

岩盤対応型泥水式シールド機によるトンネル施工

京都建設部 伏見工事事務所 橋本 倫明

要 旨

京都市道高速道路 1 号線（新十条通）は京都市伏見区と同市山科区を結ぶ全長約 2.8km の自動車専用道路であり、約 2.5km がトンネル構造である。そのうち伏見側の約 850m については、地上部に住宅が密集し、琵琶湖疏水や鉄道と交差することから、シールド工法が採用されている。本工事では土砂部と破碎帯を含む岩盤部からなる地層を 1 台のシールド機で掘進することから、シールド機を岩盤対応型とするとともに土砂部と岩盤部の層境部でビット交換を行った。外径が 10m を超える大断面シールド機により本格的な岩盤と土砂を掘削したのは日本で初めてのことであり、また、産業廃棄物の減量化による環境への貢献とコスト縮減を目的として、余剰泥水に固化材を混合して製造した流動化処理土をインバート部の路床材として利用した。本稿ではそれらの施工概要について報告する。

キーワード: 岩盤対応型泥水式シールド機、近接施工、ビット交換、流動化処理土

はじめに

京都市道高速道路 1 号線（新十条通）は東山連峰の南端に位置する稲荷山を横断し、京都市伏見区と同市山科区を結ぶ全長約 2.8km・往復 4 車線の自動車専用道路であり、そのうち約 2.5km がトンネル構造となっている。既に山科側からの約 1,460m は NATM 工法により、伏見側からの約 150m は開削トンネル工法により完成しており、約 850m のシールドトンネル区間を残すのみとなっている。

新十条通は東行線・西行線の 2 本のトンネルからなり、シールド機は伏見側の師団街道付近にある発進立坑より山科側に向かって発進し、まず西行線を掘削した後、稲荷山の岩盤部に築造されたシールド機転回部で U ターンし、NATM トンネル内の東行線側から再発進して発進立坑に戻って

る計画である。(図-1)

1. 地質概要

シールドトンネル区間の想定地質縦断図を図-2 に示す。シールド機の掘進する地質は、発進立坑から鳥羽街道団地付近までの約 160m 区間は硬質の洪積粘性土層と洪積砂礫層の互層、鳥羽街道団地から稲荷山西端までの約 570m 区間は大阪層群の砂礫層、砂質土層及び粘性土層の互層となっているが、稲荷山西端から転回部までの約 120m 区間は頁岩とチャート主体の破碎帯を含む丹波層群となっている。また、土被りは発進部付近の最小 4.8m から約 70m と大きく変化する。

土砂部と岩盤部の層境部の位置は既設 NATM トンネル側から行った水平ボーリングにより推定した。また、その時に原位置で採取した岩盤コアの

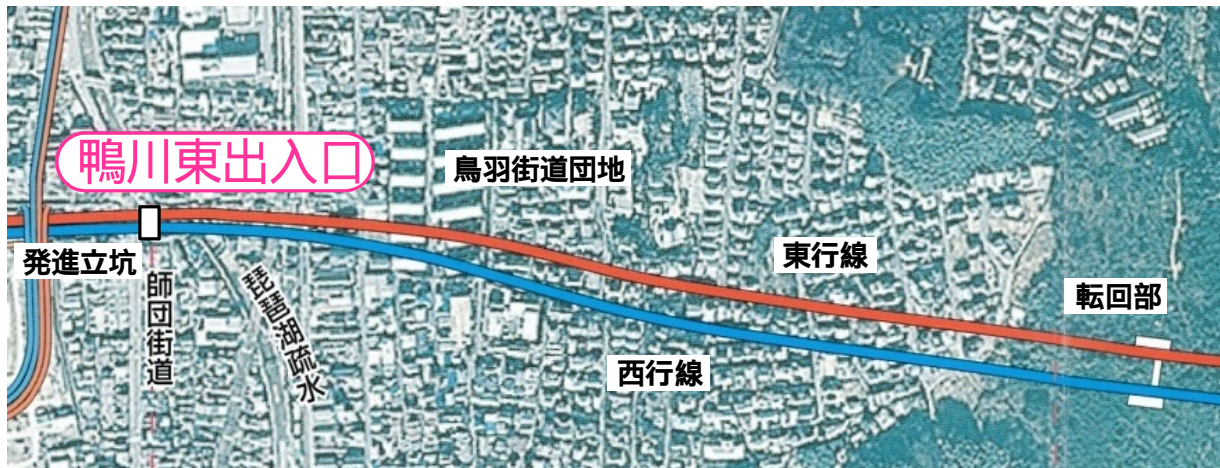
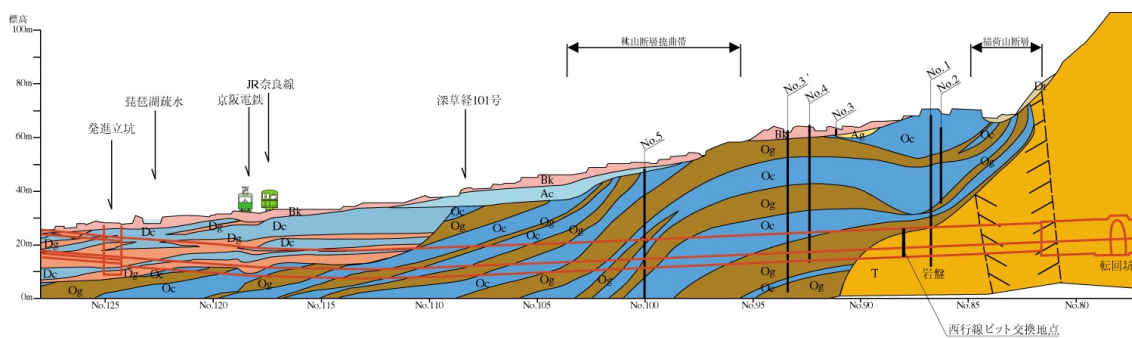


図-1 シールド区間平面図



区分	地質時代	地層名	記号	構成	
土砂地盤	新生代	第四紀	盛土	Bk	粘土-砂礫
			崖堆積物	Dt	粘土-砂礫
			沖積層	Ac	粘土
		第四紀	洪積層	Dc	粘土
				Dg	砂-砂礫
				Oc	固結粘土
		新第三紀	大阪層群	Og	よぐまじった砂-砂礫
岩盤	中生代	丹波層群	T	頁岩、砂岩、チャート	

図-2 想定地質縦断面図

圧縮強度試験より、岩盤部の一軸圧縮強度を最大 80N/mm² と設定した。

2. シールド機の特徴

シールド機は土砂部と岩盤部の層境部で面板の換装（ビット交換）を行うことができる岩盤対応型泥水式を採用した。主な特徴は、次のとおりである。

- (1) 岩盤掘削を考慮してセミドーム型カッタヘッドを採用
- (2) 強化先行ビットから 17 インチディスクカッタへの交換がチャンバー内から可能な構造

- (3) 岩盤部の余掘り用として、油圧ジャッキにより伸縮するリーマカッタ 3 基を装備
- (4) 岩盤掘削用のカッタ駆動には、回転速度を 0.5 ~ 1.9min⁻¹ の範囲で調整できるインバータ制御電動機（75kW × 18 台）を採用
- (5) 岩盤掘削時の礫破碎用にシールド機内及び後方台車に水中クラッシャーを各 1 台装備
- (6) 岩盤掘削時における姿勢安定のためのグリッパを前胴に 8 基、ビット交換時におけるカッタヘッド後退用のグリッパを後胴に 8 基装備
- (7) 岩盤掘削時及び縦断勾配変化部での方向制御を目的として、最大中折れ角度 1.0° の V 型中折れ機構を装備

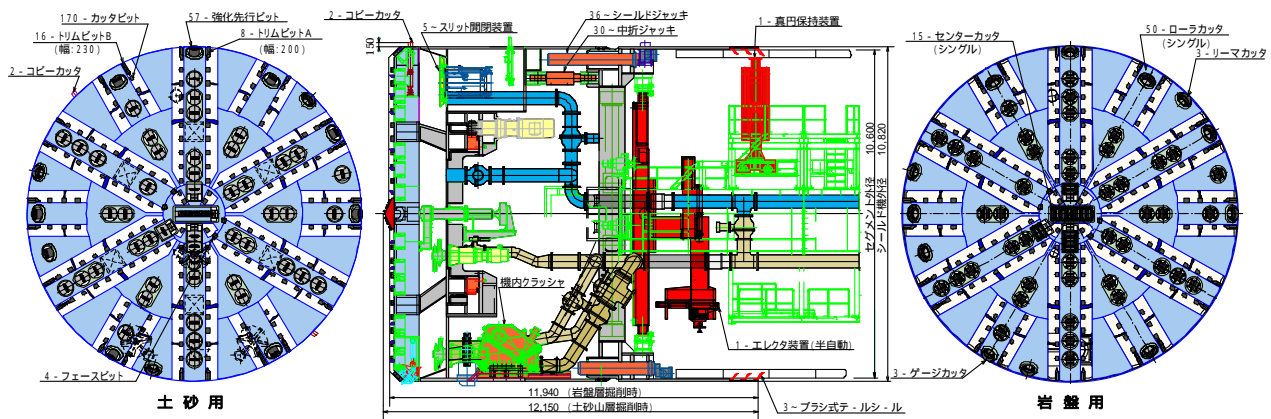


図-3 シールド機構造図

表-1 シールド機仕様一覧表

シールド機外径	10,820mm (掘削外径 10,850mm)
シールド機機長	12,150mm (土砂用)、11,940mm (岩盤用)
総推力	108,000kN : 3,000kN × 1,700st ~ 2,200st × 36本
カッタ回転数	0.5 min ⁻¹ (土砂用, 周速17.0m/min) 1.9 min ⁻¹ (岩盤用, 周速64.6m/min)
カッタトルク	18,542kN-m (土砂用, =14.6)、6,755kN-m (岩盤用, =5.3)
ディスクカッタ	17" ディスクカッタ 68個 (岩盤強度80N/mm ² 対応、土砂用の先行ビットと交換)
中折れ装置	上下左右各1度 (3,500kN × 320st × 30本)
姿勢制御装置	フロントグリッパ : 8基, リアグリッパ : 8基
余掘り装置	コピーカッタ : 2基 (150st), リーマカッタ (岩盤余掘り用) : 3基 (108st)
機内クラッシャー	1基 (750mm幅)

(8) 長期停止時及び岩盤部でのチャンパー内作業時の山留め装置として、チャンパー内上半部にスリット開閉装置を5基装備

シールド機の構造図と仕様一覧表を図-3 及び表-1 に示す。

3. 近接施工

3-1 トライアル計測

発進部での土被りはわずか 4.8m (0.4D) であり、発進するとまもなく流量毎秒 14t の琵琶湖疏水の直下を横断する。

このような低土被り部を泥水式シールド工法により掘進する場合、切羽泥水圧の設定が最も重要となる。一般に切羽泥水圧は地下水圧よりも大きめに設定するため、地盤条件によっては地上への泥水の噴発も考えられる。また、琵琶湖疏水本体の計測 (水盛式沈下計及び傾斜計) を実施するとともに、シールド掘進に伴う地盤の変位等を把握

するためトライアル計測を行うことになった。トライアル計測断面は発進防護工端部より 1.5m の位置に設置した。(図-4)

シールド機発進時の切羽泥水圧はトライアル計測断面での地山間隙水圧を参考に設定することとした。事前計測の結果、トンネルセンターでの間隙水圧は 0.05MPa でほぼ安定していた。本工事における切羽泥水圧の考え方は、「水圧 + 主働土圧 + 予備圧 0.02Mpa」を基本としていたが、上記のことからトンネルセンターでの切羽泥水圧を 0.07MPa に設定して掘進を開始した。

トライアル断面を切羽が通過する前に約 2mm の先行沈下があり、切羽通過時にはさらに 3~5mm の沈下が発生した。これらの沈下は切羽泥水圧が低すぎるために発生したものと考えられたため、地上への泥水の噴発を監視しながら設定を調整し、切羽泥水圧を 0.1MPa に変更した。シールド機通過時にはさらに沈下が進行したが、裏込め注入により段階的に隆起した。そして、テール部通過時

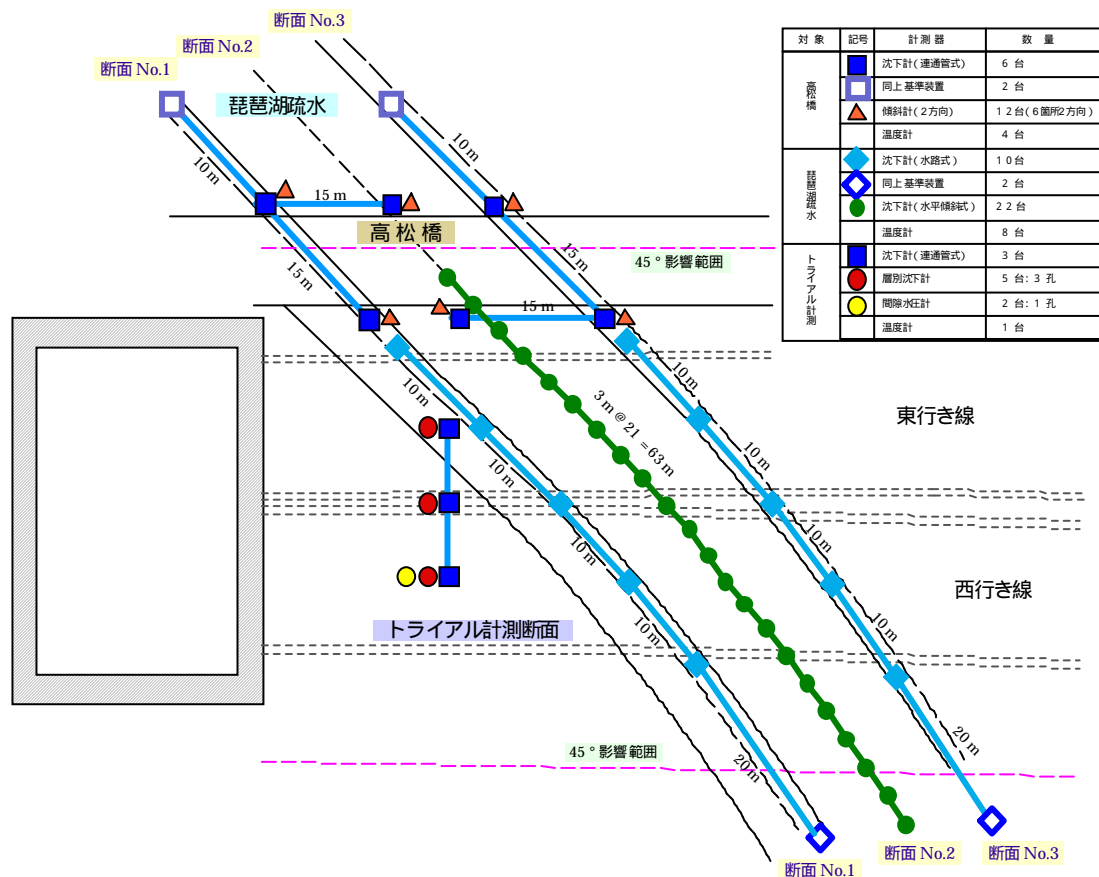


図-4 計測器配置図

には裏込め注入圧による押し戻しが見られ、その量は西行地表面部で 3.8mm、クラウン部で最大 5.9mm であった。その後、若干の後続沈下が発生し、7 日で収束した。最終的には地上部で最大 6.2mm、クラウン部では 7.6mm の沈下となった。

3-2 琵琶湖疏水との近接施工

琵琶湖疏水はシールド機通過に先立って RC の三面張りに構造変更されており、その河床版には 1,000mm の配水管が吊られている。配水管とシールド機の離隔は最小となる箇所約 1.2m しかなく、非常に厳しい条件であった。通過に先立って琵琶湖疏水及び配水管の管理者と近接協議を行った結果、琵琶湖疏水の護岸、河床版ともに、1 次管理値 ± 12mm、2 次管理値 ± 18mm、最終管理値 ± 24mm となった。

琵琶湖疏水交差部の掘進にあたっては、前述のトライアル計測の結果を踏まえ、切羽泥水圧を

0.11 ~ 0.12MPa に設定した。また、それに応じて裏込め注入圧を最大 0.2MPa とした。土被りが浅く泥水が地上に噴発する恐れがあったため、切羽泥水圧をこれ以上に設定することはできなかった。

掘進時における護岸及び河床版の変状傾向はトライアル計測と同様で、切羽接近及び到達に伴って沈下が発生した後、掘進の進行に伴う緩やかな沈下と裏込め注入圧による急激な隆起及び注入完了後の沈下を繰り返しながら推移した。護岸の最終的な沈下量は右岸側 2.0mm、左岸側 0.7mm であった。河床版については護岸部よりも離隔が少ないために影響は顕著であり、先行沈下が最大 4.0mm、シールド機通過時は若干の沈下の進行が発生し、テール部通過時に裏込め注入により隆起した後、最終的に 2.6mm の沈下に収まった。

以上より、トライアル計測の実績を活かした施工管理を行うことにより、護岸、河床版ともに許容変位量以下で施工することができた。

4. ビット交換

土砂部の掘進が完了し、あらかじめ薬液注入工により防護工を施工した地点に達した時点（掘進距離約740m）でシールド機を停止させ、ビット交換を行った。

ビット交換作業では土砂用の強化先行ビット 57 個とフィッシュテールを取り外し、17 インチローラカッタ 68 個とセンターカッタを取り付けた。交換作業は昼夜 2 交代で行い、実労働 22 日で完了した。（写真-3）

取り外した強化先行ビットの磨耗量調査を行ったところ、ビット交換地点の手前でチャート層が掘削断面の一部に出現したため、ビットの磨耗、損耗は面板外周部ほど激しく、東行線掘進時に再使用が可能なものは皆無であった。（写真-1）

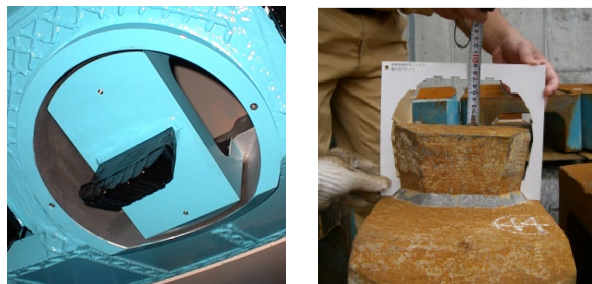


写真-1 土砂部掘削前後の強化先行ビット



写真-2 岩盤部掘削前後のローラカッタ

5. 岩盤部の掘進

ビット交換作業が終了後、シールド掘進を再開した。岩盤部においては礫破碎用のクラッシャー（機内、後方台車の計 2 基）を作動させながら、配管閉塞に特に留意して施工した。掘進時の総推力の上昇（約 20%）に伴い掘進速度は約 35%低下したものの、掘進に伴う大きなトラブルはなく順調に掘進できた。そして、平成 18 年 12 月上旬に既設 NATM トンネル側に到達した。（写真-4）西行線掘進時における総推力、カッタトルク、掘進速度の実績を図-5 に示す。



写真-3 ローラカッタ取付状況

6. 路盤工

泥水式シールド工法において発生する二次処理土は、一般に産業廃棄物として処分される。道路トンネルに適用される泥水式シールド工法では掘削断面積が 100m² を超える大断面となるため、発生する二次処理土量も莫大なものとなる。これに対して、産業廃棄物の減量化という社会の要請や道路建設費のコストダウンを実現するためには、この二次処理土量を減量化する必要がある。



写真-4 シールド機到達状況

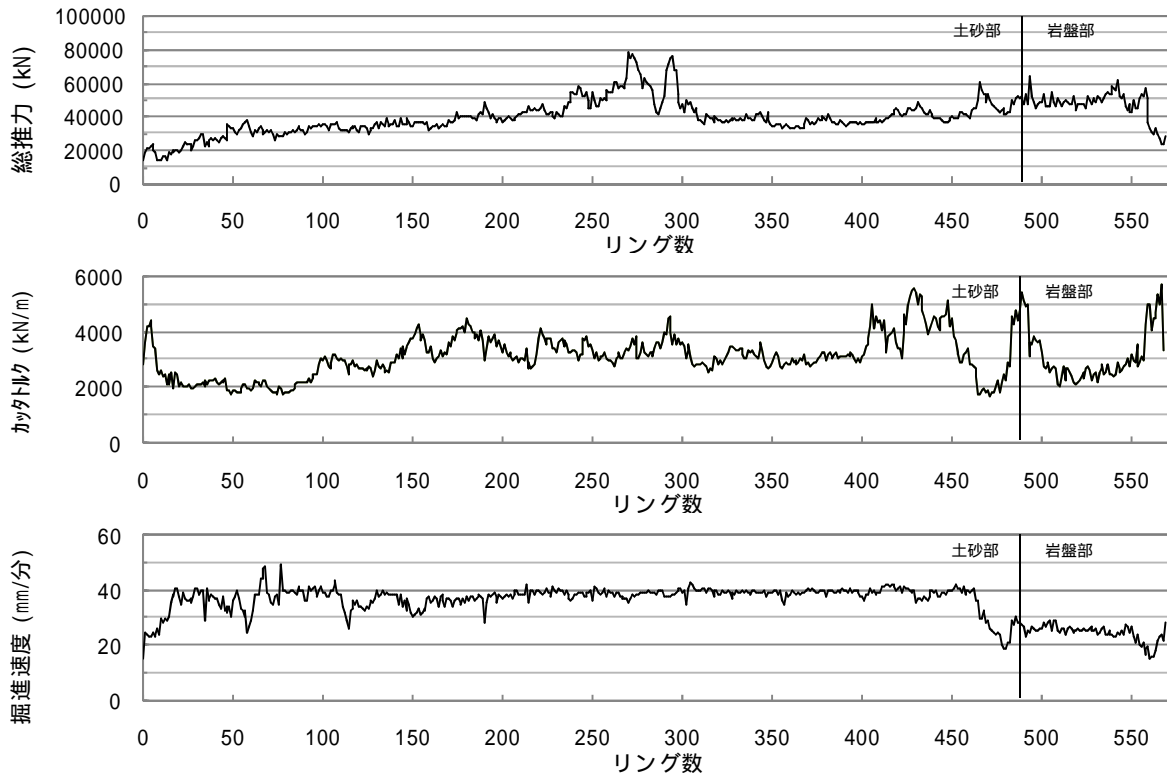


図-5 掘進管理データ（西行線）

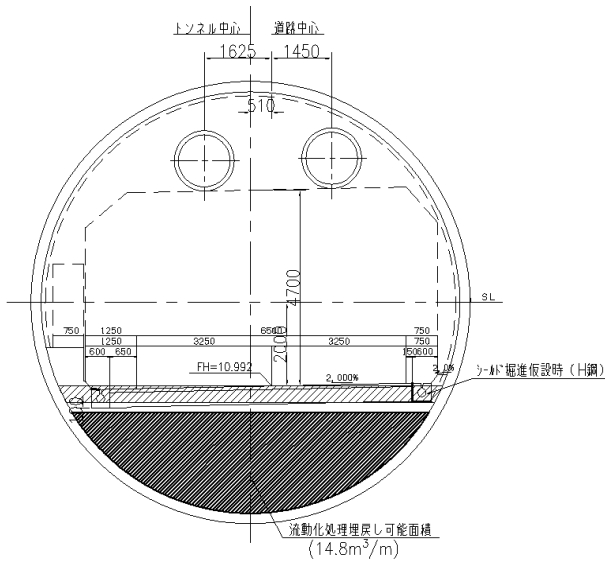


図-6 流動化処理土施工断面図

そこで、二次処理前の余剰泥水に固化材を混合して流動化処理土を製造し、これをインバート部の路床材に利用した。(図-6)

6-1 要求性能

インバート部に流動化処理土を利用するにあたり、基本要求性能として満足する必要のある項目

は以下のとおりである。

路床として必要な強度

路床の長期安定性確保の観点から設計される $CBR = 20$ に相当する一軸圧縮強度 ($qu = 0.4N/mm^2$) に対して安全率 $F_s = 3.0$ を乗じた強度以上

交通荷重に対し必要な強度

舗装、路盤等の死荷重と活荷重の和に長期的な安定を考慮した安全率 $F_s = 3.0$ を乗じた強度以上

上部層施工時に必要な強度

舗装、路盤等の施工時に作用する工事用車両の接地荷重に安全率 $F_s = 1.0$ を乗じた強度以上

耐久性から必要な強度

「鉄道構造物に用いる流動化処理土の設計施工法マニュアル(案)」に示されるトンネルインバート部に用いる流動化処理土の繰り返し載荷の実験結果より決定

これらに型枠脱型時に必要となる強度を考慮し、流動化処理土に求める強度特性を次のように設定

表-2 流動化処理土配合

流動化処理土1m3当たりの配合(kg)					流動化処理土の 比重(t/m3)
A液(固化液)			B液(泥水)		
固化材 (高炉B種)	水	混和剤	泥水量 (比重1.2)	増粘材	
325	163	1.63	866	20	1.37

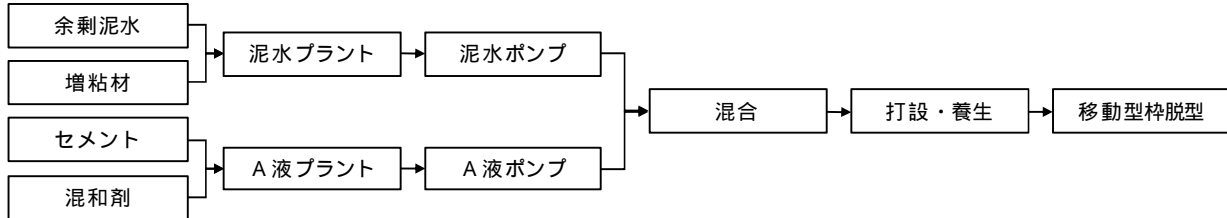


図-7 流動化処理土打設フロー

した。

- ・設計強度 : 28 2.0 N/mm²
- ・型枠脱型時の必要強度 : 16h 0.04N/mm²

6-2 配合試験

配合強度は設計強度に変動係数を考慮した割り増しを加えて決定するのが一般的であるが、今回のような現地発生土を利用した流動化処理土の場合、原料土の性状が大幅に変動することが予想され、強度等の性状に及ぼす影響も大きくなると考えられた。そこで、強度の変動係数を5~10%程度と仮定し、設計強度2.0N/mm²に対して割り増し係数1.15を乗じた2.3N/mm²を配合強度として設定した。配合試験は現場で採取した泥水を用いて行った。その際、固化液のポンプ圧送性(流動性)を向上させるための混和剤やブリージング低減と材料分離抑制を目的とした増粘材の添加量についても検討した。

配合試験の結果、16時間強度(型枠脱型強度)が0.04N/mm²以上、28日強度が配合強度2.3N/mm²以上、ブリージング率1%未満(建設省土木研究所「流動化処理土利用技術マニュアル」において、極めて精度の高い充填性が要求される場合や車道下に用いる場合)を満足する配合の中から、最も経済的となる配合を選定した。(表-2)

6-3 施工

流動化処理土の長距離圧送を可能とするため、坑外プラントにて製造した固化液及び泥水をそれぞれポンプ圧送し、施工箇所付近で混合装置により混練する2液施工方式にて施工した。打設には移動式複型枠を使用し、毎日6リング(9m)ピッチで施工した。施工時に採取した供試体の一軸圧縮強度にはばらつきが見られたものの、すべて2.0N/mm²以上であった。

流動化処理土をインバート部の路床材に利用した結果、約7%の産業廃棄物の減量化につながった。

おわりに

西行線の貫通後、シールド機を東行線に転回し、平成19年5月末に再発進した。すでに岩盤部は無事に通過しており、東行線ビット交換部まで掘進が完了したところである。今後、鉄道及び琵琶湖疎水交差部の施工が控えているが、施工が順調に進めば平成19年末までに発進立坑に到達する予定である。

参考文献

- 1) 中野正義, 別所隆雄, 茂呂拓実: 第35回技術研究発表会論文集, 113~117
- 2) 馬場 茂, 眞木乾市, 宮下金作, 東出明宏, 木村博孝: 平成18年度施工技術報告会 講演概要集, 31~40

TUNNEL CONSTRUCTION USING THE HYBRID SLURRY TYPE SHIELD MACHINE WHICH IS APPLICABLE TO BOTH SOIL AND ROCK

Tomoaki HASHIMOTO

The Kyoto Expressway Shin-Jujo Route runs east and west through the Inariyama hills among the Higashiyama range which lies between the central part and Yamashina-ku of Kyoto City for a length of 2.8km. About 2.5km of it consists of tunnel structures. The tunnel section on the Fushimi side is situated under urban built-up areas and close to Lake Biwa Canal and railways under ground. With these locational conditions given, the shield tunneling method was chosen for its extremely small impact on the ground and groundwater and low-level noise and vibration. The geology of the tunnel section includes shallow diluvium, the Osaka Group of clay and sand, and the Tamba Group of hard rock. Therefore the shield machine used in this project was of a hybrid slurry type which is applicable to both soil and rock. In addition, replacement of the bits on the front face of the shield machine was carried out at a point where the geology changed from soil ground to rock in the tunnel.

This paper summarizes the tunnel construction project of the Shin-Jujo Route.

橋本 倫明



阪神高速道路株式会社
京都建設部 伏見工事事務所
Tomoaki Hashimoto