

上総層粘性土層における 大断面シールド発進防護工の計画と施工

Plan and execution of protective measures to maintain the stability of the hard cohesive ground at the large section shield launching area

小島直之¹・長田光正²・久原高志³

Naoyuki Kojima, Mitsumasa Osada and Takashi Kuhara

¹正会員 首都高速道路株式会社 東京建設局大橋建設グループ (〒153-0044 東京都目黒区大橋1-9-13)

E-mail: n.kojima106@shutoko.jp

² 首都高速道路株式会社 東京建設局大橋建設グループ (〒153-0044 東京都目黒区大橋1-9-13)

³ 正会員 清水建設株式会社 土木技術本部地下空間統括部 (〒105-8007 東京都港区芝浦 1-2-3)

At Matsumizaka shaft on the MEX Shinjuku Circular Route, the temporary shaft wall at the 13m diameter shield launching area was to be removed prior to the assembly of the shield machine due to the limited space of the shaft. The face ground consisted of hard silty clay layer was to be exposed for seven months during the assembly. Through geological and geotechnical investigations, the shaft wall to be removed was divided into small blocks in order to reduce the effect of in-situ stress release caused by the shaft-wall removal, followed by spraying shot-crete, installing face bolts, and casting lean-mix mortar for replacement of the wall.

Key Words : shield tunneling method, stability of launching area, shaft-wall removal

1. まえがき

首都高速道路中央環状新宿線のうち最も渋谷よりの工区は、環状6号線（山手通り）および国道246号線の交差部を挟んでシールド工法で延長約430mの上下併設トンネルを構築する工事である。松見坂立坑を発進し、大橋立坑に到達後、シールドをジャッキダウン、およびUターンさせた後、松見坂立坑に向けて再発進する計画である。

シールド工事において発進時の鏡部は無支保の状態となるため、安全上からシールドの組立てが終わった発進直前に鏡部の土留め壁を撤去するのが一般的である。しかしながら、当工区では発進立坑の内空寸法が小さく、シールドの組立てが終わった後では土留め壁の撤去が困難であるため、土留め壁を撤去した後、シールドを組み立てるこ

とになった。

また、シールド発進部には鏡部の安定を図るために凍結工法、高圧噴射攪拌工法により改良することが一般的に行われているが、当工区ではトンネルはほぼ全線にわたり上総層群の固結シルト層（以下Kc層という）に位置するためこれらの地盤改良工法の適用は困難である。そこでKc層の自立性に期待し、地盤改良工法なしで約7ヶ月間、鏡部の安定が保てるかの検討を行なった。

検討に用いたのは①切羽スベリ面土塊釣り合い計算（村山の式）、②切羽の剥離、剥落現象についての文献調査、③FEM解析、④地山強度比からの評価である。

方向強度の 50%以下という大きな強度差を示した。

詳細土質調査の結果の一部を表-1 に示す。

今回得られた土質試験結果をもとに Kc 層の検討に用いる地盤定数を下記のように設定した。

- ・変形係数：E=183.0MN/m²

孔内水平載荷試験を行なった 5 地点 14 箇所の変形係数の平均値

- ・内部摩擦角：φ=13.0度

立坑ジャストポイントでブロックサンプリングした12供試体の三軸圧縮試験から求めた内部摩擦角の平均値

- ・粘着力：C=490kN/m² (Case-1クリープ考慮)

C=220kN/m² (Case-2クリープと強度の異方性考慮)

12供試体の三軸圧縮試験から求めた粘着力平均値C=657 kN/m²に対しクリープ強度試験結果(75.4%)を考慮したC=490kN/m² (Case-1)と、さらにクリープと異方性(46.2%)を考慮したC=220kN/m² (Case-2)

- ・限界せん断ひずみ：

一軸圧縮試験時の限界ひずみ $\varepsilon_f=0.41\%$
(湿潤状態3供試体の試験平均値)

限界せん断ひずみの評価基準

$$\gamma_{\max}=(1+\nu)\varepsilon_f=(1+0.3)\times 0.41=0.5\%$$

表-1 (a) 段階載荷クリープ強度試験結果

	上限降伏値／軸差強度 $\sigma_u/(\sigma_1-\sigma_2)\%$
湿潤状態	70.8
乾燥状態	80.0
全体平均	75.4

表-1 (b) 異方性検討用一軸圧縮試験結果

供試体方向	平均一軸圧縮強度(kN/m ²)
鉛直	2043(100%)
水平	944(46.2%)

4. 村山の式による鏡部の安定検討

シールド工法における切羽の安定検討に広く使用されている村山の式により鏡部の安定検討を行った。

村山の式の概要は次のとおりである (図-3 参照)。

- ・切羽前面には対数螺旋形状の滑り面が発生する

と仮定する。

- ・対数螺旋は無支持面下端を通り、切羽頂部位置で垂直になると共に、曲線上の任意の点における曲線への垂線と動径とのなす角が常に地山の内部摩擦角φとなる曲線であり次式で示される。

$$R = R_o \exp(\theta \tan \phi) \quad (\text{式 1})$$

- ・図中、ab 面に作用していた鉛直土圧は、滑り面 bc に沿う土の動きに伴う ab 面の下方への変位によって緩み土圧 (q) まで減少する。

- ・切羽押え力：P、土塊 abc 重量：W、滑り面に作用する反力：F、滑り面に沿って作用する粘着力：C の各力について、対数螺旋の中心：O のまわりのモーメントの釣合から、次式が得られる。

$$P = \frac{1}{l_p} \left\{ W \cdot l_w + q \cdot B \left(l_a + \frac{B}{2} \right) - \frac{C}{2 \tan \phi} (r_c^2 - r_o^2) \right\}$$

$$q = \frac{\alpha B \left(\gamma - \frac{2C}{\alpha B} \right)}{2K \tan \phi} \left(1 - \exp \left(\frac{D}{\alpha B} \right) \tan \phi \right) \quad (\text{式 2})$$

- ・P はシールド中心に水平方向に作用するものとする。

- ・任意の b 点に対する P のうち最大の P を与える b 点に滑り面が発生するものとする。したがって、P < 0 (負値) であれば切羽は安定である。

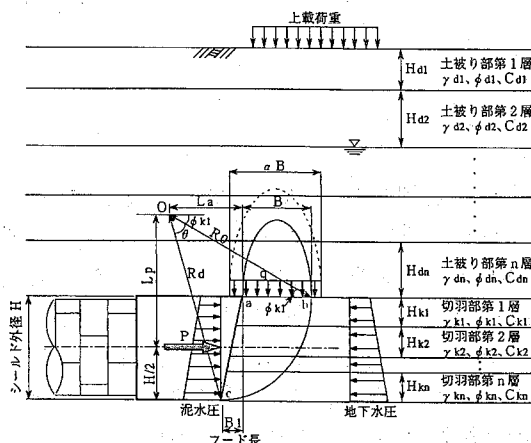


図-3 村山の式による切羽の安定計算 (多層地盤)

計算結果は、クリープによる強度低下を考慮した場合 (粘着力 C=490kN/m²) も、強度の異方性を考慮した場合 (粘着力 C=220kN/m²) も鏡部は安定するという計算結果を得た。

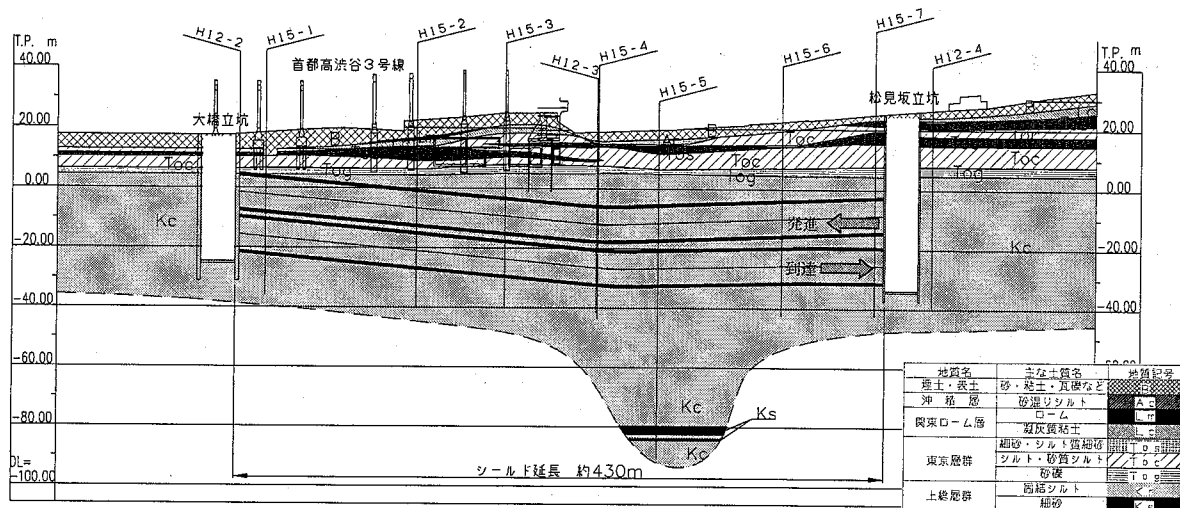


図-1 トンネル縦断方向地質想定断面図

検討結果を踏まえKc層の自立性に期待した簡易な鏡部防護工を施し、放置期間である7ヶ月は鏡面はらみだしの計測を行った。

トンネル縦断方向の地質想定断面を図-1に示す。

2. 発進立坑

発進立坑である松見坂立坑の土留め壁は鉄筋コンクリート地下連続壁（壁厚1.20m）であり、シールド発進部は支保工を撤去するため増し壁（壁厚1.30m）を打設してある。このため作業空間としては増し壁の内寸法20.70m×20.64mである。

また、立坑深さはシールド発進に必要な深さで床版を設置してあるが、シールドが大橋立坑でUターンの準備をしている間に、下段を掘削し、構築を行う予定である。

シールドの寸法は外径12.94m、機長11.12mで、シールド発進のための開口は直径13.24mとなる。松見坂立坑断面を図-2に示す。

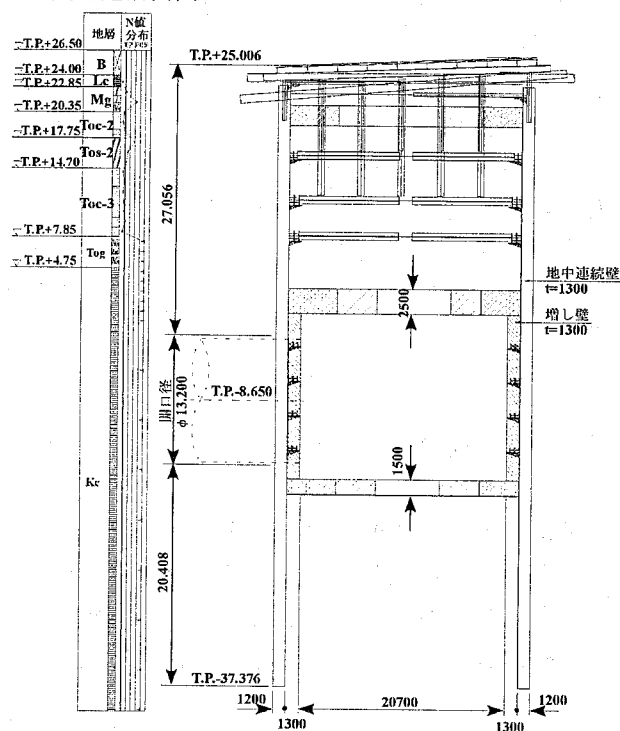


図-2 松見坂立坑側面図

3. 鏡部の詳細土質調査

立坑土留め壁撤去後の鏡部の安定性はKc層の強度に大きく依存するのは明らかであるが、先に行われた調査結果からKc層の強度は場所、深度によるばらつきが大きいことがわかっている。また、約7ヶ月間にわたり側圧が解放状態になるので、クリープによりKc層の強度低下が生ずることになるが、クリープによる強度低下の程度は把握できていない。

また、鏡部にすべりが生ずるときには、地山中の主応力の方向が垂直方向から水平方向に変化する。

さらに、Kc層を露出させたままの場合はシールドの投入組立時には立坑内の換気により、鏡部のKc層は乾燥による影響を受けることになる。このようなことから掘削中の立坑のジャストポイントで土質試料を採取し、短期、長期、異方性および乾燥進行時など現実に近い状態で各種強度試験を実施して、Kc層の強度特性を把握した。

試験で判明した主な事象は下記のとおりである。

- ① 段階载荷クリープ強度は平均 75.4%に低下するが、湿潤状態と乾燥状態でのクリープ強度に明瞭な差がなかった。
- ② 含水状態の異なる一軸圧縮試験では圧縮強度と変形係数は乾燥に伴い低下した。
- ③ 一軸圧縮強度の異方性は水平方向強度が鉛直

5. 鏡面の剥離、剥落についての検討

今回のようなKc層の鏡面の崩壊は、突然、最終的な滑りによる崩壊が生ずるのではなく、鏡面が剥離、剥落を繰返し、それが時間とともに拡大し最終的な崩壊に繋がっていくものと考えられる。

切羽の剥離、剥落現象について定量的に論じた論文はほとんど見受けられないが、村山、末松、川瀬の論文¹⁾が参考となる。この論文の結論では、最初の剥離現象をケーピングと称し、ケーピングについて、次のような結論を提示している。

- ①ケーピングは最終破壊に先行する現象である。
- ②ケーピング防止に必要な地盤強度は、最終破壊防止に必要な地盤強度より大きい。
- ③ケーピング防止に必要な地盤強度は、切羽開口高さが大きくなるほど大きくなる。

この論文では、当工区へ適用できるような定量的な評価を得ることができないが、村山の式によるすべり破壊式で安定となったとしても、直径13mもの開口の場合、ケーピングに対し必ずしも安全であるとはいえないことがわかった。

6. FEM解析による検討

鏡部の土留め壁取り壊し時の坑口周辺地盤の変位、ひずみ、地盤強度に対する安全率を求め、二次元FEM弾性解析により坑口付近の地盤の安定性を検討した。入力土質定数を表-2に示す。

表-2 入力土質定数

地質記号	単位体積重量 γ (kN/m ³)	内部摩擦角 ϕ (deg.)	粘着力 C (kN/m ²)	変形係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	
					初期応力時	本解析時
B	13.5	10.0	52.0	4.8	0.45	0.45
Toc	19.0	11.0	42.0	7.2	0.45	0.45
Tos	19.0	34.0	18.0	16.0	0.30	0.30
Toc	18.0	16.0	51.0	11.6	0.45	0.45
Tog	22.5	42.0	0.0	187.0	0.26	0.26
Kc-1	19.0	13.0	(CASE1) 490.0 (CASE2) 220.0	183.0	0.34	0.30
Kc-2					0.41	
Kc-3					0.46	

土留め壁は直径13mを4等分割して撤去した。Kc層の粘着力を220kN/m²としたときの地盤強度に対する安全率図を図-4に示す。

シールド発達坑口周辺Kc層の安全率については、粘着力490kN/m²の場合は土留め壁撤去時に坑口地盤の一部は局所的ではあるが応力状態が破壊強度とほぼ同じレベルに達しており、粘着力C=220kN/m²の場合は地盤の応力状態が破壊強度を超

える領域が切羽前方4.0m程度まで大きく成長しており、切羽の安定が保たれていないことを示している。また、粘着力C=220kN/m²の場合において安全率が1.0を下回る領域は、村山の式におけるすべり破壊線に沿った領域と合致しており、すべり線に沿った地盤の一部が破壊することを示している。

また、一部の要素では最大せん断ひずみが限界ひずみの目安である0.5%を超えていること、鏡面には20mmを超える変位を生じていることが明らかになった。

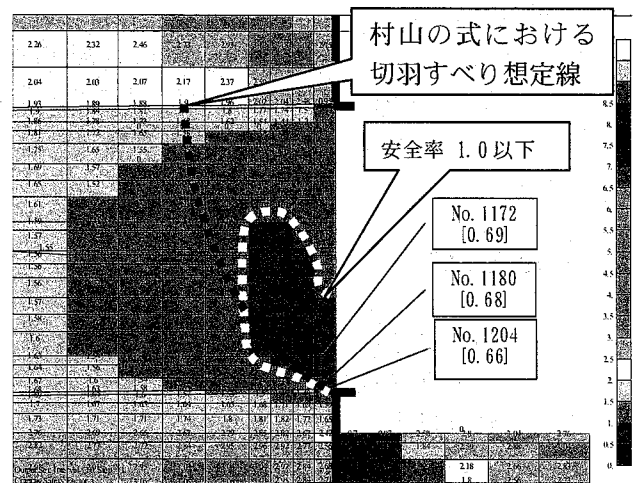


図-4 安全率図

7. 地山強度比からの検討

地山強度比は、つぎのように定義されている。

$$\text{地山強度比} = \frac{\text{一軸圧縮強度}}{\text{全土被り圧}} = \frac{q_u}{\gamma \cdot h}$$

今回の場合、全土被り圧は633kN/m²であり、基準とした強度毎の地山強度比を表-3に示す。

表-3 基準とした強度毎の地山強度比

基準とした強度	①静的強度	②クリープを考慮 (①×0.75)
$C_{CU/2} \rightarrow 2 \times (C_{CU/2})$	1.83	1.37
軸差強度 (軸差強度)/2	4.01	3.02
C, ϕ によるせん断強度 $2 \times (\text{せん断強度})$	2.65	1.99
三軸CUバー試験結果 $2 \times (\text{せん断強度})$	2.56	1.05

地山分類において岩種D(泥岩)の地山強度比2~1のとき、地山の肌落ちや押し出しが発生すると

いわれている。すなわち地山強度比が2より小さければ、トンネル周辺には破壊領域すなわち塑性領域が形成され、地山の肌落ちや押し出しが発生すると考えられる。今回の場合、クリープによる強度低下を考慮するとKc層の鏡面の肌落ちや押し出しが生じる可能性があるといえる。

8. 鏡部防護方法

鏡部の安定性について各種の検討を行った結果、土留め壁撤去時および約7箇月間の放置期間において、無対策の状態では必ずしも鏡部の安全性が確保されているとは言えないことがわかった。そこで次の考え方を基本に防護対策を設定した。

- 立坑土留壁コンクリート撤去部分の地山表面には速やかにモルタル吹付けを行い、地山の乾燥領域の拡大を抑止する。
- 一度に立坑土留め壁コンクリートの撤去する範囲を小規模に分割し、地山の応力解放領域が広範囲にならないようにする。
- 立坑土留壁コンクリートを撤去した部分は速やかに置き換えモルタルによる仮壁を打設し、仮壁により地山の拘束圧低下を極力小さくする。
- 地山にフェイスボルトを打設することにより地山の応力解放の抑止を図る。

採用した鏡部防護工を図-5に示す。フェイスボルトの打設ピッチは1本/2m²とし、ボルト長は、FEM解析結果による破壊安全率が1.0を下回る領域が村山の式におけるすべり破壊線に沿っていることから、すべり破壊線を越して定着させることにより決定した。また、シールドによる切削可能な材料としてガラス繊維補強ボルトとしている。

9. 施工

鏡切りに先立ち、Kc層の上部に分布する被圧帯水層である東京礫層に対し、立坑を取り囲むように薬液注入を実施した。この理由は、立坑掘削に伴い土留め壁は変形するが、Kc層は自立性が高いため土留め壁背面には部分的に空隙が発生する可能性があり、東京礫層の豊富な地下水が土留め壁背面に沿って流下し、鏡切り時に出水するおそれがあると判断されたためである。また、この空隙が存在することが予想されたので鏡部土留め壁背面の空隙充填注入を行った。

鏡切りにより地中応力が解放されるので、一度

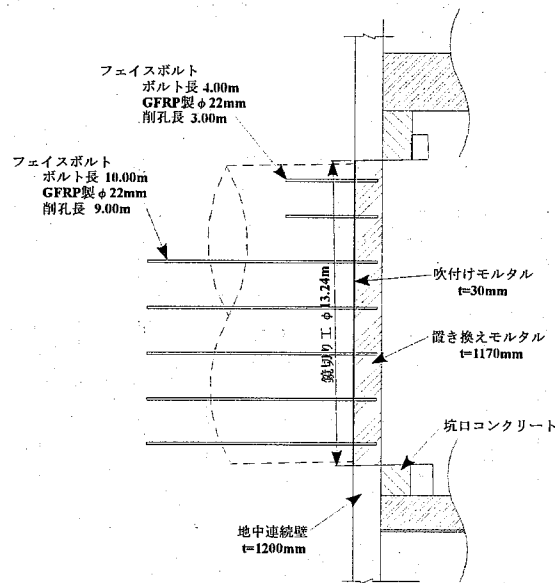


図-5 採用した鏡部防護工

に開口する面積が大きいと鏡が不安定になることが考えられた。このため直径13.24mの坑口を下方から7段（地中連続壁部を18ブロック、泥土モルタル壁部を7ブロック）に分けて土留め壁を撤去し、各段を撤去する毎に排水処理、吹付けモルタル、フェイスボルト、および置き換えモルタルを施工した。鏡切りは約5ヶ月で完了した。施工フローを図-6に、鏡部の分割状態を図-7に示す。また施工状況を写真-1~4に示す。

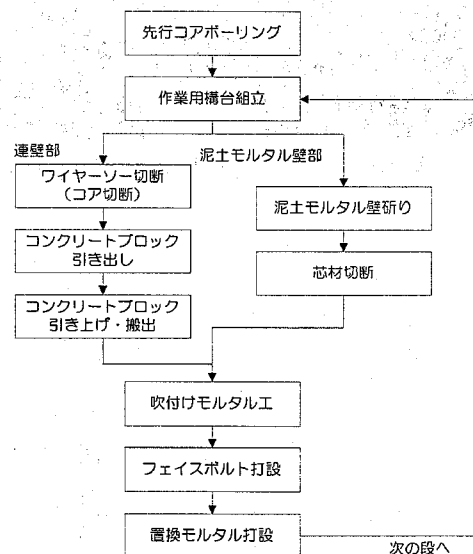


図-6 施工フロー

全段の撤去が完了した後、置き換えモルタル壁の変位を壁面変位計により計測した。坑口中央部の置き換えモルタル壁の最大変位量は3.4~4.9mmに収まり、鏡面はシールドが発進するまで安定し

ていた。また、鏡部からの排水量は11ℓ／分程度であった。

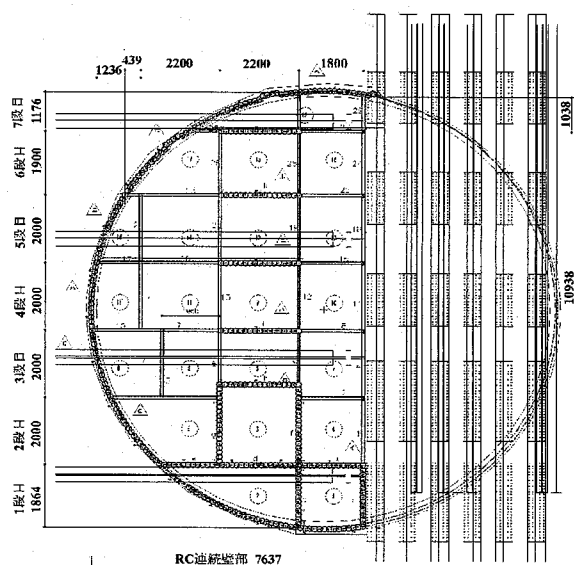


図-7 鏡部分割図



写真-1 コンクリートブロック引き出し



写真-2 吹付けモルタル工



写真-3 フェイスボルト打設

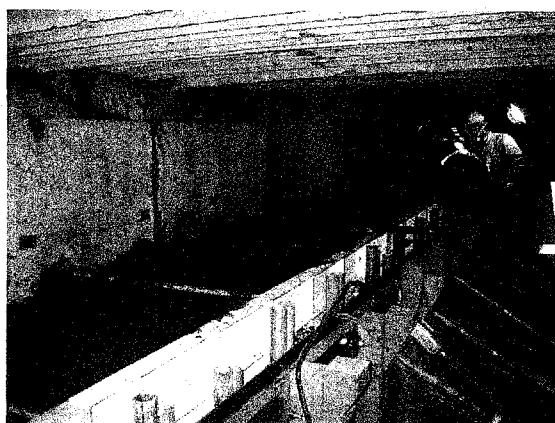


写真-4 置き換えモルタル打設

9. まとめ

固結シルト層において、直径13.24mの鏡部土留め壁を撤去した後、シールド発進までの約7ヶ月間放置するために、詳細な土質調査の上、幾つかの面から検討を行った。その結果、必要最小限の簡易な防護工のみで鏡部の安定が確保でき、無事にシールドを発進することができた。また、到達部でも同様な工法で鏡切り、防護工を行いシールドを到達させた。なお当工区では、同様な工法により再度発進と到達を行う予定である。ここで行った検討方法や、施工方法が今後の参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) 村山朔郎, 末松直幹, 川瀬泰裕: シールド工法における切羽の剥離現象, 土木学会論文集 第406号/Ⅲ-11 (ノート), 1989年6月