

# 泥水式 TBM の地山拘束からの脱出

## Rescue of the Slurry Type TBM trapped in the Ground

岡井 崇彦*	山下 雅之**
Takahiko Okai	Masayuki Yamashita
亀山 克裕***	松崎 勝****
Katsuhiro Kameyama	Masaru Matsuzaki

### 要 約

土被り 325 m の位置において泥水式 TBM の掘進に必要な推力が装備推力を超え、推進不能となった。その主原因は機体摩擦力が非常に大きいことと判断された。そこで、機体に作用する荷重を除去することが必要と考え、機体上部を拡幅掘削して地山拘束からの脱出を図った。本報文では、TBM 拘束時の状況と原因推定、拘束脱出のために実施した作業内容とその結果について報告する。

### 目 次

- § 1. はじめに
- § 2. 工事概要および地形・地質
- § 3. 泥水式 TBM の諸元
- § 4. TBM 拘束時の状況と原因推定
- § 5. 拘束脱出のための対策工
- § 6. おわりに

### § 1. はじめに

「曾文水庫越域引水トンネル工事」における泥水式 TBM の掘進中、トンネル掘削延長 1,624 m、土被り 325 m の位置において、機体に発生した過大な摩擦力により装備推力 (50,000 kN) では推進できない状態となった。

掘進停止後、種々のジャッキ操作パターンによって、機体の移動を試みた結果、時間経過とともに摩擦力が増大してきていることが確認された。そこで、この状態から確実に脱出するためには、機体上部を拡幅掘削し、機体に作用する荷重を除去することが必要であると判断し、上部拡幅掘削を実施した。

本報文では、この TBM の拘束状態からの脱出に関して、拘束時の状況、拘束原因の推定、脱出のために実施した施工フローを示すと共に、上部拡幅および復旧時に実施した作業を抜粋してとりまとめた。

\* 土木設計部

\*\* 技術研究所土木技術課

\*\*\* 海外 (支) 土木課 (香港)

\*\*\*\* 海外 (支) 曾文トンネル (出)

### § 2. 工事概要および地形・地質

#### 2-1 工事概要

本工事は、台湾南西部山岳地帯の嘉義縣と高雄縣の県境付近において、延長約 14 km の導水路トンネルを築造するものである。工事場所位置図を図-1 に、工事概要を表-1 に示す。トンネルは、東・西トンネルとも両坑口から掘削を行う。その内、東トンネルの西側坑口より 6 km の区間は TBM で施工する計画である。これ以外の区間は NATM による施工である。TBM によるトンネル標準断面図を図-2 に示す。

#### 2-2 地形・地質

トンネル地質縦断面図を図-3 に示す。

今回計画されたトンネル沿線の水系および山脈は、総じて北北東-南南西の走向を示している。トンネルは、その走向に対してほぼ直交するように計画されている。その内、東トンネルは、東側の老濃溪と西側の旗山溪を結ぶものであり、中間には玉山山脈の南部が位置し、トンネル通過部の最大土被りは 1,300 m に達する。

東トンネルの地質は、新生代新第三紀中新世の堆積岩層であり、岩質は砂岩、泥岩、頁岩およびそれらの互層が主である。主な地質の特徴は、東へ傾斜する逆断層と褶曲であり、断層および褶曲軸では破碎帯を形成している。向斜軸部および背斜軸部では高圧 (2 MPa 以上) の地下水が存在し、大量湧水の発生が懸念された。また、背斜部では可燃性ガスの存在が確認されていた。岩石の一軸圧縮強度は、事前の調査結果では泥岩・頁岩で 9~50 MPa、砂岩で 15~164 MPa であった。

表-1 工事概要

工事名	曾文水庫越域引水トンネル工事
発注者	中華民国經濟部水利署南区水資源局
施工者	西松建設・大成工程(台湾)JV
工事期間	2005年1月1日～2011年4月30日
主な工事内容	
導水路トンネル	東トンネル L = 9,628m 西トンネル L = 4,341m 勾配 i = 1/700
跨河工事	L = 383m(水管橋L = 197mを含む) (東西のトンネルを接続)
放水路工	L = 41m

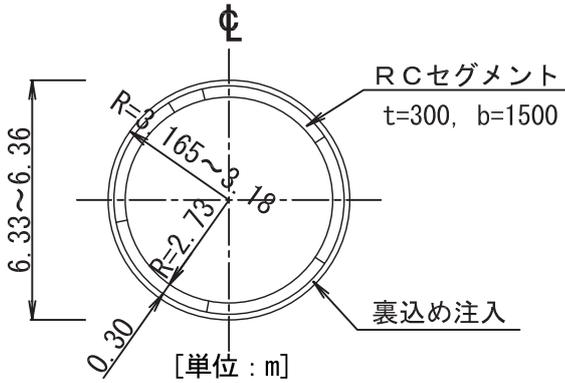


図-2 TBM トンネル標準断面図

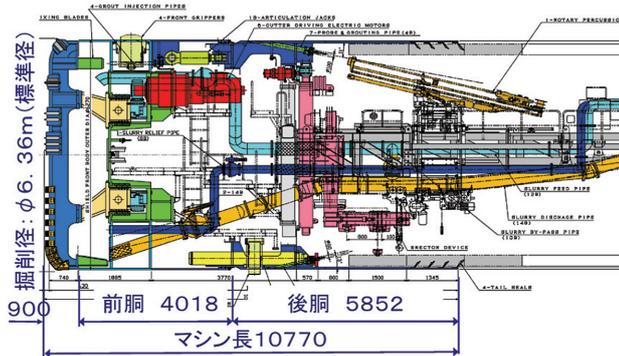


図-4 泥水式 TBM 本体縦断図

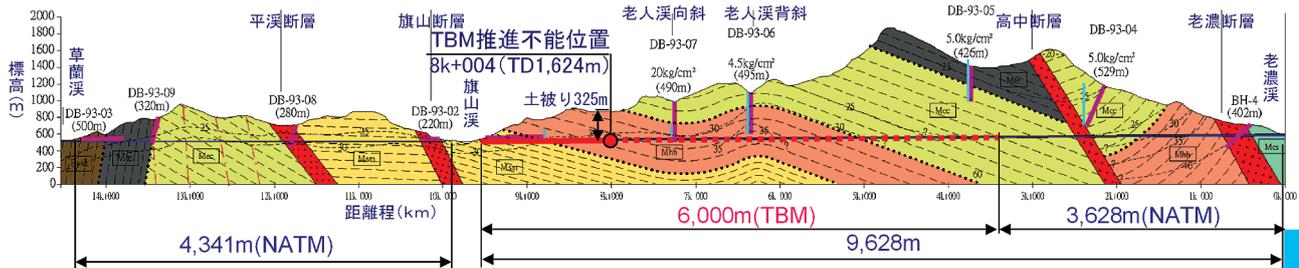


図-3 トンネル地質縦断図

§ 3. 泥水式 TBM の諸元

本工事では、前述の地質リスクに対し、施工時の安全性に配慮して泥水輸送式密閉型 TBM を採用することとした。本工事で採用した TBM 本体縦断図を図-4 に、また TBM の主要諸元を表-2 に示す。

§ 4. TBM 拘束時の状況と原因推定

4-1 拘束までの経緯および拘束時の状況

TBM 掘進のための地山評価は、TBM に搭載した油圧



図-1 工事場所位置図

表-2 TBM 主要諸元

項目	数値	単位	備考
掘削外径	6.36	m	通常時
	6.41		掘径時
TBM本体外径	6.27	m	前胴
	6.23		後胴
TBM本体機長	10.77	m	
TBM全長	185.47	m	後方台車20両
カッタ駆動力	1680	kW	280kW × 6台
カッタ回転数	0.6~6.0	rpm	
カッタヘッドトルク	6252	kN・m	0.6~2.55rpm
	2673		2.55~6.0rpm
シールドジャッキ総推力	50000	kN	2500kN × 20本
シールドジャッキストローク	2350	mm	
中折ジャッキ総推力	45000	kN	2500kN × 18本
中折ジャッキストローク	300	mm	
ディスクカッタ径	17	inch	
ディスクカッタ個数	44	個	
カッタビット	46	個	
送泥管	12	inch	
排泥管	10	inch	

削岩機による切羽前方探査法 (DRISS) を用いた切羽前方地質監視と、掘進時の TBM 機械データを基に評価する切羽地質のリアルタイム監視によって実施している。推進不能となった箇所においても、同様の手法で地山評価を行った。

直前の DRISS の結果では、「小規模崩落性の岩盤」に相当する地質であると評価した。このような地山状況は掘削完了区間ではたびたび経験した程度のものであり、これまでと特に変化のある地質ではないと判断し、TBM の掘進作業を継続した。

しかし、TD1,611 m 以降、総推力が 36,000 kN 以上、機

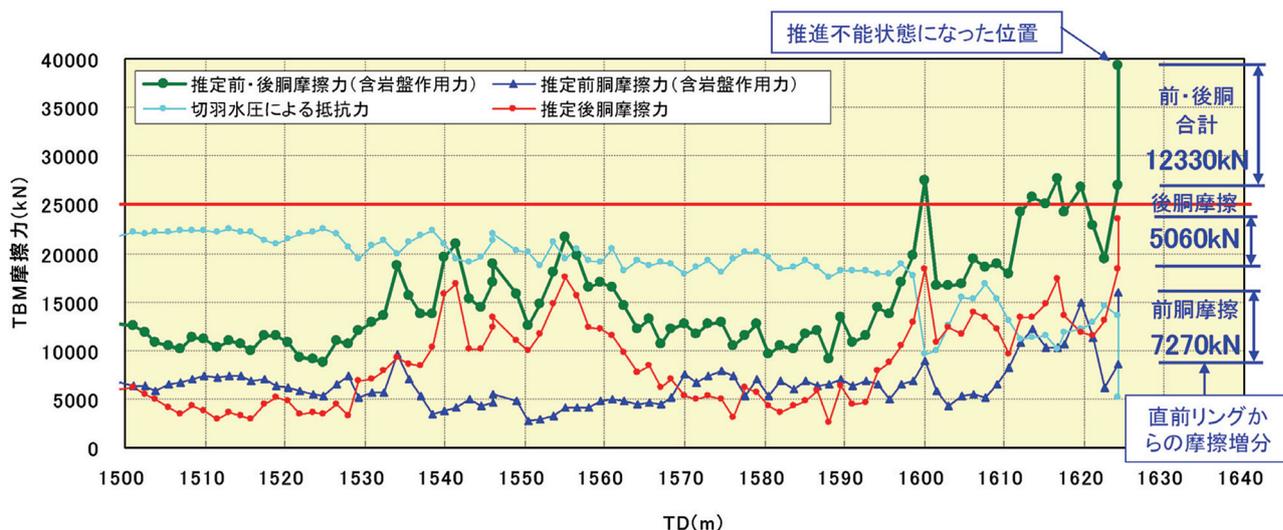


図-5 TBM 機体摩擦力の推移

体と地山間に生じる摩擦力（以後「機体摩擦力」と称す）が25,000 kN程度の大きな値で推移した。TD1,624 mに至って、機体摩擦力が直前の掘進時に比較して約1.5倍に急上昇し、推進不能の状態に陥った（推進不能位置：図-3参照）。総推力および機体摩擦力が大きくなった区間でのカットトルクは400~700 kN・mと小さく、切羽前面からの荷重が主因ではないことが確認された。図-5に掘進不能発生位置付近の機体摩擦力の推移を示す。機体摩擦力の増大に対して、切羽水圧を減少させ、有効推力を確保するための操作を実施している状況がわかる。

TBMが推進不能となって以降、①前胴・後胴周辺の高圧洗浄、②滑材注入、③ジャッキ操作による機体摩擦力の確認を実施した。しかし、機体移動のために作用させられる最大作用力となるジャッキ操作によっても前胴・後胴とも移動させることはできなかった。

ジャッキ操作によって確認された前胴・後胴の摩擦力は以下の通りであり、これらの値は装備推力を大きく上回る値であった。

前胴摩擦力 > 56,900 kN

後胴摩擦力 > 85,200 kN

また、ジャッキ操作によって確認された事項として、時間経過とともに摩擦力が増大し、当初移動が可能であった後胴が追加ジャッキ（+7,500 kN）を加えても移動不能になったことが挙げられる。この状況から、前胴の摩擦力も後胴と同様に増大していることが推察された。

このように、推進不能後に機体摩擦力の増大が確認されたことから、これを減少させるためには、機体に作用している荷重を除去することが必要と判断し、機体上部の拡幅掘削によって荷重解放を実施することに決定した。

#### 4-2 推進不能原因の推定

TBMが推進不能となった原因は、各種要因に対する検討の結果、「TBMへの荷重作用による機体摩擦力の増加」が主要因であると特定した。

そこで、機体摩擦力の増加要因について、以下に示す5項目を挙げて詳細に検討した。

- ① 地山変形による拘束
- ② 層理面のすべりや剥離による機体への荷重作用
- ③ 膨張性地山による締付け
- ④ 掘削余裕分への岩礫の入り込みによる影響
- ⑤ 機体姿勢による掘削面への押付けによる影響

この内③については、地山推定強度から算定される当該箇所の地山強度比は2以上であると判断されること、また採取した地山コアを用いた試験では膨張性を示す粘土鉱物の含有は認められなかったことから、発生要因から削除できると判断した。また、②については、急激な機体摩擦力の増加が確認できるため、否定することはできないが、機体周辺の地質調査および機体上部拡幅時の地質観察結果からは、要因として考えることは困難と判断された。⑤については、機体ピッチングによって機体が坑壁に接触した可能性はあるが、機体押付け力による摩擦力は今回発生した機体摩擦力に比較して十分小さい値である（1°のピッチングに対して440 kN）と推定されるため、摩擦増大の主要因ではないと判断した。

地山弾性係数に対して弾性円孔理論解を用いて掘削後の地山変形量を検討した。その結果では、当該箇所の地山変形のみでは過大な機体摩擦力は発生しないと推定された。しかし、掘削ズリが掘削余裕分に入り込み、実質的な掘削余裕量が減少した状態（この影響により掘削余裕量が1/2に減少した状態）を想定すると、地山変形によって大きな機体摩擦力が発生することが判明した。

以上より、TBM推進不能の原因は機体摩擦力の増加であり、その主要因は地山変形と掘削余裕分へのズリの入り込みによる掘削余裕量の減少であると結論付けた。

なお、時間経過後に機体摩擦力の増加が確認されたことから、推進不能後は時間経過と共に地山の変形が増大し、さらに拘束状態が悪化したものと判断される。

§ 5. 拘束脱出のための対策工

TBM を拘束状態から脱出させ、再発進を行うまでの作業は図-6 に示す施工フローを基本に実施した。推進不能となって以降、時間経過とともに TBM 切羽前方およびカット上部で崩落が発生し、再発進に際しては、この崩落部の防護対策が必要になった。TBM 脱出のために実施した施工のまとめを図-7 に示す。

ここでは、今回の脱出のための対策工施工時に実施した以下に示す事項について報告する。

- ① 上部拡幅掘削時の断面について
- ② AGF 施工延長決定および地山不良部確認のための DRIS 実施結果
- ③ セグメント復旧部に採用した高強度吹付けコンクリートについて

5-1 上部拡幅掘削時の断面について

すり付け部の掘削断面はラッパ状であり、掘削の進捗および掘削断面に合わせた鋼製支保工の設置が困難であることから、支保はプレミックスタイプの高強度モルタル (28 日強度 45 N/mm<sup>2</sup> 以上) およびロックボルト (φ25, L=4.0 m) を採用した。

上部拡幅断面の形状は、過去の同様な事例等を参考に、TBM 断面の上部 1/3 (120° 範囲) の荷重解放を行うこととし、標準拡幅部掘削時の作業性を考慮して図-8 (a) に示す断面とした。しかし、掘削開始後、支保工脚部の掘削に時間を要し、効率的な掘削を行うことができなかった。そこで、掘削断面を図-8 (b) のように変更した。これによって、支保工下端レベルまでの掘削面積は 25% 減少し、盤下げ掘削分を考慮しても 13% の減少となり、掘削進行は約 1.5 倍に向上した。

標準拡幅部の支保は、鋼製支保工 (H-150 c.t.c.075 m) と木製矢板 (t=40 mm) を採用した在来工法とした。

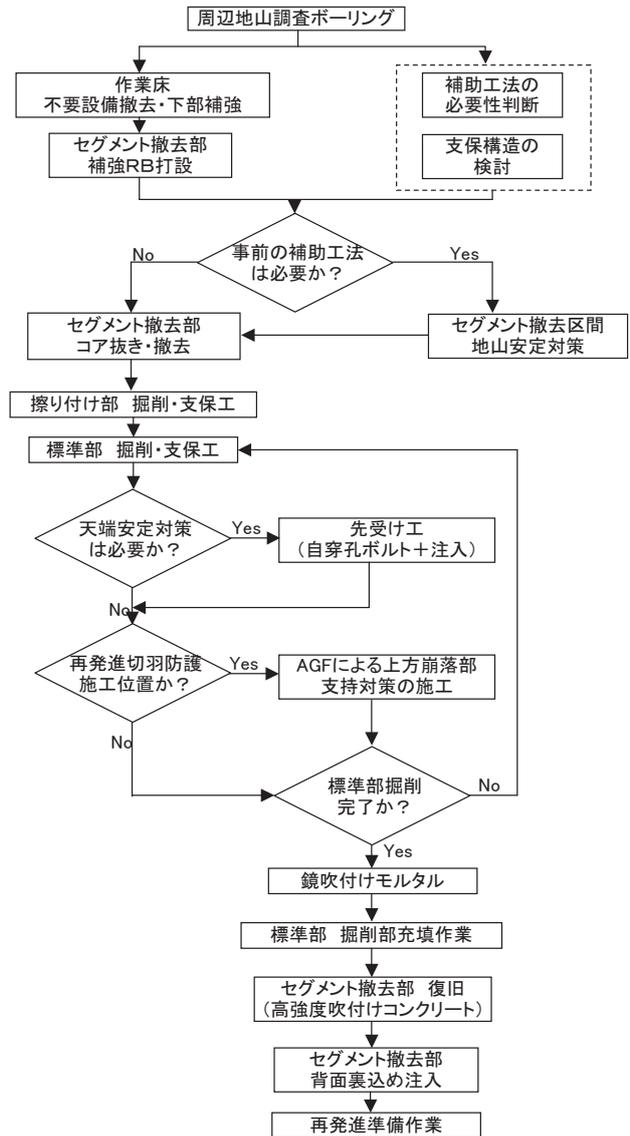


図-6 TBM 拘束脱出施工フロー

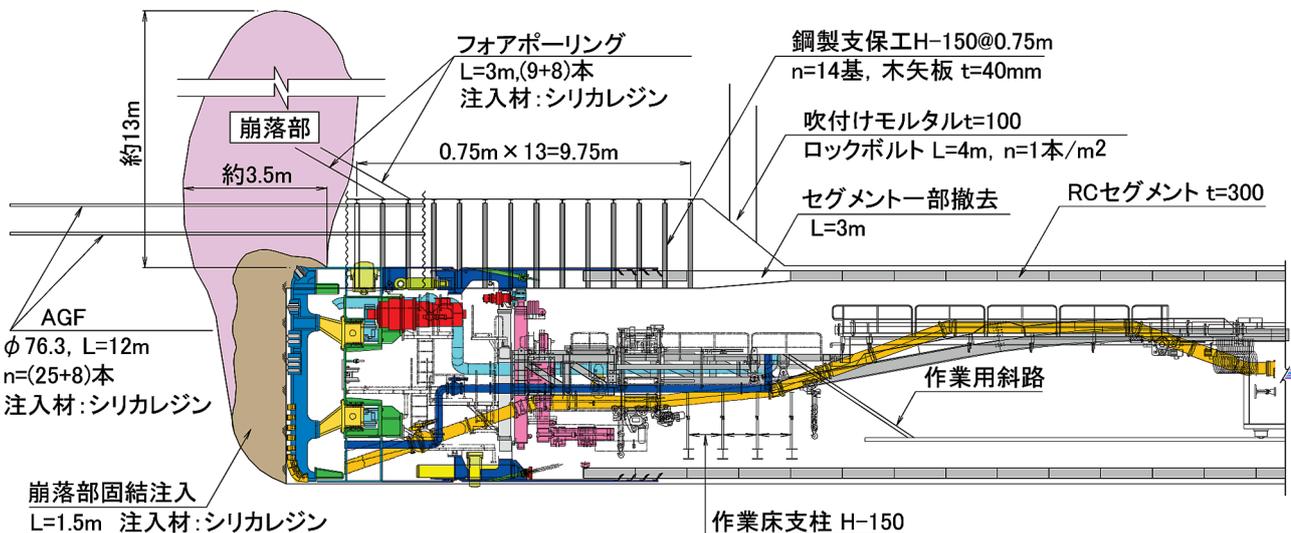
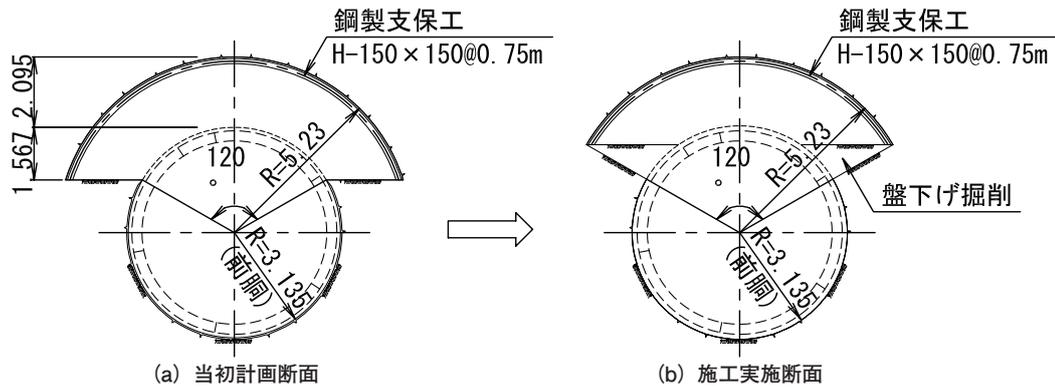
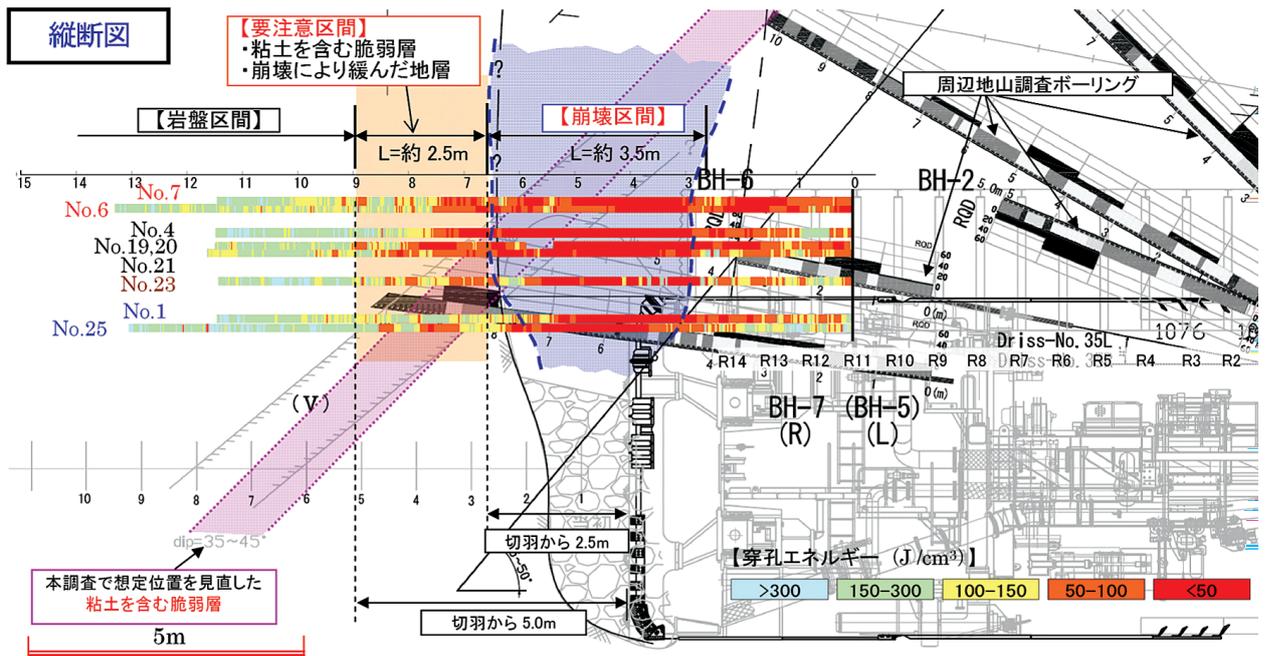


図-7 TBM 脱出のための施工のまとめ



図一八 上部拡幅断面



図一九 AGF 穿孔時の DRISS データからの地山評価結果

5-2 AGF 施工延長決定および地山不良部確認のための DRISS 実施結果

上部拡幅掘削は、TBM 前方および上部地山の崩落のため、最終的に標準拡幅部の延長を 9.75 m (支保工 14 基、0.75 m×13 間) とした。掘削は 11 基完了時で一旦中断し、崩落土の支持および前方地山の改良のための AGF を拡幅切羽より施工した。

上部崩落土の支持に関する検討の結果、必要な改良厚は 1.4 m (改良体強度 2.0 MPa) となった。この改良厚を確保するために、AGF 断面配置は 2 段配置、計 25 本 (上段 13 本、下段 12 本、改良径φ1.0 m) とした。

ただし、AGF の縦断方向の延長については、周辺地山調査ボーリングによって崩落区間の延長が把握できていないこと、また粘土を含む脆弱層が確認された分布範囲が不明確であることから、前方不良地山に対する先受け工としての AGF の必要施工延長を決定することができない状況であった。

そこで、AGF 施工の 1 本目の削孔データを DRISS を用いて取得し、前方地山の状況を評価した。その結果、推

定される崩落部の奥行きは切羽から 2.5 m 程度であり、その前方に崩落部の影響で緩んだ岩盤もしくはやや脆弱な地層が約 2.5 m 存在するものと予想された。それ以降は通常の地山が出現すると推察されたため、AGF は通常地山への根入れを 3 m (≒0.5 D, D: 掘削径) 確保することとし、延長を 12 m に決定した。

AGF 施工時には、崩落部およびその周辺の地山状況を把握するために、全ての削孔時の DRISS データを取得した。その結果からの縦断図を図一〇に示す。これは、穿孔エネルギーを図中に示した値でゾーン毎に色分けしたものである。多くのデータを集約することで、前方の地山状況が明瞭となり、要注意区間が切羽から 5.0 m であることが判明した。

5-3 セグメント復旧部に採用した高強度吹付けコンクリートについて

TBM 上部拡幅掘削のために一部撤去したセグメントの復旧は、工程短縮を目的として、高強度吹付けコンクリートによって実施した。

表一三 高強度吹付けコンクリート実施配合 ( $\sigma_{ck}=60\text{N/mm}^2$ )

Gmax (mm)	スランブ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単位数(kg/m <sup>3</sup> )					急結剤
				W	C	S	G	減水剤	
10	25.5	34.5	60	172	499	951	694	C×1.5% 7.5	C×7% 35

(使用材料) C : 普通ポルトランドセメント(台泥 TYPE1)  
 減水剤: TAITECH-PC19(花王)  
 急結剤: ナドミックType-10T(セメント鉱物系粉体急結剤(カルシウムサルファアルミネート系)(電気化学工業社製))

表一四 圧縮強度試験結果 (N/mm<sup>2</sup>)

養生日数	ベース コンクリート (B)	吹付け コンクリート (S)	強度比率 S/B(%)
3日	40.3	41.5	103
7日	50.2	44.8	89
14日	58.9	46.7	79
28日	55.4	46.8	84

註)ベースコンクリートは試験用供試体  
 吹付けコンクリートはコア供試体

(1) 強度設定

セグメントの設計基準強度は 45 N/mm<sup>2</sup> である。吹付けコンクリートによってこの強度を確保することは実績もあり問題ない。しかし、吹付け位置が天端であることを考慮する必要がある。

既往の文献によれば、上向き吹付けでの強度は 28 日強度ではベースコンクリートの 60% 程度になるとの報告がある<sup>1)</sup>。

また、吹付け時に使用する急結剤は、一般的には長期強度の増進を阻害する。しかし、セメント鉱物系粉体急結剤の主成分がカルシウムサルファアルミネート系であれば長期強度に対しても問題なく、逆に強度が大きくなるとの報告がある<sup>2)</sup>。この報告によれば、カルシウムサルファアルミネート系急結剤の添加量を標準の 70% とした場合、28 日強度でベースコンクリートの 1.3 倍程度の強度が得られている。

そこで、今回の吹付けコンクリートには初期強度は要求されない(支保ではない)ため、付着が確保できる範囲内で急結剤の添加量を抑える(目標: 標準添加量(10%)×70%=7%) こととし、前述の報告内容を参考に吹付けコンクリートの配合・材料に関して以下のように設定した。

- ① 急結剤はカルシウムサルファアルミネート系のセメント鉱物系粉体急結剤を使用する。
- ② 上向き吹付けであるため、28 日強度をベースコンクリートの 60% として強度を検討する。

以上より、配合上の設計強度を以下の通りに設定した。

$$[\text{配合上の設計強度}] = 45 / (0.6 \times 1.3) = 58 \text{ N/mm}^2$$

→ 目標強度: 60 N/mm<sup>2</sup> とする。

(2) 配合

実際に復旧箇所を使用した配合を表一三に示す。当初、W/C を 38% として配合を検討し、試験吹付けを実施したが、吹付けコアの強度が目標値に達しなかった。そこで、実際の吹付け時には W/C を 34.5% まで下げ、減水剤を増加させてワーカビリティを確保できる配合とした。

(3) 強度試験結果

ベースコンクリート供試体および上向き吹付け箱からのコア採取による供試体の圧縮強度試験結果を表一四に示す。14 日強度で吹付けコアの圧縮強度は目標値の 45 N/mm<sup>2</sup> を確保できており、当該箇所の覆工強度を満足する結果となった。ただし、28 日強度のベースコンク

リート供試体の圧縮強度は目標強度 60 N/mm<sup>2</sup> を達成できなかった。その原因としては使用した粗骨材の強度不足の可能性がある。14 日強度以降のベースコンクリートと吹付けコンクリートの強度比率はほぼ 80% であり、当初予定通りの比率であった。

§ 6. おわりに

密閉式 TBM で、かつ覆工がセグメントである場合、何らかの原因により上部拡幅を実施する事態になると、その復旧には多大な時間と費用を要する。今回の場合、推進不能に陥ってから掘進再開まで 104 日を要した。

掘進時には、事前の前方探査による地山評価と掘進中の機械データによる監視と切羽評価を行いながら施工するが、今回の場合は機体摩擦力が急激に上昇したため、最終的に拘束された。この経験から、再掘進に際しては拡径掘削の必要性の判定項目を加えた掘進管理フローの見直し、および滑材注入判定フローなどの追加を行った。

また、再掘進に際しては①ゲージカッターのオーバーカット機能を使った掘削径の拡大 (R+2.5 cm) による掘削余裕量の増加、②追加ジャッキによる推力増強を迅速に行うためのジャッキ架台の設置、③縦断方向 3 箇所 (1.5 m ピッチ) に余掘り検知棒を設置しての掘削余裕量の管理、等の対応策を実施した。再掘進開始後、装備推力のみでは推進困難となった箇所においても、追加ジャッキによる推力増強によって掘進不能の状態は回避できており、再掘進に際して実施した対応策が効果を発揮したと判断している。

本報告が、今後同様な工事の参考になれば幸いである。最後になりましたが、本工事を支援していただいている関係者の皆様に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 安藤・大野・伊藤・魚本: 吹付けコンクリートの特性に関する基礎的研究 (13) —吹付けコンクリートの品質に及ぼす各種吹付け条件の影響—, 生産研究 Vol151, pp.807-810, 1999
- 2) 平間・西村・魚本: 吹付けコンクリートの特性に関する基礎的研究 (18) —急結剤の種類が吹付けコンクリートの圧縮強度に及ぼす影響—, 生産研究 Vol153, pp.302-305, 2001