

大阪大学工学部 正員 伊藤 富雄

同上 正員 ○久 武 勝 保

① はじめに

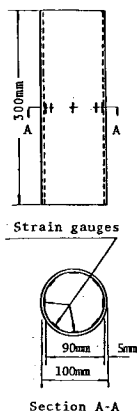
既設トンネルに近接して新設トンネルを施工すれば、既設覆工に作用していた地圧や応力が変化するので、その覆工に被害が生じないように、両トンネルを適当に隔離しなければならない。本研究は、粘弾性地山内の新設トンネルが、それに平行な既設トンネルの覆工応力に与える影響を明らかにしようとするものである。

② 解析手法

本研究では、材料の不均質性や複雑な境界条件を取り扱える有限要素法と、無限遠での境界条件を満足する積分方程式法とを融合した融合解析法^{1),2)}を用いて解析を行う。また、既設トンネルの覆工応力は、両トンネルの施工過程を考慮した解析手順³⁾により求められる。そして、粘弾性解析では、弾性体と粘弾性体との間に成立する対応原理⁴⁾を利用するが、対応原理におけるラプラス逆変換については、ShaperyのDirect Method⁵⁾を適用する。ただし、覆工は弾性体とし、覆工と地山の間に間げきやすべりはないとする。

③ 模型実験

前記解析手順及び粘弾性解析の適合性を検証するために、実験を行った。なお、実験装置及び地盤の作成については、既に報告した⁶⁾ので省略する。実験手順としては、まず、直径10cmの円形トンネルを掘削し、それによる変位の出現が終アれたのち、トンネル内に図-1に示す覆工を挿入する。ついで、既設トンネルから中心間隔16.5cm左に離して、これに平行に直径10cmの円形トンネルを掘削し、それを素掘状態にして既設覆工内面の歪を測定し、応力を求める。実験と



Section A-A

実験用覆工用いた覆工の弾性定数 E_1 とポアソン比 ν_1 は、それぞれ3750MN/m²と0.38、実験中の上載荷重は25kN/m²、地盤の単位重量は16kN/m³であり、地盤のクリープ特性は、地盤から供試体を採取し、Nギ型3軸圧縮試験機でクリープ試験を行って求め、その結果を図-2に示す。これら、せん断応力を異にする実験結果から、せん断変形に関するクリープ関数 $\phi(t)$ を次式のように推定する。

$$\phi(t) = 0.50 + 0.12 \ln(1+t) \quad \text{m}^2/\text{MN}, \quad (t: \text{秒})$$

この式の与える直線も図-2に示してあるが、これを見ると、上記クリープ関数は供試地盤のクリープ特性をよく表わしていると思われる。図-3は、新設

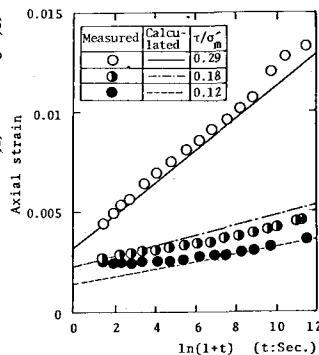
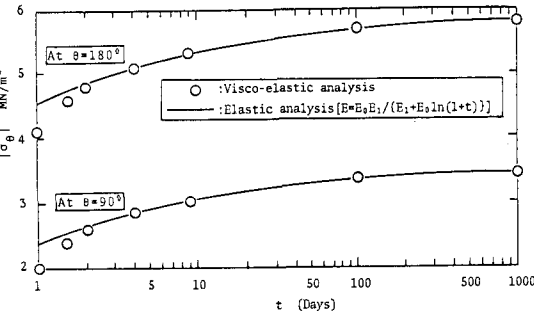


図-2. 供試地盤のクリープ特性

トンネル掘削後10

秒経過した時点について、実験結果と本粘弾性解析による結果を対比して示したものである。ただし、実験が有限領域で行わ

れたので、解析は有限要素法で行い



$$\phi_0(t) = 1/E_0 + 1/E_1 \ln(1+t), \quad t: \text{days}, \quad E_0 = 3380 \text{ MN/m}^2, \quad E_1 = 2600 \text{ MN/m}^2, \quad \nu = 0.3, \\ \sigma_0 = \sigma_h = 1 \text{ MN/m}^2, \quad E_2 = 20,000 \text{ MN/m}^2, \quad h = 40 \text{ cm}, \quad D_1 = D_2 = 8 \text{ m}, \quad L = 12 \text{ m}, \quad \nu_2 = 0.15.$$

図-4. 粘弾性地山における覆工応力の経時変化

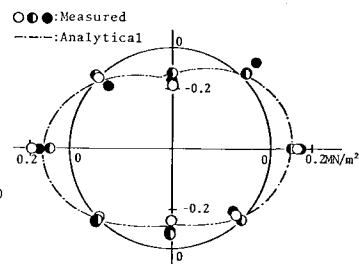


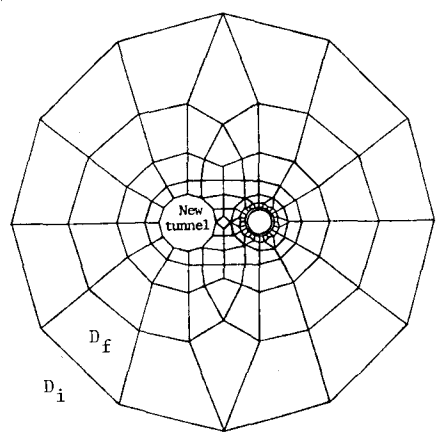
図-3. 実験結果と解析結果の比較

供試地盤のポアソン比は、地盤が飽和状態であることからの49と仮定する。四-3からわかるように、3回行った実験の結果はばらつきが少く、解析結果とよく合致している。したがって、[2]で述べた解析手順及び粘弾性解析手法の妥当性が実験的に立証されたと考えらる。

④ 考察

地山のクリープ関数は多くの場合、対数関数で表わされるので、クリープ関数が対数関数で表わされる地山について、既設覆工内面の円周方向垂直応力 σ_θ の経時変化を融合解析法により求め、その結果を図-4に示す。ただし、解析における有限要素領域 D_f 及びその外側の積分方程式領域 D_i は、図-5のごとくであり、トンネル及び地山の初期応力の関係は図-6に示すとおりである。また、時間 t は新設トンネル掘削後の時間であり、クリープ関数 $\phi(t)$ は縦ひずみに対するもので次式で与え、定数 E_0, E_1 としては、著者が実際の地山についてすでに求めた値²⁾を採用する。 $\phi(t) = 1/E_0 + \ln(1+t)/E_1$ (t : 日)

図-4から、粘弾性地山では、当然のことながら、 σ_θ の絶対値は経時的に増大することがわかる。また、同図の実線は、地山を弾性体と仮定し、その弾性定数 E を次式によって $\phi(t)$ に対応させ、経時的に変化させて求めた弾性解析の結果である。



$$E = 1/\phi(t) = E_0 E_1 / \{ E_1 + E_0 \ln(1+t) \}$$

これより、粘弾性解析と弾性解析の結果の間には当初やや差を生じるが、時日の経過とともに、両者はほぼ一致することがわかる。ところで、既設覆工に被害を与えない安全なトンネル中心間隔を求めるという工学的な立場からすれば、覆工応力の経時的な変化を知るよりも、その終極的な最大値を求めることが重要である。しかるに、図-4に示すように、その最大応力は長期間経過後に生じ、しかも、時日の経過とともに、弾性解析と粘弾性解析の結果は一致してくるから、たとえ地山が粘弾性体であっても、多大の計算時間と経費がかかる粘弾性解析を行う必要はなく、上記のような弾性解析により、覆工の最大応力と安全な中心間隔を求めればよい。したがって、上式の E を用いれば、著者がすでに求めた弾性地山の結果²⁾を利用できるわけである。図-7は、既設覆工の内径 D_0 の $\theta = 0^\circ$ における変化量 ΔD_0 と、覆工の最大引張応力 $\sigma_{t,max}$ との関係を示したものである。これから、図示の範囲内では、両者の間には両対数紙上でほぼ直線的な関係が認めらる。したがって、同図を利用すれば、新設トンネルの工事中及び工事完了後における ΔD_0 の測定値から、 $\sigma_{t,max}$ を推定して覆工の安全性を検討したり、覆工の危険を予知して安全策をとることができる。

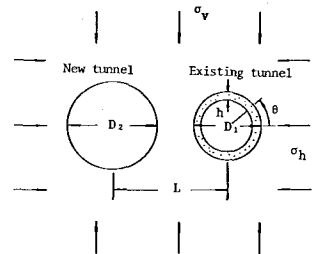


図-5. 有限要素領域 D_f と積分方程式領域 D_i

図-6. トンネルと初期応力の関係

参考文献: (1) 伊藤・久武, 土木学会誌 33 四年講, Vol. 3. (2) 伊藤・久武, 土木学会論文報告集投稿中. (3) 伊藤・久武, 土木学会誌 34 四年講, Vol. 3. (4) Lee, E. H., Quart. Appl. Mech., 1955. (5) Shapery, R. A., Proc. 4th U.S. Nation. Cong. Appl. Mech., 1962. (6) 伊藤・久武, 第 22 回土質工学シンポ., 1977. (7) Ito, T. and M. Hisatake, Proc. 4th Int. Cong. Rock Mech., 1979.

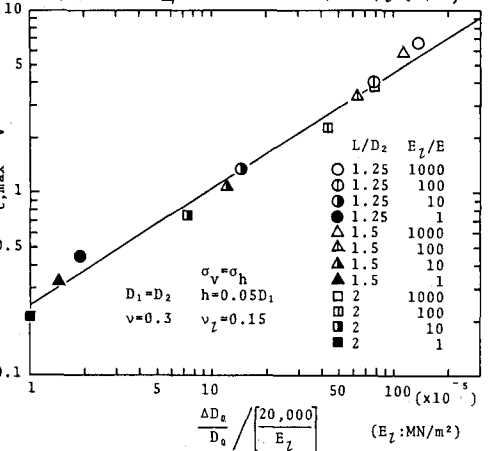


図-7. 最大引張応力 $\sigma_{t,max}$ と覆工内径変化量 ΔD_0 の関係