

IV-23

神居トンネル変状調査と補強対策

北海道旅客鉄道株式会社 正会員 佐野 将義
 北海道旅客鉄道株式会社 白川 富規
 北海道旅客鉄道株式会社 伊藤 富英
 北海道旅客鉄道株式会社 正会員 高木 敏雄

1. はじめに

神居トンネルは、当社の最重要線区の1つである函館本線の旭川駅から約15kmほど西に位置し、昭和40年に着工、昭和44年にしゅん功した延長4,523mの複線交流電化断面のトンネルである。

(図-1)

本トンネルにおいて塑性地圧により内空断面縮小及びインバート隆起を生じ、このまま変状が進行すれば覆工耐力の低下に至る恐れがあることから、トンネル変状を抑止し、列車運行の安全を確保することを目的として、平成8年5月から補強対策工事を施工し、効果が確認された。

ここでは、トンネルの変状調査及び補強対策について報告するものである。



図-1 位置図

2. 地形・地質の概要

本トンネルは、中央北海道をほぼ南北に走る神居古潭変成帯の西端に位置し、黒色片岩、緑色片岩等の変成岩と、これに侵入した蛇紋岩や緑色岩類等の火成岩から構成される。

変成帯の主体をなす変成岩類は、一般的に硬質堅固なことから、地形は比較的急峻で壮年期の山稜を多くみるが、トンネル区間では、約半分を岩質の劣質な蛇紋岩が占め、この岩質を反映して丘陵性の山地を形成している。

3. 変状区間の施工実績

変状区間の地質¹⁾は、黒色片岩と蛇紋岩の互層、かつ破碎帯が介在し、蛇紋岩は葉変状、更に粘土状を呈する部分が多く、この区間の施工では大きな膨張圧が作用して支保工の変形や座屈があり、補強、縫い返し及び盤膨れが著しく「難行した区間」であった。施工は側壁導坑先進上部半断面工法(サイロット工法)で行った。

また、インバートは、切羽掘削と平行して作業する必要性から、横断方向を3分割(中央部を先行)し、側壁の押し出しを防ぐために、予め、縦断方向幅2mの抜き掘りを行って、ストラット効果を持たせた施工となっている。

Report on strain Examination and its Reinforcement work at kamui tunnel
 masayosi-sano,tominori-sirakawa,tomihide-ito,tosio-takagi

4. 背面の地質

変状区間の背面の地質を調査するためにボーリング調査を行った結果、アーチ部には堅固な黒色片岩、上り線側の側壁部・インバート部には破碎状黒色片岩、下り線側の側壁部・インバート部には粘土化～葉片状の蛇紋岩が分布している。トンネル上半部で採取されたコアは、硬質堅固であり、R.Q.Dは60～90%であったが、下半部では全体的に脆弱で、棒状に採取されるコアはR.Q.Dが10%以下で手で容易に砕け、細片化、粘土化しており、岩の状態を示さなかった。(図-2)

なお、湧水は殆どなく、葉片状蛇紋岩の含水比は最大でも20%であり、地山奥に向かい含水比及び吸水比の低下傾向がみられ、3m以奥で含水比10%以下であった。

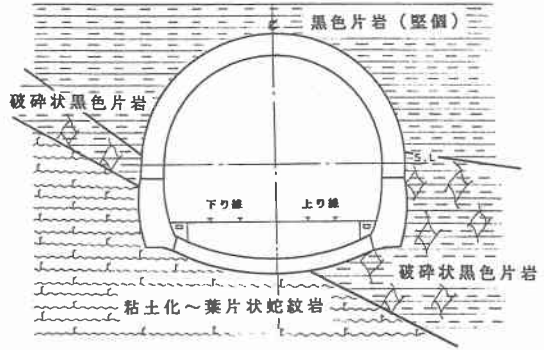


図-2 変状箇所トンネル地質断面図

表-1は、ボーリング調査で得られた原位置試験、室内試験の結果を示したものであるが、粘土化～葉片状蛇紋岩の変形係数は $E=1,830\text{kgf/cm}^2$ で岩盤としてはかなり低い値であった。なお、X線回折試験結果より、葉片状蛇紋岩及び黒色片岩は粘土鉱物であるスメクタイト(モンモリロ石族)を含有していたが、膨張性の低いMgモンモリロナイトであった。また、葉片状蛇紋岩には、滑石が含有していた。

従って、葉片状蛇紋岩の膨圧は、吸水膨張による地圧は小さく、滑石に由来する小さな内部摩擦角、そして低い含水比で飽和(吸水比)する疎水性などに起因する地圧(塑性地圧)が主体をなすと考えられた。

表-1 各地質の物性値

地質	孔内水平載荷		一軸圧縮		超音波		V_p^2 ν_p	σ'_c (kgf/cm^2)	自然 密度 (g/cm^3)	含水比 (%)	吸水比 (%)	浸水崩壊	
	P_y' (kgf/cm^2)	E (kgf/cm^2)	σ_c (kgf/cm^2)	E_s (kgf/cm^2)	P波 (km/s)	S波 (km/s)							
黒色片岩	破碎状	—	—	—	—	—	—	—	2.159	7.73	14.17	—	
	堅固	—	—	324.3	7.4×10^4	5.79	2.37	0.50	162	2.683	0.46	1.18	A
蛇紋岩 葉片状	粘土化?	40.0	1.83×10^3	0.9	4.3×10	0.68	0.29	—	—	2.067	9.38	17.79	D
	塊状	—	—	83.4	1.58×10^4	3.11	1.78	1.00	83.4	2.540	2.28	2.75	A

孔内水平載荷試験 P_y' : 降伏圧

E : 変形係数

岩石室内試験 σ_c : 一軸圧縮強度

E_s : 静弾性係数

浸水崩壊試験 A: ほとんど変化の認められないもの

B: 岩塊として分離するが粒子の分散しないもの

C: 稜角部が崩壊するもの

D: 原形を止めないもの

$$\sigma'_c: \text{準岩盤圧縮強度} = \sigma_c \times (V_p / \nu_p)^2$$

5. 変状現象と原因推定

5-1 変状現象

函館本線神居トンネルの札幌方の坑口から約1.6km付近の延長25m間において、昭和62年頃より軌道狂いが頻繁に発生していた。ボーリング調査、内空断面計測及び現地調査結果より、以下の

ことが確認された。

- 1) 水平内空変位短縮量は、側壁部の位置で平成5年12月から8年5月までの間で73mmとなり、平成8年5月の1月間で12mmにもおよぶ変位が計測された。
内空変位短縮量は、アーチ部よりも側壁部において著しく、特に、側壁脚部の押し出しが大きかった。

- 2) インバート端部と側壁脚部との接合部が圧縮破壊され、インバート端部は昭和62年から平成8年5月までに最大370mm隆起した。

なお、インバート隆起と水平内空変位との関係は、高い相関関係を示している。(図-3)

- 3) 覆工には、側溝隆起・破損部において、側壁脚部からアーチ部におよぶ顕著な輪切方向ひび割れ(引張り)が見られた。

また、下り線側側壁に軸方向ひび割れ(引張り)が見られ、アーチクランウ付近には、一部圧ざ及び剥落が見られた。

なお、水平打ち継ぎ目は、外観的に健全な状態に見えた。

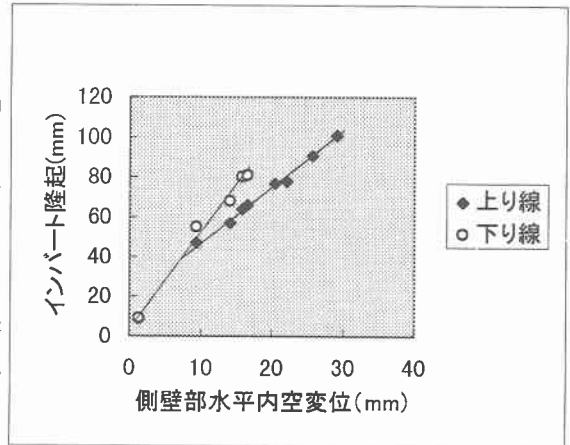


図-3 インバート隆起と側壁部水平内空変位相関図

5-2 原因の推定

以上の変状現象及び事前に行ったボーリング調査から以下のことが確認された。

- 1) 背面地山は、上半部が比較的健全であるが下半部は脆弱な粘土状～葉片状蛇紋岩及び破碎質黒色片岩である。ただし、顕著な膨潤性を呈する岩質ではない。
- 2) インバート隆起及び内空断面縮小の進行速度が極めて大きく、かつ、変状速度は増加傾向にある。
- 3) インバート端部は側壁脚部と分離して顕著に押し上げられ、地山側は圧縮破壊されている。ただし、インバート中央部に変状は見られない。
- 4) 覆工は、ボーリング調査結果から設計巻厚が確認され、地山との空隙がなく密着している。
- 5) アーチ、側壁及びインバート中央部は覆工構造上顕著な欠陥はなく、特に問題がない。

以上の状況から、トンネルの変状の原因は、側壁部からインバート部にかけて作用する塑性地圧であり、塑性地圧によってトンネルの構造上の弱点箇所であるインバートと側壁脚部の接合部が破壊され、急激なインバートの隆起及び内空断面縮小(側壁の押し出し)に至っており、インバートはその機能を全く有していないと判断した。

変状の進行速度が大きく、収束傾向が全く見られないことから、このまま変状が進行すればアーチ部等が圧縮破壊に至り、覆工耐力が急激に低下することが懸念されたため補強対策工を講じることとした。

6. 対策工

6.1 対策工の概要

インバートと側壁との接合部の変状に対しては、インバートを全面的に改築してインバートと側壁

脚部を一体化し、断面を確実に閉合することが最善であるが、活線下において列車運行を確保しながらの施工は非常に困難である。したがって、現実的な対策としてインバートと側壁の接合部のみを改築し、インバートの隆起抑止のためにロックボルトでインバートを固定する工法を併用して、側壁に作用する地圧が確実にインバートへ軸力として伝達できるように部分改築工法を採用した。

また、水平内空変位が加速度的に進行中でもあり、覆工にかなり大きな地圧（トンネル施工時の測定によると40tf/m²以上が記録されている）が作用していると推定されたことから、対策工法として裏込め注入工、ロックボルト補強工及び内巻き補強等も考えられた。

しかし、ボーリング調査結果においても覆工背面の空隙が確認されていないこと、また、内空断面に余裕がないことから内空補強は難しいと判断してロックボルト補強が有効と考えたが、側壁に大きな地圧が作用していることから過去のトンネル覆工補強対策実績を踏まえ、側壁には1本当たりの定着力の大きさや効果の確実性の点からロックボルトに替えてグランドアンカー（以下アンカーという）を施工し、積極的にプレストレスを導入して変位を抑止する工法を採用した。

6. 2 対策工法

1) アンカー工

アンカーの引張材は、通常の列車間合での基本試験の実施が困難であったために、種々のものを検討した結果、施工途中に確認するアンカーの基本試験から所定の定着力が期待できない場合の変化に合わせて、現場で長さを変更することができ、施工性が良いゲビデスタープPC鋼棒（D36）、L=10m（定着長=6.0m、自由長=4.0m）を使用した。トンネル周囲の岩盤は劣化作用が進行しておりアンカーの定着はトンネル構築の影響を受けていない極力深部の岩盤に行うのが理想であるが、経済性や列車の運行を考慮したときの実現性から判断して、最低限ゆるみ領域の外側に定着を取ることを基準とした。

ボーリング調査結果より、岩盤のゆるみ領域を覆工の表面から3mと判断してアンカーの自由長を4mとした。プレストレス力は、既往の膨圧トンネルの施工実績から想定して40tf/本としアンカー設置間隔は、インバート閉合効果及びグループ効果によるアンカー力の減少を考慮し最小間隔の2mとして側壁部4本、アーチ部2本のトンネル1断面6本の配置で総本数78本を施工した。（図-4）

アンカーの極限引抜力を算出するために必要なアンカーの定着層の破碎

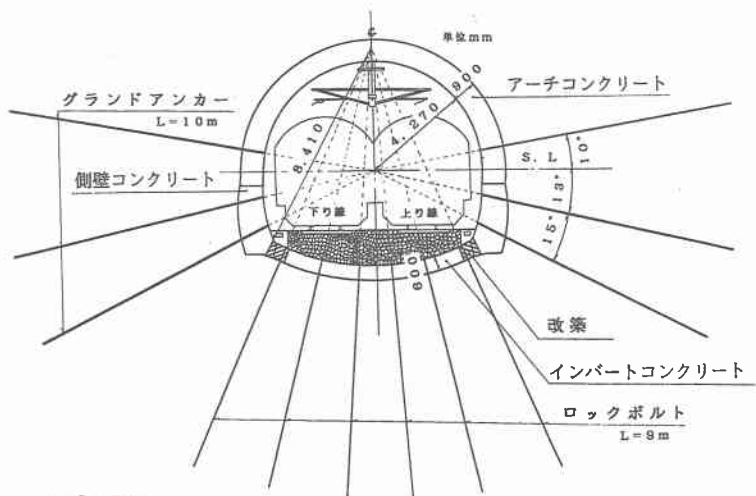


図-4 グランドアンカー・ロックボルト配置標準断面図

状黒色片岩又は蛇紋岩の周面摩擦抵抗は定性的に明確な値が与えられていない。したがって一般的に風化岩では6kgf/cm²とされている。

周面摩擦抵抗に安全率を考慮して4kgf/cm²とし、地山とモルタルの付着から定まる設計アンカー力を算出した。

緊張は内空断面縮小量が最大な中央付近から端部へ順次施工を行った。

なお、本施工でアンカーの基本試験を実施した結果、P C鋼棒の降伏荷重の90% (87 tf) の引張力に対して、アンカーは耐力を有しており、設計の妥当性が確認された。

削孔は、地質が蛇紋岩のために削孔中に地山からの圧縮を受け、孔壁が自立しなく1重管では送水送気がロットと地山の接触面より排出できないため目づまりをおこし、削孔不能となることが予想されたために、排泥が可能なロータリーパカッション2重管方式(直径135mm)の自走式機械を採用して有水掘りとした。

また、工期短縮のために削孔機械は最大施工可能な6パーティとし、覆工部分の削孔は、1日の施工時間短縮を考慮して、事前にコーポリングマシンにより施工を行った。

トンネル内の工事に使用する削孔機械及び材料等は、モーターカー牽引の台車により運搬することとし、台車留置のために札幌方坑口付近に横取り設備を設置して、搬入時間の短縮を図った。

2) ロックボルト工

ロックボルトは、インバート部とアンカー施工時の側壁部の押し出し防止を目的として変状区間の前後5mの側壁に施工し、SD345(D32)、異形棒鋼を使用した。長さは、既往の膨圧トンネル実績から想定して9.0mとした。インバート部の設置間隔は、マクラギピッチの657mmとし、トンネル1断面6~7本の配置で総本数251本を施工した。また、変状区間の前後5mの側壁部は、設置間隔を1mとして、側壁部4本、アーチ部2本のトンネル1断面6本の配置で総本数66本を施工した。

プレストレスは、ロックボルトの定着力が得られた時点で5tf導入し、引抜き耐力は、10tf/本とした。なお、引き抜き試験を行った結果、所定の耐力が確認された。

3) インバート接続部改築

改築部分に打設する材料は、流動性が良く、列車走行時の振動による強度低下が少なく、早強性で材料の分離抵抗が大きいことが必要であり、試験練りを繰り返し、高流動モルタルを採用した。(表-2)

接合部改築は、圧縮破壊されている部分の掘削開始からモルタルの強度発現まで4日を要することから、改築により内空断面縮小の影響を極力少なくするために、一度の改築範囲を2m程度に分割し、なおかつ、ちどりに分散して1回の施工を上下線各1箇所2箇所とした。その結果、施工期間中の内空断面縮小は7日で1mmに抑えることができた。

表-2 モルタル配合表

目標スランプ フロー (cm)	水	砂	単体量 (Kg/m ³)					
			水 (W)	高炉セメン B種 (BB)	混和剤 膨張剤 (E)	細骨材 (S)	高性能AE 減水剤	分離抵抗剤
75±5	結合材比 % W/(BB+E) 33.6	結合材比 % S/(BB+E) 1.53	247	705	30	1,117	7.35	1.0

6.3 作業間合

蛇紋岩では削孔に使用するケーシングに外部圧力がかかり、ケーシング外面と地山が完全に密着して、ケーシングを再度回転させることが不可能となり再掘進及び回収ができなくなる可能性が大であったので、1孔の削孔からケーシング引上げ回収までの作業を連続して行うためにトンネル内への台車の搬入からアンカー施工及び台車の搬出までの時間は5時間20分を必要とした。

また、アンカー施工時に施工機械が建築限界を侵すため、上下線とも線路閉鎖及びキ電停止を必要とした。

しかし、日中に施工間合が確保できないために、夜間線路閉鎖間合での施工となり、函館本線は通常1時間40分程度の線路閉鎖間合しか確保できず、アンカーの施工時間である5時間20分を確保することが必要なことから、種々の検討した結果、根室本線及び富良野線経由の列車の回運転及び滝川・旭川駅間にある深川駅での乗降客のためのバス代行運転及び列車時刻変更を実施した。

6.4 計測結果

計測は設計の妥当性の確認及び対策工の効果の確認を目的として、内空変位測定、盤ぶくれ測定、アンカー荷重測定、地中変位測定及びロックボルト軸力測定を行った。

側壁部の岩盤のゆるみ範囲は、地中変位測定より覆工の表面から3mとなり、設計の妥当性を確認した。

また、アンカー荷重はインバート改築に伴って40tfから47tfまで上昇したが改築終了の後は44tfで一定となった。

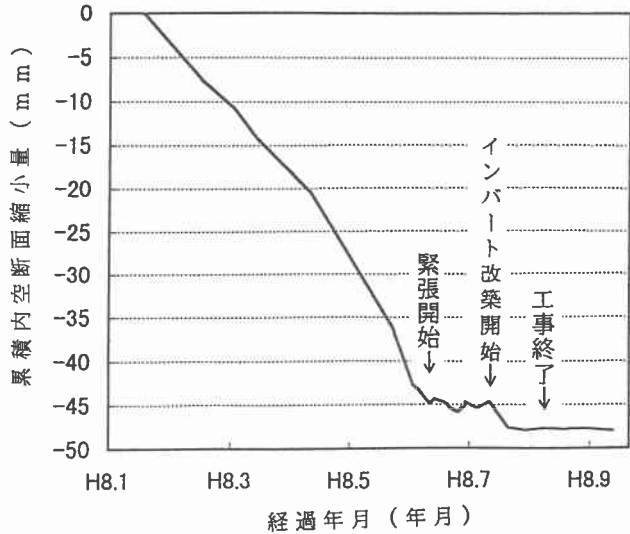


図-5 内空変位図

図-5は、側壁部の水平内空断面縮小量を示したものである。アンカーの緊張開始後、変状は収束傾向を示し、緊張完了後は、横這い状態となったが、インバート接続部改築開始後に、再び内空断面が縮小傾向を示したので、各種計測データを随時判断しながら慎重に作業を行った。その結果、工事終了後には、インバート隆起及び内空断面縮小が収束状態となり対策工の効果が確認された。

7. まとめ

トンネル変状抑止を目的として、補強対策工を行った結果、対策工の効果が確認された。今回採用したアンカー、ロックボルト及びインバートの改築は変状抑止に有効であったと考えられる。

今後も、一定周期で内空断面測定等の各種計測を継続し、トンネルの変状を監視していく考えである。今回施工した区間の変状は抑止されたが、神居トンネルは蛇紋岩分布地域である神居古潭変成帯に位置しており、今後、他の区間に変状が現れないとも限らない。今回の報告が、変状トンネルにおける補強対策に少しでも参考になれば幸いである。

参考文献

1) 神居トンネル工事誌 : 国鉄札幌工務局、1971