

トンネル周辺岩盤の初期応力測定と 広域応力状態の推定

池田 奈央¹・村山 秀幸²・澁谷 啓太³・福田 大祐⁴・児玉 淳一⁵

¹正会員 株式会社フジタ 技術センター (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)
E-mail: nao.ikedai@fujita.co.jp

²正会員 株式会社フジタ 技術センター (〒243-0125 神奈川県厚木市小野 2025-1)
E-mail: murayama@fujita.co.

³北海道大学大学院工学院 (〒060-8628 北海道札幌市北区北 13 条西 8 丁目)
E-mail: keita.shibuya@fontier.hokudai.ac.jp

⁴北海道大学大学院工学研究院 (〒060-8628 北海道札幌市北区北 13 条西 8 丁目)
E-mail: d-fukuda@frontier.hokudai.ac.jp

⁵北海道大学大学院工学研究院 (〒060-8628 北海道札幌市北区北 13 条西 8 丁目)
E-mail: kodama@eng.hokudai.ac.jp

山岳トンネルでは、特殊な設計条件の場合や施工中あるいは供用後に変状が発生した場合、FEMなどの数値解析を用いた設計・検討がなされている。その際、トンネル周辺の応力状態が解析結果に大きく影響することから、トンネル周辺の広域的な応力状態を正確に把握することが重要となる。本報告では、円錐孔底ひずみ法を用いて供用後に変状が発生したトンネルの初期応力を複数個所で測定し、3次元有限要素法解析に基づいて、トンネル周辺約3000m四方に作用する広域応力状態を推定した。測定値と推定値を比較した結果、すべての測定点で最大主応力の方向がおおむね一致した。また、トンネルの北側と南側で応力状態が異なることからトンネル中央部に断層などがあることが示唆された。

Key Words: *initial stress, regional stress, 3D finite element analysis, compact conical ended borehole overcoring*

1. はじめに

山岳トンネルでは、特殊な設計条件の場合や、施工中あるいは供用後に変状が発生した場合、有限要素法(Finite Element Method, 以下 FEM)などの数値解析を用いた設計・検討がなされている。これらの解析を行う際、トンネル周辺の初期応力を入力する必要があり、この応力値は解析結果に大きく影響することが知られている。トンネル周辺の応力値を決定する方法として、一般的には地形効果を考慮した自重解析や、側圧係数をパラメータとした応力状態の推定などが行われている。しかしながら、トンネル掘削以前あるいは施工中にトンネル周辺の地山応力状態(以下初期応力)が実測できれば、その値が最も確からしいと考えられる。

初期応力測定は主に資源分野での利用が多く、地盤工学会試験基準(JGS)として複数の初期応力測定手法が

規定されている。また、トンネル周辺の初期応力状態は、周辺の地形構造の影響を受けた地圧だけではなく、トンネル周辺地域に作用する広域的な応力(以下広域応力)の影響を受けていると考えられる。初期応力を測定し、その値からトンネル周辺の広域応力を推定することができれば、トンネル変状予測をする際や、変状のメカニズムを理解する際に有益となると考えられる。しかしながら、土木分野においてトンネル周辺岩盤の初期応力を測定した事例は少なく、1つのトンネルで測定を複数個所行った例はさらに少ない。

以上の背景から、筆者らは山岳トンネルの合理的な設計を目的として、現場での初期応力測定法(主に孔径変化法¹⁾)と数値解析に関する研究²⁾を進めている。既報³⁾では、廃道となった道路トンネルA(以下Aトンネル)を対象に、初期応力測定および3次元FEM解析による広域応力の推定を行い、その結果、測定した初期応力を

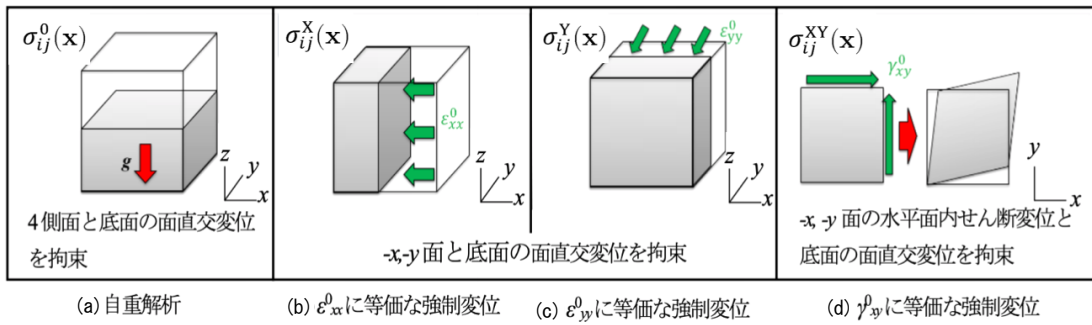


図-1 広域応力推定の概念図

ある程度合理的に推定できることを報告した。本報告では、Aトンネルにおいて初期応力測定を複数個所で行い、複数点の測定結果から広域応力を推定した結果を報告し、本手法の有益性を検証する。

2. 広域応力の推定法

既報³⁾でも述べた通り、本研究では金子ら⁴⁾が提案した応力場の推定方法を採用した。この方法では、ある地域の広域応力 σ_{ij}^G の水平方向(x,y方向)成分は『(i)対象となる地域を含む十分広い領域に対して、地表面以外のすべての領域境界面に直行する方向の変位を拘束した状態で、岩盤の自重のみを作用させることにより評価される重力に起因する広域応力』と『(ii)プレート運動などによる近くの水平方向運動に起因する広域応力』の線形結合で表現する。この際、(ii)に起因する広域応力は、対象とする領域が十分広い場合を想定すると、その領域に作用する広域直ひずみ ε_{xx}^G 、 ε_{yy}^G および広域せん断ひずみ γ_{xy}^G を作用させることで表現する。この場合、岩盤を均質な等方線形弾性体と仮定すると、広域応力による岩盤の任意点 \mathbf{x} に作用する局所応力 $\sigma_{ij}^L(\mathbf{x})$ は次式⁴⁾であらわされる。

$$\sigma_{ij}^L(\mathbf{x}) = \sigma_{ij}^0(\mathbf{x}, \rho g) + \sigma_{ij}^X(\mathbf{x}, \varepsilon_{xx}^G) + \sigma_{ij}^Y(\mathbf{x}, \varepsilon_{yy}^G) + \sigma_{ij}^{XY}(\mathbf{x}, \gamma_{xy}^G) \quad (1)$$

ここで、 ρ は岩盤の単位体積重量、 g は重力加速度である。 σ_{ij}^0 は上記(i)に起因する岩盤の自重により生じる局所応力(図-1(a))であり、 σ_{ij}^X 、 σ_{ij}^Y 、 σ_{ij}^{XY} は上記(ii)に起因する局所応力である。広域応力 σ_{ij}^G を推定するためには、初期応力測定点 \mathbf{x}_M における局所応力 $\sigma_{ij}^L(\mathbf{x}_M)$ に対して(1)式を満足させる ε_{xx}^G 、 ε_{yy}^G 、 γ_{xy}^G を求める必要がある。ここで、(1)式右辺の σ_{ij}^0 以外の項を、未知定数 c_x 、 c_y 、 c_{xy} を用いて次式⁴⁾であらわす。

$$\sigma_{ij}^L(\mathbf{x}) = \sigma_{ij}^0(\mathbf{x}, \rho g) + c_x \sigma_{ij}^X(\mathbf{x}, \varepsilon_{xx}^G) + c_y \sigma_{ij}^Y(\mathbf{x}, \varepsilon_{yy}^G) + c_{xy} \sigma_{ij}^{XY}(\mathbf{x}, \gamma_{xy}^G) \quad (2)$$

ここで、 $c_x = \varepsilon_{xx}^G / \varepsilon_{xx}^0$ 、 $c_y = \varepsilon_{yy}^G / \varepsilon_{yy}^0$ 、 $c_{xy} = \gamma_{xy}^G / \gamma_{xy}^0$ であり、 ε_{xx}^0 、 ε_{yy}^0 、 γ_{xy}^0 は、それぞれ解析時に適当に設定する広域ひずみ成分(図-1(b)~(d))である。(2)式右辺の各応力成分は、後述する方法でFEMから求める。

他方、点 \mathbf{x}_M で測定される初期応力を $\sigma_{ij}^M(\mathbf{x}_M)$ とあらわすと、(3)式が成り立つ必要がある。

$$\sigma_{ij}^M(\mathbf{x}_M) = \sigma_{ij}^L(\mathbf{x}_M) \quad (3)$$

ここで、岩盤の見かけのヤング率 E_G の値を仮定し、(3)式の右辺にFEMの結果(2)式)を代入することで、未知数が c_x 、 c_y 、 c_{xy} と岩盤の見かけのポアソン比 ν_G の4つからなる観測方程式⁴⁾が得られる。以上より、 ν_G をパラメトリックに変化させ、各 ν_G において観測方程式を最小二乗法で解くことで定数 c_x 、 c_y 、 c_{xy} と広域ひずみ ε_{xx}^G 、 ε_{yy}^G 、 γ_{xy}^G を求められる。本報告では、広域応力 σ_{ij}^G は E_G と ν_G を用いて等方線形弾性体を仮定して求めた⁴⁾。

3. 3次元FEM解析と初期応力測定の概要

(1) 3次元FEM解析

本節では、前章(2)式右辺の各応力成分を求めるための解析手順について説明する。3次元FEMモデル作成および解析にはGTSNX⁹⁾を用いた。FEM解析に必要な3次元モデルの地表面データの作成は、国土地理院の基盤地図情報⁹⁾を使用して行った。図-2に解析モデルを示す。本モデルにおけるx,y,z軸の正の方向は、それぞれ東方向、北方向、および鉛直上方向に一致する。モデルサイズはx方向が約3000m、y方向が約4000m、z方向が地表面の起伏に依存して約300m~800mであり、Aトンネルを含む十分広域なモデルとなっている。図-2では、Aトンネルの位置は赤線で示している。解析モデルは4接点の四面体要素を用いて離散化されている。この際、要素寸法はトンネル近傍部で1m程度、トンネルから離れるに伴い最大100m程度となるように設定した。

次に、このFEMモデルを用いた(2)式右辺の計算手順を説明する。 σ_{ij}^0 については、図-1(a)に示す変位拘束条

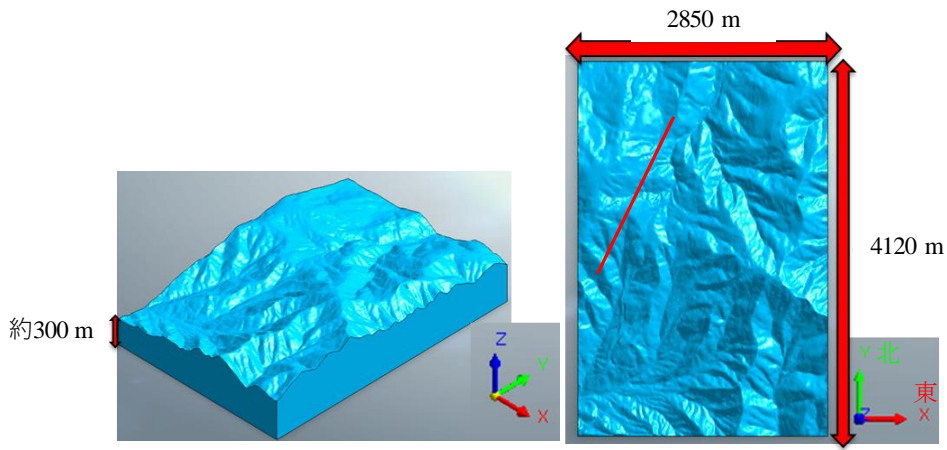


図-2 解析対象領域の3次元幾何学モデルの全体像と対象トンネル（赤線）の位置

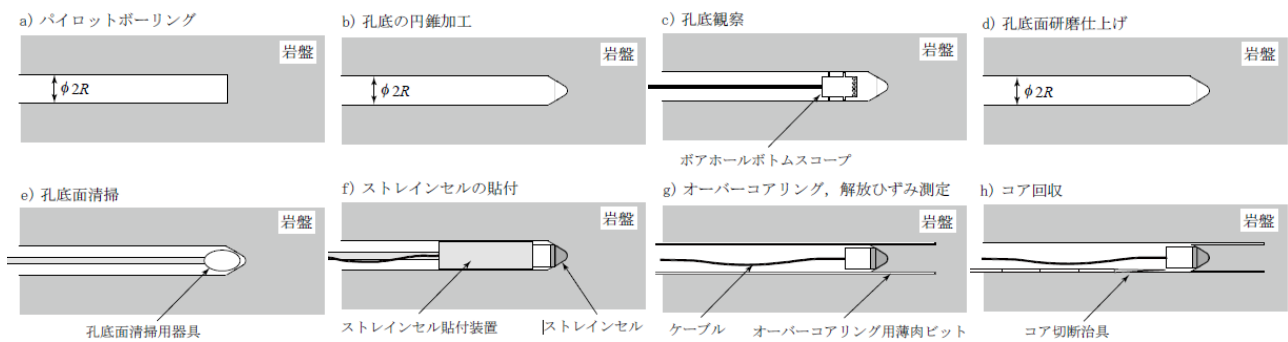


図-3 円錐孔底ひずみ法⁷⁾の測定手順



図-4 現場測定状況

件を与え、単位体積重量 $\gamma (= \rho g)$ をモデル全域に鉛直下向きに作用させた。(2)式の σ_{ij}^X , σ_{ij}^Y については、図-1(b)(c)に示す変位拘束条件と、 ε_{xx}^0 または ε_{yy}^0 が0.001(正值:収縮)に相当する強制変位を+x面または+y面に与えた。 σ_{ij}^{XY} については、図-1(d)で示す変位拘束条件と、+x面または+y面に、 γ_{xy}^0 が-0.001に相当する強制変位を与えた。 ε_{xx}^0 , ε_{yy}^0 , γ_{xy}^0 は、深度によらず一定と仮定した。(2)式右辺の各応力成分の値は、岩盤の見かけのポアソン比 ν_G に依存するため、解析を $\nu_G = 0.1, 0.2, 0.3, 0.4$ の4ケースで実施し、それぞれの ν_G について c_x , c_y , c_{xy} を評価し、 ε_{xx}^0 , ε_{yy}^0 , γ_{xy}^0 を求めた。なお、物性は既報³⁾を踏襲し、岩盤の見かけのヤング率 $E_G = 1 \text{ GPa}$ 、岩盤の単位体積重量 $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ とした。

(2) 初期応力測定

本研究で対象としているAトンネルは、塊状安山岩〜デイサイトを主体とする最大土被り約165mのトンネルである。

既報³⁾および本報告では、初期応力測定法として円錐孔底ひずみ法⁷⁾を採用した。測定手順を図-3に示す。円錐形に加工したボーリング孔の孔底にストレインセル(図-4(a))を貼り付けた後、周囲をオーバーコアリングすることで解放ひずみを測定する(図-4(c))。応力とヤング率は比例関係にあるという仮定から、得られた解放ひずみと測定点のヤング率 E_M 、ポアソン比 ν_M を用いて初期応力を計算する。留意点として、孔底が濡れているとストレインセルが貼り付けられないため、専用治

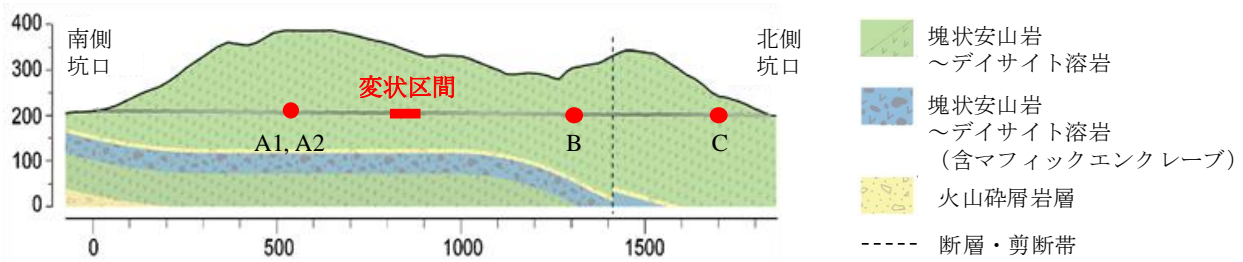


図-5 Aトンネル縦断面図と初期応力測定位置

表-2 測定応力 σ_{ij}^M の6成分 (補正前 正:圧縮)

表-1 初期応力の計算に用いた除荷時のヤング率, ポアソン比

測定地点	供試体名	ヤング率[GPa]	ポアソン比
A1	A1	3.80	0.35
	A2	6.88	0.31
	平均	5.34	0.33
A2	A'1	17.51	0.22
	A'2	13.73	0.30
	平均	15.62	0.26
B	B1	17.13	0.08
	B2	11.73	0.11
	平均	14.43	0.10
C	C1	36.50	0.20
	C2	46.57	0.17
	平均	41.54	0.19

	σ_{xx}^M [MPa]	σ_{yy}^M [MPa]	σ_{zz}^M [MPa]	σ_{xy}^M [MPa]	σ_{yz}^M [MPa]	σ_{zx}^M [MPa]
$\sigma_{ij}^M(x_{A1})$	2.7	2.5	2.6	-0.0048	1.03	-0.097
$\sigma_{ij}^M(x_{A2})$	4.3	3.8	3.9	0.45	1.57	0.142
$\sigma_{ij}^M(x_B)$	0.94	3.6	1.51	1.85	-1.32	-1.23
$\sigma_{ij}^M(x_C)$	-0.29	3.1	2.5	2.1	-2.2	-0.83

表-3 測定応力 σ_{ij}^M の6成分 (補正後 正:圧縮)

	σ_{xx}^M [MPa]	σ_{yy}^M [MPa]	σ_{zz}^M [MPa]	σ_{xy}^M [MPa]	σ_{yz}^M [MPa]	σ_{zx}^M [MPa]
$\sigma_{ij}^M(x_{A1})$	4.4	3.9	4.1	-0.0076	1.63	-0.155
$\sigma_{ij}^M(x_{A2})$	4.6	4.0	4.1	0.48	1.67	0.150
$\sigma_{ij}^M(x_B)$	1.56	5.9	2.5	3.1	-2.2	-2.0
$\sigma_{ij}^M(x_C)$	-0.143	1.53	1.25	1.05	-1.07	-0.41

具 (図-4 (b)) で孔底の清掃を行う必要がある。

測点は土被りをパラメータとして, 土被り約 165 m の地点で 2 地点, 約 100 m, 約 50 m の地点で各地 1 点の合計 4 地点とし, それぞれ地点 A1, A2, B, C とした (図-5)。各地点で, トンネル側壁から約 10 m 離れた位置で連続して 2 回ずつ測定を行い, 2 回の平均値をその地点での初期応力の測定値とした。ここで, 地点 A1, B はトンネルの西側側壁で, 地点 A2, C は東側側壁で測定を実施した。さらに, 各地点から岩石コアを採取して繰り返し一軸試験⁷⁾を実施し, 除荷時のヤング率とポアソン比を求めた。

繰り返し一軸試験⁷⁾の結果を表-1 に示す。初期応力を計算する際には, 各地点の除荷時のヤング率およびポアソン比の平均値を E_M, ν_M として用いた。

上記の方法で求めた各地点の初期応力の測定値 $\sigma_{ij}^M(x_M)$ を表-2 に示す。ここで, 地点 A1 (土被り 165 m) の σ_{zz}^M は 2.6 MPa となっているが, 一般的な岩石の単位体積重量を $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ として計算すると, 地点 A1 の土被り圧は $\sigma_v = 4.13 \text{ MPa}$ 程度となり, 測定値 σ_{zz}^M と乖離する。他の地点でも同様に σ_{zz}^M と土被り圧が乖離する。既往の文献⁹⁾では σ_{zz}^M の値は土被り圧とほぼ一致するとき

れている。また, 円錐孔底ひずみ法は応力とヤング率が比例関係にあると仮定しているため, 他手法と比較して応力値の信頼性が低いとされている⁹⁾。

以上のことから, 表-2 の応力値の全ての応力成分を σ_v/σ_{zz}^M 倍して, σ_{zz}^M が土被り圧と σ_v 一致するように補正した (表-3)。これ以降, 表-3 に示した補正後の値を初期応力の測定値 $\sigma_{ij}^M(x_M)$ として使用する。

4. 広域応力状態の推定結果と考察

(1) 広域応力状態の推定

広域応力の推定には, 応力測定を実施した全 4 地点の測定値を用いた。推定はポアソン比 ν_G を変化させて 4 ケース行ったが, すべてのケースで同様の傾向がみられたため, ここでは便宜上 $\nu_G = 0.2$ の結果を掲載する。

初期応力の測定値 $\sigma_{ij}^M(x_M)$ の主応力 σ_p^M ($p = 1, 2, 3$) と, 推定された広域応力状態における各地点の初期応力 $\sigma_{ij}^L(x_M)$ の主応力 σ_p^L ($p = 1, 2, 3$) を, 下半球投影図にて示す (図-6)。測定値 σ_p^M は黒塗りで表記し, 推定値 σ_p^L は白抜きで表記した。ここで, $p = 1, 2, 3$ はそれぞれ

最大主応力，中間主応力，最小主応力である。

ここで，各地点の測定応力 σ_p^M を見ると，地点 A1, A2 と地点 B, C はそれぞれ同様の傾向を示す。地点 A1, A2 は，最大主応力の方向と大きさがほぼ一致しており，最小主応力 σ_3^M がほぼ水平方向となっている。また，応力値もほぼ一致する。広域的に考えると A1 と A2 は同一地点とみなすことができるため，ほぼ同じ測定結果を得られた今回の測定は，広域応力を推定するための精度として良好であると考えられる。地点 B, C は，最大主応力 σ_1^M の方向がほぼ一致しており，最小主応力 σ_3^M がほぼ水平となっている。また，A1, A2 と B, C では応力の方向が異なるが，最大主応力 σ_1^M は図-6 中に点線で示したトンネル軸方向とほぼ一致している。

次に測定応力 σ_p^M と推定応力 σ_p^L を比較すると，すべての地点で最大主応力 σ_1 の方向が一致している。中間主応力 σ_2 ，最小主応力 σ_3 については地点 A1, A2 で方向が一致しないが，地点 B, C では比較的良く一致する。以上から，円錐孔底ひずみ法による測定値によって，現場の広域応力を合理的に推定できるといえる。

(2) 考察

地点 A1, A2 と地点 B, C では最大主応力の方向が異なる結果となった。これより，地点 A と地点 B の間に，断層などの応力状態を大きく変える要因があることが考えられる。既往の報告¹⁰⁾では，併設されたトンネルの切羽情報から，A トンネルの北側（地点 B-C 間）に断層があると予測されている（図-5 点線）。しかし，今回の測定の結果を踏まえると，断層は北側というよりむしろトンネル中央部（地点 A-B 間）にある可能性が高いといえる。また，A トンネルの変状についての報告¹⁰⁾では，地点 A-B 間に最も大きな変状が発生したとされており（図-5 赤線），A トンネルの地点 A-B 間に断層があるという想定は，この報告にも矛盾しない。

地点 A-B 間に断層があると仮定すると，今回の一様な弾性体モデルでは，その応力状態を表現しきれないことは自明である。これが地点 A1 および A2 の応力方向や応力の大きさが一致しない原因の一つと考えられる。今後，上記について詳細に議論するために，トンネル中央部（地点 A-B 間）の初期応力測定や，物性が異なるゾーンを設けた広域モデルによる解析を検討している。

また，トンネル周辺の応力状態としては，最大主応力が鉛直方向と想定するのが一般的であるが，A トンネルでは最大主応力がトンネル軸方向となっており，特異な応力状態であると考えられる。この応力状態が A トンネルの変状に関与しているかを検証するために，今回得られた応力状態でのトンネル変状解析が必要と考えている。

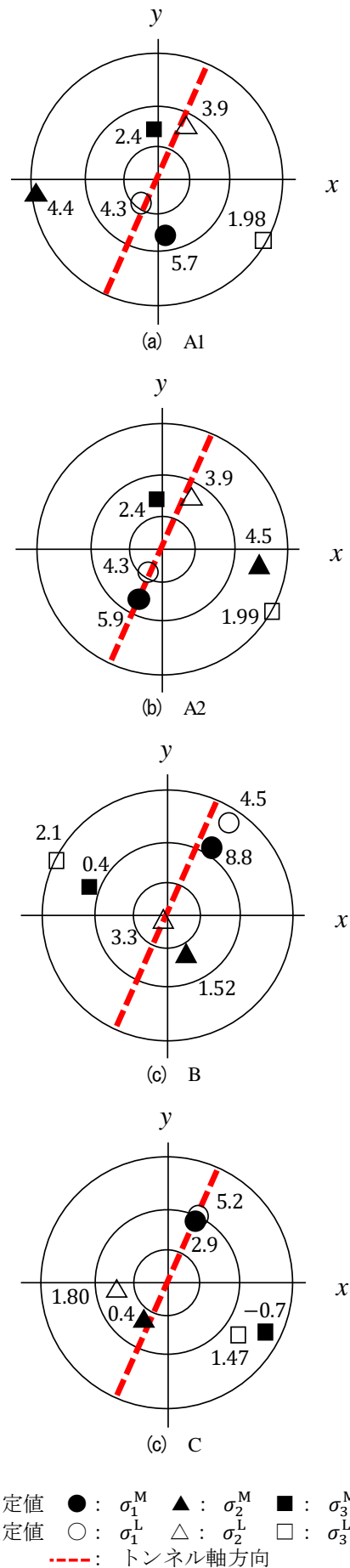


図-6 初期応力の測定値と推定値

5. おわりに

本報告では、トンネル周辺の広域応力推定に関する基礎的検討として、変状が発生し、現在廃道となっているAトンネルにおいて初期応力を複数個所で測定し、3次元FEM解析により広域応力を推定した結果を報告した。初期応力測定の結果、広域的に同一点とみなすことができる地点A1とA2でほぼ同じ結果がみられた。よって、今回の測定は、広域応力を推定するための精度として良好であると考えられる。また、トンネルの北側と南側で最大主応力の方向が変わっていることから、トンネル中央部に断層などがあることが示唆された。さらに、測定した初期応力と推定された初期応力を比較すると、すべての地点で最大主応力の方向が一致し、地点B、Cでは3つの主応力方向が比較的良好に一致した。

今後は、Aトンネル中央部（地点A-B間）の初期応力測定や、物性が異なるゾーンを設けた広域モデルによる解析を行うことを検討している。

参考文献

- 1) H. N. GHIMIRE, Yoji ISHIJIMA, Takayuki SUGAWARA, Shigeo NAKAMA : Development of Stress Measuring System by Overcoring Method Suitable for Soft Rocks, 資源と素材, Vol.120, pp.32-38, 2004.
- 2) 村山秀幸, 新井智之, 児玉淳一, 菅原隆之, 岡崎健治, 山崎秀策, 釣賀雅人 : 変状トンネルにおける初期応力測定の実用性に関する考察, 令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会, VI-550, 2019.9
- 3) 澁谷啓太, 福田大祐, 池田奈央, 村山秀幸, 児玉淳一 : トンネル周辺の広域応力状態の推定に関する基礎的検討, 土木学会トンネル工学報告集, 第31巻, I-16, 2021.11.
- 4) 金子勝比古, 中村直昭, 尾原祐三, 伊藤耕介, 米田哲朗, 加藤昌治 : 鳥形山地域の広域応力状態の推定, 資源と素材, Vol.116, pp.572-576, 2000.
- 5) MIDAS Information Technology : GTS NX Analysis Manual Ver.200
- 6) 国土交通省国土地理院, 基盤地図情報サイト <https://www.gsi.go.jp/kiban/index.html> (アクセス日時: 2022.8)
- 7) 地盤工学会. : 地盤調査の方法と解説, pp.959-979, 2013
- 8) 長秋雄, 国松直, 金川忠, 藤井真希, 横山幸也, 小川浩司, 田仲正弘 : 我が国における地下岩盤内の初期地圧状態 - 応力解放法による実測データに基づく -, 地質調査研究報告, 第60巻, 第7-8号, pp.413-447, 2009
- 9) 佐藤稔紀, 松井裕哉, 杉原弘造 : 深地層を対象とした力学的調査の現状-複数の手法を用いた初期応力測定について-, 原子力バックエンド研究, Vol4, No.2, pp83-89, 1998
- 10) 新井智之, 村山秀幸, 丹羽廣海, 岡崎健治, 山崎秀策 : 併設トンネルの地質情報統合のための三次元モデル化, 令和元年度土木学会全国大会第74回年次学術講演会, VI-939, 2019.9
- 11) 岡崎健治, 伊東佳彦, 丹羽廣海, 村山秀幸, 笹谷勝輝, 大日向昭彦, 倉橋稔幸 : 供用トンネルにおける時間依存性を有する変状と診断技術の研究, 応用地質, Vol.56, No.6, pp.308-315, 2016

(2022. 8. 26 受付)

INITIAL STRESS MEASUREMENT AND ESTIMATION OF REGIONAL STRESS STATE AROUND A TUNNEL

Nao IKEDA, Keita SHIBUYA, Hideyuki MURAYAMA,
Daisuke FUKUDA and Jun-ichi KODAMA

Numerical analysis such as the finite element method (FEM) has frequently been applied to design and study tunnels under special design conditions or when deformation occurs. Since the stress around the tunnel affects the numerical simulation results, it is important to accurately determine the regional stress around the tunnel. In this report, the initial rock stress around a tunnel were measured at several points using the compact conical ended borehole overcoring method and the regional stress around the tunnel was estimated based on the results of both the stress measurement and FEM. The measurement results showed that the stress state was different on the north and south sides of the tunnel, indicating that there may be a fault in the center of the tunnel. Comparison of the measured and estimated values showed that the directions of the maximum principal stresses at all points measured were roughly in agreement.