

長距離、低土被りでの小口径トンネルの施工

Construction of Small Diameter Tunnel with Long Distance and Low Earth Covering Condition

宮崎 勇人*1 白井 信浩*1 塩路 育美*1
Hayato Miyazaki Nobuhiro Shirai Ikumi Shioji
廣川 泰樹*1 福嶋 渉*2
Taiju Hirokawa Wataru Fukushima

要旨

藤崎井（山田排水路）改修工事は和歌山平野農地防災事業計画に基づいた排水路のバイパス管路工事で、延長約0.6kmにおよぶ管水路（内径φ1,100mm）の新設工事である。推進路線には1.5D未満の低土被り区間、多数の急曲線および地質急変箇所が存在した。本報告では、長距離推進における実施工上の課題と対策、および狭小な坑内環境における施工の効率化や周辺環境対策の事例について報告する。

キーワード： 低土被り 複合地盤 急曲線 長距離推進 小口径トンネル 狭小

1. はじめに

本工場の位置する和歌山平野の紀の川右岸地区西側にある藤崎井用水は、紀の川市藤崎から和歌山市山口まで24kmを流下する大規模な用水路で、約500ヘクタールの農地を潤している。本地区の農業用施設は、十津川紀の川総合開発事業の一環として昭和27年から昭和59年にかけて実施された国営十津川紀の川土地改良事業および関連事業等により整備され、地域農業の発展に寄与してきた。しかし、近年のゲリラ豪雨の多発や都市化による農地の減少により、用排水路の通水能力を超えることが多くなり農地や農業施設に大きな被害が生じている。

紀の川右岸内の岩出地区において、都市化の進行に伴って、水田などの農地に一時的に貯留されていた雨水がそのまま水路や川に流れ込む傾向が強まっており、しばしば浸水被害が発生している。本工事は大雨の際の浸水被害を軽減させるため、藤崎井水路から山田川への排水専用のバイパス水路（山田排水路）を建設するものである。

2. 工事概要

本工場の位置図を図1に、工事概要を表1に示す。

延長600mの管水路は藤崎井水路（以下、既設水路）の近傍の農耕地部分に設けた発進立坑から既設水路横の到達立坑に向けて推進工法（延長589.5m）で掘進した。



図1 位置図

表1 工事概要

工事名	和歌山平野農地防災事業 藤崎井水路（山田排水路）改修工事
発注者	近畿農政局
施工者	（株）鴻池組
工事場所	和歌山県岩出市中迫地内
工期	2020年10月～2022年9月
工事内容	管きょ工 ・泥濃式推進工法（φ1100mm） L=589.5m ・土留工 発進立坑（鋼矢板 口6.4m×3.2m、h=4.6m） 到達立坑（ライナープレート φ2.8m、h=5.7m） 流水槽部、管撤去部 一式 ・マンホール工（流出・流入水槽） ・その他 追加工事 一式

*1 大阪本店 土木部 *2 技術本部 土木技術部

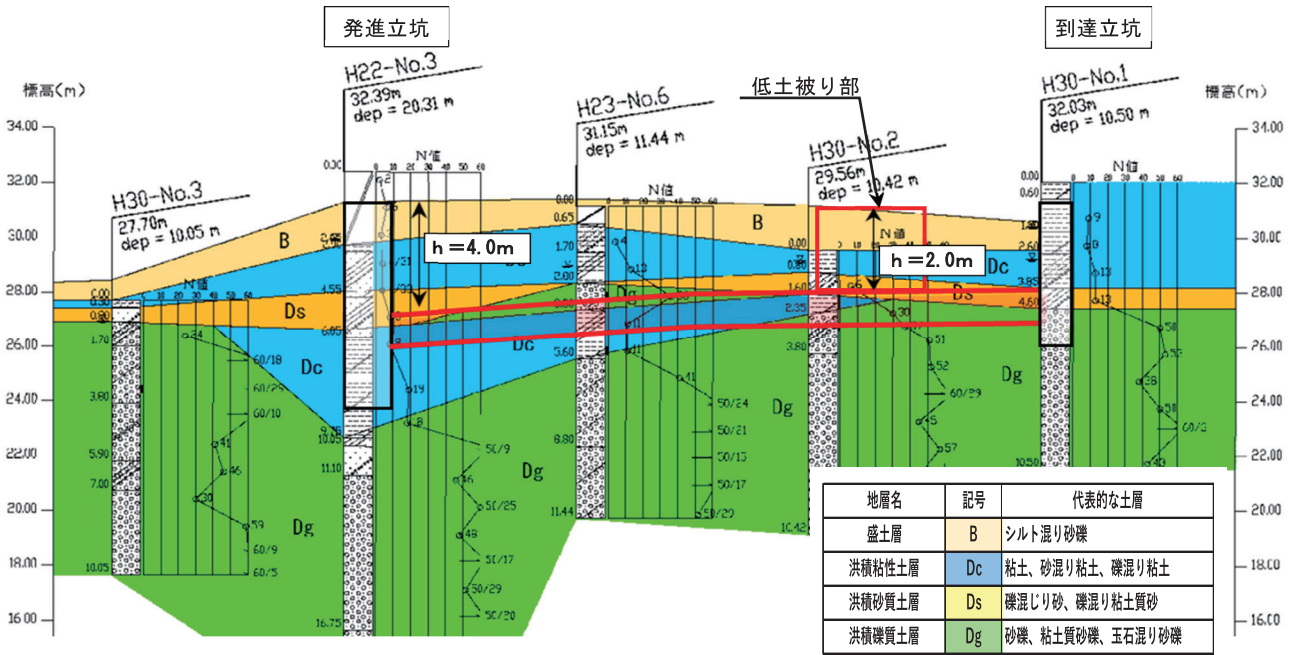


図2 推進路線縦断面図

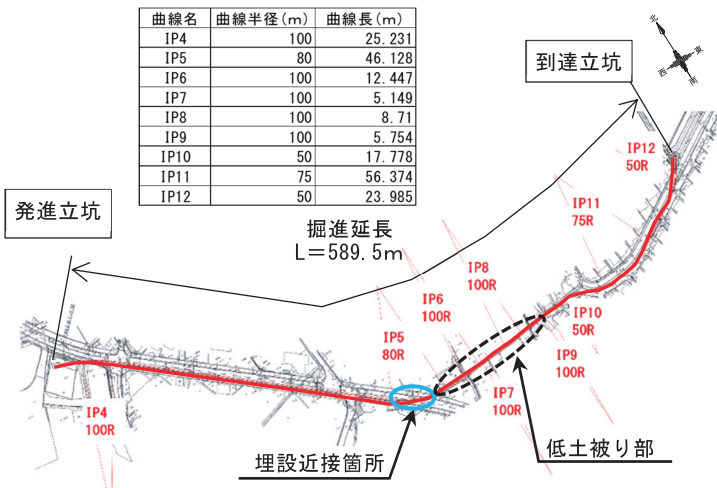


図3 推進路線平面図

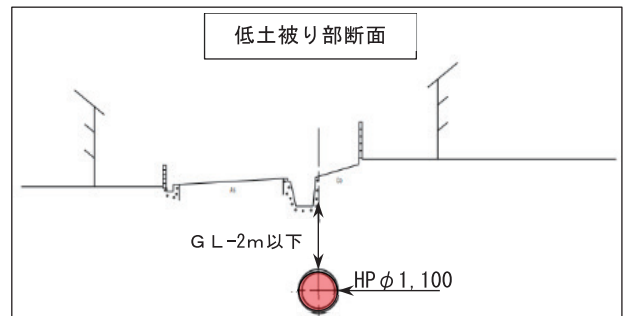


図4 低土被り部断面図

図2に推進路線縦断面図、図3に推進路線平面図をそれぞれ示す。

平面線形は曲線半径R=50mの急曲線を含む曲線が9箇所あり、縦断線形は推進方向に上り7%~1%と緩やかに変化した。また、土被りは発進立坑付近で4m(約2.8D、D:掘削外径1.4m)であるが、発進立坑を起点に400m付近から約90m区間は田畑、民家も近接した2m程度(1.5D未満)の低土被りであった(図4)。さらに、路線の中間部である285m付近では、上下2本の下水道管(上部:FRPM管φ200mm、下部:ヒューム管φ600mm)と隔離が約50cmで近接していた。

当該地域は紀の川が形成した紀の川段丘面のうち、最も下位の低位段丘面に位置し、流下する周辺河川の浸食により、扇状地性の堆積物が不規則に広がって堆積していると

いった複雑な地形条件であった。

掘進路線の前半は洪積粘性土層(Dc)主体の互層となっており、後半は砂質土層(Ds)や礫質土層(Dg)主体の互層に変化する複合地盤となっている。分布する土層のうち洪積粘性土層(Dc)のN値はN=8~21を示し、平均N値は11と硬く、一軸圧縮強度も $qu=262\text{kN/m}^2$ と高い値を示している。また、洪積礫質層(Dg)はφ10mm~60mm程度の亜角礫主体であるが、粘性土やφ50mm~120mmの玉石層が混入する部分もあり、最大想定礫径は180mm(60mm×3倍程度)とされていた。路線区域での土層内の層相は様々ではなく、土層の変化が大きい土質条件であると考えられていた。

そのため、発進立坑部において、土質条件および地下水位確認のための追加土質調査ボーリング(h=12m)を実施した。その結果、推進路線下部のDg層は被圧されており、地下水位はGL+0.6mであることを確認した。

3. 施工上の課題

本工事における施工上の課題として、①互層地盤における確実な掘進を行うこと、②低土被り区間では地表面変状などのトラブルを発生させないこと、③R=50m以下の急曲線を含む多曲線における推進の線形精度を確保すること、④長距離推進において総推力増加に伴う掘進停止を未然に防止して確実に到達すること、が挙げられる。

互層などの複合地盤における掘進では、洪積粘性土～砂質土から砂礫土～砂質土へと変化する多様な層相への対応が必要であり、低土被りにおける掘進では、掘進による地表面変状などを起こさないように、慎重な掘進管理（排泥量、切羽圧力、加泥材、滑材の注入圧力など）が必要であった。

また、急曲線を含む線形の精度確保においては、内径 1.1 m と狭小な坑内における線形確認（測量）方法や基線確認が重要であった。さらに、急曲線を含む長距離掘進では、曲線による抵抗力の増加や推進管の許容耐荷力等の条件から中押し装置や推力低減装置の採用が必要になるが、本工事では低土被りを考慮し、管周囲の地盤の乱れを防ぐ低推力で効率的な推進計画が必要であった。

4. 泥濃式推進工法による推進

4.1 推進工法の選定

推進工法には、泥水式、土圧式および泥濃式があるが、当該工事において①最大礫径 180mm（60mm×3 程度）、礫率 79.5%、透水係数 1×10^{-2} の砂礫土層を含むこと、②推進対象土層は砂礫土層と砂質土層あるいは粘性土層との互層で低土被りであること、③平面曲線半径 R=50m の急曲線を含む長距離掘進、という施工条件から、泥濃式推進工法を採用した。

泥濃式推進工法は、坑外プラントで作泥した高濃度泥水を推進機カッタチャンバ内の掘削土砂と攪拌・混合することで塑性流動化し、不透性を高めた泥土で土圧および水圧に対抗して切羽の安定を図る。また、切羽で塑性流動化させた泥土をテールボイドに充填して地山の崩壊を防ぐことで、他工法と比較して推進管外周を 25～45mm 程度の大きなオーバーカットで掘進できるため、急曲線・長距離への対応も有利な工法である。

4.2 推進機の選定

本工事では、構成土層が変化する互層地盤を低土被りで長距離掘進する必要があり、推進機の選定は重要な要素であった。礫質土層では最大 $\phi 180\text{mm}$ の礫が点在すると想定

されていた。また、近郊現場（六箇井水路改修工事）では 30cm を超える巨礫が出現したことや、到達付近の既設水路を横断するときに未確認基礎杭などの障害物に遭遇する可能性も考慮して、礫破碎型推進機（写真 1、写真 2）を採用した。



写真 1 礫破碎型推進機



写真 2 礫破碎型推進機
(正面)

4.3 初期掘進

発進立坑から中間地点付近までの洪積粘性土層の N 値は 8～21 であり、硬質粘土が分布すると想定されていたが、発進立坑掘削時には推進路線高さ付近は砂質土混じりであることを確認していた。このような互層地盤に対し、採用した礫破碎型推進機は攪拌能力もあり、掘削土砂の取込みも可能と判断し、初期掘進を行った。

しかし、発進直後の地盤改良区間(4m)を掘進後には急激に砂分が少なくなった模様で、坑口から 8m 進んだ地点で全面が硬質の粘性土層となった。このため、カッタートルクが急上昇し、坑口から 9.2m 地点で推進機チャンバ内の閉塞により排土不能となった（図 5）。

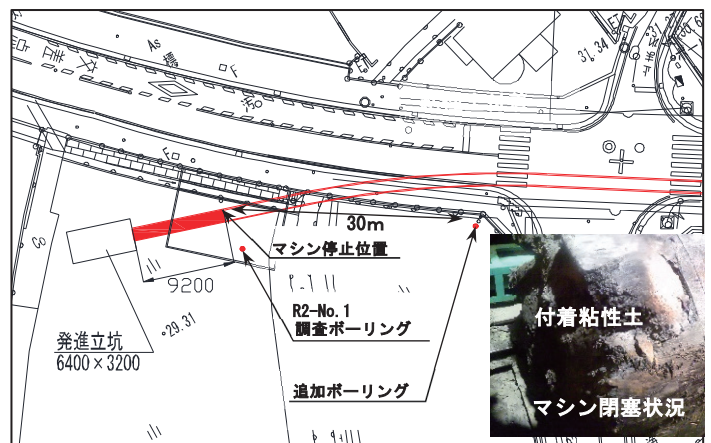


図 5 掘進停止位置

粘性土による閉塞を解除するために分散材を注入しながら掘進を試みたが排土の状況は改善せず、排土不良状態で推進機を地山に押し付けたことにより地盤が約 10cm 隆起したため、掘進を停止した。

停止位置から 30m 離れた地点で実施した追加ボーリング調査の結果からもさらに硬質粘性土層が続くと想定された。そのため、現状の礫破碎型掘進機から開口率の大きく粘性土による閉塞リスクの少ない取込型推進機へ変更を実施した。幸い、推進機停止場所は施工ヤード（防音ハウス）内であり、道路上への影響もない場所であったため、推進ジャッキを使用し、発進立坑側へマシン本体を鋼棒で順次引き寄せて推進機の変更を行い、引き抜き部は地山強度相当の充填材にて空隙部の充填を行い、地山の安定を図った。

取込型推進機を適用するにあたり、固結した粘性土層や洪積砂礫層の互層地盤へ対応するために、取込型推進機に以下の改造を加えた。粘性土の取込み対策として、①開口を大きくとれるスポークタイプの面板の採用、および②チャンパー内に攪拌翼を 2 段に配置した。また、チャンパー内の付着防止として、③カッタ外周背面にスクレーパを設置した。さらに、礫層、支障物の対応として、④排土口の拡大（ ϕ 400mm 程度の礫の取込み可能な楕円形 450mm \times 400mm）、⑤切削能力の高い強化型切削ビットの配置などの改良を加えた（写真 3、図 6）。



写真 3 取込型推進機（前面）

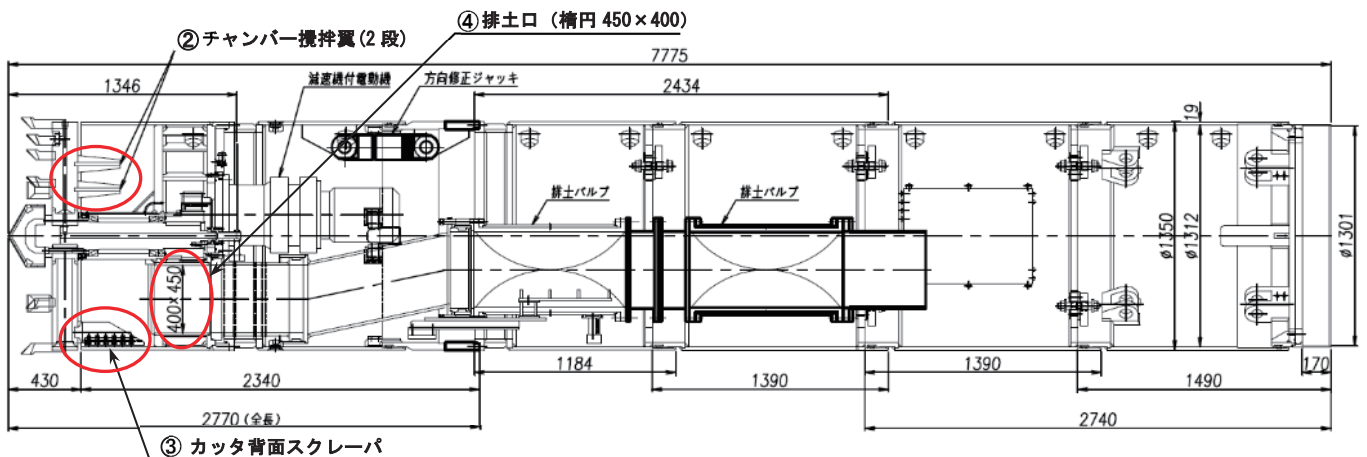


図 6 取込型推進機（改良型）

5. 低土被り区間を含む掘進管理

5.1 掘進管理

泥濃式推進工法における排土量管理は地上の排土貯留槽の増減量測定が一般的だが、推進中には随時、排土貯留槽内の排泥処分を実施するため、推進中ごとの排泥量管理は難しく 1 日単位の排泥量管理となる。そこで、排泥貯留槽のライン手前に計測用の 1m³ のタンクを 2 基配置し、この 2 基を交互に使用してタンク毎に計測管理を行った（写真 4）。さらに、切羽圧力は上記の排土量計測に基づいて 0.01～0.03MPa で管理するとともに、送泥圧力および滑材注入圧力も上限を 0.02MPa で管理した。

埋設物近接箇所や低土被り区間の地表面変位は自動追尾トータルステーション(TS)を使用し、毎時計測した。さらに掘進中は、地上部に監視員を配置して、地上部と掘削オペレーターとの連絡体制を構築し、即時対応できる体制とした。これらの掘進管理、計測管理により、排土量は全線にわたり管理基準値（計画排土量の 110%）以下であり、地表面の変位は管理値(-20mm)に対して、最大-12mm に収まった。

5.2 近隣構造物、低土被り掘進対策

推進に際して影響の有無を確認するために、掘進前後の調査として、①近接横断する上下の下水道管の内部状況をカメラで確認、②推進路線と並走する既設水路のクラック調査、③地中レーダーによる空洞調査を実施した。

掘進前後の調査で近接横断管路の管内調査で変状、損傷等は確認されず、既存水路のクラックについても特に影響ないことを確認した。

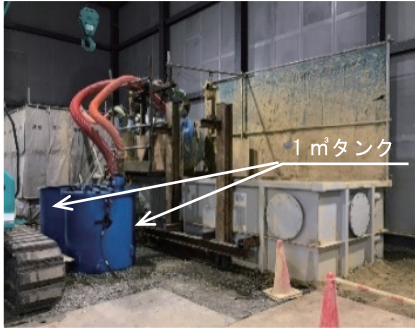


写真4 排土管理(1 m³タンク、2基)

6. 長距離推進管理

6.1 総推進力低減対策

当路線は現場条件より、急曲線を含む長距離推進を1スパンで推進する必要があったため、長距離での推力低減対策として、推進管外周部の滑材層を強制的に拡幅、再構築して2次滑材を充填できるテールボイド拡幅再構築(TRS: Tail Void Restructuring System)装置を採用した(図7、図8)。TRS装置は約150m毎に設置した(図9)。さらに、推進ジャッキが装備できる中押し推進管を坑内に2箇所配置した(図9)。

推進管周りの滑材注入は、後続推進管(2本目)から二液混合で空隙保持効果のある固結滑材(一次滑材)を注入した。TRS推進管から二次滑材を注入して滑材層の長期的保持による推力低減を図るとともに、滑材が地山浸透等により減少する管周りには、50m間隔で設けた注入孔から高分子系摩擦減少滑材を周面抵抗力に応じて補足注入して総推力の上昇を抑制した。

また、長期の推進休止時には、推進管が周辺地山に締め付けられ、再掘進時に推力が増大するおそれがある。この

ため、管周抵抗力の経時変化を観察し、土質が砂質、砂礫層主体となって推力の増加傾向や高い値を維持している区間には、休止前の掘進完了後に高分子系摩擦減少滑材を毎回注入して対応した。

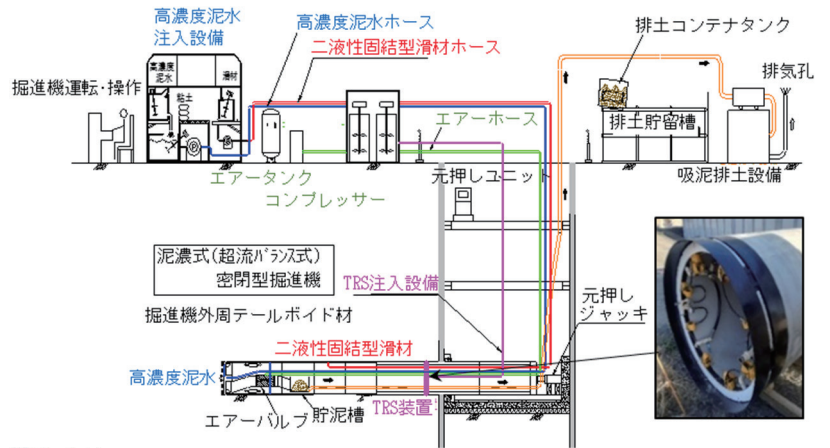


図7 TRS装置設備図

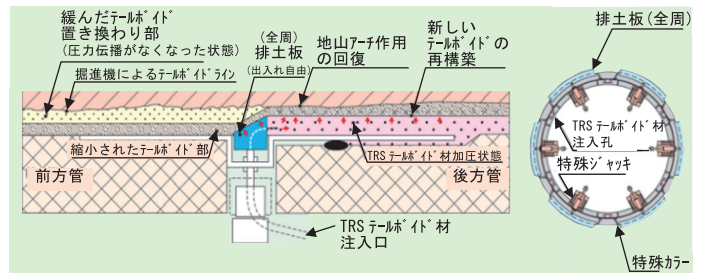


図8 TRS装置概要図

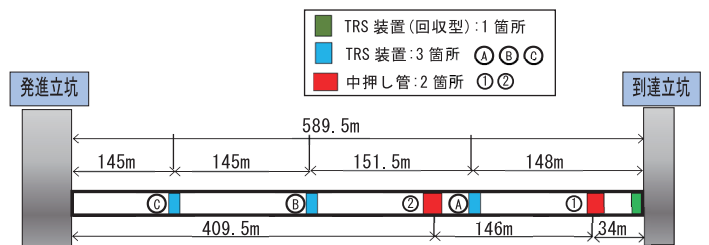


図9 TRS装置・中押し管配置図

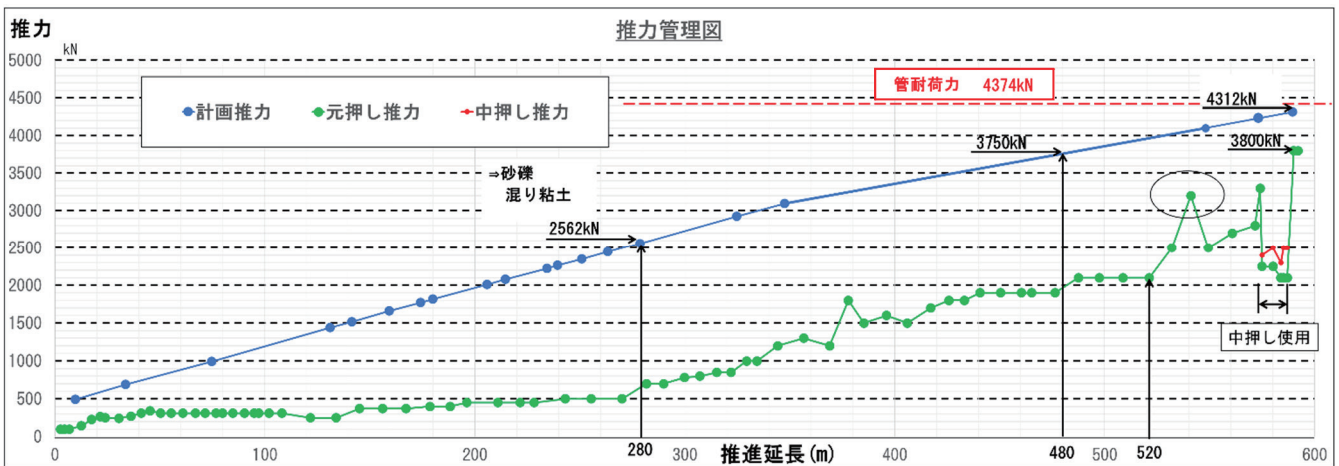


図10 推力管理図

6.2 推力管理

推力管理図を図 10 に示す。

発進から 200m 付近までは粘性土による付着などの影響もなく、計画推力 2,000kN の 20% の 500kN と低い推力で推移していた。280m 付近より礫層の出現や長距離による管周面抵抗力の増大に伴い、推力も徐々に増大し、480m では推力も 2,000kN (計画推力 3,750kN の約 53%) となった。さらに 520m を過ぎた時点で推力が 3,000kN まで急激に増加した。これに伴い推進を一時停止し、全線にわたり滑材注入を行った。再推進時には推力は一時的に 2,500kN まで低下したが徐々に増え始め、570m 付近で瞬間的に管耐荷力の 4,374kN に近い推力となった。多曲線部の通過と長距離推進に加えて、掘削土中に 20cm 程度の礫 (写真 5) を 10~20% 程度を含む礫質土層を掘進しており、管周面抵抗力が急激に大きくなったと考えられる。このため、装備していた中押し管の推進ジャッキを元押しジャッキと併用して使用することで、元押し推力の低減を図った。手順は管周抵抗の増大を分割するために発進立坑側の中押し管② (図 9) に 490kN のジャッキを 8 本設置して、元押しジャッキと交互に使用し、掘進を再開した。再開後も中押しジャッキと併用した推進工を継続し、最終には 3,800kN (計画推力 4,312kN の 88%) で到達した。



写真 5 出現した礫



写真 6 管内自動測量

6.3 小口径トンネルでの線形精度の確保

坑内推進基準線の測量は開放トラバース測量となるため、立坑下に設置する基本線の精度確保は重要である。立坑下の基本線は定期的にジャイロトランシット測量で再確認して、基本線の精度維持を図った。また、日常の坑内線形管理では、狭小かつ多曲線の坑内測量が長距離にわたるため、通常のトランシットによる手動測量は測量機の盛り換えが多くなることによる誤差発生や、測量に多くの時間を要するため、線形精度、進捗がともに低下することが懸念された。対策として、1 回あたりの測量時間が約 20 分で手動に比べてはるかに短く、通常の自動トータルステーションより小型で自動水準が可能な測量機「パイプショット」(写真 6) を最大 20 台常時据置きして、蛇行量および水準測量を推進管 1 本掘進ごとに実施し、精度と進捗を維持した。また、到達の手前約 10m にある急曲線 R=50m (L=23.965m) の

区間ではさらに測量頻度を上げ、半管 (L=1.2m) ごとに測量を実施して到達精度の向上を図った。

到達精度を表 2 に示す。基準高さ、左右のズレともに管理基準値内で、高精度な線形を確保することができた。

表 2 推進出来形表

	精度 (mm)	管理基準値
基準高さ	+24mm	±30mm
左右のズレ	-27mm (左蛇行)	±65mm

7. 周辺環境対策

発進基地周囲は民家や福祉施設などが近接しており、周辺への騒音振動対策も重要な課題であった。このため、推進時は発進基地を防音ハウス (B タイプ) で覆うことで、昼夜間施工を予定していた。しかし、路線の後半部分には近隣には多くの民家があり、低土被りの礫層推進時の掘削音が地表面に伝播することが懸念された。このため、夜間の路線地上部への伝播騒音に配慮して、夜間の作業時間は 23 時まで制限した。また、地上部では監視員を配置して、伝播騒音を監視し、緊急時にも対応できる体制とした。これらに対策により近隣からの苦情もなく、推進作業が実施できた。



写真 7 到達状況

8. まとめ

掘進初期には閉塞による掘進トラブルがあったものの、推進機を入替した令和 3 年 9 月の推進再開から同年 12 月下旬の到達まで約 4 ヶ月の掘進期間であった。夜間の時間制限を実施した現場条件であったが、掘進延長 589.5m の小口径トンネルを平均日進量 6.1m (当初計画では 3.8m) の進捗を確保できた。

複合地盤が分布する当工事に改良した取込み型掘進機を使用し、適切な掘進管理を行うことで、低土被り区間や埋設物近接箇所の掘進トラブルを未然に防止することができた。また長距離推進に伴う総推力の増大で掘進不能になる懸念も、TRS 推力低減装置や中押しジャッキを使用することで最終的には計画推力の約 88% で到達できた。

本工事は、当社の推進工事実績の中でも長距離かつ低土被りという特殊条件下での施工事例であり、今後の同様な工事の参考になれば幸いである。