

III—5 礼文浜トンネル改良の設計・施工について

札幌工務局 線増課 高梨孝一・枝松秀晴

1. はじめに

礼文浜トンネルは、室蘭本線礼文～大岸間に位置し延長1,232mの複線電化断面のトンネルで軌道構造はスラブ軌道で50kgNのロングレールである。昭和47年6月着工し、50年10月使用開始したものであるが、昭和52年2月に実施された軌道検測車による測定により最高34mm(24K945M付近)の高低狂いが発生している事が確認された。その後鉄道技術研究所の指導を受けながら調査を続けていたが、その値は増加の一途をたどり最高80mmに達した。その間応急対策として変状区間の締結装置5型を7型に取り換え調整に務めたが、その限界にも既に達し運転安全上危険なため今回恒久対策としてトンネル部を単線運行に切替え変状区間をインバートコンクリート、ロックボルトで改築し複線使用開始することにした。

2. 工事概要

改築延長 インバート施工区間=80m(上・下線)

ロックボルト施工区間=275m(上・下線)

ロックボルト(SD35) D25 $l=3.0m=828$ 本
 $l=4.0m=732$ 本
 $l=5.0m=272$ 本

3. 地形と地質

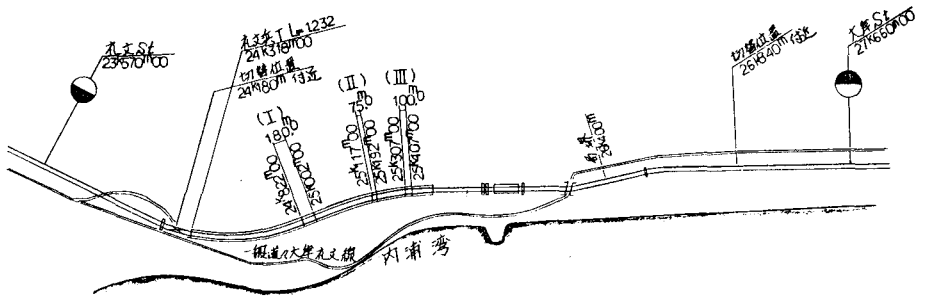
本地域は、礼文華川^{レバンゲ}と小鈴岸川^{オフケン}に挟まれた、きわめて急峻な山容をなして内浦湾へ落ち込んでいる標高100m以上に達する岩体から形成されており、柱状節理が顕著に見られる海崖地形をなしている。

地質は新第三紀の中新世、豊浦層に属するプロピライト熔岩、安山岩熔岩および同質の火砕岩等が熱水変質を受けた変朽安山岩が主体を成し、石英安山岩と凝灰質安山岩も所々分布している。

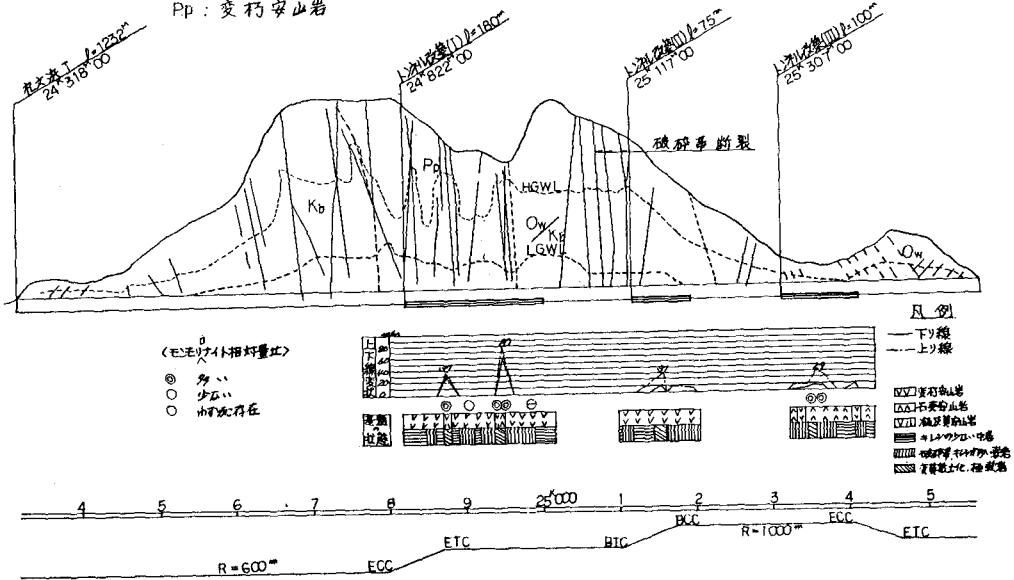
また、変状箇所における基礎ボーリング調査の結果でも変朽安山岩、凝灰岩、頁岩等の岩相が混在し、非常に複雑な地質

構成となっており、破砕帯も多く存在している。これらの破砕帯は風化変質されており粘土化している部分が多い。X線分析の結果、各資料とも膨張性の高いモンモリロナイトを含有している。

線路平面略図



(註) Kb: 火山碎屑岩特に安山岩質流紋岩類凝灰岩で主とし砂質岩泥質岩互層 (剝離層)
 OW: 凝灰質砂質岩泥質岩主とし安山岩質集塊岩をほこむ (黒松内層)
 Pp: 変朽安山岩



このトンネルが掘さくされている岩帯は安山岩類を主とした硬質なものであるが、かなりの断層と多数の縦横に発達するクラックを有し、これは粘土層をはさみ殆んどの粘土層が膨張性の高いモンモリロナイトを含有し、破砕帯付近に存在する泥質岩層はいずれも膨張性を示すことが、この試験結果より明らかである。

4. 対策工法の検討

一般に盤張れ (heaving) とは、トンネル上部に押えがない場合には、上から伝えられる垂直圧や側圧のため底盤が膨らむ事である。こうして発生する地圧の原因は、

(1) 地山の強度不足による進行性の塑性流動化

(2) 膨潤性鉱物の水による膨張性地圧等が考えられる。

本トンネルにおいて一部では地質が著しく変質粘土化し膨潤性鉱物であるモンモリロナイトの存在もX線試験の結果からも認められる。こうした区画においては、上記した原因の(1)、(2)が複雑に絡まった現象として盤張れが激しくなる。

このような盤張れに対処する方法としては、

(変状区間の地質)

%	区 間	変状区間内訳	変位置	施工方法	地 質	その他
I	24 k 822 m	24 k 822 m - 24 k 857 m	10%以下	ロックボルト $L=3.0, 4.0$	当区間の地質は暗青灰～暗灰色を呈した変朽安山岩と凝灰質安山岩ならびに褐色の石英安山岩からなるが、石英安山岩の一部で認められるにすぎない。これ等はキレツは多いが未風化状態のものと変質し粘土化の著しい部分とに分けられる。	
		24 k 857 m - 24 k 897 m	37%	インバート		
		24 k 897 m - 24 k 927 m	10%以下	ロックボルト $L=3.0 \sim 5.0$		
	25 k 002 m	24 k 927 m - 24 k 967 m	80%	インバート		
		24 k 967 m - 25 k 002 m	10%以下	ロックボルト $L=3.0, 4.0$		
II	25 k 117 m	25 k 117 m - 25 k 137 m	10%以下	$L=3.0, 4.0$	当区間は褐色を呈した変朽安山岩が主体を成しキレツが多く、一部風化部分も見られるが全体に硬質で比較的に安定した岩盤である。	
	25 k 192 m	25 k 137 m - 25 k 172 m	31%	$L=3.0 \sim 5.0$		
		25 k 172 m - 25 k 192 m	10%以下	$L=3.0, 4.0$		
III	25 k 307 m	25 k 307 m - 25 k 347 m	10%以下	$L=3.0, 4.0$	当区間は褐色～褐色を呈した石英安山岩と、変朽安山岩に大別されるが、変質が著しく進み粘土化した部分と硬質であるかキレツの多い部分とに分れる。	
	25 k 407 m	25 k 347 m - 25 k 377 m	29%	$L=3.0 \sim 5.0$		
		25 k 377 m - 25 k 407 m	10%以下	$L=3.0, 4.0$		

(1) インバート鉄筋コンクリートの打設 (2) ロックボルトの打設 の方法があるが、一般的にはインバート鉄筋コンクリート打設により閉合せ盤張れを防止する工法が採用され比較的確実に防止されている。しか

し、ロックボルトによる防止例は少なくまだ完全に止めるまでに到っていないのが現状である。

本トンネルでは40mm以上の変状区間をインバート鉄筋コンクリート、30mm程度以下の変状区間をロックボルトによる改築とする。

5. ロックボルトの設計

ロックボルトの設計方法は、その作用効果として(a)吊下げ効果 (b)はり形成効果 (c)内圧効果 (d)アーチ形成効果を期待する場合やNATMの考え方(Dr. Rabcevic)の理論に基づいて計画される場合はいくつかの式が紹介されている。しかし本トンネルのように在来工法で厚肉覆工がほとんどされ、しかもトンネルが閉合されておらず底盤部の隆起が対象となる場合は理論的説明はほとんど不可能といえる。このため今回は等方等圧の円形トンネルを仮定 Terzaghiのゆるみ土圧及びTsibaryevichの盤圧理論により膨張圧を算定し、現状での塑性領域をKastnerの式より推定し、その塑性領域外にロックボルトを延伸させて岩盤アーチ領域を形成し塑性域の安定化を図るものとする。

(1) 設計諸元 新築盤鉄筋コンクリート厚 40cm

ロックボルト

φ25 (SD35) 全面接着、ドライセメント使用

ℓ = 5.0m, 4.0m, 3.0m

(2) 計算式

計 算 式		注
塑性域の応力	$\sigma_r P = \frac{\lambda}{K-1} \left\{ \left(\frac{r}{a} \right)^{K-1} - 1 \right\}$	(1)
	$\sigma_\theta P = \frac{\lambda}{K-1} \left\{ K \left(\frac{r}{a} \right)^{K-1} - 1 \right\}$	(2)
	$\tau_{r\theta} P = 0$	(3)
	$K = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$	(4)
	$\lambda = \frac{2 \cos \phi}{1 - \sin \phi} \cdot C$	(5)
弾性域の応力	$\sigma_{re} = -P \left\{ 1 - \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \right\} + \sigma_{ro} \left(\frac{r_0}{r} \right)^2$	(6)
	$\sigma_{\theta e} = -P \left\{ 1 + \left(\frac{r_0}{r} \right)^2 \right\} + \sigma_{ro} \left(\frac{r_0}{r} \right)^2$	(7)
	$\tau_{\theta e} = 0$	(8)
σ_{ro}, r_0 は塑性・弾性の境界で(1)(2)と(6)(7)が互いに等しくなければならない	$r_0 = a \left\{ \frac{2}{1+K} \left(1 + \frac{K-1}{\lambda} P \right)^{K-1} \right\}$	(9)
	$\sigma_{ro} = \frac{\lambda - 2P}{1-K}$	(10)
	$r_0' = \left\{ \frac{2}{1+K} \cdot \frac{\lambda + P(K-1)}{\lambda + Pa(K-1)} \right\}^{1/(K-1)}$	(9)
	$Pa = \frac{\sigma_{ca} \times t'}{a}$	(11)

☆ロックボルト打設による岩盤アーチ領域の中

$$W = (a + \ell) \left\{ \cos \left(\frac{t}{2a} \right) + \sin \left(\frac{t}{2a} \right) \cdot \tan \left(\frac{t}{2a} + \frac{\pi}{4} \right) - \frac{\sin \left(\frac{t}{2a} \right)}{\cos \left(\frac{t}{2a} + \frac{\pi}{4} \right)} \right\} - a$$

02

(3) 設計計算

<設計条件> $a = 4.87m$, $\gamma = 2.3t/m^3$, $H = 100m$, $C = 20t/m^2$, $\sigma_{ck} = 200kg/cm^2$, $t = 60cm$

(a) $\phi = 25^\circ$ の時

$$P = \gamma \cdot H = 2.3 \times 100 = 230 t/m^2$$

$$(4), (5) \text{式より } K = 2.464 \quad \lambda = 62.83 t/m^2$$

$$(11) \text{式より } Pa = 61.6 t/m^2$$

$$(9) \text{式より } r_0 = 6.45m \quad \text{塑性域 } r = r_0 - a \therefore r' = 6.45 - 4.87 = 1.58m$$

(b) $\phi = 30^\circ$ の時

$$K = 3.000, \quad \lambda = 69.28 t/m^2$$

$$r_0 = 5.71m$$

$$r' = 5.71 - 4.87 = 0.84m$$

(c) $\phi = 35^\circ$ の時

$$K = 3.690, \quad \lambda = 76.83 t/m^2$$

$$r_0 = 5.25m$$

$$r' = 5.25 - 4.87 = 0.38m$$

(4) ロックボルト打設による岩盤アーチの
領域中 (2)式より

(a) $t = 1.0\text{m}$ $l = 4.0\text{m}$ と仮定する

$$W = (4.87 + 4.00) \left\{ \cos\left(\frac{1.00}{2 \times 4.87}\right) + \sin\left(\frac{1.00}{2 \times 4.87}\right) \right.$$

$$\left. \times \tan\left(\frac{1.00}{2 \times 4.87} + \frac{\pi}{4} - \frac{\sin\left(\frac{1.00}{2 \times 4.87}\right)}{\cos\left(\frac{1.00}{2 \times 4.87} + \frac{\pi}{4}\right)}\right\}$$

$$-4.87 = 3.63 < 4.00$$

(b) $t = 1.0\text{m}$ $l = 3.0\text{m}$ と仮定する

$$W = 2.67 < 3.00$$

(5) ロックボルト打設パターン

(a) $\phi = 25^\circ$ の区間

計算結果よりロックボルト長はトンネル外面から 1.58m 以上なければならぬが底盤では図-2のように弾性領域内に達するためには、 $l = 5.0\text{m}$ 、 $l = 4.0\text{m}$ ($t = 1.0\text{m}$ 、 $e = 1.5\text{m}$) 必要となる。また側壁については路盤鉄筋コンクリートを取壊す際にかなりの側圧が予想されるので $l = 3.0\text{m}$ ($t = 1.0\text{m}$ 、 $e = 1.5\text{m}$) を打設する事にした。

(b) $\phi = 30^\circ$ の区間

計算結果よりロックボルト長はトンネル外面から 0.84m 以上なければならぬが底盤では図-3のように弾性領域内に達するためには $l = 4.0\text{m}$ 、 $l = 3.0\text{m}$ ($t = 1.0\text{m}$ 、 $e = 1.5\text{m}$) 必要となる。

(c) インバート施工区間

インバート施工区間は単線片側施工となるため、底盤部が一定期間解放されかなりの側圧が予想されるので図-3のように $l = 3.0\text{m}$ ($t = 1.0\text{m}$ 、 $e = 1.5\text{m}$) を3段に打設する事にした。

(6) ロックボルトのピッチ

ロックボルト施工部分について Tsimbaryevich 理論の盤圧を想定し、ロックボルトの降伏強度及び付着強度より決定した。

設計条件 図-1より $bt = 9.0\text{m}$ $ht = 8.0\text{m}$ $\phi = 25^\circ \sim 30^\circ$

$$r = 2.3\text{t/m}^2 \quad T_0 = 10\text{t/m}^2$$

$$P_1 = r \cdot h = 2.3 \times 100 = 230\text{t/m}^2 \quad P_1 = P_2 \text{ と仮定する。}$$

$$Q = \frac{\{P \cdot \lambda a^2 - 2T_0(\lambda a + \lambda P)\}^2}{2\delta(\lambda P^2 - \lambda a^2)} \dots (17) \quad P = \frac{2Q \cos^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})}{\cos \phi} \dots (1)$$

$$P = \frac{P}{bt} \dots (7) \quad \text{ここで } \lambda a^2 = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \dots (8) \quad \lambda P^2 = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \dots (9)$$

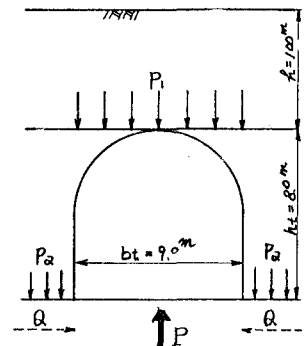
(a) 異形棒鋼 (SD35) D25 の降伏強度による場合

$$\phi = 25^\circ \text{ の時 } (8)(9) \text{ 式より } \lambda a^2 = 0.406, \lambda a = 0.636, \lambda P^2 = 2.466$$

$$\lambda P = 1.570 \quad (7)(9) \text{ 式より } Q = 253.6\text{t}, P = 161.6\text{t/m}, P = 17.95\text{t/m}^2$$

諸 元	公 式		数 値	備 考
トンネル仕様	掘 削 半 径 a		4.87 m	
地 山 条 件	土 被 り H		100 m	
	単 位 体 積 重 量 r		2.3 t/m ³	
	内 部 摩 擦 角 φ		・25°	新路盤鉄筋コンクリート
				30°
	粘 着 力 c		20 t/m ²	
ロックボルト	φ = 25° 区 間	長 さ l	5m, 4m, 3m	側壁に l = 3.0 m を 2 段打設した。
		進行方向のピッチ e	1.5 m	
		断面方向のピッチ t	1.0 m	
	φ = 30° 区 間	長 さ l	4 m, 3 m	
		進行方向のピッチ e	1.5 m	
		断面方向のピッチ t	1.0 m	
	インバー ト 区 間	長 さ l	3.0 m	側壁のみ l = 3.0 m を 3 段打設した。
		進行方向のピッチ e	1.5 m	
		断面方向のピッチ t	0.9 m	
	引 抜 抵 抗 力 A		10.0 t	
弾 性 傾 域	φ = 25°	r'	1.58 m	$l_2 = \frac{a}{6.45} = 4.87$
	φ = 30°	r'	0.84 m	5.71 - 4.87
※ 地山のアーチ領域の巾	φ = 25°	W	3.6 m	
	φ = 30°	W	2.7 m	
ロックボルトの地山の束力	$q_1 A = \frac{A}{e \cdot t}$		6.7 t	

図-1



$\phi = 30^\circ$ の時

$$\lambda a^2 = 0.333 \quad \lambda a = 0.577 \quad \lambda P^2 = 3.000 \quad \lambda P = 1.732 \quad Q = 90.3 \text{ t} \quad P = 52.12 \text{ t/m}$$

$$P = 5.79 \text{ t/m}^2$$

D25 (SD35) の降伏強度は 18 t/本 なのでその 70% の強度で受けるものとして $18 \times 0.7 = 12.60 \text{ t/本}$
 ロックボルト 1 本当りの受けもつ面積は $12.60 \text{ t/本} \div 17.95 \text{ t/m}^2 = 0.70 \text{ m}^2/\text{本}$ 以上よりピッチは $1.0 \text{ m} \times 0.7 \text{ m}$ となるが今区間は路盤鉄筋コンクリートを厚くし、側壁に肉合させてあるので過去の実績等から見て、ある程度路盤鉄筋コンクリートで土圧に抵抗できると思われる。よって $1.0 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ とした。
 $\phi = 30^\circ$ の場合ロックボルト 1 本当りの受けもつ面積は $12.60 \text{ t/本} \div 5.79 \text{ t/m}^2 = 2.18 \text{ m}^2/\text{本}$ 以上よりピッチは $1.0 \text{ m} \times 2.0 \text{ m}$ で良いが「トンネルホ方書」より最大間隔 1.5 m なので $1.0 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ とした。

(b) 鉄筋の付着強度による場合

RC 標準より鉄筋の付着強度は $G_{ck} = 300 \text{ kg/cm}^2$ で 18 kg/cm^2 である。岩盤の一軸圧縮強度が 300 kg/cm^2 なので付着強度を 18 kg/cm^2 と仮定する。ロックボルトは全面接着だが塑性域の付着を無視して弾性域のみを期待する。 ϕ の周長 8.0 m $\therefore A = 8.0 \times 100 = 800 \text{ cm}^2$ $18 \text{ kg/cm}^2 \times 800 \text{ cm}^2 = 14,400 \text{ kg} = 14.4 \text{ t/本}$

$\phi = 25^\circ$ の時 $14.4 \div 17.95 = 0.80 \text{ m}^2/\text{本}$ ピッチは上記より $1.0 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ とした。

$\phi = 30^\circ$ の時 $14.4 \div 5.79 = 2.49 \text{ m}^2/\text{本}$ ピッチは上記より $1.0 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ とした。

以上より施工区間全域にわたってピッチを $1.0 \text{ m} \times 1.5 \text{ m}$ に決定した。

6 インバートの設計

Terzaghi のゆるみ土圧及び Tsimbaryevich の盤圧理論により膨張圧を算定して「在来線トンネルスラブ軌道用路盤構造について」S.52. 8. 24 より条件 $K75 \geq 3 \text{ kg/cm}^2$ $P = 40 \text{ t/m}$ のインバート鉄筋コンクリート分離型を使用する事とした。

7. 施工

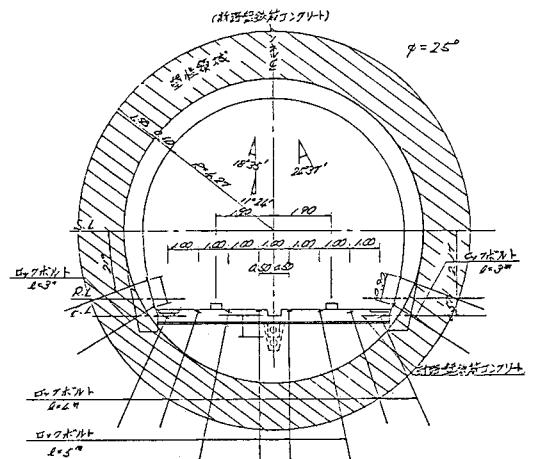
(1) 施工概要

本工事は昭和56年8月26日に単線（下り線）運行に、昭和57年4月21日に上り線運行に切替え、10月29日に複線使用開始とした。この間、15ヶ月という厳しい工程であった。

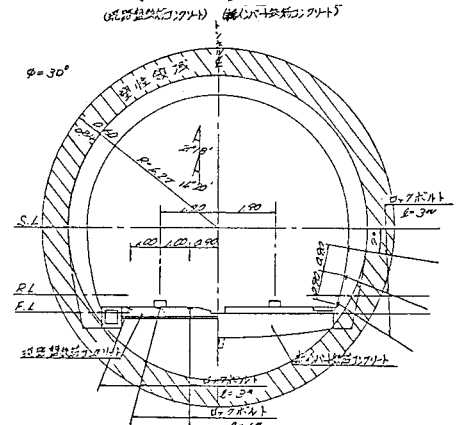
(2) 施工順序

- i). 施工位置の防護網の施工
- ii). 仮土留 古50 kg レールの建込（夜間線路南鎖）
- iii). 側壁ロックボルトの施工
- iv). 軌道及びスラブ版のてっ去
- v). コンクリート取りこわし及び掘さく
- vi). 路盤鉄筋コンクリート及びインバートコンクリートの打設
- vii). 底部ロックボルトの施工
- ix). スラブ軌道敷設

【図-2】



【図-3】



8 計測

計測は改築工事に伴う地山の変位ロックボルトの効果を確認し、施工管理及び将来の設計施工の資料とするために実施する。

〔計測項目〕

計測項目	計測内容	計測目的	数量	0～15日	16～30日	31～60日	61～57.10
トンネル内 空変位測定	トンネル壁面間の 距離測定	地山の安定状況 の把握	7カ所	1回/日	1回/2日	1回/週	2回/月
ロックボルト 引抜試験	ロックボルトの 引抜荷重測定	ロックボルトの 施工管理					
地中変位測定	トンネル周辺の 深度別変位測定	緩み領域の判断 資料	6本	"	"	"	"
ロックボルト 軸力測定	ロックボルトに発生 する応力度測定	ロックボルトの発 生応力度の把握	6本	"	"	"	"
地山の物性 試験	地山の物性値測定	将来の設計資料					

(1) 計測結果と傾向

i) トンネル内空変位測定 ……コンバージェンス、メジャ使用(1/100mm)

インバート区間で最大5mm程度側壁の内側への変位があったが、路盤コンクリート区間はほとんど変位がみられなかった。

ii) ロックボルトの引抜試験

品質管理上必要な引抜き耐力は10tもありこれに対して引抜き力と抜き出し量との相関を求めた。強度的には、全般に目標試験荷重10t以上の耐力はあり、設計されたロックボルト長は十分安全であると考えられる。

iii) 地中変位測定 ……エクステンソ・メーター、ダイヤルゲージ直読

インバート区間側壁部ではゆるみ領域を表わすと思われる地中変位の卓越した箇所は深さ4～5mであり、盤膨れの最も著しい区間では部分的にかなり奥の方まで進行している。路盤コンクリート区間側壁部、底部は深さ1～2mの所で歪が卓越している。

iv) ロックボルトの軸力測定 ……メカニカルアンカ(ダイヤルゲージ読み)

ロックボルト軸力の最大値はインバート区間下り線側で15t程度示したが、上り線側は大きな軸力が出なかった。路盤コンクリート区間の底盤部に設置したロックボルトの軸力は時間経過と共に増加の傾向を示したが、S.S7.3.21の地震を境に減少し始めた。現在計測の変化はみられないが長期計測の結果を期待したい。

9 おわりに

本トンネルの盤膨れの大半はトンネル付近の脆弱層の発達によるものと考ええる。こうした地層でのロックボルトの適用は効果の面から考えて有効的であると考えられる。

盤膨れに対する改築はインバートの方が優れているのは当然であるが、手軽で経済的なロックボルト工法とどこまで適用可能か結論付けるのは現段階では難しい。

最後に、本トンネルは当初地質調査が十分でなく、変朽安山岩、粘板岩、凝灰岩が混在し良くなかったにもかかわらず、インバート等の設計がなされていなかった事が盤膨れという現象につながったと思う。今回の反省として、トンネルは当初設計を十分に検討し手もどりのないようにすべきである。