

粘性土層が介在する砂地盤の 切羽安定評価について

小西真治¹・朝倉俊弘²・田村武³・辻鉄也⁴

¹正会員 工修(財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部(〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

²正会員 工博 京都大学助教授大学院工学研究科資源工学専攻(〒606-8501京都市左京区吉田本町)

³フェロー 工博 京都大学教授 大学院工学研究科土木工学専攻(〒606-8501京都市左京区吉田本町)

⁴正会員 工修 NKK 鋼構造・鉄構建設部(〒230-8611横浜市鶴見区末広町2-1)

本論文は、砂質地盤に粘性土層が一層介在した場合の切羽安定条件を、模型実験と数値解析により求めたものである。実験より軟らかい粘性土層の存在で崩壊領域が広がることや、層の位置によって影響の程度が変わることがわかった。次に、二次元剛塑性有限要素法を用いてこの実験を精度よくシミュレーション出来ることを確認した。そして、パラメータ解析により粘性土の強度、位置、層厚による切羽安定に必要な内圧の変化傾向を把握した。さらに、内圧で切羽を安定させる工法と地盤改良で安定させる工法がMohr-Coulombの破壊基準を用いることによって同じ基準で比較出来ることを確認した。最後に、砂層の c 、 ϕ および粘性土層の c により切羽安定条件の領域を定め得ることを確認した。

Key Words : tunnel face, stability, failure, alternate strata, model test, rigid-plasticity, finite element,

1. はじめに

都市部の比較的良好な地盤において、都市部山岳工法(いわゆる都市NATM工法)でトンネルを施工するかシールド工法で施工するかの判断は難しい問題である。この工法選定は永久構造物である覆工の構造で決まるといよりは、湧水の問題も含めて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。また、粘性土単一地盤についてもBroms and Bennermark¹⁾やKimura and Mair²⁾の研究がある。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ということは少なく、砂と粘性土の互層になっている場合が多い。例えば固結シルトと砂層の互層地盤では、砂層の介在が問題であると判断してシールド工法を選択するケースと、固結シルトの存在で安全であると判断して経済的なNATMを選択するケースに分れ、結局、工学的な要因以外のところで選定されているのが現状である。

しかし、安全で経済的な都市トンネルの設計手法を確立するためには、今まで曖昧になっていた互層の切羽安定についての考え方を明確に示す必要がある。そこで、本研究では互層地盤の切羽安定評価方法について考察した。

互層地盤の分類条件としては各層の物性値、層数、層順、層厚、傾斜、地下水位といった様々な要因について多数の組合せが考えられる。今回は要因を絞って問題を単純化するため、砂質土地盤に粘性土層が1層水平に介在する場合について検討した。

以後、この地盤を三層地盤と呼ぶことにする。まず、模型実験により砂地盤に粘性土層が介在することによる切羽崩壊現象への影響を調べた。次に、実験のシミュレーション解析により数値解析の妥当性を確認した。その後、パラメータスタディで粘性土層の各特性が切羽面全体の安定に与える影響を調べた。さらに、数値解析により互層地盤の切羽が自立する砂層の粘着力 c 、内部摩擦角 ϕ 、粘性土層の粘着力 c の組合せを調べることにより切羽安定評価法について考察した。

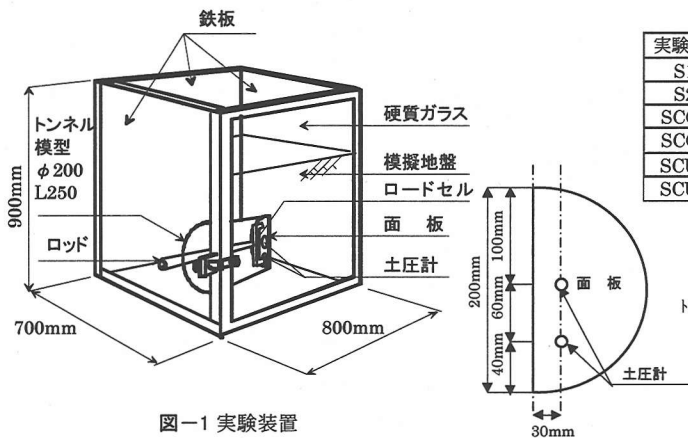


図-1 実験装置

表-1 実験条件

実験No	土被り	地盤
S1	1D	砂層のみ
S2	2D	
SCC1	1D	三層地盤 (Aタイプ)
SCC2	2D	トンネル中段に粘性土一層
SCU1	1D	三層地盤 (Bタイプ)
SCU2	2D	トンネル上部に粘性土一層

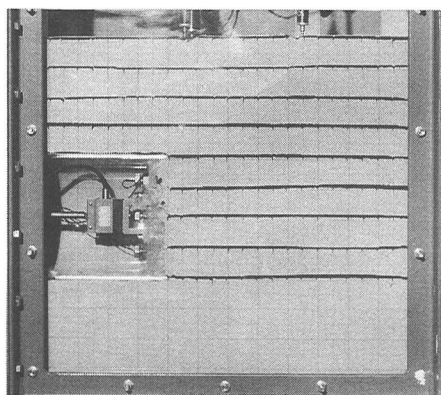
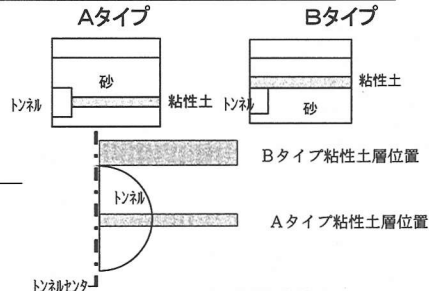


写真-1 砂層のみ実験結果 (1D, 面板移動比 0.0075)

※ 面板移動比=面板移動量/トンネル径

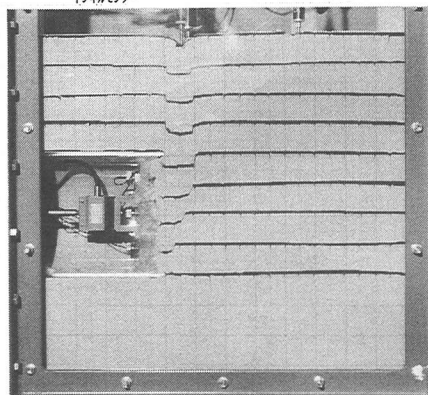


写真-2 砂層のみ実験結果 (1D, 面板移動比 0.05)

2. 切羽崩壊実験

三層地盤の切羽崩壊について、静的三次元模型実験を行った³⁾。切羽崩壊実験は古くから数多く行われている。最近では、砂質土地盤を対象とした久武⁴⁾や真下⁵⁾の三次元実験があるが、互層を対象としたものはほとんど例が無い。

(1) 実験概要

a) 実験装置

図-1に示す前面が硬質ガラスの土槽に半円筒のトンネル覆工模型(直径D200mm)を取付け、同模型の先端内部にロッドの付いた半円形の面板をセットした。面板には中段(トンネルスプリング高さ)および下段(トンネルスプリング高さより60mm下)に土圧計、ロッドにロードセルと変位計を取付けた。実験は、面板を先端に固定した状態で地盤を作成し、地表面にも変位計を設置した後、ロッドを引いて面

板を移動させ切羽崩壊を模擬することにより行った。

b) 実験地盤

地盤は砂層地盤と三層地盤の2種類とし、前者は豊浦標準砂(乾燥砂)を一定の高さ(800mm)から落下・堆積させて作成した(単位体積重量14.91kN/m³, 相対密度約60%)。後者は、粘性土層をベントナイト、吸水性ポリマー⁶⁾、水により作成(単位体積重量13.53kN/m³)し、砂層地盤中に水平に一層設けて三層地盤を模擬した。粘性土層は土圧を測定するという目的から、自立せずに面板移動に追従できる程度の軟らかいものにした。ここで、吸水性ポリマーは砂層を極力乾燥状態に保ち、見かけの粘着力の影響を排除する目的で使用した。また、色砂を前面の硬質ガラスに接する位置に50mm間隔で水平に堆積させた。

c) 実験方法

砂のみの場合、粘性土層がトンネルスプリング高さに水平に介在する場合(以後Aタイプと呼ぶ)、トンネル天端より上部に水平に介在する場合(以後

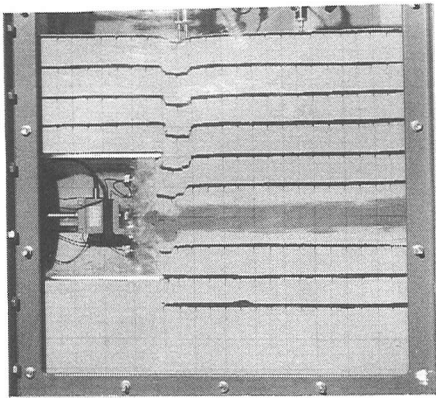


写真-3 Aタイプ実験結果 (1D, 面板移動比 0.06)

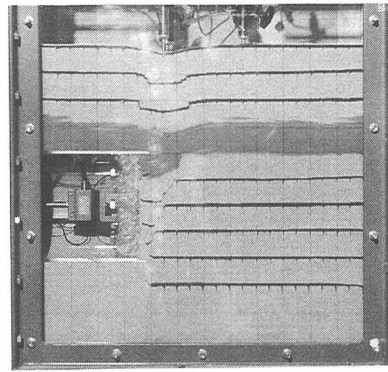


写真-4 Bタイプ実験結果 (1D, 面板移動比 0.1)

Bタイプと呼ぶ)の3タイプについて、それぞれ1D, 2D と土被りを変化させて6種類の実験を行った。粘性土の層厚は、Aタイプで25mmとした。Bタイプではトンネルセンターでトンネルと粘性土層が接するものの、センターから離れるに従って離隔が大きくなることを考慮して50mmとした。実験条件を表-1に示す。

実験開始直后面板を細かく(0.025mm づつ)段階的に移動させた。この際、各ステップとも面板土圧値が落ち着くのを待って次ステップへ移行した。各ステップの時間間隔は、砂のみの地盤では2~3分、三層地盤では、5分~8分であった。

なお、粘性土層の粘着力はミニペーンせん断試験機により測定し、おおよそ0.4kPaであった。

(2) 実験結果

a) 崩壊・沈下形状

砂のみの地盤では、土被りの異なる3種類のケースとも面板移動にともない、トンネル下端から天端まで緩やかなカーブを描きその後ほぼ鉛直方向へ延びるすべり線とトンネル天端からほぼ直上に延びるすべり線が発達した(写真-1)。また、この2本のすべり線で囲まれた沈下領域はその後も直上に進展していき、地表面に達した後すり鉢状の沈下が発生した(写真-2)。

Aタイプでは、トンネル下端から発達したすべり線が粘性土層下面に達した後、砂のみの地盤の場合と同じ水平方向の幅で粘性土層下面が沈下し始めた。さらに、粘性土層で沈下領域の水平方向の幅が砂のみの地盤のケースより若干拡がり、トンネル天端までカーブを描き、その後直上へ発達した。粘性土層より上の砂層での沈下領域は、砂のみの地盤と同じ形態で拡大し、地表面の影響範囲は粘性土層での拡幅分だけ砂のみの地盤のケースより大きくなった。

最終状態を写真-3に示す。

Bタイプでも、下部砂層のすべり線が粘性土層に到達した後、粘性土層下面が沈下した。その後、粘性土層上面で沈下領域の水平方向の幅が粘性土層下面の4倍以上の範囲に拡がり、この影響で地表面での沈下も広範囲になった。最終状態を写真-4に示す。以上の結果から軟らかい粘性土層が介在する場合は、切羽崩壊のすべり領域が粘性土層で広がること、および沈下の影響が広範囲になることがわかった。また、今回の実験では粘性土層の層厚が異なるものの、影響の程度はBタイプの方が顕著であり、軟らかい粘性土層が切羽面内に介在するよりトンネルの上部に介在する方が、最終的な沈下の影響が大きいと考えられる。

b) 切羽面の水平土圧

切羽安定に関する土圧あるいは粘着力についての検討にあたっては、砂質地盤では現象がトンネル径に依存するため γD (γ :地盤の単位体積重量, D :トンネル径)で無次元化される場合が多い⁵⁾。また、粘性土では現象が土被りの影響を強く受けるため γH (H :土被り高さ)で無次元化する場合が多い¹⁾。しかし、互層では粘性土層がどの程度の割合で介在するかで取扱いが異なると考えられ、まだ難しい点が残されている。本研究では、便宜上、 γH や γH_S (H_S :地表面からトンネルスプリング高さまでの距離)あるいは γH_P (H_P :地表面から土圧計中心高さまでの距離)で無次元化した。

図-2~4に土被り1Dの場合の砂のみの地盤、Aタイプ、Bタイプについての面板移動比(L_m/D , L_m :面板移動量, D :トンネル径)と切羽面土圧比($\sigma_{hL}/\gamma H_S$, σ_{hL} :切羽面土圧(=ロードセルの値/面板面積))の関係を示す。

砂のみの地盤のケースは、土被りの異なる3ケースとも面板移動に伴い切羽面土圧比が急激に減少し、

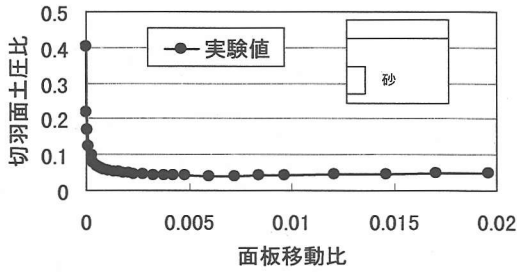


図-2 切羽面土圧比と面板移動比の関係
砂のみの地盤, 1D (S1)

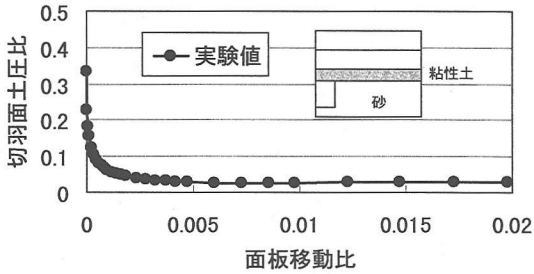


図-4 切羽面土圧比と面板移動比の関係
Bタイプ, 1D (SCU1)

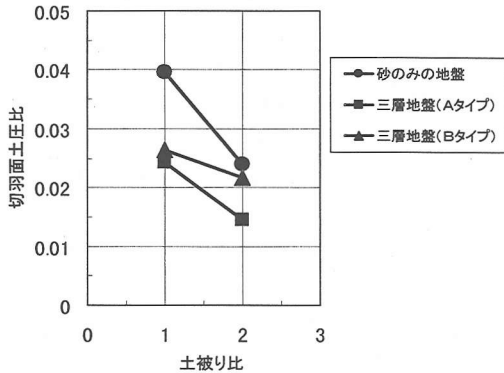


図-6 切羽面土圧比と土被り比の関係
※ 土被り比: 土被り/トンネル径

移動比 0.005~0.01 程度で最小値を示した。

Aタイプのケースも減少するものの、砂のみの地盤のケースと比べて最小値を示す面板移動比は若干大きく 0.01~0.015 であった。また、減少の程度も緩やかであった。面板の中段あるいは下段位置に取付けた土圧計の測定値から求めた土圧比 ($\sigma_{hp}/\gamma H_p$, σ_{hp} : 切羽土圧計の測定値) と面板移動比の関係を図-5 に示す。粘性土層に位置する中段土圧計での値は緩やかな変化を示し、値も砂層に位置する下段土圧計での値より大きくなっている。切羽面全体を対象としている切羽面土圧比の緩やかな変化(図-3)も、粘性土層が介在したためと言える。

Bタイプでの切羽面土圧比の変化は、砂のみ地盤

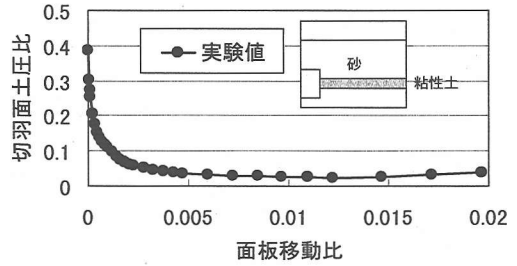


図-3 切羽面土圧比と面板移動比の関係
Aタイプ, 1D (SCC1)

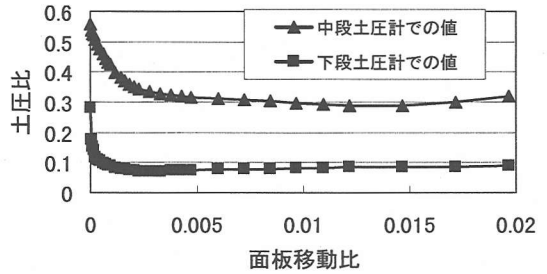


図-5 土圧計測定値による土圧比と面板移動比の関係
Aタイプ, 1D (SCC1)

のケースと同様の急激な減少を示した。これは、砂層のみが面板に接しており、粘性土層が面板に直接接していないため変化が急激になったと考えられる。

図-6 に、土被り比と崩壊時の切羽面土圧比の関係を示す。ここでは、便宜上、切羽面土圧比が最小値を示す時を崩壊が始まった瞬間(崩壊時)として整理した。砂のみの地盤およびトンネルスプリング高さに粘性土(Aタイプ)が介在するケースは、土被り比が1から2になると、切羽面土圧比が同じ傾向で減少し、土被りが増加しても切羽面土圧があまり増加しないことがわかる。しかし、トンネル上部に粘性土が介在しているケース(Bタイプ)では、土被り比が1から2へ増加しても、切羽面土圧比がわずかしか減少せず、切羽面土圧が土被り増加分の土荷重相当分程度増加していることがわかる。これは、トンネル上部に粘性土が介在する場合、砂のみの地盤で見られるような(写真-1)切羽天端から切羽前方にかけてのグラウンドアーチが形成されにくく、広い範囲にわたって上部砂層の荷重を受けるためと考えられる。

また、土被り比1以上では切羽面土圧比は、砂層のみの場合の方が、粘性土が介在している場合より大きな値となった。この原因としては、①広範囲にわたる上部砂層の荷重を受けてはいるが、軟らかくても粘性土自体のせん断抵抗によって上部の荷重を支えている、②粘性土を吸水性ポリマーで処理はしていても若干の排水があり粘性土周辺の砂に見かけ

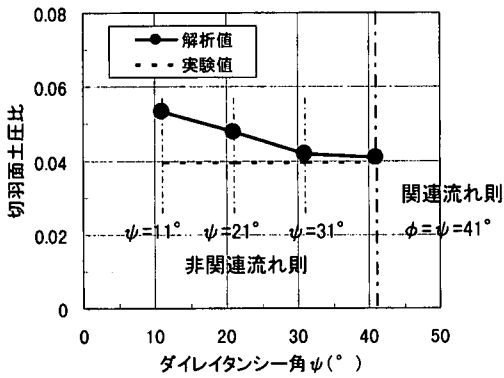


図-7 切羽面土圧比とダイレタンシー角の関係

の粘着力が発生している，等が考えられる．軟らかい粘性土が介在しても切羽安定上予想していたほど不利でないこの結果は，現実の互層地盤の切羽安定を検討する上でも留意する必要がある．

3. 2次元剛塑性有限要素解析

(1) 実験のシミュレーション解析手法

解析には精度の良い極限解析法である二次元剛塑性有限要素法(田村ら^{7),8),9)}を用いた．実験のシミュレーションとしては，地盤材料の粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を与えて降伏関数を定め，切羽面に変位速度を与えて収束計算を行い，塑性ひずみが急激に増大する状態を求めた．この時点をも崩壊が発生した瞬間として地盤の変位速度の分布や応力を求めた．

剛塑性有限要素法による解析では，関連流れ則を用いるとダイレタンシーの影響が大きくなり，トンネル上部が現実よりも安定した結果になる例が示されている¹⁰⁾．そこで，関連流れ則(内部摩擦角=ダイレタンシー角)を用いるか非関連流れ則(内部摩擦角 \neq ダイレタンシー角)を用いるか決定するため，砂のみの地盤，1Dの場合についてダイレタンシー角を数種類変化させて非関連流れ則を用いた解析を行い，結果に与える影響を調べた．図-7にダイレタンシー角と切羽面土圧比の関係を示す．なお，試験結果から解析に使用する内部摩擦角はすべて $\phi=41^\circ$ としている．

解析による切羽面土圧比が実験に近いのはダイレタンシー角 $\psi=31^\circ$ あるいは 41° の内部摩擦角に近い場合であった．

豊浦標準砂については平面ひずみ圧縮試験結果からダイレタンシー角が内部摩擦角より 30° 程度小さいという結果が報告¹¹⁾されている．図-8に非関



図-8 関連流れ則と非関連流れ則解析結果の比較
(変位速度分布)

連流れ則(ダイレタンシー角 $\psi=11^\circ$ ，内部摩擦角 $\phi=41^\circ$)で解析した崩壊時の変位速度分布と関連流れ則($\psi=41^\circ$ ， $\phi=41^\circ$)で解析した崩壊時の変位速度分布を示す．非関連流れ則による解析結果は地表面まで同じ幅で大きな変位速度が分布し，この領域で崩壊している結果となる．しかし，実験では崩壊の発生した瞬間(切羽面土圧比が最小になった時点)の地盤変位は，トンネル近傍でのみ生じており，地表面に達するような崩壊は見られなかった(写真-1)．解析で示された状態になるのは面板移動量が大きくなり進行性破壊が進んだ後であった．関連流れ則による解析結果ではトンネル近傍のみ崩壊領域が現れ，実験結果と一致していた．これらの結果から，以後の検討を関連流れ則に進めることにした．実験は半円形的面板を用いて三次元状態で行なったが，解析はトンネル縦断方向の二次元断面で行なう事になる．このため，解析によりトンネル中心を通る断面(トンネルセンター断面)で求めた切羽面土圧は実験より大きな値になってしまう．そこで，上記図-7や次節の図-10に示されている解析による切羽面土圧比については，図-9のトンネル横断面図中の①，②，③で示す位置の3つの縦断方向断面で解析を行い，求めた各切羽面土圧に分担面積で加重平均した値を用いた．

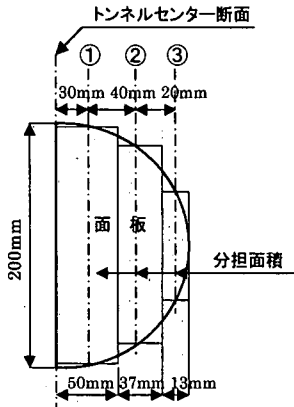


図-9 加重平均した切羽面土圧算定時の分担面積

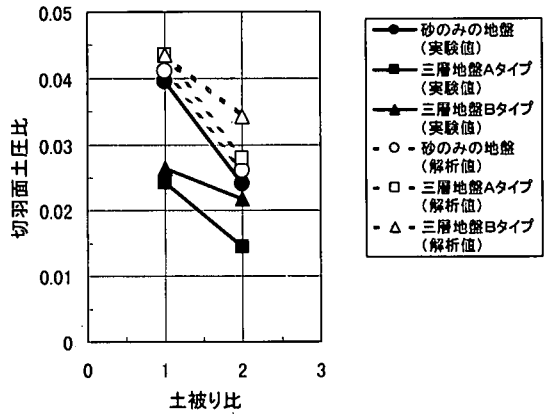


図-10 切羽面土圧比と土被り比の関係

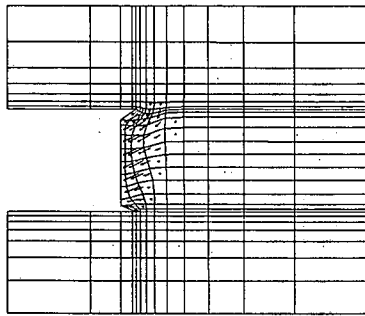


図-11 変位分布図 (解析結果, 砂のみの地盤, 1D)

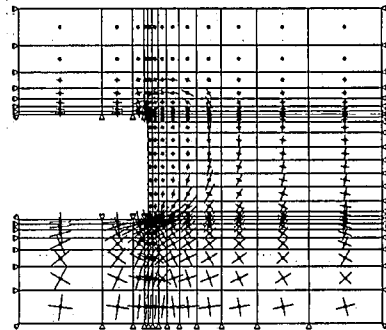


図-12 主応力図 (解析結果, 砂のみの地盤, 1D)

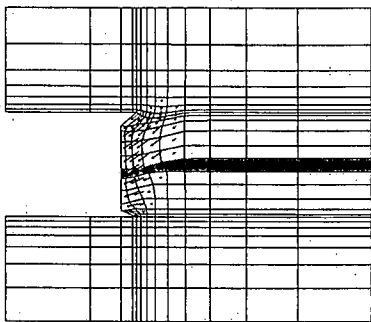


図-13 変位分布図 (解析結果, Aタイプ, 1D)

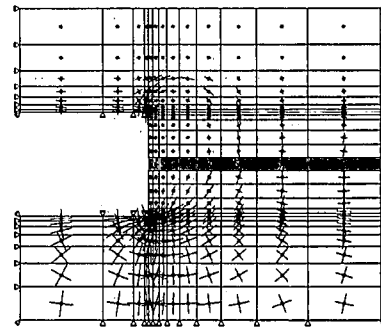


図-14 主応力図 (解析結果, Aタイプ, 1D)

(2) シミュレーション解析結果

図-10の白抜きポイントで示されているのが解析より求めた切羽面土圧比, 黒抜きポイントで示されているのが実験値である。切羽面土圧は, 土被り比1から2への増加に対して砂のみやAタイプでは増加しないが, Bタイプでは増加するという実験の特徴が解析においても現れている。また, 各ケースとも, 土被り比1以上において実験と解析でおおよそ近い値が求まっている。しかし, 厳密に言えば, 砂のみの地盤ではほぼ一致しているのに対して, 粘性土を介したものは実験値が解析値よりも小さく

なっている。この原因としては, ①実験では, 面版とガラス面やトンネル模型との隙間にわずかに付着する粘性土の粘着力の影響で砂のみの地盤に比べて切羽面土圧の測定精度が落ちる, ②粘性土は排水されないと仮定しているが, 若干の圧密による排水があり粘性土周辺の砂層で見かけの粘着力が発生している, の2つが考えられる。

図-11~16に土被り1Dの場合の解析による崩壊時の変位分布図および主応力分布図を示す。砂のみの地盤では, 切羽天端から前方に向かってグランドアーチが形成されるため, 地表面まで影響が伝わりにくい様子がよくわかる。アーチ高は0.5Dより少し

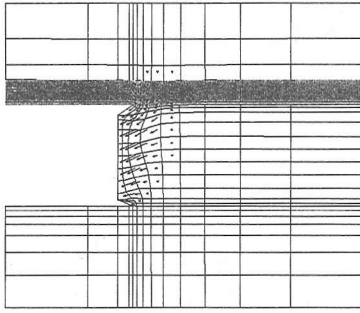


図-15 変位分布図 (解析結果, Bタイプ, 1D)

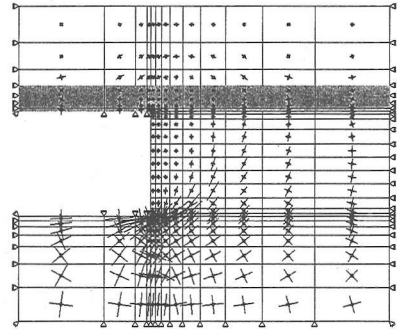


図-16 主応力図 (解析結果, Bタイプ, 1D)

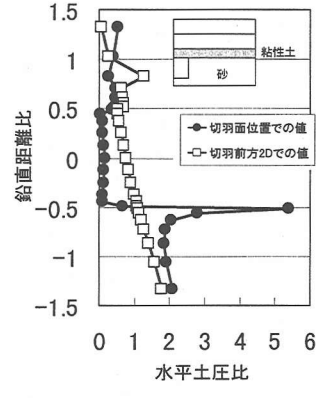
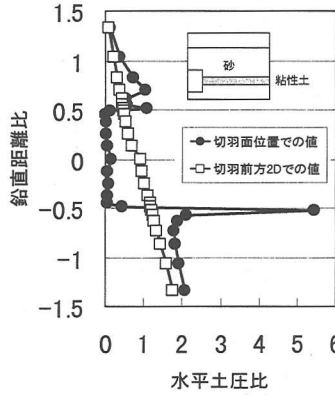
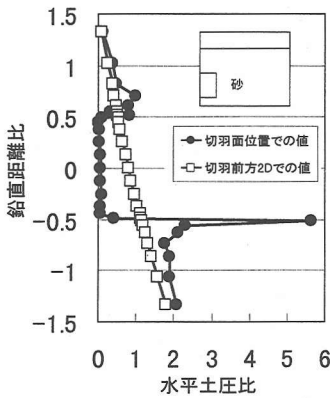


図-17 鉛直距離比と水平土圧比の関係 (砂のみの地盤, 1D) 図-18 鉛直距離比と水平土圧比の関係 (Aタイプ, 1D) 図-19 鉛直距離比と水平土圧比の関係 (Bタイプ, 1D)

小さいと考えられる。Aタイプでは介在する粘性土部分ですべり線が広がる様子やアーチが形成されにくくなっている様子が現われている。また、Bタイプでは、粘性土層で沈下の範囲が広まる様子が実験結果と一致している。以上より、崩壊による変形および土圧分布がかなり表現出来ていると考えられる。

図-17~19に水平土圧比 ($\sigma_h/\gamma H_S$, σ_h : 縦断方向で切羽面位置での水平土圧 (解析値), 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) と鉛直距離比 (L_v/D , L_v : トンネルスプリング高さからの距離, D : トンネル径) の関係を示す。切羽面から離れた位置の水平土圧比と比べて、切羽付近ではトンネル部分での値が極端に小さく、またトンネル上下位置で水平土圧比が極端に大きくなっており、一般的な落し戸の実験結果を横にしたような形となっている。砂のみの地盤およびAタイプと比べてトンネル上部に軟らかい粘性土のあるBタイプでは、トンネル上部の水平土圧比小さい。これは、トンネル天端上部が砂層の場合ダイレタンスの影響が強いが粘性土が介在すると影響が小さくなるためであると考えられる。

(3) パラメータスタディ

互層についての要因を絞った三層地盤においても、各層の物理的特性や幾何学的特性の様々な組合せが考えられる。ここでは実験と同じトンネル径 (200mm) で土被り 1D の場合について、粘性土層の粘着力、層厚、位置を変化させて、粘性土層が切羽面土圧比に与える影響を検討した。

a) 粘着力の影響

粘性土層の粘着力比 ($c/\gamma H_S$, c : 粘性土層の粘着力, 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) を変化した場合の解析結果を図-20, 21に示す。層厚は実験と同じ、Aタイプでトンネルスプリング高さの位置に25mm、Bタイプではトンネル上部に50mm介在する場合について解析した。

Aタイプでは、粘性土層の粘着力比の増加に反比例して切羽面土圧比が減少した。また、粘着力比 0.15以上で土圧比の値が負となり、粘性土層が自立するという解析結果となった。

Bタイプでも粘着力比の増加に伴って切羽面土圧比が減少するのが0.1以上では一定値となった。ま

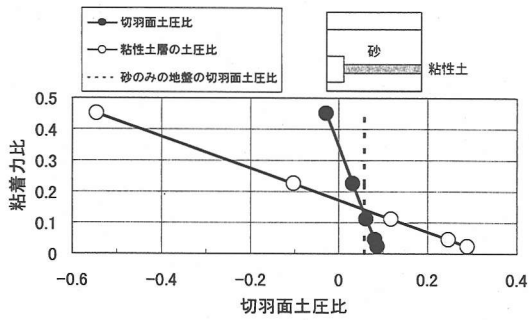


図-20 粘性土層の粘着力比と切羽面土圧比の関係 (Aタイプ, 1D)

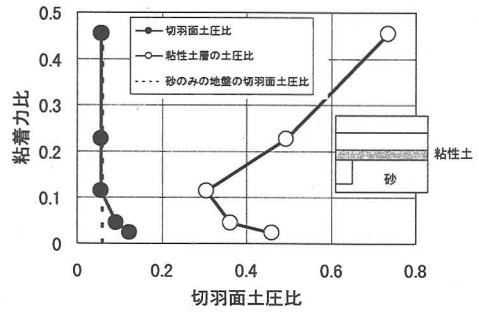


図-21 粘性土層の粘着力比と切羽面土圧比の関係 (Bタイプ, 1D)

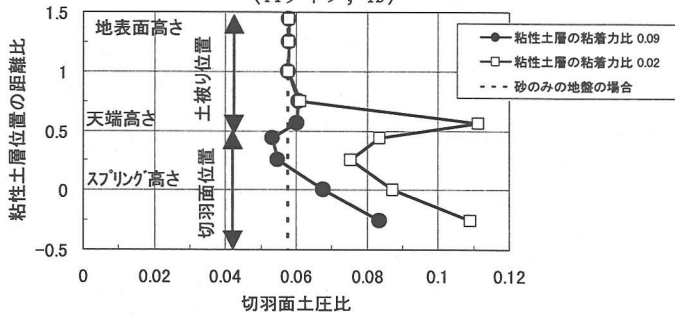


図-22 粘性土層位置の距離比と切羽面土圧比の関係

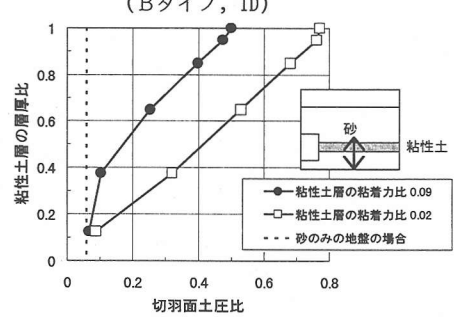


図-23 粘性土層の層厚比と切羽面土圧比の関係 (Aタイプ, 1D)

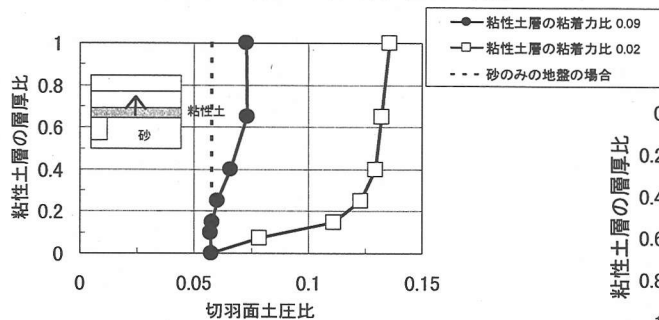


図-24 粘性土層の層厚比と切羽面土圧比の関係 (Bタイプ, 1D, 粘性土層がトンネル天端に接する場合)

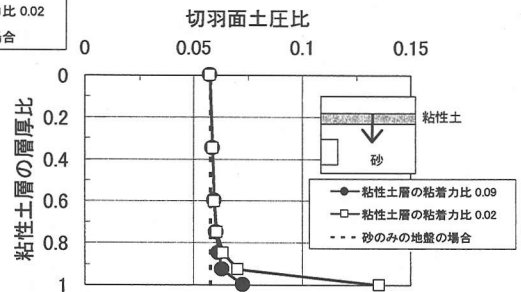


図-25 粘性土層の層厚比と切羽面土圧比の関係 (Bタイプ, 1D, 粘性土層が地表面に接する場合)

た、粘性土層自体の土圧については、0.1まで粘着力比を増加させると土圧は減少するが、それ以上では増加した。トンネル上部に介在した粘性土層が硬くなると上部の荷重を粘性土層自体のせん断抵抗で受けてしまい、下面から下へは減少した値しか伝わらないと考えられる。

また、粘性土層の粘着力比の増加に伴って、Aタイプでは層が自立する(切羽面土圧=0)まで切羽面土圧比が減少するが、Bタイプでは一定値に収束する。この一定値は、トンネル切羽高さ分の砂の荷重による切羽面土圧であると考えられる。

b) 位置の影響

厚み25mmの粘性土層が介在する位置をトンネル切羽の下段、中段、上段、およびトンネル上部と変化

させた場合の切羽面土圧比と粘性土層中心高さの鉛直距離比の関係を図-22に示す。粘着力比0.02、0.09どちらの場合も切羽面内では下段から上段へ移るほど切羽面土圧比が減少した。しかし、トンネル上部に移ると粘着力比0.09では砂のみの地盤程度の切羽面土圧比で推移するのに対して、粘着力比0.02ではトンネル天端付近で極端に切羽面土圧比が大きくなった。これらのことより、トンネル天端付近(0~0.5D)およびスプリングより下部に軟弱な粘性土層が介在すると切羽安定が極端に悪くなることがわかる。また、下部に比べて天端付近では、粘性土層の粘着力比が増えると(0.02から0.09)切羽面土圧比は砂のみの地盤の場合に近い値まで小さくなる。このことは、粘性土層を地盤改良の材料とみな

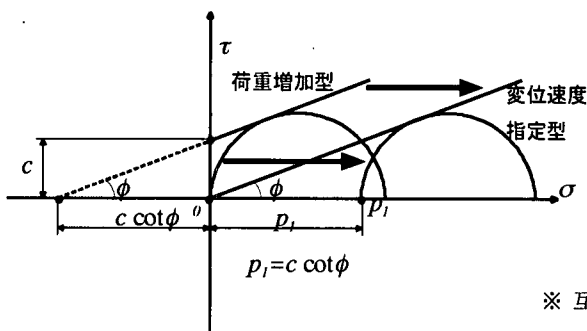
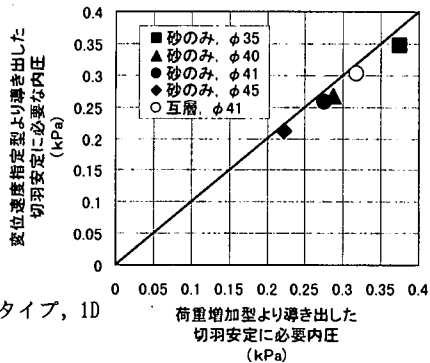


図-26 荷重増加型と変位速度指定型の破壊基準適用方法の比較



※ 互層はAタイプ, 1D
図-27 荷重増加型と変位速度指定型から求めた切羽安定に必要な内圧の比較

すと、切羽面の上部に施工するほど効果があることになり、補助工法適用上の参考になる。

c) 層厚の影響

Aタイプ(図-23)では、粘着力比0.02, 0.09どちらの場合も層厚比(t_h/D , t_h :粘性土の層厚, D :トンネル径)の増加に従って切羽面土圧比が増加する。粘着力比が大きい場合、層厚比が小さい間は切羽面土圧比の増加は少ないが、層厚比が大きくなると粘着力比が小さい場合と同様の増加率になる。

Bタイプで粘性土層がトンネル天端に接している場合(図-24)、層厚比を大きくしていくと粘着力比0.02で0.35Dまで切羽面土圧比が急激に増加し、その後一定値となっている。粘着力比0.09では層厚比0.5Dまで切羽面土圧比がわずかに増加する。これらの結果から粘着力が小さい場合は0.25D, 大きくなると0.5D程度まで切羽安定に影響が現われると考えられる。

Bタイプで粘性土層が地表面に接している場合(図-25)は、地表から層厚比0.75Dまで切羽面土圧比に変化はなく、その後徐々に増加する。

以上の結果から、トンネル上部では0.25D~0.5Dまでの区間の地盤条件がトンネル切羽に与える影響が大きいと考えられる。

様々な条件が変化する実際の地盤について切羽安定を考える場合、これらの結果を組み合わせた検討が参考になるであろう。

4. 三層地盤の切羽崩壊予測方法

a) 切羽崩壊予測に用いる解析手法について

3章までは、切羽面土圧比の大きさにより切羽の安定を検討した。すなわち、面板を用いた実験を行い、シミュレーションでは、切羽面に変位速度を与える方法(以後、変位速度指定型と呼ぶ)で解析した。実施した実験が自重場であったため、何らかの

切羽面を支える力が必要であり、また切羽面土圧比を計測するという目的から崩壊を切羽面全体で起こした。一部のシールド工法を除いて、現実のトンネル掘削では、そのような切羽面を支えるものはない。崩壊も、切羽面の一部から起こる場合がほとんどであり、特に互層では切羽面内で崩壊する部分と自立する部分が明確に分かれる場合が多い。

このようなことから、三層地盤の切羽崩壊位置も含めた予測に用いる解析手法として、切羽面は無応力状態として、土の単位体積重量 γ を増加させて、切羽が崩壊する時の極限状態を剛塑性有限要素法で求める方法を用いた(以後、荷重増加型と呼ぶ)。すなわち、解析で求めた γ の値が現実の γ より小さければ崩壊、大きければ安定という判定となる。そして、入力条件である地盤材料の粘着力 c や内部摩擦角 ϕ を変化させて、切羽が自立するのに必要な地盤条件を求めた。この荷重増加型は、実験で考えると真下ら⁵⁾の行っている遠心力载荷により切羽崩壊を起こすものに相当する。

ところで、図-26に示すMohr-Coulombの破壊基準を考えると、地盤材料が同じ内部摩擦角であるなら、粘着力を考慮しない場合の切羽安定に必要な内圧 p (実験のシミュレーションで用いた切羽面土圧比)と内圧を考慮しない場合の切羽安定に必要な粘着力 c (荷重増加型解析から求めた切羽自立条件)は、 $\cot \phi$ を介して等価と考えられる。そこで、砂のみおよびAタイプの互層地盤で土被り1D($D=200\text{mm}$)の条件で、数種類の内部摩擦角について両手法で解析し確認した。図-27に、変位速度指定型による解析結果より導き出した切羽安定に必要な内圧と、荷重増加型の解析より求めた切羽自立に必要な粘着力 c (見かけの粘着力)から導き出した切羽安定に必要な内圧($c \cot \phi$)の関係を示す。解析は、土被り1Dについて行なった。結果は、5ケースともほぼ一致している。

このことより、崩壊の位置や形状を検討しない場

- 砂の内部摩擦角35° (粘性土層厚比 0.125)
- 砂の内部摩擦角41° (粘性土層厚比 0.125)
- ▲ 砂の内部摩擦角45° (粘性土層厚比 0.125)
- 砂の内部摩擦角35° (粘性土層厚比 0.65)
- 砂の内部摩擦角41° (粘性土層厚比 0.65)
- △ 砂の内部摩擦角45° (粘性土層厚比 0.65)

切羽崩壊時の条件

- ① 粘性土層厚小, 粘性土層粘着力大
砂層粘着力小
- ② 粘性土層厚小, 粘性土層粘着力小
砂層粘着力大
- ③ 粘性土層厚大, 砂層粘着力小
- ④ 粘性土層厚大, 砂層粘着力大

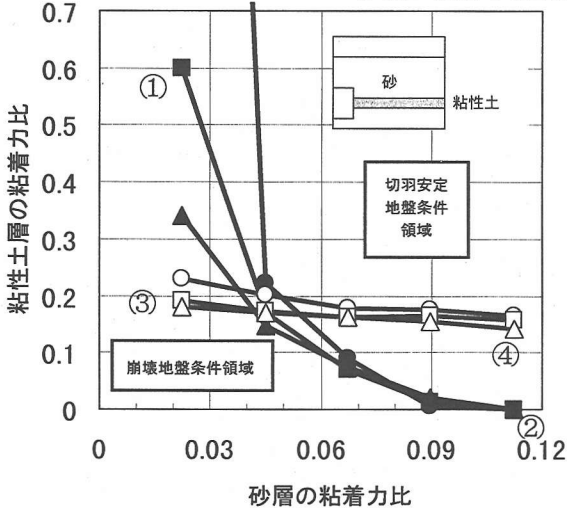
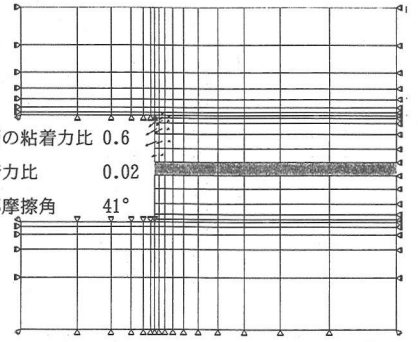
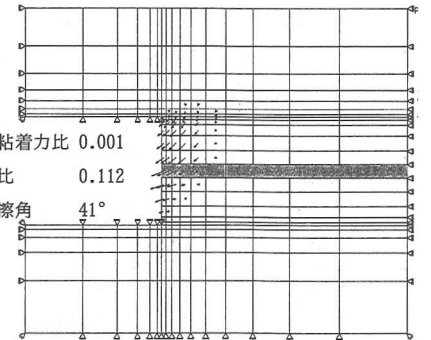


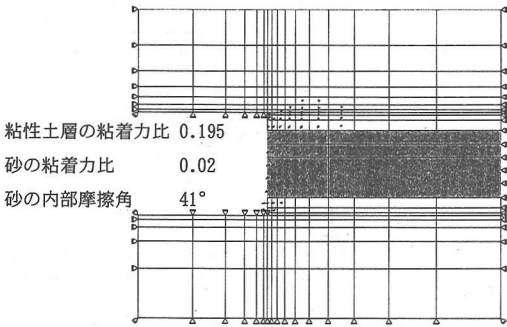
図-28 三層地盤 (Aタイプ) の切羽安定条件



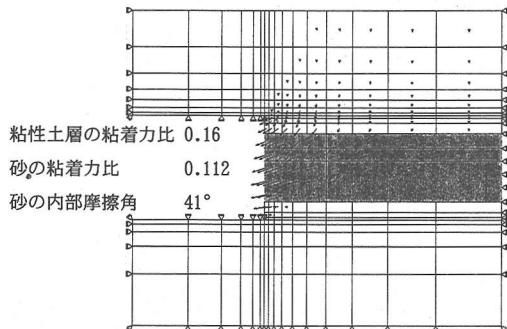
粘性土層厚が薄く, 粘性土層の粘着力が大きく, 砂層の粘着力が小さい場合 (図-28中の①)



粘性土層厚が薄く, 粘性土層の粘着力が小さく, 砂層の粘着力が大きい場合 (図-28中の②)



粘性土層厚が厚く, 砂層の粘着力が小さい場合 (図-28中の③)



粘性土層厚が厚く, 砂層の粘着力が大きい場合 (図-28中の④)

図-30 三層地盤 (Aタイプ) 切羽崩壊形状 (粘性土層が厚い場合, 変位速度分布)

図-29 三層地盤 (Aタイプ) 切羽崩壊形状 (粘性土層が薄い場合, 変位速度分布)

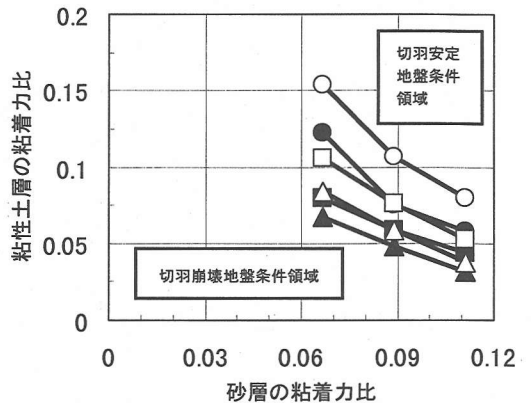
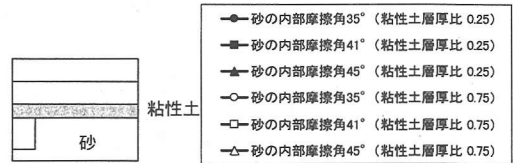


図-31 三層地盤 (Bタイプ) の切羽安定条件

合は、計算上収束性の悪い荷重増加型より変位速度指定型で十分判断出来ると考えられる。

また、圧気や鏡吹きあるいは鏡ボルト等で内圧を与えて切羽を安定させる方法と、地盤改良で切羽周辺地盤の粘着力を上げて切羽を安定させる方法が同じ基準で比較・評価出来ると考えられる。

b) 砂層の c 、 ϕ と粘性土層の c による切羽安定条件

トンネル中段に層厚比 ($= t_L/D$, t_L : 粘性土の層厚, D : トンネル径) 0.125の薄い粘性土層が介在する場合と層厚比0.65の厚い粘性土層が介在する2種類について、砂層の内部摩擦角 ϕ を 35° , 41° , 45° とし、砂層全体の粘着力比 (見かけの粘着力比) および粘性土層全体の粘着力比を変化させて、内圧が無い場合に切羽崩壊が発生する組合せを荷重増加型の解析により求めた。トンネル径は実験と同じ200mm, 土被りは1Dとした。解析結果を、図-28に示す。図中プロット点を結んだ線より下側あるいは左側の領域が切羽が崩壊する地盤条件、上側あるいは右側が切羽が安定する地盤条件の領域である。

粘性土層が厚い場合 (図中白抜き点) は、プロット点を結んだ線が水平に近く切羽安定が粘性土層の粘着力比に依存することがわかる。すなわち、この条件の範囲では砂の c や ϕ にあまり関係なく、粘性土の粘着力比が0.15~0.25以上で安定する。粘性土層が薄い場合 (図中黒抜き点) は、砂の内部摩擦角 ϕ が小さくなるに従って砂の粘着力比が切羽安定に大きく影響してくることがわかる。

図-29に示す粘性土層が薄い場合の崩壊時の変位速度分布から判断すると、粘性土層の粘着力比が大きく、砂の見かけの粘着力比が小さい①では粘性土層より上部の砂層のみが崩壊している。しかし、粘性土層の粘着力比が小さく砂の見かけの粘着力比が大きい②では、トンネル下端から切羽面全面に渡って崩壊する解析結果となり、崩壊の規模と言った観点では粘性土層の粘着力比に注意する必要がある。粘性土層が厚い場合の崩壊時の変位速度分布を図-30に示す。③の砂の粘着力比が小さい条件では水平方向で切羽前方1D以下の近傍での崩壊であるが、④の砂の粘着力比が大きい条件では、切羽前方の解析領域端部まで影響が及び地盤が全体的に崩壊する結果となっている。

現実にも、崩壊の形状は粘性土層と砂層の物性のバランスに左右されると考えられる。また、このような特性を検討したり崩壊する位置を予測するには荷重増加型の解析が必要となる。

図-31に、トンネル上部に層厚比0.25の薄い粘性

土層が介在する場合と0.75の厚い粘性土層が介在する場合の2ケースについて、切羽崩壊が発生する砂の c 、 ϕ と粘性土の c の組合せを求めた結果を示す。結果では、各ケースのプロット点を結んだ線がほぼ同じ形で平行移動している。このことから判断すると、トンネル上部に粘性土層が介在する場合は、砂の c 、 ϕ と粘性土の c が切羽崩壊に対して同様の影響度をもっていると言える。また、粘性土層が厚くなれば一様の割合で安定条件が厳しくなっている。

5. まとめ

本研究より以下の知見を得た。

- (1) 切羽崩壊実験より、軟らかい粘性土層がトンネルスプリング高さに介在する場合は砂のみの地盤と比べて崩壊領域が粘性土層で若干広がること、切羽面土圧比の変化は砂のみの場合より緩やかになること。また、切羽面土圧比に1D以上の土被りの影響が現れないことを確認した。
- (2) 切羽崩壊実験より、軟らかい粘性土層がトンネル上部に介在する場合は崩壊領域がその上部で広範囲に広がること。切羽面土圧比の変化は砂のみの場合と同じく急激であること。また、切羽面土圧比に1D以上の土被りの影響が現れることを把握した。
- (3) 二次元剛塑性有限要素法を用いて切羽崩壊実験のシミュレーションを行い、砂のみの地盤および粘性土層が介在した場合ともに、崩壊時の形状および切羽面土圧等をかなり近い値で推定出来ることがわかった。
- (4) 粘性土層に関するパラメータ解析より、粘着力が大きくなるほど、また粘性土層の位置がトンネル断面内で上位にあるほど切羽面土圧比が小さくなり、切羽が安定傾向になることがわかった。トンネル上部に粘性土層がある場合は、天端から0.25~0.5D程度までの区間の地盤条件が切羽安定に与える影響が大きいことがわかった。
- (5) 剛塑性有限要素法で荷重増加型より求めた切羽安定に必要な地盤の粘着力 c と変位速度指定型より求めた切羽安定に必要な内圧 p は、Mohr-Coulombの破壊条件を考えた場合 $p = c \cot \phi$ で等価であると考えられる。このことより、鏡ボルトや鏡吹き等の内圧を与える切羽安定方法と地盤改良による切羽安定方法を同

じ考え方で取扱うことが出来る。

- (6) 砂層の c , ϕ , 粘性土層の c により, 砂層に粘性土層が一層介在する場合の切羽安定条件を求めた。トンネルスプリング高さに粘性土層が介在するケースでは, 介在層が厚い場合, 切羽安定は砂の c , ϕ にあまり関係なく, 粘性土の粘着力比が $0.15\sim 0.25$ 以上で安定することがわかった。介在層が薄い場合は, 砂の内部摩擦角 ϕ が小さくなるにしたがって, 砂の見かけの粘着力が切羽安定に大きく影響してくることがわかった。また, 物性値のバランスの違いによって崩壊形状が異なることが分かった。

トンネル上部に粘性土層が介在するケースでは, 介在層の厚さに関係なく, 砂の c , ϕ , 粘性土の c が切羽安定に与える影響の程度は, 同様であった。

以上, 模型実験と数値解析から砂質地盤に粘性土層が一層介在した場合の切羽安定の評価方法および切羽安定条件に関する検討結果を述べた。

現在, 多層地盤への展開と3次元解析を検討中である。

最後に, 本研究を進めるにあたり貴重な助言をいただいた京都大学 足立紀尚教授, (財)鉄道総合技術研究所 河田博之氏に謝意を表します。

参考文献

- 1) Broms, B.B. and Bennermark, H.: Stability of Clay at Vertical Openings, *J. Soil Mech. and Found. Div. Proc. ASCE*. Vol.93, No. SM1, pp. 71-94, 1967.
- 2) Kimura, T. and Mair, R.J.: Centrifugal Testing of Model

Tunnel in Soft Clay, *Proc. ICSMFE*, pp.319-322, 1977.

- 3) 小西真治, 新井泰, 野口利雄, 西間木朗: 互層地盤のトンネル切羽模型実験について, 第33回地盤工学研究発表会講演集, pp.1973-1974, 1998.
- 4) 久武勝保: トンネル切羽の安定・崩壊挙動に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.517/III-31, pp.105-115, 1995.
- 5) 真下英人, 鈴木正彦, 猪熊明: トンネル切羽安定性の簡易評価法の提案, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.117-129, 1999.
- 6) 橋大介, 小西真治, 河野重行, 空西正夫, 増田啓彦: トンネル覆工背面充填用新材料の開発, 土木学会第53回年次学術講演会概要集第VI部門, pp.220-221, 1998.
- 7) Tamura, T., Kobayashi, S. and Sumi, T.: Rigid-plastic finite element method for frictional materials, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp.1-12, 1987.
- 8) 梅田昌彦: 剛塑性有限要素法による切羽周辺土圧の数値解析, 京都大学工学部土木工学科卒業論文, 1994.
- 9) 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.
- 10) Adachi, T., Kimura, M., Tamura, T. and Aramaki, S.: Experimental and analytical study of earth pressure, *Proc. of 8th Int. Conf. Computer Methods and Advances in Geomechanics*, pp.2417-2422, 1994.
- 11) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S.: Strength and deformation characteristics of sand in plane strain compression at extremely low pressures, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.1, pp.26-84, 1986.

(1999. 6. 3 受付)

EVALUATION OF TUNNEL FACE STABILITY FOR SAND STRATA WITH CLAY LAYERS

Shinji KONISHI, Toshihiro ASAKURA, Takeshi TAMURA
and Tetsuya TSUJI

This paper describes a method to evaluate the conditions of tunnel face stability in sand strata that contain a clay layers by model tests and numerical analyses. Experimental results show that soft clay strata make the collapse range wider and the position of soft clay stratum determines the range and magnitude of ground damage. These phenomena can satisfactorily be simulated by the two-dimensional rigid plastic finite element method. Parametric studies prove that the internal pressure required to stabilize the tunnel face depends on the strength, position and thickness of the clay stratum. The method is proved to be equivalent to that with ground improvement by using the Mohr-Coulomb failure hypothesis. Then, the conditions of face stability can be obtained by the cohesion c , angle of internal friction ϕ for sand strata and cohesion c for clay strata.