

(109) 模型実験による軟岩トンネルの膨張特性について

近畿大学理工学部 正会員 久武勝保
(株)地崎工業 正会員 ○ 渋谷 卓

Model Tests on Swelling Characteristics of Soft Rock Tunnel

Masayasu HISATAKE Kinki University
Taku SHIBUYA Chizaki-kogyo Co., Ltd.

ABSTRACT

In order to make clear swelling characteristics of soft rock tunnel model tests have been performed based on two-dimensional plane strain condition. Through comparison between experimental results and analytical ones, some points which must be considered in model tests have become clear.

1. 結 論

近年、トンネルの設計・施工においてトンネル挙動を予測する際、数値解析されたものを適用するのが主流となっているが、実際のトンネル挙動とは異なる結果になる事が多いようである。

特に、軟岩中に掘削されるトンネルは、膨張性を示しやすく、その挙動については種々の理論があるにも関わらず、実際の挙動を表現できるまでには至って無いように思われる。

そこで本研究は、最も単純な等方初期応力下での円形素掘トンネルをモデルにした模型実験を行い、軟岩トンネルの膨張特性を測定する。また、これをもとにトンネル挙動を解析的に取り扱う場合に、考慮しなければならない諸点を明らかにする。さらにこの膨張特性は、初期応力、地山の応力-ひずみ関係、破壊基準、せん断にともなう体積変化等の影響を受けることが知られているので、これらも考慮して閉じた理論解を導き、模型実験値と比較検討する¹⁾。

2. 模型実験

(1) 模型実験の方法

本実験装置は、図-1に示すように、二次元平面ひずみを模した土槽の中央に、将来トンネルとなる水を満

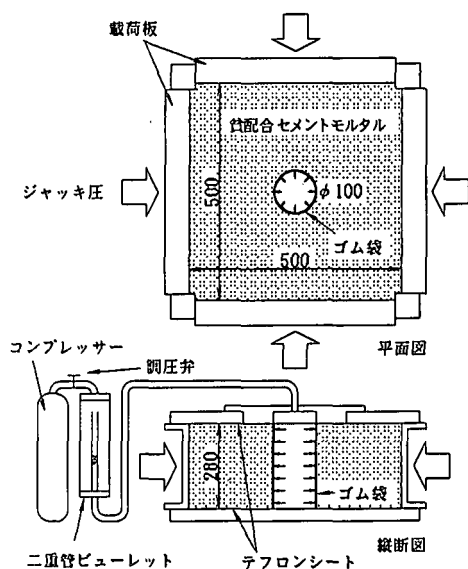


図-1 模型実験装置

たしたゴム袋を埋設しておく。④土槽には油圧ジャッキで外圧を与え、それに対応して、ゴム袋内の体積が変化しないように、コンプレッサーで内圧を加えて行き、所定の圧力に達した所で、これを等方初期応力状態とする。

表-1 地山試料の配合

使用材料	重量比
水道水	1.00
早強セメント (大日本セメント)	0.13
砂 (アサノ 珪砂7号 土岐産)	2.70
ペントナイト (強固印豊順ペントナイト)	0.08
AE剤 (NMB製ボソリスNo. 70a)	0.0039

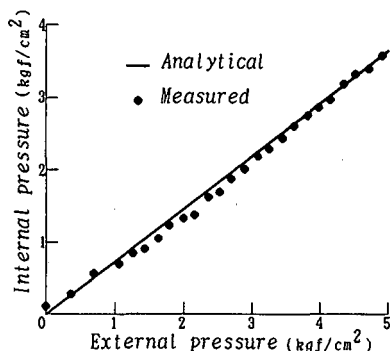


図-2 内圧と外圧の関係

次に、②ゴム袋内の水圧を減圧していく事により、トンネル掘削をシミュレートする。この時、ゴム袋からの排水量を二重管ビューレットで測定することにより、壁面変位を算出する²⁾。

軟岩を模した試料は、実験装置の载荷能力を考慮し、表-1に示す4日養生の貧配合セメントモルタル³⁾を用いる。

(2) 初期応力作成方法の検討

図-2の●は、①の過程で得られた、ゴム袋の内圧と载荷板の外圧の関係である。この図から、土槽の上・下板と地山試料の間に、矩形に切断したテフロンシートを三重に布設してあるものの、内圧は外圧に等しくならず、摩擦の影響を受けている事が理解できる。

そこで、簡単な試算を行い、摩擦力の影響を確認する。

図-3の関係から微分方程式を導き、その解を示せば、以下の通りである。

$$p_i = P_0 \cdot \exp\left\{\frac{2\mu \cdot K}{H} (r_i - L)\right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 r_i はトンネル半径、 p_i はトンネル内の圧力、 P は土槽载荷板の圧力、 K は側圧係数、 μ は摩擦係数、 L はトンネル中心から载荷板までの距離である。

式(1)から、図-2の直線が得られ、実測値と良く一致している事から、本模型実験装置での摩擦力の影

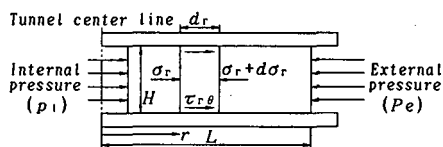


図-3 地盤の応力成分

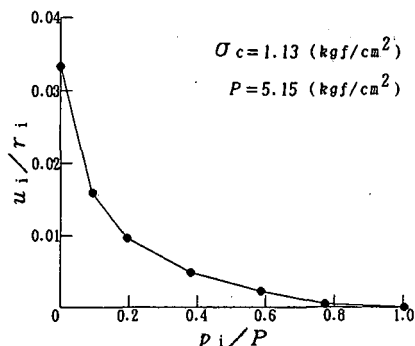


図-4 内圧と壁面変位の関係

響が確認できた。これから、本模型実験装置に限らず二次元平面ひずみを模した同様の実験を行うには、たとえテフロンシート等で摩擦力を低減させていても、実験領域の大きさ、特にトンネル軸方向の長さHには、十分な配慮が必要であることが確認できる。

また、①の手法が内圧と外圧を同一の圧力で载荷する場合に比べて、トンネル周辺領域を乱さないで初期応力状態を作成するのに、有効な手段である事が確認出来た。

(3) 実験結果

摩擦力を測定した実験とは別に、①の手法で初期応力Pとして内圧を5.15kgf/cm²(0.5MPa)まで载荷し、②の手法で得られた実験結果を、図-4に●で示す。縦軸はトンネル壁面変位 u_i とトンネル半径 r_i の比、横軸は内圧比として、トンネル内面に働く圧力 p_i と初期応力Pの比である。

$p_i/P > 0.6$ までは、変位発生における非線形性は弱い、 $p_i/P < 0.2$ において、測定変位は加速的に増大し、トンネル周辺地盤はあたかも降伏したかのごとく挙動している。

しかし、実験後の地盤状態を観察すると、これには破壊現象は確認できなかった。

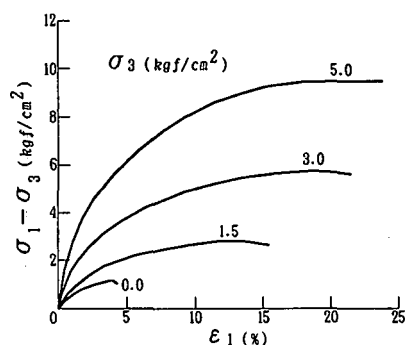


図-5 三軸圧縮試験結果

3. 解析で考慮すべき諸点

本実験では、一軸圧縮強度と初期応力の比である地山強度比 (σ_c/P) が約0.22と非常に小さく、また掘削にともなう壁面変位は、内圧減少と共に加速的に増大していたにも関わらず、地盤に破壊現象が確認できなかったという事実から、従来の弾塑性解析によって軟岩トンネルの挙動を表現するのは、容易でないと考えられる。

それでは、いかなる解析法によれば、軟岩トンネルの挙動をシミュレート出来るのであろうか。

図-5は、直径5cm のモールドで養生した試料で、三軸圧縮試験を行った結果である。模型実験時の試料の応力履歴を再現するために、三軸圧縮試験機の圧力室内で、模型実験と同じ初期応力を側圧として与えた後、任意の側圧に低下させ試験を行っている。この図より拘束圧の減少にともなって、同一ひずみにおける応力-ひずみ曲線の接線勾配は低下しており、また応力-ひずみ曲線は強い非線形性を呈しているのが理解できる。

この現象を模型実験で得られたトンネル挙動に結びつけて考えると、トンネル壁面近くにおいては、掘削に起因して拘束圧力は減少するので、たとえその地点の地盤が降伏していなくても変形性が卓越する事になり、またその変位は地盤材料の非線形応力-ひずみ特性によって助長される事が予想される。

すなわち、軟岩トンネルの挙動をより明確にシミュレートするには、少なくとも地山の応力-ひずみ曲線の接線勾配が拘束圧に依存すること、及びその曲線の非線形性の程度を考慮する必要があると結論づける事

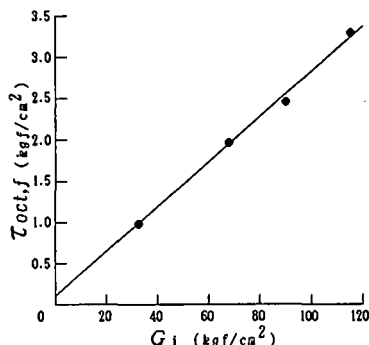


図-6 $\tau_{oct, f}$ と G_1 の関係

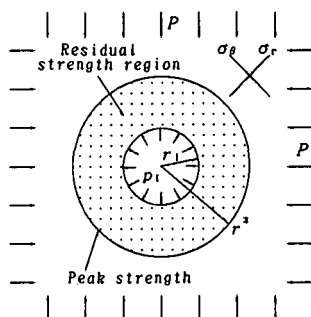


図-7 二次元平面ひずみ円形トンネル

が出来よう。

また、図-6は拘束圧を変化させた場合の三軸圧縮試験結果から得られた、初期接線弾性係数 G_1 と最大応力 $\tau_{oct, f}$ (八面体せん断応力) の関係であるが、これより両者は拘束圧の大小に関わらず相関関係のあることが判断出来る。

4. 軟岩トンネルの理論解析⁽¹⁾

軟岩中のトンネルの挙動を明確にする理論解を以下の条件で導くこととする。即ち、応力-ひずみ関係が非線形性を示し、その関係は拘束圧の影響を受けること、初期接線せん断弾性係数と $\tau_{oct, f}$ の比は拘束圧の大小に関わらず一定であること、またせん断による体積変化も考慮した。さらに、応力はピーク強度到達後低下する場合も含めている。

(1) 解析条件

模型実験装置に合わせ、図-7に示す等方初期応力 P の下で二次元平面ひずみ円形トンネルを掘削する場合を想定して解析条件を設定する。

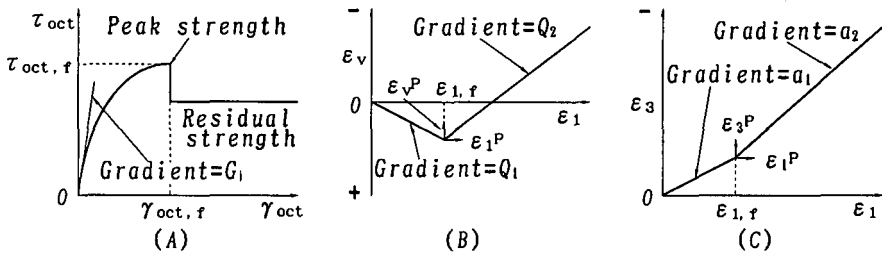


図-8 仮定した構成関係

軟岩の応力-ひずみ特性として、図-8(A)に示す様な構成関係を仮定し、降伏するまでの非線形性を表現するために、八面体平面上のせん断応力 τ_{oct} とせん断ひずみ γ_{oct} の関係を、式(2)の様にKondner⁵⁾の双曲線を用いて近似する。

$$\tau_{oct} = \frac{\gamma_{oct}}{e + f \cdot \gamma_{oct}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

ここに、

$$e = \frac{1}{G_1}, \quad f = \frac{R_f}{\tau_{oct, f}}, \quad R_f = \frac{\tau_{oct, f}}{\tau_{oct, ult}}$$

G_1 は初期接線せん断弾性係数、 $\tau_{oct, f}$ は測定される最大応力(八面体せん断応力)、 $\tau_{oct, ult}$ は双曲線モデルでの終局最大応力である。

降伏条件はHoekとBrown⁶⁾が示した式(3)を用い、この式の強度パラメータを変化させた式(4)で、降伏領域での強度低下についても条件を与える事が出来るようにする。

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s \cdot \sigma_c^2} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m_r \cdot \sigma_c \cdot \sigma_3 + s_r \cdot \sigma_c^2} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 σ_1 、 σ_3 は最大、最小主応力、 σ_c は一軸圧縮強度、 s と m 、 s_r と m_r は岩の特性に応じて決まる強度パラメータである。

また、せん断に伴う体積変化については、図-8(B)に示すように二直線で近似する。

$$\epsilon_v = Q_1 \cdot \epsilon_1 \quad (\epsilon_1 \leq \epsilon_{1, f}) \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$\epsilon_v = Q_1 \cdot \epsilon_{1, f} + Q_2 \cdot (\epsilon_1 - \epsilon_{1, f}) \quad (\epsilon_1 > \epsilon_{1, f}) \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 ϵ_v は体積ひずみ、 $\epsilon_{1, f}$ はピーク強度での最大主ひずみ、 $\epsilon_{1, f}$ はピーク強度後のひずみ増分、 Q_1 は体積収縮係数、 Q_2 は体積膨張係数、応力・ひずみとも、圧縮を正、体積収縮を正とする。

以上の条件により、トンネル周辺領域が降伏する場合と降伏しない場合について解を導くと、次に示すようになる。

(2) トンネル周辺領域が降伏する場合の変位 u
降伏域が発生する場合は、式(7)の条件が満たされる。

$$\sqrt{p_i \cdot m \cdot \sigma_c + s \cdot \sigma_c^2} - \sqrt{P \cdot m \cdot \sigma_c + s \cdot \sigma_c^2} < \frac{m \cdot \sigma_c}{2} \cdot \frac{\ln(1-R_f)}{R_f(1-a_1)} \quad \dots (7)$$

ここに、

$$a_1 = Q_1 - 1, \quad a_2 = Q_2 - 1$$

a) 降伏域半径 r^*

$$r^* = r_i \cdot \exp(\beta) \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、

$$\beta = \frac{\sqrt{m_r \cdot \sigma_c \cdot E + s_r \cdot \sigma_c^2} - \sqrt{m_r \cdot \sigma_c \cdot p_i + s_r \cdot \sigma_c^2}}{\frac{m_r \cdot \sigma_c}{2}}$$

$$E = P - \sqrt{P \cdot m \cdot \sigma_c + s \cdot \sigma_c^2} \cdot \frac{\ln\left(\frac{1}{1-R_f}\right)}{R_f(1-a_1)} + \frac{m \cdot \sigma_c}{4} \left\{ \frac{\ln\left(\frac{1}{1-R_f}\right)}{R_f(1-a_1)} \right\}^2 \quad \dots (9)$$

b) 非降伏域内の変位

$$u = \frac{1}{1-R_f} \cdot \frac{\tau_{oct, f}}{G_1} \cdot \frac{1}{N} \left(\frac{r^*}{r} \right)^{1-a_1} \cdot r \quad \dots (10)$$

ここに、

$$N = \frac{2\sqrt{2(1-a_1+a_1^2)}}{3}$$

c) 降伏域内の変位

$$u = \frac{1}{1-R_f} \cdot \frac{\tau_{oct, f}}{G_1} \cdot \frac{1}{N(1-a_2)} \cdot \left\{ (a_1-a_2) + (1-a_1) \left(\frac{r^*}{r} \right)^{1-a_2} \right\} \cdot r \quad \dots (11)$$

(3) トンネル周辺領域が降伏しない場合の変位

$$u = \frac{1}{R_i} \cdot \frac{\tau_{oct, r}}{G_i} \cdot \frac{\exp(\alpha)}{N} \left(\frac{r_i}{r} \right)^{1-\alpha} \cdot r \quad (12)$$

ここに、

$$\alpha = \frac{2R_i(1-a_i)}{m \cdot \sigma_c}$$

$$\cdot (\sqrt{P \cdot m \cdot \sigma_c + s \cdot \sigma_c^2} - \sqrt{p_i \cdot m \cdot \sigma_c + s \cdot \sigma_c^2}) - 1$$

(4) 解析結果

解析に用いた条件を表-2に示す。

この条件では、式(7)は満たされないで、降伏域は発生しない。したがって、変位は式(12)によって計算され、その結果を図-9に実線で示す。

ただし、理論式は、地山が無遠方までであると仮定しているの、図に示すトンネル壁面変位は模型実験装置に合わせ、実験装置の境界(L=25cm)からの変位増分のみ、 $u_i = u(r=r_i) - u(r=L)$ としている。

図-9から、理論値と実験値は、トンネル掘削初期において、土槽の上・下板と地山試料の摩擦によって発生変位が阻害されているものの、解析に地山の応力-ひずみ曲線の非線形性・拘束圧依存性を考慮することにより、軟岩トンネルの膨張特性を、ある程度表現出来るのではないかと考えられる。

5. 結 論

(1) 地山強度比が小で、トンネル掘削にともなう壁面変位が加速的に増大しても、トンネル周辺地山の破壊領域が発生しない場合がある。

(2) 地山の応力-ひずみ曲線の非線形性、及び拘束圧依存性を考慮すれば、軟岩トンネルの膨張特性を解析により、ある程度表現出来る。

(3) 軟岩トンネルの掘削に関する諸特性を考慮して、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、変位についての閉じた解を導いた。

表-2 解析に用いた条件

トンネル半径(r_i)	5.0 (cm)
強度パラメーター(m, m_r)	24.70
強度パラメーター(s, s_r)	1.0
一軸圧縮強度(σ_c)	1.13 (kgf/cm ²)
初期応力(P)	5.15 (kgf/cm ²)
σ_c/P	0.22
$G_i/\tau_{oct, r}$	31.46
非線形パラメーター(R_f)	0.84
体積減少係数(Q_i)	0.33

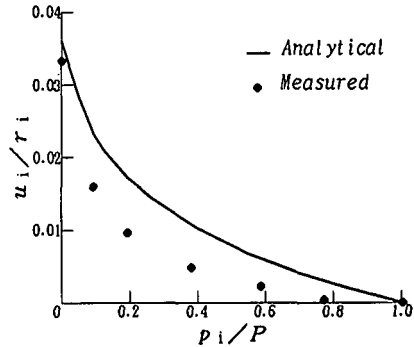


図-9 内圧とトンネル壁面変位の関係

参考文献

- 1) 久武勝保, 渋谷 卓: 軟岩トンネルの膨張特性に関する模型実験, 土木学会第49回年次学術講演概要集, 第3部, pp1322~1323, 平成6年9月。
- 2) 梨本 裕, 高森貞彦, 今田 徹: 孔内除荷模型実験による地山特性曲線とトンネルの最適設計, 土木学会論文集, 第444号/VI-16, pp. 41~48, 1992年3月。
- 3) 玉井元治, 椿 隆行, 森田孝文, 川東龍夫: 粘土-セメント水系のゲル化, セメント技術年報XXXI, pp. 93~97, 昭和52年。
- 4) 久武勝保, 桜井春輔, 伊藤富雄: 軟岩トンネルの非線形弾塑性挙動, 土木学会論文集, 第418号/III-13, pp. 125~132, 1990年。
- 5) Kondner, R. L. : Hyperbolic stress-strain response Cohesive soils, J. Soil Mech. Fdns. Div. ASCE, 89, SM1, pp. 115~143, 1963.
- 6) Hoek, E. and Brown, E. T. : Underground Excavation in Rock, The Institution of Mining and Metallurgy, London, England, pp. 99~133, 1980.