

粘弾性地山内の任意形状トンネル覆工に作用する地圧

GROUND PRESSURE ACTING ON ARBITRARY SHAPED TUNNEL
LINING IN VISCO-ELASTIC GROUND

伊藤 富雄*・久武 勝保**

By Tomio ITO and Masayasu HISATAKE

にしようとするものである。

1. 緒 言

地山構成材料の力学特性のうち、時間依存性の小さな地山では、トンネル地圧は時間的な変化が少なく、それほど大きな値にならないが、時間依存性が大きければ、地圧は長期にわたって増加し、また、その値も大となる¹⁾ので、時間依存性は地圧を支配する重要な因子である。

近年、トンネル掘削後における地山の挙動に着目し、時間を考慮した地圧の解析が行われるようになった^{2),3)}。たとえば、村山・藤本⁴⁾は J.H. Mitchell の導いた重調和方程式の一般解を用いて円形覆工の地圧を求め、桜井・吉村^{5),6)}は、複素変数法により、等方性および異方性地山内の円形覆工の最大地圧を求めている。

しかし、従来の研究では、地山のクリープ関数は、時間が十分経過したのちある終極値に漸近するものとして、ところどころ、この終極値を求めるのは多くの場合困難である。すなわち、地山のクリープ関数は発散型の対数関数によって表わされることが多いが⁷⁾、この場合の終極値は一般に判定が困難である。したがって、発散型のクリープ関数を有する地山での経時地圧はまだ求められていない。また覆工は円形に限らず、馬蹄形など種々の形状を呈するが、覆工の形状による地圧の変化も明らかでなく、さらに覆工の施工直後には、一般に地山と覆工の間に間隙が存在するが、これが地圧に与える影響も解明されてはいない。

そこで、本論文では、任意のクリープ関数をもつ粘弾性地山内に任意形状の覆工を設置した場合を対象とし、それに作用する地圧を積分方程式法により求め、ついで模型実験および現場実測の結果によってその解析結果を検証し、クリープ関数、トンネル形状、覆工施工時期および地山と覆工の間隙が地圧に与える影響を明らか

2. 積分方程式法による地圧の解析

地中構造物に作用する地圧の解析のように、施工過程によって境界条件が変化する問題では、現象の微視的なつり合い条件から導かれる微分方程式の一般解を用いるよりも、長期間にわたる変化や全体的なつり合いを巨視的に表現できる積分方程式を利用するのが便利である。さらに、後者は力学の基本法則と境界条件をともに含んだ形で式を展開できるという大きな長所を有する。

そこで、以下本章では、粘弾性体に対して積分方程式を定式化したのち、施工過程を考慮しつつ地圧を求める。

(1) 粘弾性体に対する積分方程式の定式化

弾性体に対する境界値問題の積分方程式による定式化はすでになされておられ、外部境界値問題での境界上の変位 u 、応力 p は次式で表わされる^{8),9)}。

$$\left. \begin{aligned} u_j(P) &= \int_S U_{jk}(P, Q) \varphi_k(Q) dS_Q \\ p_j(P) &= -\frac{1}{2} \varphi_j(P) + \int_S T_{jk}(P, Q) \varphi_k(Q) dS_Q \\ &\dots\dots\dots (1) \end{aligned} \right\}$$

ここに、 φ 、 S はそれぞれ密度および境界、 P 、 Q は座標点、 U 、 T は次式で示される変位と応力の基本特異解である。

$$U_{jk} = \frac{1}{8\pi(1-\nu)G} \{ (3-4\nu) \delta_{jk} \ln r - r_{,j} r_{,k} \},$$

$$T_{jk} = \frac{1}{4\pi(1-\nu)r} \left\{ (1-2\nu) \left(r_{,j} n_k + \frac{\partial r}{\partial n} \delta_{jk} - n_j r_{,k} \right) + 2 r_{,j} r_{,k} \frac{\partial r}{\partial n} \right\},$$

$$r = \sqrt{(P_j - Q_j)(P_j - Q_j)}, \quad r_{,j} = \partial r / \partial P_j.$$

また、 ν 、 G 、 δ_{jk} および n はそれぞれポアソン比、せん

* 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学教室

** 正会員 工修 大阪大学助手 工学部土木工学教室

断弾性定数，クロネッカーのデルタおよび境界での外向単位法線ベクトルであり， $\partial r/\partial n$ は P に関して行う。

次に，Lee の示した弾性体と粘弾性体との間に成立する対応原理¹⁰⁾を積分方程式に適用する．この原理によれば，まず弾性解にラプラス変換を施したのち，解に含まれる弾性定数に対して，それに対応する粘弾性定数にラプラス変換をしたものを代入し，ついでその結果にラプラス逆変換を行えば，粘弾性問題に対する解を得ることができる．ところで， ν の時間的変化が地圧に与える影響は小であるから⁵⁾，以後 ν は時間的に一定と仮定する．この仮定のもとで式 (1) に対応原理を適用すれば，次式のように，粘弾性体に対する積分方程式が定式化される．

$$u_j(P, t) = \int_S \int_{-\infty}^t \phi(t-\tau) R_{jk}(P, Q) \frac{\partial}{\partial \tau} \cdot \varphi_k(Q, \tau) d\tau dS_Q \dots\dots\dots (2)$$

$$p_j(P, t) = -\frac{1}{2} \varphi_j(P, t) + \int_S T_{jk}(P, Q) \varphi_k(Q, t) dS_Q \dots\dots\dots (3)$$

ここに， $R_{jk} = U_{jk}G$ ，かつ $\phi(t)$ はせん断変形に対するクリープ関数である．

(2) 覆工地圧の解析^{11)~14)}

いま，無限地山内に任意形状の単一トンネルを掘削する場合を考える．この場合，掘削によって生じる変位は，掘削以前に仮想トンネル境界上に存在していた応力 $p_{0j} = \sigma^0_{jk} n_k$ (σ^0_{jk} は境界上の初期応力) を解放することによって求められる．すなわち，トンネルを瞬間的に掘削した場合の境界条件は式 (3) より，

$$-p_{0j}(P) = -\frac{1}{2} \varphi_{0j}(P) + \int_S T_{jk}(P, Q) \varphi_{0k}(Q) dS_Q \dots\dots\dots (4)$$

となり，トンネル掘削後のトンネル境界 S の変位は式 (2) から次のように表わされる．

$$u_j(P, t) = \phi(t) \int_S R_{jk}(P, Q) \varphi_{0k}(Q) dS_Q$$

次に，トンネルの掘削後，時間 t_0 だけ経過してトンネル内面に覆工を施工するものとし，覆工と地山の間に間隙はないとする．もし，時間 t_0 経過後に覆工を施工しなければ， t_0 以後にトンネル境界に生じる変位 Δu は上式から，

$$\Delta u_j(P, t_i) = \{\phi(t_0 + t_i) - \phi(t_0)\} \int_S R_{jk}(P, Q) \varphi_{0k}(Q) dS_Q$$

ここに， t_i は t_0 を基準にした時間である．しかし，実際には覆工が施工され，上式の変位は覆工によって拘束される．そこで，覆工はその施工後，外面に接する地山

の変位を完全に拘束し，かつ地山と覆工の間にすべりを生じないと仮定すれば，次の境界条件式が得られる．

$$\{\phi(t_0 + t_i) - \phi(t_0)\} \int_S R_{jk}(P, Q) \varphi_{0k}(Q) dS_Q + \int_S \int_0^{t_i} \phi(t_i - \tau) R_{jk}(P, Q) \frac{\partial}{\partial \tau} \cdot \varphi_k(Q, \tau) d\tau dS_Q = 0$$

また上式は次のように変形できる．

$$\int_S R_{jk}(P, Q) \left[\{\phi(t_0 + t_i) - \phi(t_0)\} \varphi_{0k}(Q) + \int_0^{t_i} \phi(t_i - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \varphi_k(Q, \tau) d\tau \right] dS_Q = 0$$

上式が任意形状のトンネルに対して常に成立するためには，密度 φ は

$$\{\phi(t_0 + t_i) - \phi(t_0)\} \varphi_{0k}(Q) + \int_0^{t_i} \phi(t_i - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \varphi_k(Q, \tau) d\tau = 0 \dots\dots\dots (5)$$

を満足しなければならず，このボルテラ型の積分方程式を解けば次式が得られる．

$$\varphi_k(Q, t_i) = -V(t_i) \varphi_{0k}(Q) \dots\dots\dots (6)$$

ここに，

$$V(t_i) = \mathcal{L}^{-1} \left\{ \frac{\Delta \phi^*(q)}{q \phi^*(q)} \right\} \dots\dots\dots (7)$$

$$\Delta \phi(t_i) = \phi(t_0 + t_i) - \phi(t_0)$$

であり，かつ $*$ はラプラス変換

$$f^*(q) = \int_0^\infty f(t_i) e^{-qt_i} dt_i$$

を意味し， \mathcal{L}^{-1} はラプラス逆変換を示す．

一方，応力と密度との関係式 (3) に式 (6) を代入し，式 (4) を考慮すれば，次式を得る．

$$p_j(P, t_i) = -V(t_i) \left\{ -\frac{1}{2} \varphi_{0j}(P) + \int_S T_{jk}(P, Q) \varphi_{0k}(Q) dS_Q \right\} = V(t_i) p_{0j}(P) \dots\dots\dots (8)$$

上式は，覆工に作用する応力 p が，クリープ関数と覆工施工時期より決まる時間パラメーター $V(t_i)$ ，およびトンネル掘削時に解放される応力 p_0 によって表わされることを示す．

(3) パラメーター $V(t_i)$ の算定

クリープ関数 $\phi(t)$ およびそれに対応する緩和関数 $C(t)$ は，収束関数の級数和の形として次式で表わすことができる¹⁵⁾．

$$\phi(t) = \alpha + \sum_{n=1}^N \alpha_n \{1 - \exp(-t/\tau_n)\}$$

$$C(t) = \beta + \sum_{n=1}^N \beta_n \{1 - \exp(-t/\tau'_n)\}$$

そこで，上式から $\Delta \phi(t_i)$ を求めてラプラス変換を行い，それを式 (7) の第1式に代入すれば，

$$V(t_i) = \mathcal{L}^{-1} \left[\frac{\sum_{n=1}^N \alpha_n \exp(-t_0/\tau_n)}{q^2 \phi^*(q) \tau_n (q+1/\tau_n)} \right]$$

ところが、 $\phi(t)$ と $C(t)$ をラプラス変換したものの間には

$$q^2 \phi^*(q) C^*(q) = 1$$

なる関係があり、また、たたみ込み積分

$$Y_1(t) = \int_0^t Y_2(t-\tau) Y_3(\tau) d\tau$$

のラプラス変換は

$$Y_1^*(q) = Y_2^*(q) Y_3^*(q)$$

となる。したがって、これらの関係を利用して $V(t_i)$ を積分表示すれば、

$$V(t_i) = \int_0^{t_i} C(t_i-\tau) \sum_{n=1}^N \alpha_n e^{-t_0/\tau_n} e^{-\tau/\tau_n} / \tau_n d\tau$$

$$\int_0^{t_i} \phi(t_i-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} V(\tau) d\tau = \int_{t_{n+1}=0}^{t_{n+1}=t_i} \phi(t_{n+1}-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} V(\tau) d\tau$$

$$\doteq \phi(0) V(t_{n+1}) - \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n \{V(t_{j+1}) + V(t_j)\} \{\phi(t_{n+1}-t_{j+1}) - \phi(t_{n+1}-t_j)\}$$

となり、これを式 (9) に代入すれば、次式が得られる。

$$V(t_{n+1}) = \frac{\left[\phi(t_0+t_{n+1}) - \phi(t_0) + \frac{1}{2} \{\phi(0) - \phi(t_{n+1}-t_n)\} V(t_n) + \frac{1}{2} \sum_{j=1}^{n-1} \{\phi(t_{n+1}-t_{j+1}) - \phi(t_{n+1}-t_j)\} \{V(t_{j+1}) + V(t_j)\} \right]}{\frac{1}{2} \{\phi(0) + \phi(t_{n+1}-t_n)\}} \dots (10)$$

上式を用いれば、任意のクリープ関数、またはクリープ試験の結果そのものを用いて、 $V(t_i)$ を求めることができる。

3. 模型実験

(1) 実験装置

実験装置は次の各部分からなる。

a) 装置本体

これは 図-1 に示す縦横約 80 cm、奥行 30 cm の土槽と掘削台、および載荷装置からなる。土槽の後面には、面摩擦低減のために鋼板にテフロン加工を施し、前面にはアクリル板を用い、それらの内面にはシリコンオイルを塗布する。また、土槽は平面ひずみ状態を保つため溝型鋼で補強されており、掘削台はトンネルの掘削と覆工の挿入を所定の位置に行うための装置である。載荷装置は供試体粘土の圧密と実験中の載荷を行うもので、ゴム袋を介して空気圧により粘土の上面に加圧するようになっている。

b) 掘削装置

トンネルを掘削する鋼板製の装置で、長さ 50 cm、辺

ここで、 C に所定の関数を入れて積分すれば、 $V(t_i)$ が次のように得られる。

$$V(t_i) = \left(\beta + \sum_{m=1}^N \beta_m \right) \sum_{n=1}^N \alpha_n e^{-t_0/\tau_n} (1 - e^{-t_i/\tau_n}) - \sum_{m=1}^N \sum_{n=1}^N \alpha_n \beta_m \frac{\tau_m'}{\tau_n - \tau_m'} e^{-t_0/\tau_n} \cdot (e^{-t_i/\tau_n} - e^{-t_i/\tau_m'})$$

しかし、クリープ関数を収束関数の級数和の形で表現することが困難であるとか、クリープ試験の結果を関数表示せず、それを直接利用するような場合には、 $V(t_i)$ を数値的に求める必要がある。そのときは、式 (6) を式 (5) に代入し、 $\phi_0 \doteq 0$ であることを考慮して、

$$\phi(t_0+t_i) - \phi(t_0) - \int_0^{t_i} \phi(t_i-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} V(\tau) d\tau = 0 \dots (9)$$

を求め、 t_i を n 個に区分すれば¹⁶⁾、第 3 項は

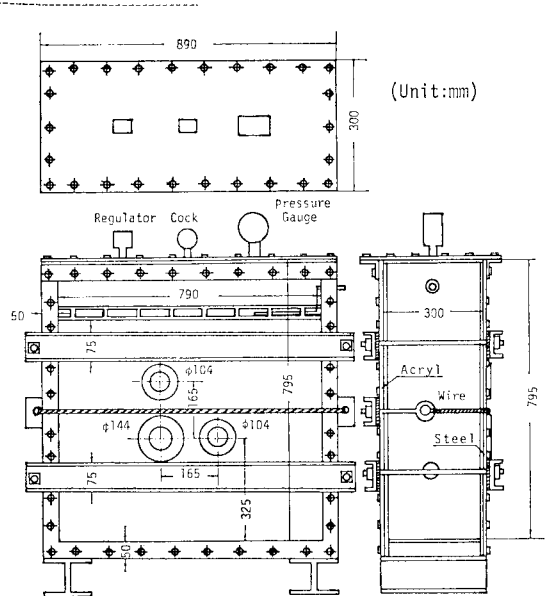


図-1 模型実験用土槽

長 10 cm の正方形断面を有する。

c) 地圧測定用覆工

長さ 30 cm、断面寸法および材料は上記掘削装置と同

一であり、上下面に土圧計が取り付けられている。

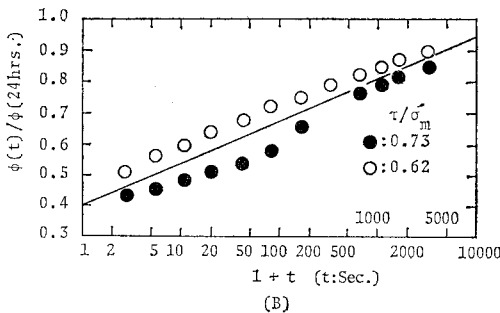
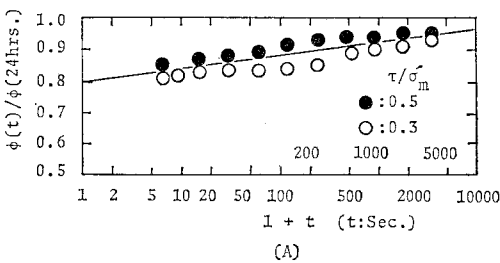
(2) 実験方法

土槽上に高さ 40 cm の型枠を取り付け、液性限界以上の含水比で十分攪拌した粘土を土槽内に打設したのち、載荷装置で圧密して供試地盤を作成する。ついで、載荷重を解放し、土槽を倒して前面のアクリル板および側板を取り除き、すべての拘束応力を解放して地盤を膨張させる。その後、土槽を再度組み立てて平面ひずみ状態とし、これをもとの状態に立てたのち、地盤の圧密圧力以下の載荷重を加える。

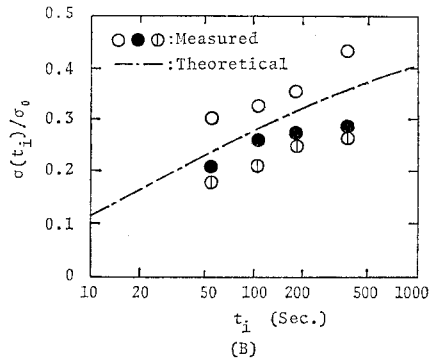
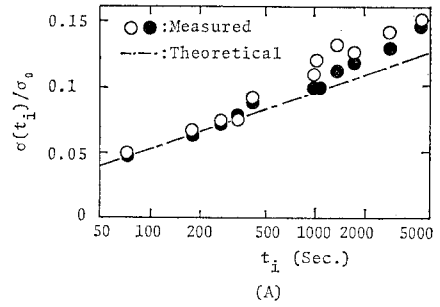
次に、掘削台上に掘削装置を取り付け、できるだけ地盤を乱さないようにして、正方形断面のトンネルを掘削する。実際の工事では、トンネルの内空方向に変位した地盤も掘削され、覆工が施工されるので、このことを模型実験で再現するため、上記の掘削後、再び掘削装置を挿入し、内空方向に変位した地盤を削り取り、地圧測定用覆工を挿入して経時地圧を測定する。

(3) 実験結果

理論解析に必要なパラメーターは地盤の初期応力とパラメーター $V(t_i)$ であるが、初期応力は上載空気圧と土かぶり圧から求める。 $V(t_i)$ を知るには、地盤のクリープ関数を求める必要があるため、実験終了後、掘削の影響を受けていない箇所から供試体を探取し、NGI 型 3 軸圧縮試験機でクリープ試験を行う。その手順としては、トンネル掘削前の地盤の平均有効主応力 σ_m' で圧密したのち、非排水状態で試験を行う。その結果は 図一



図一 模型地盤のクリープ関数



図三 実験結果と解析結果の比較

2 に示すとおりで、クリープ関数は図示の直線で近似することができる。

図一3 に実験結果および式 (8)、(10) による解析の結果を示す。ここに、 $\sigma(t_i)$ は経時地圧、 σ_0 はトンネル掘削時に解放される応力であり、ともに同一断面の上下面における値の平均値である。図一3 の (A)、(B) に対するクリープ関数は、それぞれ 図一2 の (A)、(B) に示す値に対応し、 t_0 は約 10 秒である。これらの 図一2、3 からわかるように、地盤のクリープ特性の相違によって地圧が異なり、時間依存性を顕著に示す (B) の方が地圧が大となる。また、解析結果は実験結果とほぼ一致し、本解析法は妥当であると思われる。

4. 考 察

式 (8) で与えられる覆工地圧が、その式に含まれる個々のパラメーターによりいかなる影響を受けるかについて、現場の実測結果を引用しつつ、次に考察を加える。

(1) 地山のクリープ特性とそれが地圧に与える影響

式 (8) に含まれる時間パラメーター $V(t_i)$ を計算するには、地山のクリープ関数が必要になるので、現実の地山のクリープ特性がどのような関数によって表わされるか、あらかじめ求めておかなければならない。

図一4 は、トンネル掘削による地表面の最大沈下量

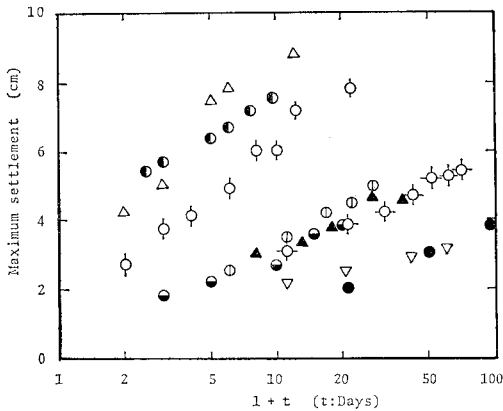


図-4 トンネルの掘削による地表面の実測経時沈下

$u_{v,max}(t)$ について、その経時変化の実測値を示したものである¹²⁾が、これらは次の対数関数で近似することができる。

$$u_{v,max}(t) = a_1 + b_1 \ln(1+t), \quad (t: \text{日}) \quad \dots\dots(11)$$

一方、水平な地表面を有し、重力によって初期応力が生じる粘弾性地山内に円形トンネルを掘削した場合、地表面の最大沈下量は次式で表わされる⁷⁾。

$$u_{v,max}(t) = H(h/r, \nu) r^2 r \phi(t) \quad \dots\dots(12)$$

ここに、 H は h/r (h はトンネル中心から地表面までの距離、 r はトンネル半径) および ν に依存する影響係数、 r は地山の単位重量である。そこで、式 (11) の実測結果と式 (12) の解析結果より $u_{v,max}(t)$ を消去すれば、地山のクリープ関数は次の対数関数で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \phi(t) &= a + b \ln(1+t) \\ \text{ここに、} \\ a &= a_1 / \{H(h/r, \nu) r^2 r\} \\ b &= b_1 / \{H(h/r, \nu) r^2 r\} \end{aligned} \right\} \dots\dots(13)$$

したがって、以下クリープ関数は式 (13) のような形で表わされるものとする。

さて、 $1/a, 1/b$ はそれぞれせん断弾性定数、遅延せん断弾性定数であるが、式 (13) を式 (7) の第1式に代入すれば、無次元量 b/a の値が $V(t_i)$ に影響を与えるこ

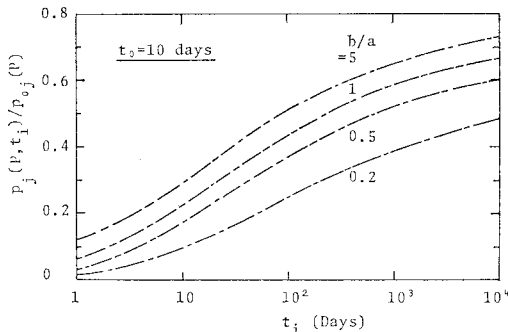


図-5 b/a が地圧に与える影響

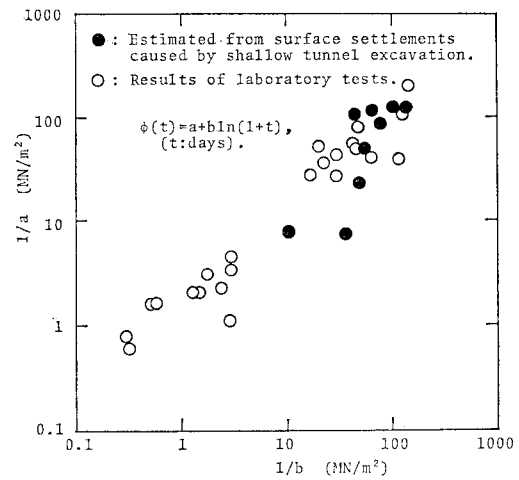


図-6 クリープ関数に含まれる力学定数の関係

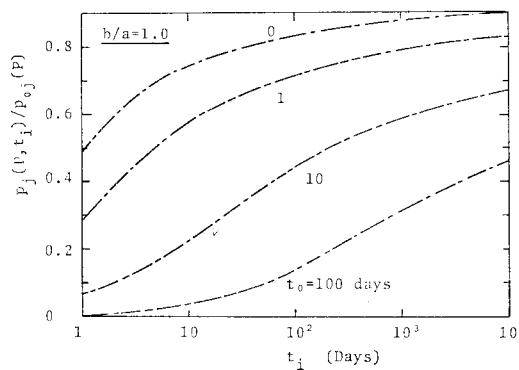


図-7 覆工施工時期 t_0 が地圧に与える影響

とがわかる。そこで、 b/a による地圧の変化を示すと図-5 のようになり、これから、 t_0 が同一であっても、 b/a の大なる地山ほど、地圧が大になるといえる。また、地山材料の降伏荷重以下でのクリープ試験の結果は、対数関数で近似できる場合が多い¹⁾。そこで、種々の地山材料のクリープ試験の結果から求めた $1/a, 1/b$ と、地表面の実測沈下量から求めた $1/a, 1/b$ を示せば図-6 となる。これからして、 $1/a, 1/b$ の値は非常に広範囲に分布するが、それらの間には両対数紙上で直線的な関係が認められ、地圧の推定に必要な b/a の値はほぼ 0.2 から 3 の範囲にあることがわかる。

(2) 覆工施工時期が地圧に与える影響

覆工施工時期 t_0 が地圧に与える影響を式 (8), (10) から求め、その結果を図-7 に示す。これから、地山の b/a が同一であっても、覆工の施工が遅いほど、地圧が小であることがわかる。

また、図-5 および 7 をみると、トンネル掘削時に解放した応力で無次元化した経時地圧は、常に 1 以下で

(Area of tunnel section is about 28 m²)

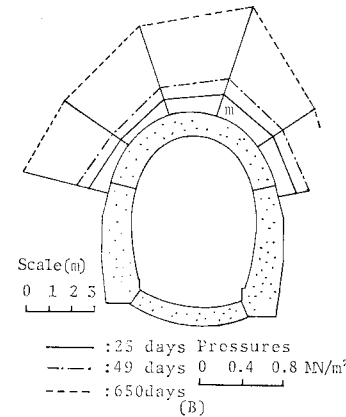
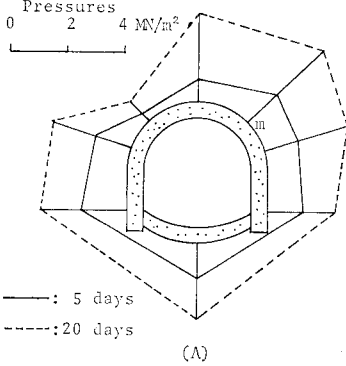


図-8 実測覆工地圧の経時分布

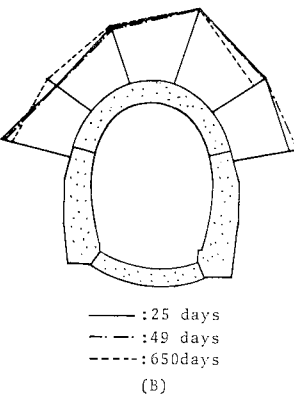
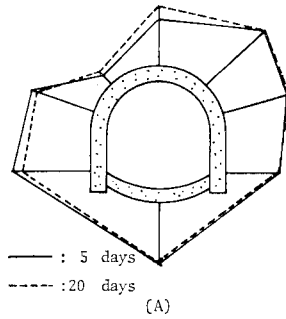


図-9 無次元化した地圧の分布形

あり、かつ時間依存性が大であるといえる。このことは単一トンネルにおいて、土かぶり圧以上の地圧が覆工に作用することはまれであり、また、粘土地盤中では地圧が長期にわたって増加する、という現場の経験¹⁸⁾とも一致する。

(3) トンネルの形状が地圧に与える影響

トンネルの形状が異なれば、トンネル掘削時に解放される応力 p_{0j} が変化するため、式 (8) より明らかなように、覆工地圧も変化する。すなわち、トンネルの境界で解放される応力は $p_{0j} = \sigma_{jk}^0 n_k$ で表わされ、 n_k はトンネルの境界に立てた単位法線ベクトルと座標軸との間の方向余弦であるから、境界上の初期応力 σ_{jk}^0 が同一であっても、境界の方向が変われば n_k は変わり、したがって p_{0j} も変化するわけである。

次に、形状が異なるトンネルの地圧分布の経時変化を調べるため、まず、粘土および堆積岩の地山において、実測から求めた経時地圧を 図-8 の (A)¹⁹⁾、(B)²⁰⁾ にそれぞれ示し、次に、その図の覆工上の m 点の地圧で同時刻の地圧を無次元化し、その結果を示すと 図-9 のようになる。この図からして、トンネルの形状はどのよ

うであっても、地圧の分布は経時的に変化しないといえることができる。

一方、式 (8) において、覆工上の任意点 $P=P_m$ の地圧で同時刻における地圧を無次元化すれば、次式が得られる。

$$p_j(P, t_i) / p_j(P_m, t_i) = p_{0j}(P) / p_{0j}(P_m)$$

この式は、地圧の分布はトンネル掘削時に解放される応力のみ依存し、経時的に変化しないことを示しており、前記の結果によく一致する。

(4) 覆工と地山の間隙が地圧に与える影響

2. では、覆工施工時に、覆工と地山の間隙が存在しないとして地圧を求めた。しかし、覆工施工直後には、一般に間隙が存在し、地山が変位してその間隙を埋める時間 t_1 の間は、覆工に地圧は作用しない。すなわち、間隙のある場合の覆工施工時期を t_0 とすれば、トンネルを掘削してから時間 $(t_0 + t_1)$ が経過して始めて地圧が作用するわけである。したがって、この場合には、 $t_0 = t_0 + t_1$ とおくことによって、前に求めた間隙のない場合の理論式を利用することができ

る。ただし、上記 t_0 以後は、覆工と地山の間隙はもちろんすべりもなく、地山内面の変位が覆工によって完全に拘束されなければならない。

たとえば、等方初期応力 p が作用する地山に円形トンネルを掘削すれば、直径変位 $\Delta D(t)$ は式 $\Delta D(t) = \phi(t) r p$ で表わされる¹⁷⁾。したがって、間隙の存在する状態で $t = t_0$ において覆工を施工すれば、トンネルを掘削してから覆工に地圧が作用し始めるまでの時間 $t_0 (= t_0$

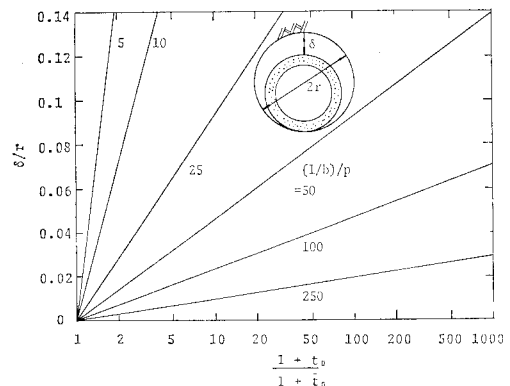


図-10 地山と覆工の間隙が時間パラメーター t_0 に与える影響

+ \bar{t}_1) と天端の間隙 δ との間には、次の関係がある。

$$\delta = \Delta D(t_0) - \Delta D(\bar{t}_0) = prb \ln \left\{ \frac{1+t_0}{1+\bar{t}_0} \right\}$$

上式の関係を図-10 に示す。この図からして、 $(1/b)/p$ および δ/r が大なるほど同一の \bar{t}_0 に対する t_0 の値が大となるので、図-7 からして地圧は小になるといえる。すなわち、覆工施工時における間隙 δ や初期応力 p が同じであっても、トンネルの半径 r が小なるほど、 $1/b$ の値が大きいほど、そして、掘削期間 \bar{t}_0 が長いほど、地圧は小になるわけである。

5. 結 論

本論文は、任意のクリープ関数を有する粘弾性地山内に、任意形状のトンネル覆工を設置した場合について、その覆工地圧を積分方程式法により求め、ついで、模型実験および現場実測の結果により、上記解析結果の妥当性を立証し、地圧に及ぼす種々の因子について考察を加えたものである。また、これによって大要以下に示すような成果が得られた。

(1) トンネルの掘削から覆工に地圧が作用するまでの時間が長いほど、地圧は小である。

(2) 地山のクリープ関数は対数関数 $\phi(t) = a + b \ln(1+t)$ によって近似できる。

(3) 上記のクリープ関数の定数 b/a の値は、一般の地山では 0.2 から 3 の範囲にあり、 b/a が大なるほど地圧は大になる(ただし、 t : 日)。

(4) 地圧が長期にわたって増加しても、トンネルの掘削時に解放された応力以上にはならない。

(5) 地圧が経時的に増大しても、その分布は時間的に変化しない。

謝 辞：本研究の模型実験は、元大阪大学学生 高田悦久君(現在、鹿島建設勤務)の助力を得て行われたことを付記し、心から謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 村山朝郎：トンネル土圧，第3回トンネル工学シンポジウム，pp. 1~16, 1966.
- 2) 村山朝郎・松岡 元：粘性土の応力緩和によるトンネル土圧，土木学会論文報告集，第168号，pp. 37~43, 1969.
- 3) 桜井春輔：粘弾塑性地山内の円形トンネル覆工について，土木学会論文報告集，第181号，pp. 77~89, 1970.
- 4) 村山朝郎・藤本 徹：粘弾性地山の応力緩和による円形トンネルの覆工土圧，土木学会論文報告集，第205号，

- pp. 93~106, 1972.
- 5) 桜井春輔・吉村佳映：粘弾性地盤内の構造物に作用する圧力の一計算法，土木学会論文報告集，第218号，pp. 75~85, 1973.
- 6) 桜井春輔・吉村佳映：直交異方性粘弾性地山内の円形トンネル覆工に作用する最大圧力について，材料，第23巻，第248号，pp. 37~42, 1974.
- 7) Ito, T. and M. Hisatake : Surface Displacements Caused by Tunnel Driving in Anisotropic Viscoelastic Ground, Proc. 4th Int. Cong. on Rock Mech., ISRM, Vol. 1, pp. 677~684, 1979.
- 8) Kupradze, V.D. : Potential Methods in the Theory of Elasticity, transl. H. Gutfreund, Israel Program for Scientific Translations, Jerusalem, 1965.
- 9) 丹羽義次・小林昭一・横田和男：積分方程式による任意形状，多数空洞周辺応力の解析，土木学会論文報告集，第195号，pp. 27~34, 1971.
- 10) Lee, E.H. : Stress Analysis in Viscoelastic Bodies, Quart. Appl. Math., Vol. 13, No. 2, pp. 183~190, 1955.
- 11) Ito, T. and M. Hisatake : Analytical and Experimental Studies of External Pressures Acting on Tunnel Lining, 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engg., Selected Paper for Specialty Session 1, 1977.
- 12) 伊藤富雄・久武勝保：トンネル覆工に作用する土圧について，第22回土質工学シンポジウム論文集，pp. 37~44, 1977.
- 13) Ito, T. and M. Hisatake : Analytical Study of New Austrian Tunneling Method, Proc. 10th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engg., Session 2, 1981 (in press).
- 14) Ito, T. and M. Hisatake : Effects of an Existing Tunnel on the Stress Distribution of a New Tunnel Lining, Proc. Int. Symp. on Weak Rock, ISRM, 1981 (will be published).
- 15) 後藤藤平・平井西夫・花井哲也：レオロジーとその応用，共立出版，pp. 89~91.
- 16) Lee, E.H. and T.G. Rogers : Solution of Viscoelastic Stress Analysis Problems Using Measured Creep or Relaxation Function, Jour. Appl. Mech., pp. 127~133, 1963.
- 17) 伊藤富雄・久武勝保：切端の存在及び掘進速度を考慮したトンネル支保工土圧，第14回土質工学研究発表会講演集，pp. 1501~1504, 1979.
- 18) たとえば，Peck, R.B. : Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engg., State of the Art Volume, pp. 225~290, 1969.
- 19) Baldwin, G. and D. Santovito : Tunnel Construction in High Swelling Clays, Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engg., Vol. 2.2, pp. 13~16, 1973.
- 20) Krsmanović, D. and Dž. Buturović : Contribution to the Study of External Pressures on Tunnel Linings, Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Engg., Vol. II, pp. 391~395, 1965.

(1979.11.15・受付)