

トンネル切羽の安定・崩壊挙動に関する基礎的研究

久武勝保¹

¹正会員 工博 近畿大学助教授 理工学部土木工学科 (〒577 東大阪市小若江 3-4-1)

土被りの浅い砂質系トンネル切羽の安定・一部崩壊・完全崩壊現象について、写真撮影による静的実験及び超高速ビデオカメラを用いた動的実験を3次元模型を用いて行い、切羽挙動に及ぼす種々の因子の影響を究明すると共に、静的時と動的時で切羽崩壊挙動が異なる事を明らかにした。また、解析により切羽挙動を予測する手法を示し、模型実験結果と本解析結果を比較する事より手法の妥当性を、また実規模トンネル挙動のシミュレーションを通して手法の適用性を示した。

Key Words : tunnel face, stability, failure, static and dynamic, analytical evaluation

1. 緒 論

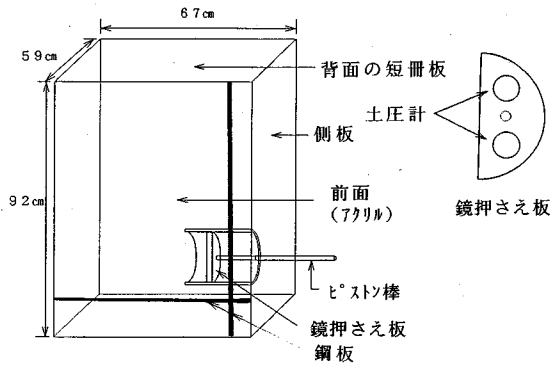
近年、現場計測機器や逆解析法が次々と開発され、それらが NATM の施工管理に有機的に生かされて来たことから、本工法の信頼性は飛躍的に高まって来た。今日では、山岳域だけでなく都市域内のトンネル工事にも、NATM が採用される状況にある。しかし、都市域内での工事では、土被りが浅く地盤強度も十分でない上に、種々の厳しい施工条件が課せられる場合があるので、必ずしも NATM がふさわしい工法であるとはいえない。すなわち、確実な施工が期待できるシールド工法の方が生活環境内で行うトンネル施工法として、より信頼性が高いということができよう。しかしシールド工法の技術進展などによりそのコストは驚異的に増大しており¹⁾、経済的な NATM が都市域内でのトンネル施工法として期待されている現状にある。

NATM が採用できるか否かについては、NATM の最大の弱点である切羽が、補助工法を併用した場合でも、自立するか否かにかかっている。切羽とその周辺地盤の挙動については従来研究がなされており、実験的研究としては、未固結砂地盤の物理特性から切羽の自立性について検討した蔵田・宮本の研究²⁾、乾燥砂を用いた2次元模型によりボルト効果を取り扱った福島・望月・香川・横山の研究³⁾、アルミ棒による2次元模型実験により切羽周辺挙動について検討した上野・足立・八嶋・湯浅、および小川・川嶋・桜井の研究^{4),5)}、粘土を用いた遠心載荷装置による Kimura・Mair の研究等^{6),7)}がある。また解析的研究としては、切羽に作用する2次元土圧を理論的に求めた村山の先駆的な研究⁸⁾、Katzenbach・Breth による3次元非線形有限要素解析および Niwa

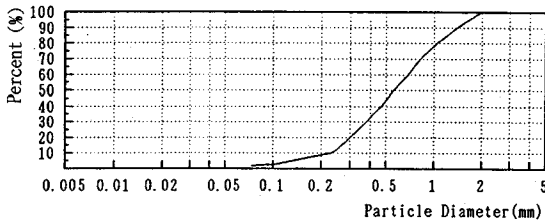
Kobayashi・Fukui による3次元積分方程式法による解析など^{9)~14)}がある。

切羽の安定性確保は最も重要な施工因子であるが、地盤構成材料や強度特性などの違いによりその安定性は大きく異なることが知られている。しかし確立された切羽安定性評価法がなく、また安定化のための補助工法の設計法も確立されていない²⁾のが実状である。特に、切羽が崩壊すればそれは人命にかかわり、また周辺環境への影響、工費の増大が問題となるので、そのメカニズムの解明と崩壊の予測・抑止手法の確立は強く望まれる。また切羽の崩壊は動的に発生する場合において危険であるが、しかし従来の研究はもっぱら静的現象として研究が行われており、その結果は動的結果と異なることが予想される。すなわち、動的現象であるその高速破壊のメカニズムについては、測定機器が十分でないこともあってこれまでになされた研究はないようであり、したがって全くの未解明の状況にある。都市域内に NATM が採用される現状を考えると、不測の事態を発生させないために、切羽の安定・崩壊メカニズムを緊急に解明する必要が認められる。

本研究は土被りの浅い砂質系トンネル切羽の安定・崩壊メカニズムについて、静的および動的な3次元模型実験により究明し、またその挙動をシミュレートする数値解析手法を提示することを目的とする。まず、地盤の強度特性を変化させて切羽の安定・一部崩壊・完全崩壊現象に関する静的模型実験を行い、地盤の力学特性と切羽挙動の関係を明らかにする。次に、崩壊の発生する地盤について、超高速ビデオカメラによりその現象を撮影し、崩壊メカニズムを実験的に解明する。実際の工事に際しては、地盤の力学特性を考慮して切羽挙動をあらかじめ



図一 模型実験装置



図二 使用砂の粒径加積曲線

予測したり、崩壊の危険がある場合には補助工法の効果を評価する解析手法が必要となる。そこで地盤構成粒子間に作用する摩擦力だけでなく粘着力をも考慮して地盤の連続・不連続挙動を一貫して解析する CEM (Contact Element Method)^{15), 16)} を採用し、この手法が切羽の安定・崩壊現象を妥当にシミュレートできるか否かについて、静的および動的模型実験結果との比較を通して検討する。また実規模トンネル挙動の解析を行うことにより、提案手法の現場適用性についても検討を加える。

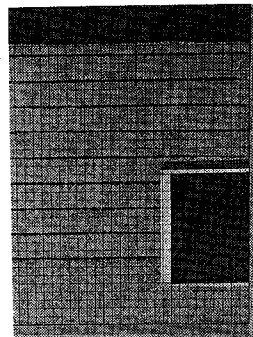
2. 静的模型実験

(1) 実験装置と実験手法

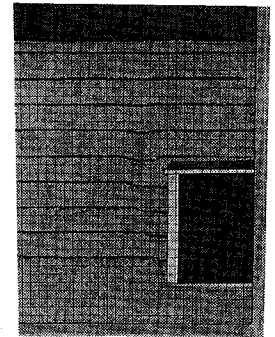
実験装置を図一に示す。本実験では、水平な地表面下の円形トンネルを想定し、トンネル軸を通る鉛直面でトンネルと地盤を2分割し、分割面に立てたアクリル板を通してトンネル縦断面内の地盤挙動を観察した。すなわち、トンネルの接近にともなって将来切羽となる前方地盤のトンネル坑口方向応力は減少し、ついにはゼロになることから、実験ではこれを近似的に表現するために、切羽の動きを制御する半円形の鏡押さえ板 (直径 13 cm) を半円筒のトンネル覆工 (外径 $D=14$ cm, 内径 13 cm) 先端内部にセットしておき、次に砂を 30 cm の高さから落下させ、供試地盤を作成する。使用した砂の粒径加積曲線を図二に示す。なお、地盤の動きを捉えやすくするために使用砂を黒く着色し、これを 3 cm 間隔でア

表一 静的実験の種類

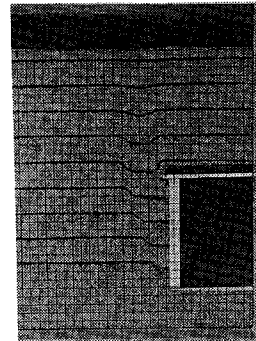
Case	H/D	w(%)	C/(γD)	ϕ	安定・崩壊結果
A	1	0.2	0.0	38	完全崩壊
B	2	0.2	0.0	38	完全崩壊
C	3	0.2	0.0	38	完全崩壊
D	4	0.2	0.0	38	完全崩壊
E	1	1.0	0.7	32	完全崩壊
F	1	1.68	1.2	30	7-7状一部崩壊
G	1	4.5	2.2	25	安定



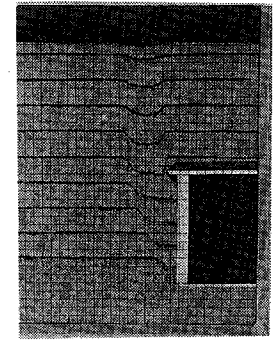
(A) $L=0$ cm



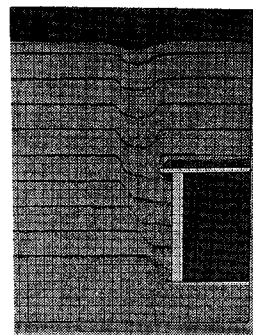
(B) $L=1/3$ cm



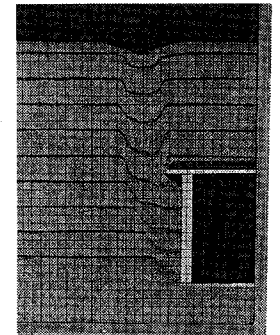
(C) $L=2/3$ cm



(D) $L=1$ cm

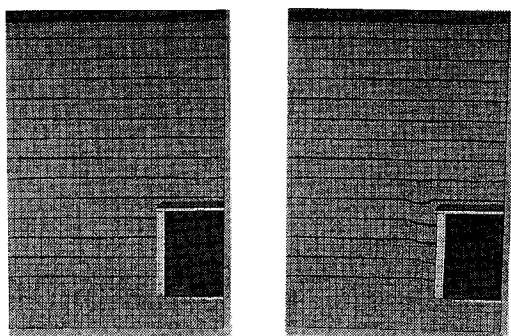


(E) $L=4/3$ cm



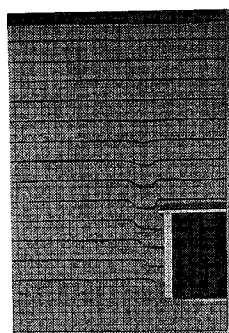
(F) $L=5/3$ cm

図三 乾燥砂の切羽挙動 (Case A, $H/D=1$)

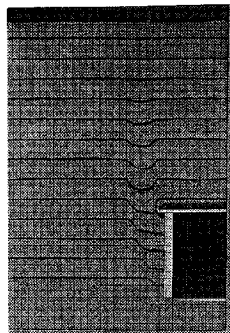


(A) $L=0$ cm

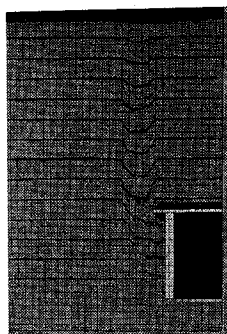
(B) $L=1/3$ cm



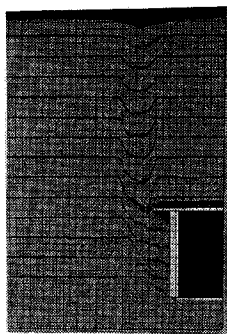
(C) $L=2/3$ cm



(D) $L=1$ cm



(E) $L=5/3$ cm



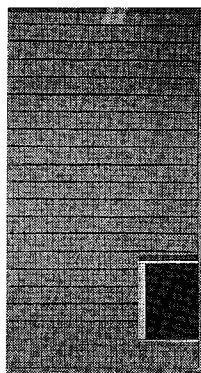
(F) $L=7/3$ cm

図-4 乾燥砂の切羽挙動 (Case B, $H/D=2$)

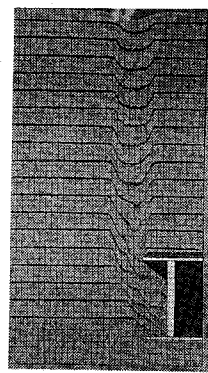
クリル板に接する位置に水平に入れており、鏡押さえ板を手前にゆっくり移動させることによる色砂の動きを写真撮影によりとらえる。アクリル板には鉛直・水平に1 cm 間隔に黒線を引いている。また、鏡押さえ板には切羽土圧の変化を測定するために図-1 に示すように直径3 cm の土圧計を2個取り付けている。実験の種類を表-1 に示す。ここに、 H 、 w 、 γ は土被り、含水比、空気乾燥砂の単位体積重量、 C と ϕ は粘着力と摩擦角である。

(2) 実験結果

図-3 は空気乾燥砂を使用し、土被り (H) がトンネ

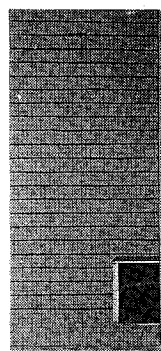


(A) $L=0$ cm

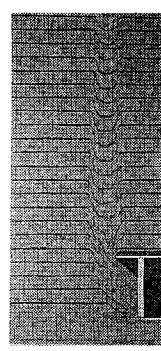


(B) $L=12/3$ cm

図-5 乾燥砂の切羽挙動 (Case C, $H/D=3$)



(A) $L=0$ cm



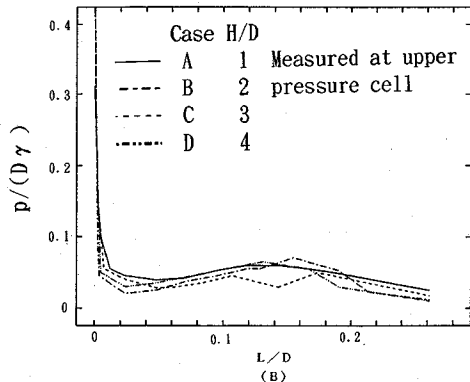
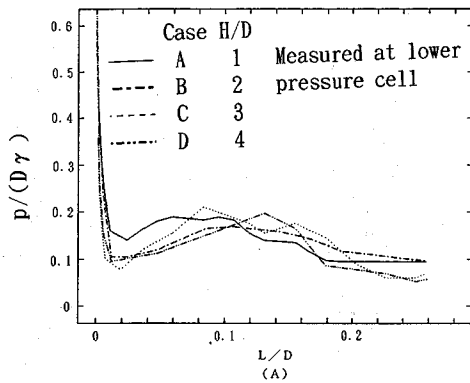
(B) $L=14/3$ cm

図-6 乾燥砂の切羽挙動 (Case D, $H/D=4$)

ル外径 (D) に等しい Case A の場合について、鏡押さえ板の移動に伴う地盤挙動を写真撮影したものである。ここに、 L は鏡押さえ板の移動量を示す。鏡押さえ板の移動に伴い地盤内部にすべり線が発生し、それに囲まれる地盤はほぼ一体として挙動する。すなわち、鏡押さえ板の移動に伴い崩壊領域は拡大するが、その際すべり線は2本見られ、その一本はトンネル下端から発生し、斜め上方に発達するが、トンネル天端より上方ではほぼ鉛直に発達する。他の一本は、上部覆工先端からほぼ鉛直上方に発達する。そして地表面沈下はすり鉢状を呈する。

図-4, 5, 6 は土被り比 H/D を2, 3, 4 と増加させた場合の結果である。鏡押さえ板の移動によるすべり線の発達状況は、 $H/D=1$ の場合の結果と大きな変化はなかった。このことより、崩壊は切羽前方においては限られた領域に留まり、切羽上方においては両すべり線の幅はほぼ一定値を保ちながら上方に発達することが理解できる。また、このような崩壊は、まず切羽が崩壊した結果、切羽直上の地盤が下方に移動し、順次粒子移動が上方に伝播していくと理解できる。

図-7 は乾燥砂 (Cases A から D) を用いた実験にお

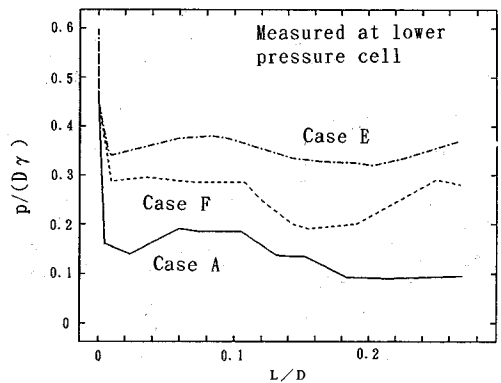


図一七 鏡押さえ板の移動量と作用土圧(Case A から D)

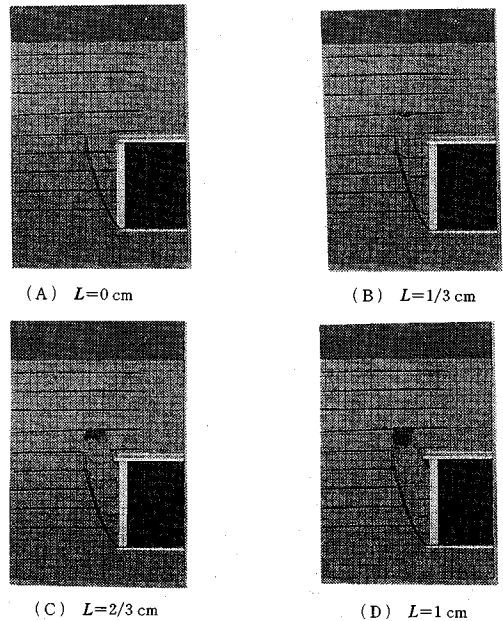
いて、鏡押さえ板に作用する土圧と鏡押さえ板の移動距離の関係を示したものである。鏡押さえ板が移動すると土圧は土被り比の影響をほとんど受けずほぼ同一の挙動を示す。すなわち鏡押さえ板の若干の移動により土圧は急激に減少して極小土圧を示し、その後鏡押さえ板の移動とともに若干変動する。このような挙動および土圧の極小値は、土被り比の影響をあまり受けない。

従来、落とし戸を用いた土圧測定結果^{17), 18)}に本極小土圧の発生特性は非常に類似しているが、このように土圧が急激に減少する現象は切羽上部におわんを伏せたようなアーチが形成されることによると思われる。また、極小土圧を示した後、土圧が一旦増加するが、この増加土圧は落とし戸実験において、落とし戸降下量に見合った容積に砂が入り込みその重量が極小土圧に付加される落とし戸実験結果¹⁸⁾に対応している。すなわちアーチ内部に上部の砂が移動するためと思われる。土圧はこのように一旦増加後、また減少傾向を示すが、この減少は砂がトンネル内に入り込んだ後、水平方向に移動する際に、砂と覆工との間の摩擦抵抗の影響によると思われる。

土圧が極小値を示す時の鏡押さえ板の移動距離はトンネル外径の約1~2%程度であり、この時点において切羽上端から上方0.5Dの領域まで粒子移動が伝わっている。また、切羽下端から発達するすべり線の初期切羽



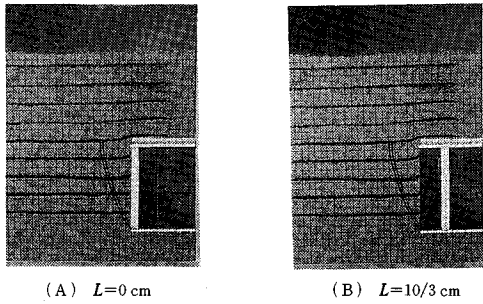
図一八 強度の違いによる土圧の変化(Case A, E, F)



図一九 ドーム状の崩壊過程(Case F)
(図中の曲線は Case A の場合のもの)

位置からの最大水平距離は約0.4Dであり、この値は鏡押さえ板が十分移動し崩壊領域が切羽上部に達した後でも大きな変化はない。

図一八は $H/D=1$ とし、砂に若干の水分を含ませて粘着力を漸増させた場合の土圧変化である。図中 Case A と E では切羽は完全に崩壊したが、Case F では図一九に示すように一部の崩壊となった。すなわち、図一九において切羽前方に発生するすべり線の形状は図一三の Case A と同様(図一九中のアクリル板に描かれている)であるが、しかしトンネル天端より上方でのすべり領域はアーチ作用によりドーム状に形成され、すべり線は Cases A, E のように地表面まで達しなかった。さて、図一八を見ると、若干の含水比、粘着力がありながら完

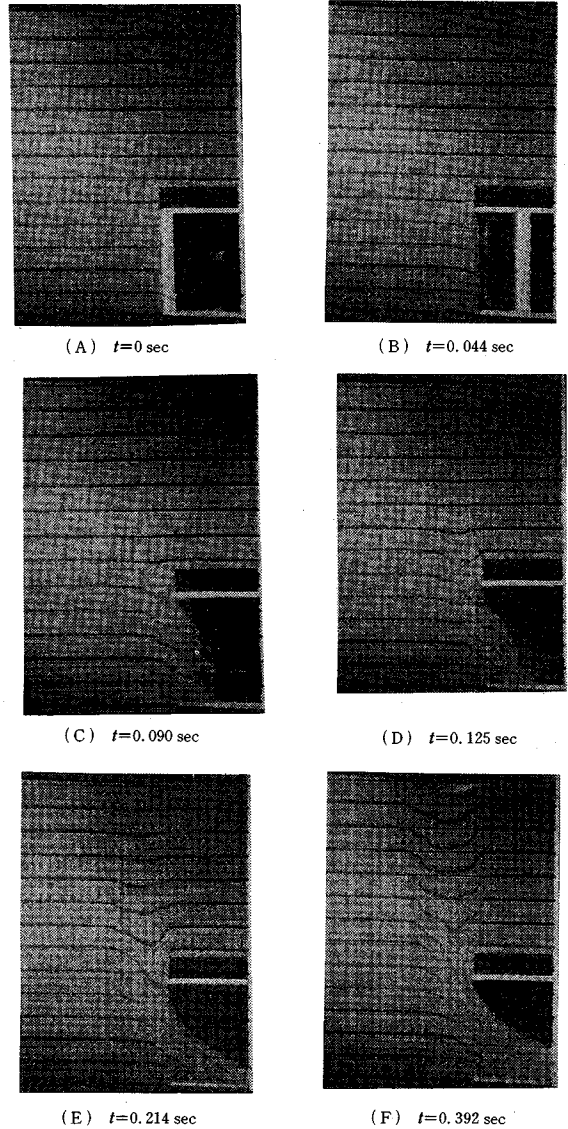


図一〇 十分な強度を有する安定した切羽(Case G)
(図中の曲線は Case A の場合のもの)

全崩壊した Case E の極小土圧は、粘着力がなく完全崩壊した Case A より大きくなっている。しかし Case E より含水比、粘着力が大きい Case F では地盤はドーム状に崩壊し、その極小土圧は Case E より小さくなっている。このような結果は以下のように説明することができる。すなわち完全崩壊する Case E の場合には、土粒子は沈下するときにその上部土粒子を粘着力により下方に引き込むとともに Case A よりも摩擦角が小さくなったため、Case A の場合よりもアーチが上方で形成され、したがって Case E の極小土圧が Case A よりも大きくなったものと思われる。このような上部土粒子の下方への引き込み現象等は、鏡押さえ板を同一量移動させて生じた地表面沈下量が、Case E の方で Case A よりも明らかに大きかったことから理解できた。一方、Case F において地盤がドーム状に崩壊したのは Case E よりも粘着力が増大し、上記の引き込み効果よりもアーチ形成効果の方が大きくなったためであり、また Case F の極小土圧が Case E よりも小さくなったのは、アーチが完全に形成され、崩壊モードが異なったためと思われる。粘着力を与えたアーチ状崩壊の場合では、極小土圧作用時の鏡押さえ板の移動量はトンネル外径の約 1% 以下であった。

図一〇は十分な粘着力がある Case G の場合の結果であるが、切羽は全く崩壊せず、したがって移動後の鏡押さえ板への土圧は生じなかった。

以上の結果からすれば、鏡押さえ板の移動量がトンネル外径の約 1~2% 以下の時に極小土圧が認められ、この時に地盤の力学特性が最も有効に発揮されているといえる。以降で述べる動的崩壊現象の発生を防ぐためには、極小土圧以上の抵抗圧力を切羽に与えるよう、施工を工夫する必要が認められる。



図一〇 動的崩壊実験 ($H/D=2$)

3. 動的模型実験

(1) 実験装置と実験方法

実験装置および地盤作成方法は静的実験時と同一である。使用材料は、静的実験で使用した空気乾燥状態の砂である。実験方法は、鏡押さえ板を坑口方向に瞬間的に移動させ、地盤の動きを高速ビデオカメラ¹⁹⁾で撮影してその挙動をとらえる。ただし、鏡押さえ板の移動時に鏡押さえ板と切羽との間に負圧が発生しないよう、鏡押さえ板に取り付けていた土圧計を取り除き、そこにスチールネットを取り付けている。ビデオカメラは画像信号をデジタル信号として IC メモリーに記録し、撮影終了

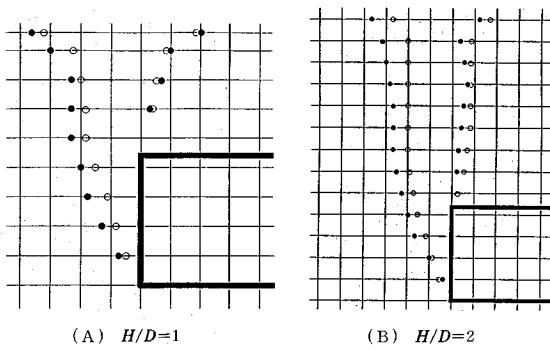


図-12 静的(○)と動的(●)実験での崩壊領域の比較

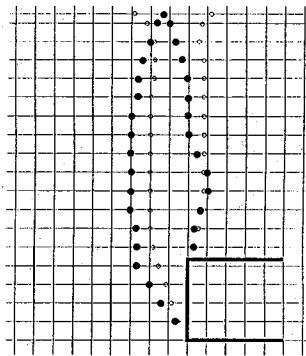


図-13 静的(○)と動的(●)実験での崩壊領域の比較 ($H/D=3$)

後にカメラ内蔵のマイコンで画像を構成する。標準 4 500 枚/秒、最高 40 500 枚/秒の撮影が可能である¹⁹⁾。

(2) 実験結果

$H/D=2$ の場合について、図-11 に地盤の動的崩壊状況の撮影結果を示す。ただし、覆工上部の上下 3 cm 程の水平な黒い帯状領域は覆工をアクリル板に接着させたテープが写っており、その後方には砂が存在している。他の写真も同様である。鏡押さえ板の移動直後は、切羽は静止状態を瞬間的に保った後、切羽全面が坑口方向に動こうとするが、重力の影響により切羽は斜め下方に動くことになる。静的実験では鏡押さえ板とその前方のすべり線で囲まれた領域の水平黒砂は、当初ほぼ水平状態を保ちながら下方に移動するが、動的実験ではそのような状況は確認できず、当初から坑口方向に傾斜した曲線を呈する。

図-12 は鏡押さえ板の最大移動時での静的および動的実験の崩壊領域を比較して示したものである。切羽前方地盤においては、動的時のすべり線は静的時のそれよりも前方に位置し、崩壊領域はより広がっている。この理由は、静的時には切羽は常に鏡押さえ板から土圧反力を受けており、水平拘束力を受けた釣り合状態の下で

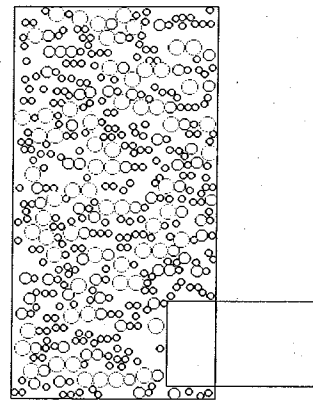


図-14 乱数発生終了時の要素配置

崩壊が進展しているためと思われる。またトンネル天端より上部においては、坑口側のすべり線は静的および動的実験であまり違いはないが、もう一方のすべり線は常に動的な場合において、静的な場合よりも前方に発達し、したがって崩壊領域は動的時で広がる。またこの特徴は土被りが大であるほど顕著である。よって、静的時に比べて動的時の方でトンネル内への地盤流入量は多い。

図-13 はこの結果を示したものである。すなわちこの図は $H/D=3$ の場合のすべり線について、静的および動的実験結果を比較して示したものである。鏡押さえ板の最終移動量は両者で同一であり、したがって砂が流入できる覆工内の空間も同一である。動的実験では静的実験に比べて切羽前方地盤の崩壊領域は広く、崩壊初期において切羽前方から多量の砂が覆工内に流入するため、その後に砂の流入できる空間が少なくなることから崩壊は地表面まで達しなかった。このように、動的崩壊は静的崩壊に比べて、速度・加速度項が加わるだけではなく、規模が大きいことを知っておく必要がある。この結果を考慮すれば、先受け工法における先受け部材の長さの設計には動的時のすべり位置を考慮して決定する必要がある。

ただし、このような動的時の崩壊領域が静的時よりも広がるのは、静的および動的な本実験そのものにも影響を受けていると思われる。すなわち、実施工では崩壊の引き金となる切羽応力の解放は本動的実験程急激でないであろうし、また本静的実験のように切羽応力が釣り合を保ちつつ崩壊が発生するとは考えられないことから、実際の崩壊領域は静的と動的実験の間にあると理解すべきであろう。しかし実際の施工過程を考慮して崩壊領域を定量的に把握するのは容易でない。

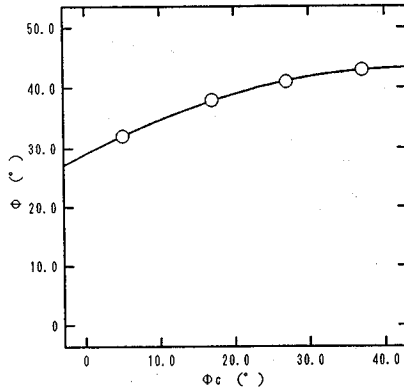


図-15 入力値 ϕ_c と解析結果として得られる ϕ の関係

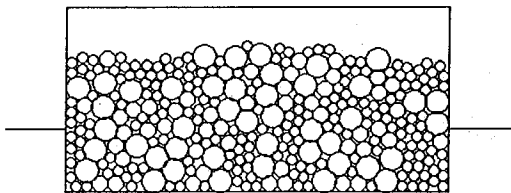


図-16 解析モデル

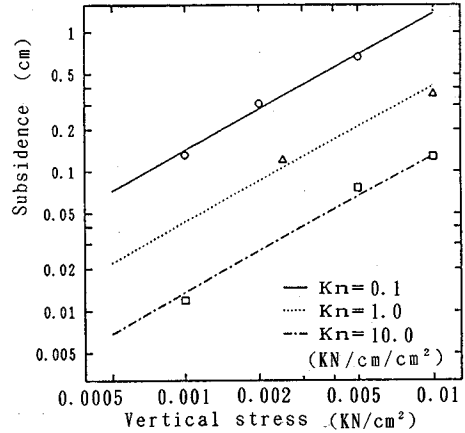


図-17 解析による荷重-沈下曲線

表-2 k_n に対する Q , A の値

k_n (KN/cm/cm ²)	Q	A
0.1	120	0.98
1.0	42	0.98
10.0	11	0.98

4. CEM による動的崩壊実験の数値解析

(1) 地盤の作成

図-14 に示すように、解析領域内に 3 種類の円形要素 418 個を乱数により発生させ、それを自由落下・安定させて土被り $1D$ の解析地盤を作成する。3 種類の要素を用いるが、それらは使用砂の粒径加積曲線の 3 点 (0.38 mm, 0.56 mm, 0.80 mm) に対応する重量比、半径比とする。

(2) 逆解析によるパラメータの決定

本 CEM 解析¹⁵⁾ で使用する要素半径は使用砂と異っており、また要素は円形であり、さらに実際の砂は 3 次元形状を呈しているが本解析では 2 次元形状であるため、使用砂の内部摩擦角 ϕ をそのまま解析に用いることはできない。すなわち、実地盤の ϕ に対応する CEM 入力データの摩擦角 ϕ_c を採用する必要がある。そこで、 ϕ_c を与えて種々の拘束圧の下で 2 軸圧縮試験の解析を行って摩擦角 ϕ を求めることができるので、種々の ϕ_c に対する ϕ を算出し、これらの関係を示せば図-15 の通りである。これより、使用砂の $\phi=38^\circ$ に対する ϕ_c を 20° として決定した。

また接線方向のパネ定数 k_s は解析結果に大きく影響しないので法線方向のパネ定数 k_n の 1/4 としたが、 k_n は圧縮試験により以下のように決定した。すなわち、図-16 に示すように幅 6 cm × 高さ 3 cm のボックス内に

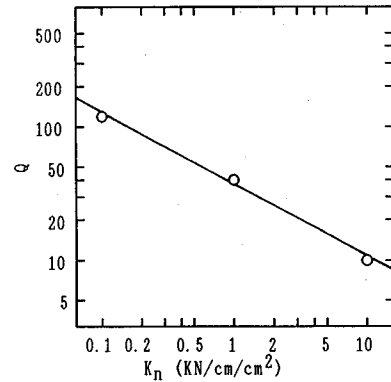


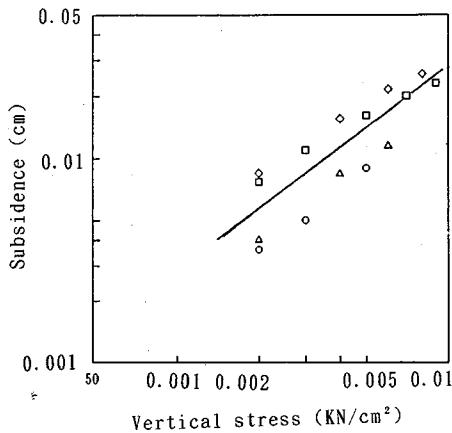
図-18 係数 Q と k_n の関係

要素を乱数発生・自由落下させ、要素の上部から幅 6 cm の載荷板により鉛直荷重を載荷して荷重-沈下関係を求めれば図-17 が得られた。図中の 3 本の直線の傾きは同一と見なせるので、これらは

$$\Delta v = Q\sigma^A \quad (1)$$

と表現できる。ここに、 Δv (cm) は鉛直沈下量、 σ (KN/cm²) は鉛直載荷応力、 Q と A は定数である。それぞれの k_n 値に対する Q と A の関係を求めれば表-2 の通りである。また、上記の結果から、 Q と k_n の関係は図-18 となるので、これを式で表せば、

$$Q = 37k_n^{-0.51} \quad (2)$$



図一19 実測による荷重と沈下の関係

式(2)を式(1)に代入すれば Δv を解析的に表現することができる。

$$\Delta v = 37k_n^{-0.51}\sigma^{0.98} \quad (3)$$

一方、実際の砂の沈下量 Δv と載荷応力 σ の関係については、図一16のように正方形の鋼製箱に砂を入れて求め、その実測結果は図一19に示す通りでありこれは

$$\Delta v = 2.7\sigma^{0.98} \quad (4)$$

と近似できる。実験から求めた σ の指数値が解析から求めたそれに対応したのは、実験で使用した砂の粒経加積曲線に対応させて解析使用要素の粒経比を決定したためと思われる。解析と実測の沈下量は一致しなければならないので、ここで式(3)と(4)の Δv を等置して、実験で使用した砂に対応する k_n の値が決定される。

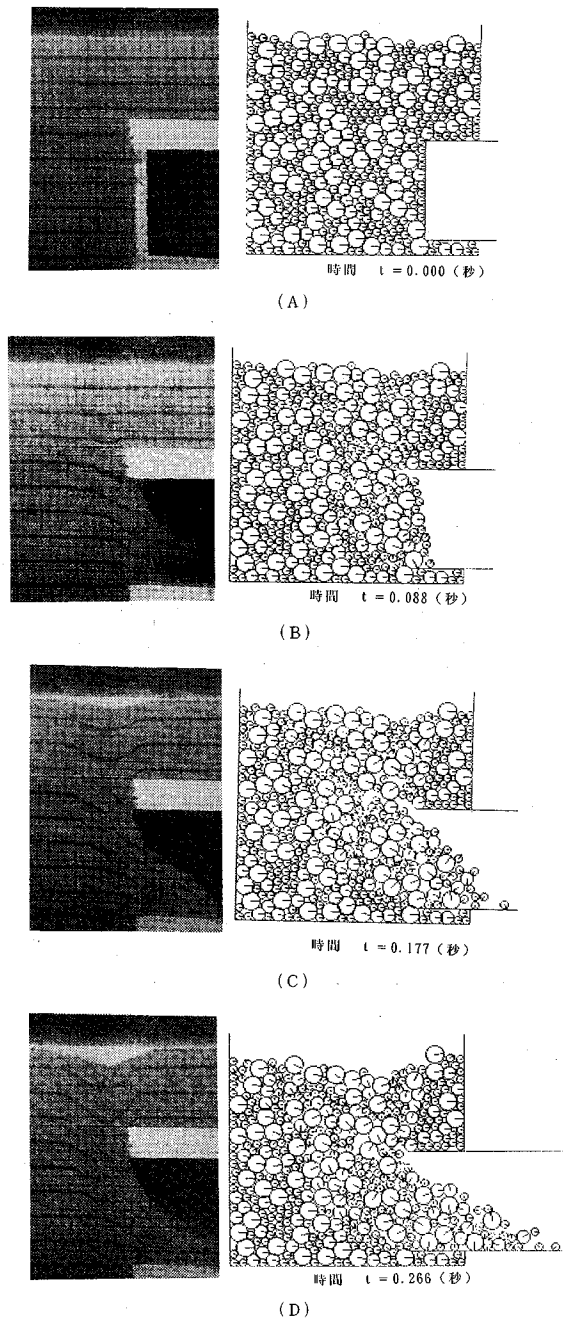
$$k_n = 170 \text{ (KN/cm/cm}^2\text{)} \quad (5)$$

なお、本CEM解析で用いる減衰定数 ζ は0.5程度で実際的な解を与えることを確認している¹⁶⁾のでこの値を採用した。

(3) 実験結果と解析結果の比較

図一20は $H/D=1$ の場合の実験結果と解析結果について、鏡押さえ板を取り除いてからの時刻 t を両者で一致させて比較したものである。 $t=0.088$ 秒の実験結果は鏡押さえ板に取り付けたスチールネットから空気が流入する影響のため、砂の微粉末が坑口方向に移動している様子が写っているが、砂粒子の動きはほぼ解析結果に対応している。また、図一21は $t=0$ 秒から $t=0.15$ 秒までの要素中心の軌跡を表したものである。これから地盤の崩壊領域が容易に理解できる。

これらの結果から、時々刻々の地盤挙動について、本解析結果は実験結果をかなりうまくシミュレートできていることが理解できる。すなわち、解析における力学定



図一20 同一時刻における実験と解析の結果の比較

数を4.(2)のように実地盤に対応させて決定しておけば、切羽周辺の地盤挙動をかなりの程度把握できると思われる。ただし、本解析は2次元解析であるので、3次元形状の覆工側壁によるトンネル軸方向の地盤変位の拘束は考慮できないため、切羽前方の崩壊領域は、3次元実験に比べて2次元解析で少し広がる。このことより、たとえば先受け工法の設計において、その効果を本手法

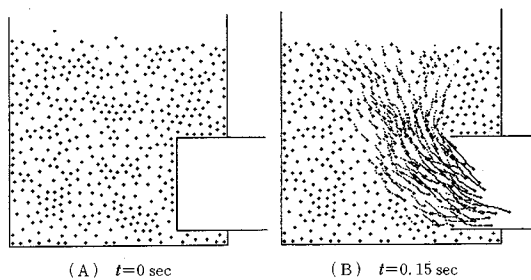
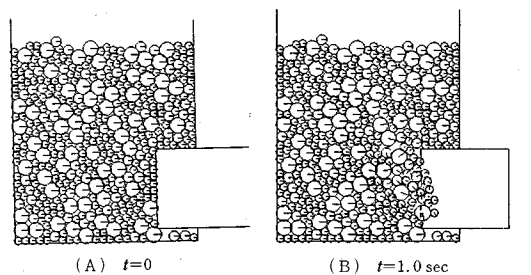
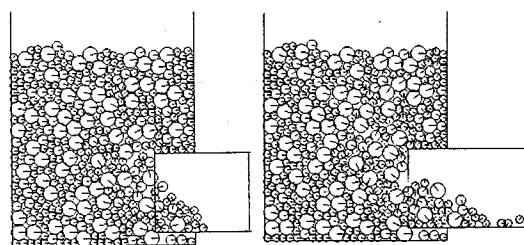


図-21 要素中心の軌跡



(A) $t=0$ (B) $t=1.0$ sec



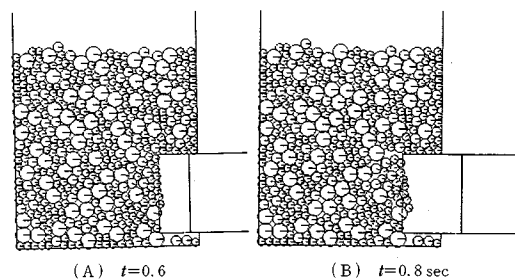
(C) $t=1.6$ sec (D) $t=2.4$ sec

図-22 実規模トンネルの崩壊挙動 (Case P1)

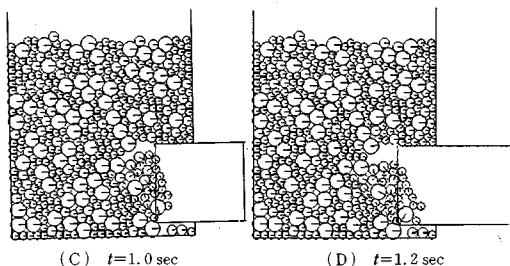
表-3 実規模トンネル解析での入力値

	Case P1	Case P2	Case P3
ϕ_c°	30	30	30
C_c MPa	10	20	100
kn KN/cm/cm ²	170	170	170
ks KN/cm/cm ²	43	43	43
ζ_n	0.5	0.5	0.5
ζ_s	0.5	0.5	0.5
ρ gr/cm ³	2.5	2.5	2.5

で評価すれば実際の効果よりも小さく評価されると思われるが、しかしこれは安全側の設計となるので、実務使用においては工学的な判断を下すことにより本手法は十分使用に耐えると思われる。

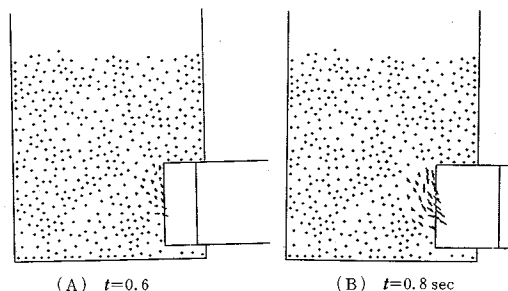


(A) $t=0.6$ (B) $t=0.8$ sec

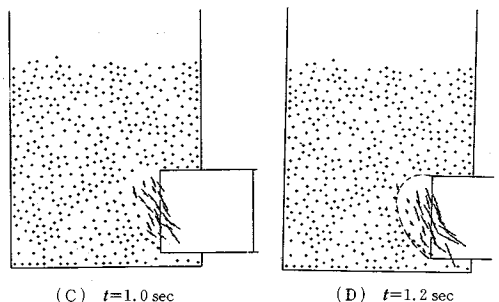


(C) $t=1.0$ sec (D) $t=1.2$ sec

図-23 実規模トンネルの崩壊挙動 (Case P2)



(A) $t=0.6$ (B) $t=0.8$ sec



(C) $t=1.0$ sec (D) $t=1.2$ sec

図-24 実規模トンネルの要素中心の変位ベクトル (Case P2)

5. 実規模トンネルの数値シミュレーション

地盤に若干の粘着力があれば、これは切羽の安定・崩壊挙動に大きく影響することが静的模型実験結果から明らかになった。そこで、以下では動的模型実験で使用したパラメータの値を参考にし、表-3に示すように、CEM入力値の粘着力 C_c の値を変化させて、直径6mの実規模トンネルの数値シミュレーションを行い、考察を加えることとする。なお、実際の現場にCEMを適用する場合には、入力パラメータの値を実地盤に対応さ

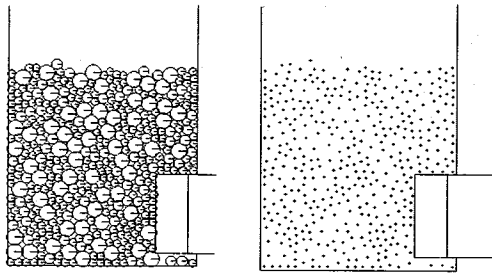


図-25 実規模トンネルの要素挙動と変位ベクトル (Case P3)

せて決める必要があるのは当然のことである。要素は4.(2)で使用した要素と同一の重量比,半径比であるが,要素半径は計算時間の関係上25倍している。また,初期地盤の作成は4.(1)と同様である。

図-22はCase P1における地盤挙動を示したものである。これらの図から,実規模の解析結果は,当然のことながら時間スケールは異なるものの,図-20で示した模型実験挙動に非常に対応していることが理解できる。

図-23はCase P2の場合の崩壊挙動であるが,この場合はCase P1に比べて粘着力が大きいため,地盤の崩壊はトンネル天端より上方には伝播せず,ドーム状の崩壊モードを呈した。この場合について,図-24は崩壊開始0.6秒後から0.2秒ごとの要素中心点の変位ベクトルを示したものである。同図の(D)に時間が十分経過した最終状態時の崩壊領域を破線で示したが,変位ベクトルの表示により要素の移動特性が明瞭に読みとれる。図-23,24の結果から,粘着力の増大により,アーチ効果が発揮され,切羽がドーム状に破壊することがわかり,またこの結果は図-9に示したドーム状崩壊の模型実験結果に非常によく対応していることが認められる。

図-25はCase P3の場合の要素挙動と要素中心の変位ベクトルを表したものであるが,Case P2に比べて粘着力が更に大きいため,鏡押さえ板撤去後の時間が十分経過しても切羽の崩壊は全く生じなかった。この結果は粘着力を増大させて行った図-10の模型実験結果に一致している。

図-26は鏡押さえ板を微小距離ずつ後退させた場合について,後退距離 L と鏡押さえ板に作用する単位奥行き当たりの土圧合力の関係を示したものである。これより土圧合力は距離 L のわずかな値で急激に減少し,Case P1, P2についてはその後わずかに変動するが,Case P3では土圧は完全に0になっており,これらの現象は,図-7,8および10の土圧測定結果に非常によく対応している。

以上に示したように,実規模トンネルの切羽周辺地盤

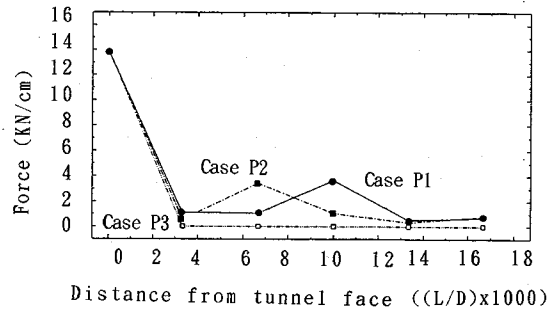


図-26 実規模トンネルの土留め板の移動距離と土圧合力の関係

の挙動について,粘着力の値を変化させた数値解析を行ったところ,本解析により地盤の安定・一部崩壊・完全崩壊挙動がシミュレートできることを確認できたとともに,これらの結果が静的および動的な模型実験結果と非常に良く対応することが認められた。このことから,動的模型実験を数値解析によりシミュレートしたように,解析における入力パラメータの値を逆解析手法を用いて実地盤に対応させて決定すれば,本手法によってトンネル切羽の挙動をある程度把握できるものと思われる。

6. 結 論

静的,および高速カメラを使用した動的な3次元模型実験を行うことにより,切羽崩壊時の地盤挙動は静的,および動的な場合で相当異なることを示すとともに,切羽挙動に及ぼす種々の因子の影響,および切羽の安定・崩壊メカニズムを解明することができた。また,解析により切羽挙動をシミュレートするには,入力パラメータの値は地盤材料の力学特性を合理的に評価して決定する必要があるため,これを逆解析により決定する手法を示した。この手法により使用材料のパラメータの値を決定して動的模型実験の切羽挙動を解析したところ,実測と解析の結果は非常によく一致し,本手法により切羽挙動を妥当にシミュレートできることを確認した。さらに,模型実験結果から,粘着力の値が切羽の安定・崩壊挙動に大きく影響することがわかったので,この値を変えて実規模トンネル挙動の解析を行ったところ,切羽の安定・一部崩壊・完全崩壊挙動をシミュレートすることができ,またこれらの結果は静的および動的模型実験によって得られた結果に非常に良く対応することが認められ,本手法の現場適用性を確認することができた。

トンネルを安全に建設するには,切羽の安定性を評価する必要があるが,本手法では不連続体力学を基本にしながらも,連続体機能が導入された数値解析法であるの

で、当初連続体として挙動していた地盤に不連続面が発生・発達する場合の挙動を追跡することが可能である。FEMにおいて、ジョイント要素を使用する際に、あらかじめ不連続面の位置・方向を解析前に決定して地盤挙動を追跡する決定論的な手法に対して、本手法は本質的に異なる手法であるといえる。また本手法は複雑な地盤構成であっても、個々の地盤の力学特性を考慮して切羽の安定性評価を下すことが可能であるので、現場適用にふさわしいといえよう。今後は、たとえば地盤強度を変化させたパラメトリックスタディーの結果を分析することより、切羽の安定性を簡易に評価する手法の開発や、不安定と認められる切羽については、種々の補助工法の効果を定量的に評価する研究を進める必要があると認められる。

謝辞：本研究を進めるにあたり、超高速ビデオカメラの使用について全面的にバックアップして頂いた近畿大学江藤剛治教授・竹原幸生助手、解析又は実験に協力頂いた村上敏夫氏（地崎工業）、本学の元大学院学生 森 孝高君（川田テクノシステム）、松山雅彦君（大成建設）、および元学部学生諸君に謝意を表します。

参考文献

- 1) 桜井春輔, 足立紀尚: 都市トンネルにおける NATM, 鹿島出版会, 1988. 12.
- 2) 蔵田忠廣, 宮本武司: 未固結砂層におけるトンネル切羽自立性の判定基準の提案, 土木学会論文集, 第 382 号, pp. 245-254, 1987.
- 3) 福島伸二, 望月美登志, 香川和夫, 横山 章: 土被りの浅い砂質地山トンネルの補助工法に関する模型実験, 土木学会論文集, 第 406 号, pp. 79-86, 1989.
- 4) 上野 洋, 足立紀尚, 八嶋 厚, 湯浅泰則: 砂質トンネル掘削に伴う切羽前方の地山挙動について, 第 21 回土質工学研究発表会, pp. 1683-1686, 1986.
- 5) 小川清貴, 川嶋幾夫, 桜井春輔: トンネル切羽周辺地山の变形挙動に関するモデル実験, 平成 6 年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要, III・14・1-III・14・2, 1994.
- 6) Kimura, T. and Mair, R.J.: Centrifugal testing of model

- tunnels in soft clay, *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engg.*, Vol.1, pp.319-322, 1981.
- 7) Balthaus, H. et al: Tunnel face stability in slurry shield tunnelling, *Proc. 12th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engg.*, pp.775-778, Rio de Janeiro, 1989.
- 8) 村山朔郎: トンネル土圧, 土木学会第 3 回トンネルシンポジウム, pp.1-16, 1966.
- 9) Katzenbach and Breth. H.: Non-linear 3-D analysis of NATM in Frankfurt clay, *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Engg.*, pp.315-318, Stockholm, 1981.
- 10) Niwa, Y., Kobayashi, S. and Fukui, T.: Stresses and displacements around an advancing face of a tunnel, *Proc. the 4th Int. Cong. on Rock Mech.*, pp.703-710, 1979.
- 11) Kobayashi, S., Tamura, T., Nishimura, N. and Mochida, Y.: Stresses and deformations around tunnel face in soft rock, *Proc. Int. Symp. on Weak Rock*, pp.813-818, 1981.
- 12) Monnet, J., Chaffois, S., Chapeau, C. and Mohkam, M.: Theoretical and experimental studies of a tunnel face in a gravel site, Part I, *Proc. 3rd Int. Symp. Numerical Models in Geomech.*, pp.497-504, Niagara Falls, 1989.
- 13) Monnet, J., Chaffois, S., Chapeau, C. and Mohkam, M.: Theoretical and experimental studies of a tunnel face in a gravel site, Part II, *Proc. 3rd Int. Symp. Numerical Models in Geomech.*, pp.505-514, Niagara Falls, 1989.
- 14) Chaffois, S., Lareal, P., Monnet, J. and Chapeau, C.: Study of tunnel face in a gravel site, *Proc. 6th Int. Conf. Numerical Methods in Geomech.*, 1493-1498, Innsbruck, 1988.
- 15) Hisatake, M. and Murakami, T.: Unified analysis of continuous and discontinuous behavior of the ground, *Proc. Int. Symp. Assessment and Prevention of Failure Phenomena in Rock Engg.*, pp.915-920, 1993.
- 16) 久武勝保, 村上敏夫: 地盤の連続・不連続体挙動の CEM 統一解析, 第 9 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.7-12, 1994.
- 17) 伊藤富雄: トンネルの構造設計に関する力学的研究, 京都大学博士論文, pp.87-117, 1958 年 4 月.
- 18) 村山朔郎, 松岡 元: 砂質土中のトンネル土圧に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第 185 号, pp. 95-108, 1971.
- 19) 江藤剛治: 4500枚/秒の高速ビデオカメラ, テレビジョン学会誌, Vol.46, No.5, pp.543-549, 1992.

(1994.7.25 受付)

TUNNEL FACE BEHAVIOR AT SANDY SHALLOW GROUND

Masayasu HISATAKE

In order to make clear the mechanisms of the stability and failure phenomena of a shallow tunnel face, three-dimensional static and dynamic model experiments with different depth and strength have been conducted. In the failure experiments, the world's fastest high speed video camera is employed to analyze the dynamic behavior of the face. It has been recognized that the cohesion of the ground acts more important role than the friction angle in keeping the stability of the tunnel face. Failure region ahead of the face, failure modes, and the volume of the failure ground flowing into the tunnel inside are very different between the static and the dynamic failures. Necessary pressure introduced at the face to prevent the occurrence of the failure does not depend on the tunnel depth. CEM (Contact Element Method) which is a numerical method, has been applied to this problem to simulate the stability and failure behavior of the face. Values of parameters involved in this analysis are reasonably determined through the back analysis method proposed here. Results obtained by the CEM are compared with those by the static and the dynamic experiments, and the good applicability of the CEM has been confirmed.