

(45) 大型トンネル模型実験によるロックボルトの補強効果の検討(その2)

—— 側圧係数0.5の場合の実験結果 ——

国鉄 鉄道技術研究所 正会員 土屋 敬 正会員 安田憲彰
鹿島建設 技術研究所 正会員 田沢雄二郎 正会員 須藤英明

I. は じ め に

NATMの支保部材としてのロックボルトや薄肉ライニングの補強効果については多くの研究が行われており、内空変位の抑制や壁面変位の抑制などに効果があることが示されている。筆者らは、これらの支保部材の補強効果を総合的に検討するため、1軸圧縮強度(qu)が約 10kgf/cm^2 (1.0MPa)程度の軟岩を対象とし、実トンネルの1/10縮尺に相当する供試体を用いた一連の大型模型実験を実施中である。昨年度はこのうち、側圧係数 $K_0 = 1.0$ の条件におけるロックボルトの効果について述べた¹⁾。

今回は、 $K_0 = 0.5$ の条件下での実験結果を報告する。

表-1 実験ケース

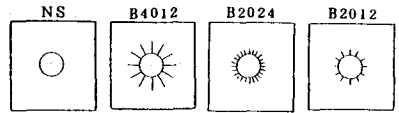
II. 実 験 概 要

1. 実験目的と実験ケース

実験は昨年度と同様、ロックボルト(以下、単に「ボルト」と記す)によって得られるトンネル内空変位の抑制、周辺地山のゆるみ減の低減、壁面の変位抑制などの効果について、

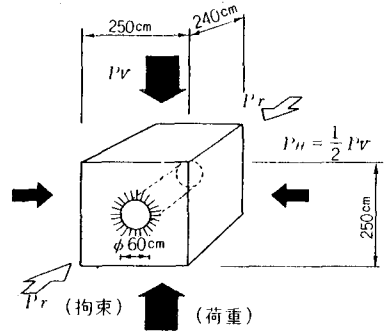
ボルトの長さ及び設置本数を变化させた場合の影響を検討することを目的として実施した。実験ケースは表-1に示すとおりであり、ボルトは軸方向ピッチを一定のもとに、長さとし断面あたりの設置本数を各々2水準に変えた。

供試体 No.	実験ケース(ロックボルトの設置条件)			
	長さ L (cm)	設置本数 F (本/断面)	$L \times F$	トンネル軸方向ピッチ l_a (cm)
NS	(無 支 保)			
B4012	40	12	480	8
B2024	20	24	480	8
B2012	20	12	240	8



2. 供試体の作製と載荷方法

供試体は図-1に示すように、1辺約2.5mの立方体の中央部に60cm径の水平空洞(直径6mの単線鉄道トンネルに相当)を設けたものである。地山材料には1軸強度 $qu \approx 10\text{kgf/cm}^2$ 、粘着力 $C \approx 3\text{kgf/cm}^2$ 、内部摩擦角 $\phi \approx 25^\circ$ の物性を有するベントナイトモルタル、ボルトは公称径4mmの鋼製ネジ棒に10mm角のベアリングプレートを取付けたものを用いた。供試体内部には図-2に示す要領で各種計測機器を設置し、載荷は鉛直荷重(P_v)を1ステップ0.05MPa(0.51kgf/cm^2)、持続時間10分に設定した段階的載荷とした。



III. 実験結果と検討

図-1 供試体の形状と載荷方法

1. 内空変位

鉛直荷重(P_v)とトンネルの内空変位率(U/D)との関係を鉛直方向並びに水平方向の測線で測定した結果を図-3~4に示す。以下、これらの結果について記す。

a. 鉛直変位

鉛直方向の内空変位(U_v/D)は、 $P_v \approx 0.4\text{MPa}$ (4.1kgf/cm^2)の荷重段階から増加が目立ち始め、 $K_0 = 1.0$ の場合($P_0 \approx 0.5\text{MPa}$ 付近から変位が目立ち始める)に比べて幾分進行が早くなった。弾性理論により求まるトンネル壁面の接線方向応力($\sigma_{\theta e}$)は $K_0 = 1.0$ では $\sigma_{\theta e} = 2P_0$ 、 $K_0 = 0.5$ では側壁部で最大値 $\sigma_{\theta e \cdot \max} = 2.5P_v$ となり、今回の実験においても、この式より得られる $\sigma_{\theta e}$ が地山の1軸強度 qu とほぼ等しくなる荷重段階から壁面付近が徐々に破壊し、内空への押し出し変位を生ずることが示された。

また、ボルトを設置した場合は $P_v \approx 0.6\text{MPa}$ (6.1 kgf/cm^2)、 $U_v/D \approx 0.5\%$ 付近から無支保 (NS) との間に変形の差が生じ始め、ボルトの変位抑制効果が認められた。これをボルトの設置パターン別にみると、1断面あたりの総延長が一定 (長さ×設置本数 = $480\text{cm} \cdot \text{本}$) の条件下では、B 4012 (ボルト長さ 40cm 、1断面に12本) よりも B 2024 のほうが U_v/D は約15%減少し、変位抑制の面からは短いボルト (40cm よりも 20cm) を多く (1断面に12本よりも24本) 設置するのが効果的であることが示された。この結果は、昨年度の $K_0 = 1.0$ の場合とも同様の傾向であったが、無支保との変位量の差は今回のほうが小さい値を示した。

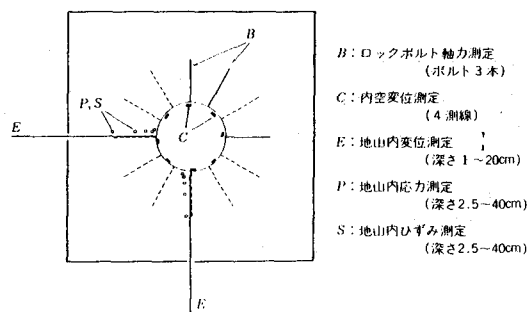


図-2 計測項目と測定位置

b. 水平変位

水平方向の内空変位 (U_H/D) は、 $P_v \approx 0.6\text{MPa}$ (6.1 kgf/cm^2) まではほとんどみられなかったが、その後増加する傾向が認められ、無支保とボルト支保との変位挙動の差異は鉛直方向の場合よりも一層増大した。また、無支保の場合は、変位が増加し始めるとその進行が特に著しいのに対し、ボルト支保では、変位の増加割合は鉛直方向の場合とほぼ同等あるいはそれ以下となった。次に、ボルトの設置パターンの影響に着目した場合、 $P_v \approx 0.7 \sim 1.2\text{MPa}$ ($7.1 \sim$

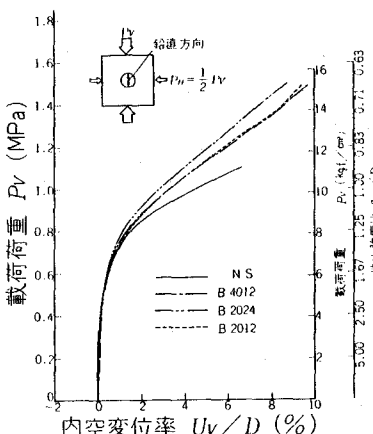


図-3 載荷荷重と内空変位率との関係 (鉛直方向)

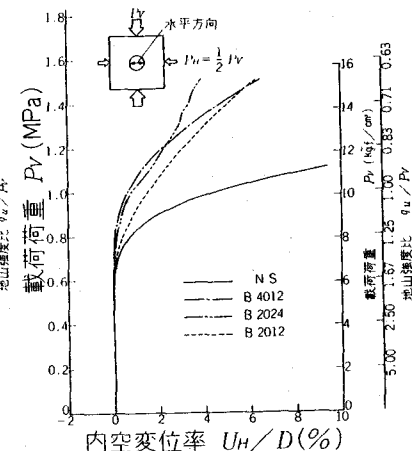


図-4 載荷荷重と内空変位率との関係 (水平方向)

12. 2 kgf/cm^2) の範囲では B 4012 と B 2024 の各配置でほぼ同程度の変位抑制効果が得られた。しかし、その後の荷重段階では鉛直方向と同様、B 2024 配置のほうが変位の進行がさらに抑制され、トンネル断面の安定を維持する上でより好ましいことが観察された。

これら鉛直及び水平変位の各挙動は次の事柄を表わしている。

- $K_0 = 0.5$ の荷重条件下においても、ボルトによる内空変位抑制効果が発揮される。この効果が発揮される荷重段階は $P_v \approx 0.6 \sim 0.7\text{MPa}$ ($6.1 \sim 7.1\text{ kgf/cm}^2$) 以降、すなわち地山強度比 q_u/P_v が約 1.7 以下となる領域である。
- トンネルは、水平変位に比べて鉛直変位が卓越した状態で変形が進行する。ボルトの変位抑制効果はトンネルの鉛直方向と水平方向とで異なり、鉛直方向におけるボルトの効果は $K_0 = 1.0$ の場合よりも小さいが、水平方向での効果は逆に大きい。
- 1断面あたりのボルトの設置総延長が一定 (長さ×設置本数 = $480\text{cm} \cdot \text{本}$) の条件下では、長さの短いボルト (40cm よりも 20cm) を多く (断面あたり12本よりも24本) 設置することが変位抑制の面で効果的である。この結果は $K_0 = 1.0$ の場合とも同様の傾向であり、ボルトの長さや本数には適切なパターンが存在する可能性を示している。

2. 地山内変位

載荷装置外周部の不動点を基準として内空壁面から 20cm までの地山内変位を測定した結果の例を図-5に示す。

鉛直方向での地山内変位を同一荷重段階と比較した場合、各測点で測定された内空側への地山の押出し変位量は、トンネル壁面の局所的な破壊によると思われる変動を除けば、いずれのケースともほぼ等しい分布状態となった。これは、内空変位でもみられたとおり、トンネル鉛直方向の地山がボルトの有無や設置パターンの相違に

よる影響をほとんど受けず、荷重の増加に伴いほぼ一体化したまま内空側への移動を生じていることを表わしている。

これに対して水平方向の場合、壁面付近では地山の破壊によるトンネル内空への押し変位が認められたが、地山内部（深さ20cm位置）ではほとんど変位が認められなかった。また、壁面付近の押し変位は支保条件によって差があり、B2024が最も小さな値となった。

次に、トンネル半径方向にお

ける地山内ひずみの分布の測定例を

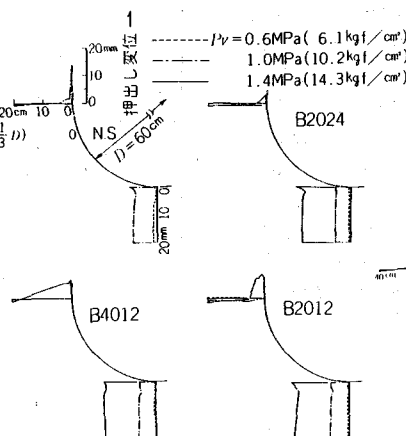


図-5 地山内変位の測定例

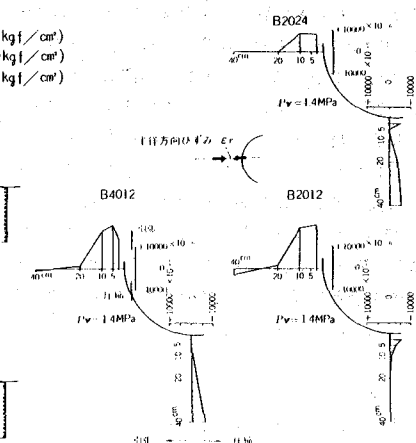


図-6 地山内ひずみの測定例

図-6に示す。この図によれば、トンネル鉛直方向の地山には全般に圧縮ひずみが生じていること、水平方向の地山は、トンネル内空壁面から深さ20cm以奥の測点ではひずみがほとんど発生していないのに対して、深さ2.5~10cmの各測点では引張ひずみが生じていること、さらに、この引張ひずみはB2024の場合が他の支保条件に比べて最も小さな分布であることなどが観察され、前述の地山内変位とも比較的良好に対応した。

以上の結果から、 $K_0 = 0.5$ の荷重が作用するトンネルでは、一度変形が進み始めると、荷重の増加に伴う側壁部の破壊のために鉛直方向の変位が水平方向よりも卓越した状態で徐々に変形を生ずるが、適切な設置パターンのボルトはこうした側壁部の地山の破壊や内空への押し変位を効果的に抑制する役割を果たしていることがうかがわれる。

3. 地山内応力

図-7~8は、トンネルの側壁部における接線方向地山内応力 (σ_θ) の変化を無支保とボルト支保 (B2024) について示したものである。 σ_θ は荷重の増加に伴って増大したが、無支保の場合には、 $P_v \approx 0.8\text{MPa}$ (8.2 kgf/cm²) 以降の段階で内空壁面から2.5~10cmの深さにおける測定値が順次低下の方向に転じており、トンネル周辺の地山が破壊により徐々に耐力を失っていく状況（ゆるみ域の拡大）がみられた。これに対してボルト支保 (B2024) の場合、内空壁面から2.5cm深さでは $P_v \approx 0.9\text{MPa}$ (9.2 kgf/cm²)、5cm深さでは $P_v \approx 1.2\text{MPa}$ (12.2 kgf/cm²) の荷重段階まで σ_θ が無支保を上回る大ききで増大しており、各々の測点でのピーク値 ($\sigma_{\theta\text{-peak}}$) も無支保に比べて約1.6倍となるなど、ボルトの設置によって地山自体の支持力が増加していることが確認された。なお、壁面から20cm並びに40cmの各深さにおける σ_θ については、B2024での経時変化は $P_v \approx 1.0\text{MPa}$ (10.2 kgf/cm²) まで無支保と同様の履歴を示すとともに、それ以降も荷重の増加に伴って増大しており、この領域の地山は載荷終了時までゆるみを生ずるに至らなかったことを表わしている。

一方、これらの σ_θ を地山の深さ方向の分布として示すと図-9が得られる。 σ_θ のピーク位置は荷重の増加に伴って地山の内部へと移行しており、前述したゆるみ域の拡大がうかがわれる。しかし、ボルトを設置した場合はトンネル周辺地山の支持力の増加によってこのピーク位置の移行が抑制されていることがわかる。

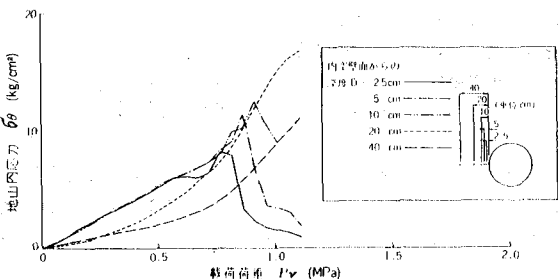


図-7 接線方向地山内応力の変化 (NSの例)

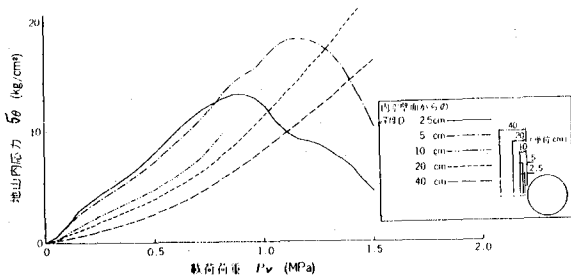
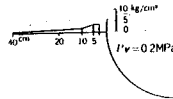
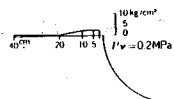


図-8 接線方向地山内応力の変化 (B2024の例)

無支保(NS)

ロックボルト支保(B2024)



4. ボルトの軸力分布

ボルトに生じた軸力分布の例を図-10に示す。荷重の増加に伴って水平方向(トンネル側壁付近)のボルトには大きな引張力が生じ、地山の破壊による壁面の押し変位に抵抗している状況が認められた。しかし鉛直方向のボルトには軸力はほとんど発生しておらず、これは前述のように、ボルトを設置した領域の地山がほぼ一体のまま変位したためと推定された。この挙動は、今回のような荷重が作用するトンネルの場合、設置したボルトに生ずる軸力は場所によって大きく異なることを示しており、軸力の小さい天端や底盤付近では、ボルトの長さや設置本数を低減し得る可能性があることを示唆していると考えられる。

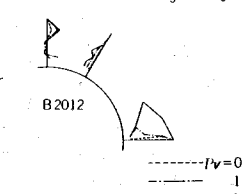
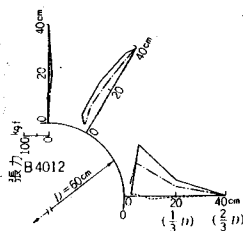
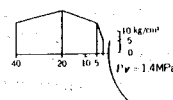
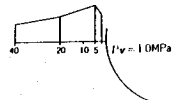
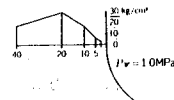
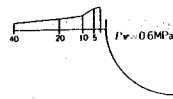
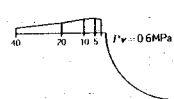


図-9 接線方向地山内応力の分布

図-10 ロックボルトの軸力分布

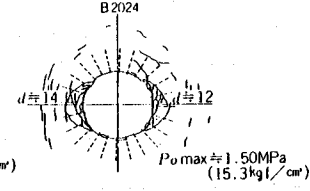
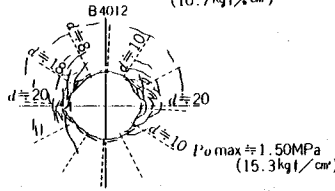
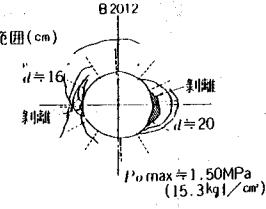
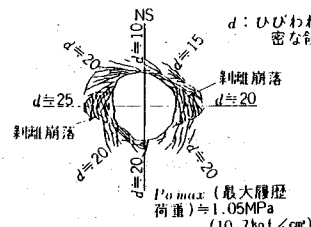


図-11 トンネル周辺地山の破壊状況

5. 周辺地山の破壊状況

載荷終了後のトンネル周辺地山の破壊状況を観察した結果を図-11に示す。トンネル側壁付近の地山にはクサビ状のひびわれ破壊領域が認められ、その範囲は無支保の場合、壁面から約20~25cmの深さまで達した。しかし、ボルトを設置した場合には破壊領域は全般に小さく、B2012では約15~20cm、B4012では約10~20cm、B2024では約5~15cmとなった。この破壊挙動は、内空変位や地山内変位、地山内応力、ボルトの軸力分布などの測定結果とも比較的良く対応している。

IV. む す び

以上、 $K_0 = 0.5$ におけるトンネル模型実験により次の結論を得た。

1. トンネルは、側壁部の破壊により天端沈下及び盤ぶくれを生ずる変形パターンを示す。
2. ボルトの補強効果は地山強度比 q_u / P_v が 1.7以下で発揮される。
3. ボルト総延長一定の条件下では長さの短いボルトを多く用いるパターンが効果的である。
4. 側壁部のボルトには大きな引張力が発生するが、天端・底盤部のボルトでは軸力はほとんど生じない。

これは天端及び底盤部のボルトを省略し得る可能性を示している。

ただし、本実験においては、荷重(地圧)を加える前にトンネルを設け、さらにボルトもあらかじめ打設しているが、実際のトンネルではボルトの打設前に地山の応力開放が始まっており、必ずしも同一条件ではない。今後はさらに実施工に近い条件の下で、今回得られた結果を確認することが望ましい。

〈参考文献〉 1) 土屋、安田、田沢、須藤; 大型トンネル模型実験によるロックボルトの補強効果の検討 (その1), 土木学会第15回岩力シンポ, 昭和58年 2月

(45) Large Scale Model Tests on the Effects of Rock Bolts as Tunnel Support in Soft Rock (Part 2)

by Takashi Tsuchiya, Noriaki Yasuda

(Railway Technical Research Institute, JNR)

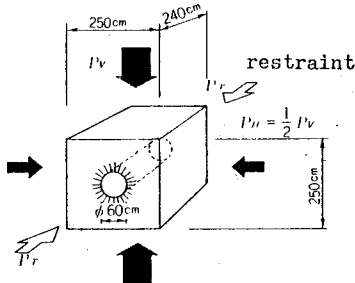
Yujiro Tazawa and Hideaki Sudo

(Kajima Institute of Construction Technology)

For the purpose of studying the effects of rock bolts as tunnel support in soft rock, model tests using a large scale testing device have been carried out.

Artificial rock cubes of $2.5 \times 2.5 \times 2.5$ m were made of bentonite mortar, and a bore hole (tunnel) of 60 cm in diameter was provided at the center of the cube. The hole thus achieved was 1/10 scaled of actual tunnel of 6 m in diameter. Around the circumference of the hole, rock bolts support of 20 cm or 40 cm in length and 12 or 24 in sectional installation number were employed.

Schematic view of the model and loading conditions are as shown in Fig. 1.



$$K_0 = P_H / P_V = 0.5$$

(Part 1 Test : $K_0 = 1.0$)

in which

K_0 : Coefficient of Lateral Pressure

P_H : Horizontal Load

P_V : Vertical Load

Fig. 1 Schematic View of the Model and Loading Conditions

From the experimental studies, the following results were obtained.

1. In the lower loading stage ($P_V \leq 0.4$ MPa, 4.1 kgf/cm²), convergence of the tunnel is approximately 0 %. In the range of $P_V > 0.6$ MPa (6.1 kgf/cm²), failure of the sidewalls takes place by degrees and vertical convergence increases in comparison with horizontal one.
2. The stabilizing effects of rock bolts become operative in the range of $q_u / P_V \leq 1.7$ (in which q_u : uniaxial compressive strength of the rock , $q_u \div 10$ kgf/cm²).
3. Deformation behaviour and failure mode of the tunnel are significantly influenced by the supporting conditions such as length (L) and number (n) of rock bolts.
In the case in which the total length of the rock bolts ($L \times n$) is maintained constant, it seems to be very useful for improving their stabilizing effects to increase the number (n) of rock bolts.
4. With the increase of the load, the tension of the rock bolts installed at sidewalls increases, however, almost no increase is observed at crown and invert.
On the basis of these experimental facts, it is conducted that the reduction of L and n of the rock bolts installed at crown and invert can be expected.

It should be recommended to advance continuous improvements and modifications on the evaluation of these results for a better performance in the actual applications.