

節理性岩盤を対象とした各種解析手法による 要素解析結果の比較

堀井秀之¹・宇野晴彦²・吉田秀典³・芥川真一⁴・打田靖夫⁵・
森川誠司⁶・山辺正⁷・多田浩幸⁸・京谷孝史⁹・伊藤文雄¹⁰

¹正会員 Ph.D 東京大学大学院工学系研究科社会基盤工学専攻(〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1)

²正会員 工修 東電設計(株)技術開発本部土木技術部(〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3)

³正会員 工博 香川大学工学部安全システム建設工学科(〒760-8526 香川県高松市幸町1-1)

⁴正会員 Ph.D 神戸大学工学部建設学科(〒657-8501 兵庫県神戸市灘区六甲台町1-1)

⁵正会員 工博 (株)ニュージェック技術開発部(〒542-0082 大阪府大阪市中央区島之内1-20-19)

⁶正会員 工修 鹿島建設(株)情報システム部(〒107-8502 東京都港区元赤坂1-2-7)

⁷正会員 工博 埼玉大学工学部建設工学科(〒338-8570 埼玉県浦和市下大久保255)

⁸正会員 工修 清水建設(株)技術研究所土木研究開発部(〒135-8530 東京都江東区越中島3-4-17)

⁹正会員 工博 東北大学大学院工学研究科土木工学専攻(〒980-8579 宮城県仙台市青葉区荒巻字青葉)

¹⁰正会員 工修 大成建設(株)技術研究所岩盤研究室(〒245-0051 神奈川県横浜市戸塚区名瀬町344-1)

我が国では多くの地下発電所空洞建設の実績を有するが、厳しい地質・地圧条件下での施工やより大断面の空洞掘削を可能にするためには、空洞掘削時の岩盤挙動を正確に予測し得る解析手法の開発が不可欠である。本研究では不連続性岩盤を対象とする最新の解析手法として、節理の破壊を考慮したひずみ軟化解析、MBC解析、ロックボルト効果が考慮可能な等価連続体解析、複合降伏モデル、クラックテンソルモデル、損傷テンソルモデルを取り上げ、簡単な節理条件に対する巨視的な等価せん断弾性係数の算定式により入力物性値の比較を行った。次に、既往の地下発電所空洞掘削時の岩盤変形挙動を最も良く再現できる入力パラメータを抽出し、各解析手法による一要素解析結果の関係について論じた。

Key Words : *jointed rock masses, FEM analysis, constitutive model, large-scale cavern*

1. はじめに

国内では、ここ数十年来50あまりもの地下発電所大規模地下空洞が建設され、設計・施工において既に多くの実績がある。設計・施工の合理化を図り、より経済性を追求し、また、将来のニーズに対応した節理性岩盤等の厳しい地質条件や高地圧条件下での施工性およびより大規模な地下空洞掘削を可能にするためには、空洞掘削時の岩盤挙動を正確に予測し得る解析手法の開発が必要不可欠である。

不連続性岩盤を対象とした解析手法は、1960年代に有限要素法が岩盤力学に導入されて以来、数多く提案されており、現在に至るまで拡張、改良¹⁾が進められている。

これらの解析手法は、岩盤の不連続面を直接考慮する不連続体解析と不連続岩盤を等価な連続体に置き換える等価連続体解析に大別することができる。

ここでは、大規模地下空洞の構造物規模が不連続面の規模に比べて十分に大きいものと考え、等価連続体解析手法を取り上げることとするが、不連続性岩盤を対象として提案されている解析手法は、解析パラメータの設定がまちまちであり、要素試験レベルでの試験結果を一次元の解と比較した研究²⁾はあるものの統一的に実岩盤挙動を評価した解析手法の比較は行われていない。

そこで、本研究では、節理性岩盤での大規模地下空洞掘削を念頭に置き、不連続性岩盤に対する最新の解析手法として、節理の破壊を考慮したひずみ軟化モデ

ル、マイクロメカニクスに基づく等価連続体モデル、ロックボルト効果を考慮可能な等価連続体モデル、複合降伏モデル、クラックテンソルモデル、損傷テンソルモデルを取り上げ、各構成モデルの概念と簡単な不連続岩盤問題の等価せん断弾性係数算定式を比較することにより各モデルの特徴・コンセプトの比較を行った。そして、東京電力塩原発電所地下発電所空洞掘削時の周辺岩盤計測結果を最もよく再現し得る入力パラメータを各解析手法毎に同定し、各パラメータの比較を行うと共に、空洞掘削時の代表的な応力履歴による一要素解析を行い、解析結果に現れる岩盤挙動の特徴について比較検討した。

2. 各解析手法の概要

不連続性岩盤を等価連続体として取り扱う解析手法のうち、本研究では、以下の等価連続体解析モデルを取り上げた。

- ①節理の破壊を考慮したひずみ軟化モデル
(Nonlinear Analysis Program Including Softening)
- ②マイクロメカニクスに基づく等価連続体モデル
(Micromechanics Based Continuum Model)
- ③ロックボルト効果を考慮可能な等価連続体モデル
(Equivalent Rock-bolt Model)
- ④複合降伏モデル
(Multiple Yield Model)
- ⑤クラックテンソルモデル
(Crack Tensor Model)
- ⑥損傷テンソルモデル
(Damage Tensor Model)

以降、各モデルを用いる解析手法を()内の英名称の頭文字略記号にて呼ぶこととする。

以下に、これらの解析手法の概要を述べ、各解析モデルの概念を例示することを目的として、図-1に示すような間隔 s の平行な不連続面(以降、節理と呼ぶ)を含む岩盤の節理面方向の巨視的な等価せん断弾性係数 \bar{G} をせん断ばね剛性 k_s を用いた式で算定することとした。図-1に示す G^* は、各解析手法毎の岩盤の基質マトリクス(以降、基質部と呼ぶ)の剛性を示しており、対象としたモデルでは、卓越節理を除くランダムな微小クラックを含む岩盤部と節理を含まないインタクトな岩石部の2種類で定義されている。各モデルの基質部を特定して示す場合には、以降、前者を"基質岩盤"、後者を"岩盤基質部"と呼ぶこととする。なお、岩盤の寸法・節理の連続性については各解析手法毎に設定した。

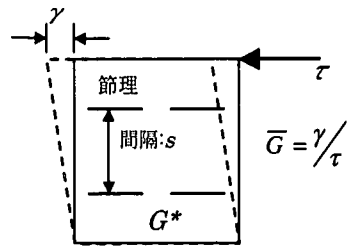


図-1 巨視的な等価弾性係数算定概要

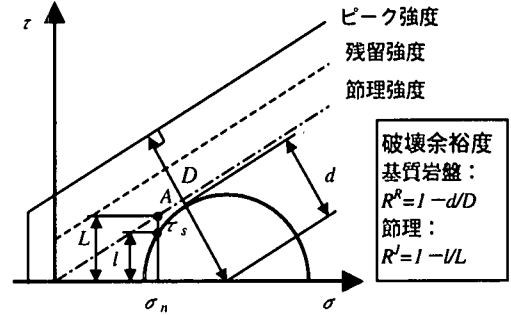


図-2 破壊条件と破壊余裕度

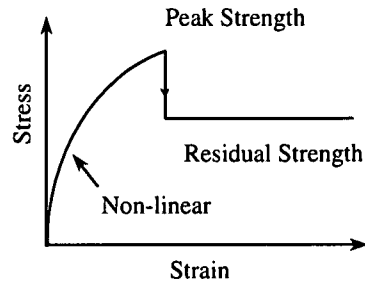


図-3 基質岩盤の応力～ひずみ関係のモデル化

(1)NAPIS

a)解析手法の概要³⁾

本解析手法は、一方向に卓越する節理性岩盤を対象として、変形特性に対しては節理と基質岩盤(卓越節理を除くランダムな微小クラックを含む岩盤)の等価連続体への置き換え手法¹⁾を適用し、強度特性に対してはJaegerの弱面理論⁴⁾を適用するものである。変形特性の算定に当たっては、強度特性と関係付けた破壊余裕度による応力依存型の非線形性で与えた。

基質岩盤は、図-2に示すようにモール・クーロンの破壊基準で与えられるものとし、ピーク強度に達した後、図-3に示すように残留応力まで応力解放するひずみ軟化材料とした。節理は、節理強度に達した時点でせん断すべりを生ずるものとする。

基質岩盤の破壊は、等方的なものとし、破壊した場合には、平均主応力 $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ 一定のまま残

留強度まで応力を低下させ、同一のモール円での節理方向を考慮した節理面のせん断応力が節理強度を超えた場合には、垂直応力 σ_n 一定条件で節理に作用するせん断応力 τ 、(図-2のA点)まで低下させる。

本解析手法では、連続性が高く、構造物に影響を及ぼすような一方に規則的に卓越する巨視的な節理を想定しており、その節理の起伏は、すべりによる開口変位が無視できる程度に小さく、また、その厚さは、挟在物がなく密着していると仮定すれば、節理と基質岩盤の等価連続体の平面ひずみ条件における応力~ひずみ関係は、節理方向の局所座標系において次式で表される。

$$\sigma_i = D_{ij} \varepsilon_j \quad (1)$$

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

ここで、

$$\bar{E} = E^R, \quad \bar{\nu} = \nu^R$$

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

σ_i, ε_j は、局所座標系の応力ベクトルおよびひずみベクトルであり、 E^R, ν^R, G^R は、それぞれ基質岩盤の弾性係数、ポアソン比およびせん断弾性係数であり、ポアソン比 ν^R は、一定値とする。 s, k_s は、節理の間隔およびせん断ばね剛性である。なお、 $\bar{E}, \bar{\nu}, \bar{G}$ は、卓越節理を含む岩盤の等価弾性係数、ポアソン比、せん断弾性係数であるが、 $\bar{E}, \bar{\nu}$ については、基質岩盤と同様とした。全体座標系における等価連続体の応力~ひずみ関係は、局所座標系における式(2)を座標変換して求める。

基質岩盤および節理が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節理の破壊余裕度 R^R, R' を用いて求める(図-2参照)。

$$\frac{E^R}{E_0^R} = A \cdot (R^R)^B, \quad R^R = 1 - \frac{d}{D} \quad (3)$$

$$\frac{k_s}{k_{s0}} = a \cdot (R')^b, \quad R' = 1 - \frac{l}{L} \quad (4)$$

$$k_{s0} = K' (\sigma_n)^{n'}$$

ここで、 E_0^R および A, B は、基質岩盤の初期接線弾性係数、非線形パラメータであり、 k_{s0} および a, b は、節理の初期接線せん断ばね剛性、非線形パラメータであ

る。 K', n' は、初期せん断ばね剛性の非線形パラメータであり、 σ_n は節理面に作用する垂直応力である。

b) 巨視的せん断弾性係数の算定式

当解析手法において、間隔 s で平行な節理が水平方向に連続する場合、巨視的な等価せん断弾性係数 \bar{G} は、基質岩盤のせん断弾性係数 G^R 、節理のせん断ばね剛性を k_s とすると岩盤全体のせん断ひずみ γ は、基質岩盤のせん断ひずみ γ^R と節理のせん断ひずみ γ' の和で表される。

$$\gamma = \gamma^R + \gamma' \quad (5)$$

すなわち、

$$\frac{\tau}{\bar{G}} = \frac{\tau}{G^R} + \frac{\tau}{k_s s} \quad (6)$$

よって、岩盤の巨視的なせん断弾性係数 \bar{G} は、

$$\bar{G} = G^R \frac{1}{1 + \frac{G^R}{k_s s}} \quad (7)$$

と表される。

(2) MBC

a) 解析手法の概要⁵⁾

MBCモデルは、微視構造要素の存在あるいはその発生・成長に支配された材料に対する連続体理論であるが、対象となる微視構造はどのようなものであっても構わない。

岩盤にマイクロメカニクスに基づく連続体理論を適用する場合、微視構造要素は個々のジョイントである。不連続面を多数有する岩盤を等価な連続体に置き換える方法としては、まず、図-4の左図に示すような不連続面を多数有する岩盤の任意の点に着目し、その点を含む部分領域である代表要素(R.V.E.: Representative Volume Element)を考える。ここで、代表要素は、微視構造要素に比べて十分に大きく、かつ物体の代表寸法に比べて十分小さい領域とする。その代表要素における平均応力と平均ひずみの関係、すなわち巨視的な構成式を求め、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。

代表要素における平均応力と平均ひずみの関係は、内在する不連続面の寸法、平均間隔、走向分布に依存し、材料は異方的な挙動を強く呈する。不連続面同士相互干渉を考慮に入れて不連続面の挙動を算定し、その結果を基に代表要素内で平均操作を行うことにより、巨視的な平均応力と平均ひずみの関係が求まる。

一般に岩盤の力学挙動は非線形であるため、その関係を増分方程式で表すと、

$$\Delta \bar{\epsilon}_{ij} = D_{ijkl}^R \Delta \bar{\sigma}_{kl} + \frac{1}{2V} \sum_m \int_{\Omega^m} (\Delta [u_i^{(m)}] n_j^{(m)} + \Delta [u_j^{(m)}] n_i^{(m)}) ds \quad (8)$$

となる。ここで、 V は代表要素の体積、 D_{ijkl}^R は基質岩盤のコンプライアンステンソル、 Ω^m は代表要素 V 中の m 番目のジョイント面、 n_j はジョイント面での単位法線ベクトル、そして、 $[u_i]$ はジョイント面での変位の相対量である。ここで、ジョイント面における相対変位増分 $\Delta [u_j]$ 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(8)より岩盤の構成式が、

$$\Delta \bar{\epsilon}_{ij} = \bar{D}_{ijkl} \Delta \bar{\sigma}_{kl} \quad (9)$$

と得られる。ここで、 \bar{D}_{ijkl} はジョイントを含む岩盤の巨視的接線コンプライアンスである。

ジョイントを多数含む岩盤において空洞掘削が行われる場合、地山応力解放により生ずるジョイントのせん断すべり・開口が岩盤挙動の支配的メカニズムと考えられる。しかし、空洞掘削時の空洞周辺の応力場は、掘削に伴って応力が解放されるが、依然として圧縮場にあるものと言える。そこで、圧縮下においてジョイントが開口変形を生ずるメカニズムとして、図-5に示すような起伏を有するジョイントを考える。起伏面でクーロンの摩擦条件が満足された時、その面でせん断すべりが開始し、別の面では開口を生ずる。こうしたモデル化を行うことにより、ジョイントの挙動が定式化され、さらにジョイントを包含する岩盤の構成式を導くことができる。

この解析手法の特徴としては、地質調査で得られた不連続面の方向や間隔が直接解析の入力データとして解析に反映できること、不連続面のせん断・開口量の空間分布が解析結果として得られること、などが挙げられる。岩盤の挙動は不連続面の方向や岩盤に作用している初期地圧の大きさ・方向の組み合わせに依存するが、この解析手法はそのような影響を表すことができる。

b) 巨視的せん断弾性係数の算定式

MBCモデルでは、前述の仮定条件において、ジョイントの長さを L 、ジョイントの平均間隔を s 、ジョイントのせん断ばね剛性を k 、基質岩盤のせん断弾性係数を G^R とする。前述の式(8)より仮定した条件下では、平均せん断ひずみ $\bar{\gamma}$ は、

$$\bar{\gamma} = \bar{\gamma}^R + \bar{\gamma}^J = \frac{\bar{\tau}}{G^R} + \rho L [\bar{u}] \quad (10)$$

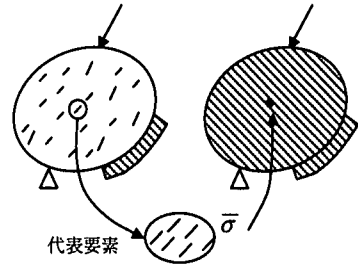


図-4 マイクロメカニクスに基づく連続体モデル



図-5 起伏を有するジョイント

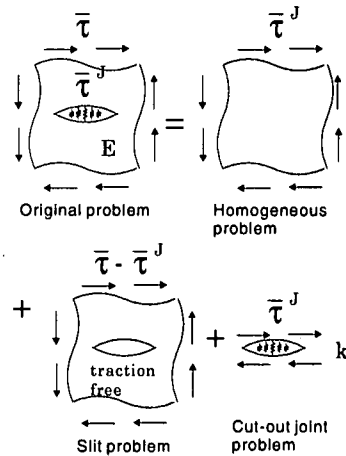


図-6 問題の重ね合わせ

となる。ここで、 $\bar{\gamma}^R$ は基礎岩盤のひずみ、 $\bar{\gamma}^J$ はジョイントが変形することにより生ずるひずみ、 ρ はジョイント密度、 $[\bar{u}]$ はジョイントの平均相対変位である。ここで、図-6に示すような問題の重ね合わせを考える。ジョイントを包含する岩盤の問題 (Original problem, 無限遠方で $\bar{\tau}$ 、ジョイント上には $\bar{\tau}^J$ が作用している問題) を、均質で外側境界に $\bar{\tau}^J$ が作用している問題 (Homogeneous problem), スリットを含み外側境界に $\bar{\tau} - \bar{\tau}^J$ が作用している問題 (Slit problem: スリット周りはトラクションフリー), そして、くり抜かれたジョイントの問題 (Cut-out joint problem) の3つに分けて考える。ここで、Slit problemのスリットと、Cut-out joint problemのジョイントの平均相対変位量に関する適合条件を考えると以下のようなになる。

$$[\bar{u}] = \frac{\bar{\tau}^J}{k} = \frac{\bar{\tau} - \bar{\tau}^J}{K}, K = \frac{E}{\lambda L}, \lambda = \frac{\pi}{2} \quad (11)$$

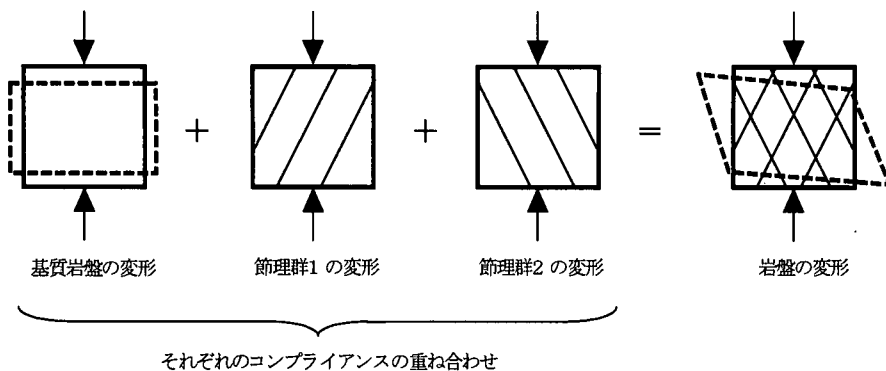


図-7 EQR および MYM におけるモデルの概念

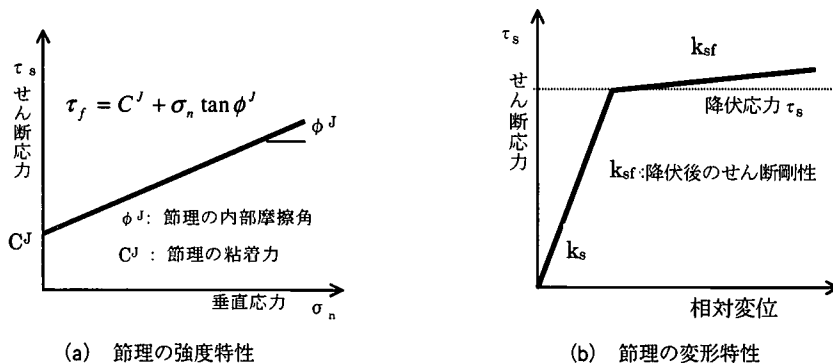


図-8 MYM の節理特性

ここで、 K はジョイントを包む岩盤のジョイントの変形に対する拘束の度合いを表し、 E は基質岩盤の弾性係数、 λ はジョイントの形状に関する係数である。詳細は参考文献⁵⁾を参照されたい。

これより、ジョイントに作用する平均応力 $\bar{\sigma}^J$ とジョイントの平均相対変位 $[\bar{u}]$ は、

$$\bar{\sigma}^J = \frac{1}{1+K/k} \tau, [\bar{u}] = \frac{1}{K+k} \bar{\tau} \quad (12)$$

と求まる。式(12)を式(10)に代入して、

$$\bar{\gamma} = \frac{\bar{\tau}}{G^R} + \rho L \frac{1}{K+k} \bar{\tau} = \frac{\bar{\tau}}{\bar{G}} \quad (13)$$

を得る。ここで、ジョイント密度 ρ とジョイント長さ L の間に成り立つ関係 $s=1/\rho L$ として \bar{G}/G について解くと式(14)となる。

$$\bar{G} = G^R \frac{1}{1 + \frac{G^R}{(k+K)s}} \quad (14)$$

(3)EQR, MYM

a) 解析手法の概要^{6), 7)}

EQRおよびMYMでは、いずれも岩盤中の節理は直線

であり、平行かつ等間隔に存在するものとして仮定する。図-7に示すように、岩盤の変形は、母岩自身の変形と複数の卓越節理群の開口・閉合およびすべりによる変形との和で表されるものとする。したがって、岩盤のひずみ $\{\epsilon\}$ は、基質部(EQR:岩盤基質部, MYM:基質岩盤)のひずみ $\{\epsilon^R\}$ と各節理のひずみ $\{\epsilon_m^J\}$ の和となり、節理を含む岩盤のコンプライアンスマトリクス $[C]$ と応力 $\{\sigma\}$ は、式(15)で表される。

$$\{\epsilon\} = \sum_m \{\epsilon_m^J\} + \{\epsilon^R\} = \left[\sum_m [F_m^J] + [D^R] \right] \cdot \{\sigma\} = [C] \cdot \{\sigma\} \quad (15)$$

ここで、 $[F_m^J]$ は、 m 番目の節理のコンプライアンスマトリクス、 $[D^R]^{-1}$ は基質部の等方性応力-ひずみマトリクスである。

なお、 $[F_m^J]$ は式(16)、式(17)によって求められる。

$$[F_m^J] = [T_m^J]^T \cdot [C_m^J] \cdot [T_m^J] \quad (16)$$

$$[C_m^J] = [K_m^J]^{-1} / S_m^J \quad (17)$$

ここで、 $[T_m^J]$ は、 m 番目の節理の全体座標系から局所座標系への座標変換マトリクス、 $[K_m^J]$ は、 m 番目の節理の剛性マトリクス、 S_m^J は m 番目の節理間隔である。

基質部の強度特性に対しては、EQRでは、インタクトな岩盤基質部のみを等方線形弾性体と仮定して取り扱っているが、MYMでは、微小あるいはランダムな節理を包含する基質岩盤をモール・クーロンの降伏条件に基づく非線形弾性体と仮定し、せん断強度および引張強度以上の応力に抵抗しないように最小主応力を一定とした収束計算により超過応力を周辺要素に再配分している。

節理の強度特性は、MYMでは、図-8(a)に示すようなモール・クーロンの降伏条件に従うものとしており、節理の垂直ばね剛性 k_n は線形弾性とし、せん断ばね剛性 k_s は、図-8(b)に示すような非線形のせん断応力-相対変位関係に従うものとしている。

一方、EQRは、降伏前の節理のせん断ばね剛性に式(18)で示すような垂直応力依存性を考慮している。

$$k_s = A \cdot \sigma_n \quad (18)$$

ここで、 A は定数、 σ_n はある節理の垂直応力である。なお、両手法とも節理の垂直ばね剛性は線形弾性としている。

b) 巨視的せん断弾性係数の算定式

巨視的せん断弾性係数の算定式については、EQRおよびMYMともにNAPISと同じコンプライアンス法を基本としているため、式(7)に示したNAPISの算定式と同様である。なお、EQRは、岩盤基質部(岩石)を取り扱うことから巨視的な等価せん断弾性係数 \bar{G} は、岩盤基質部のせん断弾性係数 G' を用いて、以下に示す式により、

$$\bar{G} = G' \frac{1}{1 + \frac{G'}{k_s s}} \quad (19)$$

で表される。

(4) CTM

a) 解析手法の概要⁸⁾

クラックテンソルモデルは、岩盤中の不連続面群の幾何学的特性を無次元のテンソル量で表し、多数の不連続面を含む岩盤をそれと等価な連続体に置き換えて解析するモデルである。この解析手法においては、不連続面が統計的な意味で均質に分布する岩盤領域に対して、巨視的な応力とひずみの関係を求め、不連続性岩盤を等価な異方弾性体としてモデル化する。具体的にはまず、不連続面の垂直およびせん断方向に発生する相対変位が、図-9に示す平行平板モデルに生ずる変位で求められるとする。次に、岩盤中に想定した測線に交差する不連続面に対して、その不連続面で生じた変位の総和をとる。その測線を全立体角方向に展開し

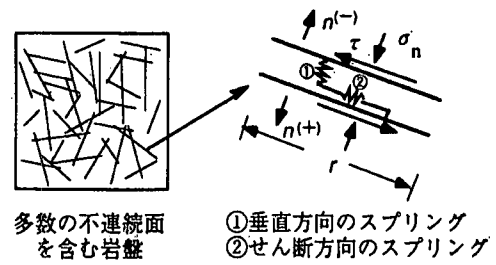


図-9 クラックテンソルモデルの概要

たとき不連続面群によってもたらされる等価なひずみが得られるとしている。

多数のクラックを含む岩盤が巨視的な応力 σ_{ij} を受けて弾性変形するとき、発生する巨視的なひずみ ϵ_{ij} は岩盤基質部(岩石)の弾性ひずみ $\epsilon_{ij}^{(m)}$ とクラックの存在による付加的な弾性ひずみ $\epsilon_{ij}^{(c)}$ の二つの成分の和であるとすれば、式(20)の関係が成り立つ。

$$\epsilon_{ij} = \epsilon_{ij}^{(m)} + \epsilon_{ij}^{(c)} = (M_{ijkl} + C_{ijkl}) \sigma_{kl} = T_{ijkl} \sigma_{kl} \quad (20)$$

ここで、 M_{ijkl} , C_{ijkl} , T_{ijkl} は岩盤基質部の弾性コンプライアンス、クラック部の弾性コンプライアンス、不連続性岩盤の巨視的弾性コンプライアンスをそれぞれ示す。

$\epsilon_{ij}^{(m)}$ は、岩盤基質部を弾性係数 E 、ポアソン比 ν の等方弾性体とすれば式(21)で表され、付加的な弾性ひずみ $\epsilon_{ij}^{(c)}$ は、クラックの幾何学特性を表す2階、4階のクラックテンソル F_{ij} , F_{ijkl} およびクラックの垂直剛性とせん断剛性から得られる応力の次元を持つ力学定数 \bar{k} , \bar{g} を用いると次式のように定式化される。

$$\epsilon_{ij}^{(m)} = \frac{1}{E} \{ (1 + \nu) \delta_{ij} \delta_{kl} - \nu \delta_{ij} \delta_{kl} \} \sigma_{kl} \equiv M_{ijkl} \sigma_{kl} \quad (21)$$

$$\epsilon_{ij}^{(c)} = \left\{ \left(\frac{1}{\bar{k}} - \frac{1}{\bar{g}} \right) F_{ij} + \frac{1}{4\bar{g}} (\delta_{ik} F_{jl} + \delta_{jk} F_{il} + \delta_{il} F_{jk} + \delta_{jl} F_{ik}) \right\} \sigma_{kl} \equiv C_{ijkl} \sigma_{kl} \quad (22)$$

ここで、 δ_{ij} はクロネッカーのデルタである。

式(22)中の2階、4階のクラックテンソル F_{ij} , F_{ijkl} は、式(23)、式(24)で定義される。

$$F_{ij} = \frac{\pi}{4V} \sum_{k=1}^M (r^{(k)})^3 n_i^{(k)} n_j^{(k)} \quad (23)$$

$$F_{ijkl} = \frac{\pi}{4V} \sum_{k=1}^M (r^{(k)})^3 n_i^{(k)} n_j^{(k)} n_k^{(k)} n_l^{(k)} \quad (24)$$

総和記号に含まれる M は考えている体積 V 中に含まれるクラックの総数であり、 $r^{(k)}$ は k 番目のクラックを円置き換えたときの直径 $r^{(k)} = 2(S^{(k)}/\pi)^{1/2}$ でクラックの大きさを表し、 $n_i^{(k)}$ はクラックの法線方向を向く単位ベ

クトル $n^{(k)}$ の座標軸 X_i ($i=1,2,3$)への成分を示している。 $S^{(k)}$ は、 (k) 番目のクラックの面積である。

また、個々のクラックは前述のように二つのスプリングで連結された平行板でモデル化されており、クラックに作用する垂直応力 σ_n とせん断応力 τ が垂直方向のスプリングとせん断方向のスプリングで伝達されるので、クラックの垂直剛性 K_n 、せん断剛性 G_s はそれぞれのスプリングの剛性を表し、式(22)に含まれる応力の次元を持つ力学定数 \bar{k} 、 \bar{g} とは式(25)の関係にある。

$$Kn = \frac{1}{r} \bar{k}, \quad Gs = \frac{1}{r} \bar{g} \quad (25)$$

上式で表される K_n 、 G_s は、全クラックについて平均化した剛性であり、クラックの大きさ r に反比例し、 σ_n に依存するパラメータである。なお、作用している応力に依存してクラックの剛性が非線形性を示す場合には、たとえば非線形な垂直剛性は次式のように書くこともできる。

$$Kn(\bar{\sigma}_{ij}) = \frac{1}{r} (k_0 + C\bar{\sigma}_{ij}N_{ij}) \equiv \frac{1}{r} \bar{k} \quad (26)$$

ここで、 k_0 は実験で求めるパラメータ、 C はクラックのアスペクト比、 N_{ij} は式(27)で与えられるクラックの方向分布によって定まる2階の構造テンソルである。

$$N_{ij} = \frac{1}{V} \sum_{k=1}^M (r^{(k)})^3 n_i^{(k)} n_j^{(k)} \quad (27)$$

本論文においては、クラック剛性の応力依存性を考慮しない式(20)～式(22)を用い、不連続性岩盤をそれと等価な異方線形弾性体に置き換えた解析を行う。

b) 巨視的弾性係数の算定式

間隔 s で平行な節理が水平方向に分布している亀裂性材料に対してクラックテンソルによる構成式を用いると巨視的なせん断弾性係数 \bar{G} は、岩盤基質部(岩石)のせん断弾性係数 G' と前述の \bar{g} を用いて式(28)となる。

$$\bar{G} = G' \frac{1}{1 + \frac{\bar{g}}{G'}} \quad (28)$$

(5) DTM

a) 解析手法の概要⁹⁾

損傷テンソルモデルは、岩盤中に分布する節理などの中間的規模の不連続面を損傷テンソルで定量化することによって、不連続性岩盤の力学挙動を連続体力学の枠内で取り扱うものである。節理面を有効断面積を減少させることによって岩盤を劣化させる損傷であると考え、損傷テンソルを用いて岩盤の有効断面に働く実質応力を定義する。

岩盤中に分布する不連続面に対して損傷テンソルは次式で定義される。

$$\Omega = \frac{3}{S} \sum_{k=1}^N a^k (n^k \otimes n^k) = \frac{l}{V} \sum_{k=1}^N a^k (n^k \otimes n^k) \quad (29)$$

ここに、 V : 岩盤中のある領域の体積、 N : V に含まれる不連続面の総数、 l : V を構成する基本岩石ブロックの代表的長さ、 a^k : k 番目の不連続面の面積、 n^k : k 番目の不連続面の単位法線ベクトル、 \otimes : テンソル積である。式(29)で定義される損傷テンソル Ω は、不連続面の三次元的な配置によって岩盤内部の有効断面積が失われる割合を表している。こうして定義された損傷テンソルを用いて、岩盤内の有効断面積に働く実質応力は、

$$\sigma^* = \sigma(I - \Omega)^{-1} = \sigma + \psi, \quad \psi = \sigma(I - \Omega)^{-1} \Omega \quad (30)$$

で与えられる。

岩盤の有効断面に作用する実質応力とひずみの間に線形構成則が成り立つものとする。ただし、実質応力 σ^* は非対称となるため、その対称部分を取り扱うものとする。すなわち、

$$\frac{1}{2}(\sigma^* + \sigma^{*t}) = D_\varepsilon \varepsilon = D^{-1} \left[\frac{1}{2}(\sigma^* + \sigma^{*t}) \right] \quad (31)$$

と与えられる。ただし、 D は岩盤基質部の弾性テンソルを表す。

以上の枠組みに対して、有限要素離散近似式は、

$$[K]\{U\} = \{F\} + \{F^*\} \quad (32)$$

となる。ここに、

$$[K] = \int_V [B]^t [D] [B] dV \quad (33)$$

$$\{F\} = \int_{S_t} [N]^t \{t_0\} dS_t + \int_V [N]^t \{f\} dV \quad (34)$$

$$\{F^*\} = \int_V [B]^t \{\psi\} dV \quad (35)$$

である。式(33)に見るように、剛性マトリックス $[K]$ は岩盤基質部の材料特性のみに依存し、分布不連続面の損傷効果は付加的な節点荷重ベクトル $\{F^*\}$ で表現されるのが損傷モデルの特徴である。式(35)は $\{F^*\}$ が応力に依存する準線形方程式であり、一般には繰返し計算によって解かれる。

b) 巨視的弾性係数の算定式

損傷テンソルにおける仮定条件において、図-1に示した簡単な節理性岩盤(高さ H 、幅 W)を考えた場合、亀裂長 $2a$ 、間隔 s のクラックが分布している代表領域 V に、せん断応力 τ が載荷された場合を考える。

表-1 巨視的な等価せん断弾性係数一覧

手法	NAPIS	MBC	EQR	MYM	CTM	DTM
$\frac{\bar{G}}{G^*}$	$\frac{1}{1 + \frac{G^R}{ks}}$	$\frac{1}{1 + \frac{G^R}{(k+K)s}}$	$\frac{1}{1 + \frac{G^I}{ks}}$	$\frac{1}{1 + \frac{G^R}{ks}}$	$\frac{1}{1 + \frac{G^I}{\bar{g}}}$	$1 - \frac{a}{s}$
物性値	基質部	G^R :基質岩盤	G^I :岩盤基質部	G^R :基質岩盤	G^I :岩盤基質部	G^I :岩盤基質部
	節理特性	連続節理	$\lambda : \pi/2$ $L : 2a$ $K : E/\lambda \cdot L$	連続節理	連続節理	節理長さ : $2a$

損傷解析においては、亀裂の影響を荷重項によって評価しているが、それを等価な剛性マトリックスとして評価した場合のせん断弾性係数の算定式である。この場合、損傷テンソル Ω_{ij} は式(36)で与えられる。

$$\Omega_{ij} = \frac{N}{V} \bar{l} a_i n_j \quad (36)$$

ここで、 $N=4$ 本、間隔 $l=s$ 、亀裂長 $\bar{a}=2a$ 、領域 $V=HW$ であるため、 $\Omega=2a/s$ で表される。従って、等価せん断弾性係数 \bar{G} は式(37)となる。

$$\frac{\bar{G}}{G} = 1 - \frac{\Omega}{2} = 1 - \frac{a}{s} \quad (37)$$

3. 各解析手法による基本解析

(1) 巨視的な等価弾性係数の評価

各解析手法における水平方向に間隔 s で存在する節理の節理面方向の巨視的な等価せん断弾性係数 \bar{G} の算定式を表-1に示す。

表-1において、各解析手法での等価せん断弾性係数の基準として用いられる岩盤のせん断弾性係数 G^* は、ランダムな微小節理を含む基質岩盤 (NAPIS, MBC, MYM) とインタクトな岩盤基質部 (EQR, CTM, DTM) とに大きく分けることができる。

基質岩盤、岩盤基質部の物性値は、岩盤・地質状況に基づいて解析手法毎に評価される。節理の力学特性としては、NAPIS, EQR, MYM, CTMは、ばね剛性を評価しており、NAPIS, MYMは、基質岩盤の破壊をも考慮している。DTMについては、節理の幾何学性状による有効断面積の減少により変形特性の異方性を表現している。MBCは、節理の幾何学性状と節理面の見掛けの起伏や強度特性による微小節理挙動のメカニズムに基づいた評価を行っている。

NAPIS, EQR, MYMは、基本的には、同様の巨視的なせん断弾性係数算定式となるが、NAPIS, MYMは、等価せん断弾性係数の基準として用いる岩盤のせん断弾性係数 G^* は基質岩盤であり、EQRは岩盤基質部のせん断弾性係数であるため、同じ変形挙動を表現するため

には、EQRの節理特性を岩盤の物性低下に大きく寄与させる必要がある。

ここで、NAPIS, EQR, MYMの等価せん断弾性係数算定式とMBCの等価せん断弾性係数算定式の関係に着目する。表-1よりコンプライアンス法に基づくNAPIS, EQR, MYMの3手法の等価せん断弾性係数比 (\bar{G}/G^*) は、式(38)で与えられる。

$$\frac{\bar{G}}{G^*} = \frac{1}{1 + \frac{G^R}{ks}} \quad (38)$$

$$G : G^R(\text{NAPIS, MYM}), G^I(\text{EQR})$$

ここで、MBCの等価せん断弾性係数評価式は、式(14)で与えられ、式(38)と同様の形に置き換えると、

$$\frac{\bar{G}}{G^*} = \frac{1}{1 + \frac{G^R}{(k+K)s}} = \frac{1}{1 + \frac{G^R}{k^*s}} \quad (39)$$

と表される。連続節理を仮定した場合、式(11)において、節理長さ a を無限大にすると $K=0$ となり、同じ等価せん断剛性を得るためには、ジョイントの見かけ上のせん断剛性として、 $k^* = k + K$ を選ばばよいこととなる。したがって、NAPIS, EQR, MYMの等価せん断弾性係数算定式は、ジョイントを包含する系の剛性 K だけジョイントのせん断剛性を割り増せばMBCと同様の形となる。

(2) 一要素による基本解析

各解析手法による基本的な変形挙動を比較検討するため、既往の大規模地下空洞掘削時の変形挙動を最も良く表現できる入力パラメータを抽出し、一要素解析を実施した。

a) 既往大規模地下空洞の概要¹⁰⁾

対象とした大規模地下空洞は、東京電力塩原地下発電所であり、高さ51m、幅29mおよび長さ163mの空洞規模を有し、天端にアーチコンクリートを配したきのこ型空洞であり、被り厚さが200mの地下に位置している。空洞軸直交方向の面内主応力は、 $\sigma_1=4.7\text{MPa}$ 、 $\sigma_3=3.5\text{MPa}$ で最大主応力は、鉛直方向より反時計回りに 15° の方向である。

表-3 当該地点の岩石・岩盤物性

	項目	物性値
岩盤	弾性係数(GPa)	2.9 (C_M) ~ 4.9 (C_H)
	強度定数(MPa)	$\tau = 1.0 + \sigma \tan 45^\circ$
	残留強度(MPa)	$\tau = 0.5 + \sigma \tan 35^\circ$
岩石	一軸圧縮強度(MPa)	58.8 ~ 137.2 (平均83.3)
	弾性係数(GPa)	25.5 ~ 69.6 (平均42.1)

表-2 変形挙動に影響する節理群

	解析断面での傾斜	節理間隔
1	左落ち30°	100cm
2	左落ち60°	100cm
3	右落ち60°	30cm

表-4 解析用物性値一覧表

解析手法	①NAPIS		②MBC		③EQR		④MYM		⑤CTM	⑥DTM			
基質部	E (GPa)	$E_f=9.8$ Non-linear $A=B=1.0$ *1		4.9		42.1		2.9		39.2		19.6	
	E_f (GPa)	-		-		-		1.5		-		-	
	ν	0.25		0.25		0.14		0.25		0.25		0.25	
	ピーク強度 (MPa)	$C_p=2.2$ $\phi_p=55.3^\circ$		-		-		$C=1.2$ $\phi=45^\circ$		-		-	
	残留強度 (MPa)	$C_r=0.7$ $\phi_r=52.1^\circ$		-		-		-		-		-	
	引張強度 (MPa)	1.5		-		-		0.1		-		-	
節理特性	節理傾斜 節理間隔	-60°	0.3m	30°	1.0m	30°	1.0m	30°	1.0m	45°	30°	1.0m	
				60°	1.0m	60°	1.0m	60°	1.0m		60°	1.0m	
				-60°	0.3m	-60°	0.3m	-60°	0.3m		-60°	0.3m	
	他節理パラメータ	a=b=1.0 *2	有効寸法 $L(\alpha=5^\circ)$		-		-		$F_0=10$ (節理密度)		$\Omega_{11}=0.71$ $\Omega_{22}=0.29$ $\Omega_{12}=0.30$		
			30°	0.5m	-		-						
			60°	0.5m	-		-						
			-60°	2.0m	-		-						
k_n (MPa/cm)	-		-		98		29.4×10^3		19.6×10^3 (MPa)		-		
k_s (MPa/cm)	$k_{s0}=10 \times \sigma_n$ ($k_s=10, n=1.0$)		-		$15 \times \sigma_n$		11.8×10^3		2.5×10^3 (MPa)		-		
破壊強度 (MPa)	$C_j=0$ $\phi_j=45^\circ$		Φ_j ($C_j=0$)		$C_j=0.1$ $\phi_j=35^\circ$		$C_j=0$ $\phi_j=35^\circ$		-		-		
			30°	50°									
			60°	50°									
			-60°	35°									

*1: 式(3), *2: 式(4)参照

空洞周辺岩盤は、流紋岩類を主体として、凝灰角礫岩が混在分布する地質であり、原位置の節理性状は、斑状流紋岩および岩質境界面と平行な板状節理(間隔50~200cm)とこれと直交する柱状節理(5~100cm)が発達している。当該地点での変位計測は、主として、掘削断面内方向変位(壁面法線方向)を対象に実施されており、これらの節理のうち発電所軸と直交する節理は、空洞壁面変位に対する影響は小さいものと考えられる。したがって、表-2に示す節理の走向が発電所軸とほぼ平行になる3つの節理群の影響を考え、各解析手法毎の節理特性評価に基づき考慮した。

当該地点の岩石・岩盤の力学特性としては、岩石試験(一軸圧縮試験)および原位置岩盤試験(平板載荷試験, 原位置岩盤せん断試験)から表-3に示す値が得られており、各解析手法の物性値設定の基本データとした。

b) 解析物性値

塩原発電所地下空洞掘削時の変形挙動の特徴は、左右側壁部相対変位の非対称性および下盤掘削時の側壁上部での変形挙動の継続的な発生であり、各解析手法の解析用物性値の設定は、実変形挙動を表現できる物性値をパラメータスタディにより抽出した。各解析手法の解析用物性値を表-4に示す。なお、解析物性値設定の詳細については、同発電所空洞掘削時の岩盤挙動解析を実施した文献¹¹⁾を参照されたい。

表-4に示したNAPIS, MBC, MYMの基質部の弾性係数は、原位置岩盤試験結果の弾性係数に基づいた基質岩盤の物性値を用いており、EQR, CTM, DTMは、室内岩石試験結果の弾性係数に基づいた岩盤基質部(岩石コア)の物性値を用いている。岩盤自体の強度特性を解析的に扱っているのは、NAPIS, MYMであり、NAPISは、ピーク強度から残留強度へと応力解放する。節理の強度特性を考慮しているのは、NAPIS, MBC,

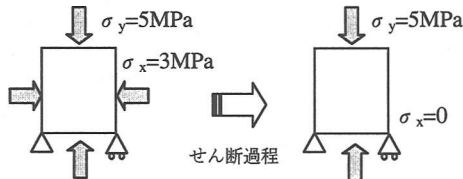


図-10 初期応力条件および応力変化条件

EQR, MYMであり、各モデルとも岩盤せん断試験結果の残留強度の ϕ に基づいて設定している。また、NAPIS, EQR, MYMおよびCTMは、節理の変形特性として、ばね剛性を用いており、このうち、NAPIS, EQRのせん断ばね剛性 k_n は、応力依存型の非線形特性を設定している。当該地点の変形挙動を表現するために考慮された節理群は、MBC, EQR, MYM, DTMでは、実際の地質情報から得られている3セットの節理群であるが、NAPISでは最も節理間隔の小さい卓越節理のみを考慮している。節理の幾何学特性を数値モデルとして与えるCTMは、当該地点の側壁変形挙動の非対称性を表現するために表-2に示した原位置での地質情報とは異なる節理方向(左落ち 45°)を設定している。

ここで、同じコンプライアンス法のNAPIS, EQR, MYMの基質部(基質岩盤, 岩盤基質部)と節理の力学特性の關係に着目する。各モデルの基質部は、EQRは岩盤基質部、NAPIS, MYMは基質岩盤と与えられており、基質部のみ弾性係数は、EQRが1オーダー大きな値となっている。節理の垂直ばね剛性 k_n は、EQRがNAPIS, MYMに比べて小さな値が設定されており、せん断ばね剛性 k_s については、EQRはMYMに比べて小さな値となっているが、NAPISと同程度の値となっている。すなわち、EQRは、MYMに比べて、基質部の弾性係数が高い分、節理の両ばね剛性値が小さいため、変形挙動に寄与する節理の影響が大きく、節理を包含する岩盤の全体的な変形挙動が同程度になるものと考えられる。しかし、EQRとNAPISを同様の観点から考えた場合、せん断変形に関しては、NAPISは基質部の剛性が小さく、せん断ばね剛性も小さいことから大きな変形挙動を示すこととなる。

c) 一要素解析

表-4に示した物性値を用いて、各解析手法の基本的な変形挙動表現を比較するため一要素解析を実施した。解析条件は図-10に示すように水平応力 $\sigma_x=3\text{MPa}$ 、鉛直応力 $\sigma_y=5\text{MPa}$ の初期応力条件から水平応力 σ_x を0まで減少させる応力解放過程を設定した。

各解析手法による解析結果として、図-11に要素の ϵ_x , ϵ_y および γ_{xy} と応力の關係を比較して示す。

本検討での水平応力の除荷過程における各モデルのx軸方向の除荷時等価弾性係数は、基質部・節理の非破壊領域では、NAPISは2.4GPa, MBCは4.9GPa, EQR

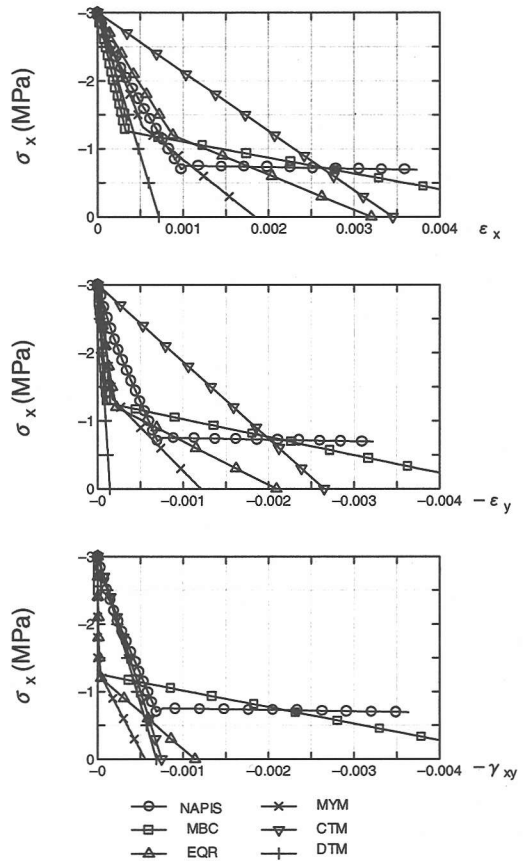


図-11 応力~ひずみ関係

は2.1GPa, MYMは3.2GPa, CTMは0.87GPaおよびDTMが4.2GPaの結果が得られ、

$$\text{CTM} < \text{EQR} < \text{NAPIS} < \text{MYM} < \text{DTM} < \text{MBC} \quad (40)$$

の關係となった。各解析手法毎の解析結果の特徴は、以下の通りである。

①NAPIS

基質岩盤のピーク強度と節理の破壊強度のうち、 $\sigma_x=0.75\text{MPa}$ (偏差応力 $\sigma_d=4.25\text{MPa}$)の時点で、基質岩盤のピーク強度よりも設定した右落ち 60° の節理面のせん断応力が節理の破壊強度に抵触し、その後の荷重負荷に対して、基質岩盤も節理も荷重に抵抗できないため、急激なひずみが発生する。節理の破壊強度に抵触するまでの各ひずみ挙動は、せん断応力の増加に伴う基質岩盤の弾性係数の非線形特性と節理のばね剛性の非線形特性を合わせた非線形な応力~ひずみ挙動を示している。

②MBC

$\sigma_x=1.29\text{MPa}$ ($\sigma_d=3.71\text{MPa}$)の時点で、設定した強度(すべり摩擦角)が最も小さい右落ち 60° の節理がすべり条件を満たして変形を開始し、それ以降の応力

解放に伴って、巨視的な材料は大きな変形を生ずる。節理の変形前、つまり弾性域においては、応力解放に伴うひずみ増分は、せん断成分 (γ_{xy}) が0で、垂直成分 (ϵ_x, ϵ_y) も非常に小さい値となっている。それに対して変形後は、各成分とも非常に大きな変形を生じている。さらに応力が $\sigma_x=0.33\text{MPa}$ になると、左落ち60°の節理も変形を始める。しかし、右落ち60°の節理に比べて左落ち60°の節理は、平均間隔、有効寸法がともに小さいため、巨視的なせん断弾性係数への寄与が小さく、右落ち60°の節理のみが変形しているときの巨視的な材料の剛性とほとんど差がない。なお、左落ち30°の節理は、本解析においては変形を生じなかった。

③EQR

$\sigma_x=1.20\text{MPa}$ ($\sigma_y=3.80\text{MPa}$) の時点で左落ち60°と右落ち60°の節理破壊が発生し、応力～ひずみ関係が急激に変化する。なお、左落ち30°の節理は、最後まで破壊していない。

④MYM

$\sigma_x=1.29\text{MPa}$ ($\sigma_y=3.71\text{MPa}$) の時点で軸ひずみの増加勾配が急増し、いずれのひずみ成分も急激に発生している。これは、この直前のステップ ($\sigma_x=1.32\text{MPa}$) で左落ち60°および右落ち60°節理のせん断応力が節理面のせん断強度を越えてすべり破壊が発生し、初期の等方的な剛性から異方的な剛性へと変化したためである。なお、左落ち30°の節理は、最後まで破壊していない。

⑤CTM, DTM

両モデル共に基質部・節理の非線形性・破壊を考慮していないため、各ひずみ成分は線形的に変化する。x方向変位の除荷時のせん断過程における等価弾性係数は、CTMは0.87GPa、DTMは4.2GPaの値となっている。

以上の結果によれば、先の表-4に示した各モデルの基質部のGは、岩盤基質部にに基づき与えられる最大値(EQR:42.1GPa)と基質岩盤に基づいて与えられる最小値(MYM:2.9MPa)で15倍程度の違いがあったにもかかわらず、節理を考慮した解析結果では式(40)に示すように5倍程度の断弾性係数の比率になっていることが分かる。CTM, DTMを除く4解析手法の応力～ひずみ関係は、本検討の条件下では、それぞれの基質部・節理の破壊条件に抵触するとEQR, MYMは、折れ曲がり点から緩やかな勾配に移行するが、NAPIS, MBCは、急激なひずみ増加を示す。線形領域での各ひずみ成分挙動は、MBCとMYMでは、 $\epsilon_x, \epsilon_y, \gamma_{xy}$ ともほぼ同様の応力～ひずみ関係を示す。各ひずみ成分の大小関係については、DTMは $\epsilon_x > \gamma_{xy} > \epsilon_y$ の関係を示すが、

他の解析は、いずれも $\epsilon_x > \epsilon_y > \gamma_{xy}$ の関係となっている。 γ_{xy} については、NAPIS, CTM, DTMが比較的大きな値を示しており、MBC, EQR, MYMは、微小である。

これらの一要素解析の応力～ひずみ挙動の特徴が空洞掘削時の岩盤挙動の違いに大きく寄与するものと考えられる。

4. まとめ

本論文では、不連続性岩盤に対する解析手法の比較を試みた。不連続性岩盤に対する解析手法を開発する上で、不連続面の影響をどのように取り扱うかが課題であり、それぞれの解析手法ごとに独自の工夫がなされてきた。これまで多くの解析手法が提案されているが、実岩盤挙動に基づいた同定パラメータの比較や解析結果の比較は行われていない。その原因としては、入力パラメータがそれぞれ異なること、空洞掘削の解析結果を比較しようとしても、モデル化の特徴と複雑な解析結果との因果関係が把握し難いこと、等が挙げられる。

本論文では、まず各モデルによって算定される、平行な直線節理を有する岩盤のせん断剛性を比較することにより、各モデルの特徴を抽出し、例えば、節理の寸法を考慮しないモデルにおいても、節理寸法に依存する見かけ上の節理剛性を用いることにより、節理寸法を考慮するモデルと同じ結果が得られることが明らかとなった。

さらに、大規模空洞掘削時の計測結果を最も良く再現し得る入力パラメータの比較を行った。節理寸法や強度特性値が入力パラメータに含まれるかどうか等、用いるパラメータの違いから、それぞれの解析手法の特徴が明らかになったのみならず、節理を同様に扱う解析手法でも、解釈の違いにより、用いる物性値が大きく異なることが示された。

そして、同定されたパラメータを用いて、各解析手法から得られる応力解放過程にある岩盤の挙動を比較した。同じ空洞掘削挙動を再現するように定めたパラメータを用いているにも関わらず、得られた挙動には顕著な差異が認められた。節理が動く、動かないという on, off のメカニズムの有無によって、挙動は異なり、解析手法は、on, offなしのタイプ、on, off ありのタイプ、また、on, off ありのタイプの中でも破壊後の剛性の低減が小さいタイプと大きいタイプの3種類に分類されることが判った。この差が空洞掘削解析結果にどのように現れるかを検討することが重要であると考えられる。そのことにより、各解析手法が基づいているモデル化の特徴と、それぞれの解析手法によって

得られる空洞掘削時の岩盤挙動との関係が明らかになり、空洞掘削時の岩盤挙動がどのような因子によって影響されているかが判るものと期待される。各解析手法による岩盤空洞掘削解析結果の比較検討については、塩原地下発電所空洞掘削挙動を対象とした堀井ら¹⁾の論文でまとめる。

5. おわりに

本論文は、平成8年度～平成10年度に実施された土木学会エネルギー土木委員会大規模地下空洞掘削技術小委員会における研究成果をまとめたものである。本論文をまとめるに当たっては、当小委員会委員：伊藤洋氏（電力中央研究所）、浦上博行氏（中部電力）、岡本明夫氏（日本地下石油備蓄）、福原明氏（電源開発）、袋井肇氏（関西電力）、水戸義忠氏（京都大学）、南部茂義氏（東京電力）、解析検討分科会委員：武内邦文氏（大林組）、永井哲夫氏（ダイヤコンサルタント）のご助言を頂いた。また、解析に関しては、中村真氏（ニュージェック）、田坂嘉章氏（東電設計）、石井大介氏（鹿島建設）のご協力を頂いた。ここに、記して感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 櫻井春輔, 清水則一: 不連続性岩盤の解析手法の現状, 土と基礎, No.40-11, pp.39-44, 1992.
- 2) 清水隆文, 鄭教澈, アイダンオメル, 市川康明, 赤木知之: 不連続岩盤の等価連続体モデルに関する様々な方法に対する比較・検討について, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.13-18, 1994.
- 3) 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講演論文集, pp.575~580, 1998.
- 4) Jaeger, J.C.: Shear failure of anisotropic rocks, Geol. Mag., Vol.97, No.1, pp.65-72, 1960.
- 5) 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.553/III-34, pp.23-41, 1996.
- 6) 北條明, 中村真, 打田靖夫, 櫻井春輔: 不連続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) 佐々木猛, 吉中龍之進, 永井文男: 有限要素法による節理性岩盤の複合降伏モデルに関する研究, 土木学会論文集, No.505/III-29, pp.59-68, 1994.
- 8) 山辺正, 原夏生, 小田匡寛: クラックテンソルによる節理性岩盤の弾性変形解析と入力パラメータの決定に関する研究, 土木学会論文集, No.382/III-7, pp.121-129, 1987.
- 9) 京谷孝史, 市川康明, 川本眺万: 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, No.358/III-3, pp.27-35, 1985.
- 10) 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.
- 11) 堀井秀之, 宇野晴彦, 吉田秀典, 芥川真一, 打田靖夫, 森川誠司, 山辺正, 多田浩幸, 京谷孝史, 伊藤文雄: 等価連続体解析手法による塩原発電所空洞掘削時挙動の比較検討, 土木学会論文集, No.659/III-52, pp.211~227, 2000.

(1999. 10. 15受付)

COMPARISON OF ONE-ELEMENT ANALYSIS RESULTS BY SOME NUMERICAL METHODS FOR JOINTED ROCK MASS

Hideyuki HORII, Haruhiko UNO, Hidenori YOSHIDA, Shinichi AKUTAGAWA,
Yasuo UCHITA, Seiji MORIKAWA, Tadashi YAMABE, Hiroyuki TADA,
Takashi KYOYA and Fumio ITO

In Japan, there are a lot of construction results of power -station cavern. It is, however, indispensable to develop the analysis method which is able to predict the behavior of rock mass during cavern excavation so as to make an excavation under the condition of severe geology and earth pressure. In this article, the Nonlinear Analysis Program Including Softening Model, the Micromechanics-Based Continuum Model, the Equivalent Rock-bolt Model, the Multiple Yield Model, Crack Tensor Model and Damage Tensor Model are employed to carry on the analysis of cavern excavation. First, their macroscopic equivalent shear modulus are compared under the condition that a macroscopic material includes a single discontinuity. Next, the input parameters by which the behavior of rock mass during the excavation of the Shiobara power station constructed by Tokyo Electricity Power Company is reproduced are extracted. Using them, one element problem is analyzed by those models, and their results are discussed.