

# TBM用ロックライナー（簡易ライナー）の 開発と実用化

中山隆義<sup>1</sup>・奥野三郎<sup>2</sup>・井上昭治<sup>3</sup>・中川浩二<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 株式会社奥村組 本社土木部 (〒545-8555 大阪市阿倍野区松崎町 2-2-2)

<sup>2</sup>正会員 株式会社奥村組 本社土木部 (〒545-8555 大阪市阿倍野区松崎町 2-2-2)

<sup>3</sup>正会員 株式会社奥村組 名古屋支店土木部 (〒453-8555 名古屋市中区区竹橋町 29-8)

<sup>4</sup>正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台)

近年、我が国において、TBMによる施工事例が急速に増加している。TBMによる高速施工を実現するためには、我が国のトンネル掘削において宿命的に遭遇する不良地山でのTBM稼働率を確保することが重要である。本研究では、不良地山においても稼働率を低下させることなく進行を確保することを目的に、仮設支保の考え方に基づくTBM用ロックライナーを開発し実工事に適用した。本報告はTBMロックライナー工法の概要とこの工法を適用した掘削径5.0mのTBM工事の施工結果と問題点について述べる。適用の結果、崩壊性地山においてもTBMを長時間停止することなく安定した進行を得るための有用な知見を得た。

**Key Words:** TBM, light prefabricated steel support, rapid excavation

## 1. はじめに

近年、TBM工法は、トンネルの高速施工とコスト削減を目的として急速に採用事例が増加している。その用途は水力発電用水路、大断面トンネルの導坑、あるいは高速道路の避難坑、上下水道用トンネル等多岐に及んでいる。また、我が国の複雑な地質条件に対応するために、新しい構造のTBMの研究開発が促進されると共に、TBMの掘進に必要な地質調査、切羽前方予知、新しい支保方式等に関する研究開発も急ピッチで行われている<sup>1)</sup>。

TBM工法の特徴の一つは、他の掘削工法と比べて施工速度が著しく速いことである。しかし、過去におけるTBMの施工実績を調査すると、TBMで施工するトンネルの施工延長が長いことと、我が国の地質条件が複雑であることから、宿命的に不良地山に遭遇し地質的トラブルの対策に多大の時間と費用を要している場合が多い。

筆者らは、TBMの高速施工を図るためには、崩壊性地山においても肌落ちや崩壊等のトラブルを防ぎ、TBMの進行を阻害せずに早期にかつ短時間に安全な支保を構築することが重要と考え、仮設（短期）支保の考え方に基づく新しい支保システムを開発した。

この支保は、リング状の鋼材と金網を主体とするもので、TBMのルーフサポート内で組立て、TBMの進行

により支保がルーフサポートを出ると同時にジャッキにより拡張し、坑壁に密着させて、肌落ちや崩壊を防止しようとするものである。また、吹付けコンクリートまたはロックボルトとの併用により、支保の増強が可能となっている。本稿では、支保設計の考え方、強度確認試験および掘削径5.0mのTBM工事に適用した結果について述べる。

## 2. 崩壊性地山における従来のTBM支保方式と問題点

TBMは、大きく分けて、オープン型とシールド型に分けることができる。

崩壊性地山におけるオープン型の支保部材は、吹付けコンクリート、ロックボルト、リング支保工と矢板の組み合わせが一般的である。支保工の構築作業はルーフサポートの後方で行わざるを得ない。そのため、ルーフサポートが抜けると同時に崩壊状況に応じて、リング支保工と矢板で崩壊地山を支えるか、あるいは、それまでTBMの鋼製殻で支えられていた崩壊地山を撤去し吹付けコンクリート、ロックボルト等を施すことになる。オープン型TBMでは、シールド型に比べて切羽により近い

表-1 従来の支保方式の長所・短所

TBM 型式	従来の崩壊性 地山の支保材	従来の支保 材の長所	従来の支保材の短所
オープン型	<ul style="list-style-type: none"> <li>・リング支保 + 矢板</li> <li>・吹付けコン クリート</li> <li>・ロックボルト</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・早期に支保 効果を発揮</li> <li>・経済的</li> </ul>	崩壊性の地質では、支保作業時に多くの岩塊が落下するた め、 <ul style="list-style-type: none"> <li>・危険な作業となる</li> <li>・キーストーンが落下するため、ゆるみの増大を招く</li> <li>・落下した岩塊の処理や支保の構築に時間を要し、TBMの 進行を阻害する</li> </ul>
シールド型	R Cまたは鋼製 セグメント	サポート内で 安全・確実に 支保構築可能	<ul style="list-style-type: none"> <li>・セグメントのコストが高い</li> <li>・裏込が必要</li> </ul>

位置で支保できることをその長所としている。そのため、TBMのルーフサポートはできるだけ短くし、ルーフサポートのはずれた部分では広い作業空間を確保して支保工構築作業を行うことになる。

一方、シールド型のTBMでは崩壊性の地山に対してはセグメントによる支保方式が一般的である。この場合、TBMの後胴内でセグメントを組立て、TBMの進行に伴い鋼製殻により支えられていた崩壊性地山をセグメントで支持していくものである。

「TBMのトラブルと対策」<sup>2)</sup>よりトラブル実績を抽出したのが図-1、図-2である。図-1に見られるようにオープン型TBMでは主たるトラブルの原因として崩壊・崩落、グリッピング不足が挙げられる。また、図-2に見られるように、シールド型TBMのトラブルの原因として崩落・崩壊、破砕帯に加えて機体締付けが挙げられる。

このように、崩壊性地山の施工においてはオープン型、シールド型双方のTBMはそれぞれの支保方式に応じた表-1に示す長、短所を有している。

### 3. 本研究で対象とした効率的な支保工の要求性能と構造

前述のように、オープン型、シールド型TBMの支保方式にはそれぞれ長、短所がある中でTBMの急速施工性と経済性を両立させるためには、両者の長所を生かし、短所を補う支保方式の考え方が有用である。この方針にもとづき、本研究における支保工の開発目的を崩壊性地山において、TBMの連続的な進行を可能にできるものとした。そのため、仮設支保構造としてのTBM用ロックライナー（以下ライナー）を開発することとし、経済性を大きな目的とする立場から、永久あるいは半永久的な支保構造とは切り離して考えることとした。そこで、前節に示した従来の支保の長、短所を考慮し、支保に求める機能を次のように考えた。

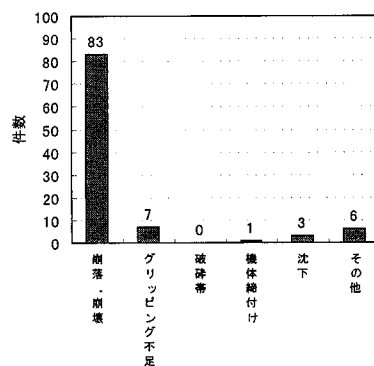


図-1 オープン型TBMのトラブル実績

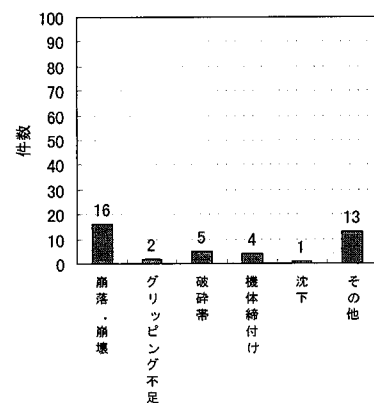


図-2 シールド型TBMのトラブル実績

- ① 崩壊性地山に対する支保機能を有すること  
組立直後より面に近い構造で地山を支持し、坑壁近傍の岩塊の崩落、肌落ちを防止できること。さらに、このことにより、ゆるみ領域が地山の深部にま

表-2 ライナーの考え方

ライナーの開発目標	ライナーの構造
<p>＜一次支保としての機能＞</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・サポート内で安全かつ容易に組立可能である。</li> <li>・組立直後より面に近い構造で地山を支持する。</li> <li>・サポート直後に拡張し、地山に密着した支保を構築する。</li> <li>・経済的（軽量、安価）な構造とする。</li> <li>・支保作業時間を短縮し、TBMの稼働率を向上させ、進行を増大する（掘削から支保までの時間を短縮し、ゆるみの拡大を防止）。</li> </ul> <p>＜長期安定性への処置＞</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・吹付け、ロックボルト等による支保の増強が可能である。</li> </ul>	<p>＜主構造＞</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・リング支保間に網を取付け、リング構造とする。</li> </ul> <p>＜組立方式＞</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・エレクタによる旋回組立方式により、高所作業なしでピース間のボルト締結のみで短時間に組立できる構造とする。</li> </ul> <p>＜荷重負担＞</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・地山の局所的なゆるみ荷重を金網により面的に分散し、リング支保工で負担する構造とする。</li> </ul> <p>＜拡張方法＞</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・下部ピースの左右2ヶ所のジョイント部を油圧ジャッキで拡張する構造とする。</li> </ul>

で拡大するのを防止できること。

② 速やかに安全に施工できること

TBMの進行を阻害せず、サポート内でエレクタを用いて安全、かつ、容易に組み立て可能であること。

③ 経済的であること

崩壊性地山におけるTBMの進行に最小限必要な支保とすること、また、必要に応じて吹付けコンクリートやロックボルトとの併用により、支保の増強ができる構造とすること。

ライナーは、写真-1に示すような、リング支保（溝型钢）間に金網を貼り、継ぎ材として山形鋼を取付けた構造とした。ライナーの施工は、①TBMの鋼殻サポート内においてエレクタにより組立て、ピース間の継手板を短ボルト（M-16）で仮締結する、②掘進に伴いライナーがサポートから坑壁に出ると同時に低圧の油圧ジャッキにより拡張（図-10参照）し、坑壁にライナーを密着させる、③拡張部をスペーサで固定後、早強セメントペーストを充填することにした。ここでは、ライナーの拡張により地山に内圧を加え、可能な限りゆるんだ地山を元の状態に近づけることを目的とした。以上の考え方をまとめたものが表-2である。

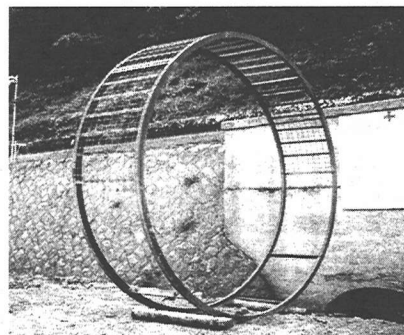


写真-1 ライナーの構造

（リング支保+矢板）の荷重条件を参考にし、以下のとおりとした。

① 主桁が受ける荷重

崩壊性地山の力学的特性は多種多様であるが、無支保状態では天盤の崩壊が次々と起こる地質でゆるみ土圧が主体であることを想定し、Terzaghiの支保工に作用する地圧の考え方<sup>9)</sup>に従い、ゆるみ高さを0.6D（D：トンネル掘削径）とし、この土圧が分布荷重として作用するものとした。

② 金網が受ける荷重

これまでの検討報告<sup>5)</sup>を参考に、最大0.5m<sup>3</sup>の岩塊が集中荷重として作用するものとした。また、0.6Dのゆるみ土圧が分布荷重として作用するものとした。

これらの荷重をもとに、表-3に示す設計を行い、応力度照査の結果、実工事に適用するライナーの仕様を表-4のように設定した。この仕様により算定したライナーの設計断面力を図-3に示す。これによると、継手位置では

4. ライナーの設計

(1) 設計条件

ライナーの設計は、シールドトンネルで用いられているセグメントの設計の考え方<sup>3)</sup>に準じ、岩盤用に荷重設定や応力度の照査方法を修正した（表-3参照）。

ライナーが受ける荷重は、従来のオープン型支保工

表-3 ライナー設計の考え方

	シールド衬 セグメントの設計 <sup>3)</sup>	TBM ロックライナーの設計
設計方法	・慣用計算法または地盤ばねモデル計算法	・慣用計算法に準拠
荷重設定条件	<ul style="list-style-type: none"> <li>・<u>上載荷重を考慮</u></li> <li>・土圧はゆるみ土圧 <math>2.0D_0</math> (<math>D_0</math>: セグメント外径) または全土被り</li> <li>・水圧を考慮</li> <li>・自重を考慮</li> <li>・自重反力, 地盤反力を考慮</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・<u>上載荷重を考慮しない</u></li> <li>・土圧はゆるみ土圧 <math>0.6D</math> (<math>D</math>: 掘削径)</li> <li>・<u>水圧は考慮しない</u></li> <li>・自重を考慮</li> <li>・自重反力, 地盤反力を考慮</li> </ul>
断面力の算定	・土砂地盤の土質条件により側方土圧係数 $\lambda$ , 地盤反力係数 $k$ 設定 <sup>3)</sup>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・側方土圧係数 <math>\lambda = 0.5</math></li> <li>・地盤反力係数 <math>k = 5 \text{ kN/m}^2</math></li> </ul>
応力度の照査	・部材はすべて <u>長期許容応力度</u> で照査	<ul style="list-style-type: none"> <li>・主桁およびボルトは<u>短期許容応力度</u> (長期の1.5倍)で照査</li> <li>・他の部材は<u>降伏点耐力</u>で照査</li> </ul>

表-4 ライナーの仕様

<ul style="list-style-type: none"> <li>・トンネル掘削径 5.0m, ライナー幅 1.0m</li> <li>・主桁 溝型鋼 [-100x50x5/7.5mm]</li> <li>・継ぎ材 山形鋼 L50x50mm</li> <li>・金網 溶接金網 <math>\phi 6\text{mm}</math> (スパン10cm)</li> <li>・分割数 5分割</li> </ul>
--

断面内に引張応力は発生しないことから、設計断面力は、各位置の断面力で応力度を計算し、応力度が最大となる最大曲げモーメント発生位置の断面力とした。

## (2) 実要素試験

### a) 実験の概要

主桁強度試験は、①支承部自由状態（ライナーがサポートより出てゆるみ土圧を受ける時に側方土圧が作用しない状態）や支承部ヒンジ状態（ライナーがサポートを出てゆるみ土圧を受ける時に側方土圧が作用する状態）のライナーの変位量と発生応力、②載荷時のねじれの発生、③主桁と金網の構成によるライナーピースの合成体としての強度の検証、を主な目的に行った。

金網強度試験は、緩んだ岩塊が集中荷重として作用した場合と分布荷重として作用した場合の金網の強度を検証する目的で行った。

それぞれの試験毎に、予め実工事の設計断面力をもとに設計荷重や変位および歪み（応力）の設計値を算出し、この値と実測値とを比較することによりライナーの変形と強度の確認を行った。変位量は、主桁および金網にクリップ型変位計を設置し、歪み量については歪みゲージを測定箇所に取り付け、荷重のステップ毎に計測を行った。

今回の試験では、鋼材にはJIS規格によるものを用いており、供試体の構造的なばらつきは小さいと考えた。また、試験の目的はライナーのおおまかな挙動を把握することにあると考え、試験は各1回のみ行った。

### b) 主桁強度試験（支承自由）

主桁強度試験方法および試験装置の概要を表-5に示す。試験用供試体は、リングの90°分を水平方向に置き、荷重導入は油圧ジャッキにより鉛直下向きに所要の曲げモーメントを与えるまで2点載荷で行った。支承部はロー

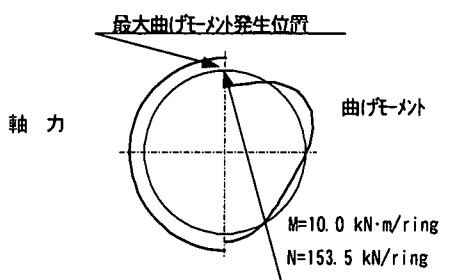


図-3 設計断面力

ラー可動とし、鉛直方向のみ拘束し、水平方向を自由とすることで主桁中央部に曲げモーメントのみを作用させる装置とした。

計測は、2本の主桁の中央部にそれぞれ変位計を内面側から取付け、また、主桁フランジの内外面に歪みゲージを貼付け、荷重ステップ毎に行なった。なお、試験用供試体および試験装置の自重による荷重増分については、与える影響は小さいと考え無視することとした。

試験結果を表-6、図-4.5に示す。いずれも、主桁2本の平均値を示している。表-6および図-4では、主桁の応力が短期許容応力度  $210\text{N/mm}^2$  に相当する歪みとなる設計荷重  $P_a=25.4\text{kN}$  に対し、実測値は  $P=33.3\text{kN}$  と約1.31

表-5 主桁強度試験の概要

試験の種類	主桁強度試験（支承部自由）	主桁強度試験（支承部ヒンジ）
試験装置の概略図		

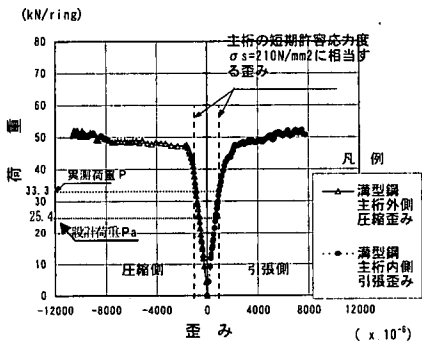


図-4 主桁の歪みと実測荷重の関係

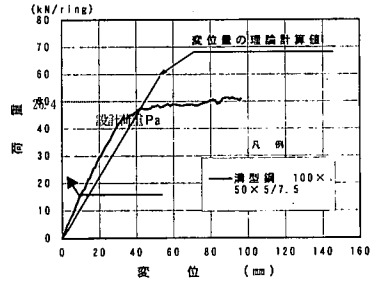


図-5 主桁の理論変位量と実測値の関係

表-6 主桁強度試験結果  
(支承部自由における設計荷重値と実測値)

主桁	溝型鋼 [-100x50x5/7.5mm]
設計荷重 Pa	25.4kN
実測荷重 P	33.3kN
P/Pa	1.31

\* 設計荷重は短期許容応力度 210N/mm<sup>2</sup> により算定した。

倍を示しており、主桁の強度が充分確保されているとともに、ピースが合成体として作用し、耐力が設計値より向上していることが認められた。また、合成体としてのねじれも供試体降伏後の充分な変位に至っても発生しないことが認められた。

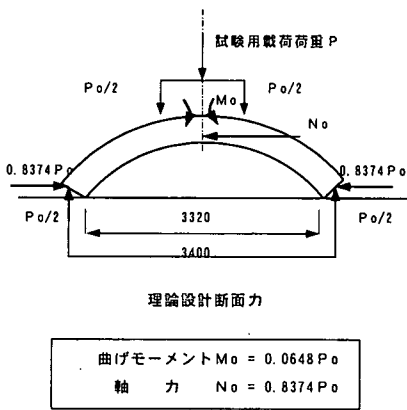
また、図-5 では、変位量も弾性範囲内では実測値が理論計算値よりも小さい結果となっており、主桁の剛性が高いことも認められた。

c) 主桁強度試験（支承部ヒンジ）

試験用供試体は、前項と同様とし、荷重導入も油圧ジャッキにより鉛直下向きに2点荷重で行った。支承部は剛性の高いストッパーで鉛直方向および水平方向の両者を拘束し、主桁に曲げモーメントと軸力を作用させる装置とした。

表-7 金網強度試験の概要

	金網強度試験 (集中荷重)	金網強度試験 (分布荷重)
試験の概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>供試体は曲がりをつけない平板とし、予めスパン10cmで電気溶接されたφ6mmの金網を100 x 60 cmの鋼枠に溶接して製作した。</li> <li>鉛直荷重はローディングビームを通じて載荷する。荷重制御は油圧ジャッキ(100kN)に取り付けたロードセルの実測値により行う。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>推力ジャッキの推力を鉄板を介して土のうに伝達し、土のうを供試体に押し出し、金網に分布荷重を作用させる。</li> <li>なるべく均等に分布荷重を伝達させるため、土のうと供試体の間にゴム板を挿入する。</li> <li>荷重は推力ジャッキにより金網が破断するまで連続載荷させる。</li> </ul>
試験装置の図		



単位:  $M_o$  (kN・m/ring),  $N_o$  (kN/ring),  $P_o$  (kN/ring)

図-6 設計断面力と荷重の関係

図-3 によれば、今回の適用工事の設計断面力は、曲げモーメント  $M_o = 10.0 \text{ kN} \cdot \text{m/ring}$ 、軸力  $N_o = 153.5 \text{ kN/ring}$  であるが、今回の試験装置では、設計断面力と試験用載荷荷重との関係は、図-6 に示すような関係である。そこで、試験用載荷荷重  $P_o$  は、 $P_o = N_o / 0.8374 = 153.5 \text{ kN/ring} / 0.8374 = 183.3 \text{ kN/ring}$  と計算される。

試験結果を図-7 に示すが、これは、主桁2本の平均値を示しており、歪みは、曲げモーメントと軸力が作用す

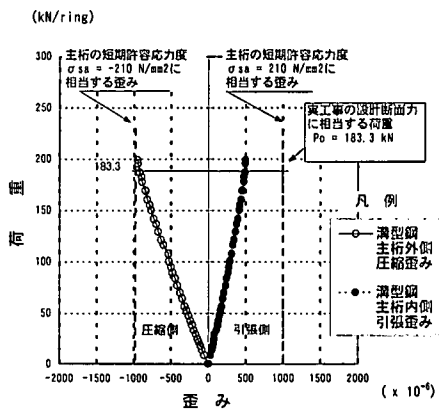


図-7 主桁の歪みと荷重の関係

(設計断面力を与える荷重では主桁は短期許容応力度以下)

るため、圧縮側と引張側は対称とはなっていない。設計用荷重値  $P_o = 183.3 \text{ kN/ring}$  では、主桁に作用する圧縮歪みおよび引張歪みとも主桁の短期許容応力度である  $210 \text{ N/mm}^2$  に相当する歪み  $1,000 \mu$  以下である。また、変位量もこの範囲で  $12 \sim 15 \text{ mm}$  であり、前節で示したゆるみ土圧 (ゆるみ高さ  $0.6D$  として設計) を受けてもライナーが充分安全であることが認められた。

表-8 金網破断荷重の設計値と実測値

	設計値	実 測 値	
		最大荷重	すべての金網が破断した時点の荷重
集中荷重	12.8 kN (体積 0.5m <sup>3</sup> の岩塊の重量に相当)	41.0 kN (体積 1.6m <sup>3</sup> の岩塊の重量に相当)	23.0 kN (体積 0.9m <sup>3</sup> の岩塊の重量に相当)
分布荷重	46.8 kN (ゆるみ高さ 3.0m の岩塊の重量に相当)	240.0 kN (ゆるみ高さ 15.4m の岩塊の重量に相当)	240.0 kN (ゆるみ高さ 15.4m の岩塊の重量に相当)

d) 金網強度試験

金網強度試験方法と試験装置の概要を表-7に示す。試験用供試体は、実際のライナーの主桁と継ぎ材の最大間隔を考慮し、幅100cm、長さ60cmの曲がりをつけない鋼枠に、スパン10cm、φ6mmの金網を電気溶接して製作した。

荷重は、集中荷重では、表-7に示すようにトンネル軸方向と平行な金網5本すべての中央にローディングビームを介して1点荷重とし、この金網5本すべてが破断するまで行った。

また、分布荷重を想定した試験では、上記と同様の試験供試体を用い、油圧ジャッキの荷重を鉄板を介して砂を入れた土のうに伝達させ、さらに、土のうを金網に押し出すことにより分布荷重を作用させる装置とした。ただし、金網に一樣に分布荷重を伝達させるため、土のうと供試体の間にゴム板を挿入した。

荷重は、金網すべてが破断するまで継続荷重させることとした。

試験結果を表-8および図-8、9に示す。

集中荷重試験では、荷重の増加に伴って金網は軸引張力を受け、最大41.0kNに達した後、23.0kN(1片が0.95mの立方体(0.9m<sup>3</sup>)の岩塊の重量に相当)で5本すべてが破断した。この時のスパン中央の金網の変位量は80mmであった。一方、分布荷重試験でも、荷重の増加に伴って金網は軸引張力を受け、240.0kN(ゆるみ高さ15.4mの岩塊の重量に相当)の荷重で5本すべての金網が破断した。この時のスパン中央の金網の変位量は65mm程度であった。

この結果、金網は、分布荷重については設計の約5倍のゆるみ高さに、また、集中荷重についても想定値の約2倍の岩塊の重量に対して抵抗できる強度を有することが認められた。

以上のように各1ケースずつの試験ではあるが、ライナーは設計値に対して十分な機能を有していることが推定された。

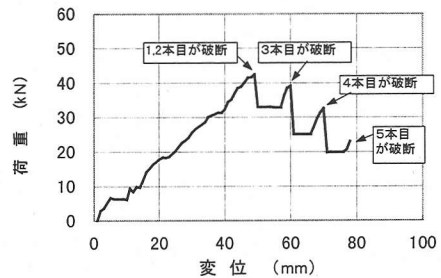


図-8 集中荷重による金網の変位量と荷重の関係

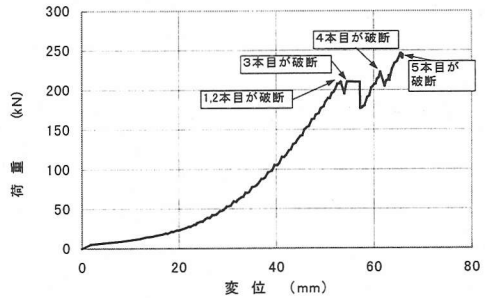


図-9 分布荷重による金網の変位量と荷重の関係

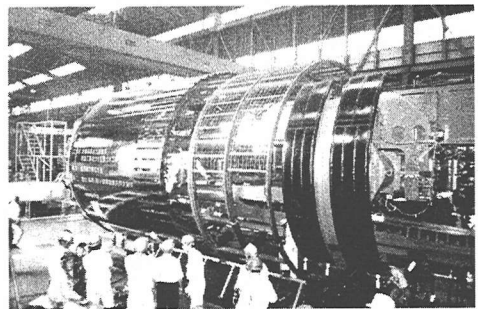


写真-2 改良オープン型TBMとライナーの組立試験状況

表-9 工事概要

工事内容：TBM掘削によるトンネル築造工事 掘削径 5m, 施工延長 2,081m 地質概要：砂岩・頁岩の互層で一部チャートを含む 一軸圧縮強度 10~80MPa, 弾性波速度 4km/s トンネルルートと地層の走向が平行で、頁岩部 等で層理に沿って剥離・崩落が生じやすい
---

## 5. ライナー組立試験とTBMの仕様

ライナーの運搬・組立・拡張作業の確認試験をTBMの工場試運転時に実際の作業を模擬して行った。TBMは、TBMロックライナー工法（以下ライナー工法）を適用するため、従来のオープン型に以下の仕様を追加して改良オープン型とした。

- ① サポート内においてライナーを1リング組立てるためルーフ・サイドサポートを延長
- ② 旋回組立式エレクターを装備
- ③ 組立てたライナーを前リングのライナーに押し当てるため、カッターヘッドサポート上部にライナー用のサポートジャッキを装備
- ④ グリッパ反力が取れない場合、ライナーに反力部材を取付けて掘進するため、カッターヘッドサポート下部に補助推進ジャッキを装備
- ⑤ ライナーの主桁をかわしてグリッパを拡張するため、溝付き構造のグリッパを装備

写真-2にTBMとライナーの組立試験状況を示す。

## 6. 実工事での実証結果

### (1) 工事概要

ライナー工法を適用したトンネル築造工事の概要を表-9に示す。

### (2) 施工結果

上記工事のうち、写真-3に示すような形で、117m区間（発進坑口側102m, 到達坑口側15m）に適用したライナー工法の施工結果を述べる。

#### a) ライナーの拡張

ライナーの拡張は、組み込まれたライナーがルーフサポートを外れると直ちに、図-10のように、予め主桁に取付けたブラケットに100kN油圧ジャッキ4台を乗せ、下部ピースの左右2ヶ所のジョイント部をこの油圧ジャッキで押し広げて行った。ジョイント部はボルト締結後スパーサーおよび早強セメントで充填・固定した。

図-11に、ライナー施工部（発進坑口側102m区間）の地質概要、ライナー拡張量、ゆるみ範囲の概略を示す。ここでのゆるみ高さは、目視および地山に探査棒を差し込んでその長さを測定したものである。ゆるみ域の計測

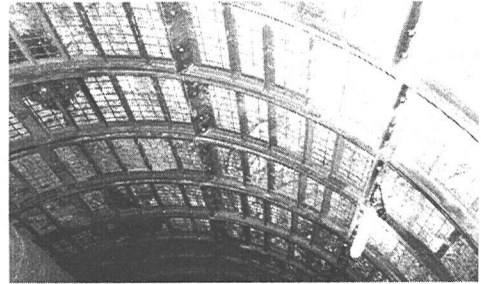


写真-3 拡張後坑壁に密着したライナー状況

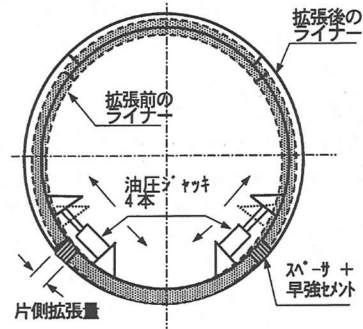


図-10 ライナー拡張概要

については、その値を簡易かつ正確に測定することは困難である。そこで、一つの簡易方法として岩塊をかわして探査棒を打ち込み、最も大きい数値を採用した。図に示すように、テールボイド厚から想定される設計拡張量（円周方向に25cm）まで拡張できたのは全体の74%で、残り26%は設計拡張量には至らなかった（円周方向では0.5~6.0cm程度不足、ライナー外径では0.2~1.9cm程度不足）。これは、岩塊が坑壁とライナーの主桁間にかみこんだためと考えられる。なお、設計値以上にライナーが拡張できている理由は、掘進初期である発進坑口部では、まだTBMのゲージカッターの摩耗が少ない（ゲージカッター新品時の掘削径5.02mの時の拡張量は円周方向で31.4cmである）ためと考えられる。

#### b) ライナー施工箇所の地質およびゆるみ範囲とライナーの軸力

No. 90（距離程90m）のリングでライナーの軸力を計測し、表-10に示している。

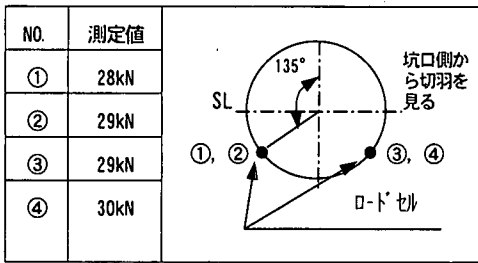
軸力は、ライナーの拡張部にロードセルを設置し、崩壊地山により発生する断面力（軸力）を測定した。この測定は、ジャッキでライナーを拡張し、ロードセルの設置後、ジャッキをゆるめて受働土圧作用状態で軸力を求めたものである。

この測定値から地山のゆるみ高さを慣用計算<sup>3)</sup>により逆算し、図-11に示す実際のゆるみ高さの測定結果と照合した。





表-10 ライナー軸力測定結果



軸力の測定値は、28～30kNであり、慣用計算<sup>3)</sup>により逆算すればゆるみ高さは約30cmとなる。実際に目視と探査棒計測による当該測定箇所でのゆるみ高さは、図-11に示すように30cmであり、両者の値がほぼ一致した。比較のため、全くゆるみがない箇所での測定も同様に行ったが、軸力はほとんどなかった。(No. 40のリング)

また、ゆるみ高さは最大で30cm程度で、計画値(3m)よりはるかに少ない。

図-11に、地質とゆるみの関係を示す。頁岩部で亀裂が多く、破断されており、鏡肌となっている箇所(坑口より、15、20、30、45、50、55、65、90、100m地点)でゆるみ領域が多くなっている。図-12にライナー拡張量とゆるみ量の関係を示すが、両者の間に明確な相関は見いだせない。これは、ライナーの拡張量が地山のゆるみ量ではなく、ライナー上の岩塊のかみあわせによる凹凸の影響を受けたことに起因していると考えられる。

### c) 施工性と進行

ライナーを施工した117m区間の地質は、砂岩・頁岩の互層で、天端から肩部にかけて自立性が乏しく、節理、層理に沿った剥落、小崩落が随所に見られた。

図-13にライナー工法を使用した場合と参考のため筆者らの経験した同種地山における従来の工法(崩壊性地山におけるリング支保+矢板方式)を使用した場合のサイクルタイムの比較を示す。同図をおおまかに比較して、①両施工において、設備延伸、点検整備、修理、掘削に要する合計時間は概ね同等と考えられるが、②支保作業が効率化され、支保に要する時間が40%(145分-58分)に減少し、③ライナーにより、側壁部の崩壊を防止したため、グリッパの盛替えがスムーズに行え、盛替時間が32%(30分-9分)に減少したことが示される。この結果、1サイクル当たりの所要時間が51.7%(240分-124分)となり、従来の支保方式に比べてTBMの進行は約2倍となった。

図-14にライナー使用時の各作業別のヒストグラムを示す。掘削時間は、20～29分(掘削速度換算で5.0cm/分～3.4cm/分)が多いが、地山の性状により掘削速度を広範囲に変化させたことを示している。

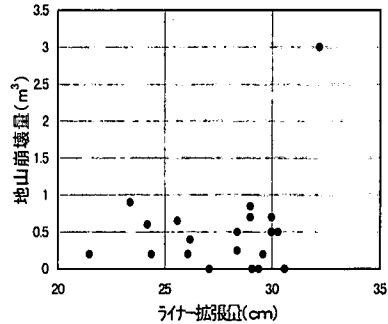


図-12 ライナー拡張量とゆるみ量の関係

TBMの盛替は、5～9分が卓越している。

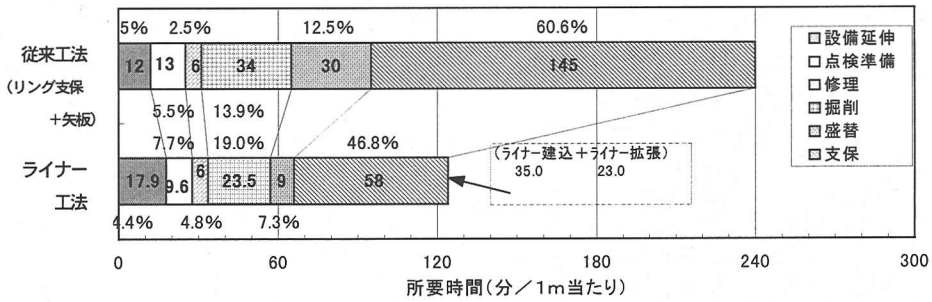
ライナーの建込み時間は、10～49分の範囲が多く、施工の難易度により数値がばらついている。この理由は、地山の状況によって、ルーフサポートが内側に巻き、建て込み時のライナー外面とのクリアランスが変化したことによる。

ライナーの拡張時間も5～39分と広い範囲にあるが、これは、ライナー上に乗った岩塊の状態により、拡張の難易度が異なった結果である。

## 7. ライナー工法の問題点と今後の課題および将来への展望

前章までに述べたように、ライナー工法は従来の工法と比較して確実な支保機能、大幅な施工性・安全性の向上が可能であり、かつ、経済的である。ここでは、さらに、ライナー工法を実工事に適用した結果の問題点を見だし、今後の課題と将来への展望を考える。

- ① ライナーの金網設置範囲は、当初、上半部180°と考えたが、地山の崩壊の程度によっては270°程度(フロントサイドサポート下端まで)必要となる場合もある。
- ② ルーフサポートとライナー外径間のクリアランスは、地圧によるルーフの変形も考慮して設定する必要がある(一部の区間で、地圧によりルーフが内側に巻き込んでライナーの組立に時間を要した)。
- ③ 今回の施工では、拡張が不完全であった箇所での空隙充填処理は吹付けコンクリートで行ったが、応力を岩盤負担させるトンネル(水圧管路等)への適用を考える場合には、ライナー施工後の岩盤強度に関する信頼性の評価が必要であると考えられる。
- ④ 今後は、種々の地質条件でのライナーの応力測定を実施し、設計条件の整理と設計手法の確立に反映させることが重要と考えられる。



\* ライナー工法の実績は初期掘進によるロス分を除く

図-13 崩壊性地山におけるサイクルタイム比較

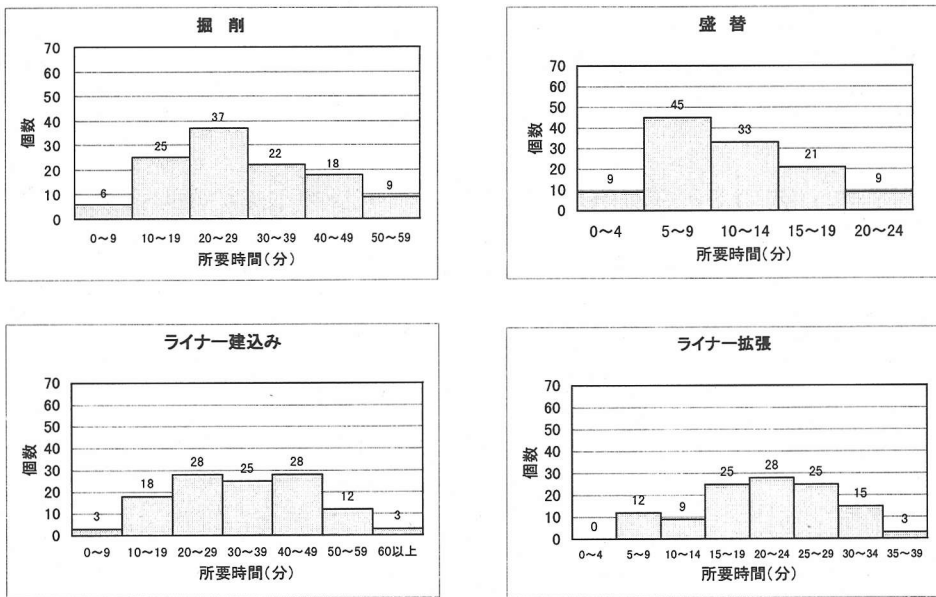


図-14 ライナー使用時の各作業別ヒストグラム

なお、将来への展望としては以下の項目が考えられる。

- ① 本工法は、地山の性状を目視により安全に確認することが可能であり、内部からの地山改良も容易に行えるため、大断面トンネルの先進導坑用TBMの支保として有効である。
- ② 今回は、本工法を改良オープン型TBMに採用したが、今後はシールド型TBMにも採用し、掘削時の崩落がより問題となる斜坑TBM工法や既設トンネル改修用TBM工法にも適用できると考えられる。

## 8. おわりに

TBMロックライナー工法を改良オープン型TBMによる実工事に適用した結果、不良地山でもTBMを長時間停止することなく安定した進行が得られた。また、TBMのサポート内で早期かつ短時間で支保構築が可能となり、支保作業の作業性・安全性を向上させることができた。(写真-4参照)

TBM工事は、今後、需要の増大とともに、ますます

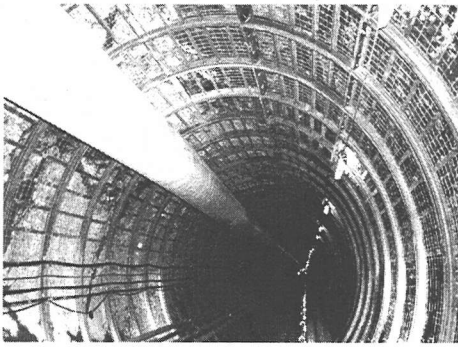


写真-4 ライナーで施工した坑内状況

高速施工による工期短縮，施工コストの縮減が強く要請されると考えられる。そのためには，不良地山でいかに安定した進行を確保するかが大きなポイントであり，本工法は，これらの問題解決に一つの方向性を見いだしたと考えられる。

最後に，本工法の現場適用にあたって，御理解と御指導をいただいた関西電力新高津尾水力発電所建設所の皆様に心から感謝する次第である。

#### 参考文献

- 1) ジェオフロンテ研究会：トンネルライナーに関する調査研究報告書，1995. 9.
- 2) トンネルと地下：トンネルボーリングマシン入門(7)，TBMのトラブルと実績，pp. 61～73，1996. 4.
- 3) 土木学会：トンネル標準示方書〔シールド工法編〕・同解説（平成8年度版）pp. 31～110，1996.
- 4) 土木学会：新体系土木工学70，トンネル（I）－山岳トンネル－
- 5) (社) 日本トンネル技術協会：機械掘削施工計画に関する検討報告書，1997. 1.

(2000. 2. 24 受付)

## THE DEVELOPMENT OF THE LIGHT PREFABRICATED STEEL SUPPORT FOR TBM TUNNELS

Takayoshi NAKAYAMA, Saburo OKUNO, Shoji INOUE and Koji NAKAGAWA

Recent years have seen a striking application of TBM for tunnels in Japan. To realize rapid excavation of TBM tunnels, it is essential to improve tunnel progress during difficult ground conditions. In the spalling rock conditions, immediate support behind the TBM is necessary to catch and hold the debris from the tunnel crown. For this purpose, the authors developed the light prefabricated steel support, Rock Liner, which is able to install within the tail of the TBM and thus eliminate the downtime.

The article outlines the light prefabricated steel support for TBM tunnels and its application results to the 5m dia. tunnel project.