

軟岩地山におけるトンネルの長期変形挙動に関するモデル実験の解析と評価

関根裕治¹・八代義信²・田坂嘉章³・黒瀬浩公³・大森剛志^{3*}・張鋒⁴

¹東京電力株式会社 技術開発研究所（〒230-8510 横浜市鶴見区江ヶ崎町4-1）

²東京電力株式会社 工務部（〒100-8560 東京都千代田区内幸町1-1-3）

³東電設計株式会社 土木本部 地質・岩盤技術部（〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3）

⁴名古屋工業大学 工学研究科 社会工学専攻（〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町）

*E-mail: oomori@tepsco.co.jp

軟岩地山において長期的な変状を示す経年トンネルでは、トンネルの補強対策を検討するため、地山の経時的な変形挙動を評価する解析手法が必要である。

本研究では、人工軟岩を用いたトンネルモデルの載荷破壊実験と載荷荷重を保持するクリープ実験で得られた計測データに基づいて、軟岩のひずみ軟化型弾粘塑性モデルを導入したFEMによるトンネルモデル実験のシミュレーションを実施した。解析結果は、トンネルモデル実験で得られたトンネル周辺地盤のひずみ分布および変形の時間依存性挙動と概ね対応しており、軟岩地山における長期挙動予測に対して本解析手法が適用可能である見通しを得た。

Key Words : tunneling, model test, man-made soft rock, creep, analysis

1. はじめに

軟岩地山や地質弱層部におけるトンネルでは、長期的な変形や覆工背面空洞による影響等により変状が発生することがある¹⁾。こうしたトンネルの補強対策を検討するには、地山の経時的な変形挙動を評価できる解析手法が必要である。近年、各種の解析手法²⁾が提案されているが、現場における長期計測データの入手や初期状態の把握が困難であるため、十分なモデルの検証を実施することが難しいのが現状である。

本研究は、解析手法の検証に必要な長期的な挙動データを得るために、クリープ、ひずみ軟化、ダイレイタンシー挙動などの軟岩の特徴的な力学挙動³⁾を再現できる人工軟岩を用いたトンネルモデルの載荷破壊実験と載荷荷重を保持するクリープ実験⁴⁾を実施し、トンネルモデル実験で得られた計測データに基づいて、軟岩のひずみ軟化型弾粘塑性構成モデル⁵⁾を導入したFEMによるトンネルモデル実験のシミュレーションにより、構成モデルの適用性について検討を行った。

2. ひずみ軟化型弾粘塑性モデル

有限要素解析では一般的に平面ひずみ条件が適用されるため、変形・強度特性に重要な役割を果たす中間主応力の影響を考慮する必要がある。張ら⁶⁾は、中間主応力の影響を考慮するため足立・岡⁷⁾が提案した軟岩のひずみ軟化型弾粘塑性モデルに対して、中井・松岡⁸⁾によるSMP (Spatially Mobilized Plane) 破壊規準と t_{ij} の概念を導入した（この構成モデルを「従来モデル」と称する）。従来モデルは、拘束圧ごとに材料パラメータを設定することで、三軸圧縮試験および三軸クリープ試験における軟岩の力学挙動をシミュレートできるが、地山特性によっては掘削解析において、拘束圧に応じて連続的に変化する材料パラメータとする必要がある。また、従来モデルでは、ひずみ速度効果に関して、応力履歴パラメータ τ のひずみ速度依存性を表すひずみ速度パラメータ a によりピーク強度のひずみ速度効果を表現しているが、この材料パラメータ a はクリープ破壊時間にも影響する。従来モデルで三軸クリープ試験をシミュレートすると、クリープ破壊時間が試験結果と一致しない場合がある。これは、従来モデルにおいて、変形特性およびひずみ軟化特性に影響する a 以外の材料パラメータにひずみ速度依存性が考慮されていないためである。そこで本研究では、従来モデルの材料パラメータのうち、次式に示すよ

うに、せん断弾性係数 G 、ひずみ硬化-軟化パラメータ M_f^* 、 G およびダイレタンシーパラメータ D_f に対して拘束圧依存性を、 G 、 G および D_f に対してひずみ速度依存性を考慮⁹⁾することで従来モデルを拡張した。

$$G' = G_0 \cdot \left(\frac{p_0 + \sigma_3}{2p_0} \right)^{-S} \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}_0 + \dot{\epsilon}}{2\dot{\epsilon}_0} \right)^{\theta_1} \quad (1)$$

$$M_f^* = M_{f0}^* \cdot \left(\frac{p_0 + \sigma_3}{2p_0} \right)^{-\xi} \quad (2)$$

$$G = G_0 \cdot \left(\frac{p_0 + \sigma_3}{2p_0} \right)^{\beta} \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}_0 + \dot{\epsilon}}{2\dot{\epsilon}_0} \right)^{\theta_2} \quad \text{if } \sigma_3 \leq p_b \quad (3a)$$

$$G = G_0 \cdot \left(\frac{p_0 + p_b}{2p_0} \right)^{\beta} \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}_0 + \dot{\epsilon}}{2\dot{\epsilon}_0} \right)^{\theta_2} \quad \text{if } \sigma_3 > p_b \quad (3b)$$

$$D_f = D_{f0} \cdot \left(\frac{p_0 + \sigma_3}{2p_0} \right)^{-u} \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}_0 + \dot{\epsilon}}{2\dot{\epsilon}_0} \right)^{\theta_3} \quad (4)$$

ここで、 p_0 は基準拘束圧、 p_b は先行履歴応力、 $\dot{\epsilon}_0$ は基準ひずみ速度、 G_0 、 G_0 、 D_{f0} は基準拘束圧 p_0 および基準ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_0$ における G 、 G および D_f の値である。 M_{f0}^* は基準拘束圧 p_0 における M_f^* の値である。 σ_3 は最小主応力（拘束圧）、 $\dot{\epsilon}$ は載荷時のひずみ速度である。 S 、 ξ 、 β および u は拘束圧依存性に関するパラメータであり、 θ_1 、 θ_2 および θ_3 はひずみ速度依存性に関するパラメータである。図-1 に、式(1)～式(4)の概念図を示す。

パラメータ G' 、 M_f^* 、 G および D_f は、全て拘束圧に依存し、 G は p_b を境として低拘束圧下と高拘束圧下でのせん断剛性を個々に定式化している。また、 G' 、 G および D_f は、ひずみ速度に依存している。さらに、基準拘束圧 p_0 の設定により、地下空洞掘削などを対象とする場合に空洞壁面近傍で引張応力が発生する状態に対応できるようにしている。なお、式(1)の G' は無次元量である。拡張した構成モデルのパラメータは、従来モデルと同様に、三軸圧縮試験、三軸クリープ試験および等方圧密試験により設定できる。

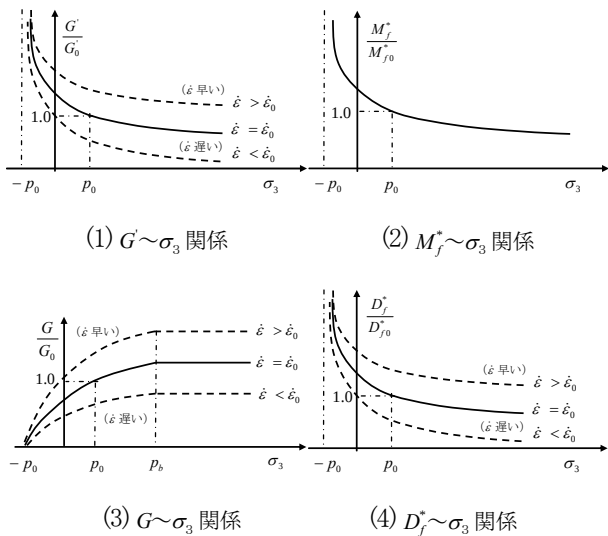


図-1 材料パラメータの拘束圧・ひずみ速度依存性の概念図

3. 人工軟岩の特性と三軸試験

トンネル模型実験の地盤材料として使用した人工軟岩は、珪藻土を石膏で固化させて作成した一軸圧縮強さ 2.0MPa 程度（表-1、表-2）の材料である。また、三軸圧縮試験および三軸クリープ試験から、軟岩の力学特性³⁾（ひずみ軟化、ダイレタンシー、クリープ）を模擬できる材料であることを確認した。以下に、要素試験レベルでの構成モデルの適用性を検討するために実施した三軸圧縮試験と三軸クリープ試験のシミュレーション結果を示す。

(1) 三軸試験の概要

三軸圧縮試験は、拘束圧とひずみ速度の影響を把握できるように拘束圧 ($\sigma_3 = 0.1, 0.3, 1.0 \text{ MPa}$) と、ひずみ速度 ($\dot{\epsilon} = 1.0, 0.1, 0.01 \text{ %/min}$) を変えて実施した。三軸クリープ試験は、拘束圧を 0.1MPa および 0.3MPa とし、載荷応力を三軸圧縮試験（ひずみ速度 0.1%/min）の 80% とした。なお、上記試験は CD 条件で実施しているが、地盤材料の配合時に添加した水が有効応力の変化として強度特性に影響しないことを、三軸圧縮試験の CD 条件、UU 条件での強度特性に差がないこと、さらに試験後に供試体を切断し、せん断面が間隙水で濡れていないことにより確認している。

(2) 構成モデルのパラメータ

表-3 に構成モデルのパラメータを示す。 τ については、従来モデルと同様に三軸圧縮試験のシミュレーションにおいてピーク強度を再現できるようにパラメータスタディにより求め、他のパラメータは試験結果に基づいて設定した後、三軸圧縮・クリープ試験を再現できるように微調整した。

(3) 三軸試験のシミュレーション

図-2(1) にひずみ速度を 0.1%/min とし、拘束圧を変化させた場合の三軸圧縮試験のシミュレーション結果を示す。解析は、拘束圧の変化に伴うピーク強度、軟化過程および体積変化を高い精度で再現できている。図-2(2) に拘束圧を 0.1MPa とし、ひずみ速度を変化させた場合の三軸圧縮試験のシミュレーション結果を示す。解析は、ひずみ速度が 1%/min の体積膨張を除くと、試験結果を再現できている。ひずみ速度が 1%/min の場合の解析は、体積膨張する傾向については試験結果と対応するものの、過大な体積膨張を示している。これは、構成モデルにおいて過圧密境界面の変化を考慮していないことが一要因と考えられ、足立ら⁹⁾によると、過圧密境界面の変化を考慮することにより残留応力時の過大な体積膨張が軽減されている。

図-3に三軸クリープ試験のシミュレーション結果を示す。試験では、 $\sigma_3=0.1\text{MPa}$ (載荷応力:1.31MPa)の場合にクリープ破壊し、 $\sigma_3=0.3\text{MPa}$ (載荷応力1.54MPa)では破壊していない。解析は、遷移(一次)、定常(二次)、加速(三次)の各クリープ挙動を精度よく再現できている。ただし、クリープ破壊の時期については、解析の方が試験よりも早くなっており、パラメータ設定において改善の余地が残されている。

表-1 人工軟岩の配合

石膏(A級)	珪藻土	水	遅延剤
1	0.3	1	石膏の0.4%

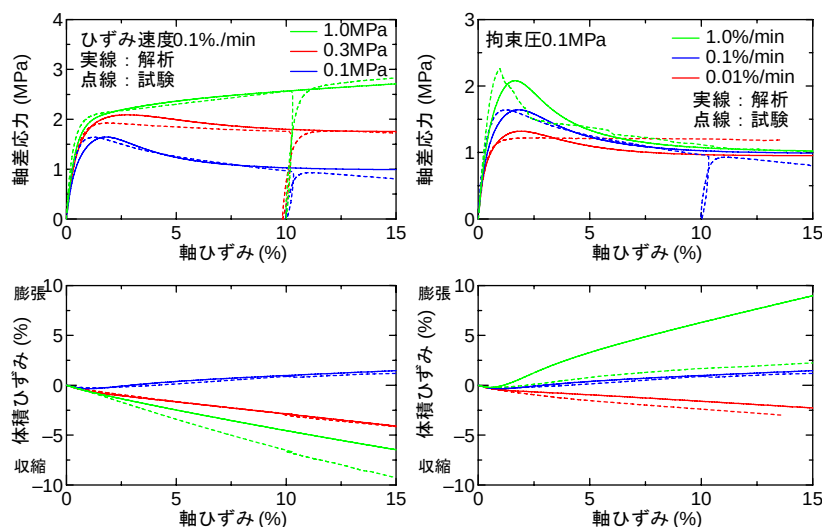
注)数値は重量比 遅延剤:クエン酸3ナトリウム

表-2 人工軟岩の物理特性

湿潤密度	見掛け含水比	一軸圧縮強さ
g/cm^3	%	MPa
1.45~1.51	67.9~73.5	1.68~1.83

表-3 パラメーター一覧

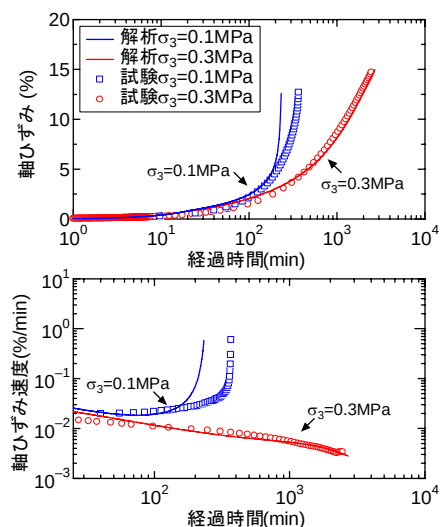
	パラメータ	記号	単位	設定値
1	基準拘束圧	p_0	MPa	0.1
2	基準ひずみ速度	$\dot{\epsilon}_0$	%/min	0.1
3	せん断弾性係数	G_0	MPa	180.0
4	ポアソン比	ν	-	0.15
5	ひずみ硬化・軟化パラメータ	G_0^*	-	45.0
6	ひずみ硬化・軟化パラメータ	M_{f0}^*	-	1.93
7	塑性ポテンシャルパラメータ	σ_{mb}	MPa	0.67
8	塑性ポテンシャルパラメータ	b	MPa	0.09
9	ダイレタンシーパラメータ	D_{f0}	-	-0.50
10	先行履歴応力	p_h	MPa	0.67
11	G' の拘束圧依存パラメータ	S	-	1.10
12	M_f' の拘束圧依存パラメータ	ξ	-	0.16
13	G の拘束圧依存パラメータ	β	-	0.20
14	D_f の拘束圧依存パラメータ	u	-	-5.40
15	応力履歴パラメータ	τ	min	135.0
16	τ のひずみ速度依存パラメータ	a	-	0.90
17	遷移クリープパラメータ	C	-	0.20
18	G' のひずみ速度依存パラメータ	θ_1	-	0.000
19	G のひずみ速度依存パラメータ	θ_2	-	0.039
20	D_f のひずみ速度依存パラメータ	θ_3	-	0.300
拘束圧・ひずみ速度依存性の考慮に伴い追加したパラメータ				



(1) 拘束圧依存性

(2) ひずみ速度依存性

図-2 三軸圧縮試験のシミュレーション



(1) 上段:軸ひずみ-時間 (2) 下段:軸ひずみ速度-時間

図-3 三軸クリープ試験のシミュレーション

4. トンネル模型実験のシミュレーション

(1) トンネル模型実験の概要

図-4にトンネル模型実験装置を示す。模型の寸法は、高さ500mm、幅500mm、厚さ145mm(載荷板150mm)であり、中心部にトンネルとして $\phi 106\text{mm}$ の円孔を設けた。

載荷枠はH鋼(H200)で作成し、試験体上部に鉄板を敷設して、その上部に油圧ジャッキを3台設置した。破壊実験の場合はハンドポンプで載荷を行い、クリープ載荷時には一定油圧保持装置(アキュムレータ)に切替えた。側面からは載荷板を介してフラットジャッキで一定の拘束圧を載荷した。

試験体と載荷板の境界は、テフロンシートとシリコングリスを挿入して摩擦低減を図った。

試験体表面(面外)は、模型材料に直接ひずみゲージを接着して主ひずみ分布の計測と写真撮影が行えるように自由境界面とした。計測項目は、主として、模型表面に3成分ひずみゲージを放射状に貼り付けたひずみ計測、写真画像による変位計測、トンネル内にカンチレバー型変位計を6箇所設置したトンネル壁面変位計測および載荷板の鉛直変位計測である。

トンネル模型実験の載荷パターン(図-5)は、試験体が破壊するまで載荷を行う破壊実験と載荷応力を1.1MPaまでとしたクリープ実験の2種類とした。

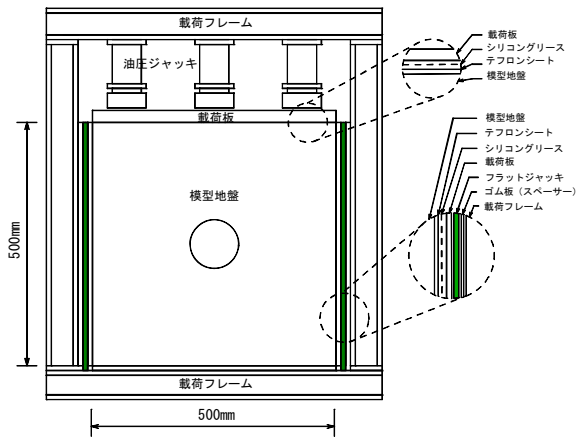
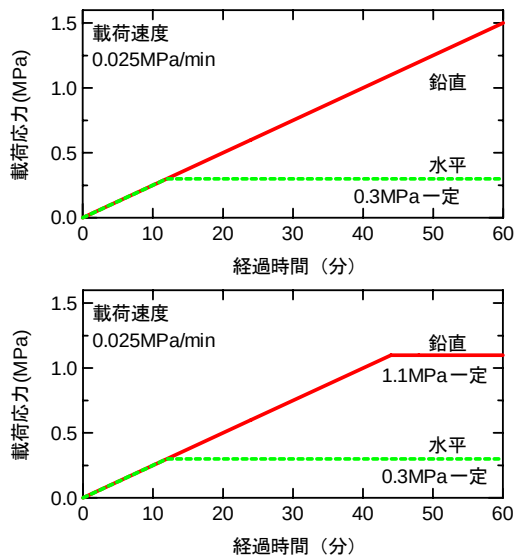


図-4 トンネル模型実験装置



(1) 上段：破壊実験 (2) 下段：クリープ実験

図-5 トンネル模型実験の載荷パターン

トンネル模型の破壊状況は、破壊実験、クリープ実験ともにトンネル壁面から破壊が発生し、写真-1に示すように試験体表面（面外）近傍の一部を除くと、側壁部でトンネル軸方向に平行して連続したせん断破壊が生じていることから、平面ひずみ条件に近い挙動になっているものと考えられる。ただし、試験体表面近傍では、最終的にくさび型の亀裂が発生しており、面外拘束がないために、岩石供試体の一軸圧縮試験と類似のせん断面が形成されたものと考えられる。

トンネル模型の全体的な変形を示す写真画像による変位の軌跡を図-6(1)に示す。トンネル模型の変位は、破壊実験、クリープ実験ともにトンネル上側で下方向、トンネル側壁で斜め下方向に大きく生じ、トンネルが縦方向につぶれ横方向に伸びる変形が認められる。この変形形状からトンネル壁面の応力集中により、トンネル側壁が最初に破壊したものと考えられる。なお、画像処理による変位の妥当性を確認するために、カンチレバー型変位計との比較（図-6(2)）を実施した。画像処理による変位は、カンチレバー型変位計測とほぼ一致しており妥当であると判断できる。

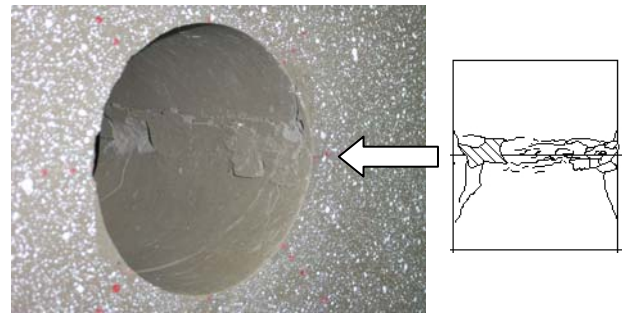
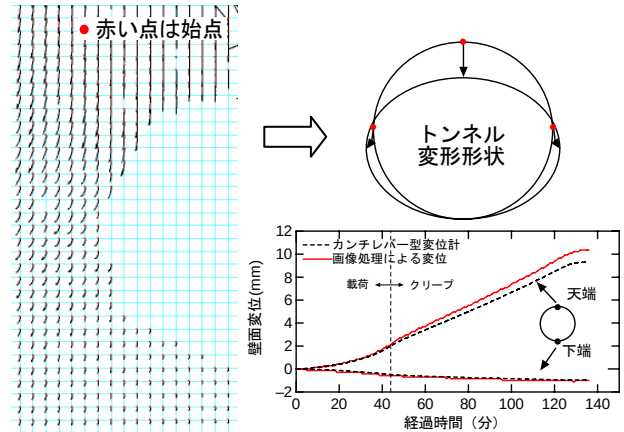


写真-1 トンネル内部の破壊状況（破壊実験）



(1) 変位の軌跡

(2) カンチレバー型変位計との比較

図-6 画像処理によるトンネル模型試験体の変位

(2) 解析条件

解析は、トンネル軸方向（面外）を拘束していないため、厳密には3次元解析を行う必要がある。本検討では、破壊実験およびクリープ実験の破壊形態から模型地盤の挙動は平面ひずみ状態に近いものと考えられるため、拡張モデルを組み込んだ2次元平面ひずみ FEM（解析コード：soft）によるトンネル模型実験のシミュレーションを試みた。

解析は、右半断面モデル（下端水平ローラー、左端水鉛直ローラー）とし、初期状態として 0.1MPa の初期応力を与えた後、模型実験と同じ載荷速度で所定の荷重（破壊実験：1.8MPa、クリープ実験：1.1MPa）を上端および右端の節点に節点力として作用させた。

解析における材料パラメータは、表-3 の値を用いた。なお、本検討では、非線形解析の計算安定性を考慮して初期状態を 0.1MPa として解析しているため、この状態を初期値として実験結果と比較した。

(3) 破壊実験のシミュレーション

図-7に載荷応力～載荷板の鉛直変位の関係を、図-8に載荷板の鉛直変位の経時変化を示す。実験では、載荷応力が1.0MPa(42分後)を超えるあたりから載荷板の鉛直変位が急増し、試験体の破壊荷重1.4MPa(58分後)で載荷荷重を保持できなくなった。解析は、実験に見られる載荷応力と載荷板の関係を表現できている。

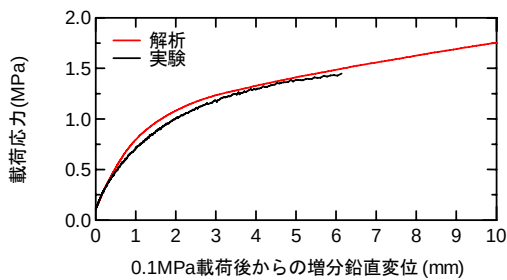


図-7 載荷応力と載荷板の鉛直変位の関係（破壊実験）

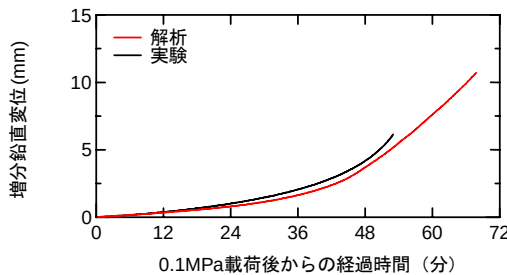


図-8 載荷板の鉛直変位の経時変化（破壊実験）

図-9にカンチレバー型変位計で測定したトンネル壁面変位の経時変化を解析結果と比較して示す。初期のトンネル中心位置を基準として、プラスがトンネル内空側への変形である。載荷に伴う壁面変位は、実験、解析ともに概ね一致しており、天端、底盤では沈下挙動が見られ、側壁部中央部では大きな変形が生じていない。

図-10に実験における破壊荷重 1.4MPa の直前（載荷から 57 分後）におけるトンネル壁面（面外）の主ひずみ分布を解析結果と比較して示す。円の大きさは、主ひずみ差の大きさを表す。実験では、トンネルの 45 度斜め上方、下方で圧縮ひずみ、引張りひずみが大きく発生し、主ひずみ差も大きくなっている。側壁中央部では、斜め方向に比べてひずみが小さく、トンネル壁面近傍でのひずみ低下が見られる。これに対して、解析は側壁中央部の方が斜め方向よりもひずみが大きく、トンネル壁面近傍でのひずみ低下は見られず、過大な主ひずみが発生している。

実験では側壁部でトンネル軸方向に連続したせん断破壊が生じ全体挙動としては平面ひずみ条件に近いと考えられるものの、面外を拘束していないため、ひずみゲージを貼り付けた試験体表面のトンネル壁面近傍では、くさび型の亀裂が発生しており、面外拘束がないことの影響が局所的に現れている。したがって、実験では試験体が破壊するような荷重レベルにおいてはトンネル壁面近傍でひずみが局所化し、せん断面が形成してひずみが低下（ひずみゲージの剥がれなどの計測限界も含む）したのに対して、解析では、このような局所的な挙動とは違い、2次元平面ひずみ条件を想定しているから、実験と解析のひずみ分布が乖離している原因となっている。しかし、このような局所的な破壊の影響を受けたと考えられる面外でのひずみ挙動は、十分に評価できていないものの、図-9～図-12 から解析は実験結果を再現できてい

ると判断できる。

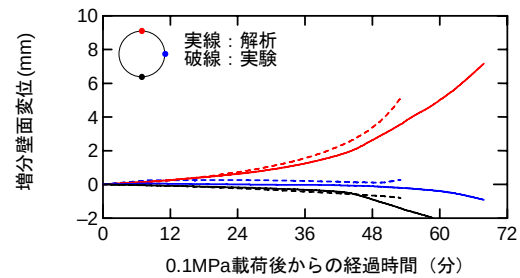


図-9 トンネル壁面変位の経時変化（破壊実験）

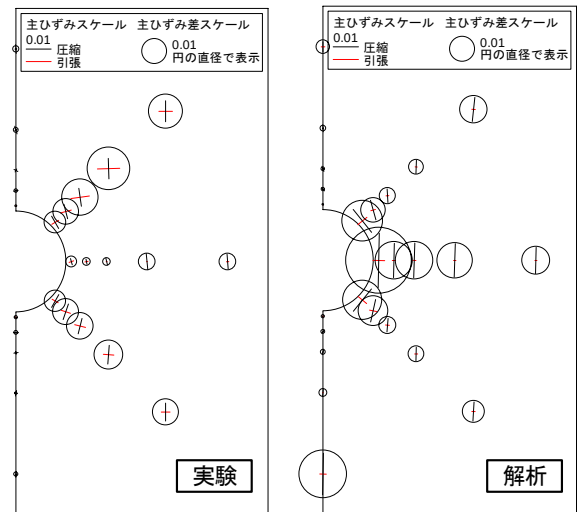


図-10 載荷開始から57分後の主ひずみ分布（破壊実験）

(4) クリープ実験のシミュレーション

実験ではクリープ実験開始後、変形が進行し最終的にはクリープ破壊が生じた。図-11に載荷板の鉛直変位の経時変化を、図-12にカンチレバー型変位計で測定したトンネル壁面変位の経時変化を示す。クリープ荷重（1.1MPa）までの載荷挙動については、実験と解析はよく対応している。クリープ挙動については、実験はクリープ実験開始後、すぐに定常・加速クリープ（2次、3次クリープ）と考えられる挙動が現れているのに対し、解析は遷移クリープ（1次クリープ）に留まるような挙動を呈している。

実験ではクリープ期間中に面外変位が増加し、破壊実験よりも大きな変位量となる箇所が一部認められた。これは、面外拘束の影響によるものと考え、模型地盤の奥行き（トンネル縦断）方向の鉛直断面を解析モデルとしたクリープ実験の平面ひずみ解析（図-13）を実施してトンネル軸方向の拘束の影響について検討した。なお、解析は2次元解析であり、トンネル部分はモデル化していない。図-14にトンネル軸方向拘束の影響検討結果としての鉛直変位の経時変化を示す。トンネル軸方向を拘束した場合、時間の経過に伴って鉛直変位が増加し、トンネル軸方向の拘束の影響が認められた。したがって、トンネルを含む模型実験のクリープ破壊の詳細な評価に当たっては、面外を拘束の影響を定量的に検討するため

に、3次元解析による比較が必要と考えられる。

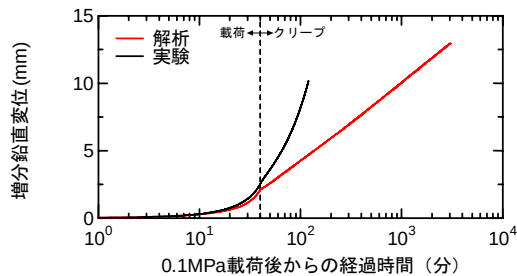


図-11 載荷板の鉛直変位の経時変化（クリープ実験）

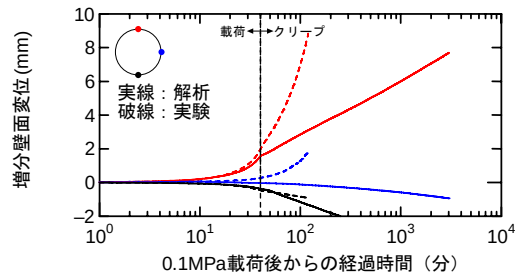


図-12 トンネル壁面変位の経時変化（クリープ実験）

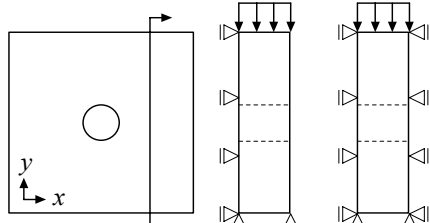


図-13 面外方向拘束の影響検討における解析モデル

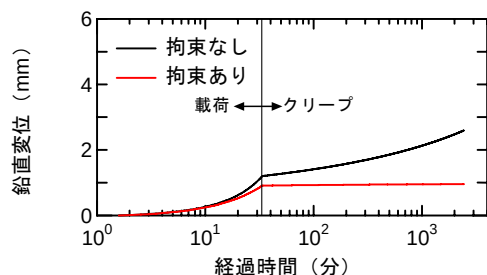


図-14 面外方向拘束の影響検討（鉛直変位の経時変化）

5. まとめ

軟岩地山の長期的な挙動予測解析手法として、拘束圧・ひずみ速度依存性を考慮した拡張モデルを組み込んだFEM解析の適用性をトンネル模型実験結果を用いて検討した。解析は、破壊実験での変形挙動を再現できた。クリープ実験での変形の時間依存性挙動については、解析が2次元平面ひずみ条件であることを考慮すると、定性的に実験結果を説明できる見通しを得たが、実験でのクリープ破壊の詳細な評価に当たっては、今後3次元解析による検討が必要である。

なお、本研究の遂行にあたり東電設計の東均氏から多大なご協力を頂いた。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会：トンネルの変状メカニズム，2003.
- 2) 土木学会：山岳トンネルにおける模型実験と数値解析の実務，2006.
- 3) 土質工学会：堆積軟岩の工学的性質とその応用，1987.
- 4) 関根ら：軟岩のクリープ変形挙動に着目したトンネル模型実験，第36回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.45-50，2007.
- 5) Zhang F. et al. : An elastoplastic strain-softening constitutive model for soft rock considering the influence of intermediate stress, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.5, pp 107-117, 2003.
- 6) 足立，岡：凍結砂のひずみ軟化型弾粘塑性構成式，土木学会論文集，No.454/III-20，pp.75-81., 1992.
- 7) Nakai T., Matsuoka H. : A generalized elastoplastic constitutive model for clay in a three-dimensional stresses, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.3, pp 81-89, 1986.
- 8) 東ら：変形・強度特性の拘束圧・ひずみ速度依存性を考慮したひずみ軟化型弾粘塑性構成式の改良，土木学会第58回年次学術講演概要集，pp.389-390., 2003.
- 9) 足立ら：軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式，第10回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.19-24，1998.

MODEL TESTS AND NUMERICAL ANALYSIS ON LONG-TERM BEHAVIOR OF EXISTING TUNNEL IN SOFT ROCK USING ELASTO-VISCOPLASTIC FEM WITH STRAIN SOFTENING

Yuji SEKINE, Yoshinobu YASHIRO, Yoshiaki TASAKA, Hiroki KUROSE, Takeshi OHMORI and Feng ZHANG

The purpose of this study is to verify the effectiveness of the finite element analysis based on an elasto-viscoplastic model with strain softening in analyzing the long-term deformation behavior of tunnel excavated in soft rock due to the creep behavior of the soft rock ground.

For this purpose, two types of tunnel model tests, failure test and constant load creep test, were executed and the results are simulated by the proposed numerical analysis. The simulated results given in this study indicate that the finite element analysis based on the suitable constitutive law can appropriately describe the long-term deformation behavior of tunnels in soft rock with satisfactory accuracy.