

AE 計測による岩盤強度定数の逆解析手法

森岡 宏之¹・南 将行¹・前島 俊雄¹・田坂 嘉章²・黒瀬 浩公²・Ming CAI³

¹正会員 東京電力株式会社 建設部 (〒100-8560 東京都千代田区幸町1-1-3)

E-mail: morioka.hiroshi@tepcoco.jp

²正会員 東電設計株式会社 技術開発本部 構造・耐震技術部 (〒110-0015 東京都台東区東上野3-3-3)

³Member of JSCE, Geomechanics Research Center, MIRARCO, Laurentian Univ.
(933 Remsey Lake Road, Sudbury, Ontario, Canada, P3E 6B5)

大規模岩盤空洞の掘削において、計測データから岩盤物性値を同定する逆解析手法は、合理的な空洞の設計・施工を実現する上で重要な役割を担う。トンネル分野で現在広く用いられる計測変位に基づく逆解析手法は強度定数を直接算定できないため、施工中の予測解析に十分な精度が得られない状況にある。本論文では、岩盤変位などのひずみ量に着目した計測手法と比べ、迅速かつ的確に岩盤の破壊挙動を把握する手段として有効であるAE(Acoustic Emission)に着目し、AEが発生する応力レベルから岩盤の強度定数を同定する新たな逆解析手法を提案した。そして、神流川発電所空洞におけるAE計測データを当手法に適用し、AE計測データから岩盤強度パラメータを同定する手法の有効性を確認した。

Key Words : AE(Acoustic Emission), underground rock cavern, back analysis, rock strength, observational construction method

1. はじめに

地下空洞の建設にあたっては、地質構造・地圧・岩盤物性などの事前調査における不確実性を補うため、掘削中の空洞周辺における岩盤挙動を計測し、随時設計および施工にフィードバックする情報化設計施工が行われる。特に、ベンチ掘削を伴う大規模岩盤空洞では、当該ベンチ掘削時の空洞周辺のゆるみ領域を精度良く把握するとともに、その後のゆるみ領域の進展状況を的確に予測することが重要となる。その際、施工中の現場計測データから設計パラメータを同定する逆解析手法は、情報化設計施工において空洞の安定性を確保しながら支保の合理化を実現する上で重要な役割を担う。

現状、トンネル分野で実績のある逆解析手法は計測変位に基づくものが主流であるが、これらは強度定数を直接算定できないため、施工中に行う予測解析に十分な精度が得られない状況にある。これに対し、岩盤から発生する AE (Acoustic Emission) は、岩盤の破壊挙動を把握する手段として有効性が確認されており¹⁾、また、変位よりも先行して現れる現象であるため、これらを迅速に設計にフィードバックすることで合理的な情報化設計施工を実現することが可能となると考えられる。

本論文では、AE が発生し始める応力レベル (AE 発生応力レベル) から岩盤の強度定数を同定する新たな逆

解析手法を提案する。

2. 岩盤における AE 発生基準

(1) 岩石の破壊過程

岩盤を構成する岩石は、一般的に空隙やマイクロクラックなどの潜在的な亀裂を内在する。これらの潜在的な亀裂は、岩石がある応力状態に達した際に進展を開始し、そのしきい値は岩石から発生する AE と関連があると考えられる。Cai ら²⁾は、岩石レベルでの応力状態と亀裂の進展段階の関係を図-1 のように模式的に示している。

ここで、 σ_a は既存亀裂が開く応力レベルを示し、 σ_d はミクロな新規亀裂が発生する応力レベル (亀裂発生応力レベル) を示す。 σ_d は亀裂同士が連結することによりマクロな亀裂の進展が開始する応力レベル (亀裂進展応力レベル) を示し、最後はピーク強度 σ_c に至る。この間の岩石からの AE の発生は、まず σ_a において開始し、 σ_d に到達すると急激に増加し、ピーク強度 σ_c 付近に到達した時点で最大となる。ここで示される3段階の応力レベル (σ_a , σ_d , σ_c) は岩石における微視的な破壊過程の進展を示す重要な値であると考えられる。

岩石の AE は、亀裂発生・進展、節理のアスペリティの破壊により生じると考えられ、著者らは亀裂の発生・

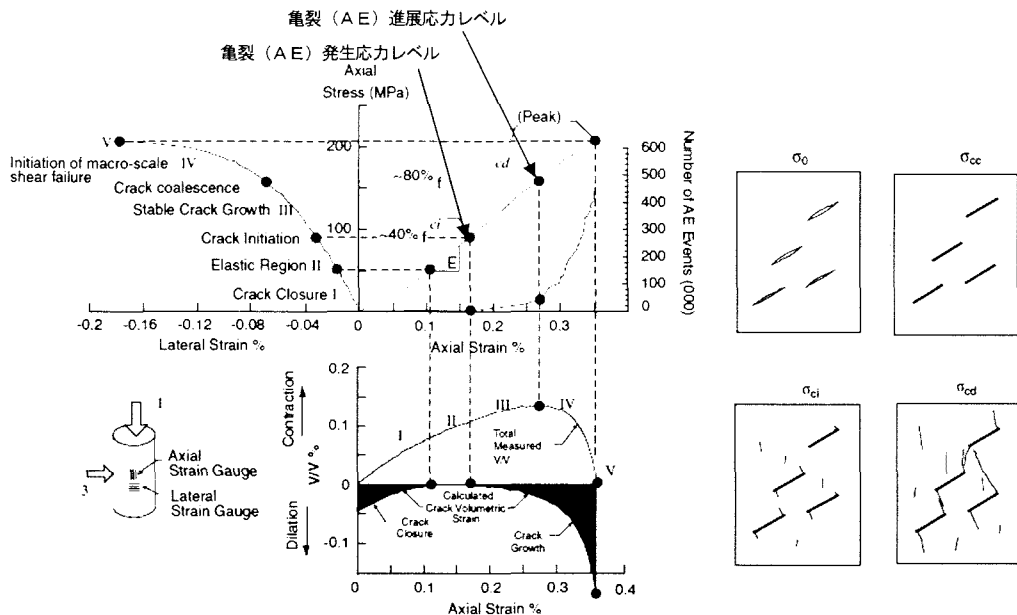


図-1 岩石一軸圧縮試験における応力～ひずみ関係と亀裂進展のイメージ (Martin³⁾の図に加筆)

進展および既存亀裂の破壊を考慮した粒状体個別要素法による岩石試験のシミュレーションにより、亀裂の発生と AE 挙動が対応関係にあることを確認している¹⁾。そこで本検討では、亀裂発生を AE 発生と等価なものとして置き換え、以下の検討を進めることとした。

(2) 岩盤の AE 発生基準

岩盤内の応力状態の変化を AE によって定量的に評価しようとする場合、前述の破壊過程に対応する基準 (しきい値) を設定する必要がある。

岩盤内の AE 発生基準については、岩石供試体の AE 発生応力レベルならびに原位置岩盤での亀裂 (AE) 発生基準に関する既往の事例に基づいて、岩石同様以下に示す式で一般化される¹³⁾。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = A \sigma_{cm} \quad (\text{定数 } A: 0.4 \sim 0.6) \quad (1)$$

ここに、 σ_{cm} は岩盤の一軸圧縮強度を示し、節理が存在しない場合は岩石の一軸圧縮強度と一致することとなる。

本逆解析で用いる一般化した AE 発生応力レベル式(1)における定数 A については、非節理性岩盤では $0.4 \sim 0.5$ 、節理性岩盤では $0.5 \sim 0.6$ となることが経験的にわかっている²⁾。また、岩石供試体の試験結果および Griffith 理論等によれば、岩石の粒径が小さい程、あるいは既存クラック長が短いほど、定数 A が大きくなることがわかっている。

このように、亀裂が介在する岩石供試体あるいは節理性岩盤において、定数 A が $0.5 \sim 0.6$ と相対的に大きくなるのは、亀裂や節理の介在により、一軸圧縮強度が小さくなるためである。仮に、岩石あるいは非節理性岩盤の

一軸圧縮強度を用いて定数 A を算出すると、小さな値になるのは明らかである。つまり、既存の亀裂・節理の介在により、低い応力レベルで亀裂が開口・進展する (AE が発生する) が、一軸圧縮強度の低下も著しいため、定数 A は高く見積もられることとなる。

3. 神流川地点における岩石 AE 発生基準の検討

神流川発電所の地下空洞は、土被り約 500m の地下深部に位置し、幅 33m、高さ 52m、長さ 216m、総掘削量約 22 万 m^3 、最大断面積約 1,500 m^2 の卵型断面である。掘削工事は 25 ヶ月に亘って行われ、平成 12 年 10 月に完了している。空洞の掘削は、天井アーチ部の頂設導坑の掘削・切上げを行った後、1 段 3m 前後のベンチ掘削を繰返すことにより行われた。

空洞掘削工事にあたっては、従来の岩盤変位測定などのひずみ量の計測に加え、岩盤応力・AE 等の岩盤内での応力状態の計測を実施し、ゆるみ領域に着目した情報化設計施工が実施された⁴⁾。

AE に関しては、掘削に先立ってボーリングコアによる室内三軸圧縮試験時の AE 測定を行うと共に、空洞掘削時には原位置での AE 観測が行われた¹⁾。

コア試験の供試体は、神流川発電所において典型的な岩種である中粒砂岩 (Mss)、細粒砂岩 (Mf)、砂質泥岩 (Msf) から選定し、その載荷過程で発生する AE を連続的に測定した。この内、中粒砂岩の Mss-1 供試体における応力～ひずみ関係および AE 発生数の変化とこれらから評価

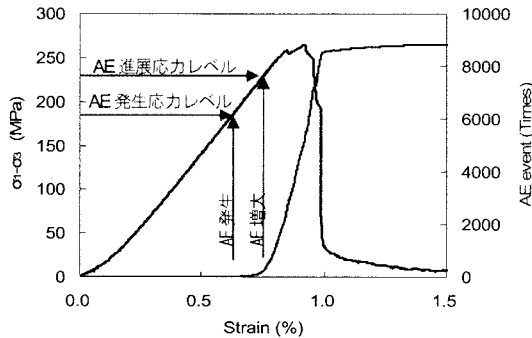


図-2 岩石三軸圧縮試験における応力～ひずみ関係と AE 発生数の変化 (Mss-1 供試体：拘束圧 10MPa)

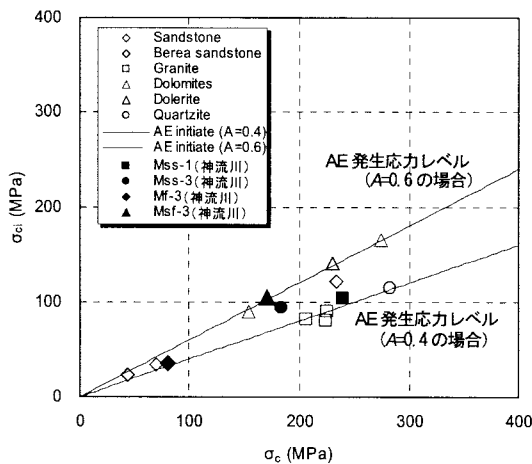


図-3 AE 発生応力レベルと一軸圧縮強度の関係

した AE 発生・進展応力レベルを一例として図-2 に示す。岩石の AE 発生応力レベルは、前述の式(1)で与えられる。ここで、一軸圧縮強度 σ_{cm} および定数 A の両者を推定する必要がある。

一軸圧縮強度 σ_{cm} については、拘束圧のない条件下での一軸圧縮試験では潜在的な節理の影響により同一岩種においても供試体毎の強度がばらつくため、三軸試験結果から岩石の内部摩擦角を求め、個々の供試体毎に換算一軸圧縮強度を算定することとした。定数 A は、 σ_{cm} を固定して三軸圧縮試験時の応力～ひずみ関係と AE 発生数の変化から算定した。

神流川地点において AE を測定した 4 つの岩石供試体 (Mss-1, Mss-3, Mf-3, Msf-3) における AE 発生応力レベルの定数 A を、他地点での代表的な岩種を対象として別途実施した室内試験結果から同様に算定した AE 発生応力レベル²⁾と共に図-3 に示す。

これらの結果から、神流川地点における岩石コアでの AE 発生応力レベルの定数 A は 0.4～0.6 の間となっており、式(1)で示す定数 A の範囲内にあることを確認した。

4. 岩盤強度定数の逆解析手法

著者らは、神流川発電所空洞掘削時に測定した AE と解析により算定した応力の相関分析を行い、一般化した AE 発生および進展応力レベルの概念を導入することで、空洞掘削時の特徴的な AE 挙動を評価できることを既に確認している¹⁾。

本報告では、一般化した AE 発生応力レベルの概念に基づき、精度の高い情報化設計施工を実現するための AE 計測データに基づく岩盤強度定数の新しい評価方法 (逆解析手法) について検討を行った。

(1) 逆解析手法の手順

一般化した AE 発生応力レベルは、前述の式(1)で表わされる。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = A \sigma_{cm} \quad (\text{定数 } A: 0.4 \sim 0.6) \quad (1 \text{ 再掲})$$

ここに、 A は AE 発生応力レベルに対応する岩盤の定数、 σ_1 と σ_3 は AE 発生応力レベルと対応する主応力を示す。 σ_{cm} は岩盤の一軸圧縮強度であり、粘着力 c_m と内部摩擦角 ϕ_m を用いて次式より表わすことができる。

$$\sigma_{cm} = \frac{2c_m \cos \phi_m}{1 - \sin \phi_m} \quad (2)$$

以下に今回提案する AE 計測データに基づく岩盤強度パラメータの逆解析手法の手順について説明する。

最初に AE 発生応力レベルに対応する AE 発生しきい値 (AE 発生応力レベルに達したと判断する AE 発生数) と定数 A を設定する。そして、複数の計測点のデータから、決定変数を粘着力 c_m と内部摩擦角 ϕ_m とし、式(1)に基づく目的関数を岩盤応力と AE 発生応力レベルとの残差自乗和が最小となるように次式により定義して、 c_m と ϕ_m を決定する。

$$f = \sum_{i=1}^n \left(\sigma_1 - \sigma_3 - A \frac{2c_m \cos \phi_m}{1 - \sin \phi_m} \right)^2 \quad (3)$$

ここに、 n は逆解析において考慮する AE センサーの数を示す。

この問題に適用する一般的な拘束条件として、粘着力 c_m および内部摩擦角 ϕ_m の範囲を、一般的な岩盤強度として考えられる $c_m = 0 \sim 5 \text{ MPa}$ 、 $\phi_m = 50 \sim 60$ 度と設定した。

(2) 神流川地点への適用結果

以下に神流川発電所空洞掘削時に AE 計測断面の一つである H 断面での逆解析結果の一例を紹介する。

当該断面に配置した AE センサーは、図-4 に示すとおり、天井アーチ部に 3 測線 (鉄管側、天端中央部、放水路側)、空洞側壁部に 2 測線 (鉄管側、放水路側) の合計 5 測線を配置した。逆解析に用いる AE センサー位置の応力は、断面内の地層区分を考慮した不均質モデルによ

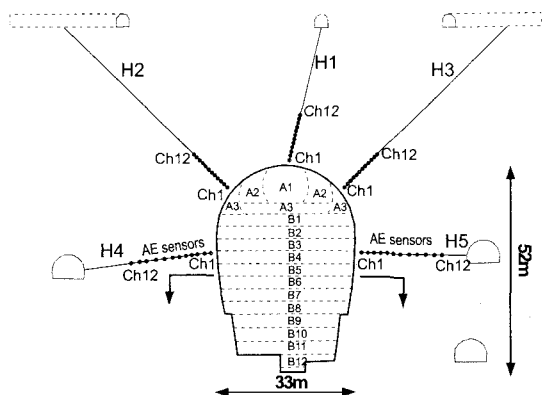


図-4 神流川発電所空洞でのAE計測位置 (H断面)

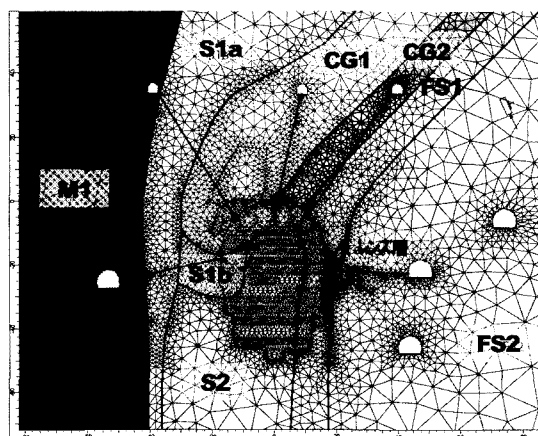


図-5 弾性FEM解析メッシュ (H断面)

表-1 岩盤物性値一覧表

地層区分	弾性係数 (GPa)	ポアソン比
S1a	30	0.25
CG1	60	0.25
S2	30	0.25
CG2	60	0.25
FS1	30	0.25
FS2	30	0.25
M1	10	0.25
S1b	20	0.25
レイス層	15	0.25

る弾性FEM解析により算定した。

当該断面におけるFEM解析メッシュを図-5に示す。発電所周辺の地質は、礫種、基質の種類、礫と基質の混在率、礫の配列方向などの地質要因に着目して8層に区分している。さらにFS層内には礫のまわりに緑泥石面が連続して発達する弱層（レンズ層）が確認されており、これらについてもモデル化した。各地層の弾性係数とポアソン比は、表-1に示す。なお、支保の効果については逆解析においては考慮していない。

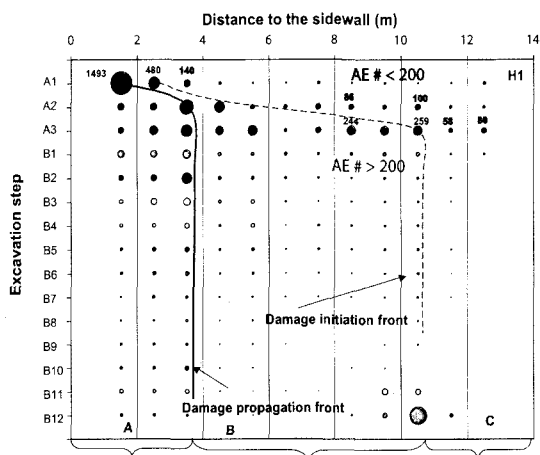


図-6 H1測線での空洞掘削に伴うAE発生フロント

神流川地点におけるAE発生しきい値については、各測線毎の空洞掘削に伴うAE発生数の変化を以下に示すように分析することにより設定した。H1測線でのAE発生数の時系列変化とAE発生フロント（AE発生応力レベルを超えた領域の最大深度）を図-6に示す。ここで、円の大きさはAE発生数と対応している。同図より、H1測線ではA1～A3掘削時に空洞壁面から10.5mの範囲にあるAEセンサーにおいてAE発生数が多くなっており、AE発生フロントが空洞壁面から10.5mにあると評価できる。したがって、H1測線でのAE発生しきい値は200と評価した。

また、定数4は別途実施した検討⁹⁾により0.5～0.55であることが判明しているため、この範囲で最適な解となる値を設定した。

H3測線でのAE発生数の時系列変化とAE発生フロントを図-7に示す。H3測線のAE発生しきい値については100と200の違いは明瞭ではなく、客観的にAE発生しきい値

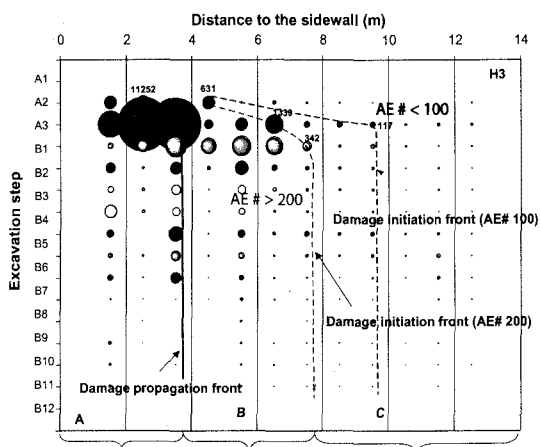


図-7 H3測線での空洞掘削に伴うAE発生フロント

考慮した逆解析結果から算定した岩盤の平均一軸圧縮強度は、25.9MPaとなった。この値はH断面での岩盤強度の代表（平均）値となる。

5. おわりに

本研究では、大規模岩盤空洞掘削時の情報化設計施工におけるAE計測の新しい利用方法として、AE計測データに基づく岩盤強度パラメータの逆解析手法を提案した。そして、神流川地点でのAE計測データに基づいて逆解析により同定した岩盤強度は、調査横坑において事前に行われた原位置岩盤せん断試験結果と概ね一致することを確認した。これにより、AE計測データから岩盤強度パラメータを同定する手法の有効性が示された。

本手法は、空洞掘削時の情報化設計施工のサイクルの中で、逆解析により同定した岩盤強度パラメータを、破壊現象が考慮できる予測解析に反映することで、より安全な施工管理が可能となるだけでなく、予測精度の向上に伴う設計の合理化が期待できる。

しかし、一方で、逆解析により得られた岩盤強度については、逆解析手法の評価、目的関数となる亀裂（AE）発生基準の妥当性評価およびばらつきを考慮した物性評価においては、十分に普遍的な方法による体系化がなされていない状況にあることは否めない。

今後は、引き続き本逆解析手法の妥当性検討として、

各種パラメータ（AE発生しきい値、AE発生応力レベルにおける定数A）が岩盤強度に及ぼす影響を検討するとともに、これらの条件を普遍的に決定するためのケーススタディを重ね、体系化を図っていきたいと考えている。

謝辞：本研究を進めるにあたって、GRCのP. Kaiser博士、東京電力の工藤奎吾博士から多大なご協力と貴重なご意見を賜りました。ここに深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 森岡宏之, 南将行, 前島俊雄, 田坂嘉章, Ming CAI, 青木謙治: AE 計測による大規模地下空洞掘削時の岩盤挙動評価手法に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.791/VI-67, pp81-96, 2005.
- 2) Cai, M., Kaiser, P.K., Tasaka, Y., Maejima, T., Morioka, H., Minami, M.: Generalized crack initiation and crack damage stress thresholds of brittle rock masses near underground excavations, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., 41(5): pp.833-847, 2004.
- 3) Martin, C. D. : The strength of massive Lac du Bonnet Granite around underground opening. Ph.D. thesis, University of Manitoba, p.278, 1993.
- 4) 前島俊雄, 森岡宏之: 大規模岩盤空洞へのゆりみ領域に着目した情報化設計システムの適用, 土木学会論文集, No.742/VI-60, pp.133-148, 2003.

BACK ANALYSIS OF ROCK MASS STRENGTH PARAMETERS BASED ON AE MONITORING DATA

Hiroshi MORIOKA, Masayuki MINAMI, Toshio MAEJIMA,
Yoshiaki TASAKA, Hiroki KUROSE and Ming CAI

Most back-analyses in geotechnical engineering are based on methods that utilize field displacement monitoring data. In the present study, a novel method is developed to back-calculate rock mass strength parameters from AE (acoustic emission) monitoring data in combination with an FEM stress analysis. The method is based on the important concept of generalized AE initiation threshold of rock masses, established from comprehensive data analysis of laboratory test and underground monitoring programs using AE and microseismic (MS) techniques. One example is given to demonstrate the back analysis process using AE monitoring data recorded from Kannagawa powerplant cavern site. The rock mass strength parameters identified from this approach compare well with field test data.