

トンネル切羽安定性の簡易評価法の提案

真下英人¹・鈴木正彦²・猪熊明³

¹正会員 工博 建設省土木研究所 トンネル研究室 (〒 305-0804 茨城県つくば市大字旭1)

²正会員 建設省土木研究所 トンネル研究室 (〒 305-0804 茨城県つくば市大字旭1)

³正会員 工博 建設省土木研究所 新材料開発研究官 (〒 305-0804 茨城県つくば市大字旭1)

山岳工法によりトンネルを掘削する場合は、切羽の安定を確保することが不可欠であり、切羽が自立しない場合には切羽安定のための補助工法が必要となる。安全性を確保しながら経済的にトンネル掘削を進めて行くには、切羽の安定性を判断し、適切に補助工法を採用していくことが重要となり、切羽の安定性を事前に簡易に評価できる方法の確立が課題となっている。本研究は、土被りが比較的浅い土砂地山トンネルの切羽の安定性を定量的に評価する方法を確立することを目的として重力場と遠心力場で模型実験を実施するとともに、極限釣合法による3次元の切羽安定解析を試み、地山の強度定数を用いて切羽の安定性を評価するための指標の提案を行ったものである。

Key Words: tunnel face, stability, centrifugal model test, limit equilibrium method

1. 序論

山岳工法によりトンネルの掘削を行う場合は、切羽が安定していることがトンネルの掘削を可能とするための前提条件となる。しかし、地山条件によっては切羽の安定性が確保できない場合があり、特に、掘削直後においては崩壊が発生し易い状態にある切羽面近傍での施工を行うことになるため、切羽の安定性の確保が施工時における安全面での大きな課題となる。切羽の安定性が確保できない場合には切羽面から先受工や鏡ボルト、鏡吹付けコンクリートなどの補助工法を実施して切羽の安定を図ることになるが、これら切羽の安定対策のための補助工法の採用の可否、選択については現在のところは定量的に評価できる方法がなく、主に切羽面の観察記録を利用して現場の地質状況や施工事例などを勘案しながら実施しているのが現状である。このため、切羽の安定対策を施すタイミングが遅れたり、適切な規模の対策が実施できずに、切羽の崩壊を招いた事例が報告されており、切羽の安定性を事前に定量的に簡易に評価する方法の確立が望まれているところである。

切羽の安定性に関する従来の研究は、地山の物理特性に着目したものと切羽周辺地山の力学的な

安定性を論じたものに大別される。物理特性に着目した研究は、切羽の崩壊が発生した施工現場での土質性状を分析することにより切羽の安定性の評価を行おうとするもので、例えば蔵田・宮本¹⁾は未固結砂層における切羽安定の判定基準として地山の細粒分含有率や含水比などを提案している。一方、力学的な安定性を検討した研究として、村山²⁾はすべり面を対数螺旋と仮定した切羽でのモーメントの釣り合いからシールドトンネルの切羽安定に必要な圧力を求めており、Chambonら³⁾は乾燥砂を用いた遠心力載荷模型実験により切羽周辺地山の挙動を明らかにしている。また、久武⁴⁾は3次元模型実験により砂質地山の切羽崩壊メカニズムを明らかにし、切羽挙動をシミュレートできる数値解析手法を提案している。さらに、Bromsら⁵⁾、Kimuraら⁶⁾は軟弱な粘性地山を対象にした模型実験から地山の粘着力を用いて切羽の安定性を評価する指標を提案している。このように切羽の安定性に関してはいくつかの研究が行われてきているが、山岳工法が適用されるような地山の切羽の安定性を力学的な指標を用いて現場で簡易に評価する手法は確立されていないのが実状である。

本研究では山岳工法により掘削されるトンネル

切羽の安定性を簡易に評価する方法として、特に地山の強度に着目した評価を試みることにし、重力場と遠心力場での模型実験により切羽の崩壊が発生するときの地山条件を明らかにするとともに切羽の安定性を評価するための力学的な指標の提案を行った。また、提案する指標の妥当性を3次元の極限釣合法を用いた切羽安定解析および現場での事例との比較により検証した。なお、切羽の安定性は、亀裂の状況、湧水の有無、地形などの影響を受け、その崩壊メカニズムもこれら地山条件によって異なる。そこで、本研究では亀裂や湧水よりもトンネル掘削に伴う応力の再配分による地山の破壊が切羽崩壊の直接原因となるような地山として、湧水が無く、土被りが比較的浅い土砂地山トンネルを対象とすることとした。

2. 重力場模型実験

切羽の崩壊が発生するときの地山条件を明らかにし、切羽の安定性を評価するための指標を得ることを目的として切羽面の進行を模擬することができる重力場での3次元模型実験を実施した。なお、土砂地山の切羽の安定性は含水状態における見掛けの粘着力の影響が大きいことが経験的に知られていることから、重力場では地山強度のうちの特に粘着力に着目した実験を行った。

(1) 実験装置および実験方法

a) 実験装置

実験装置の概要を図-1に示す。実験には、幅100cm、奥行き100cm、高さ110cmの側面が透明なアクリル板から構成される実験土槽を用いた。各側面の中央には4種類の径($D = 10.1\text{cm}$, 16.0cm , 21.6cm , 31.9cm)の円形トンネル模型を取り付けるための穴が設けられている。トンネル模型は、その剛性が地山に対して十分大きい剛な構造となるように、 $D = 10.1\text{cm}$, 16.0cm の場合は鋼管(肉厚4.5mm、長さ40cm)を用い、 $D = 21.6\text{cm}$, 31.9cm の場合は後述するような鋼管設置に伴う影響を排除するために塩ビ管のリング(肉厚5.5または6.5mm、長さ0.1D)を連ねたものと鋼管から構成される2重構造とした。

b) 実験方法

実験方法は、実験土槽内に自由落下法により模型地山を作成した後、土槽側面から円形トンネルを掘削し、掘削時におけるトンネル切羽の安定性を調べた。掘削方法を実験手順に従って説明する

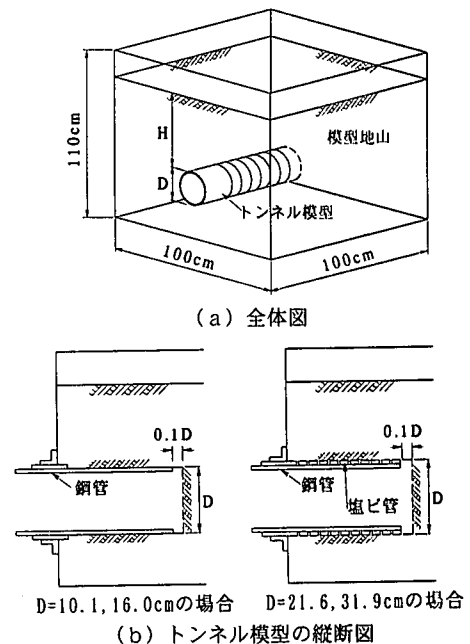


図-1 重力場模型実験装置概要図

と、 $D = 21.6\text{cm}$, 31.9cm の場合は、まず掘削用のピック(鋼棒の先端に台形型の鋼板を取り付けたもの)を用いて手掘りで模型地山をトンネル径Dの0.1倍の深さまで掘削する。次に掘削面に塩ビ管を建て込み、塩ビ管の内側に設置した鋼管を切羽面まで推進させる。掘削面に塩ビ管を建て込んだのは、鋼管を掘削面に接して推進させると鋼管の推進が切羽の崩壊を招くおそれがあることによる。これらの作業をトンネル1間の掘削とし、同様の作業を繰り返すことにより、トンネル径と同じ1Dのトンネル延長まで掘削を進めた。 $D = 10.1\text{cm}$, 16.0cm の場合は、作業空間が狭く塩ビ管の設置が困難であり、また、鋼管を直接地山の中を推進させても切羽の安定に及ぼす影響は小さいことが確認されたため、深さ0.1Dの掘削を行っては鋼管を掘削面に接して切羽面まで推進させる作業の繰り返しによりトンネル延長1Dの掘削を行った。トンネル切羽の安定性は1Dの掘削中1度でも切羽の崩壊が発生した場合を崩壊と見なし、地表面まで到達するような崩壊が発生した場合にはその時点で実験を終了した。

なお、トンネル径が21.6cmの実験の一部のケースについては実験時に図-2に示すように掘削開始前のトンネル先端から1.5Dおよび2.0Dの位置に直径が1cmの土圧計を地山に埋め込み、トンネル延長2Dの掘削を行い、切羽面の進行に伴うトンネル天端付近の土圧の変化を測定した。

表-2 重力場模型実験ケース

トンネル径D (cm)	土被り/トンネル径 H/D
10.1	2.7
	4.8
	7.0
16.0	1.2
	2.9
21.6	1.0
	2.0
	3.0
31.9	0.5
	1.2
	1.9

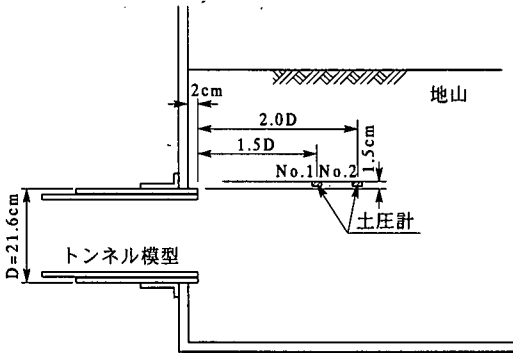


図-2 土圧計配置図

表-1 模型地山の物性値 (重力場実験)

	A	B	C
比重 G_s	2.64	2.64	2.64
単位体積重量 γ , (kN/m ³)	12.3	11.8	11.8
含水比 w (%)	1.4	2.5	3.1
粘着力 C_a (kPa)	0.26	0.36	0.49
内部摩擦角 ϕ_a (deg)	32.4	32.5	32.2

c) 地山試料

地山試料には、不飽和状態にある豊浦標準砂を使用し、水のサクシオン効果によりわずかの見掛けの粘着力を持たせることとした。表-1に実験に使用した模型地山の物性値を示すが、本研究では目標とする地山の含水比を変化させることにより粘着力が異なる3種類の模型地山を作成した。内部摩擦角および粘着力は、実験終了後の模型地山の含水比および単位体積重量を求め、同一の含水比および単位体積重量を有する供試体に対して実施した一面せん断試験(拘束圧の範囲は2.9~7.8kPa)から求めた。

なお、一面せん断試験から求めた強度定数の妥当性を確認するために実験終了後に各模型地山に対して鉛直切土を行ったところ、地山試料A, B, Cの自立高さはそれぞれ平均すると11.3, 17.5, 20.4 cmであった。地表面に引張亀裂が発生する場合の鉛直自立高さ H_{cr} を表-1に示した強度定数を用いて次式⁷⁾により求めると、地山A, B, Cはそれぞれ10.5, 14.6, 20.1cmとなり、概ね実験値と一致することが確認された。

$$H_{cr} = 2.67(c/\gamma) \tan(45^\circ + \phi/2) \quad (1)$$

d) 実験条件と実験ケース

実験条件は、地山試料A, B, Cを用いた3種

類の地山に対して、それぞれトンネル径D, 土被りHを変化させ、これらが切羽の安定性に及ぼす影響について調べた。トンネル径Dは上述したような4種類とし、それぞれのトンネル径に対して土被りHとトンネル径Dとの比率H/D(土被り比)を表-2に示すように0.5~7.0の範囲内で3通りに変化させた。

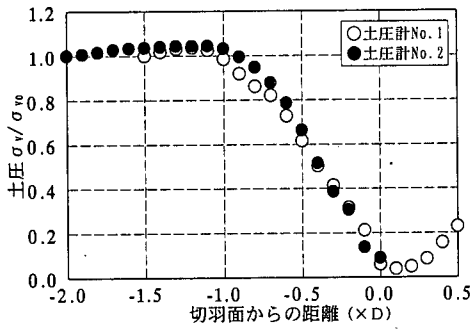
(2) 実験結果および考察

a) 切羽面進行に伴う天端土圧の変化

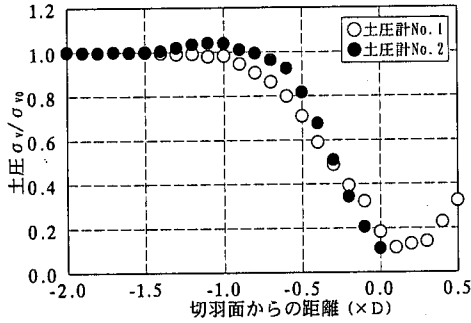
地山試料Bを用いた土被り比H/Dが2および3の模型地山にトンネル径が21.6cmのトンネルを掘削した場合の切羽面の進行に伴うトンネル天端高さにおける土圧 σ_v の変化を図-3に示す。ここで、土圧 σ_v は掘削前の土圧の値 σ_{v0} により正規化してある。また、図の横軸は、各土圧計と切羽面との距離をトンネル径(D=21.6cm)で除したもので示しており、負符号は土圧計が切羽面より前方に位置することを意味する。

土被り比が2の場合のトンネル天端高さにおける土圧は、トンネル切羽面前方1.5D程度の範囲まで掘削の影響を受け、切羽面前方1.5Dから1.0Dの領域では掘削前の土圧よりも若干の増加が見られる。しかし、切羽面前方1.0Dから切羽面直前にかけての領域では掘削前の土圧よりも徐々に減少し、切羽面位置では掘削前の土圧の約10%程度の値まで減少することがわかる。さらに、切羽面後方の土圧は、切羽面より0.1D程度後方の位置まで切羽面位置での土圧の値よりもさらに減少するが、0.1Dよりもさらに後方の位置においては再び増加する傾向が認められる。

土被り比が3の場合のトンネル天端高さにおける土圧も、土被り比が2の場合と同様に切羽面前方1.5D程度の領域まで掘削の影響を受け、切羽面前方1.0Dから切羽面直前の領域において土圧



(a) $H/D=2$



(b) $H/D=3$

図-3 切羽面進行にともなう土圧の変化

の減少が見られ、切羽面位置における土圧の大きさは掘削前の土圧の約10～20%程度まで減少している。また、切羽面後方の土圧は切羽面より0.1D程度後方の位置から増加する傾向が見られる。地山が完全弾性体であれば切羽面直前の応力は掘削による応力再配分により増加することが考えられるが、土砂地山の場合には切羽での応力解放により切羽面前方の地山が緩み、一種の落し戸効果により応力が減少するものと考えられる。一方、トンネル切羽面後方の土圧の増加は緩み土圧によるものと考えられる。

トンネルに作用する緩み土圧を算定する理論式としてTerzaghiの式⁹⁾が用いられることが多いが、従来はTerzaghiの式はトンネル横断面に作用する土圧の算定に用いられてきた。ここではTerzaghiの式を用いて図-4に示すようなトンネル縦断方向の切羽面前方に作用する土圧 σ_v の算定への適用性について検討を行う。Terzaghiの式を縦断方向の土圧の算定に適用する場合には緩み幅の設定が大きな影響を及ぼすものと考えられる。そこで、次式のTerzaghiの緩み土圧の算定式において緩み幅 B を変化させた時の土圧 q を算定し、図-5に示した。ただし、土圧の値は初期土圧 γH (=全土被り土圧)で、緩み幅はトンネル径でそれぞれ

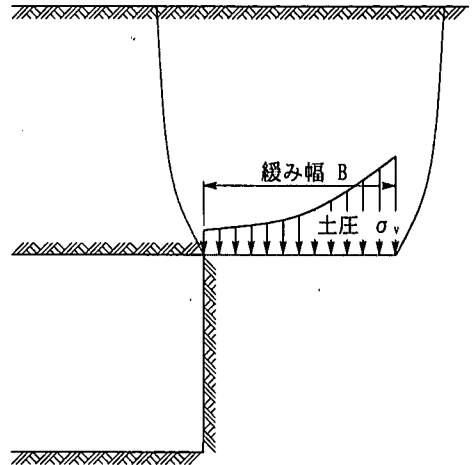


図-4 切羽面前方に作用する土圧の概念図

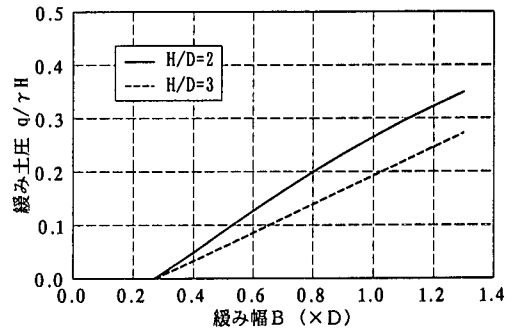


図-5 Terzaghiの緩み土圧と緩み幅との関係

正規化している。

$$q = \frac{B(\gamma - 2c/B)\{1 - \exp(-2HK \tan \phi / B)\}}{2K \tan \phi} \quad (2)$$

ここに、 K ：側圧係数(=1.0)

模型実験によれば切羽面前方の土圧は切羽面から1.0D程度の領域まで減少が見られたため、緩み幅 B の値を1.0Dとして式(2)の土圧の値を求めると、土被り比が2の場合には初期土圧の約25%、土被り比が3の場合には初期土圧の約20%となることが図-5からわかる。一方、実験から得られた切羽面前方の天端高さにおける土圧は切羽面直前から切羽面前方1Dにかけてなだらかに増加するが、切羽面前方0.3D程度までの領域についてみれば掘削前の土圧の約10～30%を示しており、緩み幅を1.0Dとしたときの式(2)の値に比較的近い値を与えている。したがって、Terzaghiの式において緩み幅としてトンネル径程度の値を与えれば切羽面直前の天端の位置における土圧の概略値が評価できるものと考えられる。

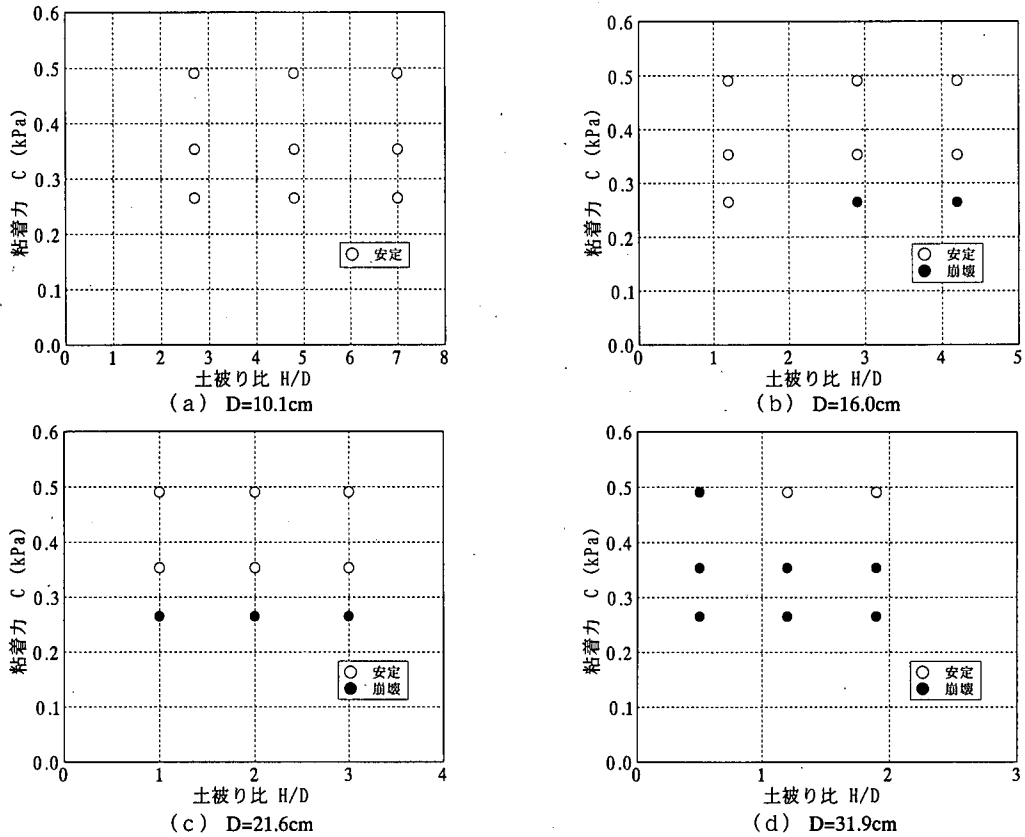


図-6 トンネル径と切羽の安定状態 (重力場実験)

b) 切羽の安定性

模型地山の粘着力 c および土被り比 H/D と実験から得られた各トンネル径の切羽の安定状態との関係を図-6に示す。

切羽の安定性は、トンネル径 $D = 10.1\text{cm}$ の場合は $c = 0.26\text{kPa}$ の模型地山Aにおいても崩壊が発生しない結果となっているのに対して、 $D = 16.0, 21.6\text{cm}$ の場合は $c = 0.26\text{kPa}$ の模型地山Aでは崩壊が発生し、 $c = 0.36, 0.49\text{kPa}$ の模型地山B, Cで切羽が安定する結果となっている。また、 $D = 31.9\text{cm}$ の場合は、 $c = 0.26, 0.36\text{kPa}$ の模型地山A, Bで切羽の崩壊が発生し、 $c = 0.49\text{kPa}$ の模型地山Cでは $H/D = 0.5$ の場合を除いて切羽が安定する結果となっている。このように、地山の強度のうち粘着力に着目すると、トンネル径によって切羽の安定に必要な粘着力は異なり、トンネル径が大きくなるに伴い切羽の安定に必要な粘着力は大きくなるのがわかる。この理由として、掘削に伴う切羽面前方の平均的な地山の応力変化を考えると、最小主応力となるトンネル軸方向の水平応力はゼロに近づき、最大主応力となる鉛直応力も減少するが減少の割合は水平応力に比べると小

さい。したがって、掘削後の応力状態を表すモールの応力円は土被り比が同一であってもトンネル径が大きいほど破壊包絡線を越えやすくなり、切羽の安定に必要な粘着力は大きくなるものと考えられる。

一方、切羽の崩壊が見られた土被り比4以下の領域での土被り比がトンネル切羽の安定性に及ぼす影響については、一部のケースを除いてトンネル径が同じであれば土被り比に関係なく切羽の安定に必要な粘着力はほぼ一定となっており、土被り比が1~3程度の領域では土被り比が切羽の安定性に及ぼす影響は小さいことがわかる。

以上のように、切羽の安定に必要な粘着力は土被り比の影響をあまり受けないがトンネル径によって異なるため、切羽の安定性の評価にはトンネル径と粘着力を考慮した指標が必要となる。そこで、本研究では、切羽の安定に必要な粘着力 c を単位体積重量 γ とトンネル径 D の積で除した無次元量 $c/\gamma D$ による整理を行い、切羽の安定性との関係を調べた。図-7は、 $c/\gamma D$ と土被り比との関係を示したものであるが、トンネル径、土被り比の大きさに関係なく $c/\gamma D$ の値として

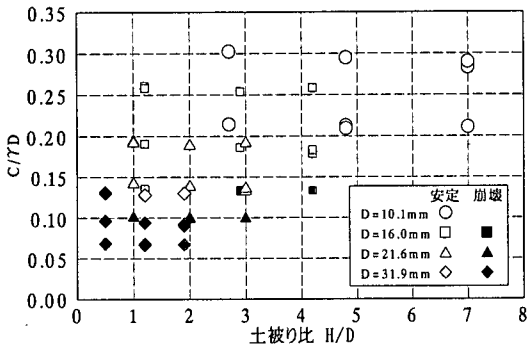


図-7 切羽安定に必要な $c/\gamma D$ と土被り比との関係 (重力場実験)

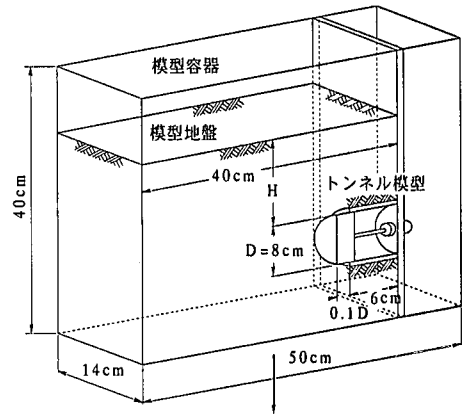


図-9 遠心力载荷模型実験装置概要図

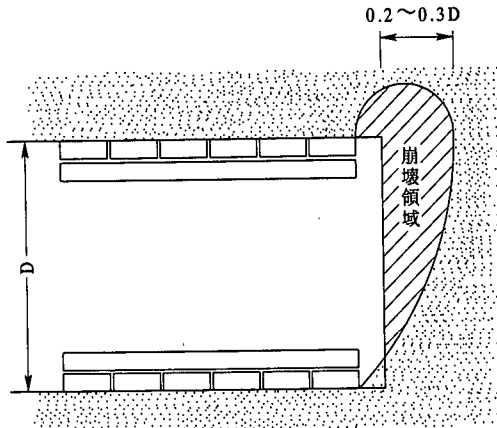


図-8 切羽の崩壊形状の概要図 (重力場実験)

0.13 付近に切羽の安定と崩壊の境界領域があることがわかる。本実験では地山の強度のうち特に粘着力の影響を調べることを目的としているため、内部摩擦角の影響については別途検討を行う必要があるが、少なくとも $c/\gamma D$ が切羽の安定性を評価するための一つの指標になることがわかる。

なお、トンネル掘削中に切羽の崩壊が発生したときの縦断方向の典型的な崩壊形状としては、トンネルセンターにおいては図-8に示すようにトンネル底盤に端を発生し、天端の高さで切羽面前方 $0.2 \sim 0.3 D$ の深さに達して天端直上で閉じる形状のすべりの発生が最も多く観察された。また、場合によっては天端直上で閉じずに地表面にまで達するすべりの発生が観察された。天端部の安定対策を目的としてフォアポーリングに代表されるような先受工を用いる場合、先受工の長さをもどの程度にするか判断が難しいところであるが、本実験結果によれば少なくともトンネル径の $0.2 \sim 0.3$ 倍程度以上は必要であるものと考えられる。ただし、縦断方向の崩壊形状はトンネル横断方向の位置によって異なり、後述する遠心力载荷模型実験と同

様にすべり面の深さはトンネルセンターから離れるに従って浅くなり、側壁部近くではほとんどすべり面が認められなくなる傾向を示した。

3. 遠心力载荷模型実験

重力場での模型実験から、トンネル径程度の土被りがあれば切羽の安定性に及ぼす土被りの影響は少ないこと、切羽の安定には地山の粘着力が重要であり、粘着力 c 、トンネル径 D 、地山の単位体積重量 γ から求まる無次元量 $c/\gamma D$ が切羽安定の指標となり得ることなどが明らかになった。しかし、これらの実験結果は実物 (現場) よりもはるかに低い応力状態で実施されたものであり、現場への適用に当たっては現場に近い高い応力場での実験を行ってその妥当性を確認する必要がある。また、地山の強度は粘着力と内部摩擦角により評価されるため、もう一つの強度定数である内部摩擦角が切羽の安定に及ぼす影響についても明らかにする必要がある。このため、2種類の砂質土を用いた3次元遠心力载荷模型実験を実施した。

(1) 実験装置および実験方法

a) 実験装置

実験装置の概要を図-9に示す。実験には寸法が $14 \times 50 \times 40$ (cm) で前面が透明なアクリル板の砂箱を使用しており、砂箱にはアクリル製の半円筒 (肉厚 5mm , $E=3.2\text{kN/mm}^2$) と切羽面を押さえるアルミニウム製の半円形の押さえ板からなる径 $D=8\text{cm}$ のトンネル模型が設置されている。なお、前面のアクリル板の内側には模型地山とアクリル板の間の摩擦を軽減するためにテフロンシートを貼りこんでいる。

表-3 模型地山の物性値 (遠心力実験)

	標準砂	相模砂
比重 G_s	2.64	2.65
単位体積重量 γ_s (kN/m ³)	15.1	14.7
含水比 w (%)	6.5	11.6
粘着力 C_a (kPa)	4.6	9.6
内部摩擦角 ϕ_a (deg)	34.5	26.8

b) 実験方法

実験で用いた遠心荷重装置⁹⁾は建設省土木研究所所有のもので有効回転半径2m, 最大遠心加速度は200gまで載荷できる装置である。実験はトンネル模型を埋め込んで作成した模型地山を遠心荷重し, 所定の遠心加速度に達した段階でトンネル模型の押さえ板を引き抜いて切羽での応力解放を行い, その際の切羽の安定状態を調べた。ただし, 押さえ板は, トンネル先端に素掘部分を設けるため半円筒から0.1Dだけ地山側に出した状態でトンネル模型を設置した。

c) 地山試料

地山試料は, 豊浦標準砂 (以下標準砂と称する) と洪積世の相模層群に掘削されたトンネル施工現場から採取した砂 (以下相模砂と称する) の2種類を使用し, 模型地山は試料を1層2cmで敷き均し, 突き固めを行って作成した。各試料の物性値を表-3に示す。内部摩擦角および粘着力は, 実験終了後の模型地山の含水比および単位体積重量を求め, 同一の含水比および単位体積重量を有する供試体に対して実施した一面せん断試験 (拘束圧の範囲は29.4~147.0kPa) から求めた。

d) 実験条件と実験ケース

実験は各試料に対して土被りHとトンネル径Dとの比で定義される土被り比H/Dをそれぞれ1, 2, 3と変化させた地山を作成して実施した。また, 各土被り比に対して実験を行うときの遠心加速度を標準砂については20gから35g, 相模砂については50gから65gの範囲内でそれぞれ5gピッチで変化させ, 切羽が崩壊するときと崩壊しないときの境界領域を求めた。

(2) 実験結果および考察

a) 切羽の安定性

図-10は, 各実験ケースのトンネル径を実物寸法に換算し, 各土被り比に対してトンネル径と切羽の安定状態を示したものである。実物寸法は, n gの遠心力場になされた模型と実物は縮尺1/nの幾何学的相似な関係にあることから模型のト

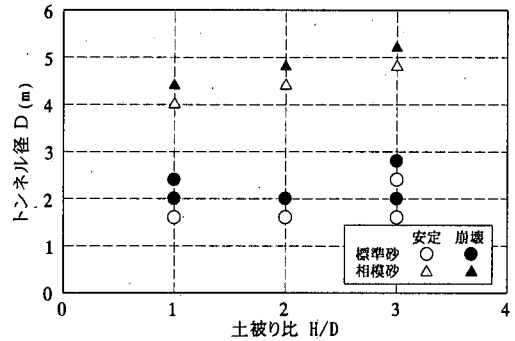


図-10 トンネル径と切羽の安定状態 (遠心力実験)

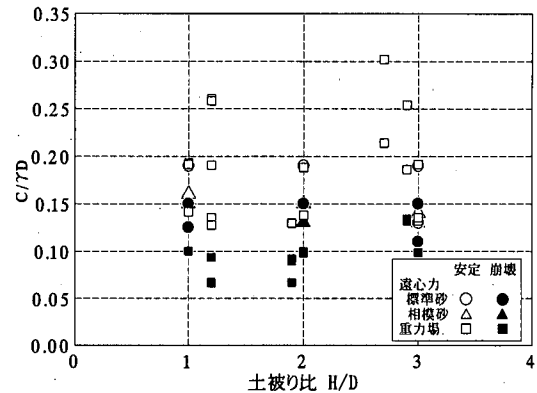


図-11 切羽安定に必要な $c/\gamma D$ と土被り比との関係

ンネル径 ($D=8\text{cm}$) に各実験を行ったときの遠心加速度と重力加速度 g との比を乗じて求めた。

土被りが切羽の安定に及ぼす影響については, 地山試料が同一であれば切羽が崩壊するときのトンネル径は今回実験を行った土被り比が1~3の範囲では土被り比にかかわらずほぼ同一の値を示している。また, 切羽が崩壊するときと崩壊しないときの境界となるトンネル径を相模砂と標準砂とで比較すると, 相模砂の場合が約4~5m, 標準砂の場合が約1.6~2.5mのトンネル径をそれぞれ境にして切羽の安定領域と崩壊領域が別れており, 切羽の自立が可能なトンネル径の限界値は相模砂が標準砂の約2倍となっていることがわかる。

以上のように遠心力荷重模型実験からも切羽の安定性は土被り比の影響はあまり受けないが, 切羽の安定性はトンネル径の影響を受け, 切羽の自立が可能なトンネル径の限界値が存在することが明らかとなった。そこで, 重力場での実験と同様に切羽の安定に必要な粘着力 c を単位体積重量 γ とトンネル径 D の積で除した無次元量 $c/\gamma D$ を求め, 重力場での3次元模型実験結果と比較した結果を図-11に示した。

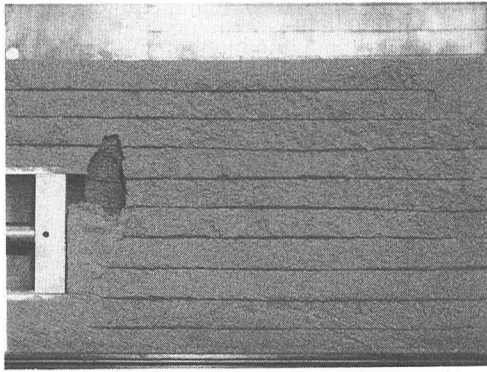


写真-1 切羽の崩壊状況 (標準砂, $H/D=1$, $D=2m$ (実物換算) の場合)

重力場での実験材料とほぼ同じ内部摩擦角を有する標準砂については、遠心力载荷模型実験においても重力場での実験と同様に $c/\gamma D$ の値として $0.15 \sim 0.17$ 付近に切羽の安定と崩壊の境界領域が見られることから、内部摩擦角がほぼ同一の地山においては無次元量 $c/\gamma D$ が切羽の安定性を評価するための一つの指標となりうるということがわかる。相模砂については標準砂に比べて内部摩擦角が若干小さくなるが、切羽が崩壊するときの $c/\gamma D$ は標準砂とほぼ同程度の $0.14 \sim 0.16$ を示しており、実験からは内部摩擦角が多少変化してもほぼ同一の $c/\gamma D$ の値を用いて切羽の安定性が評価できるといえる。ただし、内部摩擦角が大きく異なった場合には切羽安定に必要な $c/\gamma D$ も変化することが考えられるため、切羽安定に必要な $c/\gamma D$ の値については解析により内部摩擦角と切羽安定に必要な $c/\gamma D$ との関係を検討した上で、評価する必要がある。

b) 崩壊パターン

写真-1 は標準砂を使用した土被り比 H/D が 1 の模型地山の遠心加速度が $25g$ (実物換算のトンネル径が $2m$) の場合について、応力解放に伴って発生した切羽の崩壊状況を示したものである。また、図-1 2 は標準砂および相模砂それぞれについて写真-1 に示すような切羽の崩壊が発生したケースの実験砂箱壁面における崩壊形状を各土被り比に対して示したものである。標準砂の場合は何れの土被りの場合も切羽面底盤に近い位置に端を発するすべり面が切羽面前方上部にかけて発生し、このすべり面が天端よりも上方約 $0.1 \sim 0.4D$ の位置で閉じてドーム状の崩壊が発生しているのが認められる。また、切羽面前方の崩壊が及んでいる領域は概ね切羽面から $0.2 \sim 0.3D$ 程度までとなっており、これらの結果は重力場で実施した

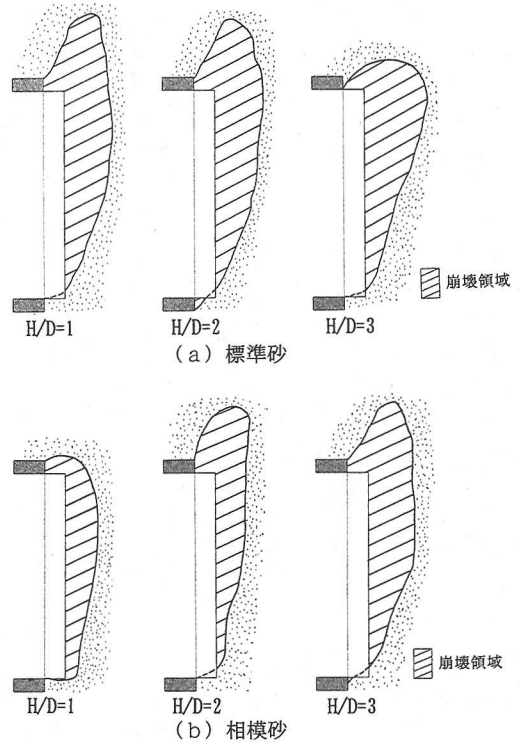


図-1 2 切羽の崩壊形状 (遠心力実験)

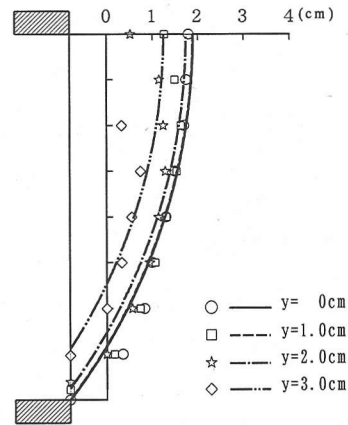


図-1 3 切羽の崩壊形状の横断方向変化 (標準砂, $H/D=2$ の場合)

実験結果とも比較的一致している。相模砂の場合も切羽の崩壊形状は概ね標準砂と同様の特徴を有しているが、すべり面の水平面に対する平均的な角度は標準砂に比較するとやや大きくなっており、切羽面前方の崩壊領域は全般的には標準砂よりも若干小さくなっている。

図-1 3 のプロットは図-1 2 に示した崩壊ケースのうち標準砂の土被り比が 2 の場合について、

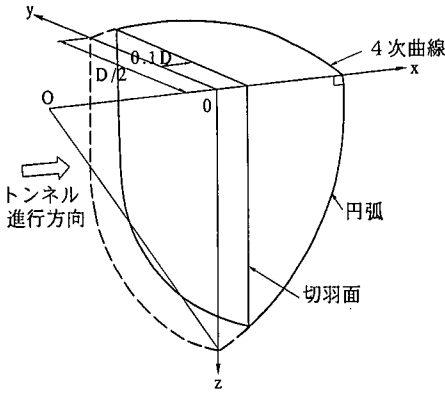


図-14 崩壊土塊の近似

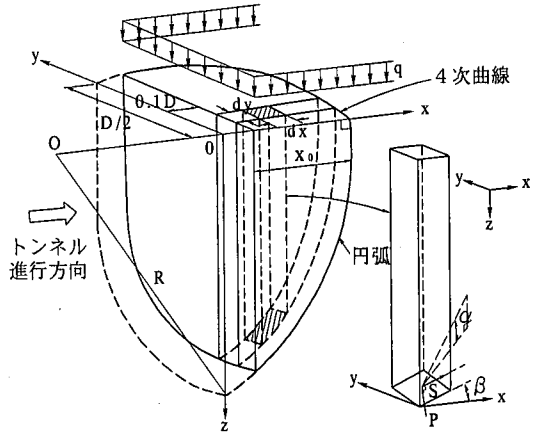


図-15 3次元解析モデル

実験終了後の模型地山をスライスし、鉛直断面の崩壊形状を天端より下部についてトンネルセンターからの距離ごとに示したものである。崩壊形状はトンネル横断方向の位置によって異なり、トンネルセンターから離れるに従ってすべり面の深さが浅くなり、側壁部近くではほとんどすべり面が認められなくなることがわかる。また、図-13の曲線は崩壊土塊を図-14に示すような天端を通る水平面内においてy軸に平行な回転軸をもつ回転体(円弧)に近似することにより得られる崩壊形状を示したものであるが、このような回転体によって崩壊形状がある程度近似できることがわかる。ただし、xy面内の曲線は関数形として2次から4次までのべき関数を与えたところ、4次曲線が実験結果と最も良く整合したことから4次曲線で近似することとした。なお、切羽の崩壊が発生した他のケースについても実験終了後の模型地山をスライスして崩壊形状の横断方向の変化を調べたところ、概ね同様の結果が得られた。

4. 極限釣合法による切羽の安定解析

(1) 解析方法

切羽の安定解析は、これまでトンネル横断方向に同一の破壊形状を有するものと仮定した2次元解析が行われてきているが、前述したように実験結果によれば切羽の崩壊形状はトンネル横断方向に対しても変化することが確認されている。このため、本研究では切羽の安定解析をトンネル横断方向の破壊形状を考慮した3次元解析により行うこととし、一部のケースについては併せて2次元解析を行い、2次元解析と3次元解析結果の比較を行った。

a) 3次元解析モデル

図-15は、3次元解析に用いた地山のモデルを示したものである。本研究では、切羽面前方の崩壊土塊をトンネル天端を通る水平面で分離し、水平面より上部の土塊の影響を水平面に作用する土圧qに置き換え、水平面より下部の土塊のすべりに対する安全率を分割法(簡便法)により求めた。具体的には、切羽の崩壊形状は前述したように実験結果から図-14に示すような回転体に近似できることが確認されたため、崩壊土塊をxz面、yz面により鉛直な柱に分割し、土柱間に働く内力の伝達を無視して、

各分割土柱の底面に垂直方向の釣合条件

$$(W+qdx) \cos \alpha = P \quad (3)$$

各分割土柱の破壊条件式

$$F_s = (cA + P \tan \phi) / S \quad (4)$$

崩壊土塊全体のモーメントの釣合条件

$$\sum (W+qdx) R \sin \beta = \sum R S \quad (5)$$

の3つの式を連立させて次式により安全率 F_s を求めた。

$$F_s = \frac{\sum R(cA + (W+qdx) \cos \alpha \tan \phi)}{\sum R(W+qdx) \sin \beta} \quad (6)$$

ここに、P: 分割土柱底面に作用する垂直力
S: 分割土柱底面に作用するせん断力で、その方向はx軸に平行と仮定する

- W : 分割土柱の重量
 A : 分割土柱の底面積
 α : 底面中心における接平面と水平面のなす角度で $\alpha = \cos^{-1}(1/J)$,
 $J^2 = (\partial z / \partial x)^2 + (\partial z / \partial y)^2 + 1$
 β : 底面中心における接平面と xz 面との交線が x 軸となす角度で
 $\beta = \tan^{-1}(|\partial z / \partial x|)$
 c, ϕ : 地山の粘着力, 内部摩擦角

また, q はトンネル天端を通る切羽面前方の水平面に作用する土圧で前述した式(2)で示される Terzaghi の緩み土圧を与えることとした。緩み土圧を Terzaghi の式により与えるに当たっては緩み幅の評価が大きな影響を及ぼすものと考えられるが, 重力場模型実験結果によれば天端の高さにおける地中応力の変化はトンネル切羽面前方約 $1D$ 程度まで及んでいること, 実験ですべり面の発生が観察された切羽面前方 $0.3D$ 程度までの領域の土圧は初期土圧の約 $10 \sim 30\%$ の値を示しており, これらは式(2)において緩み幅 B の値として $1.0D$ を与えた場合の計算値と概ね一致することから緩み幅 B については $1.0D$ の値を与えることとした。

なお, F_s の計算に当たっては, 崩壊面の位置 x_0 を変化させ, 繰り返し計算により求まる最小安全率の値を F_s とした。

b) 2次元解析モデル

2次元解析は, 3次元解析で用いた簡便法を2次元に縮小した方法とシールドトンネルの切羽安定に必要な圧力の計算に用いられる村山の式²⁾と同様に切羽の崩壊形状を対数螺旋線で近似した方法(対数螺旋線法)の2通りの方法により実施した。

対数螺旋線法は図-16に示すようにトンネル天端を通る水平面より上部の土塊については簡便法と同様に Terzaghi の緩み土圧で置き換え, 下部の崩壊土塊についてはトンネル下端部に端を発生するすべり面を次式で近似し,

$$r = r_0 \exp(\theta \tan \phi) \quad (7)$$

崩壊土塊のすべりに対する安全率 F_s を O 点に対する土塊全体のモーメントの釣合条件から次式により求め, O 点の位置を変化させたときの最小安全率を繰り返し計算により求めた。

$$F_s = \frac{\int_{r_0}^{r_b} r c \cos \phi ds}{W l_w + q l_a (l_a + l_a / 2)} \quad (8)$$

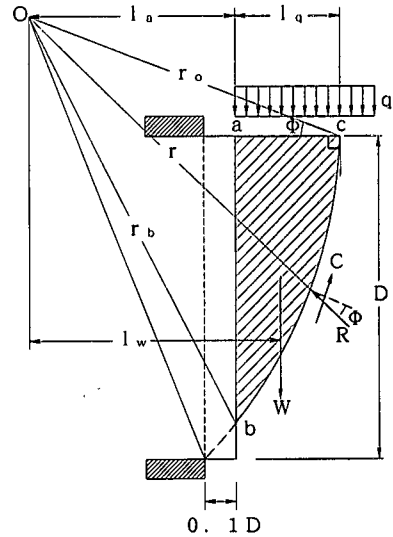


図-16 2次元解析モデル(対数螺旋線法)

表-4 解析結果の比較(標準砂, $H/D=2$ の場合)

		トンネル径 (m)	すべり面の位置
実験結果		1.6 ~ 2.0	0.23D
解析結果	2次元解析 対数螺旋法	1.4	0.36D
	簡便法	1.4	0.35D
	3次元解析	1.8	0.33D

ここに, W : 崩壊土塊の重量

l_w : 点 O から W までの距離

l_a : 点 O から切羽面までの距離

l_q : 切羽面から崩壊領域先端までの距離

ds : すべり面の微小長さ

(2) 解析結果および考察

a) 解析方法の比較

表-4は標準砂, 土被り比が2の場合について, 2次元解析および3次元解析を行って最小安全率が1となる時の実物換算のトンネル径(切羽が自立するトンネル径の限界値)および崩壊が発生するすべり面の位置(天端の高さにおける切羽面からすべり面までの距離)を求め, 遠心力場での実験値との比較を行ったものである。ただし, 粘着力, 内部摩擦角については表-3に示した値を用いた。

2次元解析の簡便法と対数螺旋線法との比較では切羽が自立するトンネル径の限界値およびすべり面の発生位置については明確な差は認められない。

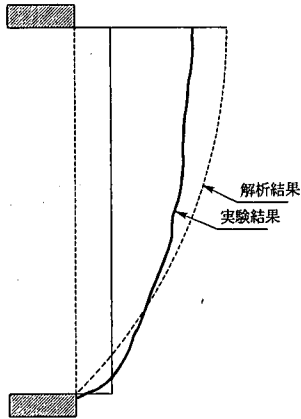


図-17 すべり面の位置の解析結果と実験結果との比較

また、2次元解析から得られる切羽が自立するトンネル径の限界値は、実験値よりも2割程度小さな値を示しており、すべり面の位置については実験値より大きな値を示している。一方、3次元解析結果は、すべり面の発生位置については2次元解析結果と明確な差は認められず、図-17に示すように実験で観察されたすべり面の位置よりも切羽前方に発生することになるが、切羽が自立するトンネル径の限界値については2次元解析結果よりも3割程度大きな値を示しており、実験値とは比較的近い値を示している。したがって、すべり面の位置に関しては課題が残るものの、本解析方法から得られる切羽が自立するときのトンネル径の限界値に関しては緩み土圧を与えるときの緩み幅を1.0Dとした3次元解析により実験値に比較的近い値が得られるものと考えられる。

b) 切羽安定に及ぼす地山強度の影響

図-18は、3次元解析から求まる内部摩擦角および粘着力と最小安全率との関係を標準砂の地山物性値を用いて土被り比H/Dが2、実物換算のトンネル径Dが0.9, 1.8, 3.6mの場合について示したものである。粘着力が最小安全率に及ぼす影響は大きく、内部摩擦角が同一の場合にはトンネル径が2倍になると最小安全率が1となる時の粘着力も2倍になることがわかる。これに対して内部摩擦角が最小安全率に及ぼす影響は比較的小さく、粘着力が同一の場合はトンネル径が変わると内部摩擦角を変化させても同一の最小安全率を示すことはないことがわかる。

以上のように、解析からも粘着力が切羽の安定性に及ぼす影響は大きく、また、粘着力に比較すると内部摩擦角が切羽安定性に及ぼす影響は非常に小さいことがわかった。そこで、3次元解析に

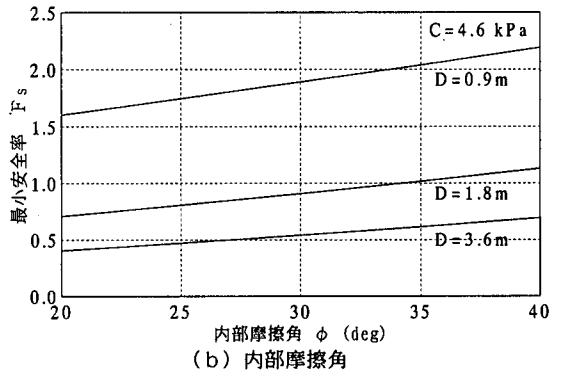
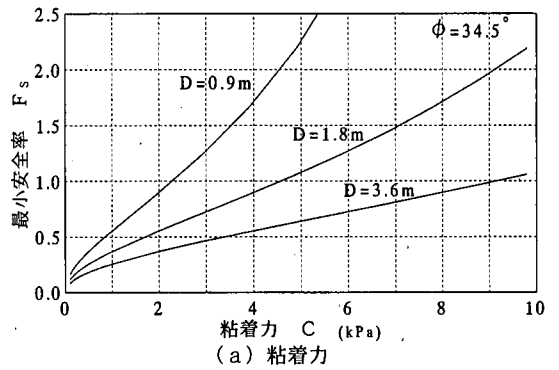


図-18 最小安全率と地山強度との関係 (標準砂, H/D=2 の場合)

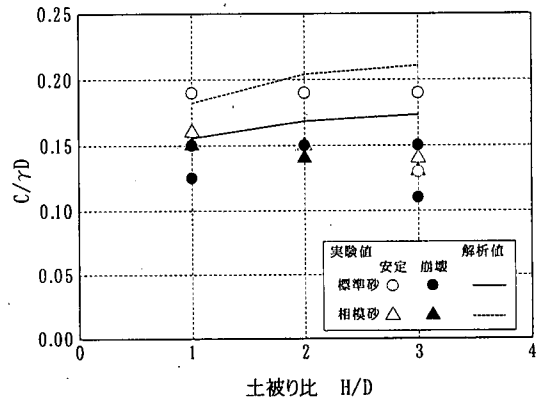


図-19 切羽安定に必要な c/rD の解析結果と実験結果との比較

より最小安全率が1となる時の実物換算のトンネル径Dを標準砂と相模砂について求め、得られたトンネル径Dを用いて求まる c/rD とH/Dとの関係を遠心力実験結果と併せて図-19に示した。

解析においても土被り比が c/rD に及ぼす影響は実験結果と同様に今回対象とした土被り比が1程度以上の範囲であれば比較的小さく、標準砂については土被り比が3の場合でも緩み幅を1.0

Dとした時の解析結果は実験値に比較的近い値を示している。相模砂については実験では標準砂とほぼ同程度の値が得られているが、解析では内部摩擦角が標準砂よりも小さいことの影響を受けて標準砂よりも大きな $c/\gamma D$ が得られている。相模砂の場合は、図-12に示したように実験では標準砂よりも若干小さな崩壊形状を示しており、実際に発生するすべり面の位置が解析から得られるすべり面の位置よりもかなり切羽面に近くなることが実験結果と解析結果が異なった理由として考えられる。なお、解析から得られるすべり面は、相模砂の方が標準砂よりもわずかであるが水平面に対する平均的な角度は小さく、切羽前方に位置しており、実験結果とは逆の傾向を示した。原因としては、地山の挙動を単純化した解析モデルでは考慮されていない標準砂と相模砂の応力-ひずみ関係や強度特性の違いなどの影響が考えられるが、詳細な検討は今後の課題としたい。

このように内部摩擦角が小さい場合については本解析モデルから得られる切羽安定に必要な $c/\gamma D$ は実験値よりも若干大きな値を示すが、設計上、解析値は安全側の値を与えていることから本解析により内部摩擦角と切羽の安定に必要な $c/\gamma D$ の組み合わせを求めておけば実際にトンネルを掘削する場合の切羽の安定性を事前に判断する指標になるものと考えられる。

5. 切羽安定評価指標の提案

図-20の実線は、土被り比が1,2,3,5,10の場合について3次元解析から得られた切羽の安定に必要な $c/\gamma D$ の値を各内部摩擦角に対して示したものである。切羽の安定に必要な $c/\gamma D$ の値は内部摩擦角の減少に伴い増加しており、 $c/\gamma D$ を一つの指標として現場で切羽の安定性を評価する場合にはこのような各内部摩擦角に応じた値を用いることにより安全側の評価が行えるものと考えられる。また、土被り比が切羽の安定に必要な $c/\gamma D$ に及ぼす影響については、内部摩擦角が大きい場合には土被り比の影響はあまり現れないが、内部摩擦角が小さい場合には土被り比が5程度までの範囲においては土被り比の増加に伴い $c/\gamma D$ の値も増加する傾向が見られる。したがって、内部摩擦角が小さい場合には図-20に示すような土被り比に応じた $c/\gamma D$ の値を切羽の安定性を評価する指標として用いる方が安全側の評価になるものと考えられる。なお、図-20にあ

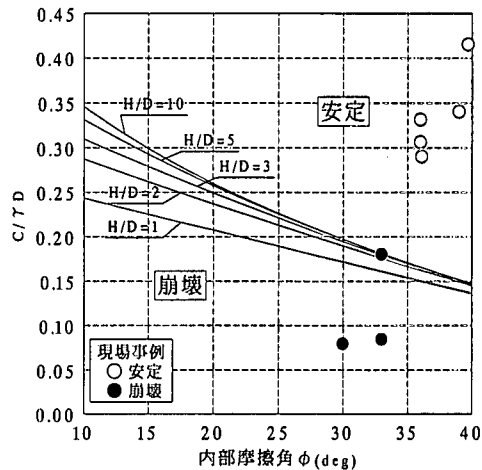


図-20 内部摩擦角と切羽安定に必要な $c/\gamma D$ との関係

わせてプロットした点は、土砂地山トンネルの施工事例の中から鏡ボルト、鏡吹付けコンクリート、長尺先受工などの切羽の安定を主目的とした対策工が施されていないものを抽出し、工事報告書のデータから $c/\gamma D$ の値を求めたものである。ただし、Dの値はトンネル掘削時の加背高さで代表させた。事例数が十分でなく、また、これらの事例は天端部の崩落防止を目的とした小規模な先受工を用いており、切羽の安定に及ぼす影響も幾らか考えられるために厳密な比較はできないが、少なくとも本研究で提案する切羽の安定に必要な $c/\gamma D$ の値が確保されているトンネルにおいては切羽の崩壊は発生していないことが認められる。

6. 結論

土被り比が比較的浅い土砂地山トンネルを対象に掘削時における切羽の安定性の評価方法に関して模型実験を行うとともに実験結果に対して極限釣合法を用いた解析を行った。得られた主要な結果をまとめると、以下ようになる。

(1) 切羽の安定に必要な地山の粘着力 c はトンネル径 D の影響を受け、トンネル径が大きくなるに伴い切羽の安定に必要な粘着力は大きくなる。一方、土被り比が1~3程度の領域では切羽の安定性に及ぼす土被り比(土被り/トンネル径)の影響は比較的小さい。

(2) 湧水が無い場合には無次元量 $c/\gamma D$ (γ は単位体積重量)が切羽の安定性を評価する一つの指標となり、内部摩擦角が 30° 程度ある地山の

場合は $c/\gamma D$ として 0.13 ~ 0.17 程度以上の値があれば切羽は安定する。また、切羽の安定に必要な $c/\gamma D$ は内部摩擦角の減少に伴い大きくなることが考えられるため、内部摩擦角が小さい地山を対象とする場合は解析から得られる各内部摩擦角に応じた値を用いることが安全側の評価となる。

(3) 切羽面前方に発生する土圧を Terzaghi の緩み土圧で評価した簡便法による切羽の安定解析結果によれば、3次元解析から得られる切羽の安定に必要な $c/\gamma D$ は2次元解析結果より3割程度小さな値を示し、緩み土圧を与えるときの緩み幅を 1.0 D で評価した場合には比較的实验値に近い値が得られる。

謝辞：本研究をまとめるに当たって貴重な御助言を頂いた京都大学足立紀尚教授、大西有三教授、田村武教授に謝意を表します。

参考文献

- 1) 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/Ⅲ-7, pp.245-254, 1987.
- 2) 村山朔郎, 遠藤正明, 橋場友則: 機械化シールドの掘進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.75-79, 1966.
- 3) Chambon, P. and Corté, J.F.: Shallow Tunnels in Cohesionless Soil: Stability of Tunnel Face, *J. Geotech. Engng Div., ASCE*, Vol.120, No.7, pp.1148-1165, 1994.
- 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, 第517号/Ⅲ-31, pp.105-115, 1995.
- 5) Broms, B.B. and Bennermark, H.: Stability of Clay at Vertical Openings, *J. Soil Mech. and Found. Div., ASCE*, Vol.93, No. SM1, pp.71-94, 1967.
- 6) Kimura, T. and Mair, J.R.: Centrifugal Testing of Model Tunnels in Soft Clay, *10th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Eng.*, Stockholm, Vol.2, pp.319-322, 1981.
- 7) 山口柏樹: 土質力学, 技法堂出版, pp.317, 1988.
- 8) Terzaghi, K.: *Theoretical soil mechanics*, John Wiley & Sons, New York, pp.66-76, 1943.
- 9) 古賀泰之, 谷口栄一, 古関潤一, 森下義: 新しく導入した動的遠心模型実験装置, 土木技術資料, Vol. 30, No.5, pp.50-54, 1988.

(1998. 11. 11 受付)

STUDY ON EVALUATION METHOD OF TUNNEL FACE STABILITY

Hidetoshi MASHIMO, Masahiko SUZUKI and Akira INOKUMA

To make the mechanism of shallow tunnel face failure in sandy ground clear and establish the evaluation method of the face stability, gravitational and centrifugal model tests were performed. Also the face stability was analyzed by the 3-dimensional limit equilibrium method, and the result was compared with the experimental one. The relation between the face stability and the overburden was shown through the result of tests and analysis, and the way of evaluating the face stability using the strength parameters of ground, unit weight, and tunnel diameter was proposed.