

膨張性トンネルの変状調査

建設省静岡工事事務所 林 幸一 西田 豊
清水建設株式会社 古賀清也 ○高崎英邦

1. はじめに

静岡県藤枝市と島田市間に、国道1号線のバイパス工事の一部として谷稲葉トンネルを建設中である。当トンネルは当初予想された以上の膨張性地圧が発生し、H支保工の変状が著しく掘進が困難となったために、諸種の対策・補助工法が採用された。その中でロックボルトの有効性が認められたが、一部でロックボルトと吹付け工法を併用したNATMを特に地質の悪い西工区で試験的に施工した。その際に各工法と地山挙動の相関性を理解する目的から各種の試験や計測を実施した。今回の報告では、側壁導坑における調査結果と当トンネルの地山挙動の特徴などについて述べる。

2. 地質とトンネルの概要

トンネルの全延長は1,355mで、今回調査試験を行なった西工区は、土盛り20～40mの比較的なだらかな丘陵地帯でかつ地汙り地帯に位置している。岩質は砂岩泥岩の互層であり、大小の断層破砕帯が存在し、その弾性波速度は2.0～2.6 Km/sと調査されている(図-1参照)。

掘削方式は側壁導坑先進上半断面リングカット工法を採用し、導坑は150H支保工900ピッチ、上半は250Hの800ピッチと計画した。掘削断面積は導坑で約18m²、全部で108m²である(図-2参照)。導坑掘削時、図-1に示すK点より膨圧のために支保工が変状し(座屈、ねじれ、曲げ破壊)、ロックボルト工法を併用した(以下A工法と称す)。NATM試験区間はB工法として示されている。

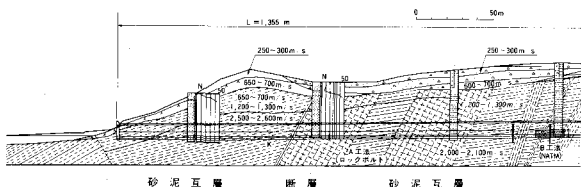


図-1 トンネル縦断と地質

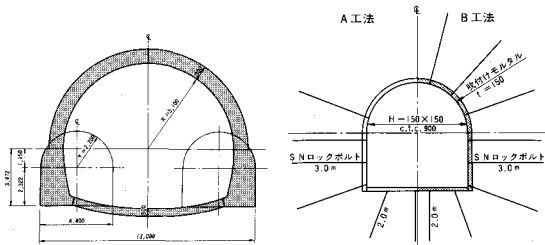


図-2 標準断面図

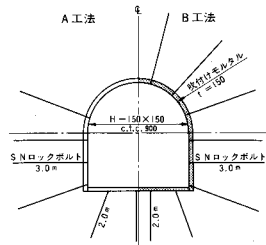


図-3 支保工図

3. 調査試験の内容

3-1 施工法

図-3に示すように、A工法はアーチ支保工に加えてロックボルトを側壁に各4本、底盤に3本の計11本を支保工間に900ピッチで打設した。B工法は掘削後支保工を金鋼(50×50)とともに建て込み、底盤を含む全周壁面にモルタルを15cm吹付け、ロックボルトを全周に計16本システム的に打設した。使用したロックボルトは全面接着式のSNTバックアンカーで、モルタルにより充填した。また吹付け機械は湿式のスピロクリートを使用した。

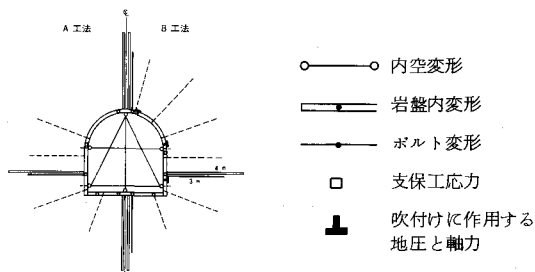


図-4 計器取付図

3-2 試験・計測項目

図-1に示すトンネル縦断の太線位置をA・B各工法の代表断面として、

図-4に示す計測を実施した。その他の調査試験項目として、坑道弾性波試験、岩石試験、吹付けモルタル強度試験、ロックボルト引抜試験などを行なっている。

4. 試験計測結果

4-1 岩石試験 地質は新第三紀中新世に属する砂岩勝ちの泥岩の互層である。砂岩系は一軸圧縮強度 200 kg/cm^2 以上でかなりの強度を持っている。これはトンネル掘削位置付近の初期応力として自重のみを考慮した 10 kg/cm^2 程度と比して充分な強度であるが、しかし、軟弱化粘土化した泥岩がレンズ状あるいはシーム状に存在しており、これらは著しく強度が弱い。表-1の試験値は整形供試体の作成が不可能であったため、非整形試験によりプロトジャコノフの式を適用して推定したものである。層理面すべりによると思われる鏡肌が発達し、切羽を数時間放置すると小剝落を生じるのが観察される。

膨潤度は3.0以上であり膨張性の大きい岩盤に属しているが、Na型モンモリロナイトを含有する一般的な泥岩の膨潤度に比して小さく、またCEC値も同様であることから、本試料の膨潤性粘土鉱物含有量はあまり多くないと思われる。水浸崩壊度も非常に悪いものである。上記のような結果から、本泥岩は水や応力の変化によって急激に軟弱劣化することが理解できる。

4-2 A工法部 図-5に示したように、計器設置後2日目から掘削が開始されたが、その直後は変形が著しく増大し、特に鉛直方向は 60 mm/日 以上の速度を示した。切羽位置と変形速度の関係を図-6に示しているが、切羽の進行による影響が明瞭である。15m程度の時点で一時切羽を停止したが、変形が $2\sim4\text{ mm/日}$ と微増している。これがクリープ的なものであるか、反対側導坑の接近による影響かは判然としない。図-5の20日目以後の速度の変化は反対側導坑の通過時に対応しており、明らかに相互干渉が認められる。

図-7は、10日目の岩盤とボルトのひずみ応力分布であるが、ひずみ量は2桁ほどの差異があり非常に大きい。側壁部のボルト長3mはかなり有効に作用していると考えられるが、底盤の2mは岩盤ひずみから判断すると短いようである。側壁に沿って弾性波速度試験を実施したが、壁面より2m内は 1.3 km/s 以上で1.8と明瞭な不連続面が測定され、岩盤ひずみの大きな領域と一致している。

H支保工の応力分布は図示していないが、ストラットの曲げモーメントが非常に大きく、破壊され入れ換えを余儀なくされたものも多い。側部の曲げは比較的小さく、ボルト打設以後はかなり側圧は減じられその効果が認められる。鉛直方向軸力は約 140 t/基 であり、大きな荷重が作用している。

4-3 B工法部 図-8, 9に示す内空変形とその速度は、A工法部に較べて明らかに小さくなっている。すなわち切羽の進行に伴う急激な変形の進行は認められず、絶対変形量も低減している。アーチ部にもボルトを打設した結果、特に鉛直方向変位が制御され水平方向とほぼ等しくなっている。勾配水平部は盆休み期間に対応しており、クリープよりも切羽進行の影響が大であることが解る。反対側導坑が丁度休みの前後に通過し、また側壁コンクリート打設のために吹付けモルタルを一部斫ったための影響が重なったりで(図-8右端立上り部)、相互干渉は明瞭に識別できない。

岩盤とロックボルトのひずみ応力分布によれば(10日目)、大きい値を示す領域はA工法に比して小さくなっているが、盤膨れはかなり大きくストラットにも $2,500\text{ kg/cm}^2$ 以上の曲げ応力が生じていることから、この種の地山に対しては充分な盤圧対策が要求される。

表-1 岩石試験

		軟質泥岩	風化泥岩
見掛比重		2.28	1.83
含水比%		4.6~9.0	15.0
吸水率%		15.0	39.9
有効間隙率%		31.0	64.0
膨潤度 $\text{ml}/2\text{ g}$		3.0	3.1
水浸崩壊度		C~D	D
一軸圧縮 kg/cm^2		3.4~9.4	2.0~4.2
化学試験	PH	9.4	7.2~9.7
	CEC me/g	0.09	0.08
X線回析	造岩鉱物	石英 長石 雲母	
	粘土鉱物	イライト-モンモリロナイト 混合層鉱物 緑泥石 イライト	

吹付けモルタルに生じた軸力は、アーチ天端と側部で $12 \sim 19 \text{ kg/cm}^2$ ($18 \sim 28 \text{ t/m}$) であった。H 支保工、ボルトおよび吹付けモルタルは各々応分に地圧を分担し、かつシステムボルティングの効果も加わり充分に断面収縮を制御している。

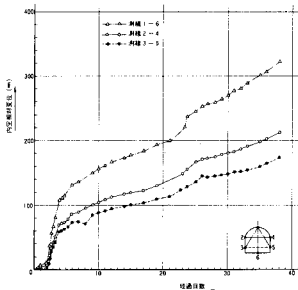


図-5 A工法・内空変形

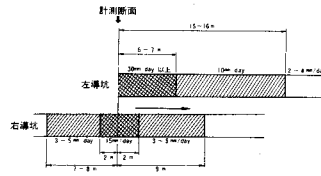


図-6 A工法・変形速度

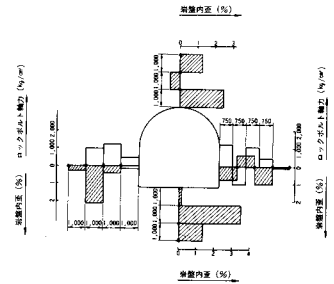


図-7 A工法
岩盤・ロックボルト変形分布

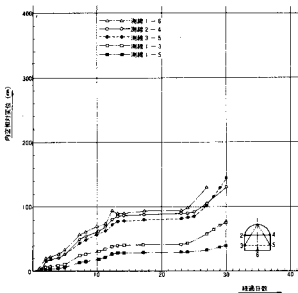


図-8 B工法・内空変形

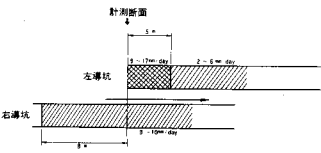


図-9 B工法・変形速度

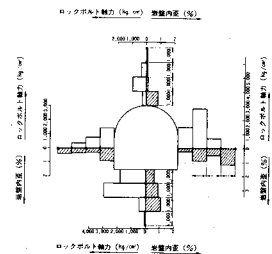


図-10 B工法
岩盤・ロックボルト変形分布

5. 考察

5-1 内空変形と切羽の進行 施工にともなう変状の各種要因は、結果として内空変形に顕著に現われる。ここでは切羽の進行につれての前面岩盤の拘束力の解放による内空変形を考える。図-5, 6で示されるA工法部では、切羽が近い時点(6~7m)までは急激に変形が増大し(特に鉛直)、その後緩勾配で継続している。切羽前面の拘束の影響は、弾性計算によれば掘削幅の1~2倍でほとんど変形が解放され、また塑性変形の場合はより狭い範囲と考えられる。この例では3~4倍の距離まで切羽掘削の影響が認められており、仮にゆるみ領域を掘削幅に考慮して仮想掘削面を想定した場合は、幅が約9~10mとなる。A工法での切羽の影響範囲と考えられる16~17mは幅の2倍以下であり、興味深い問題を含んでいる。

吹付けモルタル、システムロックボルトを配したB工法部は、図-8, 9に示されるごとくA工法ほど大きな影響範囲は認められず、変形量およびその速度もかなり小さくなっている。これはB工法の支保効果により岩盤の変形が制御されたためであろう。以上の事柄から、地山をゆるませることは切羽の進行による影響を広範囲まで受け易く、結果として変形量の増大となって現われることが解る。また地山を構成する大部分の岩盤は相当の強度を持っており、これだけの変形量を説明することは困難であることから、体積的には数%と推定される泥岩の軟弱化粘土化したものが、地山挙動に対して支配的であると考えられる。

5-2 ゆるみ領域と相互干渉 ゆるみの定義としてここでは大きなひずみを示す領域と考えると、A工法部では側壁部で2~3m、天端底盤部ではもう少し深いところにあることが明確に認められる。側壁部においては、弾性波試験の結果による2m付近に速度の遷移層があることから裏付けられる。また一部に圧縮ゾーンが認められ興味深い現象を呈しているが、この発生機構の満足な説明は困難である。

B工法では特に大きなひずみを示す部分は認められず、その起伏も比較的小さい。弾性波試験結果から

も明瞭な速度の遷移層は得られていない。また圧縮を示すゾーンも認められず、これらの併用工法によって荷重の再配置が円滑に行なわれているものと考えられ、以上の結果として内空変形も小さくなっている。

ロックボルトと岩盤のひずみ分布の傾向はほぼ一致しているが、その量は後者がかなり大きい。これはボルトと岩盤の間でかなりの相対変形がすべりなどにより生じているためと推測される。

A工法の場合、先行した導坑の計測断面に反対側導坑が接近すると、大背側の岩盤内ひずみや内空変形に明らかな相互干渉の影響が認められる。側壁導坑の中心間隔は掘削幅の約2倍であり、岩盤強度の弱さからある程度の相互干渉は覚悟せねばならないが、B工法の場合は前述したような施工条件の不均一さが重なって明瞭には識別できなかった。

5-3 地圧と支保工 当地における膨張性の原因としては次のように考えられる。軟弱化および粘土化した泥岩は非常な可塑性に富み、浸水崩壊度も著しい。これに施工中の経験からも認められている。一軸圧縮強度も数 kg/cm^2 のオーダーであり、地山強度比も1前後しかない。以上の事柄から、掘削による応力増分と本来の地山の強度不足に岩盤の強度劣化が相まった結果、塑性流動を起し破壊に至ったのが膨張性の主要な原因であろう。

地圧の推定はH支保工に加えてロックボルトや吹付けモルタルなどがあって困難であるが、A工法における鉛直荷重は比較的可能である。H支保工の鉛直反力から得られる地圧は最高

$$P_{v.ob} = 30 \quad \text{t}/\text{m}^2$$

程度と予想される。次に浅層トンネルにおける Terzaghi のゆるみ地圧論を用いて推定してみる。

$$P_{v.cal} = \frac{Br - 2C}{2K \tan \phi} \left\{ 1 - \exp \left(-2K \frac{H}{B} \tan \phi \right) \right\}$$

臨界状態における ϕ_c は、切羽より $55^\circ \sim 44^\circ$ 前方より地表が沈下し始めた事実より、これを $45 + \phi_c / 2$ と置いて $\phi_c = 20^\circ \sim 0^\circ$ 、および $C_c = 0$ 、側圧係数 $K = 1$ と仮定する。すべり地塊の幅 $B = 10.7 \sim 13.4 \text{ m}$ 、土被り厚 $H = 40 \text{ m}$ 、 $\gamma = 2.4 \text{ t}/\text{m}^3$ として前式に代入すると、

$$P_{v.cal} = 33 \sim 96 \quad \text{t}/\text{m}^2$$

が得られ、 $\phi_c = 20^\circ$ 程度で非常に良い近似を示している。以上から上半掘削時には最大 $45 \text{ t}/\text{m}^2$ 程度の鉛直地圧が予想される。

側圧は実測の推定が困難であるが、 $P_v = 30 \text{ t}/\text{m}^2$ を用いて土圧理論から算定すると $14 \sim 19 \text{ t}/\text{m}^2$ となる。例えばA工法部の場合、H支保工が曲げ破壊する際の荷重に、実測から得られたロックボルト軸力を単純に加えても $10 \text{ t}/\text{m}^2$ 未満であり、側圧を支持している事実を説明するに困難である。以上の第1近似としての数値はかなり精度の悪いものであろうが、B工法部にも全く同様のことが言える。従来から言われているように当施工例でも、システムロックボルトはボルト単独の支保力の他に何らかの地圧の支保機構が有効に形成されていると考えられる。

6. おわりに

膨張性地山トンネル掘削時の各種調査結果を整理して述べるに止まったが、システムロックボルトと吹き付けコンクリートの併用によるいわゆるNAATMが、この種の地山性状に対しても十分に支保機能を発揮することが確認されたのは貴重な経験であった。現在数値解析も合せて行なっているが別の機会に報告したい。

今回の調査試験の計画時から京都大学資源工学科岡助教授ならびに土木研究所今田トンネル室長からは、終始適切な御教示を賜ったことを感謝したいと思います。

TUNNEL INVESTIGATION SUSTAINED EXPANSIVE EARTH PRESSURE

Koichi Hayashi*

Yutaka Nishida*

Yasunari Koga**

Hidekuni Takasaki**

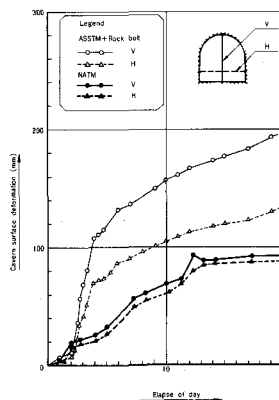
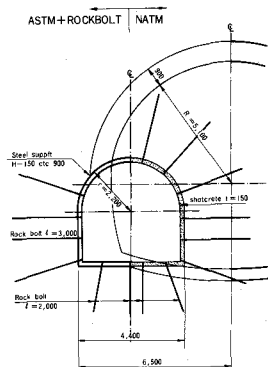
As the excavation of the tunnel was hampered by the expansive earth pressure, rockbolts were employed as a subsidiary method. The trial execution of the NATM (New Austrian Tunneling Method), which combines the system rockbolts with shotcrete, was also carried out.

In this report, various ground behaviours under different work methods are compared and their characteristics are presented.

The geology of the tunnel site is alternated beds of sandstone and mudstone, and many fault shattered zone are exist. The P-wave velocity was 2.0 to 2.6 km/s and the earth covering was 20 to 40 meters. The compressive strength of rock was over 200 kg/cm² in most parts, but was partially below 10 kg/cm² in softening mudstone. The earth was subject to sudden softening and deterioration due to the change of stress and due to water.

The following results were obtained through our investigation:

- (1) The ground behaviour is governed by the softening mudstone, though its quantity is small.
- (2) The main cause of the expansive earth pressure is the plastic flow failure of the rock mass.
- (3) The cavern surface deformation is caused largely by the progress of the facing, and the effect of the creep is small.
- (4) The H-support, rockbolts and shotcrete were all effective, each supporting a portion of the ground force.
- (5) The NATM is an effective method in this tunnel works since it is advantageous in respect of the following points:
 - a. Cavern surface deformation
 - b. Loosing zone
 - c. Interaction caused by the passage of the opposite heading
 - d. Stress redistribution



* the Ministry of Construction

** Shimizu Construction Co., Ltd.