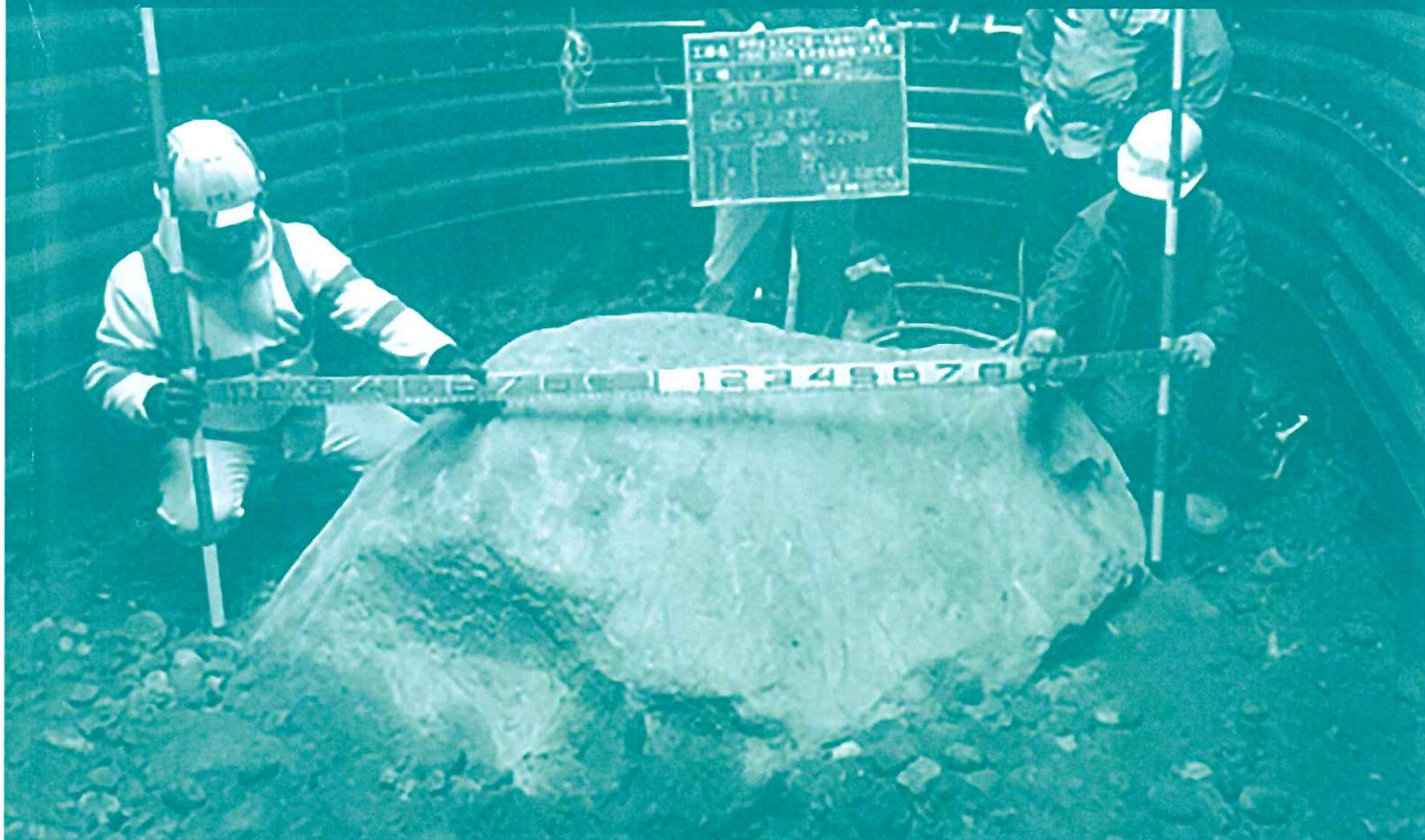


厳しい施工環境の克服に向けて 推進工法技術“更なる前へ”



シールド坑内発進、大土被り、長距離、R=10 mのS字曲線

ECO SPEED SHIELD (ESS) 工法協会 技術・積算統括 主任 檜皮 安弘

§ 1. はじめに

近年、非開削工事では周辺環境や交通事情により、最適な位置での立坑築造、発進ヤードの確保、満足した土質調査が行われていないケースが見受けられる。立坑が設けられない場合には、小立坑発進、長距離施工、既設構造物への直接到達等の方法が用いられている。発進ヤードの確保が困難な場合には、離れた場所にヤードを設けたり、発進立坑内にプラントを設置したり、車上プラント等の方法が用いられている。

本工事は、当初、シールド（セグメント）への取付け工事であったが、発進立坑の築造、発進ヤードの確保が困難であり、さらに発進直後にR=10 mのS字曲線となることから、シールド坑内発進となった。仕上り内径φ 2500 mm（施工時φ 2800 mm）において、発進立坑より875.40 mの位置で、呼び径φ 800 mmの推進工事を行った。

本稿では、課題とされる①掘進機・推進管の運搬、②φ 2800 mm内での作業、③20 mを超える大土被り、④硬質砂礫層における約500 mの長距離施工、⑤R=10 mのS字曲線に対する対策とその結果を報告する。

§ 2. ESS工法の概要

ECO SPEED SHIELD (ESS) 工法は発足以来、推進・シールド併用タイプ（特殊推進工法）とシールドタイプ（小口径シールド工法）を展開してきたが、K-1推進工法の巨礫破碎型泥濃式推進工法および既設構造物到達型泥濃式推進工法を当協会でも引き継ぎ、新たに推進タイプを追加した。今回、推進タイプの施工報告であるため、推進タイプの特長について、下記に示す。

2.1 巨礫破碎型泥濃式推進工法

従来の泥濃式の特長である礫を丸ごと排出する

機能を生かし、前面ヘッドで取り込みができない巨礫を大割することで、巨礫地盤の推進を可能とした工法である。必要以上の破碎を行わないことで、掘削ビットの負担を軽減するとともに推進力低減システム（ESシステム）の採用により、巨礫地盤での超長距離推進施工を可能にした。特長は以下の通りである。写真-1に、カッタヘッドを示す。

- ①大型ローラービットの適正配置により、巨礫・玉石層から軟岩層まで対応できる。
- ②土質に見合った面盤の選択が可能である。
- ③巨礫を大割して、大開口部から取込み、二次破碎なしで排土することにより、日進量の確保し、ビットの磨耗を軽減して、コストダウンを実現した。
- ④積極的なオーバーカットにより、急曲線施工が可能である。
- ⑤ESシステムの併用により、推進力の低減が図れるために、長距離推進（500 m以上）が可能である。

2.2 既設構造物到達型泥濃式推進工法

既設構造物到達型は、掘進機を直接既設構造物に到達させ、掘進機内の機器を取り外し、スキンプレートを既設構造物内で切断撤去する。写真-2、3に、カッタヘッドを示す。

- ①既設人孔到達、小型立坑等、到達立坑を選ばずに施工可能である。
- ②掘進機本体径を十分に確保することにより、機能・作業性の充実。
- ③機器撤去を容易にし、低コスト化を実現。
- ④土質に応じて、標準タイプと破碎タイプの選択が可能である。
- ⑤ESシステムの併用により、推進力の低減が図れるために、長距離推進（500 m以上）が可能

である。

§ 3. 施工事例

本工事は、合流式下水道の改善対策の要である津知橋幹線のシールド坑内から発進する津知橋北幹線である。図-1に、津知橋幹線（左側から右側に施工）と津知橋北幹線（下側から上側に施工）を示す。

津知橋幹線の二次覆工前に、シールド軌条設備、

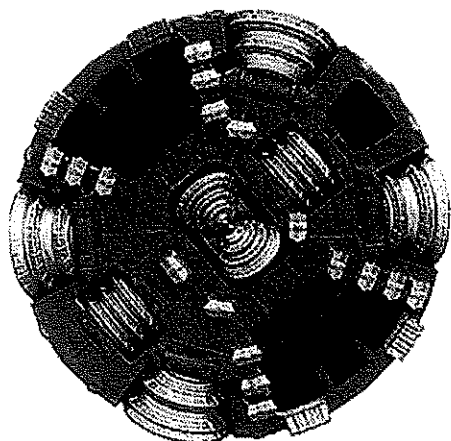


写真-1 巨礫破碎型

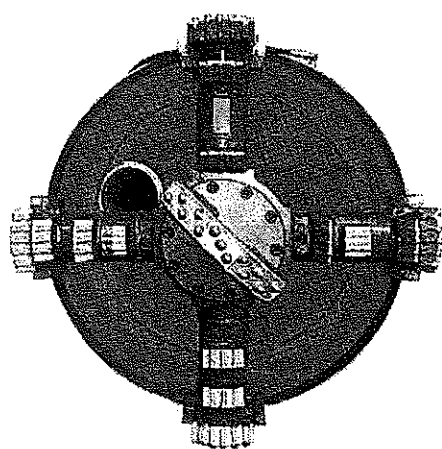


写真-2 標準タイプ

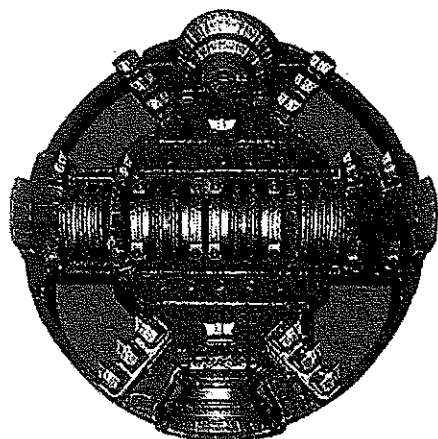


写真-3 破碎タイプ

配管・配線・換気設備を利用し、津知橋幹線の発進立坑より875.40mの坑内位置から分岐発進する。路線概要図を図-1に示す。二次覆工前の内径は、2800mmと狭く、小立坑発進と比べても非常に厳しい条件であった。また、施工を行うための推進機器の設置計画、掘進機・推進管の坑内運搬計画、泥濃式推進工法で施工を行う上で、高濃度の泥水材料の圧送、排泥の搬出といった課題や施工条件に関する課題が山積していた。

3.1 工事概要

工事名称：津知橋北幹線公共下水道工事

工事場所：京都市伏見区深草柴田屋敷町他

施工時期：令和3年7月～令和4年3月

発注者：京都市上下水道局

施工者：古瀬・平安特定建設工事

共同企業体

工 法：ESS 工法（推進タイプ）

管 径：φ 800mm

推進延長：L = 491.44 m（1スパン）

曲線半径：R = 150 m・300 m・10 m（S字）

（平面図を図-2に示す）

土 質：砂礫・粘土

（土質想定図を図-3に示す）

N 値：50 以上

礫 率：60%

最大礫径：120mm

土 被り：18.13 m（平均） 20.52 m（最大）

地下水位：GL - 2.03 m（平均）

勾 配：16‰上り

発 進：鋼製セグメント（内径φ 2800mm）

到 達：φ 2500mm（ケーシング）

特記事項：発進立坑より875.40mの位置から分岐発進（写真-4参照）

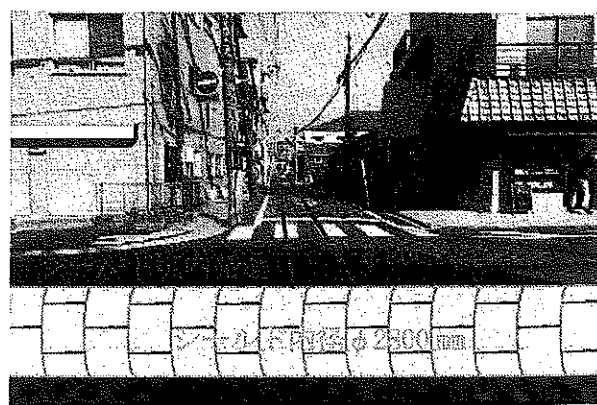


写真-4 坑内発進位置

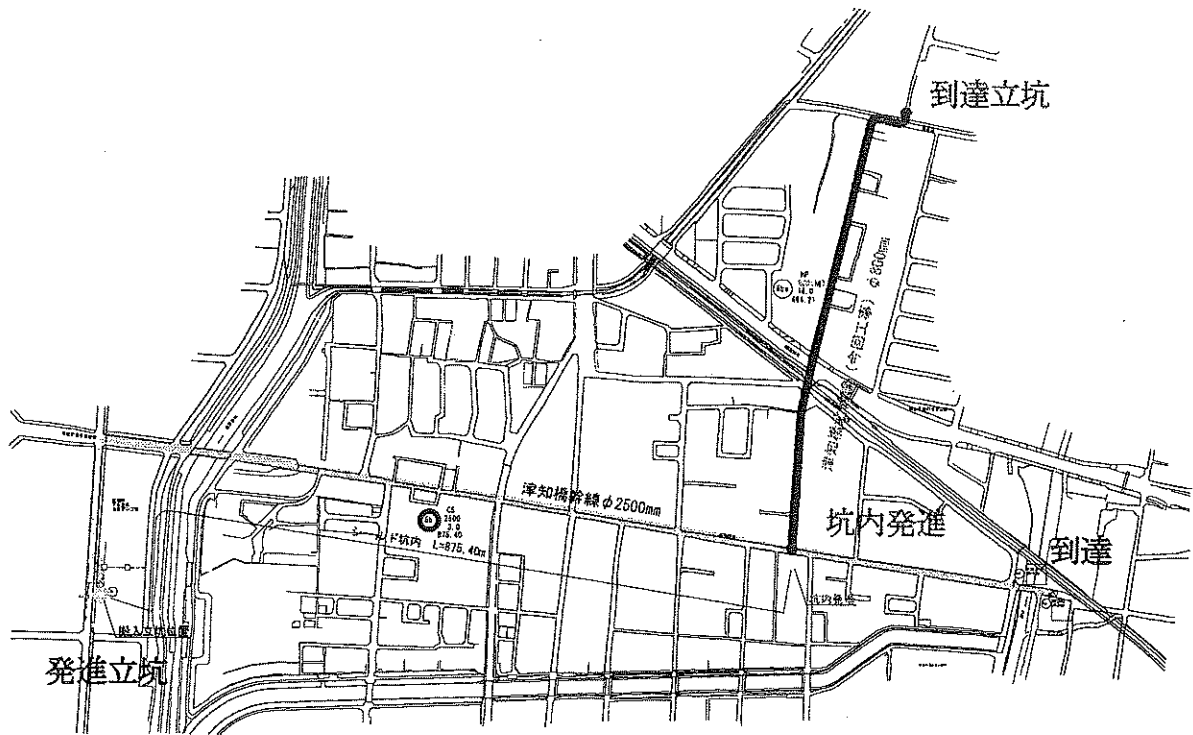


図-1 路線概要図

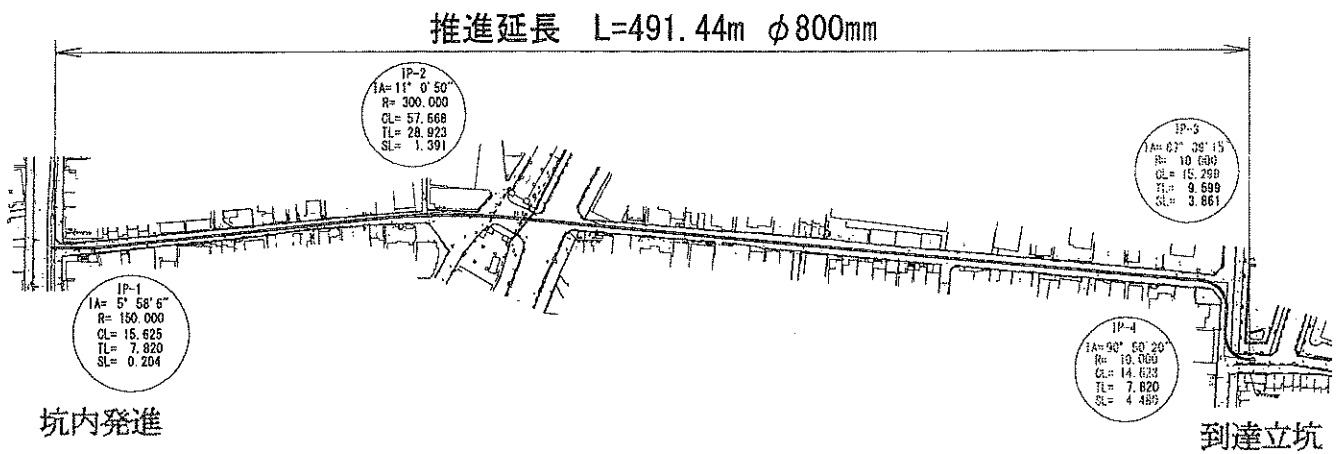


図-2 平面図

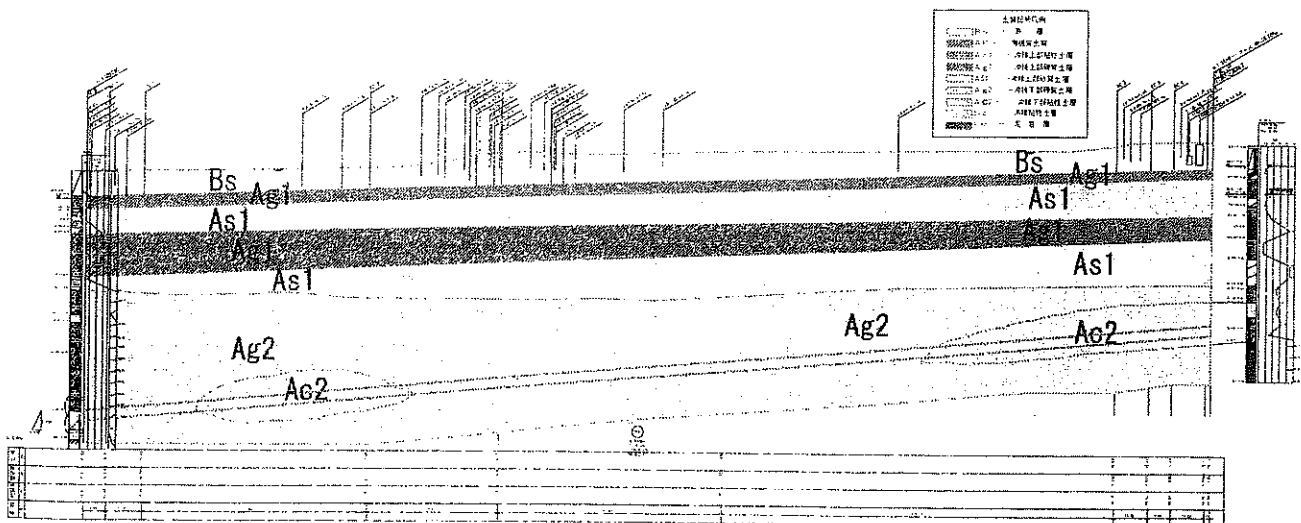


図-3 土質想定図

3.2 本工事の課題と対策

シールド坑内から分岐発進するためには、以下のような課題が挙げられた。

- ①推進設備計画と発進設備計画
- ②シールド坑内での運搬方法
- ③掘進機および推進管据付方法
- ④高濃度の泥水材料の圧送
- ⑤排泥の搬出

また、施工条件に関しては、以下のような課題が挙げられた。

- ⑥高土被り
- ⑦長距離施工
- ⑧対象土質が硬質砂礫土と粘性土
- ⑨急曲線施工
- ⑩到達方法

3.2.1 推進設備計画と発進設備計画

津知橋幹線の発進立坑より 875.40 m 離れた位置から発進することから、配管・配線のロス避けるために、通常、推進設備は地上に設置するが、シールド坑内に設置が可能な設備については、坑内に設置した。

- ①滑材プラント（可塑剤用）
- ②コンプレッサ（ピンチバルブ用）
- ③油圧ユニット（元押しジャッキ用）
- ④坑内キュービクル（電力供給用）と分電盤
- ⑤バキューム台車（排泥貯留用）

坑内設備図を図-4に示す。

ただし、泥水プラント、ES装置（滑剤注入装置）、吸泥排土装置、排土貯留槽は、地上に設置した。

次に、発進設備は、掘進機の組立てスペースや推進管の据付けスペースを考慮し、発進坑口、バツ

キング防止金具、発進架台、元押しジャッキ、支圧壁（鋼製）、坑内楊重設備を計画した。

発進坑口については、出水が懸念され、発進坑口の左右に注入孔を設けて、可塑剤注入ができるようにした。

バックキング防止金具については、面板抵抗（147.177kN）が作用しても後退しない構造とした。バックキング防止金具を図-5に示す。また、面板抵抗からバックキング対策が必要な延長を算出すると 25 m であった。

設計推進力については、中押し1段を併用する

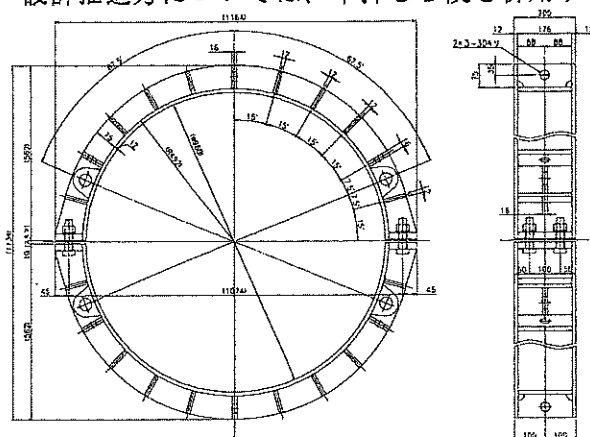


図-5 バックキング防止金具図

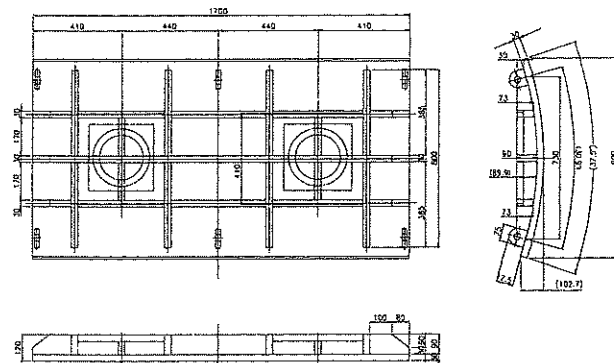


図-6 支圧壁（鋼製）図

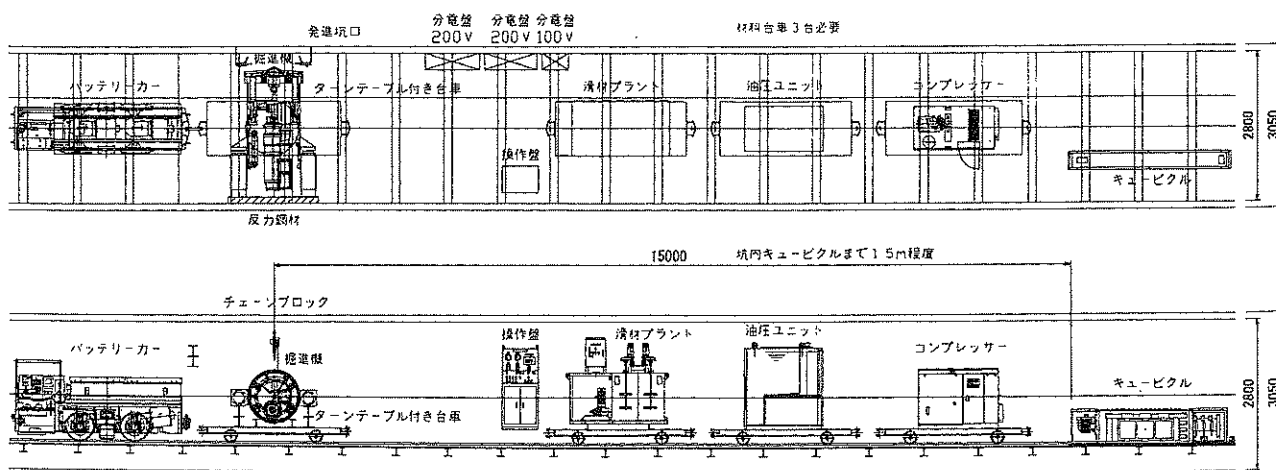


図-4 坑内設備図

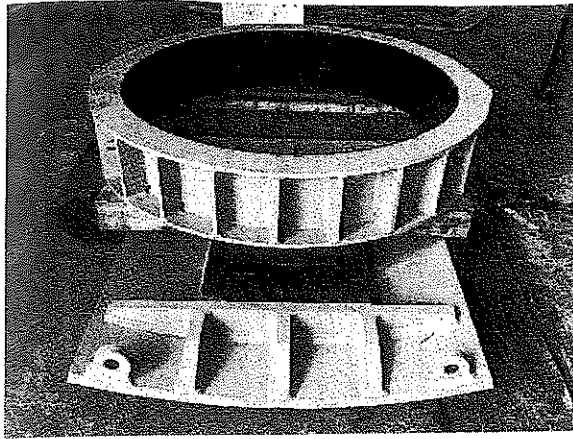


写真-5 バッキング防止金具と支圧壁

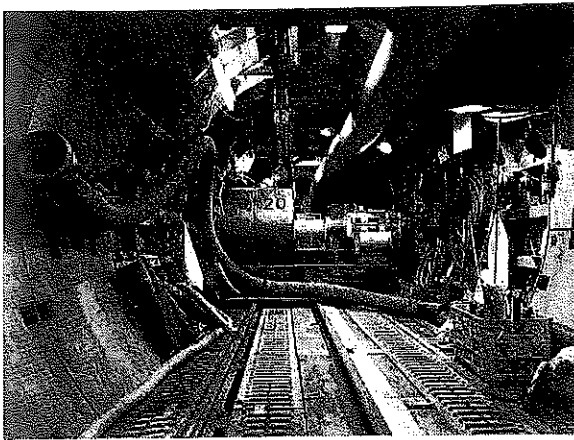


写真-6 坑内揚重設備

ことで、元押し推進力が2202kNとなり、50 N管（許容耐力2296kN）が採用されていた。そこで、元押しジャッキは、1500kN × 2本 = 3000kNを装備し、支圧壁（鋼製）は、3000kN以上の推進力に耐える構造とした。支圧壁（鋼製）を図-6に示す。支圧壁背面については、スーパージェット（超大口径高圧噴射攪拌）工法により、地盤反力を確保した。

坑内揚重設備については、押輪の引き戻し、推進管のセットに使用するため、天井クレーンのように4方向に移動できる特殊構造のものを選定した。写真-6に示す。

3.2.2 シールド坑内での運搬方法

掘進機・推進管・バキューム台車については、875.40 mの運搬が必要であった。その中でも、掘進機の最大長（カッタ+主管）が1.668 mと長いことから、推進方向（シールド管路と直角）で運搬すると坑内安全通路に接触することから、坑内発進部でターンテーブル台車を加工し、回転させる計画とした。坑内断面図を図-7に示す。

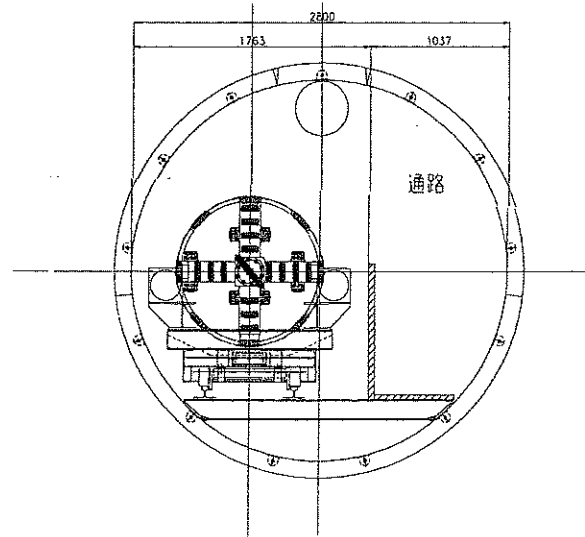


図-7 坑内断面図

推進管については、R = 10 mから到達まで0.50 m管を使用し、残りは1.20 m管を使用した。運搬に関しては、平台車に1本乗せて運搬した。

また、バキューム台車は、坑内に3台準備し、満タンになると坑外に搬出した。

3.2.3 掘進機および推進管据付方法

前述の通り、掘進機長が長いことから坑内発進部で、台車に装備したターンテーブルにより、掘進機本体（カッタ+主管）を回転させ、据付ける計画とした。掘進機は、掘進機本体・2胴目（第一従管）・3胴目（後続管）の3分割で搬入する計画とした。据付手順を図-8に示す。掘進機分割寸法を図-9に示す。

また、坑内揚重設備により、推進管の据付け、押輪の引き戻しを行う計画とした。推進管据付けの施工ステップを図-10に示す。

3.2.4 高濃度の泥水材料の圧送

本工事の対象土質が砂礫であることから、高比重・高粘性に対応するためには、ポンプ能力および配管径のアップが必要であると考えられた。ポンプ能力については、地上配管+シールド坑内配管+本工事配管の延長に対しても問題なく、圧送が可能なチューブポンプを選定した。配管径については、津知橋幹線で使用されていた2インチの配管を利用し、本工事の配管についても、φ800としては異例ではあるが、配管損失抵抗を考慮し、2インチを採用することにした。

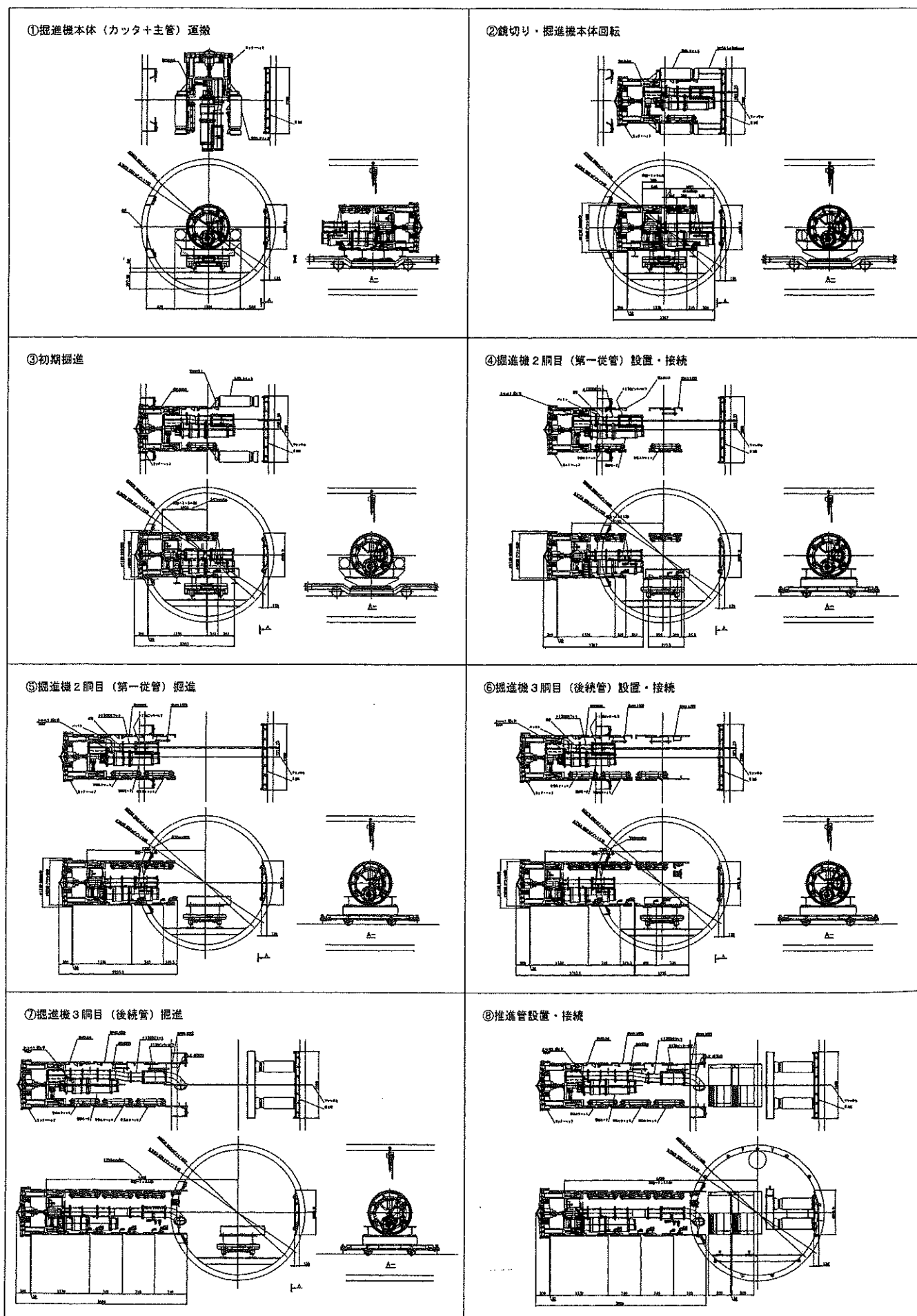


図-8 掘進機及び推進管据付手順図

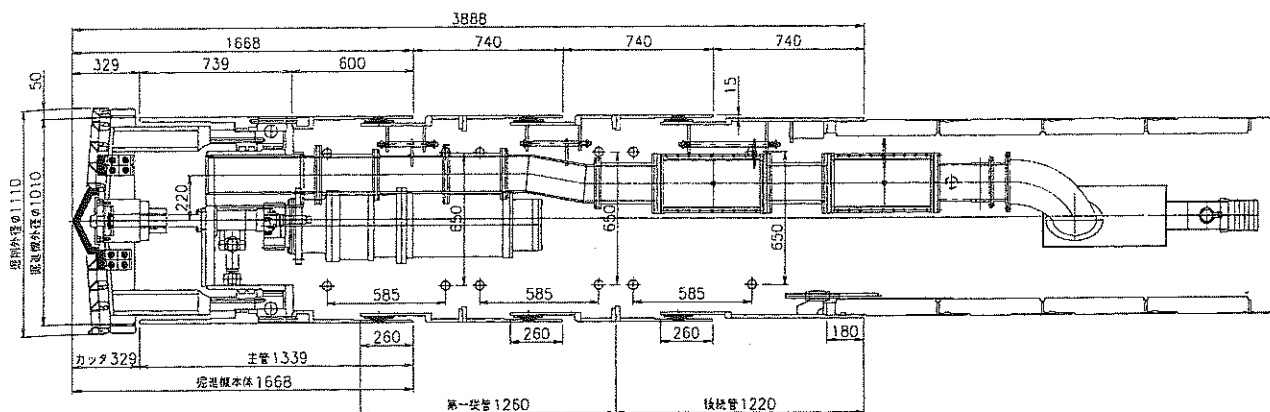
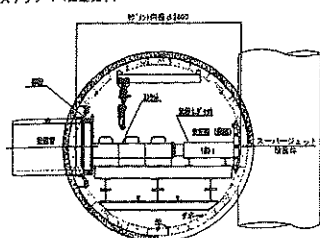
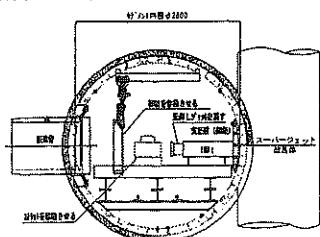


図-9 掘進機分割寸法図

ステップ-1 (掘進完了)



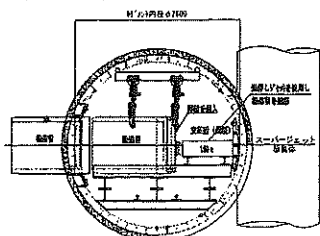
ステップ-2 (設備搬入)



施工内容

- ・元押しジャッキを引き戻す
- ・ストラットを人力で所定の位置に降ろす
- ・検定A-2、A-7、送泥・動力機を切り離す
- ・坑内の吊り橋台を使用し押車を移動させる

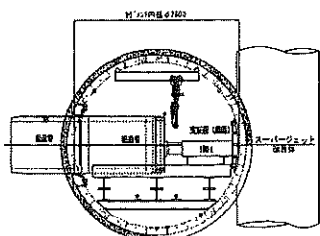
ステップ-3 (推進管接続)



施工内容

- ・推進管に吊具を付けハングロッドを巻き上げる
- ・吊り橋台を移動させ推進管を推進架台に据え付ける
- ・深淵を塞布を行う
- ・押車を推進管のカラーの隙間に設置する
- ・元押しジャッキを使用し推進管を接続する

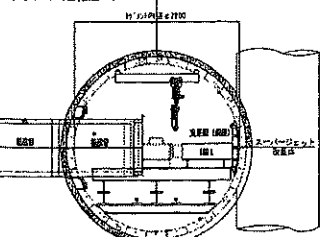
ステップ-4 (掘進準備)



施工内容

- ・検定配管、送泥ホース、コークス、水送ホース、動力機
- ・坑内灯の接続を行う
- ・全ての配線配管接続後、マシン電源を入れる
- ・パッキンとパッキンが管内入坑後、パキュウムと送泥ホースを移動させる
- ・パッキンからジャッキ操作の合図後、元押しジャッキを稼働させる

ステップ-5 (管推進工)



施工内容

- ・元押しジャッキのジャッキH-490mmまで掘進する
- ・元押しジャッキH-490mmになればジャッキを停止させ片方のジャッキを引きその隙間にストラットを設置する
- ・両方のジャッキのストラット設置後再度掘進を行う
- ・所定の位置まで繰り返し両側の作業を行う
- ・掘進終了後、ステップ-1に戻り繰り返しの作業を行う片方のジャッキを引きその隙間にストラットを設置する

図-10 施工ステップ図

3.2.5 排泥の搬出

当初計画では、75kw (44m³/分) の吸泥排土設備を使用する予定であったが、100kw (54m³/分) に変更した。また、発進立坑まで排泥吸引を行う場合、排泥管内での閉塞が発生する可能性が高いことから、パキュウム台車を使用することにした。パキュウム台車は、発進立坑へ搬出し、立坑上の排土貯留槽に転倒させ、排泥を貯留する計画とした。

3.2.6 高土被り

発進部では、土被りが20.52mに対し地下水位がGL-2.03mのため、0.18MPa以上の水圧が作用する。R=10mから到達までは、鋼・コンクリート合成管(MAX管)のJC継手、残りはJB継手を使用した。

発進坑口の左右には、注入孔を設けて、出水対策を行った。到達坑口は、到達方法に記載の通り、2重パッキン充填方式を採用した。

パッキン防止装置は、ゴムを内面に貼り付けた2分割のバンドで、推進管外周をボルトで締め付けて、発進架台前方で固定する方式を採用した。

3.2.7 長距離施工

約500mの長距離施工のため、推進力低減(ES)システムを併用し、中押し1段の設計となっていた。今回の対象区間では、砂礫土の割合が多く、地下水による泥水材料・滑材の希釈等により、経験上著しい推進力の上昇が懸念されることから、下記に対策と効果を示す。

① 中押し2段に変更する

推進力が上昇した際に、追加した中押しが負担する。中押し装置の配置状況を写真-8に示す。

② ESシステムで注入するES剤の性状変更およ



写真-7 バキューム台車運搬状況

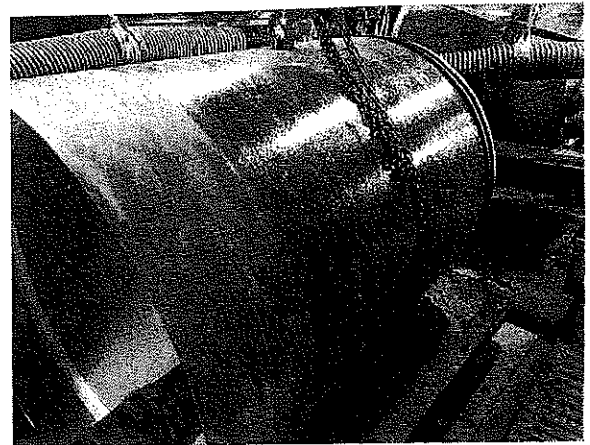


写真-9 塗布した推進管

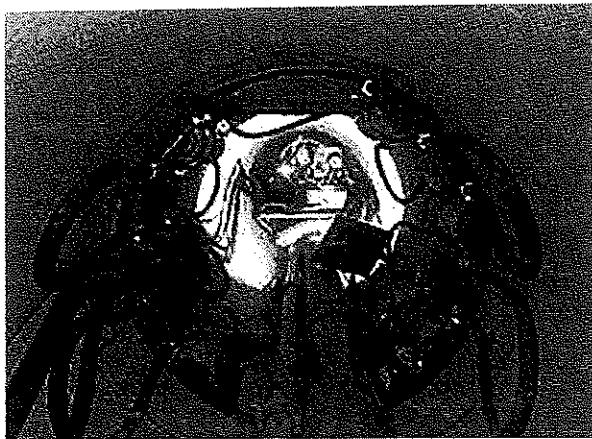


写真-8 中押し装置の配置状況

び注入頻度を上げる

発進直後から推進力を極限まで低下させる。

- ③推進管の表面に撥水性が高いエポキシ系の材料を塗布する

推進管の表面から水分が吸収され、高濃度泥水や滑材の水分が奪われることで粘性が増し、摩擦抵抗が上昇する傾向があるため、水分吸収の抑制と推進管の表面を円滑にすることで、推進力の上昇が緩和できる。塗布した推進管を写真-9に示す。

3.2.8 対象土質が硬質砂礫土と粘性土

対象土質は、 $N = 50$ 以上の砂礫土の割合が多く、ビットの摩耗が懸念された。そこで、最外周には8個のシェルビットを配置し、スポークに取り付けられた4個と外周リングに取り付けられた4個には、10mmの段差を設けることで、摩耗対策を行った。また、外周リング自体の摩耗を軽減するために、耐摩耗（イング）プレートを設置した。中央部の主ビットは、通常、40～45mmごとに配置している

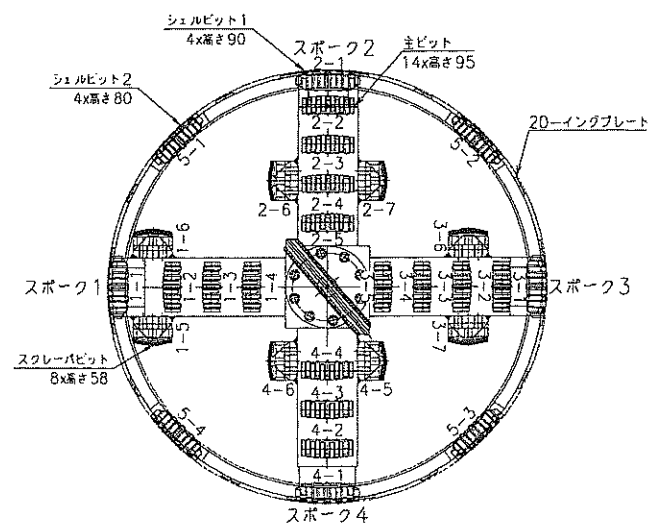


図-11 カッタヘッド図

が、今回、20～25mmごとの密な配置にすることで、切削能力を高めた。スクレーパビットは、玉石が円滑にチャンパー内に取り込めるように計画した。

粘性土の対策は、開口率を50%と大きくし、面板閉塞を防止する計画とした。カッタヘッドを図-11に示す。

3.2.9 急曲線施工

到達間際で、 $R = 10$ mのS字曲線があり、対象土質が粘性土であることから、推進力が高くなると反力が不足し、外側に膨らむため、低推進力は必須である。

また、掘進機の姿勢を維持するためには、中折れジャッキの能力を上げておく必要があるため、本工事では $R = 8$ mに対応できる掘進機とした。 $R = 8$ m対応の掘進機を図-12に示す。

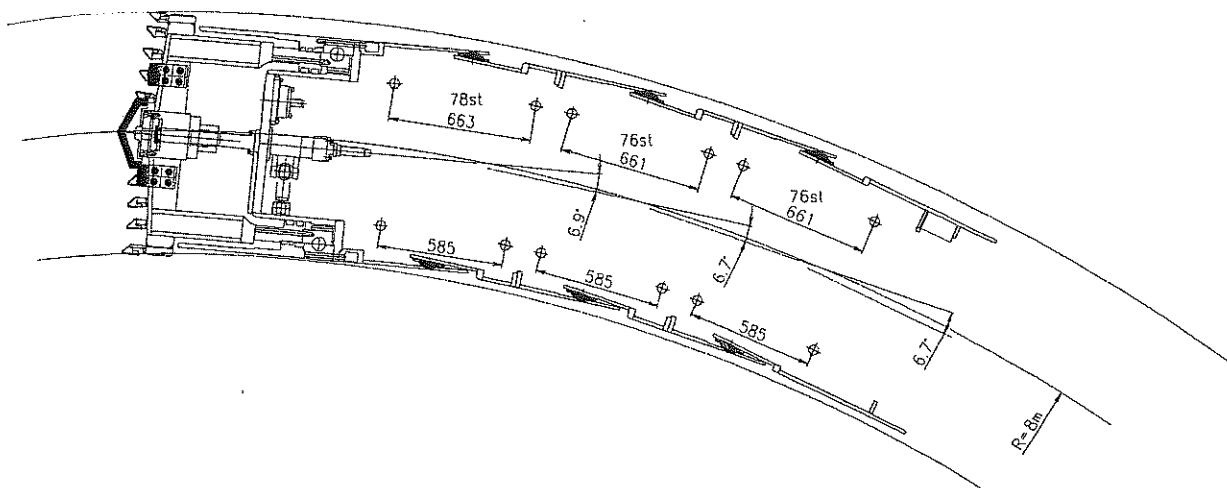


图-12 $R=8\text{ m}$ 对应掘进机图

3.2.10 到達方法

到達立坑がφ 2500 mm（ケーシング）に対して、中に設置する特殊マンホールの外径がφ 2300 mm、内径がφ 2000 mmのため、立坑内に坑口リングを取付けると、坑口リングを完全に撤去しなければならない。今回、高水圧であることから坑口リングのパッキンを2重構造充填方式にする必要がある。この2点を満足させるために、先行して鏡切を行いCJGで改良した土留め壁を拡幅掘削し、地山内に2重構造 および充填できる坑口を取付ける計画に変更した。図-13に到達坑口リング構造図を示す。

また、立坑径に対して開口径が大きくなることから、ケーシング内周面にインナーケーシングを貼り付ける二重ケーシング方式を採用することで、開口補強を行い溶接時に発生する変形やひずみを抑える。

1 段目と 2 段目の坑口リング間の隙間に止水注入ができるように 4 箇所止水注入用配管を設置した。

§ 4. 本工事の施工結果

本工事の課題に対して、対策の有効性と施工状況について報告する。

4.1 推進設備計画と発進設備計画

計画通りに推進設備と発進設備を設置した。支障なく施工が行えた。

掘進機および推進管の据付状況を写真-10～11に示す。

4.2 シールド坑内での運搬方法

坑内運搬状況を写真－13～15に示す。特に、掘進機は、坑内発進部でターンテーブルにより回

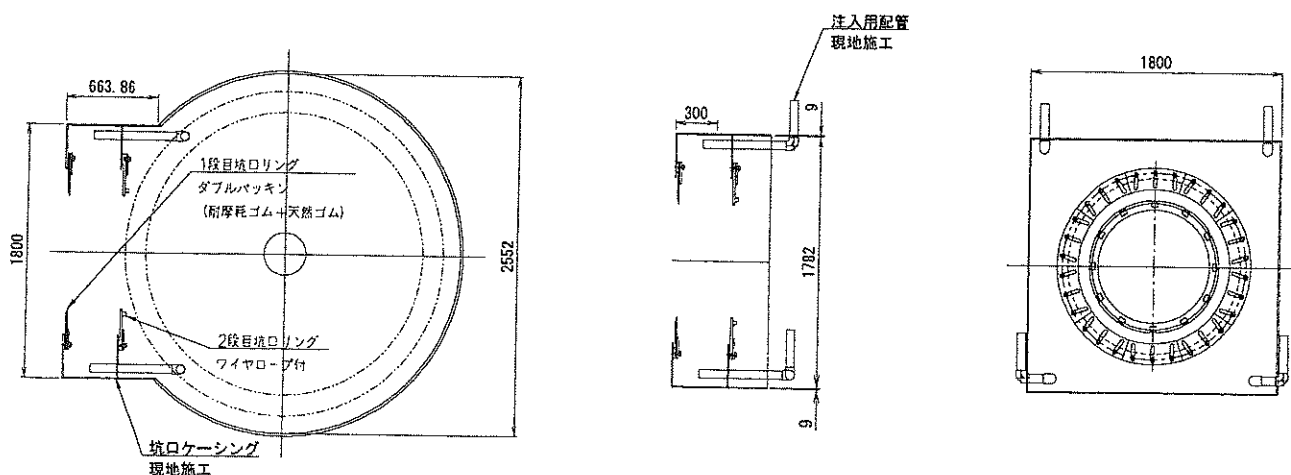
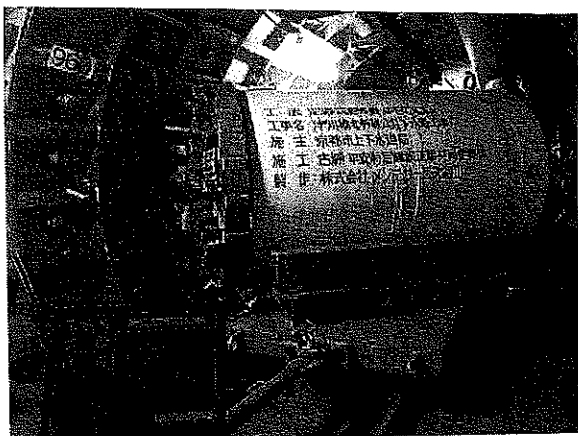
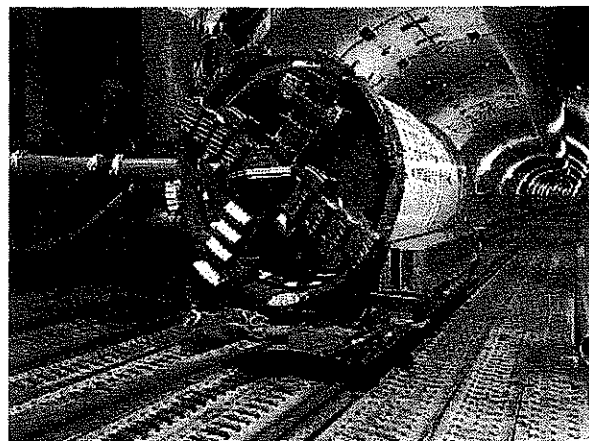


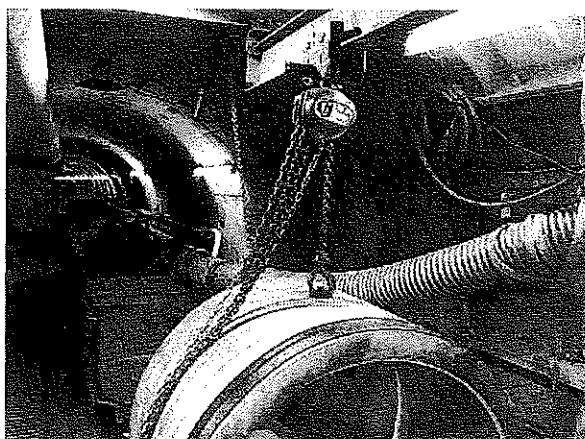
図-13 到達坑口リング構造図



写真－10 シールド坑内掘進機据付状況



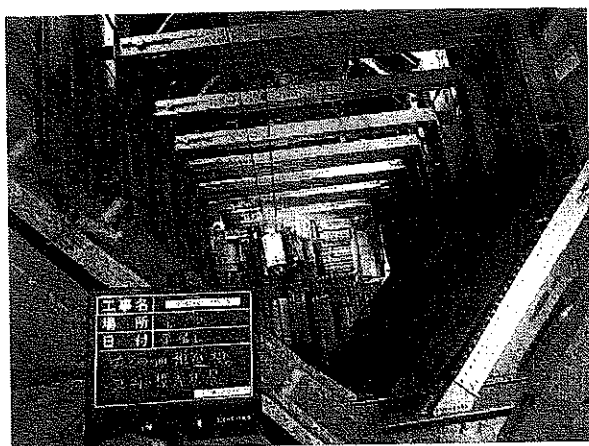
写真－13 掘進機運搬状況



写真－11 シールド坑内推進管据付状況



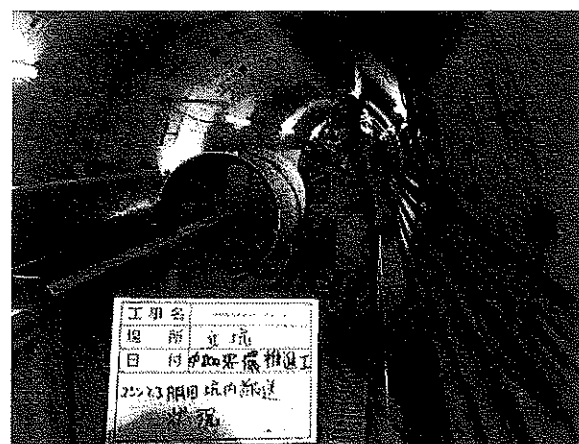
写真－14 後続管運搬状況



写真－12 掘進機吊り降し状況

転させ、セットすることが課題であったが、問題なく施工が行えた。

推進管およびバキューム台車についても、特に問題なく運搬が行えた。運搬状況を写真－16に示す。

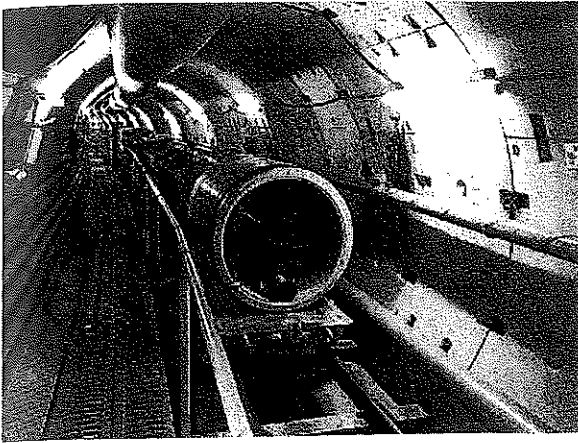


写真－15 後続管運搬状況

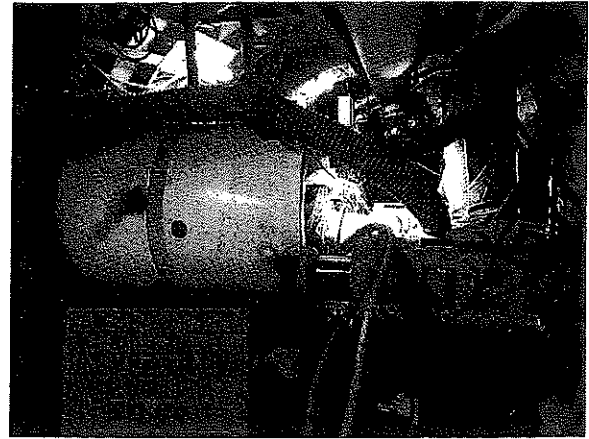
4.3 掘進機および推進管据付方法

計画通り掘進機の据付けが完了し、初期掘進を行った。写真－17、18に示す。

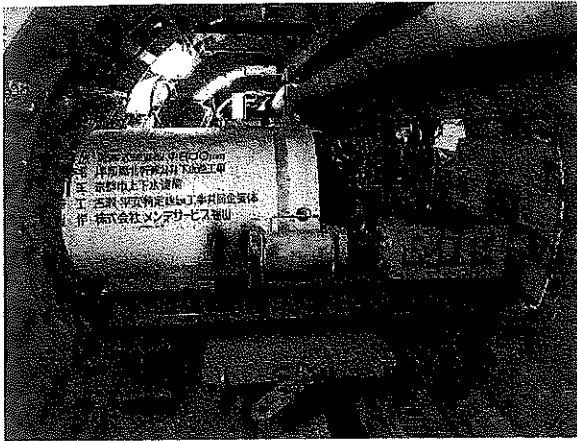
推進管据付状況を写真－19に示す。



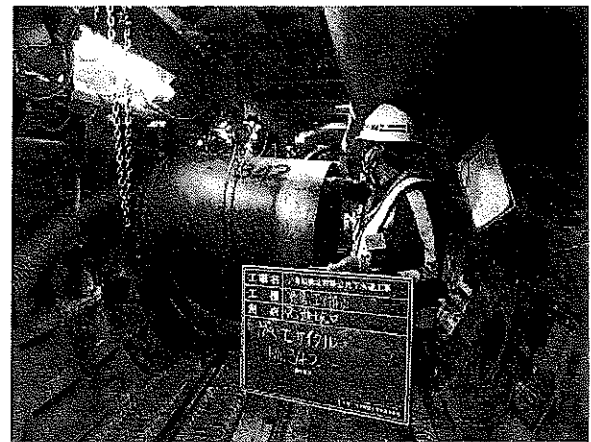
写真－16 運搬状況



写真－18 初期掘進状況



写真－17 初期掘進状況



写真－19 推進管据付状況

4.4 高濃度の泥水材料の圧送

配管を2インチにすることで、問題なく泥水材を圧送することができた。シールド坑内の配管内に残った泥水材の処分が必要であった。

4.5 排泥の搬出

坑内のバキューム台車に排泥を貯留したことで、配管閉塞を防止することができた。発進立坑上で、バキューム台車を排土貯留槽に転倒させた。写真－20に示す。

4.6 高土被り

パッキング対策が必要な延長は、計画で25mであったが、実推進力が設計推進力よりもかなり低い推移であったことから、40m程度まで対策が必要であった。また、推進管のジョイントからの漏水は、確認されなかった。



写真－20 バキューム台車転倒状況

4.7 長距離施工

中押しを2段に変更したが、図－14の推進力推移グラフの通り、到達時の推進力が1,372kNと非常に低い結果となった。

No.100の推進管までは、設計推進力より高い傾向であったが、それ以降は安定し、最後のR = 10

φ800mm推進力推移表

管本数	No25	No50	No75	No100	No125	No150	No175	No200	No225	No250	No275	No300	No325	No350	No375	No400	No425	No450
設計推進力	92	184	276	462	677	893	1109	1324	1540	1756	1971	2187	257	534	811	1087	1364	1641
実施推進力	215	343	392	450	646	490	833	833	735	882	980	882	882	804	784	833	1078	1372
推進延長	13.0	26.0	39.0	65.3	95.8	126.3	156.8	187.3	217.8	248.3	278.8	309.3	339.8	370.3	400.8	431.3	461.8	492.3
土質	砂	砂	粘土質シリ砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	砂	粘土	粘土	粘土質シリ砂

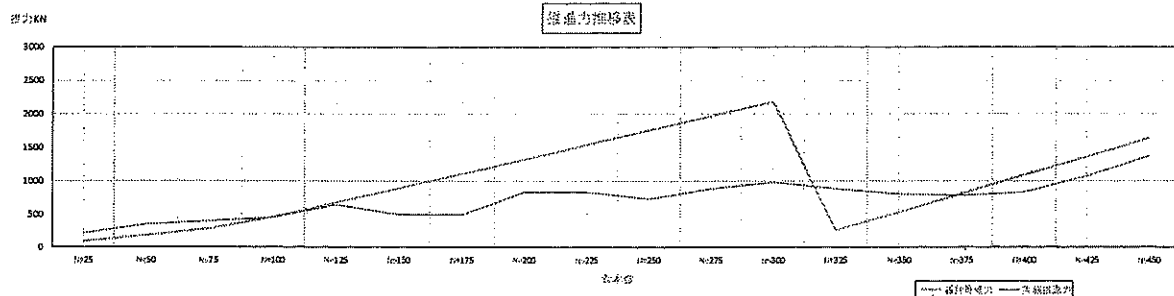


図-14 推進力推移グラフ (設計推進力は中押1段)

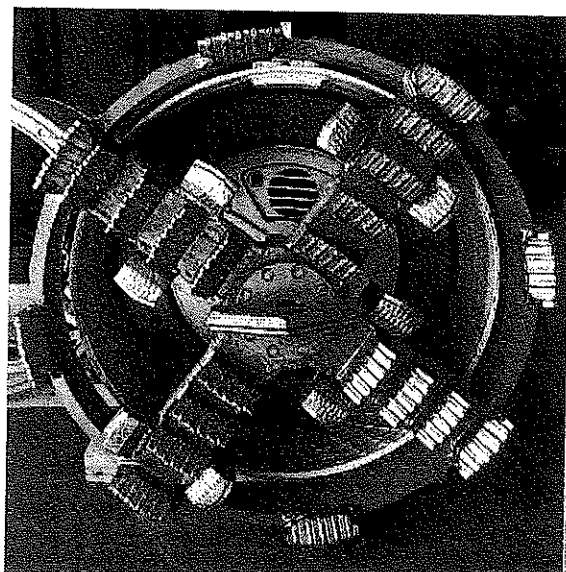


写真-21 発進時のビット状況

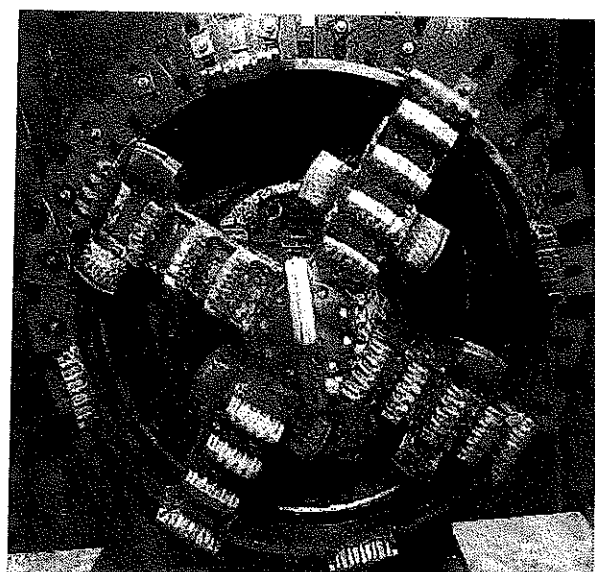


写真-22 到達時のビット状況

表-1 推進力推移グラフ (設計推進力は中押1段)

ビット名		チップ高さ	摩耗限界量(mm)	実摩耗量(mm)	ビット名		チップ高さ	摩耗限界量(mm)	実摩耗量(mm)
主ビット	1-1	40.0	20.0	18.0	シェルビット (外周ビット-1)	1	40.0	20.0	30.0
	1-2	40.0	20.0	13.0		2	40.0	20.0	30.0
	1-3	40.0	20.0	7.0		3	40.0	20.0	27.0
	2-1	40.0	20.0	21.0		4	40.0	20.0	31.0
	2-2	40.0	20.0	16.0	シェルビット (外周ビット-2)	1	30.0	15.0	20.0
	2-3	40.0	20.0	11.0		2	30.0	15.0	19.0
	2-4	40.0	20.0	6.0		3	30.0	15.0	21.0
	3-1	40.0	20.0	16.0		4	30.0	15.0	18.0
	3-2	40.0	20.0	12.0	スクレーパビット	1-1	36.0	18.0	2.0
	3-3	40.0	20.0	9.0		1-2	36.0	18.0	2.0
	3-4	40.0	20.0	5.0		2-1	36.0	18.0	1.0
	4-1	40.0	20.0	13.0		2-2	36.0	18.0	2.0
	4-2	40.0	20.0	11.0		3-1	36.0	18.0	2.0
	4-3	40.0	20.0	10.0		3-2	36.0	18.0	2.0
						4-1	36.0	18.0	2.0
						4-2	36.0	18.0	1.0

mのS字曲線で推進力が539kN上昇したが中押しを常時、使用することなく無事に到達することができた。要因として、ES剤の注入頻度を上げたことや推進管の表面に撥水性の材料を塗布したことが挙げられる。

なお、休日明けに地切り推進力が急上昇することから、推進管への負荷を軽減および推進力を一定に保持するために、中押しを併用し、地切り掘進を行った。

4.8 対象土質が硬質砂礫土と粘性土

発進時のビット状況（写真－21）、到達時のビット状況（写真－22）を比較するとビット摩耗状況がわかる。ビット摩耗量を表－1に示す。

想定以上に最外周のシェルビットが摩耗し、外周リングに取付けられていた耐摩耗（イング）プレートが無くなっており、非常に硬い地盤であったことがわかる。

今回、到達間際でR = 10 mのS字曲線があり、オーバーカットを確実に行うことが必須であることから、外周ビットと外周リングを温存し、R = 10 mのS字曲線に挑むことを念頭に置いて、施工を進めた。

4.9 急曲線施工

問題なくS字曲線の施工が行えた。管内状況を写真－23、24に示す。

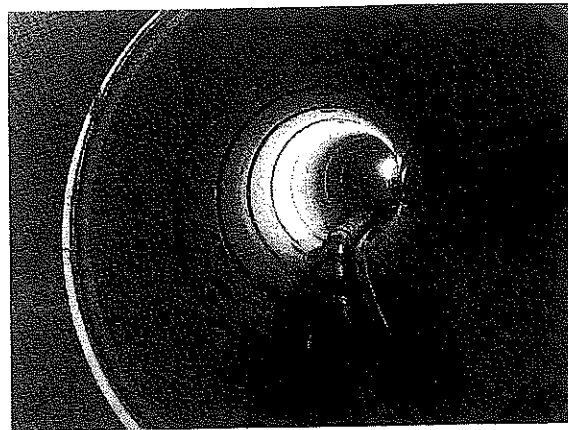
最終段階では、発進部と管内に測量機を合せて13台設置し、精度管理を行った。φ800mmという狭隘な環境で、13台もの測量機を用いて測量を行う上で、測量時間と正確な測量が課題となった。今回の施工では、測量人員5名で1.5時間程度を要した。時間を短縮しても、測量結果が間違っていると再測量になることから、細心の注意を払って測量を行い、CADを併用して位置管理を行うことで、高精度での到達が実現できた。

4.10 到達方法

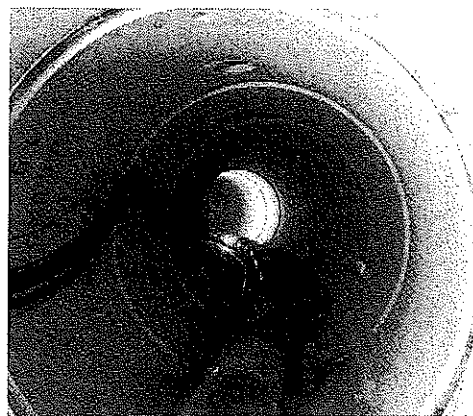
坑口リングのパッキンを2重構造充填方式にしたことで、トラブルなく到達することができた。

4.11 施工結果

平均日進量は、5.64 m/日（16h）とまずまずの結果であった。到達精度は、レベル－7mm、センター左20mmを記録した。無事に到達できた要因として、



写真－23 右カーブの管内状況



写真－24 左カーブの管内状況

低推進力で最後まで維持管理できたこと、着工前に詳細な検討に基づき計画を立て、実践できたことが挙げられる。

§ 5. おわりに

シールド坑内からの発進では、着工前から課題が山積みであり、その課題を1つずつ克服することで、素晴らしい結果が得られた。分岐発進するためには、着工前に詳細な検討、計画を立て、計画に基づいて準備を怠らず、高精度な位置管理を行うことが重要である。

本工事の施工に際し、多大なるご指導、ご協力を頂いた方々に謝意を表するとともに、今後の同様な工事の参考になれば幸いである。

<参考文献>

1. 第41回「最新の推進工法施工技術」講習会テキスト N.P.R（日本プロジェクト・リサーチ）
2. ECO SPEED SHIELD 工法 設計積算資料（推進タイプ）

一参考資料一

排泥を利用し、粒度試験と排泥比重の測定

ECO SPEED SHIELD (E S S) 工法協会 技術・積算統括 主任 檜皮 安弘

§ 1. 土質調査の問題点

土質調査が困難な場合には、ほとんどが少し離れた位置での土質調査のデータを引用するという乱暴な方法が用いられている。また、管路上部が道路上であることから、実際には、発進立坑および到達立坑以外では、管路の周辺で土質調査が行われることが一般である。

土質調査について、下水道推進工法の指針と解説では、『土質条件は、推進工法の設計ならびに施工の難度を大きく左右するので、その調査は入念に行う必要がある。また、施工条件、地層構成等によって、土質調査種別、測定方法、試験方法等を決定しなければならない。』と記載されている一方、土質調査の頻度については、記載されていない。

また、推進工法用設計積算要領では、『ボーリングの本数、間隔、深さ等は地形条件と予備調査から推定される地山条件、管の土被りおよび環境条件等によって決める。一般に1スパンに1箇所を原則とするが、長距離推進施工または土質の変化状況に応じ50～100m間隔とし土質の条件が著しく変化すると考えられる場合、間隔を狭めて行う必要がある。』と記載されている。

最後に、トンネル標準示方書では、『基本設計においては、標準貫入試験を伴うボーリングを主体とした地盤調査を行う。ボーリングの本数、間隔、深さ等は地形条件と予備調査から推定される地山条件、トンネルの土被りおよび環境条件等によって決め、一般に200m間隔程度で行われていることが多い。ただし、民地下を通過する場合や市街化が進展しボーリング用地の確保が困難な場所等は、別の調査で補完することが望ましい。』と記載されており、シールド工法に適用されている。

推進工法は、発進立坑に設けた元押ジャッキの推進力により推進管を地中に圧入して管きょを構築する工法であるため、推進力の上昇が懸念事項

となっている。そのためには、管路埋設位置の土質をすべて把握する必要があるが、非現実的である。このような状況下で、施工が行われてきた結果、施工技術の向上や使用材料の改良が進み、想定外の土質に遭遇しても、無事に到達することができている。しかし、その一方で、日進量の低下、泥水・滑材注入量の増大、排泥量の増大といったリスクについて、適正に評価されることはほとんどない。

前述の通り、基準書に示されているような土質調査が行えず、設計と施工との条件が乖離するケースも発生している。本稿では、推進工法において、大きな影響を及ぼす粒度試験や排泥の比重（湿潤密度）について、改めて、検証したので報告する。

1.1 土質試験について

ボーリング調査の際に、孔径φ86～116mmのサンプリングを実施し、含水比試験、土粒子の密度試験、湿潤密度試験、粒度試験（ふるい分析、沈降分析）等の室内土質試験を行う。泥濃式推進工法では、粒度試験の結果を基に、土質区分、泥水材・滑材・裏込材の注入量を決定している。そのため、粒度試験は最も重要な要素である。主な土質試験の種類を表-1に示す。

表-1 主な土質試験の種類

試験の種類	日本産業規格
土の含水比試験方法	JIS A 1203
土粒子の密度試験方法	JIS A 1202
土の湿潤密度試験方法	JIS A 1225
土の細粒分含有率試験方法	JIS A 1223
土の粒度試験方法	JIS A 1204

1.2 粒度試験について

粒度試験には、ふるい分析と沈降分析がある。ふるい分析の手順は、75mm、53mm、37.5mm、26.5mm、19mm、9.5mm、4.75mm、2mm、850 μ m、425 μ m、250 μ m、106 μ m、75 μ mふるいを用いて、ふるい分けを行う。各ふるいに残留した試料の質量を測定する。また、細粒分を多く含む粗粒土（砂・砂礫）は、ふるい分析だけではなく、沈降分析も行う。75 μ m未満の土粒子は、粒径が小さすぎてふるい分析を行うことができないため、沈降分析の結果より計算によって粒径を求めることで、シルト分・粘土分に分離することができる。

試験に必要とする試料の量は、試験の最大粒径に応じて、表-2に示す量を目安とする。なお、試料に最大粒径75mm以上が含まれる場合は、その質量百分率も求めることが望ましいと記載されている。例えば、試験質量が6kg以上の場合、最大粒径が2～37.5mmを礫分として扱うことができる。

表-2 分取する試料の最小質量の目安

試験の最大粒径 (mm)	試験質量
75	30,000 g (30 kg)
37.5	6,000 g (6 kg)
19	1,500 g (1.5 kg)
4.75	400 g
2	200 g

1.3 土の湿潤密度試験について

湿潤密度は、土全体の単位体積質量であり、自立する塊状の土を対象とし、その体積と質量を測定して求める。体積の求め方には二種類あり、一つ目は、円柱形に作製された供試体の寸法をノギスで直接測定して体積を求めるノギス法、二つ目は、供試体周辺にパラフィン塗布し、塗布前の質量と見かけの水中質量から体積を間接的に求めるパラフィン法がある。

湿潤密度は、間隙に含まれる水の量によって変化する。密度が大きいと地盤がよく締まっている状態、小さいと緩く軟弱であることになる。

1.4 排泥サンプルの試験について

施工中の現場から排泥サンプルを採取し、含水比試験、湿潤密度試験、粒度試験を実施した。掘進機内に取り込まれた排泥の状況から、掘進速度の良否、泥水注入量・配合の良否を判断すること

はできるが、排泥に含まれている礫分や含水比については、目視のため、定量的ではない。また、排泥の比重（湿潤密度）についても、マッドバランス（泥水比重計）を使用するため、小石を含めて測定することができず、正確とは言えない。

1.5 排泥の粒度試験について

地山の体積と質量の模式図を図-1に、泥水材の体積と質量の模式図を図-2に示す。地山の土粒子は、礫分、砂分、シルト・粘土分（細粒分）を含んでいる。また、泥水材は、細粒分のみを含んでいる。

泥濃式推進工法の場合、掘削する地山に泥水材を注入することから、排泥の模式図を図-3、4に示す。

排泥サンプルについては、掘進機内の排泥受けで採取を行った。図-5および写真-1に示す。採取した排泥を写真-2に示す。採取した排泥は、乾燥しないように梱包し、試験機関に送付し、試験を実施した。

排泥の細粒分含有率試験の状況を写真-3に示す。土の細粒分含有率試験では、ふるいにより75 μ m未満の土粒子を分離することができる。排泥の

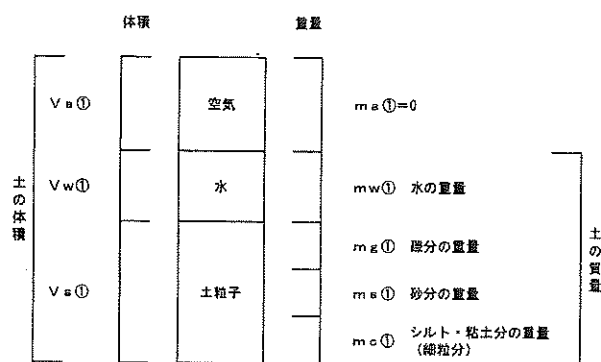


図-1 地山の体積と質量の模式図

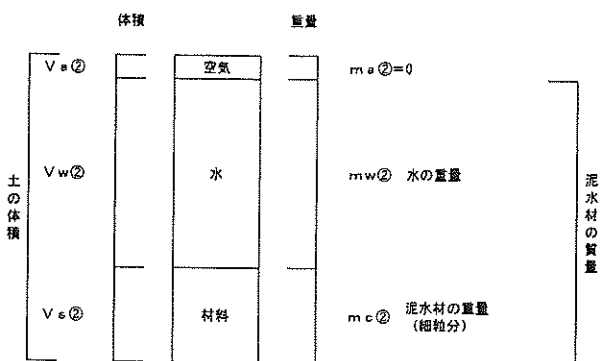


図-2 泥水材の体積と質量の模式図

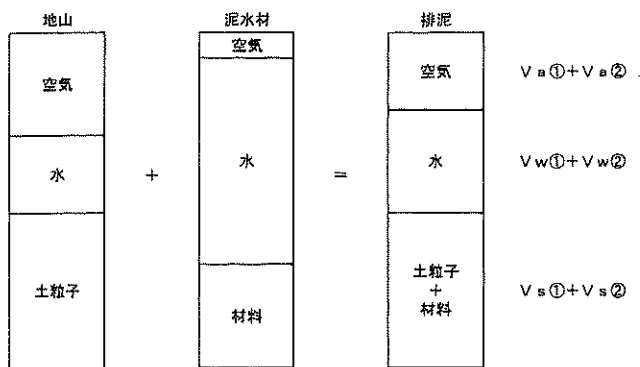


図-3 排泥の体積の模式図

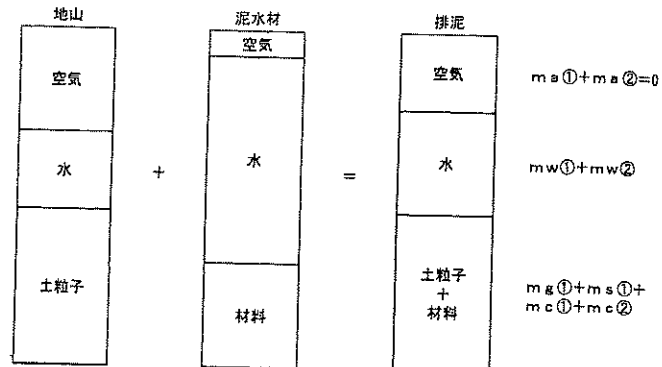


図-4 排泥の重量の模式図

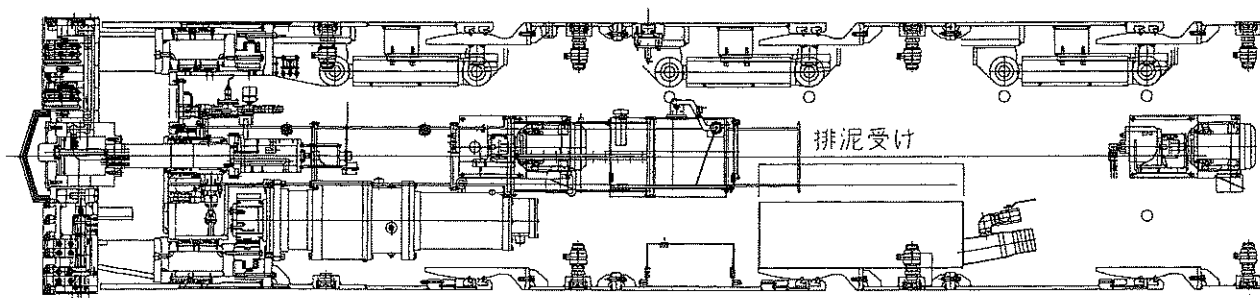


図-5 掘進機内の排泥受け



写真-1 掘進機内での排泥採取状況

場合、排泥に含まれているシルト・粘土分・泥水材が分離されたことになる。また、残りの75 μ m以上の土粒子については、2mmのふるいにより、礫分と砂分に分離することができる。

ここで重要となるのが、表-2に示すように、試験の最大粒径と試験質量の関係である。最大粒径が2～75mmの礫（小石）を全て礫分として扱うためには、試験質量が30kg以上必要となってしまう。

1.6 排泥の比重（湿潤密度）について

排泥の湿潤密度は、写真-4のように試験を行った。現場では、写真-5のマッドバランスが使用さ

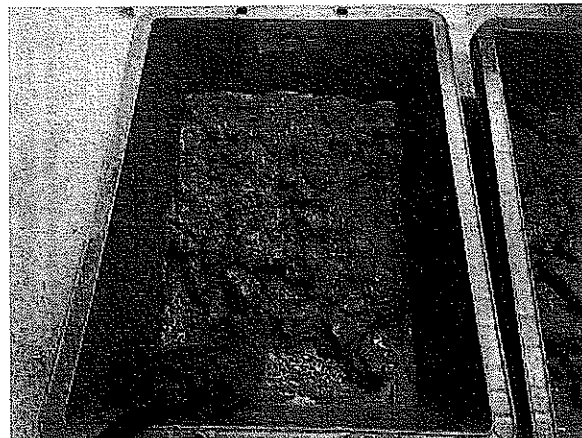


写真-2 採取した排泥



写真-3 排泥の細粒分含有率試験



写真-4 排泥の湿潤密度試験（参考）

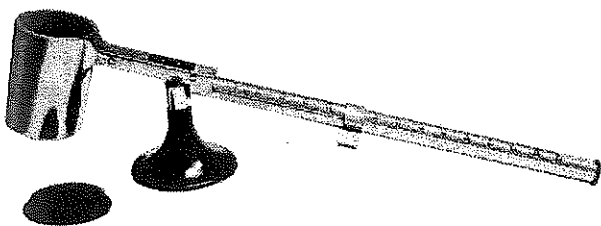


写真-5 マッドバランス（泥水比重計）

表-3 試験結果

試料番号 (深さ)		1100m		
一般	湿潤密度 ρ_w g/cm ³	2.149		
	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	1.824		
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³			
	自然含水比 w %	17.8		
	間隙比 e			
粒	液性限界 LL %			
	塑性限界 PL %			
	液性指数 LI			
	塑性指数 PI			
	統一土分類			
度	最大粒径 mm			
	均等係数 C_u			
	細粒分含有率 %	14.5		
分	液性限界 w_L %			
	塑性限界 w_P %			
	液性指数 I_L			
	塑性指数 I_P			
	統一土分類			
環	地盤材料の分類名	細粒分まじり砂質粘土		
	分類記号	(GS-F)		

れている。

ここで重要となるのが、マッドバランスを使用した場合、礫（小石）を含めないことから、比重は低くなる。

今回は、10kg 程度のサンプルを3回に分けて、試験を行うことで、実際の数値に近い値が算出できたものと考えられる。参考として、試験結果を

表-3に示す。

1.7 設計上の排泥の比重について

泥濃式推進工法の排泥の比重は、一般に1.4～1.6とされているが、実際には、玉石が非常に多い砂礫土では、1.8～2.1となることもある。当協会では、設計上の排泥の比重を設定する場合、下記の通りである。

普通土の場合

泥水注入量 50%

泥水材の比重 1.14

土の単位体積重量 1.80

掘削土量 $100\text{m}^3 \Rightarrow 100 \times 1.80 = 180 \text{ t}$

泥水注入量 $50\text{m}^3 \Rightarrow 50 \times 1.14 = 57 \text{ t}$

合計 $150\text{m}^3 \Rightarrow 237 \text{ t}$

排泥の比重 $237 / 150 = 1.58$

このように普通土の場合、排泥の比重は、1.58相当であるが、砂礫土の場合、礫・玉石が排泥に含まれることから、もっと比重が高くなる。礫・玉石の比重は、空気や水をほとんど含まないことから2.65以上が想定される。この礫・玉石が多量に含まれる場合、想定以上に高い比重となることは珍しくない。

1.8 試験結果より地山の土粒子を算出

表-3の試験結果では、泥水材が含まれた粒度構成であることから、泥水材を取り除いた地山の粒度構成を求める必要がある。図-6に補正の計算例を示す。泥水材に含まれる細粒分が少ないため、粒度構成が大きく変わることはないが、参考として記載する。

1.9 今後の展望

設計時に土質調査が困難な箇所では、適正な設計が行われていない可能性が高い。施工時に、設計と異なる土質条件であっても、証明することは難しい。そこで、今回の方式を用いることで、排泥に含まれている礫分、砂分、シルト・粘土分を定量化できる。また、このデータを基に、泥水注入量・排泥量・日進量の増減について、原因究明の手掛かりになると考えられる。

ボーリング調査では、 $\phi 86 \sim 116 \text{ mm}$ の棒状のサンプリングに対して、当方式では、掘削全面の土質を把握できるというメリットが活かされれば、適正な設計が行える。

この方式が一般化されると、特記仕様書に『施工時に調査を実施すれば、設計変更の対象とする。』と、記載していただける可能性もゼロではない。また、施工の『見える化』は、問題や課題を認識するために、必要なことだと感じている。今後は、

実用化に向けて、実際の現場での泥水注入量・排泥量・日進量の増減等と当方式で定量化できる排泥に含まれている礫分、砂分、シルト・粘土分との関係を把握するとともに、データの蓄積が急務である。

・排泥の粒度試験

m g ①	排泥に含まれる礫分	57.00	g	(試験結果より)
m g ②	排泥に含まれる砂分	18.50	g	(試験結果より)
m c ①+m c ②	排泥に含まれる細粒分	14.50	g	(試験結果より)
合計		100.00	g	

・排泥の含水比試験

W : 含水比 (%)	17.80	%	(試験結果より)
m w ①+m w ②	排泥に含まれる水分		
$W = \frac{m w ①+m w ②}{m g ①+m g ②+m c ①+m c ②} \times 100$			
m w ①+m w ②	= W × m g ①+m g ②+m c ①+m c ②	17.80	g

・排泥の比重測定 (濃度測定)

排泥の比重 (濃度測定)	2.149	(試験結果より)
$\text{排泥の比重} = \frac{m w ①+m w ②+m g ①+m g ②+m c ①+m c ②}{V a ①+V a ②+V w ①+V w ②+V s ①+V s ②}$		

ここで、排泥の粒度試験と含水比試験より、

排泥に含まれる土分	100.00	g
排泥に含まれる水分	17.80	g
排泥の重量	117.80	g

ここで、排泥の比重より、

排泥の体積を算出	排泥の比重 = 排泥の重量 / 排泥の体積	
⇒ 排泥の体積 = 排泥の重量 / 排泥の比重		
= 117.80 / 2.149 = 54.82	cm ³	

・泥水注入率

泥水注入率	85.00	%の場合 (地山100%に対する割合)
ここで、泥水注入率より、		
地山の体積を算出	54.82	cm ³
泥水材の体積を算出	54.82 × 100.00 / 85.00 = 64.50	cm ³

・泥水材の比重

種別	比重	単位	総計
粉砕砂土	2.45	kg	60.00
パイリング	2.70	kg	36.00
バルトアップ	1.15	kg	0.00
水	1.00	kg	955.00
計			1091.00
比重			1.08

ここで、泥水材の比重より、

泥水材の重量の算出	泥水材の比重 = 泥水材の重量 / 泥水材の体積	
⇒ 泥水材の重量 = 泥水材の比重 × 泥水材の体積		
= 1.08 × 26.19 = 28.29	g	
泥水材の土分の重量	28.29 / 1091.00 × 104.00 = 2.62	g
泥水材の水分の重量	28.29 / 1091.00 × 955.00 = 24.98	g

以上より、

m c ①	14.50	g	2.62	=	11.88	g
m g ①	地山の礫分	57.00	g	⇒	55.80	g
m g ②	地山の砂分	18.50	g	⇒	19.00	g
m c ①	地山のシルト・粘土分	11.88	g	⇒	12.30	g
合計		97.38	g			

従って、

地山の進率は、66.80 %である。

1.10 おわりに

今回の検証で、排泥に含まれる礫分、砂分、シルト・粘土分は、目視では確認が不可であったが、サンプルを採取し、試験を行うことで、把握できることがわかった。

周辺環境や交通事情のために、ボーリングが行えなかった箇所についても、管路埋設位置の土質が把握できるようになった。このデータを基に、泥水注入量・排泥量の増大原因や推進力の上昇原因を究明する手掛かりとなる可能性も高い。また、ボーリング間で、地盤が急変した場合でも、土質の性状を知ることができる。

しかし、前述のように、採集した排泥に 37.5mm を超える礫がほとんど含まれていない場合には、試験質量が 6kg 以上あれば、2 ~ 37.5mm を礫分として適正に評価できる。また、37.5mm を超える礫が多量に含まれる場合には、37.5 ~ 75mm も礫分として評価する必要があるが、30kg 以上を採取し、ふるい試験を行うことは、非現実的である。日本産業規格 (JIS) では、試験質量が 30kg 以上必要とされているが、掘進機内で採取した排泥については、チャンパ内で地山と泥水材が十分に攪拌された状態で掘進機内に取り込まれていることから、10kg 程度のサンプルを 3 回に分けて、試験を行うことで、十分なデータが得られると考え、参考値になり得る。

この方式を用いることで、掘削中に土質の性状を知ることができ、さらに、設計と実施での差異を定量化することが可能となる。

<参考文献>

1. 「下水道推進工法の指針と解説 2010 年度版」日本下水道協会発行
2. 「推進工法用設計積算要領」日本推進技術協会発行
3. 「トンネル標準示方書 2016 年制定」土木学会発行
4. 「地盤材料試験の方法と解説 第 1 回改版」地盤工学会発行

図-6 補正の計算例