

軟岩トンネル周辺岩盤の安定機構と その設計について

STABILITY ANALYSIS AND TUNNEL DESIGN FOR SOFT ROCK GROUND

蔣 宇静* 江崎哲郎* 横田康行**

Yujing JIANG, Tetsuro ESAKI and Yasuyuki YOKOTA

When tunnels are excavated in squeezing rock masses, the surrounding rock masses of tunnels sometimes exhibit large deformations to break tunnel supports. This paper presents an analytical method to predict the deformational behavior and evaluate the development of plastic zone, which be considered as the main cause of squeezing phenomenon. The method is based on the assumptions that the ground around tunnel behaves as an elastoplastic dilatant material and exhibits strain-softening behavior. With regard to the support design of squeezing rock tunnels, a method for estimating the optimum support pressure is proposed. Finally, the proposed standard judgment is applied to an actual tunnel to proof its validity.

Keywords : deformational behavior, squeezing phenomenon, plastic zone,
optimum support pressure, soft rock tunnel

1. まえがき

日本の国土面積の約 1/3は第三紀層の凝灰質泥岩で覆われており、その中には膨潤性粘土鉱物が含まれたり、軟弱な状態になっている状況も少なくない。そのような軟弱岩層にトンネルや地下空洞を掘削した場合、その周辺岩盤は膨張性を示し、支保を破壊するほどトンネル内に押し出してくる事例が数多く報告されている。従来、このようなメカニズムは、粘土鉱物が吸水して膨張するものと理解されていた。しかし最近では、大量の現場データを整理することによって、軟岩トンネルにおける膨張の原因の大半は、地山のスクウィーディング特性(押し出し, squeezing),つまり、トンネル掘削により発生する二次応力状態が周辺地山の破壊強度を越え、地山が降伏して塑性流動を起こしトンネル空間を押し出す結果であることが明らかになってきた¹⁾。これらを評価するために、スクウィーディング地山に掘削されたトンネルの変形挙動を力学的に解明しようとするいくつかの研究例が発表されている^{1), 2)}。しかしながら、どのような地山の状況で、どこまで周辺地山がスクウィーディングしているかは明確に解明されたとは言えず、これから解決しなければならない重要な課題となっている。

また一方、周辺岩盤の過大なスクウィーディングの原因となる塑性領域の広がりを抑制するためには、その場の条件にあった最適な支保を設計する必要がある。そのためには最適内空支保圧の決定方法とその判断基準を検討しなければならない。

本研究では、スクウィーディング地山にトンネルを掘削した場合について、岩盤が破壊した後のひずみ軟

* 正会員 工博 九州大学工学部環境システム工学研究センター

** 学生会員 九州大学大学院

- 18 -

h と f を整理した結果、拘束圧が一軸圧縮強度を上回ると、 h と f がほぼ1に収束するが、拘束圧が一軸圧縮強度より低いと、ともに1より大きい値をとり、 $H < 0, F < 0$ となるため、ピーク強度以降においてはダイレタシー挙動を呈すると考えられる。

いま、図-2に示すような、無限遠方で一様分布の静水圧 p_0 を受ける半径 a の円形トンネルを考える（応力は圧縮を正とする）。地山岩盤はひずみ軟化特性を示す等質等方性体と仮定する。また、ここでは岩盤自重を無視して考える。

さて、図-2のような平面極座標における解析を考える。さて、軸対称の平面ひずみ状態及び微小変位の場合においては、応力の釣合、適合条件式および降伏規準に基づく、弾性領域、ひずみ軟化領域と塑性流動領域にまたがる弾塑性応力とひずみ、各塑性領域の半径 R_e と R_f を理論的に求めることができる。主な結果を示すと以下の通りである³⁾。ただし、 R_e は弾塑性境界半径、 R_f は塑性流動領域の半径を表す。

(1) ひずみ軟化領域 ($R_f \leq r \leq R_e$)

ひずみ軟化領域におけるひずみの分布は、応力-ひずみ軟化特性の定式化(図-1b)及び塑性流れ則によると、式(3)のように求まる。

$$\varepsilon_t = -\frac{2B_0}{1+h} \left[\frac{1-h}{2} - \left(\frac{R_e}{r} \right)^{1+h} \right] ; \quad \varepsilon_r = -\frac{2B_0}{1+h} \left[\frac{1-h}{2} + h \left(\frac{R_e}{r} \right)^{1+h} \right]$$

$$B_0 = \left(\frac{1+\mu}{E} \right) \frac{p_0 (K_p - 1) + \sigma_c}{K_p + 1} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 K_p は内部摩擦角 ϕ による係数、 $K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$ である。

塑性応力は線形Mohr-Coulombの降伏規準に基づいて求めるが、ひずみ軟化領域において、ひずみとともに圧縮強度(σ_c')が線形的に低下することを考えて、次のように導かれる。

$$\sigma_r = \frac{(1+h)\sigma_c + 2\sigma_s/(\alpha-1)}{(1-K_p)(1+h)} + N \left(\frac{R_e}{r} \right)^{1-K_p} + \frac{2\sigma_s/(\alpha-1)}{(1+h)(h+K_p)} \left(\frac{R_e}{r} \right)^{1+h} \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$\sigma_t = \sigma_c' + K_p \sigma_r ; \quad \sigma_c' = \sigma_c - \frac{2B_0 E'}{1+h} \left[\left(\frac{R_e}{r} \right)^{1+h} - 1 \right]$$

ここで、 σ_s は軟化応力($=\sigma_c - \sigma_c'$)である。また、パラメータ N が

$$N = \frac{2p_0}{1+K_p} - \frac{2\sigma_c}{1-K_p^2} - \frac{2\sigma_s/(\alpha-1)}{(1-K_p)(h+K_p)} \quad \dots\dots\dots (5)$$

と表される。

(2) 塑性流動領域 ($a \leq r \leq R_f$)

塑性流動領域における全ひずみは、境界 $r=R_f$ におけるひずみと座標系($\varepsilon_1^{p'}$, $\varepsilon_3^{p'}$)における塑性増分の和であるため、その分布は

$$\varepsilon_t = u_1 + u_2 (R_f/R_e)^{-(1+h)} + u_3 (R_f/r)^{1+f}$$

$$\varepsilon_r = u_1 + u_2 (R_f/R_e)^{-(1+h)} - u_3 f (R_f/r)^{1+f} \quad \dots\dots\dots (6)$$

と求められる。ただし、 u_1 , u_2 , u_3 は

$$u_1 = B_0 (h-1)/(1+h)$$

$$u_2 = 2B_0 (f-h)/[(1+h)(1+f)] \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$u_3 = [2B_0/(1+f)] (R_f/R_e)^{-(1+h)}$$

また、塑性流動領域の応力分布は

$$\sigma_r = \frac{\sigma_c^*}{1-K_p} + \left[N \left(\frac{R_f}{R_e} \right)^{K_p-1} + \sigma_s \frac{(1+h)(\alpha-1)+2}{(1-K_p)(h+K_p)(\alpha-1)} \right] \left(\frac{R_f}{r} \right)^{1-K_p} \dots\dots\dots (8)$$

$$\sigma_t = \sigma_c^* + K_p \sigma_r$$

と表される。

(3) 壁面変位

トンネルの壁面変位 u_a は式(6)より、次のようになる。

$$u_a = -\alpha [u_1 + u_2 (R_f/R_e)^{-(1+h)} + u_3 (R_f/a)^{1+f}] \dots\dots\dots (9)$$

3. 塑性領域発生の予測と評価

(1) 2つの塑性半径の比

塑性流動領域の半径 R_f と弾塑性境界の半径 R_e の比を ζ と定義し、 $r=R_f$ のとき、 $\sigma_c' = \sigma_c^*$ にもとづくと、 ζ は次式のように導かれる。

$$\zeta = \left[\frac{2}{\alpha(1+h) + (1-h)} \right]^{\frac{1}{1+h}} \dots\dots\dots (10)$$

上式より、 ζ がぜい性率及びひずみ軟化段階の塑性ポアソン比 h にしか依存しないことがわかる。

(2) 塑性半径

弾塑性境界半径 R_e と塑性流動半径 R_f は、式(8)を壁面上境界条件を用いて簡略すれば

$$R_e = \left(\frac{\alpha}{\zeta} \right) \left[\frac{N \zeta^{K_p-1} (1-K_p) (h+K_p) + \sigma_s \{ (1+h) + 2/(\alpha-1) \}}{(1-K_p) (h+K_p) p_i - \sigma_c^* (h+K_p)} \right]^{\frac{1}{K_p-1}} \dots\dots\dots (11)$$

$$R_f = \zeta R_e$$

と導かれる。塑性半径が空洞半径に比例するのみならず、岩の破壊後のひずみ軟化挙動及びダイレタンシー特性にも依存することがわかる。

(3) 塑性領域が生ずる条件式

図-2に示したように、軟岩トンネルの周りにおいては、塑性流動領域、ひずみ軟化領域及び弾性領域が生じると考えられる。しかしこの場合、各々の塑性領域の規模は地山のひずみ軟化特性、土被りおよび支保圧に大いに影響されるので、以下では塑性領域の規模とその評価法について検討する。

地山岩盤の一軸圧縮強度と初期地山応力の比を地山強度比 S_{rp} と定義すれば、 $S_{rp} < 2$ の場合、円形トンネルの周辺は塑性領域を生じることがよく知られているが、さらにトンネルを直接囲んでいる塑性流動領域の発生については次の予測手法を提案する。

トンネル周辺にひずみ軟化領域は生じるが ($R_e > a$) 塑性流動領域は生じない ($R_f = a$) ときの内空支保圧を $\overline{p_i}$ とすれば、式(11)よりそれに関する次式が求まる。

$$\overline{p_i} = \frac{\sigma_s(1+h) + \sigma_c^*(h+K_p) + 2\sigma_s/(\alpha-1)}{(1-K_p)(h+K_p)} + N \zeta^{K_p-1} \dots\dots\dots (12)$$

上式を用いれば、塑性流動領域の発生は次の条件に従う。

① $\overline{p_i} \leq 0$: 無支保状態でも、塑性流動領域は生じない

② $\overline{p_i} > 0$: $p_i > \overline{p_i}$ の場合は塑性流動領域は生じない (p_i は実際の内空支保圧である)

$p_i < \overline{p_i}$ の場合は塑性流動領域が生じる。しかし、無支保の場合と比べれば、塑性領域の規模が内空支保圧によって抑えられる。

4. 変形挙動のパラメトリックスタディ

図-3は、3つのケースについて壁面変位を解析した例を示す。入力データは、 $S_{rp}=0.2$ 、 $E=1500\text{MPa}$ 、 $\mu=0.25$ 、 $p_o=2.5\text{MPa}$ で、 D は残留強度比(σ_c^*/σ_c)を表し $D=1$ が弾性完全塑性モデルに対応する。 p_i と (u_a/a) の間にはいずれのケースに対しても双曲線的関係がある。この傾向は D が小さくなるにつれ、つまり地山岩盤の挙動がぜい性的であるほど顕著になる。たとえば無支保状態では、 $D=1$ 、 0.25 、 0.15 に対して u_a/a （この比は壁面接線ひずみとも呼ばれる）が各々0.6%、6.0%、12.8%と変化した。

壁面接線ひずみとダイレタンシー角との関係を示すと、図-4のようである。ダイレタンシー角の増大とともに壁面接線ひずみが一方的に増加する。これは、せん断破壊を生じた後、膨張能力が強くなるためであると考えられる。また、この解析によって、トンネル周辺地山が降伏したらダイレタンシー挙動による変形結果が膨張現象となって現れていることが裏付けられている。

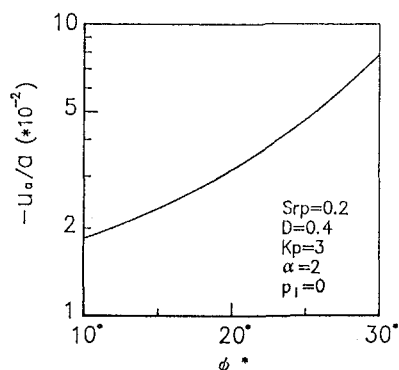
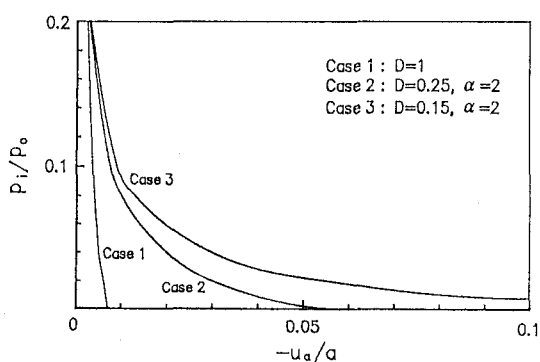


図-3 壁面変位と残留強度比、内空支保圧の関係

図-4 壁面変位に及ぼすダイレタンシー角の影響

5. トンネル最適内空支保圧の決定法

硬岩トンネルの場合、地山が破壊を生じたら、その自持力の大部分を失ってしまう。そのため、一般に支保設計は、周辺地山の变形を抑制して、塑性領域を生じさせないように行われている。しかしながら、スクウィーピング地山は破壊した後、大きな変形を生じるが、自持力はある程度保ち続けられる。日本における膨張性トンネルの実態を見てみると、壁面ひずみが最大12%程に達する。このような大変形を完全に抑制することは非常に困難であり、また合理的ではない。むしろその変形を適切に許すことによって、潜在的変形エネルギーを解放させ、地山岩盤の支持力を充分利用することがスクウィーピングトンネルの支保設計を行うときには重要である。ところで、変形とともに地山岩盤自持力は増加するが、その一方で塑性流動領域における地山岩盤の自重によるゆるみ荷重も増大する。以下では地山の自持力とゆるみ荷重との関係を明らかにし、トンネルの壁面変位をどの程度まで許せば最適と言えるかについて解明を試みる。

(1) ゆるみ荷重発生条件の検討

塑性流動領域内にある地山岩盤は自身の支持力をほとんど失ってしまい、自重をすべて支保工に依存する。ここで、その自重のことをゆるみ荷重というが、その発生条件は式(12)に基づいて($p_i=0$)

$$[S_{rp}] = \left(2 - \frac{\sigma_s(1+K_p)}{\sigma_c(h+K_p)} \left(2 - \frac{4(1-\xi^{1-K_p})}{(1-\alpha)(K_p-1)} \right) \right)^{-1} \dots\dots\dots (13)$$

つまり、無支保状態において $S_{rp} < [S_{rp}]$ の条件を満たすときゆるみ荷重が発生する。

図-5は ϕ 、 α 、 h 、 D の影響を考えたゆるみ荷重発生判定図である。斜線abはゆるみ荷重の発生状況を定義する境界線で、その左側では $S_{rp} < [S_{rp}]$ のため、ゆるみ荷重が発生するのに対して、右側はゆるみ

荷重が生じない領域となる。境界線上 a の位置が α 、 D と関係せず h のみに、また、b の位置が α と D のみによって決まる。一例として、 $h=2, \alpha=3, D=0.3, S_{rp} \leq 2$ 、しかも摩擦角 $\phi < 37^\circ$ の場合では、トンネルの周りにゆるみ荷重が必然に生じることが分かる。地山岩盤の変形特性値は、標準化された室内試験によって得られるので、それらを図-5 に合わせることで、ゆるみ荷重の発生状況を即時にかつ簡便に評価することができる。さて、ゆるみ荷重 p_{iy} と壁面接線ひずみとの関係は次のように表される。

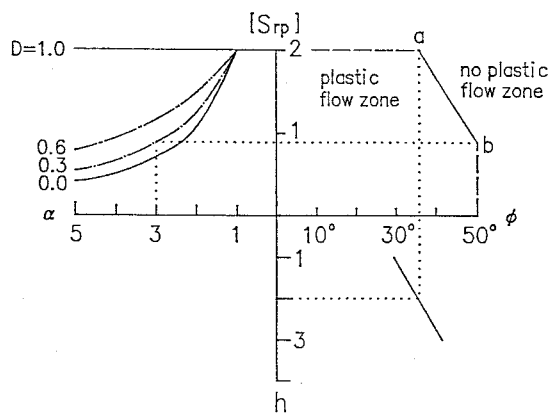


図-5 ゆるみ荷重発生判定図

$$p_{iy} = \int_a^{R_f} \int_0^\pi \frac{\gamma(2r+dr) \sin \theta}{2\pi a} d\theta dr$$

$$= \frac{a\gamma}{\pi} \left\{ \left[\frac{1}{u_s} \left(\frac{u_a}{a} + u_i + u_2 \zeta^{-(1+h)} \right) \right]^{\frac{2}{1+f}} - 1 \right\} \dots\dots\dots (14)$$

ただし、 γ は地山の単位体積重量である。壁面接線ひずみとともにゆるみ荷重がほぼ線形的に増加することが分かる。

(2) 最適内空支保圧の定量的評価法

地山岩盤は変形とともに支持力を増加するが、ある限度を越えたら、塑性流動領域が発生し、支保工にゆるみ荷重を与えてしまう。そこで空洞内部へ岩盤崩壊を生じない安全が確保される範囲において、地山に支持リング効果を最大限発揮させる状態に対して必要とする内空支保圧を最適内空支保圧と定義し、次式を満足することによって求める方法を考えた。

$$p_i \equiv \max \{ p_{ir}, p_{iy} \}; u_a/a \in (0, u_{ap}/a) \dots\dots\dots (15)$$

ここで、 p_{iy} は式(14)によって定義され、 u_{ap} は無支保状態で平面ひずみモデルを用いたときの最終壁面変位である。また、 p_{ir} はトンネル掘削による地山荷重で次の式(16)によって表され⁴⁾、壁面接線ひずみとともに地山の自持力が増加するため減少する。

$$p_{ir} = \frac{\sigma_c^*}{1-K_p} + \left(N \zeta^{K_p-1} + \sigma_s \frac{1+h+2/(\alpha-1)}{(1-K_p)(h+K_p)} \right) \left(\frac{a}{\zeta R_e} \right)^{K_p-1} \dots\dots\dots (16)$$

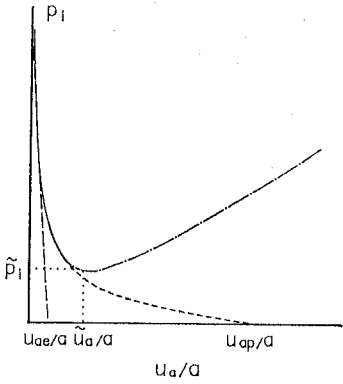


図-6 地山特性曲線の模式図

図-6 は地山特性曲線を模式的に示すもので、長い破線は弾性状態、短い破線は岩盤自重を考えない連続体弾塑性解析、また一点鎖線はここで提案する地山特性曲線で、塑性流動領域におけるゆるみ荷重を考えた。この特性曲線は $\tilde{u}_a/a$ を境界に、 $u_a/a \leq \tilde{u}_a/a$; $p_i = p_{ir}$ と $u_a/a > \tilde{u}_a/a$; $p_i = p_{iy}$ という2つの部分より構成される。 $u_a/a \leq \tilde{u}_a/a$ においては、ゆるみ荷重が生じるものの、支保圧 p_{ir} によって十分に支えられるが、 $u_a/a > \tilde{u}_a/a$ となれば、ゆるみ荷重が次第に増加するために、特性曲線は、 $\tilde{u}_a/a$ 以降 p_i の変化が右上がりの傾向を示す。このとき $\tilde{u}_a/a$ に対応する支持力 $\tilde{p}_i$ が特性曲線上の最小値となる。そこで、 $\tilde{p}_i$ を最適内空支保圧、また、 $\tilde{u}_a/a$ を制御壁面ひずみ $\tilde{\epsilon}_{at}$ と名づけることにする。

トンネル掘削の際、壁面接線ひずみを $\tilde{\varepsilon}_{at}$ 以内に抑えることは安全上でも経済上でも合理的であると言える。

(3) $\tilde{p}_i$ と $\tilde{\varepsilon}_{at}$ の解析手順

最適内空支保圧 $\tilde{p}_i$ と制御壁面ひずみ $\tilde{\varepsilon}_{at}$ を決定する解析手順をまとめて示すと次のようになる。

- ①地山の力学的特性値を式(13)に代入して、空洞周りにゆるみ荷重が発生するかどうかを予測する。
- ②ゆるみ荷重の発生が判断されるならば、支保と周辺岩盤との相互作用関係の連成機構に基づき、壁面変位に伴う地山荷重の変化およびゆるみ荷重の変化を解析する。
- ③関係式 $p_{ir}=p_{iv}$ に基づいて、 $\tilde{p}_i$ と $\tilde{\varepsilon}_{at}$ を求める。

式(15)の内容を検証するためにパラメトリックスタディおよび考察を行った。その結果を図-7に示す。

解析結果を $p_i \sim (-u_a/\alpha)$ 座標系にプロットすると、曲線上の最低点に対応する $\tilde{p}_i$ と $\tilde{\varepsilon}_{at}$ を求めることができる。また、図-7(b)は地山強度比を半減させた場合の解析結果であり、 $\tilde{\varepsilon}_{at}$ と $\tilde{p}_i$ が倍増しているのが分かる。これは、圧縮強度が低い地山ほど、塑性流動領域の範囲が相対的に大きくなり、その2乗に比例するゆるみ荷重が急増するためと考えられる。

また、同図より、地山特性曲線がトンネル半径によって顕著に変化すること、言い換えれば $\tilde{\varepsilon}_{at}$ と $\tilde{p}_i$ がトンネル半径に大いに依存することも明らかにすることができた。このことより、断面半径が大きいトンネルほど、周辺岩盤に対する壁面ひずみの制御がむずかしくなり、必要な内空支保圧も急増する。

実際に支保の事前設計を行うに際しては、 $\tilde{p}_i$ に一定の安全係数を乗じることにより、支保工の変形特性値にある程度余裕をもたせて設計することが望ましい。

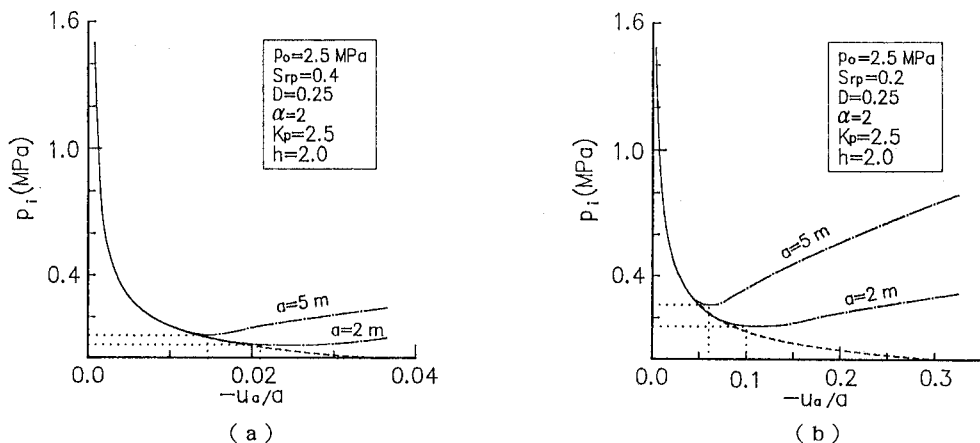


図-7 地山特性曲線の定量的解析例

(4) 解析手法の適用例

次に、提案した解析手法を能生トンネルに適用して、その有用性を評価する^{4), 5)}。

図-8(a)に示すように、新第三紀泥岩層が主体として分布している。特に、STA. 231+00付近からSTA. 223+50付近までの約750m間は破碎質となり、膨脹圧的な挙動が多く見られたため、支保パターンの相次ぐ増強、ボルト増設などの補助工法を多用して適正支保工の設定に苦慮した。さらに、内空変位が非常に著しいSTA. 227+10~STA. 224+50の間ではウイングリブ型支保工を用いた支保パターンを採用している。ただし、支保と壁面の間には200mmの変形余裕を設けていた。

ここでは、本トンネル地質条件に応じた制御壁面ひずみを用いて地山挙動と支保効果を評価することにする。

る。図-8(b)には、制御壁面ひずみをトンネル全長にわたる壁面接線ひずみ観測変位と断面半径の比の観測値と比較した結果を示している。STA. 224+75～STA. 232の区間では、観測値が制御壁面ひずみを大幅に上回ったため、塑性化した周辺岩盤が過大な変位で支保工に余分なゆるみ荷重が働くと推定される。これは実際の切羽状況とよく一致しているものと評価できよう。なお、施された支保工は、地山の崩壊挙動に十分に対応できると思われるが、膨脹性の高い地山に対しては、支保工と空洞壁面の間に変形余裕を設けるよりも、変形剛性のやや低い支保工を空洞壁面に密着させた方が、より有利になるのではないかと考える。

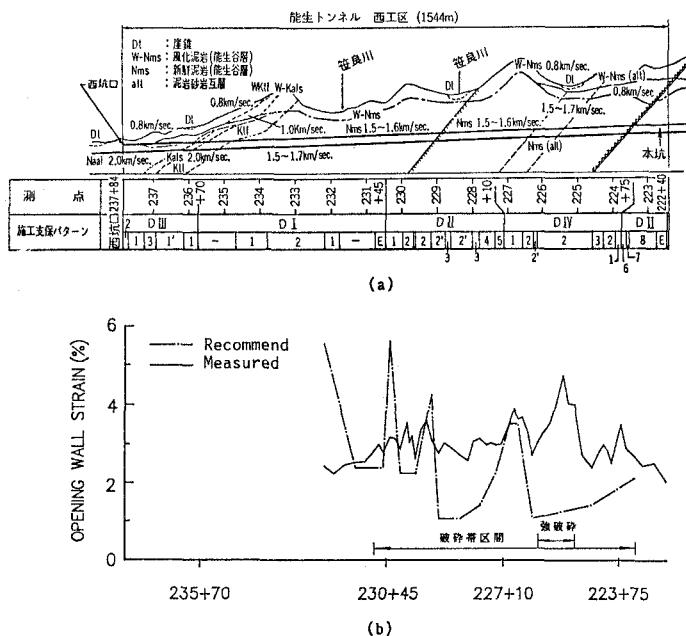


図-8 解析法の能生トンネルへの適用

(a) 能生トンネルの概要

(b) 壁面接線ひずみの観測値と予測値の比較

6. あとがき

スクウィーピング地山にトンネルを掘削した場合、その周辺岩盤は支保を破壊するほどの膨張性を示すことがあり、大きな問題となっている。これに関する研究は、最近よく行われているが、過大なスクウィーピングの原因となる塑性領域の発生と広がり予測、それに対応する支保の設計法と判断基準については、検討すべきことが多く残されているように思える。

本研究では、ダイレタンスを考慮したひずみ軟化モデルを用いて、トンネルの周辺岩盤の弾塑性挙動を明らかにした上で、塑性領域の発生機構と評価方法を提案した。また、トンネル壁面変位を抑制するための支保設計に関して、最適内空支保圧（あるいは制御壁面ひずみ）の決定手法を示し、ある事例に適用して、その有用性を確かめた。今後は、ここで述べた最適内空支保圧、内空変位を多くの現場経験と比較検討して修正し、理論に立脚した設計方法を確立するとともに、現場での有効な具体的対策への根拠としたい。

7. 参考文献

- アイダン オメール, 赤木知之, 伊東 孝, 川本眺万: スクウィーピング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測方法について, 土木学会論文集, Vol. 19, No. 448, pp. 73-82, 1992.
- 北川 隆, 稲垣大介: 軟岩トンネル掘削時の周辺岩盤の変形挙動, 土木学会論文集, Vol. 19, No. 463, pp. 105-114, 1993.
- 蔣 宇静: 深部地下空洞の力学的安定に関する理論的及び実験的研究, 九州大学学位論文, 1993.
- 江崎哲郎, 蔣 宇静, 木村 強: 空洞周りの岩盤と支保の相互作用機構の定量的解析, 土木学会第25回岩盤力学シンポジウム論文集, pp. 56-60, 1993.
- 佐藤正彦, 安川正春, 矢野尚彦, 桑田俊男: 能生トンネルの変位特性と支保効果, トンネルと地下, Vol. 1.18, No. 9, pp. 25-35, 1987.