蛇紋岩区間におけるクリープ挙動分析と覆工コンクリートの健全性の評価

国土交通省　北海道開発局　旭川開発建設部　士別道路事務所
第３工務課　非会員　掛田　浩司　正会員　橋本　忠幸
鹿島建設株式会社　正会員　山岸　隆史　北村　義宜　○井関　隆文

１．はじめに

音威子府トンネルは全長 2,699m のうち，その約 4 割に相当する 1,015m の区間で蛇紋岩が出現すると想定されており，蛇紋岩のような脆弱な地盤では地山のクリープ挙動により坑内変位が収束するまで長期間を要する場合がある．この状態で覆工コンクリートを打設すれば，地山のクリープ荷重が覆工に作用し，トンネルの健全性が将来的に損なわれる恐れがある．本報告では音威子府トンネルの蛇紋岩区間において，坑内変位の計測結果からクリープ挙動の分析を行い，既施工区間の覆工健全性評価を行うとともに，クリープを考慮した FEM 解析を行い，未施工区間の覆工健全性について検討を行った事例を示す．

２．クリープ変位の推定方法

トンネル周辺地山を弾性体と仮定する場合，切羽離れが 3D 程度の位置に到達すれば，変位はほぼ収束すると考えられている[1)]．そこで，インバートの切羽離れが 3D 以前の変位を弾性変位，3D 以降の変位をクリープ変位と定義し，坑内変位に関する弾性変位量とクリープ変位量の考え方を図 1 に示す．クリープ変位量とその収束時期の推定は，以下に示すフォーク曲線式を用いて α および β の値を特定し行った．

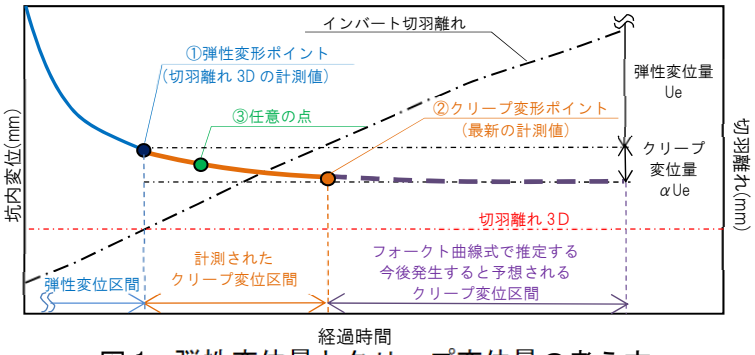

図１　弾性変位量とクリープ変位量の考え方

フォーク曲線の特定：
以下の点の時刻－坑内変位をフォークの曲線式に代入して
α および β の値を特定する．
①:弾性変形ポイント　②:クリープ変形ポイント
③:任意の点(①,②の間に位置する点)

$$U = U_e\left\{1+\alpha\left(1-e^{-\beta\cdot t}\right)\right\}$$ （フォークト曲線式）

U：②，③でのクリープ変位を含んだ総変位量
Ue：弾性変位量
α：弾性変位量を 1 とするときのクリープ変位量の割合
（弾性変位量とクリープ変位量が等しい場合は 0 となる）
β：クリープ変位の収束性を表す係数
（β が大きいほど早期に収束する）
t：弾性変形ポイントと任意の点の計測時間の差

３．既施工区間のクリープ変位計測結果と覆工健全性評価

図 3 に内空変位の計測値から α，β を求めた結果を示す．α の分析結果より全体の約 6 割の計測地点ではクリープ変形が発生していないことがわかった．弾性変位に対するクリープ変位の割合は概ね 1%(α=0.01)以下であり，最大のものでも 10%(α=0.10)以下であった．また，クリープ変位の収束性を表す β の最小値は 4.8 でありクリープ変位の収束は最大で 0.7 年かかる．既施工区間では覆工コンクリートは弾性変形完了から 0.7 年以上期間をあけて打設する予定であるため，覆工にクリープ荷重が作用する恐れはなく，既施工区間の覆工の健全性が確認できた．α の最大値と β の最小値が求められた SP2891.5m 地点の支保パターン図を図 2 に示す．

表１　支保パターン一覧

支保パターン	鋼製支保工 上半	鋼製支保工 下半	鋼製支保工 インバート	吹付け厚(cm) 上半	吹付け厚(cm) 下半	吹付け厚(cm) インバート	変形余裕量(cm) アーチ上半	変形余裕量(cm) アーチ下半	f'ck (N/mm²)	ロックボルト 長さ(m)	ロックボルト 周ピッチ(m)
EⅡ(1)	H200(—)			25(20)			15(15)	—(15)	36	4.0	1.0
EⅡ(2)							5(15)	—(15)			
EⅠ(1)	H200			25			15				
EⅠ(2)							20				
E0(1)	H200	H150		25	20						
E0(2)	H200 (—)	H150(—)		25 (20)	20 (20)		5 (10)		18		
E0(3)	H200	H150		25	20		20				
E0(4)							10				
E0(5)									36		

※二次支保工がある場合その仕様を()で示す．　支保工の延長方向ピッチは 1.0m である．
f'ck は吹付けコンクリートの設計基準強度を示す．

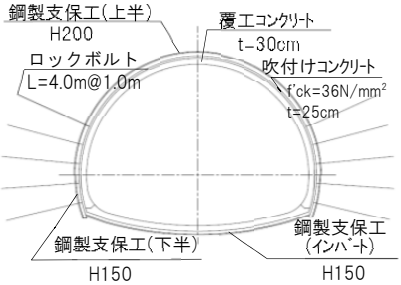

図２　E0(5)支保パターン図

キーワード：蛇紋岩,クリープ変位,覆工コンクリート，変位計測，FEM 解析，フォークト曲線
連絡先：〒107-8502　東京都港区赤坂 6-5-30　Tel：03-6229-6614　Fax：03-5561-2156

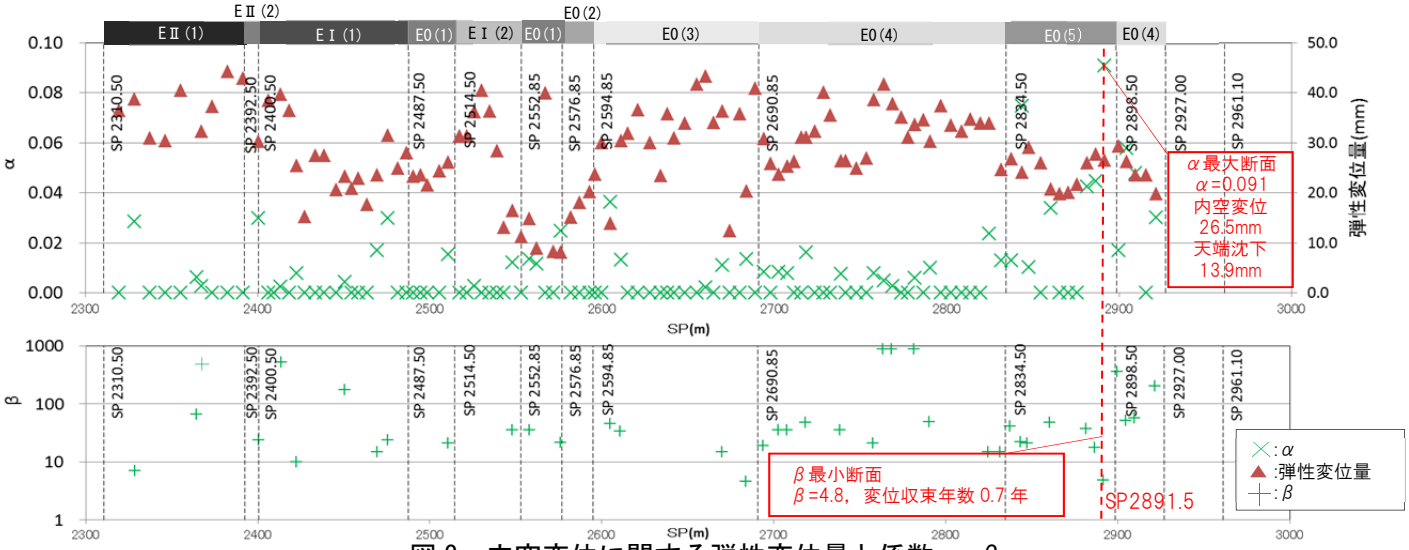

図 3　内空変位に関する弾性変位量と係数 α，β

4. 未施工区間における FEM 解析を用いた覆工コンクリートの健全性検討

未施工区間ではクリープ変位未収束時に覆工を打設する状況も考えられ，地山のクリープ特性が変化する可能性もある．そこで，FEM 解析により現状考えられる最大のクリープ荷重が作用する場合の覆工の発生応力を算出し，未施工区間で覆工健全性を評価する上での指標とした．具体的には，弾性変形完了直後に覆工を打設し，地山のクリープ荷重がすべて覆工に作用する状況を模擬して，その時に発生する覆工応力を算出した．

①評価方法

図 4 に示すように，FEM 解析により一次支保工と覆工コンクリートを組み込んだモデルに，クリープ荷重に相当する掘削解放力 R’を作用させて覆工コンクリートの応力照査を行った．地山の変形係数および初期側圧係数を，クリープ荷重が最大となる SP2891.5m の天端沈下および内空変位から再現解析により推定した．クリープ荷重に相当する掘削解放率 R’は以下の式により求めた．

$\gamma' = \alpha Ue/(1+\alpha)Ue$　　γ'：全坑内変位量に対するクリープ変位量の比率（クリープ変位比率）
Ue：弾性変位量　　α：弾性変位量に対するクリープ変位量の割合(=0.091)

$R' = R \times \gamma'$　　R’：クリープ荷重に相当する掘削解放率　R：切羽到達以降の掘削解放率(=60%)

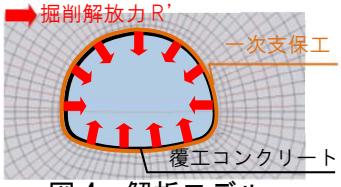

図 4　解析モデル

②評価結果

覆工の物性値を表 2 に，①で求めた地山物性値と掘削解放率を表 3 に示す．覆工に発生する最大の断面力および応力は表 4 のようになり，許容応力度を下回る結果となった．よって，現状考えられる最大のクリープ荷重を想定したとしても覆工は健全である．今後の施工では，計測結果が現状の想定と乖離しないことを確認していく．具体的には，計測結果から得られる係数 α が現状の想定(α=0.091)よりも小さいことを確認する．

表 2　覆工コンクリートの物性値および許容応力度

設計基準強度 f’ck(N/mm²)	単位体積重量 γc(kN/m³)	覆工厚 t(cm)	変形係数 E (kN/m²)	断面積 A(m²)	断面二次モーメント I (m⁴)	断面係数 Z(m³)	許容応力度 σca(N/mm²)
18	23	30	2.20×10^7	0.3	0.00225	0.015	6.0

表 3　地山物性値とクリープ荷重相当の掘削解放率

地山変形係数 E(kN/m²)	初期側圧係数 K_0	クリープ荷重に相当する掘削解放率 R’(%)
2.78×10^6	1.08	5.0

表 4　覆工に発生する断面力および応力

曲げモーメント M(kN・m)	軸力 N(kN)	応力 σc(N/mm²)
10.37	895.2	3.7<6.0　OK

5. まとめ

本報告では蛇紋岩区間における既施工区間の計測結果を基に，地山のクリープ挙動の分析から覆工健全性評価を行った一例を示した．この区間の地質は膨張性を有する脆弱な蛇紋岩であったが，早期閉合と掘削補助工法の併用及び計測管理により，変位を抑制して掘削を進めてきた．今後の未施工蛇紋岩区間についても同様の管理の基，計測結果が現状の想定と乖離しないことを確認していく予定である．

参考文献　1)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　pp257-297, 2008