

トンネル掘削によって生じる地表面沈下の
境界要素法による三次元解析THREE DIMENSIONAL BOUNDARY ELEMENT ANALYSIS OF SURFACE
SUBSIDENCE CAUSED BY SHALLOW TUNNEL DRIVING

久 武 勝 保*・伊 藤 富 雄**

By Masayasu HISATAKE and Tomio ITO

1. 緒 言

軟質な地山中にかぶりの浅いトンネルを掘削すれば、地表面が沈下するので、その沈下により既設構造物に被害を生じないように施工する必要がある。しかし、このような地表面の沈下は、施工条件、地質特性およびトンネルと地表面との幾何学的関係によって影響を受けるので、沈下の理論的予測は一般に困難であり、従来は、実験的に沈下特性を調べたり¹⁾、実測沈下曲線が誤差曲線に似ていることから、沈下の生じる領域を誤差曲線から予測する²⁾、といった現象論的な手法が採用されている。しかし、こうした手法では、沈下領域の予測結果にかなりの相違を生じる³⁾ばかりでなく、沈下の絶対量は予測できない。

そこで、近年、二次元解析によって沈下を算定する試みが行われ^{3)~8)}、たとえば、Barla と Ottaviani⁶⁾ は、沈下に及ぼす地山の非線形性の影響を明らかにし、また、著者らは^{7), 8)}、地山の時間依存性および地表面の傾斜がその沈下に与える影響を解明した。

しかし、トンネル切端の周辺は幾何学的に三次元の状態にある。したがって、切端が通過する以前に先行沈下を生じたり^{9), 10)}、切端のすぐ後方で吹付コンクリートなどを施工すれば、地表面沈下量が減少し^{10), 11)}、さらに、その沈下量はトンネル掘進速度の影響を受ける^{3), 3)}など、定性的にはよく知られた現象が発生する。これらの現象を定量的に解明するには、いうまでもなく、三次元解析が必要であるが、そのような解析は、現在まだ行わ

れてはいない。

そこで、本論文では、地山を弾性または粘弾性体とし、その中にトンネルを掘削した場合の地表面沈下について、境界要素法により三次元解析を行い、かつ、沈下に及ぼす施工条件、地質特性および幾何学的条件の影響に対して、考察を加えることにした。

2. 境界要素法による三次元解析

境界要素法では、未知量が境界上にだけ存在するので、領域内部にも未知量が存在する有限要素法や差分法に比べ、未知数が非常に少なく、さらに、境界要素法は無限遠での境界条件を完全に満足できるという長所を有する。そこで、以下本章では、境界要素法により、地表面沈下の三次元解析を行うことにする。

(1) 弾性解析

三次元弾性体の領域 R および境界 S で連続して微分可能な2つの変位ベクトル u, U および応力テンソル σ_{js} に、Betti の定理を適用すれば、次式が得られる¹²⁾。

$$\int_R \left[U_{ij}(y, x) \frac{\partial \sigma_{js}(u)}{\partial x_s} - u_j(x) \frac{\partial \sigma_{js}(U)}{\partial x_s} \right] dR_x \\ = \int_S [U_{ij}(y, x) \sigma_{js}(u) n_s(x) - u_j(x) \sigma_{js}(U) n_s(x)] dS_x \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 x, y は座標点、 n は境界で外向きに立てた単位法線ベクトルである。さらに、 U_{ij} に Kelvin の基本解を用いれば、 y が境界上および領域内部にある場合に対して、式(1)はそれぞれ次のように変形される¹³⁾。

$$\left. \begin{aligned} c_{ij}(y) u_j(y) + \int_S T_{ij}(y, x) u_j(x) dS_x &= \int_S U_{ij}(y, x) p_j(x) dS_x, (x, y \in S) \\ u_i(y) &= \int_S U_{ij}(y, x) p_j(x) dS_x - \int_S T_{ij}(y, x) u_j(x) dS_x, (x \in S, y \in R) \end{aligned} \right\}$$

* 正会員 工修 大阪大学助手 工学部

** 正会員 工博 大阪大学教授 工学部

$$\begin{aligned}
 U_{ij}(y, x) &= \frac{1}{16\pi G(1-\nu)} \left\{ (3-4\nu)\delta_{ij} + \frac{(y_i-x_i)(y_j-x_j)}{r^2} \right\}, \\
 T_{ij}(y, x) &= \frac{1}{8\pi(1-\nu)r^2} \left[(1-2\nu) \left\{ n_i(x) \frac{y_j-x_j}{r} - n_j(x) \frac{y_i-x_i}{r} \right\} \right. \\
 &\quad \left. + \left\{ (1-2\nu)\delta_{ij} + 3 \frac{(y_i-x_i)(y_j-x_j)}{r^2} \right\} n_s(x) \frac{y_s-x_s}{r} \right], \\
 r &= \sqrt{(y_i-x_i)^2 + (y_j-x_j)^2}
 \end{aligned}
 \tag{2}$$

ここに、 p, G, ν, δ_{ij} は、それぞれ応力ベクトル、せん断弾性定数、ポアソン比、クロネッカーのデルタである。また、 c_{ij} は境界が滑らかな場合は $\delta_{ij}/2$ 、そうでない場

合は、剛体運動を考慮することにより決定される¹⁴⁾。

次に、境界を N 個の要素に分割し、各要素上で p と u が一定であると仮定すれば、式 (2) は次のように離散化することができ、

$$\begin{aligned}
 c_{ij}(y_m)u_j(y_m) + \sum_{l=1}^N \Delta T_{ij}(y_m, x_l)u_j(x_l) &= \sum_{l=1}^N \Delta U_{ij}(y_m, x_l)p_j(x_l), \quad (y_m \in S) \\
 u_i(y_m) &= \sum_{l=1}^N \Delta U_{ij}(y_m, x_l)p_j(x_l) - \sum_{l=1}^N \Delta T_{ij}(y_m, x_l)u_j(x_l), \quad (y_m \in R) \\
 \Delta T_{ij}(y_m, x_l) &= \int_{\Delta S_l} T_{ij}(y_m, x) dS_x, \\
 \Delta U_{ij}(y_m, x_l) &= \int_{\Delta S_l} U_{ij}(y_m, x) dS_x, \quad (m=1 \sim N)
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

さらに、上式をマトリックス表示すれば、次のように表わされる。

$$\begin{aligned}
 [\Delta T^v(y, x)]\{u(x)\} &= [\Delta U(y, x)]\{p(x)\}, \quad (x, y \in S) \\
 \{u(y)\} &= [\Delta U(y, x)]\{p(x)\} - [\Delta T(y, x)]\{u(x)\}, \quad (x \in S, y \in R)
 \end{aligned}
 \tag{4}$$

ここに、式 (3) の $x_l, \Delta S_l$ は、要素 l の重心点の位置と面積を示す。

られる。

したがって、トンネルの境界で応力が解放され、地表面で外力が作用しないという境界条件を、式 (4) の第 1 式に適用すれば、トンネルの掘削による地表面およびトンネル境界の変位が求められる。しかし、この場合、 x と y が一致すると、式 (3) の ΔT_{ij} と ΔU_{ij} は特異性を示し、これらは Cauchy の主値の意味において求める必要がある。そこで、本論文では、それらを Cruse の手法¹⁵⁾によって求める。また、地中変位は、以上で求めた境界変位と境界に作用する応力を式 (4) の第 2 式に適用すれば求められる。

(2) 粘弾性解析

まず、地山を弾性体とし、その中に図-2 のようなトンネルを掘削する場合について、トンネル軸を含む鉛直縦断面内の地表面沈下量 u_2 を三次元解析によって求め、それを切端から十分離れた平面ひずみ状態にある位置での沈下量で無次元化し、その結果を図示すれば、図-3 のようになる。ただし、地山の初期応力は重力によ

さて、図-1 は、等方初期応力 p の作用する無限弾性地山内に、半径 a なるトンネルを掘削した場合について、トンネル境界とその前方の地山のトンネル半径方向変位 u_r を、本解析手法 (BEM) で求め、参考のため、有限要素法 (FEM) による結果¹⁵⁾ と対比したものである。この図からすれば、本解析手法は妥当なものと考え

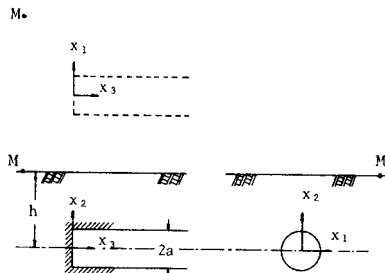


図-2 トンネルの幾何学的関係

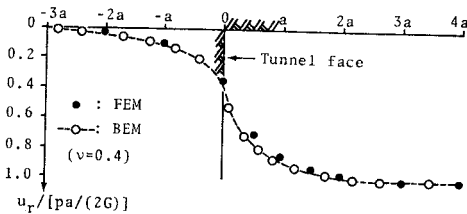


図-1 境界要素法 (BEM) と有限要素法 (FEM) によるトンネル境界および仮想トンネル境界のトンネル半径方向変位

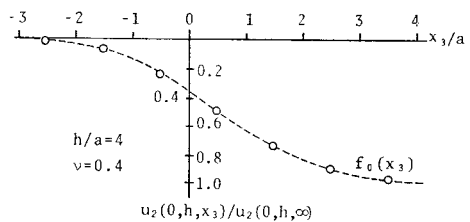


図-3 三次元弾性解析によるトンネル縦断沈下特性

で生じるものとする。そこで、図-3の曲線を $f_0(x_3)$ で表わし、トンネル横断面での二次元弾性解析によるトンネル直上の地表面沈下量 $u_2^\circ(x_1=0, x_2=h)$ を計算しておけば、上記縦断面内の任意点の地表面沈下量 $u_2(x_1=0, x_2=h, x_3)$ が

$$u_2(0, h, x_3) = u_2^\circ(0, h) f_0(x_3)$$

で与えられることは容易に理解される。

次に、地山を粘弾性体とし、その中に図-2のようなトンネルを瞬間的に掘削したとすれば、当然のことながら、地表面は経時的に沈下する。この場合、ポアソン比 ν は時間によらずほぼ一定であるという報告¹⁶⁾もあるので、以下 ν は経時的に変化しないとする。そうすれば、粘弾性地山におけるトンネル縦断面内の地表面の経時沈下量 $u_2(0, h, x_3; t)$ は、トンネル横断面についての二次元粘弾性解析による経時沈下量 $u_2^\circ(0, h; t)$ と前式の $f_0(x_3)$ を用いて、次式によって求められることになる¹⁷⁾。

$$u_2(0, h, x_3; t) = u_2^\circ(0, h; t) f_0(x_3) \dots\dots\dots (5)$$

また、面 x_2-x_3 に平行な任意の鉛直面内の地表面(以下これをトンネル平行地表面という。)の沈下量も、上と同様の手法で求めることができる。

次に、トンネルが一定の速度 V で掘進され、図-2に示す座標原点が切端とともに移動する場合を想定する。このように、境界が時間的に移動する場合には、Leeの示した対応原理¹⁸⁾は利用できないので、以下のようにして沈下量を算定する。

いま、図-2の沈下測定点 M で沈下を観測し始める時刻を基準 ($t_i=0$) にとれば、 $t_i=0$ の状態で切端が微小距離 Δx_3 だけ前進した直後の点 M の沈下量 u_2 は、式(5)から次のように表わされる。

$$u_2(x_1, h, \Delta x_3-l; t_i=0) = u_2^\circ(x_1, h; 0) \{f_M(\Delta x_3-l) - f_M(-l)\}$$

ここに、 l は、点 M が沈下し始めた時点において、切端中心上地表点と点 M との間の距離のトンネル軸方向成分、 f_M は弾性地山において、点 M を通るトンネル平行地表面沈下の無次元曲線である。このような状態が時間 Δt 続くと、沈下量 u_2 は

$$u_2(x_1, h, \Delta x_3-l; \Delta t) = u_2^\circ(x_1, h; \Delta t) \{f_M(\Delta x_3-l) - f_M(-l)\}$$

となり、さらに切端が Δx_3 進んだ直後の沈下量は $u_2(x_1, h, 2\Delta x_3-l; \Delta t) = u_2^\circ(x_1, h; \Delta t) \{f_M(\Delta x_3-l) - f_M(-l)\} + u_2^\circ(x_1, h; 0) \{f_M(2\Delta x_3-l) - f_M(\Delta x_3-l)\}$ となる。したがって、切端が $n\Delta x_3$ 前進し、時間が $(n-1)\Delta t$ 経過したときの沈下量は、次式で与えられる。

$$u_2(x_1, h, n\Delta x_3-l; (n-1)\Delta t) = u_2^\circ(x_1, h; (n-1)\Delta t) \{f_M(\Delta x_3-l)$$

$$- f_M(-l) + \dots\dots\dots + u_2^\circ(x_1, h; 0) \{f_M(n\Delta x_3-l) - f_M((n-1)\Delta x_3-l)\}$$

ここで、 $V = \Delta x_3 / \Delta t$ であるから、 $\Delta x_3 = V \Delta t$ を上式に代入し、 $\Delta t \rightarrow 0$ とすれば、点 M の沈下量は次式によって算定できる。

$$u_2(x_1, h; t_i) \equiv u_2\{x_1, h, x_3 = V(t_i - t_0); t_i\} = \int_0^{t_i} u_2^\circ(x_1, h; t_i - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} f_M\{V(\tau - t_0)\} d\tau \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 $t_0 = l/V$ であるが、上式の計算は、 t_i を n 個に区分 ($t_1=0, t_{n+1}=t_i$) し、次のように差分近似^{19), 20)} して行うことにする。

$$u_2(x_1, h; t_i) = u_2^\circ(x_1, h; 0) f_M\{V(t_{n+1} - t_0)\} - \frac{1}{2} \sum_{j=1}^n [f_M\{V(t_{j+1} - t_0)\} + f_M\{V(t_j - t_0)\}] \times \{u_2^\circ(x_1, h; t_{n+1} - t_{j+1}) - u_2^\circ(x_1, h; t_{n+1} - t_j)\} \dots\dots\dots (7)$$

要するに、三次元弾性解析により、点 M を通るトンネル平行地表面沈下について、無次元曲線 $f_M(x_3)$ を求めておけば、これとトンネル横断面内の二次元粘弾性解析の結果 $u_2^\circ(x_1, h; t)$ から、切端の位置および掘進速度を考慮した三次元粘弾性地山での経時沈下量が、式(7)によって求められるわけである。

ところで、弾性地山内に図-2のようなトンネルを掘削した場合について、切端からの距離 x_3 とトンネル横断面内の地表面沈下量との関係を式(4)によって求めると、図-4が得られ、この図の沈下曲線をそれぞれの最大沈下量で無次元化して示すと、図-5のようにな

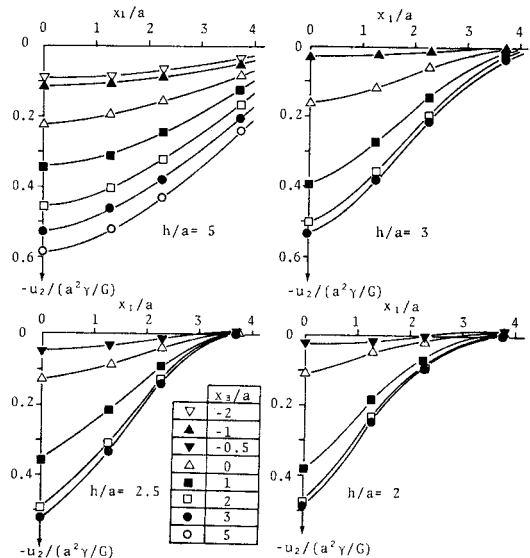
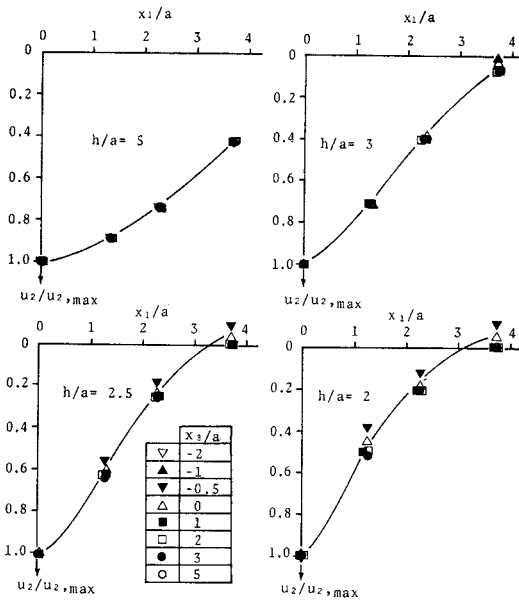


図-4 切端からの距離によるトンネル横断面内地表面沈下曲線 ($\nu=0.45$)



図一5 無次元化されたトンネル横断面内地表面沈下曲線 ($\nu=0.45$)

る。ただし、 τ は地山の単位重量を示す。これらの図から、切端の通過により、当然のことながら、沈下の絶対量は増加するが、沈下曲線の形状は、切端の位置にほとんど依存しないということができ、このことは現場実測の結果⁸⁾と一致する。したがって、 h/a が2以上の通常の場合には、式(7)の $f_M(x_3)$ の代わりに、トンネル軸を通る鉛直縦断面内の無次元沈下曲線 $f_0(x_3)$ を代用できることがわかる。

3. 沈下に及ぼすライニングの影響

これまで、トンネルが素掘であると仮定しているので、次に、ライニングの影響について考える。

図一2のように、粘弾性地山内にトンネルを瞬間的に掘削した場合、そのときの地表面およびトンネル境界の変位は、式(4)の第1式に対応原理を適用すれば、次のように表わされる。

$$\{u_j(x; t)\} = \phi(t) [\Gamma_{jk}(y, x)] \{p_k(x)\}, \quad (x, y \in S)$$

ここに、 $\phi(t)$ はせん断変形に関するクリープ関数、 Γ は座標とポアソン比の関数である。

次に、トンネルの掘削後、時間 t_a 経過して切端を含むトンネル境界をライニングにより完全に拘束し、さらにライニングと地山の間に間隙やすべりは生じないと仮定する。この仮定は、現実のトンネル工事の際に成立するとは思われないが、しかし、このような仮定のもとで、ライニング施工後の沈下およびライニングに作用す

る地圧がどうなるかを明らかにすることは、やはり有意義であると考えられる。

そこで、応力、変位およびマトリックスに対して、地表面とトンネル境界に対応してそれぞれ添字 G, T を付ければ、トンネル境界では変位が0であり、地表面では外力が作用しないから、上式を適用すれば、ライニング施工後の変位増分 Δu が次のように得られる¹⁹⁾。

$$\left. \begin{aligned} \left\{ \begin{aligned} \Delta u_G(t_i) \\ \Delta u_T(t_i) = 0 \end{aligned} \right\} &= \left[\begin{array}{cc} \Gamma_{G1} & \Gamma_{T1} \\ \Gamma_{G2} & \Gamma_{T2} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ \int_0^{t_i} \phi(t_i - \tau) \frac{\partial}{\partial \tau} p_T(\tau) d\tau \end{array} \right\} \\ &+ \left[\begin{array}{cc} \Gamma_{G1} & \Gamma_{T1} \\ \Gamma_{G2} & \Gamma_{T2} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ \Delta \phi(t_i) p_{0T} \end{array} \right\}, \end{aligned} \right\} \\ \Delta \phi(t_i) &= \phi(t_a + t_i) - \phi(t_a) \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (8)$$

ここに、 p_T はライニングに作用する地圧、 p_{0T} はトンネル掘削時に解放された応力、 t_i はライニングを施工した時刻を基準とした時間である。したがって、上式の右辺第1項は、地圧による変位を表わし、第2項は、もしライニングが施工されなければ、時間 t_a 以後に生じる変位を表わす。そこで、式(8)にラプラス変換

$$A^*(q) = \int_0^\infty A(t_i) \exp(-qt_i) dt_i$$

を施せば、

$$\left\{ \begin{array}{l} \Delta u_G^*(q) \\ 0 \end{array} \right\} = \left[\begin{array}{cc} \Gamma_{G1} & \Gamma_{T1} \\ \Gamma_{G2} & \Gamma_{T2} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ q\phi^*(q) p_T^*(q) \end{array} \right\} + \left[\begin{array}{cc} \Gamma_{G1} & \Gamma_{T1} \\ \Gamma_{G2} & \Gamma_{T2} \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ \Delta \phi^*(q) p_{0T} \end{array} \right\}$$

となり、この式は

$$\left. \begin{aligned} \Delta u_G^*(q) &= [\Gamma_{T1}] \{q\phi^*(q) p_T^*(q)\} \\ &+ [\Gamma_{T1}] \{\Delta \phi^*(q) p_{0T}\}, \\ \{0\} &= [\Gamma_{T2}] \{q\phi^*(q) p_T^*(q)\} \\ &+ [\Gamma_{T2}] \{\Delta \phi^*(q) p_{0T}\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

とも書けるので、上式の第2式を解けば、ライニングに作用する経時地圧が次のように求められる。

$$\left. \begin{aligned} \{p_T(t_i)\} &= W(t_i) \{p_{0T}\}, \\ W(t_i) &= -\mathcal{L}^{-1} \left(\frac{\Delta \phi^*(q)}{q\phi^*(q)} \right) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

ここに、 \mathcal{L}^{-1} はラプラス逆変換を示す。上式は、ライニングに作用する地圧が、ラプラス逆変換で表わされる時間パラメーター W と、トンネル掘削時に解放された応力 p_{0T} との積で表わされることを示す。次に、式(10)を式(9)の第1式に代入すると

$$\{\Delta u_G(t_i)\} = \{0\}$$

となる。この式は、トンネル掘削後、トンネル境界の変位をライニングで完全に拘束すれば、その後地表面に変位が生じないことを示しており、この結果は、ライニングの施工後、沈下の増分が急激に減少する、という現場の経験¹¹⁾とよく符合している。

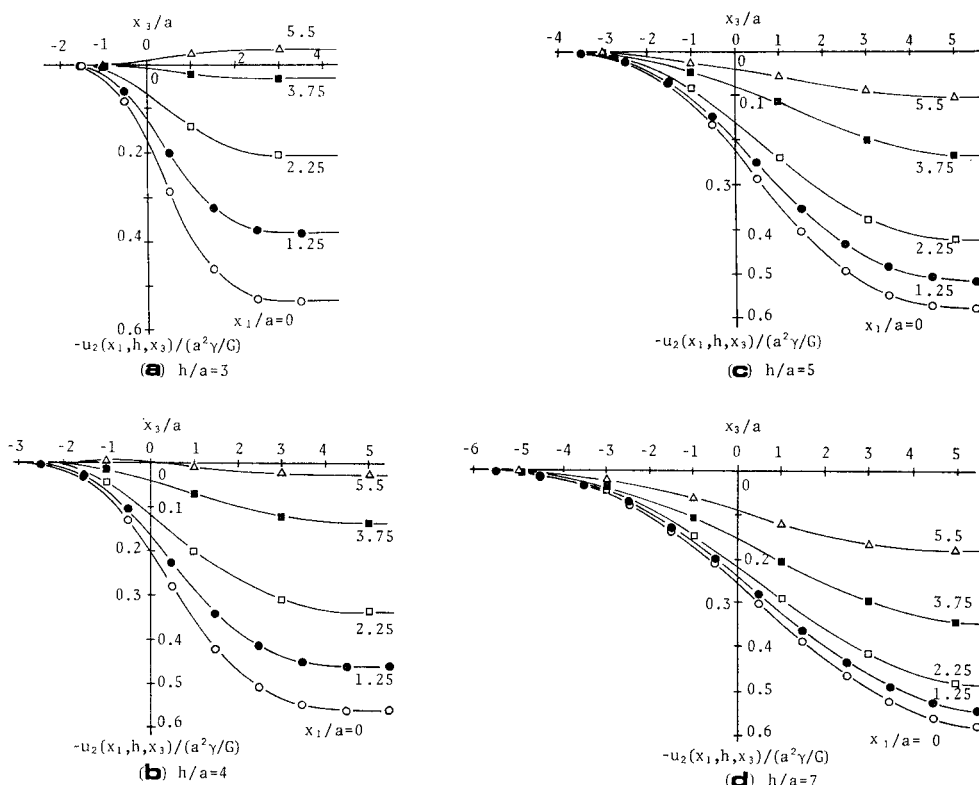


図-6 トンネル平行地表面沈下に及ぼす h/a の影響 ($\nu=0.45$)

4. 考 察

トンネルと地表面との幾何学的関係、地質特性および施工条件が地表面の沈下にかかる影響を与えるかについて、次に考察を加える²¹⁾。なお、解析はトンネル縦断面および切端後方 $x_3=6a$ でのトンネル横断面に対する2面対称問題として行われ、要素数は170(地表面108, トンネル62)である。

(1) 弾性地山の場合

図-6は、トンネルの中心から地表面までの距離 h とトンネル半径 a との比 h/a が、トンネル平行地表面沈下に及ぼす影響を示したもので、この図から明らかのように、トンネル縦断沈下曲線の勾配は、 h/a が小なるほど大となり、また縦断沈下の開始点から切端中心上地表点までの距離 l は、著しく h/a の影響を受けることがわかる。そこで、 l と h の関係を取り出して示すと、図-7のようになり、これから、そ

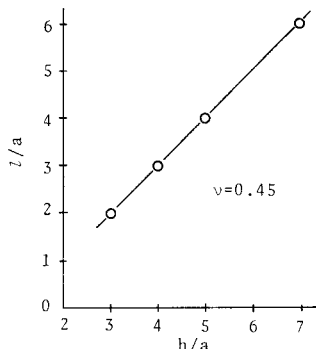


図-7 トンネル縦断沈下の沈下開始点から切端中心上地表点までの距離 l とトンネルの深さ h との関係

れらの間にはほぼ線形関係が存在し、先行沈下の生じる領域 l は、ほぼ土かぶり高さ $(h-a)$ に一致することがわかる。この関係は、現場実測の結果^{22), 23)}ともよく一致する。

図-8は、切端後方の平面ひずみ状態が成立する位置での横断沈下に h/a が及ぼす影響を示すもので、これによれば、最大沈下量はほとんど h/a の影響を受けないが、沈下の生じる領域は h/a が大なるほど広くなり、したがって、沈下曲線の勾配は h/a が

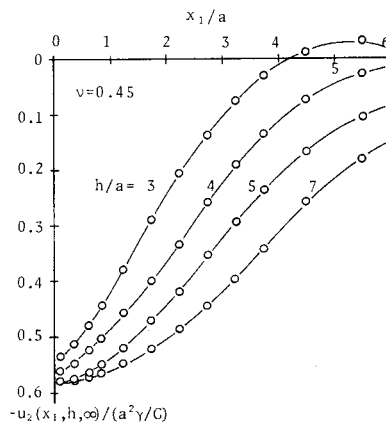


図-8 平面ひずみ状態におけるトンネル横断沈下に及ぼす h/a の影響

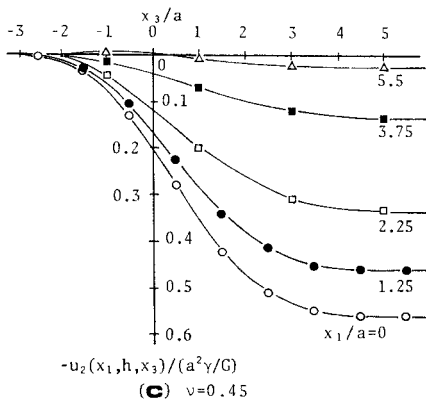
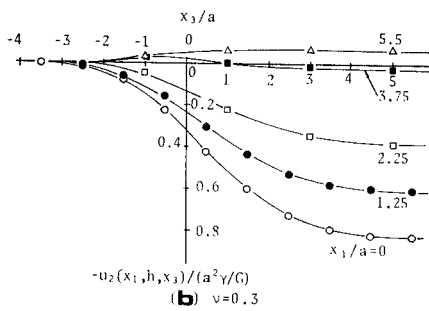
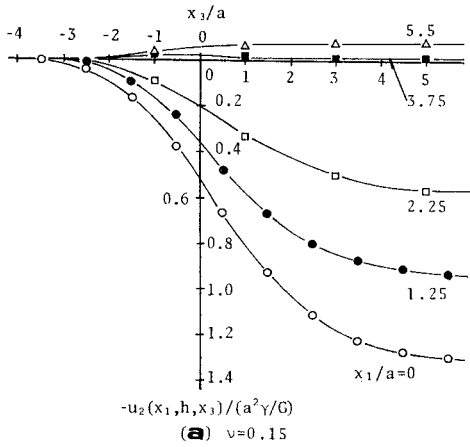


図-9 トンネル平行地表面沈下に及ぼすポアソン比 ν の影響 ($h/a=4$)

小なるほど大である。沈下による被害の多くは不等沈下に起因するので、 h/a が小なるほど、注意が必要となることがわかる。

図-9 と 10 は、それぞれトンネル平行地表面および平面ひずみ状態におけるトンネル横断地表面の沈下に及ぼすポアソン比 ν の影響を示す。これらの図から、 ν が小なるほど、縦断および横断沈下曲線の勾配が大であり、また最大沈下量も大となることがわかる。

(2) 粘弾性地山の場合

地山のクリープ関数は、多くの場合、対数関数 $\phi(t)$

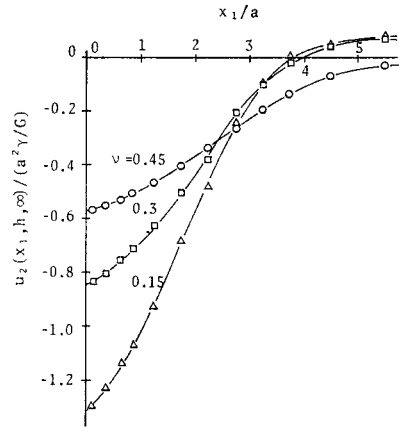


図-10 平面ひずみ状態におけるトンネル横断沈下に及ぼすポアソン比 ν の影響 ($h/a=4$)

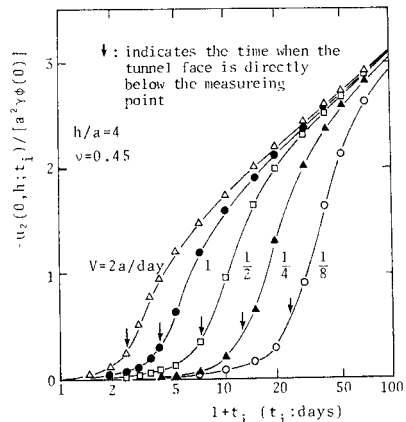


図-11 トンネル縦断地表面の経時沈下に及ぼすトンネル掘進速度 V の影響

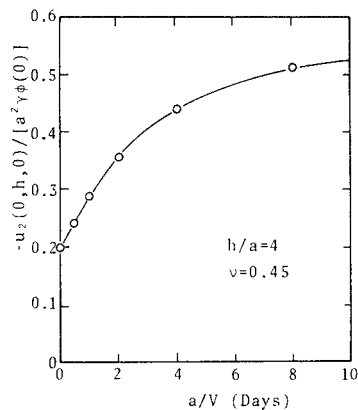


図-12 切端が測点直下に達したときの沈下量とトンネル掘進速度 V との関係

$= \alpha + \beta \cdot \ln(1+t)$, (t : 日) で表わされ、かつ、定数の比 β/α は 0.2 から 3 の範囲にある¹⁹⁾ ので、 $\beta/\alpha=1$ として、トンネル縦断地表面の経時沈下とトンネル掘進速度

V との関係を求め、その結果を示したのが 図-11 である。ここに、時間 t_i は、測点が沈下し始めた時点に基づいた時間であり、また図中の矢印は、測点直下に切端が達したことを示す。この図から、沈下開始後の同一時刻における沈下量は、 V が大なるほど大であり、またこのことは、沈下開始の初期において著しい。しかし、切端が測点直下に達したときの沈下量と V との関係を示すと、図-12 のとおりであって、 V が大なるほど沈下量は小になり、 $V \rightarrow \infty$ の場合には、弾性解析で得られる切端中心上地表点での沈下量(図-6(b)参照)に一致することがわかる。したがって、沈下量を小にするには、掘進速度を大にし、早期にトンネル内面変位を拘束すべきである、という現場の経験^{23),24)}にも、本解析結果は符合する。

5. 結 論

本研究は、弾性および粘弾性地山内にトンネルを掘削した場合の地表面沈下について、境界要素法による三次元解析の手法を示し、沈下に及ぼす施工条件、地質特性および幾何学的条件の影響を明らかにしたものである。したがって、本研究は、NATM におけるトンネルおよび地表面沈下の三次元解析にも応用することが可能であるが、今回得られた成果の概要は下記のごとくである。

まず、弾性地山の場合には、

(1) トンネルの中心から地表面までの距離 h と、トンネルの半径 a との比 h/a が、2 以上の場合には、最大沈下量は h/a の影響をあまり受けないが、トンネル縦断面内での沈下開始点から切端中心上地表点までの距離、およびトンネル横断面の沈下の生じる領域は、 h/a が大なるほど大となる。したがって、トンネル縦断および横断沈下曲線の勾配の最大値は、 h/a が大なるほど小である。

(2) ポアソン比が小なるほど、最大沈下量は大となり、トンネルの縦断および横断沈下曲線の勾配の最大値も大である。

(3) トンネル横断沈下曲線の形状は、 h/a が 2 以上であれば、その横断面と切端との間の距離によってあまり変化しない。

次に、粘弾性地山の場合には、

(1) トンネルを一定の速度 V で掘削する場合の地表任意点の経時沈下量は、三次元弾性解析によるトンネル縦断面内の無次元沈下曲線と、トンネル横断面に対する二次元粘弾性解析による経時沈下の値、との 2 つを用いて算定できる。

(2) トンネルの掘削後、任意時間経過して切端を含むトンネル境界の変位を完全に拘束すれば、その後地表

面沈下は生じない。

(3) トンネル縦断地表測点の沈下開始後、同一時刻における沈下量は、 V が大なるほど大であるが、切端と測点との間の距離が同一のときの沈下量は、 V が大なるほど小である。したがって、沈下量を小にするには、掘進速度を大にし、早期にトンネル内面の変位を拘束すればよい。

終わりに、本研究は大阪大学大学院学生、上田博之君の助力を得て行われたことを付記して、心から謝意を表す。

参 考 文 献

- 1) Atkinson, J.H. and D.M. Potts: Subsidence Above Shallow Tunnels in Soft Ground, ASCE, GT 4, April, pp. 307~325, 1977.
- 2) Peck, R.B.: Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mech. and Founda. Eng., State of the Art Volume, ISSMFE, Mexico, pp. 225~290, 1969.
- 3) Oteo, C.S. and J.F. Moya: Settlements Induced by a Tunnel in Miocene Soft Rocks of Madrid, Proc. 4th Int. Cong. on Rock Mech., ISRM, Switzerland, Vol. 1, pp. 715~722, 1979.
- 4) 新井 実・好井宏太郎・中村兵次: シールド外周地盤に対する有限要素法の活用例について, 土と基礎, 19-6, pp. 13~20, 1971.
- 5) 川本眺万・宮地克人・奥園 清・森本正孝: シールドトンネル掘削に伴う地表面沈下と振動特性について, 土と基礎, 20-3, pp. 15~22, 1972.
- 6) Barla, G. and M. Ottaviani: Stresses and Displacements Around Two Adjacent Circular Openings Near to the Ground Surface, Proc. 3rd Int. Cong. on Rock Mech., ISRM, Denver, Vol. 2, pp. 975~980, 1974.
- 7) 伊藤富雄・久武勝保: トンネル掘削による地表面沈下の解析, 第9回岩盤力学に関するシンポジウム, 土木学会, pp. 91~95, 1975.
- 8) Ito, T. and M. Hisatake: Surface Displacements Caused by Tunnel Driving in Anisotropic Viscoelastic Ground, Proc. 4th Int. Cong. on Rock Mech., ISRM, Switzerland, Vol. 1, pp. 677~684, 1979.
- 9) 島田隆夫・飯塚 全・高木盛男: トンネル掘削に伴う地層沈下と坑内土圧現象について, 鉄道技術研究報告, No. 756, 1971.
- 10) Hanya, T.: Ground Movements Due to Construction of Shield-Driven Tunnel, Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Founda. Eng., Case History Volume, ISSMFE, Tokyo, pp. 759~790, 1977.
- 11) Attewell, P.B. and I.W. Farmer: Ground Settlement Above Shield Driven Tunnels in Clay, Tunnel and Tunnelling, London, Vol. 7, No. 1, Jan., pp. 58~62, 1975.
- 12) Lachat, J.C. and J.O. Watson: Effective Numerical Treatment of Boundary Integral Equations; A Formulation for Three-Dimensional Elastostatics, Int. J. Numerical Methods in Eng., Vol. 10, pp. 991~1005, 1976.
- 13) Cruse, T.A.: Numerical Solutions in Three Dimensional Elastostatics, Int. J. Solids Structures, Vol. 5, pp. 1259~1274, 1969.

- 14) Watson, J.O. : Advanced Implementation of the Boundary Element Method for Two- and Three-Dimensional Elastostatics, Development in Boundary Element Method-1, Edited by Banerjee, P.K. and Butterfield, R., Applied Science Publishers, pp. 31~63, 1979.
 - 15) Ronken, R.E. and J. Ghaboussi : Tunnel Design Considerations; Analysis of Stresses and Deformations Around Advancing Tunnels, Technical Reports of Federal Railroad Administration, No. FRA OR & D 1584, 1975.
 - 16) 桜井春輔：地中構造物の力学的挙動に関する基礎的研究，名古屋大学学位請求論文，1975。
 - 17) 伊藤富雄・竹山 喬・久武勝保・中村雄二郎：シールドトンネル掘削による地表沈下の三次元解析，第16回土質工学研究発表会講演集，pp. 1569~1572, 1981。
 - 18) Lee, E.H. : Stress Analysis in Viscoelastic Bodies, Quart. Appl. Math., Vol. 13, No. 2, pp. 183~190, 1955.
 - 19) 伊藤富雄・久武勝保：粘弾性地山内の任意形状トンネル覆工に作用する地圧，土木学会論文報告集，第307号，pp. 51~57, 1981。
 - 20) 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.
 - 21) 伊藤富雄・久武勝保・上田博之：トンネル掘削による地表沈下の境界要素法による三次元解析，土木学会第36回年次学術講演会講演概要集，第3部，pp. 474~475, 1981。
 - 22) 石橋正徳・木村美知秋：トンネル掘削に伴う地山変位の測定法と実測例，土木技術資料，15-7, pp. 32~36, 1973。
 - 23) 森 麟：シールド工事における地表沈下の原因とその特徴，コンストラクション，第8巻8号，pp. 1~7, 1973。
 - 24) 宮下和夫：大都市周辺のアーストンネル掘削における諸問題に関する研究，鉄道技術研究報告，No. 768, 1971。
(1981.11.29・受付)
-