

岩盤の不連続面の影響を考慮した大規模地下空洞の 変位計測結果の逆解析

BACK ANALYSIS OF DEFORMATION MEASUREMENTS IN A LARGE UNDERGROUND CAVERN CONSIDERATING THE INFLUENCE OF DISCONTINUITY OF ROCKS

桜井春輔*・谷河正也**

By Shunsuke SAKURAI and Masaya TANIGAWA

The ground surrounding a cavern generally shows not only continuous behaviours but also discontinuous behaviours of slip and spalling along various types of discontinuities.

Sakurai and his co-workers have proposed a method of back analysis of measured displacements by introducing the anisotropic parameters in stress-strain relationship, which enables to introduce such a discontinuous behaviour in the framework of continuum mechanics.

The authors have applied this method of back analysis to analyze the behaviours of a large underground cavern of the Cirata Hydroelectric Power Project in Indonesia.

In this paper the results obtained in this analysis are shown and discussed.

Keywords: back analysis, finite element method, discontinuity, field measurements, large cavern

1. 緒 言

地下発電所や石油備蓄のための岩盤内の大規模空洞に対する設計法はいまだ十分に確立されているとはいえない。これは岩盤の地質構造および不連続面の分布が非常に複雑であり、さらにその力学特性および潜在地圧を的確に把握することが困難であるうえ、事前の地質調査および力学試験等には限度があるからである。そのため、設計におけるインプットデータとしての岩盤に関する諸情報は質の低いものとなり、その結果、有限要素法に代表される最近の優れた解析技術をもってしても、設計時に予測した地下空洞の挙動は、実際の施工中に観察されるものと大きく異なることもしばしば見受けられる。

地下空洞の設計におけるこの欠点を補うために、最近では施工中の空洞の挙動を観察、計測し、その結果によって当初設計の見直しを行い、合理的、経済的かつ安全に空洞を建設する情報化施工が目ざされている。

情報化施工においては、観察、計測によって得られる情報をいかに迅速に、的確に解析し、評価し、その結果

を設計・施工に遅れることなく反映させるかということが重要となる。そのためには、観察、計測の結果を迅速に解析し、評価する合理的な手法を確立しなければならない。

地下空洞の安定性の評価法としては、従来応力で評価する方法¹⁾が一般的であったが、桜井らはひずみで評価する方法が施工管理の段階では有利であるとして、変位計測に基づく直接ひずみ評価法を提案した²⁾。この方法は変位の測定値からひずみを求め、それを地山の許容ひずみと比較することによって安定性を評価しようとするものである。

直接ひずみ評価法の適用において、変位計測の測定点数が十分に多い場合には、ひずみ-変位関係式を用いて測定変位からひずみを材料定数等に無関係に直接求めることができるが、測定点数に限られ、データ数が少ない場合には、いわゆる逆解析を利用する必要がある。

一般に、逆解析とよばれる解析法は、施工中に実施する現場計測によって得られる変位、ひずみあるいは地圧などの測定値から、設計に用いた岩盤の力学定数や初期応力などの設計パラメーターを再評価するための解析法である。最近では、有限要素法など数値解析技術の発達に伴い、トンネルや地下空洞を対象とした種々の逆解析手法が提案されている³⁾⁻⁷⁾。

* 正会員 工博 神戸大学教授 工学部土木工学科
(〒657 神戸市灘区六甲台町1-1)

** 正会員 (株)新日本技術コンサルタント
(〒542 大阪市南区島之内1-20-19)

それらの逆解析の中で、桜井らの提案する直接逆解析法⁵⁾は、計測変位から地山の初期応力と弾性係数を一意的に求める方法であり、この方法を用いてひずみを求めるには、まず変位の測定値から、逆解析によって地山の初期応力パラメーター $\{\sigma_0\}/E$ (ここで、 $\{\sigma_0\}$ は初期応力を表わし、二次元問題では $\{\sigma_{x0} \ \sigma_{y0} \ \tau_{xy0}\}^T$, E は弾性係数である) を求める。次に、得られた初期応力パラメーターをインプットデータとして通常の順解析を行うことにより、ひずみを求めることができる。しかし、その場合、地山を等質等方の弾性体と仮定し、連続体力学に基づいているので、不連続面を有する地山の不連続的な挙動を正しく表現することはできない。この欠点を補うため、桜井らはさらにこの方法を発展させ、新たに異方性パラメーターを導入することによって、不連続体的挙動を連続体力学の枠組の中でとらえる方法を提案した⁸⁾。

本論文は著者らが実際に経験したインドネシア国チラタ水力発電所地下発電所空洞の掘削時に出現した不連続体的挙動にこの方法を適用した結果について述べるものである。

2. 岩盤の力学モデルと応力-ひずみ関係

不連続面の影響を考慮した逆解析に用いるための岩盤の力学モデルと応力-ひずみ関係について述べる。

(1) 岩盤の力学モデル

すでに述べたとおり、岩盤は非常に複雑なため、その力学モデルの設定は容易ではない。むしろそれは現場計測結果および地質学的見地から同定すべきものであろう。

しかし、一般に力学モデルを同定することは非常に困難であり、通常逆解析においては、その力学モデルはあらかじめ決まっていることが前提である。

岩盤の力学モデルは、その不連続面の存在によって次の3つに大別される。すなわち、図-1に示すように、①連続体、②不連続体、③疑似連続体である。

①は割れ目のまったくない岩盤(土質地盤のように巨視的にみて連続体とみなせる地盤を含む)、②は割れ目を有する岩盤。ただし、割れ目の間隔が構造物の寸法とオーダー的に等しい岩盤、③は無数に割れ目が存在する岩盤である。

②の不連続体モデルの解析としては Goodman らの

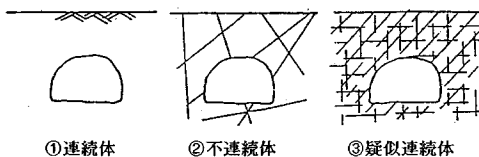


図-1 岩盤のモデル化

ジョイント要素⁹⁾に代表されるような各種のインターフェースエレメント^{10,11)}、Cundall の個別要素法¹²⁾、川井の剛体-ばねモデル¹³⁾、さらに最近の Goodman と Shi によるキープロック理論¹⁴⁾などがある。

一方、③の疑似連続体は、不連続面を含む岩盤をそれと力学的に等価な連続体に置き換えて解析するものであり、クラックテンソル¹⁵⁾や損傷テンソル¹⁶⁾、さらには不連続性テンソル (discontinuity tensor)¹⁷⁾などの導入により不連続面を含む岩盤の応力-ひずみ関係を連続体力学の枠組の中で定義する試みが種々なされている。もちろん、③の場合もすべての不連続面を調査し、②の不連続体モデルによって解析することも方法としては考えられるが、実際問題として、すべての不連続面の位置、およびその力学特性を調査し、解析に取り入れることはほとんど不可能であり、実務においては連続体力学的アプローチに頼らざるを得ないであろう。

桜井らはトンネル周辺の不連続体的挙動を、連続体力学の中でとらえるために、異方性パラメーターを導入した応力-ひずみ関係を提案した⁸⁾。これは Deeswasmongkol が切り取り斜面の変形挙動の解析¹⁸⁾に開発したものを発展させたものである。

次に、異方性パラメーターを導入した応力-ひずみ関係について簡単に述べておく。

(2) 応力-ひずみ関係

トンネル周辺地山には不連続面が無数に存在するため、任意の微小要素は図-2(a) に示すような不連続面を含むことになる。この不連続面は応力状態によって、剥離およびすべりを生ずるものとする。これを連続体力学の中でモデル化するためには、図-2(b) に示すように、微小要素の伸びおよびせん断のモードとしてとらえることができる。

この力学モデルに対する応力-ひずみ関係は図-2に示す $X'-Y'$ 座標系において、直交異方性材料に対する式として次のように表わされる。

$$\{\sigma\} = [D]\{\epsilon\} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 $\{\sigma\}$ および $\{\epsilon\}$ はそれぞれ応力およびひずみベクトルである。また、 $[D]$ は平面ひずみの場合次に示すマトリックスとなる。

$$[D] = \frac{E_2}{(1+\nu_1)(1-\nu_1-2n\nu_2^2)} \begin{bmatrix} n(1-n\nu_2^2) & n\nu_2(1+\nu_1) & 0 \\ n\nu_2(1+\nu_1) & (1-\nu_1^2) & 0 \\ 0 & 0 & m(1+\nu_1)(1-\nu_1-2n\nu_2^2) \end{bmatrix} \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 $n = E_1/E_2$ 、 $m = G_2/E_2$ で異方性パラメーターと名付ける。ただし、 E_1 、 ν_1 は X' 方向に関するもの、また、 E_2 、 ν_2 、 G_2 は Y' 方向に関するものである。

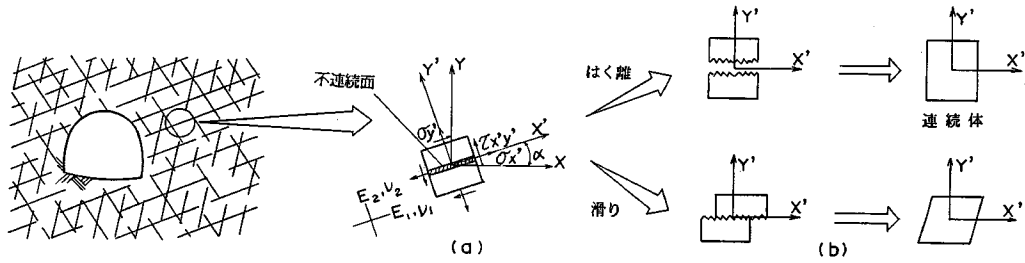


図-2 連続体力学で不連続的挙動を表わすモデル

式(1)を全体座標系で示すと次式ようになる。

$$\{\sigma\}=[D]\{\epsilon\} \dots \dots \dots (3)$$

ここで、

$$[D]=[T][D'][T]^T \dots \dots \dots (4)$$

[T]は座標変換マトリックスである。

剝離、すべりという2つの変形挙動は式(2)で示した異方性パラメーターを変化させることにより表現できる。

なお、式(2)において、 $n=1$, $\nu_1=\nu_2=\nu$, $m=1/2(1+\nu)$ とすれば、通常の等方等質の弾性体の応力-ひずみ関係式となる。

a) 剝離を表現する応力-ひずみ関係

図-2(a)に示した要素に、剝離が生じた場合、不連続面の法線方向(Y'軸方向)の弾性係数を低下させることによって、連続体モデルで剝離変形を表現する。

したがって、 E_1 に対して E_2 の値を減少させればよいことになる。また、Y'軸方向の剝離変形は、X'軸方向の変形に影響しないため、ポアソン比 ν_2 は0とする。

さらにせん断剛性に関しては等方と仮定する。

以上まとめて、剝離を表現する応力-ひずみ関係は式(2)において、

$$n > 1, m = 1/2(1 + \nu_1), \nu_2 = 0$$

とすることにより表現できる。

b) すべりを表現する応力-ひずみ関係

図-2(a)に示した要素の不連続面にすべりが生じた場合、すべり面方向(X'軸方向)のせん断剛性を低下させることによって連続体モデルですべり変形を表現する。

すなわち、異方性パラメーター m を $1/2(1+\nu_1)$ より小さくする。ここでは、ポアソン比は、 $\nu_1=\nu_2$ と仮定している。さらに、すべり面に垂直な方向の弾性係数の低下は、その要素が圧縮応力下にある限りほとんどないものと思われる。したがって、 $E_1=E_2$ となる。

以上まとめて、すべりを表現する応力-ひずみ関係は式(2)において、

$$n = 1, m = 1/2(1 + \nu_1), \nu_1 = \nu_2$$

とすることにより表現できる。

3. チラタ水力発電所地下発電所空洞の不連続的挙動の逆解析

本節は本論文の主題として、インドネシア国チラタ発電所地下発電所空洞の計測と掘削時に実際に出現した不連続的挙動を上記した異方性パラメーターを導入した応力-ひずみ関係を用いて逆解析した結果を示す。

(1) 地下発電所空洞の概要

チラタ水力発電所はインドネシア国ジャワ島のチタルム川中流に建設されたダム水路式発電所である。第1期工事は1983年12月に着工され、1988年9月に竣工した。最大出力は500 MWである。

地下発電所は図-3に示すように、幅35.0 m、高さ49.46 mの卵形断面形状で、長さ253 mの大規模地下空洞であり、空洞の土被りは約100 mである。

空洞はNATM施工が採用されたが、標準支保工として、図-4に示すように、吹付けコンクリート($t=25$ cm)、ロックボルト($l=5$ m, 7 m)、ならびにPSアンカー($l=15$ m, 20 m)が採用された。

ロックボルトとPSアンカーの導入力は内圧換算でアーチ部において約0.17 MPa、側壁部において約0.14 MPaである。

(2) 地質

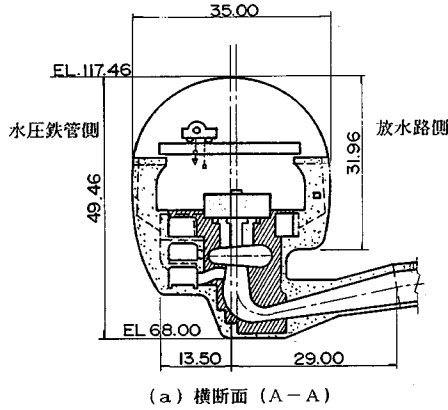
地下発電所地点の地質は主として火山礫凝灰岩、凝灰角礫岩および安山岩である。岩質自体は健全であるが、方解石の薄層やクラックが多く存在し、また粘土や礫を挟んだせん断破砕帯もいくつかみられた¹⁹⁾。

事前に実施された各種調査、試験結果から得られた岩石および岩盤の力学特性を表-1および表-2に示す。

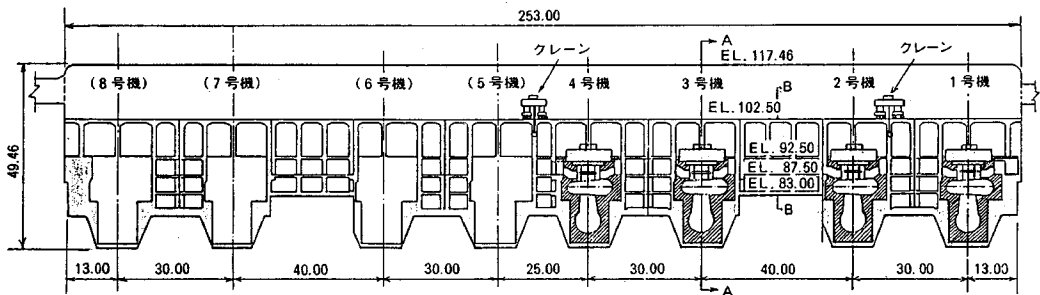
(3) 計測結果

8断面において地中変位が計測された²⁰⁾。計測結果のうち最も岩盤の不連続性の影響を受けていると思われるT.D.100 m(図-3の6号機と5号機の間)付近の断面内の地中変位の分布を図-5に示す。

図中の変位量は計器設置時から全断面掘削完了時までの軸方向変位を示すが、地中変位計No.1, No.2はEL.105 mまでの盤下げ掘削完了時に設置され、No.3,



(a) 横断面 (A-A)



(b) 縦断面

図-3 地下空洞の形状

表-1 岩石の力学特性

		平均値	標準偏差
弾性係数 (MPa)	静的	17,400	4,600
	動的	18,600	4,900
ポアソン比		0.32	0.05
粘着力 (MPa)		5.24	1.60
内部摩擦角 (°)		53.2	2.5
一軸圧縮強度 (MPa)		27.3	11.9

表-2 岩盤の力学特性

単位体積重量 (kN/m ³)	25.5
弾性係数 (MPa)	4,310
ポアソン比	0.3
粘着力 (MPa)	2.0
内部摩擦角 (°)	50

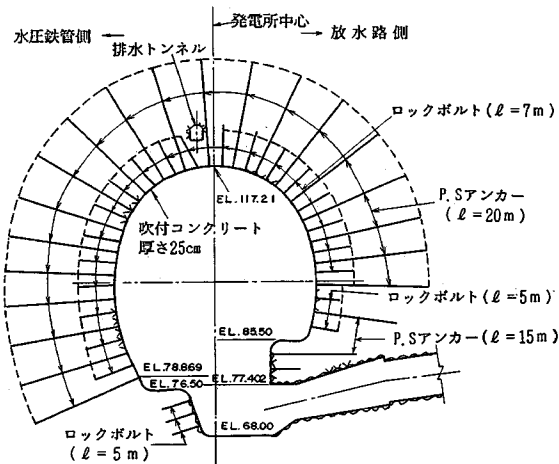


図-4 標準支保工

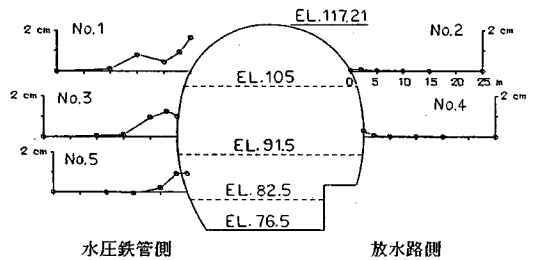


図-5 地中変位の分布

No. 4 は EL. 91.5 m, No. 5 は EL. 82.5 m までの盤下げ掘削完了時に設置されたものである。

図-6 は大きな変位が計測された水圧鉄管側の地中変位計 No. 1, No. 3, No. 5 の盤下げ掘削の進行と変位量の増加の傾向を示す。1 回の盤下げ掘削の深さは約 4 m

である。

これらの計測結果から、水圧鉄管側で No. 1 計測線では空洞壁面より 15 m 以浅、No. 3 計測線では 10 m 以浅、No. 5 計測線では 5 m 以浅で変位量が急激に大きく現われており、これらの領域で不連続な挙動をしていることが伺われる。

(4) 逆解析を実施するための力学モデル

図-7(a), (b) は T. D. 100 m 付近の地質状況を示したものである。放水路側 (北側) の岩盤は比較的連続面が少なく健全である。しかし、水圧鉄管側 (南側) の岩盤には空洞長軸方向とほぼ同じ走行で、空洞側に傾斜

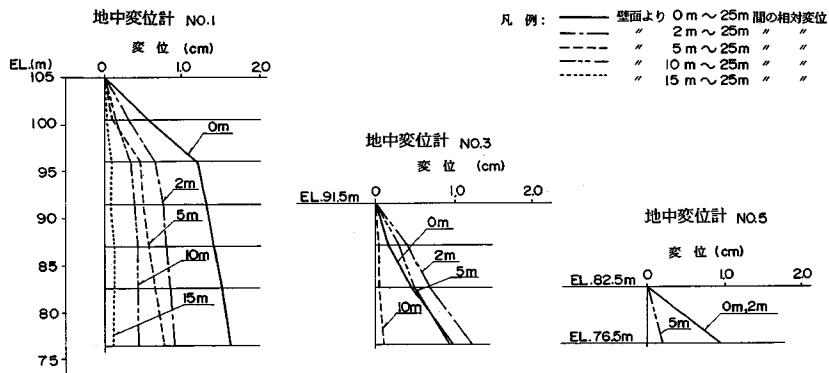


図-6 盤下げ掘削の進行と変位量との関係

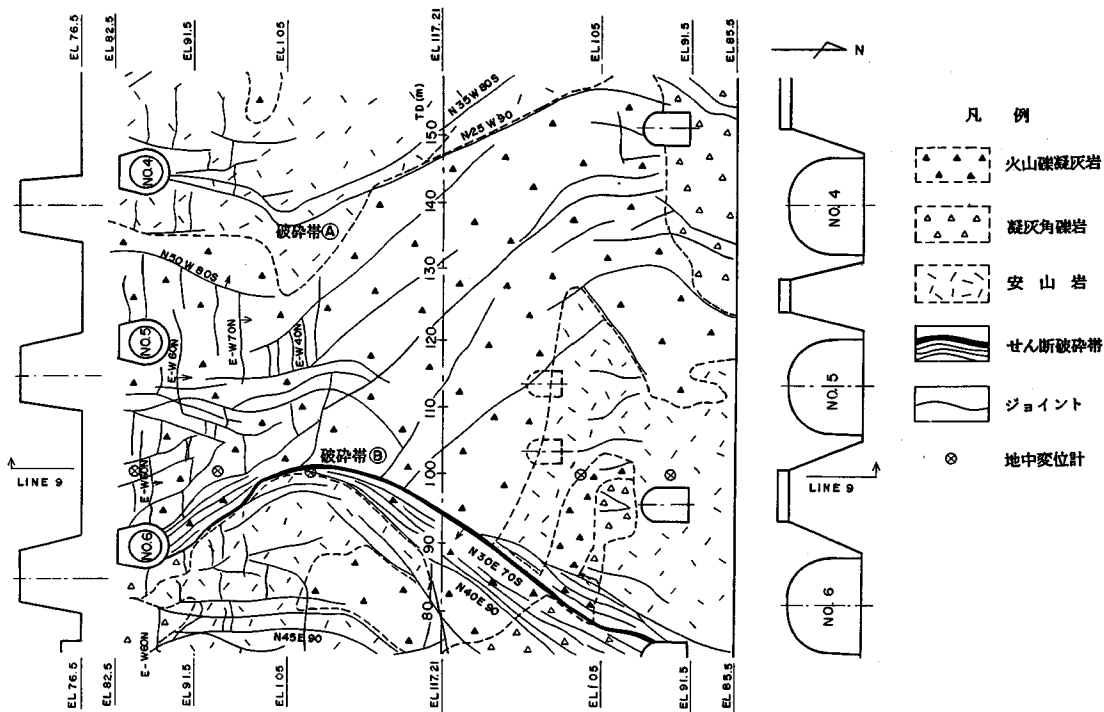


図-7(a) 地質展開図

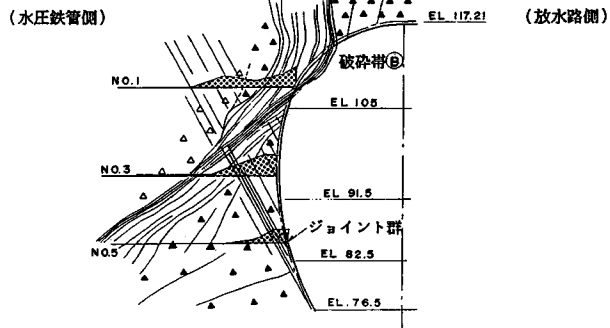


図-7(b) T.D.100mの地質断面図

したジョイント群 (E-W/50°~60°N) や、粘土または角礫を挟んだ④、⑤ 2つのせん断破碎帯 (N 35°W/80° SW および N 30° E/70° SE) があり、岩盤の不連続性が顕著である。このような不連続面の影響によって、水圧鉄管側の地中変位計 No.1, No.3, No.5 の変位量が放水路側の地中変位計 No.2, No.4 の変位量に比べて著しく大きくなったものと考えられる。

不連続面の観察結果と地中変位の分布から、水圧鉄管側の岩盤の挙動について次のように考えることができる。

- ① 2つの破碎帯④、⑤に挟まれた領域の岩盤がジョイント群の面上に沿って、空洞側へすべりを起こしている可能性がある。
- ② 地中変位計 No.1 の壁面近傍の岩盤は、破碎帯⑤の影響によって、空洞側へすべり、または、剝離している可能性がある。

上記した①、②の挙動を考慮して作成した解析メッシュ図の一例を、図-8に示す。

逆解析を実施するための力学モデルは、図-9の空洞近傍のメッシュ図に示すように、次の4種類とした。

モデルⅠ：地山を等方、等質とした均質モデル (図-9(a))

モデルⅡ：すべり領域①に異方性パラメーター m を導入したモデル (図-9(b))

モデルⅢ：すべり領域①に異方性パラメーター m を導入し、剝離領域に異方性パラメーター n を導入したモデル (図-9(c))

モデルⅣ：すべり領域①とすべり領域②に異方性パラメーター m, m' を導入したモデル (図-9(d))

解析メッシュを作成するにあたり、地中変位計の各測点間を1~2要素に分割し、地中変位計 No.1, No.3, No.5 の変位分布が不連続となっている部分を結んです

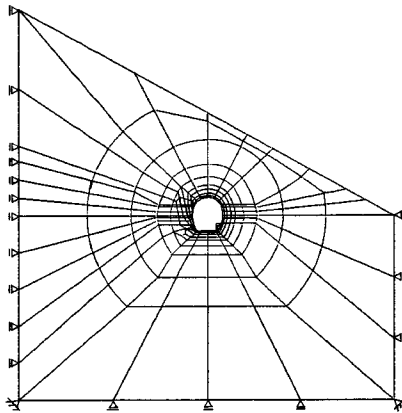
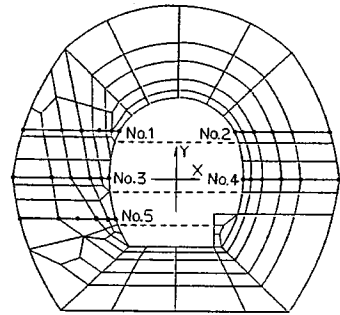
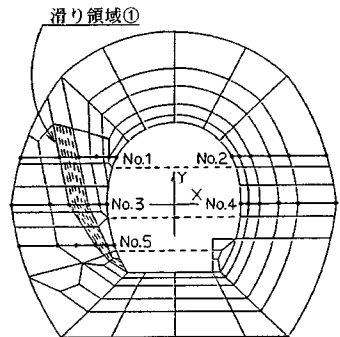


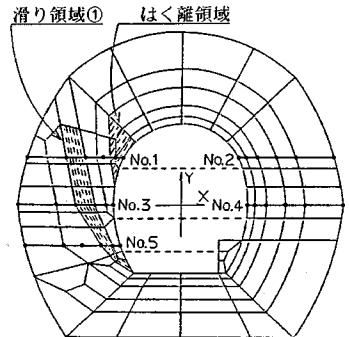
図-8 解析メッシュ



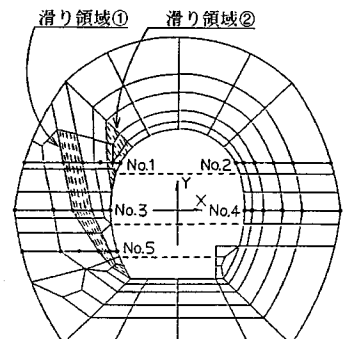
(a) モデルⅠ (均質)



(b) モデルⅡ (すべり領域①を考慮)



(c) モデルⅢ
(すべり領域①とはく離領域を考慮)



(d) モデルⅣ
(すべり領域①とすべり領域②を考慮)

図-9 力学モデル

べり領域①とした。

また、異方性を考慮した力学モデルの X' 軸 (すべりおよび剝離面) の方向は、図-9(b), (c), (d) 中に破線で示したように、すべり領域については、ほぼジョイント群の傾斜の方向 ($\alpha=100\sim 150^\circ$) とし、剝離領域については、空洞壁面に対し接線方向 ($\alpha=60^\circ$) とした。

なお、三次元的な不連続体挙動は、本来三次元で取り扱う必要があると考えられるが、今回の場合、三次元的な解析を行うだけの地質情報に乏しいこと、ならびに破砕帯⑥の近傍ではジョイント群の走行が空洞長軸方向に近いことから、二次元で取り扱うこととした。

(5) 逆解析結果

モデルⅠ～Ⅳを用いて逆解析を実施した。入力変位は地中変位計 No.1～No.5 の各計器設置時から全断面掘削完了時までの計測変位を用いることとし、初期応力パラメーターは空洞内部で均一であると仮定した。また均質な部分のポアソン比は $\nu=0.3$ とした。なお、各支保の影響は、計測変位および、それを入力値とした逆解析の結果得られる初期応力パラメーターに含まれてしまうと考えられるため、逆解析を実施するにあたり、支保は特に考慮しなかった。

異方性パラメーター m, n を導入した逆解析では各測線における計測変位 U_i と逆解析による計算変位 U_i^* との残差二乗和 e 、すなわち、

$$e = \sum_{i=1}^n (U_i - U_i^*)^2 \dots \dots \dots (5)$$

が最小となるような m, n を求めることにより、力学モデルの最適化を行い、解の精度を向上させることとした。

図-10(a) はモデルⅠ(均質モデル)とモデルⅡ(すべり領域①を考慮したモデル)の逆解析の結果得られた残差二乗和 e と異方性パラメーター m の関係を示したものである。

モデルⅠ ($m=0.385$) では $e=1.8 \text{ cm}^2$ 程度であるが、モデルⅡでは m を低下させることにより e も減少し、

$m=0.038$ のとき e は最小値 $e=1.29 \text{ cm}^2$ となり、解はかなり改善されたことがわかる。

図-10(b) はモデルⅢ(すべり領域①と剝離領域を考慮したモデル)の逆解析の結果得られた e と異方性パラメーター n の関係を示したものである。この解析では岩盤のすべりに対する異方性パラメーターの値は $m=0.038$ に固定した。 n を上昇させることにより、 e は減少し、 $n=20$ のときに e は最小値 $e=0.38 \text{ cm}^2$ となり、解はさらに大幅に改善されたことになる。

図-10(c) はモデルⅣ(すべり領域①とすべり領域②を考慮したモデル)の逆解析の結果得られた e と異方性パラメーター m' の関係を示したものであるが、これでは解の改善がみられないことがわかる。

これらの結果から、すべり領域①と剝離領域を考慮したモデルⅢが計測変位を説明するうえで最も確な力学モデルといえる。

図-11(a)～(c) はモデルⅠ～Ⅲの逆解析の結果、得られた初期応力パラメーターならびに計測変位と計算変位の比較を示したものである。モデルⅡ、Ⅲの逆解析結果は残差二乗和 e が最小となったときの解である。

(6) 考 察

a) 逆解析による計算変位の計測変位に対する再現性

図-11(a) に示したように、モデルⅠ(均質モデル)を用いた逆解析による計算変位の分布は計測変位の分布をなだらかに近似しているのみで、計測変位を精度よく再現しているとはいえない。

これに対し、すべり領域や剝離領域を推定し、その領域内に異方性パラメーター m, n を導入したモデルⅡ、Ⅲの逆解析結果をみると、図-11(b), (c) に示したように、計算変位は計測変位を比較的忠実に再現しているといえる。特にモデルⅢにおける計算変位は計測変位とほとんど一致している。

b) 逆解析によって推定した初期応力パラメーターの妥当性

空洞中心付近の鉛直方向初期応力 σ_{v0} は土被り高さ z

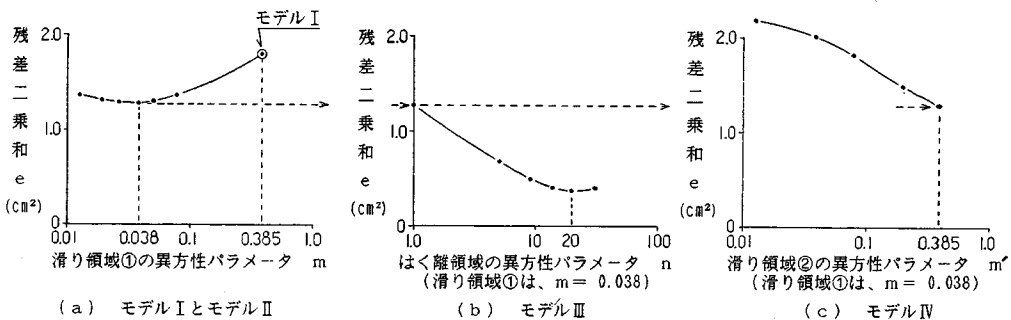
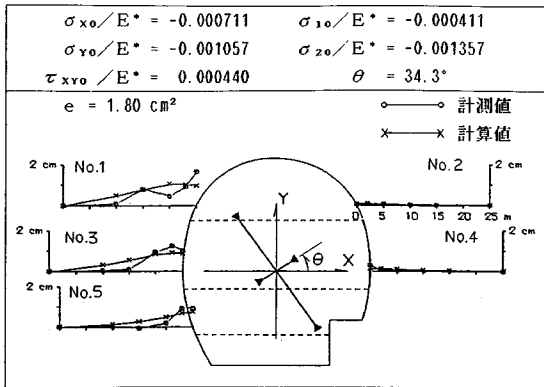


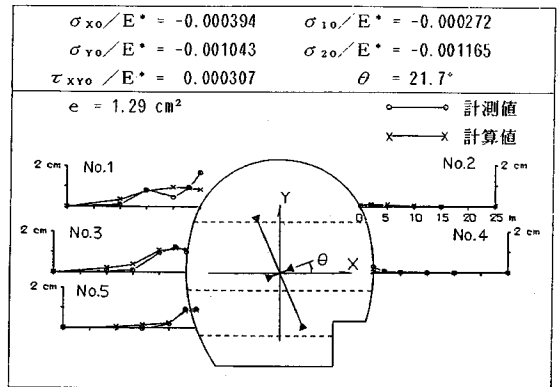
図-10 異方性パラメーターの値と残差二乗和

表—3 弾性係数と初期応力の推定結果

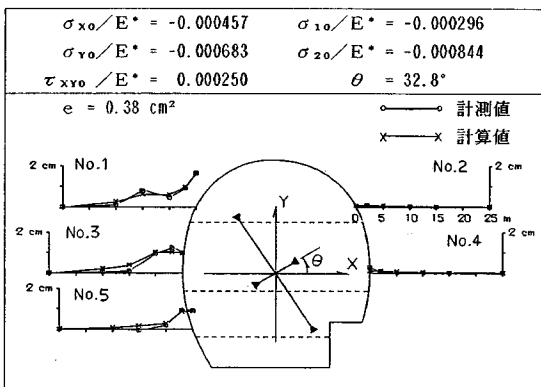
	逆解析結果			オーバーコア	2次元自重解析	平板載荷試験
	モデルⅠ	モデルⅡ	モデルⅢ	リング法の結果	の結果	の結果
E (MPa)	2,890	2,930	4,480	—	—	4,310
σ_{x0} (MPa)	-2.06	-1.16	-2.05	-2.88	-1.89	—
σ_{y0} (MPa)	—	-3.06	—	-2.84	-2.71	—
τ_{xy0} (MPa)	1.27	0.90	1.12	0.79	0.85	—
σ_{10} (MPa)	-1.19	-0.79	-1.32	-2.07	-1.35	—
σ_{20} (MPa)	-3.92	-3.41	-3.78	-3.65	-3.25	—
θ (°)	34.3	21.7	32.8	45.7	32.1	—
σ_{10}/σ_{20}	0.30	0.23	0.35	0.57	0.42	—
主応力図						—



(a) モデルⅠ (均質)



(b) モデルⅡ (滑り領域①を考慮)



(c) モデルⅢ (滑り領域①とはく離領域を考慮)

図—11 逆解析結果

に比例すると仮定して、 $z=120$ m, 岩盤の単位体積重量 $\gamma=25.5$ kN/m³とすると、 $\sigma_{y0}=-3.06$ MPaとなる。この σ_{y0} の値を用いて、逆解析の結果得られた初期応力パラメーターから岩盤の弾性係数と初期応力を求めると表—3 に示すようになる。

表—3 にはオーバーコアリング法ならびに二次元自重解析 ($\nu=0.3$, $\gamma=25.5$ kN/m³と仮定) によって事前に推定された空洞断面内の初期応力と現位置岩盤試験から推定された岩盤の弾性係数も併記した。

表よりモデルⅢを用いた逆解析結果から推定した岩盤の弾性係数 ($E=4480$ MPa) と岩盤試験から得られた弾性係数 ($E=4310$ MPa) はほぼ一致していることがわかる。

また、初期応力に着目すると、モデルⅠ～Ⅲの逆解析の結果による初期応力とオーバーコアリング法や二次元自重解析による初期応力は同一の傾向にあるといえる。特に、モデルⅢの初期応力は二次元自重解析による初期応力とほぼ同じである。

c) 最大せん断ひずみ分布

以上のことから、モデルⅠ～Ⅲの逆解析のうち、すべり領域①と剝離領域を考慮したモデルⅢが最も現実的な力学モデルであり、かつ推定した初期応力パラメーターも妥当なものであると考えられる。

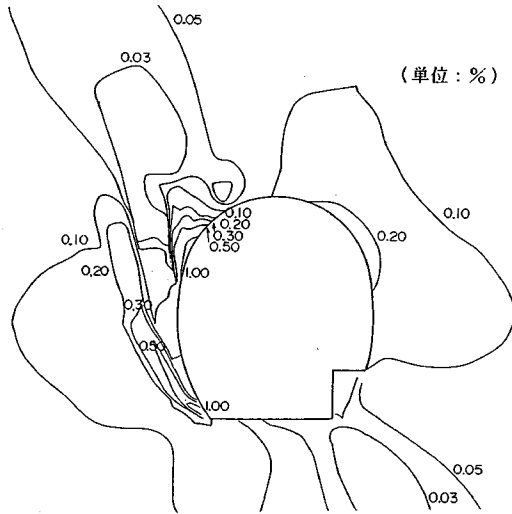


図-12 最大せん断ひずみ分布

そこで、モデルⅢの逆解析で推定した異方性パラメーターおよび初期応力パラメーターを用いて、モデルⅢの順解析を実施した。順解析の結果得られた最大せん断ひずみ分布を図-12に示す。

d) 地下空洞の安定性について²⁾

当地点における岩盤試験結果より、岩盤の限界ひずみ ϵ_{OR} は0.26%程度であり、岩盤の破壊ひずみ ϵ_{FR} は、支保内圧も考慮すると、少なくとも限界ひずみ ϵ_{OR} の3倍以上はあると推定される。岩盤の破壊ひずみ ϵ_{FR} を最大せん断ひずみ γ_c で表わすと、破壊時のポアソン比 ν_{CR} を0.5として、 $\gamma_c = (1 + \nu_{CR})\epsilon_{FR} \cong 1.2\%$ 程度はあるものと考えられる。

したがって、図-12に示した最大せん断ひずみは、最大でも1.0%程度であるため、本地下空洞は十分安定を保っていると判断される。

4. 結 論

地下空洞の安定性を評価するために、著者の一人は、先に直接ひずみ評価法を提案した。その方法は、測定変位から逆解析によってひずみを求め、それを許容ひずみと比較することによって、空洞の安定性の評価を行うものである。しかし、その場合の逆解析においては等質等方の応力-ひずみ関係が用いられているため、地山に節理等の不連続面が存在し、その挙動が不連続体的になる場合には、その逆解析の精度は低下することになる。そこで、不連続体的挙動を考慮するために異方性パラメーターが提案された。

本論文においては、特にその現場への適用例としてインドネシア国チラタ水力発電所地下発電所空洞の不連続

体的挙動に対する解析結果を示した。

この方法を導入することによって、逆解析の精度は飛躍的に向上することが明らかとなった。

最後に種々計測データを提出していただいた(株)新日本技術コンサルタント、チラタ水力プロジェクト部に対し深く感謝する次第である。

参 考 文 献

- 1) 本島 睦・日比野敏・林 正夫：岩盤掘削時の安定解析のための電子計算プログラムの開発，電力中央研究所報告，No.377012，1978.
- 2) 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.
- 3) Kovari, K., Amstad, Ch. and Fritz, P. : Integrated measuring technique for rock pressure determination, Proc. Int. Sympo. on Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich, pp.289~316, 1977.
- 4) Gioda, G. and Jurina, L. : Numerical identification of soil-structure interaction pressures, Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 5, No. 1, pp.33~56, 1981.
- 5) 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.137~145，1983.
- 6) 久武勝保：トンネルにおける三次元逆解析法の開発，土木学会論文集，第376号/Ⅲ-6，pp.259~265，1986.
- 7) 桜井春輔・清水則一・壺内達也：地下空洞における計測変位の境界要素法による三次元逆解析法，土木学会論文集，第382号/Ⅲ-7，pp.55~61，1987.
- 8) Sakurai, S. and Ine, T. : Strain analysis of jointed rock masses for monitoring the stability of underground openings, Int. Sympo. on Computer Aided Design and Monitoring in Geotechnical Engineering, Bangkok, pp.599~608, 1986.
- 9) Goodman, R.E., Taylor, R.L. and Brekke, T.L. : A model for the mechanics of jointed rock, ASCE, Vol. 94, SM 3, pp.637~659, 1968.
- 10) Pande, G.N. and Sharma, K.G. : On Joint/Interface Elements and associated problems of numerical ill-conditioning, Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 3, No. 3, pp.293~300, 1979.
- 11) Desai, C.S., Zaman, M.M., Lightner, J.G. and Siriwardan, H.J. : Thin-Layer Element for interfaces and Joints, Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 8, pp.19~43, 1984.
- 12) Cundall, P.A. : A computer model for simulating progressive, large-scale movements in blocky rock systems, Sympo. Soc. Int. Mecanique des Roches, Nancy, II-8, 1971.
- 13) Kawai, T. : Some Considerations on the finite element method, Int. J. Numerical Methods in Engineering, Vol. 16, pp.81~120, 1980.
- 14) Goodman, R.E. and Shi, G.H. : Block theory and its application to rock engineering, Prentice-Hall Inc.,

- 1985.
- 15) Oda, M. : Fabric tensor for discontinuous geological materials, *Soil & Found.*, Vol. 22, No. 4, pp.96~108, 1982.
- 16) 京谷孝史・市川康明・川本桃万：岩盤の力学特性評価における損傷テンソルの適用について，土木学会論文集，第358号/Ⅲ-3，pp.27~35，1985.
- 17) Wei, Z. Q. and Hudson, J. A. : Moduli of jointed rock masses, *Proc. of the Int. Symp. Large Rock Caverns, Helsinki*, pp.1073~1086, 1986.
- 18) Deeswasmongkol, N. : Study on toppling of rock slopes by physical modelings, 神戸大学学位論文, 1985.
- 19) Reik, G. and Soetomo, S. : Influence of geological condition on design and construction of Cirata power-house cavern, *Proc. of the Int. Symp. Large Rock Caverns, Helsinki*, pp.195~207, 1986.
- 20) Kamemura, K. et al. : Observational method on large Rock cavern excavation, *Proc. of the Int. Symp. Large Rock Caverns, Helsinki*, pp.1503~1512, 1986.

(1988. 8. 16・受付)
