

# 変位計測結果に基づく地山物性値の推定

進士正人・岡部幸彦

## Estimation of Physical Properties of Rock from Field Measurement Data

Masato SHINJI and Yukihiro OKABE

### Abstract

Stabilities of the underground opening such as tunnels, power houses and caverns depends on the material properties and the in-situ stresses of the rocks. It is, therefore, indispensable to estimate precisely properties of rock materials in order to construct the underground structures economically and safely. However, it might be very difficult to obtain any reasonable properties of rock media before the construction.

Terzaghi and Peck (1948) proposed an "Observational Procedure" that the design and the execution procedure of construction can be modified by comparing the estimated behavior in the design stage with the actual one due to field measurements during construction.

In this paper, the authors describe a practical technique that can evaluate the stability of rock media surrounding tunnel reasonable and easily, by means of the actual data of convergence measurements obtained during the tunnel construction.

Finally, the authors conclude the technique proposed to be validated for evaluating the stability of rock media surrounding tunnel considering the "Back Analysis" proposed by Sakurai et al(1983), as a result of applying the technique to the actual data of field measurements during tunnel constructions.

### 1 まえがき

トンネル、地下発電所、地下備蓄空洞などのような地下に建設する構造物の施工中の安定性は、地盤の物性および初期応力に大きく依存している。したがって、構造物を安全に建設するためには、それらの値を正確に把握することは極めて重要なこととなる。しかしながら、地盤自体の不均質性や不確定性のために、地盤の物性や初期応力の値およびその分布を、材料試験や原位置試験によって正確に求めることは不可能に近い。

そこで、設計に際しては、簡単に実施できる材料試験の結果を用いて設計を行い、施工中には、現場において綿密な計測を行うことによって、設計時に予想していた

挙動と現場の計測結果から得られる挙動とを、絶えず比較検討しながら施工を進め、必要に応じて設計・施工を変更するという方法が、Terzaghi and Peck (1948) によって "Observational procedure (動態観測法)" として提案された。

この方法においては、現場計測によって得られる多くの情報を迅速かつ正確に処理することが肝要である。そこで、計測結果をコンピューターを用いて処理するシステムが開発され、このシステムを用いて行う施工は "情報化施工" と名付けられた。この施工法は、動態観測法を一步前に進めたもので、現場計測によって得られる情報をコンピューターを用いて分析・評価するとともに、岩盤の挙動に関する予測を行うものである。もしも、岩

盤の安定性について懸念されるときは、その計測結果を速やかに設計にフィードバックして、必要に応じて設計変更を行って、経済的にも技術的にも的確な施工も目指すことになる。

トンネル施工中に実施される現場計測は、その目的や重要度によってA計測とB計測に分けられる。A計測は通常、トンネルに対して縦断面的に連続して実施される計測であって、内空変位計測、天端沈下計測、切羽面の状態観察などである。一方、B計測は、地質区分あるいは地山区分の境界において、トンネルに対して横断面的に実施される重点計測であって、地質変位計測、ロックボルト軸力計測、支保工応力計測などである。いずれの計測も、トンネル支保工（鋼製支保工、吹き付けコンクリートなど）の適否や地山の挙動を明確にすることを目的としたものであり、両者の計測を実施することによって地山を含めたトンネル全体の挙動を明確にすることができる。

このようにして求められた現場計測結果のフィードバック手法として、Sakurai et al (1979) は、粘弾性理論解を用いて、粘弾性地山のトンネル周辺の初期応力および粘弾性定数を求める方法を示している。また、近藤(1981)は、二次元弾性理論解に基づいて、内空変位計測結果を用いて、トンネル周辺の初期応力および弾性係数を求めている。さらに、足立ほか(1987)は、近藤(1981)の応力条件とは異なる条件による二次元弾性理論解に基づいて、内空変位および地中変位の計測結果から、トンネル周辺の初期応力および弾性係数を求めている。

一方、桜井(1982)は、トンネルなどの地下空洞を掘削するときを生ずるひずみを、現場における地中変位計測結果から直接求め、この地中ひずみと地山材料の力学試験から得られる一軸圧縮強度と限界ひずみとの関係を用いて、地山の破壊に対する安定性を評価する方法を提案し、“直接ひずみ制御法(D. S. C. T.)”と名付けた。

さらに、桜井、ほか(1983)は、有限要素法を用いて地山を簡単な力学モデルである等方均質な線形弾性体と仮定し、変位計測の結果を用い、逆解析の手法によって初期応力および地山の弾性係数を推定する方法を提示した。そして、コンピューターによるシミュレーションによって、その方法が数学的に安定した方法であることを示した。

一般の構造解析が、荷重および材料の力学定数を入力値とし、与えられた境界条件のもとで、応力、ひずみあるいは変位を求める方法であるのに対して、逆解析手法は、応力、ひずみあるいは変位を入力値とし、与えられた境界条件のもとで、荷重および材料の力学定数を求め

る方法と定義されている。

逆解析手法は、近年、多くの研究が行われており、大別して、逆定式化法 (inverse formulation method) と直接定式化法 (direct formulation method) がある。

さきに示した桜井、ほか(1983)は逆定式化法を用いている。

Hisatake, et al. (1983) および久武、ほか(1984)は、有限要素法の逆定式化を行い、トンネル覆工内面の変位計測結果を用いて、覆工の応力および地圧を推定する方法を提案するとともに、三次元への拡張をも示している。

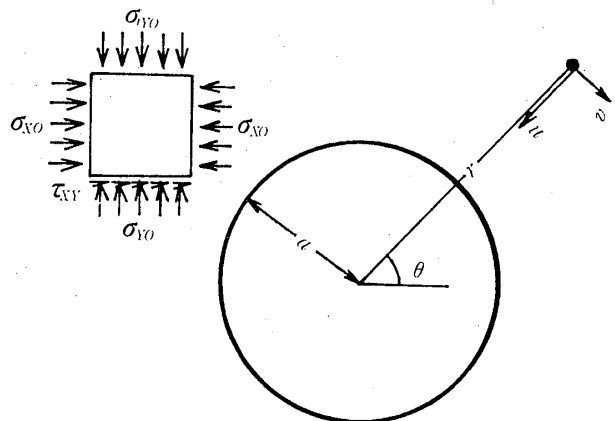
桜井、ほか(1988)は、彼の逆解析手法を用いて、塑性領域を推定する方法を示した。

Arai, et al. (1983) および荒井、ほか(1984)は、直接定式化法を用いて、トンネルを軸対称と考え、内空変位計測結果のみによって、地山の非線形材料定数を推定している。

この報文において、筆者らは、情報化施工を目的として、トンネルの縦断面方向に数多く実施されるA計測（内空変位計測、天端沈下計測）を用いて、トンネルの安定性を簡単にかつ精度よく求めることができる実用的な方法について提示するとともに、この方法と桜井、ほか(1983)が示している逆解析手法を用いて、トンネル全体の安全性を評価するシステムを示した。さらに、このシステムの妥当性を実測結果を用いて検討した。

## 2 基礎式の誘導

一般に、図一1に示すように、初期応力  $\sigma_{x0}$ ,  $\sigma_{y0}$  および  $\tau_{xy0}$  が作用している弾性板に、半径  $a$  の円形の孔が開けられているとき、弾性板上の任意の点における半径方向の変位量を  $u$ 、円周方向の変位量を  $v$  とすると、



図一1 初期応力を受ける有孔弾性板  
Fig.1 Initial stress condition for a elastic circular board

$u$  および  $v$  は次式によって与えられている。

$$u = \frac{(1+\nu)a}{2E} [\sigma_{x_0} + \sigma_{y_0}] \left(\frac{a}{r}\right) + (\sigma_{x_0} - \sigma_{y_0}) \left\{ 4(1-\nu) \left(\frac{a}{r}\right) - \left(\frac{a}{r}\right)^3 \right\} \cos 2\theta + 2\tau_{xy_0} \left\{ 4(1-\nu) \left(\frac{a}{r}\right) - \left(\frac{a}{r}\right)^3 \right\} \sin 2\theta \quad (1)$$

$$v = \frac{(1+\nu)a}{2E} \times [(\sigma_{x_0} - \sigma_{y_0}) \{ 2(1-2\nu) \left(\frac{a}{r}\right) + \left(\frac{a}{r}\right)^3 \} \sin 2\theta + 2\tau_{xy_0} \{ 2(1-2\nu) \left(\frac{a}{r}\right) + \left(\frac{a}{r}\right)^3 \} \cos 2\theta] \quad (2)$$

ここで、 $E$  : 二次元弾性板の弾性係数

$\nu$  : 二次元弾性板のポアソン比

$r$  : 円孔の中心からの距離 ( $r > a$ )

$\theta$  :  $\sigma_{x_0}$  方向からの傾き (反時計回りを正)

トンネル内で実施される現場計測において、最も頻繁に行われる計測項目は、“A計測”呼ばれている天端沈下計測と内空変位計測である。その代表的な計測パターンは図-2に示す通りである。このような計測から得られる値を用いて、地山の弾性係数を推定するための基礎式を誘導するに当たって、計算を簡略化するために、内空変位計測パターンのうち、水平測線はトンネル中心

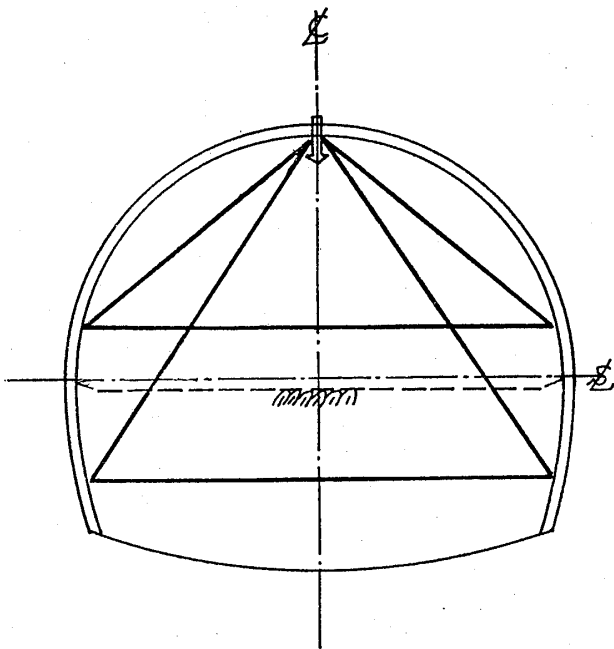


図-2 代表的な測線配置  
Fig.2 Typical arrangement for the convergence measurement

を通る位置にあるとした。すなわち、内空変位計測のための測線の位置は図-3に示すようになる。

図-3において、点A、B、Cにおける半径方向の変位量をそれぞれ  $u_A, u_B, u_C$  とし、円周方向の変位をそれぞれ  $v_A, v_B, v_C$  とすると、点A、B、Cにおける各変位量は、式(1)および式(2)において、 $r=a$  とし、それぞれ  $\theta = \pi/2, \theta = \pi, \theta = 0$  とすることによって求められ、次のように表される。

$$u_A = \frac{(1+\nu)a}{2E} \{ (\sigma_{x_0} + \sigma_{y_0}) - (\sigma_{x_0} - \sigma_{y_0})(4-3\nu) \} \quad (3)$$

$$v_A = \frac{(1+\nu)a}{E} \tau_{xy_0} (4\nu - 3) \quad (4)$$

$$u_B = \frac{(1+\nu)a}{2E} \{ (\sigma_{x_0} + \sigma_{y_0}) + (\sigma_{x_0} - \sigma_{y_0})(3-4\nu) \} \quad (5)$$

$$v_B = \frac{(1+\nu)a}{E} \tau_{xy_0} (3-4\nu) \quad (6)$$

$$u_C = \frac{(1+\nu)a}{2E} \{ (\sigma_{x_0} + \sigma_{y_0}) + (\sigma_{x_0} - \sigma_{y_0})(3-4\nu) \} \quad (7)$$

$$v_C = \frac{(1+\nu)a}{E} \tau_{xy_0} (3-4\nu) \quad (8)$$

そこで、図-3に示すように、現場計測によって得られる内空変位量  $\Delta_{BC}, \Delta_{AC}, \Delta_{AB}$  および天端沈下量  $\Delta_A$  は、式(3)~(8)から次のように表すことができる。

$$\Delta_{BC} = u_B + u_C = \frac{(1+\nu)a}{E} \{ (\sigma_{x_0} + \sigma_{y_0}) + (\sigma_{x_0} - \sigma_{y_0})(3-4\nu) \}$$

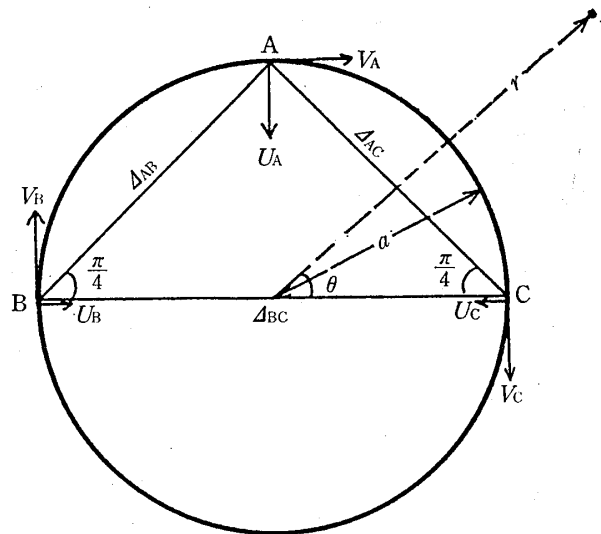


図-3 円形トンネルにおける測点と内空変位  
Fig.3 Convergence measurement of the circular tunnel

$$= \frac{(1+\nu)a}{E} \{4(1-\nu)\sigma_{x_0} - 2(1-2\nu)\sigma_{y_0}\} \quad (9)$$

$$\begin{aligned} \Delta_{AC} &= \cos \frac{\pi}{4} \{(u_A + v_A) + (u_C - v_C)\} \\ &= \cos \frac{\pi}{4} \cdot \frac{(1+\nu)a}{E} \{(\sigma_{x_0} + \sigma_{y_0}) \\ &\quad + 2(4\nu - 3)\tau_{xy_0}\} \quad (10) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta_{AB} &= \cos \frac{\pi}{4} \{(u_B + v_B) + (u_A - v_A)\} \\ &= \cos \frac{\pi}{4} \cdot \frac{(1+\nu)a}{E} \{(\sigma_{x_0} + \sigma_{y_0}) \\ &\quad - 2(4\nu - 3)\tau_{xy_0}\} \quad (11) \end{aligned}$$

$$\Delta_A = \frac{(1+\nu)a}{E} \{-(1-2\nu)\sigma_{x_0} + 2(1-\nu)\sigma_{y_0}\} \quad (12)$$

式(9)~(12)を未知量である初期応力および弾性係数を一組としてマトリックス表示で示すと次式が得られる。

$$(1+\nu)a[A]\{\sigma_0\} = \{D\} \quad (13)$$

ここに、[A]は、ポアソン比および角度 $\theta$ によって定められるマトリックスで、次式によって示される。

$$[A] = \begin{bmatrix} 4(1-\nu) & -2(1-2\nu) & 0 \\ \cos \frac{\pi}{4} & \cos \frac{\pi}{4} & \cos \frac{\pi}{4} \cdot 2(4\nu-3) \\ \cos \frac{\pi}{4} & \cos \frac{\pi}{4} & -\cos \frac{\pi}{4} \cdot 2(4\nu-3) \\ -(1-2\nu) & 2(1-\nu) & 0 \end{bmatrix} \quad (14)$$

また、 $\{\sigma_0\}$ は、地山の初期応力を弾性係数で除したもので、このベクトル量を桜井、ほか(1983)は“初期応力パラメーター”と称している。この場合の初期応力パラメーターは次式によって与えられる。

$$\{\sigma_0\} = \{\sigma_{x_0}/E, \sigma_{y_0}/E, \tau_{xy_0}/E\}^T \quad (15)$$

さらに、 $\{D\}$ は、現場において測定される内空変位量と天端沈下量であり、次のように表される。

$$\{D\} = \{\Delta_{BC}, \Delta_{AC}, \Delta_{AB}, \Delta_A\}^T \quad (16)$$

式(13)においては、既知量である測定値の方が未知量である初期応力パラメーターよりも多くなる。したがって、最小二乗法によって最適化を行えば、初期応力パラメーターは下記のようなになる。

$$\{\sigma_0\} = \frac{1}{(1+\nu)a} \cdot \{[A]^T[A]\}^{-1}[A]^T\{D\} \quad (17)$$

式(17)に変位量 $\{D\}$ を代入することによって、初期応力パ

ラメーター $\{\sigma_0\}$ は一意的に定められる。ここに、初期応力パラメーターのうち、初期応力の鉛直成分 $\sigma_{y_0}$ が土破り圧に等しいと仮定すれば、地山の弾性係数を推定することができる。弾性係数が定められれば、他の初期応力成分( $\sigma_{x_0}$ および $\tau_{xy_0}$ )を知ることができる。

現場計測においては、原則的には図-2に示した計測パターンが用いられるが、都合によって、斜め方向の内空変位の測定が実施されないことがある。このような場合には、式(10)および式(11)が存在しないので、式(13)の各項は下記に示すように簡単になる。

$$[A] = \begin{bmatrix} 4(1-\nu) & -2(1-2\nu) \\ -(1-2\nu) & 2(1-\nu) \end{bmatrix} \quad (18)$$

$$\{\sigma_0\} = \{\sigma_{x_0}/E, \sigma_{y_0}/E\}^T \quad (19)$$

$$\{D\} = \{\Delta_{BC}, \Delta_A\}^T \quad (20)$$

この斜め方向の内空変位の測定がない場合には、未知量と既知量の数は一致する。この式を解くと、初期応力パラメーターは次のように表される。

$$\begin{aligned} \begin{Bmatrix} \sigma_{x_0}/E \\ \sigma_{y_0}/E \end{Bmatrix} &= \frac{1}{(1+\nu)a} \cdot \frac{1}{2(3-4\nu)} \\ &\quad \times \begin{bmatrix} 2(1-\nu) & 2(1-2\nu) \\ (1-2\nu) & 4(1-\nu) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta_{BC} \\ \Delta_A \end{Bmatrix} \quad (21) \end{aligned}$$

また、側圧係数 $K_0$ を

$$K_0 = \sigma_{x_0}/\sigma_{y_0}$$

とすると、式(21)から次のように表される。

$$K = \frac{2(1-\nu)\Delta_{BC} + 2(1-2\nu)\Delta_A}{(1-2\nu)\Delta_{BC} + 4(1-\nu)\Delta_A} \quad (22)$$

以上にのべたように、トンネル掘削の際に生じる内空変位量および天端沈下量から地山の弾性係数を容易に推定することが明らかになった。また、このようにして得られた弾性係数を式(1)および式(2)に代入し、それぞれ、 $r$ および $\theta$ に関して微分すれば、トンネル周辺に生じるひずみを求めることができる。

### 3 推定結果に与えるトンネル形状の影響の検討

2章に示した逆解析法においては、トンネルの断面形状が円形であると仮定して弾性係数を推定している。しかしながら、多くの場合、トンネルの断面形状は円形ではない。したがって、トンネルの形状の相異が逆解析によって得られる弾性係数値に与える影響を調べて置く必要がある。その一例として、有限要素法による数値シミュ

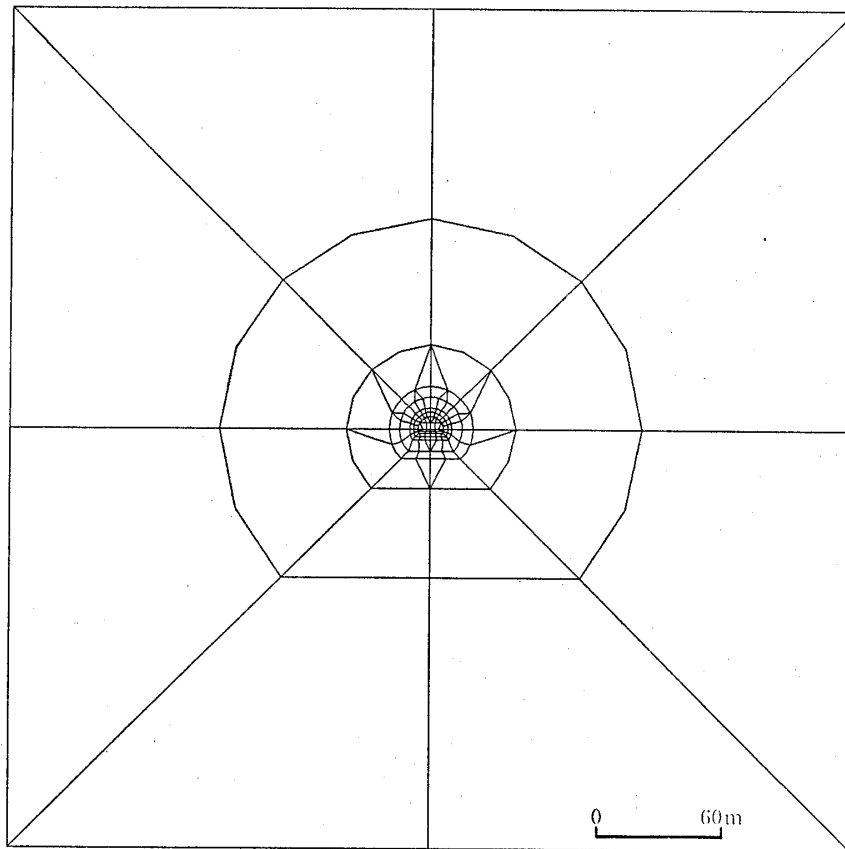


図-4 数値シミュレーションに用いた要素分割図  
Fig.4 Finite element mesh using the numerical simulation

シミュレーションを行って比較した。

ここで、形状の影響だけを対象とするのであるから、初期せん断応力は0と仮定した。そして、図-3に示す $\Delta_{BC}$ （内空変位量）および $u_A$ （天端沈下量）が得られたとき（すなわち、斜め方向の変位量 $\Delta_{AB}$ 、 $\Delta_{AC}$ が計測されていないとき）について検討することにした。

数値シミュレーションに用いたトンネル断面形状は、馬蹄型断面であり、有限要素分割図を図-4に示す。なお、このトンネル断面形状は、建設省ならびに日本道路公団において3級および4級断面として採用されている標準的な断面で、半径5メートル程度のトンネルを対象としたものである。有限要素は、解析の精度およびその取扱の便利さを考慮して、8節点アイソパラメトリック要素を用いた。数値シミュレーションはつぎの手順に従って行った。

- (1) 地山の初期応力、弾性係数およびポアソン比を仮定する。
- (2) 有限要素解析を行なう。
- (3) 内空変位量および天端沈下量を求める。
- (4) (3)の内空変位量および天端沈下量を入力値として2章に示した逆解析法を用いて、地山の物性値の

推定を行う。

FEM 計算の入力値としては、弾性係数 $E$ はすべての場合、 $10,000\text{kgf/cm}^2$ の一定の値とし、ポアソン比は0.3および0.4の場合を想定した。さきに述べたように、初期せん断応力は $0\text{kgf/cm}^2$ である。水平方向の初期応力 $\sigma_{x_0}$ および鉛直方向の初期応力 $\sigma_{y_0}$ はすべて圧縮で、 $10\sim 50\text{kgf/cm}^2$ の範囲の値とし、表-1に示すような組み合わせとした。

FEM 計算の結果えられた内空変位量および天端沈下量、また、これらの内空変位量および天端沈下量を入力値として求めた逆解析の結果は、表-1に示す通りである。ここに、内空変位量は全変位量の半分として示してある。

表-1に示してある逆解析結果から得られた側圧係数（計算） $K_c$ とFEMと計算時の側圧係数 $K$ とを比較すると、全体に逆解析による値の方が小さく、とくに、上半断面の場合にその傾向が顕著である。これは、ここに示した逆解析のための理論解が円形トンネルを対象としているため、上半盤の拘束結果を強く受ける結果となるためである。

つぎに、FEM 計算に用いた側圧係数 $K$ と逆解析結果

表一 数値シミュレーションの結果  
Table 1 Result of numerical simulation

## (a) 上半断面の場合

FEM計算に用いた入力値					FEM解析結果			逆解析結果			
弾性係数 $E$ kgf/cm <sup>2</sup>	ポアソン比 $\nu$	初期水平応力 $\sigma_{x0}$ kgf/cm <sup>2</sup>	初期垂直応力 $\sigma_{y0}$ kgf/cm <sup>2</sup>	初期せん断応力 $\tau_{xy0}$ kgf/cm <sup>2</sup>	内空変位 $\frac{U_b + U_c}{2}$ cm	天端沈下 $U_a$ cm	側圧係数 $K$	側圧係数(計算) $K_c$	見掛け弾性係数 $E^*$ kgf/cm <sup>2</sup>	低減率 $R$	
10000.0	0.3	-10.00	-10.00	0.00	0.0790	0.8117	1.000	0.3727	11840.4	0.845	
10000.0	0.3	-10.00	-20.00	0.00	-0.1452	1.8082	0.500	0.2102	11182.5	0.894	
10000.0	0.3	-10.00	-30.00	0.00	-0.3695	2.8047	0.333	0.1600	10979.3	0.911	
10000.0	0.3	-10.00	-40.00	0.00	-0.5937	3.8012	0.250	0.1356	10880.3	0.919	
10000.0	0.3	-10.00	-50.00	0.00	-0.8180	4.7978	0.200	0.1211	10821.6	0.924	
10000.0	0.3	-10.00	-10.00	0.00	0.0790	0.8117	1.000	0.3727	11840.4	0.845	
10000.0	0.3	-20.00	-10.00	0.00	0.3823	0.6268	2.000	0.7627	13420.9	0.745	
10000.0	0.3	-30.00	-10.00	0.00	0.6857	0.4420	3.000	1.2729	15485.1	0.646	
10000.0	0.3	-40.00	-10.00	0.00	0.9889	0.2572	4.000	1.9683	18301.6	0.546	
10000.0	0.3	-50.00	-10.00	0.00	1.2922	0.0723	5.000	2.9736	22374.0	0.447	
10000.0	0.4	-10.00	-10.00	0.00	0.1812	0.8248	1.000	0.3727	11290.1	0.886	
10000.0	0.4	-10.00	-20.00	0.00	0.0848	1.7510	0.500	0.2134	10937.4	0.914	
10000.0	0.4	-10.00	-30.00	0.00	-0.0177	2.6771	0.333	0.1602	10829.2	0.923	
10000.0	0.4	-10.00	-40.00	0.00	-0.1082	3.6032	0.250	0.1373	10769.9	0.929	
10000.0	0.4	-10.00	-50.00	0.00	-0.2047	4.5294	0.200	0.1224	10736.8	0.931	
10000.0	0.4	-10.00	-10.00	0.00	0.1812	0.8248	1.000	0.3727	11290.1	0.886	
10000.0	0.4	-20.00	-10.00	0.00	0.4590	0.7235	2.000	0.7245	12066.3	0.829	
10000.0	0.4	-30.00	-10.00	0.00	0.7367	0.6222	3.000	1.1281	12957.3	0.772	
10000.0	0.4	-40.00	-10.00	0.00	1.0144	0.5209	4.000	1.5960	13990.5	0.715	
10000.0	0.4	-50.00	-10.00	0.00	1.2922	0.4196	5.000	2.1452	15202.4	0.658	

## (b) 全断面の場合

FEM計算に用いた入力値					FEM解析結果			逆解析結果			
弾性係数 $E$ kgf/cm <sup>2</sup>	ポアソン比 $\nu$	初期水平応力 $\sigma_{x0}$ kgf/cm <sup>2</sup>	初期垂直応力 $\sigma_{y0}$ kgf/cm <sup>2</sup>	初期せん断応力 $\tau_{xy0}$ kgf/cm <sup>2</sup>	内空変位 $\frac{U_b + U_c}{2}$ cm	天端沈下 $U_a$ cm	側圧係数 $K$	側圧係数(計算) $K_c$	見掛け弾性係数 $E^*$ kgf/cm <sup>2</sup>	低減率 $R$	
10000.0	0.3	-10.00	-10.00	0.00	0.5181	0.8052	1.000	0.7849	10362.8	0.965	
10000.0	0.3	-10.00	-20.00	0.00	0.2910	1.8426	0.500	0.4245	10259.0	0.975	
10000.0	0.3	-10.00	-30.00	0.00	0.0639	2.8801	0.333	0.3060	10224.6	0.978	
10000.0	0.3	-10.00	-40.00	0.00	-0.1632	3.9176	0.250	0.2470	10207.4	0.980	
10000.0	0.3	-10.00	-50.00	0.00	-0.3903	4.9551	0.200	0.2117	10197.1	0.981	
10000.0	0.3	-10.00	-10.00	0.00	0.5181	0.8052	1.000	0.7849	10362.8	0.965	
10000.0	0.3	-20.00	-10.00	0.00	1.2632	0.5728	2.000	1.5282	10579.4	0.945	
10000.0	0.3	-30.00	-10.00	0.00	2.0084	0.3405	3.000	2.3030	10803.7	0.926	
10000.0	0.3	-40.00	-10.00	0.00	2.7536	0.1081	4.000	3.1117	11039.0	0.906	
10000.0	0.3	-50.00	-10.00	0.00	3.4987	-0.1242	5.000	3.9560	1283.80	0.886	
10000.0	0.4	-10.00	-10.00	0.00	0.5931	0.8377	1.000	0.7824	10307.0	0.970	
10000.0	0.4	-10.00	-20.00	0.00	0.5016	1.7994	0.500	0.4257	10252.8	0.975	
10000.0	0.4	-10.00	-30.00	0.00	0.4102	2.7611	0.333	0.3076	10234.8	0.977	
10000.0	0.4	-10.00	-40.00	0.00	0.3187	3.7228	0.250	0.2487	10225.9	0.978	
10000.0	0.4	-10.00	-50.00	0.00	0.2273	4.6845	0.200	0.2135	10220.5	0.978	
10000.0	0.4	-10.00	-10.00	0.00	0.5931	0.8377	1.000	0.7824	10307.0	0.970	
10000.0	0.4	-20.00	-10.00	0.00	1.2776	0.7137	2.000	1.5071	10417.3	0.960	
10000.0	0.4	-30.00	-10.00	0.00	1.9621	0.5897	3.000	2.2476	10530.0	0.950	
10000.0	0.4	-40.00	-10.00	0.00	2.6467	0.4658	4.000	3.0040	10643.8	0.940	
10000.0	0.4	-50.00	-10.00	0.00	3.3312	0.3418	5.000	3.7772	10761.4	0.929	

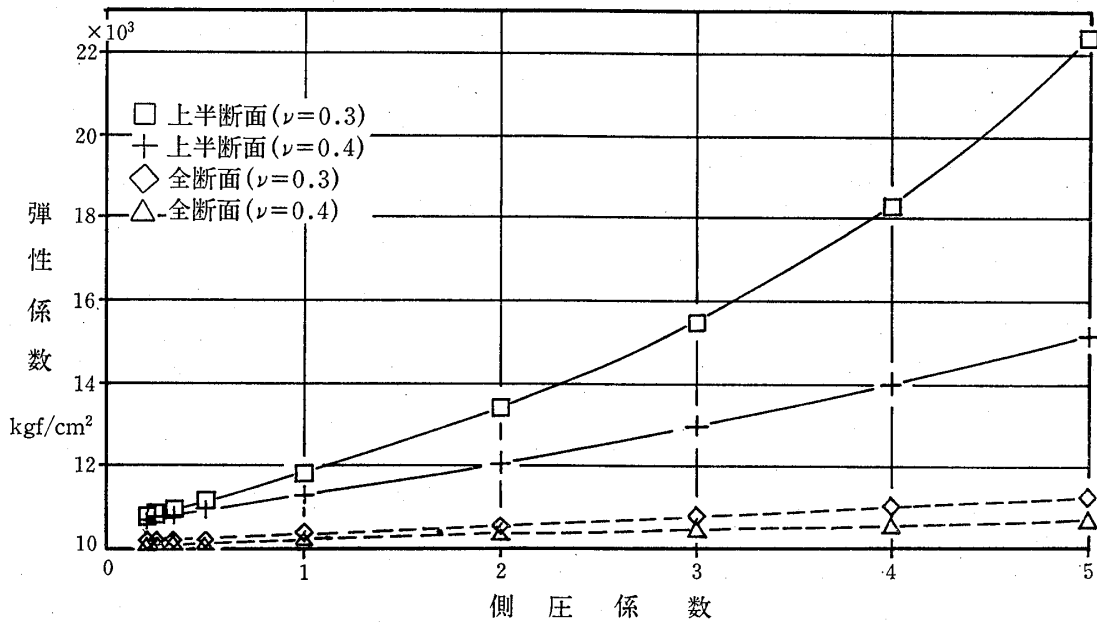


図-5 側圧係数（インプット）と見掛け弾性係数（アウトプット）の関係  
 Fig.5 Relationship between  $\sigma_x/\sigma_y$  ratio (as input) and apparent modulus of elasticity (as output)

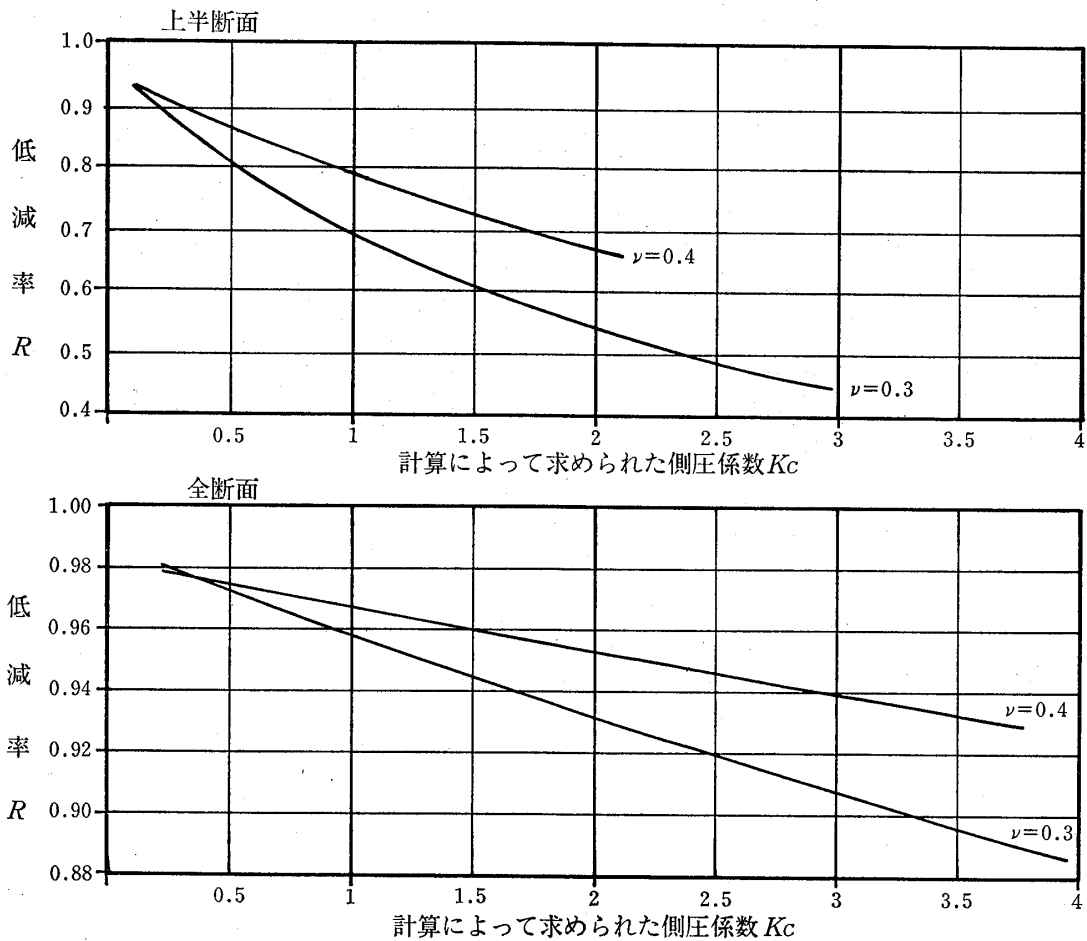


図-6 真の弾性係数を求めるための図  
 Fig.6 Chart for the estimation of real modulus of elasticity

の見掛け弾性係数  $K^*$  との関係は、図—5に示すようになる。この図に示すように、上半断面における見掛け弾性係数は、ポアソン比  $\nu=0,3$  の場合、側圧係数が5程度になると、FEM 計算に用いた値の2倍以上になっている。しかしながら、トンネルの形状が円形に近い全断面になると、ポアソン比の値による相異は小さく、しかも見掛け弾性係数はおよそ10%程度の誤差で推定することが可能となる。

上に述べたように、この逆解析法は円形断面のトンネルを対象としたものである。図—4に示すような実際の馬蹄形断面のトンネルに適用すると、求められる弾性係数は真の弾性係数とは異なった値となる。そこで、FEM 計算に入力として用いた弾性係数  $E$  (ここでは、この値が真の弾性係数に当たる) と逆解析の結果としてえられる見掛け弾性係数  $E^*$  との比を  $R$  と表し、これを低減率と呼ぶことにすると、

$$E = RE^*$$

によって、この報文に示した円形断面のトンネルに関する逆解析結果から得られる見掛け弾性係数を、真の弾性係数に換算することが可能になる。

図—6は、表—1に示してある逆解析によって得られた側圧係数(計算)と低減率との関係をポアソン比をパラメータとしてプロットしたものである。図に示すように、この両者の関係は単調な変化を示す曲線となり、これによって低減率を容易に求めることができる。

#### 4 Aトンネルにおける現場計測結果への適用

Aトンネルは、主として砂質凝灰岩中に建設された長さ約1,000mの2車線の道路トンネルである。トンネル坑口から約100~600mの間に分布する砂質凝灰岩(図—7参照)は、地質調査の段階から、膨張性を有していることが指摘されており、スレーキング性も大きいことが予想されていた。したがって、設計においては、この砂質凝灰岩の部分を実験パターンとして設定し、地山の膨張性を考慮してインバートを打設することとした。

そして、地山の安定性の評価および支保設計の妥当性の検討を行うために、施工中には、一間ごとに切羽の観察を行い、さらに、内空変位計測および天端沈下計測の“A計測”を20m間隔に実施することとした。また、この砂質凝灰岩中の測点 No.170+10 および測点 No.161+05 においては、地中変位計測、ロックボルト軸力計測、支保工(吹き付けコンクリート、鋼製支保工)応力計測などの“B計測”を行った。これらの“B計測”の

結果を用いて、有限要素法による逆解析および順解析を実施し、精密な地山の安定性の評価および支保工の適否の検討に加えて、さらに将来の予測を行った。

“A計測”から得られた内空変位および天端沈下を用いて、本報告に示した逆解析によって計算された見掛け弾性係数  $E^*$  および図—6の関係から求められる低減率  $R$  を用いて求めた真の弾性係数  $E$  を図—7の中段に示す。この  $E$  の値は、精密な“B計測”によって推定された弾性係数の値とほとんど一致している。したがって、“A計測”から推定される弾性係数から地山のひずみを推定することが可能となり、“A計測”の結果も“B計測”の結果と同様に、設計・施工にフィードバックすることが可能となる。

トンネルの掘削が進むに伴って、坑口から約100~200m間の砂質凝灰岩の部分において計測された“A計測”による弾性係数の値は、2,500~3,700kgf/cm<sup>2</sup>の範囲にあり、その平均は約3,200kgf/cm<sup>2</sup>程度である。これらの弾性係数の値は、設計に採用された4,000kgf/cm<sup>2</sup>に比べると、およそ20%ほど小さい値となっている。これに対して、測点 No.170+10 における“B計測”による弾性係数の値は5,700kgf/cm<sup>2</sup>であるとはいえ、図—7の下端に示すように、坑口から120~140m間においては湧水があり、部分的に増ボルトなどの補助工が施工された。

このような砂質凝灰岩の力学的性質および掘削状況に加えて、掘削が進むに従って土被り高さも大きくなることを考慮して、測点 No.170+10 (坑口より約180m) 以深においては、設計時の支保パターン“E”に左右3本ずつの増ボルトを実施することとした。この施工に対する変更が決まるまでの間に、トンネル掘削は測点 No.167 (坑口より約260m) 付近まで進んでいた。したがって、測点 No.170+10 から測点 No.167 までの80m間は増ボルトを実施し、測点 No.167 以深は増ボルトを加えた支保パターン]E'[によって施工することにした。そして、狭被りが最も高くなる測点 No.161+05 付近において“B計測”を実施し、この支保パターンの妥当性を評価することとした。

図—8は、トンネル上半掘削後に、測点 No.161+05 付近において実施した“B計測”の地中変位の計測値と逆解析によって求められた変位の計算値とを比較したものである。この図から明らかなように、地中変位の計測値と計算値は極めて良い一致を示しており、逆解析の結果の妥当性を証している。

さらに、この逆解析によって求められた弾性係数および初期応力を用いて順解析を行った。その結果得られた



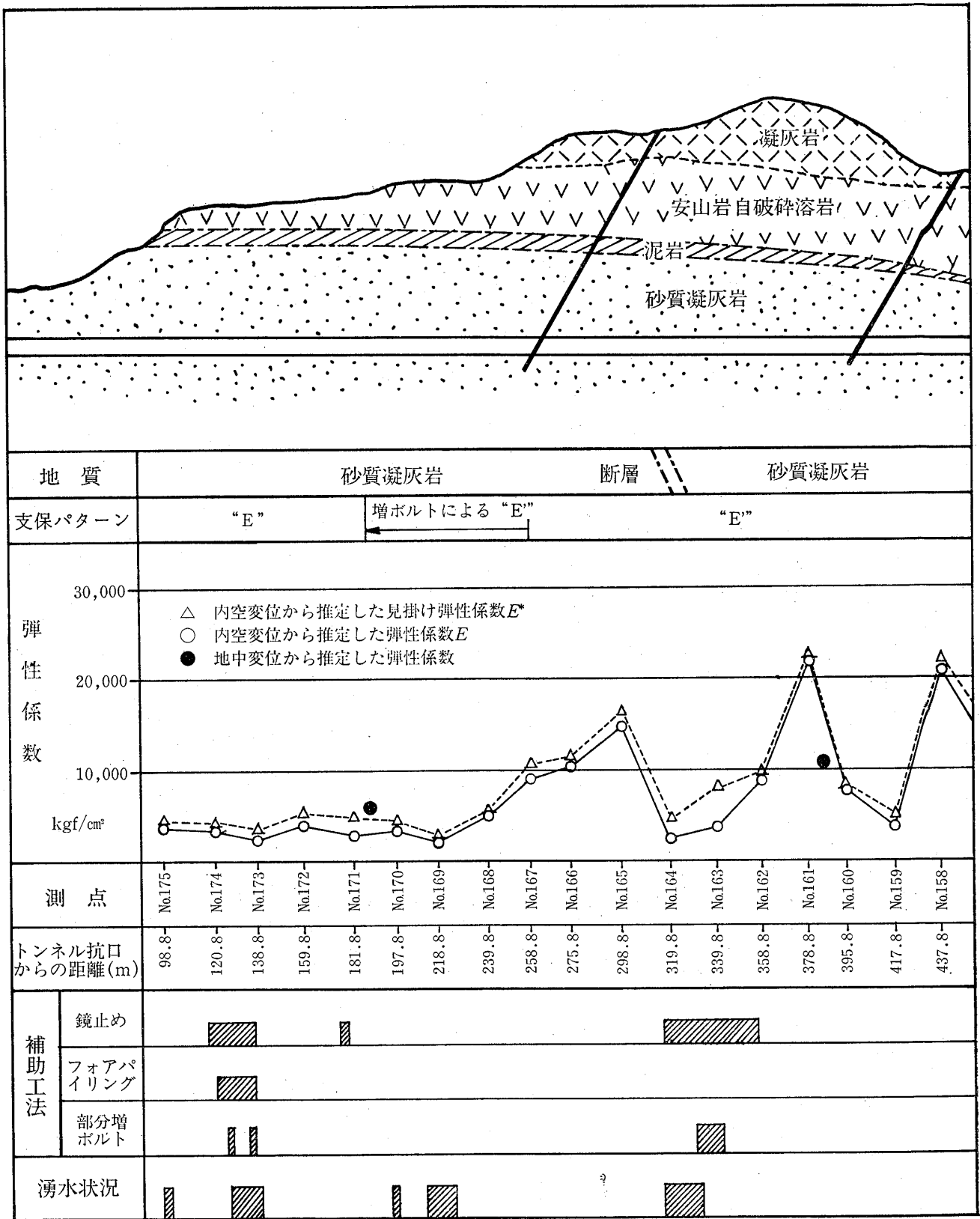
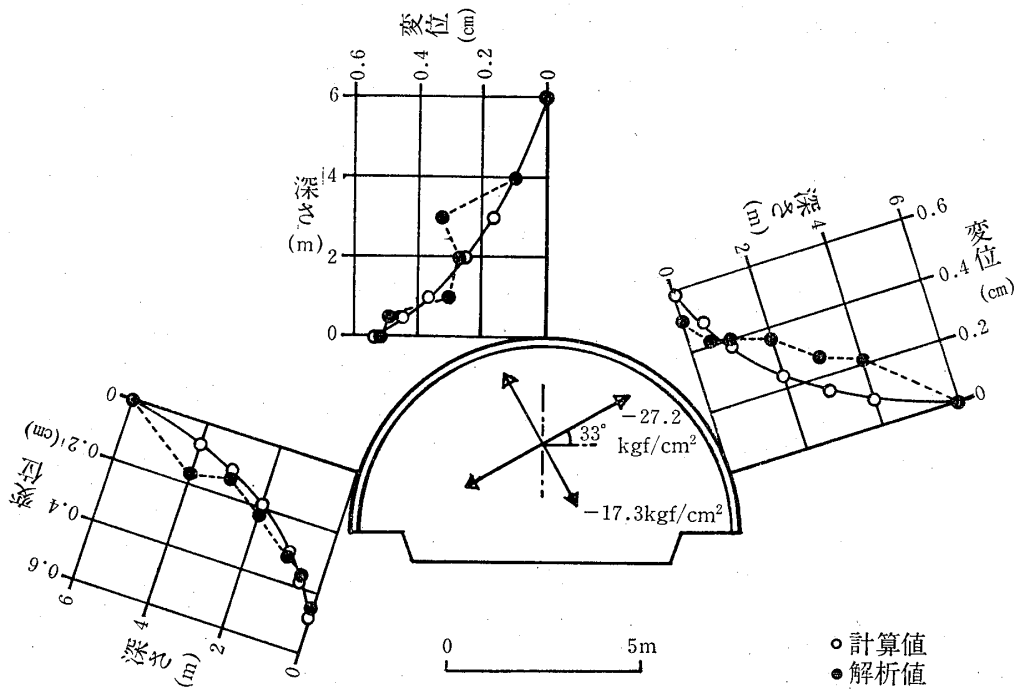
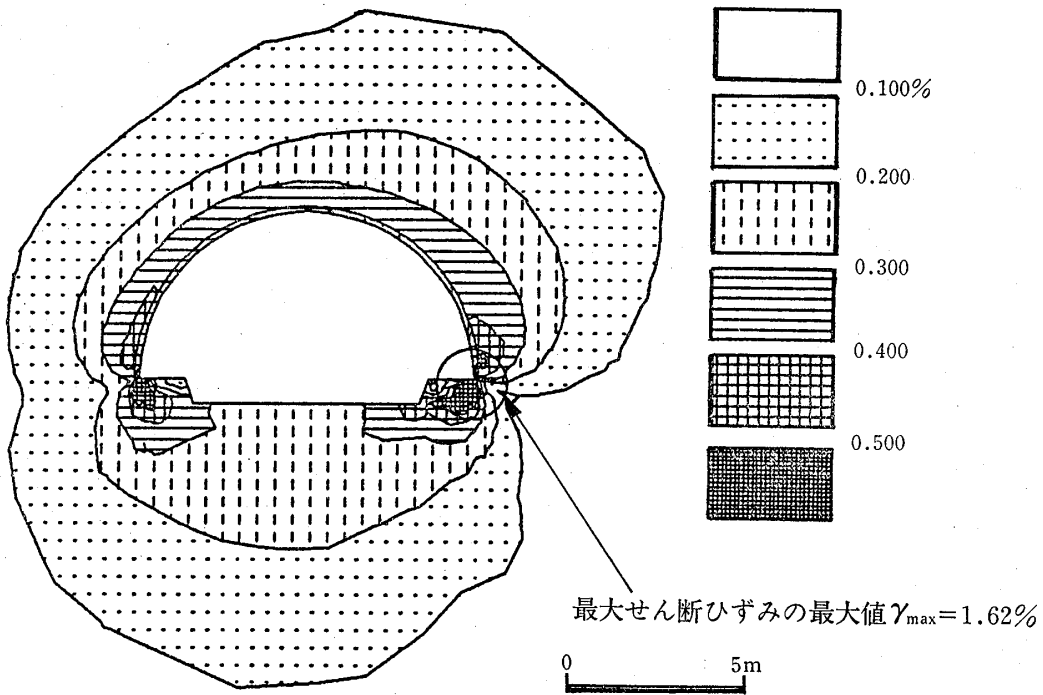


図-7 トンネルに対する解析実例  
 Fig.7 Example of back analysis for tunnel



図一八 計測値と解析値との比較

Fig.8 Comparison of field measurement values and back analysis values



図一九 逆解析によって得られる最大せん断ひずみ分布

Fig.9 Distribution of maximum shear strain obtained by the back analysis

トンネル周辺の地山の最大せん断ひずみ分布は図一九に示すようになる。この図によれば、踏前部を除いて、トンネル周辺に分布する最大せん断ひずみは0.4%以下であり、このトンネルの限界ひずみ(0.9%)に比べて十分小さい値となっている。したがって、この支保パターン

は十分妥当なものであるといえる。

一方、図一七に示すように、“A”計測から求められた弾性係数は、増ボルトを施工した後に計測された測点 No.167においては9,000kgf/cm<sup>2</sup>、測点 No.166においては10,000kgf/cm<sup>2</sup>、測点 No.165においては15,000

kgf/cm<sup>2</sup> となっており、土被りが大きくなっているにも拘らず、しだいに大きくなっている。これは、支保パターンを変更したことによってトンネルの支保効果が大きくなり、地山の弾性係数が見掛け上大きく推定されることによるものと考えられる。しかしながら、測点 No.164 および測点 No.163 付近においては湧水が見られ、弾性係数の値が 3,000kgf/cm<sup>2</sup> 程度に低下している。この部分では補助工が行われた。

以上述べたことを勘案すると、増ボルトを加えた支保パターンは“E”標準パターンとして妥当であり、また、“A計測”によって得られる見掛け上の弾性係数が 10,000kgf/cm<sup>2</sup> 程度以上あれば、十分な安定性をもって掘削を進めることができると考えられた。

このように、“A計測”と“B計測”を有機的に結合して、“A計測”による結果の信頼性を高め、これによって得られる見掛け上の弾性係数の値を用いて、施工中の地山の安定性を管理することによって、このAトンネルの膨張性を有する砂質凝灰岩の区間を安全に施工することができた。

## 5 あとがき

現場において計測される内空変位および天端沈下を用いて、トンネル形状を円形とした場合の逆解析法を提案し、建設省や日本道路公団において3級および4級断面として採用されている標準的な断面への換算法をも示した。そして、この方法を実際のトンネル掘削に適用して、その有効性を確かめた。

トンネルの安定性は、いかにして地山を緩めずに掘削するかということにある。したがって、トンネル周辺の地山の中の挙動を測定することが肝要である。すなわち、現場の計測においても、地中変位計測に代表されるような地山の挙動を明確にするような計測が望まれる。しかしながら、実際には、地中変位を測定する地点・個数は限られている。したがって、それらの結果をトンネルの縦断面的に解釈することができる方法が必要となってくる。

この報文に述べた方法は、トンネル縦断面的に実施される“A計測”のデータを使用している。この解析結果からも地山の弾性係数が求められており、“B計測”によって求められる弾性係数との関係を明確にすることによって、“A計測”からも地山のひずみ分布を類推することができるのではないかと考えている。そして、トン

ネル縦断方向全体のひずみ分布を推定することができるならば、このひずみ量と限界ひずみ量とを比較することによって、トンネル掘削時のより精密な情報化施工が可能になると考える。

## 参 考 文 献

- 足立紀尚, 矢野隆夫(1987): トンネル掘削に伴う変位計測結果の簡易推定法 土木学会論文集 第388号 / III-8, pp.207~216
- Arai, K., Ohta, H. and Yasui, I. (1983): Simple optimization techniques for evaluating deformation moduli from field observations, Soil and Foundations, Vol.23, No.1, pp.107~113
- 荒井克彦, 片瀬貴文(1984): トンネルの内空変位計測に基づく地盤変形・強度定数の推定 土質工学会論文報告集 Vol.24, No.2, pp.171~179
- Hisatake, M. and Ito, T. (1983): Back analysis method to tunnel linings, Proc. Int. Symp. on Field Measurement Geomech., Zurich, pp.1047~1056
- 久武勝保, 伊藤富雄, 大田哲也(1984): トンネル問題における3次元逆解析法 第16回岩盤力学に関するシンポジウム pp.185~189
- 近藤達敏(1981): トンネル掘削時の半径方向実測変位に基づいて周辺地山のひずみ分布を求める実際的手法の考察 応用地質調査事務所年報 No.3, pp.149~164
- Sakurai, S. and Abe, S. (1979): A design approach to dimensioning underground opening, Proc. 3rd Int. Conf. Numerical Method in Geomechanics, Aachen, Vol.2, pp.649~661
- 桜井春輔(1982): トンネル工事における変位計測結果の評価法 土木学会論文集 第317号 pp.93~100
- 桜井春輔, 武内邦文(1983): トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法 土木学会論文集 第337号 pp.113~145
- 桜井春輔, 清水則一, 松室圭介(1988): 計測変位に基づく地下空洞周辺地山に発生する塑性領域の推定法 土木学会論文集 第394号 / III-9, pp.89~96
- Terzaghi, K. and Peck, R.B. (1948): Soil Mechanics in Engineering Practice, John Willey and Sons

