

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

吉田秀典¹・堀井秀之²・打田靖夫³

¹正会員 博士(工) 千葉工業大学講師 工学部土木工学科(〒275 千葉県習志野市津田沼二丁目17-1)

²正会員 Ph.D 東京大学教授 工学部土木工学科(〒113 東京都文京区本郷七丁目3-1)

³正会員 (株)ニュージェック 関西プロジェクト部 部長代理(〒542 大阪府大阪市中央区島之内一丁目20-19)

亀裂性岩盤に対する解析手法として提案されたマイクロメカニクスに基づく連続体モデル(MBCモデル)の特徴は、個々のジョイントの挙動に着目した連続体解析であること、したがってジョイントの走向・傾斜・平均間隔などの情報を直接入力パラメータとして解析に反映出来ること、さらに解析結果としてジョイントのせん断・開口変位の分布が求まることである。本研究では、解析例として関西電力大河内発電所の地下発電所空洞掘削の問題を採り上げ、解析結果と計測結果を比較することにより、開発した解析手法の適用性を示した。

Key Words : jointed rock masses, micromechanics, continuum model, FEM analysis

1. はじめに

大規模地下空洞の掘削においては、掘削にともなう地山応力解放や岩盤の強い異方性などにより、複雑な岩盤挙動を示すことがしばしば見受けられる。ジョイントを多く含む不連続性岩盤においては、空洞掘削時の応力解放に起因す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、大規模地下空洞掘削時の岩盤挙動を予測するためには、こうしたジョイントの挙動を反映した解析手法が必要となる。

吉田・堀井¹⁾は不連続性岩盤に対する解析手法の一つとして、マイクロメカニクスに基づく連続体モデル(MBCモデル)を提案している。この手法は、空洞掘削時に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なメカニズムとして捉えた、不連続性岩盤に対する連続体解析手法である。

マイクロメカニクスに基づく連続体理論とはマイクロクラック、不均一介在物などの微視構造要素の存在、あるいはその発生・成長に支配された物体の力学的挙動に対する連続体理論である。定式化にあたっては個々の微視構造要素をモデル化し、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としての挙動、すなわち構成式が導かれる。この理論を不連続性岩盤に適用することにより得られた岩盤に対するMBCモデルの特徴としては、個々のジョイントの挙動を捉えた連続体解析手法であること、卓越するジョイントセットの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、及び解析結果として、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が挙げられる。MBCモデルを用いて東京電力塩原発電所の地下空洞掘削解析が行われているが、解析結果は計測値と比較して妥当なものとなっている^{1) 2)}。本論文では、MBCモデルの大規模地下空洞掘削解析への適用性をさらに検証するために、関西電力大河内発電所の空洞掘削問題を採り上げ、解析結果と計測結果の比較を行う。空洞掘削に先行してその予測解析を行なうためには、解析で必要となる入力パラメータを地質調査や原位置・室内試験より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・計測より比較的容易に得られる入力データが多いが、卓越ジョイントの有効寸法、起伏角度など実測し難いものや、非卓越ジョイントの変形も含む、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。著者らの一部は地下発電所に先行して行われるトンネル掘削、例えばケーブル坑や機器搬入坑の掘削を原位置応力解放試験として捉え、それより得られる計測結果、例えば内空変位のデータよ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^{3) 4)}。しかしながら本論文では、入力パラメータの決定法については検討を行わず、地質調査結果などと比較して妥当と考えられる範囲の入力パラメータを用いて解析を行ない、どこまで計測された

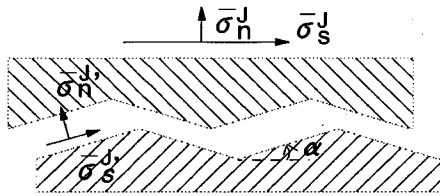


図-1 起伏を有するジョイント

岩盤挙動を再現し得るかを調べることにした。

2. MBC モデルの概要

(1) 平均ひずみと平均応力

前述の通り MBC モデルでは、微視的構造要素をモデル化し、平均化の操作を導入することにより、巨視的な構成式を導く。具体的には、ある代表要素において平均応力と平均ひずみの関係、つまり巨視的な構成式を導き、この構成式が等価な連続体の一点における材料の挙動を与えるものとして連続体の解析を行う。岩盤においては内在するジョイントが微視的構造要素である。

ジョイントを含む岩盤の平均応力増分 $\Delta\bar{\sigma}_{ij}$ と平均ひずみ増分 $\Delta\bar{\epsilon}_{ij}$ の関係は、代表要素の応力増分とひずみ増分を平均することにより次のように得られる¹⁾。

$$\Delta\bar{\epsilon}_{ij} = C_{ijkl}^R \Delta\bar{\sigma}_{kl} + \frac{1}{2V} \sum_k \int_{S_k^j} (\Delta[u_i]n_j + \Delta[u_j]n_i)_k dS. \quad (1)$$

ここで、 C_{ijkl}^R は基質岩盤のコンプライアンステンソル、 S_k^j は代表要素 V の k 番目のジョイント面、 n_i はその単位法線ベクトル、 $\Delta[u_i]$ はジョイント面での相対変位増分を表している。したがって、ジョイントの相対変位増分 $\Delta[u_i]$ が平均応力増分 $\Delta\bar{\sigma}_{ij}$ の関数として与えられるならば、式(1)より岩盤の構成方程式が次のように得られる。

$$\Delta\bar{\epsilon}_{ij} = \bar{C}_{ijkl} \Delta\bar{\sigma}_{kl}. \quad (2)$$

ここで、 \bar{C}_{ijkl} はジョイントを有している岩盤の巨視的接線コンプライアンスである。

(2) ジョイントの変形のモデル化

岩盤中でジョイントは局所的に見れば直線的であるが、巨視的には完全に平面ではなく、大きな周期の起伏を有しているものと考えられる。MBC モデルでは、ジョイントの起伏の影響を考慮するために、図-1のように絞の歯型をしたジョイントを考えている。ジョイントの変形は一方の面におけるせん断すべりにより生じ、この場合、他方の面が開口しストレスフリーになるものとする。ジョイントの変形の条件としては、モール・クーロ

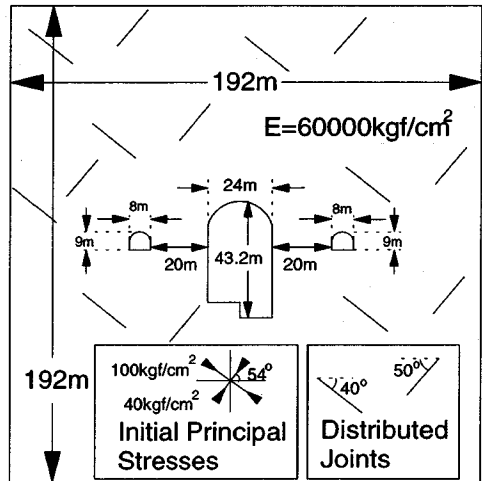


図-2 解析領域と解析条件

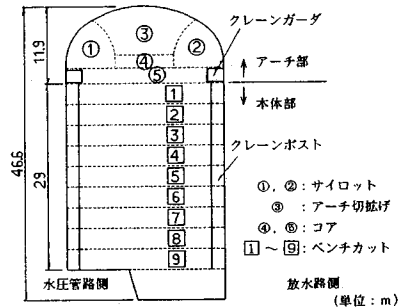


図-3 横断面内の掘削順序¹⁰⁾

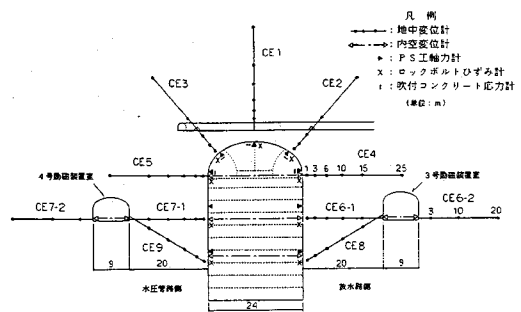


図-4 計器配置図¹⁰⁾

ンの摩擦すべり条件を採用している。また、ジョイントのすべりを生じている面における変位成分はせん断方向のすべりのみを生じて、法線方向には変位を生じないものとしている。これは局所的なダイレイテーションが起伏によるダイレイテーションに比べて小さく、無視

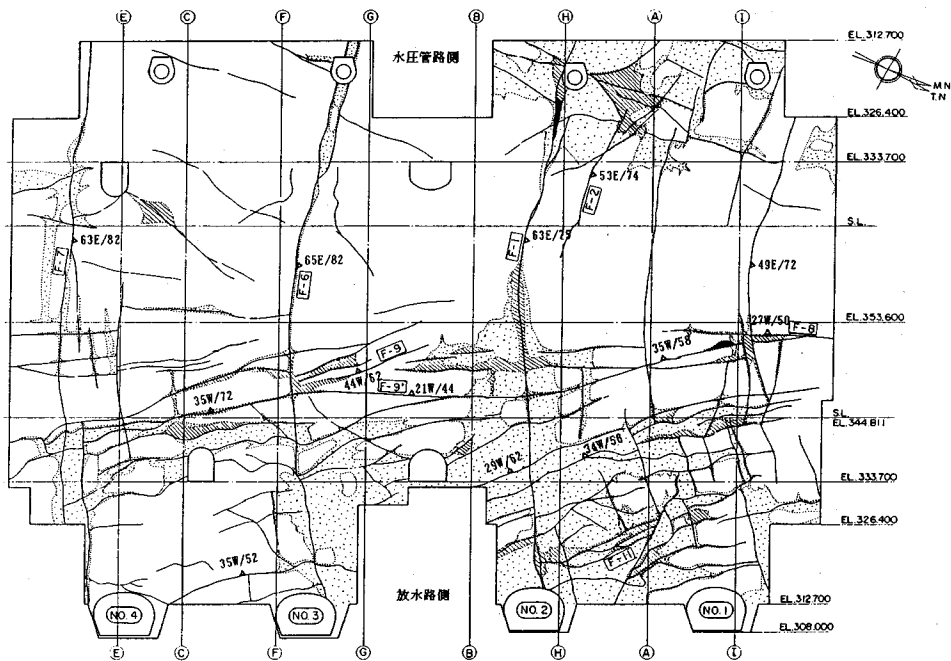


図-5 地質展開図 10)

できるからである。最終的に系の剛性という概念⁵⁾ 6) を導入し、上述の事項を連成することにより、ジョイントの変位増分が応力増分の関数として求めることができ、式(2)を用いて岩盤の巨視的接線コンプライアンスが得られる。

3. 大河内発電所の概要と解析パラメータ

(1) 地質概要とジョイントのパラメータ

大河内発電所は、最大出力128万kW(32万kW×4)の純揚水式発電所であり、その断面形状は大規模地下空洞では国内初の弾頭形を用いている。発電所は土被りが約300mの地下に位置し、発電所空洞の大きさは、幅24m、高さ46.6m(ただし解析ではメッシュ分割の都合上、高さを43.2mとしている)、長さ134.5mである⁷⁾(図-2,3参照)。大河内発電所では、空洞周辺岩盤の安定性を確保するために、プレストレスアンカー(PS工)、ロックボルト、吹付コンクリートによる岩盤補強工事を行うと同時に、地中変位などの計測を行いながら掘削を進めている^{7)~9)}。地下空洞横断面内の掘削順序を図-3に示す(図-4参照)。解析においては、実際の掘削2ベンチ分を掘削解析の1ステップとしている。

大河内発電所では掘削中に岩盤面及び支保の観察・地中変位などの計測を行っており、その計器の配置については図-4に示している¹⁰⁾。

地質観察結果によれば、空洞周辺岩盤は中世代の生野層群に属するひん岩であり、岩盤等級については C_H 級が大半を占め、その性状は新鮮かつ堅硬である^{7) 10)}。その地質展開図、及び地質横断面を図-5、図-6、及び図-7に示す。岩盤状況は全体的には良好であるが、放水路側(ここでは空洞断面右側)には発電所空洞の長軸と平行な走向(N28W)で流れ目(ここでは左落ち)のシームが多数存在しており、これらのシームと空洞を横切るシームとの交差部付近で岩盤が劣化している。一方、水圧管路側は全体的にシームが少なく良好な岩盤状況になっている¹⁰⁾。文献^{7)~17)}によれば、卓越するジョイント群は3組存在しており、そのうちの2組はN35W/50SW、及びN35W/40NEの走向・傾斜を示し、その走向が発電所長軸方向にほぼ平行である(図-8参照)。もう1組のジョイント群はN60E/85NWで、その走向が発電所長軸にほぼ直交している。後者は空洞の長軸にほぼ直交するため、解析にあたって、掘削による空洞側壁のはらみ出しなどに関しては、その影響は小さいと考えた。そこで前者の2つを卓越したジョイントセットとし、解析では、ジョイントの傾斜を左落ち50度と右落ち40度とし(図-2参照)、走向を発電所長軸方向と平行とみなしている。

解析はC断面(図-5参照)を対象とし、C断面の地質断面である図-7なども参考にしてジョイントのパラメータを定めた。前述の通り、放水路側では流れ目(左

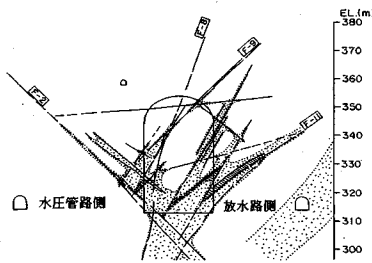


図-6 A断面 地質断面図 10)

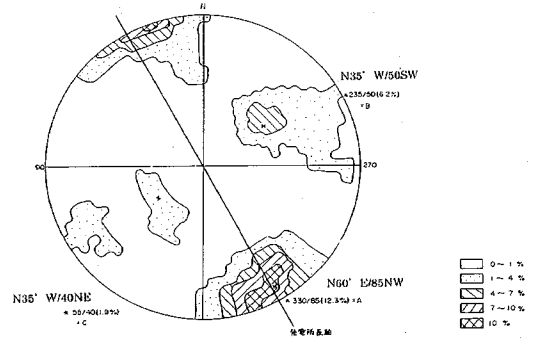


図-8 ひん岩のコンターダイアグラム 18)

表-1 ジョイントのパラメータ

パラメータ	放水路側		水圧管路側	
	ジョイント1	ジョイント2	ジョイント1	ジョイント2
傾斜 (θ)	左落ち 50度	右落ち 40度	左落ち 50度	右落ち 40度
有効長さ (L)	10 m	10 m	2 m	2 m
平均間隔 (d)	0.20 m	0.33 m	0.44 m	0.8 m
摩擦角度 (ϕ)	25°	30°	35°	40°
起伏角度 (α)	10°	10°	10°	10°

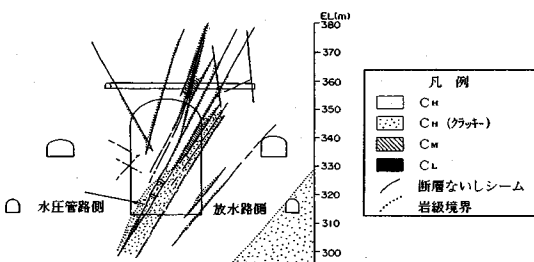


図-7 C断面 地質断面図 10)

落ち)のシームが多数存在しており、水圧管路側に比べると岩盤状況が不良であるため、放水路側のジョイント面の摩擦角を水圧管路側のそれより小さく、また有効長さに関しては、水圧管路側より放水路側の方を長いものと仮定した。また、流れ目(左落ち)シームに沿ったゾーンで岩盤が劣化していることから、左落ちのジョイントの摩擦角を右落ちのそれより小さく設定した。摩擦角の値には、参考文献¹⁹⁾を参照して25°から40°の間で設定した。ジョイントの平均間隔に関しては、露頭観察・ボアホールTV観察などで報告されている値を用い、ジョイントの有効長さ、起伏角度といった現場の地質調査・原位置試験などの結果からは決定しがたいパラメータに関しては、過去の計算例^{1) 2) 20) 21) 22)}を参考に類推してその値を定めた。これらジョイントのパラメータをまとめて表-1に示した。また本解析では、解析領域の右半分を放水路側、左半分を水圧管路側としている。

(2) 岩盤の物性値と初期地圧

大河内発電所では地下空洞の詳細な位置決定のため、事前に試掘横坑を利用して地質調査、及び設計・施工検討のための各種岩盤試験を実施している⁷⁾。例えば、空洞掘削解析に必要な岩盤の強度特性を推定するために、試

掘横坑内の2か所において岩盤せん断試験を、また岩盤の変形特性を推定するために試掘横坑内の11か所において平板載荷試験などを実施している⁷⁾。これらの試験結果を表-2に示す。MBCモデルにおいては、ジョイントとして取り扱っているのは影響の大きい卓越するジョイントのみであり、それ以外の小さいものについては連続体部分でカバーするものとしている。したがって、平板載荷試験による弾性係数(C_H 級で240,000kgf/cm², C_M 級で66,000kgf/cm²)よりも、本解析で考慮される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 E は小さい値、60,000kgf/cm²を用い、またポアソン比を $\nu=0.25$ とした。ただし、比較のために $E=120,000$ kgf/cm²というケースについても解析を行なった。

地山の初期応力は、表-3に示すように最大主応力が100kgf/cm²であり、その方向は発電所長軸方向(N28W)にはほぼ直交し、傾斜は水平より右周りに36度下向きと報告されている⁷⁾。

(3) 空洞の支保・覆工

空洞の支保工としてはNATM工法に基づき、PS工、ロックボルト、吹付コンクリートが採用されている。発電所空洞アーチ部には、掘削後に吹付コンクリート(8cm×4層=32cm)、ロックボルト(全長定着、長さ5m、1本/2.25m²)、PS工(長さ15m、うち定着長4m、1本/9m²)が、そして発電所空洞側壁部には、各掘削ステップ終了後に吹付コンクリート(8cm×3層=24cm)、ロックボルト

表-2 変形試験結果 (単位は kgf/cm²)⁷⁾

岩盤等級	接線弾性係数 (平均)	方向別接線弾性係数
C _H 級	241,000	水平 (EW) 242,000
		水平 (NS) 254,000
		鉛直 232,000
C _M 級	66,000	水平 (EW) 79,000
		水平 (NS) 65,000
		鉛直 55,000

表-3 3次元応力⁷⁾

	応力	方向	傾斜
σ ₁	100kgf/cm ²	N107°W	36°下向き
σ ₂	64kgf/cm ²	N16°W	2°下向き
σ ₃	39kgf/cm ²	N76°E	54°下向き

ト (全長定着,長さ5m,1本/3m²), その次のステップ終了後にPS工(長さ10m,うち定着長4m,1本/12m²)が補強工として施されている^{11) 23)}. 本解析では,このうちPS工のみを考慮した. 施工実績では,PSアンカーボルトの1本あたりの初期導入力は22.5t,長さはアーチ部15m(うち定着長4m),側壁部10m(うち定着長4m)であり,これを一孔あたり2本,アーチ部では9m²につき一孔,側壁部では12m²につき一孔というピッチというで打設している. また,PS工の公称断面積はA=5.42cm²(19本より,φ=20.3mmのCCL工法),弾性係数は2,000,000kgf/cm²である⁷⁾.

そこで解析では,まず,掘削段階ごとにPSアンカーの定着部に鉄筋に相当する要素(2節点2自由度のトラス要素,以降,PS工エレメントと呼ぶ)を加える.そして,初期緊張力(22.5t/本×2本=45t)を集中荷重として定着部端点と壁面に作用させ,それからその2点間に前述のPS工エレメントを追加する.解析におけるPS工の導入方法,及びその解析パラメータは全て実際の施工にしたがった.

4. 有限要素解析

本章では,前章で設定した解析条件の下で地下発電所空洞掘削解析を行い,ジョイントの開口変位分布,岩盤の地中変位,そしてPS工の軸力変化の解析結果を示し,後者の2つについては実測結果との比較も行なう.また,有限要素のメッシュ数は1359,節点数は1371で,図-2に示すような解析領域(192m×192mの矩形領域)に対して,2次元平面ひずみ解析を行なった.解析の対象とした断面は図-5,図-7に示したC-C'断面である.

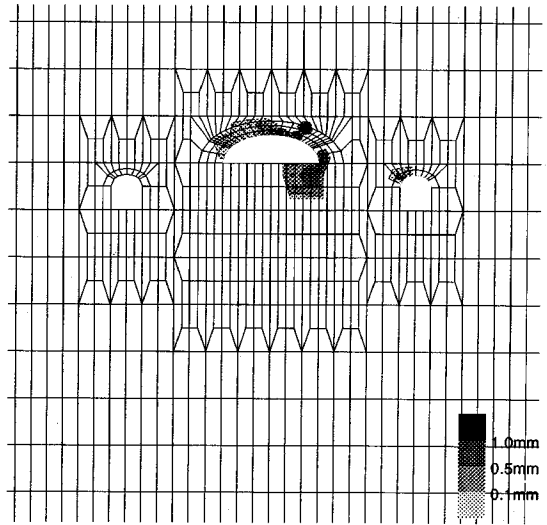


図-9 左落ちのジョイントの開口変位分布 (アーチ)

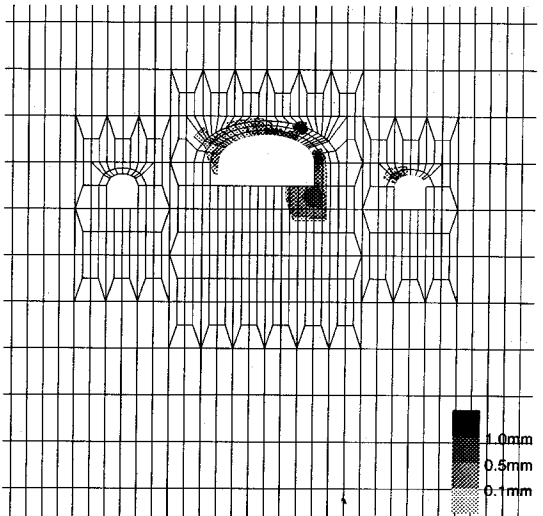


図-10 左落ちのジョイントの開口変位分布 (第1ベンチ)

(1) ジョイントの開口変位分布

本解析手法の特徴の一つは,ジョイントのせん断・開口変位量の分布を得ることが出来る点にある.解析結果では,空洞掘削にともなう応力解放によってジョイントの変形(せん断すべり・開口)が生じ,その変形量は掘削段階が進行するにしたがって増大する.全てのジョイントセットにおいて,空洞周辺で大きな変形がみられたが,変形を生ずる時期・領域,及びジョイントの変形量はジョイントの方向と初期地圧の方向の組み合わせやジョイントのパラメータに依存する.図-9から図-22には,各ステップ掘削後のジョイントの開口変位量を示

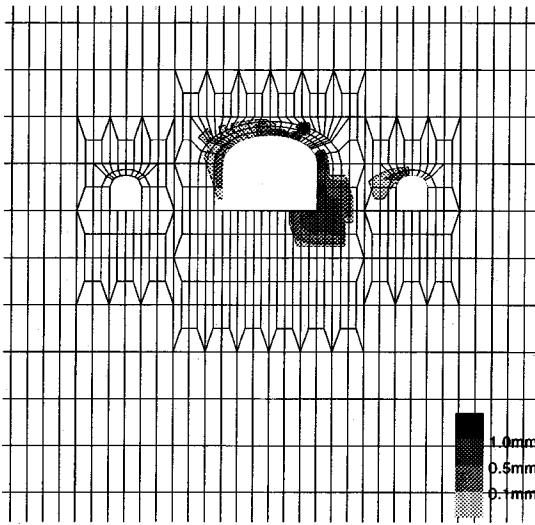


図-11 左落ちのジョイントの開口変位分布 (第3ベンチ)

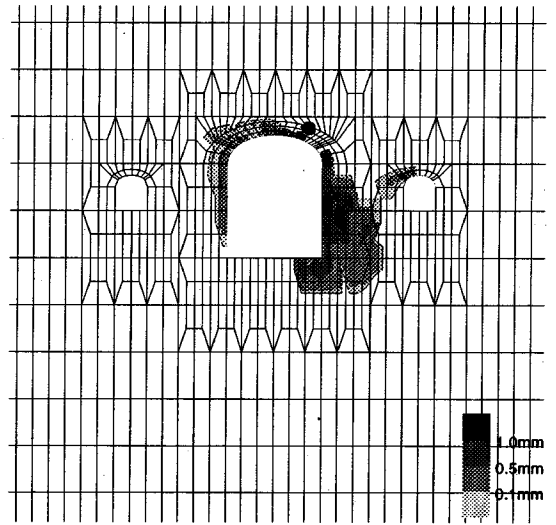


図-13 左落ちのジョイントの開口変位分布 (第7ベンチ)

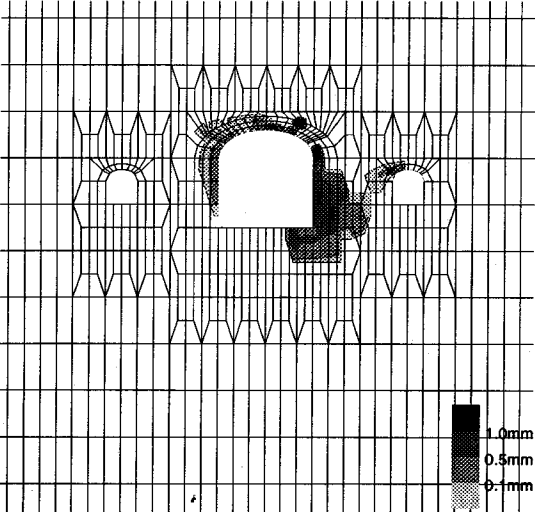


図-12 左落ちのジョイントの開口変位分布 (第5ベンチ)

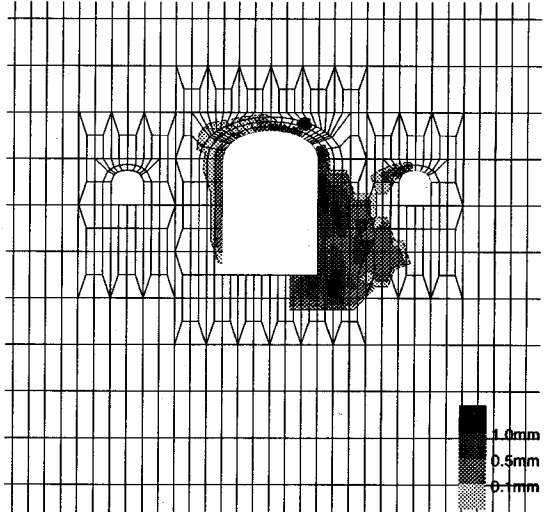


図-14 左落ちのジョイントの開口変位分布 (第9ベンチ)

した。図は、掘削とともに応力解放が進み、次第にジョイントが変形する条件を満足して変形し、その領域が広がっていくことを示している。また、ジョイントが開口を生じている領域は空洞周辺に分布しているが、最大主応力の方向（水平右周りに36度下向き）に広がっている。発電所空洞近傍では、空洞掘削による応力解放にとまってジョイントが大きく変形している。特に、右落ちのジョイントセットは初期最大圧縮応力とほぼ平行であることから、ジョイントが変形している領域は左落ちのそれより大きい。ジョイントの変形は応力解放方向にも強く依存する。例えば、掘削が初期段階において

は、放水路（右）側では左落ち（流れ目）のジョイントが、水圧管路（左）側では右落ち（流れ目）のジョイントが応力解放方向に対してほぼ直交しており、これらのジョイントの変形・変形領域が大きい。一方、掘削が下方に進むにしたがい、放水路側（右）側では右落ち（さし目）のジョイントが、水圧管路（左）側では左落ち（さし目）のジョイントが応力解放方向に対してほぼ直交しているため、これらのジョイントの変形・変形領域が大きい。また本解析では、ジョイント面の摩擦角が放水路（右）側と水圧管路（左）側、さらに右落ちのジョイントと左落ちのジョイントで異なるという設定をしており、これが

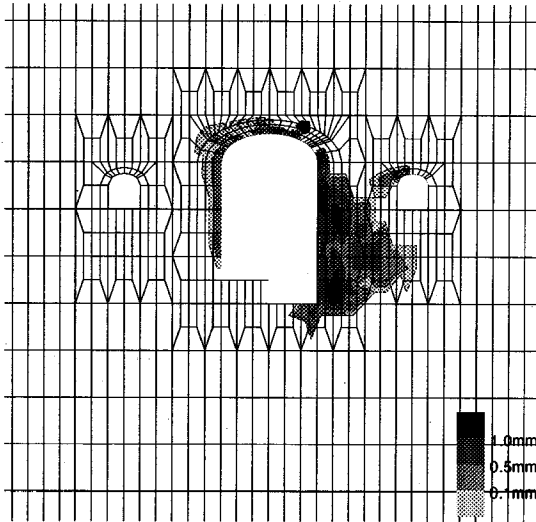


図-15 左落ちのジョイントの開口変位分布 (第10ベンチ)

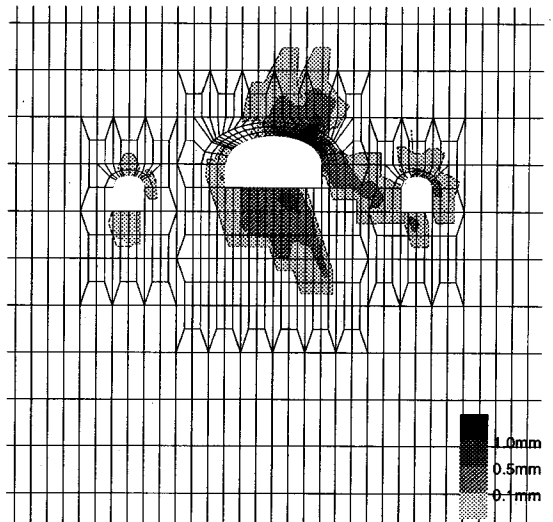


図-17 右落ちのジョイントの開口変位分布 (第1ベンチ)

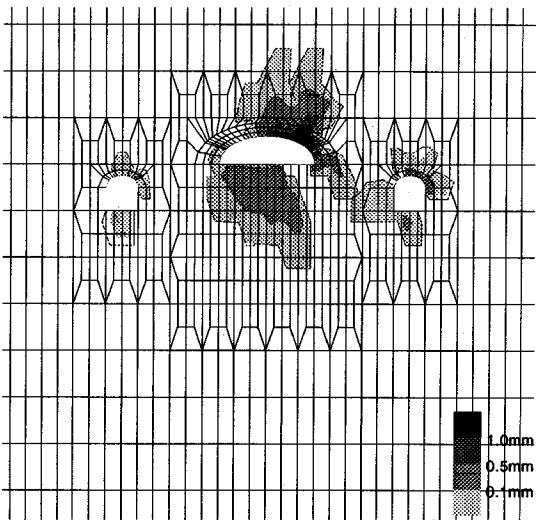


図-16 右落ちのジョイントの開口変位分布 (アーチ)

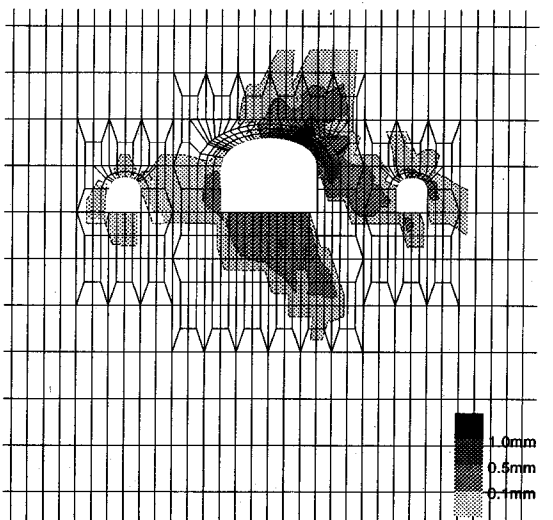


図-18 右落ちのジョイントの開口変位分布 (第3ベンチ)

ジョイントの変形領域に影響を与えている。例えば、放水路(右)側の両ジョイントセットの摩擦角が水圧管路(左)側のそれより小さいということに起因して、ジョイントが変形している領域は水圧管路(左)側より放水路(右)側が大きい。

また、大河内発電所の地下発電所空洞掘削では図-4に示した計測点 CE6-1 (地下発電所空洞と放水路側併設トンネルの間) から約 22m 離れた位置におけるボーリング孔において、BTV による孔内壁面の観察を行っている。その観察結果より求めた、各掘削段階における

ジョイントの累計開口変位量を図-23に示した。この計測結果と本解析の結果を直接比較するため、同じ計測線に沿って、解析により求めたジョイントの開口変位量を積分することにより累計開口変位量を求め、結果を図-24に示した。図-23において、最初に開口変位量の顕著な増加が認められたのは、第3ベンチ掘削における空洞側壁から5.0mの範囲である。第4ベンチ掘削から第7ベンチ掘削までの段階では開口変位量の大きな変化はなく、その後、空洞側壁から2~14mの範囲にわたってジョイントが開口している。特に、側壁から6~9mの

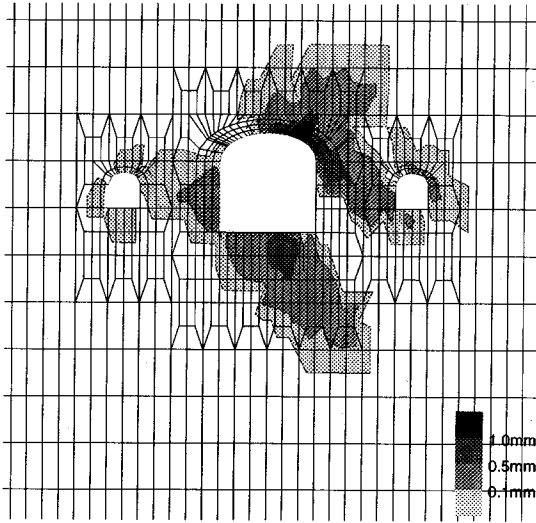


図-19 右落ちのジョイントの開口変位分布 (第5ベンチ)

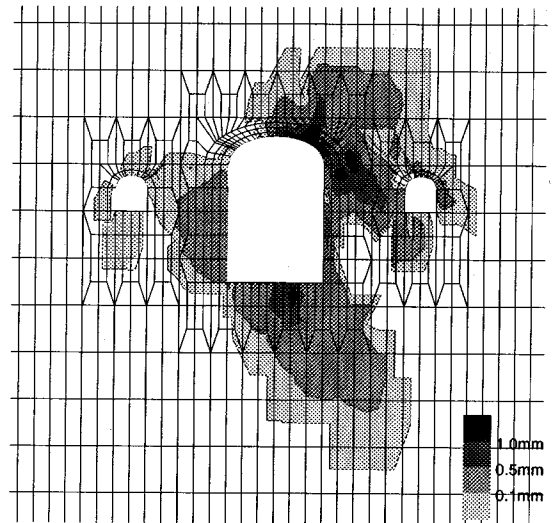


図-21 右落ちのジョイントの開口変位分布 (第9ベンチ)

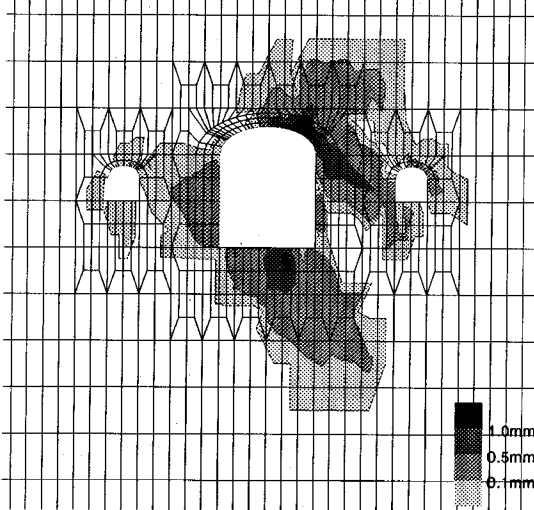


図-20 右落ちのジョイントの開口変位分布 (第7ベンチ)

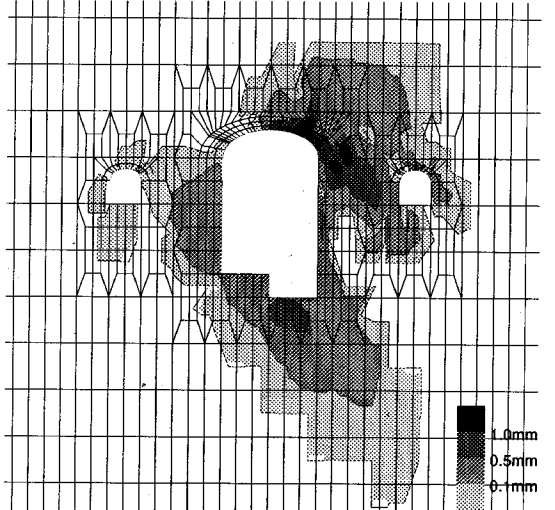


図-22 右落ちのジョイントの開口変位分布 (第10ベンチ)

間でジョイントの開口が顕著である。一方、解析では第3ベンチの掘削、及び第5ベンチの掘削で空洞側壁から9mの範囲においてジョイントの開口変位量が顕著に増加しており、その後は空洞側壁から15mの範囲でジョイントの開口変位量は漸増している。観察結果と解析結果を比較すると、観察では累計開口変位量は第7ベンチ掘削後まではそれほど大きくなく、それ以降に増大しているが、解析では累計開口変位量は第7ベンチ掘削後にすでに25mmにおよんでおり、計測結果と差がある。この原因として、掘削の3次元性やクリープなどの時間

依存的な現象が生じていることが考えられる。

掘削最終段階における壁面での累計開口変位量の計測値は約50mmと報告されている。これに対して解析結果は約30mmであり、両者には約20mmの差がある。後述する壁面での岩盤の地中変位量は実測値が約68mm、解析結果が約65mmであり、これより岩盤の基質岩盤部分の変形による変位量は実測結果では18mm、解析結果では35mmということになる。解析結果は基質岩盤の弾性係数を $E=60,000 \text{ kgf/cm}^2$ として計算したものであり、この値を大きくすれば基質岩盤の変形による変

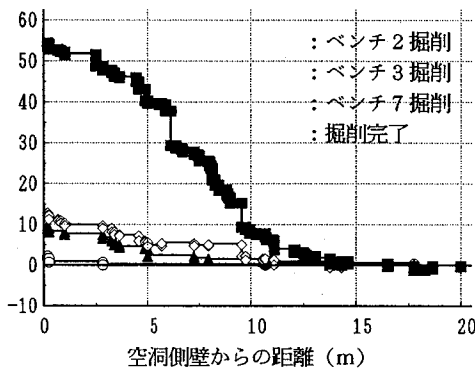


図-23 岩盤亀裂の累計開口変位量 (計測結果) ¹⁶⁾

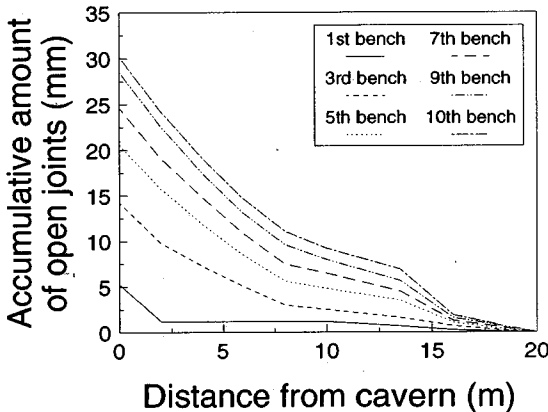


図-24 卓越ジョイントの累計開口変位量 (解析結果)

位量は小さくなるが、ジョイントの開口による変位量は、例えば、ジョイントの寸法を大きくしてもほとんど変わらず、トータルの変位量は実測値より、はるかに小さい値になってしまう。

この解析手法においてジョイントとして取り扱っているのは影響の大きい卓越するジョイントのみであり、それ以外の小さいものについては連続体部分でカバーされている。平板載荷試験による弾性係数 (C_H 級で $240,000 \text{ kgf/cm}^2$, C_M 級で $66,000 \text{ kgf/cm}^2$) が基質岩盤の弾性係数として用いた値、 $60,000 \text{ kgf/cm}^2$ より大きいことを考えれば、このことは容易に理解されよう。実測値の精度や全てのジョイントの開口変位を計測しているかなどについては不明な点もあるが、計測結果から、解析で取り扱われている卓越ジョイントの開口変位量のみを抽出することが出来れば、解析結果と計測結果を比

較することの意味が増すものと考えられる。本解析結果では、トータルの壁面変位量 65 mm のうち、卓越ジョイントによる成分が 30 mm 、基質岩盤の変形成分が 35 mm となっている。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 $60,000 \text{ kgf/cm}^2$ としたが、実際に連続体として挙動する部分の弾性係数を $120,000 \text{ kgf/cm}^2$ とすれば、基質岩盤の変形 35 mm の成分の内、連続体的変形成分が 18 mm 、マイクロクラックなど卓越ジョイント以外の不連続面の変形成分が 17 mm 、つまり不連続面による変形成分が 30 mm (卓越ジョイント) $+ 17 \text{ mm} = 47 \text{ mm}$ と算定され、計測値と整合すると考えられる。いずれにしても、計測精度の向上とジョイントの開口量の選別が望まれる。

(2) 地中変位量

図-4で示された計測機器設置点に相当する箇所での、岩盤の地中変位量の解析結果を各掘削段階ごとに計測結果と併せて図-25 から図-50に示した。ここ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を $E=120,000 \text{ kgf/cm}^2$ とした場合の解析結果も併せて示した。

まず、図-25から図-30に、計測ポイント CE6-1(放水路側)における空洞側壁からの距離と岩盤の地中変位量の関係を示した。解析では第3ベンチ(図-26)、つまり計測点のすぐ横のベンチを掘削した時にやや大きな変位が生じ、第9ベンチ掘削後(図-29)まで漸増している。これは解析において第5ベンチ掘削までは、左落ち(流れ目)のジョイントのみがCE6-1測線の壁面近傍において変形していたのに対し(図-12)、それ以降の空洞掘削では、CE6-1測線の壁面近傍において、右落ち(さし目)のジョイントも変形を生じたため(図-20)、変位が増加したと思われる。

図-31から図-36には、計測ポイント CE6-2(放水路側)における併設トンネル側壁からの距離と岩盤の地中変位量の関係を示した。ここでは、第1ベンチ掘削後に右落ちのジョイントが変形を生じ、全断面掘削まで変形したのはこのジョイントだけであり、応力変化量も発電所空洞周辺に比べれば小さいため、岩盤の変位の増加は穏やかで、特に不安定な挙動は見受けられないが、水圧管路側の併設トンネル側壁のそれ(CE7-2)と比べると、やや変位が大きい。

CE6-1とCE6-2の解析結果と計測結果を比較すると、基質岩盤の弾性係数を $E=60,000 \text{ kgf/cm}^2$ とした場合、解析と計測における最終変位量はほぼ等しいが、各掘削段階ごとでは若干の差がある。これは、前節で述べた理由と同様、掘削の3次元性やクリープなど時間依存的な挙動が生じていることに起因しているものと思われる。解析結果の変位が掘削の進行と同時に増加しているの

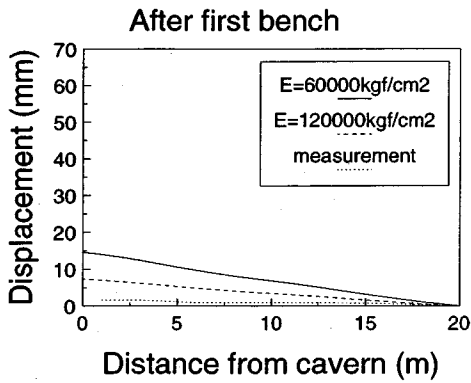


図-25 地中変位 (第1ベンチ,CE6-1)

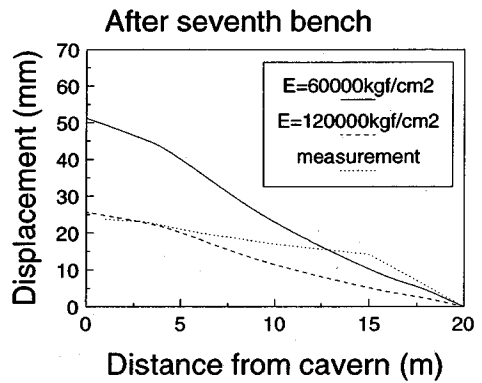


図-28 地中変位 (第7ベンチ,CE6-1)

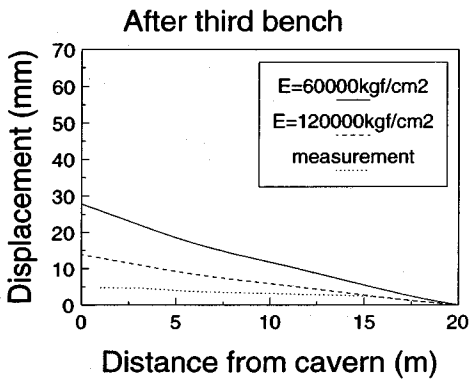


図-26 地中変位 (第3ベンチ,CE6-1)

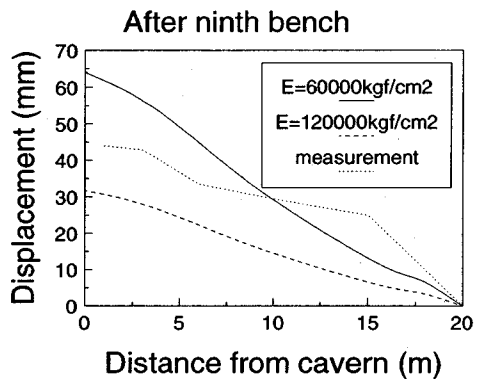


図-29 地中変位 (第9ベンチ,CE6-1)

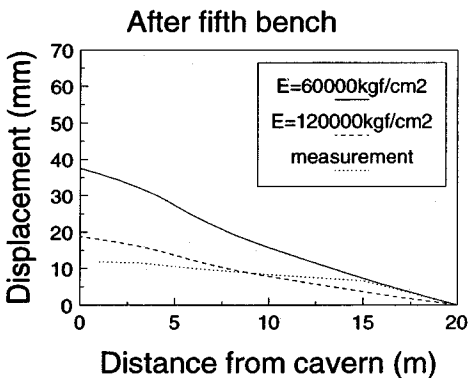


図-27 地中変位 (第5ベンチ,CE6-1)

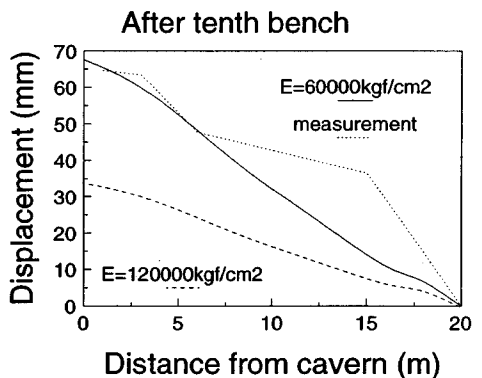


図-30 地中変位 (第10ベンチ,CE6-1)

に対し、計測結果の変位はそれよりやや遅れて増加している。

次に、計測ポイント CE7-1(水圧管路側)における空洞側壁からの距離と岩盤の地中変位量の関係を図-37から図-42に示した。解析では、掘削ベンチ(第5ベンチ, 図-39)が計測点を通過したところで、急激に地中変位量が増加している。解析におけるジョイントの挙

動は、CE7-1 測線周辺では第3ベンチ(図-38)までとして右落ち(流れ目)のジョイントのみが変形しているが(図-18)、それ以降は左落ち(さし目)のジョイントも CE7-1 測線周辺の空洞近傍において変形している(図-12)。特に、第3ベンチまでのジョイントが変形した領域は CE7-1 測線周辺でありあまり広くないが(図-17)、それ以降はその領域が広がり、併設トンネル周辺まで広

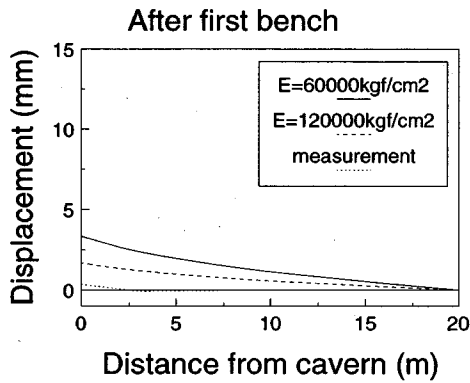


図-31 地中変位 (第1ベンチ,CE6-2)

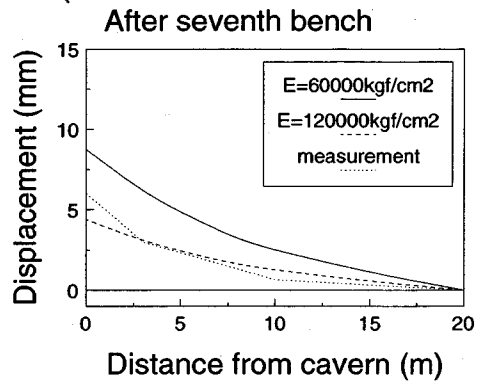


図-34 地中変位 (第7ベンチ,CE6-2)

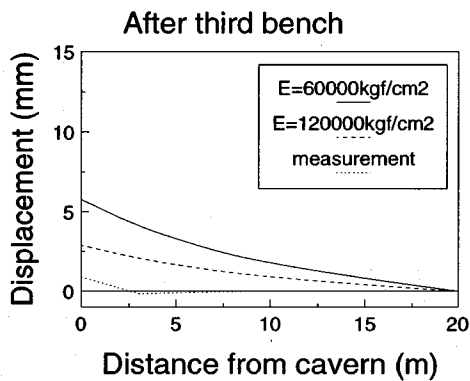


図-32 地中変位 (第3ベンチ,CE6-2)

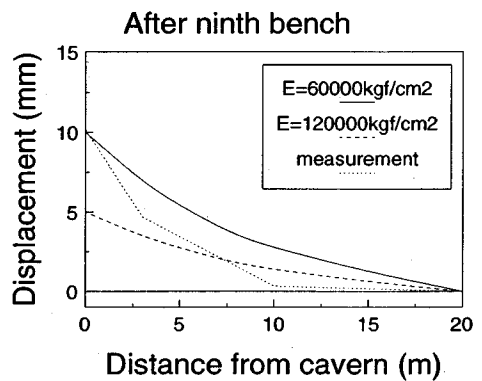


図-35 地中変位 (第9ベンチ,CE6-2)

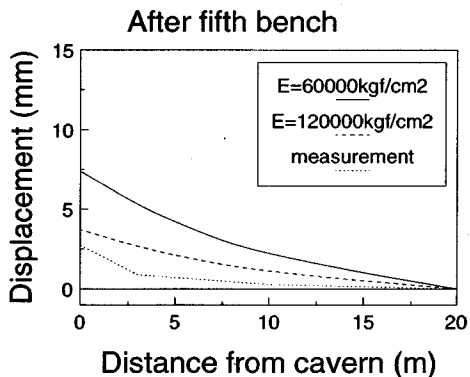


図-33 地中変位 (第5ベンチ,CE6-2)

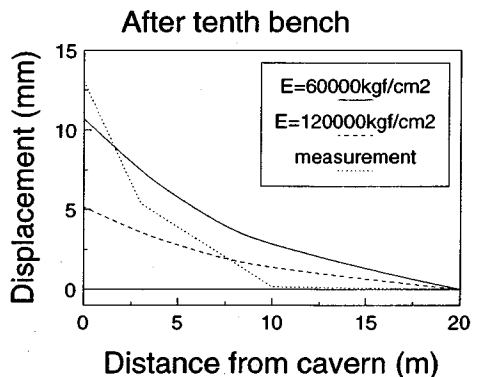


図-36 地中変位 (第10ベンチ,CE6-2)

がっている(図-18)。これにともない、第5ベンチ以降の岩盤の地中変位量は大きく増加している。

図-43から図-48には、計測ポイントCE7-2における併設トンネル側壁からの距離と岩盤の地中変位量の関係を示した。ここも計測ポイントCE6-2と同様、CE7-2測線周辺で流れ目(右落ち)のジョイントしか変形し

ていないため、変位の増加は穏やかで特に不安定な挙動は見受けられない。

CE7-1とCE7-2の解析結果と計測結果を比較すると、基質岩盤の弾性係数を $E=60,000 \text{ kgf/cm}^2$ とした場合、各掘削ベンチごとの岩盤変位量は2倍程度の開きが見られるが、基質岩盤の弾性係数を $E=120,000 \text{ kgf/cm}^2$

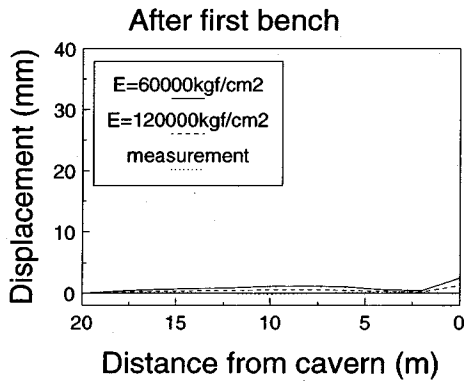


図-37 地中変位 (第1ベンチ,CE7-1)

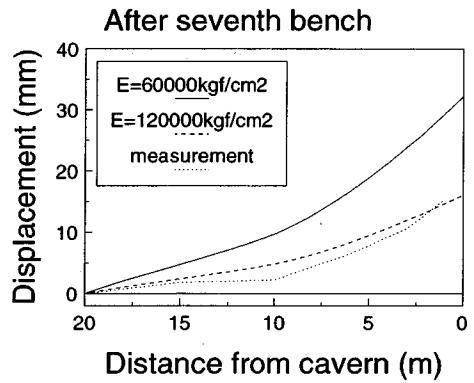


図-40 地中変位 (第7ベンチ,CE7-1)

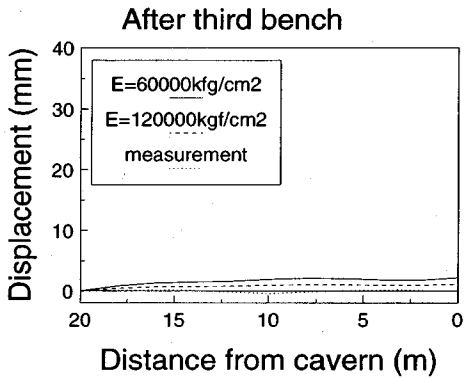


図-38 地中変位 (第3ベンチ,CE7-1)

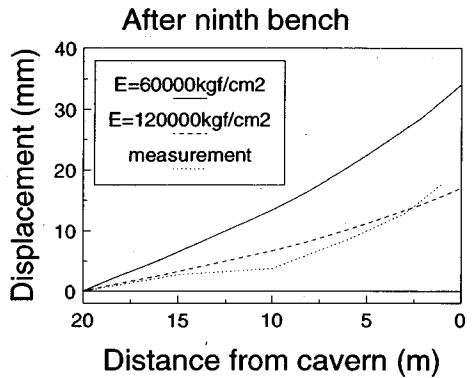


図-41 地中変位 (第9ベンチ,CE7-1)

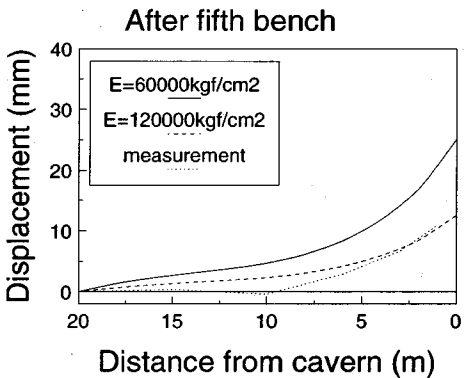


図-39 地中変位 (第5ベンチ,CE7-1)

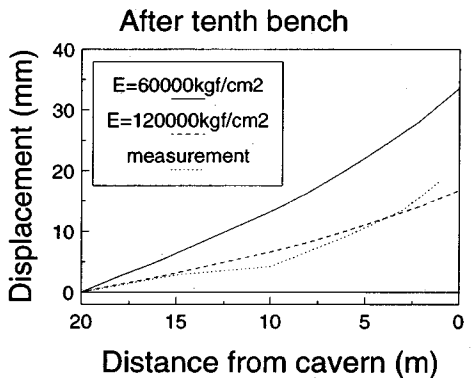


図-42 地中変位 (第10ベンチ,CE7-1)

とすると、解析結果と計測結果はほぼ一致している。これは、岩盤に実挙動を再現させるための基質岩盤の弾性係数は放水路側と水圧管路側で異なることを示唆している。前述の通り、地下発電所周辺の岩盤状態が放水路側と水圧管路側で異なっているため、本解析では放水路側と水圧管路側でジョイントのパラメーターに限り、異なる

ものを用いて計算を行った。しかしながら、以上の解析結果に従って考察すれば、放水路側と水圧管路側では考慮されていない非卓越ジョイントの密度などに差があり、その結果、用いるべき基質岩盤の弾性係数の値が異なっているものと考えられる。

さらに、計測ポイント CE1 におけるアーチ部掘削後

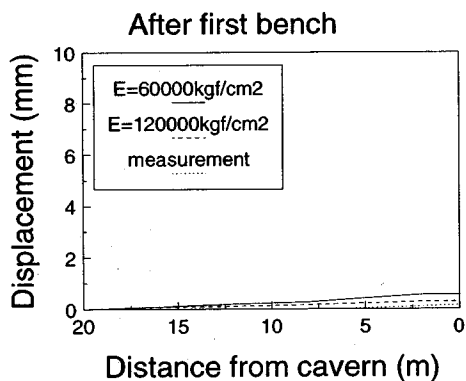


図-43 地中変位 (第1ベンチ,CE7-2)

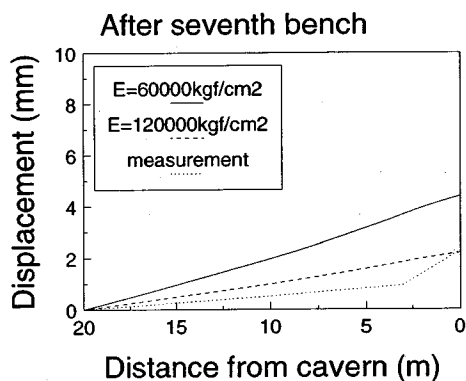


図-46 地中変位 (第7ベンチ,CE7-2)

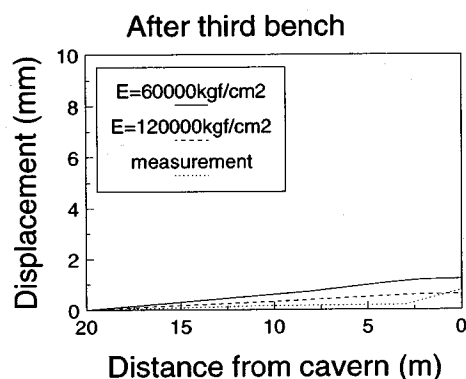


図-44 地中変位 (第3ベンチ,CE7-2)

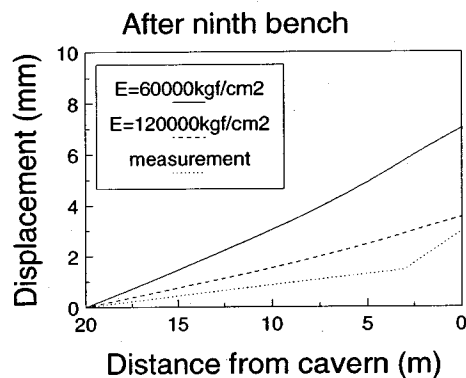


図-47 地中変位 (第9ベンチ,CE7-2)

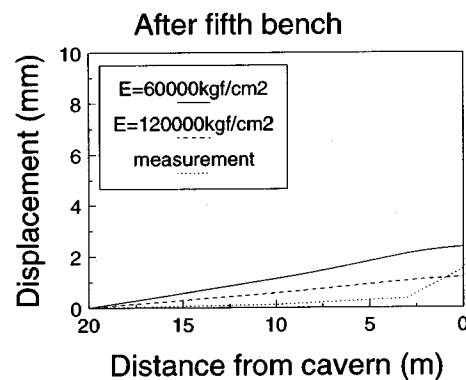


図-45 地中変位 (第5ベンチ,CE7-2)

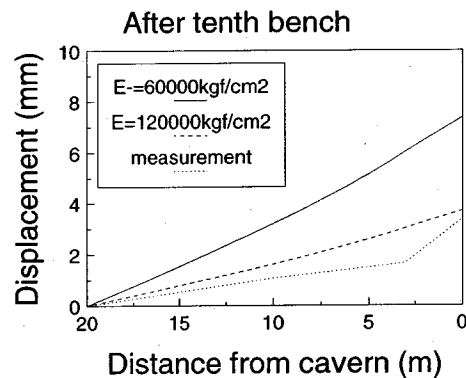


図-48 地中変位 (第10ベンチ,CE7-2)

と全断面掘削後の、空洞天端部からの距離と岩盤の地中変位量の関係を図-49と図-50に示した。解析ではアーチ部掘削後、岩盤は空洞天端からほぼ20mの範囲で鉛直下向きに変位しており、空洞から17m付近で変位量の増加がみられる。これは、空洞天端近傍17mの範囲において右落ちのジョイントが変形を生じていることに

起因している(図-16～図-22)。さらに、5m付近で変位の急増がみられるが、これは空洞天端近傍5mの範囲において右落ちと左落ちの両者のジョイントが変形を生じているためである(図-9、図-16)。計測結果と解析結果を比較すると、基質岩盤の弾性係数として $E=60,000 \text{ kgf/cm}^2$ と $E=120,000 \text{ kgf/cm}^2$ の中間値を用いるとほ

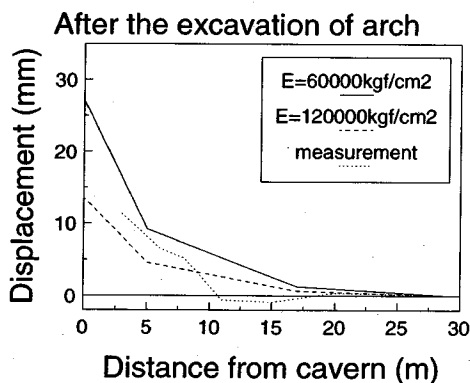


図-49 地中変位 (アーチ部,CE1)

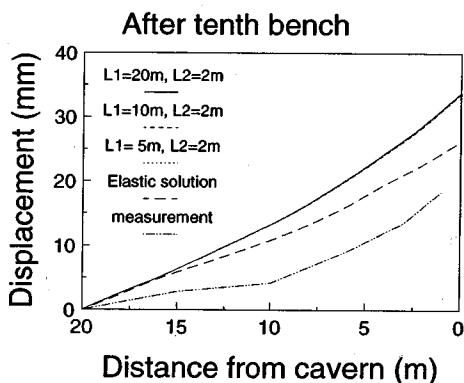


図-52 最終地中変位 (L1 変化,CE7-1)

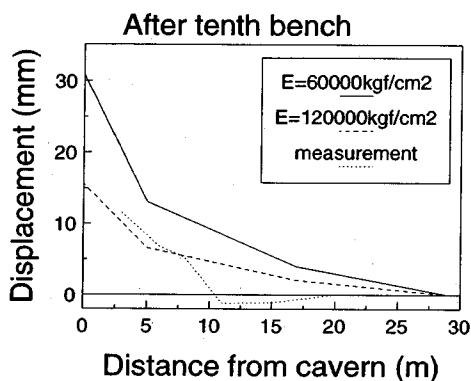


図-50 地中変位 (第10 ベンチ,CE1)

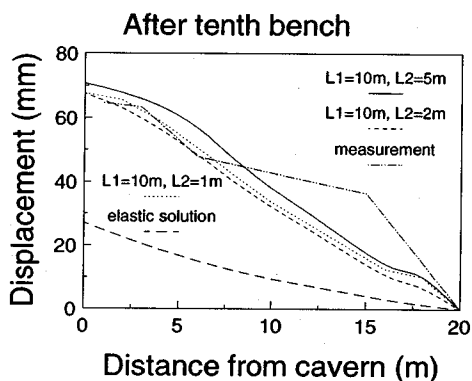


図-53 最終地中変位 (L2 変化,CE6-1)

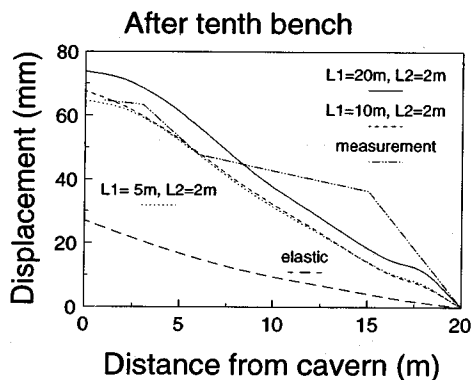


図-51 最終地中変位 (L1 変化,CE6-1)

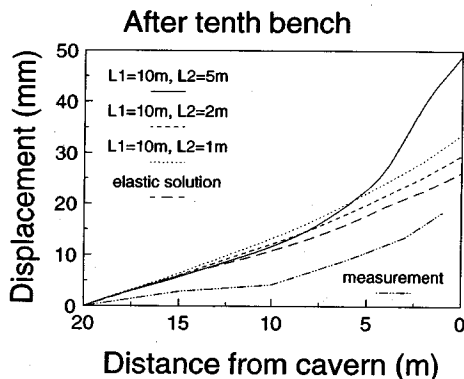


図-54 最終地中変位 (L2 変化,CE7-1)

は合致するものと思われる。計測結果、解析結果ともアーチ部掘削後のベンチ掘削では変位の増加はほとんどみられず、アーチ部掘削後と全断面掘削後で変位の差がない。このことは大規模地下空洞掘削における一般的傾向と合致している。

$E=60,000 \text{ kgf/cm}^2$ のもとで水圧管路側の2つのジョ

イントセットのジョイントの有効長さ(L2)を一定とし、放水路側の2つのジョイントセットのジョイントの有効長さ(L1)のみを変化させた場合の岩盤の最終地中変位量を図-51と図-52に、逆に、放水路側の2つのジョイントセットのジョイントの有効長さ(L1)を一定とし、水圧管路側の2つのジョイントセットのジョイントの有

効長さ (L2) のみを変化させた場合の岩盤の最終地中変位量を図-53と図-54に、それぞれジョイントを含まない弾性解と併せて示した。当然のことながら、水圧管路側の計測点 CE7-1 では L1 のみを変化させても影響がなく、図では全ての解析結果が同一線上にプロットされているが、放水路側の計測点 CE6-1 では L1 を変化させると岩盤変位量が変化している。ただし、L1 を変化させても放水路側の岩盤変位量の変化の割合が小さいことから、これ以上に L1 を大きくしても放水路側の岩盤変位量はあまり変化しないものと思われる。つまり、これは $E=60,000 \text{ kgf/cm}^2$ のもとにおける、放水路側の岩盤変位量の上限值と解釈できる。一方、放水路側の計測点 CE6-1 では L2 のみを変化させてもほとんど影響がないが、水圧管路側の計測点 CE7-1 では L2 を変化させると岩盤変位量が変化している。L1 一定のもとで L2 を 5m とした場合、岩盤変位量の変化は 2つのジョイントセットがともに変形している空洞側壁周辺で著しい。しかしながら、L2 が 2m 以下の場合あまり変化がなく、これらの解はジョイントのない弾性解 (下限値) に近い。しかも、計測結果がジョイントを含まない弾性解よりも小さいことから、水圧管路側では、基質岩盤の弾性係数を $E=60,000 \text{ kgf/cm}^2$ よりも大きくとらねばならないものと思われる。これも、前述の検討と同様、岩盤に実挙動を再現させるための基質岩盤の弾性係数は、放水路側と水圧管路側で異なる値を用いるべきことを示唆している。

以上をまとめると、岩盤の地中変位量、及びジョイントの変形量に関しては、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、応力解放量・解放方向、及びジョイントの幾何学的・力学的条件が大きく影響していることがわかる。基質岩盤の弾性係数が小さい場合や掘削断面が大きく、広範囲にわたって応力解放がみられる付近では、岩盤の地中変位量、及びジョイントの変形量が大きい。また、ジョイントの変形時期は、ジョイントの傾斜と初期応力状態に影響を受け、掘削が進むにつれて異なるジョイントセットの変形挙動が生じる。ジョイントの変形にともない、岩盤もその変形特性が変化して変形しやすくなり、大きな変位を生じる。応力状態も岩盤内のジョイントが変形したか否かに強く依存しており、岩盤の変形特性が変化すると応力状態も変化する。この他にも、ジョイントの変形量はジョイントの有効長さ、そしてジョイントの変形時期はジョイント面の摩擦角にも依存する。以上は本解析結果が示唆する事項であるが、その信頼性は当然、今後の検証に依存する。

(3) PS アンカーの軸力

最後に、図-4で示された計測機器設置点での、掘削に

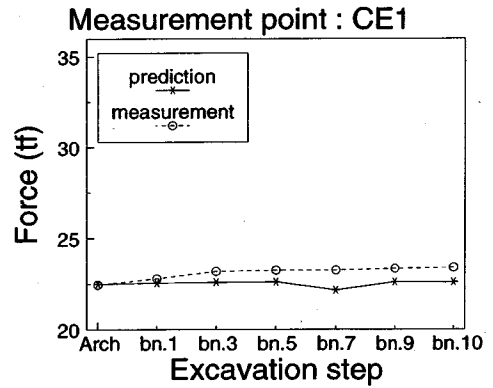


図-55 PS アンカーの軸力 (CE1)

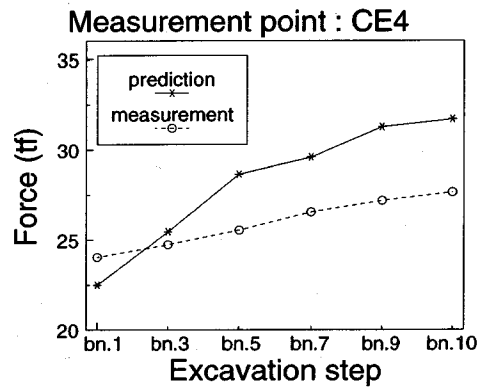


図-56 PS アンカーの軸力 (CE4)

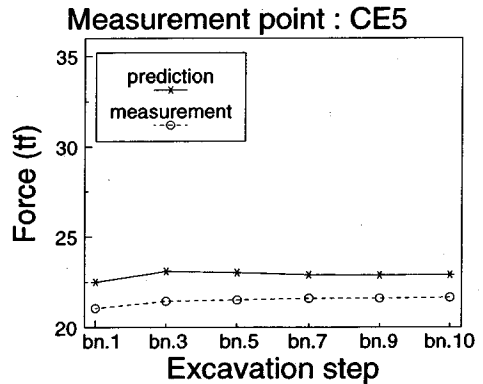


図-57 PS アンカーの軸力 (CE5)

伴う PS アンカーの軸力の変化を計測結果と併せて図-55から図-61に示す。いずれの場合も、前述の通り、PS アンカーのストランド一本あたりの初期導入力は 22.5t である。

計測点 CE1 では打設後、ほとんど軸力が増加してお

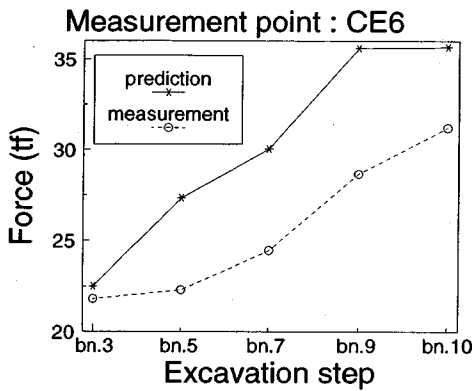


図-58 PS アンカーの軸力 (CE6)

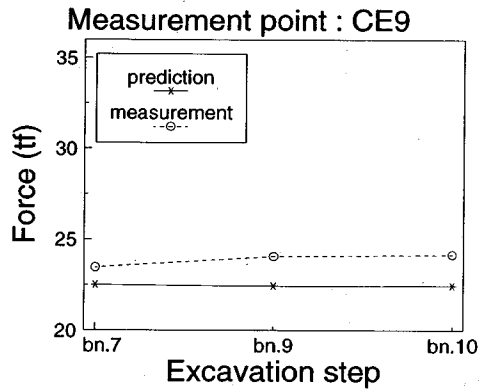


図-61 PS アンカーの軸力 (CE9)

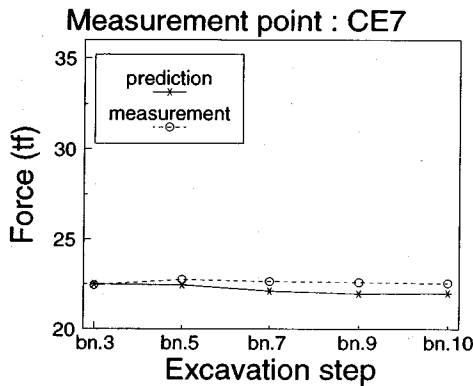


図-59 PS アンカーの軸力 (CE7)

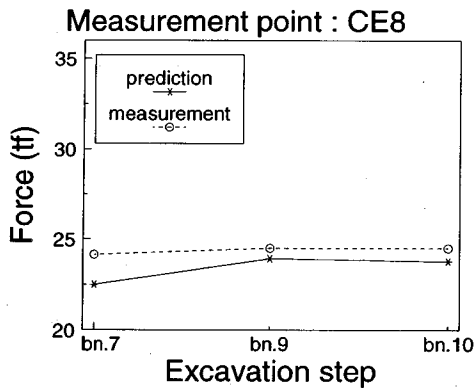


図-60 PS アンカーの軸力 (CE8)

らず、計測結果と良く一致している。

放水路側にある計測点 CE4, CE6, CE8 での PS アンカーの軸力は CE8 を除いて大きく増加している。解析の対象としている C 断面は、アーチ部の掘削開始当初から放水路側肩部において最大せん断ひずみが約 6m 幅に

わたって限界値を越える不安定領域が発生しており、加えて地質状況もかなり悪いことが掘削中に判明したため、放水路側肩部に PS 工を 2 列増し打ちしている¹⁰⁾。CE4 と CE6 で解析結果が計測結果より大きくなったのはこれが原因である可能性がある。CE8 では軸力がほぼ横ばいで計測結果と一致している。

一方、水圧管路側にある計測点 CE5, CE7, CE9 での PS アンカーの軸力はいずれの場合もほぼ横ばい、あるいは若干減少しているが、これらも計測結果と良く一致している。

5. まとめ

本研究では、吉田・堀井が開発したマイクロメカニクスに基づく不連続性岩盤に対する連続体モデル (MBC モデル) を用いて関西電力の大河内発電所の地下発電所空洞掘削解析を行った。

開発した解析手法の特徴としては、まず、本解析手法は個々のジョイント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傾斜やジョイントの有効長さ・平均間隔の情報を入力データとして直接、解析に反映することが出来る。また、解析結果として、空洞側壁のはらみ出しなどの変形量だけでなく、同時にジョイントの開口変位量の分布を与えるものである。従来の解析手法ではジョイントの開口変位量は求まらず、例えば前章で示したような、計測による岩盤亀裂の累計開口変位量 (図-23) と解析結果 (図-24) との比較は不可能である。本解析手法により、ジョイントの開口変位量を計測値と直接比較できるようになったとはいうものの、解析では、比較的影響の小さいジョイントの変形を連続体部分である基質岩盤の変形に含めて取り扱っている。このため、解析結果と計測結果を比較するためには、連続体の変形に対して、連続体的変形成分と解析では考慮

しない非卓越ジョイントの変形成分の評価などの解析を行うことが必要である。報告されているジョイントの開口変位量の計測値はボアホールテレビによる画面上で測ったものであり、解析結果と計測結果との比較をより意味のあるものにするためには、その精度の確認と計測しているジョイント開口変位の類別が必要であろう。今後、ジョイントの開口変位量を高精度で計測する手法を導入し、その計測結果と本解析手法の結果とを比較することが望まれる。

本論文では、地質調査結果等と比較して妥当であると考えられる範囲の入力パラメータを用いて解析を行ない、どこまで計測された岩盤挙動を再現し得るかを調べた。本解析手法により、計測された岩盤の複雑な挙動を再現できることを確認したが、このことは必ずしも本解析手法が岩盤挙動のメカニズムを全て捉えているとは限らず、今後も妥当性検証の努力を続ける必要がある。

付記：本研究の一部は、文部省科学研究費補助金(奨励研究 課題番号 07750567, 研究代表者:吉田秀典)の助成を得て行った。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.426-430, 1995
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) Cai, M. and Horii, H.: A constitutive Model of Highly Jointed Rock Masses, *Mechanics of Materials*, 13, pp.217-246, 1992.
- 6) Cai, M. and Horii, H.: A Constitutive Model and FEM Analysis of Jointed Rock Masses, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.30, No.4, pp.351-359, 1993.
- 7) 原田稔, 片山武, 矢田篤: 大河内水力発電所地下発電所空洞の設計と施工, 電力土木, No.230, pp.46-57, 1991.
- 8) 打田靖夫, 内藤栄康, 石田毅, 金川忠, 浦山克, 中村隆浩: 空洞掘削過程における周辺岩盤の挙動測定, 土木学会第46回年次学術講演会講演概要集, III-297, pp.616-617, 1991.
- 9) 中村隆浩, 浦山克, 打田靖夫, 内藤栄康, 中川加明一郎, 宮腰勝義: 大規模地下空洞掘削に伴うゆるみ計測について, 土木学会第46回年次学術講演会講演概要集, III-298, pp.618-619, 1991.
- 10) 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.
- 11) 打田靖夫, 原田俊之, 金川忠, 中川加明一郎, 浦山克, 中村隆浩, 石田毅: 地下発電所空洞掘削における側壁岩盤の挙動, 第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.316-320, 1992.
- 12) 中村隆浩, 浦山克, 打田靖夫, 原田俊之, 金川忠, 宮腰勝義, 石田毅: 孔内亀裂進展から見た大規模地下空洞掘削時の岩盤挙動, 第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.321-325, 1992.
- 13) 中村隆浩, 浦山克, 打田靖夫, 前田稔: 大規模地下空洞掘削に伴う周辺岩盤の弾性波速度低下について, 土木学会第47回年次学術講演会講演概要集, III-70, pp.182-183, 1992.
- 14) 石田毅, 金川忠, 打田靖夫, 浦山克: AEの断層面解析による地下発電所空洞掘削時の岩盤挙動の検討 第25回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.191-195, 1993.
- 15) 打田靖夫, 原田俊之, 前田稔, 浦山克, 平川芳明: 大規模地下空洞掘削過程における不連続性岩盤の挙動, 第25回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.336-340, 1993.
- 16) 打田靖夫, 吉田次男, 浦山克, 平川芳明: 空洞掘削時の岩盤不連続面の進展性状に関する一考察, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.713-718, 1994.
- 17) 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の挙動の検討, 土木学会論文集, No.517/III-31, pp.31-41, 1995.
- 18) 宮腰勝義, 伊藤久敏: 大河内揚水地点の地質, 建設工事に伴う地質工学的検討, 電力中央研究所報告, U93504, 1993.
- 19) 例えば, 不連続性岩盤と構造物に関する研究報告書:(社)地盤工学会, pp.77-86, 1995.
- 20) 吉田秀典, 堀井秀之: 破壊するジョイントを含む岩盤の構成式とFEM解析, 第25回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.91-95, 1993.
- 21) Yoshida, H. and Horii, H.: A Constitutive Equation and FEM Analysis of Rock Masses Containing Fracturing Joints, *Proc. The 8th Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Vol.2, pp.1717-1722, 1994.
- 22) Horii, H. and Yoshida, H.: Constitutive Modeling of Rock Masses Containing Fracturing Joints and Analysis of Large-scale Excavation, *Proc. The 1st North American Rock Mechanics Symposium*, pp.681-688, 1994.
- 23) 平川芳明, 浦山克, 打田靖夫, 吉田次男, 金川忠: 大規模地下空洞掘削時のゆるみ領域の進展に関する一考察, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.695-700, 1994.

(1995. 6. 13 受付)

ANALYSIS OF THE EXCAVATION OF UNDERGROUND POWER HOUSE AT THE OKAWACHI POWER STATION BY MICROMECHANICS-BASED CONTINUUM MODEL AND COMPARISON WITH MEASURED DATA

Hidenori YOSHIDA, Hideyuki HORII and Yasuo UCHIDA

As an analytical method to solve the mechanical behavior of jointed rock mass, a micromechanics-based continuum model of rock mass (MBC model) is proposed by H.Yoshida and H.Horii. The distinctive features of the MBC model are the followings: it can grasp the behaviors of joint; the informations on dominant joint sets such as strike and dip are employed as direct input data for the analysis; the opening and sliding displacement across joints are obtained as numerical results. To examine the performance of the proposed method, the excavation of the Okawachi power station cavern constructed by The Kansai Electric Power Co., Ltd. is analyzed and results are compared with measurement data in the present study.