

京都大学防災研究所 正員 村山 朔郎
熊谷組 技術研究所 正員 ○ 藤本 徹

粘性土地山に掘削されたトンネルは、粘性土の流動に基づいて経時変化を伴う土圧、変形を生ずる。この分野においては、既に著者の一人および松岡、そして小田英一博士らの研究があり、また山岳トンネルにおいても岩盤の流動特性を考慮に入れた研究は多くある。そこで今回は施工段階を考慮に入れ、また地山、巻立の各部の応力、変形の状態も詳しく述べて粘性土地山に構築された巻立の設計および地山の安全性の検討の指針としたい。

まず粘性土の流動特性については著者の一人および柴田博士が提案した理論について簡単に述べる。図1の力学模型は1個のバネ（弾性係数 E_1 ）と下限降伏値 σ_0 に相当するスライダーを並列に加えた Modified Voigt 要素（弾性係数 E_2 、粘性係数 η_2 ）とを直列に組合せたものである。ここに Modified Voigt 要素と称するゆえんは、粘性係数 η_2 が単純なダッシュポットではなく(1)式で示される構造粘性性を表わすものとしたからである。

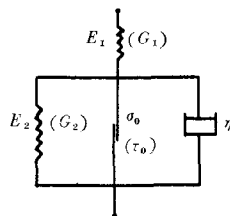


図 1

$$\eta_i = 1/A_i \sinh(B_i \sigma_i / \sigma - \sigma_0) \quad (1)$$

クリープ ($\sigma = \text{const}$) に対しては次の関係式をえる。

$$\left. \begin{aligned} E_t \epsilon_t &= E_\infty \epsilon_\infty & \epsilon_t &= \phi(t) \epsilon_\infty \\ \phi(t) &= a + b \log t & 0 < \phi(t) &\leq 1 \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

$$\therefore E_t = E_\infty / \phi(t)$$

次に応力緩和 ($\epsilon = \text{const}$) については次の如くである。

$$\left. \begin{aligned} \tau_t / G_t &= \tau_\infty / G_\infty & \tau_t &= \psi(t) \tau_\infty \\ \psi(t) &= a' - b' \log t & 0 < \psi(t) &\leq 1 \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

$$G_t = \psi(t) G_\infty$$

これらの関係を図2に示す。

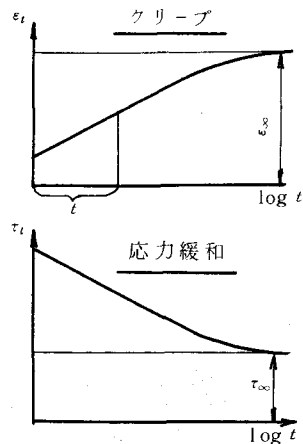


図 2

次にトンネル地山は施工段階において掘削直後は素掘状態であるからクリープを T 時間行い、次に覆工を施すと応力緩和の状態であるといえる。従って覆工を施したときの T 時間後の応力緩和の関係式においては

$$\psi(T') \phi(T) = 1 \quad (4)$$

なる関係より T に対して T' が対応する。従って (3) 式において覆工施工後 ΔT 時間に対応する弾性係数は次のように修正しなければならない。

$$G_{\Delta t} = \psi(T' + \Delta T) G_\infty \quad (5)$$

写真1はクリープの、写真2は応力緩和の実験装置について示してある。

次に地山および、覆工の解析については弾性理論に基き、双方共弾性体として取扱った。これには

Hauns Schmid, 谷本, 小田博士の研究があり, 今回は Hauns Schmid の理論を用いた。これによれば応力は応力関数 $F(r, \theta)$ を用いて次式のように示される。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 F}{\partial \theta^2} + 2wr \sin \theta \\ \sigma_\theta &= \frac{\partial^2 F}{\partial r^2} + 4wr \sin \theta \\ \tau_{r\theta} &= -\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial F}{\partial \theta} \right) - wr \cos \theta \end{aligned} \right\} (6)$$

坑口より遠く又斜面のない場所では平面歪状態であるから σ_z は次式で与えられる。

$$\sigma_z = (\sigma_x - \sigma_y) / \mu \quad (7)$$

又変位は応力を積分して

$$\left. \begin{aligned} \mu E \Delta r &= \int (\mu \sigma_r - \sigma_\theta - \sigma_z) dr + \Phi \\ \mu E \Delta \theta &= \int (\mu \sigma_\theta - \sigma_r - \sigma_z) d\theta \\ &= \int \left\{ \frac{1}{r} \int (\mu \sigma_r - \sigma_\theta - \sigma_z) dr \right\} \\ &\quad - \frac{1}{r} \int \Phi d\theta + R(r) \end{aligned} \right\} (8)$$

地山および巻立に対して応力関数は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} F &= a_0 \log r + b_0 r^2 - \frac{C_1}{2} r \theta \cos \theta + (d_1 r^3 + \frac{\gamma_1}{r} + \delta_1 r \log r) \sin \theta \\ &\quad + (a_2 r^2 + \frac{\alpha_2}{r^2} + \beta_2) \cos 2\theta \\ &\quad + (c_3 r^3 + \frac{\gamma_3}{r^3} + \frac{\delta_3}{r}) \sin 3\theta \end{aligned} \quad (9)$$

まず素掘円形トンネルにおいては境界条件としては

$$\left. \begin{aligned} r = \infty \text{ のとき} \quad \Delta r &= \Delta r^0 \quad \Delta \theta = \Delta \theta^0 \\ \theta = \frac{\pi}{2} \quad \Delta \theta &= 0 \\ r = \rho \quad \sigma_r &= -P_a \text{ (圧気圧)} \end{aligned} \right\} (10)$$

但し $\Delta r^0, \Delta \theta^0$ は地山にトンネルが掘削されないときの応力状態より導かれるものでこの場合の応力関数は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} F^0 &= -\frac{\sigma_1 H}{2} r^2 - \frac{\sigma_2 H}{2} r^2 \cos 2\theta + \frac{\gamma^3}{6} (\sigma_1 - \frac{\sigma_2}{2} - 4w) \sin \theta \\ &\quad + \frac{\sigma_2}{12} r^3 \sin 3\theta \end{aligned} \quad (11)$$

次に覆工を施した場合の境界条件としては覆工に対しては

$$r = \rho_i, \quad \sigma_r' = -P_a \text{ (圧気圧)} \quad \tau_{rt}' = 0 \quad (12)$$

次に地山に対しては

$$\left. \begin{aligned} r = \rho_m, \quad (\sigma_r)_A &= \sigma_r', \quad (\tau_{rt})_A = \tau_{rt}' \\ \Delta r' &= (\Delta r)_A - (\Delta r^0 + \Phi(T) \Delta r) \end{aligned} \right\} (13)$$

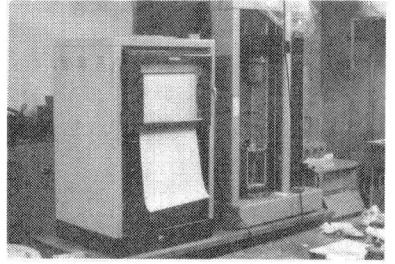
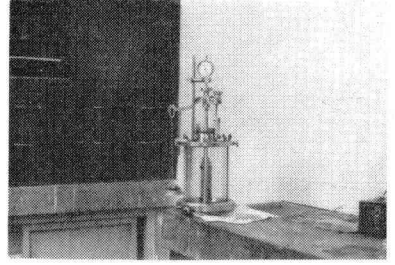


写真 1, 2

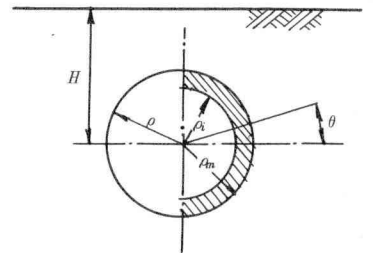


図 3

ここに $\phi(t)$ は (2) 式で与えられるものである。(12) 式の第 3 式の意味は、覆工の変形が生じる以前に、地山の自重による沈下と、素掘り期間中の流動に基く変形が既にあり、従って覆工の変形量は地山の変形量からこれらのものを差引いたものに等しいことを示している。

これらのプロセスよりトンネルの素掘り、および、覆工を施したときの各部の応力状態や変形量が求められるがこれに流動特性を加味するには (8) 式における E に前述の (2)(3) 式の E_t 、 G_t を代入することにより、また、(13) 式の $\phi(t)$ を与えることにより表わすことができる。

なお、各部の応力度は許容応力度内になくなくてはならず、特に地山内部においては主セリ断応力度が破壊強度に比べて安全な範囲でなければならない。すなわち主セリ断応力度は次式の 3 根より求めら

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= (\sigma_r + \sigma_t) / \mu \\ \sigma^3 - J_1 \sigma^2 - J_2 \sigma - J_3 &= 0 \\ J_1 &= \sigma_r + \sigma_t + \sigma_z, \quad J_2 = -(\sigma_r \sigma_t + \sigma_r \sigma_z + \sigma_t \sigma_z - \tau_{rt}^2) \\ J_3 &= \sigma_r \sigma_t \sigma_z - \sigma_z \tau_{rt}^2 \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

$$\text{れ, } \tau_1 = \frac{|\sigma_3 - \sigma_2|}{2}, \quad \tau_2 = \frac{|\sigma_1 - \sigma_3|}{2}, \quad \tau_3 = \frac{|\sigma_1 - \sigma_2|}{2} \quad (15)$$

もし地山内部の主セリ断応力度が破壊強度を超えると図 4 のごとく覆工の周囲には塑性領域が発生し、その外側に弾性領域が存在することとなり、この場合上記のごとき簡単な解法では解析が不可能となる。これについては目下研究中の興味ある問題で近く成果を発表する予定である。一般に土被が深く、大口径のトンネルでは後者の場合が多く、本研究のごとき破壊領域の存在しない場合は全く逆の状況に限られ、例えば水道管、ケーブルダクトのような場合に適用しえる。

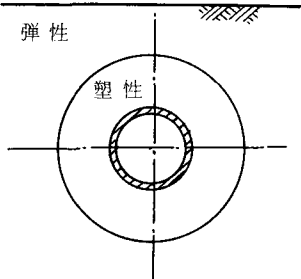


図 4

一例として下記の粘土試料，すなわち

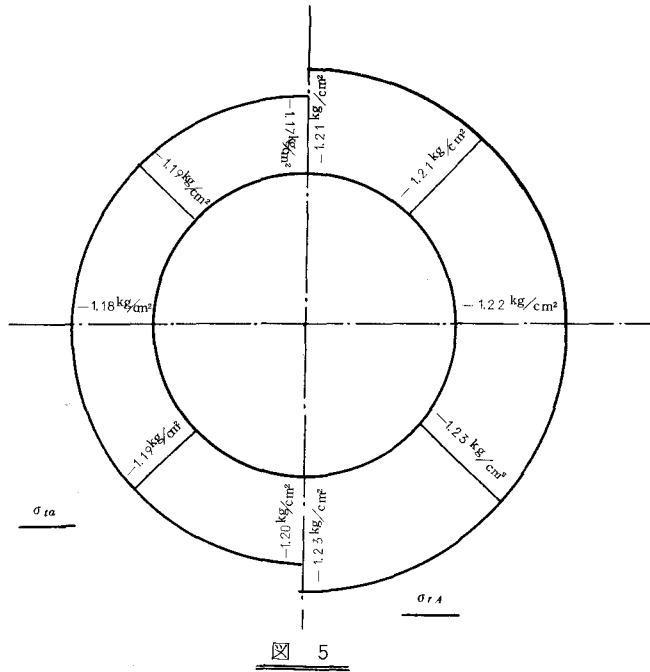
$$\begin{aligned} \phi(t) &= 0.228 + 1.411 \log et \\ \psi(t) &= 2.580 - 0.111 \log et \\ E_\infty &= 22.93 \text{ kg/cm}^2, \quad W = 1.738 \text{ t/m}^3, \quad \mu = 2.5 \end{aligned}$$

に対してトンネルの諸元

$$\begin{aligned} H &= 400 \text{ cm}, \quad \rho = \rho_m = 135 \text{ cm}, \quad \rho_i = 113.5, \quad E = 3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2 \\ \nu &= 3, \quad P_a = 0, \quad T = 2 \text{ 時間} \end{aligned}$$

に対して上述の理論に基き解析を行ったところ、覆工施工後の各部の経時変化は小さく顕著なものではなかった。これは T と T' の存在のために地山と覆工の弾性係数の比 ϵ にあまり大きな開きがなかったためである。もし $T = 0$ のとき、すなわち地山に覆工を貫入させたような状態のときには t がごく僅かの初期の状態において諸量に大きな経時変化が見られる。粘性土の経時変化におよぼす諸量は、流動性の他に吸水膨張があるがこれについては今後改めて考察を行いたい。また、実現場における諸量の変化は経験的に数 10 日のオーダーで行われ、これについては今後に残された興味ある問題である。

図 5 に上記諸元により計算されたトンネル外周に作用する最終 (T_∞ に対する) 土圧を示した。



参 考 文 献

Dr. Sc. techn, Hanns Schmid 「Statische Probleme des Tunnel- und Druckstollen-baus und ihre gegenseitigen Beziehungen」
 Berlin Verlag von Julius Springer 1926

村山朔郎, 柴田徹「粘土のレオロジー的特性について」 土木学会論文集第40号 (昭31.12)

村山朔郎 「粘土のレオロジー特性の確率論的考察」 材料, Vol 14 No. 139, APR 1965.