

(11) スクィーzingロックにおけるトンネル周辺岩盤の変形を考慮した支保工の設計法

東海大学海洋学部	正会員	アイダン・オメル
豊田工業高等専門学校	正会員	赤木知之
豊田工業高等専門学校	正会員	伊東 孝
宮崎大学工学部	正会員	瀬崎満弘

A DESIGN METHOD FOR SUPPORT SYSTEMS OF TUNNELS IN SQUEEZING ROCKS WITH THE CONSIDERATION OF DEFORMATION OF SURROUNDING ROCK MASS

Ömer AYDAN	Tokai University
T. Akagi	Toyota National College of Technology
T. Ito	Toyota National College of Technology
M. Sezaki	Miyazaki University

Abstract

Shotcrete, rockbolts and steel ribs are principal support members in modern tunnelling. In spite of their widespread use, it is very rare to find any fundamental study on the proper design method for the reinforcement effect of support systems consisting of shotcrete, rockbolts and steel ribs. In this article, a closed form solution is presented how to evaluate the effects of the internal pressure of shotcrete, pattern rockbolting and steel ribs in the case of circular underground openings excavated in squeezing rocks subjected to hydrostatic state of stress. The proposed solutions are compared with results of finite element analyses to check the validity of the proposed solution. A good agreement between the proposed method and FEM models is found. Then, an example is given to illustrate the reinforcement effect of a support system consisting of shotcrete, rockbolts and steel ribs. The results of the analysis are presented and their implications in actual tunnelling in squeezing rocks are discussed.

1. まえがき

日本の国土面積の1/3は第三紀層の凝灰質泥岩で覆われており、その所々はテクトニック力を受けて褶曲や断層が発達し、含有水も豊富できわめて軟弱な状態になっている。そのような箇所に施工されるトンネルの多くは、ほとんど膨張性を示し、対応に苦慮した事例が数多く報告されている。それらの計測データを整理してみると、トンネル膨張の原因の大半は、地山のスクィーzingに依るものと判定できる。著者らは岩盤分類に基づいて、トンネル支保工の設計について支保反力を算定できる方法を既に提案している。しかし、この方法は最大となる支保の抵抗量を算定することに限定されていた。本研究では、この方法を進歩させ、スクィーzing地山におけるトンネルの変形挙動に伴って、各支保部材の与える支保反力を算定できる方法を提案し、幾つかのトンネルへの適用例を示す。

2. スクィーzingロックにおけるトンネル周辺岩盤の変形

Aydanら(1992,1993)はスクィーzingロックにおけるトンネル周辺岩盤の変形を求めている。周辺岩盤の変形を求める際に仮定された地山の力学挙動をFig. 1に示す。静水圧状態において円形トンネル周辺岩盤には、Fig. 2に示すような三つの領域が発生する。各領域において周辺岩盤の変形は以下のように求められる。

(1) 流動域内 ($a \leq r \leq R_{pb}$) の変位

$$u = \frac{1+\nu}{E} (p_o - \sigma_{rp}) r \eta_{sf} \left(\frac{R_{pb}}{r} \right)^{f^*+1} \quad (1)$$

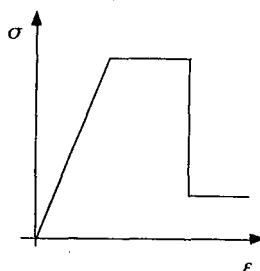


Fig. 1 Mechanical behaviour of rock mass

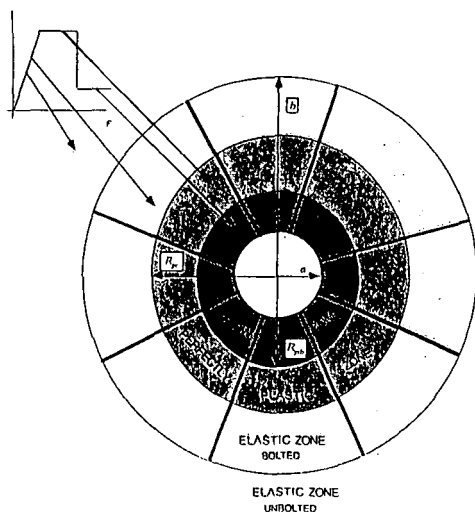


Fig. 2 Mechanical model for a circular tunnel

(2) 完全塑性域内 ($R_{pb} \leq r \leq R_{pe}$) の変位

$$u = \frac{1+\nu}{E}(p_o - \sigma_{rp})r \left(\frac{R_{pe}}{r} \right)^{f+1} \quad (2)$$

(3) 弾性域 ($R_{pe} \leq r$) での変位

$$u = \frac{1+\nu}{E}(p_o - \sigma_{rp}) \left(\frac{R_{pe}^2}{r} \right) \quad (3)$$

一般に支保工が設置される前にある程度の変形が生じている。従って、支保工に発生する軸応力は、設置後の変形によるものである。地山の変形に応じて支保部材の軸応力を求める際は、設置されるまでの変位量を差しひく必要がある。支保が設置されるまでに、周辺岩盤は様々の挙動を示すことが考えられるが、本論文では、定式化の仮定として、設置前の岩盤が弾性であるとする。また、ロックボルトも弾性体としての挙動を示すとする。しかし、同手順に従えば塑性挙動も取り扱うことができる (Aydan(1989)を参照)。

支保工が設置された時、周辺岩盤は弾性挙動を示すとしているので、その変位は以下のように与えられる。

$$u_{in} = \frac{1+\nu}{E}(p_o - p_{in}) \left(\frac{a^2}{r} \right) \quad (4)$$

従って、支保工を設置した後の相対変位量は、各領域において以下のように得られる。

(1) 流動域内 ($a \leq r \leq R_{pb}$) の相対変位

$$\Delta u = \frac{1+\nu}{E} \left[(p_o - \sigma_{rp}) r \eta_{sf} \left(\frac{R_{pb}}{r} \right)^{f+1} - (p_o - p_{in}) \left(\frac{a^2}{r} \right) \right] \quad (5)$$

(2) 完全塑性域内 ($R_{pb} \leq r \leq R_{pe}$) の相対変位

$$\Delta u = \frac{1+\nu}{E} \left[(p_o - \sigma_{rp}) r \left(\frac{R_{pe}}{r} \right)^{f+1} - (p_o - p_{in}) \left(\frac{a^2}{r} \right) \right] \quad (6)$$

(3) 弾性域 ($R_{pe} \leq r$) での相対変位

$$\Delta u = \frac{1+\nu}{E} \left[(p_o - \sigma_{rp}) \left(\frac{R_{pe}^2}{r} \right) - (p_o - p_{in}) \left(\frac{a^2}{r} \right) \right] \quad (7)$$

3. 支保工のモデル化

(3.1) ロックボルトのモデル化

グラウト-岩盤の境界面での相対変位を Δu_h とすると、ロックボルトの支配方程式は以下のように求められる (Aydan 1989)。

$$\frac{d^2 u_{ax}}{d\xi^2} - \alpha^2 u_{ax} = -\alpha^2 \Delta u_h, \quad \alpha^2 = \frac{2}{r_b^2 \ln(r_h/r_b)} \frac{G_g}{E_b} \quad (8)$$

ここに $\xi = r$ 、 r_h は削孔の半径、 r_b はロックボルトの半径、 G_g はグラウトのせん断弾性係数である。

式(8)に式(5),(6)および(7)を代入して得られる微分方程式の非同次項は、非常に複雑になるため直接解くことは困難である。ここでは、上述の関数の一つあるいは多項式の指数関数で近似することによって直接解くことにする。ここでは、次に示す関数を使って解くこととする。

$$f(\xi) = C_o^* e^{-D\xi} \quad (9)$$

係数 C_o^* と D は、領域の端点での Δu_h の値により求められる。各領域において以下のような関数形になる。

(1) 流動域内 ($a \leq r \leq R_{pb}$)

$$C_o^{*pb} = \Delta u_{pb} e^{\ln(\Delta u_a/\Delta u_{pb})R_{pb}/(R_{pb}-a)}, \quad D^{pb} = \ln(\Delta u_a/\Delta u_{pb})/(R_{pb}-a)$$

$$\Delta u_a = \frac{1+\nu}{E} \left[(p_o - \sigma_{rp}) a \eta_{sf} \left(\frac{R_{pb}}{a} \right)^{f+1} - (p_o - p_{in}^b) a \right]$$

$$\Delta u_{pb} = \frac{1+\nu}{E} \left[(p_o - \sigma_{rp}) R_{pb} \eta_{sf} - (p_o - p_{in}^b) \frac{a^2}{R_{pb}} \right]$$

(2) 完全塑性域内 ($R_{pb} \leq r \leq R_{pe}$)

$$C_o^{*pp} = \Delta u_{pp} e^{\ln(\Delta u_{pb}/\Delta u_{pp}) R_{pe}/(R_{pe}-R_{pb})}, \quad D^{pp} = \ln(\Delta u_{pb}/\Delta u_{pp})/(R_{pe} - R_{pb})$$

$$\Delta u_{pp} = \frac{1+\nu}{E} \left[(p_o - \sigma_{rp}) R_{pb} \left(\frac{R_{pe}}{R_{pb}} \right)^{f+1} - (p_o - p_{in}^b) \frac{a^2}{R_{pe}} \right]$$

(3) 弾性域 ($R_{pe} \leq r$)

$$C_o^{*pe} = \Delta u_b e^{\ln(\Delta u_b/\Delta u_{pe}) b/(b-R_{pe})}, \quad D^{pe} = \ln(\Delta u_b/\Delta u_{pe})/(b - R_{pe})$$

$$\Delta u_{pe} = \frac{1+\nu}{E} \left[(p_o - \sigma_{rp}) R_{pe} - (p_o - p_{in}^b) \frac{a^2}{R_{pe}} \right], \quad \Delta u_b = \frac{1+\nu}{E} \left[(p_o - \sigma_{rp}) \frac{R_{pe}^2}{b} - (p_o - p_{in}^b) \frac{a^2}{b} \right]$$

上述の非同次微分方程式の一般解より、ロックボルトの軸変位と軸応力は以下のように得られる。

$$u_{ax} = A_1 e^{-\alpha \xi} + A_2 e^{\alpha \xi} + C_o e^{-D \xi}, \quad \sigma_b = E_b \alpha [A_1 e^{-\alpha \xi} - A_2 e^{\alpha \xi} + \frac{D}{\alpha} C_o e^{-D \xi}] \quad (10)$$

各領域毎に積分定数 A_1, A_2 は変位および軸応力に対する境界条件および連続条件より求められる。
ロックボルトの与える内圧は次式より求められる。

$$\Delta p_i^b = \sigma_b(r=a) \frac{A_b}{e_t \cdot e_l} \quad (11)$$

ここに A_b はロックボルトの断面積、 e_t, e_l はそれぞれ設置間隔である。

(3.2) 吹付けコンクリートのモデル化

吹付けコンクリートは一般に薄肉管あるいは厚肉管としてモデル化される (瀬崎 1990)。外圧 p_i^s および内圧 p_i が 0 となる厚肉管の半径方向の変位は次式となる。

$$u = \frac{1+\nu_s}{E_s} \frac{p_i^s a_o^2}{a_o^2 - a_i^2} \left[\frac{a_i^2}{a_o} + (1-2\nu_s) a_o \right] \quad (12)$$

上式を増分形で書くと次のようになる。

$$\Delta u = \frac{1+\nu_s}{E_s} \frac{\Delta p_i^s a_o^2}{a_o^2 - a_i^2} \left[\frac{a_i^2}{a_o} + (1-2\nu_s) a_o \right] \quad (13)$$

逆関係は次式で与えられる。

$$\Delta p_i^s = K_s \Delta u, \quad K_s = \frac{E_s}{1+\nu_s} \frac{a_o^2 - a_i^2}{a_o^2} \frac{a_o}{a_i^2 + (1-2\nu_s) a_o^2} \quad (14)$$

吹付けコンクリートの厚さは、空洞の掘削半径に比べて比較的に小さいことから、この式は次のように書け (薄肉管の式)、吹付けコンクリートによる内圧が求められる。

$$\Delta p_i^s = K_s \Delta u, \quad K_s = \frac{E_s}{1-\nu_s^2} \frac{t}{a_o^2} \quad (15)$$

(3.3) 鋼製リブのモデル化

鋼製リブは一次元のリブとしてモデル化される (Sezaki et al. 1992)。鋼製リブの半径方向の変位は次式で与えられる。その増分形は式 (17) のように書け、鋼製リブで与えられる内圧は、最終的に式 (18) で求められる。

$$u = \frac{1}{E_{rb}} \frac{p_i^b a_o^2 e_l}{A_{rb}} \quad (16)$$

$$\Delta u = \frac{1}{E_{rb}} \frac{\Delta p_i^{rb} a_o^2 e_l}{A_{rb}} \quad (17)$$

$$\Delta p_i^{rb} = K_{rb} \Delta u, \quad K_{rb} = \frac{E_{rb} A_{rb}}{a^2 e_l} \quad (18)$$

今まで述べてきたように、ロックボルト・吹付けコンクリート・鋼製リブより構成される支保工が与える内圧は、式 (11)、(15) および (18) より以式のように求められる。

$$p_i^{ss} = \Delta p_i^b + \Delta p_i^{rb} + \Delta p_i^s \quad (19)$$

4. 適用例と考察

最初の適用例として、提案した方法の妥当性を検証するために Aydan ら (1986) の行った有限要素法による解析結果との比較検討を行う。Fig. 3 に、両解析法によるロックボルトの軸応力分布を示す。図より明かのように両解析による結果はほぼ一致している。

次に実際のトンネルに対して、ロックボルトの塑性化を考慮した解析結果を報告する。この解析に関しても、Aydan ら (1987) は有限要素法による解析結果を報告している。ロックボルトの軸力について、両解析法による結果と計測結果を Fig. 4 に示す。解析結果と実測値はほぼ一致しており、ロックボルトが広い範囲にわたって塑性化していることがわかる。この二つの適用例より、本解析法は妥当であると判断される。

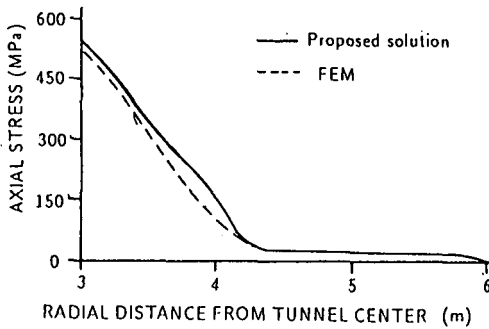


Fig. 3 Comparison of of axial stress distributions by proposed method and the FEM

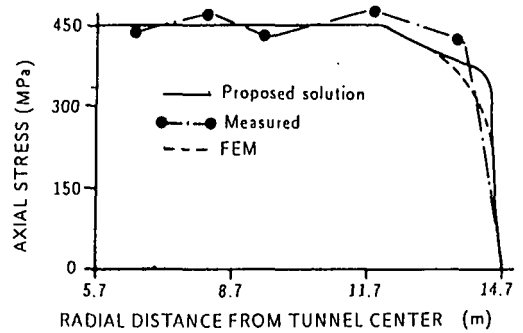


Fig. 4 Comparison of of axial stress distributions by proposed method and the FEM with measurements

Table 1: Material and geometrical properties

Material	E (GPa)	ν	σ_t (MPa)	σ_c (MPa)	σ_c^* (MPa)	ϕ (°)	ϕ^* (°)	Geometry
Rock	0.289	0.25	-	2.5	2.5	25	25	$a = 3 \text{ m}$
Rockbolt	210	0.30	450	-	-	-	-	$D_b = 25 \text{ mm}$
Grout	3.4	0.30	-	-	-	-	-	$D_h = 36 \text{ mm}$
Shotcrete	5	0.20	-	10	10	-	-	$t = 100 \text{ mm}$
Steel rib	210	0.30	450	-	-	-	-	$A_{rb} = 2000 \text{ mm}^2$

次に Table 1 で与えられる物性値と幾何学パラメータを用いた解析結果を Fig. 5 に示す。Fig. 5 では、トンネル壁面の変位に伴う地山の特性曲線と支保反力曲線、および各支保部材における軸応力の変化を示している。解析においては、応力解放率は 0.7、初期次圧 σ_0 は 3 MPa とした。

5. おわりに

スクィーズング地山におけるトンネル周辺岩盤の変形挙動を考慮した支保工の設計法を提案した。本解析法を用いることで、周辺岩盤の変形に伴って、各支保部材が与える支保反力を算定することが可能となる。いくつかの解析結果を示し、ロックボルトについては、有限要素法による解析結果あるいは実測の結果と比較したところ、ほぼ同様な結果が得られ、本解析法が妥当であると確認した。

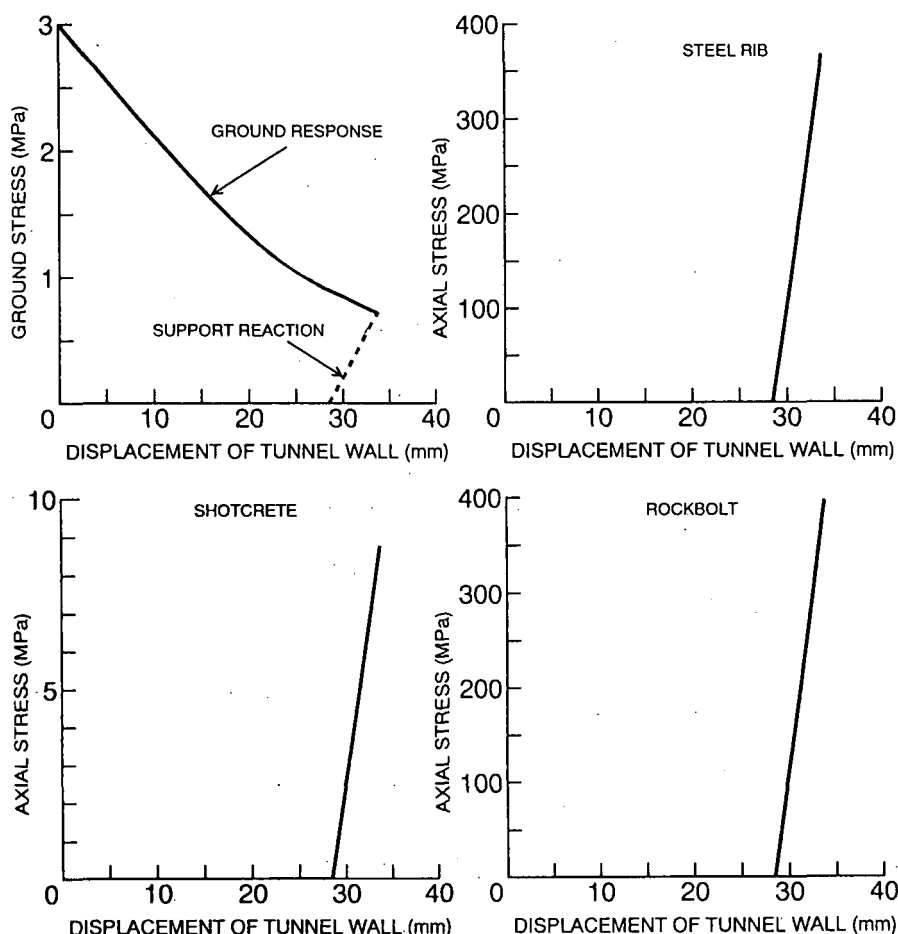


Fig. 5. Ground response curve and axial stress developments in support members

参考文献

- Aydan, Ö, Y. Ichikawa, T. Kawamoto 1986. Reinforcement of geotechnical engineering structures by grouted rockbolts. Proc. of Int. Symp. Engineering in Complex Rock Formations, Beijing, pp.183-189.
- Aydan, Ö, T. Kyoya, Y. Ichikawa, T. Kawamoto 1987. Anchorage performance and reinforcement effect of fully grouted rockbolts on rock excavations. Proc. 6th Int Congr. Rock Mechanics, ISRM, Montreal, Vol.2, pp. 757-760.
- Aydan, Ö. 1989. The stabilisation of rock engineering structures by rockbolts. Doctorate Thesis, Nagoya University.
- Aydan, Ö., 赤木知之、伊東孝、川本眺万 1992. 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、448/III-19, 73-82.
- Aydan, Ö., T. Akagi, T. Kawamoto 1993. The squeezing potential of rocks around tunnel; theory and prediction. Rock Mechanics and Rock Engineering, 26(2), 137-163.
- 瀬崎満弘 1990. 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. 名古屋大学学位論文
- Sezaki, M., Aydan, Ö, T. Kawata, A. Moussa, G. Swoboda, 1992. Numerical modelling for the representation of shotcrete hardening and face advance of tunnels by bench excavation method. Proc. 4th Int. Symp. Numerical methods in Geomechanics, NUMOG IV, Swansea.