

# 岩盤不連続面のすべりを考慮した 逆解析手法の開発と現場への適用例

芥川真一<sup>1</sup>・柿原満<sup>2</sup>・武山真樹<sup>3</sup>・桜井春輔<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 Ph.D. 神戸大学助教授 工学部建設学科 (〒657 神戸市灘区六甲台町1-1)

<sup>2</sup>学生会員 神戸大学大学院自然科学研究科博士前期課程 (〒657 神戸市灘区六甲台町1-1)

<sup>3</sup>株式会社川崎重工業 (〒650-91 神戸市中央区東川崎町1-1-3)

<sup>4</sup>正会員 工博, Ph.D. 神戸大学教授 工学部建設学科 (〒657 神戸市灘区六甲台町1-1)

本研究では、不連続性岩盤内に建設される大規模地下空洞の掘削時における情報化施工に用いるための新しい逆解析手法を開発し、これを実際の地下発電所空洞の掘削時に得られた計測データの評価に適用した。本手法は、これまでの逆解析手法と異なり、岩盤の不連続面に沿うすべり変位を未知数として、これを計測変位から逆算することにより、岩盤内に生じているひずみ分布、各ジョイントセットごとのすべり・開口変位の分布、PS工軸力の変化などを各掘削段階ごとに精度よく、迅速に求め得ることがわかった。また、本手法は現実生じている非線形問題を線形問題に置き換えて逆解析アルゴリズムを構築しているため、データ処理に要する時間は極めて短くてよく、現場での適用に適している。

**Key Words :** *underground powerhouse cavern, jointed rock mass, displacement measurements, joint slip and dilatancy, back analysis, minimum norm solution*

## 1. はじめに

不連続性岩盤内に、揚水発電所における地下発電所空洞などのような重要構造物を建設する場合、調査・設計・施工・安全管理には最大限の慎重を期さなければならない。特に、全体の施工過程の中で地下発電所の本体空洞を掘削する数ヵ月間は、周辺岩盤の変形挙動をつぶさに観測し、その結果を力学計算などを用いた照査なども含めて、詳細かつ慎重に分析し、工事の安全性を確認する必要がある。情報化施工<sup>1)</sup>は、このような状況下で用いられる一般的な施工管理技法として確立されつつあり、岩盤内の大空洞建設を例にとれば、その流れはFig.1に示すようなものである。

当初の設計段階では、調査の結果から現場の初期応力状態、岩盤の不連続面の分布状況、強度特性、変形メカニズム、また地質構造などをできるだけ正確に取り込んだモデルを構築し、掘削にともなう空洞周辺の変形挙動を精度良く予測する必要がある。ただし、現実にはこれらの諸条件のすべてを正確に求めることは困難であるため、設計時に予測した挙動と現実のそれには差が生じるのが普通である。岩盤の変形量やその他の計測量が比較的小さい、構造物の安定性がある程度確保できると考え

られる場合は、設計時に仮定したモデルの精度、しいては以後の掘削にともなう挙動予測の精度を向上させるために、順解析(Forward analysis)を基準としたパラメータスタディを行うことは極めて有効である。ただし、このような手法には、通常ある程度の時間を要するため、たとえば現場計測結果が異常な値を示しているときに岩盤構造物の現状や安定性を即座に判定する目的には適していない。また、対象とする力学モデルの種類によっては、系の複雑性からパラメータなどを合理的に推定することが困難となる。そのような場合には対象となる岩盤構造物の力学モデルの基本系を仮定し、変形挙動に影響力の大きいパラメータを現場計測結果から逆解析(Back analysis)によって求める方法が有効となる<sup>2)</sup>。ただし、この方法はトンネルなどの比較的小規模な空洞周辺の挙動を推定する際にはその有効性が確認されているが、地下発電所空洞などの大規模な空洞を対象とした場合は、その適用には数々の困難を伴うのが現実である。その原因は、岩盤の不連続面の幾何学的、力学的特性の把握が非常に困難であり、しかもその特性は掘削工事の進展に伴い変化する<sup>3)</sup>ことも起こりうるからである。このような場合、現場計測結果から主要なパラメータを求め、さらに周辺岩盤の変形挙動などを十分な精度で把握するた

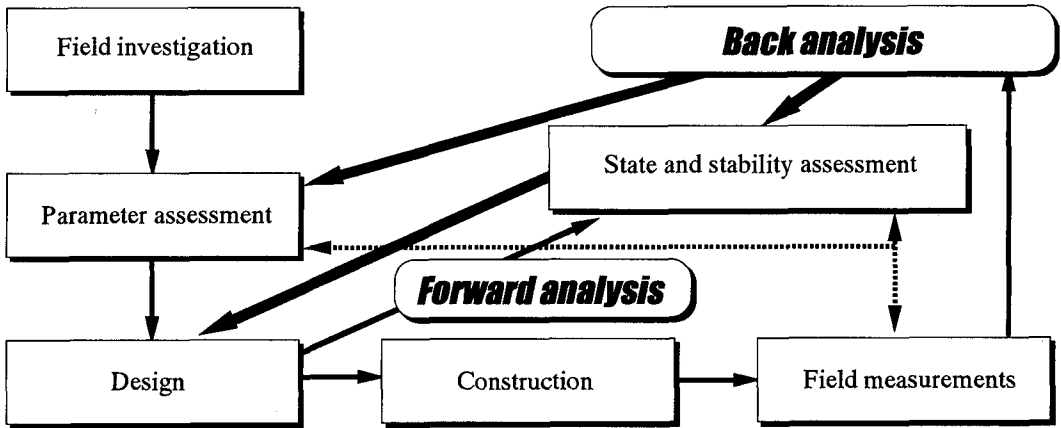


Fig.1 General flow of an observational method

めには、岩盤の力学的特性やその幾何学的分布特性を変化させながら逆解析を繰り返し実施し、最も合理的と思われる解を求めなければならない<sup>3) 4)</sup>。この方法は、岩盤の変形挙動を支配する主要パラメータを現場計測結果から求める形式はとっているが、最も合理的と思われる解に到達するために人為的な試行錯誤のプロセスを取らざるを得ない点で、順解析に基づくパラメータスタディと基本的には同様の問題を抱えており、また安定性が危惧されている場合に計測結果から即座に岩盤の安定性を判定する点からも不備な点がある。

このような背景から、本論文では大規模地下空洞の情報化施工において、最も注意を払わなければならない岩盤の不連続面の挙動に注目した新しい逆解析手法について、その基本的概念を述べ、実際の現場計測結果を評価し、その適用性について述べる。本手法は、仮定した力学モデルの非線形特性を計測変位から迅速に求め、周辺岩盤の安定性を判定する手法<sup>9)</sup>に岩盤の不連続面の力学特性を新たに取り入れたものであり、現場において計測される予期できない不連続面の動きを即座に同定し、非常に短時間で岩盤の安定性を評価するに足る情報を導き出そうとする新しい一手法である。

## 2. 不連続性岩盤の変形挙動の簡略化モデル

大規模地下空洞などの重要構造物が建設される際には、十分な予備調査を実施し、比較的良好な条件を有するサイトが選定される。しかしながら、我が国の地質構造は複雑であり、建設サイト周辺の岩盤にはFig.2(a)に示すように多数の亀裂群が存在するのが常である。このような状況下で大規模空洞を掘削する際の岩盤の変形挙動は、

不連続面の力学挙動、また、その不均一性に大きく影響をうけるが、その概略は以下のものであると考えられる。

まず、十分な原位置調査から初期応力の大きさ、方向、また卓越する不連続面の方向、密度などが空洞周辺において求められていると考える。ここで、掘削に伴う岩盤の変形挙動の概要はFig.2(c)に示すコンプライアンスの重ね合せとして考えることができる。

即ち、掘削に伴う応力変化に対応する代表要素(Fig.2(b))の全体コンプライアンス $C$ は、一般的に岩質部(上添え字 $r$ )とジョイント(上添え字 $j$ )のコンプライアンスの和として以下のように表わすことができる。

$$C = C^r + C^j \quad (1)$$

ここで、ジョイントとは地質調査などで確認できる亀裂のうち方向特性、分布特性などを特定できる「卓越するジョイント<sup>10)</sup>」を意味する。ただし、ジョイントの有効長さについては考慮していない。また、岩質部とは、卓越するジョイントよりも規模が小さく地質調査では把握しきれない微細な亀裂なども含んだ岩石の実質部を意味するものとする。この時、岩質部およびジョイントのコンプライアンスはそれぞれ線形成分、非線形成分を含んでおり、これらに対応する下添え字を $e, p$ とすれば式(1)は

$$C = C_e^r + C_p^r + C_e^j + C_p^j \quad (2)$$

と考えることができる。ここで、ジョイントコンプライアンスの線形および非線形成分とは、それぞれジョイント面の破壊以前・以後に発生するジョイント面に沿う変位をひずみに換算したものとする。通常、岩盤のジョイント群(あるいはジョイントセット)は複数存在し、それぞれのジョイントセットの変形が単独に生じると考えれば、式(2)はさらに

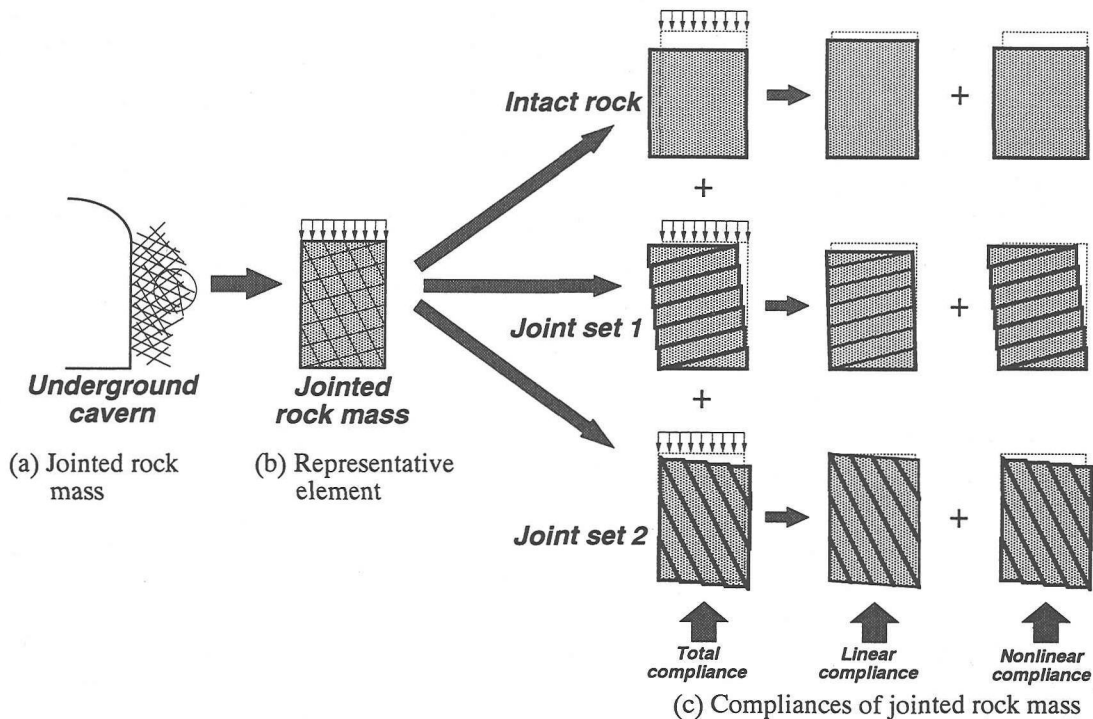


Fig. 2 Superposition of compliance for a jointed rock mass

$$C = C_e^r + C_p^r + C_e^{j1} + C_p^{j1} + C_e^{j2} + C_p^{j2} \quad (3)$$
 と定義することができる。ただし、ここではジョイントセットの数を仮に 2 とし、それぞれに対応するコンプライアンスの上添え字を  $j1, j2$  としている。

さて、岩質部の線形コンプライアンスについては基本的には岩石供試体を用いた室内実験から求めることができる。岩質部の非線形コンプライアンスについては、地下発電所などの重要構造物の建設が可能なクラスの比較的堅固で、しかも亀裂性の岩盤においては、それが全体に占める割合は比較的微小であると考えられる。次に、ジョイントの線形コンプライアンスは原位置でのジョイント面に沿ったせん断破壊試験や、ジョイント面を含む供試体を用いた室内での破壊試験から、ある程度妥当と認められる値を推定することは可能である。

一方、正確な値を求めるのが最も困難であると考えられるのは、ジョイントの非線形コンプライアンスである。即ち、ジョイントの非線形変形特性、破壊基準、強度特性などは岩盤内の場所ごとに微妙に異なる値をとると考えられる。また、事前の調査では特定されなかったジョイントセットや、弱面などの存在も否定できないこともあるため、これらが引き起こすジョイントの非線形コンプライアンスは式(3)の右辺を構成する各成分の中で、最も特定が困難であると考えざるを得ない。

このように、掘削に伴う岩盤の変形挙動は事前の調査結果から、ある程度予測可能であるが、調査では十分に定義できない、あるいは予測できないジョイントの詳細

な分布特性や変形特性（特に非線形な成分）が原因で予測解析と現場計測結果の相違が生じることが予想される。このことは、通常の方法では把握が困難なジョイントの非線形コンプライアンスを計測された変位を用いて決定することができれば、現状のそれに非常に近い変形状態を迅速に把握し、空洞の安定性評価のために有益な情報を得ることが可能となることを示唆している。

### 3. 逆解析の定式化

前節までに述べた背景を考慮し、ここで提案する逆解析においては、ジョイントの非線形コンプライアンス、即ち破壊以後に発生するジョイント面のすべり変位を未知数と考え、これを計測変位から逆解析によって求めることとする。即ち、掘削以前に存在している岩盤内の初期応力、岩盤の線形コンプライアンス、ジョイントセットの幾何学的特性（方向、密度）、ジョイントの線形コンプライアンスは地質調査の段階で得られた結果から最も妥当であると思われる値を入力値として用いることとする。ここで、これらの諸量を既知の情報として用いるのは、岩盤の変形挙動が特に予測と異なる場合、その最も大きな原因がジョイントの非線形変形特性のばらつきにあると考えているからである。この様な前提条件のもと、以下に提案する逆解析手法の概要を述べる。

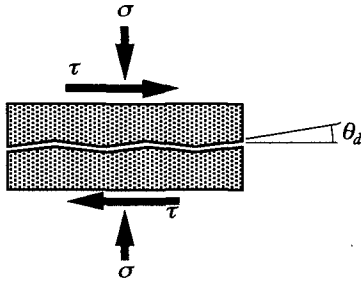


Fig. 3 Definition of joint plane and undulation angle

まず、岩盤の変形挙動は岩質部と複数のジョイントセット（ここでは具体的に2セットの場合を考える）の変形の和であると考え、このとき、ジョイント面はFig. 3に示すように $\theta_d$ で定義される起伏 $\theta$ をもっていると考える。

ジョイント1本あたりの応力-変位関係はFig. 4に示すものとする。即ち、垂直方向の応力( $\sigma$ )-変位( $v$ )関係は垂直剛性 $K_n$  (Fig. 4(a))で表わされるとする。ジョイントに垂直な面の応力が引張りとなる場合もあるが、地下発電所空洞の掘削問題などにおいては引張り応力が発生することはまれであるため、ここでは応力レベルにより構成関係を変えることは行わない。ジョイントのせん断方向の応力( $\tau$ )-変位( $u$ )関係はFig. 4(b)のようにせん断剛性 $K_s$ を用いて定義する。ジョイントのせん断破壊が生じた後は、変位が急増する部分に移行するが、ここでは破壊基準に関する情報は与えず、その代わりにどの程度のせん断すべりが生じたかを計測変位から求めるように定式化を行う。

さて、掘削のある段階において応力 $\sigma$ 、ひずみ $\epsilon$ 、および変位 $u$ が既知であるとする。いま、新たな掘削とPS工の打設による外力の変化を $\Delta R$ 、岩盤内の応力状態の変化を $\Delta \sigma$ とすると次式が成り立つ。

$$\int_V B^T \Delta \sigma = \Delta R \quad (4)$$

ここで、 $B$ は変位ひずみマトリックス、 $V$ は解析領域を表わす。このとき、岩盤に生じるひずみ増分 $\Delta \epsilon$ は、岩質部の弾性ひずみ増分 $\Delta \epsilon_e^r$ 、ジョイント部の弾性ひずみ増分 $\Delta \epsilon_e^j$ 、および、ジョイント部の非弾性ひずみ増分 $\Delta \epsilon_p^j$ の和として以下の式で与えられる。

$$\Delta \epsilon = \Delta \epsilon_e^r + \Delta \epsilon_e^j + \Delta \epsilon_p^j \quad (5)$$

ただし、ここでは岩質部の非弾性ひずみは全体のひずみに占める割合が小さいとみなし考慮していない。このとき、応力増分 $\Delta \sigma$ は以下のように定義することができる。

$$\Delta \sigma = D_e^j (\Delta \epsilon_e^r + \Delta \epsilon_e^j) \quad (6)$$

ここで、 $D_e^j$ は岩質部とジョイントの弾性挙動を支配する応力ひずみマトリックスであり、 $(C_e^r + C_e^j)^{-1}$ に等し

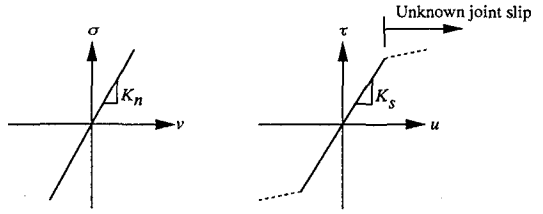


Fig. 4 Definition of joint geometry and basic constitutive relationship

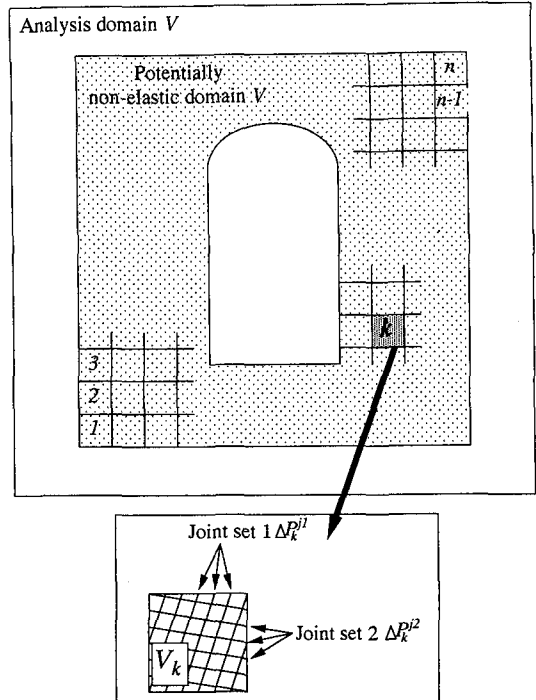


Fig. 5 Definition of unknown parameters

い。式(6)の関係を式(4)に代入しジョイントのすべり変位に関する項を右辺に移項すれば

$$\int_V B^T D_e^j \Delta \epsilon dv = \Delta R + \int_{V_p} B^T D_e^j \Delta \epsilon_p^j dv \quad (7)$$

を得る。ここで、 $V_p$ はジョイントのすべりを生じている領域を表わす。式(7)は、ジョイントのすべり変位による非弾性な挙動を材料の構成式に取り込むのではなく、付加外力項として取り扱うことにより、非線形問題が線形化されることを示している。式(7)を有限要素離散化し、 $V_p$ 内の各要素の各ジョイントセットごとに独立なすべり変位を考えると以下の式が成立する。

$$K_e^j \Delta u = \Delta R + \sum_{j=1}^N \Delta P_j^i \quad (8)$$

ここで、 $\Delta u$ は節点変位の増分を表し、 $K_e^j$ は岩質部とジョイントの弾性定数から計算される剛性マトリックス

である。 $\Delta P_i$  は  $i$  番目のジョイントすべり変位に起因する荷重ベクトルでありその定義は次のようである。まず、Fig. 5 に示すように、ジョイントのすべりを生じている領域内に  $n$  個の有限要素が存在するとし、そのうち  $k$  番目の要素(領域  $V_k$ )を考える。

いま、この要素のジョイントセット 1 の 1 本あたりのジョイントに生じているすべり変位を  $\Delta u_s^{j1}$  とすると、これが原因で発生する等価な荷重  $\Delta P_k^{j1}$  は、ジョイントの起伏によるダイレイタンスー効果を考慮すると

$$\Delta P_k^{j1} = \int_{V_k} B^T D_e^j T_\varepsilon^T \left\{ \begin{array}{c} 0 \\ \frac{\Delta u_s^{j1}}{d^{j1}} \tan \theta_d \\ \frac{\Delta u_s^{j1}}{d^{j1}} \end{array} \right\} T_\varepsilon dv \quad (9)$$

と定義できる。ここで、 $d^{j1}$  はジョイントセット 1 の平均間隔、 $\theta_d$  はジョイントの起伏角、 $T_\varepsilon$  はひずみの座標変換マトリックスであり

$$T_\varepsilon = \begin{bmatrix} c^2 & s^2 & cs \\ s^2 & c^2 & -cs \\ -2cs & 2cs & c^2 - s^2 \end{bmatrix} \quad (10)$$

で与えられる。ただし、 $c = \cos \theta^{j1}$ 、 $s = \sin \theta^{j1}$  である。ジョイントセット 2 に対しても同様に  $\Delta P_k^{j2}$  を定義することができ、従って  $n$  個の要素に対して同様の計算を行えばジョイントのすべりによる荷重ベクトルを  $N \times n \times 2$  個得ることができる。いま、すべり変位に等価な  $N$  個の荷重ベクトルおよび対応するジョイントのすべり変位に通し番号  $i$  をつけ、式(8)を再定義すると、

$$K_e^j \Delta u = \Delta R + \sum_{i=1}^N \Delta \bar{P}_i \Delta u_s^i \quad (11)$$

ここで、 $\Delta \bar{P}_i$  は  $\Delta u_s^i$  が 1 の時の荷重ベクトルを示す。式(11)により変位増分は  $(1+N)$  個の荷重ベクトルの線形関数として与えられることから、計測点における変位ベクトルを  $\Delta u^m$ 、そのうち荷重  $\Delta R$  によって発生する変位ベクトルを  $\Delta u^{AR}$  とすれば、変位増分は未知のジョイントのすべり変位の一次関数として以下のように表すことができる。

$$\{\Delta u^m - \Delta u^{AR}\} = \{[A_1], [A_2], \dots, [A_N]\} \{\Delta u_s\} \\ = [A] \{\Delta u_s\} \quad (12)$$

ここで、 $[A_i]$  は  $\Delta u_s^i = 1$  によって生ずる計測点における変位ベクトルであり

$$[A_i] = [K_e^j]^{-1} \{\Delta \bar{P}_i\} \quad (13)$$

で与えられる。ここで、通常のケースでは実際にすべり変位を生じている領域を予め知ることはできないため、解析に際してはこれを十分大きく設定する必要がある。

従って、必然的にその領域内に定義される未知のすべり変位の数  $N$  が計測変位の数を大幅に上回ることになる。このような場合には、何らかの制約条件を設けることにより解を一意的に求めなければならない。ここでは、著者らが一般的な弾塑性問題に対して適用したノルム最小化法<sup>9)</sup>を用い、未知のすべり変位ベクトルを以下のように求める。

$$\{\Delta u_s\} = [W]^{-1} [A]^T ([A][W]^{-1}[A]^T)^{-1} \{\Delta u^m\} \quad (14)$$

ただし、 $\{\Delta u^m\} = \{\Delta u^m - \Delta u^{AR}\}$  であり、重みマトリックス  $[W]$  は文献 5) と同様の方法で定義するものである。上式から得られた解を式(11)に代入すると変位増分  $\Delta u$  を求めることができるので、これを微分してひずみ増分  $\Delta \varepsilon$  を計算することができる。また、式(5)を用いてひずみ増分からすべりに起因する成分を差し引いた  $(\Delta \varepsilon'_e + \Delta \varepsilon''_e)$  を求め、これを式(6)に代入すれば応力増分  $\Delta \sigma$  を定義できる。さらに、岩質部、ジョイントの弾性変形成分などについてはそれぞれのコンプライアンスマトリックスと応力増分から、それぞれ対応するひずみ増分を定義することが可能である。これらは、前段階までの値に逐次加算することにより、各ステップ終了時の累積値を求めることができる。

#### 4. 適用例

ここでは、先に述べた逆解析手法を用いて実際の地下発電所空洞掘削時に得られたデータを分析し、その適用性について検討する。

##### (1) 現場の概要と逆解析における解析条件の設定

本逆解析手法を適用する地下発電所空洞は幅 24m、高さ 46.6m、長さ 134.5m の規模を持ち、土被りは約 300m である。空洞周辺の岩盤は全体的には  $C_{41}$  級(電中研式岩盤分類)の良好な岩盤である<sup>9),10)</sup>。応力解放法によって求めた地山の初期応力  $\sigma_0$  は、最大主応力が 10MPa(圧縮)であり、その方向は発電所長軸方向にほぼ直交し、傾斜は水平より右回りに 36 度下向きとする<sup>10)</sup>。

Fig. 6 に示した地質断面図から分かるように、水圧管路側(Penstock side)は全体的にシームが少なく良好な岩盤状況である。一方、放水路側(Tailrace side)においてはアーチ部と側壁部に多数存在する流れ目のシームによって岩盤が劣化しており、Fig. 7 に示すように計測された地中変位は全体的に大きくなっている。卓越するジョイント群(あるいはジョイントセット)は 3 組存在している。これらのうち、2 組のジョイントセットは空洞長軸にほぼ平行な走行を持ち、傾斜はジョイントセット 1

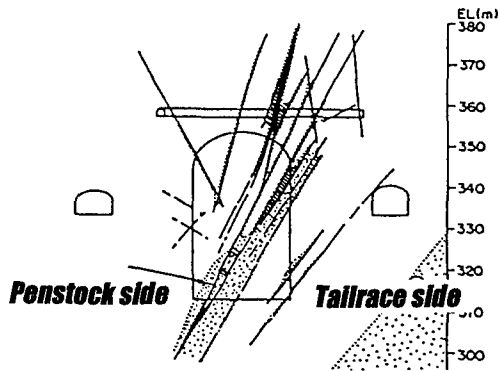


Fig. 6 Geology in the cross section considered the this study

**Table 1** Material and geometrical parameters

Category	Property description	Value
Intact rock	Elastic modulus : $E$	75GPa
	Poisson's ratio : $\nu$	0.25
Joint set 1	Dip angle	50°
	Joint spacing	20cm
Joint set 2	Dip angle	-40°
	Joint spacing	33cm
Common	Normal stiffness : $K_n$	30 GPa/m
	Shear stiffness : $K_s$	7 GPa/m
	Dilatancy angle : $\theta$	10°

**Table 2** Back analysis number with respect to excavation zone and number of measurement data and unknowns

Analysis	Excavation	$N_m$	$N$	Analysis	Excavation	$N_m$	$N$
1	Arch 1	27	786	8	Bench 4	53	730
2	Arch 2	27	774	9	Bench 5	53	722
3	Arch 3	27	770	10	Bench 6	53	714
4	Arch 4	53	762	11	Bench 7	53	706
5	Bench 1	53	754	12	Bench 8	53	860
6	Bench 2	53	746	13	Bench 9	53	852
7	Bench 3	53	738				

$N_m$  : Number of measured displacements     $N$  : Number of unknown parameters

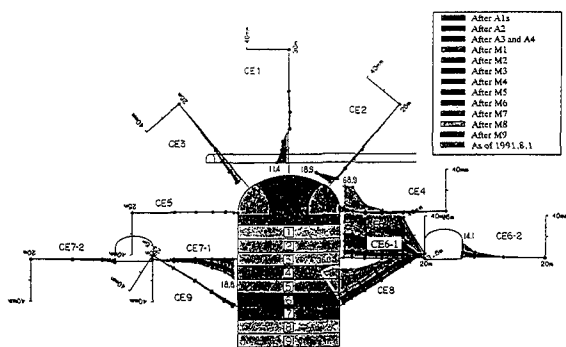


Fig. 7 Measured displacements

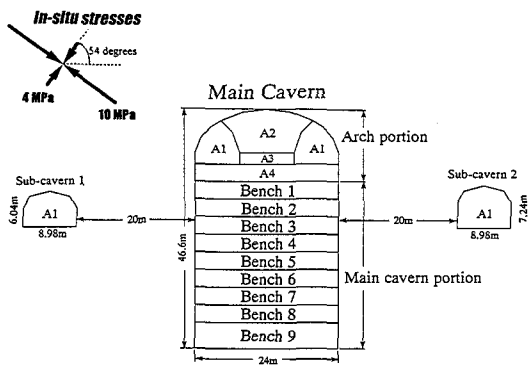


Fig. 8 Excavation steps

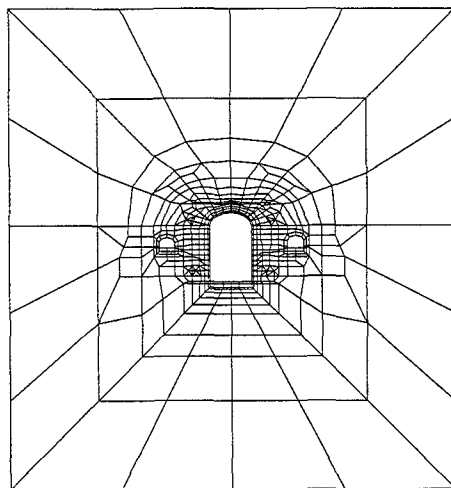


Fig. 9 Finite element mesh

が水平から反時計周りに60度(左落ち), ジョイントセット2が時計周りに40度(右落ち)である。解析においてはこれらの2組のジョイントセットを考慮し, 3組目のジョイントセットはその走行が空洞長軸にほぼ直交するため, ここで行う2次元平面ひずみ解析には考慮していない。Table 1に解析で用いた岩質部, およびジョイントの幾何学特性, 弾性変形係数を示す。なお, ここで示したジョイントの垂直剛性, せん断剛性は不連続面を含む供試体を用いた室内試験より求めたものである。

また, ジョイントの平均間隔は原位置調査の結果から解析領域の左半分(水圧管路側)と右半分(放水路側)では異なった値とし, ジョイントの起伏角度は10度<sup>9)</sup>と設定した。

Fig. 8に解析の対象とした断面の掘削順序を示す。まず, アーチ部を4段階で掘削したあと9段のベンチ掘削を実施するものとし, この各段階ごとに増分型の逆解析を13回行った。逆解析の各段階に対応する掘削領域, 計測変位データ数, 及び未知数の数をTable 2に示す。

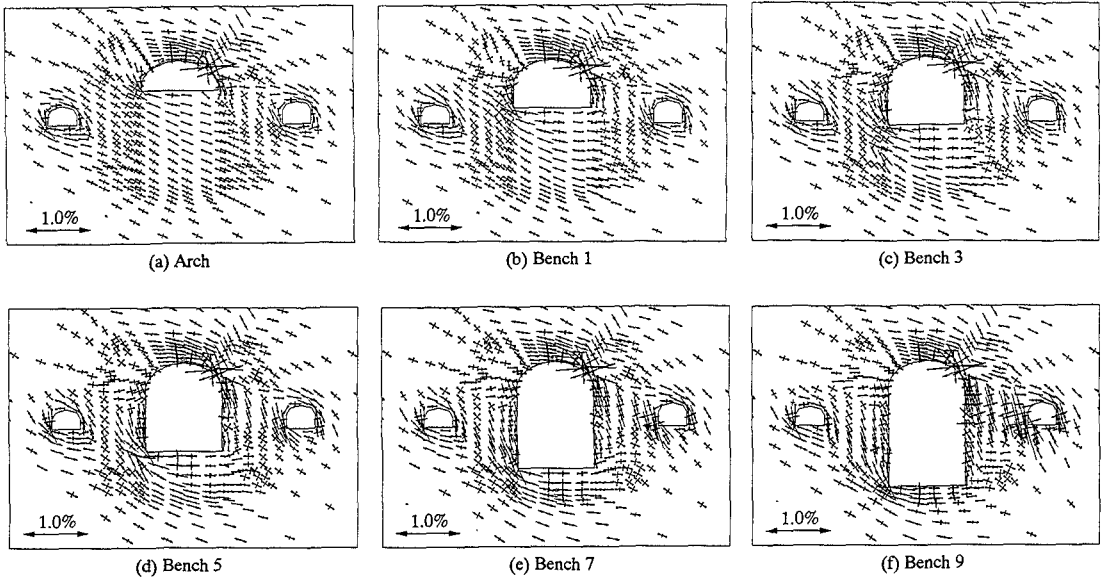


Fig.10 Progress of strain field

本発電所空洞では、空洞周辺岩盤の安定性を確保するために、支保工としてプレストレストアンカー (PS工)、ロックボルト、吹付けコンクリートによる岩盤補強工事を実施しているが、本解析ではPS工のみを考慮している。PS工は定着部、自由部のそれぞれにトラス要素を用いることにより、掘削段階途中での設計変更<sup>9)</sup>も含めた施工実績に基づいてモデル化し、その詳細については吉田ら<sup>9)</sup>の解析と同様の方法を用いた。

本解析に用いる有限要素メッシュをFig.9に示す。掘削直前における要素数は617、節点数は545であり、境界条件は外周を完全固定とした。ジョイントのすべりが予想される領域 $V_p$ については、各掘削段階での本体空洞の形状を考慮し、空洞壁面から少なくとも30-40m程度の岩盤深部までをその領域とした。

## (2) 逆解析結果

不連続性岩盤内の大空洞掘削に伴う周辺岩盤の変形挙動を把握し、その安定性を評価するには、たとえば以下に示すような様々な角度からの検討が必要である。

- i) 全体としてのひずみ分布
- ii) 各方向のジョイントセットのすべり変形挙動
- iii) 各方向のジョイントセットの開口変位分布
- iv) 地中変位の分布とその内訳
- v) PS工の軸力の変化

以下に、これらの視点を踏まえた上で、逆解析結果を順次分析し、本手法の適用性について考察する。

### a) 全ひずみ場の推移

逆解析の結果得られたひずみについて、そのトータル成分 ( $\epsilon$ ) の主ひずみ図をアーチ部完了後、及びベンチ

1,3,5,7,9掘削完了後についてFig.10に示す。ここで、トータル成分とは掘削開始後に発生したひずみに初期ひずみ  $((C'_e + C'_i)\sigma_0)$  を加えたものである。なお、本逆解析手法を用いた場合には、計測変位の数を未知数の数が大幅に上回った形となっているため、逆解析結果における計測点での変位は実測値と完全に一致しており、その状態での変位場を微分してひずみ分布を求めている。

アーチ部の右肩部では初期の段階からひずみ場の乱れが生じており、その状態が以後ほとんど変化していない。これは、変位計CE2の先端部(壁面付近)で岩盤ブロックが単独にすべりを生じ、その変形が後の掘削では支保工などにより抑制され、ほとんど変化しなかったためであると考えられる。また、放水路側の空洞側壁中部(ベンチ2,3付近)と併設空洞の間の岩盤周辺ではベンチ掘削が併設空洞の高さを過ぎたベンチ3掘削段階から、ほぼ初期応力の最大主成分に平行な方向の圧縮ひずみが顕著となり、岩盤内の変形が一軸化<sup>9),11)</sup>した様子が分かる。次に、最大せん断ひずみの分布<sup>12)</sup>をFig.11に示す。主ひずみ図で確認したように、初期に現われたアーチ右肩部のひずみの集中領域から併設空洞へ最大せん断ひずみの集中する領域が掘削と共に進行する様子が分かる。また、同様のひずみの集中領域の進展は左側の併設空洞から本体空洞の左下部についても現われているが、地質調査結果から推定されたように、この傾向は放水路側の岩盤においてより顕著である。このような、主ひずみ、および最大せん断ひずみの推移に基づく分析は、全体としての岩盤の変形挙動、ひずみの集中領域とその進展の度合を確認する目的においては有効な手法である。

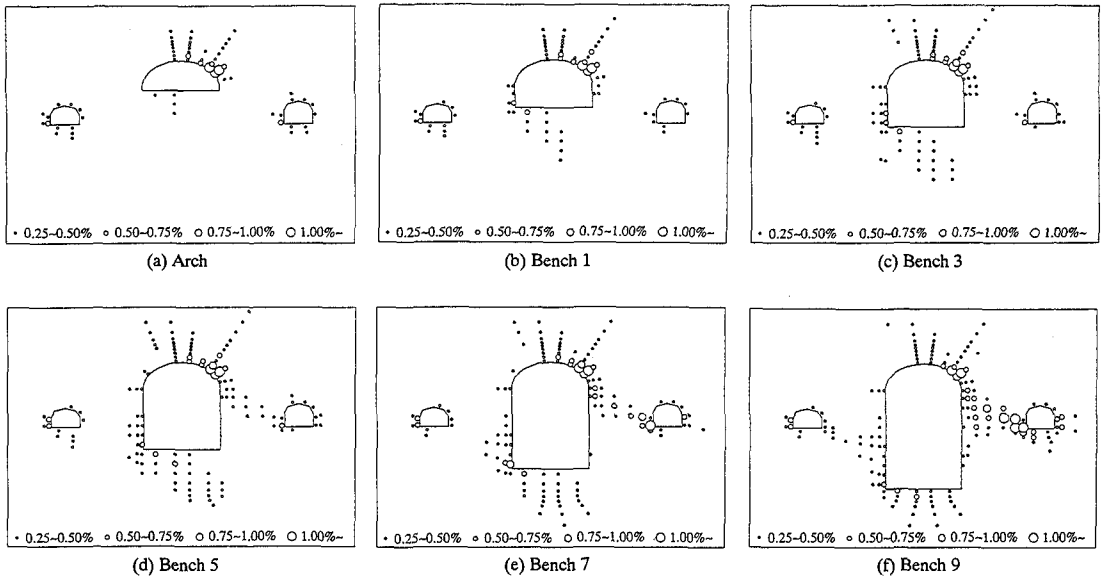


Fig.11 Progress of maximum shear strain

b) 岩盤不連続面のすべり挙動

実測された岩盤の変形挙動から、全体としてのひずみ場を把握した上で、個々のジョイントがどの程度のすべり・開口を生じているかを確認することは岩盤の変形挙動メカニズムを捕え、空洞の安定性を論じる上で非常に重要である。ここでは、本手法で推定される個々のジョイントのすべり・開口変位、さらに地中変位などから岩盤の変形挙動に関してどのような情報が得られるかを総合的に分析する。

まず、Fig.12, 13, 14, 15に掘削の進行に伴って発生したジョイントのすべり変位分布の推移を示す。ここでは、それぞれのジョイントセットのジョイント1本あたりについて正の方向に2mm以上、および負の方向に2mm以上のすべりを生じた要素のガウスポイント（積分点）を黒丸で表示した。正、負の方向については図中に示した通りである。まず、ベンチ9掘削後の結果について比較すると、全体的にはジョイントセット1がジョイントセット2より多くの場所ですべりを生じていることがわかる。また、各ジョイントセットごとの分布を見ると正の方向のすべりが集中している領域と、負のすべりが集中している領域が異なっていることがわかる。これらの特徴は、岩盤の変形挙動と逆解析の手法とに関連したさまざまな情報、変形メカニズムを反映していると考えられる。以下に、岩盤内の特定の場所に注目しながら、ジョイントの変形と全体としての岩盤の変形メカニズムについて考察する。

まず、本体空洞の右肩部については前述したように、初期の段階で発生した地中変位計CE2の先端部における岩盤ブロックの単独のすべり挙動が原因でひずみ場が乱

れている。従って、この部分に発生したジョイントのすべり変位は、両方のジョイントセットの正負の方向のすべりが混在しており、これらは急激な変位分布の勾配を再現するために生じたものであると考えられるが、以後の掘削によってこの乱れが増大する傾向はジョイントのすべり変位からも見られない。

本体空洞の右肩部から放水路側の併設空洞にかけての領域においては、ジョイントセット1の負のすべりとジョイントセット2の正のすべりが顕著に発生している。また、これらのすべり変位は、そのほとんどがベンチ7掘削以後に発生している<sup>13)</sup>。この周辺の岩盤は地質的にも良好とは言えない状態で、岩盤の初期応力の方向との関係からも、最も変形挙動の顕著な領域であることが確かめられている<sup>9) 10) 11)</sup>。ここで、併設空洞から本体空洞にはほぼ水平に設置された地中変位計CE6-1における計測変位と、計算変位をFig.16に示す。なお、ここには追加計算で行ったベンチ10掘削後の結果も示した。ここでFig.16(a)は計測された変位、Fig.16(b)は逆解析によって求められたジョイントのすべりを含まない岩盤の弾性変形(岩質部とジョイントの弾性変形)、Fig.16(c)はジョイントのすべりが原因となって生じた変位を示し、(b)と(c)の変位の合計が(a)の変位となっている。

CE6-1付近ではベンチ5の段階までに計測された変位は比較的小さかった。しかし、逆解析において用いた岩盤とジョイントの弾性変形係数から求められる変位がこれより大きかったため、ベンチ5までの段階ではCE6-1に沿う変形が減少するようなモードでジョイントのすべり変位がわずかに生じたと考えられる。



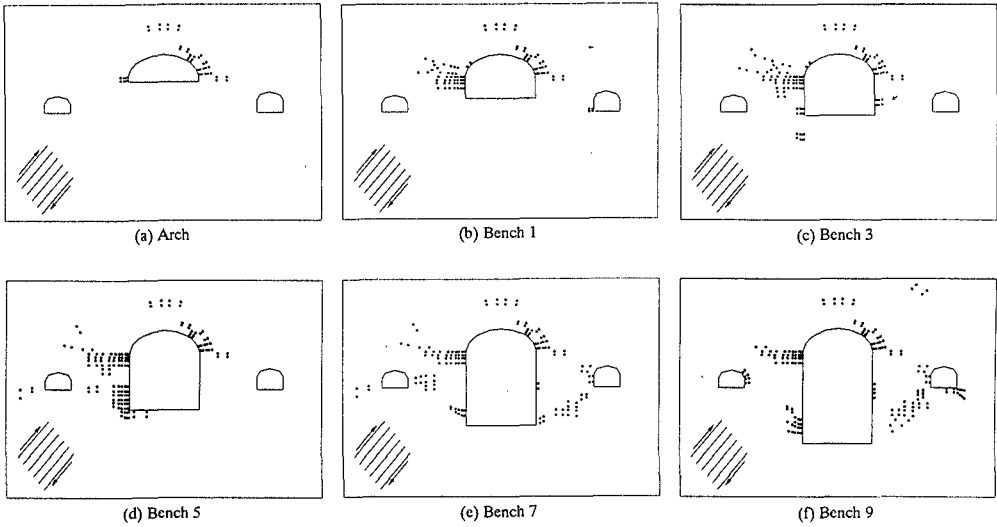


Fig.12 Distribution of joint slip (Joint set 1, Positive direction)

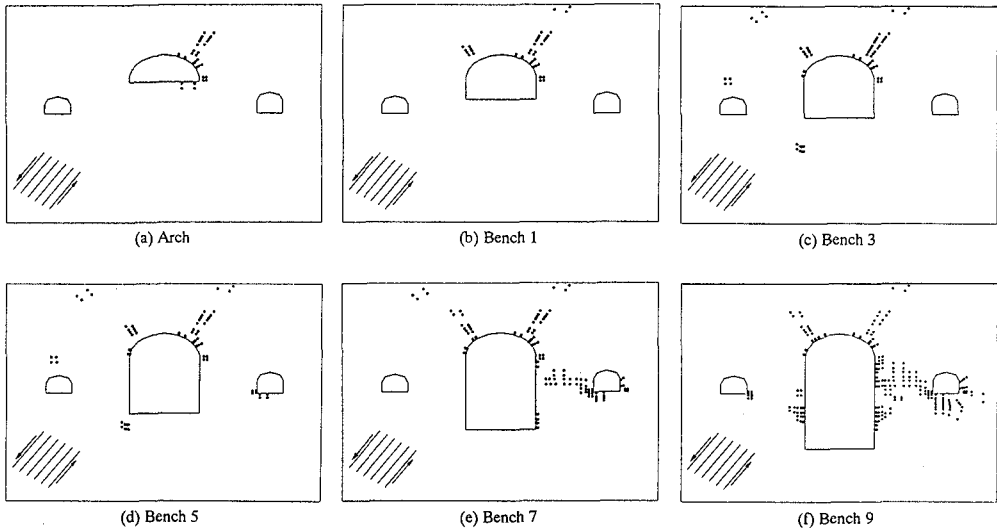


Fig.13 Distribution of joint slip (Joint set 1, Negative direction)

ベンチ掘削がさらに進むに連れて、計測変位は本体空洞と併設空洞の壁面付近において顕著な増加を示している。この間、岩盤の弾性変形はさほど増加せず、全体の変形の増大はそのほとんどがジョイントのすべりの増大によるものであることがわかる。この時、すべりが特に増大しているのはジョイントセット1の負の方向と、ジョイントセット2の正の方向の成分であり、これらは共に変位計CE6-1に沿う変形を増大させる効果を持っていることがわかる。ここで、実際の現場においてCE6-1の極近傍でポアホールカメラを用いて求められたジョイントの開口変位<sup>13)</sup>の推移をFig.17に示す。この図とFig.16(c)を比較すると、ジョイントのすべりが原因となって生じた変形は、併設空洞付近においては実際の計測

値を上回っているが、最終的な壁面における値と、この変位がベンチ7掘削後に急増しているという点で逆解析結果は現実の挙動を適切に捕えていると考えられる。また、打田ら<sup>14)</sup>は開口変位などの詳細な分析により、CE6-1付近の空洞側壁における岩盤のゆるみがベンチ3の段階では5m、最終段階では14mと分析したが、これはFig.12からFig.15においてすべり変位を生じた領域と、その拡大の様子から導かれるゆるみ領域の評価とほぼ一致する。

本体空洞の右底部から放水路側の併設空洞にかけての右上がりの領域においては、地中変位計CE8の先端部で本体空洞壁面近傍においてはジョイント1の負の方向のすべりが顕著である。

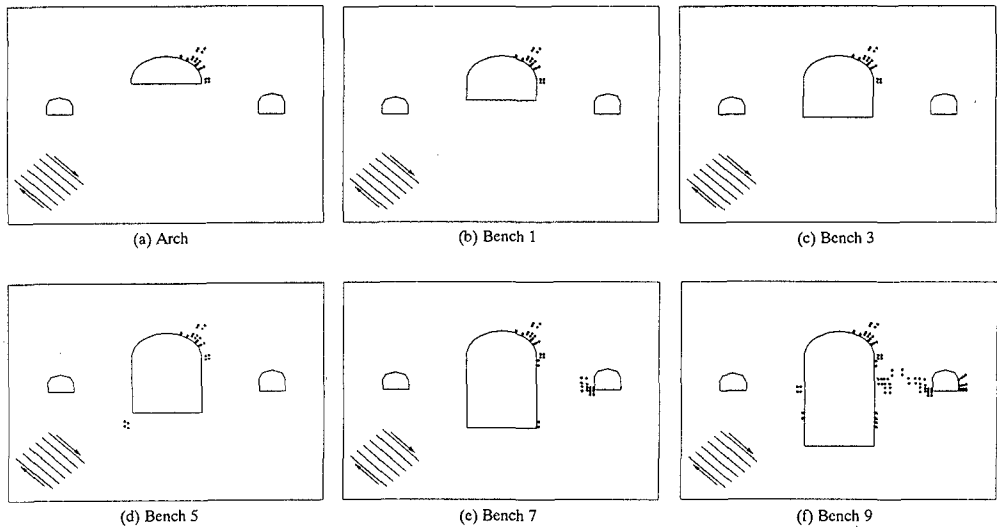


Fig. 14 Distribution of joint slip (Joint set 2, Positive direction)

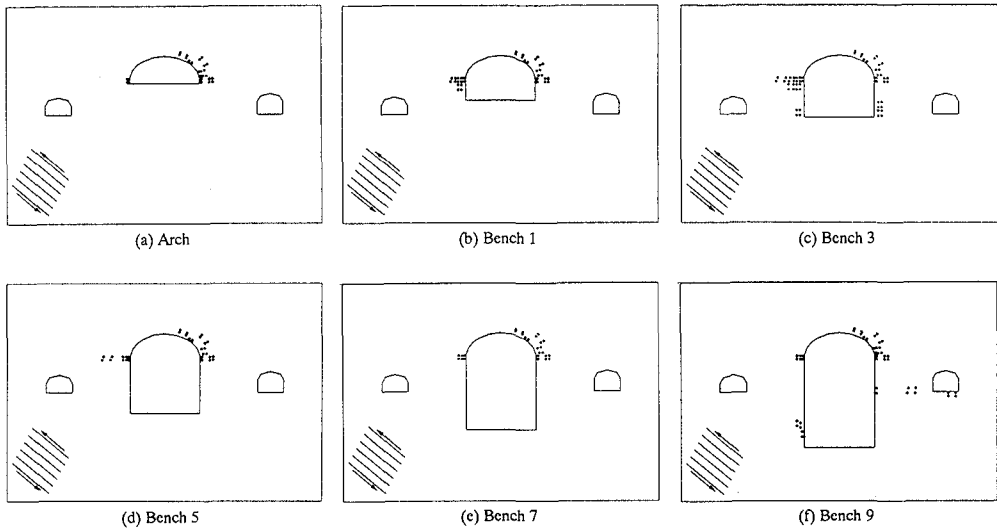


Fig. 15 Distribution of joint slip (Joint set 2, Negative direction)

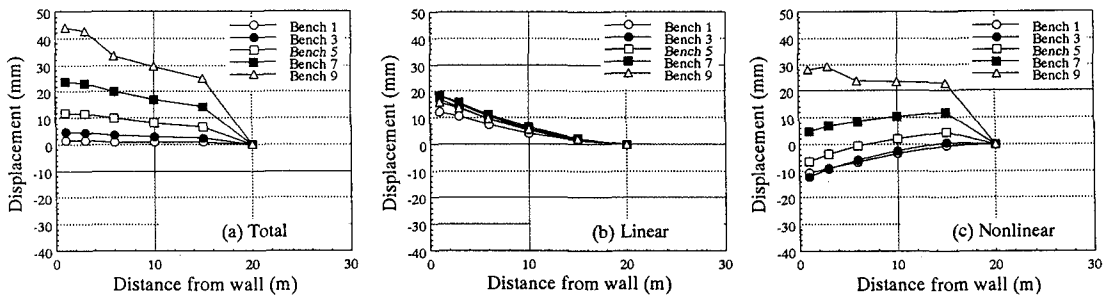


Fig. 16 Displacements defined for extensometer CE6-1

この成分はベンチ 7 掘削以後から主に発生しており、矢田<sup>3)</sup>、片山<sup>7)</sup>が指摘している現場の挙動と一致している。この方向の変形を増大させる効果を持つジョイントセット 2 の正の方向のすべりは本体空洞壁面付近でわ

ずかに認められるにすぎない。この挙動は、本体空洞の右肩部から併設空洞にかけての領域において認められた高い圧縮力下において両方のジョイントセットがすべるモードとは異なり、比較的拘束圧の小さな壁面付近にお

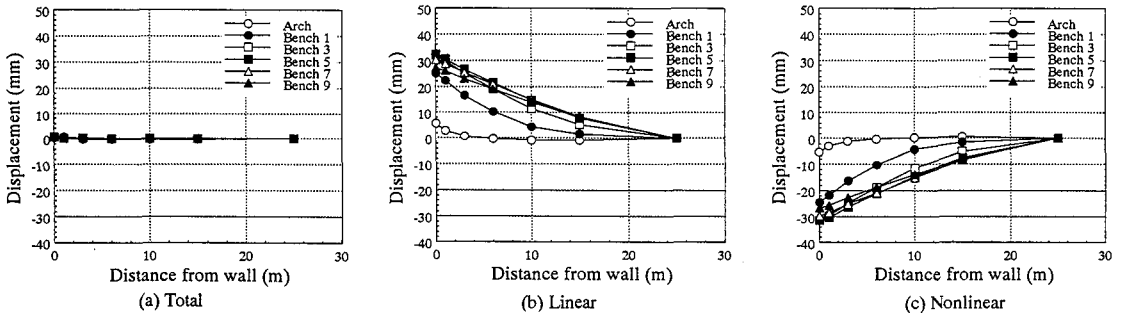


Fig.18 Displacements defined for extensometer CE5

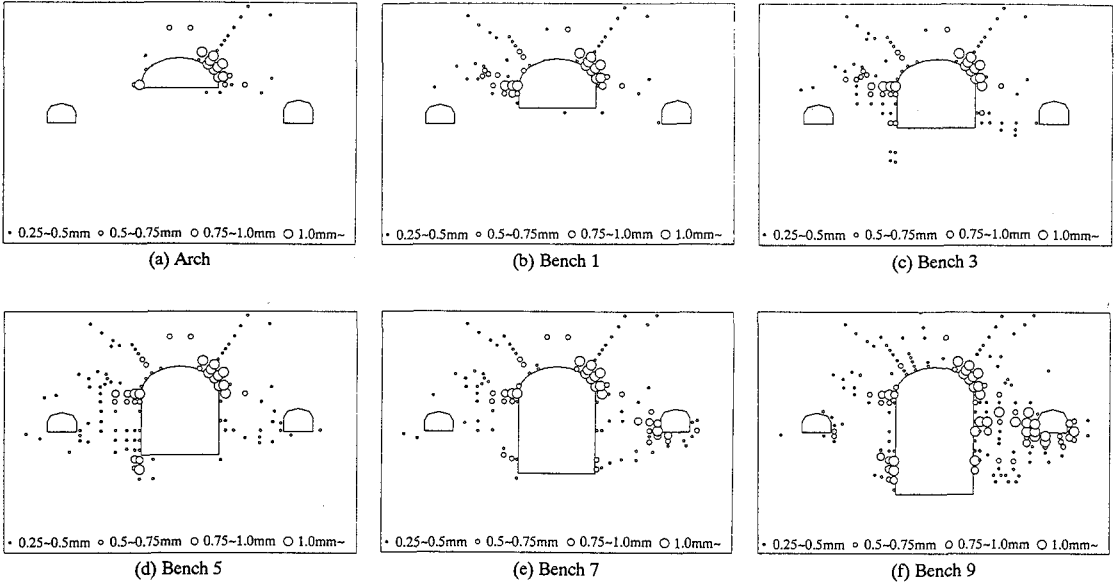


Fig.19 Distribution of joint openings for joint set 1

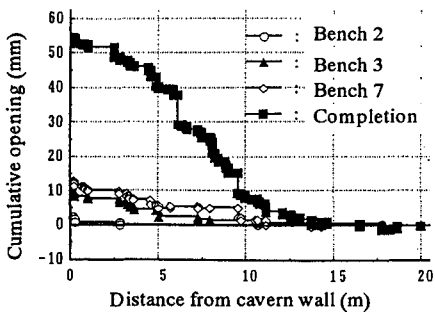


Fig.17 Measured displacement due to opening of joints<sup>11)</sup>

いて、すべりを生じやすいほうの一方のジョイントだけが岩盤の変形に寄与しているモードであると推定される。現場ではベンチ 8 掘削以降にシームが出現し、その後、本体空洞の放水路側下部の変形が流れ目のシームに沿う変形によって増大したことが報告<sup>3)</sup>されており、本逆解析で捕えられたこの部分でのジョイント 1 の負の方向の

すべりはこの挙動に関係するものと考えられる。鉄管路側の地中変位計 CE5 周辺ではジョイントセット 1 の正の方向と、ジョイントセット 2 の負の方向のすべりが生じている。これらのすべりは共に地中変位計 CE5 に沿う変位を縮める効果を持ち、これらが生じた原因は Fig.18 に示す地中変位の内訳を見ると明らかである。即ち、実測データにおいては CE5 に沿う変形は掘削のすべての段階にわたり、ほとんどゼロに近い値となった。しかしながら、本解析では岩盤の基本的な弾性変形モードを岩質部とジョイントの弾性変形係数を与えることによって定義しているため、掘削によって Fig.18 (b) に示すような変形が生じることとなる。従って、これを強制的に実測値に合わせるためにジョイントのすべり変位が発生することになる。しかしながら、この周辺での応力状態や、すべり変位の発生場所が変位計の周辺のみに集中していることを考慮すると、ここで求められたジョイントのすべりは、実際にジョイントが破壊して生じたすべ

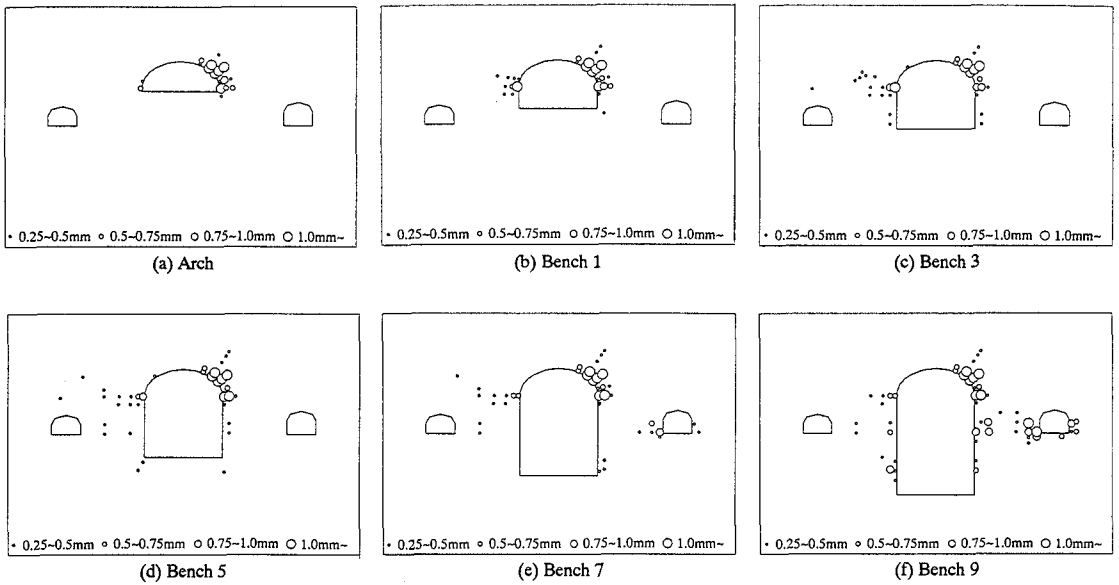


Fig.20 Distribution of joint openings for joint set 2

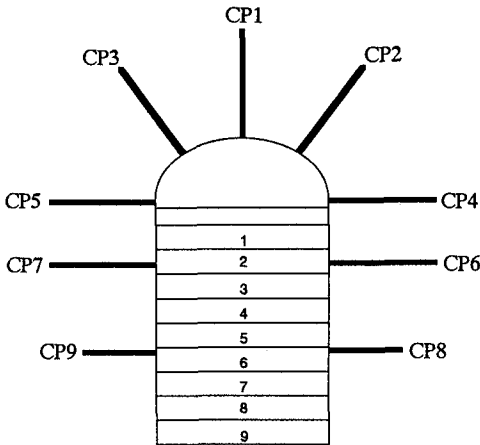


Fig.21 Location of monitored PS anchors

りではなく、弾性的な変形挙動の基本仮定が現実とずれている場合に、これを自動的に補正するために出現していると考えられる。これは即ち、岩盤の基準的な弾性挙動をどの程度と見積もるべきかを決定する際にその判断基準として用いることができる情報である。このようなすべり変位のモードは特に岩盤の状態が良好と判断された鉄管路側について多く見られ、吉田ら<sup>9)</sup>が行った解析の結果から、水圧管路側の岩質部の弾性係数を放水路側よりも高く見積もるのが妥当であるとの見解と関連する

ものである。

#### c) 開口変位の分布

Fig.19, 20 にジョイントセット 1, 2 の開口変位分布の推移を示す。ここに示した開口変位はそれぞれのジョイントセットにおいてジョイントのすべり変位の絶対値に  $\tan \theta_d$  をかけたものであり、正負の両方の方向のすべりに起因するダイレイタンスー効果を表わしたものである。

ジョイントのすべり変位の分析で言及したように、本逆解析手法を用いた場合、仮定した岩盤の弾性変形係数を用いて計算した変形を実測値が上回った場合には、その差は実際にジョイントがすべることによって生じたものであると考える。また、逆に実測値が弾性変形を下回れば、変形を合致させるために実際には生じていないと推定されるすべりが現われるが、これらのモードの差は地中変位計のデータを分析することで判別が可能である。従って、開口変位分布を分析するにはこのことを考慮した上でなければならない。これまでの分析結果から明らかのように、開口変位の大きな箇所は地中変位とその分布勾配が大きな部分と、実際には変形がほとんど生じなかった部分で変形を縮小させるためのすべり変位が得られた部分に現われている。これらを注意深く考慮すると、ジョイントのすべり・開口は、一部に見られる単独のブロックの剥離現象などを除けば、そのほとんどが放水路側の岩盤に集中しており、特に側壁の中部と併設空

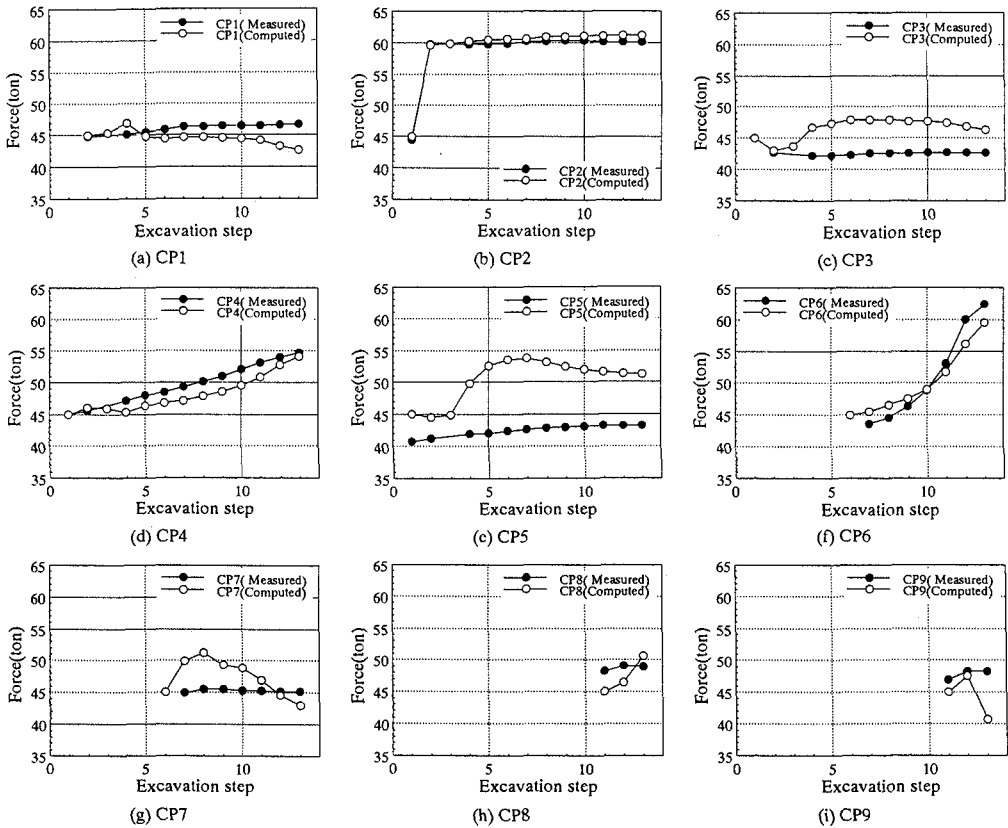


Fig.22 Progress of axial forces for PS anchors

洞の間で岩盤の応力状態が一軸化<sup>19)</sup>したと考えられる領域において顕著である。また、ジョイントのすべり・開口を生じた部分を仮に岩盤のゆるみ領域と考えるならば、それは本体空洞の周辺にわたり必ずしも均一に分布しているとは考えられず、場所によりその深さも異なっていると推定される。また、本体空洞に対して差し目となるジョイントセット2についてはゆるみ領域とみなせる開口変位の集中域が比較的局所的に限られているのに対し、流れ目となるジョイントセット1については非常に広範囲に開口変位が分布している。このことは場所による岩盤のゆるみ領域の深さの違いには、すべりを生じているジョイントの方向にも関係していることを意味し、効果的な支保の設計の際に考慮すべき岩盤の変形挙動の特徴であると考えられる。

#### d) PS工軸力の推移

Fig.21に軸力を計測したPS工の位置を示し、逆解析の結果得られたPS工軸力の推移をFig.22に示す。ここに示した値は一孔あたりの初期導入力を45tとして、その後の変化を求めたものである。本逆解析手法では計測された点での変位は完全に計測値を再現しているため、全体としての変位場の状態は現実のものにかなり近くな

っていると考えられる。従って、PS工軸力は逆解析の結果として得られるものの、全体的に計測値を良く再現しているといえる。ただし、CP3、CP5、CP7については実測値と計算結果にある程度のずれが生じているが、これらはすべて弾性的変形成分をジョイントのすべりが逆に縮めた鉄管路側のPS工であり、現実とは異なるすべりが同定されたことに伴う局所的な変位場の乱れが影響していると考えられる。

#### 5. 結論

本研究では、不連続性岩盤内に建設される地下発電所空洞などの大型の岩盤空洞を掘削する際の情報化施工の枠組みの中で用いるために、岩盤不連続面のすべり変位を未知数とした新しい逆解析手法を開発し、実際の地下発電所空洞の計測結果を分析・評価した。その結果、本逆解析手法によって得られた岩盤の変形挙動に関する知見は、これまでに実施された原位置での詳細な調査、挙動観測により得られた結果と良好な一致を示した。さらに、本手法はこれまでの逆解析手法では判定できなかった岩盤不連続面のすべり挙動に関する情報を非常に短時

間で得られるなどの利点を有するため、現場での適用性はある程度確認できたと考えられる。

ただし、本論文で示した解析例では、複雑に分布する変形挙動特性への影響因子を一定と仮定し、その仮定からはずれた部分についてはこれを非弾性なジョイントのすべり変位として捕えることによって実際の変形挙動を説明する立場をとった。従って、数学的な解の安定性はノルム最小化法によって保証されているものの、解として得られたジョイントのすべり変位は実際に生じているすべりと解析条件の設定誤差に起因する成分の両方を含んでいるのが現状である。さらに、現状では本逆解析手法から得られる情報はあくまでもデータ取得時までの変形挙動に対するものであるため、その結果を将来の挙動予測に有効に用いることが困難である。これらの点は、4節で述べたような物性の変更操作なども含めた形で、ジョイントの破壊基準、応力状態のより正確な評価方法、あるいは現場で計測される岩盤の破壊に関する詳細な情報<sup>14, 15)</sup>などを考慮することにより、ジョイントのすべり変位とその分布を岩盤の物性値に結びつける方法論を構築することによって改善することができると考えられる。

謝辞：本研究の実施にあたり関西電力（株）、（株）ニュージェックより貴重なデータを提供頂きました。関係各位に感謝いたします。

#### 参考文献

- 1) 川本眺万, Ömer Aydan, 土山茂希：大規模地下空洞設計の現状分析とその考察, トンネルと地下, 第23巻3号, pp.31-37, 1992.
- 2) 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, No.337, pp.137-145, 1983.
- 3) 矢田篤, 柳瀬洋, 北條明, 平川芳明：大規模地下空洞掘削時の情報化施工における逆解析の適用性, 第14回西日本岩盤工学シンポジウム論文集, pp.15-20, 1992.7.

- 4) 谷河正也, 北條明, 岸本修治：地下空洞掘削時の安定性評価支援システム, 電力土木, No.224, pp.1-9, 1990.1.
- 5) 桜井春輔, 芥川真一, 徳留修：ノルム最小化法に基づく非弾性ひずみの逆解析, 土木学会論文集, No.517/III-31, pp.197-202, 1995.
- 6) 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, 1996.9.
- 7) 北條明, 中村真, 打田靖夫, 桜井春輔：不連続性岩盤におけるロックボルトの設計法について, 土木学会論文集, No.553/VI-33, pp.143-1523, 1996.12.
- 8) 片山武, 矢田篤, 木屋路豊, 福岡孝：弾頭形大規模地下空洞の建設 関西電力・大河内水力発電所, トンネルと地下, 第22巻10号, pp.7-14, 1991.
- 9) 片山武, 矢田篤, 平川芳明：大河内水力発電所地下発電所空洞掘削時の情報化施工, 電力土木, No.237, pp.97-107, 1992.3.
- 10) 打田靖夫, 吉田次男, 平川芳明, 石田毅：微小な鉛直ひずみの測定による大規模地下空洞掘削時の岩盤挙動の検討, 土木学会論文集, No.554/III-37, pp.19-30, 1996.12.
- 11) 打田靖夫, 吉田次男, 浦山克, 平川芳明：ボアホールテレビによる亀裂観察結果から見た大規模空洞掘削時の岩盤挙動の検討, 土木学会論文集, No.517/III-31, pp.33-41, 1995.6.
- 12) 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, No.317, pp.93-100, 1982.
- 13) 武山真樹：大規模地下空洞の変形挙動の逆解析に関する基礎的研究, 神戸大学工学部建設学科（土木系教室）卒業論文, 1997.3.
- 14) 石田毅, 金川忠, 矢田篤, 田中正弘：空洞掘削時の応力再配分に着目したゆるみ域測定法の提案, 土木学会論文集, No.457/III-21, pp.41-50, 1992.12.
- 15) 石田毅, 金川忠, 打田靖夫, 浦山克：AEのメカニズム解による地下発電所空洞掘削時岩盤挙動の検討, 土木学会論文集, No.529/III-33, pp.19-28, 1995.12.

(1997.6.9 受付)

## BACK ANALYSIS OF EXCAVATION PROCESS OF UNDERGROUND POWERHOUSE CAVERN CONSIDERING SLIP DEFORMATION OF ROCK JOINTS

Shinichi AKUTAGAWA, Mitsuru KAKIHARA, Masaki TAKEYAMA and Shunsuke SAKURAI

This paper proposes a new method of back analysis to be applied for monitoring deformational mechanism of a jointed rock mass around a large scale underground powerhouse cavern. In this method, amount of slip displacements along each joint set is treated as main unknown parameters, which are determined from measured displacement by a minimum norm solution method. The method is applied to analyze the measured displacement data for the underground cavern of the Okawachi Pumped Power Storage Scheme. The results indicate that not only general strain field, but also in-depth deformational mechanism of the jointed rock mass along with changes in axial forces in PS anchors, can be identified in a fraction of a time which used to be required by traditional back analysis methods, with reasonable accuracy.