

軟岩トンネル掘削時の周辺岩盤の変形挙動

北川 隆*・稲垣大介**

軟岩トンネルを掘削した場合の周辺岩盤の変形挙動を知るための理論解析について考察した。岩盤の変形特性は軟化と残留を考慮したモデルとし、強度特性はモール・クーロンの破壊基準に従うものとした。岩盤物性値が変形挙動に及ぼす影響を調べた結果、岩盤の強度特性が同じでも、それを構成する粘着力と内部摩擦角の組合せによって大きな違いがあることが明らかになった。また、実際のトンネルの計測データと理論解析を比較したところ、岩盤の変形挙動を概ね説明しうることが分かった。

Keywords : soft rock, strain-softening, elasto-plastic analysis, characteristic line

1. 序 論

一般にトンネルや地下空洞を掘削すると、周辺岩盤には応力変化とそれに伴うひずみ変化や変形が生じる。とくに軟岩の場合、塑性領域が発生して大きな内空変位を伴うことも多い。したがって、周辺岩盤の過大な変形や塑性領域の広がりや制御するために、最適な形状と剛性をもつ支保を選択する必要がある。すなわち、岩盤の力学的特性を把握し、トンネルの寸法や掘削方法を考慮した解析を行い、周辺岩盤の応力変化や変位を予測することができれば、合理的かつ経済的なトンネル掘削が可能となる。

本報文は、このようなトンネル周辺岩盤の変形挙動に関する理論解析について考察したものである。解析方法としては、いわゆる特性曲線法に着目し、岩盤と支保の相互作用を解析的、定性的かつ定量的に求めることを目的とした。理論解析においては、応力-ひずみ関係は線形弾性でピークに達した後、軟化から残留に至るモデルとした。また、体積ひずみの拘束圧依存性を解析に取入れた。

岩盤物性が変形挙動に及ぼす影響を調べるためにパラメトリック・スタディを実施した。さらに、実際のトンネルで得られた計測データと理論値とを比較し、考察を加えた。その結果、工学的に有用な知見が得られたのでここに報告する。

2. トンネル掘削時の変形解析

(1) 既往の研究

トンネルを掘削した場合に、周辺岩盤がどのような変形挙動をするかについての理論的研究は、古くから行わ

れてきた。Daemen¹⁾は、最初に理論解析で地盤内の空洞周辺の弾塑性応力分布を示したのは Terzaghi²⁾であると述べている。しかし、Terzaghi はトンネルの支保設計への適用に関しては、一切言及しなかった。

トンネルの支保圧力という考え方を取り入れて初めて理論解析を示したのは、Fenner³⁾である。Fenner は、岩盤の変形と支保荷重との関係は、一般に特性曲線で表わせることを提唱した。後に Pacher⁴⁾は、この特性曲線にいくつかのトンネルから得られたデータを加味して、いわゆる Fenner-Pacher 曲線を提案した。

Rabcewicz⁵⁾は、今では日本のトンネル工事の標準工法となっている NATM の基本的原理について、前述の Fenner-Pacher 曲線を用いて説明し、ロックボルトなどの支保の設計方法を示した。岡⁶⁾は、この Rabcewicz の論文に準拠して、支保の作用効果と設計理論について考察を加えた。その後、Kastner⁷⁾は完全弾塑性型モデルを、Egger⁸⁾は岩盤のダイレタンスを考慮したモデルを用いて解析を行い、Ladanyi⁹⁾および Hoek と Brown¹⁰⁾は、非線形破壊基準を解析に取り入れた。また Kaiser¹¹⁾は、多くのトンネルの実測例から、岩盤の進行性破壊に伴う弾性係数の低下が変形挙動に与える影響が大きいと指摘した。

最近になって Brown et al.¹²⁾が、ひずみ軟化特性と非線形破壊基準を考慮し、さらに塑性体積変化の影響も取り入れた新しい理論展開を行った。我国においてもトンネルの安定問題などに特性曲線を応用した、土山ほか¹³⁾、北川¹⁴⁾、佐藤ほか¹⁵⁾などの研究が発表されている。また、Hisatake et al.¹⁶⁾は、応力-ひずみ関係の非線形性と拘束圧依存性を考慮した解析を実施している。

(2) 弾塑性理論解析

ここでは、Brown et al.¹²⁾の理論解析を基本として、筆者らの新しい手法を加味した理論解析法を展開する。すなわち、破壊基準に関しては、Brown et al. が自ら

* 正会員 工修 西松建設株式会社 土木設計部
(〒105 東京都港区虎ノ門 1-20-10)

** 埼玉大学大学院理工学研究科 博士前期課程

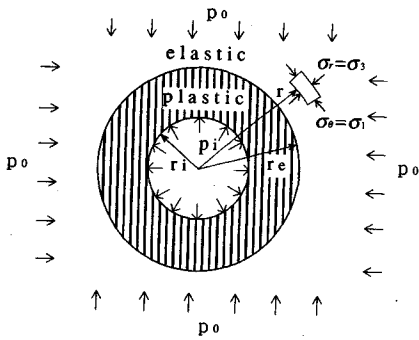


Fig.1 Tunnel model

提案する経験的基準を採用しているのに対して、日本の軟岩を対象とする場合に、より適用性が高いと考えられるモール・クーロン基準を採用した。さらに、ダイレイタンスを伴うひずみ関係が拘束圧によって変化することを考慮した解析とした。なお、トンネル掘削問題では、応力経路の影響が重要である。しかし、ここでは軟化から残留に至る応力-ひずみ関係に特に注目していること、および簡便な解析とすることの2つの理由によって応力経路の影響は無視できるものとする。

対象とするトンネルと周辺岩盤のモデルを Fig.1 に示す。解析における基本的な仮定は次のとおりである。

- ・トンネル形状：半径 r_i の円形とし、平面ひずみ、軸対称問題とする。
- ・初期応力場：静水圧状態とし、その大きさを p_0 とする。
- ・支保圧力：トンネル周辺に作用する等分布荷重 p_i と等価とする。
- ・応力-ひずみ関係：弾性領域内では、弾性係数 E 、ポアソン比 ν からなる線形弾性を示し、塑性後は、ひずみ軟化挙動を経て最終的には残留状態に至るものとする (Fig.2)。なお本論文では、ひずみおよび変位は、全ひずみ (変位) から初期応力による初期ひずみ (変位) を除いたもの、すなわちトンネル掘削によって生じるものを対象としている。また、圧縮ひずみ、圧縮応力を正とする。
- ・破壊基準：一般的なモール・クーロンの破壊基準 (c, ϕ) に従うものとし、残留強度は c_r, ϕ_r で定められるものとする。
- ・塑性特性：岩盤は破壊後体積膨張を起こすものとし、主ひずみ～体積ひずみの関係は、Fig.3 に示すトリリニア型とする。パラメーター α, h, f は、実験データから求める。

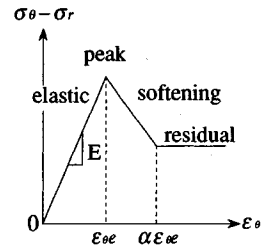


Fig.2 Stress-strain relationship

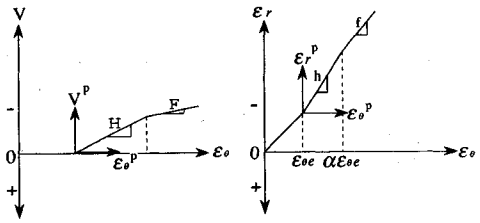


Fig.3 Plastic strain relationship

このような仮定に従うと、トンネル周辺岩盤の基本釣合方程式は次式で与えられる。

$$\frac{d\sigma_r}{dr} - \frac{\sigma_\theta - \sigma_r}{r} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 σ_r ：半径方向主応力、 σ_θ ：円周方向主応力、 r ：半径である。

式 (1) を境界条件 ($r=r_e$ において $\sigma_r=\sigma_{re}$, $r=\infty$ において $\sigma_r=p_0$) のもとに解くと次式が得られる。

$$\sigma_r = p_0 - (p_0 - \sigma_{re}) (r_e/r)^2 \dots\dots\dots (2)$$

$$\sigma_\theta = p_0 + (p_0 - \sigma_{re}) (r_e/r)^2 \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 σ_{re} ： $r=r_e$ における半径方向主応力、 r_e ：弾塑性境界半径、 p_0 ：初期応力である。

また、変位は弾性論から次式のように求められる。

$$u = -(1+\nu) \cdot (p_0 - \sigma_{re}) r_e^2 / (Er) \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 u ：トンネル掘削によって生じる変位 (半径方向を正とする)、 E ：弾性係数、 ν ：ポアソン比である。式 (2)～(4) は弾性領域 (Fig.1 の $r \geq r_e$ の領域) の応力と変位を表わしている。

さて、モール・クーロンの破壊基準は、周知のように次式で表わされる。

$$\sigma_\theta = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi} \cdot \sigma_r + 2c \cdot \frac{\cos\phi}{1-\sin\phi} \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 ϕ ：内部摩擦角、 c ：粘着力である。

式 (2), (3), (5) より、弾塑性境界 ($r=r_e$) における主応力差は、次式となる。

$$\sigma_{\theta e} - \sigma_{re} = \frac{2\sin\phi}{1-\sin\phi} \cdot \sigma_{re} + 2c \cdot \frac{\cos\phi}{1-\sin\phi} = 2(p_0 - \sigma_{re})$$

$$\therefore p_{icr} = \sigma_{re} = (1-\sin\phi)p_0 - c \cdot \cos\phi \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 $\sigma_{\theta e}$ ： $r=r_e$ における円周方向主応力、 p_{icr} ：限界支保圧力 ($=\sigma_{re}$) である。すなわち、支保圧力 p_i

が限界支保圧力 p_{icr} を下まわると周辺岩盤に塑性領域が発生することになる。

今、 $\varepsilon_\theta = \varepsilon_{\theta e}$ における $\tan \phi$, c の値が、 $\varepsilon_\theta = \alpha \cdot \varepsilon_{\theta e}$ における $\tan \phi_r$, c_r の値まで ε_θ に対して線形に減少すると仮定すると、塑性領域 (Fig.1 の $r < r_e$ の領域) 内の任意点の応力は、次式で表わされる。

$$\sigma_\theta = \frac{1 + \sin \bar{\phi}}{1 - \sin \bar{\phi}} \sigma_r + 2\bar{c} \cdot \frac{\cos \bar{\phi}}{1 - \sin \bar{\phi}} \quad (7)$$

ただし、 $\varepsilon_{\theta e} \leq \varepsilon_\theta \leq \alpha \cdot \varepsilon_{\theta e}$ の時、

$$\tan \bar{\phi} = \tan \phi + (\tan \phi_r - \tan \phi) \cdot \frac{\varepsilon_\theta - \varepsilon_{\theta e}}{(\alpha - 1)\varepsilon_{\theta e}} \quad (8)$$

$$\bar{c} = c + (c_r - c) \cdot \frac{\varepsilon_\theta - \varepsilon_{\theta e}}{(\alpha - 1)\varepsilon_{\theta e}} \quad (9)$$

$\alpha \cdot \varepsilon_{\theta e} < \varepsilon_\theta$ の時、

$$\tan \bar{\phi} = \tan \phi_r \quad (10)$$

$$\bar{c} = c_r \quad (11)$$

ここに、 α : ピーク強度時の主ひずみ ε_θ に対する残留強度到達時の主ひずみ ε_θ の比 (Fig.2), ϕ_r : 残留応力時の内部摩擦角, c_r : 残留応力時の粘着力である。

塑性領域を Fig.4 に示すような多くの薄い環状リングに分割し、弾塑性境界 ($r = r_e$) から始めて、各境界での応力とひずみの関係から順々に内側に向かって繰り返し計算を行い、それぞれの半径における応力と変位を求める。

すなわち、まず初期条件 ($j=1$) として次式を計算する。

$$\begin{cases} \varepsilon_{\theta(1)} = (1 + \nu)(p_0 \sin \phi + c \cdot \cos \phi) / E & (12) \\ \varepsilon_{r(1)} = -(1 + \nu)(p_0 \sin \phi + c \cdot \cos \phi) / E & (13) \\ \sigma_{r(1)} = \sigma_{re} = (1 - \sin \phi)p_0 - c \cdot \cos \phi & (14) \\ \sigma_{\theta(1)} = 2p_0 - \sigma_{r(1)} & (15) \\ \tan \phi_{(1)} = \tan \phi & (16) \\ c_{(1)} = c & (17) \\ \lambda_{(1)} (= r_{(1)} / r_e) = 1 & (18) \end{cases}$$

半径 $r_{(j)}$, $r_{(j-1)}$ におけるひずみ-変位関係は対称性から次式で表わされる。

$$\frac{u_{(j-1)}}{r_{(j-1)}} = -\varepsilon_{\theta(j-1)} \quad (19)$$

$$\left(\frac{du}{dr}\right)_{(j-1)} = -\varepsilon_{r(j-1)} \quad (20)$$

$$\frac{u_{(j)}}{r_{(j)}} = -\varepsilon_{\theta(j)} \quad (21)$$

$$\left(\frac{du}{dr}\right)_{(j)} = -\varepsilon_{r(j)} \quad (22)$$

環状リングが十分薄いと仮定すると、近似的に次式が成り立つ。

$$\frac{u_{(j-1)} - u_{(j)}}{r_{(j-1)} - r_{(j)}} = \frac{1}{2} \left\{ \left(\frac{du}{dr}\right)_{(j-1)} + \left(\frac{du}{dr}\right)_{(j)} \right\} \quad (23)$$

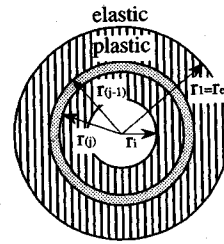


Fig.4 Annular ring in plastic zone

式 (19)~(22) を式 (23) に代入すると

$$\frac{r_{(j)}}{r_{(j-1)}} = \frac{2\varepsilon_{\theta(j-1)} - \varepsilon_{r(j-1)} - \varepsilon_{r(j)}}{2\varepsilon_{\theta(j)} - \varepsilon_{r(j-1)} - \varepsilon_{r(j)}} \quad (24)$$

いま、

$$\Delta\varepsilon_{\theta(j)} = \varepsilon_{\theta(j)} - \varepsilon_{\theta(j-1)} = 0.01 \cdot \varepsilon_{\theta(j-1)} \quad (25)$$

とすると、

$$\varepsilon_{\theta(j)} = \varepsilon_{\theta(j-1)} + \Delta\varepsilon_{\theta(j)} \quad (26)$$

$$\varepsilon_{r(j)} = \varepsilon_{r(j-1)} - h \cdot \Delta\varepsilon_{\theta(j)} \quad (27)$$

$$\frac{u_{(j)}}{r_e} = -\varepsilon_{\theta(j)} \cdot \frac{r_{(j)}}{r_e} = -\varepsilon_{\theta(j)} \cdot \lambda_{(j)} \quad (28)$$

ここに、 h : 軟化応力時の円周方向塑性ひずみに対する半径方向塑性ひずみの比例定数である (Fig.3 参照). 次に応力は次の手順で求める。

釣合方程式 (1) に式 (5) を代入すると次式が得られる。

$$\frac{d\sigma_r}{dr} = \frac{1}{r} \left(\frac{2\sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_r + 2c \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \right) \quad (29)$$

上式を $r_{(j-1)}$, $r_{(j)}$ で囲まれる環状リングに当てはめると近似的に次式が成り立つ。

$$\frac{\sigma_{r(j-1)} - \sigma_{r(j)}}{r_{(j-1)} - r_{(j)}} = \frac{2}{r_{(j-1)} + r_{(j)}} \left\{ \frac{\sin \bar{\phi}_a}{1 - \sin \bar{\phi}_a} \cdot (\sigma_{r(j-1)} + \sigma_{r(j)}) + 2\bar{c}_a \frac{\cos \bar{\phi}_a}{1 - \sin \bar{\phi}_a} \right\} \quad (30)$$

ここに、

$$\tan \bar{\phi}_a = \frac{1}{2} (\tan \bar{\phi}_{(j-1)} + \tan \bar{\phi}_{(j)}) \quad (31)$$

$$\bar{c}_a = \frac{1}{2} (\bar{c}_{(j-1)} + \bar{c}_{(j)}) \quad (32)$$

式 (30) を $\sigma_{r(j)}$ について解くと

$$\sigma_{r(j)} = \frac{1 - 2ak}{1 + 2ak} \sigma_{r(j-1)} - \frac{4\bar{c}_a k \cot \bar{\phi}_a}{1 + 2ak} \quad (33)$$

ここに、

$$a = \frac{\sin \bar{\phi}_a}{1 - \sin \bar{\phi}_a} \quad (34)$$

$$k = \frac{r_{(j-1)} - r_{(j)}}{r_{(j-1)} + r_{(j)}} \quad (35)$$

式 (5) から

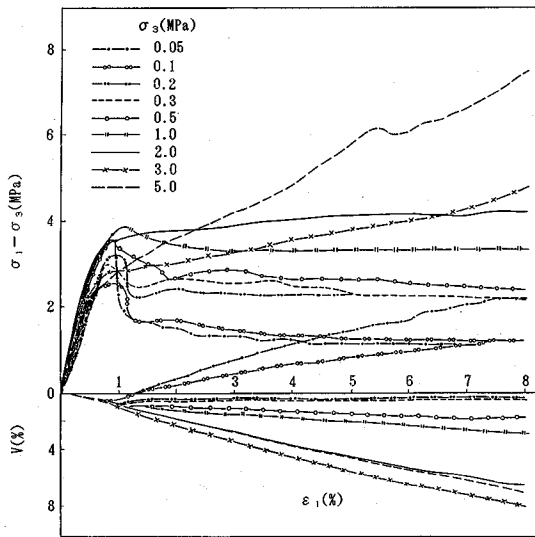


Fig.5 Stress-strain relationship of typical mudstone¹⁷⁾

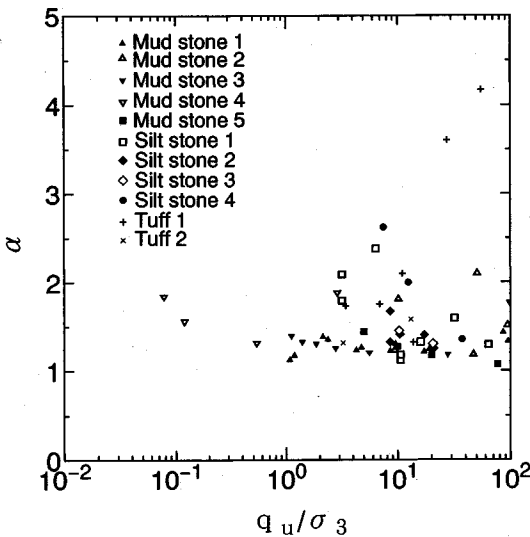


Fig.6 Relationship between q_u/σ_3 and α

$$\sigma_{\theta(j)} = \frac{1 + \sin \bar{\phi}_{(j)}}{1 - \sin \bar{\phi}_{(j)}} \sigma_{r(j)} + \frac{2\bar{c}_{(j)} \cos \bar{\phi}_{(j)}}{1 - \sin \bar{\phi}_{(j)}} \dots (36)$$

ここで $\sigma_{r(j)} > p_i$ (支保圧力) であれば、 $j=j+1$ として次の内側の環状リングの計算に移ることになる。

繰り返し計算の途中で $\varepsilon_{\theta(j)} > \alpha \cdot \varepsilon_{\theta(1)}$ が成立した場合には、残留領域の計算になる。すなわち、

$$\bar{\phi}_{(j)} = \phi_r \quad \bar{c}_{(j)} = c_r$$

となり、式 (27) の代わりに次式で $\varepsilon_{r(j)}$ を求めることになる。

$$\varepsilon_{r(j)} = \varepsilon_{r(j-1)} - f \cdot \Delta \varepsilon_{\theta(j)} \dots (37)$$

ここに、 f : 残留応力時の円周方向塑性ひずみに対す

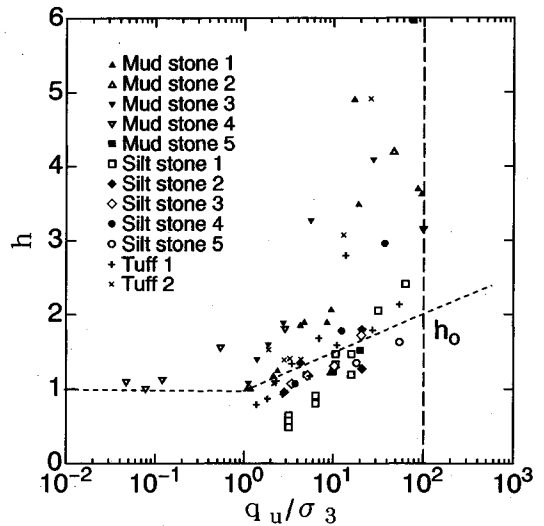


Fig.7 Relationship between q_u/σ_3 and h

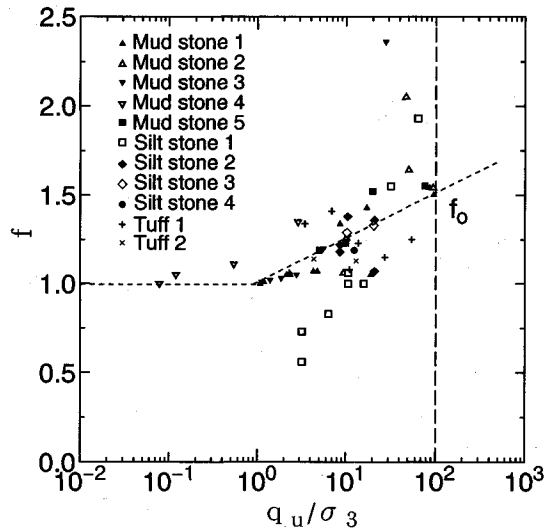


Fig.8 Relationship between q_u/σ_3 and f

る半径方向塑性ひずみの比例定数である (Fig.3 参照)。

以上の繰り返し計算は、 $\sigma_{r(j)} < p_i$ となった時点で終了する。また、弾塑性境界半径 r_e は、最後の $\lambda_{(j)}$ を用いて次式で求める。

$$r_e = \frac{r_{(j)}}{\lambda_{(j)}} = \frac{r_i}{\lambda_{(j)}} \dots (38)$$

3. 変形挙動に及ぼす岩盤物性値の影響

ここでは、前章に述べた解析手法を用いて、本研究で対象としている軟岩の物性値、とくに強度特性がトンネルの変形挙動に与える影響について考察する。

(1) 解析条件

一般に軟岩では、塑性化に伴うダイレイタンスー特性

Table 1 Parameters for analysis

$E/p_0=100 q_u/p_0$
$c/p_0=0.1\sim 5.0$
$c_r/p_0=0.01\sim 0.5$
$\phi = 10\sim 50^\circ$
$\phi_r = 5\sim 25^\circ$
$\nu=0.25$
$\alpha = 1.5$
$h_0=2.0$
$f_0=1.5$
$r_i=4.0 \text{ m}$

が重要である。Fig.5は、典型的な軟岩である富岡層泥岩の圧密排水三軸圧縮試験結果¹⁷⁾である。拘束圧の違いによって、応力-ひずみ曲線や塑性体積ひずみ挙動が変化することが分かる。

数多くの軟岩の室内三軸圧縮試験データから、解析に必要な塑性パラメーター α, h, f の値を求めて整理した結果¹⁸⁾を Fig.6~Fig.8に示す。いずれも、データはかなりばらついているが、 h, f については拘束圧依存性が見られる。しかし、拘束圧 σ_3 が一軸圧縮強度 q_u を上まわると、ほぼ一定値に収束する傾向が見られる。そこで塑性パラメーターのうち α は Fig.6 から一定値 (=1.5) とし、 h, f は Fig.7, Fig.8 に示すような拘束圧依存性を考慮したバイリニア直線で近似できるものとする。なお、 $q_u/\sigma_3=10^\circ$ の時の h, f の値を h_0, f_0 とする。

トンネルの変形は、岩盤物性だけでなく作用荷重によって大きな影響を受ける。したがって、岩盤の一軸圧縮強度と初期応力の比である地山強度比 (= q_u/p_0) に着目して解析を実施する。解析条件を Table 1 に示す。なお、応力の次元をもつ物性値は、初期応力 p_0 で除して無次元化して取扱うものとする。また、文献¹⁹⁾から $E=100 q_u$ とし、 $c_r=0.1 c$ 、 $\phi_r=\phi/2$ とする。

(2) 解析結果

まず、地山強度比そのものが特性曲線に与える影響について考察する。Fig.9は、 $\phi=30^\circ$ の場合の地山強度比と特性曲線との関係を示したものである。特性曲線上には、岩盤の応力状態が軟化から残留へと変化する位置を黒丸で示している。この変化点を境界にして、ひずみ $\epsilon (= -u_i/r_i)$ が急激に大きくなっていることが分かる。ただし、 u_i はトンネル側壁の変位である。

地山強度比の影響をさらに詳しく見るために、横軸に地山強度比、縦軸に無支保、すなわち支保圧力 $p_i=0$ の場合のひずみをとって示したものが Fig.10 である。パラメーターには、内部摩擦角 ϕ をとってある。各々の ϕ に対して、地山強度比が 2.0 以下になると、岩盤は弾性状態から塑性状態に移行し、地山強度比が 1.5 を下ま

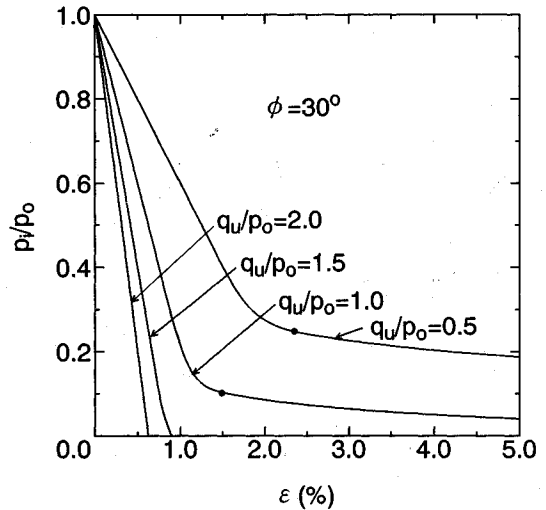


Fig.9 Characteristic lines ($\phi=30^\circ$)

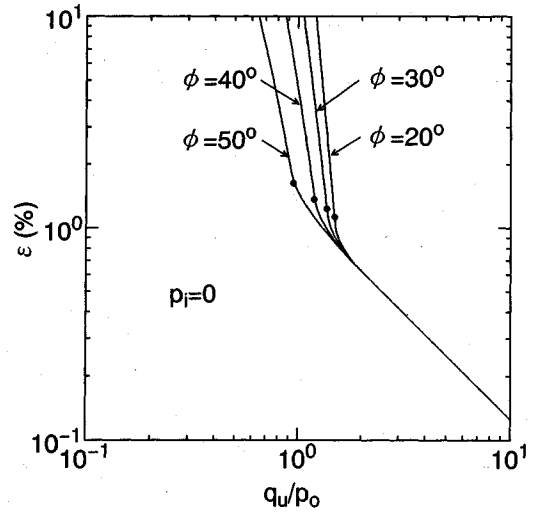


Fig.10 Relationship between q_u/p_0 and ϵ ($\phi=20\sim 50^\circ$)

わると急激にひずみが增大することが分かる。これは、岩盤の応力状態が軟化から残留へと変化するためと考えられる。

Fig.9と同様の関係を c/p_0 を一定値 (=0.4) にして示したのが Fig.11 である。また、Fig.10と同様の関係を c/p_0 をパラメーターにして示したのが Fig.12 である。どちらも前述と同様の傾向を示しており、 ϕ あるいは c/p_0 の値が岩盤の変形挙動に少なからぬ影響を与えることが分かる。

次に、地山強度比が一定の場合に、内部摩擦角 ϕ が特性曲線に与える影響を調べた。地山強度比が 1.2 の場合を示すと Fig.13 のようである。やはり、軟化から残留への変化点を境界にして、ひずみが急増することが分かる。そこで内部摩擦角の影響を詳しく考察するため、横

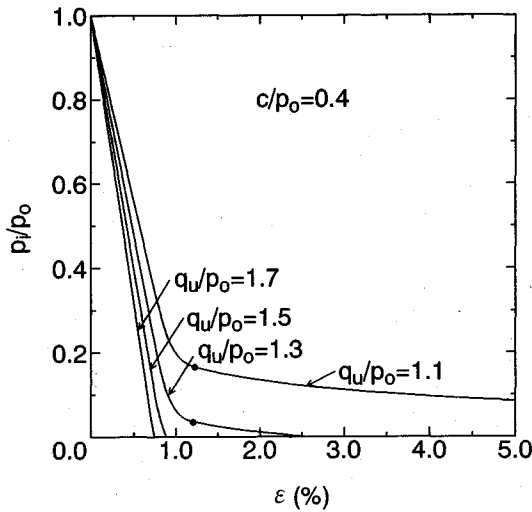


Fig.11 Characteristic lines ($c/p_0=0.4$)

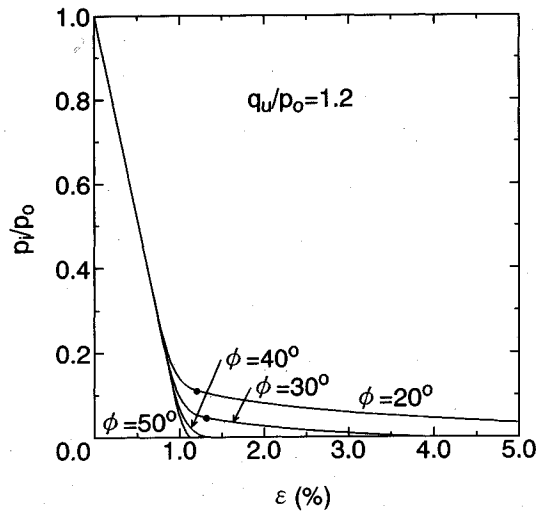


Fig.13 Characteristic lines ($\phi=20\sim 50^\circ$)

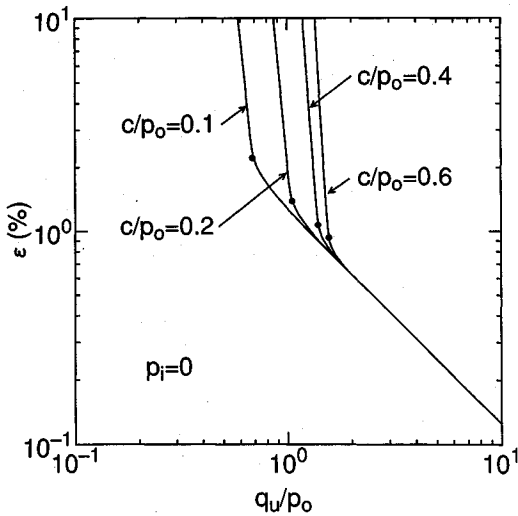


Fig.12 Relationship between q_u/p_0 and ε ($c/p_0=0.1\sim 0.6$)

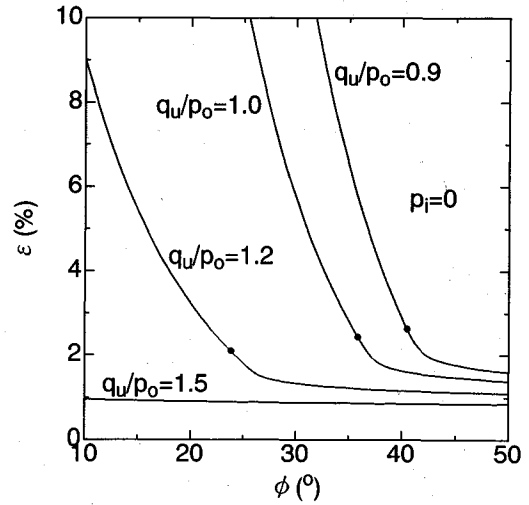


Fig.14 Relationship between ϕ and ε

軸に内部摩擦角をとり、縦軸に無支保、すなわち支保圧力 $p_i=0$ の時のひずみをとって示したのが Fig.14 である。一定の地山強度比であるにもかかわらず、その値が 1.5 を下まわると内部摩擦角の減少に伴ってひずみが急増することが分かる。

Fig.13 と同様の関係を粘着力 c/p_0 をパラメーターにして示したのが、Fig.15 である。また、Fig.14 と同様の関係を横軸を粘着力 c/p_0 として示したのが Fig.16 である。どちらも前述と同様の傾向を示しており、岩盤の強度特性、すなわち ϕ あるいは c/p_0 の値が変形挙動に少なからぬ影響を与えることがここでも明らかになった。

以上の考察を総括すると、一軸圧縮強度あるいは地山強度比が同じでも、それを構成する粘着力と内部摩擦角

の組合せが岩盤の変形挙動に大きく影響することが明らかになった。従って、トンネルの変形解析に際しては、これらのことを十分に考慮する必要があると言える。

4. 計測値と解析値の比較

本章では、過去のトンネル工事例における数多くの計測データと、前章までに述べた解析方法による解析値との比較を行い、本解析手法の有用性を示す。

(1) 計測データ

トンネルの掘削によって地盤が変形する挙動は、地盤の力学特性および作用する荷重の大きさが重要な要因となる。そこで、数多くの計測データ^{20), 21), 24)}から内空変位、天端沈下、およびその計測位置での地山強度比との関係が明らかなものを Fig.17 に示す。ここに、横軸は地山

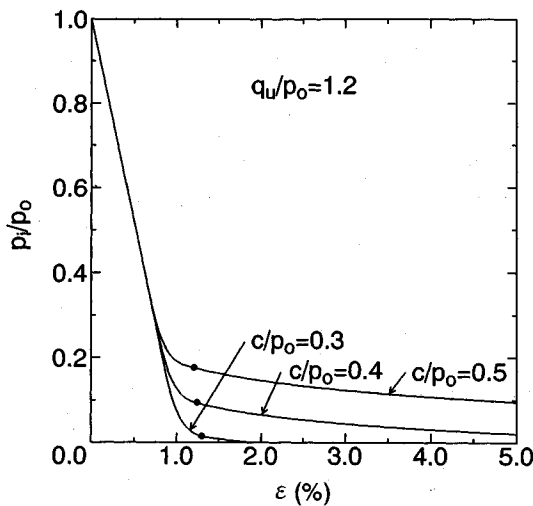


Fig.15 Characteristic lines ($c/p_0=0.3\sim0.5$)

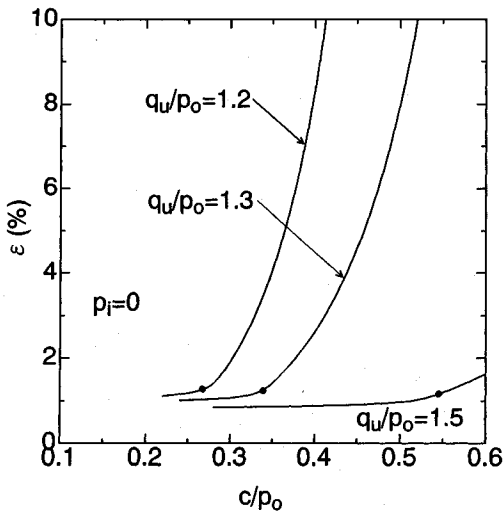


Fig.16 Relationship between c/p_0 and ϵ

強度比、縦軸は計測された内空変位等から計算で求めたひずみ $\epsilon(=-u_i/r_i)$ である。これらのデータは、当然のことながら種々の支保が施工されて、地山の押し力とバランスした時点での値であるから、同じ地山強度比でもひずみの大小にはかなりの幅がある。

それぞれの地山強度比に対するひずみの上限値に注目すると、これらは支保の設置が遅かったか、支保の剛性が小さかった場合等と考えられる。しかし、いずれの場合でも支保の能力が最大限に発揮されてバランスした極限值を示していると解釈できる。試みに、それぞれの地山強度比の上限値を結ぶと図中の上の点線のようなものである。この曲線は、地山強度比が1.0~2.0以下になるとひずみが増大する傾向を示している。これは、一般に地山強度比が限界値の2.0を下まわると押し出しが発生すると理

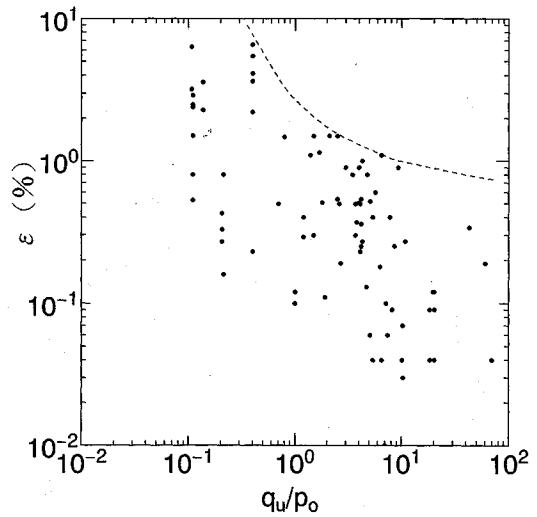


Fig.17 Relationship between ground strength ratio and measured strain

Table 2 Rock mass classification and properties

JHPC*	C I	C II	D I	D II
V_p (km/s)	2~3.5	2~3.5	1.5~3	1~2
Steel Arch	-	H-125 @ 1.2 m	H-125 @ 1.0 m	H-150 @ 1.0 m
Shotcrete	$t=10$ cm	$t=10$ cm	$t=15$ cm	$t=20$ cm
Rock Bolts	$l=3.0$ m 1.5 m × 1.5 m	$l=3.0$ m 1.5 m × 1.2 m	$l=4.0$ m 1.2 m × 1.1 m	$l=4.0$ m 1.2 m × 1.0 m
CRIEPI**	C_H	C_M	C_L	D
V_p (km/s)	3.0~4.0	1.5~3.0	≤ 1.5	≤ 1.5
E_0 (MPa)	2000~5000	500~2000	≤ 500	≤ 500
c (MPa)	2.4~4.0	1.0~2.4	0.4~1.0	≤ 0.4
ϕ (°)	45~55	38~45	30~38	15~30
q_u (MPa)	12~25	4~12	1.5~4	≤ 1.5

* JHPC : Japan Highway Public Corporation

** CRIEPI : Central Research Institute of Electric Power Industry

論的、経験的に言われていることと良く一致する。

(2) 岩盤分類と解析用物性値

道路公団の設計要領²²⁾では、岩盤分類とそれに対応した支保パターンを設定している。ここでは、道路公団の岩盤分類と支保パターンに基づくモデルトンネル周辺の最大ひずみを解析で求めるための岩盤物性値と支保剛性を定める。

道路公団の岩盤分類および支保パターンを Table 2 に示す。Table 2 には、道路公団の岩盤分類と概略の対応が付けられている電力中央研究所の岩盤分類も示している。岩盤の変形特性と強度特性は、北川¹⁴⁾、菊地²³⁾、瀬崎²⁴⁾などの研究を参考にした。一軸圧縮強度 q_u は、 c と

Table 3 Properties for analysis

JHPC*	C I	C II	D I	D II
E (MPa)	3 500	1 200	300	100
ν	0.25	0.25	0.25	0.25
q_u (MPa)	18	8	3	0.8
c (MPa)	3.2	1.7	0.7	0.2
ϕ (°)	50	42	34	22
α	1.5	1.5	1.5	1.5
h_0	2.0	2.0	2.0	2.0
f_0	1.5	1.5	1.5	1.5
c_r (MPa)	0.32	0.17	0.07	0.02
ϕ_r (°)	25	21	17	11
r_i (m)	4.0	4.0	4.0	4.0
k_s (MPa)	-	130	156	207
k_c (MPa)	92	92	139	187
k (MPa)	92	222	295	394
p_{cmax} (MPa)	0.44	0.44	0.66	0.88
p_{smax} (MPa)	-	0.07	0.08	0.16

* JHPC : Japan Highway Public Corporation

ϕ の値からモール・クーロン式で算定した。

岩盤の特性曲線を解析するための物性値を Table 3 に示す。塑性パラメーター α, f, h の値は、3. で述べた理由によって定めた。また、トンネル半径 r_i は、道路公団および JR の定める標準断面のうち、最大のものの上半断面積を円形換算した時の半径とした。

一方、支保の剛性は次式で求める。

$$k = k_s + k_c \dots\dots\dots(39)$$

$$k_s = \frac{E_s \cdot A_s}{s \cdot r_i} \dots\dots\dots(40)$$

$$k_c = \frac{E_c \{ r_i^2 - (r_i - t_c)^2 \}}{(1 + \nu_c) \{ (1 - 2\nu_c) r_i^2 + (r_i - t_c)^2 \}} \dots\dots\dots(41)$$

ここに、 k : 支保の剛性、 k_s : 鋼アーチ支保の剛性、 k_c : 吹付けコンクリートの剛性、 E_s : 鋼アーチの弾性係数 (=206 GPa)、 A_s : 鋼アーチの断面積、 s : 鋼アーチの設置間隔、 r_i : トンネル半径、 E_c : 吹付けコンクリートの弾性係数、 ν_c : 吹付けコンクリートのポアソン比、 t_c : 吹付けコンクリートの厚さである。

吹付けコンクリートの弾性係数 E_c については、片瀬ほか²⁵⁾、土屋²⁶⁾などの研究がある。彼らの研究結果を参考にして $E_c = 3\,500$ MPa とする。また、 $\nu_c = 1/6 = 0.17$ とする。なお、ロックボルトについては、計算を省略する。

次に、極限支保圧力、すなわち支保が負担しうる最大支保圧力は、次式で求める。

$$p_{cmax} = \frac{1}{2} \sigma_{c \text{ conc}} \left\{ 1 - \frac{(r_i - t_c)^2}{r_i^2} \right\} \dots\dots\dots(42)$$

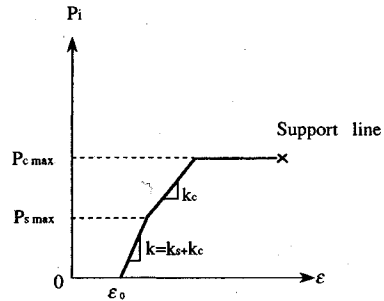


Fig.18 Support line

$$p_{smax} = \frac{3E_s \cdot I_s}{s \cdot r_i^3} \dots\dots\dots(43)$$

ここに、 p_{cmax} : 吹付けコンクリートの極限支保圧力、 $\sigma_{c \text{ conc}}$: 吹付けコンクリートの圧縮強度、 p_{smax} : 鋼アーチの極限支保圧力、 I_s : 鋼アーチの断面 2 次モーメントである。なお実績に基づいて $\sigma_{c \text{ conc}} = 18$ MPa とする。式 (39)~(43) によって支保剛性と極限支保圧力を計算した結果を Table 3 に示す。

支保の剛性および極限支保圧力については次のように考える。すなわち、鋼アーチと吹付けコンクリートの極限支保圧力を比べると一般に鋼アーチの方が小さいので、支保圧力が p_{smax} 以下の場合には、支保の剛性は式 (39) で表される合成支保剛性 k を考えるものとする。支保圧力が p_{smax} 以上、 p_{cmax} 以下の場合には、鋼アーチはすでに極限に達したものとみなして、支保の剛性は吹付けコンクリートの剛性 k_c のみと考える。支保圧力が p_{cmax} 以上の場合には、吹付けコンクリートも極限に達したものと考え、極限支保圧力以上にはならず一定値となり、ひずみだけが增大するものとする。Fig.18 にこれらの関係 (支保曲線) を示す。

(3) 先行変位

一般にトンネルにおける計測は、掘削が終了してから計器を設置して実施する。したがって、実際に計測する変位やひずみは、計器設置以前に発生している変位 (先行変位) やひずみを含んでいないことになる。

Kitagawa et al.²⁷⁾ は、泥岩トンネルで先行変位を実際に計測し、最終的な収束変位の 12~40%、平均で 30% であったと報告している。また谷本ほか²⁸⁾ は、同様の計測から 20~30% の先行変位を確認している。

これらのことより、ここでは先行変位を収束変位の 30% と仮定して解析を進めるものとする。

(4) 解析結果

以上述べた岩盤物性値と支保剛性および先行変位の仮定を用いて、2. で述べた解析方法に従って計算を行った。一つの計算例を示すと次のようである。

まず、Table 3 に示す物性値を用いて岩盤の特性曲線を描く (Fig.19 の実線)。次に、Table 3 に示す支保剛

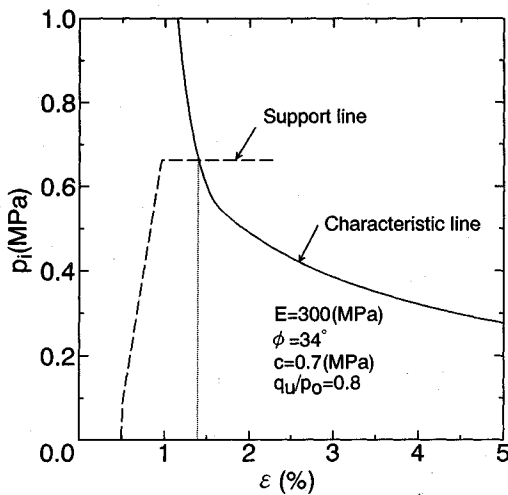


Fig.19 Theoretical analysis

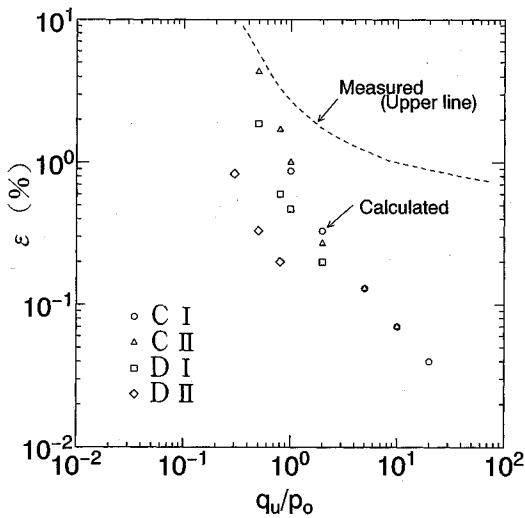


Fig.20 Comparison of calculated- and measured strain

性を用いて支保曲線を描く。この時、特性曲線と支保曲線の交点のひずみ、すなわち収束ひずみの30%が支保曲線の先行ひずみとなるように、支保曲線を描く(Fig.19の破線)。Fig.19の例ではひずみ約1.4%でバランスすることになる。このような計算を地山強度比を変えて実施し、結果をプロットしたのがFig.20である。やはり、地山強度比が1.0~2.0を下まわるとひずみ $\epsilon (= -u_i/r_i)$ が増加する傾向が見られる。Fig.20には、Fig.17で示した計測データの上限值も描いてある。理論解析値は、計測データと定性的に概ね良い一致が見られ、本解析方法の妥当性が検証できたと考えられる。

5. 結 論

本報文では、軟岩トンネルの変形挙動を知るために、

ひずみ軟化特性とモール・クーロンの破壊基準を考慮した特性曲線法を理論展開し、考察を加えた。その結果、次の知見が得られた。

- 1) 軟岩のダイレイタンス特性には、拘束圧依存性が認められる。
- 2) 一軸圧縮強度あるいは地山強度比が同じでも、それを構成する粘着力と内部摩擦角の組合せが、岩盤の変形挙動に大きく影響する。
- 3) 実際のトンネルで計測されたひずみの最大値は、地山強度比が1.0~2.0を下まわると急激に増大する傾向が認められる。
- 4) 理論解析で得られた値は、実際のトンネルの計測データを概ね説明しうる。

参 考 文 献

- 1) Daemen, J.J.K. : Tunnel support loading caused by rock failure, Technical Report MRD-3-75, U.S. Corps of Engineers, 1975.
- 2) Terzaghi, K. : Erdbaumechanik auf Bodenphysikalischer Grundlage, Franz Deuticke, pp.212~214, 1925.
- 3) Fenner, R. : Untersuchungen zur Erkenntnis des Gebirgsdruckes, Glückauf, Vol.74, pp.681~695 and pp.705~715, 1938.
- 4) Pacher, F. : Measurements of deformation in a test gallery as a means of investigating the behaviour of the rock mass and of specifying lining requirements, Felsmechanik und Ingenieurgeologie, Suppl. 1, pp.148~161, 1964.
- 5) Rabcewicz, L.v. : The New Austrian Tunnelling Method, Water Power, pp.453~457, Nov. 1964, pp.511~515, Dec. 1964, pp.19~24, Jan. 1965.
- 6) 岡行俊：薄肉理論とその応用(1),(2), トンネルと地下, 第7巻4号, pp.227~234, 第7巻5号, pp.295~300, 1976年4月, 5月.
- 7) Kastner, H. : Statik des Tunnel- und Stollenbaues, Springer-Verlag, 1971. [訳] 金原弘：トンネルの力学, 森北出版, 1974.
- 8) Egger, P. : Einfluss des Post Failure Verhältnis von Fels auf den Tunnelausbau, Thèse. Université de Karlsruhe, 1973. [訳] (社)日本トンネル技術協会：トンネル支保工に及ぼす破壊後の岩盤の影響, 海峡連絡鉄道の技術に関する文献資料調査報告書, pp.17~60, 1978年3月.
- 9) Ladanyi, B. : Use of the long-term strength concept in the determination of ground pressure on tunnel linings, Proc. of the 3rd Congress of ISRM, Vol.2, Part B, pp.1150~1156, 1974.
- 10) Hoek, E. and Brown, E.T. : Underground Excavations in Rock, The Institution of Mining and Metallurgy, London, England, 1980. [訳] 小野寺透・吉中龍之進・齊藤正忠・北川隆：岩盤地下空洞の設計と施工, 土木工学社, 1985.
- 11) Kaiser, P.K. : A new concept to evaluate tunnel performance-influence of excavations procedure, Proc. of the 22nd U.S. Symposium on Rock Mechanics, pp.284~291, 1981.
- 12) Brown, E.T., Bray, J.W., Ladanyi, B. and Hoek, E. :

- Ground response curves for rock tunnels, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.109, No.GE1, pp.15~39, Jan. 1983.
- 13) 土山茂希・入川誠・河田孝志・熊坂博夫：NATM の設計における理論解の適用, 土木学会第 41 回年次学術講演会, pp. 743~744, 1986.
 - 14) 北川隆：岩盤分類と岩盤-支保相互作用解析, 第 19 回岩盤力学に関するシンポジウム, 土木学会, pp. 281~285, 1987.
 - 15) 佐藤正彦・安川正春・矢野尚彦・糸田俊男：能生トンネルの変位特性と支保効果, *Tunnel and Underground*, Vol. 18, No. 9, pp. 733~743, 1987.
 - 16) Hisatake, M., Cording, E.T., Ito, T., Sakurai, S. and Phien-weja, N. : *Effects of nonlinearity and strength reduction of rocks on tunnel movements*, *Rock at Great Depth*, Maury & Fourmaintraux (eds), Balkema, 1989.
 - 17) 吉中龍之進・山辺正・清水昭男・阿部健一・森田栄治：シルト質軟岩の弾塑性挙動に関する実験的研究, 第 16 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 86~90, 1984.
 - 18) 稲垣大介：トンネルの地山特性曲線に関する基礎研究, 埼玉大学卒業論文, 1991.
 - 19) 吉中龍之進・山辺正：軟岩の変形特性について, 埼玉大学建設系研究報告, No. 11, pp. 65~85, 1981.
 - 20) 中村正人：統計分析を用いた掘削管理-北陸自動車道薬師トンネル, *Tunnel and Underground*, 第 17 巻 3 号, pp. 185~192, 1986 年 3 月.
 - 21) 北川隆・糸田俊男・一條俊之・曾我誠意：能生トンネルにおけるトンネル先行変位の考察, *西松建設技報*, Vol. 12, 1989.
 - 22) 日本道路公団：設計要領 第三集, トンネル編, 1985.
 - 23) 菊地宏吉：ダムを対象とした岩盤分類, 岩盤分類とその適用, pp. 39~61, 土木工学社, 1989.
 - 24) 瀬崎満弘：トンネル設計におけるデータベースの活用と吹付けコンクリートの硬化特性を考慮した設計・施工に関する研究, 学位論文.
 - 25) 片瀬貴文・谷本親伯・石倉優：シュミットハンマーによる吹き付けコンクリートの早期強度判定, *Tunnel and Underground*, 第 15 巻 2 号, pp. 91~98, 1984 年 2 月.
 - 26) 土屋敬：トンネル設計のための支保と地山物性値に関する研究, *土木学会論文集*, 第 364 号, pp. 31~40, 1985 年 12 月.
 - 27) Kitagawa, T., Kumeta, T., Ichizyo, T., Soga, S., Sato, M. and Yasukawa, M. : *Application of Convergence Confinement Analysis to the study of preceding displacement of a squeezing rock tunnel*, *Rock Mechanics and Rock Engineering*, Vol. 24, No. 1, pp. 31~51, 1991.
 - 28) 谷本親伯・畠沼治郎：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 年 9 月.

(1992. 6. 15 受付)

DEFORMATIONAL BEHAVIOR OF SURROUNDING SOFT ROCK MASS IN TUNNELLING

Takashi KITAGAWA, Daisuke INAGAKI

A theoretical elasto-plastic analysis for determining the deformation of surrounding soft rock mass in tunnelling is discussed. The deformational characteristics of soft rock mass are assumed to be strain-softening model followed by the residual condition. Mohr-Coulomb's failure criterion is employed. The combination of cohesion and friction angle of the rock mass is revealed to be most important factor for the deformational behavior of it. Many measured strains in soft rock tunnels are examined. The theoretically calculated strains agree with the measured strains in general.