Drifts.

孔（MD-2）において実施した。なお、スライディングマイクロメータは計測孔にメジャリングマークを約 1m 間隔で設置し、メジャリングマーク間の距離を差動トランス式変位計により計測するものである。なお、これらの岩盤内変位計測は調査坑道側から削孔、機器設置を行ない、その後試験坑道を掘削することで、試験坑道掘削に伴う全岩盤変位が捉えられている。計測の頻度は、内空変位および多点式地中変位計による岩盤内変位の計測は 3 ヶ月に 1 回、スライディングマイクロメータによる岩盤内変位の計測は 1 年に 1 回の頻度で、定期的に行なわれた。なお、北延 NATM 坑道内の気温は、年間を通して 16～20℃程度で安定しており、計測結果の季節変動は少ないと考えられる。

2・2 岩盤の長期変形特性

長期岩盤変位計測結果をもとに、北延 NATM 坑道における長期岩盤変形特性について考察する。まず、内空変位の経時変化を Fig.4 に示す。同図では、岩盤内変位計測が行われている断面に

ついて、計測が最も容易で精度良く測定できる坑道スプリングラインの水平方向変位の結果のみを示している。なお、1500 日付近で計測用メジャーを交換したため、交換直前と直後の計測差の平均値を用いて、交換後の計測結果を補正した。計測結果は+1.5 ~ -0.5mm で波打っている。これは、本測定法の読取精度 (0.1mm) が低いことに加え、測定者が数年毎に変わったことによる個人の読取誤差が大きく影響していると考えられる。したがって、この結果から岩盤変形の時間依存性について細かな議論をすることは難しいが、内空変位量は 10 年間で 1mm 程度であり、坑道は安定していると推察される。

つぎに、坑道間の岩盤内変位分布を Fig.5 に示す。同図では、不動点を、MD-1(多点式地中変位計使用)の場合は計測坑道②の壁面に、MD-2(スライディングマイクロメータ使用)の場合は計測坑道②から 0.5m の位置(メジャリングマークの最遠点)にとり、変位分布を描いている。なお、この変位は試験坑道②の掘削に伴う全変位を捉えている。試験坑道②の掘削直後(1995 年)の変位分布は、MD-1、MD-2 とも、試験坑道に近づくに従い変位が増加する下に凸の分布形状であり、弾性的な挙動を示している。また、その値も両者でほぼ一致しており、試験坑道②から 0.5m の位置において 0.8mm 程度である。試験坑道②の掘削直後からの時間経過に伴う変位増加(以下、クリープ変位という)を見ると、試験坑道②から 0.5m の位置において、1995 年から 2003 年の約 8 年間で、MD-1 で 0.6mm、MD-2 で 0.2mm となっており、クリープ変位が認められる。なお、両者の測定結果には約 3 倍、0.4mm

程度の差が生じているが、これは前述したように不動点の位置が異なり、MD-2 では計測坑道②の壁面付近におけるクリープ変位が計測されていないことによるものと考えられる。さらに詳細を見ると、MD-1 の 6.5m 付近でのクリープ変位の増加や、MD-2 の 0.5m から 4m までの区間における 2001 年から 2003 年にかけてのクリープ変位の減少など、理由を特定することが困難なデータもあるが、大まかな傾向としては経過年数とともにクリープ変位の発生は収束しつつある状況と言える。

ここで、2 つの坑道壁面間 12m の約 8 年間のクリープ変位を見積もってみる。MD-1 の計測結果より、試験坑道②の 0.5m から計測坑道②壁面までの 11.5m 間で生じたクリープ変位は 0.6mm である。未計測である試験坑道②壁面から 0.5m までの間で生じたクリープ変位を、計測坑道②壁面近傍のクリープ変位と同等と仮定すると、前述したように 0.4mm となる。これらを足し併せることにより、坑道壁面間のクリープ変位は 1mm 程度と推定される。なお、坑道の内空変位については 1mm 程度の縮みと推定される。これは、KH-2 の岩盤内変位や内空変位の計測結果とも矛盾しない。以上の結果より、岩盤内変位計測は全体として、測定精度の範囲内でほぼ正確に行なわれていると判断される。

測点間の相対変位の経時変化を Fig.6 に示す。同図より、相対変位は、坑道壁面に近い区間のものが相対的に大きいことが読み取れる。測点間のひずみ速度の経時変化を Fig.7 に示す。同図では、測定精度を考慮し、累積相対変位が MD-1 の場合は 0.2mm 以上のもの、MD-2 の場合 0.02mm 以上の区間のものについてのみ評価した。また、ひずみ速度は、任意の経過時間時の区間変位速度を Fig.6 におけるその経過時間とその前後の 2 つ、計 5 つの経過時間時での変位量を用いた一次近似式の傾きとして求め、その値を区間距離で除した絶対値として算定した。ひずみ速度は時間の経過とともに低下し、 $10^{-12} \sim 10^{-14}$ (1/sec) まで低下していることが読み取れる。岩盤構造物の長期変形挙動においても、岩石の室内試験同様、対数クリープ則が成立しているものと考えられる。また、その値は坑道壁面からの離れにより異なり、坑道壁面付近で大きく、坑道間中央部で小さくなっており、1 オーダー程度の違いがある。

Fig.4 Result of convergence measurements at Kitanobe NATM Drifts.

Fig.5 Change of displacement distribution in rock masses between the drifts with time.

Fig.6 Change of relative displacement between measuring points with time.

Fig.7 Change of strain rate in rock masses between the drifts with time.

3. 岩盤の力学モデル

3・1 基礎仮定

3・1・1 構成方程式 岩盤の時間依存性挙動を解析するにあたり、本論文ではその構成方程式としてコンプライアンス可変型構成方程式を採用する。本構成方程式は、高応力レベルにおけるクリープ破壊現象(3次クリープ)を再現することの出来る構成方程式(式(1)、以下、3次クリープ式という)と、低応力レベルにおいてひずみ速度が時間の経過とともに減少する1次クリープを再現することの出来る構成方程式(式(2)、以下、1次クリープ式という)の2つがある。ここでは、一軸応力下での各方程式を再掲し記号を説明するとともに、三軸応力下での扱いなどの詳細は参考文献¹¹⁾を参照されたい。

$$\frac{d\lambda^*}{dt} = a_3 \cdot (\sigma^*)^{n_3} \cdot (\lambda^*)^{m_3} \quad \text{..... (1)}$$

$$\frac{d\lambda^*}{dt} = a_1 \cdot (\sigma^*)^{m_1} \cdot (\lambda^* - 1)^{-m_1} \quad \text{..... (2)}$$

ここに、 λ^* はひずみ ε と応力の比であるコンプライアンス $\lambda (= \varepsilon/\sigma)$ を初期値 λ_0 で正規化した値、 σ^* は応力 σ を一軸圧縮強度 σ_c で正規化した値である。また、 a_1 、 a_3 、 n_1 、 n_3 、 m_1 および m_3 は岩石の一軸試験などの室内試験により求められる定数である。

3・1・2 ポアソン比 多くの岩石では、降伏状態に近づくにしたがい体積膨張現象が観察される。そこで、これを表現するために、ポアソン比 ν はコンプライアンスの増大に伴い、次式に従って増大するものとする。

$$\nu = 0.5 - \frac{0.5 - \nu_0}{\lambda^*} \quad \text{..... (3)}$$

ここに、 ν_0 は弾性状態におけるポアソン比である。

3・1・3 破壊条件と3軸応力下の強度 破壊条件としては、Janachの提案した式¹²⁾を採用する。Janachの破壊条件式は次式で与えられる。

$$\sigma_1^2 = \sigma_c^2 \left(1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_t} \right) \quad \text{..... (4)}$$

ここに、 σ_c は一軸圧縮強度、 σ_t は一軸引張強度、 σ_1 および σ_3 はそれぞれ圧縮を正とした場合の最大および最小主応力である。また、この条件式における3軸応力下の強度 σ_f は、最小主応力 σ_3 を基準にし、式(5)で与えることとする。すなわち、後述する数値解析においては、式(1)および(2)における応力 σ と一軸圧縮強度 σ_c に、数値解析で得られる差応力($=\sigma_1 - \sigma_3$)の値と式(5)で算定される強度がそれぞれ用いられる。

$$\sigma_f = \sigma_c \cdot \sqrt{1 + \frac{\sigma_3}{\sigma_t}} - \sigma_3 \quad \text{..... (5)}$$

3・1・4 3軸応力下の n 応力依存性をあらわす定数 n は周圧(σ_3 :最小主応力)の増加に伴って、式(5)で与えられる3軸応力下における強度 σ_f を用いて、次式に従い増加するものとする。

$$n = \frac{\sigma_f}{\sigma_c} \cdot n_0 \quad \text{..... (6)}$$

ここに、 n_0 は一軸圧縮応力下における値である。

3・2 岩石室内試験によるパラメータの設定

コンプライアンス可変型構成方程式における岩石固有のパラメータは、細粒砂岩および粗粒砂岩について、また1次および3次クリープ式それぞれについて、北延 NATM 坑道の底盤に掘削したボーリング孔から採取したボーリングコアを用いた一軸圧縮試験などにより算定した。算定された各パラメータの平均値は Table 1 のとおりである。なお、コンプライアンス可変型構成方程式のパラメータの算定方法は種々提案されており¹³⁾、以下に今回用いた算定方法について概説する。

まず、3次クリープ式における n_3 は、ひずみ速度 C 、一軸圧縮強度 σ_c および n との関係式¹⁴⁾をもとに提案された方法、すなわち低ひずみ速度と高ひずみ速度(低ひずみ速度の10倍)を交互に設定した定ひずみ速度圧縮試験を実施し、ピーク強度付近における応力-ひずみ線図(Fig.8 参照)から次式により算定する方法により求めた。

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_c} = 10^{\frac{1}{n+1}} \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 σ_l はひずみ速度を上げる直前の応力、 σ_H はひずみ速度を10倍にした後、その接線弾性係数がひずみ速度を上げる直前と一致したときの応力である。

3次クリープ式の m_3 は、ピーク強度以降の応力-ひずみ線の傾き α' に関係する。また、 α' と初期傾き θ および m/n との相関関係が解析的に示されている¹³⁾。すなわち、上述の定ひずみ速度圧縮試験より α' と θ を求め、これらと m/n の相関関係、 n の値から、 m をもとめた。

3次クリープの a_3 については、定ひずみ速度圧縮試験から求められた一軸圧縮強度 σ_c 、先に求めた n および m のそれぞれの平均値を用いて、次式により与えた。

$$a_3 = \frac{\{\sigma_c / (n+1)\}^{m/(n-m+1)}}{t_0} \dots \dots \dots (8)$$

ここに、 t_0 は本来、定ひずみ速度圧縮試験においてピーク強度に達するまでの時間であるが、今回はすべて120秒として算定した。

1次クリープ式の n_1 に関しては、確たることはわかっていないのが現状であるが、大久保・福井¹⁵⁾は n_1 と n_3 を等しいとして、低応力レベルの1次クリープをある程度説明できると報告している。そこで、本論文では n_1 と n_3 は等しいと仮定した。

Fig.8 Explain the symbol for evaluating the parameter n_3 and m_3 from the result of constant strain rate compression test.

1次クリープ式の m_1 に関しては、1次クリープ式の理論解より、Fig.9に例示するように、クリープ試験結果を縦軸にクリープひずみ速度、横軸に経過時間とった両対数グラフ上で描くと、その傾きが $-m_1/(m_1+1)$ となる¹⁶⁾ことを利用して、理論解をクリープ試験結果にフィッティングさせるように m_1 を求めた。

1次クリープの a_1 に関しては、その値の大小でFig.9上の1次クリープ式の理論解が上下するので、 m_1 の算定方法と同様、理論解をクリープ試験結果にフィッティングさせるように a_1 を求めた。

4. 岩盤変位の時間依存性挙動のシミュレーション

4・1 解析モデルと解析手順

本論文では、2章で示した北延 NATM 坑道での計測断面のうち、スライディングマイクロメータによる計測が行なわれた断面をモデル化して、坑道の掘削やその後の岩盤変位の時間依存性挙動をシミュレートした。解析コードは、汎用 FEM ソフト ABAQUS に、コンプライアンス可変型構成方程式を表現するユーザーサブルーチンを組み込んだものを使用した。解析に用いた2次元 FEM メッシュと境界条件を Fig.10 に示す。下面はモデル中央節点のみを固定としたローラー境界、上面および左右側面は荷重境界とした。境界上の荷重は、東濃鉱山における初期応力に関する検討結果¹⁷⁾を参考にして、上面には土被り圧を作用させ、側面には全要素内で側圧係数1.5が成り立つように側方応力を作用させた。なお、解析では、重力も考慮した。また、解析に用いた岩盤の力学特性値は、Table 1 のとおりであり、すべて岩石室内試験から算定した値である。

解析は、対象断面の坑道掘削時期を再現するため、5つのSTEPに分けて行なった。具体的には、STEP1：初期応力(掘削前)状態の設定、STEP2：計測坑道の掘削、STEP3：1000日間の時間依存性挙動、STEP4：試験坑道の掘削、STEP5：20年間の時間依存性挙動について順次解析を行なった。また、各STEP内では、次の手順で、時間経過に伴う岩盤変位変化を解析した。①全要素に対して、直前の応力状態から、3章に示した岩盤モデルの仮定に基づき Δt 秒後のコンプライアンスやポアソン比などのパラメータを算定する。②全要素のパラメータを①で求めたものに置き換え、FEM 解析により、 Δt 秒後の応力・ひずみ・変位を求める。③上記の①、②の手順を経過時間 $(\Sigma(\Delta t))$ が所定の値になるまで繰り返す。

Fig.9 Fitting of the creep test result by analytical solution of equ.(2).

Fig.10 2 dimensional FEM model and boundary condition.

Table 1 Mechanical properties of rock specimens evaluated from laboratory test.

	粗粒砂岩	細粒砂岩
1次クリープ式のa1	1.00E+03	1.00E+00
1次クリープ式のm1	20	20
1次クリープ式のn1	35	35
3次クリープ式のa3	m3,n3を用いて式(8)で算定	
3次クリープ式のm3	7	32
3次クリープ式のn3	35	35
50%接線弾性係数(GPa)	3.27(3.3)	3.26(3.3)
ポアソン比	0.3	0.3
圧縮強度(MPa)	6.1	12.1
引張強度(MPa)	0.5	1.1
単位体積重量(kN/m ³)	22.8(21.0)	19.3(21.0)

()内の数字はFEM解析で使用した値

4・2 シミュレーション結果と考察

北延 NATM 坑道周辺の岩盤は、粗粒砂岩と細粒砂岩の互層からなるが、本解析ではこのような岩盤の不均質性は考慮せず、粗粒砂岩あるいは細粒砂岩のみで構成される均質岩盤として解析を実施した。また、岩盤の構成方程式は、1次クリープ式または3次クリープ式をそれぞれ単独で適用した。すなわち、解析ケースは、岩種2種類と構成方程式2種類の組み合わせの4ケースである。

まず、試験坑道掘削直後の坑道間の岩盤内変位分布の解析結果を実測結果と併せて Fig.11 に示す。なお、ここでの掘削直後とは、解析コード ABAQUS の特性上、掘削解析 STEP における1秒後の解析結果とした。4つの解析ケースの差はわずかであるが、STEP 解析開始初期のコンプライアンス変化が大きい1次クリープ式を採用した場合が若干大きな値となる傾向がある。実測と比較すると、KH-2 についてはほぼ一致するものの、MD-1 と MD-2 については解析値が実測値の2倍程度になっている。岩盤の弾性係数として一軸圧縮試験の載荷時の50%接線弾性係数を用いたことや岩盤の不均質性を考えれば、妥当な結果と判断される。また、初期応力の設定も妥当と判断される。

時間経過に伴う坑道間のクリープ変位分布の変化を Fig.12 に示す。同図では1秒後の変位を基準とした変位増加量として示している。粗粒砂岩-1次クリープ式の場合 (Fig.12(a)) には、掘削後1時間までの間に掘削弾性変位に相当する大きな変位が生じるが、その後は他のケースとほぼ同等で、試験坑道近傍で0.1mm程度のクリープ変位となっている。これは、1次クリープ式の場合、掘削初期ではコンプライアンスの低下が大きく、クリープ変位も大きい、ひずみ硬化型の関数であるので、コンプライアンス値の変化は直ちに収束し、その後のクリープ変位が小さくな

Fig.11 Comparison between analyzed displacement distribution in rock masses and measured one, at excavating the test drift.

たとえられる。変位分布形状を比較すると、1次クリープ式では試験坑道壁面近傍で勾配が大きくなる傾向、3次クリープ式では逆に小さくなる傾向となっており、1次クリープ式が実測に近い結果と言える。

時間経過に伴う坑道間のひずみ速度の変化を Fig.13 に示す。同図には2章で示したスライディングマイクロメータによる計測結果から求めたひずみ速度の実測値を併せて描いている。また、同図中の凡例に示す「解析値1.5m」とは試験坑道壁面から1.5mの位置の解析値を示し、0.5mは試験坑道壁面近傍、11.5mは計測坑道壁面近傍、6.0mは坑道間中央部の代表として描いた。すべての解析ケースで、試験坑道壁面近傍と坑道間中間部は時間の経過に伴いひずみ速度が両対数グラフ上でほぼ線形に減少し、計測坑道近傍はある程度の時間経過後、試験坑道近傍のその値に漸近していくことが示されている。また、ひずみ速度の位置による違いを見ると、1次クリープ式では試験坑道近傍で大きく坑道間中央部で小さいひずみ速度となっているのに対して、3次クリープ式ではこれと逆の傾向となっている。これは、Fig.14 に例示するように、3次クリープ式では坑道側壁面近傍の弾性係数の変化がほとんど生じなかったことによると考えられる。実測値の傾向では側壁面近傍でひずみ速度が速くなっており、1次クリープ式が実測の傾向を表現していると言えよう。ただし、その値に関しては、粗粒砂岩および細粒砂岩どちらの場合においても、解析値が実測値に比べ小さくなっている。また時間経過に伴うひずみ速度の低下度が、解析値は実測値に比べ大きいように思われる。

Fig.12 Change of creep displacement between the drifts with time.

Fig.13 Change of creep strain rate in rock masses between the drifts with time.

Fig.14 Distribution of Young's Modulus in 20 years, after excavation of test drift.

Fig.15 Analyzed result in case of decreasing n_1 -value.

そこで、実測値の傾向を最も表現できている、細粒砂岩—1次クリープ式のケースについて、構成方程式の応力依存性を表すパラメータ n_1 のみを10低下させた解析を実施した。解析結果をFig.15に示す。 n_1 を低下させることにより、完全な一致はできないものの、クリープ変位の解析値はスライディングミクロメータによる実測値(0.2mm程度)にほぼ対応し、ひずみ速度も実測値にかなり近づいていると判断される。通常のFEM解析と同様、岩石の室内試験から求められるパラメータ値をもとに、不連続面を有する岩盤としてのパラメータ値を推定する手法を検討開発する必要がある。

以上の解析結果と考察より、東濃鉱山北延 NATM 坑道の長期変形挙動をシミュレートするには、1次クリープ式を用いて行なうのが適切と判断される。実際、北延 NATM 坑道の地山強度比は2以上であり、岩盤内の応力状態は低応力レベルのクリープ試験状態と同等と考えられ、合理的な結果が得られたと考える。また、このことは、地山強度比が低い応力場の岩盤構造物の解析には3次クリープ式を用いるなど、応力レベル状態に合わせた構成方程式を選択する必要があることを示唆している。今後は、低応力レベルから高応力レベルまで扱える構成方程式を用いた、数値解析手法とパラメータ設定法を確立する必要があると考える。

5. ま と め

東濃鉱山北延 NATM 坑道において実施した約10年にわたる長

期岩盤変位計測結果をもとに岩盤構造物の時間依存性挙動の特徴を考察するとともに、コンプライアンス可変型構成方程式を用いたFEM解析によりその挙動をシミュレートし、本解析手法の岩盤構造物の時間依存性挙動予測解析への適用性について検討した。

得られた知見を要約すると以下のとおりである。

- 1) 北延 NATM 坑道の2つの坑道間の岩盤において、約10年間で少なくとも0.2mm以上の時間依存性変位(クリープ変位)が発生していることを確認した。
- 2) 坑道間のひずみ速度は、時間の経過とともに低下し、岩盤構造物においても、対数クリープ則が成立している。
- 3) 坑道間のひずみ速度は、坑道付近で大きく、坑道間中央部で小さい。また、その値は1オーダー程度の差がある。
- 4) 岩石室内試験から算定したコンプライアンス可変型構成方程式のパラメータを用い、同構成方程式の1次クリープ式および3次クリープ式によるFEM解析を適用して、北延 NATM 坑道の時間依存性挙動をシミュレートし、1次クリープ式によるFEM解析によって実測された挙動をある程度シミュレートできることを確認した。また、このことより、初期応力と地山強度の関係から適切な構成方程式を選択する必要があることを論じた。
- 5) 構成方程式のパラメータ n の値を低減することにより、解析値を実測値により近づけることは可能であり、岩盤として

のパラメータの設定方法の検討が今後必要であることを論じた。

なお、本解析では、坑道壁面のごく近傍の区間（今回の計測では 50cm 程度）で他の地点に比べ非常に大きな変位が生じていることを表現できていない。これに関しては、掘削の衝撃などにより岩盤の力学特性が変化した領域、すなわち掘削損傷領域の取扱いが重要と考えられる。この領域の長期挙動特性に関する研究例は少なく、今後の研究が望まれる。

References

- 1) Japan Nuclear Cycle Development Institute: *Second Progress Report on Research and Development for the Geological Disposal of HLW in Japan*, JNC Technical Report(2000), JNC TN1410 2000-001.
- 2) Robert L. Kranz: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., **16**(1979), 23-35.
- 3) N.D. Cristescu: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., **30**(1993), 125-140.
- 4) A.A. Fakhimi and C. Fairhurst: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., **31**(1994), 117-126.
- 5) Japan Society of Civil Engineers: *STANDARD FOR MOUNTAIN TUNNELING-1996-*, (JSCE, 1996), pp.188-217.
- 6) S. Okubo: *Fundamental Study on long-term Stability of Rock from the Macroscopic Point of View*, JNC Technical Report(2004), JNC TJ7400 2004-002.
- 7) Y. Ichikawa: *Microscopic Study of Rock for Estimating Long-Term Behavior*, JNC Technical Report(2004), JNC TJ7400 2004-014.
- 8) S. Okubo : Shigen-to-Sozai (Journal of MMIJ), **108**(1992), 601-606.
- 9) N. Maeda, T. Ishihara, K. Sugihara and T. Sato: Proc. 59th JSCE Annual Meeting(1999), Vol. III , pp.106-107.
- 10) K. Sugihara, K. Kamemura and Y. Ninomiya: J. JSCE, **589**(1998), PartIII-42, 239-251.
- 11) S. Okubo, K. Fukui and J. Zhang: Shigen-to-Sozai (Journal of MMIJ), **114**(1998), 79-85.
- 12) Walter Janach: Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., **14**(1977), 209-215.
- 13) S. Okubo and K. Fukui: Shigen-to-Sozai (Journal of MMIJ), **113**(1997), 561-564.
- 14) S. Okubo and Y. Nishimatsu: Shigen-to-Sozai (Journal of MMIJ), **102**(1985), 395-400.
- 15) S. Okubo and K. Fukui: Shigen-to-Sozai (Journal of MMIJ), **118**(2002), 36-42.
- 16) S. Okubo, K. Fukui and K. Hashiba: Shigen-to-Sozai (Journal of MMIJ), **118**(2002), 737-744.
- 17) T. Sato, T. Kikuchi and K. Sugihara : Engineering Geology, **56**(2000), 97-108.