

岩盤構造物の性能評価における課題

－ 岩盤初期地圧の推定方法について －

亀村勝美

深田地質研究所

Some Issues on the Performance Evaluation of Tunnel and Underground Cavern - Some Considerations on the Estimation of In-situ Stress -

KAMEMURA Katsumi

Fukada Geological Institute

要旨：大規模な岩盤構造物の計画，設計に当たっては，掘削対象とする岩盤の力学特性とともに適切な初期地圧を設定することが重要となる．しかし岩盤の初期地圧は，重力（自重）に加えてプレートテクトニクスに起因する造構力や地殻変動，地形や断層などの影響を受けており，その推定は難しい．代表的な初期地圧測定法である応力解放法や水圧破碎法によっても得られる結果はばらつくことが多く，大規模な岩盤構造物に対応する初期地圧の評価は難しい．ここでは設計解析における初期地圧の設定法を概括した上で，様々な初期地圧測定法によって測定結果がどれほどばらつくのかを紹介する．そして大規模岩盤構造物に対応する広域岩盤の初期地圧をトンネル掘削等の岩盤変位を用いて評価するための3次元逆解析手法を示し，その有効性を示す．

キーワード：初期地圧，初期地圧測定，内空変位計測，3次元逆解析

Abstract: Estimates of the in-situ stress and the mechanical characteristics of rock mass are important in the design of deep and large scaled underground structures such as high-level radioactive waste disposal repositories. Usually, in-situ stress measurements such as hydraulic fracturing method, stress relief method and AE (acoustic emission) method are conducted to provide estimates of in-situ stress. However, measurement results by these methods can highly vary because of heterogeneity of rock mass, and this will causes difficulties in in-situ stress evaluation. In this study, 3D back analysis method for the evaluation of in-situ stress, which can simulate the tunnel deformation behavior during excavation, is presented and its effectiveness is discussed.

Key word: in-situ stress, in-situ stress measurement, convergence measurement, 3D back analysis

1. はじめに

近年，高度経済成長期に建設された多くの山岳トンネルが供用されてから50年を超えるようになり，経年劣化に起因する様々なトラブルを生じ始めている．これらをどう維持し，補修・補強する

のかは大きな社会的課題となっている．一方，石油やLPGなどのエネルギーの大規模地下貯蔵施設や高レベル放射性廃棄物の処分施設など，岩盤の持つ長期安定性などの特性を活用しようとする新たな構造物が建設・計画されている．老朽化したトンネルが現在どのような状態にあり，いつどの

ような補修・補強を行えばいいのか？岩盤の様々な特性を活かした新しい構造物の安全は、この先の長い供用期間中、どう保たれていくのか？など岩盤構造物の性能（安全）評価は、重要である。

山岳トンネルや地下発電所大空洞などの岩盤構造物の性能評価を行うためには、これらの構造物が施工時にどのような挙動をし、それに対して岩盤や支保工の安定性がどう変化したのか？それらは設計時に想定した通りなのか？そして完成時に岩盤と支保工がどのような状態にあり、それは構造物の供用中にどのように変化するのか？などを具体的に評価する必要がある。

ここではこうした岩盤構造物の性能評価の現状を紹介した上で、困難とされてきた広域岩盤の初期地圧の新たな推定法について述べる。

2. 岩盤構造物の性能評価方法

岩盤構造物の性能評価は、基本的には連続体力学の境界値問題である。そしてこの問題を解くためには、以下の条件が揃っている必要がある。

- ① 検討対象とする領域と境界が既知であること
- ② その領域内の支配方程式（構成材料の構成式と物性値）が既知であること
- ③ 必要な境界条件（問題が時間軸も含む場合は初期条件も含む）が与えられていること
- ④ 荷重あるいは外乱が既知であること

これらの条件を図1に示すもっとも簡単な構造である棒で説明しよう。

今一本の棒が床に固定され、ある荷重 P を受けている場合を考える。この場合の支配方程式＝力のつり合い式は、

$$P = k u$$

と書ける。ここに、

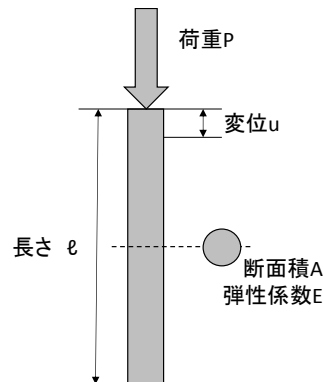


図1 荷重 P の作用するトラス

P : 荷重

k : 棒の剛性で $k = EA/l$

(E は弾性係数, A は断面面積, l は長さ)

u : 荷重作用点の変位

である。

棒の長さ l と断面 A が判っていれば、上記①の条件は満たされる。上述のつり合い式は、②に対応する。次に棒上端の荷重と下端の固定条件を与えれば③の条件も満たされる。したがって荷重 P を与えれば4条件がすべて満たされ、問題を解くことが出来る。

すなわち P , E , A , l が与えられれば上式から変位 u が求められ、 $\epsilon = u/l$ でひずみが計算され、棒に生じる応力 $\sigma = E\epsilon$ と棒の強度 σ_c と比較することによって性能＝この棒がどのくらい安全なのか（安全率 $SF = \sigma_c/\sigma$, $SF > 1.0$ で安全）を評価することが出来る。

これを岩盤構造物に当てはめると、荷重 P は岩盤掘削時に解放される初期地圧による掘削解放力となる。また、剛性 k は岩盤および支保工の変形特性によって決まり、 u は掘削時に生じる岩盤および支保工の応答（変位）となる。変位が求めればひずみが計算され、さらには応力が求められる。そして棒の場合と同様、これらを岩盤や支

保工の強度と比較することによって安定性を評価することができる。

岩盤構造物の設計に用いる岩盤の力学特性（変形特性と強度特性）の評価法については、すでに ISO や JIS などの基準が整備され、それに基づいて様々な試験・計測が実施される。そして、その結果を同様の地質における多くの蓄積されたデータと比較検討することで、最も妥当と思われる数値を設定する。とはいえ試験法の違いによる数値のばらつきなどの問題もあり、設計用力学特性の設定も簡単ではない。

砂や粘土のような土質材料とは異なり、岩盤の力学特性は岩盤に含まれる大小様々な不連続面によって力学特性が支配される。図2は不連続面を含む岩盤と検討対象とする領域の関係を示している。このように検討対象となる岩盤の大きさによってそこに含まれる不連続面の数は変化し、特性値も変化することになる。したがって特性評価のための試験法の選定やその結果の評価においては勿論、解析においても不連続面の影響を考慮する必要がある。

では実際に試験法によって力学特性はどのように変化するのだろうか。図3は、いくつかの地

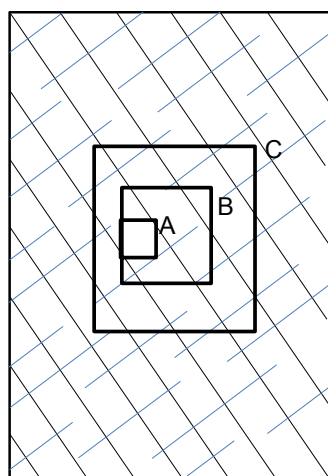


図2 不連続性岩盤と検討対象領域

点で実施された平板載荷試験による変形特性を赤木ら（2000）が整理したものである。図において変形係数の値は、載荷板直径30cmの結果を1として示している。また記号の違いは試験箇所の違いを示している。このように載荷板の直径が変化しても試験位置が異なっても変形係数は大きくなったり小さくなったりする。

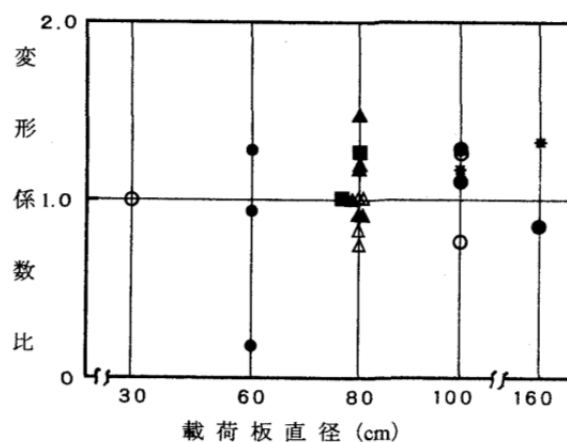


図3 載荷板寸法と変形係数

載荷板が大きくなると試験対象とする領域も大きくなり、その中に含まれる不連続面の数は増加し、評価される変形係数は小さくなる。一方、載荷試験を行う岩盤表面には、掘削時にゆるみ域（掘削の影響により力学特性が変化した領域）が生じている。したがって載荷板が小さい場合、試験対象とする領域はその多くがゆるみ域となり、試験結果はゆるみ域の特性を示す。すなわち本来の岩盤の特性より小さくなる。この場合、載荷板が大きくなるとゆるみ域の影響は小さくなり、評価される変形係数は大きくなることになる。

実際には不連続面の分布もゆるみ域の分布も均一ではなく、載荷板の大きさや試験を実施する位置によって複雑に影響し合い、図3に示すような結果になると考えられる。

このように力学特性は対象とする岩盤の大きさによっても、また試験法の種類によっても変化する。これは岩盤内に存在する大小さまざまな不連続面と岩盤の非線形性の影響によるものであると理解されている。そしてこれらを考慮した構成式なども提案されている。が、具体的な評価方法については確立されているとは言えない状況である。すなわち、力学特性の設定は簡単ではない。

そして力学特性の評価以上に難しいのが、初期地圧の評価なのである。初期地圧についても応力解放法や水圧破碎法などについて基準が定められ実施されている。しかしこうした方法は、力学特性に関する試験に比べると格段に多くの労力と費用を要するため、大規模地下空洞などの重要構造物以外では試験・計測を行って設定する事例は少なく、簡単に土被り圧 $\sigma_H = \gamma H$ が仮定されることが多い。また初期地圧の計測事例は限られているため、既存のデータと比較して検討することも難しい。

しかし、荷重（初期地圧）と力学特性は性能評価においては一対一の関係にあり、力学特性がどれだけ詳細に精度よく評価されたとしても、初期地圧推定結果がそれに見合う精度を持っていないければ、性能評価の精度は向上しない。先にも述べたように岩盤の長期安定性、水密性、気密性を活用しようとする様々な大規模岩盤構造物が計画されている今、その性能評価を的確に行うために、もう一度岩盤の力学特性や初期地圧の評価法の現状を理解し、課題を明確にする必要がある。

3 初期地圧の評価と設計

3.1 設計における初期地圧の設定法

大深度岩盤中に計画される重要な構造物の設計に当たっては、できるだけ原位置の初期地圧を反

映することが望ましい。このため原位置の初期地圧を測定するための様々な試験法が提案されている。表1は、菅原（1998）によって示された主な初期地圧測定法である。表において特性体積は、各測定法によって得られる平均的な応力の領域、あるいは体積を示している。したがってこの特定体積より広い領域の平均的な初期地圧を評価するためには、複数の地点で測定を行い、得られた結果（当然ばらついている）を何らかの方法で平均化する必要がある。

表1 主な初期地圧測定法

分類	主な測定法	特性体積(m ³)
水圧法	水圧破碎法	0.5~50
	Sleeve fracturing法	0.5~2
	HTPF法	1~10
	SHTPF法	0.5~2
応力解放法	孔径変化法	0.1~1
	孔壁ひずみ法	0.1~1
	Doorstopper法	0.01~1
	Doorstopper RPR法	0.01~1
	球面孔底ひずみ法	0.1~1
	円錐孔底ひずみ法	0.01~1
コア法	ASR法	0.001~0.01
	DSCA法	0.001~0.01
	DRA法	0.001~0.01
	Ultrasonic法	0.001~0.01
	AE法	0.001~0.01
	条痕解析法	100
	Core discing法	0.1~1
その他	逆解析法	100~10000
	Borehole breakout法	0.1~100
	応力補償法	0.5~2
	地震学的評価法	1.00E+09
	測地学的評価法	1.0E+10~1.0E+12

表を見ると代表的な初期地圧測定法である応力解放法の特性体積はせいぜい0.1~1.0m³程度、水圧破碎法でも0.5~50m³程度であり、高さ数十m×幅数十m×長さ百数十m規模の地下発電所空洞を性能評価対象とすると、地質条件にもよるがかなりの数量の測定が必要となる。また、十分な数量の測定が事前に行われなかった場合には、掘削時の計測結果に基づいて設定した設計用初期地

圧が妥当であったかどうかを施工開始から早い段階で検討、確認する必要がある。

ここで著者の携わった大規模地下発電所の設計において実施した原位置試験とその評価、それに基づく設計解析を事例として紹介する (Kamemura et al. 1986)。

3.2 原位置試験結果に基づく地下空洞の解析

チラタ水力発電所は、図4に示すインドネシア共和国ジャワ島西部のチタルム川中流に建設された高さ125mのフィルダムと最大出力100万KWの地下発電所から構成されている。

地下発電所は図5に示すように発電機を収める地下空洞を中心に、その周辺坑、取水口、導水路トンネル、水圧鉄管路、放水路トンネル、サージタンクなどから成る。中でも地下空洞は図6に示すように高さ49.5m、全幅35mの大断面である上、延長も235mと長く掘削量は320,000m³の建設当時世界でも屈指の規模であった。

【地形・地質】

建設地点は、スマトラ、ジャワ、小スンダ諸島、セレベス島へ带状に連続する新第三紀のスンダ造山帯に属する安山岩質火砕岩および海成層より構成され、褶曲構造が発達し一部変質作用を受けている。スンダ造山帯が東西に延びるため地形地質はその影響を受け、標高約300mの準平原地形が広がる中、図7に示すようにNWW-SEE方向に長く伸びる山稜の周りをチタルム川が大きく迂回して流れ、発電所の各構造物はこの地形を生かして配置されている。

地下発電所周辺の地質は、一部泥岩が認められるものの、ほとんど火山砕屑岩から構成され、全体的に変質している。強度的には健全な岩体が多いが、方解石の細脈やクラックも多く、粘土を挟在する断層が数本認められる。



図4 チラタ地下発電所建設位置

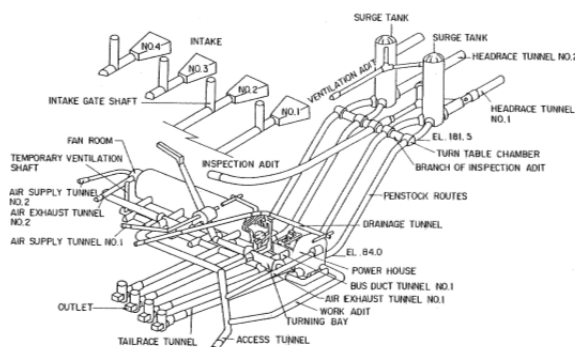


図5 地下発電所空洞と周辺トンネル

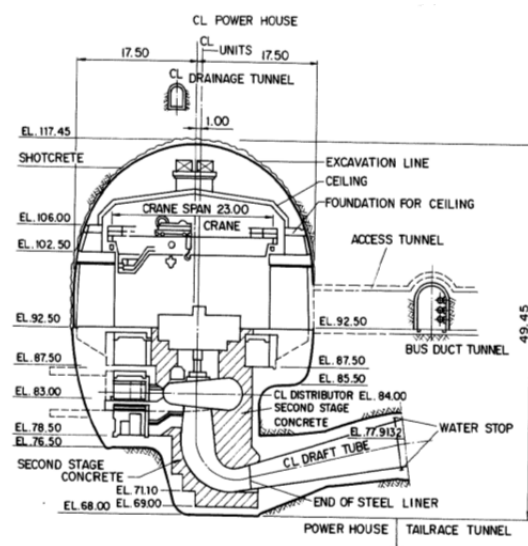


図6 地下発電所標準断面



図7 建設地点地形と構造物配置

【調査・試験】

地下空洞建設地点では、排水トンネルを兼ねた試験横坑が掘削され、坑内地質観察と原位置変形試験、岩盤せん断試験およびオーバーコアリング法による岩盤の初期地圧測定が実施された。またボーリングによる地質調査時に採取したコアを用いて物理試験、一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、弾性波試験、AE測定等を実施した。

この内初期地圧測定は、地下発電所のほぼ中央断面の図8に示す位置で実施された。その結果は図9に示す通りで、主応力の方向は地形を反映している。鉛直応力は直上の土被り圧よりも大きい、これは斜面の影響によるものと判断され、異常な地殻応力等が作用している懸念はない。

ボーリングコアを用いた力学試験の結果は表2に示す通りで、弾性係数と粘着力、一軸圧縮強度の標準偏差は他の項目に比べ大きくなっている。これは、これらの物性値が供試体内に存在する不連続面の影響を強く受けていることを示している。したがってコアより多くの不連続面を含んでいる

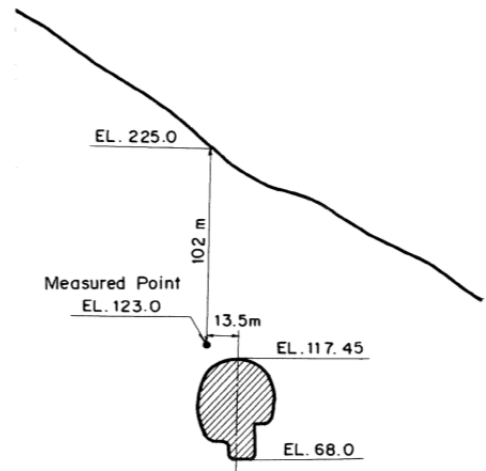


図8 初期応力測定位置

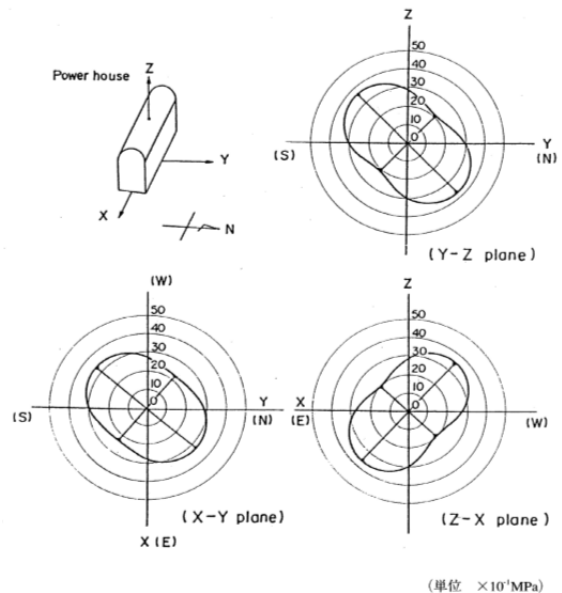


図9 初期地圧測定結果

表2 岩石試験結果

	平均値	標準偏差
弾性係数 (MPa) 静的	17,800	4,700
動的	19,000	5,000
ポアソン比	0.32	0.05
粘着力 (MPa)	5.33	1.63
内部摩擦角 (°)	53.2	2.0
一軸圧縮強度 (MPa)	17.9	12.1

岩盤マスの力学特性の評価に当たっては十分な注意が必要である。

解析用岩盤物性値は、この岩石試験結果と平板載荷試験などの原位置試験結果を勘案して表3のように設定された。

表3 解析用岩盤物性値

単位体積重量 (kN/m ³)	26
弾性係数 (MPa)	4,400
ポアソン比	0.3
粘着力 (MPa)	2
内部摩擦角 (°)	50

【初期地圧の設定】

初期地圧は地下空洞の挙動に大きな影響を及ぼし、解析条件の中でも重要な要素の一つである。初期地圧は、地盤の続成作用や浸食による除荷、あるいは造構運動などの地史的荷重履歴に依存しており、その設定に当たっては十分な検討が必要である。

地下発電所や石油地下備蓄などのための大規模地下空洞では、その重要性からオーバーコアリングによる応力解放法やAE法により初期地圧の推定が行われる。しかし、応力解放法は、測定に多くの労力と時間を要する、また測定結果が岩盤の微視的構造特性に影響を受けやすいなどの問題を有している。このため必ずしも十分な数の測定が行われず、解析対象とする領域の初期地圧状態を精度よく推定することが困難となる場合がある。一方、AE法は比較的簡単に実施することが出来るが、結果の信頼性に今一つ問題が残る。

そこでオーバーコアリングにより求められた初期地圧を検証する目的で、地下発電所周辺の地形をモデル化し自重計算を実施した。解析に用いたモデルを図10に示す。解析は有限要素法による弾

性解析である。物性値は、弾性係数については表3に示す4,400MPaを用いたが、ポアソン比については0.3, 0.4, 0.45と変化させ測定結果と比較した。

解析により得られた初期地圧の分布の例を図11に示す。ポアソン比が大きくなるにつれ最大主応力の傾きが水平に近づいて行く結果が得られ、図12に示すようにポアソン比0.45の場合が最もよく測定値と対応していることが判った。

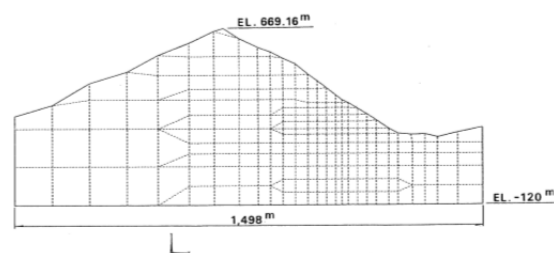


図10 初期地圧検討用解析モデル

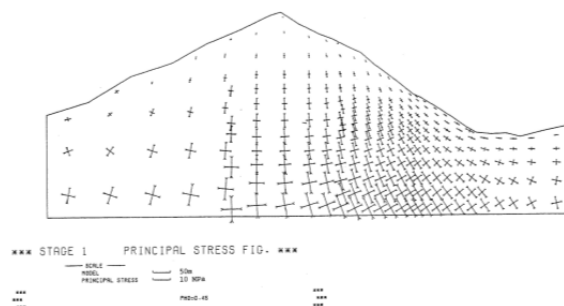


図11 初期地圧算定結果例（主応力分布）

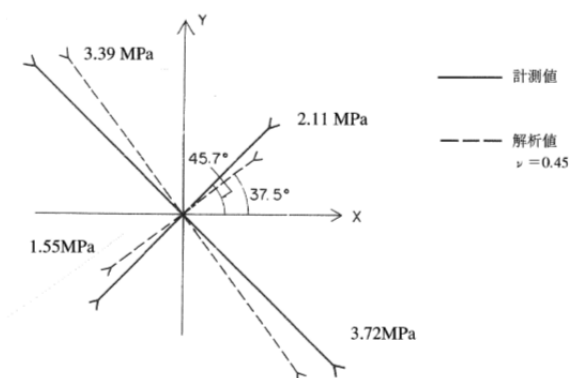


図12 初期地圧測定結果と解析結果

そこでオーバーコアリングによる応力解放法の測定値を正とし、解析で求められた主応力状態が測定値に一致するよう係数を乗じて空洞掘削解析用の初期地圧を設定した。

【空洞掘削解析】

地下空洞の標準断面と掘削手順を図13に示す。空洞の支保工は、吹付コンクリート、ロックボルト、プレストレスアンカーより構成され、それぞれ掘削壁面の安定性を考慮した計算により設定されている。

解析は掘削手順に従って掘削→支保設置→次の掘削→支保設置を繰り返して行った。空洞掘削解析用のモデルを図14に、解析の結果得られた最終の空洞周辺岩盤の応力状態と強度定数から計算される局所安全係数の分布を図15に示す。

ここに示すように、計画された支保工によって掘削中に生じるゆるみ域（局所安全係数1.5以下の領域：図中■で示す）は、ロックボルトやプレストレスアンカーによってカバーされており、岩盤と支保工の安定性は確保できると判断された。

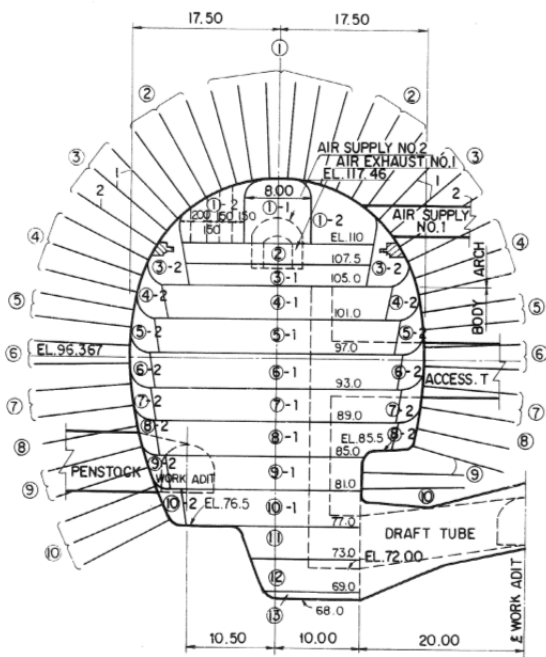


図13 地下発電所標準断面と掘削手順

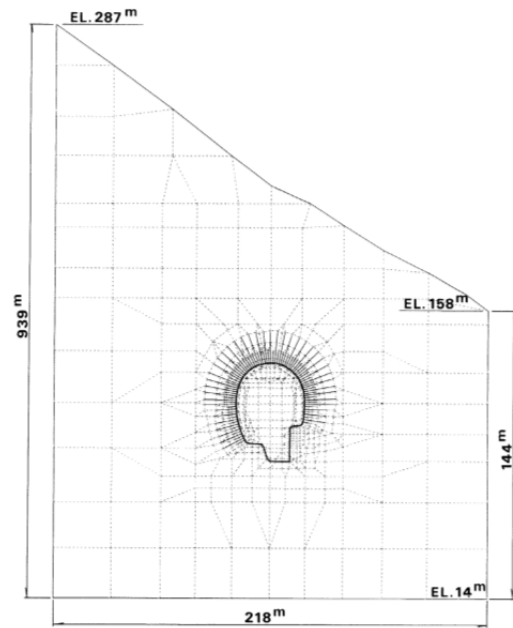


図14 空洞掘削解析用モデル

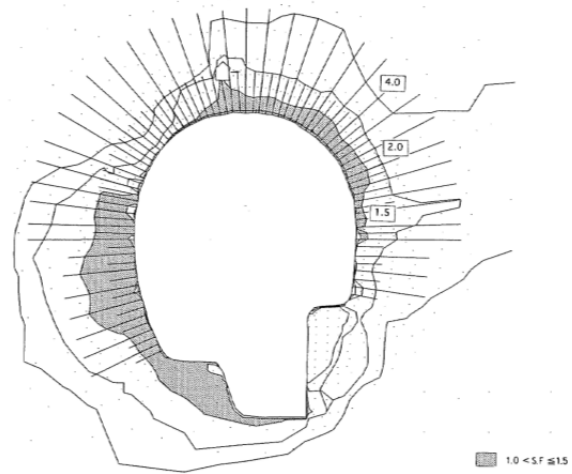


図15 弾性有限要素法による空洞掘削解析結果
局所安全係数分布

4. 初期地圧計測の問題点

先にも述べたとおり初期地圧測定法には様々な方法があり、手法毎に得られる結果は異なる。複数の手法による測定結果をどう評価するかは重要な研究課題である。

国立研究開発法人日本原子力研究開発機構 (JAEA) は、前身の動力炉核燃料開発事業団の時代から長年にわたって高レベル放射性廃棄物の地層処分技術開発を行ってきた。初期地圧測定についても様々な研究を行っており、多くの知見を得ている。ここでは佐藤ら (1998) による東濃鉱山 (岐阜県土岐市) の軟岩と釜石鉱山 (岩手県釜石市) の硬岩を対象として行った測定手法の適応性の検討結果を紹介する。

【東濃鉱山】

東濃鉱山における初期地圧計測は、第三紀中新世瑞浪層群明世累層の比較的均質な凝灰質砂岩・泥岩において実施されている。岩盤は軟岩に分類され、平均一軸圧縮強さ q_u は7.0MPaである。岩盤の単位体積重量 $\gamma=18\text{kN/m}^3$ と土被り $H=$ 約45mから計算される鉛直圧は、 $\sigma_v = \gamma H = 0.81\text{MPa}$ で、トンネル掘削時の地山安定性の評価指標である地山強度比は、 $q_u / \sigma_v = 8.6$ と計算される。この値は掘削された地山が塑性化し、掘削が困難になるとされる目安2.0を上回っており、軟岩であってもトンネル掘削時の坑壁安定性は保たれると評価される。

初期地圧計測は、水圧破碎法、ダブルフラクチャー法、応力解放法 (電中研式8成分ひずみ計埋設法) 及びAE (Acoustic Emission) 法によって行われている。各手法によって得られた三次元の初期地圧を表4と図16に示す。

このように4種類の測定法による主応力値は、すべて異なっている。またここには示していないが評価された主応力の方向についてもすべて異なっている。このような結果を受けて測定法の信頼性について佐藤ら (1998) は、以下のように評価している。

- ・水圧破碎法とダブルフラクチャー法では、測定用のボーリングの配置の関係から測点が離れたため、初期地圧が空間的にばらついている場

表4 東濃鉱山における初期地圧測定結果

測定手法		応力値(MPa)
水圧破碎	σ_1	1.84 ± 0.41
	σ_2	1.49 ± 0.33
	σ_3	0.91 ± 0.34
ダブルフラクチャー法	σ_1	1.40 ± 0.01
	σ_2	1.05 ± 0.01
	σ_3	0.78 ± 0.01
応力解放法	σ_1	0.96
	σ_2	0.85
	σ_3	0.76
AE法	σ_1	0.48
	σ_2	0.37
	σ_3	0.29

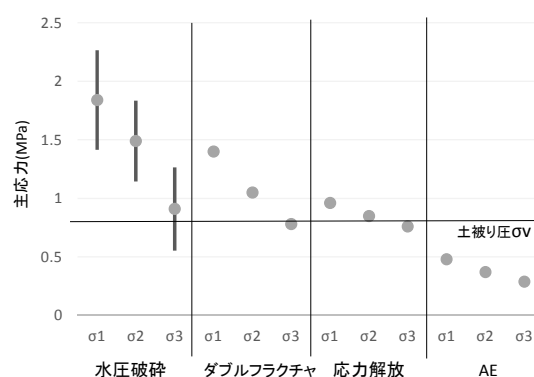


図16 初期地圧測定結果の比較 (東濃鉱山)

合、主応力の方向についての信頼性は低くなる。一方で、応力を直接測定しているため、応力値の信頼性はある。

- ・応力解放法は、1点で三次元応力を測定するため主応力の方向の信頼性は高いが、応力値の評価に当たって弾性論を用いているため信頼度は低い。

- ・AE法は、測定試料の採取から測定まで時間を要したため応力値を低く評価している。

【釜石鉱山】

一方、釜石鉱山における初期地圧測定は石炭紀～二疊紀および白亜紀の栗橋花崗閃緑岩において実施された。岩盤は硬岩に分類され、その平均一軸圧縮強さ q_u は144.4MPaである。岩盤の単位体積重量 $\gamma=27\text{kN/m}^3$ と測定地点の深度 $H=$ 約260mか

ら計算される鉛直圧は、7.02MPaとなり、地山強度比は $q_u/\sigma_v=20.6$ と大きく、トンネル掘削時にも非常に安定した岩盤といえる。

初期地圧計測は、応力解放法（円錐孔底ひずみ法）、水圧破碎法、AE法、DRA (Deformation Rate Analysis) 法及びDSCA (Differential Strain Curve Analysis) 法によって行われた。各手法によって得られた三次元の初期地圧を表5と図17に示す。

表5 釜石鉱山における初期応力測定結果

測定手法		応力値(MPa)
応力解放法 (円錐孔底ひずみ法)	σ_1	29.9
	σ_2	7.8
	σ_3	3.0
	σ_v	4.8
水圧破碎	σ_1	17.4
	σ_2	8.7
	σ_3	4.5
	σ_v	7.0
AE法	σ_1	15.6
	σ_2	7.6
	σ_3	5.6
	σ_v	7.0
DRA法	σ_1	15.5
	σ_2	7.7
	σ_3	6.3
	σ_v	8.1

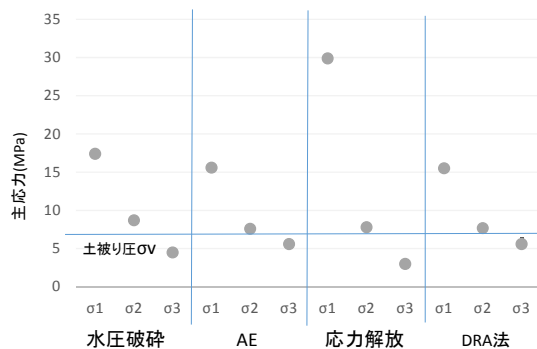


図17 初期地圧測定結果の比較（釜石鉱山）

このように応力解放法以外の3測定法はほぼ同様な主応力値を示している。この結果に対し佐藤ら(1998)は、以下のように評価している。

- ・応力解放法では、測定されたひずみから応力を評価する際に弾性係数を用いる。この弾性係

数が異方性を有する場合には、これを考慮した計算が必要となるが、ここでは平均値を用いている。この測定の場合AE法の測定で得られた弾性係数は明確な異方性を示しており、評価結果は誤差を含んでいることになる。

- ・水圧破碎法では、既存のき裂がない箇所測定を実施するのが基本であるが、この測定では半数近くの測定箇所既存のき裂が開口している。したがって評価結果は誤差を含むことになる。

- ・AE法では、試料採取から測定までの経過時間によって応力値が変化することが指摘されており、この測定ではコア採取後5日以内に測定を実施した。結果は応力値、方向ともばらつきが小さくなり、DRA法や他の測定方法による結果とも整合的であった。

このように初期地圧計測として様々な手法が提案されているものの、それぞれに測定手法、測定結果の評価手法における課題を残しており、岩盤の不均質性、不連続面の影響等を過不足なく評価した上で初期地圧を評価できる方法は、未だ確立されてはいないのが現状と言える。

5. 計測変位を用いた初期地圧の逆解析

2.で述べたように岩盤構造物についても検討対象の領域と力学特性が既知であれば、境界条件と荷重を与えることにより設計（この流れによる解析を順解析という）は可能である。そして計算された岩盤応力と岩盤の強度（試験により求められる）を比較することによって性能（安定性）を評価することが出来る。しかし岩盤構造物の場合、これまでに述べてきたように力学特性の評価においても、また荷重となるべき初期地圧の評価にお

いても様々な困難がある。

これは岩盤内に存在する大小さまざまな不連続面の影響によるもので、それらの大きさ、力学特性、空間における分布状況などによって岩盤マスとしての力学特性に不均質性、不確実性が生じているためである。

こうしたことから山岳トンネルなどの岩盤構造物では、事前に精度よく解析条件を設定することが困難であることを前提とし、施工中の挙動計測結果から逆解析（順解析とは逆に、応力、ひずみあるいは変位を解析条件として与えられた境界条件の下で荷重＝初期地圧や力学特性を求める）により力学特性や初期地圧を推定し、新たに設定された条件を反映して次の施工を行う「情報化施工」が標準工法とされている。このトンネルにおける逆解析手法については、既に多くの研究がなされており、実務にも適用されている。それらの特徴等については桜井ら（1983）を参照されたい。

さて、ある程度の土被りを持つトンネルでは、応力解放法や AE 法などの手法による局所的な初期地圧ではなく、トンネルが掘削される領域を代表する初期地圧を如何に精度よく推定するかが重要である。一般的な山岳トンネルでは、トンネル断面内での変位計測結果を 2 次元モデルで逆解析し断面内での初期地圧や力学特性を評価するが、以下では周回坑道において計測された全方位の内空変位計測結果を用いた 3 次元逆解析による 3 次元初期地圧の推定法を紹介する。

5.1 幌延深地層研究センター地下施設概要

国立研究開発法人日本原子力研究開発機構が、高レベル放射性廃棄物の地層処分技術開発の一環として、北海道幌延町で進めている幌延深地層研究計画（花室編，2016）では、図 18 に示すような地下研究施設が建設されている。施設は 3 本の立

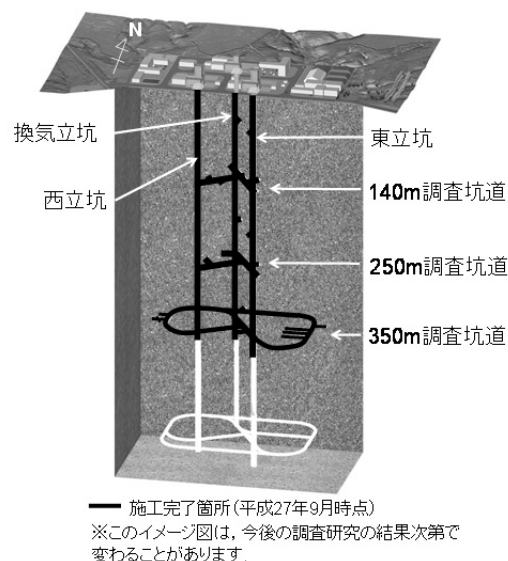


図 18 幌延深地層研究センター地下施設レイアウト

坑と調査坑道より構成され、深度 350m までの立坑と調査坑道の掘削が完了しており、現在は坑道を用いた様々な調査研究が実施されている。

調査坑道の内 350m 深度の坑道は図に示すように 8 の字を描くように NATM で掘削され、全方位の内空変位が計測されている。地下研究施設周辺の地質は新第三紀の堆積岩であり、調査坑道が掘削された深度 350m 付近を構成する珪質泥岩（稚内層）は一軸圧縮強度 5～25MPa 程度の軟岩に分類される（亀村ら，2016）。

一方、施設建設開始前に実施された地上からのボーリング調査における水圧破碎試験の結果から、地山の初期地圧は異方性を有している事が報告されている。この調査結果に基づき、設計に際しては、岩盤の密度から推定した土被り相当の鉛直圧に対し、側圧係数として東西方向 1.3，南北方向 0.9 の初期地圧を設定している。

深度 350m 調査坑道では、標準的な A 計測が実施された。A 計測の内空変位計測の内、水平内空変位はコンバージェンスメジャーを用いて行われ、

その読み取り精度は $\pm 0.1\text{mm}$ であった。一方天端沈下計測はレベル測量によって行われ、その精度は $\pm 1\text{mm}$ 程度であった。内空変位計測は、計測ポイント設置後、切羽進行ごとに実施し、計測変位が収束するまで継続した。

各計測断面の内、切羽進行データが不明な断面、変位収束前に計測不能となった断面については分析対象外とした。また各計測断面における変位の経時変化と切羽進行の関係から、分岐坑道(枝線)掘削の影響により発生したと判断できる増分変位を除外し、坑道掘削によると判断される変位のみを抽出した(亀村ら, 2016)。

こうして得られた掘削時内空変位に基づく初期地圧の推定に当たっては、3次元弾性の有限差分法(FDM)を用いる。したがって検討対象とする坑道の変位は、弾性挙動でなければならない。一般に掘削直後から切羽近傍で広範囲に塑性域が生じるような地山でない限り、切羽近傍の地山は弾性的に挙動する。しかし、計測された内空変位の経時変化を見ると、必ずしも弾性挙動とはみなせない断面も存在した。そこで各計測断面について計測値の経時変化と3次元弾性解析から得られる変位の経時変化を比較し、弾性成分の抽出を行った。この検討をすべての断面に対して実施した結果、計測開始から2切羽進行の区間では弾性挙動とみなせると判断し、この区間での内空変位増分量を分析対象とすることとした。

さらに計測断面ごとに計測ポイント設置位置の違いによる増分変位量の割合を求め、すべての計測内空変位が同等となるように補正を行った。補正方法の詳細については、亀村ら(2016)を参照されたい。補正結果を図19に示す。図より、計測値のばらつきはあるものの内空変位は、南北方向に掘進している場合に大きく、設計時に仮定した初期地圧の異方性と対応していることが判る。

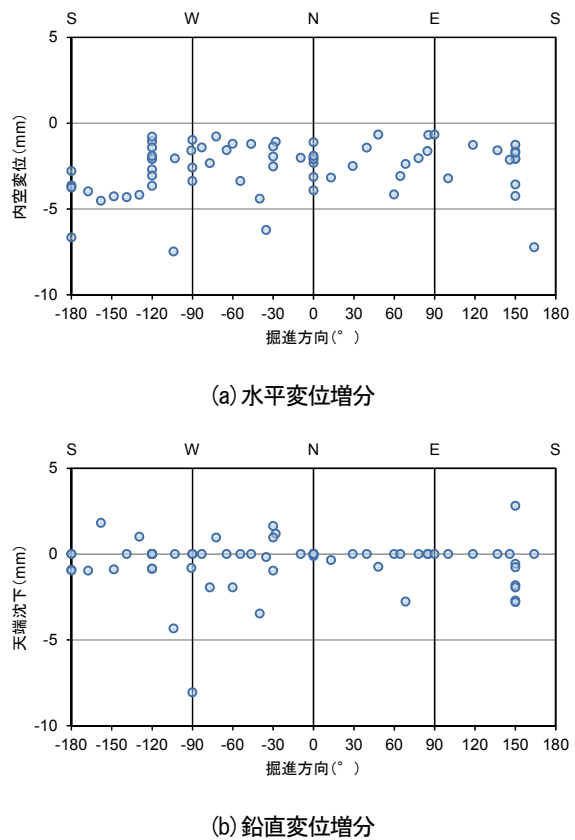


図19 補正後の分析対象変位増分

5.2 地質観察結果に基づく計測結果の評価

NATM においては掘削ごとに切羽観察が行われ、詳細な地質情報が得られる。図20に掘削時に観察された断層と推定される連続性を示す。350m調査坑道の地質を構成する稚内層は、塊状で概ね均質な珪質泥岩である。断層の方位は、北西-南東走向・ $35\sim 55^\circ$ 南西傾斜、次いで北東-南西走向・ $30\sim 45^\circ$ 北西傾斜の2系統が卓越する。また350m調査坑道西側では、両者が共役関係である事が確認されている。

図21には深度350mレベルでの断層および主要な剪断性割れ目の平面分布を示す。図には分析対象内空変位をベクトルとして示している。このように断層や割れ目は断続的に分布し、不均質性が

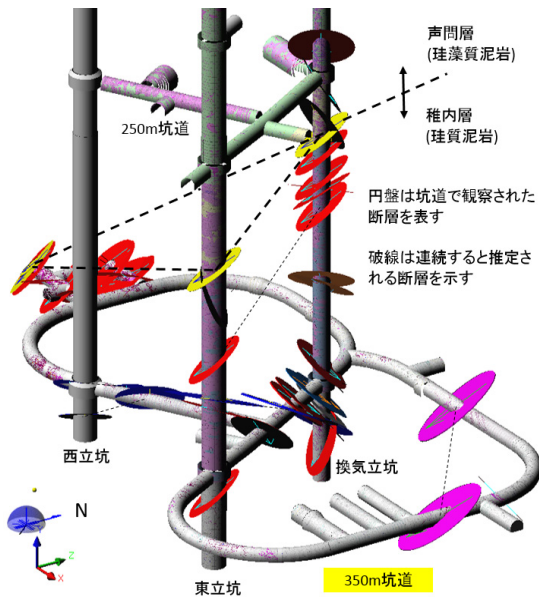


図20 250～350m レベルの地質構造

認められる。

このような地質構造の特徴と切羽観察結果を考慮して350mレベルの地質を大きく、

- ・一般部：割目の発達が顕著ではない
- ・割れ目卓越：既存割目（掘削前から地山中に存在していた割れ目）の発達が顕著
- ・断層部：既存割目の発達が顕著かつ断層（断層粘土や断層角礫、断層破碎部）を伴う

に区分し、図中の分析対象内空変位に色分けして示した。

以下では地質区分で一般部と分類された分析対象内空変位について逆解析を行う。

5.3 3次元FDMによる初期地圧の推定

(1) 推定方法

計測結果（測定値）と3次元弾性有限差分法（FDM）解析を用いて、初期地圧比を推定する。

まず坑道を含む岩盤の3次元モデルの各要素に単位の初期地圧 σ を与え、4種類の初期地圧状態（ $i=1: \sigma_x = \sigma, \sigma_y = \sigma_z = \tau_{xy} = 0, i=2: \sigma_y = \sigma, \sigma_x = \sigma_z = \tau_{xy} = 0$ 以下同様）を設定する。そしてそれぞれの条件について掘削解析を行い、 k 番目の坑道断

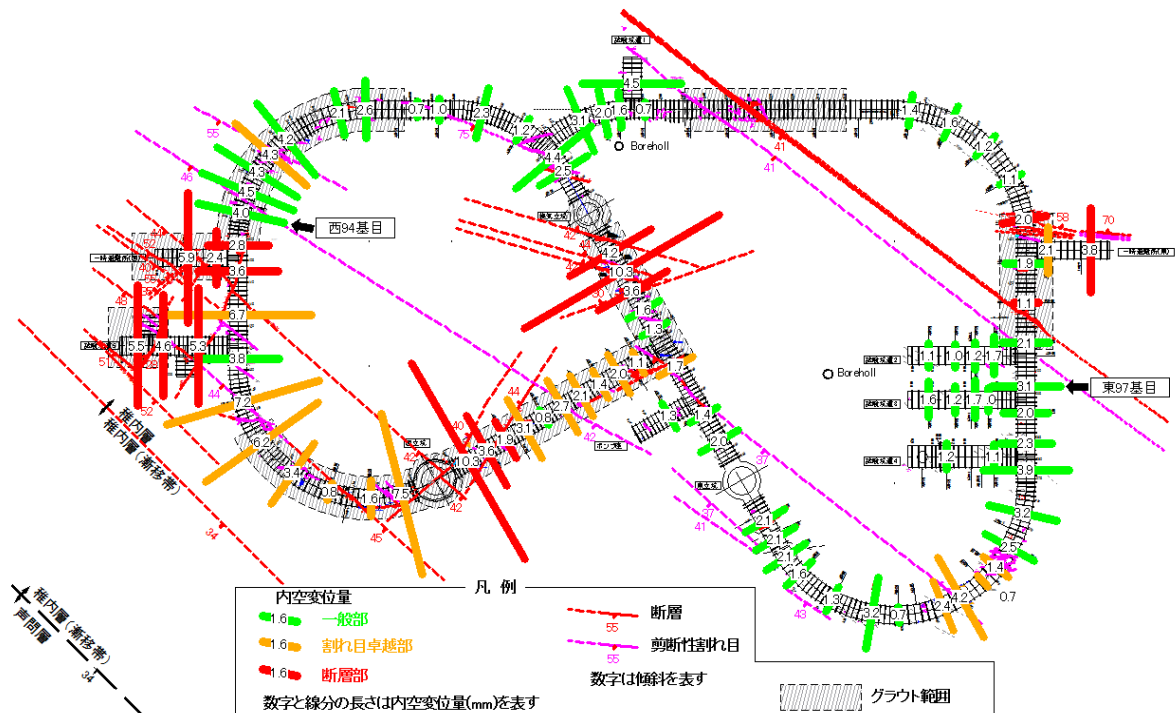


図21 350m 調査坑道における内空変位計測結果と不連続性分布

面における i 方向初期地圧($i=1:\sigma_x, i=2:\sigma_y, i=3:\sigma_z, i=4:\tau_{xy}$)による j 方向($j=1$:水平方向, $j=2$:鉛直方向)の内空変位 u_{ij}^k を求める.

実際の計測結果を説明できる初期地圧が次式で表せるとする.

$$\sigma_i = \alpha_i \cdot \sigma \quad (1)$$

ここで α_i は, i 方向単位地圧に対する応力係数である.すると k 断面の j 方向計測変位 U_j^k は,4つの初期地圧条件下の変位の線形和として式(2)で表すことが出来る.

$$U_j^k = \sum_{i=1}^4 \alpha_i \cdot u_{ij}^k \quad (2)$$

この近似された計測変位と実際の k 断面, j 方向計測結果 V_j^k との残差平方和SSRは式(3)で与えられ,このSSRを最少とする α_i は,式(4)により求められる4元連立方程式を解くことによって求めることが出来る.

$$SSR = \sum_{k=1}^n \sum_{j=1}^2 (V_j^k - U_j^k)^2 \quad (3)$$

$$\frac{\partial SSR}{\partial \alpha_i} = 0 \quad (4)$$

(2) 3次元FDM解析

解析に用いたモデルを図22に示す.解析に用いた岩盤物性値は,深度350m調査坑道周辺に分布する稚内層の値を参照し,弾性係数を1,000MPa,ポアソン比を0.186とした.一方,支保工は簡略化のためパターンA(吹付コンクリート $t=25\text{cm}$,高規格支保工HT590)のみを対象とし,等価剛性を有するシェル要素によりモデル化した.

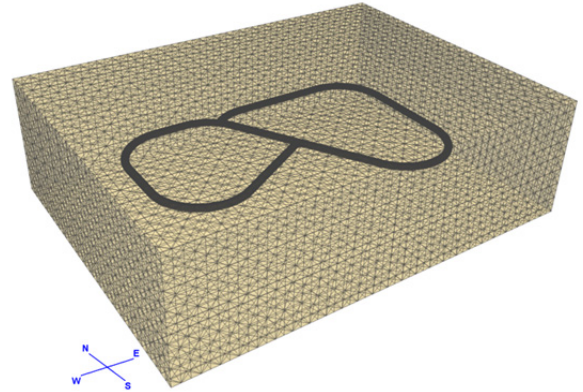


図22 解析メッシュ分割

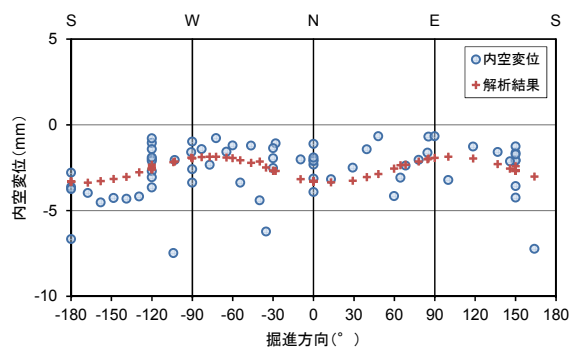
解析は,単位の初期地圧 σ を設定した後,Step1として坑道を一括掘削し,掘削相当外力の70%を解放した.次にStep2で,支保工を付加し残りの30%を解放した.

(3) 解析結果

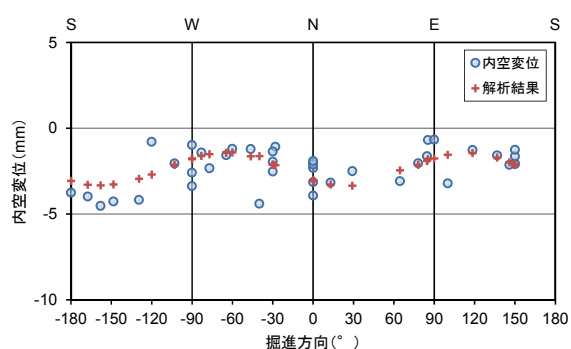
解析の結果,鉛直圧を1.0とした場合の水平面内の初期地圧と方向は表6に示す結果となった.表には,設計時に仮定した条件も併せて示した.また,推定された初期地圧を用いて,式(2)で求めた解析結果と,分析対象計測変位の関係を図23に示す.解析より得られた水平面内の初期地圧は,設計時に仮定した値よりいずれも大きくなっており,また主軸の方向も設計時の東西方向よりも傾いていることが判る.

表6 初期地圧比(設計時と解析結果)

	鉛直応力	水平面内		
		最大主応力	最小主応力	主応力方向
設計時	1.00	1.30	0.90	EW
解析結果 (全データを対象)	1.00	1.48	1.04	N77° W
解析結果 (一般部のみを対象)	1.00	1.75	1.03	N66° W



(1) 全データを対象とした結果



(2) 一般部データを対象とした結果

図 23 解析結果と分析対象内空変位

5.4 初期地圧推定結果の比較

幌延深地層研究センターでは、これまでも多くの水圧破碎法による初期地圧計測が行われてきた。地層処分研究開発部門の研究成果報告書(2007)に示された水平面内主応力値とその方位を図24, 25に示す。図から土被り圧 S_v =(単位体積重量)×(深度)に対する応力比を求めてみると、深度350~400mの稚内層中での最大主応力は0.65~1.91, 最小主応力は0.41~1.17と広く分布している。また最大主応力の方位も大きくばらついている。したがってこれらの結果だけから岩盤の初期地圧を推定することは難しい。

これに対し、図に追記した今回の解析結果は周回坑道全体の掘削時挙動に対応するものであり、かつこれまでの初期地圧計測により得られた主応

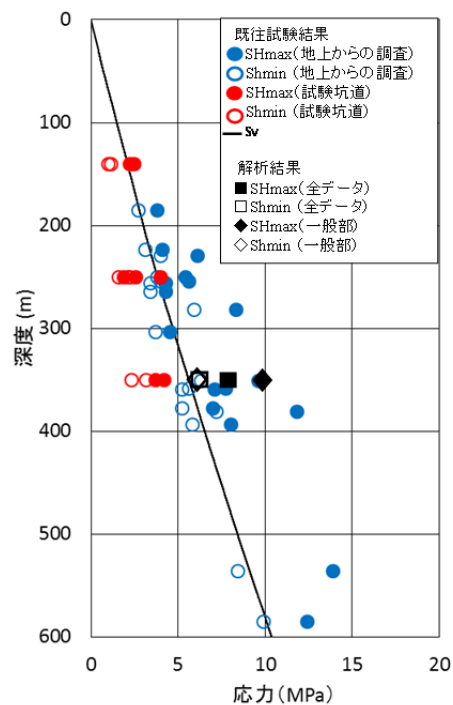


図 24 水平面内主応力値の推定結果(地層処分研究開発部門研究成果報告書(2007)に示された図に加筆)

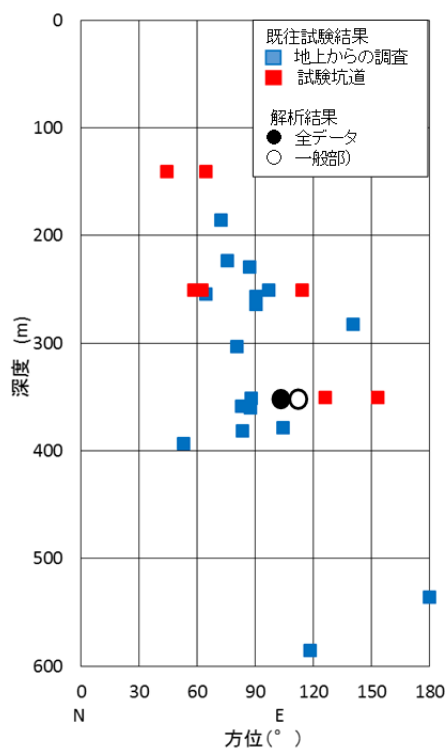


図 25 水平面内主応力方位の推定結果(地層処分研究開発部門幌延深地層研究ユニット(2007)に示された図に加筆)

力値および主応力方位が取りうる範囲内にあり、既存計測結果と矛盾するものではない。すなわち、大深度に建設される大規模な岩盤構造物の性能評価を行うに当たって十分な精度を持った初期地圧である。

6. おわりに

岩盤構造物の性能評価を行うに当たっては、岩盤の力学特性とともに初期地圧を適切に評価する必要がある。

これまでも大規模地下発電所空洞や石油地下備蓄施設などの重要構造物の設計では初期地圧の設定に当たって応力解放法や水圧破碎法などの初期地圧測定が行われてきた。しかし応力解放法では、岩盤の異方性の影響、水圧破碎法では既存の割れ目の影響など、測定値から応力を評価する際の課題が必ずしも解決されておらず、初期地圧そのものの空間的ばらつきと相俟って性能評価対象とする広域の岩盤を代表する初期地圧を求めることは難しいのが現状である。

この意味において、ここに示した周回坑道掘削時の内空変位計測結果を逆解析することによって推定する広域の初期地圧は、岩盤構造物の性能評価において有用な情報である。

鉄道トンネルや道路トンネルなどの線状構造物とは異なり、空間的な広がりを持った岩盤構造物では、施工の初期段階で地質確認や様々な調査・試験を行うための調査坑や本体工事に必要な作業坑として周回坑道が掘削されることがある。この際に精度の高い内空変位計測を計画的に行うことによって、性能評価に用いることができる広域岩盤の初期地圧を推定することが可能となる。今後、断層などの岩盤内に存在している不連続面の影響や初期応力を含めた力学特性の不均一性について

検討を行い、本手法の適用性を確認したい。

文献

赤木知之・田野久貴・森孝之・伊東孝(2000) : 平板載荷試験結果の評価における問題点と解析的検討, 第30回岩盤力学に関するシンポジウム講演集, 318-322.

地層処分研究開発部門幌延深地層研究ユニット(2007) : 幌延深地層研究計画における地上からの調査研究段階(第1段階)研究成果報告書分冊「深地層の科学的研究」, JAEA-Research 2007-044.

花室孝弘編(2016) : 幌延深地層研究計画, 平成27年度調査研究成果報告, JAEA-Review 2016-022.

亀村勝美・藤田朝雄・青柳和平・名合牧人・平瀬光泰・菅原健太郎(2016) : 周回坑道掘削時の内空変位計測結果に基づく初期地圧の推定, 第44回岩盤力学に関するシンポジウム, 土木学会.

Kamemura, K., S.Husuni, T.Harada and Y.Shishido (1986) : Construction of Underground Powerhouse Cavern-CIRATA Hydroelectric Power Project, ITA International Congress of Large Underground Openings, Firenze, Italy

桜井春輔・武内邦文(1983) : トンネル掘削時における変位計測結果の逆解析法, 土木学会論文報告集, 337, 137-145.

佐藤稔紀・松井裕也・杉原弘造(1998) : 深地層を対象とした力学的調査の現状—複数の手法を用いた初期応力測定について—, 原子力バックエンド研究, 4, No.2.

菅原勝彦(1998) : 岩盤応力測定に関する研究の動向, 資源と素材, 114, 834-844.