

併設シールドトンネル接続における 地盤改良・補強技術併用型の山岳工法適用

奥田 豊¹・久木田 駿一²・上村 健太³・盛岡 諒平⁴

¹正会員 大成建設(株) (〒163-0690 東京都新宿区西新宿 1 丁目 25-1)

E-mail: okdytk00@pub.taisei.co.jp

²正会員 大成建設(株) (〒163-0690 東京都新宿区西新宿 1 丁目 25-1)

E-mail: kkttsni00@pub.taisei.co.jp

³首都高速道路(株) 神奈川建設局北西線工事事務所 (〒224-0041 神奈川県横浜市都筑区仲町台5-2-20)

E-mail: k.uemura1663@shutoko.jp

⁴正会員 首都高速道路(株) 神奈川建設局設計課 (〒221-0013 神奈川県横浜市神奈川区新子安 1-2-4)

E-mail: r.morioka1728@shutoko.jp

高速横浜環状北西線の併設シールドトンネルの地中接続は、土被り 40m の大深度かつ透水性の高い砂地盤の中で山岳工法を採用する、止水および土留め対策の難易度が高い工事である。筆者らは、その止水機能として改良効果の高い薬液注入による砂地盤の洗掘対策、土留め機能として小口径パイプルーフの採用や地山のせん断強度評価を詳細に行い、合理的な設計・施工方法を確立した。

本稿では、地盤改良・補強技術を併用した山岳工法適用に関して、今後の計画・実施に資する設計・施工一連の手法について詳述する。特にトンネル間掘削の底部については、構造補強の削減を伴う地盤改良の最適化を工程管理のもと進めた合理化策について、実施内容と効果を明示する。

Key Words: side connecting road, chemical grouting, pipe roofing, swelling, shear resistance

1. はじめに

都市部では地下の高度利用が進み、近年、非開削によるトンネル切開き工事の需要が高まりを見せ、これを受けた技術課題として、高水圧下の止水機能確保が挙げられる。トンネル支持層が透水性の低い地盤で構成されながら介在透水層が存在する場合、薬液注入工法が採用されることが多い。また、トンネル支持層全体が透水層で構成される場合は、深層混合処理工法等により大々的に地山の難透水化と構造的補強が図られることが一般的である。一方で、後者の地盤については、工程や敷地等の制約で適用が困難な場合もあり、今後多様な都市部地下工事での施工では様々な適用形態が検討されるものと考えられる。

その基本形態としては、難透水化と構造的補強を切り分け各々を最適化して適用することが考えられる。本稿でも扱うように、各々の代表例としては薬液注入改良とパイプルーフ補強が挙げられる。これらを効果的に用いることで、上記のような大々的な地盤改良に比べて大幅な合理化も期待できるが、直面する特有の技術課題とし

て以下が挙げられることとなる。

- ① 少量の湧水でも透水性地盤が洗掘される懸念が大きくなる。
- ② 地盤改良・補強後の切開き時の地盤変状に伴い改良部地盤と補強構造部で剥離が生じ、出水や洗掘を招く可能性がある。
- ③ せん断破壊により改良砂地盤が変状する可能性がある。
- ④ 上記①～③を踏まえながら地盤改良範囲、補強構造仕様を特定する必要がある。

本稿での検討・適用対象としてとりあげる高速横浜環状北西線シールドトンネル工事では、土被り 40m の大深度かつ透水性の高い砂地盤において、切り開きによる U ターン路建設が求められた。地上部には住宅地が広がり、さらに土被りが大きい大々的な地盤改良を適用すると著しく不経済となることから、薬液注入改良とパイプルーフ補強を併用した山岳工法で施工を行うことを計画し、施工を通してその適用性を確認した。本稿では、地盤改良・補強技術を併用した山岳工法適用に関して、今後の計画・実施に資する設計・施工一連の手法について

詳述する。特にトンネル間掘削の底部については、構造補強の削減を図るとともに、地盤改良の最適化を工程管理のもと進めた合理化策について、実施内容と効果を明示する。

2. Uターン路の基本構造と採用施工法

(1) プロジェクト概要¹⁾

高速横浜環状北西線シールドトンネル工事は、東名高速道路横浜青葉 IC と第三京浜道路港北 IC、高速神奈川 7号横浜北線横浜港北 JCT を結ぶ延長約 7.1km の路線であり、トンネル構造の約 4.1km のうち、開削トンネル以外の約 3.9km で併設シールドトンネルを施工し、非常時・緊急時に両トンネルを行き来するための Uターン路 2箇所の整備を進めている。

図-1 にシールドトンネル区間の地質縦断図を示す。シールドトンネル区間全般にわたり、硬質地盤である上総層 (Km, Ks) に位置し、安定的な地盤でのシールド掘進となっている。本稿で検討対象とする Uターン路②においては、TP+7m 以深の砂質土層 (Ks) に位置し、地下水位 TP+19m と高水圧下の施工となるため、切り開き工事における止水および土留め対策が重要となった。

(2) Uターン路の基本構造¹⁾

シールドトンネルは、外径 12.4m、内径 11.5m であり、

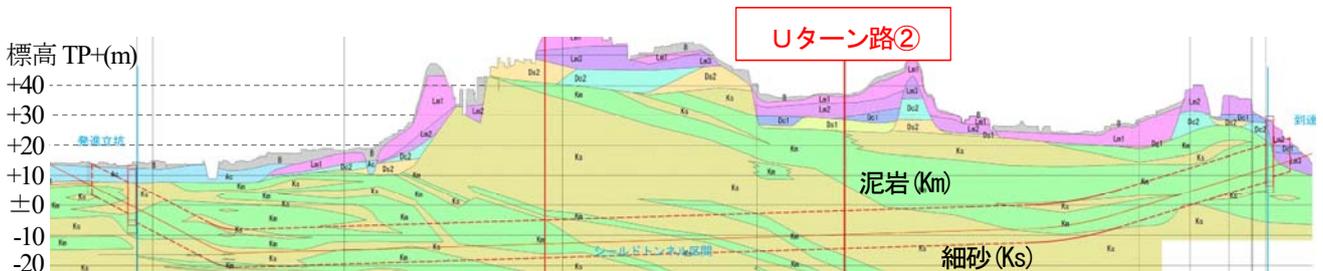


図-1 シールドトンネル線形と地質縦断図

一般部は RCセグメント (セグメント厚 450mm, 幅 2m) で構成されている。Uターン路部には局所的に大きな応力が発生しやすいため、コンクリート一体型鋼製セグメント (セグメント厚 450mm, 幅 1.5m) を配置し、開口部となるリングには部分的に鋼製セグメント (セグメント厚 400mm, 幅 1.5m) を配置し、切り開きを行なう構造となっている。

図-2 に示すとおり、開口部の補強構造としては、水平に梁補強材 (BH-1500×1000 : SM570-H) を渡し、柱補強材により両端を支持している。Uターン路②は、両シールドトンネル間の距離約 10m を結び、鋼製 I 型断面で構成された口の字型のラーメン構造となっている。

上記の通り、トンネル開口補強および Uターン路②自体は鋼構造であるが、各所にひび割れ防止筋を配置した上でコンクリートで巻き立てる仕上げ構造が採用されている。

(3) 非開削切り開き部の地盤改良・補強

図-3 に Uターン路②構築に際しての概略施工手順を示す。トンネル間の掘削工に対する土留めとして頂部に曲線パイプルーフ (φ267.4mm) を、止水対策として薬液注入工法を採用した²⁾。各施工に際しては、シールド本線工事での資機材運搬や人員往来に支障を来さないよう配慮した。

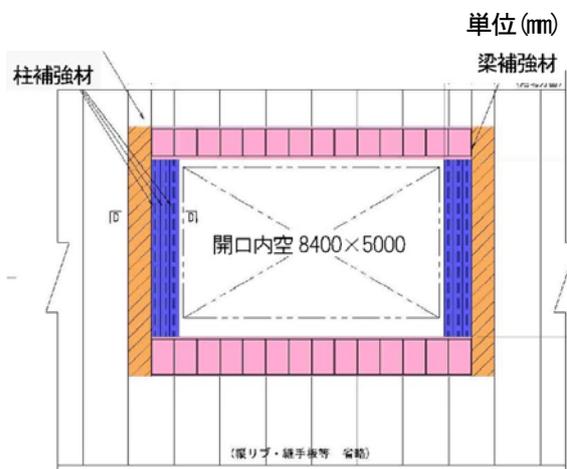


図-2 Uターン路②開口部補強構造 (開口正面図)

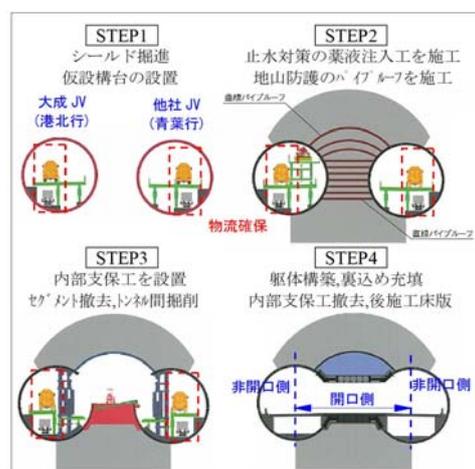


図-3 Uターン路②施工ステップ図

3. 地盤改良・補強技術の設計

地盤改良と構造補強の複合利用については、明確な手法が確立されるに至っていない。そこで、本適用検討では表-1に示すように照査項目を抽出した上で、以下のように関連指針・知見に基づき仕様を決定した。特に底部については、土留め無しで掘削底面の安定に配慮する等詳細な検討を行った。

(1) 砂地盤の洗掘対策

トンネル間掘削工事を行うための止水対策として、薬液注入工法を採用する。一般に止水対策としての薬液注入は、透水係数を小さくする（湧水量を減らす）ことを目的として行われるが、今回はUターン路②全周が砂地盤で構成されているため、ある程度の湧水を許容すると洗掘により止水不可能な出水を招く懸念があった。そこで、一般に採用される透水係数 $1 \times 10^{-6} \text{m/sec}^3$ に代えて、 $3 \times 10^{-7} \text{m/sec}$ を許容最大透水係数とした。

薬液注入厚は、山岳トンネル⁴⁾に準じトンネル半径分の注入厚さを全周に適用する。即ち上部アーチ掘削幅（約13m）の1/2をトンネル半径と見なして注入厚さを6.5mとし、下部にも同じ厚さを適用する（図-4参照）。

この時、掘削完了時の理論湧水量Qは式(1)より得られる。

$$Q=VA=kiA=k(h/L)A=4.62 \times 10^4 \text{ (m}^3\text{/sec)} \quad (1)$$

$$=28 \text{ (L/min)}$$

ここに、V：流速（m/sec）

A：浸潤面積（ $\approx 400 \text{m}^2$ ）

k：透水係数（ $=3 \times 10^{-7} \text{m/sec}$ ）

i：動水勾配

h：位置水頭（ $\approx 25 \text{m}$ ）

L：改良厚（ $=6.5 \text{m}$ ）

(2) 地盤境界部からの出水対策

上記「(1)」で地下水の薬液注入地盤透水長6.5mを確保することを示したが、セグメント撤去（図-3のSTEP3）に伴いトンネルが横長に潰れ、地盤と剥離し境界部から出水が生じることが懸念される。これに対し、トンネル全周を地盤改良して対策する方法が用いられるが、非開口側（図-3参照）での作業はシールド本線工事の物流に支障を来すため、薬液注入範囲の合理化が必要となる。

FEM解析の結果、表-2のようにセグメント撤去に伴い地盤のアーチ効果による応力の再配分が生じて、圧縮応力が増加する結果となった。ゆえに、地盤境界部も6.5mの改良が確保されていれば問題無いといえるが、ここでは内部支保工により変形が拘束されるトンネル頂部から止水ラップ長を3m（図-4より28°相当）確保することとした。底部は頂部より掘削幅が小さいため、注入

範囲はシールド中心線までとした。

(3) 頂部土留め

土留めの設計モデルを図-5、土質条件を図-6に示す。トンネル間掘削に伴う地山の応力解放による掘削地盤の安定対策について、頂部は曲線パイプルーフを採用した。

曲線パイプルーフは、水圧と鉛直土圧（最小土圧（図-5参照）と緩み土圧の大きい方⁵⁾）をアーチ構造で受けるが、セグメントに確実に軸力伝達できる接続構造とする必要がある。

表-1 非開削切り開き部の設計照査項目と施工方法

機能	箇所	設計	施工
止水	a) 一般部	地山露出面から薬液注入厚6.5m	・地上+坑内 ・三次元的な効果確認
	b) セグメント～地山境界部	セグメント撤去時の地盤応力	・薬液注入孔からの湧水モニタリング
土留め	a) 頂部	曲線パイプルーフφ267.3@750	・セグメントとの接続方法
	b) 側部	押抜きせん断の安定検討	・水平変位計測
	c) 底部	盤ぶくれの安定検討	・坑内からの追加調査

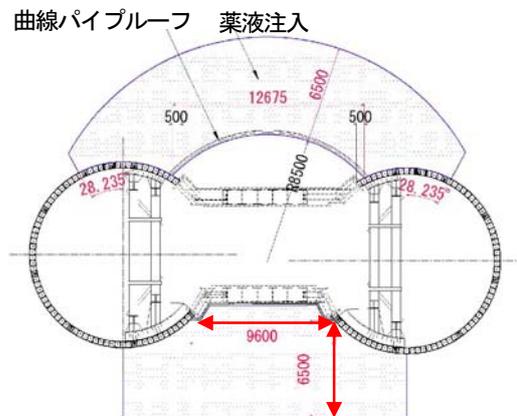


図-4 Uターン路②薬液注入範囲

表-2 FEM解析結果（地盤の主応力図） ※単位 kN/m²

	図-3のSTEP2	図-3のSTEP3
上部	543 394 537	645 645 793
下部	414 563 797	708 1,069 1,976

シールドトンネル内から鋼製セグメント主桁を切断せずに推進する工法とするため、**図-7**に示すとおりパイプルーフは主桁間を通過できる小口径（外径 267.4mm）で非接円の構造とした。**図-3**のSTEP2に示す通り、曲線パイプルーフは、工程や資機材準備の都合により港北行側のトンネルから片推しするが、発進側に比べて小口径での推進を経て接続箇所へ到達する青葉行側は接続位置の精度確保が難しくなる。そこで、**図-8**に示す通り、曲線パイプルーフは青葉行側に到達する直前で掘進終了し、トンネル全体系に影響を与えない程度の小掘削をしてトンネル外側から接続する構造が必要となる。

(4) 側部土留め

側部は地盤のせん断抵抗により掘削解放力に抵抗する。薬液注入による止水壁に水圧および側方土圧が押抜きせん断力として作用するため、地盤のせん断抵抗が十分な水準を確保できているかが照査の対象となる。ここでは、前例の乏しい適用形態であること、および万トラブルに見舞われた場合の多大な影響を考慮して、特に重要な構造物の場合に適用される安全率 2.0³⁾を採用し、これを満足することを確認する。

10mを超える地山の直壁自立は肌落ちによる危険を伴うため、既出**図-3**のSTEP2に示すとおり直線パイプルーフにより土留めする。曲線パイプルーフ同様、非接円構

造となるため、パイプルーフ間は鉄板を溶接することにより肌落ち養生を行う。**図-9**には**図-5**断面で行ったFEM解析で得た安全率分布を示すが、安全率が1以下となる範囲で地盤がせん断破壊する危険性が考えられるため、この領域の土塊重量に耐える鉄板を、直線パイプルーフに溶接することとした。

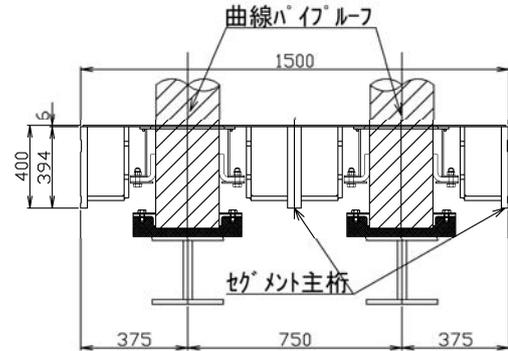


図-7 曲線パイプルーフ発進部詳細図（主桁断面）

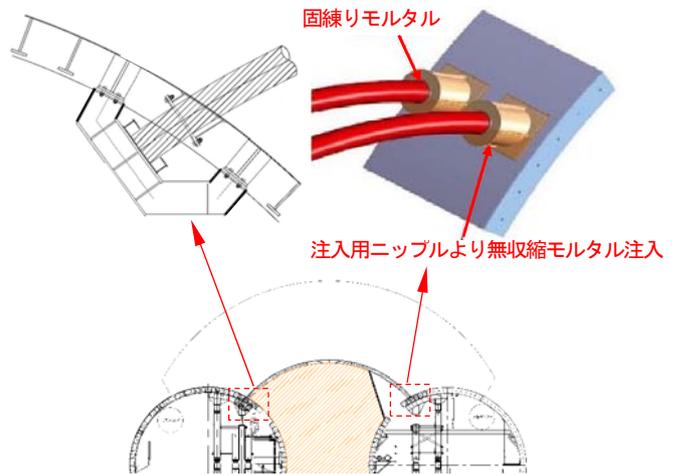


図-8 曲線パイプルーフのトンネル接続構造

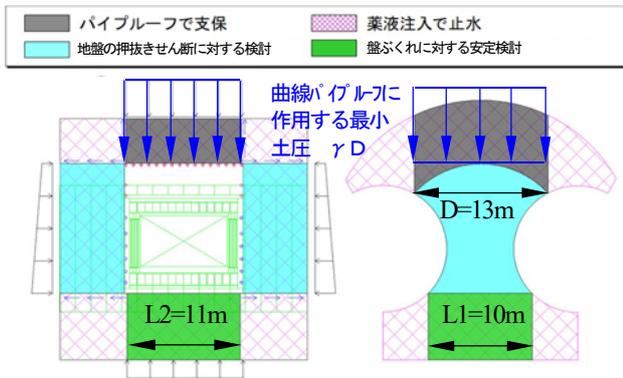


図-5 設計モデル

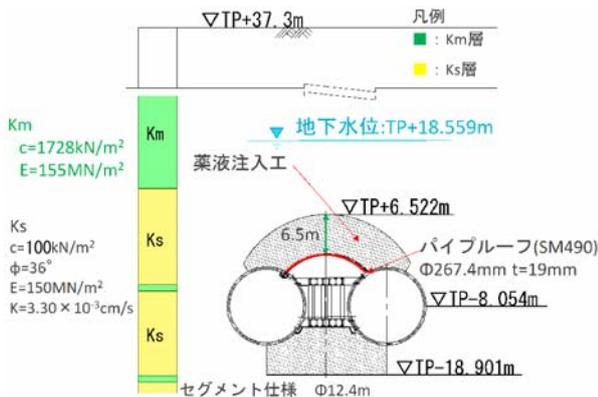


図-6 土質条件

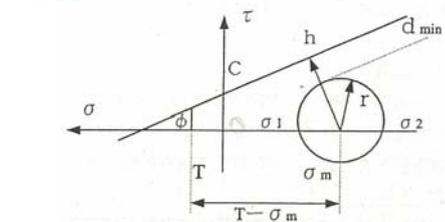
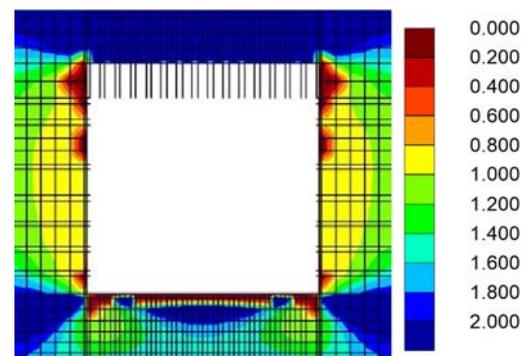


図-9 掘削完了時地山緩み状況（FEM安全率[※]）

※安全率：地盤のせん断状態を定量的に評価するための数値で、上図において h/r で定義される。

なお、地盤のせん断度合いが高い最上段直線パイプルーフ部において、支点反力 $\omega=10\text{ kN/m}$ が得られた。この直線パイプルーフの水平変位理論値 δ は式(2)より得られる。実施工においては、この変位計測により FEM 解析結果の妥当性確認を行う。

$$\delta = 5\omega L^4 / 384EI = 5 \times 10 \times 8^4 / (384 \times 2.1 \times 1.1 \times 10^4) = 0.0023 \text{ (m)} = 23 \text{ (mm)} \quad (2)$$

ここに、L: 単純梁としての曲げスパン ($\approx 8\text{m}$)

E: 変形係数 ($= 2.1 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$)

I: 断面二次モーメント ($= 1.1 \times 10^4 \text{ m}^4$)

(5) 底部土留め

底部は地盤のせん断抵抗により揚圧力に抵抗する。即ち式(3)により掘削底面の盤ぶくれに対する安定検討を行う。

$$U \leq \frac{W}{1.1} + \frac{f_1 \cdot l \cdot H_1}{6} + \frac{f_2 \cdot l \cdot H_2}{3} \quad (3)$$

ここに、U: 揚圧力 (kN)

W: 土の重量 (kN)

f_1 : H_1 間のせん断抵抗 (kN/m^2)

f_2 : H_2 間のせん断抵抗 (kN/m^2)

l: 土留め壁の内面内周長 (m)

H_1, H_2 : 地層の厚さ (m)

以上、図-10参照

前出図-6 に示した設計条件によれば、Km 層の粘着力が Ks 層の 10 倍以上あるため、その層厚の設定値次第で安全率が大きく変動する。設計検討段階では当該箇所直接ボーリングは実施されておらず、図-11 に示す比較的近傍での事前土質調査での情報にて判断を余儀なくされたが、安全性確保あるは施工合理化に向けては設定値の妥当性を検証するべきとの考えに至った。そこで、設計検討法は下記 a)~c)のように確立した上で、施工段階でトンネル内から信頼度の高い層厚確認調査を実施し、最適化にあたる段階検討を採用した。

a) せん断抵抗力の評価

式(3)右辺のせん断抵抗力の検討に関しては、図-12 に示す通り、本検討では「地山と地山の接触面」において発生するため、式(3)右辺の第二項は無視する。また、トンネル間掘削に伴い有効上載荷重が無くなるため、せん断抵抗力 f_2 のうち内部摩擦角の項は無視する。

近傍のボーリング No.1 により存在を確認した Km 層 (以降、介在 Km と略記) のせん断抵抗を踏まえた、盤ぶくれに対する安定検討結果を以下に記す。

式(3)左辺 ※図-5、図-6より

$$= \{ \text{TP(設計水位)} - \text{TP(改良体下端)} \} \times 10 \text{ kN/m}^3 \times L_1 L_2$$

$$= \{ 18.559 - (-18.901) \} \times 10 \times 10 \times 11 = 41,206 \text{ (kN)}$$

式(3)右辺 ※表-3より

$$= 11,955 + 0 + 41,009 = 52,964 \text{ (kN)} \geq \text{左辺} \cdots \text{OK}$$

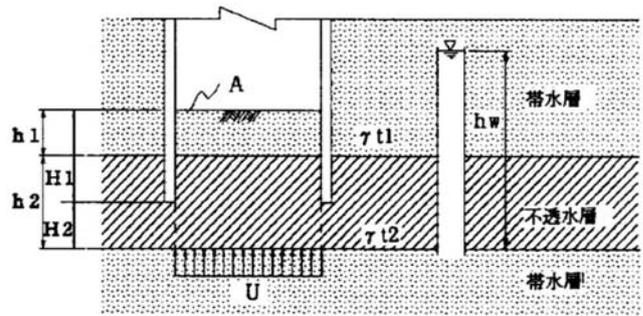


図-10 盤ぶくれに対する検討⁶⁾

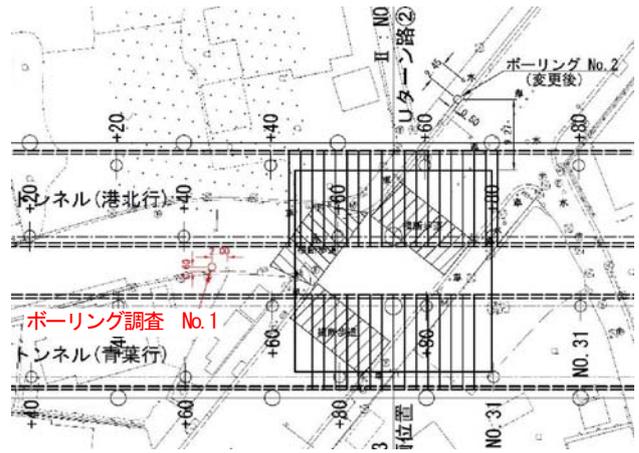


図-11 Uターン路②近傍での土質調査位置

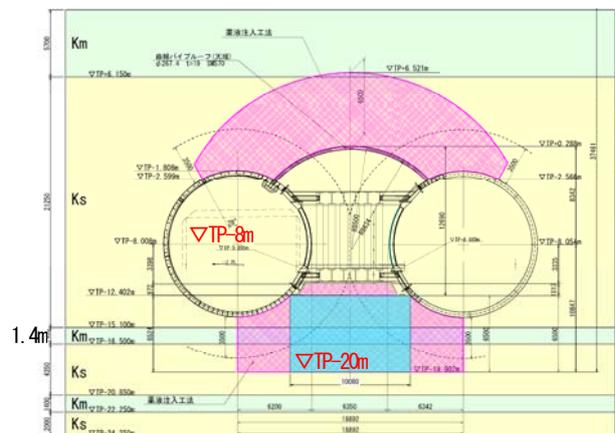


図-12 ボーリング No.1 土層図

表-3 盤ぶくれ抵抗力算出表

掘削 ▽底面	層厚 H_2 (m)	γ (kN/m^3)	粘着力 f_2 (kN/m^2)	L_1 (m)	L_2 (m)	
Ks	2.7	18.5	100	10	11	
Km	1.4	18.0	1728			
Ks	2.4	18.5	100			
合計	6.5					
掘削 ▽底面	第一項			第三項		
	V (m^3)	重量 W (kN)	W/1.1 (kN)	周長 L (m)	$f_2 L H_2 / 3$ (kN)	
	Ks	297	5,495	4,995	42	3,780
	Km	154	2,772	2,520		33,869
Ks	264	4,884	4,440	3,360		
合計			11,955		41,009	

b) 揚圧力の評価

式(3)左辺に該当する揚圧力の検討に際しては、図-13に示す近傍の井戸調査より、当該地域では水圧が深度方向に静水圧分布とならないことが分かっていた。これは、「浅層部に厚い不透水層 (Km) が堆積していること」、「深井戸の需要が高いこと」が主な要因と考えられる。

図-6に示す地下水位は、シールドトンネル深度 (TP-8m 付近) の被圧水位を採用していたが、TP-20m 付近の水位を用いることにより、揚圧力の合理化を行える可能性がある。

c) 安定性評価とリスク対応

上記を踏まえ、設計条件のパラメトリックスタディを実施した結果を表-4に示す。「b)」により荷重条件の合理化が見込まれるが、「a)」で見た介在 Km が存在しない検討ケース D では、盤ぶくれに対する安全率を満足しない結果となる。一方で、砂質土の薬液注入による改良強度は、一般に試験実績が多くないため N 値 50 以上で $c=100\text{kN/m}^2$ が用いられる³⁾。しかし、表中の参考ケースに見られるとおり $c=300\text{ kN/m}^2$ を用いることで安全率を満足する試算結果から、施工時の調査により実際の c を把握し設計的な判断を行える余地があることを確認した。

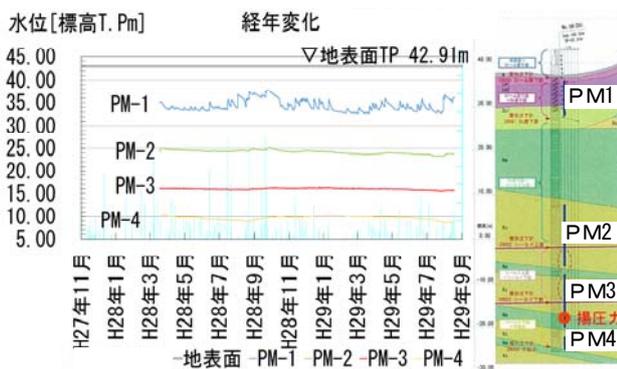


図-13 既往の井戸調査結果 (No. UB)

表-4 盤ぶくれに対する安定検討試算結果一覧

検討ケース	A	B	C	D	参考
Km層厚H ₂ (m)	1.4	0.0	1.4	0.0	0.0
Ksの粘着力f ₂ (kN/m ²)	100	100	100	100	300
地下水位TP+ (m)	18.559	18.559	13.559	13.559	13.559
式(3)右辺	52,964	21,125	52,964	21,125	39,325
式(3)左辺	41,206	41,206	35,706	35,706	35,706
左/右	0.78	1.95	0.67	1.69	0.91
判定	OK	NG	OK	NG	OK

※検討ケース C 以降の地下水位は、仮に AB の「-5m」とした

4. 施工と検証

地盤改良・補強技術を併用した山岳工法適用に関する前章の設計法に対して、下記のように照査内容を項目立てて、その達成度を確認した。

(1) 許容最大透水係数 $3 \times 10^{-7} \text{m/sec}$ の達成⁷⁾

砂地盤の洗掘対策として定めた低透水化に関して、工程や作業空間確保の制約、さらにはより確実な改良効果の確保を考慮して、図-14に示すとおり地上からはダブルパッカー工法⁸⁾にて、坑内からはインナー注入工法⁹⁾にて同時に薬液注入を行った。効果確認は、施工に続く地上の用地専有を回避するため、全範囲を坑内から三次的に行うこととした。定量的には、再削孔した確認孔にて湧水量を計測し、式(4)¹⁰⁾で得られる透水係数 k が許容最大透水係数以下であることを確認し、それ以上となる場合には補足注入を行った。

$$k = \frac{Q}{2\pi HL} \log_e \frac{L}{r} \quad (4)$$

ここに、Q：湧水量(m³/sec)

H：位置水頭(m)

L：削孔長(m)

r：削孔半径(m)

本確認を極力面的に行うために全 849 箇所での測定にあたるとともに、図-14に示すトンネル間掘削における湧水量の最大値が「3. (1)」で示した湧水量 (28L/min) と同程度である観察事実に基づき、薬液注入範囲全体としても許容最大透水係数を満足できたものと判断した。

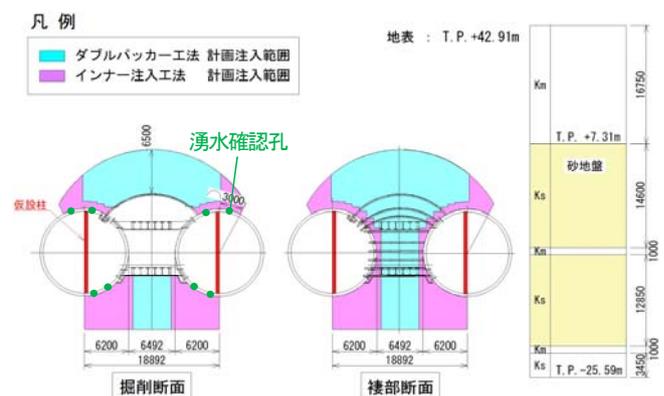


図-14 薬液注入工区分図



図-15 湧水量計測結果

(2) 地山境界の湧水モニタリング

「3. (2) 地盤境界部からの出水対策」の妥当性を確認するため、**図-14**中に付記したとおり地山境界部のセグメントに湧水確認孔を設け、切開き等各施工段階で湧水量変化を確認した。一連の施工においてその湧水量が増加することが無かったため、設計段階で懸念した施工の進展に伴う境界部の剥離影響は施工に支障を来さない程度であると判断した。セグメント撤去に伴うトンネル上下の地盤の圧縮応力は、極端に減少することなく地盤のアーチ効果にてむしろ増加した可能性が考えられる。

(3) 曲線パイプルーフ到達側軸力伝達方法

前出**図-8**下図に示す通り、曲線パイプルーフ到達側は最小限の範囲を地盤掘削してトンネル外側から接続した²⁾。この掘削の時期の曲線パイプルーフ応力のモニタリング結果を**図-16**に示す。

本掘削完了時の最大応力(約 190N/mm²)に対し、小範囲掘削時の応力変化は20N/mm²程度と小さいため、小掘削により地盤は応力解放されていない。即ち曲線パイプルーフに発生する軸力は、設計構造系に伝達することができたと考えられる。

(4) 直線パイプルーフの変位計測

シールドトンネル発進立坑側の最上段直線パイプルーフの内空変位(水平方向)を測定した結果を**図-17**に示す。「3. (4) 側部土留め」で算出した理論値以下となり、肌落ち養生鉄板の異常な変形も認められなかった。

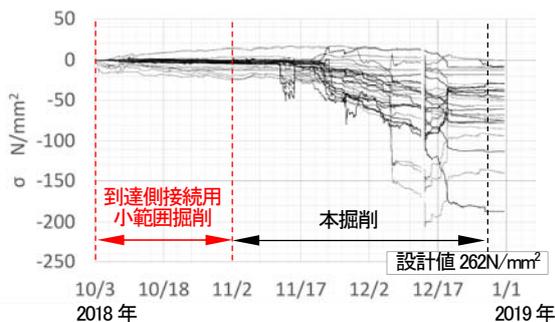


図-16 曲線パイプルーフ応力

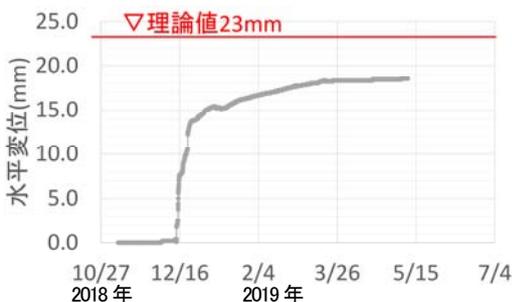


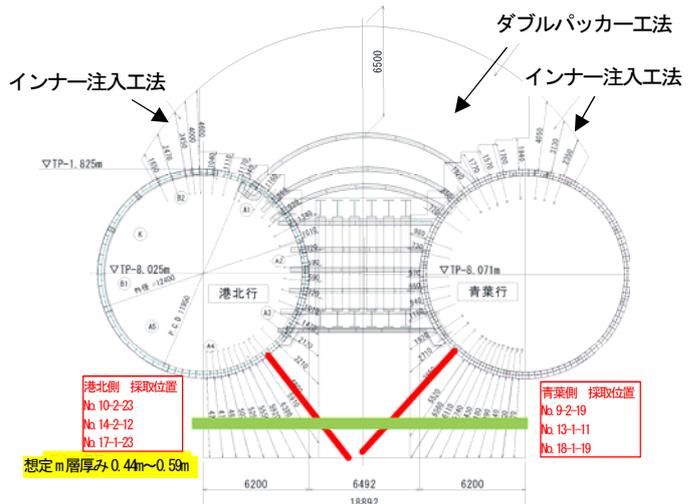
図-17 直線パイプルーフ水平変位の測定結果

5. 底部土留めの最適化検討

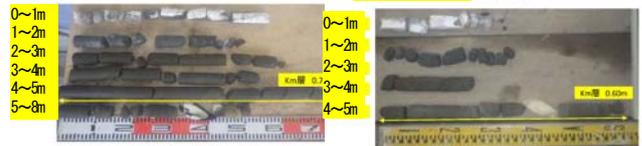
「3(5) 底部土留め」で示したように、介在 Km の存在、地盤改良後の Ks 層(以降、改良 Ks と略記)の物性により、盤ぶくれに対する安全率は大きく変化することから、施工に際して下記のような最適化検討にあたった。

(1) 不攪乱試料採取と介在 Km 層厚の特定

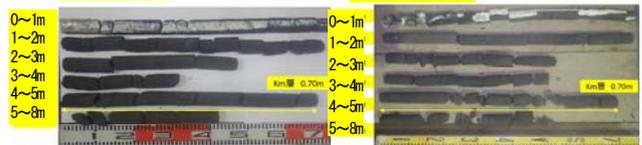
最適化検討にあたっての良質かつ信頼度の高いデータを得るために、坑内からコアパックサンプリングによる不攪乱試料採取を行った。通常、坑内のような地下水位以下の被圧された箇所からの削孔では、出水を促すことから不攪乱試料採取を行うことは困難とされる。今回は薬液注入により難透水性が施され試料採取が可能となった点は、本最適化検討を実践する上での重要な前提条件となっている。試料採取は、削孔ロッド先端にコアビットを装着し、併設シールドトンネル各3孔、計6孔分実施した。**図-18**に示す通り介在 Km 層厚確認の結果、最も薄いところで0.44mとなり、当初設計想定値1.4mを下回り、安全性確保のために再検討が必要となった。



港北側 No. 10-2-23 想定 Km 層厚み 0.59m 青葉行 No. 9-2-19 想定 Km 層厚み 0.44m



港北側 No. 14-2-12 想定 Km 層厚み 0.55m 青葉行 No. 13-2-11 想定 Km 層厚み 0.52m



港北側 No. 17-1-23 想定 Km 層厚み 0.55m 青葉行 No. 18-1-19 想定 Km 層厚み 0.44m



港北側 No. 10-2-23 想定 Km 層厚み 0.59m 青葉行 No. 9-2-19 想定 Km 層厚み 0.44m

図-18 不攪乱試料採取結果

(2) 三軸圧縮試験による粘着力の見直し

上記再検討に際しては、当初設計で再検討項目として有効性を確認した Km 層の粘着力 c について、下記考察にあたった。

まず、採取した介在 Km 試料を対象に各種室内試験と併せて三軸圧縮試験 (CU 試験) によりせん断強度を確認した。今回採取した薬液注入済みの介在 Km に加えて、類似資料として入手できた未改良 Km 層 (以降、既往 Km と略記) および未改良 Ks 層 (以降、既往 Ks と略記) のモール応力円を図-19 に示す。なお、これらの既往試料は、当該設計検討向けに確認したものではなく、既往 Km については TP+7m 以浅の厚く堆積した箇所からの採取試料である。図-19 より、介在 Km は既往 Km より既往 Ks に近いせん断強度特性を有しており、地層判定による区別が必ずしも力学特性に一致していないことを認識するに至った。

そこで、さらにより詳細に設計検討にあたるため、介在 Km 層に加えて、あわせて採取した薬液注入改良済みの Ks 層についても三軸圧縮試験 (CU 試験) を行い、図-20 の結果を得た。

今回の盤ぶくれ抵抗層での約 400kN/m² ほどの有効上載圧相当の拘束圧では、改良 Ks は既往 Ks と近いせん断強度となるが、拘束圧が低いレベルで改良 Ks のせん断強度は既往 Ks を上回る結果が得られた。

以上のような考察を経た介在 Km、改良 Ks の特性は、複数試料で得られた結果として図-21、図-22 のようにまとめられる。調査終了が必ずしも十分ではなく、統計的根拠は希薄ながら、本再検討を通した設計粘着力は各々の最低値を採用した。

(3) 盤ぶくれに対する安定の再検討

盤ぶくれに対する再検討に際して、まず揚圧力把握のため、作用箇所ジャストポイントの水圧を計測した。図-23 に示す通り薬液注入用のセグメント孔より改良体下端以深まで削孔の上、口元に水圧計を設置し式(5)より被圧水位 WL を特定した。

$$\begin{aligned}
 WL &= TP(\text{水圧測定深度}) + pw/10 + \Delta hw & (5) \\
 &= -13.222(\text{m}) + 242(\text{kN/m}^2)/10(\text{kN/m}^3) + 1.858(\text{m}) \\
 &= 12.836(\text{m})
 \end{aligned}$$

ここに、pw : 測定水圧

Δhw : 季節変動 ※No.UB(PM-4)の
高水位 - 低水位 (=1.858m)

なお、水圧測定は、併設シールドトンネル各 2 孔、計 4 孔分実施し、各孔は孔壁保護のためケーシングを立て込んだ。

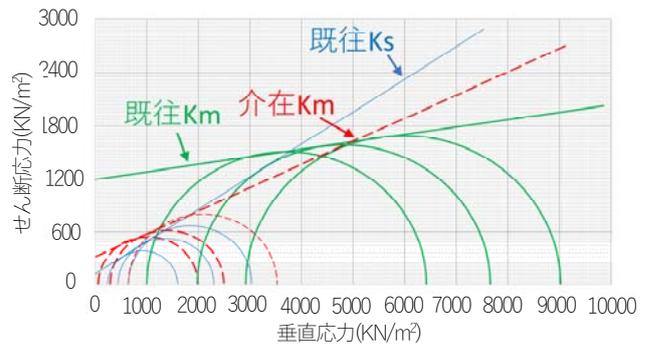


図-19 介在 Km の三軸圧縮試験結果

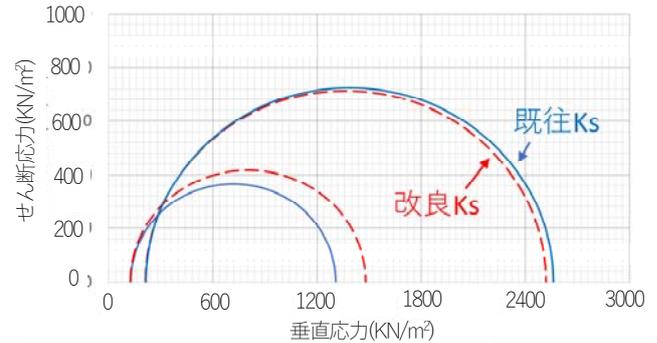


図-20 改良 Ks の三軸圧縮試験結果

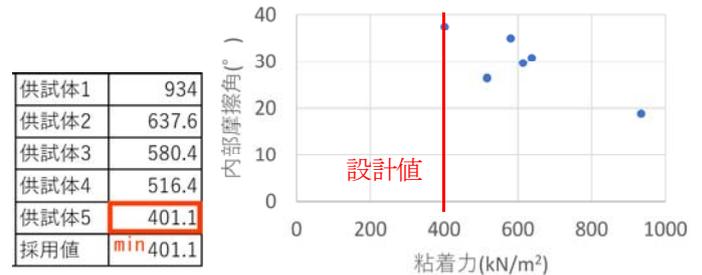


図-21 介在 Km 三軸圧縮試験結果

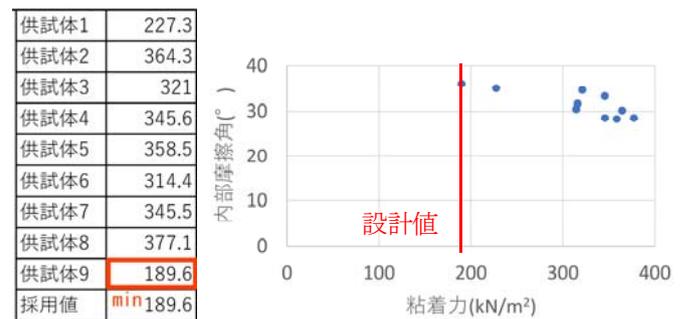


図-22 改良 Ks 三軸圧縮試験結果

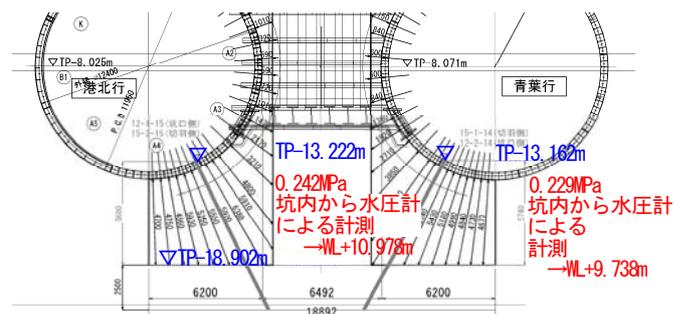


図-23 坑内からの水圧計測

その上で、変更条件一覧を表-5に示す。盤ぶくれに対する安定検討結果は以下の通りで、当初設計での底部改良厚6.5mを8.5mに増加することで安全性を確保した。

式(3)左辺

$$= \{TP(\text{設計水位}) - TP(\text{改良体下端})\} \times 10\text{KN/m}^3 \times L_1 L_2$$

$$= \{12.836 - (-20.902)\} \times 10 \times 10 \times 11$$

$$= 37,112(\text{kN})$$

式(3)右辺 ※表-6より

$$= 15,703 + 0 + 23,797 = 39,500(\text{kN}) \geq \text{左辺} \cdots \text{OK}$$

以上を反映の上、接続切り開き部のトンネル掘削を行ったが、大きな変状や出水を見ることなく作業を完遂した。底部のパイプルーフを省略し、薬液注入の改良範囲増加により盤ぶくれに対する安全率を確保した採用法に関しては、表-7に示すとおり工程短縮効果は約2ヶ月として見積もられ、プロジェクト遂行での工程遅延回避の有効策となった。

表-5 変更条件一覧

	当初設計			変更設計		
	層厚 H ₂ (m)	粘着力f ₂ (kN/m ²)	地下水位 TP+ (m)	層厚 H ₂ (m)	粘着力f ₂ (kN/m ²)	地下水位 TP+ (m)
Km	1.4	1728	18.559	0.44	401	12.836
Ks	-	100		-	189	

表-6 盤ぶくれ抵抗算出表 (変更設計)

掘削 ▽底面	層厚 H ₂ (m)	γ (kN/m ³)	粘着力f ₂ (kN/m ²)	L ₁ (m)	L ₂ (m)
	Ks	2.7	18.5	189	10
Km	0.44	18.0	401		
Ks	5.36	18.5	189		
合計	8.5				
掘削 ▽底面	第一項			第三項	
	V (m ³)	重量 W (kN)	W/1.1 (kN)	周長 L (m)	f ₂ LH ₂ /3 (kN)
Ks	297	5,495	4,995	42	7,144
Km	48	864	785		2,470
Ks	590	10,915	9,923		14,183
合計			15,703	23,797	

表-7 底部パイプルーフ省略による工程短縮効果

工種	数量	2018年											
		4月	5月	6月	7月	8月	9月	10月	11月	12月			
本線シールド	3890 (m)	▽Uターン路②通過											
底部パイプルーフ有り 想定工程	薬液注入 7800 (m ³)	[スケジュール]											
	曲線 パイプルーフ 32 (本)	[スケジュール]											
底部パイプルーフ無し 実施工程	薬液注入 8700 (m ³)	[スケジュール]											
	曲線 パイプルーフ 16 (本)	[スケジュール]											

6. おわりに

本稿でまとめた取り組みを通しては、特に下記事項の実証的確認を通して、大深度、全周砂地盤における止水機能および土留め機能の設計・施工の有効性と導入効果を示すことができたものと考えられる。

- ・ 適用に際して懸念事項となる、掘削に伴う周辺地盤の洗掘、地盤・構造境界部が誘引する出水、地盤改良との複合適用となる土留め補強について、適切な設計と施工によりそのリスクを低減した適用が可能である。
- ・ 設計上の不確実性を低減するために、段階的な調査と設計の見直しが効果的である。施工段階では、事前調査では避けられない大深度のボーリングや被圧影響を排除した信頼性・効率性に優れた調査が可能になり、設計・施工の合理化に大きく貢献できる。
- ・ この中で、薬液注入改良土に期待する粘着力に代表される一般値、汎用値の見直しが、設計・施工の合理的・最適化判断に大きく貢献することが期待できる。

あわせて本検討を通して、調査や設計での検討や判断に資する知見として下記を得た。

- ・ 地盤改良や構造補強を伴う地下掘削に際しては、上方地盤で有効にアーチ形成され、拘束効果を高めて掘削部周辺の安定性に寄与する可能性が考えられる。
- ・ 「介在層」の地盤物性は、地質判定での区分が、必ずしも力学特性の区分に一致するとは限らない。特殊部の設計や積極的な合理化の推進に際しては、個別の力学特性を調査・把握することが望ましい。
- ・ 一般に地下水位以下の被圧された地下空間からのボーリングは、地下水排出を助長し、不かく乱サンプルの採取が困難とされるが、施工に際して難透水化された条件ではそれが容易になる。

あわせて本取り組み内容や今後の関連取り組みに関しては、以下の点が課題や留意事項に挙げられる。

- ・ 施工に際しての検証は、工事推進の制約の中で実施しており、特に統計的な観点で十分な数量、内容となっていない。
- ・ 適用条件を踏まえ、設計的な照査事項を定め施工で確認にあたったが、その内容や照査基準についても、今後、妥当性の確認が不可欠となる。
- ・ 本適用の設計検討・照査では、地盤改良、構造補強を項目別に扱い、経験的判断や既存指針の流用で対処した。今後は、両者の複合適用を前提とした評価、判断にあたることを望ましい。

高速横浜環状北西線シールドトンネル工事では2019年5月現在、Uターン路②躯体を構築中である。工期末の12月まで、引続き無事故無災害で工事を進めたい。

謝辞：工事の遂行に当たり、ライト工業岡本信之氏、大槻正剛氏、三浦丈朋氏に、トンネル内からの土質調査開発等にご尽力いただいた。また、本稿執筆にあたり、ライト工業宇梶伸氏、大成建設技術センター石井裕泰博士に、ご助言と指導を頂いた。記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 盛岡諒平,内海和仁,上村健太,熊田政典,京屋宜正,奥田豊：高速横浜環状北西線シールドトンネル地中切り開き部の設計施工, 第28回トンネル工学研究発表会講演集【報告部門】
- 2) 入野克樹,吉田祥二,奥田豊,京屋宜正：併設シールド間の連絡路(1) トンネルの非稼働空間を活用した工程短縮, 第74回年次学術講演会(投稿中)
- 3) 日本グラウト協会, 薬液注入工設計資料, 平成30年度版
- 4) 鉄道総合技術研究所：注入の設計施工マニュアル, 平成23年10月.
- 5) 土木学会：トンネル標準示方書【シールド工法編】・同解説, 2016年制定
- 6) 土木学会：トンネル標準示方書【開削工法編】・同解説, 2016年制定
- 7) 入野克樹,吉田祥二,道本真悟,岡本信之：併設シールド間の連絡路(2) 地上とトンネル内の双方から行う薬液注入工, 第74回年次学術講演会(投稿中)
- 8) ライト工業：ソレタンシュ地盤改良工法(二重管ダブルパッカー工法), 2013年11月
- 9) ライト工業ホームページ：インナー注入工法, <https://www.raito.co.jp/project/doboku/grout/groutkouhou/inner.html>, 2019年5月20日時点
- 10) 国土技術研究センター：ルジオンテスト技術指針・同解説, 平成18年7月
- 11) 永井政伸,久木田駿一,尾関孝人,入野克樹：薬液注入工法を用いたシールドトンネル間の非開削工法の設計・施工, 第74回年次学術講演会(投稿中)

(2019. 8. 9 受付)

APPLICATION OF MOUNTAIN TUNNELING METHOD TO EXCAVATION WORK BETWEEN TWO SHIELD TUNNELS WITH HYBRID USE OF SOIL IMPROVEMENT AND REINFORCEMENT TECHNIQUE

Yutaka OKUDA, Shunichi Kukita, Kenta UEMURA and Ryohei MORIOKA

For excavation between two shield tunnels of Yokohama Circular Northwestern Route, many attempts were introduced to apply a mountain tunneling method as an effective construction measure in sand deposits at a depth of 40m. We established a rational way of designing and construction by hybrid use of ground improvement method and reinforcement techniques, namely chemical grouting and pipe roofs.

This paper deals with a whole aspects of the work which can be helpful for future projects. The details of design, construction and reviews are shown to avoid scouring of the sand deposits and failure of surrounding ground. Especially, focuses are placed on a challenge to reduce structural reinforcement and to optimize soil improvement at the bottom of the excavation area.