

VI-34

丸森トンネルの風化凝灰岩における変状と覆工の補強について

東北地方建設局

吉田 敏夫

○清水建設（株）東北支店 正会員 今野 得郎

清水建設（株）東北支店 正会員 高野 浩司

1. はじめに

丸森トンネル（延長 1,119m）は鬼首道路改良事業のトンネル工事の1つで、施工は宮城・秋田県側の両方から行われた。秋田県側工区の施工延長は 380mで、平成4年7月に工事着手し、平成6年10月に掘削覆工が完了した。トンネルの掘削断面積は61.5㎡で掘削方式は火薬を使用し、上半ショートベンチで施工した。秋田県側工区の地質は第三紀の凝灰角礫岩が主体であり坑口から約 320m付近から内空変位量の増大と支保の変状に対処するために上・下半補強対策工の実施を余儀なくされた。一般にトンネル供用後の変状が発生する箇所の代表岩種として、第三紀層が突出して多いと報告¹⁾されている。覆工に将来作用する荷重の増加程度をクリープ変形とゆるみ領域から設定して覆工の補強を行った例を紹介する。

2. 変状区間の地質と補強対策²⁾

地質縦断面図を図-1に示すが変状区間の地質は風化凝灰岩で、地山試料による一軸圧縮強度は 8 kgf/cm²程度で地山強度比は1以下、スレーキング指数は4である。上半の掘削パターンはCⅡで施工した。変状区間の補強工を図-2に、内空変位量の経時変化のグラフを図-3に示すが、変位量の増加とともにロックボルト座金の变形、吹付けコンクリートの剝離等の現象が発生したので応急対策として増しロックボルトとボルト長を変更（3m→4m）し、鋼製支保工を縦断方向に連結する鋼材補強を行った。その結果、上半内空変位は収束傾向を示したものの、天端沈下は収束しなかった。よって支保工底板部に3mの沈下防止ロックボルトを打設し、吹付けコンクリートで根巻した。下半はCⅡからDⅠにパターン変更し、下半鋼材補強・斜め沈下防止ボルトを施工した。この時期に冬期休止期間で4ヶ月現場施工を休止した。休止中のトンネルの安定のために吹付けコンクリート（10cm）でインバートの仮閉合を実施したが11月末の越冬直前に仮インバートにひび割れの発生が認められたので急遽、山留め鋼材による切梁で補強（L=20m）を行った。

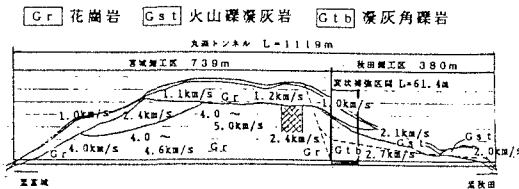


図-1 地質縦断面図

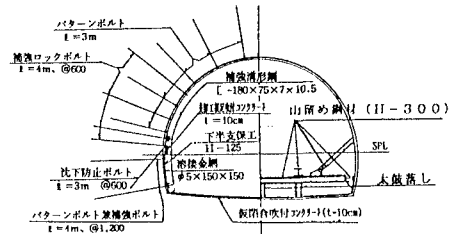


図-2 変状区間補強図

3. 変状要因の推定

鋼材補強工を含めた4ヶ月の冬期休止期間に最大15mmの変位量が認められた。一般にトンネルの掘削をおこなわない場合は変位は進行しないといわれている。変状要因は、a. 冬期休止期間中の応力状態の変化なしに変位が進行するクリープ現象と、b. スレーキング指数4と水により容易に泥状となる地山で、発破掘削により周辺岩盤の亀裂に地下水が浸透したことが複合して周辺岩盤が強度劣化し、変位を生じていると推定された。冬期休止後は、変状区間の約60m区間にわたってインバートを施工した。鋼材補強区間は鋼材に相当量の荷重が載荷されているため、インバートは5mづつ分割施工した。変形を覆工等で拘束した場合でも、b. の要因による強度劣化が進展し、塑性破壊により周辺地山の応力状態が変化し土圧の増大が危惧されたことから、構造物の長期安定性を考慮

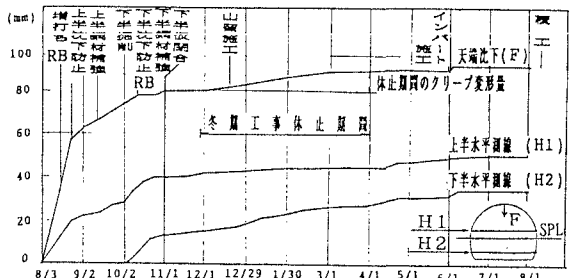


図-3 内空変位経時変化グラフ (No.240+2.9)

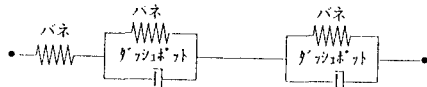
したクリープに関する最終予測と覆工の力学的な検討を行った。

4. 覆工の検討

検討は①覆工直前までの計測データをもとに最終クリープ変位量の推定を行う。②逆解析によりインバートコンクリート打設後で覆工直前のゆるみ領域と最終クリープ変位完了後のゆるみ領域の差を推定する。③増加したゆるみ領域相当の荷重が覆工に作用すると考えフレーム構造解析を行う。④縦断方向の補強規模範囲の設定を行う の順に行った。

4.1 最終クリープ変形量の推定

クリープモデルは図-4に示す Voigt型³⁾を仮定し、クリープ係数は計測データから誤差が最小になるよう設定した。クリープ変位を収束するものと仮定すると、10,000日後の変位量の最大値は天端約9mm、上半約6mm、下半約11mmと予測された。クリープ変位量の予測の例を図-5に示す。



$$\delta = \delta_e + \delta_c = \delta_e + \alpha_1(1 - e^{-\beta_1 t}) + \alpha_2(1 - e^{-\beta_2 t})$$

δ : 全変位量、 δ_e : 弾性変位量、 δ_c : クリープ変位量、 $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2$: クリープ係数

図-4 クリープモデル (Voigt型)

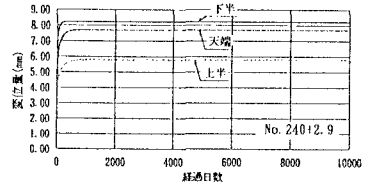


図-5 クリープ変形量の予測図

4.2 作用荷重の設定と検討結果

逆解析³⁾によりインバートコンクリート打設後(覆工直前)と10,000日後のゆるみ領域の差を推定し、この増加したゆるみ領域相当の荷重が今後の覆工に作用する荷重と想定した。なお、現地採取の一軸圧縮試験結果からせん断ひずみが2%を越える領域を塑性領域、1%を越える領域をゆるみ領域と設定した。図-6にインバートコンクリート打設後および10,000日後の最大せん断ひずみ図と主応力ベクトル図を示すが、約3tf/㎡の応力増加となった。この増分応力による覆工の構造解析結果、変状区間61.4mのインバートに補強鉄筋(D19c 1c200)、山留め鋼材補強区間の前後34m区間は図-7に示すようにインバートと側壁のSL付近より下方に鉄筋補強(D16c 1c200)を実施した。

5. おわりに

一般国道108号線鬼首道路は平成8年度開通を目指し現在設備工事中である。本工事で検討方法が今後の類似地山での覆工補強の参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 道路トンネル維持管理便覧 (社)日本道路協会, 平成5年11月
- 2) 佐藤忠他, 丸森トンネルの風化凝灰岩における変状と施工について, 第21回日本道路会議一般論文集(B), 平成7年10月
- 3) 赤井浩一他, 堆積軟岩(多孔質凝灰岩)の時間依存特性と構成式, 土木学会論文報告集, 第282号, 1979.2
- 4) 桜井春輔, NATMにおける現場計測と管理基準値, 土と基礎, Vol.34, No2, 1986

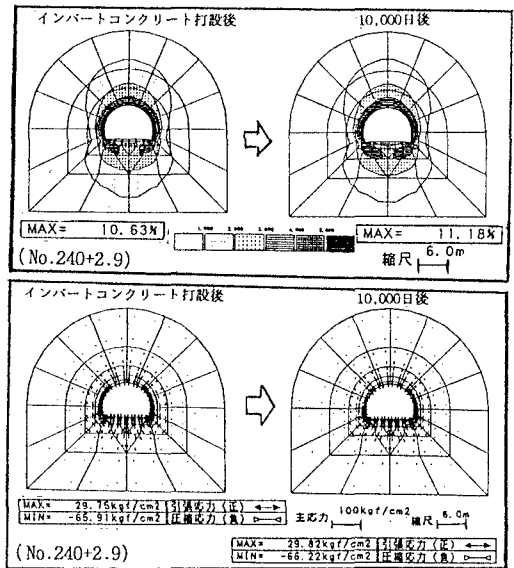


図-6 最大せん断ひずみ図(上段)と主応力ベクトル図(下段)

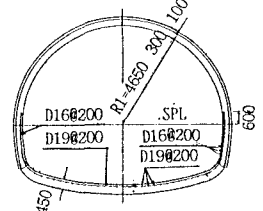


図-7 補強鉄筋図