

# マイクロコンピュータによる地下空洞掘削時の安定性の評価

## EVALUATION OF STABILITY OF UNDERGROUND OPENINGS BY USING MICRO-COMPUTERS

桜井春輔\*・進士正人\*\*

By Shunsuke SAKURAI and Masato SHINJI

This paper deals with a method of monitoring the stability of underground openings during the construction. The method is based on the interpretation of displacements measured in the field. The strain evaluated from measured displacements is compared with the critical strain of materials. If the occurring strain is still smaller than the critical strain, the stability of openings is guaranteed. Normalized initial stress is used for determining the strain distributions around the openings. Back analysis plays an important role for obtaining the normalized initial stress from measured displacements. In order to make a quick interpretation of field measurements, microcomputers are generally placed at construction site so that the back analysis can be performed right after taking measurements.

In this paper, the mathematical formulation of the back analysis for the use of microcomputers is shown together with some results of case studies.

### 1. ま え が き

地盤にかかわる構造物の設計において、いかに十分な地盤調査ならびに各種の試験を行い、さらに詳細な解析を行っても、実際に施工した際の構造物の挙動が設計時に予測した挙動と異なることはしばしば経験する。これは、地盤の非均質性や不確定性のために、現在の調査・試験の技術では解析に必要なインプットデータをすべて精度よく求めることが非常に困難なこと、さらに解析に用いる力学的モデルの単純化が現実の地盤の挙動を正しく評価し得ていないことに起因するのであろう。

このような予測と実際の相違を埋めるためには、施工中に行う動態観測の結果によって設計・施工法の再評価を行い、場合によっては当初の設計の変更を行う方法がとられる。この方法は、すでに1948年、Terzaghi-Peckによって“Observational Procedure”として提唱されている<sup>1)</sup>。特に最近、これは情報化施工<sup>2)</sup>と名づけられ、種々の優れた具体的な方法が提案、実施されるようになった。たとえば、大型鋼管矢板井筒の施工におい

て、計測結果から、コンピュータによって鋼管矢板の現状を把握すると同時に、次のステップの掘削時と最終掘削時の予想値を推定し、リアルタイムで施工管理を行う方法<sup>3)</sup>、連続RC壁による大型掘削工事における同様の施工管理システム<sup>4)</sup>、また、盛土における現場計測の結果から、経済的評価をも含めた各段階の盛土の最適な施工法の決定法<sup>5)</sup>、あるいは、側方変位の測定結果を用いた施工管理<sup>6)</sup>や破壊予測<sup>7)</sup>など、種々の方法が提案されている。

一方、トンネル工事においても、現場計測によって支保工の建込み時期を決定した報告<sup>8)</sup>、あるいは、先進側壁導坑掘削時の測定データを解析し、上部半断面掘削を在来工法からNATMに切り替え、断層を突破した報告<sup>9)</sup>など、最近では、NATMに関連して多くの現場計測の実施例が報告されている。この場合、最も重要なことは計測結果をただちに設計・施工へフィードバックさせることである。しかし、現状では、計測を行っても、その結果が十分に設計・施工に生かされない場合も珍しくないように思われる。これは、計測結果の評価法、さらには設計・施工へのフィードバックの方法論が確立されていないことに起因すると考えられる。

本論文においては、このような状況を考慮し、トンネルなどの地下空洞の安定性の評価を、現場に設置したマ

\* 正会員 工博, Ph. D. 神戸大学教授 工学部土木工学科  
(〒657 神戸市灘区六甲台町)

\*\* 学生会員 工修 神戸大学大学院自然科学研究科  
(現・応用地質株式会社技術本部)

マイクロコンピュータによって行う一方法を提案する。

## 2. 安定性の評価法の概要

ここで述べるトンネルなどの地下空洞掘削時の安定性の評価法は、桜井が先に提案した直接ひずみ評価法 (D. S. E. T)<sup>10)</sup> に基づくものである。これは、地下空洞の掘削時に行う変位計測の結果から空洞周辺のひずみ分布を求め、それを地山材料の限界ひずみと比較することによって空洞の安定性を評価しようとするものである。しかし、測定変位から直接ひずみを求めるためには、測定点の数が十分に多くなければならない。すなわち、トンネルなどで、内空変位しか測定しない場合には、測定変位から直接にひずみを求めることは難しい。そこで、測定変位から、一度、地山の初期応力および力学定数を求め、それらの値をインプットデータとして通常の有限要素法などの解析によって、空洞周辺のひずみ分布を求める方法が考えられる (Fig.1 参照)。

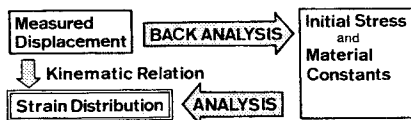


Fig.1 Determination of strain distribution from measured displacements.

この方法では、変位計測の結果から初期応力および力学定数をいかに迅速に、かつ精度よく求めるかが重要なポイントとなる。

このように、応力や変位の測定値から、材料定数や荷重などを求める解析は、一般の構造解析の逆を行うものであり、逆解析とよばれすでに多くの研究が発表されている<sup>11)~15)</sup>。しかし、地盤工学問題においては、測定値のばらつきが大きいので、ばらつきによって解が不安定にならない逆解析法を採用する必要がある。また、測定結果は、ただちに設計・施工へフィードバックさせることが重要であり、そのためには、逆解析法は取扱いが簡単で、かつ、その演算は、現場に設置できる程度のマイクロコンピュータによって迅速に行えるものが望ましい。

桜井、武内は、このような状況を考え、地山を最も簡単な力学モデルである等方等質の線形弾性体と仮定し、変位測定の結果から、初期応力および地山の弾性係数を逆算する方法を提案した<sup>16)</sup>。そして、計算機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。しかし、有限要素法に基づくこの定式化は、剛性マトリックスの逆行列演算を含むため、そのままではマイクロコンピュータへの適用は困難であ

る。したがって、著者らは、本研究において剛性マトリックスの逆行列が柔性マトリックスとなることに着目し、マイクロコンピュータによって演算可能なアルゴリズムを開発し、十分に実際の現場に適用できることを確かめた。そして、さらに逆解析の結果をカラーグラフィックディスプレイに表示することにより、計測後ただちに地下空洞の安定性を評価できるプログラムの開発を行った。

本論文では、以下そのアルゴリズムと、使用した、マイクロコンピュータについて述べ、さらに若干の考察ならびに実際の適用例を示す。

## 3. 基礎式の誘導\*

地下空洞の掘削問題を有限要素法で解析する場合は、まず、掘削面に作用する掘削相当外力を求める必要がある。この外力は、掘削前に作用している初期応力を用いて、次式のように与えられる。

$$\{\bar{P}\} = \int_V [B]^T \{\sigma_0\} dV \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $\{\bar{P}\}$ : 掘削面上の節点に作用する掘削相当外力 (節点力)

$[B]$ : 節点変位-ひずみ関係マトリックス

$\{\sigma_0\}$ : 地山の初期応力

積分は掘削要素に対する体積積分を表わす。

いま、二次元平面問題を考えるとトンネル掘削前の地山の初期応力は、次のように表わせる。

$$\{\sigma_0\} = \{\sigma_{x0}, \sigma_{y0}, \tau_{xy0}\}^T \dots\dots\dots (2)$$

ただし、引張応力を正とする。なお、この初期応力は、Fig.2 に示すようにトンネル掘削部において平均的なものとする。

式 (2) を考慮すると式 (1) は、次のように書き表わすことができる。

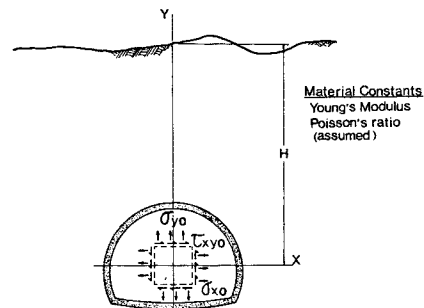


Fig.2 Modelling of ground medium.

\* ここで示す基礎式の誘導は、先に桜井、武内によって示されたもの<sup>16)</sup>と本質的には同じであるが、剛性マトリックスの逆行列が柔性マトリックスになることを考え、マイクロコンピュータ用に変更を行った。

$$\{\bar{P}\} = \sigma_{x0}\{\bar{P}_1\} + \sigma_{y0}\{\bar{P}_2\} + \tau_{xy0}\{\bar{P}_3\} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $\{\bar{P}_i\}$  ( $i=1, 3$ ) は、初期応力成分  $\sigma_{x0}$ ,  $\sigma_{y0}$ ,  $\tau_{xy0}$  をそれぞれ単位としたときの外力ベクトルの成分であり、たとえば  $\{\bar{P}_1\}$  は、式 (1) において初期応力を  $\{\sigma_0\} = \{1, 0, 0\}^T$  として式 (1) から求めることができる。 $\{\bar{P}_2\}$ ,  $\{\bar{P}_3\}$  も同様にして求められる。

全解析領域の節点におけるつり合い式は、一般に、次の剛性方程式によって表わされる。

$$\{P\} = [K]\{u\} \dots\dots\dots (4)$$

ここで、 $\{P\}$ ,  $\{u\}$  は、それぞれ節点に作用する外力および節点変位、 $[K]$  は、解析領域全体にわたる剛性マトリックスである。いま、地山を等方等質の弾性体と仮定し、その弾性係数、ポアソン比を、それぞれ  $E_r$ ,  $\nu_r$  とする。またトンネルは、覆工されるものとし、その覆工材料の弾性係数、ポアソン比を、それぞれ  $E_i$ ,  $\nu_i$  とする。この場合、式 (3) を (4) に代入すれば次式を得る。

$$\frac{\sigma_{x0}}{E_r}\{P_1\} + \frac{\sigma_{y0}}{E_r}\{P_2\} + \frac{\tau_{xy0}}{E_r}\{P_3\} = [K^*]\{u\} \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 $\{P_i\}$  ( $i=1, 3$ ) は、 $\{\bar{P}_i\}$  を解析領域全体に拡張した荷重ベクトル成分であり、掘削面上の節点以外はすべてゼロである。 $[K^*]$  は、 $E_r=1$  および  $E_i=1$  に対する地山および覆工の剛性マトリックス  $[K_r]$ ,  $[K_i]$  を用いて以下の式で表わされる。

$$[K^*] = [K_r] + R[K_i], \quad R = E_i/E_r \dots\dots\dots (6)$$

ここで  $R$  を覆工と地山の剛性比とよぶ。なお、式 (6) までの誘導はすでに発表されたもの<sup>16)</sup>と同じであるが、ここでは、計算時間の短縮を計り、マイクロコンピュータによって演算可能なように以下に示すような工夫を行った。

まず、式 (5) において、 $\sigma_{x0}/E_r = 1$ ,  $\sigma_{y0}/E_r = \tau_{xy0}/E_r = 0$  と仮定すれば、次式を得る。

$$\{P_1\} = [K^*]\{u\} \dots\dots\dots (7)$$

式 (7) を解くことにより  $\sigma_{x0}/E_r = 1$  に対する全節点変位  $\{u_x\}$  を求めることができる。ただし、剛性比  $R$  および地山と覆工のポアソン比は仮定する。同様に、 $\sigma_{y0}/E_r = 1$  および  $\tau_{xy0}/E_r = 1$  における変位をそれぞれ  $\{u_y\}$ ,  $\{u_{xy}\}$  とすれば、式 (5) 右辺の節点変位  $\{u\}$  は、重ね合せの原理により次式のように表わされる。

$$[A]\{C\} = \{u\} \dots\dots\dots (8)$$

ここで、 $[A] = \{\{u_x\}, \{u_y\}, \{u_{xy}\}\}$

$$\{C\} = \{\sigma_{x0}/E_r, \sigma_{y0}/E_r, \tau_{xy0}/E_r\}^T$$

$\{C\}$  は、初期応力パラメーターと名づける。

式 (8) の節点変位  $\{u\}$  には、測定変位 (既知)  $\{u_i\}$  と測定されていない変位 (未知)  $\{u_j\}$  からなる。したがって式 (8) は、次のように書ける。

$$\begin{bmatrix} A_1 \\ A_2 \end{bmatrix} \{C\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (9)$$

よって次式を得る。

$$[A_i]\{C\} = \{u_i\} \dots\dots\dots (10)$$

ここで、 $[A_i]$  は地山と覆工材料のポアソン比、および、剛性比  $R (= E_i/E_r)$  を与えることによって一意的に定められる。このようにして求められるマトリックス  $[A_i]$  は、先に桜井、武内によって剛性マトリックスの逆行列として求められたもの<sup>16)</sup>とまったく同じ値を与えるが、ここで示した方法によると演算時間は約 1/20 に短縮される。

なお、式 (10) の測定変位  $\{u_i\}$  は絶対変位である。しかし、一般に変位の測定値は 2 点間の相対変位である。よって、 $\{u_i\}$  を相対変位  $\{\Delta u_i\}$  に変換しておく都合がよい。たとえば、Fig. 3 に示すような計測点において測定軸線に沿った測定点①、②の相対変位  $\Delta u_{12}$  および、測定点①、③の相対変位  $\Delta u_{13}$  は、各測定点の  $X, Y$  方向の絶対変位を用いて次式のように表わすことができる。なお、測線と  $X$  方向の絶対変位  $u$  のなす角を  $\alpha$  とする。

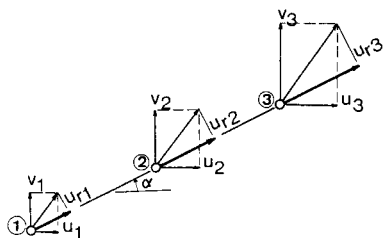


Fig. 3 Displacements at measuring points.

$$\Delta u_{12} = u_{r2} - u_{r1} = (u_2 \cos \alpha + v_2 \sin \alpha)$$

$$- (u_1 \cos \alpha + v_1 \sin \alpha)$$

$$\Delta u_{13} = u_{r3} - u_{r1} = (u_3 \cos \alpha + v_3 \sin \alpha)$$

$$- (u_1 \cos \alpha + v_1 \sin \alpha)$$

上式をマトリックス表示すれば、

$$\begin{Bmatrix} \Delta u_{12} \\ \Delta u_{13} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} -\cos \alpha & -\sin \alpha & \cos \alpha & \sin \alpha & 0 & 0 \\ -\cos \alpha & -\sin \alpha & 0 & 0 & \cos \alpha & \sin \alpha \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (11)$$

よってすべての相対変位  $\{\Delta u_i\}$  は、絶対変位  $\{u_i\}$  によって次のように表わされる。

$$\{\Delta u_i\} = [T]\{u_i\} \dots\dots\dots (12)$$

ここで、 $[T]$  は、変換マトリックスであり、式 (11) を

考慮して容易に求めることができる。したがって、式(10)および(12)から次式を得る。

$$[A_i] \{C\} = \{\Delta u_i\} \dots \dots \dots (13)$$

ここで、 $[A_i] = [T][A]$

式(13)は、未知量3個(初期応力パラメーター)を含む方程式であり、その数は、測定変位の数と等しい。

一般に、測定変位の数は、未知量の数より多く取り得るので、未知量 $\{C\}$ は、適当な最適化手法によって決定することができる。いま、最小二乗法を用いるなら、式(13)から次式を得る。

$$\{C\} = [F] \{\Delta u_i\} \dots \dots \dots (14)$$

ここで、 $[F] = ([A_i]^T [A_i])^{-1} [A_i]^T$

式(14)によって、相対変位 $\{\Delta u_i\}$ から一意的に初期応力パラメーター $\{C\}$ を求めることができる。

このようにして、初期応力パラメーターが求められると式(8)からただちに全節点変位が決定される。そして、さらに、節点変位とひずみの関係式

$$\{\epsilon\} = [B] \{u\} \dots \dots \dots (15)$$

を用いることより、地下空洞周辺のひずみ分布を求めることができる。

なお、ここで示した定式化は、先に桜井、武内によって示されたもの<sup>16)</sup>に比較して、次のような特徴がある。

- a) アルゴリズムが簡単であり、コンパクトなプログラムになる。
- b) 大行列の逆行列計算がないため、精度のよい解を求めることができ、また演算時間も短縮できる。
- c) バンドマトリックス法、または、スカイライン法等の省メモリーに関する手法が利用できる。

これらの特徴は、現場に設置されるマイクロコンピュータによって、変位測定結果を評価する際、この定式化がきわめて有効であることを示している。

#### 4. 本研究で用いた解析装置

近年のマイクロコンピュータの進歩は、めざましいものがある。この進歩により、従来、大型計算機のみによって可能な有限要素法などの構造解析が、マイクロコンピュータでも十分に演算できるようになってきた。

本研究で使用したマイクロコンピュータは、NEC PC-9801であり、Fig.4に周辺機器(ハードウェア)を示す。図中320キロバイトのRAMディスクは、本体の約700キロバイトのメモリーの一部を改造し、メモリーをフロッピーディスクのように使えるようにしたものである。これにより、ディスク上の全体剛性マトリックスをアクセスするために必要なI/O時間をきわめて短縮することができる。

なお、この解析プログラムDBAP/M(Direct Back Analysis Program for Micro-Computers)は、i8086用

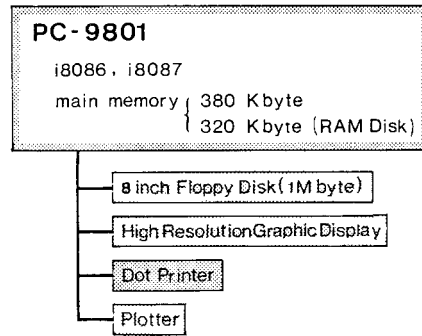


Fig.4 Components of hardware used in this study.

汎用DOS(Disk Operating System)として開発されたCP/M-86(Digital Research)およびMS-DOS(Microsoft)上で計算を実行するものである。また、プログラムはFORTRANによって書かれておりSSS FORTRAN IV(Super Soft)およびMS-FORTRAN(Microsoft)によってコンパイルすることができる。

#### 5. 解析手順

Fig.5は、本研究における解析手順のフローチャートである。このフローは、4個のステップに大別できる。

- (1) 地下空洞が素掘りの場合は、式(6)の剛性比 $R$ がゼロとなり、インプットデータから全体剛性マトリックスを唯一的に作成することができる。ただし、地山および覆工材料のポアソン比は仮定する。次に、式(5)の初期応力パラメーターの1つだけを1とし(他の2つはゼロ)変位を求め、式(8)のマトリックス $[A]$ を作成する。

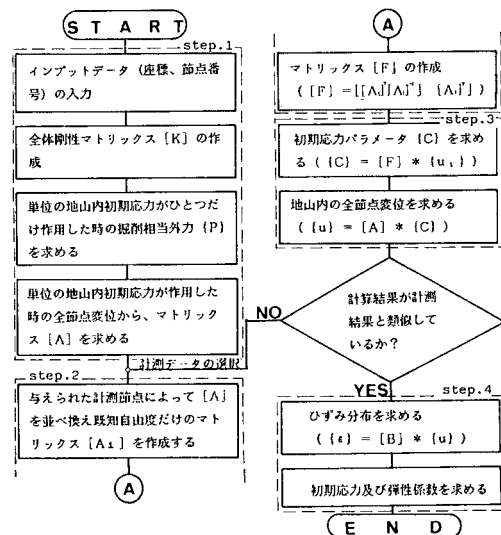


Fig.5 Procedure of analysis.

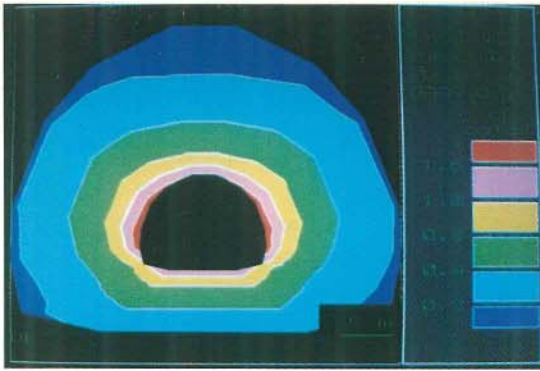


Photo.1 Maximum shear strain distribution calculated by ordinary F.E. analysis (with lining  $E_r/E_l=0.1$ ).

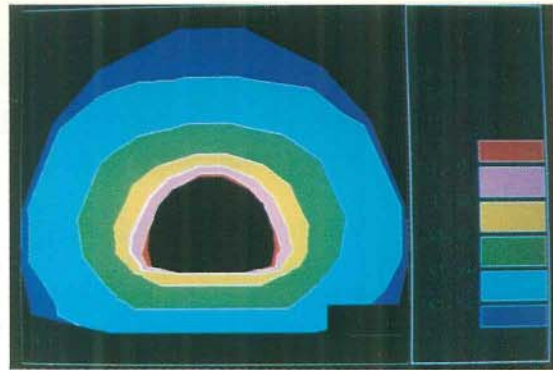


Photo.2 Maximum shear strain distribution back-analyzed from "measurement" (without lining).

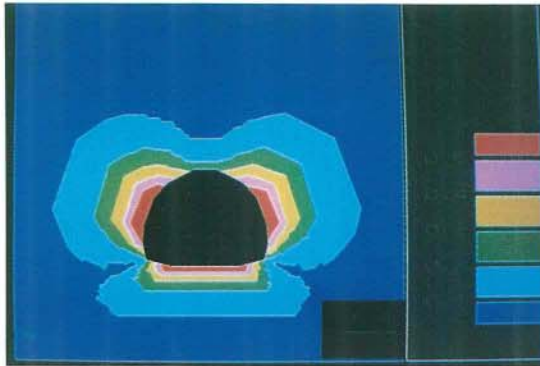


Photo.3 Maximum shear strain distribution calculated by ordinary F.E. analysis (with lining  $E_r/E_l=0.01$ ).

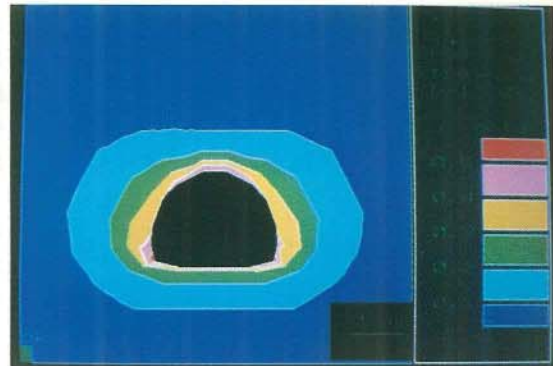


Photo.4 Maximum shear strain distribution back-analyzed from "measurement" (without lining).

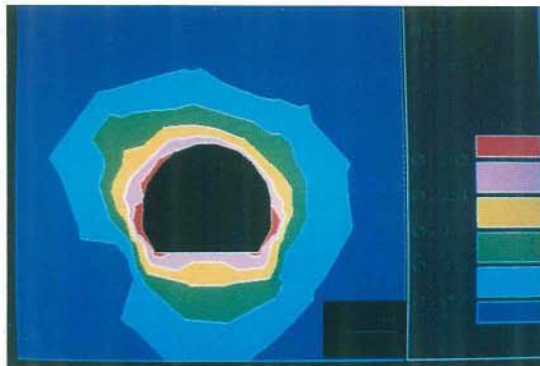


Photo.5 Maximum shear strain distribution (Case-1).

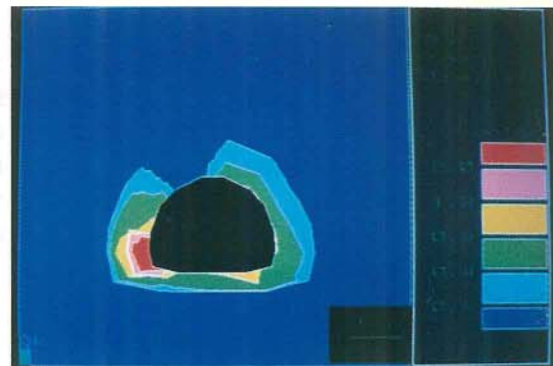


Photo.6 Maximum shear strain distribution (Case-2).

(2)  $[A]$  から、測定位置に関連する節点だけのマトリックス  $[A_1]$  を作成する。次に、測定データが相対変位であれば、式(12)の処理を行う。そして、式(14)のマトリックス  $[F]$  を作成する。

(3)  $[F]$  に変位測定データを掛け合わせることで、初期応力パラメーター  $|C|$  を求める。そして、ステップ(1)ですでに求められているマトリックス  $[A]$  に  $|C|$  を掛け合わせ全節点変位を求める

(式(8)参照).

(4) ステップ(3)の全節点変位から,式(15)によって地山のひずみ分布が求められる. また, 初期応力の鉛直成分  $\sigma_{y0}$  が土かぶり圧に等しいと仮定すれば, 初期応力成分および地山の弾性係数の値はすべて求められる.

以上は, 地下空洞を素掘りで掘削する場合である. 次に, 覆工を有する場合について述べる. まず, 地山と覆工材料のポアソン比を与えると同時に, 地山と覆工材料の剛性比  $R$  を決定する. 最初に仮定する剛性比は, 適当でよい. これを,  $R_1$  とする. ここで, 覆工材料の弾性係数  $E_i$  は既知であるから, 仮定した  $R_1$  に対して逆解析された地山の弾性係数  $E_r$  を用いて新しい剛性比  $R$  が計算できる. これを  $R_2$  とする. いま, この  $R_2$  が最初に仮定した  $R_1$  と比較して差がある場合は, 上に述べた計算を次の関係式が満足するまで繰り返す.

$$\left| \frac{R_{i+1} - R_i}{R_i} \right| < \epsilon \dots\dots\dots(16)$$

ここで,  $\epsilon$  は許容誤差を表わす. なお, 工学的に十分な精度を得るためには, 4~5回の繰返し計算を行えばよい.

### 6. 解析モデルと演算時間

ここで, 実際のトンネルに適用した例を用いて演算時間の検討を行う. 検討に用いた解析モデル(要素数: 69, 節点数: 218)を Fig. 6 に示す.

図に示す有限要素分割は著者らが現場において用いている一般的なものであり, 施工管理のための逆解析においては, この程度のモデルで十分であると考えられる. また, 解析領域は大きいほど好ましいが, トンネル径の約20倍程度取るならば解析誤差は約3%以下となり, 施工管理のためには十分な精度が確保できる.

Table 1 は, この場合の逆解析に要した全演算処理時間を, 前節に述べたそれぞれの解析ステップに対する各演算時間およびその全体に占める割合として示したもの

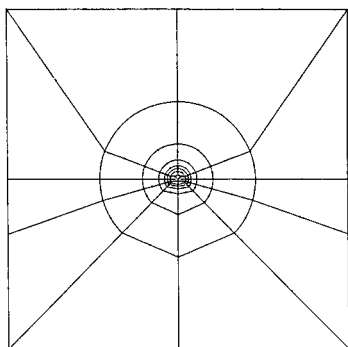


Fig. 6 Finite element model for computer simulation.

Table 1 Processing time of each steps.

	step 1	step 2	step 3	step 4	total
process time (minutes)	109	2	1.5	4.5	117
percentage	93.2	1.7	1.3	3.8	100

である. 表をみて明らかなように, 演算時間の大半はステップ(1)のマトリックス[A]の作成に費やされている. これは, 通常の有限要素解析がこのステップにおいて行われているためである. しかし, 覆工が無視できる場合には, ステップ(1)は, 測定結果とは無関係であるから, ここでのマトリックス[A]は, 測定点の位置が決定していれば, 測定開始以前に作成することができる. したがって, 計算センターにおける大型計算機を利用することも可能である. 同様に, ステップ(2)も測定位置がすでに決定していればあらかじめ計算を実行することができる. よって, 施工中の変位測定結果の評価は, ステップ(3)からとなる. また, 設置した変位計の不良等による測定データの取捨選択は, ステップ(2)から逆解析を実行すればよい. この場合, 表によって明らかなように, 変更による演算時間の増加はわずかである.

一方, 覆工を有する場合は, 剛性比  $R$  の変化により, ステップ(1)のマトリックス[A]を繰返し計算を行うごとに作り直す必要がある. したがって, この場合, マイクロコンピュータによる逆解析は, 若干時間を要することになる.

### 7. 覆工の剛性が逆解析に与える影響

ここで提案する安定性の評価法の特徴は, マイクロコンピュータを用いて測定結果を現場でただちに評価するところにある. この特色を生かすためには, マイクロコンピュータの演算時間が重要なポイントとなる. しかし

5. で述べたように, 覆工を有する場合は, 繰返し計算において, マトリックス[A]を, 繰返しの都度作り直す必要がある. この演算は, 現在のマイクロコンピュータの能力では, 少々負担が大きすぎる. したがって, 現場における適用面からいえば, 覆工を無視し, 素掘りの状

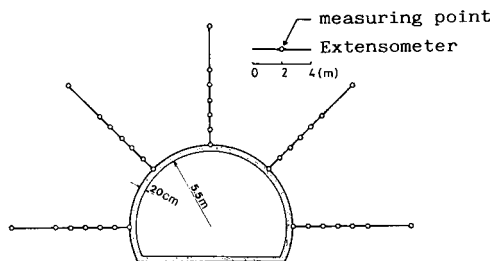


Fig. 7 Tunnel model for simulation.

態で解析できれば都合がよい。ここでは、覆工の剛性が逆解析の結果に与える影響を数値シミュレーションによって調べ、どのような地山の場合に覆工を無視し得るかを明らかにする。

Fig. 7に、シミュレーションに用いたトンネルの解析モデル(平面ひずみ状態)を示す。ここで、トンネルは、馬蹄形で、全断面掘削、アーチ部半径5.5 m、覆工厚は、トンネル全周にわたり一様に20 cmとする。なお、使用する要素は、地山、覆工ともに二次元8節点アイソパラメトリック要素である。

地山の初期応力、弾性係数およびポアソン比は、次のように与える。

$$\begin{aligned} \text{地山の初期応力: } \sigma_{x0} &= -1.47 \text{ MPa} \\ \sigma_{y0} &= -0.98 \text{ MPa} \\ \tau_{xy0} &= 0.0 \end{aligned}$$

$$\text{地山の弾性係数: } E_r = 0.098 \text{ GPa, } \nu_r = 0.3$$

なお、覆工材料の弾性係数によって、2ケースのシミュレーションを行う。

覆工材料の弾性係数:

$$\text{ケース (a) } E_t = 0.98 \text{ GPa, } \nu_t = 0.3$$

$$\text{ケース (b) } E_t = 9.8 \text{ GPa, } \nu_t = 0.3$$

シミュレーションでは、まず、これらをインプットデータとして、通常有限要素法により、節点変位およびひずみ分布を求める。節点変位から、Fig. 7中、白丸実線に示すような地中変位計の最も覆工面から離れた測定点と各測定点間の相対変位を計算する。有限要素解析から得られたこれらの相対変位を“測定値”とする。次に、この測定値を用いて逆解析を行う。ただし、逆解析においては、覆工を無視して初期応力パラメーターを計算し、ひずみ分布を求めることにする。最後に、このひずみを、有限要素解析によりあらかじめ求められている“真の”ひずみ分布と比較する。

シミュレーションの結果を Photo 1~4 に示す。Photo 1 および 2 は、ケース (a)、すなわち覆工と地山の剛性比が  $R=10$  のときの有限要素解析と、逆解析によって得られる最大せん断ひずみの分布図である。Photo 1, 2 から明らかなように、この2つのひずみ分布はよく一致している。なお、このときの逆解析による初期応力パラメーターは、 $\sigma_{x0}/E_r = -0.983 \times 10^{-2}$ 、 $\sigma_{y0}/E_r = -0.619 \times 10^{-2}$ 、 $\tau_{xy0}/E_r = 0.139 \times 10^{-6}$  である。ただし、この場合の真の初期応力パラメーターは、 $\sigma_{x0}/E_r = -1.5 \times 10^{-2}$ 、 $\sigma_{y0}/E_r = -1.0 \times 10^{-2}$ 、 $\tau_{xy0}/E_r = 0$  である。したがって、この場合、逆解析によって得られる初期応力パラメーターは、真の値と比較して全体的に小さくなっている。これは、逆解析において覆工が無視されたため、それだけ地山が見掛け上硬く評価されたことを意味する。

Photo 3 および 4 は、ケース (b)、すなわち覆工と地山の剛性比が  $R=100$  のときの有限要素解析と、逆解析によって得られる最大せん断ひずみの分布図を示す。これらの写真から明らかなように、剛性比が100程度になると、覆工を無視して逆解析した結果、得られるひずみ分布は、真のひずみ分布とかなり異なることがわかる。

本評価法においては、地山に発生している最大せん断ひずみをいかに迅速に、かつ精度よく求めるかが重要である。したがって、ここでのシミュレーションの結果から、次のように結論できる。覆工と地山の剛性比が  $R=10$  より小さい場合、すなわち、通常吹付けコンクリート覆工の弾性係数は、約5 GPa<sup>19)</sup>と考えられるので、地山の弾性係数が0.5 GPa程度の第三紀の軟岩以上の場合には、覆工を無視して逆解析を行ってもよい。

### 8. 実際問題への適用例

ここで、本論文に示した安定性評価法の現場への適用例を示す。

#### (1) 適用例一

対象としたトンネルは、風化花崗岩中に建設された2車線道路トンネルである<sup>17)</sup>。Fig. 8に示すように、地中変位および内空変位の計測が行われた。測定断面の土かぶり厚は、約24 mである。逆解析では、15 cmの吹付けコンクリート覆工( $E_t=3.9 \text{ GPa}$ )を考慮した。逆解析によって得られた初期応力パラメーターは、 $\sigma_{x0}/E_r = -0.123 \times 10^{-2}$ 、 $\sigma_{y0}/E_r = -0.978 \times 10^{-3}$ 、 $\tau_{xy0}/E_r = -0.597 \times 10^{-4}$  である。ただし、地山および覆工材料のポアソン比はともに0.3とした。なお、用いた測定変位は、

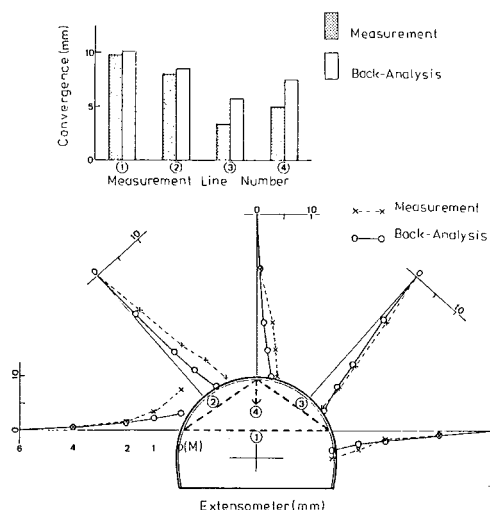


Fig. 8 Comparison between measured and back-analyzed displacements for convergence and extensometer measurements.

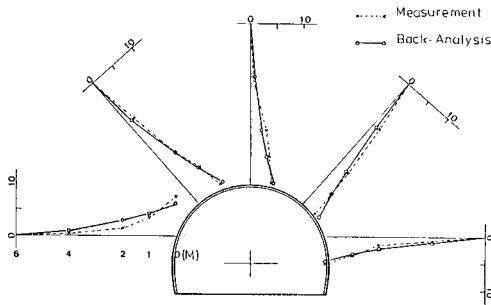


Fig. 9 Comparison between measured and back-analyzed displacements for extensometer measurements alone.

掘削によって生じた変化値であるため、全変位に対する初期応力パラメーターを求める必要がある場合には、理論解等に基づき測定開始時のトンネル切羽の位置を考慮してそれを修正しなければならない。Fig. 8 下図に、地中変位の測定結果と逆解析結果を示す。また、上部の棒グラフは、内空変位の測定結果と逆解析結果を比較したものである。これらの図から明らかなように、測定値と逆解析の結果では、場所により若干の差が認められる。しかし、ここで注意しなければならないことは、地山の安定は地中ひずみによって評価するべきであり、したがって逆解析においても地山のひずみを精度よく求める必要がある。そこで、内空変位の測定結果を無視し、地中変位測定結果のみを用いて逆解析を試みた。その場合の初期応力パラメーターは、 $\sigma_{x0}/E_r = -0.221 \times 10^{-2}$ 、 $\sigma_{y0}/E_r = -0.178 \times 10^{-2}$ 、 $\tau_{xy0}/E_r = 0.245 \times 10^{-3}$ となる。Fig. 9 に、地中変位測定結果のみの場合の測定値と逆解析結果の比較を示す。この図から明らかなように、測定値と逆解析の結果は十分に一致することがわかる。なお、測定開始時の切羽位置を考慮して、得られた初期応力パラメーターを修正（ここでは、1.5 倍する）さらに、鉛直応力成分を、土かぶり厚に等しいと仮定すると、地山の鉛直応力および弾性係数は次のように求められる。

$$\begin{aligned} \sigma_{y0} &= \gamma H = -0.47 \text{ MPa}, \quad \sigma_{x0} = -0.58 \text{ MPa} \\ \tau_{xy0} &= 0.06 \text{ MPa}, \quad E_r = 0.18 \text{ GPa} \end{aligned}$$

ここで得られた地山の弾性係数から剛性比  $R$  は、約 22 となり、逆解析において覆工を考慮したことの妥当性は明らかである。

なお、参考までに、この解析断面におけるトンネルの岩盤区分は、 $C_L$  であり、孔内載荷試験における弾性係数は、上限 900 MPa、下限 100 MPa、中間値 280 MPa であった<sup>17)</sup>。Photo 5 は、地中変位の計測結果のみを用いて逆解析を行ったときの地山に生じる最大せん断ひずみの分布をカラーディスプレイ上に示したものである。この結果から明らかなように、地山に生じる最大せん断

ひずみの最大値は、約 0.4 % である。しかし、このひずみは、測定開始以降に地山に生じたひずみである。したがって、掘削によって生じた全ひずみは、測定開始時のトンネル切羽の位置を考慮してこれを修正する必要がある。すなわち、この場合、掘削によって地山に発生した最大せん断ひずみの最大値は、約 0.6 % と考えられる。一方、この地山材料の限界ひずみが約 0.8~1.5 % と考えられるので、このトンネルの安定性は十分に確保されていることがわかる。

## (2) 適用例—2

対象としたのは、片理性の強い結晶片岩地山に建設された 2 車線道路トンネルである<sup>18)</sup>。施工の安全性を確認するため、Fig. 10 に示すような地中変位計が設置された。測定断面の土かぶりは約 230 m であった。

Fig. 11 に、白丸実線として最終変位の測定結果を示す。この図から明らかなように、地中変位は、トンネル壁面から約 4 m 地点において急激に増加していることがわかる。この傾向は、特にスプリングラインに設置された地中変位計 (EX-1, EX-4) の結果に著しい。こ

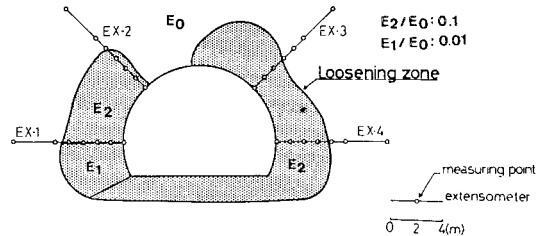


Fig. 10 Location of extensometers and loosening zone evaluated by back-analysis.

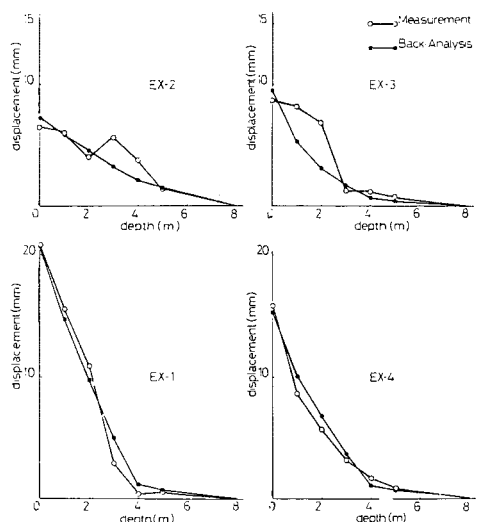


Fig. 11 Comparison between measured and back-analyzed displacements.



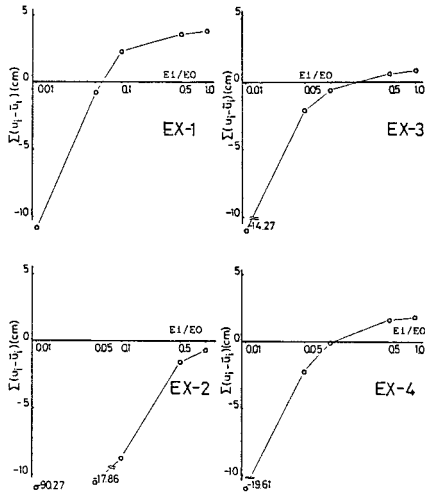


Fig. 12 Summation of discrepancy between measured and back-analyzed displacements at each measurement line versus ratio of Young's modulus of loosening and intact zones.

のことから、トンネル壁面に近い地山にゆるみが生じたと考えられる。よって、Fig. 10に示すようにトンネル壁面から奥約4 mの領域を一樣にゆるみ領域と仮定し、その領域の弾性係数 ( $E_i$ ) とゆるんでいない地山の弾性係数 ( $E_0$ ) の比を、0.01, 0.05, 0.1, 0.5, 1.0とした5ケースの逆解析を行った。ただし、覆工は無視し、地山のポアソン比は、 $\nu_r=0.3$ とした。

Fig. 12に、それぞれのケースに対する各測線ごとの測定値 ( $u_i$ ) と、逆解析による計算値 ( $\bar{u}_i$ ) の差の総和を示す。図において、差の総和が負であることは、計算値がその測線において全体的に測定値より小さいことを意味している。すなわち、この場合の逆解析に用いた弾性係数は、過大評価となる。逆に、総和が正であれば、過小評価となる。よって、総和がゼロのときの比  $E_i/E_0$  を求めれば、各測線付近のゆるみ領域の材料定数を推定することができる。このようにして求められた各測線付近における  $E_i/E_0$  は、Table 2のようになる。

以上の考察によって、Fig. 10に示すようなゆるみ領域を考え、その弾性係数を場所によって  $E_1/E_0=0.1$  と  $E_2/E_0=0.01$  のように変化させた。Fig. 11に、ゆるみ領域を考慮して逆解析を行ったときの変位分布の計算値 (黒丸実線) と測定値 (白丸実線) を比較して示す。こ

Table 2 Ratio of Young's modulus in loosening and intact zones evaluated at each measuring line.

measured line	$E_i/E_0$	measured line	$E_i/E_0$
EX-1	0.05	EX-3	0.108
EX-2	1.06	EX-4	0.101

の図から明らかなように、この両者はよく一致している。このことは、この場合のゆるみ領域の大きさ、およびその弾性係数の推定が適切であったことを示している。また、このことから、ゆるみ領域の弾性係数の低減は各測線ごとに独立に考えてよいことがわかる。この逆解析によって求められた初期応力パラメーターは、 $\sigma_{x0}/E_0 = -0.540 \times 10^{-3}$ 、 $\sigma_{y0}/E_0 = -0.666 \times 10^{-3}$ 、 $\tau_{xy0}/E_0 = -0.257 \times 10^{-3}$ であり、これを用いて最大せん断ひずみ分布を求めると Photo 6に示すようになる。なお、この場合の初期応力パラメーターおよびひずみ分布は測定開始以降の地山の挙動に対応するものであり、掘削による全ひずみを求めるためには、測定開始時におけるトンネル切羽の位置を考慮して、それを修正しなければならない。いま、得られた初期応力パラメーターを測定時の切羽位置を考慮して1.5倍し、さらに、初期応力の鉛直応力成分は土かぶり厚に等しいと仮定すると、ここでの初期応力および地山の弾性係数は次のようになる。

$$\sigma_{y0} = \gamma H = -5.5 \text{ MPa}, \quad \sigma_{x0} = -4.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{xy0} = -2.1 \text{ MPa}$$

$$E_0 = 5.50 \text{ GPa}, \quad E_1 = 0.556 \text{ GPa}, \quad E_2 = 0.055 \text{ GPa}$$

したがって、この場合の剛性比は、 $E_1$ に対して  $R=9$  ( $E_2$ に対しては  $R=90$ となるがその範囲は小さいので、無視する)となるため覆工を無視して逆解析を行ってもよいことがわかる。なお参考までに、この解析断面におけるトンネルの岩盤区分はIIIであり、孔内載荷試験による弾性係数は上限値1.85 GPa、下限値1 GPa、中間値1.45 GPaであった<sup>18)</sup>。この地山は、片理が発達しているため、ここでの逆解析で求められた弾性係数は、地山を等価な等方性とみた場合の値であることに注意する必要がある。

本トンネルのゆるみ領域における最大せん断ひずみの最大値は、先行ひずみも考慮して、約4.0%と考えられる。この値は、地山材料の一軸状態での限界ひずみ ( $\gamma_0 = 0.5 \sim 1.2\%$ )<sup>18)</sup>を超えている。しかし、大きなひずみが発生しているのはトンネル断面の左下に限られており、さらにロックボルト、吹付けコンクリート覆工によって、地山は三軸状態にあるため、トンネルの安定は確保されていると考えられる。

### 9. むすび

本論文においては、地下空洞掘削時における地山の安定性の評価の一方法を示した。この方法は、地山の変位の測定値から逆解析によってひずみ分布を求め、そのひずみの値を地山の限界ひずみと比較することにより地下空洞の安定性を評価しようとするものである。その場合、測定値を現場においてただちに解析することが重要であり、そのために、ここではマイクロコンピュータの導入

を試みた。特に、安定性の評価を迅速に行うためカラーグラフィックディスプレイを導入して、地下空洞周辺のひずみ分布を一目で評価できるようにした。使用したコンピュータは、NEC PC-9801であり、この程度のマイクロコンピュータで十分に現場での施工管理が可能ながことが明らかとなった。

また、計算機シミュレーションの結果、覆工と地山の剛性比  $R$  が 10 より小さい場合は、覆工を無視して逆解析を行ってもよいことが明らかとなった。この条件は、覆工材料が吹付けコンクリート（弾性係数  $E=5$  GPa）の場合には、地山の弾性係数が 0.5 GPa 以上すなわち、地山が第三紀の軟岩より堅い場合に成り立つ条件である。覆工を無視すれば、繰返し計算を必要とせず、1回の計算によってひずみ分布を求めることができるので、地下空洞の安定性の評価は一段と迅速に行うことができる。

最後に、適用例—1の計算においてご協力頂いた、神戸大学工学部研究生 野網早男君に感謝の意を表します。

#### 参 考 文 献

- 1) Terzaghi, K. and Peck, R.B. : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley & Sons, 1948.
- 2) 脇黒和彦・富永真生・長野昌雄・新村和規 : 鋼管矢板井筒基礎支保工の情報化施工について, 土と基礎, Vol. 19, No. 3, pp. 3~12, 1971.
- 3) 富永真生・越後勇吉・橋本正治・木村 保 : RCC システムの開発について (第 1 報), (第 2 報), (第 3 報), 第 11, 第 12, 第 13 回土質工学研究発表会講演集, pp. 1013~1016, 1976; pp. 1121~1124, 1977; pp. 1181~1184, 1978.
- 4) 水野昭生・小野紘一・松浦良和・若林義之 : 現場計測による大規模土留工の安全管理, 現場計測工法シンポジウム講演論文集, pp. 177~184, 1981.
- 5) 松尾 稔・川村国夫 : 盛土の情報化施工とその評価に関する研究, 土木学会論文報告集, 第 241 号, pp. 81~91, 1975.
- 6) 富永真生・橋本正治 : 側方変位の現地計測による盛土の施工管理について, 土と基礎, Vol. 22, No. 11, pp. 43~51, 1974.
- 7) 柴田 徹・関口秀雄 : 盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測, 土木学会論文報告集, 第 301 号, pp. 93~104, 1980.
- 8) Carvalho, O.S. and Kovari, K. : Displacement Measurements as a Mean for Safe and Economical Tunnel Design, Proc. Int. Sympo. Field Measurements Rock Mech. Zurich, pp. 709~721, 1977.
- 9) 川本桃万・磯谷勇輔・木村洋行 : 膨ら部のトンネル挙動, トンネルと地下, 第 12 巻 11 号, pp. 47~57, 1981.
- 10) 桜井春輔 : トンネル工事における変位計測結果の評価法, 土木学会論文報告集, 第 317 号, pp. 93~100, 1982.
- 11) Kirsten, H.A.D. : Determination of Rock Mass Elastic Moduli by Back Analysis of Deformation Measurements, Exploration for Rock Engineering, ed. by Z.T. Bieniawski, Balkema, Vol. 1, pp. 165~172, 1976.
- 12) Gioda, G. and Maier, G. : Direct Search Solution of an Inverse Problem in Elastoplasticity : Identification of Cohesion, Friction Angle and In situ Stress by Pressure Tunnel Tests, Int. J. Num. Methods in Engineering, Vol. 15, pp. 1823~1848, 1980.
- 13) Cividini, A., Jurina, L. and Gioda, G. : Some Aspects of "Characterization" Problems in Geomechanics, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 18, pp. 487~503, 1981.
- 14) Gioda, G. and Jurina, L. : Numerical Identification of Soil-Structure Interaction pressures, Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech., Vol. 5, pp. 33~56, 1981.
- 15) Arai, K., Ohta, H. and Yasui, I. : Simple Optimization Techniques for Evaluating Deformation Moduli from Field Observations, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 1, pp. 107~113, 1983.
- 16) 桜井春輔・武内邦文 : トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法, 土木学会論文報告集, 第 337 号, pp. 113~145, 1983.
- 17) 三田村忠夫 : 土かぶりの浅い風化花崗岩を掘る, トンネルと地下, 第 14 巻 9 号, pp. 19~25, 1983.
- 18) 高速道路技術センター : NATM 設計施工に関する調査研究報告書, 1982.
- 19) 進士正人・桜井春輔 : トンネルにおける吹付けコンクリートの等価弾性係数, 第 15 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 190~194, 1983.

(1984. 2. 15・受付)