

節理の破壊を考慮したひずみ軟化解析手法と 大規模地下空洞掘削への適用

田坂嘉章¹・宇野晴彦¹・大森剛志¹・工藤奎吾²

¹正会員 工修 東電設計株式会社 技術開発本部 (〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3)

²正会員 工博 東京電力株式会社 葛野川水力建設所 (〒409-0617 山梨県大月市猿橋町殿上195)

本研究では、節理などの不連続面が多数介在する不連続性岩盤における大規模地下空洞掘削時の異方的な岩盤挙動を予測・評価するため、任意の一方向に卓越する節理の破壊を考慮した等価連続体解析手法を提案した。本手法は、岩盤の強度・変形異方性に加え、ひずみ軟化挙動を考慮できることが特徴であり、これを幾つかの節理群が存在する堆積岩系および火成岩系の不連続性岩盤における空洞形状、土被りが異なる既設地下発電所空洞の掘削解析に適用した。その結果、本手法が不連続性岩盤における大規模地下空洞掘削時の異方的な岩盤および支保の挙動を概ね再現できることを確認した。

Key Words : jointed rock masses, anisotropic, joint failure, strain-softening, excavation, FEM

1. はじめに

地下発電所空洞のような大規模地下空洞の合理的設計および施工時の安全性確保のためには、空洞掘削時の岩盤および支保の挙動予測が重要である。節理などの不連続面が多数介在する不連続性岩盤内の地下空洞の掘削において、卓越する不連続面群の存在が岩盤挙動に大きく影響を及ぼし、異方性の強い空洞側壁部のはらみ出し現象やPS工軸力および覆工応力などの支保挙動の異方的な現象が現れる^{1)~3)}。また、地下発電所空洞は、大規模化、大深度化の傾向にあり、高地圧下の空洞周辺岩盤には塑性領域⁴⁾が発生することがある。こうした大規模地下空洞掘削時の岩盤および支保の挙動を精度良く予測するためには、不連続面の介在に伴う岩盤の異方性と破壊後の挙動を考慮できる解析手法が必要である。

不連続性岩盤を扱う解析手法は、個々の不連続面をジョイント要素などで陽にモデル化するものと、不連続面を含む岩盤を等価な連続体に置き換えるものに大別される。後者の等価連続体解析手法は、不連続面が多数介在する岩盤において、不連続面の分布や性状などの幾何学および力学特性を評価する上で実務的に有効である。このような解析手法における岩盤のモデル化として、Singh⁵⁾は岩盤を構成する

不連続面と岩盤基質部のコンプライアンスを重ね合わせる手法を示した。北條ら⁶⁾はSinghの手法と類似するコンプライアンス法にロックボルトの効果を付加したEQRモデルを提案した。Odaら⁷⁾はクラックテンソルを用いて、京谷ら⁸⁾は損傷テンソル理論により不連続面群をテンソル量で表現した。吉田と堀井⁹⁾はマイクロメカニクスに基づく連続体理論により不連続面のすべりと開口を考慮できるMBCモデルを提案した。しかし、これらの岩盤モデルを用いた、地下空洞掘削の解析は、主に岩盤の変形挙動に着目して解析手法の適用性が検討されており、安定性評価を行う上で重要な岩盤内応力および支保挙動を検討した事例は少ない。この理由は、①岩盤の破壊メカニズムについて不明な点が多いため、破壊現象およびそれに伴う応力再配分が岩盤モデルに反映されていないこと、②実際の岩盤応力の計測が稀であり、岩盤変位計測に比べ計測原理・精度などから応力計測の信頼度が低いこと、などが考えられる。

本研究の目的は、不連続性岩盤における大規模地下空洞掘削時の異方的な岩盤変形挙動のみならず、岩盤内応力変化および支保挙動を精度良く予測することである。そのために、既往の実験的研究事例に基づいて不連続面と岩盤基質部のそれぞれの破壊現象を含めた力学特性を反映させることによって、変

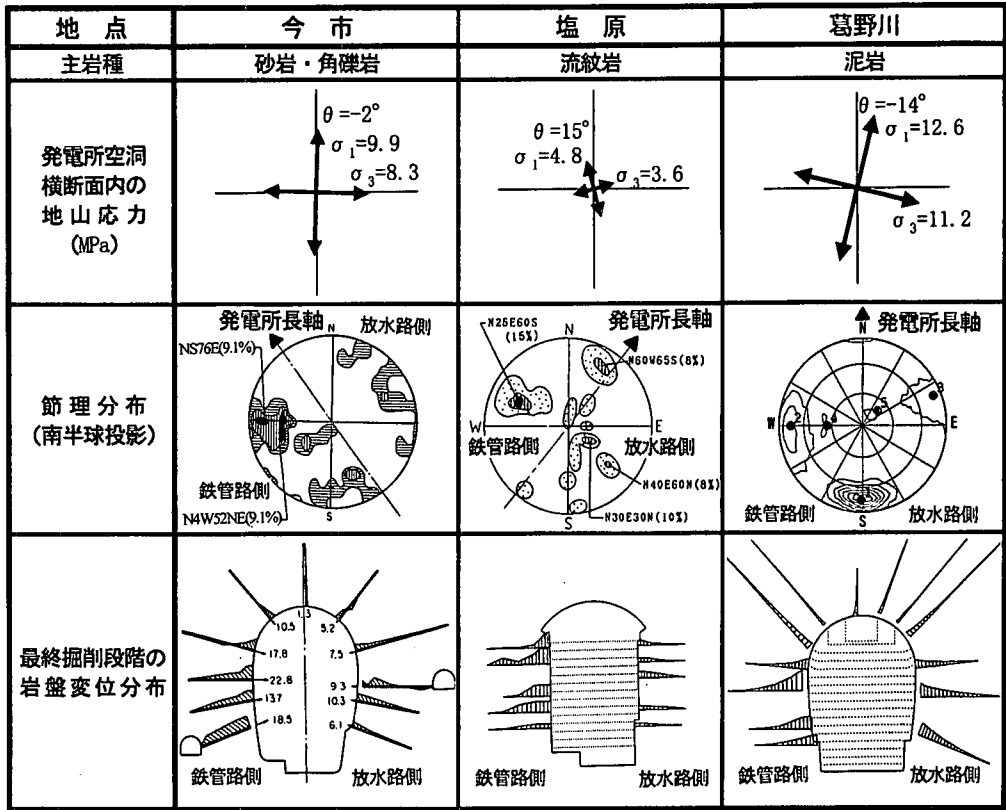


図-1 不連続性岩盤における既設地下発電所地点の地山応力、節理分布および最終掘削段階の岩盤変位分布 (文献^{1)~3)}を修正・加筆)

形・強度の異方性およびひずみ軟化特性を考慮できる岩盤モデルを考案した。この岩盤モデルを有限要素解析プログラムに組み込み、任意の一方向に卓越する節理の破壊を考慮した等価連続体解析手法¹⁰⁾を提案した。

本論文では、岩盤モデルの定式化において、マイクロメカニクスに基づく連続体理論⁹⁾により新たに理論展開を行い、既往論文¹⁰⁾で提案した直交異方性体理論に基づく構成則と同じものを誘導した。これにより、理論的には、複数個の不連続面群を考慮できることを示した。解析手法の適用性を検討するため、既往論文¹⁰⁾では、幾つかの卓越する節理群が存在する堆積岩系岩盤における地下発電所空洞の掘削を解析し、主として岩盤変位計測結果との比較検討に着目した。本論文では、不連続面と岩盤基質部の破壊現象を考慮できる本手法の特徴を生かし、計測された支保作用力と岩盤内応力についても比較検討を追加した。さらに、上記の堆積岩系岩盤の地下空洞とは異なる空洞形状および地山応力条件下での火成岩系岩盤を対象として、同様の比較検討を実施し、他地点での解析手法の適用性を検討した。

2. 実岩盤の理想化と不連続面を有する岩石供試体の力学的挙動

(1) 不連続性岩盤の理想化

図-1に不連続性岩盤における既設地下発電所地点^{1)~3)}の地山応力、節理分布および最終掘削段階の岩盤変位(計測線方向の相対変位)分布を示す。いずれの地点でも、空洞側壁の変位分布は鉄管路側が放水路側に比べて変位量が大きく、左右で非対称な変形挙動が認められる。この変形挙動は、いずれの地点でも、地山応力が概ね等方応力状態に近いことから、発電所長軸に平行な幾つかの節理群に起因する岩盤の異方性が影響していると考えられる。文献²⁾³⁾では、空洞掘削時の地質調査結果と岩盤変位計測結果とを照らし合わせ、複数個の節理群のうち、最も集中率の高い鉄管路側側壁で流れ目となる連続した節理群が鉄管路側の空洞側壁部の過大な変位を発生させる主要因であると推察し、この節理群を構造的にモデル化した不均質岩盤の解析モデルにより異方的な岩盤変形挙動を再現している。これらの事例は、ステレオ投影法などの方位解析で複数個の卓越する

不連続面（節理）群が認められたとしても、不連続面の連続性（長さ）と密度（間隔）が卓越する1組の不連続面群を岩盤モデルに考慮すれば、空洞掘削時の巨視的な岩盤挙動を再現できる可能性を示唆している。

地下発電所空洞クラスの掘削は、空洞断面積が大きいことから連続性の高い不連続面の挙動が空洞掘削時の岩盤挙動、特に空洞側壁部のはらみ出しに支配的になると考えられる。一般に実岩盤の不連続面は有限長であり、他の不連続面と複雑に交差する。不連続面の密度が高ければ亀裂進展により個々の不連続面が連結し易いため、空洞掘削時に連続性の高い不連続面が形成されると推察される。このような不連続面群は、前述の事例²³⁾によると、方位解析で卓越する不連続面群の中でも1組あるいは2組程度と考えられる。

不連続面の連続性に関しては、不連続面が対象領域を貫くような（カットスルージョイント）状態、あるいは個々の不連続面は対象領域を貫いていないまでも、複数の不連続面が存在し、それらの連結性が極めて高いとされる状態を対象として岩盤をモデル化することが、不連続面を含む実岩盤の力学的挙動を表現するのに適しているとされている¹¹⁾。

以上のことから、本研究では、方位解析で卓越する不連続面群の中でも不連続面間隔が小さく、かつ潜在的な不連続面長が比較的大きい1組の不連続面群を岩盤モデルに考慮する。すなわち、不連続性岩盤は、図-2に示す任意の方向に卓越する不連続面（節理）と、この不連続面を取り除いた岩盤基質部（以下、「基質岩盤」と称する）から構成されることとして理想化する。基質岩盤は、有限長で互いに独立した無指向性の微節理を含む等方均質材料であり、不連続面は、①規則的に分布し、かつ構造物に影響を及ぼす程度の連続性を有し、②その起伏はすべりによる開口変位を無視できる程度に非常に小さく、③挟在物がなく密着している、として理想化する。したがって、不連続面群は、岩盤の代表要素（Representative Volume Element, R.V.E）を貫くものとする。なお、岩盤の代表要素（R.V.E）は、不連続面の寸法（体積）に比べて十分大きく、かつ構造物全体の寸法に比べて十分小さいものとする。この代表要素の挙動が等価な連続体を仮定した岩盤の力学的挙動を与えるものとする。

こうした理想化により、変形・強度の異方性を表現できる理論・手法の妥当性が確認されている^{11),12)}、一方向の不連続面を有する岩石供試体の力学的挙動に関する既往の研究成果を岩盤モデルの定式化に応用する。このような岩石供試体においては、実岩盤

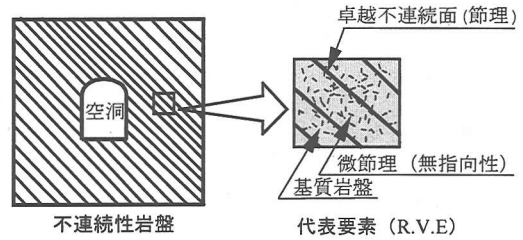


図-2 不連続性岩盤のモデル化

では把握し難い最大強度発生後の挙動が明らかになるためである。

(2) 不連続面を有する岩石供試体の力学的挙動

岩盤の異方性および破壊時挙動に関して、実際の不連続性岩盤を扱った研究事例は少ない。規則的な1組あるいは2組の不連続面群を室内で再現した岩盤模型実験^{13)~15)}や不連続面を有する岩石供試体の載荷試験^{16)~18)}によると、変形および強度の異方性が認められるとともに、破壊後にひずみ軟化挙動を示す結果がみられる。さらに、これらの実験および試験結果は、不連続面の破壊のみならず、従来の多くの等価連続体解析手法では考慮されていない基質岩盤の破壊を岩盤モデルに考慮する必要性を示唆している。

上記の既往研究のうち、ここで取り上げる不連続面を有する岩石供試体の載荷試験^{16)~18)}は、一方向に規則的に配列した片理などの密着した潜在不連続面や、ダイヤモンドカッターにより切断した一方向不連続面を有する岩石供試体を対象とした一軸・三軸圧縮試験である。したがって、これらの岩石供試体を構成する等方均質な岩石 (intact-rock) と潜在不連続面あるいは切断面は、それぞれ本研究で理想化した基質岩盤と不連続面に幾何学的に対応している。そこで、本研究では、「不連続面を有する岩石供試体の巨視的な力学的挙動は、定性的には理想化した不連続性岩盤にも同様に現れる」と考え、これらの実験的事実を岩盤モデルの定式化に応用する。

不連続面を有する岩石供試体の力学的挙動に関する、既往研究で得られた知見を以下にまとめる。ただし、本研究で解析の対象とする地下発電所地点の岩石供試体（硬岩）の剛性三軸試験結果²³⁾は、拘束圧に関わらずひずみ軟化挙動を示すことから、ここでの知見は、不連続面を有する岩石供試体の基質部（岩石）がひずみ軟化挙動を示すような拘束圧条件の試験結果のみを対象とした。

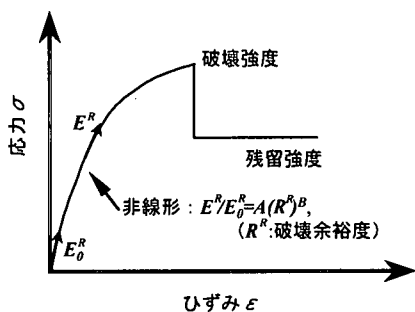


図-3 基質岩盤の応力-ひずみ関係の理想化

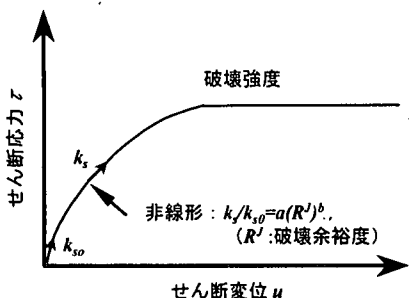


図-4 不連続面の応力-変位関係の理想化

(3) 基質岩盤および不連続面の力学特性の理想化

不連続性岩盤を構成する基質岩盤と不連続面の力学特性は、それぞれ上記の不連続面を有する岩石供試体の基質部（岩石）と不連続面の力学特性と定性的に対応すると仮定する。すなわち、基質岩盤は、図-3に示す最大強度（破壊強度）に達した後、残留強度まで応力解放をするひずみ軟化材料とし、不連続面は、図-4に示す弾-完全塑性材料として理想化する。図中記号の添え字 R と J は、それぞれ基質岩盤と不連続面を表し、 R^R 、 R^J は、それぞれ後述する基質岩盤および不連続面の破壊余裕度である。不連続面の破壊に至るまでのせん断応力-せん断変位関係は、室内試験^{15,16)}で見られる非線形性を有すると仮定する。また、空洞掘削時の応力状態を考慮した原位置岩盤三軸試験¹⁹⁾によれば、破壊に至るまでの応力-ひずみ関係に強い非線形性が認められることから、基質岩盤が破壊に至るまでの変形特性は不連続面と同様に非線形性を有すると仮定する。

3. 岩盤モデルの定式化と有限要素法への導入

不連続性岩盤の変形特性および強度特性は、コンプライアンス法およびJaegerの弱面理論¹²⁾を応用・展開して定式化する。

(1) 岩盤の変形特性

Singh⁹⁾のコンプライアンス法は、Hill²⁰⁾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おり、不連続面と基質岩盤の等価連続体への置き換えにより不連続性岩盤の変形特性を表現する手法である。マイクロメカニクスに基づく連続体理論^{9,21)}は、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に対する連続体理論である。対象となる微視構造はどのようなものであってもよく、平均ひずみと平均応力の関係（構成則）によりコンプライアンス法と同形式の、不連続面を含む岩盤の巨視的接線コンプライアンスが求められる。本研究では、理論展開が容易なマイクロメカニクスに基づく連続体理論により岩盤の構成則を展開し、理想化した岩盤の巨視的接線コンプライアンスを求める。

マイクロメカニクスに基づく連続体理論においては、不連続面を有する岩盤の平均応力-平均ひずみ関係は、岩盤の代表要素 (R.V.E) 内の応力とひずみに対して平均操作をすることにより得られる。代表要素内では平均応力増分 $\Delta\sigma_y$ は不連続面を除いた基質岩盤の平均応力増分 $\Delta\sigma_y^R$ と同じであるが、平均ひずみ増分 $\Delta\epsilon_y$ は基質岩盤の平均ひずみ増分 $\Delta\epsilon_y^R$ とは異なる。すなわち、平均ひずみ増分 $\Delta\epsilon_y$ は、式(1a)で

① 応力-ひずみ関係

- ・既存の不連続面に依存せずに新たな破壊面で破壊する供試体は、基質部（岩石）と同様に顕著なひずみ軟化型の応力-ひずみ関係を示す。
- ・既存の不連続面に沿うすべり破壊を生じる供試体は、弾-完全塑性型か緩やかなひずみ硬化型の応力-ひずみ関係を示す。

② 強度特性の異方性

- ・不連続面の方向により変化する供試体の最大強度は、Jaegerの理論¹²⁾により説明できる。
- ・供試体の残留強度は不連続面の有無、角度にほとんど影響されず、基質部（岩石）の残留強度にほぼ等しくなる。

③ 不連続面沿いのすべり破壊時の強度

- ・既存の不連続面に沿うすべり破壊が生じた供試体の強度は、基質部（岩石）の残留強度にほぼ等しくなる。

④ 変形特性の異方性

- ・不連続面の方向により変化する巨視的接線弾性係数は、コンプライアンス法⁹⁾により説明できる。

⑤ 破壊後の除荷・再載荷過程の弾性係数

- ・破壊後の除荷、再載荷過程では、破壊形態に関わらず線形弾性的な挙動を示し、この時の弾性係数は、基質部（岩石）の50%程度の値である。

定義され、ひずみ-変位関係 $\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i})$ と発散定理を用いて式(1b)で与えられる⁹⁾。

$$\Delta \bar{\varepsilon}_{ij} = \frac{1}{V} \int_V \Delta \varepsilon_{ij} dV, \quad (1a)$$

$$\Delta \bar{\varepsilon}_{ij} = \Delta C_{ijkl}^R \Delta \bar{\sigma}_{kl} + \frac{1}{2V} \sum_m \int_{\Omega^m} \left(\Delta [u_i^{(m)}] n_j^{(m)} + \Delta [u_j^{(m)}] n_i^{(m)} \right) dS. \quad (1b)$$

ここで、 C_{ijkl}^R は基質岩盤の接線コンプライアンステンソル、 Ω^m は代表要素の体積 V 内における m 番目の不連続面の表面領域、 $n_i^{(m)}$ はその不連続面の単位法線ベクトル、 $\Delta [u_i^{(m)}]$ はその不連続面での相対変位(変位の不連続量)増分である。基質岩盤は、均質等方弾性体とし、 $\Delta \bar{\varepsilon}_{ij} = C_{ijkl}^R \Delta \bar{\sigma}_{kl}$ の関係を用いた。式(1b)は右辺第一項が基質岩盤の平均ひずみ増分 $\Delta \bar{\varepsilon}_{ij}^R$ 、第二項が不連続面の変形によるひずみ増分 $\Delta \bar{\varepsilon}_{ij}^J$ である。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(1b)より岩盤の構成式を得ることができる。

以下では、本研究で扱う二次元問題に対する構成則の定式化を行う。式(1b)を二次元問題に対してマトリクス表示すれば、

$$\{\Delta \bar{\varepsilon}\} = [C^R] \{\Delta \bar{\sigma}\} + \sum_m \{\Delta \bar{\varepsilon}^J\}_m, \quad (2)$$

となる。ここで、

$$\begin{aligned} \{\Delta \bar{\varepsilon}\} &= \{\Delta \bar{\varepsilon}_{11}, \Delta \bar{\varepsilon}_{22}, 2\Delta \bar{\varepsilon}_{12}\}^T, \\ \{\Delta \bar{\sigma}\} &= \{\Delta \bar{\sigma}_{11}, \Delta \bar{\sigma}_{22}, \Delta \bar{\sigma}_{12}\}^T, \\ \{\Delta \bar{\varepsilon}^J\} &= \{\Delta \bar{\varepsilon}_{11}^J, \Delta \bar{\varepsilon}_{22}^J, 2\Delta \bar{\varepsilon}_{12}^J\}^T, \end{aligned}$$

$\{\Delta \bar{\varepsilon}\}, \{\Delta \bar{\sigma}\}$ は、それぞれ岩盤の平均ひずみ増分ベクトル、平均応力増分ベクトルであり、 $[C^R]$ は基質岩盤の接線コンプライアンスマトリクスである。 m 番目の不連続面による平均ひずみ増分ベクトル $\{\Delta \bar{\varepsilon}^J\}_m$ は、相対変位増分ベクトル $\{\Delta [u]\}_m$ と関係付けられている。 x_1' 軸、 x_2' 軸をそれぞれ不連続面と平行、垂直となるように局所座標系をとれば、式(1b)の右辺第二項で単位法線ベクトルは $(n_1', n_2') = (0, 1)$ となるため、

$$\{\Delta \bar{\varepsilon}^J\}_m = \frac{L_m^J}{V} \begin{Bmatrix} 0 \\ \Delta [u_2] \\ \Delta [u_1] \end{Bmatrix}, \quad (3)$$

となる。ここで、 L_m^J は m 番目の不連続面の長さ、 V は単位厚さをもつ代表要素の体積である。添え字のプライムは局所座標系を表す。

ここで、 m 番目の不連続面に作用する平均応力増分ベクトル $\{\Delta \bar{\sigma}^J\}_m$ と代表要素の平均応力増分ベクトル $\{\Delta \bar{\sigma}\}_m$ の関係を表すために、次式に示す応力集中マトリクス $[F]_m$ を導入する。

$$\begin{Bmatrix} \Delta \bar{\sigma}_{22}^J \\ \Delta \bar{\sigma}_{12}^J \end{Bmatrix}_m = \begin{bmatrix} F_{mm} & F_{ms} \\ F_{sm} & F_{ss} \end{bmatrix}_m \begin{Bmatrix} \Delta \bar{\sigma}_{22} \\ \Delta \bar{\sigma}_{12} \end{Bmatrix}_m. \quad (4)$$

ここで、 $\Delta \bar{\sigma}_{22}^J$ と $\Delta \bar{\sigma}_{12}^J$ は、それぞれ不連続面に作用する法線方向とせん断方向の応力増分であり、添え字の n, s は、それぞれ不連続面の法線方向とせん断方向の成分を表す。

m 番目の不連続面における法線方向とせん断方向の相対変位増分 $\{\Delta [u]\}_m$ と不連続面の平均応力増分 $\{\Delta \bar{\sigma}^J\}_m$ の関係を表す接線剛性マトリクス $[K]_m$ は、本研究のように不連続面の起伏が小さいと理想化して不連続面のせん断に伴う開口変位を考慮しない場合は次式で与えられる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta [u_2] \\ \Delta [u_1] \end{Bmatrix}_m = \begin{bmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix}_m^{-1} \begin{Bmatrix} \Delta \bar{\sigma}_{22}^J \\ \Delta \bar{\sigma}_{12}^J \end{Bmatrix}_m. \quad (5)$$

ここで、 k_n, k_s はそれぞれ不連続面の接線垂直剛性、接線せん断剛性である。式(3)、(4)および(5)を式(2)に代入することにより岩盤の巨視的接線コンプライアンスマトリクス $[\bar{C}]$ が、

$$[\bar{C}] = [C^R] + \sum_m \frac{L_m^J}{V} [T]_m^T \begin{bmatrix} 0 & [0] \\ [0] & [K]^{-1} [F] \end{bmatrix}_m [T]_m, \quad (6)$$

と得られる。均質等方弾性体を仮定した基質岩盤の接線弾性コンプライアンスマトリクス $[C^R]$ は、平面ひずみ条件では次式で与えられる。

$$[C^R] = \frac{1 + \nu^R}{E^R} \begin{bmatrix} 1 - \nu^R & -\nu^R & 0 \\ -\nu^R & 1 - \nu^R & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{bmatrix}. \quad (7)$$

ここで、 E^R, ν^R は基質岩盤の接線弾性係数とポアソン比である。また、 $[T]_m$ は m 番目の不連続面の座標変換マトリクスであり、全体座標系の x_1 軸と局所座標系の x_1' 軸のなす角度を θ とすれば、次式で与えられる。

$$[T]_m = \begin{bmatrix} \cos^2 \theta & \sin^2 \theta & \sin 2\theta \\ \sin^2 \theta & \cos^2 \theta & -\sin 2\theta \\ -\frac{1}{2} \sin 2\theta & \frac{1}{2} \sin 2\theta & \cos 2\theta \end{bmatrix}_m. \quad (8)$$

応力集中マトリクス $[F]_m$ は、一般に各不連続面の相互干渉の効果を考慮に入れて算定する必要がある。Cai と Horii²¹⁾ は系の剛性という概念を導入して、Singh⁹⁾ は不連続面を有する岩盤に対して有限要素解析を施すことにより $[F]_m$ を決定している。本研究のように岩盤の代表要素を貫通する連続した不連続面を仮定する場合の応力集中マトリクス $[F]_m$ は、単位マトリクス $[I]$ に等しく、次式で与えられる^{5,21)}。

$$[F]'_m = [I] = \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (9)$$

ここで、方位解析で卓越性が認められる平行な不連続面の系（不連続面群）を考える。k組目の平行な不連続面の系の平均間隔 S'_k は、単位厚さをもつ体積 V 中の不連続面の個数 N と不連続面の長さ $L'_i (i=1,2,\dots,N)$ を用いて表すことができ、次式の関係⁹⁾が成り立つ。

$$\frac{1}{S'_k} = \frac{\left(\sum_i L'_i\right)_k}{V} \quad (10)$$

式(10)は、k組目の不連続面群の密度を表す。式(9)を式(6)に代入し、式(10)の関係を用いると、連続的に配置しているM組の不連続面群を含む岩盤の巨視的接線コンプライアンスマトリクス $[\bar{C}]$ が、

$$[\bar{C}] = [C^R] + \sum_k \frac{1}{S'_k} [T]_k \begin{bmatrix} 0 & [0] \\ [0] & [K]'_k \end{bmatrix} [T]_k \quad (11)$$

と得られる。

本研究では、前述のように方位解析で卓越する不連続面群の中でも不連続面間隔が小さく、かつ潜在的な不連続面長が比較的大きい1組の不連続面群を対象とするため、式(11)の不連続面群の数Mを1組として用いる。ただし、不連続面の厚さは挟在物がなく密着していると理想化しているため、式(5)中における不連続面の接線垂直剛性 k_n は、 $1/k_n = 0$ とする。全体座標系における不連続性岩盤の応力-ひずみマトリクス $[\bar{D}]$ は、 $[\bar{D}] = [\bar{C}]^{-1}$ の関係式に式(11)を代入して求められる。

本研究で理想化した岩盤の応力-ひずみマトリクスを局所座標系で表すと、

$$[\bar{D}]' = \frac{\bar{E}}{(1+\bar{\nu})(1-2\bar{\nu})} \begin{bmatrix} 1-\bar{\nu} & \bar{\nu} & 0 \\ \bar{\nu} & 1-\bar{\nu} & 0 \\ 0 & 0 & (1+\bar{\nu})(1-2\bar{\nu}) \frac{\bar{G}}{\bar{E}} \end{bmatrix} \quad (12)$$

ただし、

$$\bar{E} = E^R, \bar{\nu} = \nu^R, \frac{1}{\bar{G}} = \frac{1}{G^R} + \frac{1}{S'_j \cdot k_s}, G^R = \frac{E^R}{2(1+\nu^R)},$$

となる。ここで、 E^R, ν^R, G^R はそれぞれ基質岩盤の接線弾性係数、ポアソン比および接線せん断弾性係数、 S'_j, k_s はそれぞれ不連続面の平均間隔および接線せん断剛性である。有限要素解析では、式(12)を全体座標系に座標変換して用いる。

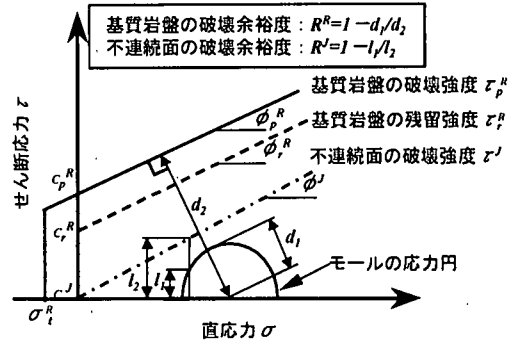


図-5 破壊基準と破壊余裕度

(2) 岩盤の強度特性と破壊後の応力再配分

Jaeger²²⁾は、基質部（岩石）がMohr-Coulombの破壊基準に従い、弱面がCoulomb型の破壊基準に従うと仮定し、式(13)に示すそれぞれの破壊基準に囲まれた領域を、単一弱面を有する岩石材料の破壊基準として与えている。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{2}{1 - \sin \phi^R} (c^R \cos \phi^R + \sigma_3 \sin \phi^R), \quad (13a)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{1}{\cos(\phi' + \alpha') \sin \alpha'} (c' \cos \phi' + \sigma_3 \sin \phi'). \quad (13b)$$

ここで、 σ_1, σ_3 は最大・最小主応力、 c^R, ϕ^R は基質部（岩石）の粘着力・内部摩擦角、 c', ϕ' は弱面の粘着力・内部摩擦角であり、 α' は最大主応力方向と弱面のなす角度である。

巨視的に均質である代表要素内に分布する各不連続面は相互作用がないと仮定することにより、式(13)を不連続性岩盤の破壊基準として与える方法論²²⁾が提案されている。このような破壊基準を適用する有限要素解析では、基質岩盤あるいは不連続面のいずれかが破壊した場合に岩盤の破壊と見なし、通常、破壊した岩盤には破壊形態に関わらず非常に小さい剛性を与える。しかし、実際には、不連続面は基質岩盤に包含されているため、不連続面が破壊しても基質岩盤が非破壊であれば、岩盤の剛性低下は基質岩盤の破壊に伴うそれよりも小さいと考えられる。さらに、著者らは、破壊した岩盤の剛性を低減させるのみの解析手法は、破壊に伴う応力再配分を十分に表現できないことを確認している²³⁾。本研究では、これらの点を考慮して、上記のJaegerの弱面理論に基づく方法論を以下のように有限要素解析に導入する。

基質岩盤および不連続面は、せん断破壊および引張破壊に対して図-5に示す破壊基準を与え、要素毎に基質岩盤および不連続面に対して破壊判定を行う。その際に不連続面に作用する垂直応力 σ_n ならば

にせん断応力 τ_s は、式(4)、式(9)に基づき岩盤（代表要素）の平均応力を不連続面方向 θ の局所座標系に変換した応力成分に等しいと仮定する。基質岩盤がせん断破壊した場合は、平均主応力 $(\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_3)/2)$ 一定のままモールの応力円が残留強度に抵触するまで応力を低下させ、不連続面がせん断破壊した場合は、垂直応力 σ_n 一定条件下で破壊基準を満足するように不連続面のせん断応力 τ_s を調整する。基質岩盤ならびに不連続面が引張破壊した場合は、引張応力を解放する。これらの破壊に伴う余剰応力は後述の非線形計算過程で再配分する。

岩盤の破壊判定は、不連続面を有する岩石供試体の力学的挙動に基づいて、破壊した岩盤は基質岩盤の残留強度以上の負荷に対して抵抗できないと仮定し、以下のように行う。

基質岩盤が破壊した場合は岩盤の破壊と見なす。基質岩盤が非破壊で不連続面が破壊した場合は、不連続面に作用する応力 (σ_n, τ_s) は不連続面の破壊基準を満足させるが岩盤の破壊と判定しない。ただし、その後、盤下げ掘削に伴う主応力の回転等により、基質岩盤の残留強度にモールの応力円（岩盤の平均応力）が抵触した時点で岩盤の破壊と見なす。なお、不連続面の破壊強度と基質岩盤の残留強度を同じにすれば、Jaegerの弱面理論に基づく方法論と同様に不連続面が破壊した場合にも岩盤の破壊となる。このような岩盤の破壊判定により破壊後の剛性を設定し、基質岩盤の破壊と不連続面の破壊とでは、その後の岩盤剛性が異なることを表現する。

(3) 破壊後の載荷・除荷過程の判定と破壊後の剛性

盤下げ掘削を伴う地下空洞周辺の岩盤の応力状態は、当該ベンチ掘削時に空洞の法線方向応力が減少し、周方向応力が増加するためせん断応力が増加する。そして、地山強度比が小さい場合は、岩盤はせん断破壊に至り塑性変形する（この状態を「塑性流動」と称する）。その後の盤下げ掘削ではせん断応力が減少後、増加する（この状態を「除荷・再載荷」と称する）ことが考えられる。そこで、破壊後の除荷・再載荷過程では、不連続面を有する岩石供試体の力学的挙動に基づいて岩盤は線形弾性的な挙動を示すと仮定し、この挙動を岩盤モデルに考慮する。

破壊した岩盤は、その後の盤下げ掘削による掘削解放力を受け応力状態が変化する。この時、モールの応力円が基質岩盤の残留強度を超過するように掘削解放力が作用した場合は、岩盤は塑性流動にあり、それ以外は除荷・再載荷にあると判定する。この判定に従い、破壊した岩盤の剛性は、次式で与え、式(12)の \bar{E}, \bar{G} に適用する。

$$\bar{E} = E_{low}^R, \bar{G} = \frac{E_{low}^R}{2(1+\nu^R)} \quad : \text{塑性流動}, \quad (14a)$$

$$\bar{E} = E_{unld}, \bar{G} = \frac{E_{unld}}{2(1+\nu^R)} \quad : \text{除荷・再載荷}. \quad (14b)$$

ここで、 E_{low}^R は基質岩盤の接線弾性係数の下限値、 E_{unld} は破壊した岩盤の除荷・再載荷過程の弾性係数、 ν^R は基質岩盤のポアソン比である。

基質岩盤が非破壊で不連続面が破壊している場合は、式(12)中の $S^J \cdot k_s (= G^J)$ に基質岩盤の接線せん断弾性係数の下限値（式(14a)中の \bar{G} ）を用いて不連続面の破壊に伴う剛性低下を考慮する。

(4) 変形特性の非線形性と岩盤のクリープ特性

基質岩盤および不連続面がせん断破壊に至るまでの変形特性の非線形性は、次式に示す基質岩盤および不連続面の破壊余裕度²⁴⁾ R^R 、 R^J を用いる（図-5参照）。

$$\frac{E^R}{E_0^R} = A \cdot (R^R)^B, \quad R^R = 1 - \frac{d_1}{d_2}. \quad (15a)$$

$$\frac{k_s}{k_{s0}} = a \cdot (R^J)^b, \quad R^J = 1 - \frac{l_1}{l_2}. \quad (15b)$$

ここで、 E_0^R および A, B は、それぞれ基質岩盤の初期接線弾性係数および非線形パラメータであり、 k_{s0} および a, b は、それぞれ不連続面の初期接線せん断剛性および不連続面の非線形パラメータである。不連続面の初期接線せん断剛性 k_{s0} は、不連続面に作用する垂直応力 σ_n に依存する次式で表現する。

$$k_{s0} = m^J (\sigma_n)^{n^J}. \quad (16)$$

ここで、 m^J, n^J は、初期接線せん断剛性の非線形パラメータである。

なお、基質岩盤のポアソン比 ν^R は、弾性係数と同様に応力状態によって異なると考えられるが、弾性係数の変化ほど大きくなく^{25), 26)}、また、掘削解析に与える影響も小さいことから²⁵⁾、一定値とする。

また、岩盤の粘弾性的な変形挙動を考慮するため、次式に示すVoigt型の3要素クリープモデルを導入し、非破壊要素（基質岩盤および不連続面が非破壊の要素）を対象に各掘削過程の応力変化に伴う弾性ひずみ増分 $\Delta \varepsilon_e$ に対するクリープひずみ増分 $\Delta \varepsilon_c$ を求め、重ね合わせ法²⁷⁾により経過時間 t の全クリープひずみを算定する。

$$\Delta \varepsilon_c = \Delta \varepsilon_e \cdot \alpha \{1 - \exp(-\beta \cdot t)\}. \quad (17)$$

ここで、 α, β は、それぞれクリープひずみの弾性ひずみに対する比率とクリープひずみの発生速さに関する材料定数である。

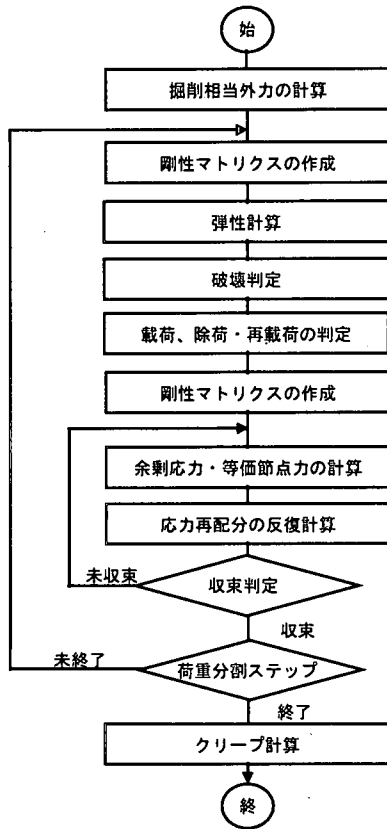


図-6 有限要素解析の流れ

(5) 有限要素解析の流れと機能確認

提案した岩盤モデルを組み込んだ二次元有限要素解析の流れを図-6に示す。非線形計算は荷重増分法と反復法²⁷⁾を組み合わせで行い、基質岩盤および不連続面の破壊に伴う余剰応力は、no-tension解析や川本と石塚²²⁾のひずみ軟化解析と同様に各要素の等価節点力として周辺要素に再配分する。余剰応力増分ベクトル $\{\Delta\sigma^*\}$ に対する各要素の等価節点力増分ベクトル $\{\Delta F_j\}$ は、形状関数マトリクス $[B]$ を用いて次式により求め、修正Newton-Raphson法を適用して弾性計算を行い、一定誤差に収束するまで繰り返し計算を行う。

$$\{\Delta F_j\} = \int_V [B]^T \{\Delta\sigma^*\} dV. \quad (18)$$

クリープ計算は、掘削解放力による応力再配分計算の後、掘削による弾性ひずみを用いて行う。クリープひずみ増分ベクトル $\{\Delta\epsilon_c\}$ による等価節点力増分ベクトル $\{\Delta F_c\}$ は、形状関数マトリクス $[B]$ および岩盤の応力-ひずみマトリクス $[\bar{D}]$ を用いて次式により求め、これを剛性方程式に付加して変位増分、応力増分を求める。

$E_0^R=10(\text{GPa})$
 $\nu^R=0$ $C_p^R=1.5(\text{MPa}), \phi_p^R=30^\circ$
 $A=1.0, B=0.5$ $C^R=0.5(\text{MPa}), \phi^R=30^\circ$
 $a=1.0, b=0.5$ $c^J=0.5(\text{MPa}), \phi^J=30^\circ$

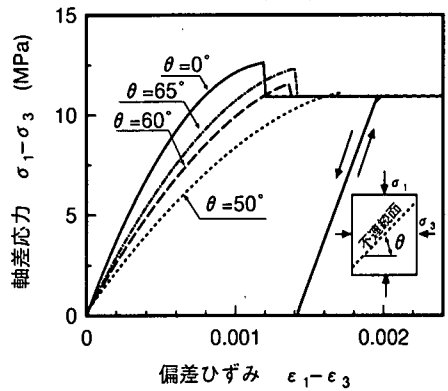


図-7 解析による軸差応力-偏差ひずみ関係

$$\{\Delta F_c\} = \int_V [B]^T [\bar{D}] \{\Delta\epsilon_c\} dV. \quad (19)$$

クリープ計算の結果、基質岩盤あるいは不連続面が新たに破壊した場合は応力再配分計算を行う。

図-7に有限要素解析プログラムの機能確認の解析例として、一要素モデルを用いて変位制御荷荷を行った時の応力-ひずみ関係を示す。この解析は、空洞掘削時の応力経路に近いと考えられる平均主応力 $((\sigma_1 + \sigma_3)/2)$ 一定の応力状態で岩盤を破壊させた後に除荷・再載荷を行っている。クリープ計算は考慮していない。解析結果は、不連続面を有する岩石供試体の力学的挙動に見られる変形・強度特性の異方性、破壊後のひずみ軟化挙動および除荷・再載荷過程の線形弾性的な挙動を表現できている。

岩種の違いによる解析手法の適用性を検討するため、提案した解析手法を用いて、堆積岩系岩盤における葛野川地下発電所および火成岩系岩盤における塩原地下発電所の空洞掘削解析を実施した。これらの解析結果について以下に述べる。

4. 堆積岩系岩盤（葛野川地点）の掘削解析

(1) 空洞周辺の地質概要³⁾および解析モデル

葛野川地下発電所空洞は、幅34m、高さ54m、長さ210mのたまご型の掘削断面形状（図-8参照）であり、土被りが500mの地下に位置している。発電所周辺の地質は、中生代白亜紀後期から新生代古第三紀に堆積した小仏層群の泥岩を主体とした泥岩・砂岩互層の堆積岩であり、図-1に示すように幾つかの

表-1 葛野川地点の解析用物性値一覧表

区分		解析用物性値	設定諸元・備考
基質岩盤	破壊強度	$c_p^R = 1.5$ (MPa), $\phi_p^R = 58$ (°)	岩盤せん断試験結果 (平均値)
	残留強度	$c_r^R = 0.5$ (MPa), $\phi_r^R = 50$ (°)	フリクション試験結果 (平均値)
	引張強度	$\sigma_t^R = 0.9$ (MPa)	岩石の圧裂試験による引張強度と三軸圧縮試験による粘着力との比率が岩盤に適用できるものと仮定
	初期接線弾性係数	$E_0^R = 40$ (GPa)	平板載荷試験で得られた除荷時の接線弾性係数(上限値)
	非線形パラメータ	$A = B = 1.0$	平均主応力一定条件下の原位置岩盤三軸試験 ¹⁹⁾ を参考
	接線弾性係数の下限値	$E_{low}^R = E_0^R / 10$ (GPa)	既往の解析事例 ³¹⁾ を参考に仮定
	ポアソン比	$\nu^R = 0.25$	一軸圧縮試験結果 (平均値)
	クリープ係数	$\alpha = 10$ (%), $\beta = 30$ (1/day)	平板載荷試験結果 (平均値)
不連続面 (節理)	破壊強度	$c^J = 0$ (MPa), $\phi^J = 50$ (°)	節理面沿いのフリクション試験結果
	初期接線せん断剛性	$k_{s0} = 10 \cdot \sigma_n$ (MPa/cm)	
	非線形パラメータ	$a = b = 1.0$	調査坑ならびに発電所空洞掘削時の壁面観察
	節理角度, 節理間隔	$\theta = -70$ (°), $S^J = 100$ (cm)	
SC工	弾性係数, ポアソン比	$E = 20$ (GPa), $\nu = 0.16$	吹付けコンクリート工 (SC工) の設計値
PS工	弾性係数(断面積)	$E = 195$ (GPa), (等価断面積)	PS工の設計値 (公称断面積: 8.336cm ² /4本ストランド)
初期応力	解析断面内応力	$\sigma_x = 11.3, \sigma_y = 12.5,$ $\tau_{xy} = 0.3$ (MPa)	多軸ひずみ法による計測結果

卓越する節理群が存在する。地層、断層および第一卓越節理群の走向・傾斜は、発電所長軸にほぼ直交する東西走向、北急傾斜である。

解析対象断面は、最大の掘削面積を有する発電電動機室断面中央 (C断面、G断面)³⁾のうち、支保挙動計測結果が比較的良好なG断面とした。有限要素メッシュの寸法は施工時の盤下げ掘削高さと同じ2.5mを基本とし、300m×300mの矩形領域を解析領域とした。

解析に考慮する不連続面群は、図-1に示す各節理群のうち、発電所長軸にほぼ平行な南北走向の節理群で連続性ならびに密度が最も高い東落ち70° (解析断面において右落ち)の節理群とした。

支保工は、吹付けコンクリート、ロックボルトおよびPS工 (初期緊張力0.18~0.31MPa) が施工されている³⁾。支保工の解析モデルは、吹付けコンクリートを線形弾性体のソリッド要素、PS工を線形弾性体のトラス要素で与えた。解析は、掘削ステップを実施工に合わせ18段階に分け、さらに、1掘削ステップを掘削、吹付けコンクリート打設およびPS工打設の3工程に分けて計54の解析ステップで行った。

(2) 入力パラメータの設定

空洞掘削解析に必要な入力パラメータのうち、基質岩盤および不連続面 (節理) の力学特性は、空洞掘削時の応力経路を考慮した岩盤試験 (例えば、軸

圧増加、側圧減少の原位置岩盤三軸試験¹⁹⁾) や地下発電所空洞掘削に先行して実施される中規模な周辺坑の掘削を応力解放試験として捉え、その時の岩盤計測結果に基づいて同定する方法²⁸⁾が有効と考えられる。しかし、原位置岩盤三軸試験は難しく、初期設計段階では周辺坑が掘削されていないことが多い。著者らは、既設の約20の地下発電所地点における空洞掘削最終状態の側壁部の計測変位を説明し得るFEM解析結果の等価弾性係数と、平板載荷試験や岩盤せん断試験などの結果を比較検討し、基質岩盤の力学特性に関する入力パラメータを推定する方法を提案している²⁹⁾。また、節理の力学特性に関する入力パラメータは、節理面沿いの原位置岩盤フリクション試験の結果により設定できることを明らかにしている³⁰⁾。

表-1に上記の方法に基づいて設定した入力パラメータを設定諸元と合わせて示す。基質岩盤の入力パラメータは、次のように、連続性の高い節理の影響が小さいと考えられる条件における岩盤の力学試験に基づき設定した。破壊強度および残留強度は、それぞれ原位置の岩盤せん断試験およびフリクション試験から得られる最大強度とフリクション強度の平均値を用いた。ただし、平均値を求めるに当たっては、節理面沿いのすべりが生じた試験結果を取り除いた。初期接線弾性係数は、平板載荷試験で得られる土被り圧相当の荷重レベルにおける除荷時接線

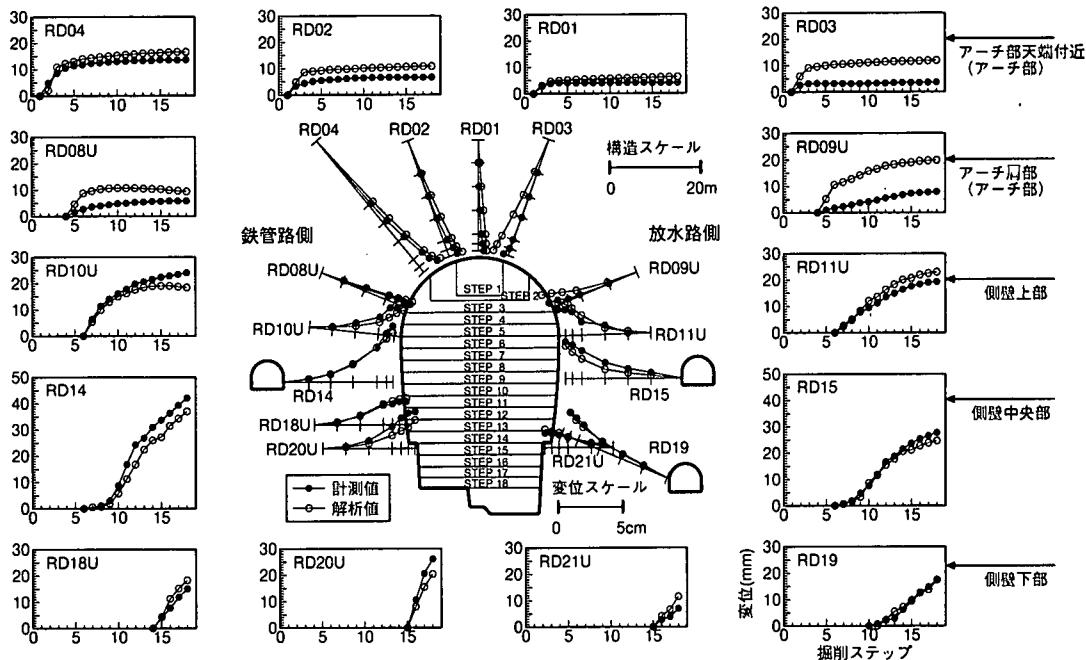


図-8 最終ベンチ掘削時の岩盤変位分布，空洞壁面変位の経時変化（葛野川地点）

弾性係数の上限値を用いた。この上限値は，試験坑における弾性波探査および節理の壁面観察の結果，試験坑掘削時の緩みの影響が少なく，かつ連続性の高い節理の影響が少ない節理面に平行な荷重方向の試験結果となっている。非線形パラメータは，既設の地下発電所地点で実施された平均主応力一定条件下の原位置岩盤三軸試験結果¹⁹⁾を参考に $A = B = 1.0$ を仮定した（式(15a)参照）。

節理の力学特性に関する入力パラメータは，低角度の節理面沿いのすべりが生じた原位置の岩盤せん断試験およびフリクション試験結果に基づいて設定した。なお，この条件での試験結果がない場合は，多数実施したフリクション試験結果の下限値に基づき節理の力学特性を設定できることを報告²⁰⁾している。

初期応力は，多軸ひずみ法により計測し，その鉛直成分は土被り圧相当の12MPa程度の値となっている。解析では，計測された3次元応力を解析断面に座標変換して用いた（図-1参照）。なお，破壊した岩盤の除荷・再載荷過程の弾性係数 E_{unld} は，前述の不連続面を有する岩石供試体の力学的挙動（除荷・再載荷過程の弾性係数が基質部の50%程度の値を示すこと）が不連続性岩盤にも同様に生じると仮定し， $E_{unld} = E_0^R / 2$ とした。

(3) 解析結果と考察

a) 岩盤変位および破壊領域

図-8に最終ベンチ掘削時の岩盤変位（計測線方

向の区間相対変位）分布および空洞壁面変位の経時変化の解析結果と計測結果の比較を示す。計測線番号（RD+番号）に「U」を付けた計測線は空洞内側から変位計測を行っており，その他の計測線は掘削前に上部調査坑あるいは空洞側壁部周辺坑から岩盤変位計を埋設し，初期状態からの変位計測を行っている。計測結果には次の変形挙動の特徴がみられる。

- ①アーチ部天端付近において，アーチ部掘削時（1～3ステップ掘削時）に変位が発生し，その後，緩やかに増加する挙動
- ②アーチ肩部を含む空洞側壁部において，盤下げ掘削の進行に伴い変位が増大する挙動
- ③空洞側壁中央部において，放水路側（空洞右侧）よりも鉄管路側（空洞左侧）で変位が大きくなる非対称挙動

解析結果においても，一部の計測線を除いて，計測結果に対応した上記の変形挙動の特徴がみられる。RD08U測線とRD10U測線の計測結果は，盤下げ掘削に伴い増加しているが，解析結果は最大変位まで増加し，その後，減少あるいは収束する傾向を示す。この相違は，アーチ部掘削時の地質調査²¹⁾で確認された鉄管路側の節理長さの長い東急傾斜節理群（本解析の卓越節理群）と，空洞側壁と低角度で交差するキंक帯（幅20～200cmの節理密集帯）に起因する局所的な不連続挙動が計測結果に影響しているためと考えられる。

変位量は，一部の計測線を除いて，いずれの計測

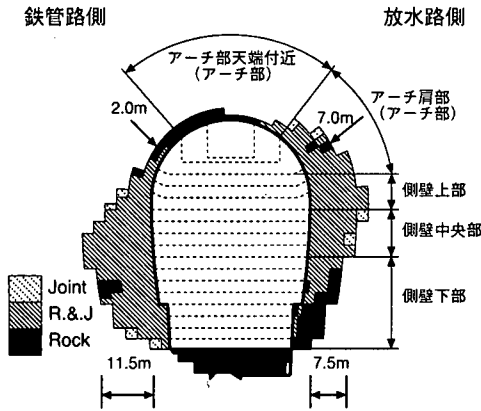


図-9 解析による岩盤および節理の破壊領域 (葛野川地点)

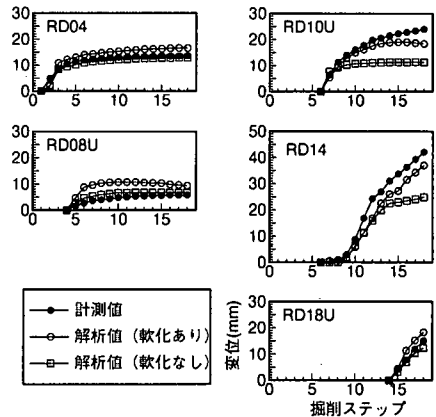


図-10 基質岩盤のひずみ軟化特性を考慮しない場合の空洞壁面変位の経時変化 (葛野川地点)

線においても計測値と解析値が概ね対応している。RD03測線およびRD09測線の変位量は、計測値よりも解析値の方が2倍以上大きくなっている。

図-9に解析による岩盤および節理の破壊領域を示す。破壊領域は、基質岩盤のみの破壊 (Rock)、節理のみの破壊 (Joint)、節理が破壊した後、基質岩盤の残留強度にモールの応力円が抵触した破壊 (R&J)の3区分で表示した。節理の破壊 (Joint, R&J)は、本解析で設定した右落ち70°の節理方向と掘削時の空洞周方向の圧縮応力がほぼ平行となる箇所(鉄管路側の側壁中央部から下部および放水路側のアーチ肩部から側壁中央部)で発生し、節理面と垂直な方向に拡大している。岩盤変位の解析値は、これらの節理の破壊が発生している周辺の計測線位置において増大する傾向があり、放水路側アーチ肩部 (RD09U測線)付近では、解析による節理破壊とそれに伴う岩盤の剛性低下が過大評価され、計測値よりも大きな変位が発生したと考えられる。一方、アーチ部天端付近 (RD03測線)の解析による節理破壊は空洞壁面から2m程度と小さいが、解析による変位が空洞壁面から離れた深部より発生していることから、放水路側アーチ肩部で拡大した節理破壊に伴う応力再配分の影響がRD03測線にまで至る広範囲に及び、その周辺岩盤が剛性低下したためと考えられる。

しかし、実現象はアーチ部では岩盤の力学特性(強度、剛性)が側壁部よりも低下しない状況になっている可能性が考えられる。この要因は、例えば、アーチ部では解析による破壊領域が実施工におけるロックボルトの打設長5mよりも小さいことから、アーチ効果により剛性低下が小さいことも考えられる。

以上のことから、放水路側アーチ肩部 (RD09U測線) およびアーチ部天端付近 (RD03測線)における

解析結果の岩盤変位の過大評価は、岩盤の力学的特性の部位的な違いに起因していると考えられる。

b) ひずみ軟化特性の影響

基質岩盤のひずみ軟化特性を考慮しない場合(残留強度が最大強度に等しい場合)の解析結果の一例として、図-10に鉄管路側の計測線(図-8参照)における空洞壁面変位の経時変化をひずみ軟化特性を考慮した場合の解析結果および計測結果と合わせて示す。ひずみ軟化特性の影響は、空洞の側壁上部 (RD10U) および側壁中央部 (RD14)において顕著に現れている。軟化特性を考慮しない場合は、盤下げ掘削の早い段階で変位が収束する傾向を示し、軟化特性を考慮した場合ほどの、計測結果に見られる盤下げ掘削の進行に伴う変位増加挙動を表現できていない。本解析手法は、破壊した岩盤は基質岩盤の残留強度以上の負荷に対して抵抗できないと仮定して破壊に伴う余剰応力の再配分計算を行っている。したがって、軟化特性を考慮しない場合は、軟化特性を考慮した場合に比べて、余剰応力の再配分量が小さいため、再配分計算に伴って発生する岩盤変位も小さくなっている²⁹⁾。

c) 岩盤応力

図-11にRD14測線(図-8参照)における正規化した鉛直方向の岩盤内応力増分の経時変化を示す。応力計測に用いた振動弦型地圧計は、ボーリング孔を用いた電気振動弦方式の応力計であり、空洞掘削時に連続したデータが得られる。岩盤内応力増分は、振動数を測定し換算係数を介して求められる。換算係数は、平板載荷試験で得られた除荷時接線弾性係数の平均値に対応する代表値を用いた。ここでは、定性的な応力変化に着目するため、計測器毎に全てのデータを最大値で除して正規化した。なお、当該

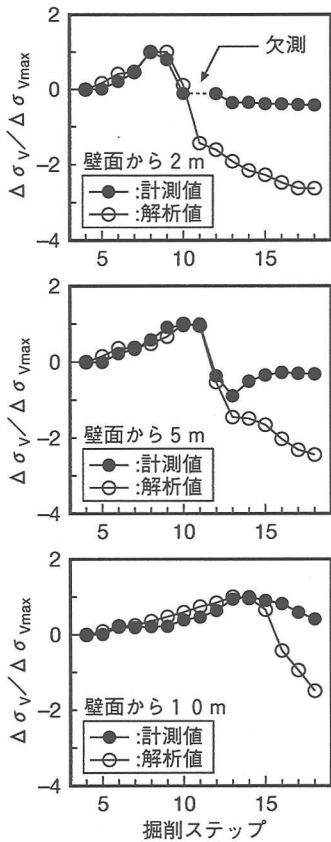


図-11 正規化した鉛直方向岩盤内応力増分の経時変化 (葛野川地点)

解析断面 (G断面) の計測値は、計器不良と判断されるデータが多いため、G断面とほぼ同じ掘削条件でかつ計測岩盤変位もほぼ同程度のC断面の計測値を適用した。

空洞壁面から2m深部の計測値は、計器設置レベルとほぼ等しい8~9ステップ掘削時に最大値を示した後、10ステップ掘削時に急激な応力低下がみられる。その後、計測が再開されてからは僅かな応力低下がみられるのみである。解析値は、計測値と同様に8~9ステップで最大値を示し、その後急激な応力低下がみられた後は緩やかな応力低下となっている。空洞壁面から5m深部の計測値は、12ステップ掘削時および13ステップ掘削時に急激な応力低下を示し、その後僅かに増加した後は変化しない。解析値も13ステップ掘削時に急激な応力低下を示し、計測値と一致するが、その後は緩やかな応力低下となっている。空洞壁面から10m深部の計測値と解析値は14ステップ掘削時に最大値を示し、ほぼ同様の傾向を示す。

以上のことから、解析結果は、計測結果にみられる岩盤内応力変化を定性的にほぼ再現できていると

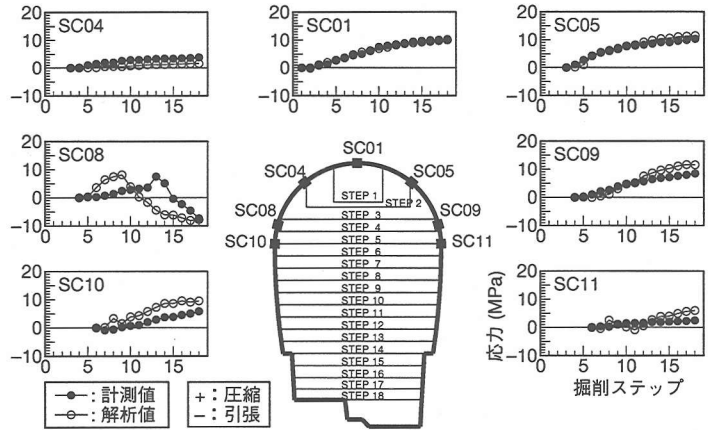


図-12 吹付けコンクリート応力の経時変化 (葛野川地点)

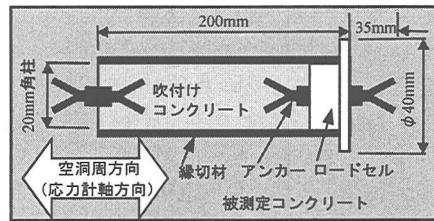


図-13 吹付けコンクリート応力計

考えられる。

ところで、RD14測線の岩盤変位の解析結果は、計測結果をよく再現しているが、これと同じ計測位置の岩盤内応力は、急激な応力低下が生じた後に解析値と計測値が離れる傾向にある。岩盤変位は計測線方向の区間相対変位であるのに対して、岩盤内応力は計測線に直交する方向の増分応力である。このように、同じ計測位置でも計測方向によって解析結果と計測結果の対応が異なる原因としては、本手法が破壊した岩盤の体積変化 (特にダイレイタンス) を考慮していないことが挙げられる。これに関しては、不連続面のすべりに伴う開口変位を岩盤モデルに考慮することや、破壊後の主ひずみと体積ひずみの関係を結びつける方法論²⁾などを構築することによって改善できるものと考えられる。

d) 支保挙動

図-12に吹付けコンクリート内に埋設された応力計 (図-13) で計測した空洞周方向のコンクリート応力の経時変化を解析値と比較して示す。吹付けコンクリート応力の解析値と計測値は良く一致してお

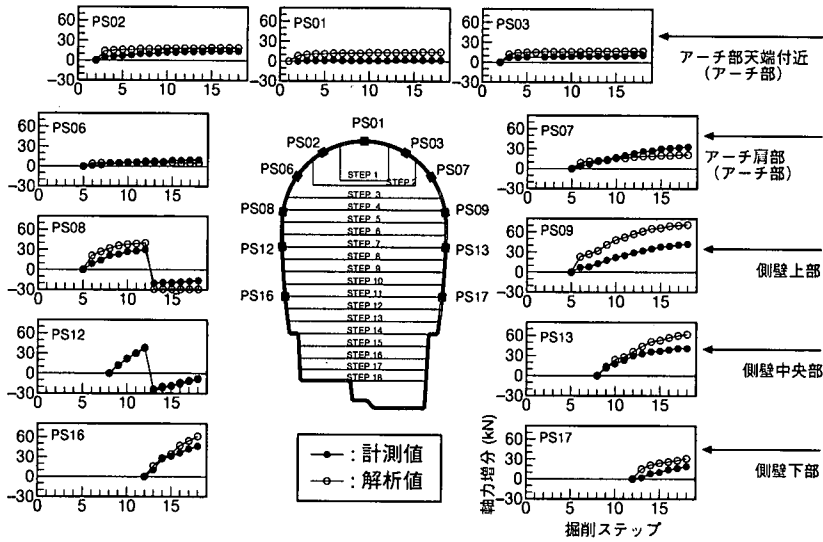


図-14 PS工軸力増分（ストランド1本当たり）の経時変化（葛野川地点）

り、解析結果は、計測結果にみられる①盤下げ掘削に伴うアーチ天端付近の吹付けコンクリート応力の増加、②空洞左右における吹付けコンクリート応力の非対称性、③SC08測点における圧縮から引張りへの応力変化等の挙動を表現できている。

図-14にPS工軸力増分（ロードセルにより計測されるアンカーヘッドの荷重）の経時変化の比較を示す。鉄管路側測点（PS08、PS12）におけるPS工軸力増分の急激な低下は、PS工の増し打ちによる導入力の除荷である。PS工軸力増分の解析値と計測値は、ほぼ一致している。

5. 火成岩系岩盤（塩原地点）の掘削解析

火成岩系の岩盤は、大規模地下空洞掘削時に節理の開口変位が壁面変位に寄与する割合が高いと報告されている³³⁾。また、不連続面の開口変位は、不連続面のダイレイタンス効果と剥離により生じると報告されている³⁴⁾。本解析手法の岩盤モデルは、不連続面（節理）に対してせん断変形のみを考慮しているため、不連続面のすべりによる開口変位（ダイレイタンス効果）が支配的になる場合は岩盤挙動を十分に表現できないことが考えられる。

(1) 空洞周辺の地質概要²⁾および解析条件

塩原地下発電所空洞は、幅29m、高さ51m、長さ165mの規模を有し、天端にアーチコンクリートを配したきのこ型の掘削断面形状（図-15参照）であり、土被りが200mの地下に位置している。発電所周辺の地質は、斑状流紋岩および流紋岩が層状分布し、岩質境

界面は発電所長軸にほぼ直交する走向で南急傾斜している。この岩盤中の節理は、岩質境界面に平行な板状節理とこれに直交する柱状節理が発達している。

解析対象断面は、最大の掘削面積を有する発電電動機室断面中央（B断面、C断面、D断面）²⁾のうち、破碎帯の影響が小さいと考えられるB断面とした。有限要素メッシュの寸法は施工時の盤下げ掘削高さと同じ2.5mを基本とし、280m×280mの矩形領域を解析領域とした。

解析に考慮する不連続面群は、図-1に示す発電所長軸に平行な節理群のうち、斑状流紋岩および流紋岩で最も卓越する南落ち60°（解析断面において右落ち）の柱状節理とした。

支保工は、天端にアーチコンクリート（1.5m）が打設された後、側壁部に吹付けコンクリート、ロックボルトおよびPS工（初期緊張力0.16～0.31MPa）が施工されている²⁾。支保工の解析モデルは、アーチコンクリートを線形弾性体のソリッド要素4層、PS工を線形弾性体のトラス要素で与えた。

掘削ステップは、アーチ部掘削とその後の盤下げ掘削（14段階のベンチ掘削）に分け、アーチ部掘削では掘削後にアーチコンクリートを打設し、盤下げ掘削後に各ベンチでPS工を打設した。

表-2に解析用物性値一覧表を示す。各入力パラメータは、葛野川地点の掘削解析と同様の方法で設定した。ただし、節理の力学特性に関するパラメータは、節理面沿いの岩盤フリクション試験の結果が得られていないため、岩盤せん断試験によるせん断面を対象に多数実施したフリクション試験結果の下限値を用いた。なお、当該地点の土被り（200m）は

表-2 塩原地点の解析用物性値一覧表

区分		解析用物性値
基質 岩盤	破壊強度	$c_p^R = 2.2$ (MPa), $\phi_p^R = 55$ (°)
	残留強度	$c_r^R = 0.7$ (MPa), $\phi_r^R = 52$ (°)
	引張強度	$\sigma_t^R = 1.6$ (MPa)
	初期接線弾性係数	$E_0^R = 10$ (GPa)
	非線形パラメータ	$A = B = 1.0$
	接線弾性係数の 下限値	$E_{low}^R = E_0^R / 10$ (GPa)
	ポアソン比	$\nu^R = 0.25$
クリープ係数	$\alpha = 5$ (%), $\beta = 15$ (1/day)	
節理	破壊強度	$c^J = 0$ (MPa), $\phi^J = 45$ (°)
	初期接線せん断 剛性	$k_{s0} = 10 \cdot \sigma_n$ (MPa/cm)
	非線形パラメータ	$a = b = 1.0$
	節理角度, 節理間隔	$\theta = -60$ (°), $S^J = 30$ (cm)
コン クリ ート	弾性係数, ポアソン比	$E = 20$ (GPa), $\nu = 0.20$
	クリープ係数	$\alpha = 100$ (%), $\beta = 0.02$ (1/day)
PS工	弾性係数(断面積)	$E = 195$ (GPa), (等価断面積)
初期 応力	解析断面内応力	$\sigma_x = 3.6, \sigma_y = 4.7,$ $\tau_{xy} = -0.3$ (MPa)

葛野川地点(500m)よりも小さいため、それぞれの土被り圧相当の荷重レベルまでの平板荷重試験結果に基づき設定した基質岩盤の初期接線弾性係数は、当該地点の方が葛野川地点よりも小さくなっている。

(2) 解析結果と考察

a) 岩盤変位および破壊領域

図-15に最終ベンチ掘削時の岩盤変位(計測線方向の区間相対変位)分布および空洞壁面変位の経時変化の解析結果と計測結果の比較を示す。同図には解析による最終ベンチ掘削時の岩盤および節理の破壊領域を合わせて示した。破壊区分の凡例は、図-9と同じである。岩盤変位計は当該ベンチ掘削後に空洞内側から埋設し、その時点初期状態として変位計測を行っている。計測結果には、以下のような変形挙動の特徴がみられる。

①計測位置に関わらず、盤下げ掘削の進行に伴い最終ベンチ掘削まで変位が増大する挙動

②空洞側壁部の変位量が放水路側(空洞右側)よりも鉄管路側(空洞左側)で大きくなる非対称挙動

解析結果は、一部の計測線を除いて、変位分布ならびに壁面変位の経時変化のいずれも計測結果をほぼ再現できている。BI11測線およびBI13測線の解析による壁面変位の経時変化は、それぞれ6ベンチ掘削、

10ベンチ掘削から変位が収束し始め、計測結果との間に大きな隔たりがみられる。これは、地質調査結果によると、当該断面の鉄管路側には左落ち70°～80°の高角度の破砕帯(幅10～50cm)が確認されていることから、本解析手法では表現できない局所的な不連続挙動が影響していると考えられる。

以下に、岩盤および節理の破壊領域と岩盤変位の関係について述べる。解析で設定した節理方向(右落ち60°)が流れ目となる鉄管路側では、初期地圧(図-1参照)の傾きにより左下方向に掘削に伴うせん断応力の大きな領域が発生する。そして、基質岩盤のモビライズド方向が節理方向に近いために、節理の破壊(Joint)と、その後、基質岩盤の残留強度にモールの応力円が抵触する破壊(R&J)がほぼ同じ掘削ステップで発生し、空洞壁面から深部に拡大する。一方、放水路側では、掘削に伴うせん断応力の大きな領域は右上方向に発生するため、空洞側壁部の同レベルでは鉄管路側に比べてモールの応力円が相対的に小さく、節理の破壊(Joint)は盤下げ掘削により右上方向に進展する。さらに、節理方向が基質岩盤のモビライズド方向と直交方向に近いことから、節理の破壊(Joint)は空洞側壁部の同レベルでは鉄管路側よりも遅延し、最終ベンチ掘削時の節理の破壊(Joint)領域は鉄管路側と同程度となっているものの、その後の破壊(R&J)は空洞壁面近傍に留まっている。

このような破壊状況下で、放水路側では節理の剛性低下はあるものの、包含する基質岩盤の剛性低下が小さいために、岩盤の等価せん断剛性の低下は鉄管路側のそれよりも小さくなり、岩盤変位の空洞左右における非対称性が表現されている。このように本手法は、従来の多くの等価連続体解析手法では考慮されていない基質岩盤の非線形性を剛性の応力依存性という形で与えて、不連続面の変形のし易さを、包含する岩盤の剛性を低下させることで表現している。

上記のことは、不連続性岩盤を扱う解析では、不連続面の変形拘束効果を岩盤モデルに考慮することの有効性を示している。

なお、変位の非対称挙動が葛野川地点よりも顕著に現れたのは、節理方向が葛野川地点とは異なり、初期最大主応力の方向に近いことに起因している。

基質岩盤のみの破壊領域は、当該地点では発生していないが、葛野川地点では発生している。これは、基質岩盤の破壊強度(c_p^R, ϕ_p^R)と土被り圧 σ_n により算定した地山強度比($2c_p^R \cos \phi_p^R / \{\sigma_n(1 - \sin \phi_p^R)\}$)が、当該地点の2.7に対して葛野川地点は0.8と小さいことに起因している。このことは、葛野川地点のように地山強度比が小さい場合は、基質岩盤の破壊を岩盤モ

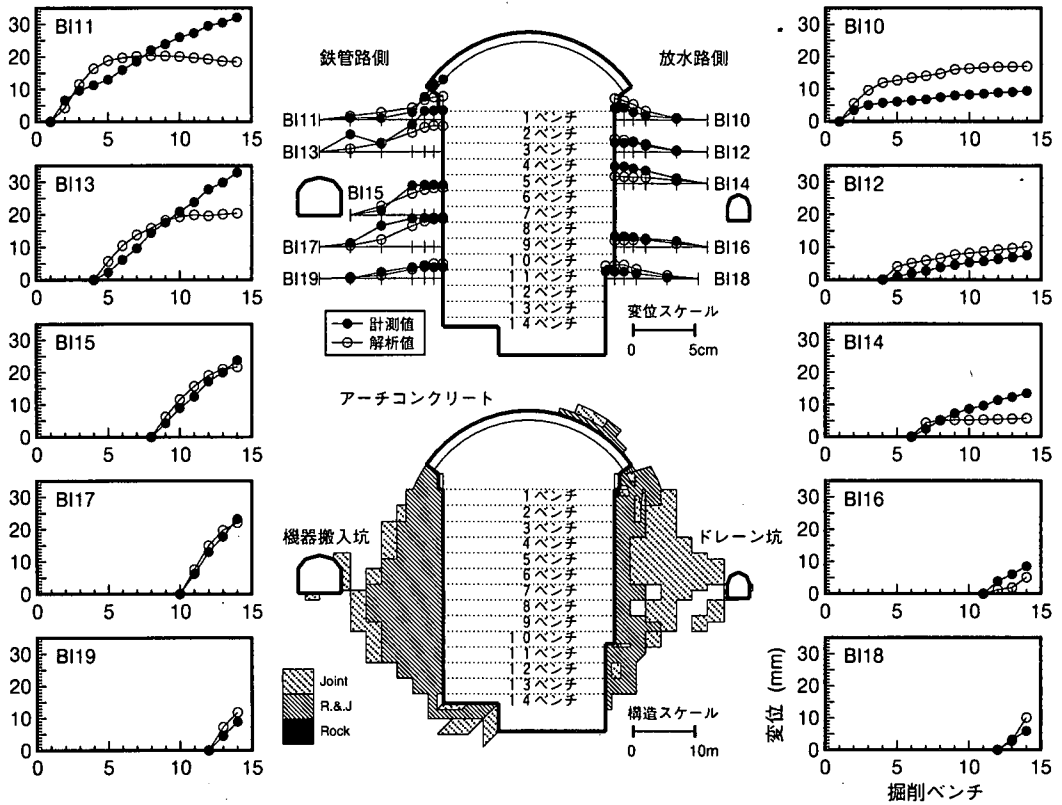


図-15 最終ベンチ掘削時の岩盤変位分布，空洞壁面変位の経時変化および解析による岩盤および節理の破壊領域（塩原地点）

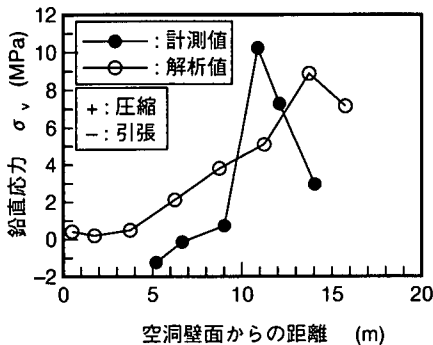


図-16 最終ベンチ掘削時の鉛直方向の岩盤内応力分布（塩原地点）

デルに考慮する必要があることを示唆している。

b) 岩盤応力

当該地点では，D断面鉄管路側の空洞中央部付近において，掘削がほぼ終了する14ベンチ時点で球状孔底歪法により絶対応力が計測²⁾されており，これと解析結果とを比較した。図-16にBI15測線（図-15

参照）近傍における最終ベンチ掘削時の鉛直方向の岩盤内応力分布を示す。計測結果は，空洞壁面から10～12m付近深部に圧縮応力の集中がみられ，その大きさは10MPaと初期地圧の2倍程度である。この応力集中箇所での空洞側の応力値はゼロに近い値を示す。空洞壁面から13m以深でも応力低下はみられるが，観測坑（機器搬入坑）掘削の影響と推察される。解析結果は，空洞壁面から14m付近深部に9MPa程度の圧縮応力の集中がみられ，この位置から空洞壁面に向かって比較的緩やかな応力低下を示し，空洞壁面から4m区間の応力値はゼロに近い値を示す。

以上のことから，解析値と計測値は，①応力集中の位置と応力値，②応力集中位置から空洞壁面に近づくに従って応力が低下すること，③低下した応力値がゼロに近い値を示すことが対応している。

c) アーチコンクリート応力

アーチコンクリート内では，アーチの上筋と下筋に各5点の鉄筋計を配置し，軸方向コンクリート応力を計測している。ここでは，コンクリート打設直後の温度応力とクリープの影響³⁾が小さいと考えられ

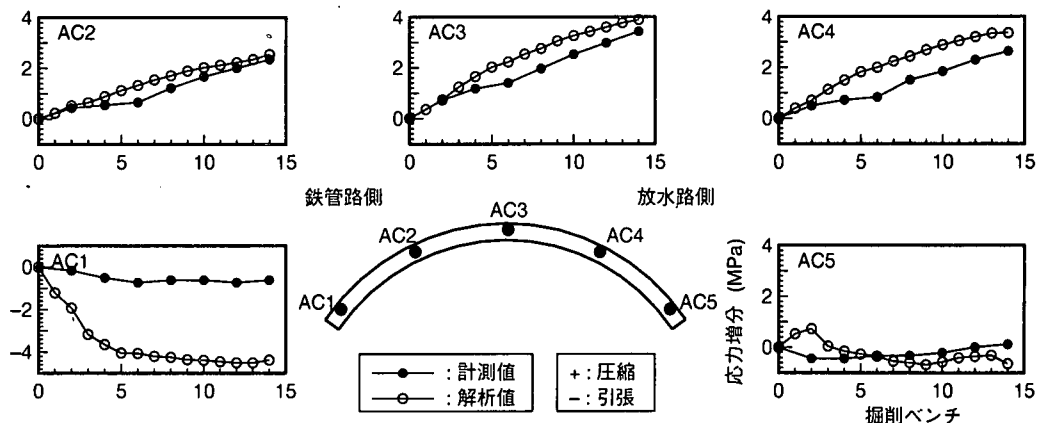


図-17 盤下げ掘削時のアーチコンクリート応力増分の経時変化 (塩原地点)

る盤下げ掘削時の増分値を比較した。

図-17に盤下げ掘削前を初期値とした上筋位置のアーチコンクリート応力増分の経時変化を示す。コンクリート応力増分の解析値と計測値は、鉄管路側アーチアバット (AC1)を除いて一致している。AC1のコンクリート応力増分は、計測値、解析値ともに盤下げ時に引張方向の応力が発生し、定性的には一致するものの、変化量には大きな隔たりがみられる。これは、アーチコンクリートと岩盤との境界部のモデル化 (本解析では節点を剛結) に起因していると推察される。

以上のことから、火成岩系岩盤である塩原地点の掘削解析結果においても、一部の不連続挙動を除いて、岩盤変形挙動、岩盤内応力変化および支保挙動を再現できることがわかった。

6. まとめ

提案した解析手法を用いて岩種、空洞形状および土被りが異なる2地点の地下発電所空洞の掘削解析を実施した。本研究で得られた知見をまとめると以下ようになる。

(1) 任意の方向に卓越する不連続面群 (節理群) の破壊を考慮した等価連続体解析手法を提案した。本手法は、岩盤の強度・変形異方性に加え、ひずみ軟化挙動を考慮できることが特徴であり、堆積岩系および火成岩系の不連続性岩盤における大規模地下空洞掘削時の岩盤変形挙動、岩盤内応力変化および支保挙動を概ね表現できる。

(2) 不連続性岩盤を扱う解析では、不連続面の変形拘束効果を岩盤モデルに考慮する必要がある。これは、

不連続面を包含する基質岩盤の応力-ひずみ関係の非線形性を考慮することにより表現できる。

(3) 地山強度が低く、かつ初期応力が大きい場合、すなわち、地山強度比が小さい場合は基質岩盤の破壊が生じる。

(4) 解析による岩盤変位は、空洞側壁部では計測値と一致する傾向を示すが、アーチ部では計測値よりも過大になる傾向があり、これは岩盤の力学特性の部位的な違いに起因していることが考えられる。

すなわち、地下発電所クラスの大規模地下空洞の側壁部の岩盤変位は、本解析で推定したフリクション試験結果に基づく節理の力学特性を設定すれば良いことが判明したが、アーチ部は、アーチ効果の影響や、掘削規模が小さい段階で全変位量のほとんどが発生しているため掘削の影響範囲は側壁部に比べて小さいと考えられることから、実際は側壁部よりも節理の連結性が小さく、節理の強度および剛性は大きかった可能性が考えられる。この部位の節理の力学特性は、例えば、発電所空洞に先行するアクセス坑等の中規模空洞掘削時の岩盤挙動に基づく設定方法が有効と考えられる。

(5) 堆積岩系岩盤 (葛野川地点) および火成岩系岩盤 (塩原地点) の変位計測結果には、節理が流れ目となる空洞側壁部の上部で盤下げ掘削に伴い岩盤変位が増加し続ける挙動が認められた。この挙動は、本解析手法では表現できない局所的な不連続挙動の影響と推察したが、その主要因は複数の不連続面群の交差に起因していることも考えられる。今後、複数の卓越した不連続面群を考慮できるように本解析手法の改良を行い、連続体解析による上記の不連続挙動の再現性を検討したい。

(6) 提案した解析手法は、基質岩盤および不連続面 (節

理)の破壊領域を評価できるため、空洞掘削時の岩盤挙動予測のみならず、支保設計時の岩盤補強領域の推定も可能となる。したがって、将来的に解析で得られる破壊領域と各種計測で推定される岩盤補強領域⁹⁾との整合性が確認されれば、支保設計手法としての実用性が高まると考えられる。

(7)複数の不連続面群のうち、一つの卓越する不連続面群のみを考慮している本解析手法の適用範囲については、(5)と関連して今後の検討課題である。

文献³⁶⁾によると、節理の集中度が約10%以上になると大規模地下空洞掘削時に岩盤全体として異方性が生じるとされている。本研究において解析で考慮した発電所長軸に平行な節理群の集中度は、堆積岩系岩盤(葛野川地点)で9%、火成岩系岩盤(塩原地点)で15%であり、いずれも次に集中度の高い節理群の1.5倍以上の値となっている。これらの知見は、本解析手法を実際に適用する上で一つの目安になると考えられる。

謝辞:本論文を取りまとめるにあたり東京大学(現香川大学)吉田秀典助教授ならびにGeomechanics Research Centre (Laurentian University, Canada)のMing Cai博士には貴重な意見を頂きました。ここに、記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 御牧陽一, 蔵持慈男, 工藤奎吾: 今市地下発電所の施工と空洞周辺岩盤の挙動について, *電力土木*, No.185, pp.47-63, 1983.
- 2) 前島俊雄, 伊東雅幸: 蛇尾川発電所<地下発電所空洞の設計と施工実績について>, *電力土木*, No.232, pp.25-35, 1991.
- 3) 小山俊博, 南部茂義, 小松崎勇一: 地下500mの大規模空洞<東京電力葛野川地下発電所>, *トンネルと地下*, 第28巻1号, pp.37-45, 1997.
- 4) 宇野晴彦, 田坂嘉章, 大森剛志, 工藤奎吾: 空洞掘削時岩盤計測に基づく周辺岩盤のゆるみ領域の評価, 第10回岩の力学国内シンポジウム論文集, pp.605-610, 1998.
- 5) Singh, B.: Continuum characterization of jointed rock mass, part I - The constitutive equations, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abst.*, Vol.10, pp.311-335, 1973.
- 6) 北條 明, 中村 真, 打田靖夫, 櫻井春輔: 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.143-153, 1996.
- 7) Oda, M., Suzuki, K. and Maeshibu, T.: Elastic compliance for rock-like materials with random cracks, *Soil and Found.*, Vol.24, No.3, pp.27-10, 1984.

- 8) 京谷孝史, 市川康明, 川本朧万: 岩盤の力学特性評価における損傷力学的アプローチ, *土と基礎*, Vol.35-3, pp.23-28, March, 1987.
- 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モデルと大規模地下空洞掘削の解析, *土木学会論文集*, No.535/III-34, pp.23-41, 1996.
- 10) 田坂嘉章, 宇野晴彦, 大森剛志, 工藤奎吾: 節理の破壊を考慮したひずみ軟化解析手法による地下発電所空洞掘削の解析, 第10回岩の力学国内シンポジウム論文集, pp.575-580, 1998.
- 11) 永井哲夫: ロックボルトにより補強された不連続性岩盤の力学的挙動に関する研究, 神戸大学学位論文, 1992.
- 12) Jaeger, J.C.: Shear failure of anisotropic rocks, *Geol. Mag.*, Vol.97, No.1, pp.65-72, 1960.
- 13) 川本朧万, 吉田英生: 節理体および積層体の巨視的なせん断破壊性状について, *材料*, 第17巻, 第181号, pp.42-49, 1968.
- 14) Reik, G. & Zacs, M.: Strength and deformation characteristics of jointed media in true triaxial compression, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.15, pp.295-303, 1978.
- 15) Yoshinaka, R. & Yamabe, T.: Joint stiffness and the deformation behavior of discontinuous rock, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol.23, No.1, pp.19-28, 1986.
- 16) Donath, F.A.: Experimental study of shear failure in anisotropic rocks, *Bull. Geol. Soc. Am.*, Vol.72, pp.985-990, 1961.
- 17) 赤井浩一, 山本和夫, 有岡正樹: 結晶片岩の構造異方性に関する実験的研究: 土木学会論文報告集, No.170, pp.23-36, 1969.
- 18) 足立紀尚, 林 正之: 軟岩の力学特性に及ぼす不連続面の影響, *土木学会論文報告集*, No.305, pp.97-110, 1981.
- 19) 土木学会編: *地下構造物の設計と施工*, pp.86-90, 1976.
- 20) Hill, R.: Elastic properties of reinforced solids. Some theoretical principles. *J. Mech. Phys. Solids*, Vol.11, pp.357-372, 1963.
- 21) Cai, M. and Horii, H.: A constitutive model of highly jointed rock masses, *Mechanics of Materials*, 13, pp.217-246, 1992.
- 22) 川本朧万, 石塚与志雄: ひずみ軟化を考慮した岩盤掘削の解析, *土木学会論文報告集*, No.312, pp.107-118, 1981.
- 23) 秋元賢吾, 工藤奎吾, 大森剛志, 田坂嘉章, 宇野晴彦: 各種非線形FEM解析手法による大規模地下空洞の掘削解析, 第33回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.1245-1246, 1998.
- 24) 本島 睦, 日比野 敏, 林 正夫: 岩盤掘削時の安定解析のため電子計算プログラムの開発, *電力中央研究所報告*, No.377012, 1978.

- 25) 荒井克彦, 片瀬貴文: トンネル内空変位計測に基づく地盤変形・強度定数の推定, 土質工学会論文報告集, Vol.24, No.2, pp.171-179, 1984.
- 26) 大西有三, 東出明宏: 不均質岩盤の弾性定数と幾何学特性の同定に関する基礎的研究, 土木学会論文集, 第358/Ⅲ, pp.93-101, 1985.
- 27) 川本眺万, 林 正夫: *地盤工学における有限要素解析*, 培風館, 1978.
- 28) 吉田秀典, 日比野繁信, 堀井秀之, 工藤奎吾: 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, 土木学会論文集, No.596/Ⅲ-43, pp.11-27, 1998.
- 29) 大森剛志, 田坂嘉章, 宇野晴彦, 秋元賢吾, 工藤奎吾: 大規模地下空洞掘削解析における基質岩盤物性の設定方法の提案, 土木学会第53回年次学術講演会概要集Ⅲ-B, pp.422-423, 1998.
- 30) 田坂嘉章, 大森剛志, 宇野晴彦, 工藤奎吾: パラメトリックスタディによる大規模地下空洞掘削解析における節理物性の評価, 土木学会第53回年次学術講演会概要集Ⅲ-B, pp.424-425, 1998.
- 31) 工藤奎吾, 小山俊博, 鈴木康正: 大規模地下空洞支保設計への数値解析の適用について, 土木学会論文集, No.588/Ⅵ-38, pp.37-49, 1998.
- 32) 里 優, 原田浩史, 平野逸雄, 亀村勝美: ひずみ軟化, ダイラタンシー, 弱面の存在を考慮した弾塑性解析, 第14回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.46-50, 1982.
- 33) 日比野 敏, 本島 睦: 大規模地下空洞掘削時の岩盤挙動とライニング設計概念の提案, 土木学会論文集, No.481/Ⅲ-25, pp.125-134, 1993.
- 34) 打田靖夫, 吉田次男, 浦山 克, 平川芳明: ポアホールテレビによる亀裂観察結果から見た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.517/Ⅲ-31, pp.33-41, 1995.
- 35) 本島 睦, 日比野 敏, 金川 忠: 大規模地下空洞の天井アーチ掘工内応力の検討, *電力土木*, No.210, pp.40-46, 1987.
- 36) 日比野 敏: 岩盤のつぶやき<小特集「地下大空洞」に寄せて>, *土と基礎*, Vol.46, No.6, pp.1-4, 1998.

(1999. 4. 20 受付)

A JOINT AND ROCK FAILURE STRAIN-SOFTENING MODEL AND ITS APPLICATION TO THE EXCAVATION SIMULATION OF LARGE-SCALE UNDERGROUND CAVERNS

Yoshiaki TASAKA, Haruhiko UNO, Takeshi OHMORI and Keigo KUDOH

To predict and analyze the anisotropic deformation behavior of large-scale underground excavations in discontinuous or jointed rock masses, a continuum model which takes into account the joint failure in arbitrary direction is proposed. The model considers not only the anisotropic strength and deformation behaviors of a rock mass, but also its nonlinearity and strain-softening behavior. The model has been applied to several excavation simulations of large-scale underground powerhouses located in jointed sedimentary and igneous rock masses. It is demonstrated that the proposed model can capture reasonably well the anisotropic deformation behavior of discontinuous rock masses and the response of installed rock support systems.