第 36 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集
（社）土木学会　2007 年１月　論文番号 13

数値解析に基づく切羽安定性の評価法の提案

大塚勇[1*]・青木智幸[2]・大町達夫[3]・伊藤洋[4]

[1]正会員　大成建設株式会社　土木本部土木設計部（〒163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1）
[2]正会員　大成建設株式会社　技術センター地盤･岩盤研究室（〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町344-1）
[3]正会員　東京工業大学教授　総合理工学研究科（〒226-8502 神奈川県横浜市緑区長津田町4259）
[4]正会員　電力中央研究所　地球工学研究所（〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646）
*E-mail: ohtsuka@ce.taisei.co.jp

切羽の安定性については，多くの研究が行われてきているが，地山の強度特性または変形特性のどちらかに着目して切羽の安定性を評価している．しかしながら，切羽前方の地山挙動は両特性の影響を受けるものと考えられる．そこで，本研究では，地山の強度特性，変形特性の両特性を考慮した切羽の安定性評価について検討を行った．

本研究では三次元逐次掘削解析を用いて，強度特性，変形特性を変化させて，切羽の安定性を評価した．その結果，既往の研究事例と比べると，粘性土地山で異なる評価となり，本手法で粘性土地山の実現象を説明できる結果となった．

Key Words : *face stability, three-dimensional analysis, critical shear strain, long facebolting*

1. はじめに

切羽の安定性については，多くの研究がなされており，評価手法も様々である．

地山の強度特性に着目した事例として，真下ら[1)] 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手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，極限釣合法による三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ている．一方，地山の変形特性に着目した事例として，桜井ら[2)] は，土被り高さと見掛けの弾性係数の関係を用いて，切羽の安定性を評価している．地山の物性値が同じであれば土被りの大きいほうが切羽は不安定になることを示し，切羽の安定については，天端壁面のひずみによる安定評価がある程度可能であると述べている．

しかしながら，いずれの研究においても地山の強度特性と変形特性の両者を考慮した切羽の安定性については論じられていない．そこで，切羽の安定性を評価する際には，地山の破壊を規定する強度定数だけでなく，掘削が進むと共に切羽が押出してくる変形も考慮すべきと考え，地山の強度特性および変形特性に着目した切羽安定の評価手法について検討した．

2. 既往の切羽安定性の評価手法

切羽安定性の評価法を提案するにあたり，切羽の安定性評価でよく用いられている真下らの評価手法[1)] を参考に検討した．真下らの行った実験条件，解析条件と同様な入力条件で三次元有限差分法コードFLAC3D[3)] によって，真下らの実験結果，解析結果を模擬した．その際，切羽の安定性を評価するのに，桜井[4)] が提案している限界最大せん断ひずみを指標として，切羽に生じる最大せん断ひずみがその限界値以内であれば切羽は安定すると考えた．

真下ら[1)] は，**図-1**に示す遠心力載荷模型実験と**図-2**に示す三次元の極限釣合法によって切羽の安定性について検討している．その結果，**図-3**に示すように，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/γDを切羽安定性の指標としている．**図-3**には，真下ら[1)] の行った遠心力載荷模型実験の結果を加筆して示している．実験結果は，各砂質土の試料で異なる遠心力で載荷したものであり，遠心力が大きくなると見掛け上のトンネル径Dが大きくなるため，一つの試料で複数のプロットとなっている．図中のH/Dは土被り比を表しており，土被りHとトンネル径Dの比である．土被り比が変わっても切羽の安定性に及ぼす影響は比較的小さい．

真下ら[1)] が，遠心力載荷模型実験に用いた模型地山の

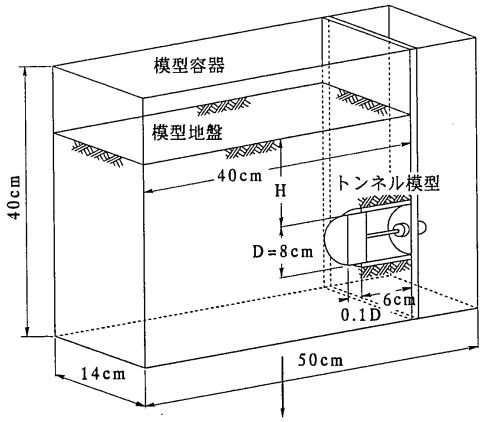


図-1　遠心力載荷模型実験装置概要図[1)]

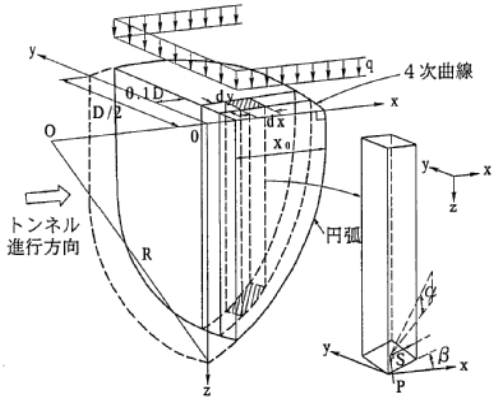


図-2 三次元極限釣合法の解析モデル[1)]

物性値を**表-1**に示す．変形特性（弾性係数Eとポアソン比ν）は上記文献[1)]に示されていなかったが，真下らが行った同様な実験で同じ豊浦標準砂が用いられ，その文献[5)]には三軸圧縮試験によって弾性係数とポアソン比を求めている．**図-3**に示すように，遠心力載荷模型実験の結果，切羽が崩壊するときのc/γDは，2種類の砂で内部摩擦角が約26～35°と異なっても，ほぼ同程度の0.14～0.16を示している．

図-3に示すように，真下らは施工事例と実験事例ともに内部摩擦角が25°以上の砂質土地山を対象として行っているが，内部摩擦角が小さく，粘着力の大きい粘性土地山については検証を行っていない．また，田村ら[6)]が剛塑性有限要素法による極限解析法で行った切羽安定性の評価では，粘着力が支配的な地山では，切羽の安定性に被り高さによる影響を加味しなければならないと指摘しており，さらに粘性土地山の切羽周辺の挙動は，砂質土地山の場合と大きく異なり，その安定性評価法も別の指標が必要であると述べている．よって，粘性土地山については地山の強度特性のみを考慮した極限状態を仮定した方法では表現できない部分が存在するものと思われる．

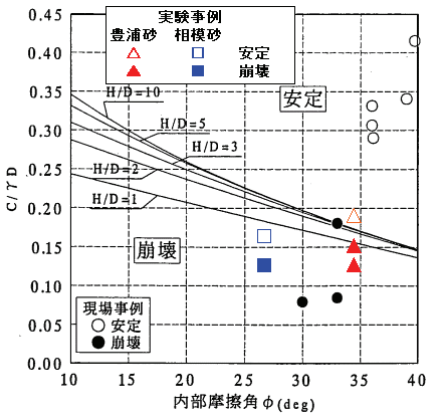


図-3　内部摩擦角と切羽安定に必要なc/γDとの関係[1)]
（実験事例を加筆）

表-1　真下らの遠心載荷模型実験の地山物性値[1)，5)]

	標準砂	相模砂
比重	2.64	2.65
単位体積重量（kN/m3）	15.1	14.7
含水比（%）	6.5	11.6
粘着力（MPa）	0.0046	0.0096
内部摩擦角（°）	34.5	26.8
弾性係数（MPa）	20	—
ポアソン比	0.3	—

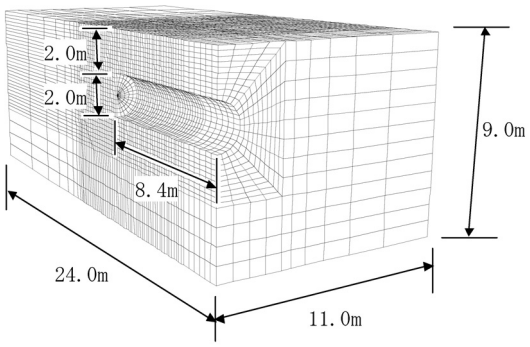


図-4　解析モデル図

3. 三次元数値解析による模型実験の検討

(1) 解析条件

ここでは真下ら[1)]の行った遠心力載荷模型実験を，三次元数値解析を用いて検討し，真下らが提案している切羽安定性の指標と今回提案する切羽安定性評価と比較し，その切羽安定性評価に関する考え方の妥当性について検証する．解析モデルを**図-4**に示す．先述した変形特性が示されている文献[5)]では，土被り比（H/D，H：土被り，D：トンネル径）を1とし，25Gの実験条件に対して，変形特性を求めている．そのため，解析条件は実験条件と同様とし，トンネル径Dは8cm×25=200cm（2m）の円形トンネルとし，土被り比（H/D）が1であるため土被りHも2mである．実験では，一掘削長を0.1Dとしているため，解析では0.2m（0.1×2m）とした．トンネル縦断方向の

表-2 解析ケース

解析ケース	ケース１	ケース2
粘着力c（MPa）	0.0046	0.0030
内部摩擦角φ（°）	34.5	30.0
c/γD	0.152	0.099
限界最大せん断ひずみ（%）	0.54	0.58
備考	真下らの実験値	

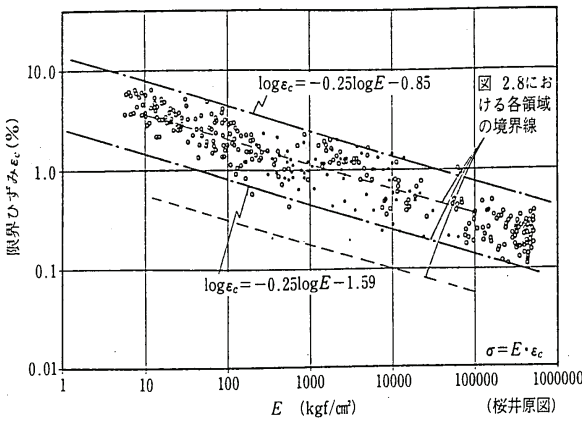


図-5 一軸圧縮試験による限界ひずみ（ε_c）と弾性係数（E）の関係[4]

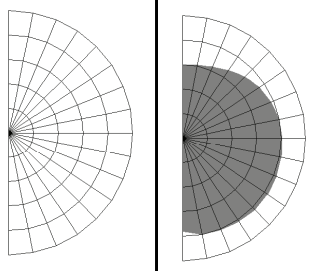
メッシュ分割は，始めの2.4mは0.4mピッチ，2.4m～12.0mは0.2mピッチのメッシュとし，12.0m～24.0mについてはメッシュを序々に大きくした．**図-4**に示すように，8.4m掘削した断面で切羽の安定性を検討した．初期地圧は，鉛直方向を自重相当とし，水平方向は鉛直方向荷重にポアソン比から求まる静止土圧係数0.429を掛けて算定した．対称性を考慮して半断面とし，境界条件は上面を地表面として自由面に，他の5面はローラー境界とした．実験では，一次支保をアクリル製の半円筒としており，剛なものであるため，解析でも剛な支保として厚さ0.2m相当のシェル要素でモデル化した．

解析用物性値は，**表-1**の豊浦標準砂の物性値とした．ただし，**図-3**の真下らの指標（c/γD）と比較するために，地山の強度定数である粘着力cと内部摩擦角φはパラメトリックに変化させた．切羽安定性の判定検討で行った解析ケースを**表-2**に示す．ケース1は，真下らの行った実験と同様な強度定数とし，ケース2は，強度定数を低下させた場合である．

解析手順は，最初の2.4m区間は0.4mで掘削し，掘削部に吹付けコンクリートを設置した．2.4mから8.4mまでは0.2mで掘削し，掘削部に支保を設置した．

(2) 切羽安定性の評価手法

切羽安定性の評価は，切羽面の最大せん断ひずみに着目した．安定性の指標としては，桜井[7]が提案している限界最大せん断ひずみγ_cを用いた．式（1）に限界最大せん断ひずみの式を示す．

解析ケース	ケース１	ケース2
限界最大せん断ひずみ（%）	0.54	0.58
切羽の最大せん断ひずみ分布図		
切羽の安定性	安定	崩壊
備考	真下らの実験値	

限界最大せん断ひずみを越える領域

図-6 切羽の最大せん断ひずみ分布図と切羽の安定性

$$\gamma_c = \varepsilon_1 - \varepsilon_3 = (1+\nu)\left\{2\frac{\overline{P}}{E}\sin\phi + (1-\sin\phi)\varepsilon_c\right\} \tag{1}$$

ここで，E：地山の弾性係数，ν：地山のポアソン比，φ：地山の内部摩擦角，$\overline{P}$：初期地圧，ε_c：地山の限界ひずみである．

式中の限界ひずみε_cは，様々な岩種の岩石の一軸圧縮試験結果で得られる破壊強度と初期弾性係数から算定したものである．よって，限界ひずみは地山の変形特性だけでなく，破壊強度にも依存するため，地山の強度特性も表現できる指標であると考える．**図-5**に限界ひずみと地山の弾性係数の関係を示す．本来，破壊ひずみを指標とすべきであるが，**図-5**に示すような地山物性値との相関関係を示したものはなく，現場の計測管理でよく使われ，破壊ひずみよりも安全側の評価となる限界ひずみを用いた．また，切羽近傍の地山は拘束圧が解放され，一軸状態に近いため限界ひずみが適用できると考えた．

図-5に示すように，限界ひずみには，ばらつきがあるため，下限値，中央値，上限値が設けられている．今回は，安全側の検討として下限値を用いた．そのため，検討結果には安全係数が掛かっているものと考え，後述する施工実績との比較には，計算値をそのまま用いている．解析手法が連続体解析のため，切羽の崩壊が表現できないが，切羽面に限界最大せん断ひずみを超える領域が少しでも現れた場合に，その部分から崩落がはじまり切羽が崩壊すると考えた．

(3) 解析結果

a) 切羽安定性の判定検討

表-2に示す強度定数の異なる2つのケースの切羽面における最大せん断ひずみ分布図を**図-6**に示す．分布図の

しきい値は，限界最大せん断ひずみとし，着色している部分が限界値を超えた領域である．ケース1は着色部分がなく，切羽全面にわたって限界値を超えていないため，切羽の安定性の評価としては安定と判断する．また，ケース2は着色部分が切羽中央付近に存在し，切羽は崩壊するという評価になる．ケース1は解析の結果，安定となったが，真下らの実験では崩落した．

b) 真下らの実験結果との比較

地山の強度定数を変化させて，上記の手法で切羽の安定性を評価し，切羽が安定と崩壊の境界となる強度定数を求め，**図-3**と同様な軸でプロットした結果を**図-7**に示す．点線が真下らの土被り比（H/D）1の計算結果であり，太い実線が真下らの実験条件と同じ条件である弾性係数20MPaで行った三次元解析の結果である．内部摩擦角が小さくなると両者の差が大きくなるが，良く一致しているといえる．前項a)で述べたケース1は，**図-7**縦軸のc/γDが0.154，横軸のφが30°であり，安定-崩壊の境界線付近である．真下らの実験結果では境界線よりも若干崩壊側，本手法では若干安定側となり，異なる判定結果となっている．

また，同図には弾性係数を20MPaの2倍と半分にした結果も示している．真下らは，切羽の安定性を極限状態で考えているため，弾性係数の影響は考慮していないが，本手法では弾性係数によって切羽の安定性が異なる．地山の弾性係数が小さく，軟質なほど切羽は崩壊しやすくなる．この理由は，弾性係数が小さいほど，**図-5**より限界ひずみも大きくなるが，それ以上に切羽の変形の方が大きくなり，限界せん断ひずみによる判定では，より不安定となるからである．

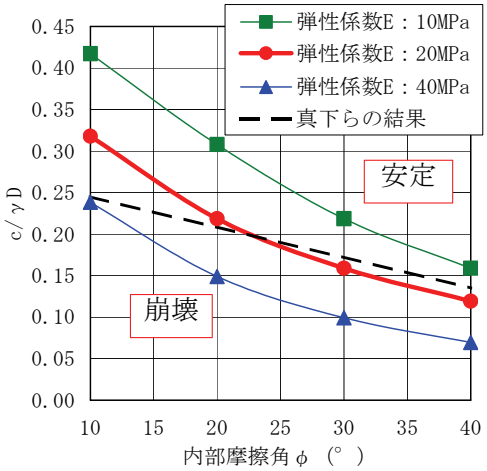


図-7 真下らの検討結果との比較

4. 実規模トンネルにおける本評価手法の検証

前章での切羽安定性に関する検討では，直径2m相当のトンネルに関する既往の研究成果と概ね一致する結果が得られた．そこで，本章では直径が10mの実規模トンネルに対して，今回提案する評価手法の検証を行う．

(1) 評価手法の妥当性に用いた施工実績

前章の検討では，トンネル径が2mの比較的小さな断面のトンネルを対象としていたが，本章では道路トンネルや鉄道トンネルなどの直径が10m程度のトンネルを対象とする．

後述する解析では，低土被りトンネルを設定し，土被りを10mとし，土被り比（H/D，H：土被り，D：トンネル径）が1の場合について検討する．よって，直径10m程度のトンネルで土被りも約10mの施工実績についてまとめたものを**表-3**に示す．ここで，換算直径とはトンネル掘削断面積からトンネルを円形と考え算定している．上半先進掘削工法，ショートベンチカット工法の場合には，ベンチ長がある程度長いので下半掘削の影響は考えず，掘削断面積は上半の断面積とし，補助ベンチ付き全断面掘削工法の場合には，全断面の断面積とした．いずれの現場も切羽が自立せず，長尺鏡止めボルトを打設している．鏡止めボルトと併用した補助工法はいずれも先受工に属し，掘削に先立ち切羽前方地山のトンネル外周部にアーチシェル状の薄肉構造体を構築し，切羽天端の安定性や地表面沈下対策で採用される場合が多い．

吉井トンネルで行われたNew Pre-Lining Support（PLS）工法は，トンネル掘削に先立って切羽前方のトンネル外周に縦断長さ3m，厚さ40cmのスリットコンクリートを構築し，その後トンネル掘削を行う工法である[8]．佐野トンネルで行われた長尺鋼管フォアパイリングは，長さ12.5mの鋼管（外径φ114.3mm，肉厚6.0mm）を60cmピッチでトンネル外周に沿って，トンネル前方へ23本打設し，事前にトンネル外周部を補強している[9]．Sトンネルでは，長さ15.5mのGFRP管（外径φ76.0mm，肉厚8.0mm）を45cmピッチでトンネル外周に沿って45本打設

表-3 施工実績（トンネル径約10m，土被り約10m）

トンネル名	土被り H（m）	換算直径D（m）	土被り比 H/D	弾性係数 E（MPa）	粘着力 c（MPa）	内部摩擦角 φ（°）	単位体積重量γ（kN/m^2）	c/γD	鏡止めボルト打設ピッチ×長さ	併用した補助工法
吉井トンネル	10	10.7	0.9	13	0.043	20	20	0.201	@1.8m×15.0m	New PLS
佐野トンネル	6	8.5	0.7	50	0.01	30	20	0.059	@1.5m×12.5m	長尺鋼管フォアパイリング
Tトンネル	10	8.8	1.1	68	0.04	26	20	0.228	@1.2m×12.5m	フォアポーリング
Sトンネル	9.3	11.4	0.8	126	0.06	29.9	22	0.240	@2.0m×16.5m	長尺GFRPフォアパイリング
Uトンネル	6	8.9	0.7	10	0.095	10	16	0.663	@1.2m×7.5m	フォアポーリング

表-4　解析条件

地山	土被り（m）	10
	単位体積重量（kN/m^3）	20
	側圧係数	0.5
	弾性係数（MPa）	50
	ポアソン比	0.35
	粘着力（MPa）	パラメトリックに変化
	内部摩擦角	
吹付けコンクリート	厚さ（m）	0.2
	弾性係数（MPa）	4,000

している．Tトンネル，Uトンネルでは，D25程度の細径で長さ3mの鉄筋棒で天端を保護している．同じ先受工でも吉井トンネルでは大規模な補強を行っており，佐野トンネルとSトンネルでは中規模な補強，TトンネルとUトンネルでは比較的小規模な補強である．

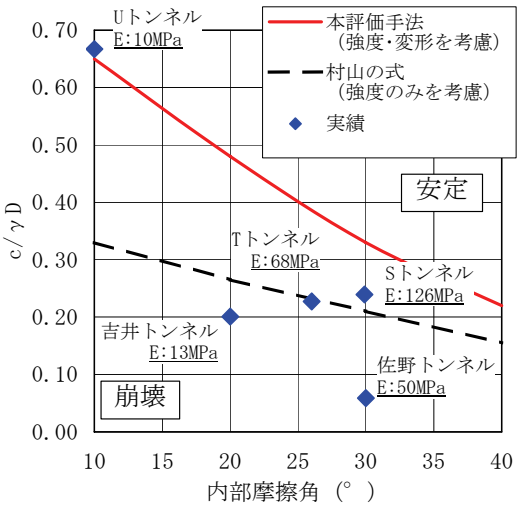


図-8　実規模トンネルにおける村山の式との比較

(2) 解析条件

解析条件は，表-3に示した施工実績を参考に設定した．解析モデルは，図-4に示すモデルを5倍の大きさにし，トンネル径を10mと設定し，土被りを10mとした．表-4に解析条件の一覧表を示す．初期地圧は鉛直方向を自重相当とし，水平方向は側圧係数0.5を鉛直地圧に掛けて設定した．施工実績の弾性係数はばらついているが，平均的な値として50MPaとした．また地山の強度定数はパラメトリックに変化させた．

評価に用いた地山および支保の条件を一覧表として表-4に示す．支保部材の設定は前項の実験結果との比較解析と同様であり，一次支保は厚さ0.2mの吹付けコンクリートをシェルでモデル化した．なお，解析手順も前項と同様であるがモデルが5倍となっていることから，掘進長は1m（=0.2m×5）である．切羽の掘削がモデル中央付近の42m（=8.4m×5）進んだ切羽面で，結果の評価を行った．

長尺鏡止めボルトおよび先受け工等の補助工法については，モデル化していない．そのため，切羽は崩落するという解析結果になると実現象を再現できていることになる．

(3) 解析結果

切羽安定性の評価は，前章と同様に解析結果で得られる切羽面の最大せん断ひずみと限界最大せん断ひずみ値との比較で行った．地山の強度定数を変化させて，切羽面のせん断ひずみが限界最大せん断ひずみを超えた場合には，切羽が崩落すると判定し（図-6），切羽が安定と崩壊の境界となる強度定数を求めた．具体的には，内部摩擦角を10°ごとに変化させ，粘着力をパラメトリックに変化させた．前章と同様に，無次元量c/γDと内部摩擦角φの関係でまとめた結果を図-8に示す．図中のそれぞれの破壊と安定の境界線よりも右上側は，切羽が安定する領域を表し，左下側は崩壊することを示す．また，図中には表-3に示した施工実績も示しており，各現場のトンネル名と弾性係数も記している．実線が地山の強度･変形特性を考慮した弾性係数 E=50MPaの本評価手法の結果であり，点線が地山の強度特性のみを考慮した村山の式[10] より求めた切羽安定の境界線である．村山の式は，前章で比較した真下らの評価手法と同様に，切羽前方のすべり岩塊に対して極限状態の釣合いを考え，切羽の安定性を評価している．村山の式はトンネル縦断方向の二次元場で検討しているのに対して，真下らの評価式は三次元で考えている．図-8の強度のみを考慮した村山の式による結果では，実際切羽が自立しない施工実績のうち，切羽が安定するという結果になる現場がある．一方，強度･変形を考慮した本評価手法の結果は，Uトンネルを除く施工実績で崩落となり，実現象を表現できている．弾性係数が10MPaと小さいUトンネルの事例については，今回設定した50MPaという弾性係数よりも小さいために安定の領域となるが，弾性係数を小さくして解析を行えば，安定―崩落の境界線は上方へ移動するため，崩落という判定になると思われる．今回提案する三次元解析による強度･変形を考慮した評価手法では，特に内部摩擦角が大きく，粘着力の小さい粘性土地山の領域で，強度のみ考慮を考慮した村山の式と大きく異なる傾向を示している．村山の式では，安定と評価される粘性土のUトンネルの崩落現象を本評価手法では説明することができる．

(4) 考察

ここで指摘したように村山の式では粘着力の大きい粘性土地山に対して，安定と評価される傾向にある．また，前章の真下らの検討[1] でも粘着力が大きく内部摩擦角の小さい粘性土地山に対しては，事例との検証が行われて

いない．さらに，田村ら[6]の指摘から，粘性土地山の切羽周辺の挙動は，砂質土地山と大きく異なり，その安定性評価法も別の指標が必要である．

今回提案する切羽安定評価手法では，地山の強度特性（c，φ）だけでなく，変形特性（E，ν）を考慮しており，粘性土地山に対しても適用できるものと考える．

5. まとめ

三次元逐次掘削によって，切羽の安定性を評価する手法について検討を行った．その結果，以下のことがわかった．

① 地山の強度特性（c，φ）を指標とする真下らの実験結果と本評価手法を比較した結果，粘着力が大きく内部摩擦角の小さい粘性土地山では異なる傾向を示したが，内部摩擦角が20°以上の地山ではほぼ一致する結果となり，本手法の妥当性について検討することができた．

② 地山の強度特性が同じでも，地山の弾性係数Eが小さくなると，切羽は不安定になる結果となった．弾性係数が小さいほど，限界せん断ひずみは大きくなるが，それ以上に切羽の変形が大きくなり，切羽はより不安定な状態となる．

③ 実規模トンネルに対しても，本評価手法は施工実績を表現することができた．特に，既往の研究で説明することのできない粘性土地山の崩落現象を再現することができた．

ここで行った切羽安定性に対する評価は，限られた解析条件のみであるため，今後は土被りや側圧係数が異なる場合など，様々な条件で検討を進め，切羽安定性に関する本評価手法を確立していきたい．さらに，本評価手法を用いて，長尺鏡止めボルトの設計を行い，今まで経験的に定められているボルトの本数やラップ長などを定量的に評価する手法を，今後提案していきたい．

参考文献

1) 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.
2) 桜井春輔，足立紀尚：都市トンネルにおける NATM，p.37，鹿島出版会
3) Itasca Consulting Group. Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions (FLAC3D). ver. 2.1. 2002.
4) 桜井春輔，足立紀尚：都市トンネルにおける NATM，p.35，鹿島出版会
5) 鈴木正彦，真下英人，大杉一郎：鏡ボルトの切羽安定効果に関する遠心力実験，第 22 回日本道路会議論文集，pp.156-157，1997.
6) 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.
7) 桜井春輔，清水則一，松室圭介：計測変位に基づく地下空洞周辺地山に発生する塑性領域の推定法，土木学会論文集 No.349/Ⅲ-9，pp.89-96，1988.
8) 遠藤元一，及川淳，青山昌二，篠崎秀敏：盛土造成地を改良 New PLS 機で施工，トンネルと地下第 33 巻 5 号，pp. 17-25，2002.
9) 木梨秀雄，白旗秀紀，加藤健治，松田安則，羽馬徹：低土被り未固結地山における長尺鏡ボルトの挙動計測，トンネル工学研究論文・報告集第 14 巻，pp.217-224，2004.
10) 村山朔郎，遠藤正明，橋場友則：機械化シールドの推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.

EVALUATION METHOD ON FACE STABILITY BASED ON ROCK STRENGTH AND DEFORMATION CHARACTERISTICS

Isamu OHTSUKA, Tomoyuki AOKI, Tatsuo OHMACHI and Hiroshi ITOH

To date, face stability has been discussed in many studies, most of which deal with the issue, using either rock strength characteristics or rock deformation characteristics only. In reality, however, the rock behaviour in front of the face should be influenced by both strength and defornation characteristics. This paper shows a stability evaluation method of the tunnel face, taking both characteristics into account.

Performing parametric studies on both characteristics in three dimensional analyses, face stability is evaluated. The result of the study shows that the behaviour in cohesive environment is different from the existing reports, and that the method proposed can describe the actual phenomena better.