

ひずみ軟化特性を考慮した円形トンネルの変形解析

鳥取大学大学院
鳥取大学大学院
鳥取大学工学部

○古川 耕平
(現フジタ勤務)
正 木山 英郎

福田 毅
三上 浩
西村 強

1. はじめに

トンネルや地下空洞の掘削が、空洞周辺地盤の応力状態に変化をもたらすことはよく知られている。地盤の掘削とともに発生する壁面変位がその現れであり、また、二次元円孔の弾性解が基礎的な理解を与えてくれる¹⁾。しかしながら、地盤は弾性体とは言えず、生ずる新たな応力状態は、地盤の力学特性(応力-ひずみ曲線など)、に依存するものとなる。さらに、地盤内の応力、ひずみ状態を知ることは支保設計に極めて重要になってくる。本文では、地盤の応力-ひずみ特性としてひずみ軟化特性を表現できる解析解、及び弾塑性有限要素解析を用いて、円形トンネルの安定性について検討を行ったものである。

2. ひずみ軟化モデル

理論解析を行うためには応力-ひずみ関係を定式化する必要がある。本研究では、ピーク強度に達するまでの弾性域、ピーク強度から残留強度までのひずみ軟化域、残留強度以降の塑性流動域に分け、それぞれ直線で理想化する(図-1参照)。これより、ひずみ軟化挙動が一軸圧縮強度 σ_c 、残留強度 σ_c^* 、脆性率 α で表すことができる。強度特性はMohr-Coulombの破壊規準に従う。また、ひずみ軟化域における最大主ひずみと最小主ひずみの比を h 、塑性流動域におけるそれを f と定義する(図-2)。以上の定式化に従うと、ひずみ軟化を考慮した岩盤挙動の解析解が得られる。図-3は円形トンネルに対するひずみ軟化モデルである。トンネル遠方より弾性域、ひずみ軟化域、塑性流動域の3つの領域に対応する平面ひずみ状態を仮定している。トンネル中心を原点とし、平面曲座標 (r, θ) をとり、無限遠から p_0 の圧力を受けた時(静水圧状態)の安定性を考える。初期地山応力 p_0 とトンネル壁面での内空圧 p_i ($p_0 \geq p_i \geq 0$)の大きさによって、トンネル周辺には、次の3つのケースが起きうる。ただし、 R_e, R_f 上で変位の連続性は成立している。

(1)弾性域のみが存在する場合

$$\text{変位: } u_e = -\frac{1+\nu}{E} \left(p_0 - \frac{2p_0 - \sigma_c}{\zeta + 1} \right) \frac{R_e^2}{r}$$

$$\text{応力: } \sigma_{re} = -(p_0 - p_i) \left(\frac{R_e}{r} \right)^2, \quad \sigma_{\alpha} = (p_0 - p_i) \left(\frac{R_e}{r} \right)^2$$

(2)弾性域とひずみ軟化域が存在する場合

$$\text{変位: } u_s = \frac{2B_0 R_e}{1+h} \left\{ \frac{r}{2R_e} (1-h) - \left(\frac{R_e}{r} \right)^h \right\}$$

$$\text{応力: } \sigma_{rs} = \frac{(1+h)\sigma_c + 2B_0 M}{(1-\zeta)(1+h)} + \frac{2B_0 M}{(1+h)(\zeta+h)} \left(\frac{R_e}{r} \right)^{1+h} + N \left(\frac{R_e}{r} \right)^{1+h}$$

$$\sigma_{\alpha} = \zeta \sigma_{rs} + \sigma_c^*$$

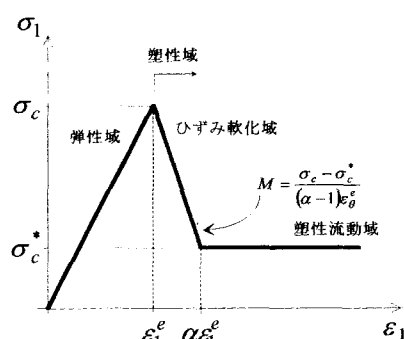
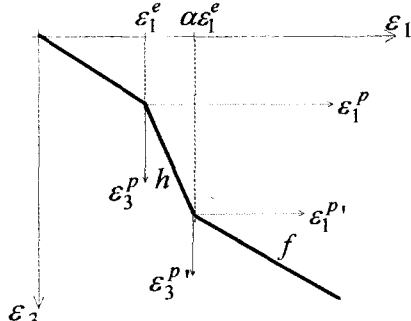
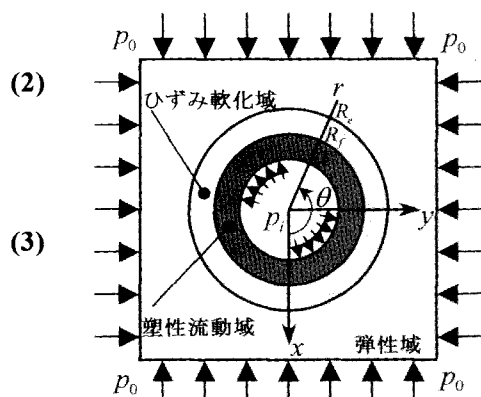


図-1 応力-ひずみ関係



(1) 図-2 塑性最大主ひずみと塑性最小主ひずみの関係



(4) 図-3.ひずみ軟化モデル

(3)弾性域, ひずみ軟化領域, 及び塑性流動域が存在する場合

$$\text{変位: } u_f = r \left\{ \frac{2B_0 t^{-(1+h)}(h-f)}{(1+f)(1+h)} + \frac{1-h}{1+h} B_0 - \frac{2B_0}{1+f} t^{-(1+h)} \left(\frac{tR_e}{r} \right)^{f+1} \right\} \quad (5)$$

$$\text{応力: } \sigma_r = \frac{\sigma_c^*}{1-\zeta} + \left\{ N t^{\zeta-1} + \frac{(1+h)(1-D)\sigma_c + 2B_0 M}{(1-\zeta)(\zeta+f)} \right\} \left(\frac{r}{tR_e} \right)^{\zeta-1}, \quad \sigma_\theta = \zeta \sigma_r + \sigma_c^* \quad (6)$$

3. 二次元有限要素解析

数値解析においては, 図-4に示すような z 軸を回転軸にした軸対称解析モデルを考える. $a_1 \leq r \leq a_2$, $z_1 \leq z \leq z_2$ の領域で理想完全弾塑性体とし, 解析を行う. この領域内を空洞部分に近づくにつれてメッシュを細分して詳細に応力, 変位の勾配を表現できるようにする. z 軸方向には, 平面ひずみ状態と仮定し, 拘束条件として, $z=z_1$, $z=z_2$ 上の節点は r 方向に可動な移動点とする. また, トンネル壁面では, r , z 方向に関して可動な節点とする. 初期応力状態は $\sigma_r = \sigma_\theta = p_0$, $\sigma_z = \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)$ として, トンネル壁面 $r=a$ において掘削解放力に相当する荷重を作用させてトンネル掘削を表現する. そのとき σ_c/p_0 を0.3, 1.0, 2.0とし, p_i-u 関係(地山特性曲線)を求めることにより, 弾塑性理論解と比較を行う. トンネル半径: $a=5.0\text{m}$, ヤング率: $E=10\text{MPa}$, ポアソン比: $\nu=0.30$, 内部摩擦角: $\phi=30^\circ$, 初期地山応力: $p_0=100\text{kPa}$ を与えた.

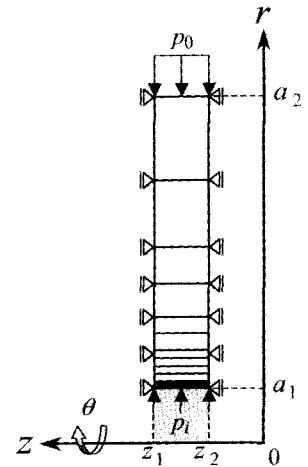


図-4 解析モデル

4. まとめ

まず, 地山強度比と塑性域の進展について述べておく. 図-5は, σ_c/p_0 と弾塑性・塑性流動限界 R_e , R_f の関係である. σ_c/p_0 が小さくなるにつれて塑性域が拡大していくが, $\sigma_c/p_0 > 1.0$ となり, 塑性域がひずみ軟化域のみとなると, 塑性域はトンネル壁面周辺にはほとんど形成されない. そして $\sigma_c/p_0 = 2.0$ となると, トンネル壁面周辺には塑性域が発生せず弾性域のみとなる. これより, 塑性域の進展は塑性流動域の発生に大きく依存し, 流動域発生後は, 塑性域の大部分が塑性流動域であることも同図から理解できる.

図-6は, σ_c/p_0 を0.3, 1.0, 2.0の3通りに変化させた理論解と解析解の地山特性曲線である. すべての曲線において降伏後の壁面変位が増加しており, $\sigma_c/p_0 \leq 1.0$ となればその傾向が顕著に見られ, わずかな内空圧の減少で壁面変位が増加していることがわかる. これらの挙動は図-5に示されている. 以上より, 理論解と数値解析解が概ね一致することがわかる. 今後は, 入力パラメータの値の解に対する影響等を把握し, 地山支保能力の定量化の研究に役立てたいと考えている.

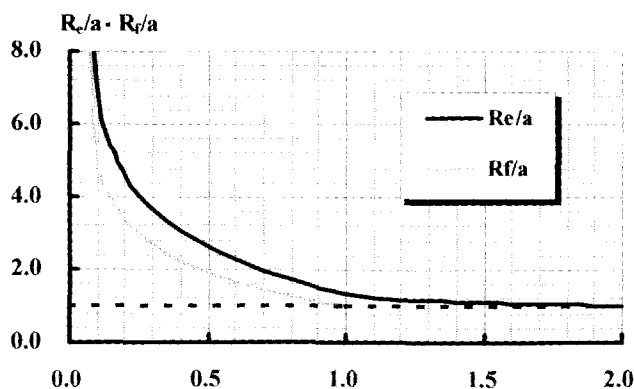


図-5 地山強度比と塑性域の進展

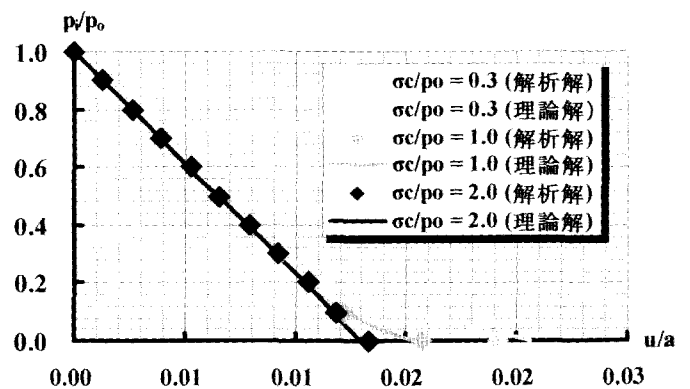


図-6 地山特性曲線

【参考文献】(1) 弾性力学, 株式会社 養賢堂発行, 九州大学教授: 村上敬宜著.