

互層地盤の切羽安定簡易計算法について

SIMPLE METHODS TO EVALUATE FACE STABILITY FOR SAND STRATA WITH CLAY LAYERS

小西真治¹⁾・田村武²⁾・清水寛之³⁾

Shinji KONISHI, Takeshi TAMURA, Hiroyuki SHIMIZU

This paper describes simple methods to evaluate the conditions of tunnel face stability in sand strata that contain a clay layers by simulation of the model tests and the practice. As results, the followings were made clear: 1. The simple method (with friction) and the rigid-plastic finite element method can express the actual condition of face stability. 2. Murayama's Method and the simple method (with no friction) show the condition on the fairly safe side. 3. Simple methods can be applied to the practice if used properly.

Key Words : tunnel face, stability, failure, alternate strata, simple method, evaluate

1. はじめに

洪積層のような比較的切羽の自立が期待できる地盤でのトンネル建設で、山岳工法（いわゆるNATM工法）を用いるか、シールド工法を用いるかの判断は難しい問題である。この選定は覆工の構造で決まるというよりは、工事中の切羽の安定問題で決まる場合がほとんどである。切羽の安定について、砂や粘性土の単一地盤では様々な研究があり、ある程度指標化が進んでいる。しかし、実際にトンネルが建設される地盤は純粋な単一層である場合は少なく、砂と粘性土あるいは固結シルトの互層になっている場合が多い。そして、現場で切羽の安定を評価する必要がある場合、短時間で判断を迫られるのが常である。そこで、互層地盤の簡易な切羽安定評価法について研究を行った。なお、湧水の問題も切羽安定に大きな影響を与える要因の一つであるが、問題が複雑になるため本研究では考慮していない。

2. 簡易計算法について

2. 1 簡易計算モデル

試算で、切羽前方のすべり線が対数螺旋の場合と直線の場合でさほど差が無かったことから、新たに検討した簡易計算法は、切羽前方に直線すべり線を仮定して三角形の土塊の釣り合い式から切羽を保持するために必要な力を求め、安定性を評価するものとした。また、天端位置より上部からは、Terzaghiのゆるみ荷重が加わるものとした（図-1）。

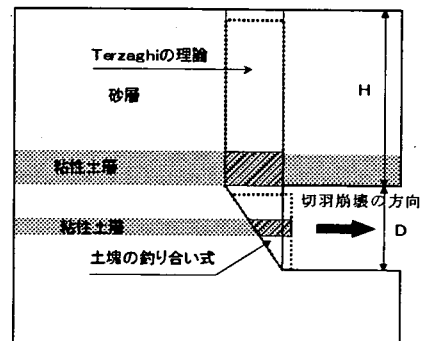


図-1 簡易計算モデル

1) 正会員 工学修士 財団法人 鉄道総合技術研究所 構造物技術開発研究部

2) フェロー 工学博士 京都大学 大学院工学研究科土木工学専攻

3) 正会員 パシフィックコンサルタンツ(株) トンネル部

2. 2 Terzaghi のゆるみ荷重¹⁾

σ_{v1} = (B(r₁ - 2c₁/B) / (2 · tan φ₁)) (1 - e^{-2H₁/B tan φ₁}) + σ₀e^{2H₁/B tan φ₁} (1)

但し σ_{v1} : 1層下端のゆるみ土圧 γ₁ : 1層の単位体積重量 H₁ : 1層の層厚
σ_{v0} : 1層上端の鉛直土圧 c₁ : 1層の粘着力
B : 検討ゆるみ幅 φ₁ : 1層の内部摩擦角
上部の層から順次計算した (図-2) .

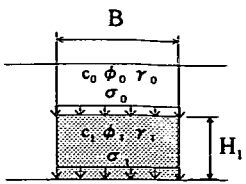


図-2 ゆるみ荷重算定説明図

2. 3 均一地盤の三角形土塊の釣り合い式 (図-3)

P = (σ_vB + W - 2cD) tan (45° - φ/2) - σ_vB tan φ - cB (2)

但し P : 切羽保持に必要な水平力 W : 土塊の重量
σ_v : 土塊上部からの作用荷重 B : 土塊天端部の幅
D : 切羽高 c : 地盤の粘着力 φ : 地盤の内部摩擦角
τ_m : 境界での摩擦 R : 反力
摩擦なし (天端部の摩擦τ_mや粘着力cによる水平方向の抵抗を考慮しない) の場合は -σ_vB tan φ - cBを用いない.

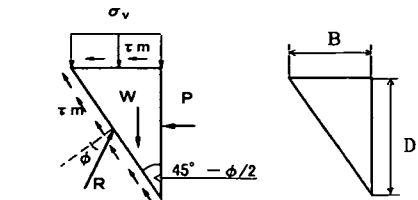


図-3 均一地盤の切羽周辺の釣り合い

2. 4 三層地盤 (切羽中心高さに粘性土層が介在)

図-4 に示す各ブロックの釣り合い式から P₁ ~ P₃ の水平力を算出する. すべり線の傾きは, 代表として最下段の砂層の内部摩擦角を用いた. 摩擦ありの場合は, トンネル天端位置での摩擦のみを水平方向に対して考慮した.

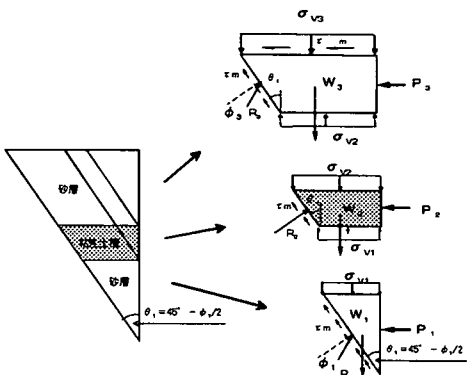


図-4 互層地盤の切羽周辺の釣り合い

3. モデルケースでの比較

3. 1 検討方法

砂地盤および三層地盤 (砂層中に粘性土層が1層水平に介在) に対して行なった切羽崩壊実験²⁾ について, 切羽保持に必要な圧力に関する値である切羽面土圧比 (σ_{hL}/γH_S, σ_{hL}:切羽面土圧 (=ロードセルの値/面板面積), γ:地盤の単位体積重量, H_S:地表面からトンネルスプリング高さまでの距離) を2種類の簡易計算法, 村山の式³⁾ および2次元剛塑性有限要素法⁴⁾ の4種類の方法によって求め, 比較した.

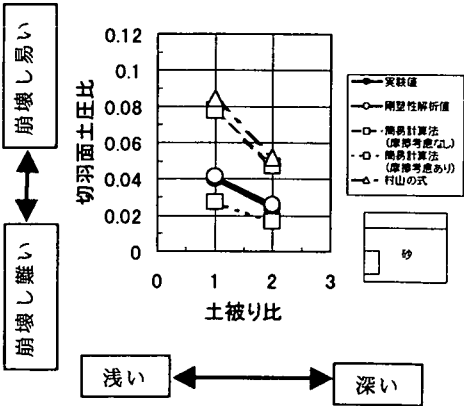


図-5 土被り比と切羽面土圧の関係 (砂地盤)

3. 2 検討結果

3.2.1 砂のみの地盤

砂のみの地盤に対する解析結果を図-5に示す. 剛塑性解析値は実験値とほぼ一致した. 簡易計算法 (摩擦あり) は実験値に近い値で危険側を示した. 村山の式および簡易計算法 (摩擦なし) は, どちらも実験値の2倍程度の大きな値 (安全側) を示した.

3.2.2 三層地盤（切羽中心高さに粘性土層介在）

切羽中心高さに粘性土層介在した場合の計算結果を図-6に示す。剛塑性解析値は実験値の2倍、簡易計算法（摩擦あり）は実験値の3倍程度大きな値を示した。村山の式および簡易計算法（摩擦なし）は、どちらも実験値の4倍程度大きな値（安全側）を示した。

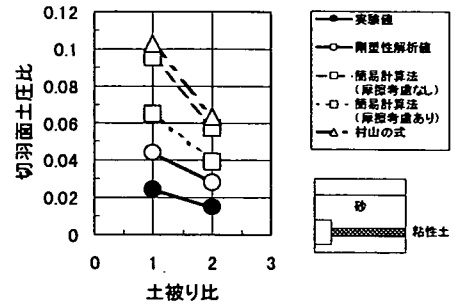


図-6 土被り比と切羽面土圧の関係
(切羽面中段に粘性土層介在)

3.2.3 三層地盤（トンネル天端上部に粘性土層介在）

トンネル天端上部に粘性土層が介在した場合の計算結果を図-7に示す。剛塑性解析値は実験値の2倍程度大きな値を示した。簡易計算法（摩擦あり）は値としては実験値に近いが危険側となった。村山の式および簡易計算法（摩擦なし）は、どちらも実験値の3倍程度の大きな値（安全側）となった。

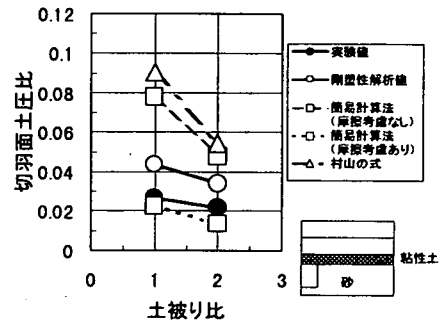


図-7 土被り比と切羽面土圧の関係
(切羽面上部に粘性土層介在)

3.2.4 計算結果についての考察

実験が実現現象を正確に表していると仮定すると、3種類の地盤に対する計算結果から次の判断ができる。

- ① 砂のみ地盤と比べて粘性土層が介在すると、4種類の計算方法とも実験値との差が大きくなる。
- ② 土被り比が大きくなると切羽面土圧比が小さくなるという実験結果は4種類の計算方法とも表現できている。
- ③ 村山の式および簡易計算法（摩擦なし）による計算値は実験値の数倍大きな値となり、かなり安全側の評価になる。
- ④ 剛塑性解析値は実験値に近い少し大きな値となり、若干安全側の評価となる。
- ⑤ 簡易計算法（摩擦あり）による計算値は実験値に近いが、危険側の評価になる場合がある。

4. 事例での確認

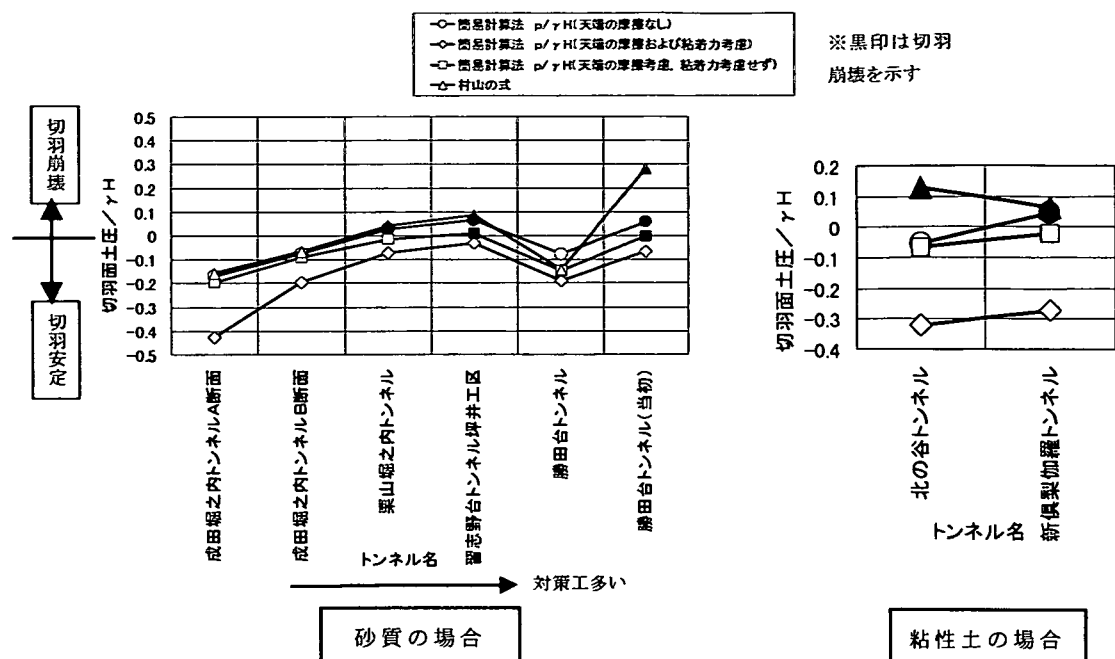
4.1 検討方法

過去の事例（トンネル掘削）について、簡易計算法を含む各種評価法を用いて切羽安定評価を行った。検討対象トンネルは、成田堀之内トンネル⁵⁾、栗山堀之内トンネル⁶⁾、習志野台トンネル坪井工区⁷⁾、勝田台トンネル⁸⁾、新俱利伽羅トンネル⁹⁾、北の谷トンネル¹⁰⁾である。これらの事例では、現実には適切な切羽安定対策工がとられ、切羽崩壊は発生していない。ここでは、簡易計算法の妥当性を確認する目的から、対策工が取られていない場合や全断面掘削を行なった場合を想定して計算を行った。これら計算結果について、実際に行われた対策工の種類や量から計算値の妥当性を検討した。

4.2 検討結果

図-8、表1に検討結果を示す。

- ① 砂質地盤で、実際に対策工が多く用いられたトンネル（栗山堀之内、習志野台、勝田台）では、対策工無しでかつ全断面掘削と想定した場合、簡易計算法（摩擦なし）および村山の式



図－8 無対策，全断面掘削を想定した場合の各トンネルでの切羽安定計算結果

では切羽が崩壊する計算結果となった。

- ② 対策工が最も多いトンネル（習志野台）では，安全率が小さいと考えられる簡易計算法（摩擦あり）においても切羽が崩壊する結果となり，崩壊の可能性が高いことがわかる。
- ③ 加背割りを考慮した場合（上半で判定）は，すべて負の値（切羽安定）を示した。
- ④ 粘性土あるいは固結シルト主体の地盤（新俱利伽羅トンネル，北の谷トンネル）でも，条件によっては，簡易計算法（摩擦なし）および村山の式で切羽が不安定となる結果となった。

以上より，現場での地盤物性値や施工条件および施工精度のバラツキによる安全率の割増しを考慮しながら，各簡易計算法による計算結果を組合わせて判断していくことにより，切羽安定評価が可能と考えられる。

表－1 解析条件

5. 適用範囲についての検討

簡易計算法は，切羽崩壊時のすべり線を $\theta = 45^\circ - \phi/2$ で想定しているが，粘性土の割合が多くなってくると，この仮定が適用出来なくなると考えられる。そこで，どの程度まで許容可能か調べた。

まず，切羽崩壊実験²⁾と同じ条件で切羽断面内の粘性土の割合のみを変化させた場合について，崩壊時のすべり線の形状を剛塑性有限要素法により調べた。解析条件を表－1に示す。土被りはすべて1D（D:トンネル径）とした。砂質土は内部摩擦角 $\phi = 41^\circ$ ，粘性土は粘着力 $c = 0.4\text{kPa}$ で，互層地盤としては，硬い砂層と軟弱な粘性土の組合せとなる。

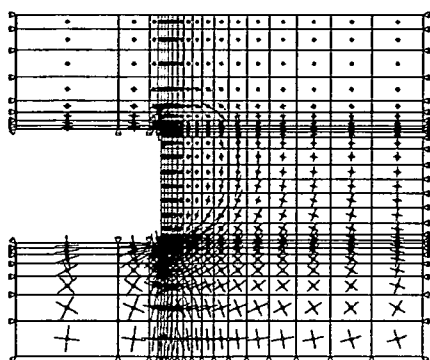
ケース	層の形状	粘性土層の 層厚(cm)	切羽に対する 粘性土層の 割合(%)	ケース	層の形状	粘性土層の 層厚(cm)	切羽に対する 粘性土層の 割合(%)
case1	砂のみ	0.00	0.00	case1	砂のみ	0.00	0.00
case2	粘性土1層	1.25	6.25	case12	多層粘性土2層	5.00	25.00
case3		2.50	12.50	case13	多層粘性土3層	8.00	40.00
case4		3.75	18.75	case14	多層粘性土4層	9.00	45.00
case5		5.00	25.00	case15	多層粘性土5層	10.00	50.00
case6		6.25	31.25				
case7		7.50	37.50				
case8		8.75	43.75				
case9		10.00	50.00				
case10		13.00	65.00				
case11		17.00	85.00				

表 2 各計算手法での切羽安定計算結果（無対策を想定）

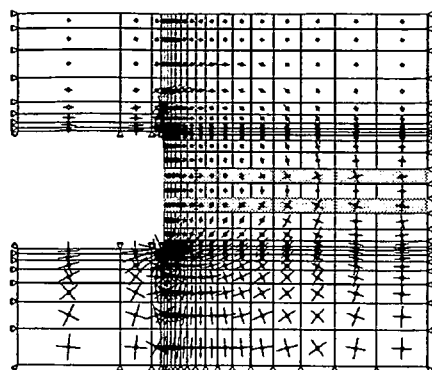
トンネル名	条件		地盤条件	簡易計算法 (7Dで無次元化)				村山の式 (7Dで無次元化)	簡易計算法 (7Dで無次元化)				村山の式 (7Dで無次元化)	備考
	掘削方法	切羽高		p/7D (天端の 摩擦なし)	p/7D (天端の 摩擦および 粘着力 考慮)	p/7D (天端の 摩擦なし)	p/7D (天端の 摩擦および 粘着力 考慮)		p/7D (天端の 摩擦なし)	p/7D (天端の 摩擦および 粘着力 考慮)				
成田堀之内トンネルA断面	上半	535	細砂層 c=35.3kPa φ=35.1° γ=16.7kN	-0.28	-0.48	-0.28	-0.30	-0.31	-0.54	-0.31	-0.33	61k360m 既設木 使用	ショートベンチ 鋼吹付け 残無し	
	全断面	955		-0.08	-0.21	-0.10	-0.08	-0.17	-0.43	-0.20	-0.16	61k300m ショートベンチ 既設木 使用		
成田堀之内トンネルB断面	上半	535	第1層 ローム 第2層 沖積砂 c=54.9kPa φ=12.2° γ=13.5kN c=35.3kPa φ=35.1° γ=16.7kN	-0.28	-0.48	-0.28	-0.30	-0.14	-0.25	-0.14	-0.15	61k300m ショートベンチ 既設木 使用	ショートベンチ 鋼吹付け 残無し	
	全断面	955		-0.08	-0.22	-0.10	-0.07	-0.08	-0.20	-0.09	-0.07	4k200m ショートベンチ 既設木 使用		
栗山堀之内トンネル	上半	500	第1層 ローム 第2層 凝灰質粘土 c=28.4kPa φ=7.3° γ=14.9kN c=33.3kPa φ=14.9° γ=13.0kN 第3層 沖積砂 c=20.8kPa φ=35.5° γ=17.5kN	-0.10	-0.23	-0.11	-0.08	-0.04	-0.10	-0.05	-0.04	4k200m ショートベンチ 既設木 使用	ショートベンチ 鋼吹付け 残無し	
	全断面	858		0.03	-0.10	-0.02	0.04	0.02	-0.07	-0.02	0.03	9k190m CD工法 先行 パイプ 後面 鋼ボルト 鋼吹付け ディープウェル 使用		
智恵野台トンネル坪工区	上半	220	第1層 凝灰質粘土 c=29.4kPa φ=22.5° γ=15.0kN 第2層 沖積砂 c=14.7kPa φ=36.5° γ=17.8kN	-0.25	-0.44	-0.25	-0.14	-0.06	-0.10	-0.06	-0.03	9k190m CD工法 先行 パイプ 後面 鋼ボルト 鋼吹付け ディープウェル 使用	ショートベンチ 鋼吹付け 残無し	
	全断面	470		-0.03	-0.15	-0.06	-0.01	-0.01	-0.07	-0.03	-0.01	9k190m CD工法 先行 パイプ 後面 鋼ボルト 鋼吹付け ディープウェル 使用		
勝田台トンネル	上半	538	第1層 ローム 第2層 凝灰質粘土 c=24kPa φ=22° γ=14kN c=0kPa φ=18° γ=16kN 第3層 沖積砂 c=29kPa φ=37° γ=19kN 第4層 沖積粘土 c=70kPa φ=32° γ=14kN 第5層 凝灰質土 c=19kPa φ=35° γ=19kN	-0.42	-0.76	-0.50	-0.33	-0.37	-0.66	-0.43	-0.29	15k990m 先行支保 (PASS工法)	同上	
	全断面	938		-0.05	-0.12	-0.09	-0.09	-0.08	-0.19	-0.15	-0.14	15k990m 先行支保 (PASS工法)		
勝田台トンネル (当初)	上半	538	第1層 ローム 第2層 凝灰質粘土 c=24kPa φ=22° γ=14kN c=0kPa φ=18° γ=16kN 第3層 凝灰質土 c=0kPa φ=32° γ=17.5kN 第4層 沖積粘土 c=28.4kPa φ=26° γ=16.7kN 第5層 凝灰質土 c=0kPa φ=35° γ=17.1kN	-0.08	-0.26	-0.14	0.02	-0.07	-0.24	-0.13	0.02	同上	同上	
	全断面	938		0.03	-0.04	0.00	0.17	0.05	-0.07	0.00	0.28	6k351m 先行支保 (ACF工法)		
新原梨園トンネル	上半	535	第1層 凝灰質粘土 c=29.4kPa φ=19° γ=16.2kN 第2層 凝灰質土 c=49.0kPa φ=10° γ=17.7kN	-0.39	-0.73	-0.41	-0.32	-0.28	-0.51	-0.29	-0.23	6k351m 先行支保 (ACF工法)	同上	
	全断面	950		0.04	-0.22	-0.02	0.05	0.05	-0.27	-0.02	0.00	13k645m 上半CD 先行支保 (ACF工法)		
北の谷トンネル	上半	538	第1層 凝灰質土 c=50kPa φ=10° γ=15kN 第2層 沖積砂 c=50kPa φ=10° γ=15kN 第3層 凝灰質土 c=10kPa φ=35° γ=18kN	-0.36	-0.75	-0.36	-0.13	-0.26	-0.54	-0.26	-0.09	13k645m 上半CD 先行支保 (ACF工法)	同上	
	全断面	854		-0.04	-0.27	-0.06	0.11	-0.05	-0.32	-0.07	0.15	13k645m 上半CD 先行支保 (ACF工法)		

※ P：切羽保持に必要な切羽面への圧力 細掛け：切羽が不安定なもの

図-11～13に代表的なケースについての崩壊時の主応力図および変位速度分布図を示す。図-12から粘性土の割合が増えると、粘性土層で崩壊時に移動する領域が広がるようになり、ある割合以上ではトンネル切羽よりも前方地盤全体が崩壊時に移動するようになる。すべり線を適用出来るのは、粘性土の割合が少ない場合であることが分かる。また、図-11～13から、崩壊時に移動する領域と主応力方向の変化が対応している様子がわかる。

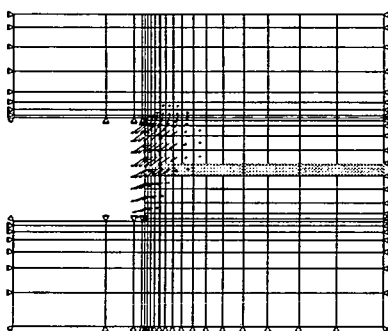


(a) case1 砂のみ地盤

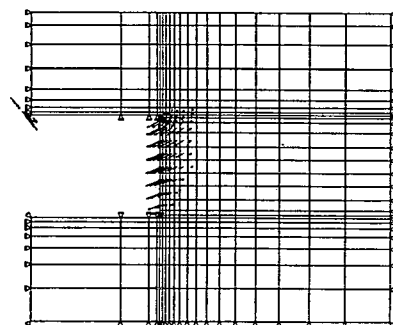


(b) case6 粘性土2層介在 粘性土の割合 25.0%

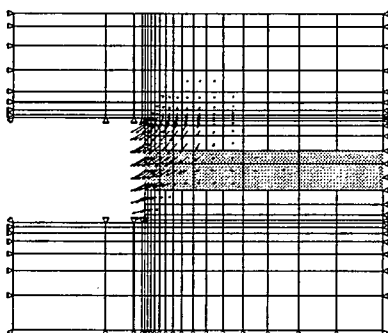
図-11 代表的なケースについての切羽崩壊時の主応力図



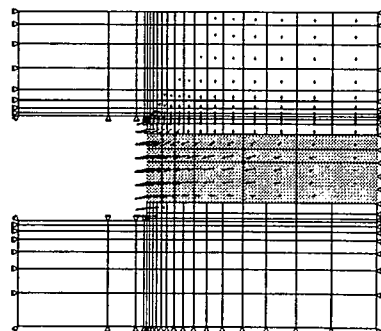
(a) case1 砂のみ地盤



(b) case2 粘性土1層介在 粘性土層の割合 12.5%

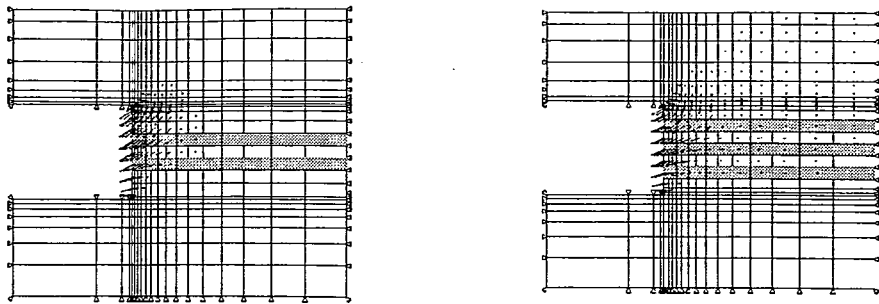


(c) case3 粘性土1層介在
粘性土層の割合 37.5%

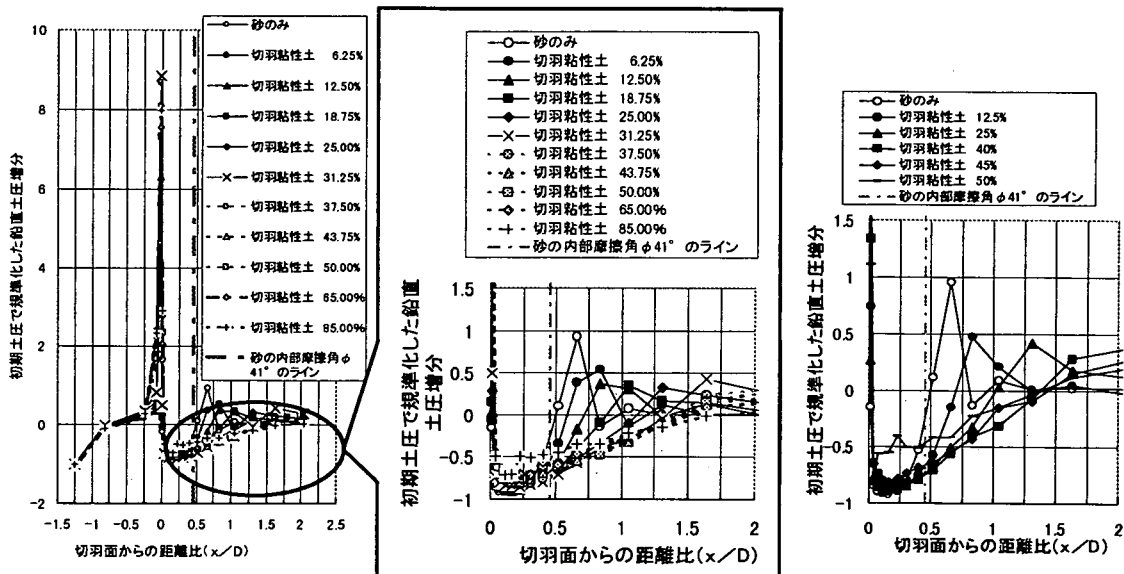


(d) case4 粘性土1層介在
粘性土層の割合 65.0%

図-12 代表的なケースでの切羽崩壊時の変位速度分布（砂のみ地盤，三層地盤）



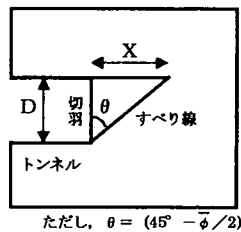
(e) case5 粘性土 2層介在 粘性土層の割合 25.0% (f) case6 粘性土 3層介在 粘性土層の割合 40.0%
図-13 代表的なケースでの切羽崩壊時の変位速度分布 (多層地盤)



(a) 粘性土 1層介在の場合 (case1~5) (b) 粘性土多層介在の場合

図-14 トンネル天端高さの水平線上での鉛直応力分布

そこで、粘性土層の介在によるトンネル天端高さの水平線上での鉛直応力分布の変化を調べた(図-14)。初期土圧よりも減少している部分が崩壊により下方へ動いた考えると、切羽崩壊の影響を受ける位置は粘性土の割合が少し増えると急激に切羽前方に広がることがわかる。図-15に示す崩壊範囲とすべり線の関係から粘性



ただし、 $\theta = (45^\circ - \bar{\phi}/2)$
※ D: トンネル径
X: 鉛直土圧の変化が無くなる位置までの切羽からの距離

図-15 すべり線角度

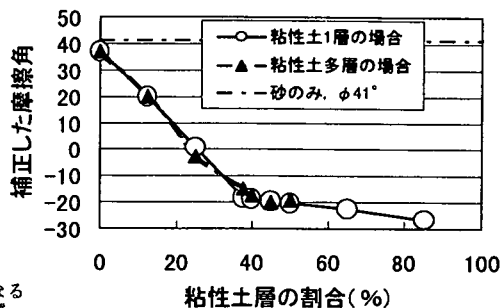


図-16 解析結果から逆算した摩擦角度 $\bar{\phi}$

土層を含んだ土の補正摩擦角を求め、粘性土の割合との関係を調べた(図-16)。粘性土の割合が 20%で、すでに補正摩擦角は負の値となっている。すべり線としての考え方は、これよりも小さな範囲でしか取扱えない事がわかる。

剛塑性有限要素法，各簡易計算法で砂の内部摩擦角を用いた場合および補正した摩擦角を用いた場合の解析結果から，互層の影響による切羽面土圧の増加と粘性土の割合の関係を図-17に示す。

剛塑性有限要素法による解析結果が実験値と近いとすると，互層地盤に対して簡易計算法で切羽安定評価を行うには，砂の内部摩擦角を用いて，粘性土の割合が20～30%までの範囲で使用するのが適当であると考えられる。しかし，これらの結果は密な砂層と軟弱な粘性土層の組合せについての結果であり，粘性土層が硬くなると切羽は自立する²⁾。この場合，簡易計算法でも自立は表現されるため，つぎに互層の砂層部分のみについて簡易計算法で安定判定を行い，部分的な崩壊を検討することが出来る。

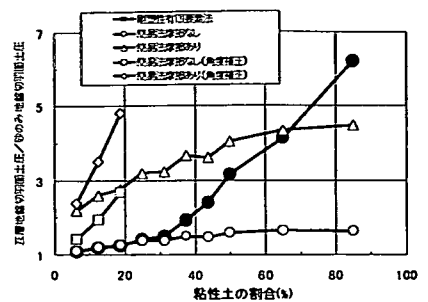


図-17 各計算手法による切羽面土圧の変化と粘性土の割合の関係

6. まとめ

- 1) 簡易計算法（摩擦あり），剛塑性有限要素法で求めた切羽面土圧が実験値に近かった。村山の式，簡易計算法（摩擦なし）で求めた切羽面土圧は，ともに実験値の2～3倍でかなり安全側の値を示した。
- 2) 事例では，対策工無しで全断面掘削を想定して解析した。実際には，対策工が多く使用されたトンネルでは簡易計算法（摩擦なし）および村山の式の計算結果は切羽が崩壊する結果となった。対策工が最も多く用いられているトンネルでは，簡易計算法（摩擦あり）においても切羽が崩壊する結果となり，現状を評価できると考えられる。
- 3) 簡易計算法を互層地盤で密な砂層と軟弱な粘性土層の組合せで用いる場合は，砂の内部摩擦角を用いて，粘性土の割合が20～30%程度までで使用するのが適当であると考えられる。

以上より，各計算法の特徴を考慮して使用することにより互層地盤の切羽安定評価法として活用することが可能と考えられる。

7. おわりに

本研究では，互層地盤の切羽安定評価について簡易計算法を検討した。今後，簡易計算法の適用範囲について，粘性土の強度も含めて検討する予定である。

参考資料

- (1) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説シールドトンネル編，pp51，1997。
- (2) 小西真治，朝倉俊弘，田村武，辻鉄也：粘性土層が介在する砂地盤の切羽安定評価について，土木学会論文集，投稿中，2000.9掲載予定。
- (3) 村山朔郎，遠藤正明，橋場友則：機械化シールドの掘削性能に関する土質力学的考察，第1回土質工学研究発表会，pp.75-78,1966。
- (4) 田村武，足立紀尚，小西真治，辻鉄也：剛塑性有限要素法によるトンネル切羽の安定性評価について，土木学会論文集，No.638/Ⅲ-49,pp.301-310,1999。
- (5) 横山章，木村宏，高瀬昭雄：NATMによる掘削時の現場計測に基づく施工管理手法，トンネルと地下，Vol.15，No.4，PP7-17，1984。
- (6) 滝沢正道：土被りの小さい未固結地山におけるNATMの補助工法－北総開発鉄道のトンネル群の施工より－，トンネル技術協会第7回山岳トンネル技術シンポジウム，pp46-68，1987。
- (7) 樽崎元儀，奥田庸，登坂敏雄：CRD工法による都市トンネル（1）東葉高速線 習志野台トンネル，トンネルと地下，Vol.26，No.4，PP41-50，1995。
- (8) 剣持三平，香川和夫：掘削に先行してアーチシェルをつくる 東葉高速線 勝田台トンネル，トンネルと地下，Vol.23，No.1，PP43-51，1992。
- (9) 伊藤隆，越智修，小山昭，中川信男，重田佳幸：土被りの小さいトンネルにおける大型先受け工の効果に関する評価手法，トンネル工学研究論文・報告集，Vol.9，pp-113-118，1999。
- (10) 荻野幸男，渡辺光捷，日下部信一：パイプルーフ併用一次併合式NATMで第三京浜道路下を抜く－横浜市地下鉄3号線北の谷工区－，トンネルと地下，Vol.22，No.12，PP25-33，1991。