

## 5. ロックボルトによる極小断面水路トンネル補修の設計と施工法

### 極小トンネル内で低粉塵穿孔作業を実現

三井住友建設株式会社      ○ 山地 宏志  
 三井住友建設株式会社      中野 陽一  
 山口大学                      清水 則一

#### 1. はじめに

トンネル断面積3m<sup>2</sup>未満の極小断面トンネルは、水路トンネルを中心として高度経済成長期に数多く建設され、今日でも経済活動を支える重要な社会インフラである。しかし、それらの多くは建設後、40～50年が経過し、老朽化の時期にさし掛かり、適切な維持・補修計画の立案とその実施が喫緊の課題とされる。

一般に、トンネルに発生する変状は、外力による変状(構造ひび割れ)と、覆工劣化に伴う変状(初期欠陥の成長・材料劣化)の二つに大きく分類される。図-1<sup>1)</sup>に示すように、外力による変状の発生形態はさまざまであるが、その代表的な対策工は覆工背面空隙の充填とロックボルトによる補修が主とされる。覆工背面空隙の充填は、トンネル覆工背面に存在する空隙を適切な材料で充填することで地山荷重伝達を均等に伝達し、局所的に過大な外力が作用することなく、覆工全体が構造体としての機能を発揮することを目的として実施される。

一方、ロックボルト補修は覆工と地山をロックボルトにより一体化することで、覆工に固定支承を形成し、作用モーメントのアームを短くすることで部材応力の軽減を図ることを目的とする。したがって、トンネル掘削時に地山安定化を目的として打設されるロックボルトとは、期待される役割が異なることに注意が必要である。

外力に起因する覆工の構造ひび割れがすでに発生したトンネルにおいては、まず当該ひび割れ発生箇所をロックボルトにより補強した後、覆工背面の空洞部を充填することが合理的な補修戦略であると考えられる。ところが、極小断面トンネルは余りに狭く、坑内から必要な長さのロックボルトを打設することのできる削孔機械が開発されていない。このため、極小断面トンネルにおいては、覆工に構造ひび割れが発生したとしてもひび割れ充填やシート被覆等の対症療法的な対策しか行われず、トンネル構造体としての力の釣り合いを確保することのできる根本的な対策が施されてこなかった。

筆者らは、幅1.50m、高さ1.78mの工業用水トンネルにおいて、水平ひび割れがスプリングラインより10cm下に50m区間にわたって発生していることを点検時に発見した。これを受けて、当該トンネルの長期安定に関する検討を実施したところ、当該ひび割れ箇所をロックボルトにより補修し、覆工の安定性を確保した後に、全線に亘る覆工背面空洞調査を実施し、これを確実に充填することのできる対策工であるものと判断した。

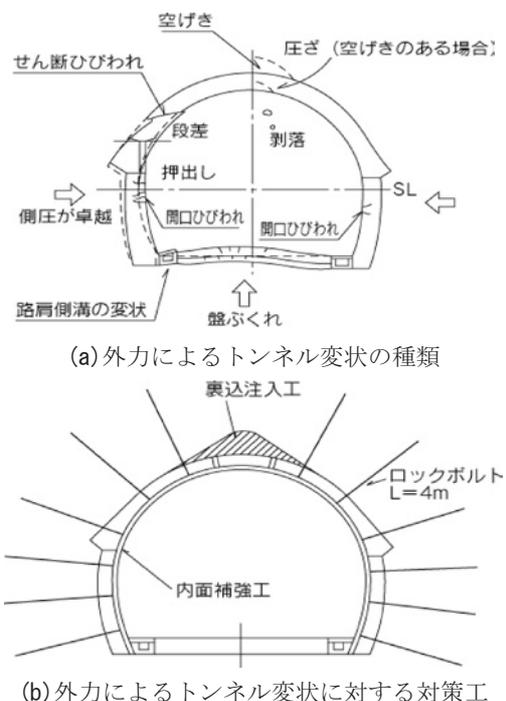


図-1 外力によるトンネル変状とその対策工<sup>1)</sup>

この検討結果に従い、そのロックボルト打設パターンを設計するとともに、極小断面内から長尺のロックボルトを施工することのできる削孔システムを開発し、当該トンネルの補修に適用した。その結果、所期の作業性能を発揮することができ、限定された作業時間内で所定のトンネル補強を実

施できた。本文は、この工事におけるロックボルト補修設計を示すとともに、開発した削孔システムの概要とその稼動状況を示すものである。

## 2. ロックボルトによる覆工補修とその設計

点検において発見された覆工の構造ひび割れは、下流に向かい右側スプリングライン下部 20cm の位置に発生しており、写真-1 に示すように最大ひび割れ幅 3mm で水平に延びる明らかな構造ひび割れである。そのひび割れ延長は 400m~450m 区間(上流側坑口から)の約 50m である。



写真-1 点検で確認された構造ひび割れ

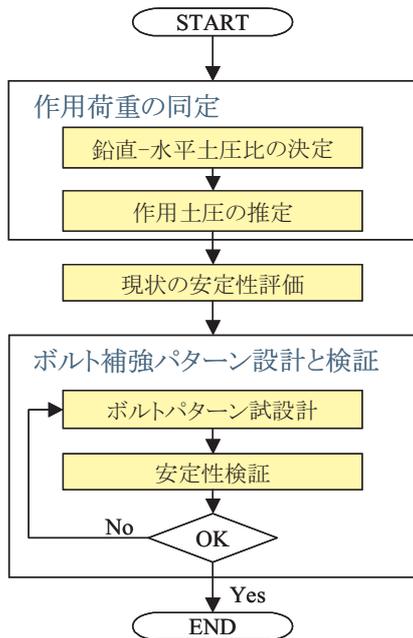
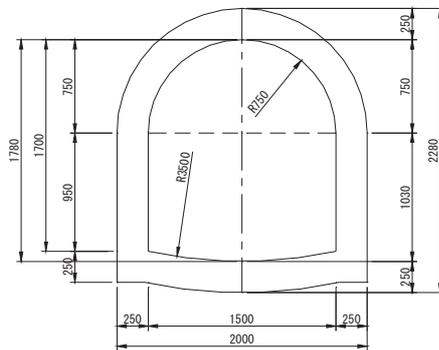


図-2 ロックボルト補修設計のフロー

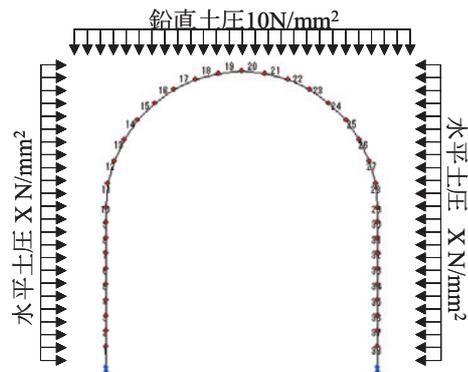
以下に、対象ひび割れに対するロックボルト補修の設計手順とその詳細を示す。

### 2.1 設計手順

設計の手順を図-2 に示す。すなわち、ひび割れ発生位置に最大引張応力を発生させる単位作用荷重の組み合わせを見つけ、この単位作用荷重により発生する最大引張応力度が覆工の引張強度と等しくなるように実際の作用荷重を推定する。次に、その作用荷重を用いて現状の覆工応力状態を検証し、補強が必要であるならば、ロックボルトの打設パターンを定め、その打設パターンで覆工が十分に安全な応力状態に移行することを確認し、これを設計ロックボルトパターンとする。以下に、その実際を示す。



(a) 一般部覆工コンクリート断面



(b) フレーム計算モデルと単位荷重の作用

図-3 対象トンネル断面と同定計算に用いたモデル

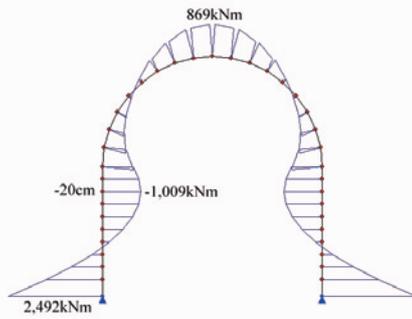
表-1 計算に用いた諸元

断面積	$A$	$m^2$	0.25 $m^2$
断面二次モーメント	$I_y$	$m^4$	0.0013 $m^4$
断面二次モーメント	$I_z$	$m^4$	0.0210 $m^4$
弾性係数	$E$	$kN/m^2$	$2.1 \times 10^7 kN/m^2$
ポアソン比			0.3

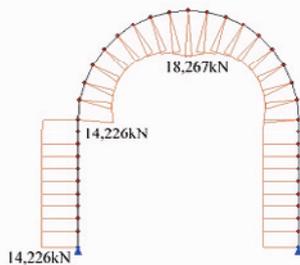
### 2.2 作用外力の推定

覆工側壁に水平ひび割れを発生させた外力の分布とその大きさを推定するために、まず図-3 のよ

うに対象トンネルの覆工構造をフレーム要素でモデル化し、単位荷重の組み合わせを変化させて作用させ、対象トンネルのひび割れ発生箇所にも最大曲げモーメントを発生させる組み合わせを求める計算を実施した。なお、単位荷重は鉛直土圧を  $10\text{N}/\text{m}^2$  に固定し、水平土圧だけを変化させるものとした。



(a) 曲げモーメント分布



(b) 軸力分布

図-4 ひび割れ位置に最大曲げモーメントを発生する断面力分布

その結果、当該位置に最大曲げモーメントが発生する荷重の組み合わせは、図-4(a)に示すように鉛直  $10\text{N}/\text{mm}^2$ -水平  $10\text{N}/\text{mm}^2$  の場合であった。また、図-4(b)に示されるように、覆工に作用する軸力は全断面で一様であり、最大曲げモーメント発生箇所でも最大引張ひび割れが発生することがわかる。このモデルにおいて発生する最大縁応力度は、

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{M}{Z} - \frac{N}{A} \\ &= \frac{1,009}{0.001} \times \frac{0.25}{2} - \frac{13,725}{0.25} = 42,119 \quad \text{kN}/\text{m}^2 \end{aligned} \quad (1)$$

として与えられる。一方、対象の覆工コンクリート設計規準強度を  $\sigma'_{ck}=18\text{N}/\text{mm}^2$  とすると、圧縮強度は20%を割り増して  $\sigma_{ck}=21.6\text{N}/\text{mm}^2$  と推定される。ここで、次の引張強度と圧縮強度の関係を用いると、対象覆工の引張強度は以下のように推定される<sup>2)</sup>。

$$\sigma_{tk} = 0.23\sqrt[3]{\sigma_{ck}^2} = 0.23\sqrt[3]{21.6^2} = 1.78 \quad \text{N}/\text{mm}^2 \quad (2)$$

したがって、

$$\begin{aligned} P_V = P_H &= 10 \quad \text{N}/\text{mm}^2 \times \frac{\sigma_t}{\sigma_{tk}} \\ &= 10 \times \frac{1,366}{42,119} = 0.324 \quad \text{N}/\text{mm}^2 \end{aligned} \quad (3)$$

として、覆工に作用する土圧が推定される。

### 2.3 作用外力の推定

前節で推定された覆工作用荷重を用いて現状の覆工安定性の検討を行う。いま、ひび割れ箇所を塑性ヒンジで置き換えると現状の覆工コンクリート構造を図-5のようにモデル化できる。このモデルに、式(3)で推定した外力を作用させた場合の覆工最大曲げモーメントと軸力の分布を図-6に示す。

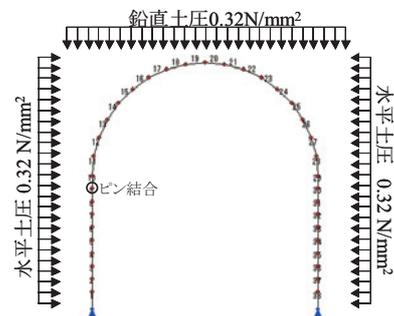


図-5 現状の覆工構造のフレームモデル

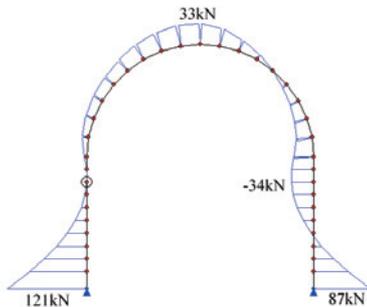
図-6に示すように、右側壁部にひび割れ発生後も覆工には左側壁部の同じ高さ付近に内側引張の大きな曲げモーメントが作用する。この位置に作用する最大縁応力度を計算すると以下ようになる。

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{M}{Z} - \frac{N}{A} \\ &= \frac{34}{0.0013} \times \frac{0.25}{2} - \frac{480}{0.25} \\ &= 1,349 \quad \text{kN}/\text{m}^2 < 1,366 \quad \text{kN}/\text{m}^2 \end{aligned} \quad (4)$$

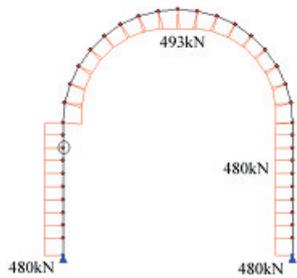
この最大縁応力度は覆工コンクリートの引張破壊強度よりも小さい値ではあるが、ほとんど余裕がなく、右側壁部にもひび割れが発生する可能性が高いものと判断される。このため、何らかの対策工が必要であると考えられる。なお、補修のため坑内観察を再度実施したところ、右側壁部にもひび割れが予測された箇所にも発達していた。

## 2.4 ロックボルト補修パターン在设计

左側壁のひび割れ位置より 10cm 下部とスプリングラインより 10cm 上部にロックボルトを打設する。また、ひび割れの発生していない右側壁においても同じ位置にロックボルトを打設するものとする。

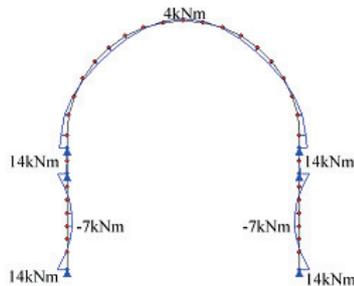


(a) 曲げモーメント分布

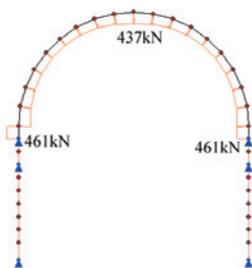


(b) 軸力分布

図-6 現状の推定断面力分布



(a) 曲げモーメント分布



(b) 軸力分布

図-7 打設後の推定断面力分布

図-5 に示すモデルにおいてロックボルトの打設位置を新しい固定支承として、ロックボルト打設

後の曲げモーメントと軸力の分布を図-7 に示す。同図を図-6 と比較すると、現状覆工部材力に比べ曲げモーメントおよび軸力とも大きく減少し、同一荷重においても覆工構造が変化することで発生部材応力が大きく軽減することがわかる。ここで、内壁側に最大の曲げモーメントが作用する位置の最大縁応力度は以下のように求められる。

$$\begin{aligned} \sigma_t &= \frac{M}{Z} - \frac{N}{A} \\ &= \frac{7}{0.0013} \times \frac{0.25}{2} - \frac{0}{0.25} \\ &= 673 \text{ kN/m}^2 < 1,366 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (5)$$

したがって、覆工コンクリートに作用する最大縁応力度はコンクリート引張破壊強度の半分程度まで低下することが期待され、ロックボルトの補修効果は大きいものと判断することができる。

## 2.5 ロックボルト打設範囲とロックボルト長

トンネル軸方向の打設間隔は確実な固定支承を形成することを目的として 1m とする。一方、ロックボルト長は、覆工に固定支承を形成し得る長さがあれば良い。ここでは、覆工自重をロックボルトの極限摩擦抵抗で支持することのできる定着長を設計長と考える。なお、表-2 に地盤毎の極限摩擦抵抗の設計値を示す。

表-2 極限摩擦抵抗の設計値

岩盤の種類	極限摩擦抵抗 (N/mm <sup>2</sup> )
硬岩	1.18
軟岩	0.78
風化岩	0.49
土丹	0.49

**アーチ部:** スプリングラインより上部のアーチ部は左右二本のロックボルトで支持される。その隧道軸方向 1m 当たりの覆工重量は以下のように求められる。

$$W_a = \rho \frac{1}{2} \pi (r_1^2 - r_2^2) L = 17.17 \text{ kN} \quad (6)$$

いま、ロックボルト打設長を 1m とすると、覆工厚が 0.25m であるので岩盤での付着長は 0.75m となる。また、削孔径 0.042m とし、ロックボルト定着材と地山間の極限摩擦抵抗を 1.18 とすると、その付着抵抗は以下のように求められる。

$$T = \mu \pi D \ell = 116 \text{ kN} > 17.17 \text{ kN} \quad (7)$$

**側壁垂直部:** スプリングラインより下部の側壁垂

直部は左右それぞれ一本のロックボルトで支持される。その隧道軸方向 1m 当たりの覆工重量は、以下のように求められる。

$$W_a = \rho WH = 5.94 \quad kN \quad (8)$$

いま、ロックボルト打設長を 1m とすると、その付着抵抗は、以下のように求められる。

$$T = \mu \pi D l = 116 \quad kN > 5.94 \quad kN \quad (9)$$

以上より、ロックボルト打設長を 1m とする。なお、ロックボルトの定着を確実にを行うため湧水対応の早強セメントカプセルを用い、ロックボルト母材、ベアリングプレート、ナット・ワッシャー等は耐腐食性を考慮し亜鉛メッキ仕様とした。

### 3. 極小トンネル内削孔システムと施工の実際

極小断面トンネル内の補修施工には、以下のような問題点がある。

- ① トンネル断面幅が 1.5~2.0m 程度と極めて小さく、一般的な建設機械の搬入・運搬ができない。
- ② 一般的な建設機械が使用できないため、施工可能な補修工法が限定される。
- ③ 点検・補修工事のために、工場稼働や発電を停止しなければならないことから、補修に許容される時間が限定される。
- ④ 水路トンネルには工事に必要な電気、水、空気、照明等の設備が一切ないため、限られた時間のなかでこれらの敷設・撤去作業を行わなければならない。
- ⑤ 換気条件が著しく悪いため、内燃機関や有機溶剤が使用できない。また、換気が不可欠となる。

このような、諸条件を勘案し削孔システムはニューマティックドリルを用いるものとした。ニューマティックドリルは油圧ドリルに比べ打撃圧が劣るものの、ドリル本体の寸法が 640mm と小さく、極小坑内での操作性に優れるためである。また、ニューマティックドリルの場合、空気配管の敷設・撤去のみでよいという利点もある。なお、油圧ドリルの場合、最小でもドリル本体寸法は 1m を超える。

一方、ニューマティックドリルの打撃圧が油圧ドリルに比べ小さいことから、空圧作動のドリフターを採用し、空圧によりドリルをフィードするものとした。これにより、人力削孔に比べ安定して大きなフィード圧を与えることが可能となり、硬岩の削孔も可能となるものと考えた。

また、無水削孔の問題点として、削孔屑が粉塵となる問題が挙げられる。坑道換気しか行えない

極小断面トンネルでは、粉塵を作業環境内に浮遊させると塵肺等の深刻な粉塵災害を招きかねない。このため、発生する粉塵を削孔口元からサイクロンとバキュームによりすべて吸引し、所要の容器内へ貯蔵する方式を考えた。

以上のような、削孔作業諸元を狭小空間内で実現すべく設計・製作した削孔システムが写真-2 に示すシステムである。当該システムが要求性能を満たすことを検証することを目的に、写真-3 のような実物大トンネル模型を製作し、その一部に設計一軸圧縮強度  $\sigma_c=150\text{MPa}$  の削孔用ブロック (2,000×1,200×1,500) を設け、削孔試験を実施した。その結果、設計諸元たる要求性能をすべて満たし、かつ  $\phi 32\text{mm}$ ,  $L=1,000\text{mm}$  のボアホールを 12 分程度で削孔できることを確認した。

なお、削孔は替えノミ方式とし、最初に  $L=700\text{mm}$  のロッドでガイドホールを削孔し、削孔後、ドリル本体を持ち上げ、 $L=1,300\text{mm}$  のロッドと交換し、深さ 1,000 mm まで追いノミするものとした。幾つかの削孔方式を試験したが、この方法が最も効率的で、かつボアホールの直進性も確保できたため、当該方式を対象トンネルの施工方式として採用した。

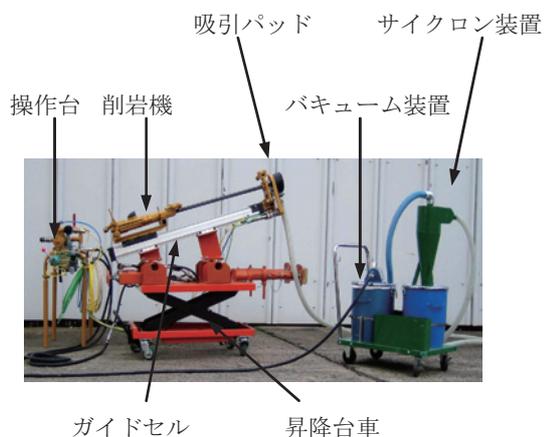
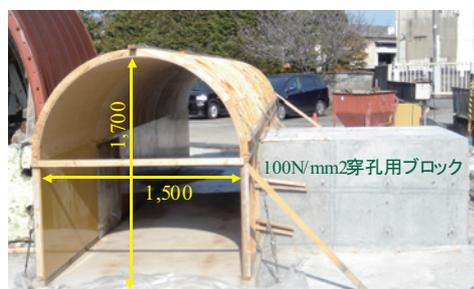


写真-2 削孔システムの構成



実際の施工においては、トンネル施工時に余掘り部を土砂等で充填した箇所があり、孔の自立性が保てず、ボルト挿入・定着が行えないため、打設位置を変更せざるを得なかった孔が数本あった。それ以外は、全く問題のない施工を行うことがで

きた。

なお、施工に要した日数は6日間で、坑内足場組み立てと坑内配管・配線のために1日、その撤去に1日を要したため、実際の補修工に当てられた日数は4日間であった。また、作業時間は午前8:00から午後7:00とし、夜間作業は行わなかった。写真-4に補修終了後の坑内状況を示す。



写真-4 ロックボルトで補修された坑内

## 5. おわりに

本文では、外力に起因する構造ひび割れに対するロックボルト補修の設計方法を提案し、極小断面トンネル内で作業可能な削孔システムの開発経緯と、その施工の実際に関して述べた。

設計に関しては、やや安全側の設計であるものとするが、経済的に過大なものではないため、長期の安定性を考慮すれば妥当な方法であると考えられる。また、削孔システムは実務において所要の性能を発揮し得ることが確認されたが、限定された作業時間で柔軟な対応を可能とするよう坑内配管・撤去方法を含めた改良が求められる。なお、孔が自立しない地山に対しての自穿孔ボルトの適用を考え、システムの一部改良を実施し、その作動を確認済みである。

### 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路トンネル維持管理便覧，丸善，1993.
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書〔平成8年度制定〕設計編，1996.