

膨張性地圧を伴うトンネルの変位と地山強度特性

戸田建設株式会社 正会員 ○ 石垣和明
戸田建設株式会社 正会員 小野寺泉
秋田県道路環境部 佐藤文和

1.はじめに

ぶな森トンネル(秋田県仙北郡田沢湖町・北秋田郡阿仁町,延長L=1,511m)仙北工区(延長L=890m)の田沢湖側坑口より650mの地点において、第四紀玉川溶結凝灰岩層と基盤の阿仁合層泥岩の層境で天端崩落をきっかけとして側壁の押し出しを生じた。これに対し、原因を泥岩の膨張性地圧によるものに特定し、変形対策の支保パターンと塑性化を抑制する補助工法を設定して施工を進め、着工以来9年目でその貫通を見た。

本論では、変状の原因と対策を決定するに至った調査・設計の経緯と、掘削を通じて得た変位計測や地山物性などのデータからその効果と妥当性を検証し、膨張性地圧に関する2～3の考察について報告を行う。

2.地質と変状までの経緯

本工区の地質は、貫通点寄りの240m区間が新第三紀阿仁合層で、田沢湖側坑口から650m区間が、これを覆う洪積世の玉川火山の噴出物である溶結凝灰岩及び阿仁合層を貫く流紋岩からなる。平成4年に本工事に着工し、玉川層及び流紋岩の区間については発破工法により順調に掘削を進めたが、平成8年度に両地質の層境で湧水を伴う天端崩落を生じ、同時に300mmを越える側壁の押し出しと支保の変状を生じた。

玉川溶結凝灰岩は溶結作用により圧縮強度20～40MPaの中硬質の岩石となっている。しかし、その基底部は非溶結の未固結土砂状となっており、形状は火山活動前の旧地形面で凹凸のある不規則な形状をなしている。今回の崩落は、非溶結層の凹部がトンネル天端をかすめる様に分布した為に生じたものである。

阿仁合層は、泥岩・凝灰岩からなる地層で、双方とも圧縮強度1～9MPaの軟岩である。非溶結層の分布と形状及び阿仁合層の地質性状確認の為、前年度末上半切羽から水平ボーリングを実施し、阿仁合層は、表-1のとおり膨張性の素因となる材料特性をもった地質であることを確認しており、当面支保パターンを『D』として掘削を進めていた。

3.変形の原因と対策

表-1 膨張性に関する特性試験結果

評価項目	単位	膨張性判定基準	泥岩	凝灰岩
粘土含有率	%	>20～30	29.0	27.0
塑性限界	%	>100	135～167	80.2
液性限界	%	>70～25	100～130	44.0
浸水崩壊度		4以上	3～4	4
CEC(100g当り)	meq	>20～35	72～75	78.3
粘土鉱物		Sm 主体	Smを主体とする	

Sm: スメクタイト

岩 種(試験方法)	一軸強度	地山強度比
	MPa	
泥岩(一軸圧縮試験)	2.6～7.0	0.79～2.07
泥岩(針貫入試験)	1.7～3.9	0.49～1.17
火山礫凝灰岩(一軸)	8.8	2.63
凝灰岩(針貫入試験)	2.6～5.9	0.79～1.75

単位体積重量 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$, 土被り $H = 180 \text{ m}$

平成8年の変状は、天端崩落をきっかけとしていることから、崩落に伴うゆるみ土圧の増加を原因とする考え方もあった。しかし、

- ・崩落したのは玉川層の非溶結層であること。
- ・トンネル部分の泥岩は膨張性を伴う材料特性を示し、地山強度は塑性化を起こすレベルにあること。

以上の理由から、変状の原因は、天端崩落とゆるみ(塑性化)の拡大で生じた泥岩部分の膨張性地圧による過度の変形であると考えた。

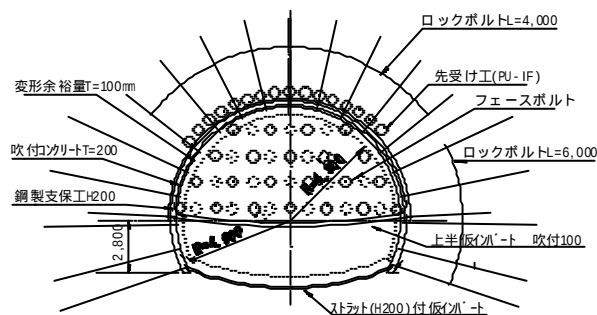


図-1 Eパターン支保構造図

残り掘削区間でも玉川層との位置関係は変わるものの、膨張性地圧が継続して作用することを予想し、基本的に変形に耐え、これを拘束する剛性の高い支保構造とするのが最善であると判断し、特殊支保パターンである『Eパターン』を設定した(図-1)。また、泥岩部で鏡の押し出しと天端崩落を生じており、鏡からのゆるみ・塑性化の拡大を抑える為、補助工法として

先受け工と鏡止めボルト等を併用し掘削を進めることとした。掘削工法は、機械掘削に変更しベンチ長 $L=20\sim 26\text{m}$ のショートベンチカットとし、また鋼製支保工で補強した吹付インバートを下半と同時に設置して、断面を逐次閉合することとした。

4. 変形挙動と地山特性

トンネルの変形は基本的に地山の強度に支配され、特に膨張性地圧は、『初期地圧に対する地山強度の比(地山強度比:GN)』の低下による周辺地山の塑性化をきっかけとして地山材料の膨潤・膨張が追隨して生じるという仲野(1970)等の考え方から、掘削管理の一環として先進ボーリングコアと切羽で掘削進行1m毎に針貫入試験を実施した。

針貫入試験で得た強度値と上半水平測線の内空変位収束値との関係を図-2に示す。圧縮強度が高いほど変形量が小さくなる関係がみられる。しかし、両者は一次の相関ではなく、3MPa前後を境にこれ以下で急激に変位が増加しており、この領域で弾性領域以外の変形、即ち塑性・膨張性地圧が生じているものと考えられる。

本トンネルは土被りが180m前後と一定であり、変位急変点は、地山強度比で $GN=1.2\sim 0.6$ 前後に相当する。一般に $GN=2.0$ (図中6.8MPa実線)が顕著な塑性化・膨張性地圧発生の境界値とされており『D』程度の支保パターンが設定されるが、本ケースではやや小さな値となっている。この差が変形対策としての『Eパターン』の支保剛性と内圧効果によるものと考えられる。

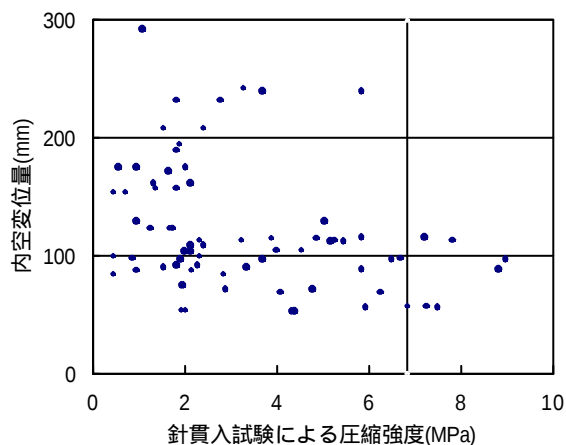


図-2 地山強度 - 変形量の散布図

図-3に、泥岩中の計測断面での変位経時変化図を示す。掘削後2年以上に渡りごくわずかな変位速度ではあるが変形を継続している。図中の欠測期間である冬期切羽休止期間及び以降の変位は弾性変形以外の変位で、これが塑性化・膨張に伴う変位と考えられる。

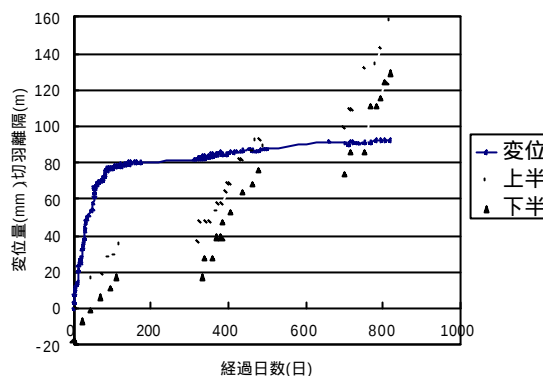


図-3 内空変位経時変化図

4. 冬期施工休止期間の変形とトンネルの挙動

現場は豪雪地帯の為、冬期間は工事を休止しており、約5ヶ月の切羽停止期間中の変位を把握することができる。融雪後入坑時に上半仮閉合状態の一部区間で仮インバートの破断・変状を確認しており、また休止期間中の変位量の分布は、図-4に示すとおり平均値で5.4 mmで、明らかな変位の進行が見られる。この変位は、切羽が停止中であることから弾性変形以外の変位で、地山の塑性化・膨張に伴うものと考えられる。

また、吹付コンクリートで上半仮インバートを閉合した区間と鋼製ストラットで補強したインバートで全断面閉合区間とで、冬期間変位量には図-4のとおり明らかな差がある。これは、支保の剛性とこれに伴う内圧効果の差によるものと考えられる。

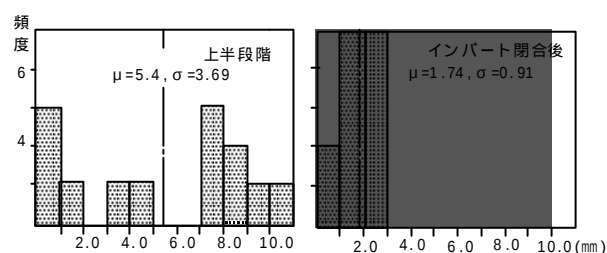


図-4 冬期休止期間の内空変位量の度数分布図

6. あとがき

天端崩落に起因したトンネルの変状に対し、変形対策に主眼をおいた剛性の高い支保パターンを設定し施工を進めた。冬期の掘削休止期間にも変位が増大し、また変形が長期に渡り継続することから膨張性地圧を伴っていることを確認したが、設定したパターンの支保剛性で、冬季間の変位量と地山強度比に見られる膨張性地圧の抑制効果を確認することができたものと考えられる。