

トンネル掘削時の内空変位を用いた 解析パラメータの同定法

吉田秀典¹・日比野繁信²・堀井秀之³・工藤奎吾⁴

¹正会員 博士(工) 東京大学助教授 社会基盤工学専攻(〒113-8656 東京都文京区本郷七丁目3-1)

²正会員 修士(工) 日本工営株式会社 都市・地域開発部(〒102-0083 東京都千代田区麹町二丁目5)

³正会員 Ph.D 東京大学教授 社会基盤工学専攻(〒113-8656 東京都文京区本郷七丁目3-1)

⁴正会員 工修 東京電力株式会社 工務部 部長(〒100-0011 東京都千代田区内幸町一丁目1-3)

不連続性岩盤に対する解析手法を確立することは岩盤力学の重要な課題の一つであるが、その際のポイントの一つは入力パラメータの決定方法である。地質調査や原位置試験の結果より入力パラメータを客観的に決定できる解析手法でなければ、それを実際の設計や施工管理に用いることは出来ない。本研究では、例えば地下発電所空洞掘削に先行して行われるトンネルの掘削を原位置応力解放試験と捉え、掘削時に計測される内空変位の結果から地下発電所空洞掘削解析に必要な入力データを同定するという、解析パラメータの同定方法を提案し、その有用性を示した。

Key Words : jointed rock mass, micromechanics, determination method, analytical parameters

1. はじめに

不連続性岩盤に対する解析手法を確立することは岩盤力学において重要な課題の一つであるが、その際に問題となるのは入力パラメータの決定方法である。地質調査や原位置試験の結果より入力パラメータを客観的に決定できる解析手法でなければ、それを実際の設計や施工管理に用いることは出来ないものと考えられる。

不連続性岩盤に対する解析手法は、不連続面の影響を評価して岩盤を連続体とみなすものと、支配的な不連続面を個別に取り扱おうというもの、すなわち、岩盤を不連続体とみなすものに大別される。

岩盤を連続体として取り扱おうとする場合、不連続面の分布をより客観的に評価し、岩盤のモデルを決定することが要求される。Hill¹⁾が提案した複合材料の等価弾性係数を求める理論に基づいて、多くの研究者が不連続性岩盤の等価弾性コンプライアンスを評価し、その解析手法を提案している。例えば、Singh²⁾は、岩盤内の不連続面は周期的に分布するものと仮定し、一組の不連続面を含む代表的な岩盤要素(Representative Volume Element, R.V.E)を取り出し、そのコンプライアンスを求めている。Yamabeら³⁾は不連続面を評価するために、Oda⁴⁾の提唱しているクラックテンソルの概念を適用して、亀裂を含む岩盤と等価な連続体モデルとしてのクラックテンソルによる解析手法を開発している。Kyoyaら⁵⁾は岩盤中の不連続面を、岩盤内で有効面積を減少させることによって岩盤を劣化させる損傷と捉え、これを定量化している。

一方、岩盤を不連続体として取り扱う手法として、Ngoら⁶⁾はFEMのソリッド要素の節点間に軸、及びせん断バネを導入して、不連続面のモデル化を行っている。これは結合要素(Contact Element)と呼ばれる。その他に、Cundall⁷⁾によって開発された個別要素法(D.E.M, Distinct Element Method)やShi⁸⁾らによって開発された不連続変形法(DDA, Discontinuous Deformation Analysis)など、節理や弱面の内在する岩盤をジョイントで区切られた剛体ブロックとして捉えた手法もある。

解析手法の構築において重要なことは現象を支配しているメカニズムを適切にモデル化することであるが、その適用性について問題になるのは解析パラメータの決定方法である。ほとんどのモデルにおいて、その解析パラメータは経験的に、あるいは計測結果と合うように定められることが多く、構造物の建設予定地周辺での地質調査より求まる不連続面の情報から客観的に決定されるものは少ない。

不連続性岩盤に対するMBC(Micromechanics-Based Continuum)モデル⁹⁾は、空洞掘削により生ずるジョイントのせん断すべり・開口を岩盤挙動の支配的メカニズムと捉え、その影響を考慮に入れた連続体モデルである。定式化にあたっては、個々のジョイントの挙動をモデル化し、その挙動に基づき平均化操作を行うことにより等価な連続体の挙動、すなわちジョイントを含む岩盤の構成式が導かれている。

MBC解析の特徴は、個々のジョイントの挙動を捉え

た連続体解析手法であり、卓越するジョイントセットの走向・傾斜やジョイントの平均間隔等の情報を直接入力データとして解析に反映することが出来ること、および解析結果として、その卓越するジョイントの開口・せん断変位の空間分布が得られるということである。MBCモデルを用いて東京電力塩原発電所^{9),10)}、東京電力葛野川発電所の地下発電所掘削に先行する模擬空洞¹¹⁾、及び関西電力大河内発電所の地下空洞掘削の解析¹²⁾が行われているが、解析結果は計測値と比較して妥当なものとなっている。

この解析手法が設計・施工などにおいて利用可能となるためには、その入力データを地質調査結果や原位置試験の結果から客観的に決定できなくてはならない。MBCモデルにおいては、卓越ジョイントセットの走向・傾斜、平均間隔など従来の調査・計測より得られる入力データが多いが、ジョイントの有効寸法、起伏角度など実測し難いものや、連続体として取り扱われる基質岩盤の弾性定数のように物性値の解釈が必要なもの、さらに初期地圧が入力データに含まれている。

吉田ら¹³⁾は地下発電所に先行して行われるケーブル坑や機器搬入坑などのトンネル掘削を原位置応力解放試験として捉え、それより得られる内空変位のデータより内空変位どうしの比をとり、地下発電所掘削解析に必要な入力データの同定を行うという手法を提案している。本研究ではこの手法に改良を加え、内空変位のデータよりトンネル断面の平均ひずみを計算し、これから最大主ひずみ方向と、最大せん断ひずみと体積ひずみの比を求め、これらを用いた解析パラメータの同定方法を提案する。

2. 岩盤挙動の指標と解析パラメータの同定方法

(1) 原位置試験と岩盤挙動の指標

ジョイントを多数含む不連続性岩盤において空洞掘削が行われる場合、地山応力解放により生ずるジョイントのせん断すべり・開口が岩盤挙動の支配的メカニズムであると考えられる。空洞掘削時の岩盤挙動を予測・再現するためには、そのメカニズムを反映した解析手法が必要である。原位置試験は、その解析手法に対する入力データを与える手段と位置づけられるが、その原位置試験に対しては、生ずる岩盤挙動が解析で対象としている挙動であることが要求される。すなわち、空洞掘削のような応力解放に対する岩盤のパラメータを得るためには、原位置試験も応力解放型のものである必要がある。そこで地下発電所に代表される地下空洞の掘削に先立って不連続性岩盤のパラメータを決定するには、何をどのようにして調べ、どんなものを指

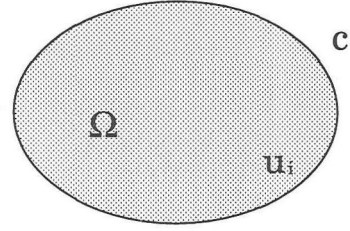


Fig.1 Domain Ω and boundary value problem

標として不連続性岩盤の挙動を表現するか、ということが課題となる。

空洞掘削時の岩盤の挙動を予測するためには、応力解放型の原位置試験により岩盤の力学的特性を把握すべきであるが、現在のところ、応力解放型の原位置試験は存在しない。そこで本研究では、地下発電所空洞掘削に先行して行われるトンネル掘削、例えば機器搬入坑やケーブル坑の掘削に着目し、これらを原位置応力解放試験と考え、こうしたトンネルの掘削の際に計測される計測値、例えば壁面変位や内空変位の結果より、不連続性岩盤を評価することを考えた。しかしながら、壁面変位や内空変位といった現場の計測結果は多数存在し、こうした多数の計測結果を用いて岩盤挙動を表現することは困難である。そこで岩盤挙動を表す指標を定義する必要性が生じてくる。

掘削によるトンネル断面の変形は応力解放・応力再配分による岩盤挙動の結果である。ある一点における変位に比べればトンネル断面の平均ひずみは岩盤の全体的挙動を反映している。ここで Fig.1 に示すような領域Ωを考え、領域Ωが変形し、変位場 u_i を生じたとする。領域Ωの平均ひずみ ($\bar{\epsilon}_{ij}$) は、次式のように領域Ωの境界における変位を用いて表される。

$$\begin{aligned}\bar{\epsilon}_{ij} &= \frac{1}{A} \int_{\Omega} \epsilon_{ij} dA \\ &= \frac{1}{A} \int_{\Omega} \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) dA \\ &= \frac{1}{A} \int_c \frac{1}{2} (u_i n_j + u_j n_i) dc.\end{aligned}\quad (1)$$

ここで、A は領域Ωの面積、 n_i は領域Ωの境界における外向き単位法線ベクトルの成分、c は領域Ωの境界である。なお、2行目から3行目の変換には発散定理を用いている。領域Ωをトンネル断面と考えれば、式(1)はトンネルの壁面変位からトンネル断面の平均ひずみが計算されることを表している。一般的に、計測される内空変位などはトンネルの断面内の成分のみであるため、本研究では問題をトンネル断面の2次元問題とする。したがって式(1)より、計測値結果が多数存在しても岩盤の挙動は平均ひずみの3成分を用いて表現されること

になる。そこで本研究では、岩盤の変形を表す指標として、計測される変位より求まるトンネル断面で平均ひずみを提案する。求められた3成分の平均ひずみより、主ひずみ ($\bar{\varepsilon}_{max}$, $\bar{\varepsilon}_{min}$) と最大主ひずみの方向を求め、岩盤の変形を表すパラメータとする。つまり、岩盤の変形は2つの主ひずみの値と主ひずみの方向で表される。これよりトンネル断面の平均ひずみは局所的変形成分に影響されずに岩盤の全体的挙動を表すことが出来る。トンネル断面の平均ひずみをパラメータに選べば、壁面変位(内空変位)の計測数を増やしても取り扱うパラメータの数は増えない。吉田ら¹³⁾はトンネル掘削において計測される内空変位どうしの比を用いて解析パラメータを同定する方法を提案しているが、この方法では、計測点を増やした場合には内空変位の比も増加する。ここでは多数の変位比を用いる代わりに、掘削断面の平均ひずみを用いる方法を提案する¹⁴⁾。

MBC モデルでは、巨視的な構成式(平均応力増分($\Delta\bar{\sigma}_{ij}$) - 平均ひずみ増分($\Delta\bar{\varepsilon}_{ij}$) 関係式)が

$$\begin{aligned} \Delta\bar{\varepsilon}_{ij} &= [D_{ijkl}^R + \sum_m D_{ijkl}^J(m)] \Delta\bar{\sigma}_{kl} \\ &= \bar{D}_{ijkl} \Delta\bar{\sigma}_{kl} = \frac{1}{E} \bar{F}_{ijkl} \Delta\bar{\sigma}_{kl}. \end{aligned} \quad (2)$$

という形で与えられる。ここで、 D_{ijkl}^R は基質岩盤のコンプライアンステンソル、 $D_{ijkl}^J(m)$ は m 番目のジョイントセットのコンプライアンステンソル、 E は基質岩盤の弾性係数である。(詳細は文献⁹⁾を参照)。したがって、最大せん断ひずみ ($\frac{\bar{\varepsilon}_{max} - \bar{\varepsilon}_{min}}{2}$) と体積ひずみ ($\bar{\varepsilon}_{max} + \bar{\varepsilon}_{min}$) の比 ($\frac{\bar{\varepsilon}_{max} - \bar{\varepsilon}_{min}}{2(\bar{\varepsilon}_{max} + \bar{\varepsilon}_{min})}$) をとれば、平均ひずみより弾性係数の影響を除去することができ、本研究ではこれの比をひずみ比と呼ぶ。

(2) 解析パラメータとトンネル断面の平均ひずみ

MBC 解析において、解析パラメータを変化させた時にトンネル断面の平均ひずみがどのように変化するかを調べるために、Fig.2に示すような半径10mの円形トンネルを想定し、200m×200mの矩形領域について、二次元平面ひずみの条件下で解析を行った。

MBC 解析における解析パラメータは、卓越ジョイントを除いた基質岩盤の弾性係数・ポアソン比、初期応力の他に、ジョイントの走向・傾斜、平均間隔、摩擦角度、有効長さ、起伏角度である。このうち、ジョイントの走向・傾斜、平均間隔は現場の地質調査・観察より得られ、摩擦角度は岩石・岩盤試験の結果と既往の研究などを参考にある程度までは推測が可能である。これに対して、有効長さおよび起伏角度は実測が難しく、現在の地質調査・観察などからでは決定が困難である。また、MBC 解析で定義する卓越ジョイントを除いた基質岩盤は卓越ジョイント以外のジョイントやマイクロ

クラックなどを含むため、その弾性係数は岩石コアの弾性係数とは異なり、パラメータの決定には物理的解釈が必要となる。さらに、初期応力の計測値はばらつくことが多く、解析においてどの計測結果を採用するかが問題となる。

本章の解析では、卓越したジョイントを除いた、連続体として扱われる基質岩盤の弾性係数を 100,000 kgf/cm² (9,800 MPa)、ポアソン比を 0.25、岩盤の単位体積重量を 2.5 g/cm³ と仮定し、単位体積重量に土被り (500 m) を乗じた値を初期鉛直応力とした。設定問題が真円のトンネルであるため、ジョイントの傾斜角を種々の方向に振れば初期最大圧縮応力の方向を様々な方向に振る必要がないので、本解析では初期最大圧縮応力の方向を鉛直方向に固定した。また、初期最小応力 (σ_{min} , 水平応力) と初期最大応力 (σ_{max} , 鉛直応力) との比 ($\sigma_{min}/\sigma_{max}$, 以後、初期応力比と呼ぶ) は 0.6 から 1.0 の間で変化させた。

ジョイントのパラメータに関しては、ジョイントの起伏角度 (undulation, α) を 10 度、ジョイント面の摩擦角 (frictional angel, ϕ) を 25 度と固定し、ジョイントの平均間隔 (average distance between joints, d)、有効長さ (effective length, $\bar{L} = 2a$)、傾斜角 (dip angle, ψ) を変化させて解析を行った (Fig.2参照, MBC モデルにおける解析パラメータの詳細については文献⁹⁾を参照)。本来、ジョイントの摩擦角 (ϕ) やジョイントの起伏角 (α) についても解析を行って議論すべきであるが、過去の解析^{9),11),12)}では、一般的であるとされているジョイントの摩擦角 ($\phi=25$ 度~40 度¹⁵⁾) およびジョイントの起伏角の範囲内において、岩盤の変形に対するそれらの影響はあまり大きくはなかったため、ここでは一般的な値に固定して用いた。

まず、種々の d/\bar{L} の値における初期応力比と解析結果として得られるトンネル断面の最大主ひずみの方向 (水平方向より反時計回り) の関係を Fig.3に示した。ただし、ジョイントの傾斜角は右落ち 70 度としている。最大主ひずみの方向は、ジョイントの密度が小さい (ジョイントの平均間隔とジョイントの有効寸法の比, d/\bar{L} が大きい) 場合、ジョイントによる変形の影響よりも、初期応力による影響が大きく、最大主ひずみの方向は最大圧縮応力の方向である鉛直方向 (水平より 90 度) に近づく。逆にジョイントの密度が大きく (d/\bar{L} が小さく) になると、ジョイントの変形による影響を強く受け、最大主ひずみの方向はジョイントに対して垂直方向 (この場合は水平より反時計回りに 20 度) に近づく。初期応力比が 1 の場合は、応力が等方状態にあるため、岩盤の変形に対してはジョイントの変形による影響のみが現れる。一方、初期応力比が小さいと初期応力の影響をより強く受ける。

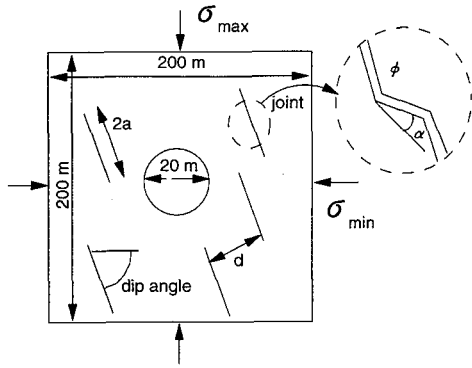


Fig.2 Analytical region and parameters

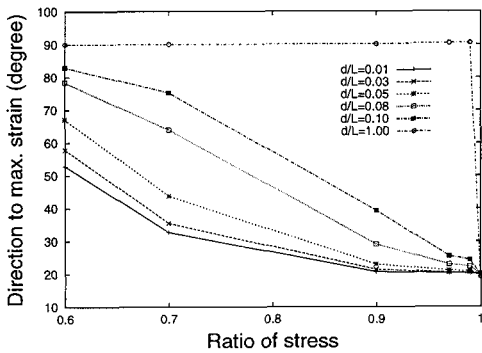


Fig.3 Initial stress ratio vs. direction of max. strain

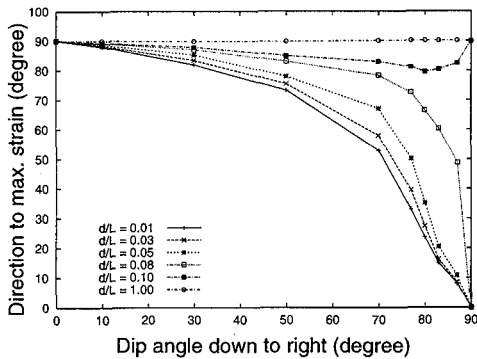


Fig.4 Dip angle vs. direction of max. strain

次に、初期応力比を0.6に固定し、種々の d/L の値におけるジョイントの傾斜角(右落ち)と最大主ひずみの方向との関係を Fig.4に示した。ジョイントの密度が小さい (d/L が大きい) 場合、岩盤の変形は初期応力に強く影響を受けて最大主ひずみの方向は90度(鉛直方向)に近くなる。一方、ジョイントの密度が大き(d/L が小さい)とジョイントの変形の影響が大きくなり、最大

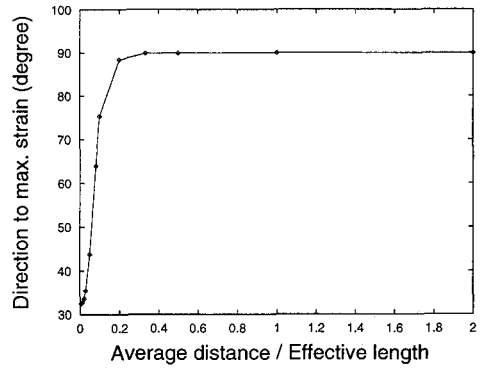


Fig.5 Joint density vs. direction of max. strain

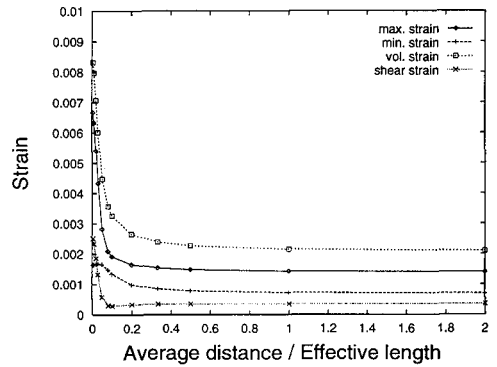


Fig.6 Joint density vs. average strain

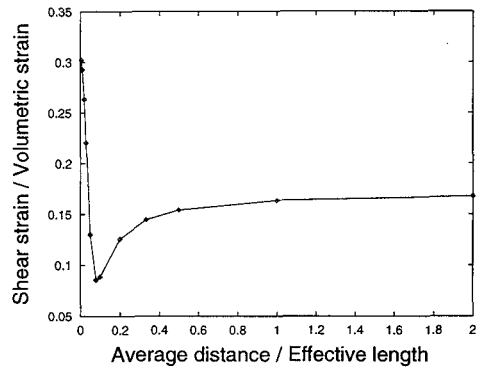


Fig.7 Joint density vs. strain ratio

主ひずみの方向はジョイントに対して垂直の方向に近づく。

さらに、初期応力比を0.7、ジョイントの傾斜角を右落ち70度に固定し、 d/L と最大主ひずみ方向、最大主ひずみ(max. strain)・最小主ひずみ(min. strain)・体積ひずみ(vol. strain)・最大せん断ひずみ(shear strain),そして最大せん断ひずみと体積ひずみの比との関係を、

それぞれ Fig.5, 6, 7 に示した。ジョイントの密度が小さい (d/L が大きい) 場合、岩盤の変形はジョイントよりも初期応力に強く影響を受けて最大主ひずみの方向は 90 度 (鉛直方向) に近くなり、各種平均ひずみ、及び最大せん断ひずみと体積ひずみの比はそれぞれある一定値に、すなわちジョイントを含まない弾性解の値に漸近する。一方、ジョイントの密度が大きい (d/L が小さい) とジョイントの変形の影響が大きくなり、最大主ひずみの方向はジョイントに対して垂直の方向に近づき、各種平均ひずみ、及び最大せん断ひずみと体積ひずみの比は増大する。これらの値と弾性解の値との差がジョイントの変形による成分である。

本解析例の結果は、トンネル断面の平均ひずみが岩盤挙動を表現し得る可能性を示している。本研究では、このトンネル断面の平均ひずみを岩盤挙動を表す指標として採用する。

(3) 解析パラメータの同定方法

前節では、MBC 解析によるトンネル掘削解析を行い、解析パラメータを変化させた際にトンネル断面の平均ひずみ (主ひずみ、最大主ひずみの方向、ひずみ比) がどのように変化するかを検討した。そこで本節では、これらの指標を用いた解析パラメータの同定方法を提案する。MBC 解析においては、最大せん断ひずみと体積ひずみの比 (ひずみ比) をとると、卓越ジョイントを除いた、連続体として取り扱われる基質岩盤の弾性係数の影響、および土被りの影響を除去できる。例えば、異なる弾性係数を用いてもトンネル断面のひずみ比と最大せん断ひずみの方向は変化しない。ここでは、このひずみ比と最大主ひずみの方向という 2 つの指標を用いて解析パラメータの同定を行う。解析結果として得られるひずみ比、最大主ひずみの方向の値と計測から得られた値の誤差の自乗和をとる。つまり、

$$\begin{aligned} \text{誤差の自乗和} = & \left(\frac{\text{解析によるひずみ比}}{\text{計測によるひずみ比}} - 1 \right)^2 \\ & + \left(\frac{\text{解析による最大主ひずみ方向}}{\text{計測による最大主ひずみ方向}} - 1 \right)^2 \quad (3) \end{aligned}$$

を計算する。この値は、二種類の解析値がともに計測値に近ければ小さくなり、逆に解析値が計測値と離れていけば大きくなる。この誤差を各種ジョイントのパラメータ、初期応力について計算し、誤差を最小にする組合せを探すことにより、地下空洞掘削解析に必要な解析パラメータを決定する。さらに、こうして求めた解析パラメータのもとで内空変位、あるいは平均ひずみを計算し、これと計測値と比較することにより卓越ジョイントを除いた、連続体として扱われる基質岩盤の弾性係数を同定する。

本手法では、まず、種々のパラメータを変化させて MBC 解析 (純解析) を行い、それらより求まるひずみ比と計測によるひずみ比の誤差を計算して、誤差分布を作成する。ここで、著者らは種々の空洞掘削解析^{9),10),11),12)}を通して提案している解析手法の妥当性を検証しているため、解析手法による誤差はそれほど大きくないものとする。得られた誤差分布から、誤差を小さくするようなパラメータの組合せを解析で用いる候補パラメータとする。これらは唯一に定まる解というものではなく、あくまでも誤差を最小にしている組合せに過ぎないが、それらのパラメータの組合せは解析的にその地質情報を反映したものとなっているものと言えよう。純解析を用いて解析パラメータの絞り込みを行う本手法では、一般的な逆解析手法の場合のように、解が不安定になるということはありえない。

提案する同定手法の妥当性は、実測でも求まるパラメータと同定結果の比較、あるいは同定された解析パラメータを用いて行う本体空洞の掘削解析結果と計測結果を比較することで検証可能であると考えられる。そこで以下では、東京電力葛野川発電所地下発電所空洞掘削に先行して建設された機器搬入坑で掘削時に計測されたデータに対して、本節で示した方法を適用して解析パラメータの同定を行い、計測および観察結果と同定された結果について、比較および考察を行う。

3. 解析パラメータの同定例

(1) 地質概要と計測結果

解析対象の葛野川発電所地下発電所建設に先行する機器搬入坑の断面形状は馬蹄形で、規模は高さが 6.2 m、幅が 7.6 m である (Fig.8 参照)。機器搬入坑は土被りが 100 m から 300 m の地下に位置しており、その坑軸はほぼ東西方向と一致している。

地質観察結果によればこのトンネルの周辺の地質は、砂岩、砂岩・泥岩混合層、および泥岩からなり、その構成比率は 10%、85%、5% で、砂岩・泥岩混合層が最も広く分布している。これら砂岩、砂岩・泥岩混合層、および泥岩は、調査横坑内の範囲では波長が数 10 cm ~ 数 m の範囲で褶曲を繰り返しており、波長および振幅の異なった小褶曲が複合して出来た複褶曲構造が推定される。

調査坑の岩盤は風化を受けておらず、岩盤としての強度・変形特性の低下域は小断層・節理の密集箇所に限られている。調査坑の節理密度分布調査では、地質一般部 (節理密度 20 本/m 未満, C_H 級) が全体の 80% 程度を占め、地質不良部 (節理密度 20 本/m 以上, $C_M \sim C_L$ 級、および断層・小断層) は全体の 20% 程度であった。岩盤は、急傾斜で走向がトンネル抗軸である東西方

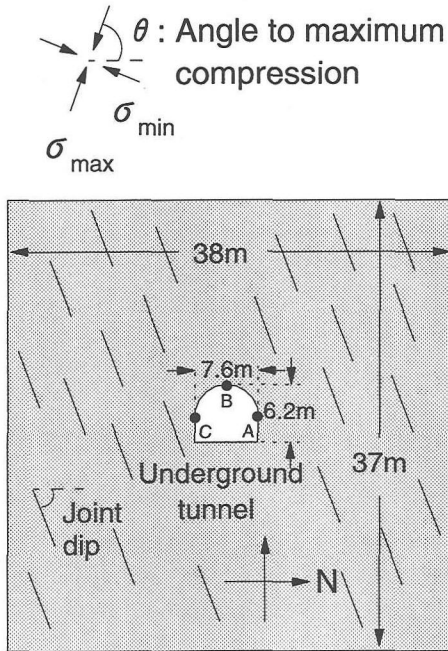


Fig. 8 Analytical condition

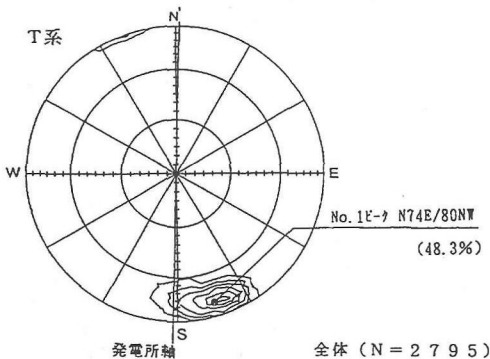


Fig. 9 Distribution of joint density

向とほぼ平行であるジョイントが卓越している (Fig. 9 参照)。

葛野川発電所建設地点では、設計・施工のために各種岩盤試験を実施している。そのうち、平板載荷試験、せん断試験、岩石試験、ならびに初期地圧測定の結果を表-1に示した。

トンネルのある断面で計測された内空変位は、スプリットライン (Fig. 8の AC に相当) でおよそ 24.42 mm、天端と右側壁 (Fig. 8の AB に相当) の間でおよそ 10.70 mm、天端と左側壁 (Fig. 8の BC に相当) の間でおよそ 3.8 mm であり、岩盤の挙動はかなり異方的である。こ

表-1 岩盤・岩石の特性

試験項目	試験結果			
変形特性	・平板載荷試験 (単位 $\times 10^3$ kgf/cm ²)			
		除荷時接線 弾性係数	載荷時接線 弾性係数	変形係数
	平均	117	73	41
	範囲	51~230	26~153	10~113
強度特性	・岩石試験 (単位 kgf/cm ²)			
	一軸圧縮試験	平均	1,080	
		範囲	360~2,500	
	三軸圧縮試験	ピーク	$\tau = 132 + \sigma \tan 57^\circ$	
		残留	$\tau = 29 + \sigma \tan 48^\circ$	
地質一般部 (ピーク) 注)	・岩盤試験 (せん断試験, 単位 kgf/cm ²)			
	地質一般部 (ピーク) 注)	$\tau = 15 + \sigma \tan 58^\circ$		
	地質不良部 (ピーク)	$\tau = 8 + \sigma \tan 55^\circ$		
地圧特性	・初期地圧測定 (単位 kgf/cm ²)			
	地点 1	$\sigma_1 = 145$ (N 17°E, 68°下向き)		
	土被り	$\sigma_2 = 122$ (N191°E, 20°下向き)		
	520 m	$\sigma_3 = 96$ (N 97°E, 9°下向き)		
	地点 2	$\sigma_1 = 170$ (N 5°E, 13°下向き)		
	土被り	$\sigma_2 = 124$ (N117°E, 67°下向き)		
460 m	$\sigma_3 = 110$ (N100°E, 19°下向き)			

注) ただし、地質一般部とは節理密度が 20 本/m 未満、地質不良部とは節理密度が 20 本/m 以上と定義している。

れは、卓越するジョイントに大きく影響されているものと考えられる。様々な地点における内空変位の計測結果を Fig. 10 に示した。横軸には土被りをとっており、生じる内空変位は土被りが大きくなるにしたがって変位が大きくなるという傾向がみられるものの、そのバラツキは大きい。そこで土被りの影響を除去するために、前章で述べた手法を用いてトンネル断面の平均ひずみを計算する。しかしながら、前章では平均ひずみを壁面変位から求めることを前提に定式化を行ったが、この例のように実際に計測されるのは壁面での絶対変位ではなく、内空変位であることが多い。内空変位から平均ひずみを求める場合には、スカラー量である内空変位からベクトル量である壁面変位を算定する必要がある。3 点間の内空変位から壁面変位を算定する手法を補遺に示した。また、内空変位が 3 点間あるいは壁面変位が 3 点のみ計測された場合は、これら 3 点を結んだ三角形の平均ひずみを計算することになる。その場合の平均ひずみの求め方も補遺に示した。計算された平均ひずみの三成分より最大主ひずみの方向と、最大せん断ひずみ ($\frac{\bar{\epsilon}_{max} - \bar{\epsilon}_{min}}{2}$) と体積ひずみ ($\bar{\epsilon}_{max} + \bar{\epsilon}_{min}$) の比 (ひずみ比, $\frac{\bar{\epsilon}_{max} - \bar{\epsilon}_{min}}{2(\bar{\epsilon}_{max} + \bar{\epsilon}_{min})}$) を計算し、Fig. 11 の様に整理をした。これより、土被りの影響が取り除かれて

いることが分かる。ひずみ比(最大せん断ひずみと体積ひずみの比)にはバラツキが若干認められるが、最大主ひずみの方向はほぼ176度(水平方向より反時計回りに)集中している。これは卓越するジョイントセットの影響によるものと考えられる。

このように計測結果を整理した結果、最大主ひずみの方向の平均値が173.784度、ひずみ比の平均値が0.668と求まり、これらの値を式(3)の計測値として用いて解析パラメータの同定を行う。解析では弾性係数の影響を除去できる、つまり卓越するジョイントを除いた、連続体として取り扱われる基質岩盤の弾性定数に異なる値を用いてもひずみ比と最大せん断ひずみの方向は同じである。また、土被りの影響も除去でき、最大圧縮応力の方向と初期応力比(初期最小圧縮応力と初期最大圧縮応力の比)が同じであれば異なる圧縮応力の値を用いても結果は変わらない。初期応力比は、本来、様々な値に対して検討すべきであるが、ここでは0.7と0.9の場合のみを考えた。初期最大圧縮応力の方向(θ)は、水平方向に対して時計回りに60度の方向から反時計回りに120度まで、つまり-60度~120度(反時計回りを正)までを解析の範囲とした(Fig.8参照)。Fig.8に示すように、その中心に馬蹄形のトンネルを有する38m×37mの矩形領域について2次元平面ひずみの条件下で解析を行った。

掘削したトンネルの周辺では、前述の通り、走向がトンネルの坑軸にほぼ平行で右落ち急傾斜のジョイントが卓越していることから、解析上の卓越ジョイントを1セット考慮し、その傾斜として右落ち50度から左落ち80度までの範囲で解析を行った。その他のジョイントの物性パラメータは、ジョイント面の摩擦角(ϕ)を25度、起伏角度(α)を10度から35度とし、種々の有効長さ($\bar{L} = 2a$)、および平均間隔(d)について解析を行った。摩擦角(ϕ)についても本来は変化させるべきであるが、前述の通り、過去の解析では ϕ の影響が大きくなかったため、ここでも一般的な値に固定した。

上記のパラメータ同定に関しては、卓越ジョイントを除いた、連続体として扱われる基質岩盤の弾性係数の影響を受けないため、特に基質岩盤の弾性係数を設定する必要はない。基質岩盤の弾性係数の同定に関しては、求まった解析パラメータのもとで内空変位を計算し、それと計測値を比較することで決定する。ポアソン比に関しては、岩盤の一般的な値の範囲が0.2~0.3とあまり幅が広がらないため、0.25を代表値として用いた。

本解析で同定を試みる解析パラメータは、

- ・ジョイントに関して：傾斜角度(ϕ)、起伏角度(α)、
平均間隔と有効長さの比(d/\bar{L})
- ・初期応力に関して：主応力方向(θ)
- ・基質岩盤に関して：弾性係数(E)

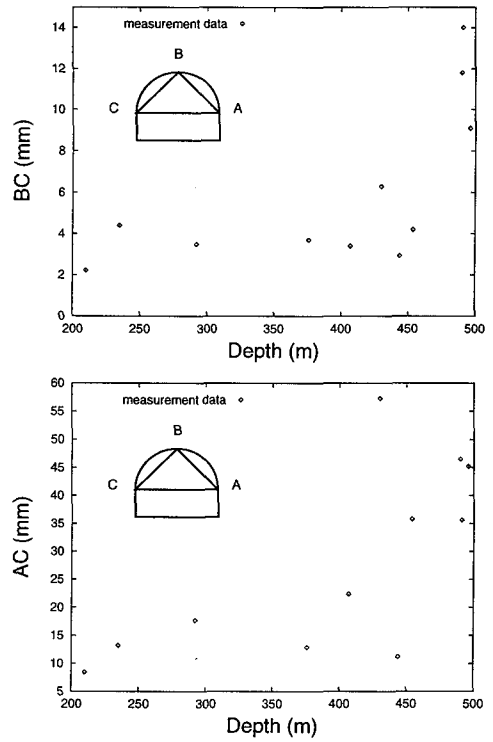


Fig.10 Measurement data (convergence BC, AC)

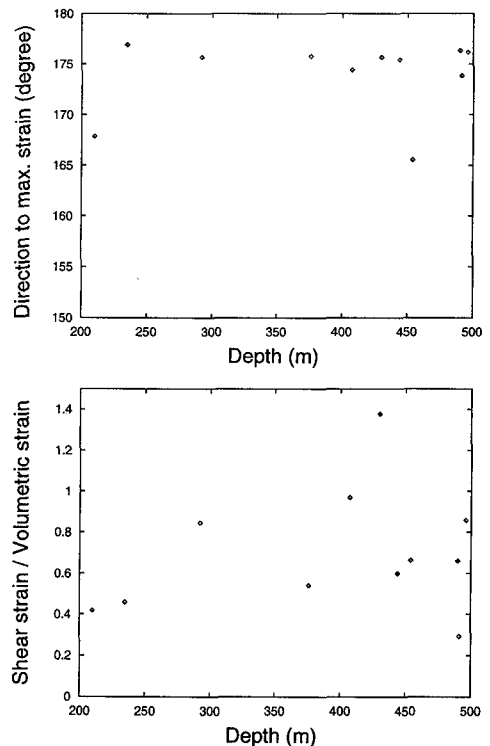


Fig.11 Measurement data (direction of max. strain, strain ratio)

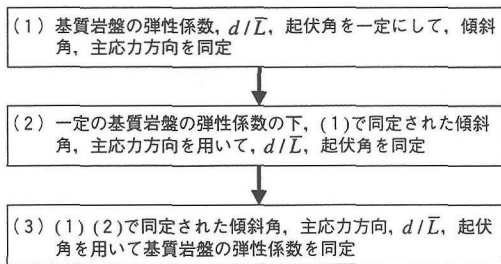


Fig.12 Determination steps of analytical parameters

表-2 解析パターン (ジョイントの傾斜角と主応力方向の同定)

応力比	d/\bar{L}	起伏角	傾斜角	主応力方向	誤差分布
0.7	0.01	10	R50	-60	Fig.13~
	0.05	15	l	l	Fig.21
0.9	0.10	25	L80	120	0.9は省略

である。Fig.3およびFig.4より, ジョイントの傾斜角度(ϕ)と主応力方向(θ)を変化させると, トンネル断面の主ひずみ方向もそれに対応して変化していることが分かる。一方, Fig.5より, ジョイントの平均間隔と有効長さの比(d/\bar{L})を変化させた場合, ジョイントの密度が大きい(d/\bar{L} が小さい)範囲では, d/\bar{L} の変化に応じて主ひずみ方向も変化しているが, d/\bar{L} が0.2を超えると主ひずみ方向はほとんど変化していないことが分かる。ジョイントの傾斜角度(ϕ)と主応力方向(θ)は幾何学的な条件であり, トンネル断面の変形に大きく寄与するものと思われ, まず, これら2つのパラメータから同定を行う。また, これらは地質調査・観察や原位置試験・計測から, ある程度まで情報が得られるパラメータでもある。次に, 同定されたジョイントの傾斜角度(ϕ)と主応力方向(θ)の下でジョイントの平均間隔と有効長さの比(d/\bar{L})と起伏角度(α)の同定を行う。これらのうち, 平均間隔は地質調査・観察から決定出来るが, 有効長さや起伏角度は地質調査・観察や原位置試験・計測からは情報が得られないパラメータである。最後に, 計測で得られる内空変位と解析値を直接比較することで, 卓越ジョイントを除いた, 連続体として扱われる基質岩盤の弾性係数の同定を行う。以上の同定手順をFig.12に示した。

(2) 解析パラメータ同定の結果

まず, Fig.12の同定手順(1)にしたがって, 一定の初期応力比, およびジョイントの平均間隔(d)とジョイントの有効寸法($\bar{L} = 2a$)の比の下で, 種々のジョイン

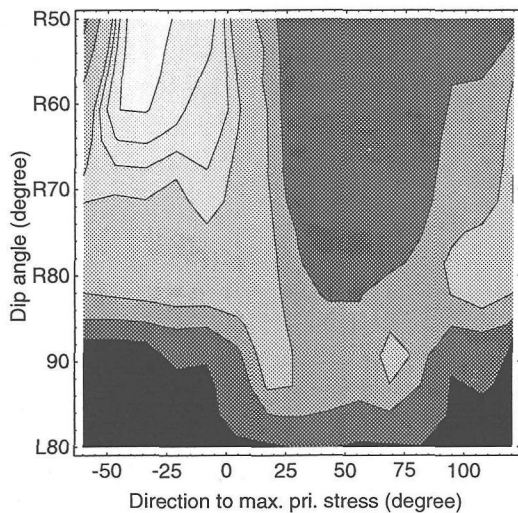


Fig.13 Square error in initial max. stress direction and joint dip (initial stress ratio =0.7, d/\bar{L} =0.01, undulation=10)

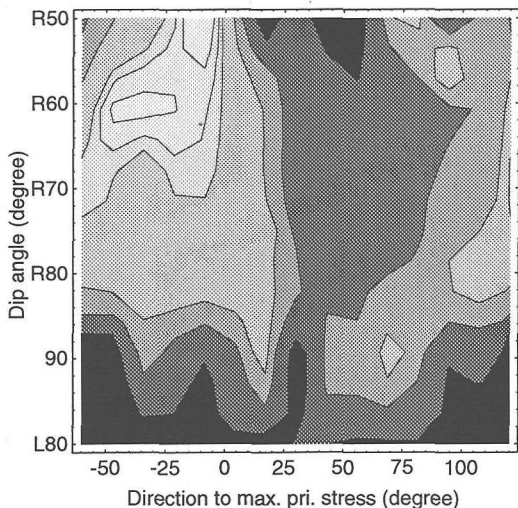


Fig.14 Square error in initial max. stress direction and joint dip (initial stress ratio =0.7, d/\bar{L} =0.05, undulation=10)

トの傾斜角および初期応力方向について, 式(3)で定義した平均ひずみの解析値と計測値の誤差の自乗和の計算を行なった。表-2に示すように, 初期応力比が0.7で, ジョイントの起伏角度が10, 15, 25度, ジョイントの平均間隔(d)とジョイントの有効寸法($\bar{L} = 2a$)の比が0.01, 0.05, 0.1のそれぞれ3ケース, 計9ケースの結果のみを示した。表-2においては, 表中の縦二重線より左にあるパラメータは固定して用いたパラメ

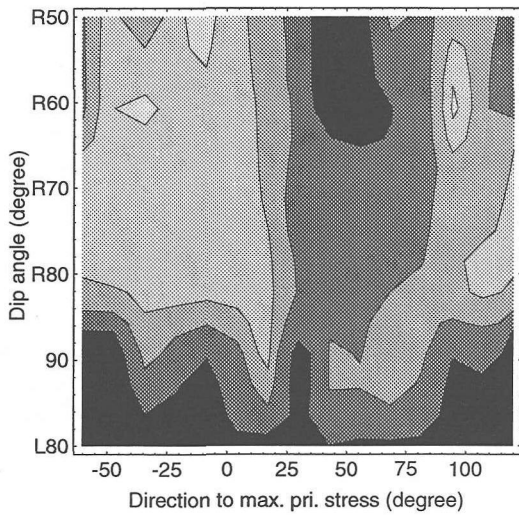


Fig.15 Square error in initial max. stress direction and joint dip (initial stress ratio =0.7, $d/L=0.10$, undulation=10)

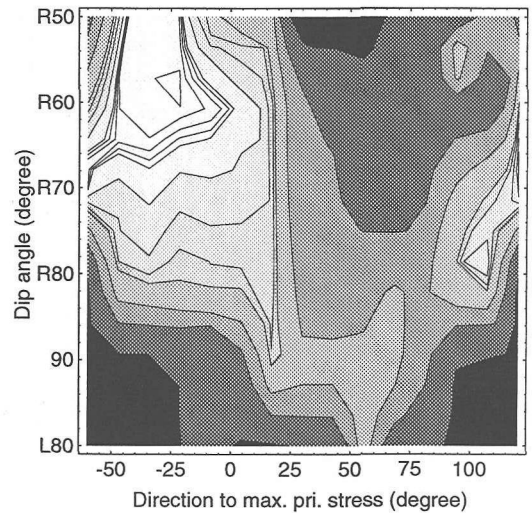


Fig.17 Square error in initial max. stress direction and joint dip (initial stress ratio =0.7, $d/L=0.05$, undulation=15)

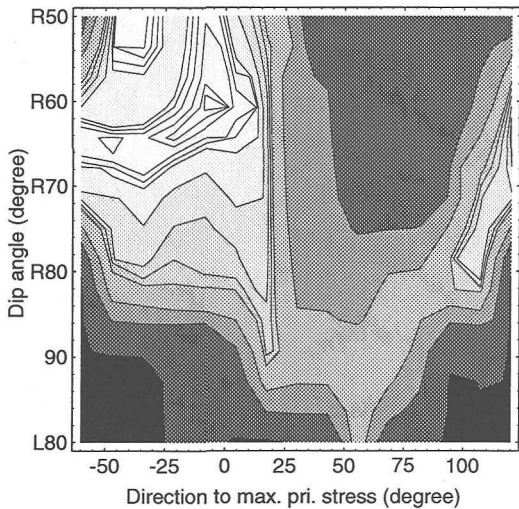


Fig.16 Square error in initial max. stress direction and joint dip (initial stress ratio =0.7, $d/L=0.01$, undulation=15)

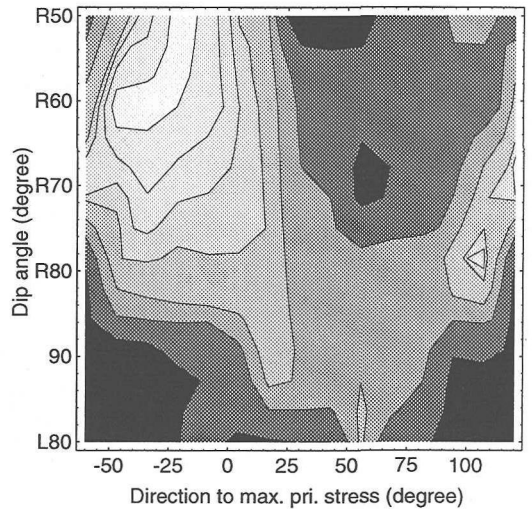


Fig.18 Square error in initial max. stress direction and joint dip (initial stress ratio =0.7, $d/L=0.10$, undulation=15)

タとその値であり、一方、右にあるパラメータは変化させたパラメータとその範囲である。

初期応力比 ($\sigma_{min}/\sigma_{max}$) が0.7の時の解析値と測定値の誤差の自乗和を式(3)に基づいて計算し、ジョイントの起伏角度が10度の場合を Fig.13, Fig.14, Fig.15 に、ジョイントの起伏角度が15度の場合を Fig.16, Fig.17, Fig.18 に、ジョイントの起伏角度が25度の

場合を Fig.19, Fig.20, Fig.21 に、それぞれ等高線図としてプロットした。図の横軸は初期最大圧縮応力の方向(水平から反時計周りの方向が正)を、縦軸はジョイントの傾斜角をそれぞれ表しており、色が濃い程、誤差が大きくて解析値が測定値と離れており、逆に色が薄い程、誤差が小さくて解析値が測定値に近いことを示している。図より、いずれの起伏角度、および d/L

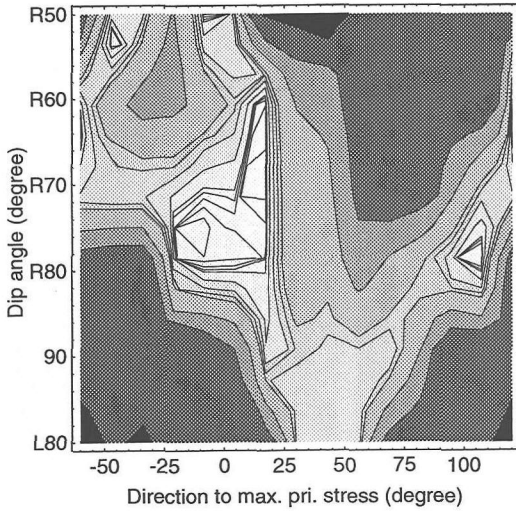


Fig.19 Square error in initial max. stress direction and joint dip (initial stress ratio =0.7, $d/\bar{L}=0.01$, undulation=25)

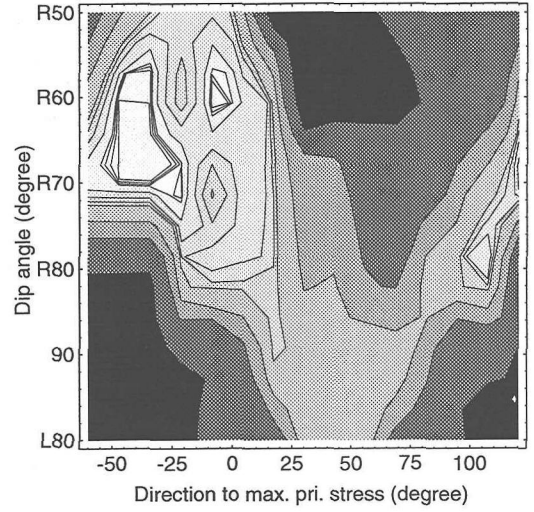


Fig.21 Square error in initial max. stress direction and joint dip (initial stress ratio =0.7, $d/\bar{L}=0.10$, undulation=25)

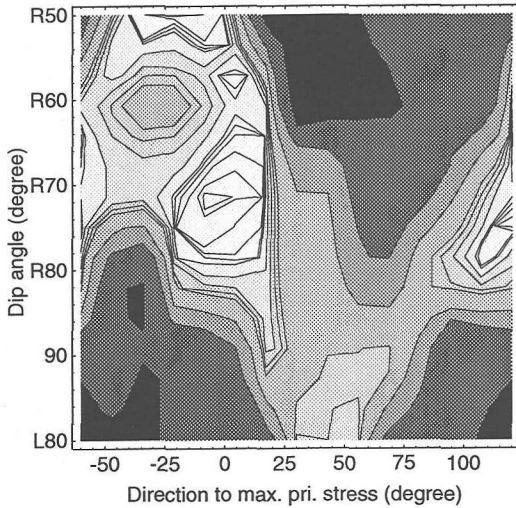


Fig.20 Square error in initial max. stress direction and joint dip (initial stress ratio =0.7, $d/\bar{L}=0.05$, undulation=25)

の場合も、ジョイントの傾斜角が右落ち 80 度で初期最大圧縮応力の方向が水平より 105 度 (反時計回りに 105 度) 方向付近と、ジョイントの傾斜角が右落ち 60 度で初期最大圧縮応力の方向が水平より -10 度 (時計回りに 10 度) 方向付近で、解析値が測定値に近いことを表している。

同様にして、初期応力比 ($\sigma_{min}/\sigma_{max}$) が 0.9 の場合

表-3 ジョイントの傾斜角と主応力方向の同定結果

応力比	傾斜角	主応力方向	誤差分布
0.7	右落ち 80 度	反時計回りに 105 度	Fig.13 ~ Fig.21
	右落ち 60 度	時計回りに 10 度	
0.9	右落ち 70 度	時計回りに 30 度	0.9 は省略
	右落ち 80 度	反時計回りに 15 度	
	右落ち 80 度	反時計回りに 80 度	

表-4 解析パターン (d/\bar{L} とジョイントの起伏角の同定)

応力比	傾斜角	主応力方向	d/\bar{L}	起伏角	誤差分布
0.7	R80	105	0.01	10	Fig.22
	R60	-10			Fig.23
0.9	R70	-30	0.35	35	Fig.24
	R80	15			Fig.25
	R80	80			Fig.26

についてもジョイントの傾斜角が右落ち 70 度で初期最大圧縮応力の方向が水平より -30 度 (時計回りに 30 度)、ジョイントの傾斜角が右落ち 80 度で初期最大圧縮応力の方向が水平より 15 度 (反時計回りに 15 度)、ジョイントの傾斜角が右落ち 80 度で初期最大圧縮応力の方向が水平より 80 度 (反時計回りに 80 度) という 3 つの組合せが得られる。以上の同定結果をそれぞれの応力比

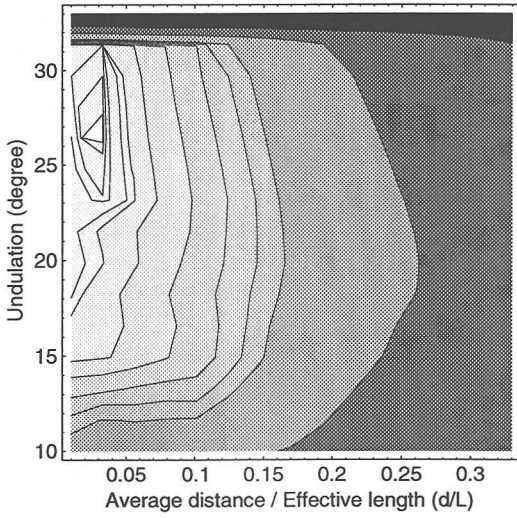


Fig.22 Square error in d/\bar{L} and joint undulation (initial stress ratio=0.7, direction of initial max. stress=105, dip=80)

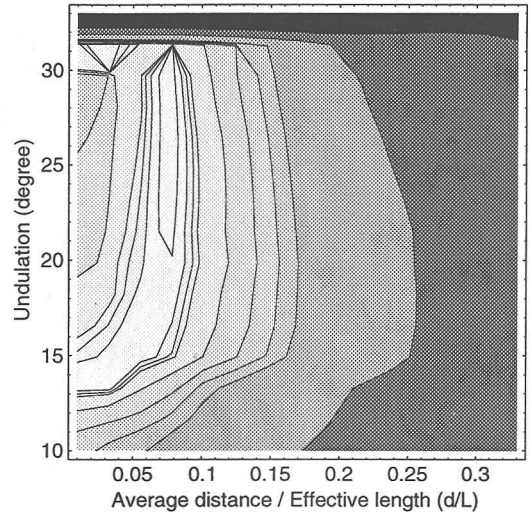


Fig.24 Square error in d/\bar{L} and joint undulation (initial stress ratio=0.9, direction of initial max. stress=30, dip=R70)

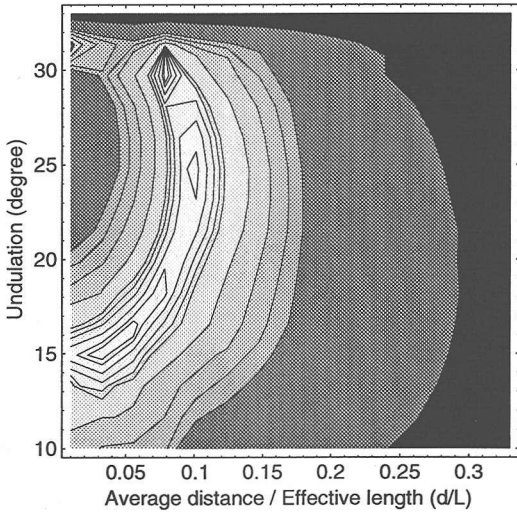


Fig.23 Square error in d/\bar{L} and joint undulation (initial stress ratio=0.7, direction of initial max. stress=-10, dip=R60)

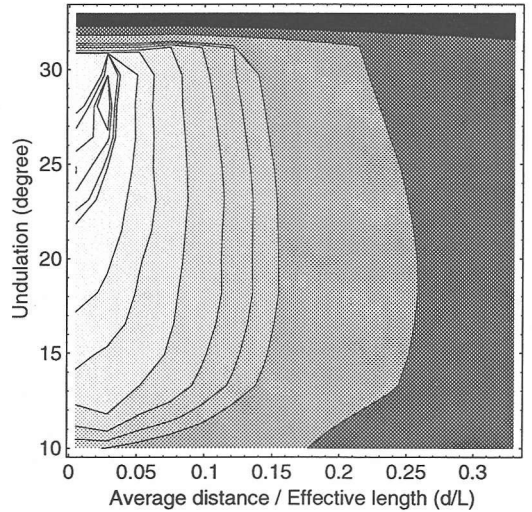


Fig.25 Square error in d/\bar{L} and joint undulation (initial stress ratio=0.9, direction of initial max. stress=15, dip=R80)

についてまとめ、表-3に示した。

次に、Fig.12の同定手順(2)にしたがって、一定の初期応力比の下で、同定手順(1)で同定されたジョイントの傾斜角と初期最大圧縮応力の方向の組合せを用いて、ジョイントの平均間隔と有効寸法の比(d/\bar{L})およびジョイントの起伏角度を変化させ、式(3)より平均ひずみの解析値と計測値の誤差の自乗和を計算する。解

析は、ジョイントの平均間隔と有効寸法の比(d/\bar{L})とジョイントの起伏角度を表-4に示す範囲で行った。表-4では、縦二重線より左に、同定手順(1)で同定されたパラメータとその値を、そして縦二重線より右に、変化させたパラメータとその範囲を記している。

初期応力比が0.7の場合に得られたジョイントの傾斜角が右落ち80度で初期最大圧縮応力の方向が水平より

表-6 解析パターン (基質岩盤の弾性係数の同定)

応力比	傾斜角	主応力方向	d/\bar{L}	起伏角	内空変位
0.7	R80	105	0.03	27	Fig.27
	R60	-10	0.05	16	Fig.28
	R60	-10	0.09	25	Fig.29
0.9	R70	-30	0.07	25	Fig.30
	R80	15	0.03	28	Fig.31
	R80	80	0.02	29	Fig.32

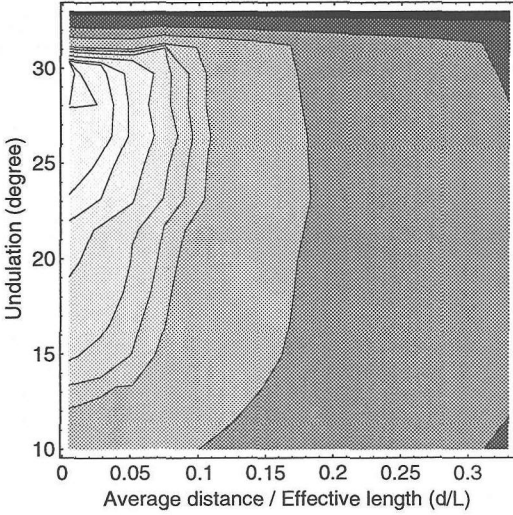


Fig.26 Square error in d/\bar{L} and joint undulation (initial stress ratio=0.9, direction of initial max. stress=80, dip=R80)

表-5 d/\bar{L} とジョイントの起伏角の同定結果

応力比	傾斜角	主応力方向	d/\bar{L}	起伏角	誤差分布
0.7	R80	105	0.03	27	Fig.22
	R60	-10	0.02 ~0.1	15 ~30	Fig.23
0.9	R70	-30	0.07	25	Fig.24
	R80	15	0.03	28	Fig.25
	R80	80	0.02	29	Fig.26

105度方向という組合せと、ジョイントの傾斜角が右落ち60度で初期最大圧縮応力の方向が水平より-10度方向という2つの組合せについて、解析値と測定値の誤差の自乗和を平均間隔と有効寸法の比(d/\bar{L})と、ジョイントの起伏角度の関数として、それぞれFig.22とFig.23に示した。ジョイントの傾斜角が右落ち80度で初期最大圧縮応力の方向が水平より105度方向の場合は、 d/\bar{L} が0.03、ジョイントの起伏角度が27度のあたりで誤差が小さく、ジョイントの傾斜角が右落ち60度で初期最大圧縮応力の方向が水平より-10度方向の場合は、 d/\bar{L} が0.02~0.1、ジョイントの起伏角度が15度~30度付近で誤差が小さい。いずれにしても、 d/\bar{L} が0.05前後、ジョイントの起伏角度が25度前後で誤差は非常に小さいことがわかる。

同様に、初期応力比が0.9の場合に得られたジョイントの傾斜角が右落ち70度で初期最大圧縮応力の

方向が水平より-30度方向という組合せ、ジョイントの傾斜角が右落ち80度で初期最大圧縮応力の方向が水平より15度方向という組合せ、およびジョイントの傾斜角が右落ち80度で初期最大圧縮応力の方向が水平より80度方向という3つの組合せについて、解析値と測定値の誤差の自乗和を平均間隔と有効寸法の比(d/\bar{L})と、ジョイントの起伏角度の関数として、それぞれFig.24、Fig.25およびFig.26に示した。ジョイントの傾斜角が右落ち70度で初期最大圧縮応力の方向が水平より-30度方向の場合は、 d/\bar{L} が0.07、ジョイントの起伏角度が20~30度のあたりで誤差が小さく、ジョイントの傾斜角が右落ち80度で初期最大圧縮応力の方向が水平より15度方向の場合は、 d/\bar{L} が0.03、ジョイントの起伏角度が27度~30度のあたりで誤差が小さく、さらにジョイントの傾斜角が右落ち80度で初期最大圧縮応力の方向が水平より80度方向の場合は、 d/\bar{L} が0.02、ジョイントの起伏角度が29度のあたりで誤差が小さい。初期応力比が0.9の場合も0.7の場合と同様、ジョイントの密度が0.05前後、ジョイントの起伏角度が25度前後で誤差は非常に小さいことがわかる。以上の同定結果をまとめて表-5に示す。

続いてFig.12の同定手順(3)にしたがって、卓越ジョイントを除いた、連続体として扱われる基質岩盤の弾性係数の同定を行なう。(1)(2)の同定手順で得られた解析パラメータの組合せ(表中縦二重線より左側)とそれに対応する図番号(表中縦二重線より右側)を表-6に示す。まず、初期応力比が0.7の場合であるが、ジョイントの傾斜角が右落ち80度で初期最大圧縮応力の方向が水平より105度の組合せは、前述の通り、 d/\bar{L} が0.03、ジョイントの起伏角度が27度あたりで誤差が小さいので、これらのパラメータのもとで実測の内空変位と解析から求まるそれとの比較を行なう。解析においては、基質岩盤の弾性係数を $E=100,000 \text{ kgf/cm}^2$ (9,800 MPa), $200,000 \text{ kgf/cm}^2$ (19,600 MPa), $400,000 \text{ kgf/cm}^2$ (39,200 MPa)の3通りについて行ない、土被りと内空変位の関係を求め、Fig.27に計測結果と併せて示した。この場合、基質岩盤の弾性係数を400,000

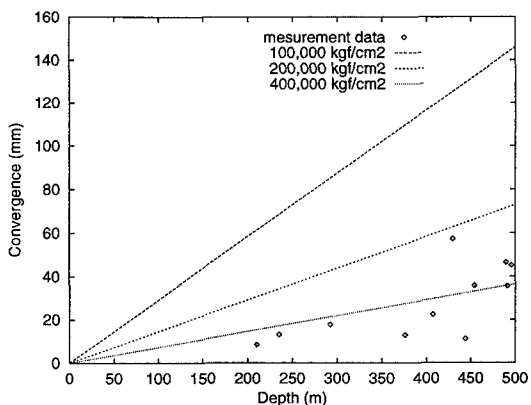


Fig.27 Ground depth vs. convergence (initial stress ratio=0.7, direction of initial max. stress=105, dip=R80, d/\bar{L} =0.03, undulation =27)

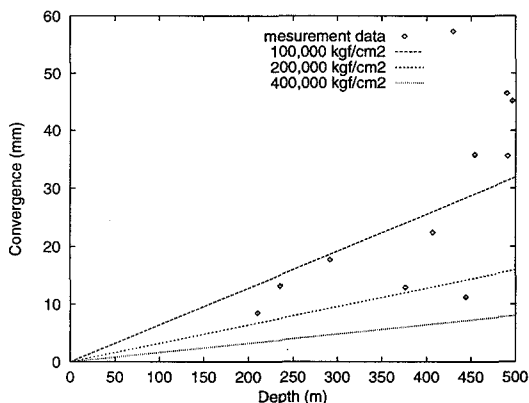


Fig.29 Ground depth vs. convergence (initial stress ratio=0.7, direction of initial max. stress=-10, dip=R60, d/\bar{L} =0.09, undulation =25)

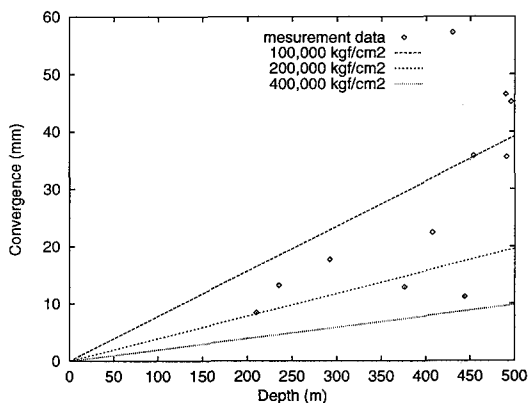


Fig.28 Ground depth vs. convergence (initial stress ratio=0.7, direction of initial max. stress=-10, dip=R60, d/\bar{L} =0.05, undulation =16)

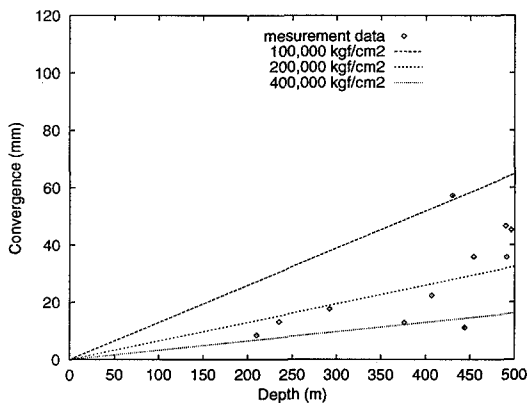


Fig.30 Ground depth vs. convergence (initial stress ratio=0.9, direction of initial max. stress=-30, dip=R70, d/\bar{L} =0.03, undulation =28)

kgf/cm² (39,200 MPa) とすると解析結果は計測結果に近い。同様にして、ジョイントの傾斜角が右落ち 60 度で初期最大圧縮応力の方向が水平より -10 度の組合せの解析を行った。この場合は d/\bar{L} が 0.05 でジョイントの起伏角度が 16 度と d/\bar{L} が 0.09 でジョイントの起伏角度が 25 度という 2 つの組合せで特に誤差が小さいので、この 2 ケースについて解析を行い、その結果を Fig.28, Fig.29 に示した。図より、いずれのケースも基質岩盤の弾性係数を 100,000 kgf/cm² (9,800 MPa) と 200,000 kgf/cm² (19,600 MPa) の中間あたりにとれば計測値に近い値をとるものと思われる。ジョイントの傾斜角が右落ち 80 度で初期最大圧縮応力の方向が水平より 105 度の組合せは、最大圧縮応力の方向とジョイントの傾斜方向がほぼ平行なためジョイントが変形しやすい。し

たがって、基質岩盤の弾性係数が大きくても大きな岩盤の変形が得られる。ジョイントの傾斜角が右落ち 60 度で初期最大圧縮応力の方向が水平より -10 度の組合せは、最大圧縮応力の方向とジョイントの傾斜方向が 40 度をなしているためジョイントによる岩盤の変形は前者より小さく、同定された基質岩盤の弾性係数は前者より小さいものとなっている。

最後に初期応力比が 0.9 の場合についても、卓越ジョイントを除いた、連続体として扱われる基質岩盤の弾性係数の同定を行なう。ジョイントの傾斜角が右落ち 70 度で初期最大圧縮応力の方向が水平より -30 度の組合せは、 d/\bar{L} が 0.07, ジョイントの起伏角度が 25 度あたりで誤差が小さいので、これらのパラメータのもとで土被りと内空変位の関係を種々の弾性係数について求め、

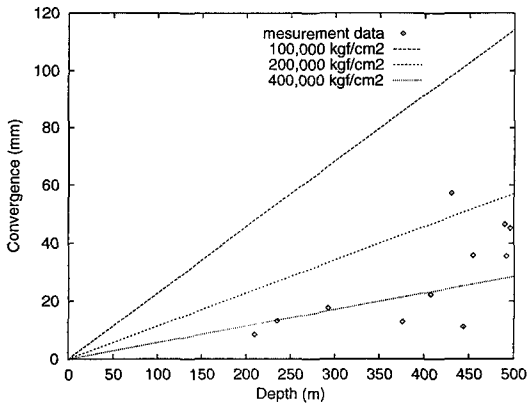


Fig.31 Ground depth vs. convergence (initial stress ratio =0.9, direction of initial max. stress+15, dip=R80, $d/L=0.07$, undulation =25)

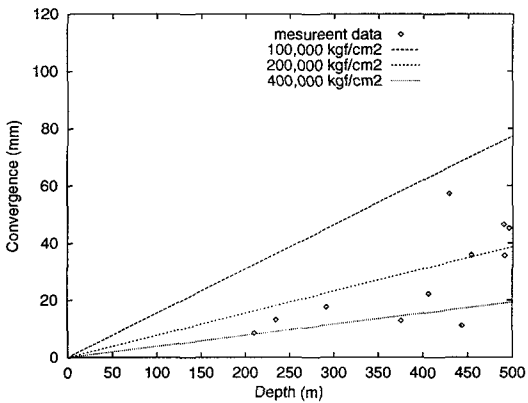


Fig.32 Ground depth vs. convergence (initial stress ratio=0.9, direction of initial max. stress=+80, dip=R80, $d/L=0.02$, undulation =29)

Fig.30に計測結果と併せて示した。この場合、基質岩盤の弾性係数をほぼ200,000 kgf/cm² (19,600 MPa)とした場合に、解析結果は計測結果に近い。同様に、ジョイントの傾斜角が右落ち80度で初期最大圧縮応力の方向が水平より15度の組合せの解析を行った。この場合は d/L が0.03、ジョイントの起伏角度が28度付近で誤差が小さいので、これらのパラメータのもとで解析を行ない、その結果をFig.31に示した。この場合、基質岩盤の弾性係数が400,000 kgf/cm² (39,200 MPa)程度で解析値は計測値に近くなる。そしてジョイントの傾斜角が右落ち80度で初期最大圧縮応力の方向が水平より80度の組合せは、 d/L が0.02、ジョイントの起伏角度が29度付近で誤差が小さく、これらのパラメータを用いて解析を行なった。その結果をFig.32に示した。

表-7 基質岩盤の弾性係数の同定結果

応力比	傾斜角	主応力方向	d/L	起伏角	弾性係数
0.7	R80	105	0.03	27	400,000
	R60	-10	0.05	16	150,000
	R60	-10	0.09	25	150,000
0.9	R70	-30	0.07	25	200,000
	R80	15	0.03	28	400,000
	R80	80	0.02	29	300,000

この場合は、基質岩盤の弾性係数を300,000 kgf/cm² (29,400 MPa)程度とすると、解析結果は計測結果に近い値をとる。基質岩盤の弾性係数の同定結果をまとめて表-7に示す。

ジョイントの傾斜角が右落ち70度で初期最大圧縮応力の方向が水平より-30度の組合せは、最大圧縮応力の方向とジョイントの傾斜方向が50度をなしているためジョイントによる岩盤の変形は小さく、同定された基質岩盤の弾性係数は小さいものとなっている。一方、ジョイントの傾斜角が右落ち80度で初期最大圧縮応力の方向が水平より15度の組合せは、主応力の方向とジョイントの傾斜方向がほぼ平行なため基質岩盤の弾性係数が小さくても岩盤の変形は大きい。ジョイントの傾斜角が右落ち80度で初期最大圧縮応力の方向が水平より80度の組合せは、最大圧縮応力の方向とジョイントの傾斜方向が20度をなしており、ジョイントによる岩盤の変形は上記の2つの中間で、基質岩盤の弾性係数もそれらの中間値となっている。

こうして求まるジョイントの解析パラメータ、および卓越ジョイントを除いた連続体として取り扱われる基質岩盤の弾性係数は、トンネル掘削の後に建設される発電所空洞の解析に用いられる解析パラメータの候補となる。

ここで地質調査、応力計測、および岩盤・岩石試験より求まるジョイントの傾斜角、初期応力状態、および岩盤の弾性係数と、同定された値の比較を行う。まず、ジョイントの傾斜角についてであるが、Fig.9に示されるように、地質調査より報告されている卓越ジョイントの傾斜角は右落ち(北落ち)70~80度であり、本解析で同定した値は妥当な結果となっている。

一方、水圧破砕法および多軸ひずみ計を用いた初期応力計測結果(表-1参照)では、初期応力比および初期主応力の方向は計測箇所でかなりばらついている。表-1で示した地点1では、トンネル断面に対して初期応力比がほぼ0.9で最大主応力の方向が水平より約70度であり、本解析では、これに近い組合せとして、初期応力比が0.9で最大主応力の方向が水平より約80度と

いう値が求まっている。

また、同定解析からは卓越ジョイントを除いた、連続体として取り扱われる基質岩盤の弾性係数は 200,000 kgf/cm² ~ 400,000 kgf/cm² と求まっているが、平板載荷試験から求まる弾性係数は除荷時平均で 117,000 kgf/cm² (最大で 230,000 kgf/cm²) である (表-1参照)。MBC 解析ではジョイントの方向と初期応力状態の組合せによって同定される値が変化するため、一概に両者の比較は出来ないが、解析から求まる値は総じて平板載荷試験から得られる値よりも大きくなっている。これまでの地下発電所空洞掘削の MBC 解析では、卓越ジョイントを除いた、連続体として取り扱われる基質岩盤の弾性係数は、平板載荷試験から得られる値と同程度、あるいはやや小さなものを用いてきた。これは MBC 解析で定義している基質岩盤は、卓越ジョイント以外のジョイント、マイクロクラックを含んでおり、その弾性係数はそれらの影響を反映しているものと解釈してきたからである。本研究で同定した基質岩盤の弾性係数の値は平板載荷試験より求まった値より大きい。現在、葛野川発電所の地下空洞掘削解析を行っているが、基質岩盤の弾性係数として用いるべき値がどちらの値に近いかは、その解析結果と実測値とを比較することにより明らかになるものと考えられる。

4. まとめ

本研究では、地下発電所空洞掘削に先行して行われるトンネルの掘削を原位置応力解放試験と捉え、トンネル掘削時に計測される内空変位の結果から、地下発電所空洞掘削解析に必要な入力パラメータの同定する手法の提案を行った。解析に用いた計測結果は、東京電力葛野川発電所発電所空洞掘削に先行して行われた機器搬入坑の掘削時に計測された内空変位で、これを用いて解析パラメータの同定を行った。まず、得られた内空変位の計測値より平均ひずみを計算し、さらに卓越ジョイントを除いた、連続体として取り扱われる基質岩盤の弾性係数の影響と土被りの影響を除去するために最大主ひずみの方向と、最大せん断ひずみと体積ひずみの比を計算して解析値と比較した。誤差の自乗和を計算し等高線表示することにより、最大主ひずみの方向と、最大せん断ひずみと体積ひずみの比に関して、計測値と一致させうる解析パラメータを決定することができ、その時のジョイントの傾斜角、および初期応力比・主応力方向は現場の調査結果と比較して妥当な値となっていることが示された。また、現場計測・観察からは決定の困難な解析パラメータである、ジョイントの平均間隔とジョイントの有効寸法の比やジョイントの起伏角度が推定できた。ここで、ジョイ

ントの平均間隔が計測されていれば、ジョイントの有効寸法の推定が可能となる。ここでは初期地圧の方向のみを同定したが、本研究で提案する手法により、初期地圧の最大圧縮応力と最小圧縮応力の比についても同定が可能であると考えられる。

本研究で提案する解析パラメータの同定方法は客観的、かつシステムティックな方法であり、有用性が高いものと思われる。この方法により決定した解析パラメータを用いて本体空洞掘削の解析を行い、解析結果と実測結果の比較を行うことが今後の課題である。

補遺 I 内空変位と壁面変位

内空変位から壁面変位を算定するには、3つのスカラー量から3点おける変位の2成分、合計6つの未知量を導かなくてはならないので、なんらかの近似が必要になる。内空変位の計測点を $A(x_a, y_a)$, $B(x_b, y_b)$, $C(x_c, y_c)$ とし、トンネル掘削による各点の変位をそれぞれ (u_a, v_a) , (u_b, v_b) , (u_c, v_c) とする。ここで、Fig.33に示すように、 C' が C に合致するように移動し、同時に、変形後の点 A' , B' も C' を C に移動した分だけ平行移動し、平行移動後の点をそれぞれ A'' , B'' とする。したがって、初期状態から平行移動後までの各点の変位はそれぞれ

$$\begin{aligned} u'_a &= u_a - u_c, v'_a = v_a - v_c, \\ u'_b &= u_b - u_c, v'_b = v_b - v_c, \\ u'_c &= u_c - u_c = 0, v'_c = v_c - v_c = 0 \end{aligned} \quad (I.1)$$

となる。掘削によって Fig.33中の三角形 ABC は三角形 $A'B'C'$ に変形するが、三角形 $A'B'C'$ は三角形 $A''B''C''$ 合同である。したがって平均ひずみを求めるにあたって、平行移動前の変位, (u_a, v_a) , (u_b, v_b) , (u_c, v_c) の代わりに平行移動後の変位, (u'_a, v'_a) , (u'_b, v'_b) , $(u'_c, v'_c) = (0, 0)$ を用いても等価である。

また、内空変位 D_{ab} , D_{bc} , D_{ac} は (u'_a, v'_a) , (u'_b, v'_b) , $(u'_c, v'_c) = (0, 0)$ を用いて以下のように表される。

$$\begin{aligned} D_{ab} &= \left| \frac{A'B'}{AB} - \frac{A''B''}{AB} \right| \\ &= \frac{\sqrt{\{(x_a + u'_a) - (x_b + u'_b)\}^2 + \{(y_a + v'_a) - (y_b + v'_b)\}^2}}{\sqrt{(x_a - x_b)^2 + (y_a - y_b)^2}}, \end{aligned} \quad (I.2)$$

$$\begin{aligned} D_{bc} &= \left| \frac{B'C'}{BC} - \frac{B''C''}{BC} \right| \\ &= \frac{\sqrt{\{(x_b + u'_b) - (x_c + u'_c)\}^2 + \{(y_b + v'_b) - (y_c + v'_c)\}^2}}{\sqrt{(x_b - x_c)^2 + (y_b - y_c)^2}}, \end{aligned} \quad (I.3)$$

$$\begin{aligned} D_{ac} &= \left| \frac{A'C'}{AC} - \frac{A''C''}{AC} \right| \\ &= \frac{\sqrt{\{(x_a + u'_a) - (x_c + u'_c)\}^2 + \{(y_a + v'_a) - (y_c + v'_c)\}^2}}{\sqrt{(x_a - x_c)^2 + (y_a - y_c)^2}}. \end{aligned} \quad (I.4)$$

ここで、 $(u'_c, v'_c) = (0, 0)$ を式(I.4)に代入すると、 D_{ac} は

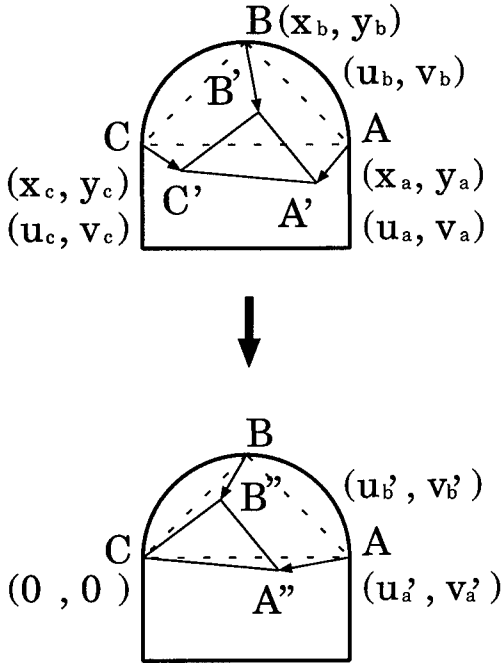


Fig.33 Convergence vs. displacement at wall

$$\begin{aligned}
 D_{ac} &= \left| \frac{\sqrt{\{(x_a + u'_a) - x_c\}^2 + \{(y_a + v'_a) - y_c\}^2}}{\sqrt{(x_a - x_c)^2 + (y_a - y_c)^2}} \right| \\
 &= \left| (x_a - x_c) \left(\sqrt{1 + \frac{2u'_a}{x_a - x_c} + \frac{u'^2_a + v'^2_c}{(x_a - x_c)^2}} - 1 \right) \right| \\
 &\approx \left| (x_a - x_c) \left(\sqrt{1 + \frac{2u'_a}{x_a - x_c}} - 1 \right) \right| \\
 &\approx \left| (x_a - x_c) \left(1 + \frac{u'_a}{x_a - x_c} - 1 \right) \right| \\
 &= u'_a, \tag{I.5}
 \end{aligned}$$

と書き下すことが出来る。ただし、式(I.5)の3行目では2次の微小項 $\frac{u'^2_a + v'^2_c}{(x_a - x_c)^2}$ を無視し、式(I.5)の4行目ではテイラー展開を施している。これより、 $D_{ac} \approx u'_a$ 、 $v'_a \approx 0$ が導かれる。残りの未知の変位 u'_b 、 v'_b の2つは、与えられた D_{ab} 、 D_{bc} 、 D_{ac} に対して式(I.3)と式(I.4)を連立して求めることが出来る。

補遺 II 三角形の平均ひずみ

トンネル断面の平均ひずみを求めるにあたって、内空変位が3点間、あるいは壁面変位が3点しか計測されていない場合の平均ひずみの計算方法を示す。

補遺Iと同様に、Fig.33に示すような3点 $A(x_a, y_a)$ 、 $B(x_b, y_b)$ 、 $C(x_c, y_c)$ で、それぞれ変位が (u_a, v_a) 、 (u_b, v_b) 、 (u_c, v_c) と計測されたものとする。内空変位のみが計測された場合は、補遺Iで述べた近似方法にしたがって変位を算出する。

計測点が3点の場合、それらの点に囲まれた三角形の領域の平均ひずみを求めることになる。三角形ABCの3辺の長さと同面積を3点の座標から求め、3辺を l_{ab} 、 l_{bc} 、 l_{ca} 、面積を A とする。ここで式(1)を用いると、三角形の平均ひずみは以下のようにして求める。

$$\begin{aligned}
 \bar{\epsilon}_{ij} &= \frac{1}{A} \int_c \frac{1}{2} (u_i n_j + u_j n_i) dc \\
 &= \frac{1}{A} \int_{AB} \frac{1}{2} (u_i n_j + u_j n_i) dc \\
 &\quad + \frac{1}{A} \int_{BC} \frac{1}{2} (u_i n_j + u_j n_i) dc \\
 &\quad + \frac{1}{A} \int_{CA} \frac{1}{2} (u_i n_j + u_j n_i) dc. \tag{II.1}
 \end{aligned}$$

ただし、 n_i はそれぞれの辺における外向きの単位法線ベクトルの成分である。

ここで、(II.1)の右辺の第1項に着目する。変位が線形的に変化するものと仮定すると、式(II.1)の右辺の第1項のひずみ成分は、

$$\begin{aligned}
 \bar{\epsilon}_{xx}^{AB} &= \frac{1}{A} \int_{AB} u_x n_x dl \\
 &= \frac{1}{A} \left(\frac{u_a + u_b}{2} l_{AB} \right) n_x, \tag{II.2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\epsilon}_{yy}^{AB} &= \frac{1}{A} \int_{AB} u_y n_y dl \\
 &= \frac{1}{A} \left(\frac{v_a + v_b}{2} l_{AB} \right) n_y, \tag{II.3}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bar{\epsilon}_{xy}^{AB} &= \frac{1}{A} \int_{AB} \frac{1}{2} (u_x n_y + u_y n_x) dl \\
 &= \frac{1}{2A} \left\{ \left(\frac{u_a + u_b}{2} l_{AB} \right) n_y \right. \\
 &\quad \left. + \left(\frac{v_a + v_b}{2} l_{AB} \right) n_x \right\}, \tag{II.4}
 \end{aligned}$$

と求まる。同様にして第2項、第3項も求めることが出来る。

付記：本研究の一部は、文部省科学研究費補助金(一般研究(B) 課題番号 06452262, 研究代表者：堀井秀之, 奨励研究 課題番号 07750567, 研究代表者：吉田秀典), 財団法人鹿島学術振興財団研究助成金(研究代表者：堀井秀之)の助成を得て行なった。

参考文献

- Hill, R.: Elastic Properties of Reinforced Solids, Some theoretical Principles, *J. Mech. Phys. Solids*, Vol.11, pp.357-372, 1963.
- Singh, B.: Continuum Characterization of Jointed Rock Masses, Part-I The Constitutive Equations, *Int.*

- J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.10, pp.311-335, 1973.
- 3) 山辺正, 原夏生, 小田匡寛: クラックテンソルによる節理性岩盤の弾性解析と入力パラメータの決定に関する研究, 土木学会論文集, No.382, III-7, pp.121-130, 1987.
 - 4) Oda, M.: Fabric Tensor for Discontinuous Geological Materials, *Solid & Found.*, Vol.22, No.4, pp.96-108, 1982.
 - 5) Kyoya, T., Ichikawa, T. and Kawamoto, T.: A Damage Mechanics Theory for Discontinuous Rock Masses, *Proc. 5th Int. Conf. Num. Meth. Geomech.*, A.A.Balkema, Rotterdam, Vol.1, pp.469-480, 1985.
 - 6) Ngo, D. and Scordelis, A.C.: Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beams, *J. American Concrete Institute*, Vol.64, No.3, pp.152-163, 1967.
 - 7) Cundall, P.A.: Formulation of Three-dimensional Distinct Element Model - Part I, A Scheme to Detect and Represent Contacts in System Composed of Many Polyhedral Blocks, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr.*, Vol.25, No.3, pp.107-116, 1988.
 - 8) Shi, G.H. and Goodman, R.E.: Discontinuous Deformation Analysis, *Proc. 25th U.S. Symp. on Rock Mech.*, pp.269-277, 1984.
 - 9) 吉田秀典, 堀井秀之: マイクロメカニクスに基づく岩盤の連続体理論と大規模空洞掘削の解析, 土木学会論文集, No.535/III-34, pp.23-41, 1996.
 - 10) 吉田秀典, 堀井秀之, 宇野晴彦, 前島俊雄: マイクロメカニクスに基づく岩盤の連続体モデルと地下発電所空洞掘削の解析, 第26回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.286-290, 1995.
 - 11) Yoshida, H., Horii, H. and Uno, H.: Micromechanics-Based Continuum Theory for Jointed Rock Mass and Analysis of Large-Scale Cavern Excavation, *Proceedings of Eighth International Congress on Rock Mechanics*, pp.689-692, 1995.
 - 12) 吉田秀典, 堀井秀之, 打田靖夫: マイクロメカニクスに基づく岩盤の連続体モデルによる大河内発電所地下発電所空洞掘削の解析と計測値との比較, 土木学会論文集, No.547/III-36, pp.39-56, 1996.
 - 13) 吉田秀典, 林明華, 堀井秀之: トンネル掘削時の内空変位の計測結果による解析パラメータの同定, 第26回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.426-430, 1995.
 - 14) 吉田秀典, 日比野繁信, 堀井秀之: トンネル断面の平均ひずみによる岩盤の変形挙動の表現, 第50回土木学会年次学術講演会講演概要集, III-B 679, pp.1358-1359, 1995.
 - 15) (社)地盤工学会: 不連続性岩盤と構造物に関する研究報告書, pp.80-82, 1995.

(1996.10.30 受付)

A DETERMINATION METHOD OF ANALYTICAL PARAMETER FROM CONVERGENCES DURING TUNNEL EXCAVATION

Hidenori YOSHIDA, Shigenobu HIBINO, Hideyuki HORII and Keigo KUDOH

For a numerical method for the excavation problem in rock mass to be adopted in the design and construction of, for example, a large-scale cavern, its input data must be determined from geological survey and in-situ test objectively. The present paper proposes a method to determine the input parameters for the MBC model from measured convergences during tunnel excavation. The tunnel excavation preceding, for example, a large-scale cavern excavation is regarded as an in-situ stress relaxation test. The proposed method is applied to the measurement data at the Kazunogawa power station constructed by the Tokyo Electric Power Co.Inc. It is shown that the estimated dip angle agrees with the reported value.