

大阪大学工学部 正員 伊藤蜀雄

大阪大学工学部 正員 久武勝保

鹿島建設 正員 高田俊久

1 はじめに 近年、地中構造物の建設が激増し、新しく建設される地中構造物と隣接して存在する既設構造物との相互作用によって、単一構造物の建設時には予想もされなかった土圧が生じてくることしばしばある。特にトンネルの様な長大な構造物の建設においてはたびたびこのような場面に遭遇する。本報告は新しく建設されるトンネルが既設トンネルによってどのような土圧の影響を受けるかを明らかにするために理論解析ならびに模型実験を行なったのでその結果を報告する。

2 土圧解析の概要

粘弾性体の挙動を支配するすべり方程式群をラプラス変換することより、変位で表わした基礎方程式は次のようになる。

$$\mathcal{L}^* \mathcal{U}^*(P, s) = 0 \quad (P \in D) \quad (1)$$

ここに*はラプラス変換を表わし、作用素 $\mathcal{L}^* = A_1^* \nabla^2 + A_2^* \nabla \nabla \cdot$,

A_i^* は粘弾性体の構成方程式

$$\varepsilon_{ij}^*(t) = \int_0^t J_1(t-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \sigma_{ij}^*(\tau) d\tau, \quad \varepsilon_{kk}^*(t) = \int_0^t J_2(t-\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \sigma_{kk}^*(\tau) d\tau \quad (2)$$

に表われる J_1, J_2 のラプラス変換したものの関数である。 $\mathcal{U}^*$ と式

$$(1) \text{ に対応した方程式 } \mathcal{L}^* \mathcal{U}^*(P, Q, s) = -\delta(P-Q) \quad (3)$$

(δ : デルタ関数) の解 $\mathcal{U}^*$ とに Betti の相互定理を用いることより

$$\mathcal{U}^*(P, s) F(P) = \int_S \{ \mathcal{U}^*(P, Q, s) N_j^* \mathcal{U}^*(P, s) - \mathcal{U}^*(P, s) N_j^* \mathcal{U}^*(P, Q, s) \} dS \quad (4)$$

なる積分関係式を得る。ここに $F(P) = 1 (P \in D), \frac{1}{2} (P \in S),$

$0 (P \notin S, P \notin D)$, N_j^* は応力ベクトルを与える作用素である。上式は境界 S 上において応力ベクトルあるいは変位ベクトルの一方が与えられると他方は求めらる

のであるが、今変位ベクトルが次式で与えられるように密度 $\mathcal{U}^*$ を求める問題に

帰着させる。 $\mathcal{U}^*(P, s) = \int_S \mathcal{U}^*(P, Q, s) \cdot \mathcal{U}^*(Q, s) dS \quad (5)$

明らかに式(5)は式(1)を満足し、式(5)をラプラス逆変換すると $\mathcal{U}(P, t) = \int_S \int_0^t M(P, Q, t-\tau) \cdot \frac{\partial}{\partial \tau} \mathcal{U}(Q, \tau) d\tau dS \quad (6)$

となる。たとえば三次元粘弾性体に対しては M は以下のごとく求めることができる。

$$M_{ijk} = \int_0^{t+\tau} \frac{J_1^*}{J_1^* + 2J_2^*} \{ (2J_1^* + 7J_2^*) \delta_{jk} + (2J_1^* + J_2^*) l_j l_k \} e^{-\tau} d\tau / (8\pi^2 \tau^2) \quad (\delta_{jk}: \text{クロネッカーのデルタ}) \quad (7)$$

地山のポアソン比 ν の時間的変化は覆工土圧におよぼす影響を与えないことがわかってい

るので、いま ν と時間的に一定とすれば式(6)は変数分離形 $\mathcal{U}(P, t) = \int_S \int_0^t J_1(t-\tau) R(P, Q) \cdot \frac{\partial}{\partial \tau} \mathcal{U}(Q, \tau) d\tau dS \quad (8)$

となり、この場合密度と応力ベクトルとの間には次の関係が成立する。

$$\mathcal{U}(P, t) = -\frac{1}{2} \mathcal{U}(P, t) + \int_S \mathcal{U}(P, Q) \cdot \mathcal{U}(Q, t) dS \quad (9)$$

ここに、三次元の場合における $\mathcal{U}$ は次のように表わされる。

$$\mathcal{U}_{ijk} = [-\partial \tau / \partial \tau \{ (1-2\nu) \delta_{jk} + 3l_j l_k \} - (1-2\nu) \{ m_k l_j - m_j l_k \}] / \{ 8\pi (1-\nu) \tau^2 \} \quad (10)$$

今、Fig.(2)に示されるごとく空洞 S_a の近くに新たな空洞 S_b を開削すれば、密度 $\mathcal{U}$ は次の面式を満足しなければならない。

$$-\frac{1}{2} \mathcal{U}(y_0) + \int_{S_a} \mathcal{U}(y_0, \tau) \cdot \mathcal{U}(z) dS = 0, \quad -\frac{1}{2} \mathcal{U}(x_0) + \int_{S_b} \mathcal{U}(x_0, \tau) \cdot \mathcal{U}(z) dS = \mathcal{U}(x_0) \quad (11)$$

空洞を開削してから t_0 時間後に S_b 上に構造物を構築する。ここで構造物の剛性は地山のそれと比較して十分大

きく、かつ境界上においてすべりが生じないものとすれば、構築後においては次式が成立しなければならない。

$$-\frac{1}{2} \mathcal{U}(y_0) + \int_{S_a} \mathcal{U}(y_0, \tau) \cdot \mathcal{U}(z) dS = 0, \quad \int_{S_b} \mathcal{U}(x_0, \tau) \cdot \mathcal{U}(z) dS + \int_{S_b} \int_0^{t-t_0} J_1(t-t-\tau) R(x_0, z) \cdot \frac{\partial}{\partial \tau} \mathcal{U}(z, \tau) d\tau dS = 0 \quad (12)$$

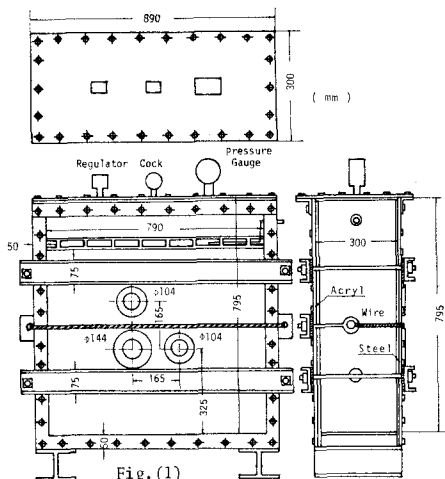


Fig. (1) 模型本体

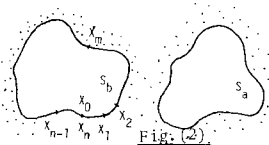


Fig. (2)

ここに、 $\bar{J}_1(t_i) = J_1(t_i + t_0) - J_1(t_0)$ 、 $t_i = t - t_0$ 。式(12)を解いて次式を得る。

$$\Psi(P, t_i) = -Q(t_i) \Psi_0(P) \quad \left\{ Q(t_i) = \int_{t_0}^{t_0+t_i} \frac{1}{J_1(\tau)} e^{\frac{1}{J_1(\tau)}} d\tau / (2\pi i) \right\} \quad (13)$$

$$\Psi(x_0, t_i) = -Q(t_i) \left\{ -\frac{1}{2} \Psi_0(x_0) + \int_{S_0} T(x_0, \xi) \Psi_0(\xi) dS \right\} = -Q(t_i) \Psi_0(x_0) \quad (14)$$

となる。 $\Psi_0(x_0)$ は S_0 上に作用させた外力バクトルで既知量であり、これより土圧は求められる。

3. 実験装置および方法

本実験装置の主要要素は模型本体

(Fig.1), 圧密装置, 掘削装置および土圧計付覆工である。まず模型本体に $\angle$ 以上の含水比で十分攪拌したクラウンクレイを打設して圧密する。圧密終了後アクリル板およびテフロン加工を施してある鉄板をはずし、壁面摩擦を切るためにシリコンオイルを塗っておく。また初期応力の測定と摩擦の影響を考慮するため土中に土圧計を埋設しておく。所定の上載圧力の下でまず円形トンネルを開削しトンネルの変形が終了した後、それに近接して正方形トンネルを掘削する。掘削終了後たばるに再度掘削装置を挿入して弾性的変位を取り除き、すぐ土圧計付覆工を挿入し土圧の計測を開始した。

4. 実験結果と解析例

粘土試料のクリープ特性は実験終了後模型本体から供試体を取り出しN.G.I型3軸圧縮試験機を用いて一軸クリープテストを行なって求めた。解析に必要なクリープ特性はクリープ関数の絶対量だけでなく無次元量であることより $t \rightarrow \infty$ における値で無次元化してFig.3に示す。ただし $\rho(t) = J_1(t)$ 。

Fig.4は最大覆工土圧の実測値と理論値とを、また

Fig.5は覆工の上部および下部における経時土圧を示している。これら実測値と理論値との比較によりほぼ本理論の妥当性が確信されたので、双設トンネルおよび直交トンネルの覆工土圧に対して本理論を適用したのがFig.6, 7である。双設トンネルにおいては最大主応力方向にトンネル位置を定める方が新トンネル覆工に作用する垂直応力が非常に緩和されることが理解される。その他の実験結果および

解析例は講演当日に述べる。

5. 参考文献 伊藤・久武:

粘弾性地山中に構築した任意形状構造物に作用する圧力について、土木学会30回

年次大会講演要旨集第3部 PP. 253 ~ 254. 直交トンネルの覆工土圧

Fig. (7)

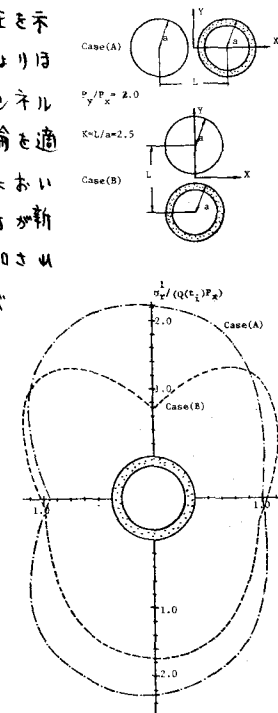
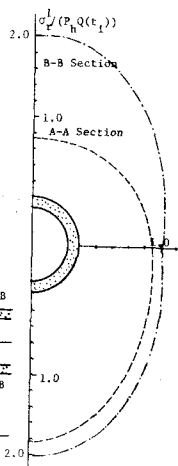


Fig. (6)

双設トンネルの覆工土圧

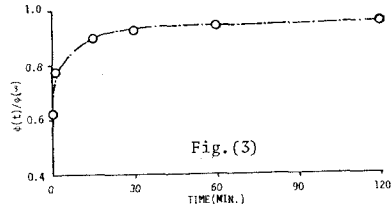


Fig. (3) 試料のクリープ特性

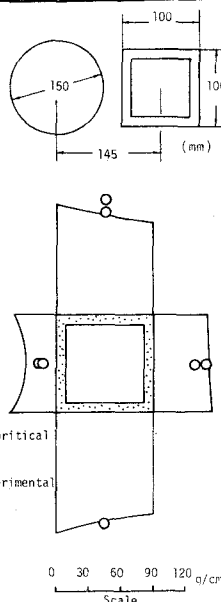


Fig. (4) 最大覆工土圧

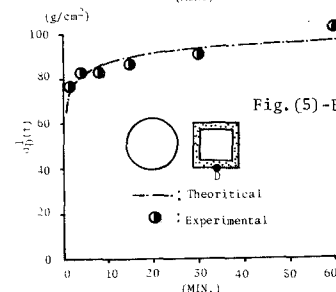
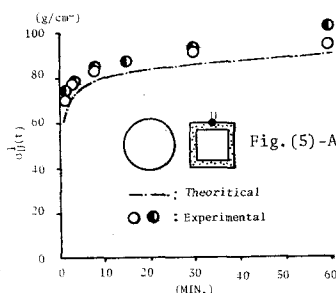


Fig. (5) 上部および下部の経時土圧