

ロックボルト工による既設トンネルの盤ぶくれ対策例

大谷 政 敬*1

川口 広 司*2

1. はじめに

新第三紀層の主に泥質岩中に設けられた山岳トンネルは、供用後10年程度すると、排水側溝の押し出し、舗装版の隆起あるいは側壁の押し出しなどの変化を生ずることが知られている。変状箇所は施工時から地山の悪かったところもあるが、むしろ施工中は比較的良好な地山と考えられていたところでの変状の発生も少なくない。これは、新第三紀層の泥質岩が二次的变化を起こしやすいこと、トンネル掘削に伴う応力変化に対して著しい時間的な遅れを伴ってトンネル周辺部で地山の塑性化が発生するなどいわゆる進行性破壊の形態を取るなどが、その原因と考えられている。ここでは、このような既設トンネルの変状機構について若干の解説を加え、筆者らの調査・設計を行ったロックボルト工による既設トンネルの盤ぶくれ対策事例について紹介するものである。

2. 変状トンネルの状況

筆者らが調査を委託された8トンネルについて、変状の程度や周辺地山の工学的性質を表-1に整理した。

(1) 地質状況

地山の地質は、 S_2 トンネルの花崗岩を除くとすべて新第三紀層の泥岩・凝灰岩・変質流紋岩である。特に、泥岩や凝灰岩などの堆積軟岩の分布地で発生している。流紋岩や花崗岩の地山でも熱水変質や断層によって軟質化している区間である。

変状発生の初期から地質の精査を実施しているNトンネルや G_2 トンネルでは、周辺地山の粘土化している劣化ゾーンが比較的少ないのが特徴である。すなわち、トンネル区間の大半が地山強度比は、2以上である。

一方、変状のかなり進んだ段階で調査したAトンネルでは、粘土化したゾーンがトンネルを中心にして、周辺部に広範にわたって分布している。周辺地山のほとんどが劣化しており、地山強度比2以下の区間が多い。

(2) 変状の状況

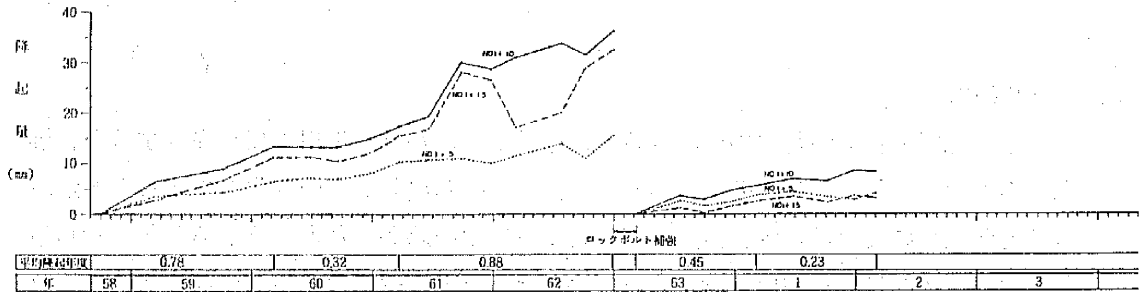
覆工の変状は、完成後7~10年経過してから生じている。変状が顕著に表れるのは側溝部の押し出しや路面の隆起で、いわゆる盤ぶくれ現象である。

*1 株式会社キタック 取締役建設基礎部長

*2 " 建設基礎部課長

路面の隆起速度は、0.7~2.6cm/年で、平均1.2cm/年程度である。調査したトンネルのうち、隆起速度が最も速いAトンネルでの最大隆起速度は2.6cm/年で、竣工後12年で道路センターの隆起量は32.3cmにも達している。

(a) 路面の隆起経時変化図 (S₁トンネルの場合)



(b) 路面の隆起速度比較図

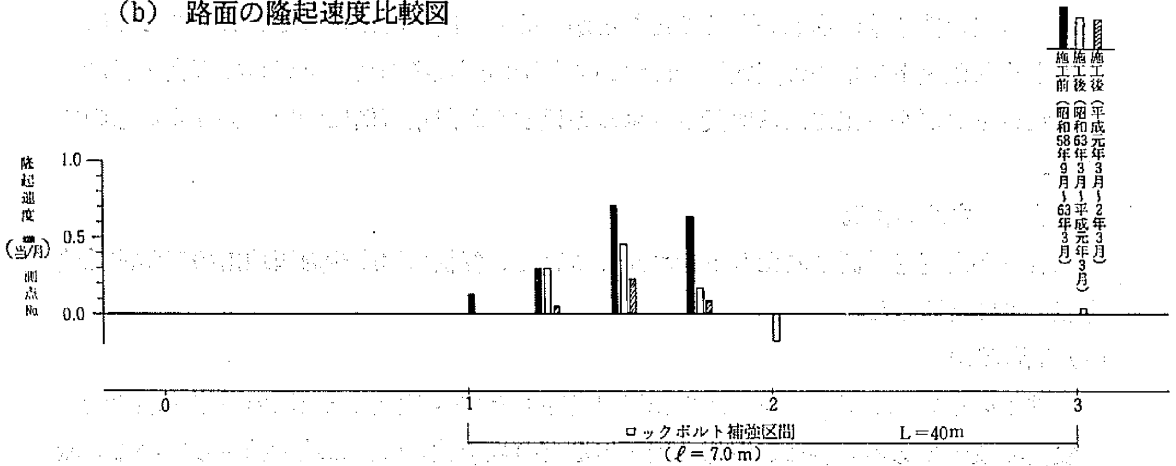


図-1 S₁トンネルの路面隆起速度・経時変化

また、側壁間の縮みは、一般に少ないが、側壁が直線となっていて構造上問題のあると思われるNトンネル第2工区やG₁トンネルで、側壁の押し出しがありNトンネル第2工区で最も大きな値が観測され、路面の隆起速度と同じ、0.6cm/年であった。

表-1 既設変状トンネル一覧表

トンネル名	竣工	変状発見	最大土盛り	同変状箇所	地質	地質的特徴点	最大変起量 c m	発起年 c m	地山の性質					対策工 (施工年)						
									単体 (gf/cm^2)	地山強度 一軸 (kg/cm^2)	Wn (%)	LL (%)	Ip		If	2以下 含有量 (%)	塊形係数 (kg/cm^2)	残留強度	地山強度比 (cu/qu)	
G ₁ トンネル	S49	S58	50m	50m	流紋岩	熱水変質帯	13.0cm	1.1cm	1.71~1.88 gf/cm^2	10.0	37.2	167~243	57~197	26~78	30~52	1.500	15.0'	1.0 (平均) (0.5最小値)	ロックボルト 全周 f=7m (1989)	
S ₁ トンネル	S49	S58	45m	20m	粗粒玄武岩 粗粒角礫岩	境界部における局所的 変質	(1.8cm/23ヶ 月)	0.7cm	2.02~2.72 2.12 gf/cm^2	7.6~18.0 20	10.5~30.5 18.5~3.3	72.0~12.3	55~90	8.2~10.8 50	8.8~9.0	21~22.5	22,000 2,900	19.3' 19.5'	2.05 2.88	ロックボルト 全周 f=7m (1988)
Nトンネル 第1工区	S47	S58	215m	80m	泥岩	小断層 褶曲帯	12.3cm	1.7cm	1.8~2.25 gf/cm^2	5~80	14~24	50~102	25~75	4.6~11.6	23~42	500~ 12,000	13'~15'	2.84 (1.36最小値)	ロックボルト 全周 f=7m (1988)	
Nトンネル 第2工区	S47	S58	215m	185m	(凝灰、砂岩) 互層	褶曲帯	2.2cm	0.6cm	2.05~2.10 gf/cm^2	9.3~135	14~23	28~68	11~41	5~12	3,100~ 11,000	25.4~ 34.3	0.2~3.5	ロックボルト 全周 f=5m (1990)		
S ₂ トンネル	S47	S48	180m	85m	花崗岩	断層あるいは 急激な 地盤沈下 の熱水変質	近所センターで 掘削し、60cm 程度する。	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	ロックボルト 側壁~断面 f=2.5m (1981)
A トンネル	S41	S48	173m	130m	凝灰岩	断層破砕帯 あり	2.6cm	2.6cm	1.972 gf/cm^2	(2.6~6.2) N風より	18	43	24	5.7~7.4	15~37	-	-	(0.1)	f=5m 側壁~断面 (1978)	
O トンネル	S40	S48	43m	43m	泥岩	風化帯 (断面)	19.3cm	1.4cm	1.8 gf/cm^2	5.5	49~58	81~101	39~51	12~26	34~42	-	-	0.72	ロックボルト 側壁~断面 (1979)	
B トンネル	S39	S46	45m	45m	流紋岩	熱水変質帯	7.0cm	0.9cm S52以降	1.95 gf/cm^2	8.5	20~35	85~209	59~180	16~41.5	14~30	500	5'~15'	0.97	ロックボルト f=5m (断面のみ) (1989)	
G ₂ トンネル	S64	S63	80m	80m	泥岩	褶曲帯	1.6cm/ 27ヶ月	0.7cm	2.26~2.30 gf/cm^2	90~200	9~12	95~118	50~90	13~27	30~34	3,500~ 60,000	14'~20'	8~10	ロックボルト f=5m (1982)	

3. 既設トンネルの変状原因について

既設トンネルの変状区間では、周辺地山が粘土化している場合が多いことから、変状原因が吸水膨張にあるといわれることが多い。しかし、変状程度が初期の段階からかなり進んだ状態まで、種々のトンネル周辺地山の状況を調査すると、塑性化領域が大きいほど変状も大きく、この塑性化領域の拡大原因としては、新設トンネルで検討されている地山強度比 α など地山の性質を指標として、以下のように考えられる。

すなわち、 $\alpha \geq 2$ ではトンネル壁面の地山は弾性状態にあり、その変形量も数cmオーダーと推定されトンネルは安定する。

$\alpha < 2$ では、トンネル壁面の地山が破壊し、塑性化領域が形成される。この場合、トンネル掘削によって応力の変化する範囲が大きくなり、大変形を生じることになる。

このような変状の過程を、図-2に地圧の発生機構として整理した。

ここで紹介している既設トンネルの変状原因を図-2にもとずいて考えると、①→②→④→⑤→⑥→③→⑦→⑩の経路に沿った発生メカニズムをもつものと考えられる。すなわち、施工時の周辺地山は、平均的には $\alpha \geq 2$ で安定するが、ゆるみや風化による強度低下・局部的な弱線および隅角部での応力集中などによる進行性破壊で徐々に塑性化の範囲が拡大し、膨圧発生にいたるものと考えられる。

このように、膨圧発生のメカニズムは、古典的に考えられていたような地山の吸水膨張性にあるのではなく、第1義的には、地山の強度比で表現されるようにトンネル掘削により発生する2次応力状態に地山が耐え得る強度を有しているかどうかであり、第2次的には、一旦破壊した場合の塑性化領域の発達を支配する地山の物理的性質の因子として、(1) $2 \mu\text{m}$ 以下の粒子の含有量が30%以上、(2)塑性指数が70%以上、(3) $\text{CEC} \geq 35 \text{ meq}/100\text{g}$ 、(4)主要粘土鉱物がモンモリロナイトであることなどがより大きな膨圧となる性質として考えられる。

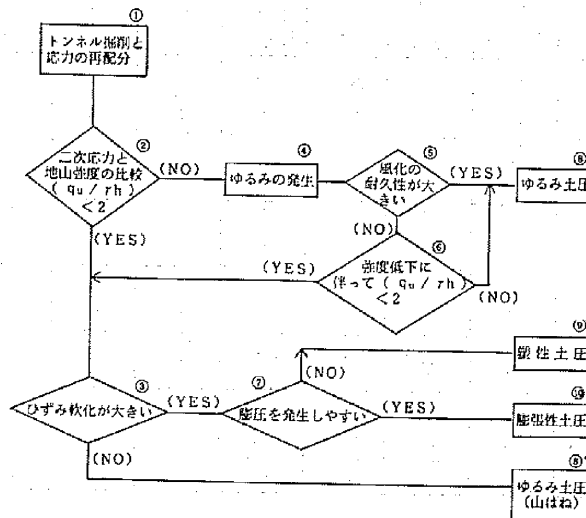


図-2 トンネルに発生する地圧の発生機構

4. 対策工の考え方

既設トンネルの変状対策として大別するとつぎの方法がある。

- ① インバートを含めたライニングの増設・打換え等による支保構造の剛性を高める。
- ② ロックボルト等により地山を補強すること。

支保構造物の剛性を高めることは、作用荷重の大きなポイントで支持することになり、必ずしもトンネル全体の安定度の向上にはならない。さらに、供用中のトンネルでは種々の制約から、インバートの増設そのものの施工が困難であることから、①の方法は単独で採用されることは少ない。

一方、②の方法はロックボルトの打設により地山に与えられる荷重がトンネル半径方向応力となることから、地山内の軸差応力が小さくなり、せん断応力そのものが減少し、地山の塑性化を抑制することになる。また、計測しながら増設するなどの柔軟な対応が可能であり最も合理的な対策工と考えられる。

ロックボルトで補修した後の動態観測結果によると、表-1のAトンネルでは、塑性化ゾーンの厚さに比べロックボルト長が短く、路面の隆起は補修後も生じている。一方、Oトンネルでは、非塑性化領域までロックボルトを挿入した結果、路面の隆起は補修後に集束した。

また、OトンネルやG₁トンネルでは、ロックボルトで補修した後に、変状区間以外の区間で路面の隆起現象を生じた。

このようにロックボルトの設計上の留意点としては、ロックボルトの長さやトンネル縦断方向の施工範囲があげられる。これらは、応力や土圧の計算よりも、事前の観測や調査を十分に行って、トンネル周辺部の塑性化領域及び変状範囲を明確にしておくことが大切である。

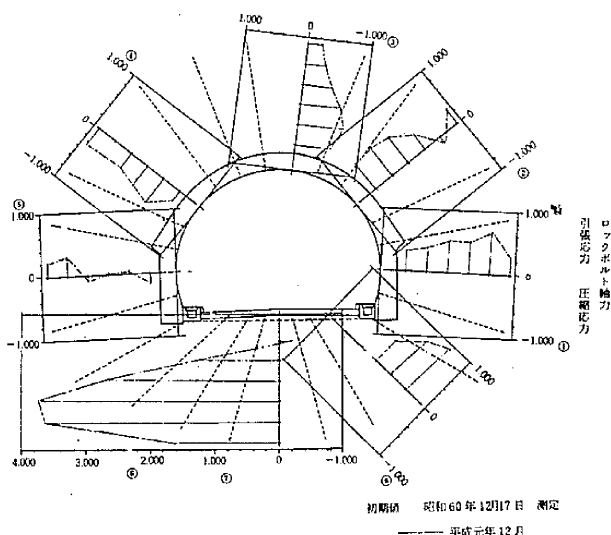


図-3 G₁トンネルのロックボルト軸力分布図

O、G₁トンネルの経験をふまえて、それ以降に行った、S₁、N、B、G₂トンネルでは、ロックボルト長は非塑性化領域まで挿入し、かつ打設延長を、非変状区にトンネル断面巾の2部程度まで確保する必要とするものとした。

5. おわりに

以上既設トンネルの変状とその対策工について述べたが、ここで述べたロックボルトは新設トンネルの標準工法となっているNATM工法と基本的な考え方は同じである。

しかし新設トンネルの施工においては施工しながら観測する情報化施工が単一工事内で行えるが、既設トンネルの変状は、最大でも2.6cm/年といったわずかな変形量であるため、かなり長年月(2~3年)にわたって変状を計測しないと対策工の効果判定はむずかしいことから、新設トンネルの施工のように同一工事内での情報化施工は困難である。

したがって、事前の調査観測がきわめて大切である。特にロックボルトで補修する場合は非塑性化領域まで到達するロックボルトの長さが効果的であり、事前の調査で塑性化領域を限定できる程度の調査観測を実施しておくことが大切である。

また、変状区間の補修を行うと、長年月の間には、補修区間に隣接した、非補修区間で変状が発生することもあり、対策工の区間の決定にあたっては十分な検討が必要である。