

必ずしも安全であるとは判定しえないといえる。

表-2 FEM 解析入力土質定数

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(MN/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	

5. FEM 解析による検討

二次元 FEM 弾性解析により鏡部周辺地盤の変位、ひずみ、地盤強度に対する安全率を求め、地盤の安定性を検討した。入力定数を表-2 に示す。なお、CASE1 はクリープを考慮した地盤強度、CASE2 はさらに強度の異方性を考慮した値である。CASE2 解析結果の安全率図を図-2 に示す。CASE2 の場合、地盤応力が破壊強度を上回る（安全率が 1.0 を下回る）領域が切羽前方 4.0m 程度まで広がり、村山の式によるすべり線に沿った領域とほぼ合致するなど、すべり線に沿った地盤の一部崩壊の可能性を示す結果を得た。また一部の要素で最大せん断ひずみが限界ひずみの目安である 0.5% を超えることや 20mm を超えるはらみ出しが生じることが判明した。

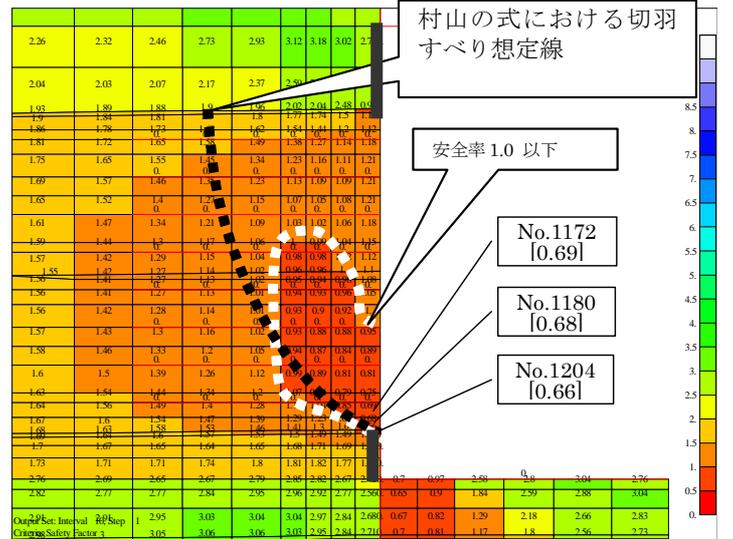


図-2 安全率図

6. 地山強度比からの検討

地山強度比は、[一軸圧縮強度/全土被り圧]で定義されており、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されている。各種試験で求めた強度（クリープ考慮）から算出される地山強度比が 1.1~3.0 を示し、鏡面の肌落ちや押し出しが生じる可能性があると考えられた。

7. 鏡部防護工と変位計測結果

検討結果をもとに土留め壁撤去部に対し、下記の防護工を実施した。

- ・地山表面にモルタル吹き付け（地山の乾燥領域拡大抑止）
- ・撤去範囲の小規模分割（地山応力解放領域の拡大抑止）
- ・モルタル仮壁設置（地山拘束圧の低下抑止）
- ・フェイスボルト打設（地山応力解放抑止）

フェイスボルトはすべり線を越えて定着させ、シールドによる切削性を考慮した GFRP 製とした。防護工概要を図-3 に示す。壁面変位計測計によるモルタル仮壁の最大変位量は 4.9mm であり、発進までの長期間、安定は確保された。

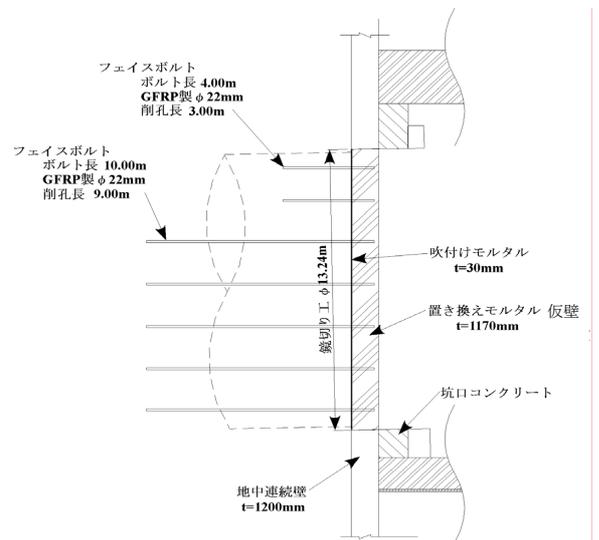


図-3 防護工概要

8. まとめ

固結シルト層において、直径 13.24m の鏡部土留め壁撤去後、シールド発進まで約 7 ヶ月間、鏡部を解放状態で放置するため、詳細な土質調査の上、幾つかの面から検討を行った。検討結果により、簡易な防護工を施工することで約 7 ヶ月間、鏡面の安定を図ることができた。

参考文献：1)村山朔郎他：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-11，1989 年 6 月