

埋設型のひずみ計による岩盤中のひずみの計測

船戸明雄

深田地質研究所

Measurements of Strains in Rock by Embedded Strain Gages

FUNATO Akio

Fukada Geological Institute

要旨：岩盤構造物の施工に伴う挙動計測としては変位や荷重が一般的であり、岩盤中のひずみを計測することはまれである。これは岩盤中のひずみを計測するための計器の設置が容易ではなく測定方法が確立されていないことによる。著者らは埋設型のひずみ計をボーリング孔の多深度、多方向に設置して、施工、載荷に伴う岩盤中のひずみ変化を計測する方法を開発してきた。その際、最も重要なことはひずみ計を埋設するグラウト材の物性を岩盤と同じにすることである。そのため、様々な材料を用いた配合実験を繰り返すとともに、グラウト材の物性が岩盤と異なる場合の影響について、実験的、解析的、理論的な検討を行った。また、地下水位以下で長期に及ぶ測定を行う場合にはひずみ計の耐水性が重要であることを改めて確認した。

キーワード：ひずみ計測、埋設ひずみ計、グラウト材、感度係数、KM-30

Abstract: Measurement of displacements and loads are commonly conducted for a monitoring of rock under construction, but it is rare to measure strains in rock. Because the setting of instruments to measure strains in rock is not easy, and the method for measurement is not established. To measure strains in rock under construction or loading test, authors have developed the installation technique of multidirectional strain gages into a drill hole at several depths. The most important thing is to fit the properties of the grouting mortar embedding strain gages to the same as the rock. Therefore, preliminary experiments changing several mixing ratios of grouting materials are necessary to decide the most suitable mixing ratio. When the properties of the grouting mortar is different from rock, its influences are examined experimentally, analytically and theoretically. In addition, the water resistance of strain gages must be important for the long term measurement under the ground water level.

Keywords: strain measurement, embedded strain gage, grouting mortar, Young's modulus, KM-30

1. はじめに

トンネルや地下空洞の掘削に伴う計測項目としては、変位（内空変位、地中変位、沈下など）や荷重（支保工荷重、コンクリート土圧、ボルト軸力など）が一般的であるが、目的に応じて様々な計測項目が適用されている。その中で、ひずみ

計による岩盤中のひずみや応力の計測はあまり普遍的な方法ではなく、どちらかといえば特殊な計測に属する。その理由は、測定上のノウハウが確立していないこと、ひずみの計測値が他の計器にくらべて不安定であること、点の計測であるため局所的な不均質性の影響を受けやすいこと、測定結果の解釈とその利用法が確立されていないこと

などが挙げられる。しかし、一方では、多深度多方向に設置でき、データ収録は容易で施工を妨げることが少ないというメリットもある。

岩盤構造物の施工に伴う挙動計測の必要性は古くから認識されていたが、情報化施工がうたわれ、それに伴って自動計測が一般化したのは1990年頃である。この時期、著者が所属していた岩盤グループ（深田地質研究所岩盤工学研究室～応用地質株式会社コアラボ岩盤物性部）では、数々の原位置計測業務を行ってきた。その後、2000年代になると岩盤プロジェクトの減少、社内組織の再編などにより原位置計測業務に携ることがほとんどなくなってきた。その中で、地中ひずみの計測は、著者らが考案した特殊な方法であり、このままでは今までに築いてきたノウハウが失われてしまいかねないことを懸念して本編に取りまとめることとした。

2. 埋設型のひずみ計の種類

地盤やコンクリート系構造物の中に埋設することを目的とするひずみ計には、専用の埋設ひずみ計のほかにもモールドゲージやオーバーコアリングに用いられる各種のひずみ計がある（表1）。埋設ひずみ計やモールドゲージはメーカーによって呼称が異なるが、ここでは表1のように区分し、オーバーコアリング用のひずみ計も含めて埋設型のひずみ計と称する。

埋設ひずみ計は、コンクリートやモルタルなどに埋設してそのひずみを測定するために開発されたもので、図1のような構造である。両端のフランジ間が変位すると、それに固定された薄板に曲げ（伸び）が生じ、それによる薄板の両面に貼ったひずみゲージのひずみ変化を検出する仕組みである。薄板を含む受感部はベローズやゴムで保

表1 埋設型のひずみ計の種類（メーカーのカタログより）。

種類	型番	メーカー	本体部の長さ
埋設ひずみ計	KM	東京測器	34, 54, 104, 205 mm
	BS	共和電業	80, 250 mm
モールドゲージ	PMF	東京測器	60, 70 mm
	KM	共和電業	30, 120 mm
オーバーコアリング用ひずみ計	BSM	共和電業	約 350 mm
	円錐孔底ゲージ	共和電業など	約 100 mm
	HIセル	Mindataなど	約 150 mm

護され、見かけの弾性係数が小さく（40 MPa程度）、線膨張係数をコンクリートに合わせた自己温度補償型となっている。絶縁性が高いので長期の現場計測に向いており、測温機能を有するタイプもある。

（株）東京測器研究所のKM型埋ひずみ計には、本体部の長さが35 mm（KM-30）や54 mm（KM-50）の小型のものがあり、一般調査用のボーリング孔に設置できることが特徴的である。特に、KM-30はφ66 mm孔の直径方向にも設置できるので適用範囲が広い。ただし、ケーブルがビニール被覆（他はクロロプレーン被覆）で絶縁性にやや難があるため、湿潤環境下での長期測定には向かない。また、入出力抵抗が120 Ωの2ゲージ法なので、350 Ωの4ゲージ法の他の型式に比べてやや精度が低い。これらの特徴や表2に示す仕様を考慮して適切なひずみ計を選択する必要がある。

埋設ひずみ計は単軸型なので、二次元や三次元のひずみ（応力）を計測するためには多方向に設置する必要がある。メーカーからはスパイダーと呼ばれる治具が販売されているが、サイズが大きいためマスコンクリート打設時以外には適用困

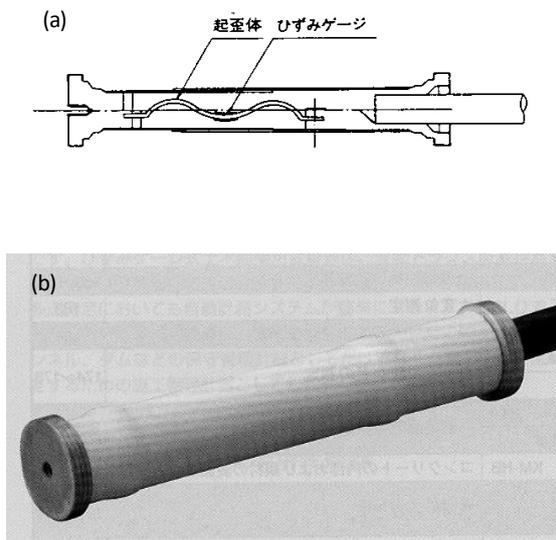


図 1 (a)埋設ひずみ計の構造, (b)埋設ひずみ計 KM シリーズの外観 (株式会社東京測器研究所 技術資料より).

難である。そのため、ボーリング孔内で多方向に設置する場合には、低剛性で開口率の大きいポリエチレン製網状管に方向を定めてひずみ計を固定し、それをボーリング孔に挿入してモルタルでグラウトする方法を考案している (図 2)。

モールドゲージは、一般的な箔ひずみゲージをアクリル系の樹脂でモールドし、密着性を良くするために凹凸をつけるなどして表面処理を行ったもので、モルタルやコンクリートなどに埋め込んで用いられる。ゲージ長さは 30~120 mm の単軸型である。リード線がビニール被覆であることから長期の防水性に難があるため、主に短期の室内試験に用いられる。

オーバーコアリング用の円錐孔底ひずみ計や HI セル (図 3) など箔ひずみゲージを用いているものは、もともと数日で終わるオーバーコアリング専用のゲージであり、一般的に長期測定には不向きで適用実績も少ない。近年、数百~1000 m の大深度におけるオーバーコアリング法が開発されており (Sjoberg et al., 2003), それに用い

表 2 KM 型埋設ひずみ計の主な仕様 (株東京測器研究所のカタログより).

型名	KM-30	KM-50	KM-100
本体直径	12 mm	20 mm	20 mm
本体長さ	34 mm	54 mm	104 mm
ケーブル直径	2.4	6	9
ケーブル材質	ビニール	クロロブレン	クロロブレン
入出力抵抗	120 Ω 2 ゲージ法	350 Ω 4 ゲージ法	350 Ω 4 ゲージ法
測温機能	なし	なし	あり

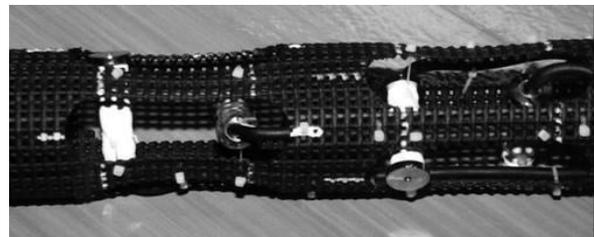


図 2 ポリエチレン製網状管に多方向に組み込んだ埋設ひずみ計 KM-30.

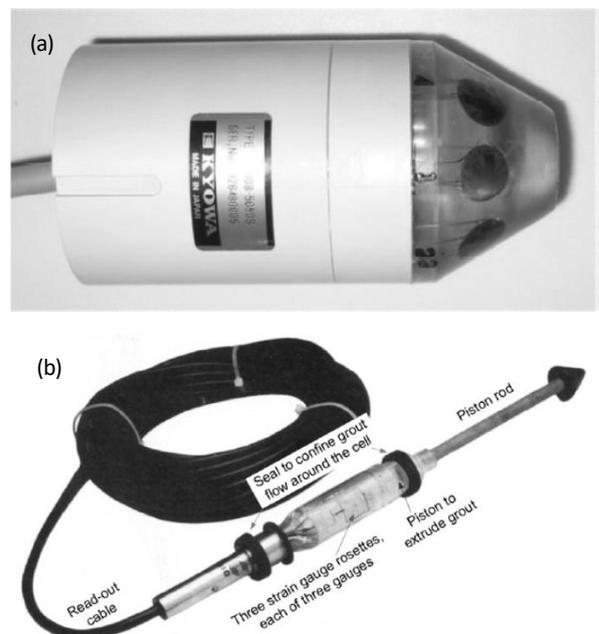


図 3 オーバーコアリングに用いられるひずみ計 (横山, 2017), (a)円錐孔底ひずみ計, (b)HI セル.

られるゲージは 10 MPa 程度の耐水圧性を有しているので、長期の現場計測にも十分適用できると考えられる。ただし、これらのオーバーコアリング用のゲージは、同一ボーリング孔内で多深度に設置することはできない。

以下には適用実績の多い KM 型の埋設ひずみ計を中心に埋設方法、グラウト材、測定結果等について紹介する。

3. ひずみ計の埋設方法

3.1 ひずみ計の組立て

KM 型の埋設ひずみ計を図 2 のように網状管に組みこむ場合には、計測の目的、ボーリング孔径、ボーリング孔の空間配置とひずみ計の方向、ひずみ計の設置深度と成分数等を考慮して適切なひずみ計を選択する。ひずみ計配値の基本パターンとしては、図 4 のような面内 3 成分ロゼット配置や直交 3 方向配置などがある。延長ケーブルは網状管内を通してひずみ計に触れないように孔口へ引き上げる。したがって、最上段のひずみ計の脇にはそれ以深のひずみ計のケーブルがすべて通ることになるので、1 孔に設置できるひずみ計の総成分数は制限される。組み立てたひずみ計の出力ケーブルをデータロガーに結線して初期値を確認するとともに、ひずみ計の両標点板を軽くつまんで圧縮した時に出力値が変化することとその極性（通常は圧縮が負、引張が正）を確認する。

3.2 埋設

埋設の良否が計測の成否を支配するので、埋設には細心の注意を必要とする。埋設手順は、ボーリング孔の方向、深度、孔径により若干異なるが、主な手順は以下の通りである。

① 網状管にグラウトホースを装着し孔内の所定

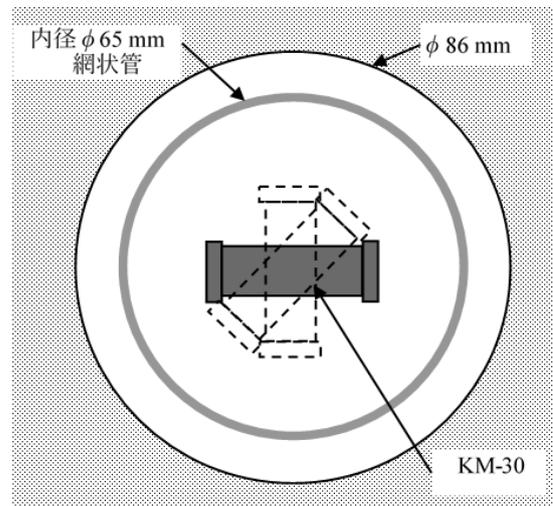


図 4 $\phi 86$ mm 孔の直径方向に KM-30 をロゼット配置した例。

の深度に挿入する。グラウトホースを網状管の内側に通す場合には、ホースがひずみ計に触れないように網状管に結束線で固定する。

- ② ひずみ計の出力を確認しながら、グラウトポンプでグラウト材を注入する。このときポンプの押しに連動してひずみ出力が負側に脈動することを確認するとともに、過剰なグラウト圧を負荷してひずみの測定範囲（ $\pm 5000 \mu\text{s}$ ）をオーバーしないように留意する。
- ③ 養生時のひずみ計の出力を収録する。グラウト時には注入圧または液圧によってひずみが圧縮側に変化し、その後グラウト材の硬化熱と体積膨張（通常は少量の膨張材を添加する）に伴って伸張側に転じ、次第に一定値に落ち着くことを確認する。
- ④ 鉛直孔の場合（図 5 (a)）には、大きめのボーリング孔径で掘削し、網状管の外側にグラウトホース（水道ホース）を抱かせ、ボーリングポンプによって孔底から注入するのが確実である。地下水位がなく、グラウト材が逸散する恐れがある場合には、ジオテキスタイルで包んでグラウト材の逸散を防ぐ。

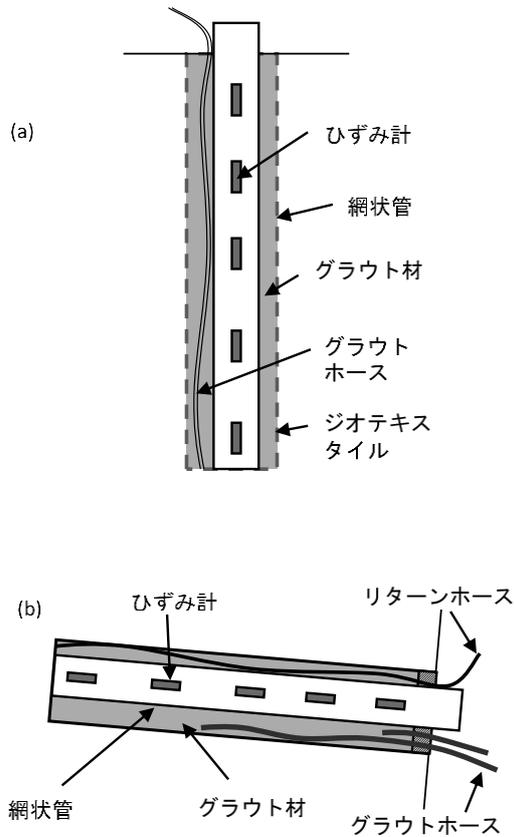


図 5 ひずみ計の埋設方法, (a) 鉛直孔の場合, (b) 水平孔の場合.

- ⑤ 水平孔の場合 (図 5 (b)) には, 孔口をモルタル等でシーリングし, グラウトホースとリターンホースを装着する. 完全な水平孔は避け, 若干 (5 度程度) 上向き或いは下向きに掘削する. 水平上向きの場合には, リターンホースの先端を孔底の上部に, グラウトホースを孔口の下部に, 水平下向きの場合はこの逆に設置する. いずれの場合にも深度が深い時にはグラウトホースが詰まる場合があるので, 複数のグラウトホースを異なる深度に設置するのが望ましい.

3.3 グラウト材

グラウト材は, ひずみ計が地山と一体化して挙動するように, 地山と同じ変形特性を有するものを用いる必要がある. そのためには事前の配合実験が不可欠であるが, 配合を決める際には以下の点も考慮する必要がある.

- ・ 適度な流動性があること
- ・ 水が浮き出るブリージングがないこと
- ・ 物性の再現性, 安定性があること

これまでの実績では, 早強セメントに粘土 (木節粘土, カオリン, 珪藻土など) を混ぜて変形係数を調整したモルタルを用いている. 粘土を混入したモルタルは, 流動性を確保するために多量の水を必要とするので変形係数を小さくすることができるが, 物性が安定するまでの養生期間が長くなるので注意を要する.

グラウト材の配合例を表 3 に示す.

4. 埋設ひずみ計による計測事例

KM 型埋設ひずみ計による地盤内のひずみ計測事例を表 4 に示す. このうち主なものについて以下に紹介する.

4.1 平板載荷試験時の地中ひずみ計測 (表 4, No. 1&2)

船戸・小倉 (1995) は平板載荷試験における載荷板と岩盤表面のベディングエラーの影響について検討するため, 新第三系～第四系上総層群の泥岩中に掘削された試験坑道の両側壁に試験面を設け, 水平方向に平板載荷試験を行った (図 6). 試験面の中心には 3 m または 2 m の深さまで 5 深度または 11 深度に埋設ひずみ計が設置され, 載荷に伴う地中ひずみが計測された. その結果, 載荷面下の地中ひずみ分布は弾性解にほぼ一致し,

表3 グラウト材の配合例.

早強セメント	木節粘土	CSA#20	水	E_{50} (MPa)
1.0	0	0.20	0.4	6,900
1.0	1.0	0.2	0.83	4,400
1.0	1.0	0.2	1.0	3,000
1.0	1.0	0.20	1.5	1,500
1.0	1.0	0.15	1.5	900
1.0	1.5	0.20	2.0	700
早強セメント	カオリン	CSA#20	水	E_{50} (MPa)
1.0	7		10	12
1.0	5		7	27
1.0	4		5.7	35
1.0	3.5		5.1	46
早強セメント	珪藻土	CSA#20	水	E_{50} (MPa)
1.0	3	0.15	7	210
1.0	4	0.15	8	180
1.0	4	0.15	11	110

E_{50} は材令一週間の一軸圧縮試験による割線係数
 その他の数字は早強セメントに対する重量比
 CSA#20は膨張剤

ゆるみや割れ目の影響があっても載荷板変位による接線弾性係数は地中ひずみによる弾性係数にほぼ等しいことが示されている(図7)。また、ひずみレベルが 10^{-6} から 10^{-3} の範囲において、ひずみが大きくなるとともに弾性係数が若干低下していくひずみ依存性が示されている。

4.2 立坑掘削時の周辺地盤の挙動計測(表4, No.3)

半固結の火砕流堆積物地盤において、立坑掘削に伴う周辺地盤の水平応力の変化を把握する目的で、立坑の脇にひずみ計を埋設し掘削に伴うひずみ変化を測定した。立坑の直径は $\phi 4.0$ m、深さは15 mで、立坑から1.0 m離れた箇所に $\phi 86$ mmの鉛直ボーリングを行い、5段階の深さにそれぞれ水平面内ロゼット配置したひずみ計を設置した(図8)。運搬のためひずみ計を組み込んだ網状管は2 mに切断して折り畳み、ボーリング孔挿入時に方向を合せて接続した。立坑掘削時に計測されたひずみ変化から求めた最大主ひずみの

表4 KM型埋設ひずみ計による地盤内のひずみ計測事例.

No	時期	対象地盤	目的	孔径 深度	ひずみ計の 種類と数	ひずみ計の 配置	計測期間
1	1991	第三紀泥岩	平板載荷試験時の 地中ひずみ	$\phi 76$ mm 水平 3 m	KM-30 \times 10 KM-100 \times 5	直交 3方向	10日
2	1992	第三紀泥岩	平板載荷試験時の 地中ひずみ	$\phi 66$ mm 水平 2 m	KM-30 \times 11	軸方向	10日
3	1992	火砕流堆積物	立坑周辺地盤の挙動 計測	$\phi 86$ mm 鉛直 14 m	KM-30 \times 15	水平面内 ロゼット	1年
4	1993	風化花崗岩	杭載荷試験時の周辺 地盤挙動計測	$\phi 116$ mm 鉛直 22 m	KM-30 \times 28	水平面内 3 +鉛直	1月
5	1994	未固結砂層	トンネル補強工法の 効果確認	$\phi 100$ mm 水平 10 m	KM-50 \times 4	鉛直面内 ロゼット	3ヶ月
6	1996	花崗閃緑岩	坑道掘削時の周辺岩 盤の挙動計測	$\phi 76$ mm 水平 25 m	KM-30 \times 18	直交 3方向	1年
7	1998	火山碎屑岩	平板載荷試験時の 地中ひずみ	$\phi 66$ mm 鉛直 4 m	KM-30 \times 6 KM-50 \times 6	鉛直&水平	10日

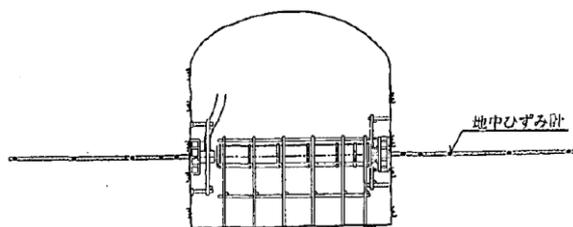


図6 平板載荷試験装置概略図 (船戸・小倉, 1995).

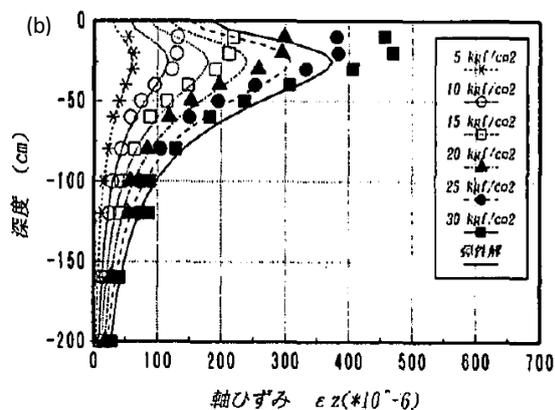
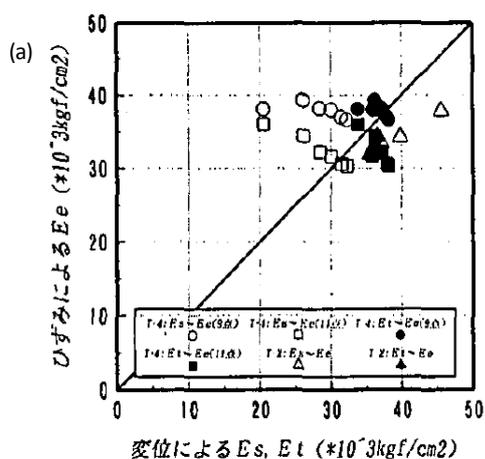


図7 平板載荷試験結果 (船戸・小倉, 1995), (a) 載荷板変位と地中ひずみによる弾性係数の比較, (b) 地中ひずみの深度分布.

方向はほぼ半径方向 (立坑の中心方向) であったが, 最大及び最小主ひずみはいずれも伸びのセンスであった. このような比較的浅い立坑の掘削では周辺地盤は三次元的に変形するので, 鉛直方向にもひずみ計を設置しなかったことが悔やまれた.

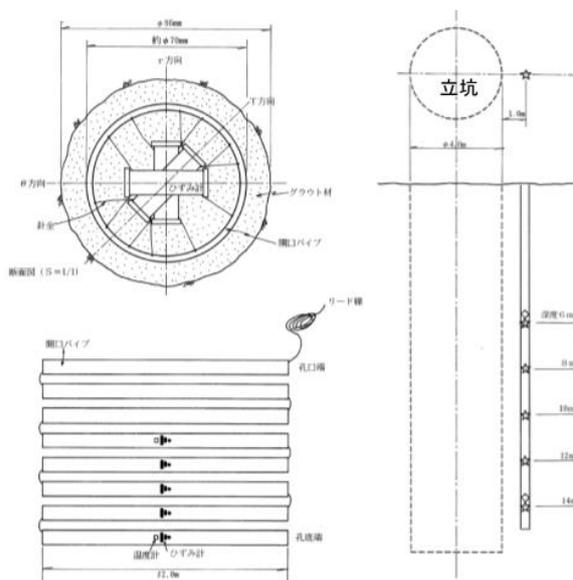


図8 ひずみ計の組立図及び設置位置図.

なお, ここで用いた埋設ひずみ計 KM-30 はビニール被覆リード線の長期絶縁性に問題があると既述したが, 現地は地下水がなかったため立坑掘削～冬季中断～立坑埋戻の約6か月間, ひずみ計は正常に作動していた.

4.3 坑道掘削時の周辺岩盤の挙動計測 (表 4, No. 6)

堀田ら (1997) は掘削影響領域 (EDZ) の評価のため, 釜石鉱山の栗橋花崗閃緑岩に試験坑道を掘削する際に, 坑道周辺にあらかじめひずみ計等を設置して掘削に伴う挙動計測を行った. ひずみ計は試験坑道から約 20 m 隔てて平行する計測坑道から掘削されたボーリング孔内に, 直交3方向に設置された (図 9). 計測結果の一例を図 10 に示す. 試験坑道の発破掘削とともに周辺岩盤のひずみは不連続に変化しているが, 掘削していない期間でもひずみが緩やかに変化しているものがあった. これは水によりひずみ計の絶縁抵抗が低下したことが原因と考えられ, 地下水位以下にお

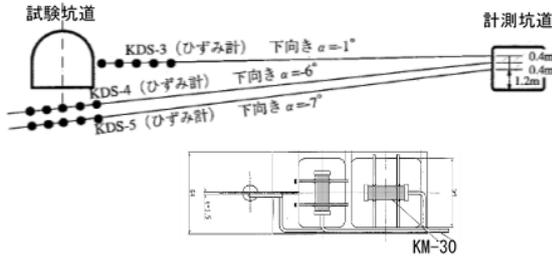


図9 ひずみ計の配置 (堀田ら, 1997 を一部改変).

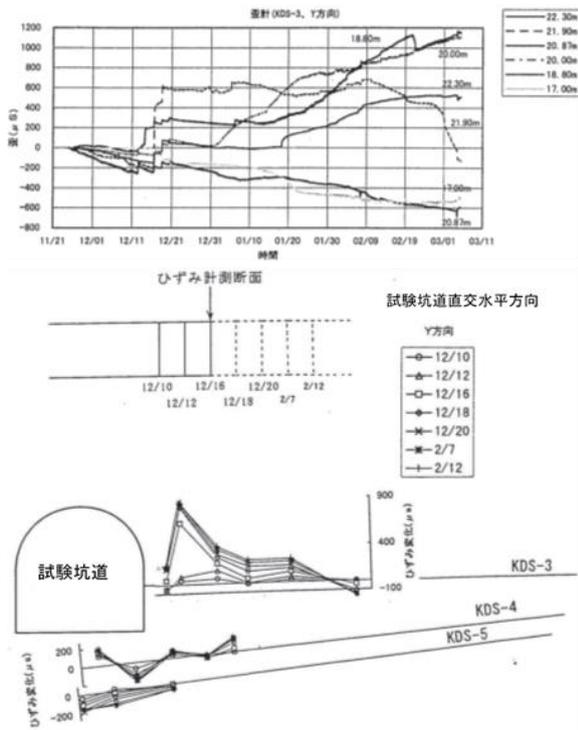


図10 試験坑道掘削に伴う周辺岩盤のひずみ変化 (堀田ら, 1997).

ける長期測定には耐水性のあるひずみ計を用いる必要があることが再確認された。

4.4 コア変形法 (DCDA) の検証実験

表4には記載していないが、室内の模型実験にモールドゲージを用いた例を紹介する。船戸・伊藤 (2014) はコアを用いた新たな応力測定法として開発したA変形法 (DCDA) の検証実験として、モルタルにひずみ計を埋め込んだ試料を加圧

下でくり抜く実験を行った。用いたひずみ計は図11に示したモールドゲージ (共和電業(株)KM-30) で、図12のように一辺300mmの木製型枠の所定の位置に方向を定めて釣り糸で配置してモルタルを流し込んで試料を作成し、フラットジャッキで一軸圧縮応力を加えた状態でひずみ計をオーバーコアリングして応力解放過程のひずみ変化を測定した。図13に測定結果の一例を示す。同図(a)は荷重方向の3深度にひずみ計を設置し、(b)は中心深度の荷重方向とそれに直交する方向にひずみ計を設置しているが、いずれのひずみ変化も安定して再現性も良好で、これらの解放ひずみ曲線は数値解析結果ともよく一致している。

5. ひずみ計の感度についての検討

ひずみ計を埋設して地盤中のひずみを計測する時には、地盤のひずみとひずみ計のひずみが同じであることが大前提である。例えばグラウト材の弾性係数が地盤と同じでも、網状管やひずみ計自体の弾性係数は地盤と異なるため、それらの複合体としての挙動が地盤と同じである保証はない。そこで、網状管やひずみ計が感度係数に及ぼす影響について二軸感度試験、FEM数値解析、厚肉円筒理論による検討を行った。

5.1 二軸感度試験

図14のようにひずみ計と網状管を組立て、φ100mmのサミット管にグラウト材で充填した供試体を作成して二軸感度試験を行った。ひずみ計は埋設ひずみ計KM-30を用い、半径方向と軸方向に設置した供試体を別々に作成した。グラウト材には、早強セメント：カオリン粘土：水=1：3.5：5.1の配合を用い、打設17日後に試験を行った。

埋設型のひずみ計による岩盤中のひずみの計測

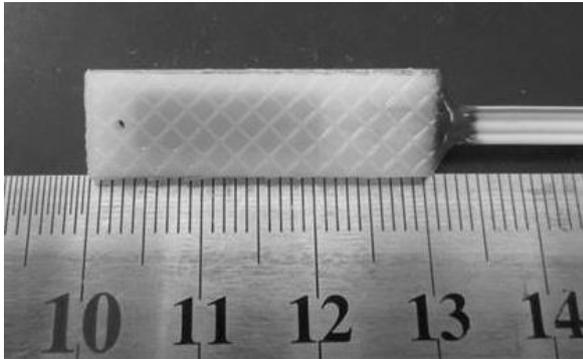


図 11 モールドゲージ (共和電業株KM-30).

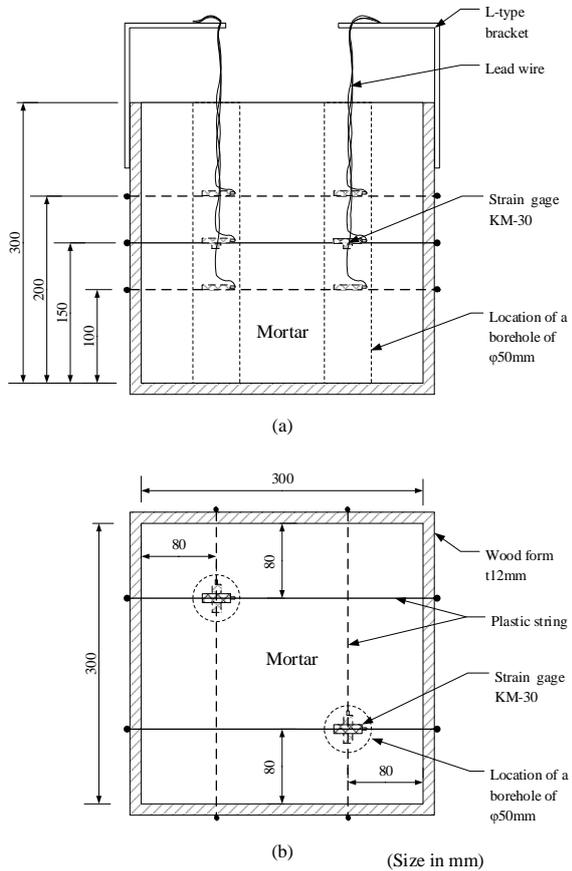


図 12 木製型枠内のモールドゲージの配置例 (船戸・伊藤, 2014), (a) 側面図, (b) 平面図.

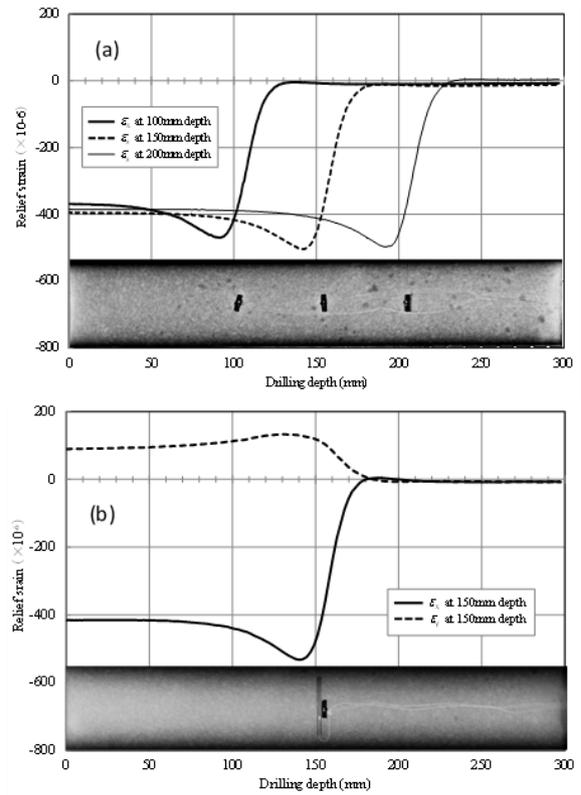


図 13 オーバーコアリング時のひずみ変化と回収コアの X 線写真によるひずみ計の位置 (船戸・伊藤, 2014), (a) 載荷方向の 3 深度に埋設したひずみ計, (b) 中心深度の直交方向に埋設したひずみ計.

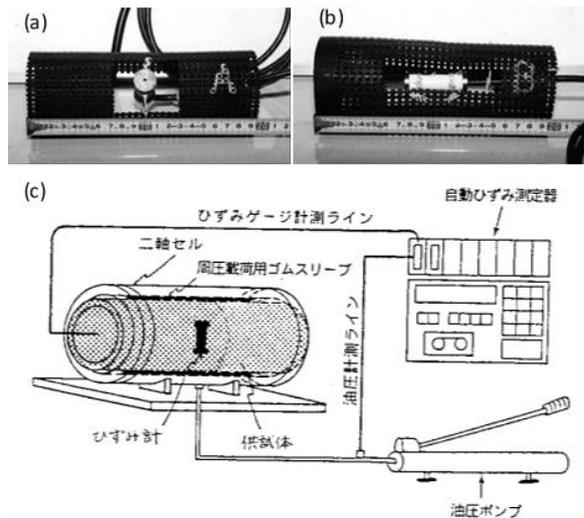


図 14 埋設ひずみ計の二軸感度試験, (a) 半径方向のひずみ計配置, (b) 軸方向のひずみ計配置, (c) 二軸感度試験装置.

二軸感度試験は平面応力条件なので、ひずみと周圧 P の関係は次式のようになる。

$$\varepsilon_r = \frac{1(1-\nu)}{E} \cdot P \quad (1)$$

$$\varepsilon_a = \frac{2\nu}{E} \cdot P \quad (2)$$

ε_r : 半径ひずみ

ε_a : 軸ひずみ

E : ヤング率

ν : ポアソン比

得られた結果を上式に代入して連立方程式を解くと、 $E=84$ MPa, $\nu=0.14$ となった。一方、同時に作成した $\phi 150$ mm 供試体の一軸圧縮試験では、 $E_{50}=88\sim 137$ MPa, $\nu=0.21\sim 0.19$ であった。また、同じ配合で行った既往の配合実験による E_{50} は、一軸圧縮試験で平均 49 MPa, 三軸圧縮試験では 43~73 MPa であった。グラウト材の E は同じ配合、同じ材令でもかなりばらつくこと、また二軸感度試験の供試体はそれぞれ 1 個のデータしかないことから決定的なことは言えないが、網状管やひずみ計を含む複合体の弾性定数はグラウト材の弾性定数と大きな差はないことがうかがえる。

5.2 FEM 数値解析

埋設ひずみ計と網状管、地盤からなる複合材料に外圧が作用した時の挙動を、軸対称 FEM 弾性計算によって解析した。解析メッシュを図 15 に、解析条件を表 5 に示す。地盤とグラウト材の物性は同じとし、ひずみ計の E はカタログ記載値とした。網状管は素材のポリエチレンの E , ν をケース 1 とし、ケース 2 は開口率を乗じて E を低減させた。また、比較のために均質体として

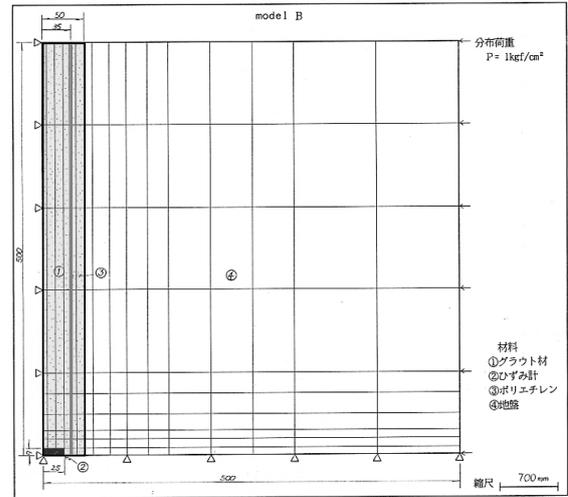


図 15 軸対称 FEM 解析メッシュ。

表 5 軸対称 FEM 解析条件と解析結果。

材料	ケース 1	ケース 2	ケース 3
①グラウト材	$E=98$ $\nu=0.3$	同左	同左
②ひずみ計	$E=40$ $\nu=0.3$	同左	$E=98$ $\nu=0.3$
③網状管	$E=1,960$ $\nu=0.46$	$E=490$ $\nu=0.46$	$E=98$ $\nu=0.3$
④地盤	$E=98$ $\nu=0.3$	同左	同左
ひずみ計標点板の変位 (mm)	0.0128	0.0201	0.0175

E の単位は MPa

ケース 3 を設けた。境界条件は、上端フリーで側方から 0.1 MPa の応力を加えた。計算結果を要約すると以下のようなになる。

- ① ケース 3 の均質体に比べてケース 1 の網状管の剛性が大きい場合には、ひずみ計の変位は小さくなる。
- ② ケース 2 のひずみ計の変位は、均質体よりも 19% 大きい。これは軸対称のためひずみ計が円盤状にモデル化されて変形量が過大になっているためである。

③ ケース 2 のひずみ計の影響のない図 16 の a 点の変位は 0.0160 であり，網状管の剛性によって変位が 9% 小さくなっている。

実際のひずみ計は筒状なので変位は②と③の間になり，さらにひずみ計設置個所の網状管に窓を開けていることを考慮すると，ひずみ計で検出されるひずみは均質体と数%以内の誤差で等しいと判断される。

5.3 厚肉円筒理論による感度係数

応力変化を求める場合には，オーバーコアリング法による初期地圧測定のようにひずみ計を含む地盤を回収して感度試験を行う必要がある。しかし，このような埋設型のひずみ計を含む地盤を不攪乱状態で回収するのは多大な困難を伴うので，一般には行われない。前述のように，グラウト材と地盤の弾性定数 (E, ν) が等しい場合には，ひずみ計の感度係数=地盤の弾性定数として応力解析を行えば良い。しかし，グラウト材の弾性定数を地盤に合わせることはなかなか困難である。そこで，両者が異なった場合にどの程度の影響があるかを検討する。

ひずみ計を埋設した孔に直交する断面の平面条件とする。厚肉円筒理論によれば，無限媒体 (E_2, ν_2) 中の円筒 (E_1, ν_1) 側面に作用する応力 σ_1 は，無限遠から作用する応力を σ_2 とすると次式で表される (図 17)。

$$\sigma_1 = \frac{2\sigma_2}{1 + \nu_2 + (1 - \nu_1) \cdot E_2 / E_1} \quad (3)$$

平面条件における応力とひずみの関係から，無限媒体のひずみを ε_2 ，円筒のひずみを ε_1 としたとき両者の比は次式で表される。

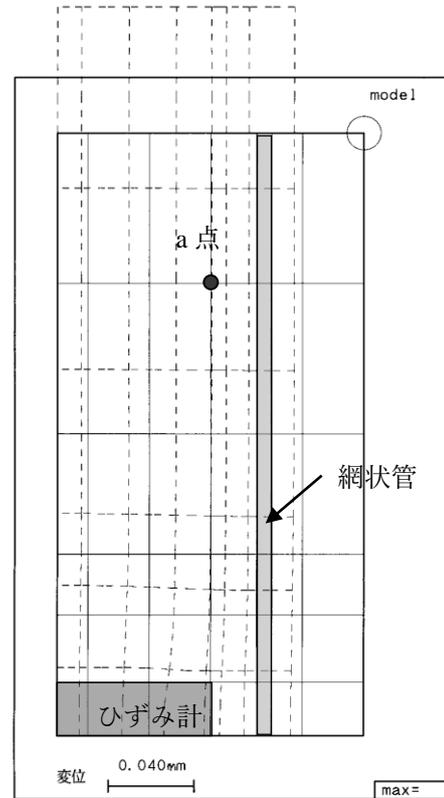


図 16 ひずみ計近傍の変位図 (ケース 2)。

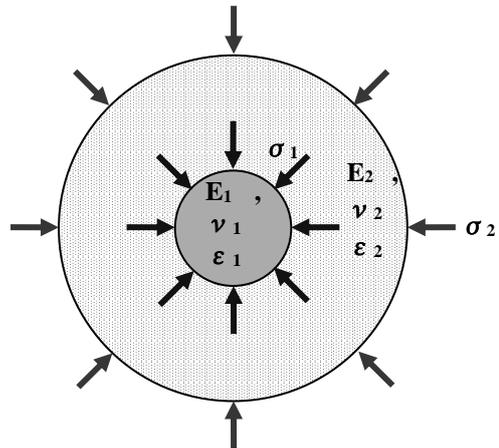


図 17 厚肉円筒理論による無限媒体中の円筒。

【平面応力条件の場合】

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} (1 - \nu) \quad (4)$$

$$\varepsilon_1/\varepsilon_2 = \frac{(1-\nu_1)}{(1-\nu_2)} \cdot \frac{E_2}{E_1} \cdot \frac{2}{1+\nu_2+(1-\nu_1) \cdot E_2/E_1} \quad (5)$$

【平面ひずみ条件の場合】

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} (1-2\nu)(1+\nu) \quad (6)$$

$$\varepsilon_1/\varepsilon_2 = \frac{(1-2\nu_1)(1+\nu_1)}{(1-2\nu_2)(1+\nu_2)} \cdot \frac{E_2}{E_1} \cdot \frac{2}{1+\nu_2+(1-\nu_1) \cdot E_2/E_1} \quad (7)$$

これらの関係を図 18 に示す。それによれば、グラウト材のヤング率が地盤より大きい場合にはほぼその比に応じてグラウト材のひずみは小さくなるが、逆の場合にはグラウト材のひずみはヤング率比ほど大きくない。したがって、グラウト材のヤング率は地盤と等しいことが理想であるが、ヤング率のばらつきや不確定さを考慮すれば地盤よりやや小さめ値を目標とするのが実用的である。グラウト材と地盤の弾性定数 (E, ν) が精度良く把握されている場合には、前式でひずみを補正することも可能である。

5.4 応力解析

1) 実ひずみの計算

測定されたひずみ ε_i から次式で実ひずみ ε を求める。

$$\varepsilon = C(\varepsilon_i - \varepsilon_0) + C_T \cdot \Delta t \quad (8)$$

C : 各ひずみ計の較正係数

C_T : 温度補正係数

ε_0 : 測定ひずみの初期値

Δt : 温度変化

ひずみ計の較正係数 C と温度補正係数 C_T は個々のひずみ計によって異なるのでメーカー出荷

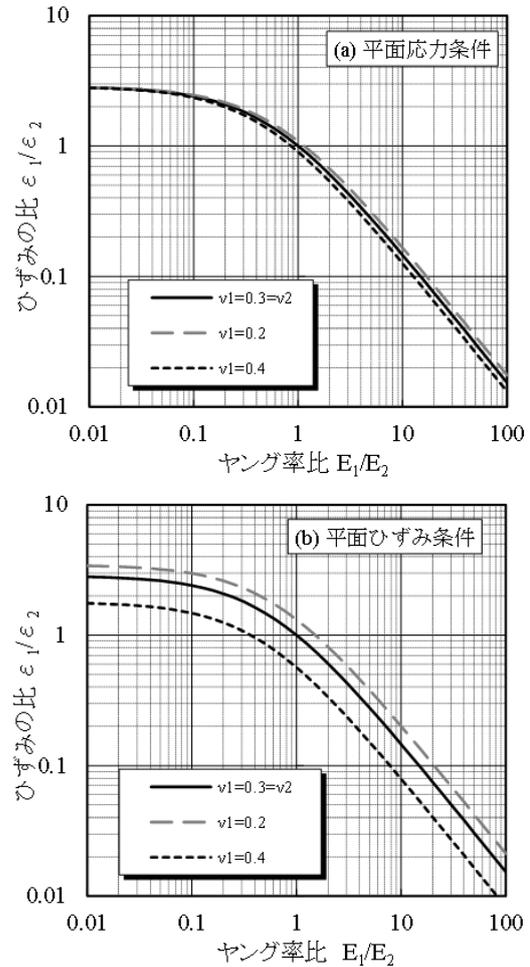


図 18 厚肉円筒理論によるグラウト材と地盤のヤング率比とひずみの比の関係、(a) 平面応力条件、(b) 平面ひずみ条件。

時の成績表に記載されている値を用いる。構造物の温度変化による熱膨張成分を補正する場合には、コンクリートの線膨張係数 ($11.7 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$) やゼロ点移動量を補正する必要があるが、通常は行わない。長期計測においては、ひずみの測定値は温度変化以外にも原位置の様々な条件の影響を受けてドリフトすることがある。その影響をキャンセルするため、無応力容器にひずみ計を入れて一緒に埋設し、その値を差し引くことが考えられるが、これまでの実績では余りうまくいったためがない。長期計測時のひずみ計のドリフト傾向は、周

辺の環境変化によって一律に生じるとは限らず、むしろ絶縁抵抗の低下など個々のひずみ計によって異なると考えられるので、無応力計のデータで一律に補正するのは適切でない。

2) 応力解析

ひずみ計を図 19 のように面内 3 方向に 45° 間隔でロゼット配置したとき、主ひずみの大きさや方向は次式で得られる。

$$\varepsilon_1, \varepsilon_2 = \frac{1}{2} \left[\varepsilon_x + \varepsilon_y \pm \sqrt{2 \{ (\varepsilon_x - \varepsilon_t)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_t)^2 \}} \right] \quad (9)$$

$$\tan 2\theta = \frac{2\varepsilon_t - (\varepsilon_x + \varepsilon_y)}{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)} \quad (10)$$

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$: 主ひずみ

ε_x : x 方向のひずみ

ε_y : y 方向のひずみ

ε_t : 45° 方向のひずみ

θ : ε_1 の方向 (x から反時計回り)

ひずみ成分が 4 方向以上の場合には最小二乗法を用いて決定する。

平面条件を仮定すると、面内主応力 σ_1, σ_2 は以下ようになる。

【平面応力条件】

$$\sigma_1 = \frac{E}{(1-\nu^2)} (\varepsilon_1 + \nu\varepsilon_2) \quad (11)$$

$$\sigma_2 = \frac{E}{(1-\nu^2)} (\nu\varepsilon_1 + \varepsilon_2) \quad (12)$$

【平面ひずみ条件】

$$\sigma_1 = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} [(1-\nu)\varepsilon_1 + \nu\varepsilon_2] \quad (13)$$

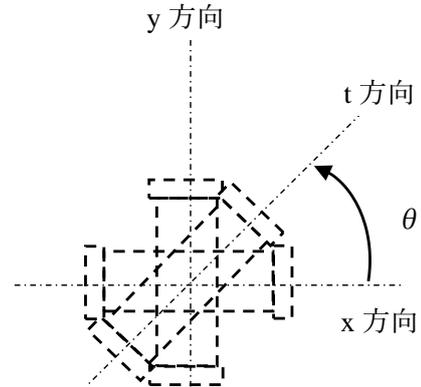


図 19 ひずみ計のロゼット配置と座標系。

$$\sigma_2 = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} [\nu\varepsilon_1 + (1-\nu)\varepsilon_2] \quad (14)$$

6. おわりに

著者らが考案し開発してきた埋設ひずみ計を用いて岩盤中のひずみを計測する方法とその適用事例を紹介し、ひずみ計を埋設するグラウト材の物性が岩盤と異なる場合の影響について検討を行った。適用事例の中には期待通りの成果が得られた例もあるが、成功とは言い難い例もあった。ここに取りまとめた成果は、それぞれの業務を担当した岩盤グループのメンバーが、その時々課題に対して取り組んだ結果として得られたものであり必ずしも首尾一貫している訳ではない。今後、この技術を適用するにあたって本編が何らかの役に立てば幸いである。

文献

Sjoberg, J., Christiansson, R. and Hudson, J. A. (2003): ISRM Suggested Methods for rock stress estimation-Part 2: overcoring methods.

International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences. **40**, 999–1010.

船戸明雄・伊藤高敏（2014）：コア変形法（DCDA）の室内検証実験. *Journal of MMIJ*, **130**, 515–521.

船戸明雄・小倉 均（1995）：平板載荷試験における載荷板変位と地中ひずみによる弾性係数の比較. 第26回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 559–563.

堀田政國・木下直人・吉岡尚也・土原久哉（1997）：釜石鉱山における掘削影響領域の評価に関する研究（平成8年度）. JNC-TJ7400 2005-014, 330–378.

横山幸也（2017）：初期地圧測定法の現状と基準化. 応用地質技術年報, **36**, 71–91.