

(19) 押し出し性地盤のトンネルにおける孔内載荷試験と解析例

長崎県臨海開発局
南九州トンネル研究所
日本国土開発技術部
同上

湯 浅 康 生
天 本 初 良
岩 崎 秀 一
中 村 哲 也

1. は じ め に

トンネル掘削時において、地山変位は、掘削後の時間の経過とともに変化する。この変化の程度は、地山の初期応力や地山強度・物性に直接関係している。この地山挙動をトンネル掘削前にあらかじめ推定できれば、適切な支保工・覆工の設計や施工法の検討が可能であり、より安全で経済的な施工を行うことができる。しかし、現状では、解析に用いるプログラムの精度や事前に地山物性を把握するための試験方法等に問題があり、非常に困難なものとなつてゐる。特にトンネル掘削時に大きな変位が生ずるような地山は、構造作用を強く受けたり、亀裂や片理が著しく発達したり、粘土等の弱層を介在していることが多く、コアサンプルが得られない場合が多い。これらの問題を解決する1つのアプローチとして、筆者らは、孔内で小口径のピストンを孔壁に載荷させる試験結果から岩盤物性を決定し、粘弾塑性を考慮した有限要素法を用いてトンネル掘削時の解析を行い、地山挙動の把握を試みている。

ここでは、掘削中に大きな押し出し現象が観察されたトンネルを対象として、孔内載荷試験を行い、その結果を用いて行つた導坑掘削解析や上半掘削時の地山挙動解析について記述し、さらに施工管理のためトンネル内で行つてゐる計測結果との比較検討結果についても報告する。

2. 地質および施工概要

今回対象としたトンネルは、長崎市の北西部に位置する仮称鳴鼓トンネル(延長900m)である。トンネル掘削部のほとんどは、黒雲母片岩に覆われており、褶曲と断層のため場所により岩盤の性状が著しく変化する。特に、坑口から100m以深は、陥没運動に伴う大規模な断層破碎粘土帯が続き、かなり劣化した岩質部を含んでいる。

トンネルの構造図を図-1に示す。トンネルは、側壁導坑先進上部半断面工法で掘削され、導坑掘削時に大きな押し出し現象が観察された。この押し出し現象は、土被り高さが $H=60\text{m}$ から 130m と急激に増加する区間から発生し始めている。地山の内空変位量は、トンネル掘削後の時間の経過とともに増加し、1ヶ月後には60cm程度に達する区間もあり、変形が大きい区間では、縫い返しを行つてゐる状況である。

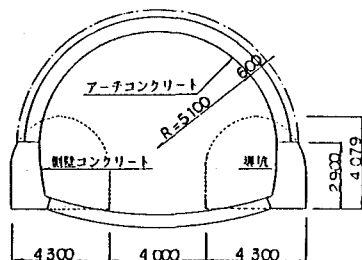


図-1. トンネル構造図

3. 孔内載荷試験

本現場の黒雲母片岩地帯では、コアサンプルの採取は困難であつたため、孔内載荷試験から地山強度および地山物性の測定を行つた。測定に用いた試験装置は、P-100とよばれ、 $\phi 19\text{mm}$ の載荷ピストンを8本持ち、ボーリング孔内でこのピストンを4方向に貫入させ、地山物性を測定するものである。¹⁾

載荷試験用のボーリングは、導坑から水平および鉛直方向に各1本ずつ10m掘削し、0.5m毎に載荷試験を行つた。図-2にP-100で求めた一軸圧縮強度に相当する地山強度 P_y の深度毎の分布

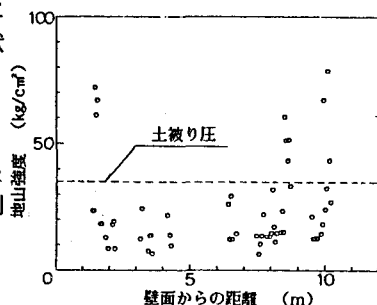


図-2. 地盤強度の深度分布

図を示し、土被り高さを $H=130\text{m}$ 、地山の単位体積重量を $\gamma t=2.7\text{t/m}^3$ とした場合の土被り圧($\gamma t \cdot H$)を破線で示す。このように地山強度比($P_y / \gamma t \cdot H$)は、1.0を下回る箇所が多く、押し出し現象の原因は、地山強度不足による塑性変形であることが推定された。

4. 解析

時間とともに変化する地盤挙動を地盤の粘弾塑性を考慮した有限要素法を用いて解析した。

4.1 解析モデル

図-3には、地盤の構成モデルを示す。このモデルの特徴は、次のようである。

- (1) 地山応力を等方応力 σ_m とせん断応力 τ_0 に分けて表現し、それぞれの挙動を表わす構成成分を持っている。
- (2) せん断応力成分として、地山応力が地山強度を越えた場合には、スライダとダッシュポットで構成される粘塑性成分が働く。
- (3) 地山のせん断強度 K_0 は、次式で示すように等方応力の関数として表わす。

$$K_0 = K_0^A + (K_0^B - K_0^A) \times (1 - \exp(-\alpha \cdot \sigma_m))$$

K_0^A ; $\sigma_m = 0$ でのせん断強度

K_0^B ; $\sigma_m = \infty$ //

α ; 曲線の形を表わす係数

4.2 解析手順

地盤挙動解析においては、物性係数の決定が最も重要な作業となる。物性係数は、一般に室内試験から決定されるが、当地盤では、コアサンプルが得られないため、次のような手順で物性係数を決定し、地盤挙動の予測を行った。

- (1) 孔内载荷試験の载荷シミュレーションから物性係数を決定
- (2) 導坑掘削の解析結果と実測値との比較による物性係数の検討
- (3) 上記で求めた物性係数を用いた上半掘削時の地盤挙動解析

4.2.1 孔内载荷試験結果の解析

孔内载荷試験のクリープ载荷試験結果を上記の有限要素法を用いて解析し、地山物性の決定を行った。図-4に解析モデルを示す。解析モデルは $\phi 19\text{mm}$ の载荷ピストンと地山で構成された軸対称構造である。解析は、ピストン上部から一定荷重 P を载荷し、各タイムステップ毎の変位量を計算した。

クリープ試験は、载荷重 $P = 152\text{kg/cm}^2$ 、 $P = 340\text{kg/cm}^2$ 、 $P = 540\text{kg/cm}^2$ の3段階で行われ、载荷時間は、1～8分間程度であった。物性係数は、変位-時間曲線に一致させるようにシミュレーションを行い以下の手順に従い決定された。

- ① 载荷重($P = 152\text{kg/cm}^2$)の変位曲線を用いて、粘弾性係数(G_2 、 V_2)を決定する。

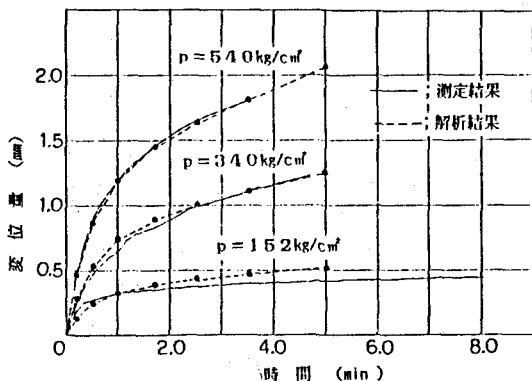


図-6. クリープ载荷試験

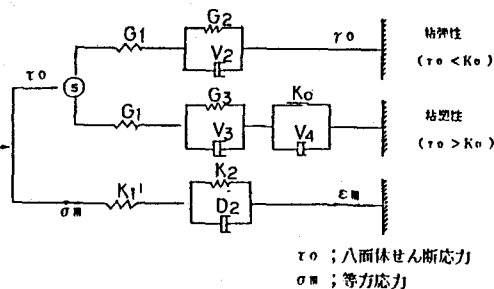


図-3. 構成モデル

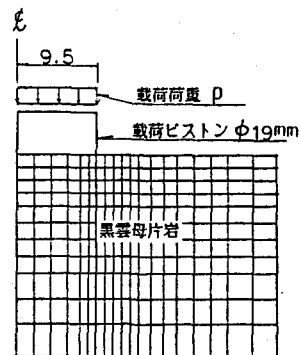


図-4. 解析モデル

係数	記号	単位	物性値
せん断弾性係数	G_1	U/m^2	4.0×10^5
体積弾性係数	K_1	"	8.75×10^5
粘弾性係数 ($\tau_0 < K_0$)	G_2	"	1.6×10^4
"	V_2	$\text{U/m}^2 \text{ day}$	$4.2 (1.0 \times 10^5)$
" ($\tau_0 > K_0$)	G_3	U/m^2	1.5×10^4
"	V_3	$\text{U/m}^2 \text{ day}$	$4.2 (1.0 \times 10^5)$
粘塑性係数	V_4	"	$48. (1.1 \times 10^3)$
せん断強度	K_0^A	U/m^2	10.0
"	K_0^B	"	450.0
"	α	$1/\text{U/m}^2$	0.001

(注) ①内は、トンネル掘削解析時の物性係数

表-1. 物性係数一覧表

② 載荷重 ($P=340\text{ kg/cm}^2$) の変位曲線を用いて、粘塑性係数 (V_4) および地山強度 (K_0, K_8, α) を決定する。

③ 載荷重 ($P=540\text{ kg/cm}^2$) の変位曲線を用いて粘塑性係数や地山強度の妥当性を検討する。

低い載荷重では、変位-時間曲線に粘塑性の影響が少ないため、①の手順では、粘塑性を無視して解析を行った。載荷重が大きくなると粘塑性による変位が大きくなり、その大きさには粘塑性係数および強度の両方が関係する。したがって、これらの係数の決定には2つの高い載荷重の実測値を用いた。また α は、地盤強度の包絡線が、直線になるように仮定した。このようにして求めた各載荷重における変位-時間曲線を実測値と比較して図-5に示す。表-1にはここで決定した物性係数の一覧を示す。

4. 2. 2 導坑掘削解析

上記で求めた物性係数を用いて、導坑掘削の解析を行い、物性係数の妥当性を検討した。トンネルの土被り高さは、 $H=130\text{ m}$ とし、地山の初期応力は、静水圧分布とした。

孔内載荷試験結果の解析で求めた物性係数の中で、導坑掘削時には、粘性係数 (V_2, V_3, V_4) の修正の必要があった。これは、孔内載荷試験のクリープ試験が5分程度と短かく、実際の測定が10日～30日と長いことによる差であると推定される。表-1の()内には、修正した粘性係数を示す。

地山内に打ち込まれたボルト間の移動量を測定した地山内空変位の実測値と解析結果を図-6に示す。地山内空変位は、1ヶ月後もまだ進行状態であり、さらに長期間にわたる掘削解析を行うことにより、長期間の地山変位の予測・地山の安定の検討を行うことができる。

4. 2. 3 上半掘削解析

上記のようにして決定された物性係数を用いて、上半掘削時の地盤挙動の解析を行った。ここでは、上半掘削時に素掘りで掘削した場合と掘削後3日目に一次覆工を施工した場合の2例について解析を行った。一次覆工は、掘削後1日で施工されるが、地山との挙動の一体化やコンクリートの硬化過程での剛性の変化を考慮して、掘削後3日目で効果を発揮するものと仮定した。

コンクリートの有効厚さ $t = 15\text{ cm}$

コンクリートのヤング係数

$$E_c = 2.4 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

支保工のサイズ・ピッチ

$$H-200 \quad @75\text{ cm}$$

支保工のヤング係数

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

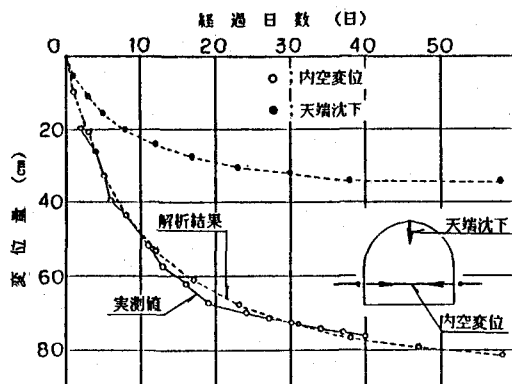


図-6. 地山内空変位 (導坑掘削)

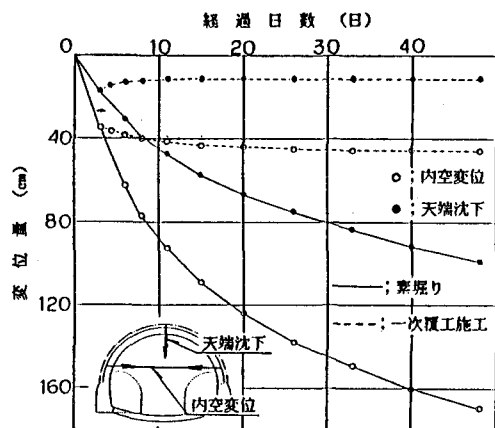


図-7. 内空変位 (上半掘削)

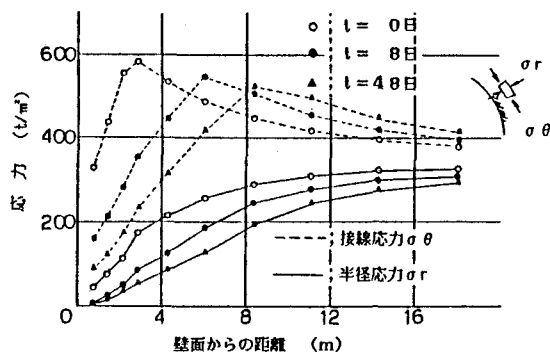


図-8. 地山の応力分布

解析結果の内空変位-時間曲線を図-7に示す。素掘り状態においては、1ヶ月を過ぎても変位は収束しないが、一次覆工を施工した場合の内空変位量は10日後にほぼ収束し、一次覆工の効果が明瞭にわかる。図-8には、地山の応力分布の時間的変化をトンネル壁面からの距離毎に表わす。地山の接線方向の応力 σ_θ のピーク値は、時間の経過とともに地山の深部に向って移動し、塑性領域が徐々に拡がっていく過程がわかる。図-9にも $t=48$ 日後の塑性領域の大きさを示す。このように一次覆工を施工することにより、塑性領域の拡大および内空変位量の増大を防止することができる。

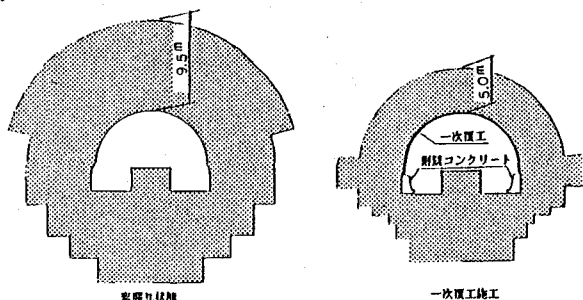


図-9. 塑性領域

4.3 実測値との比較

図-10には、一次覆工施工後の内空変位量の解析結果と実測値を示す。測定は、地山内に打ち込んだボルトと支保工に取付けたボルト間の2ヶ所について行った。実測値は、解析結果より小さな値を示しており、まだ収束傾向は示していない。これは、計測位置と切羽が接近しているための三次元的影響と考えられる。地山変位挙動と支保工変位挙動が一致していないことを考えると、一次覆工と地山は、まだ一体化していないようである。

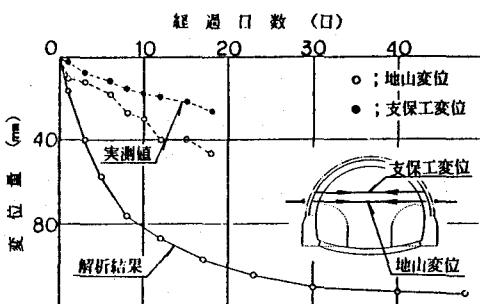


図-10. 内空変位 (一次覆工施工後)

5. 考察

今回、押し出し現象の顕著なトンネルに対して、孔内載荷試験および現場計測結果を利用し、経時変化を考慮した粘弾塑性の有限要素法による地山挙動現象の解析を行った。

P-100による孔内載荷試験からコアサンプリングが不可能な個所においても一軸圧縮強度に相当する地山強度を得るとともに、有限要素法を用いた載荷シミュレーションにより、地山物性を推定することができた。

粘弾塑性を用いた有限要素法では、経時変化する掘削後の地山挙動を適切に表わすことができ、将来の地山安定に対する検討を行えることがわかった。このように時間毎に変化する地盤挙動をシミュレートすることができる有限要素法を用いることにより、現場計測データをより有効に利用することが判明した。

しかし、クリープ試験から求めた粘性係数と導坑掘削時の計測データから求められた粘性係数には大きな相違があつた。これは、前述したように載荷時間の相違に起因していると考えられるが、今後さらに検討を加える必要がある。また実際の施工においては、切羽の進行の影響や発破の影響等が地山挙動に複雑に関係するため、今回の報告結果だけで地山挙動をすべて予測しているとはいえない。今後は、本現場において上半掘削時の計測を続け、地山挙動解析をさらに精度の良いものにするともに、今回用いた解析手法を検証するため、他のトンネルへの適用も含め、より多くのデータを蓄積していきたい。

参考文献

- 1) 菊地慎二、世良田章正 新しい原位置計測法とその岩盤物性の評価 第16回岩盤力学に関するシンポジウム 1984. 2

(19) The Borehole Loading Test and Analysis of
Tunnel Excavation in Squeezing Rock
Conditions

By YASUO YUASA (Nagasaki-ken)
HATSUYOSHI AMAMOTO (Kyushu Tunnel
Institute Inc.)
SHUICHI IWASAKI (JDC Corporation)
TETSUYA NAKAMURA (JDC Corporation)

In the excavation of the tunnel in biotite schist in Nagasaki prefecture, the large deformation at the tunnel wall was observed as overburden increased. For the purpose of exploring the cause, the rock properties were measured by new borehole loading instrument with 8 pistons. The borehole loading tests were carried out in two directions, vertical and horizontal directions, and each length was 10 meter.

The analysis of the ground behavior was conducted with the FEM program which can manage the viscoelastic and viscoplastic behavior of the ground, using the rock properties from the borehole tests.

The results of analysis shows that the less strength of rock mass than the overburden stress caused the plastic behavior of squeezing at the tunnel wall. The FEM program could analyzed the time-dependent deformation of tunnel with the steps of the excavation and the concrete lining support system.