

(54) 軟岩トンネルの非線形解析

近畿大学理工学部

久武 勝保

(財)鉄道総合技術研究所

朝倉 俊弘

1. 緒 論

軟岩トンネルでは、地山強度比の小なる程膨張性を呈するが、その程度については通常、弾塑性解析によっている。しかし、この解析は、塑性を呈するところの変位は大であるが、そうでないところの変位は非常に小となり、現場で観察される軟岩トンネルの膨張特性と相当異なった結果を与えることが指摘される。

そこで本研究では、軟岩トンネルの膨張特性を解明し、合理的な支保条件を決定するために、軟岩の諸特性、即ち非線形降伏特性、拘束圧によって変化する非線形応力-ひずみ関係、及び初期接線係数と強度の比は拘束圧の影響をあまり受けないという特性を考慮した等方初期応力下の円形トンネル解析を理論的に行い閉じた解を導くこととする。また、軟岩地山を想定したトンネル模型実験を行い、実験結果と、弾塑性解析結果、非線形解析結果の比較を通して、妥当な解析手法について検討する。

2. 解 析

軟岩の応力・ひずみ関係は、通常非線形性を示すことが知られている¹⁾。Kondner²⁾は、土の非線形応力・ひずみ関係を軸差応力と軸ひずみの双曲線関係で表現したが、以下では、これを一般化し、八面体平面上のせん断応力 τ_{oct} とせん断ひずみ γ_{oct} の関係として表現する(図-1)。

$$\tau_{oct} = \frac{\gamma_{oct}}{a + b \cdot \gamma_{oct}} \quad (1)$$

ここに、

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \{ (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \}^{1/2}$$

$$\gamma_{oct} = \frac{2}{3} \{ (\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2 \}^{1/2}$$

$$a = \frac{1}{E_i}, \quad b = \frac{R_f}{\tau_{oct,f}}, \quad R_f = \frac{\tau_{oct,f}}{\tau_{oct,ult}}$$

σ_k, ϵ_k ($k=1 \sim 3$) はそれぞれ主応力、主ひずみであり、 E_i は初期接線係数、 $\tau_{oct,f}$ は測定される最大応力、 $\tau_{oct,ult}$ は双曲線モデルでの終局最大応力である。

等方初期応力 P の下での二次元平面ひずみトンネルにおいて、半径方向と円周方向の座標を r, θ とすれば、 $(\epsilon_\theta, \epsilon_r)$ 、 $(\sigma_\theta, \sigma_r)$ はそれぞれ、主ひずみ、主応力でありトンネル軸方向ひずみ ϵ_z は0となる。本非線形応力・ひずみ関係では、明確な弾性限界は存在しないが、実際にも、変形当初から塑性ひずみが生じていると考えることができ³⁾。そこで、偏差ひずみ速度がそれに対応する偏差応力

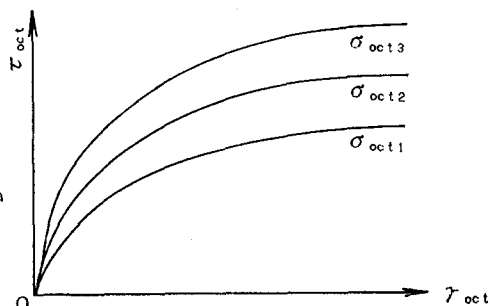


図-1 拘束圧によって異なる非線形応力・ひずみ関係(σ_{oct} : 八面体垂直応力)

に比例すると仮定⁴⁾すれば、平面歪条件を考慮して、次式を得る。

$$\lambda = \frac{2\dot{\epsilon}_r - \dot{\epsilon}_\theta}{2\sigma_r - \sigma_\theta - \sigma_z} \quad \lambda = \frac{2\dot{\epsilon}_\theta - \dot{\epsilon}_r}{2\sigma_\theta - \sigma_r - \sigma_z} \quad \lambda = \frac{-\dot{\epsilon}_r - \dot{\epsilon}_\theta}{2\sigma_z - \sigma_r - \sigma_\theta} \quad (2)$$

ここに、 $\dot{\epsilon}$ はひずみ速度である。上式から次の関係を得る。

$$\dot{\epsilon}_r (\sigma_\theta - \sigma_z) = \dot{\epsilon}_\theta (\sigma_r - \sigma_z) \quad (3)$$

ところで、せん断中に体積変化がない、と仮定すれば、

$$\epsilon_\theta + \epsilon_r + \epsilon_z = 0 \quad \dot{\epsilon}_\theta + \dot{\epsilon}_r + \dot{\epsilon}_z = 0 \quad (4)$$

この第一式を解いて、トンネル半径方向変位 u は、

$$u = \frac{A}{r} \quad (5)$$

ここに、 A は、今のところ未知の積分定数である。また、式(3)と式(4)の第二式から、次の関係が導かれる。

$$\sigma_z = \frac{1}{2} (\sigma_\theta + \sigma_r) \quad (6)$$

ここで、式(1)に、式(4)と式(5)の関係、及び $\epsilon_z = 0$ を適用することにより、本トンネル問題における構成関係式が次の様に得られる。

$$\sigma_\theta - \sigma_r = \frac{1}{g} \cdot \frac{\epsilon_\theta}{d + \epsilon_\theta} \quad (7)$$

ここに、

$$g = \frac{1}{\sqrt{6}} \cdot \frac{R_i}{\tau_{oct, r}} \quad d = \frac{\sqrt{6} \cdot \tau_{oct, r}}{4 R_i \cdot E_i}$$

次に、本問題での釣り合い式に、式(4)の第一式と式(5)から導かれる関係($\epsilon_\theta = -\epsilon_r = A/r^2$)及び、式(7)を代入して次式を得る。

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} = \frac{1}{gr} \cdot \frac{\frac{A}{r^2}}{d + \frac{A}{r^2}} \quad (8)$$

上式が、本問題の基礎方程式である。

岩に対する降伏条件式は、普通非線形で表され、HoekとBrown⁵⁾が示した次式が広く採用されており、以下ではこれを用いる。

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{(m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2)} \quad (9)$$

ここに、 σ_c は一軸圧縮強度であり、 s と m は岩の特性に応じて決まる材料定数である。また、 σ_1 、 σ_3 は、それぞれ最大、最小主応力である。

ところで、岩石に対する試験結果によると、強度と弾性係数の間には線形関係が認められる⁶⁾。そこで、これらの比 $\tau_{oct, r}/E_i$ を一定と仮定する。また、式(9)の σ_1 、 σ_3 は本トンネル問題での σ_θ 、 σ_r にそれぞれ対応するから、式(8)に式(9)の関係を適用して、以下の境界条件、即ち σ_r は、 $r = \infty$ で P に一致し、また、トンネル内面($r = r_i$)では、覆工外面から内圧 p_i を受けるという条件を考慮することより応力、ひずみ、変位の理論解が以下の様に求められる。

$$\begin{aligned} \sigma_r = P - & \frac{\sqrt{(P m \sigma_c + s \sigma_c^2)}}{2 R_i} \cdot \ln \left\{ (\exp(\alpha) - 1) \left(\frac{r_i}{r} \right)^2 + 1 \right\} \\ & + \frac{m \cdot \sigma_c}{16 R_i^2} \left\{ \ln \left\{ (\exp(\alpha) - 1) \cdot \left(\frac{r_i}{r} \right)^2 + 1 \right\} \right\}^2 \end{aligned} \quad (10)$$

$$\sigma_{\theta} = \sigma_r + \frac{\sqrt{(m\sigma_c\sigma_r + s\sigma_c^2)}}{R_f} \cdot \frac{(\exp(\alpha) - 1) \left(\frac{r_i}{r}\right)^2}{1 + (\exp(\alpha) - 1) \left(\frac{r_i}{r}\right)^2} \quad (11)$$

$$\sigma_z = \frac{1}{2} (\sigma_{\theta} + \sigma_r) \quad (12)$$

$$u = \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{2}R_f} \cdot \frac{\tau_{oct.f}}{E_i} \cdot (\exp(\alpha) - 1) \frac{r_i^2}{r} \quad (13)$$

$$\varepsilon_{\theta} = \frac{\sqrt{3}}{\sqrt{2}R_f} \cdot \frac{\tau_{oct.f}}{E_i} \cdot (\exp(\alpha) - 1) \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 \quad (14)$$

$$\varepsilon_r = -\frac{\sqrt{3}}{\sqrt{2}R_f} \cdot \frac{\tau_{oct.f}}{E_i} \cdot (\exp(\alpha) - 1) \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 \quad (15)$$

ここに、 $\alpha = 4R_f \{ \sqrt{(Pm\sigma_c + s\sigma_c^2)} - \sqrt{(s\sigma_c^2 + Pim\sigma_c)} \} / (m\sigma_c)$

3. 模型実験

2. で導いた理論解析結果を検証するために、以下の様な模型実験を行った。実験装置は、40cm×40cmの土槽、掘削機、載荷装置、およびトンネルの円周方向（4個）と軸方向（2個）の土圧計からなり、土圧計の配置を図-2に示す。ただし、土圧は、トンネル軸中央点を通るトンネル横断面内で計測される。

まず、軟岩地山を想定した貧配合のモルタルを土槽内にてん充し、モルタル硬化後に、鉛直と、水平方向から同一値の応力（P）で載荷する。この状態を維持しながら、直径10cmの円孔を手前から掘削し、掘削終了後の土圧を測定する。

なお、載荷圧の違いによるトンネル挙動を2. の理論解が説明できるかを調べるために、同一配合材料を用い、 $P = 30.8 \text{ kgf/cm}^2$ と 11.1 kgf/cm^2 の下で2回実験を行った。三軸圧縮試験から求めた材料定数は、 $R_f = 0.831$, $E_i / \tau_{oct.f} = 260$, $m = 23.26$, $s = 1.0$, $\sigma_c = 12.0 \text{ kgf/cm}^2$ である。

4. 考察

図-3に、トンネル円周方向応力 σ_{θ} について、実測値、本非線形結果、及びカスナー理論⁷⁾による弾塑性解析の結果を比較して示す。ただし、カスナー理論では内部摩擦角 $\phi = 37.9^\circ$ 、粘着力 $C = 3.26 \text{ kgf/cm}^2$ である。図-3を見ると、弾塑性解析では、 σ_{θ} は弾性域から弾塑性境界に近づくにつれて、急勾配で増大するが、ピークに達した

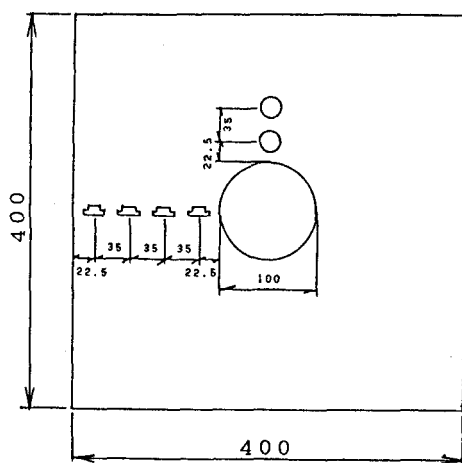


図-2 土圧計配置図

後、塑性域で急激に減少している。本解析では、 σ_r はトンネルに接近するに従って、非常にわずかな増加しか示さず、その後減少しており、この傾向は弾塑性解析結果のそれと大きく異なっている。この原因は、本解析においては応力・ひずみ曲線の非線形性を考慮しているためである。実測土圧は、本解析結果と非常に良く対応しているが、弾塑性解析結果とは大きく異なっている。

図-4は、トンネル掘削に起因するトンネル軸方向応力の変動値について、実測と本解析結果を比較して示したものである。

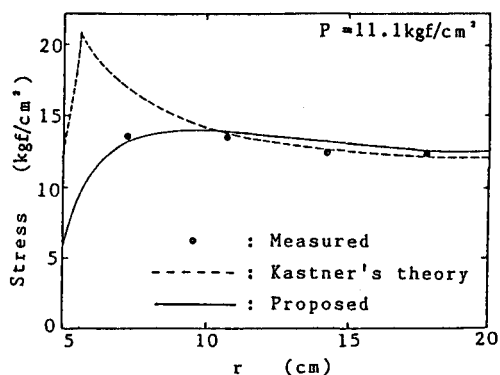
以上より、本解析結果は、実測結果に良く対応しており、実際の現象をうまく表現できているのが理解できるが、しかしカスナー解により軟岩トンネル挙動を説明できない場合のあることが分かる。

5. 結 論

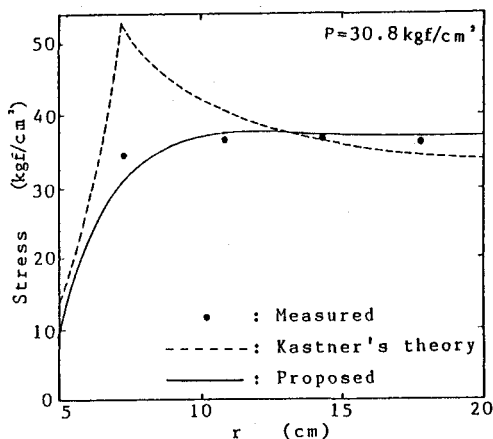
本研究は、非線形応力・ひずみ関係、非線形降伏特性、及び初期接線係数と強度の比が一定であるなど、軟岩の諸特性を考慮して、等方初期応力下の二次元平面ひずみ円形トンネル解析を理論的にを行い、応力、歪、変位の閉じた解を導いた。また、軟岩地山を想定したトンネル模型実験を行い、その結果と本非線形解析結果、カスナーの弾塑性解析結果とを比較し、カスナー解が非現実的な解を与えることのある事、及び本解析結果が軟岩トンネル挙動をよく説明できる事を示した。

参考文献

- 1) 土質工学会:NATM工法の調査・設計から施工まで, 1986.
- 2) Kondner, R.L.: Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils, J. Soil Mech. Fdns. Div. ASCE, 89, SM1, 1963.
- 3) 川本 勝万: 岩盤力学, pp. 218, 1975
- 4) Fung, Y.C.: Foundation of solid mechanics, Prentice-Hall Inc., 1985.
- 5) Hoek, E. & Brown, E.T.: Underground excavation in rock, 1980.
- 6) Deere, D.U.: Geological considerations, Rock Mechanics in Engrg. practice. (ed. Stagg & Zienkiewicz), John Wiley, 1968
- 7) H. Kastner (金原 弘 訳): トンネルの力学, 森北出版, 1976.



(A)



(B)

図-3 トンネル掘削後の円周方向応力

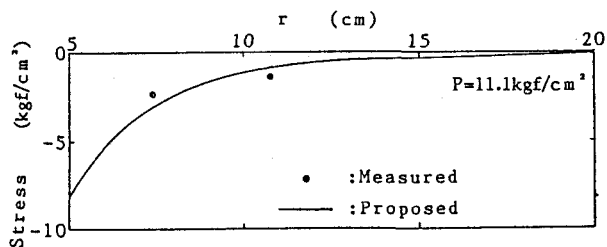


図-4 掘削によるトンネル軸方向変動応力

(54) Non-linear Analysis of Soft Rock Tunnel

Kinki University Masayasu HISATAKE
Railway Technical
Research Institute Toshihisa ASAKURA

ABSTRACT

A theoretical analysis and tunnel model tests for a circular tunnel under hydrostatic initial stress have been performed, in order to make clear squeezing characteristics of a tunnel in soft rocks.

In the analysis, considered are non-linear stress-strain relationships, a non-linear yield criterion as well as that the ratio of strength and initial tangent modules of a stress-strain curve is independent of confining pressure. Closed form solutions of stresses, strains and displacements have been obtained.

Theoretical results obtained both by the non-linear analysis proposed and by an elastoplastic analysis by Kastner are compared with those by model tests. From the results of the comparison, an appropriateness of choosing the non-linear analysis for estimating movements of a tunnel in the soft rock is shown.