

(86) トンネルA計測を用いた地山初期応力推定法とその適用

近畿大学 理工学部 正会員 久武 勝保

株式会社 地崎工業 ○正会員 須藤 敦史

株式会社 地崎工業 村上 敏夫

Estimation of Virgin Stresses of the Ground by Tunnel Convergence Data
by

Masayasu HISATAKE

(Kinki University, Department of Civil Engineering)

Atsusi SUTOH and Toshio MURAKAMI

(Cizaki kogyo Co., Ltd Technical Research and Development)

ABSTRACT

In order to estimate virgin stresses of the ground around a tunnel, a new back analysis method is proposed and is applied to an actual tunnel. Values of principal stresses and their direction in tunnel cross section are easily estimated by this method with a few calculations of convergence data due to tunnel face excavation.

Application of the method to the actual tunnel shows appropriateness of the method through comparison of analytical and field.

1. 結 論

地山の最大・最小主応力の方向は、必ずしも鉛直及び水平方向ではない。トンネルA計測から、地山応力及びそれらの方向が求められれば、トンネルの変形モードが分かり、したがって効果的なロックボルトの打設位置等を決定する上で有効な手段となる。

著者らは、3次元FEM解析をトンネル施工前にあらかじめ3回解析を行っておけば、この結果を、現場A計測値と組み合わせて、現場でただちに上記応力とその方向を求める手法を提案した。1)～2)

本論文では、3次元FEMによる順解析と通常トンネル内で行われるA計測結果を用いたトンネル横断面内地山の最大・最小主応力及びそれらの方向を推定する手法により現場における適用性について、実際のトンネル現場の実測値を用い検討したので、その結果を報告する。

2. 新しい逆解析法の概略

図-1に示すトンネル横断面内地山の最大・最小主応力(σ_1, σ_2)とその方向(θ)を3次元FEMによる最適化手法によって求めようとすると、未知量が多いために収束値が得られなかったり、あるいは得られても計算費用が大きくなる場合がある。そこで、通常トンネル内で行われるA計測結果を用いて地山の初期応力を少ない計算量で現場においてただちに求めることができれば、切羽掘削直後の初期挙動によりトンネル挙動の将来を予測したり、あるいは合理的な支保条件などの施工法を決定することができ、好都合である。

本手法は、トンネル掘削位置付近の幾何学条件を考慮し、3次元FEMにより地山の初期応力を求める手法であり、地山の鉛直方向の初期応力 σ_h を土被り圧 γh (γ, h はそれぞれ地山の単位体積重量、トンネル深さ)と仮定して、地山の水平応力 σ_n 、剪断応力 σ_{vn} を、未知量を k_n, k_{vn} として以下のように表すことにする。

$$\begin{aligned}\sigma_h &= k_h \cdot \sigma_v \\ \sigma_{vh} &= k_{vh} \cdot \sigma_v\end{aligned}\quad (1)$$

ここに、 $\sigma_v = \gamma h$

トンネル内では、通常A計測が行われるので、図-1のA計測値（測線a, b, c）から直接 k_h , k_{vh} を求めることができれば、式（1）より σ_h , σ_{vh} を求めることができる。そこで以下では k_h , k_{vh} を求める手法について述べる。

地山の初期応力が、図-2のように作用していると仮定し、切羽掘削に起因し生じた変位のA計測を、

$$\begin{aligned}A &= \Delta a / a \\ B &= \Delta b / b \\ C &= \Delta c / c\end{aligned}\quad (2)$$

とする。ここに、 Δa , Δb , Δc は、それぞれの測線a, b, cの変化量である。

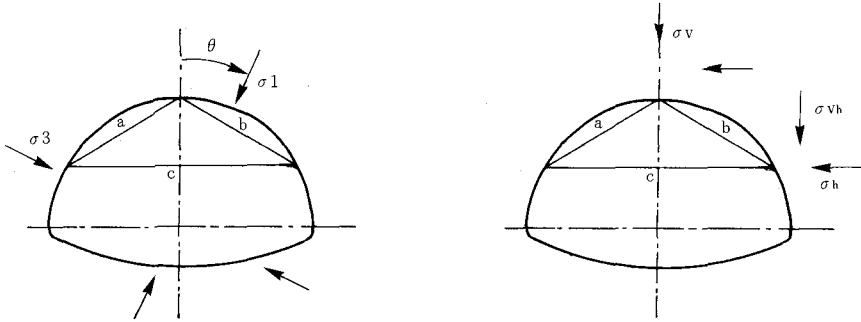


図-1 測線a, b, c及び最大(σ_1)、最小(σ_3)主応力とその方向(θ)

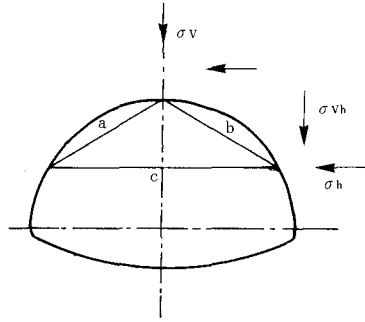


図-2 初期応力状態

それら実測値は、 σ_v , σ_h , σ_{vh} がそれぞれ単独に、 γh だけ作用している地山において、切羽掘削に起因して生じる変位に対するA計測結果を重ね合わせることににより、以下のように近似的に表現できる。

$$\begin{aligned}B/A &= \frac{b_v + k_h \cdot b_h + k_{vh} \cdot b_{vh}}{a_v + k_h \cdot a_h + k_{vh} \cdot a_{vh}} \\ B/C &= \frac{b_v + k_h \cdot b_h + k_{vh} \cdot b_{vh}}{c_v + k_h \cdot c_h + k_{vh} \cdot c_{vh}}\end{aligned}\quad (3)$$

ここに、 $a_v = \Delta a / a$, $b_v = \Delta b / b$, $c_v = \Delta c / c$ であり、これらは σ_v のみが γh だけ作用している。地山において、切羽一聞掘削から解析される無次元測線変化量である。

また、(a_h , b_h , c_h) 及び、(a_{vh} , b_{vh} , c_{vh}) についても同様、 σ_h 及び σ_{vh} がそれぞれ γh だけ単独に作用している地山から求められる値である。

そこで、式（3）を γh について解き式（1）に適用すると、地山の初期応力が推定できるが、式（3） $\Delta a / a = \Delta b / b$ の場合において k_{vh} は特異性を示すので、この場合には上記と同様に考えて、式（4）が導かれる。

$$k_h = \frac{b_v - (B/C) \cdot C_v}{(B/C) \cdot C_h - b_h}\quad (4)$$

以上により求められた初期応力の値から、地山の σ_1 , σ_3 及び θ は、式（5）により容易に求められる。

表-2 実測ひずみ比の経日変化

DAY	B/A	B/C
1	1.000	1.194
5	1.000	1.191
11	1.000	1.007
16	1.000	1.118
21	1.000	1.118

さて本解析では、計測開始後T=5日のひずみ比を採用し、一日のひずみ増分を求めると、以下のようになる。

$$A=B=1.093E-04, \quad C=9.175E-05$$

いま、あらかじめ単位応力作用している地山で、切羽一間によって生じる各測線(a, b, c)のひずみを解析したところ、表-3に示す。

表-3 各測線の解析ひずみ

	$\Delta a/a$	$\Delta b/b$	$\Delta c/c$
$\sigma_v = 1.0(\text{tf/m}^2)$	$2.58E-05$	$2.58E-05$	$-1.91E-05$
$\sigma_h = 1.0(\text{tf/m}^2)$	$-3.29E-05$	$-3.11E-05$	$2.29E-05$

この結果及び上記実測ひずみ比A, B, Cを式(4)、(5)に代入して以下の値を得た。

$$K_h = 0.44, \quad (\sigma_1, \sigma_2, \theta) = (119.5\text{tf/m}^2, 53.3\text{tf/m}^2, 90^\circ)$$

つぎに以上のようにして推定した初期応力状態で、図-4のメッシュを用いて三次元順解析を行い、吹き付けコンクリート応力とロックボルト軸力について、切羽掘削手順を考慮して求め、これと実測値とを比較してみた。

吹き付けコンクリート応力の経時変化を、図-5に示す。

実測値は、天端で5 kgf/cm²、アーチ部8 kgf/cm²の値を示し、解析による吹き付けコンクリート応力においてもアーチ部(1日~10日)を除いてほぼ一致する値を示している。

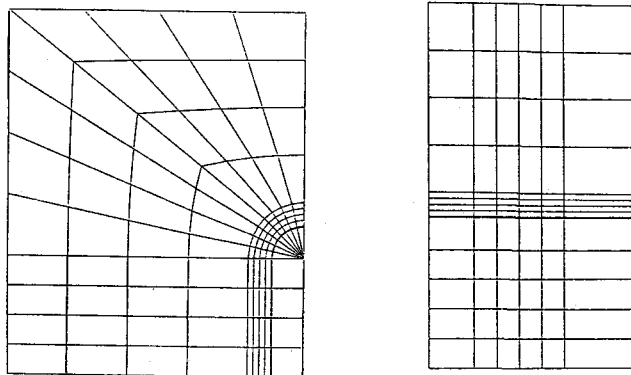


図-4 解析メッシュ図

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \left. \begin{aligned} \sigma_v + \sigma_h \\ \sigma_3 \end{aligned} \right\} \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_v - \sigma_h)^2 - 4\sigma_{vh}^2} \\ \theta &= \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\sigma_{vh}}{\sigma_v - \sigma_h} \right) \end{aligned} \quad (5)$$

3. 提案手法の現場への適用

まず、本手法をロックボルト、支保工、吹き付けコンクリートによりNATMで施工されたトンネルに適用し、A計測値よりトンネル横断面内の主応力とその方向を求める。次いで、三次元FEMにより順解析を行い、ロックボルト応力、吹き付けコンクリート応力の実測値と本解析値の比較検討を行う事とする。

なお、本トンネルの解析条件は表-1に示すとおりである。

表-1 解析条件

吹付コンクリートの弾性係数	$E_i = 160,000 \text{ tf/m}^2$	鉛直応力 $\sigma_v = 119.13 \text{ tf/m}^2$
吹付コンクリートのポアソン比	$\nu_i = 0.3$	地山の単位体積重量 $\gamma = 2.83 \text{ t/m}^3$
吹き付け厚	0.15m	トンネルの深さ $H = 41.1 \text{ m}$
ロックボルトの弾性係数	$E_b = 21,000,000 \text{ tf/m}^2$	トンネルの高さ 5.55m
ロックボルト長	4.0m	トンネルの幅 11.10m
1断面あたりのロックボルト本数	6本	1間掘削長 1.00m
ロックボルトの直径	0.025m	支保工間隔 1.00m
鋼製支保工	H-125	

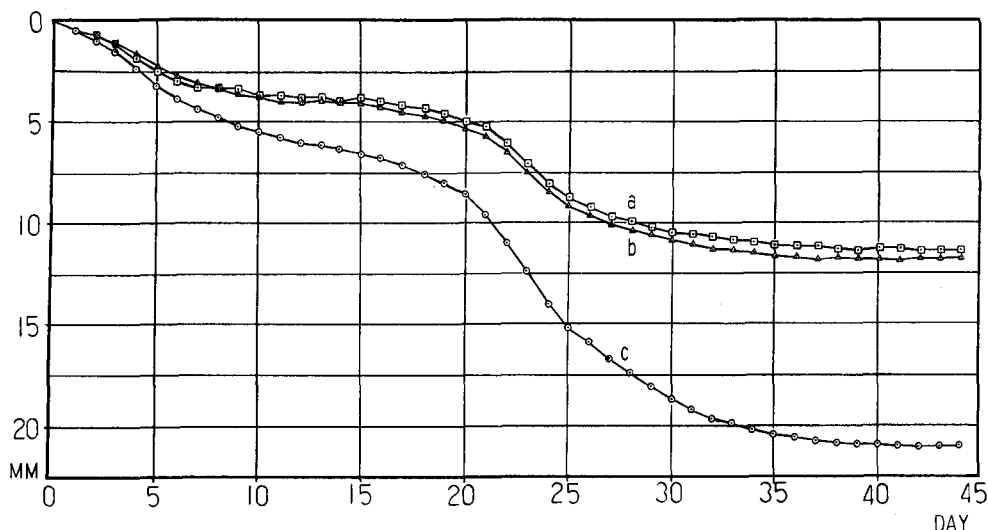


図-3 計測変位

図-3は、各測線の実測変位である。これから測線a, bの変位量はほぼ等しいことが分かり、したがって剪断応力 σ_{vh} は作用していない地山であり、鉛直応力は γh と仮定しているので未知量は水平応力のみとなる。

図-2のA計測値より測線a ($\cong$ b) . cのひずみ比 $(\Delta b/b) / (\Delta a/a) = B/A$, $(\Delta b/b) / (\Delta c/c) = B/C$ の経日変化を表-2に示す。いずれもひずみ比は変化しないことが分かる。

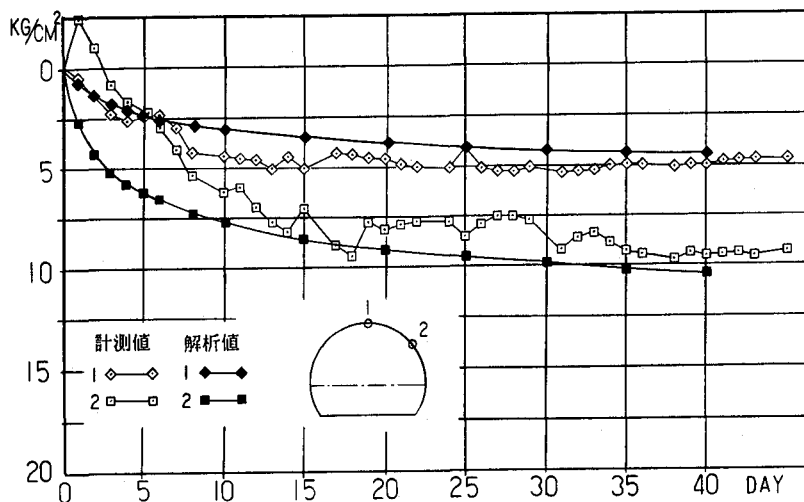


図-5 吹き付けコンクリート応力経時変化図

次に、ロックボルト軸力分布図(15日)を図-6に示す。ロックボルト軸力では、解析による軸力が、実際のトンネルによる実測値より大きくなっている。

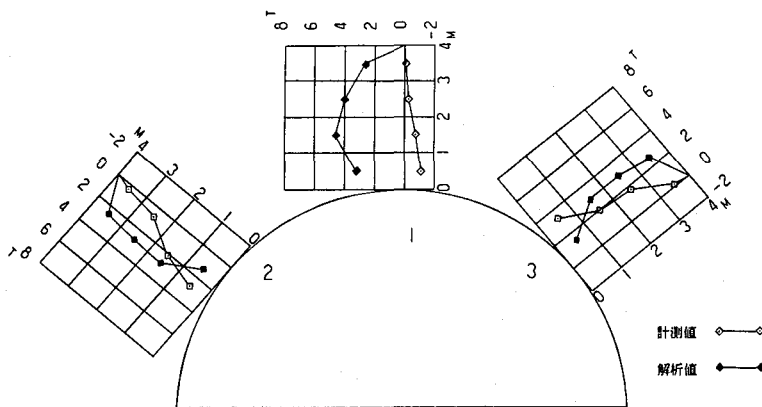


図-6 ロックボルト軸力分布

4. 結 論

以上の解析結果より、ロックボルト軸力において今後の検討課題を残すが、本研究で得られた結論をまとめれば、次のようになる。

- 1) 本手法は、三次元解析を行ったA計測ひずみと、現場A計測ひずみより、トンネル横断面内の最大・最小主応力とそれらの方向を逆解析する手法であり、工学上十分な精度で得られることが示された。
- 2) 本手法により、実際に施工されたトンネルの実測値を用いて最大・最小主応力とそれらの方向を推定した後、更にその結果を用いて順解析を行い、支保部材の応力を求めることができる。三次元解析によりA計測をあらかじめ求めておけば、現場のA計測結果から、地山の応力状態・支保部材の応力状態を求めることができ、トンネルの施工法の設定、及び施工管理に役立つと思われる。

参 考 文 献

1. 久武 勝保: トンネルに於ける三次元逆解析法の開発 土木学会論文集 第376号Ⅲ-6 pp259~265
2. 久武、須藤、宮里: トンネルA計測結果を用いた地山初期応力の推定 第21回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集 pp71~75