

(45) 粘弾性地山におけるトンネル挙動の 予測方法に関する研究

建設省土木研究所 正会員 ○ 真下英人
建設省土木研究所 正会員 猪熊 明

Prediction of Tunnel Behavior in Time Dependent Rocks by Visco-elastic Model

Hideto Mashimo, Public Works Research Institute, Moc
Akira Inokuma, Public Works Research Institute, Moc

Abstract

In order to excavate a tunnel in time dependent rocks economically and safely, it is very important to predict the tunnel deformation easily.

In this paper, authors propose the method to predict the tunnel deformation in time dependent rocks using analytical solution. In this method, material properties necessary for the analysis have been obtained by back analysis based on the displacement and earth pressure data, which were measured at the horizontal bore hole excavated from tunnel face. Applying the method to the actual data of field measurements, the validity of the method has been confirmed.

1. はじめに

膨張性地山トンネルに代表されるようなトンネル掘削後も時間依存性を示して比較的大きな変位が発生するトンネルにおいては、所要の内空断面を確保するためにある程度の変形余裕量を予め見込んでおくことが必要となる。また、増大する変位を初期の段階で一次覆工により拘束した場合には破壊に至る程の強大な圧力が一次覆工に作用することもあり、一次覆工の施工時期および規模を適切に設定することが重要となる。

筆者らは、時間依存性を示すトンネルを掘削する場合には、発生する変位の大きさおよび収束に要する時間を簡易な方法により迅速に把握することが施工の成否を決めるポイントになると考え、トンネル切羽から実施される機会の多いボーリング孔を活用した計測値から地山の物性値の推定を行い、粘弾性理論解の適用によるトンネル変形量の予測を試みた。

2. 予測方法の概要

本研究では、時間依存性を示すトンネルの掘削時の変形量を予測する手法として粘弾性地山に円形トンネルを掘削した場合の理論解¹⁾の適用を考えたこととし、理論解に必要な物性値はトンネル切羽から実施したボーリング孔を利用した計測値から求めることとした。

2. 1. 粘弾性理論解によるトンネル壁面変位

1) 無支保の場合の変位

等方初期応力 p が作用する弾性地山に半径 a の円形トンネルを掘削した場合に発生するトンネル壁面の変位 u は、平面ひずみにおける厚肉円筒理論から次式のように求められる。

$$u = \frac{a}{2G} p \quad (1)$$

ここに、 G :せん断弾性係数 ($=E/2(1+\nu)$)

ν :ポアソン比、 E :弾性係数)

また、切羽の進行にともなう変位が増加していく3次元的な挙動は、変位計測点の応力解放率が変化するものと考えれば平面ひずみの2次元問題として取り扱うことができ、地山の初期応力の変化を図-1に示すような関数 $p(t)$ で表わすことにより、トンネル壁面の変位 u は次式で与えられる。

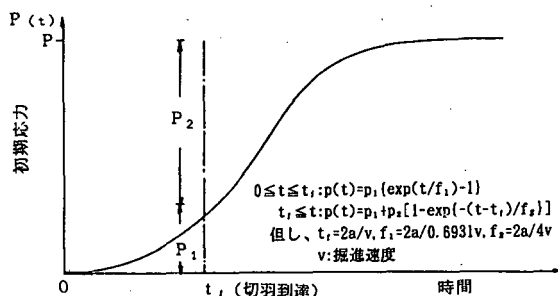


図-1 初期応力の変化関数

$$u = \frac{a}{2G} p(t) \quad (2)$$

したがって、粘弾性地山に掘削されるトンネルに発生する壁面の変位は、式(1)に対応原理を適用することにより、次式で与えられる。

$$u(t) = a \int_0^t \phi(t-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p(\tau) d\tau \quad (3)$$

ここに $\phi(t)$ は地山のせん断変形に対するクリープ関数であり、本研究では地山のモデルとして図-2に示される3要素モデルの適用を考え、次式で与えることとする。

$$\phi(t) = \frac{1}{2G} + \frac{1}{2G^*} \left\{ 1 - \exp(-t/T) \right\} \quad (4)$$

ここに、 G 、 G^* ：地山のせん断弾性係数、 T ：遅延時間($=\eta/G^*$ 、 η は粘性係数)

式(3)により与えられる変位は先行変位を含むが、実際に計測される変位は切羽到達後に発生する変位である。トンネル掘削時(切羽通過時)を時間 t' の基準とした場合のトンネル掘削後に発生するトンネル壁面の変位 $u^*(t')$ は、式(3)により次式のように表わされる。

$$u^*(t') = u(t' + t_1) - u(t_1) \\ = a \int_{\phi}^{t'+t_1} (t' + t_1 - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p(\tau) d\tau - a \int_{\phi}^{t_1} (t_1 - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p(\tau) d\tau \quad (5)$$

ここに、 t_1 は先行変位発生時から切羽到達までに要する時間である。

2) 一次覆工がある場合の変位

一次覆工施工時を時間 t' の基準にとり、一次覆工と地山の間に作用する圧力を p_w とすると、地山の変位 u_g は次式によって求められる(図-3参照)。

$$u_g(t') = u_{gn}(t') - u_r(t') \\ = u_{gn}(t') - a \int_{\phi}^{t'} (t' - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p_w(\tau) d\tau \quad (6)$$

上式の右边第2項の積分は p_w により拘束される変位を表わす。また、 $u_{gn}(t')$ は一次覆工を施工しなければ時間 t_0 以後(t_0 は先行変位発生時から一次覆工施工までに要する時間)に発生するトンネル壁面の変位であり、式(3)より次式によって求められる。

$$u_{gn}(t') = u(t_0 + t') - u(t_0) \\ = a \int_{\phi}^{t_0+t'} (t_0 + t' - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p(\tau) d\tau - a \int_{\phi}^{t_0} (t_0 - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p(\tau) d\tau \quad (7)$$

一方、鋼製支保工、吹付コンクリートおよびロックボルトから構成される一次覆工の剛性を k_{cs} とすると、一次覆工に地山からの圧力 p_w が作用した時の一次覆工の変位 $u_c(t')$ は、次式によって与えられる。

$$u_c(t') = a \cdot p_w(t') / k_{cs} \quad (8)$$

ただし、本研究では鋼製支保工および吹付コンクリートを剛性がそれぞれ k_s 、 k_c の薄肉円筒構造とみなし、ロックボルトがその効果として図-4に示すような一様な内圧 p_b を一体構造をなす吹付コンクリートに与えることにより吹付コンクリ

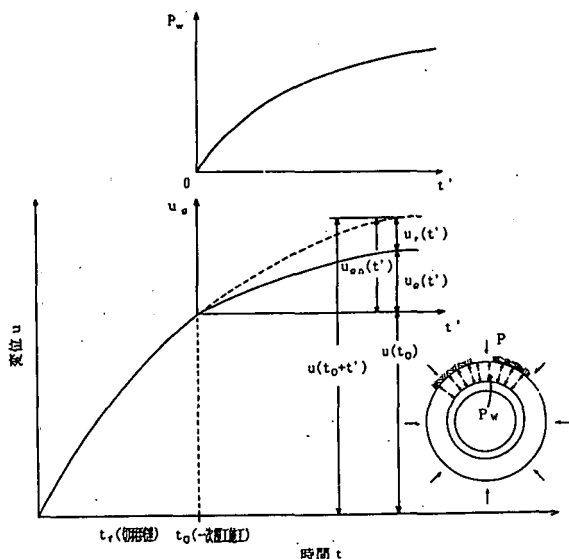


図-3 一次覆工施工後に発生するトンネル壁面変位

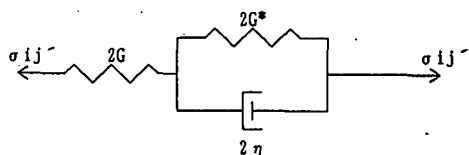


図-2 地山の粘弾性モデル

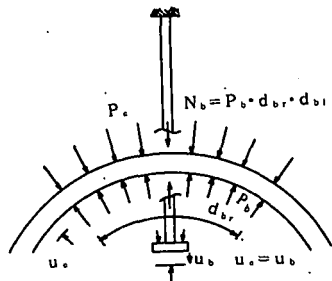


図-4 ロックボルトの内圧効果のモデル

ートの剛性が k_{cb} に増加するものと考え、 k_{cs} を次式で与えることとした。

$$\begin{aligned} k_{cs} &= k_{cb} + k_s \\ k_{cb} &= k_c / [1 - 1 / (d_{br} \cdot d_{bl} \cdot l_b \cdot E_c \cdot h_c / (E_b \cdot A_b \cdot a^2) + 1)] \quad (9) \\ k_s &= E_s \cdot A_s / (a \cdot d_s), \quad k_c = E_c \cdot h_c / a, \end{aligned}$$

ここに、 E_c, h_c は、吹付コンクリートの弾性係数、吹付コンクリート厚、 E_s, A_s, d_s は鋼製支保工の弾性係数、鋼製支保工の断面積、鋼製支保工の建込間隔、 $d_{br}, d_{bl}, l_b, E_b, A_b$ は、ロックボルトの周方向、延長方向の打設間隔、ロックボルト長、ロックボルトの弾性係数、ロックボルトの断面積をそれぞれ表わす。

次に、一次覆工と地山の連続条件 $u_g(t') = u_c(t')$ が常に満足されていると仮定すると、次式のような p_w に関する積分方程式が得られる。

$$u_{gn}(t') - a \int_0^{t'} \phi(t' - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p_w(\tau) d\tau = a p_w(t') / k_{cs} \quad (10)$$

式(10)の積分は、時間 t' を n 個に分割し、時間間隔 $\Delta t_k = t_{k+1} - t_k$ を十分に小さく取れば、次のように近似することができる²⁾。

$$\begin{aligned} \int_0^{t'} \phi(t' - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p_w(\tau) d\tau &= \int_{t_1=0}^{t_{n+1}=t'} \phi(t_{n+1} - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p_w(\tau) d\tau = \sum_{k=1}^n \int_{t_k}^{t_{k+1}} \phi(t_{n+1} - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p_w(\tau) d\tau \\ &= \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n \{ \phi(t_{n+1} - t_{k+1}) + \phi(t_{n+1} - t_k) \} \{ p_w(t_{k+1}) - p_w(t_k) \} \quad (11) \end{aligned}$$

これを式(10)に代入すれば、一次覆工に作用する地山からの圧力 p_w は次式により順次求めることができ、一次覆工に発生する変位 u_c は $p_w(t)$ を用いて式(8)により得られる。

$$\begin{aligned} p_w(t_{n+1}) &= [u_{gn}(t_{n+1}) + \frac{a}{2} \sum_{k=2}^n p_w(t_k) \{ \phi(t_{n+1} - t_{k+1}) - \phi(t_{n+1} - t_{k-1}) \}] / \\ &\quad (a/k_{cs} + a \phi(0) / 2 + a \phi(t_{n+1} - t_n)) \quad (12) \end{aligned}$$

2.2 ボーリング孔を利用した地山物性値の評価

地山のモデルとして3要素モデルの適用を考えた場合には地山の物性値として G, G^*, T が必要となるが、本研究ではトンネル切羽から掘削された水平ボーリングの孔壁に発生する変位および孔壁の変位を拘束したときに発生する圧力を計測し、計測値を逆解析することによりこれらの値を推定することとした。

地山が時間依存性を示す場合、図-5に示す方法によりボーリング孔内にゴムチューブを設置して孔壁の変位を拘束するとゴムチューブには地山からの圧力 p_r が作用することになる。 p_r は一定の等方初期応力 p が作用する粘弾性地山に円形のトンネルを瞬間的に掘削し、時間 t_0 後に剛性の非常に大きい覆工を建て込んだときの覆工に作用する圧力と考えることにより、式(10)の解として次のように求められる。

$$p_r(t) = p \frac{G/G^*}{G/G^* + 1} \exp\left(-\frac{t_0}{T}\right) \left[1 - \exp\left\{-\frac{t}{T} * \left(1 + \frac{G}{G^*}\right)\right\} \right] \quad (13)$$

式(13)で求められる $p_r(t)$ は、地山物性値 T および G/G^* の関数となるため、 p_r を計測すれば T および G/G^* は次に示す誤差関数を最小にする最適解として求めることができる。

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^m (p_{r*ti} - p_{rti}(G/G^*, T))^2 \rightarrow \min \quad (14)$$

ここで、 p_{r*ti}, p_{rti} は、時間 t_i におけるゴムチューブに作用する圧力の計測値及び式(13)から求まる計算値を表わし、 m は計測値数(ここでは p_r の値を計測した回数)を表わす。

また、粘弾性理論によれば、半径 a のボーリングを掘削した場合、ゴムチューブがボーリング孔壁に接するまでの時間 t_0 の間にボーリング孔壁に発生する変位量 $u_b(t_0)$ は次式により与えられる。

$$u_b(t_0) = a p \left[\frac{1}{2G} + \frac{1}{2G^*} \left\{ 1 - \exp(-t_0/T) \right\} \right] \quad (15)$$

$u_b(t_0)$ は、時間 t_0 の間にゴムチューブに送水した水量から換算されるゴムチューブの径とボーリング孔掘削時の孔径の差として求まるから、式

(15)に t_0 および $u_b(t_0)$ を代入して G と G^* の関係を求め、式(14)の最適解として得られる G/G^* の値を用いれば G, G^* の値を推定することができる。

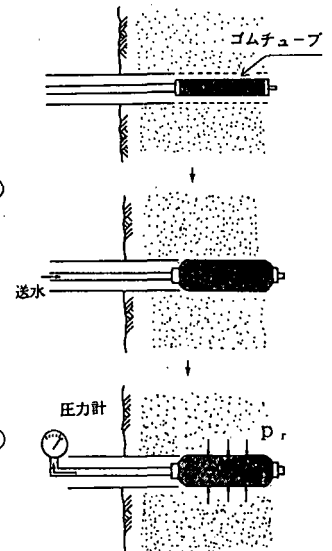


図-5 ゴムチューブに作用する圧力の計測方法

3. 予測方法の現場への適用

本予測方法の適用を行ったトンネルは、一般国道37号線に建設中の新礼文華トンネル(延長1,331m)であり、トンネルの地質は主に安山岩質溶岩、角礫質凝灰岩、凝灰質角礫岩から構成されている。本トンネルにおいては約50m離れた位置に掘削されている旧トンネルの施工時の状況から一部の区間において時間依存性を示す大きな変位の発生が懸念されていた。

現場計測は、トンネル坑口から670mの位置にあるトンネル切羽からトンネル前方に設けられた水平ボーリング孔(φ86mm)の深度6.7~7.3m, 21.5~22.1mの2地点で実施しており、計測地点は事前の地質調査によって破碎質凝灰角礫岩が主となり特に地質状態が悪いと判断された区間に位置する。

図-6は、ゴムチューブに作用する圧力 p_r の計測値と式(14)の最適解として得られた表-1に示す G/G^* 、 T を式(13)に用いた場合の計算値を示したものである。ただし、最適解は初期応力 p に全土被り圧 γh (γ は地山の単位体積重量($=2.2\text{gf/cm}^3$)、 h は土被り($=140\text{m}$)に相当する 30.8kgf/cm^2)を与え、数値計画法における直接探索法(powell法)により求めた。計測値と計算値は比較的良く一致しており、3要素モデルによって地山の粘弾性特性を概ね表わすことができることがわかる。

また、表-2に孔壁変位の計測値 u_0 、 t_0 を示すが、これらの値と表-1の G/G^* の値とから式(15)により G 、 G^* の値を推定すると表-3が得られる。

図-7は、計測地点におけるトンネルの断面形状および支保パターンを示したものであるが、本研究ではトンネルを半径6.057mの円形トンネルと見なし、表-4に示した一次覆工の剛性 k_a を用いて以下の解析条件のもとで解析を行った。

①掘削は、上半先進ベンチカット工法により行うため、解析では、上半、下半掘削時にそれぞれの掘削断面積に対応する割合の応力が切羽の進行にともなって解放されるものと考えて図-1に示した様な初期応力の変化関数 $p(t)$ を上半、下半掘削それぞれに対して与え、上半掘削時に全土被り圧($=30.8\text{kgf/cm}^2$)の60%、下半掘削時に全土被り圧の40%の応力が解放されるものとする。

②上半切羽到達後に仮インバートが施工されて仮閉合されるため、解析における一次覆工の施工時期は仮インバート施工時とする。

③切羽通過時までには解放される応力の割合は上半、下半掘削時とも30%とする。

図-8は、深度21.5~22.1mでの計測結果から得られた物性値を用いて当該地点での上半掘削後の内空変位量について解析値と計測値の比較を行ったものであり、図中には無支保の場合の解析値も示した。掘削直後については解析値と計測値に若干の開きが見られるものの、最終変位については計測値と一次覆工がある場合の解析値は比較的一致している。ただし、解析結果に及ぼす一次覆工の剛性の影響は大きく、図中に示されるよ

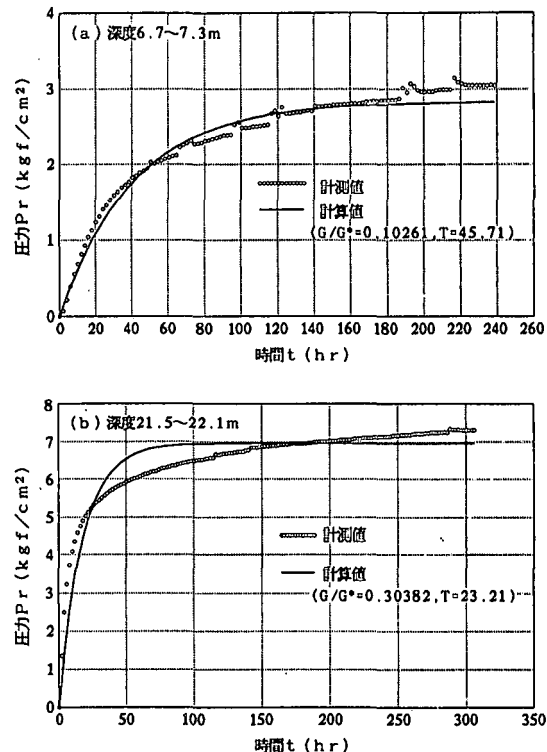


図-6 ゴムチューブに作用する圧力

表-1 圧力の計測値から得られた G/G^* 、 T

深度(m)	G/G^*	$T(\text{hr})$
6.7~7.3	0.10261	45.71
21.5~22.1	0.30282	23.21

表-2 孔壁変位の計測値

深度(m)	$u(t_0)(\text{mm})$	$t_0(\text{min})$
6.7~7.3	0.3	26
21.5~22.1	1.4	39

表-3 G 、 G^* の推定値

深度(m)	$G(\text{kgf/cm}^2)$	$G^*(\text{kgf/cm}^2)$
6.7~7.3	2.2×10^3	2.16×10^4
21.5~22.1	5.0×10^2	1.6×10^3

うに一次覆工がある場合の変位量は無支保の場合の約4分の1程度に抑えられており、一次覆工の剛性、特にロックボルトの剛性の評価については今後の課題となる。

また、支保部材に発生する応力については、吹付コンクリート応力は解析値が250kgf/cm²に対して計測値（最大値）は150kgf/cm²、鋼製支保工の軸力は400tfに対して300tf、ロックボルトの軸力は40tfに対して一部のボルトに破断が発生しており、破断したロックボルトを除くと解析値が計測値を上回って絶対値には開きが見られたが、各支保部材とも計測値は解析値と同様に耐力的にはかなり厳しい値を示した。

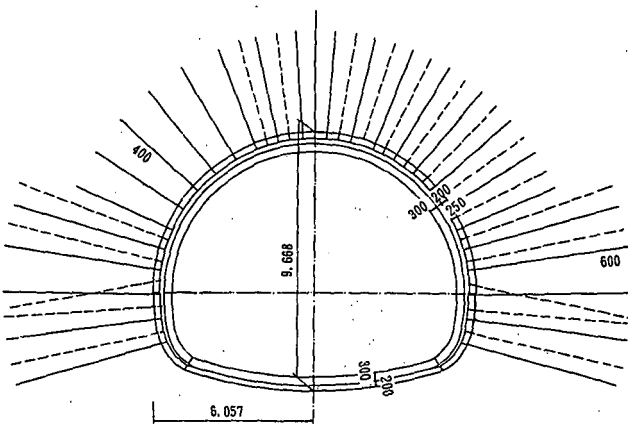


図-7 解析対象トンネル断面図

表-4 解析に用いた支保剛性（下半掘削後*）

k_c (kgf/cm ²)	$k_{c,b}$ (kgf/cm ²)	k_s (kgf/cm ²)	$k_{c,s}$ (kgf/cm ²)
1444.7	2952.2	1997.0	4949.2

*上半掘削後は $k_{c,b}=2624.4$ kgf/cm², $k_{c,s}=4621.4$ kgf/cm²

4. おわりに

今回予測を行ったトンネルにおいては、時間依存性を示す変位量が全体変位量に占める割合は比較的少なく、瞬時弾性係数Gによって挙動が支配される結果となった。今後は、より精度の高い瞬時弾性係数Gを推定する計測手法の検討を行うとともに、時間依存性が顕著に現れるトンネルに本予測手法の適用を試み、その妥当性を検証していきたい。最後に、現場計測で多大な御協力を頂いた北海道開発局室蘭道路事務所の関係者の方々に感謝の意を表する。

5. 参考文献

- 1) 久武 勝保・伊藤 富雄、桜井 春輔：時間依存性を示す膨張性軟岩トンネルの一次覆工挙動、土木学会論文集、第412号、pp153～160、1989
- 2) E. H. Lee and T. G. Rogers: Solution of Viscoelastic Stress Analysis Problems Using Measured Creep or Relaxation Functions, Jour. Appl. Mech., pp. 127～133, 1963

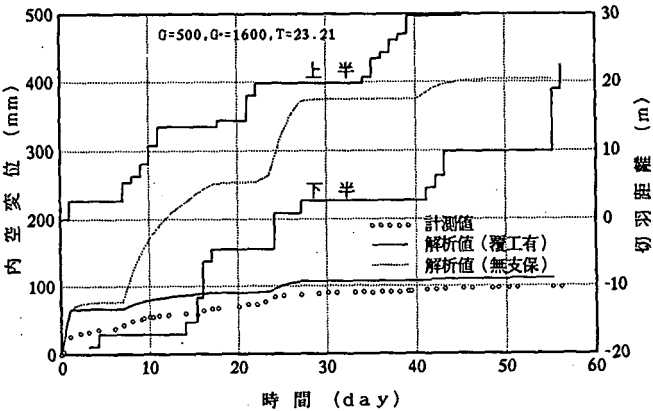


図-8 計測値と解析変位の比較