

施工過程を考慮した軟岩トンネルの 力学的挙動の評価について

ANALYTICAL EVALUATION OF MECHANICAL BEHAVIOR OF TUNNEL BY CONSIDERING EXCAVATION PROCESS

蒋 宇静¹⁾・吉田昌史²⁾・江崎哲郎³⁾

Yujing JIANG, Masafumi YOSHIDA and Tetsuro ESAKI

Recently, underground utilization is being taken attraction. In the construction of underground structures, space safety, affect to the surrounding areas and low cost are needed to be considered. This study is to clarify the ground behavior around tunnel at each excavation step by using a new three dimensional numerical analysis approach, in which the large deformation and the post failure behavior of soft rock masses can be simulated correctly. Furthermore, the supporting effect of rockbolt on the deformation control for tunnel in soft rock masses is also investigated and discussed theoretically.

Key Words : tunnel, soft rock, three dimensional analysis, excavation process, post-failure behavior

1. はじめに

近年、立地条件の悪化は地山条件の良い場所の選定を事実上不可能にし、また、交通の高速化や道路建設の増加、NATMなどのトンネル工法の発達により、軟岩地山中にトンネルを掘削する機会が増加している。例えば道路トンネルでは、片側三車線の大断面トンネルの施工が計画されている。また、大都市圏においては土地利用の高度化に伴い、広大な地下空間利用への注目が高まっており、深度50mを越える都市部大深度においてもトンネルの新技术を駆使した地下構造物の建設が続けられている。しかしながら、このような開発には、地下構造物を構成する地盤挙動、構造物自身の安定性の保持などについては十分に解明されたとは言えず、また、地下構造物の建設が既存の近接構造物に与える影響を含めたいわゆる広義の地盤環境問題の評価など、トンネル分野の経験の枠を越えた場合が多いことが予想される。トンネルや地下構造物の計画・設計・施工の合理化を図るためには、構造物と地盤との相互作用をも考慮した地盤環境の評価を的確に行うべきであるが、まず、トンネルの施工に伴う周辺地山挙動の変化を正しく予測し、それを実際の設計に反映させる解析評価手法の確立が必要であると考えられる。

本研究では、軟岩地山に建設されるトンネルを対象とし、トンネル挙動の解析的評価における課題を挙げた上で、掘削過程と軟岩の力学特性を忠実に再現できる三次元解析的アプローチを提案し、それを用いた詳細な解析を行うことにより、掘削に伴う地山挙動と周辺への地盤環境的影響の的確な評価、およびそれに基づく合理的設計法などについて検討を行う。

2. トンネル挙動解析の現状と課題

トンネル挙動を評価するために、応力解放率(SRR)を用いることにより切羽の進行効果を二次元解析モ

-
- 1) 正会員 博(工) 九州大学助教授 工学部環境システム科学研究センター
 - 2) 学生会員 九州大学大学院 工学研究科建設システム工学専攻
 - 3) 正会員 工博 九州大学教授 工学部環境システム科学研究センター

デルで表現する手法が実務的に用いられている。いくつかのトンネル地山変位の測定データを分析すると、切羽位置 (u_0) では、すでに最終変位量 (u_{fin}) の20～30%以上が生じていることがわかる。そこで、トンネルの掘削により掘削壁面をトンネル中心に引きずり込むような力を掘削外力 (P_e) として、それは地山変位の変化傾向から推定できるとされ、Fig. 1 に示したように、

$$P_e = SRR \cdot P_0 = u_0 / u_{fin} \cdot P_0 \quad (1)$$

切羽の近傍では、 $P_e = 0.2 \sim 0.3 P_0$ 、無支保の場合最終的に $P_e = P_0$ (初期地山応力) となるものであると考えられている¹⁾。

しかしながら、変位の比 (u_0 / u_{fin}) は地山条件やトンネルの規模などによって変化するものであり、その定量的評価について、いくつかの研究がなされているものの、明確な方法はまだ示されていない^{2), 3)}。

計算に多大なコストがかかることなどから二次元場での解析がよく用いられる。地山の挙動や支保効果は本来三次元的であるため、最近ではFEMを主とした三次元解析が行われるようになっている。しかしながら、実際の施工過程を再現した解析を行っているものは少なく、また、軟岩のひずみ軟化特性やダイレタンシー特性を忠実に表現している解析はあまり見受けられない。現在のトンネル解析の現状として、合理的な設計のために行われているというよりも、単なるケーススタディや施工の裏付けに止まっているのがほとんどであろう。

本研究は、以上の問題の解決を目的とし、トンネルの施工に伴う周辺地山挙動を正確に評価し、それを実際の設計に反映させる解析的手法の提案を試みる。

3. 施工過程を忠実に再現する解析的手法の検討

3.1 軟岩の力学的特性のモデル化^{4), 5)}

軟岩地山を対象とした場合には、室内実験によって明らかにされたひずみ軟化とダイレタンシー特性をもとに考慮できる三次元解析手法を以下に示す。

a) ひずみ軟化特性

ひずみ軟化特性とは、岩の種々の内部機構の変化を経てピーク強度に達した後、一度に内部エネルギーを散逸して崩壊してしまうのではなく、徐々に応力が低下し、やがて残留応力が一定となってひずみだけが進行する現象である⁴⁾。降伏後において塑性せん断ひずみ e^p の増加とともに粘着力 C や内部摩擦角 ϕ は Fig. 2 に示すように低下する。実際の適用では、この概念図を Fig. 3 のように線分の集合で近似する。主塑性ひずみより塑性せん断ひずみ e^p が、式 (2) から導かれる。

$$e^p = \left\{ \frac{1}{2} (e_1^p - e_m^p)^2 + \frac{1}{2} (e_m^p)^2 + \frac{1}{2} (e_3^p - e_m^p)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad e_m^p = \frac{1}{3} (e_1^p + e_3^p)^2 \quad (2)$$

b) ダイレタンシー特性

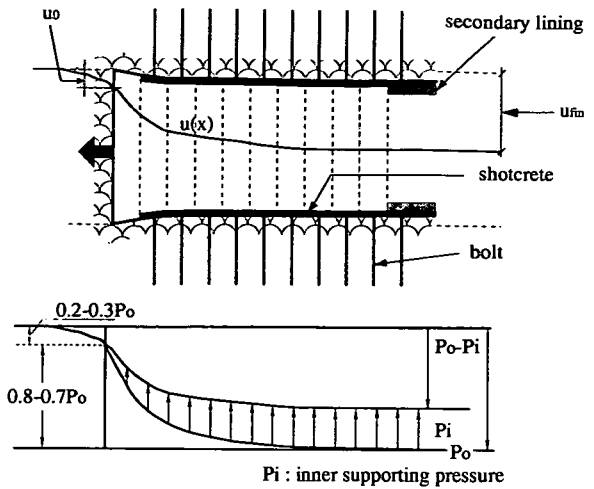


Fig. 1 The image of excavation step.

ダイレタンシー特性とは、ひずみ軟化および塑性流動状態における体積増加のことであり、その程度はダイレタンシー角 ψ によって表され、塑性せん断ひずみ速度と塑性体積ひずみ速度の比として、次式のように定義される。

$$\sin \psi = \frac{\dot{e}_v^p}{\dot{\gamma}^p}$$

$$\dot{e}_v^p = \dot{e}_x^p + \dot{e}_y^p + \dot{e}_z^p \quad (3)$$

$$\dot{\gamma}^p = \sqrt{(\dot{e}_x^p - \dot{e}_y^p)^2 + (\dot{e}_z^p)^2}$$

3.2 施工過程の表現

施工過程の表現について例をもって示す。

掘削工法は全断面掘削とし、断面形状は円形断面（掘削外径 10m）と大断面（第二東名高速道路、清水第三トンネルの計画断面⁶⁾）の二種類で行う。軟岩の残留強度はピーク強度の 50% とする。また、初期地山条件として地表からトンネルのスプリングラインまで 150m、側圧係数は以下に示した地山のポアソン比により 0.54 を想定する。大断面トンネルの解析に用いるメッシュ図のみを Fig. 4 に示す。

地山の特性値は、日本道路公団の地山分類⁷⁾ の CII クラス程度と DI クラス程度を想定する。DI クラス程度（ヤング率 $E=278\text{MPa}$ 、ポアソン比 $\nu=0.35$ 、密度 $\rho=0.0024\text{kg/cm}^3$ 、粘着力 $c=0.5\text{MPa}$ 、内部摩擦角 $\phi=25^\circ$ 、ダイレタンシー角 $\psi=20^\circ$ ）を円形の解析に、CII クラス程度

（ $E=500\text{MPa}$ 、 $\nu=0.35$ 、 $\rho=0.0024\text{kg/cm}^3$ 、 $c=0.9\text{MPa}$ 、 $\phi=25^\circ$ 、 $\psi=20^\circ$ ）を大断面トンネルの解析に用いる。支保工の打設に関しては、円形の解析には標準支保パターン⁷⁾の例⁷⁾を、大断面での解析は清水第三トンネルにおける支保パターン⁸⁾を用いる。また、支保工は完全弾塑性挙動を示すとする。

解析では、掘削、ロックボルトの打設、鋼製支保工を換算した吹き付けコンクリートの打設、そして二次覆工の打設を、標準的な施工手順に基づき 1 掘削ステップ長（円形 1.0m、大断面 1.2m）ごとに、計 30 ステップを再現した。また比較のために行う二次元解析の一例では、初期応力状態において、掘削時にトンネル内壁面上に初期地山応力の 30% に相当する掘削応力を作用させた後、ロックボルトと吹き付けコンクリートを設置し、その後、65% の応力解放を行った後に二次覆工を設置し、残り 5% の応力解放を行った。ここで、施工過程を忠実に再現した三次元解析を CaseA(3D)、また施工過程を考慮せずに 30 ステップ分の要素を一度に取り除くと同時に支保工を設置した三次元解析を CaseB(3D) とする。

3.3 施工過程の考慮による比較検討

解析により得られた、切羽面付近の先行変位 (u_0) と、変位が収束する地点での最終変位 (u_{fin}) を Table

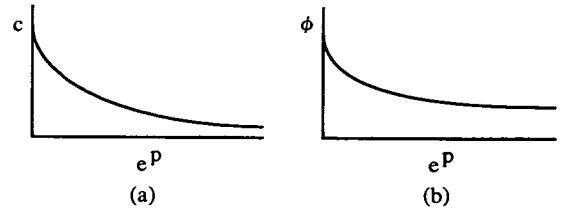


Fig. 2 Variation of cohesion (a) and friction angle (b) with plastic strain.

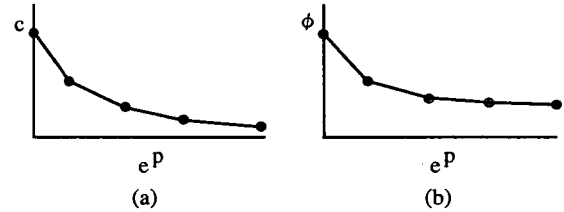


Fig. 3 Approximation by linear segments.

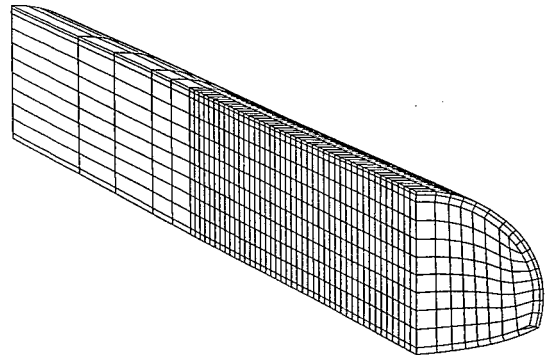


Fig. 4 Three dimensional model for large scale section tunnel analysis.

Table 1 Displacement at the crown and the springline of tunnel according to the analytical method.

Section (support)	Case	Crown (cm)		Springline (cm)	
		u_0	u_{fin}	u_0	u_{fin}
Circle (without support)	CaseA(3D)	7.23	17.1	2.71	37.2
	CaseB(3D)	7.03	14.1	2.07	29.6
	2D	2.73	16.6	1.08	34.3
Circle (with support)	CaseA(3D)	4.51	7.00	0.996	3.34
	CaseB(3D)	4.03	3.38	0.693	-1.06
	2D	2.73	7.14	1.08	2.73
Large scale (with support)	CaseA(3D)	4.04	10.2	0.431	7.14
	CaseB(3D)	3.79	8.17	0.380	1.87
	2D	3.04	11.6	0.660	8.52

CaseA(3D) : Three dimensional step by step analysis

CaseB(3D) : Three dimension without considering excavation step

2D : Two dimensional analysis

1 にまとめ、大断面トンネルにおける掘削に伴う天端部の鉛直変位の分布をFig. 5に示す。それらより、掘削に伴う地山の変位を比較すると、円形無支保の状態では、CaseB(3D)の u_{fin} はCaseA(3D)の8割程度である。また支保工を打設した場合には、CaseB(3D)において、天端の最終変位 u_{fin} が初期変位 u_0 よりも小さな値となったり、側壁が地山を押し返すような明らかに実際とは異なった挙動を示している。大断面トンネルではCaseB(3D)の天端の変位はCaseA(3D)の8割程度、側壁では3割未満である。以上のことから、施工過程を考慮しない解析では、変形が過小に評価される恐れがあることがわかる。

また、応力解放率を30%とした二次元解析とCaseA(3D)の最終変位とを比較すると、比較的近い値が得られている。しかし、二次元解析における初期変位は、三次元の初期変位より天端では小さく、スプリングラインでは大きくなっている。この理由は、応力解放率の設定による影響が考えられ、3.4の節で詳しく考察する。

次に、一例として大断面トンネルの場合の塑性領域の広がり进行比较する。Fig. 6より、支保工を打設した場合は、塑性領域の広がり大きな違いが見られ、掘削過程を考慮していない解析では、30ステップ分の要素を一度に取り除くと同時に支保工を入れたため二次覆工が破壊するなど、覆工に過大な荷重がかかっていることがわかる。

施工過程を考慮するか否かによる解析結果の相違は、掘削に伴う周辺地山の応力変化を正しく解析できて

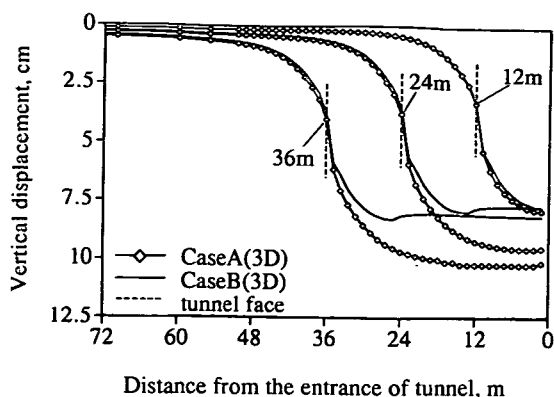


Fig. 5 Displacement distribution on the large scale section tunnel crown according to the three dimensional analytical method.

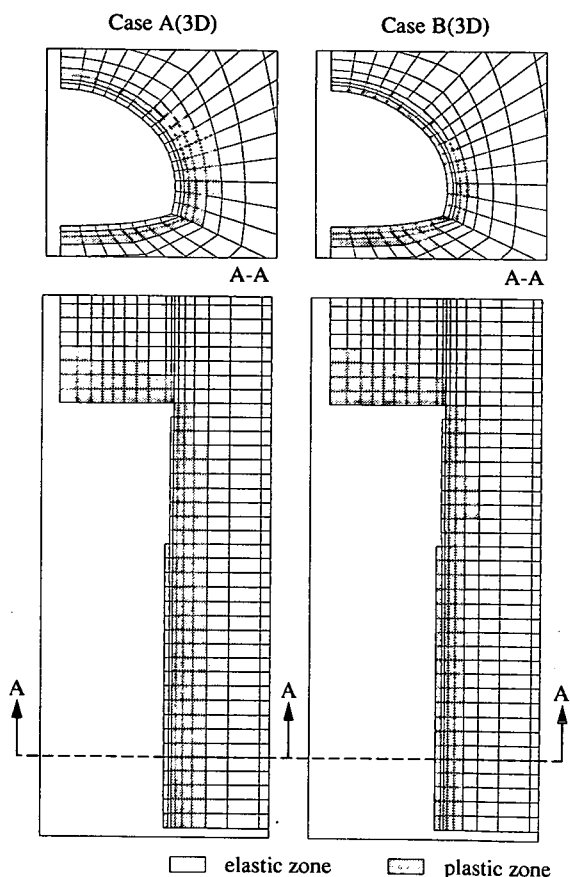


Fig. 6 Development of plastic zone around the cross section and springline of the supported with the large scale section and tunnel according to the analytical method.

いるかどうかによると考えられる。掘削に伴う応力履歴に関して、無支保状態の場合におけるトンネル天端部の応力変化をFig. 7に示す。地山の応力は切羽の進行とともに変化していることがわかる。z方向の応力に注目すると、その地点に切羽が近づくに従って応力は徐々に増加し、切羽がそこを通過すると応力が急激に低下する。掘削過程を考慮せずに30ステップを一度に取り除く解析ではこのことが再現できない、つまり、トンネル周辺に塑性領域が発生した場合、応力の履歴は正しい結果とはならず、周辺への地盤環境的影響評価が適切に行えないと言える。

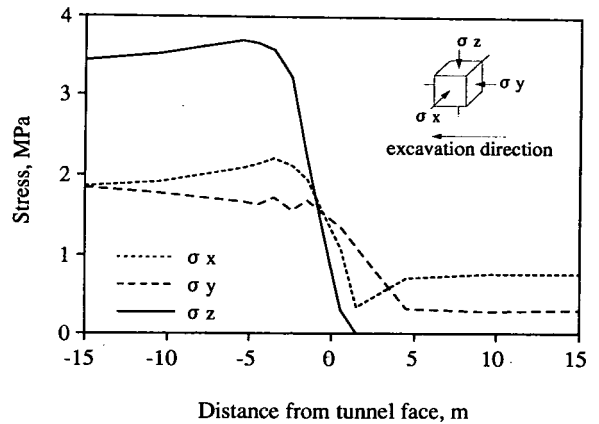


Fig. 7 Relationship between stress and distance from the tunnel face.

3.4 二次元解析における応力解放率の考察

応力解放率 (SRR) が解析結果に及ぼす影響を比較するため、支保工有りの円形トンネルを例とし、SRRを20%～50%まで変化させ、そのあとは3.2節で述べた施工過程の表現と同じ手順で掘削解析を行った。天端と側壁での内空への初期変位と最終変位との比率 (u_0/u_{fin}) をFig. 8にそれぞれ示す。周辺地山が塑性破壊を生じた場合では、応力解放率 (SRR) と変位比率 (u_0/u_{fin}) とは必ずしも一致しないことがわかる。

また、二次元解析より得られた変位と三次元解析の変位の比 (u_{2D}/u_{3D}) をFig. 9にまとめた。天端の変位を比較すると、応力解放率が48%程度で二次元解析の先行変位が三次元解析の先行変位と等しくなっている。側壁部では、応力解放率28%程度で一致している。一方、最終変位は応力解放率の影響を受けていないように見えるが、これは二次元解析における吹き付けコンクリートが降伏し、吹き付けコンクリートの地山に対する相対剛性が低下したためであると考えられる。

以上の比較から、応力解放率は30%程度と一定として仮定した解析は必ずしも実際のトンネルの挙動を正しく表現できないことがわかる。

従って、二次元解析を行うにあたり、掘削に伴うトンネルの挙動、支保工の効果および周辺への影響を適切に評価するためには、応力解放率の決定に十分な配慮を必要とすると考ええる。

応力解放率の決定を検討するために、無限遠方で一様分布の静水圧 p_0 をうける半径 a の円形トンネルを考える。岩盤が線形的Mohr-Coulomb破壊規準に従うとし、軟岩のひずみ軟化特性を考慮したトンネルの理論解を導いていた⁹⁾。この場合、トンネルの周りにおいて塑性流動領域とひずみ軟化領域が生じ、二つの塑性半径 R_e と R_f が式 (4) のように求められる。また、内空壁面変位は式 (5) のように導かれる。

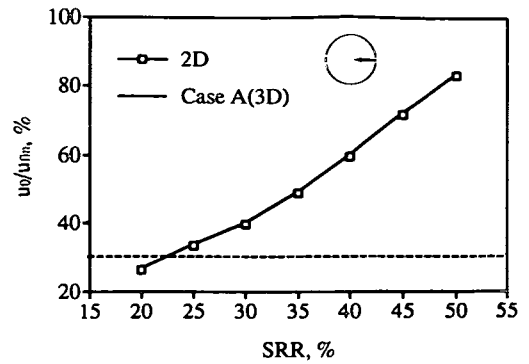
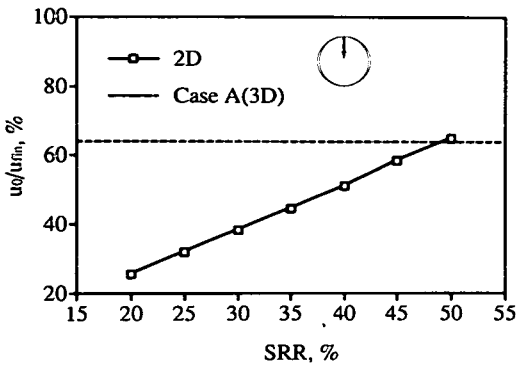
$$R_e = \left(\frac{a}{\zeta} \right) \left[\frac{N \zeta^{K_p-1} (1-K_p)(h+K_p) + \sigma_s \{ (1+h) + 2(\alpha-1) \}}{(1-K_p)(h+K_p)p_i - \sigma_{co}^*(h+K_p)} \right]^{\frac{1}{K_p-1}} \quad (4)$$

$$R_f = \zeta R_e; \quad \zeta = \left[\frac{2}{\alpha(1+h) + (1-h)} \right]^{\frac{1}{1+h}} \quad (5)$$

$$u_a = -a \left[u_1 + u_2 \left(R_f/R_e \right)^{-(1+h)} + u_3 \left(R_f/a \right)^{1+f} \right]$$

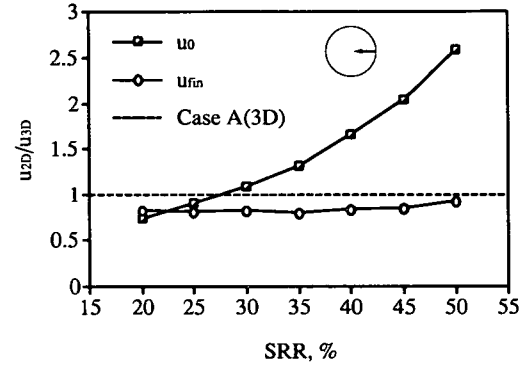
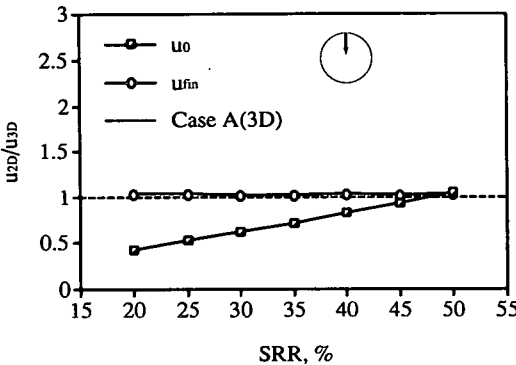
ただし、 $u_1 = B_0(h-1)/(h+1)$; $u_2 = 2B_0(f-h)/[(1+h)(1+f)]$; $u_3 = [2B_0/(1+f)](R_f/R_e)^{-(1+h)}$

$$N = \frac{2p_0}{1+K_p} - \frac{2\sigma_{co}}{1-K_p} - \frac{2\sigma_s(\alpha-1)}{(1-K_p)(h+K_p)}; \quad B_0 = \left(\frac{1+\mu}{E} \right) \frac{p_0(K_p-1) + \sigma_{co}}{1+K_p}; \quad K_p = \frac{1+\sin \phi}{1-\sin \phi}$$



SRR : Stress release ratio, u_0 : Initial displacement at tunnel face, u_{fin} : Final displacement

Fig. 8 Relationship between SRR and u_0/u_{fin} at crown and springline of a circular tunnel with support.



u_{2D} : Displacement in two dimensional analysis, u_{3D} : Displacement in three dimensional analysis

Fig. 9 Relationship between u_{2D}/u_{3D} and SRR.

式中において、 α はぜい性率、 h と f はひずみ軟化および塑性流動状態での塑性ポアソン比、 σ_{co} はピーク圧縮強度、 σ_{co}^* は残留強度、 $\sigma_s = \sigma_{co} - \sigma_{co}^*$ である。

もし、内圧 $P_i = P_0 - P_e = (1 - SRR)P_0$ を式(4)と式(5)に代入すれば、 u_0 が求められ、また、 $P_i = 0$ を代入すれば u_{fin} が得られる。明らかなように、地山が塑性破壊を生じる場合には、SRRと u_0/u_{fin} の間では地山強度比(Srp : 地山の軸圧縮強度と初期地山応力の比で定義される)や地山材料のひずみ軟化特性などによって必ずしも一致しない、つまり、 u_0/u_{fin} により二次元解析での応力解放率を決めることがあまり適当でないことは理論的にも明らかである。

4. 軟岩トンネルを対象としたロックボルトの支保効果の考察

NATM工法では、ロックボルトが主な支保工として用いられる。そこで、軟岩トンネルにおけるロックボルトの支保効果はどの程度期待できるのかを解析により検討する。円形トンネル(掘削外径10m)において、ボルトの物性値は、ロックボルト(SD30-D29, 26本)を円周方向1.2mに等間隔で打設する。三次元解析では、ロックボルト等の支保部材をモデル化するために、ケーブル構造要素を用い、ボルトとグラウトとの付着特性とを考慮している¹⁰⁾。

Table 2 Displacement at the crown and the springline of tunnel according to the rock mass classification.

Class	rockbolt	crown (cm)		springline (cm)	
		u0	u _{fin}	u0	u _{fin}
C II	bolting	1.68	4.10	0.427	1.59
	no bolting	1.70	4.20	0.434	1.70
D I	bolting	4.51	7.00	0.996	3.34
	no bolting	4.58	7.13	1.02	3.70

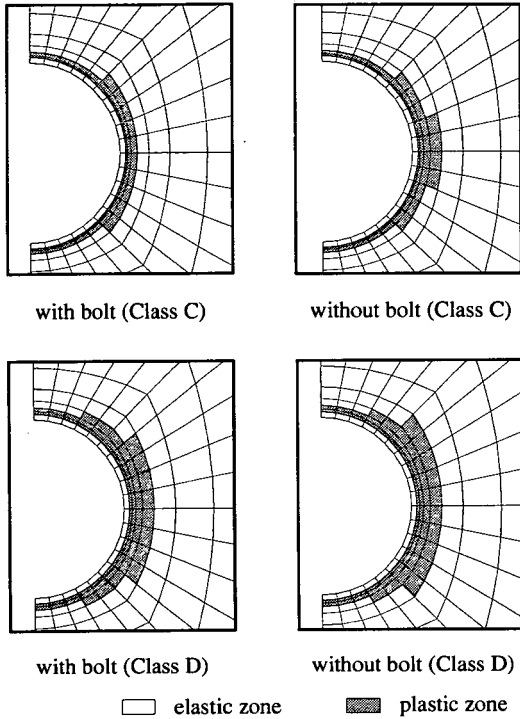


Fig. 10 Development of plastic zone around the cross section of circular tunnel.

解析により得られた天端部と側壁部の壁面変位を Table 2 に、塑性領域の広がりを見 Fig. 10 に示す。壁面の変位の違いはわずかである。また、塑性領域にはわずかながら違いが見られる。

一般に、トンネルの周辺地山の塑性破壊あるいは塑性変形の進行を抑制し、かつ強度低下を生じた岩盤の分離、脱落を防ぐために全面接着式ロックボルトが用いられる。その作用効果は打設密度と打設長さ、また地山の力学的特性に大きく支配されることが理論的に解明された¹¹⁾。

Fig. 11 は、理論的解析結果の一部として、打設密度パラメータ β を変化させた場合に塑性半径、壁面ひずみに現れる効果を示す。ここで、打設密度パラメータ β は次の式 (6) によって定義される。

$$\beta = \pi d_b \lambda a / (L_z L_r) \quad (6)$$

ただし、 L_z はトンネル軸方向のボルト間隔、 L_r はトンネル円周方向のボルト間隔、 d_b はボルト径、 λ はボルトと地山の摩擦係数、 a はトンネル半径を表す。また、図中 L はボルトの長さを表す。

地山強度比 (Srp) は 0.25 以下であるような軟弱地山では、 β の大きさに関わらず、塑性領域の広さはロックボルトの打設されている範囲の外側にまで到達しており ($R_e/a > L/a$)、ほとんど変化しない。また、

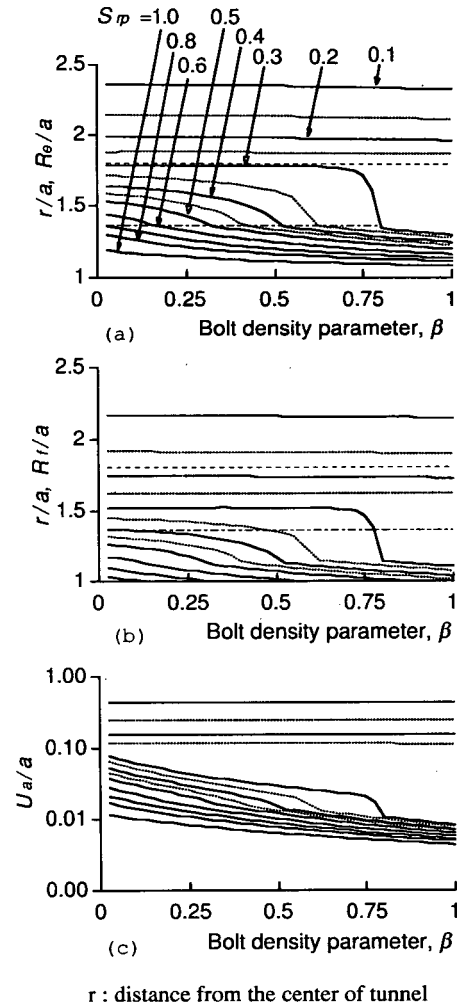


Fig. 11 Effect of bolt density on tunnel behavior (relative bolting length $L/a=0.8$).

$Srp = 0.3 \sim 0.5$ の場合には、塑性領域の広さはロックボルトの打設範囲に収まっており、あまりに β が小さい場合には打設密度の増加による効果はほとんど見られないが、ある程度 β が大きくなると塑性領域が縮小する。この後は打設密度の増加による塑性領域の減少（ロックボルトの支保効果）はわずかずつとなっている。 Srp が 0.6 より大きな地山では、打設密度の増加に伴う塑性領域の減少はほとんど見られない。一方、内空変位に対する効果を見ると、 $Srp = 0.25$ 以下また 0.6 以上では、打設密度が増加してもほとんど変位の減少が見られない。以上の理論的検討によれば、ロックボルトは地山との付着特性にも影響されるが、その支保効果が期待できるのがある地山強度比の範囲に限られることが明らかになった。

5. おわりに

本研究は、軟岩トンネルの力学的挙動を正しく評価するための地山の力学特性のモデル化と施工過程の解析的表現、ロックボルトの支保効果などについて詳細な検討を行い以下のようにまとめる。

1. 切羽の進行、支保工の打設といった施工過程を忠実に再現できた解析法を示した。その上で、施工過程を忠実に再現した解析と施工過程を考慮しない解析との比較により、施工過程を考慮しない解析では、周辺地山の變形挙動に対する支保工の効果が過大に評価される恐れがあることが明らかになり、施工過程の忠実な再現の重要性を示した。

2. 二次元解析と三次元解析との比較により、二次元解析に用いられる応力解放率については、単純に先行変位と最終変位により決定するのではなく、地山、特に軟岩の場合ひずみ軟化特性を考慮した上で決定すべきである。

3. 軟岩トンネルの力学的安定におけるロックボルトの効果は地山との付着特性にも影響されるが、地山強度比 (Srp) が一定の範囲内において現れることが解析的にも明らかになった。

謝辞：論文の審査にあたり多くの貴重なご意見を頂きましたことを心より感謝致します。

参考文献

- 1) 谷本親伯, 畠 昭治郎: 切羽周辺での地山挙動を考慮したトンネル支保の基本的概念, 土木学会論文報告集, 第 325 号, pp.93- 106, 1982.
- 2) Lombardi, G.: Some comments on the convergence-confinement method, Underground Space., Vol.4, No.4, pp.249-258, 1980.
- 3) 宮川房夫ほか: シールド掘進による地盤変位の実用予測手法の提案, 土木学会論文集, No.528, VI-29, pp.115-129, 1995.
- 4) Jiang, Y., T. Esaki and Y. Yokota: Theoretical study on deformational behavior and reinforcement effect by bolting for tunnels in soft rock, Proc. of 1st Asian Rock Mechanics Symposium, pp.857-862, 1997.
- 5) 中川光雄, 蔣 宇静, 江崎哲郎: 大変形理論の岩盤挙動および安定性評価への適用, 土木学会論文集, No.575, III-40, pp.93- 104, 1997.
- 6) 三浦 克: 大断面道路トンネルと山岳トンネル工法の現状と課題, 土木学会論文集, No.516, pp.1-13, 1995.
- 7) 土木学会編: トンネル標準示方書(山岳工法編)・同解説, 1996.
- 8) 島田巖乃: 大断面トンネルの合理的な設計・施工を求めて, トンネルと地下, pp.965- 974, 1996.
- 9) 蔣 宇静, 江崎哲郎, 横田康行: 軟岩トンネル周辺岩盤の安定機構とその設計について, トンネル工学論文報告集, Vol.3, 17-24, 1993.
- 10) FLAC3D user manuals, ITASCA CONSULTING GROUP, 1994.
- 11) 蔣 宇静, 江崎哲郎, 横田康行: 軟岩地山トンネルの安定におけるロックボルトの力学的作用効果, 土木学会論文集, No.561, III-38, pp. 19- 31, 1997.3.