論 文

ボアホールジャッキ試験による岩盤の力学的性状評価
－等方性及び異方性弾性理論を用いた岩盤のヤング率･応力測定－

川久保昌平 *1

岩盤の変形特性を把握するために平板載荷試験や孔内載荷試験が実施されるが，現在これらの試験によって岩盤の異方性を定量的に評価する手法は確立されていない。本論文ではボアホールジャッキ試験によって，異方性を定量的に評価するために，古典的異方性弾性理論に基づいた手法を提示するものである。また，本研究では同じボアホールジャッキ試験から，岩盤応力を解析する新たな手法も開発した。ここでも，岩盤を等方性のみならず異方性とした場合の理論も確立した。以上の評価手法及び測定法について，室内実験及び現場実証試験によりその妥当性を確認した。

キーワード： 異方性岩盤，弾性理論，ヤング率，岩盤応力，ボアホールジャッキ試験

１．はじめに

層理の明瞭な堆積岩，片理が卓越した変成岩及び節理の発達した火成岩等の岩盤は，変形特性において顕著な異方性を示すことがある。このような岩盤内に地下空洞を合理的かつ安全に設計・施工するためには，変形特性の異方性（以下，異方性）を定量的に評価することが重要である。このため複数方向で平板載荷試験や孔内載荷試験を行うことにより，岩盤の異方性を把握する試みが幾らかなされている[1)2)]。しかし，これらの研究においてヤング率は等方性弾性理論に基づき算出されており[3)4)]，岩盤の異方性は方向毎に得られたヤング率を相対比較して評価されているに過ぎない。そこで，本論文の目的の一つ目として異方性弾性理論[5)6)7)]に基づき，異方性岩盤としてのヤング率等を直接的に求める手法を提案する。本研究で用いる原位置試験には，孔内載荷試験の一手法であるボアホールジャッキ試験を採用した。

本論文のもう一つの目的は，簡便で低コストの岩盤応力測定法を提案することである。岩盤のヤング率を測定することとともに，大深度の地下空洞掘削では岩盤に作用する初期応力やその結果生じる緩みの評価が求められる。従来の岩盤応力測定には埋設ひずみ法，円錐孔底ひずみ法及び水圧破砕法等が主に用いられてきており[8)9)]，多くの実績を上げている。しかし，これらは特殊な作業や装置を必要とする他，高コストとなる傾向にあるため，実施数量には一定の限界がある。そこで，異方性評価とともに，方向毎の圧力－変位特性把握に有効なボアホールジャッキ試験を用いて，応力を測定する新たな手法を考案した。

本論文の前半では，異方性を考慮したヤング率測定法を，後半では岩盤応力測定法を述べ，それぞれについて室内試験や原位置試験により妥当性を検証した結果をまとめる。

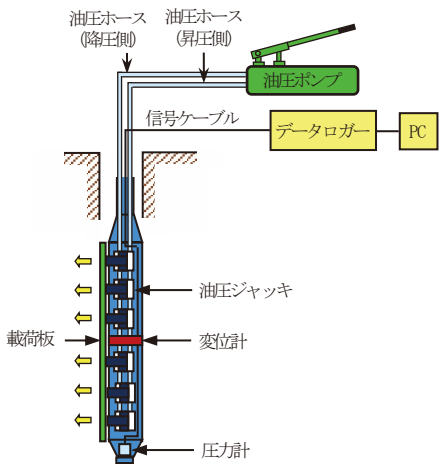
２．ヤング率測定法

岩盤の変形特性を示す用語として，変形係数，弾性係数及びヤング率がある。亀裂等の不均質性を含む岩盤を巨視的に弾性体と捉えた場合の変形特性を変形係数，これらの影響が除かれた場合（岩石試験片等）を弾性係数として区別されてきた。しかし，地盤工学会の孔内載荷試験基準[3)]において，プレッシャーメータ試験に対しては指標値型の試験で得られた変形特性値を変形係数と呼び，物性評価型の試験ではヤング率と呼んでいる。ボアホールジャッキ試験に対してはこのような区別はなく，本論文でも理論的に岩盤の変形特性を論じることから，これら 3 つの用語は本質的に同じとして，以降は「ヤング率」に統一表記する。

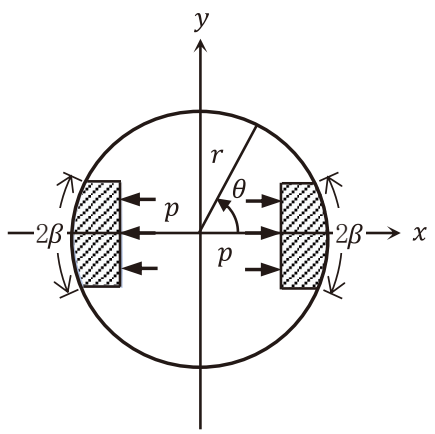
２．１　等方性理論

ボアホールジャッキ試験は地盤工学会で基準化された孔内載荷試験法の一つである[3)]。試験器は金属製で油圧式のため，硬質な岩盤に広く適用されている。試験器には数個の小型油圧ジャッキが内蔵され，載荷圧力によって載荷板が孔壁に圧着する仕組みになっている(図－1)。内蔵された圧力計及び変位計のデータは，信号ケーブルを介してデータロガーに送信される。図－2 にボアホールジャッキ試験のモデルを示す。得られた載荷圧力Δpと孔壁変位Δu_xから，岩盤のヤング率Eは式(1)で算定される[3)4)10)]。

*1 原子力部



図－1　ボアホールジャッキ試験システム



図－2　ボアホールジャッキ試験モデル

$$\left.\begin{aligned} E &= r\,\Phi(\nu,\beta)\,\frac{\Delta p}{\Delta u_x} \\ \Phi(\nu,\beta) &= \kappa(1+\nu)\sin\beta\, e^{-\gamma\pi}\,\frac{J_0'}{J_0} \end{aligned}\right\} \tag{1}$$

ここに，r：孔半径，ν：岩盤のポアソン比，β：載荷角度の半分，$\Delta p/\Delta u_x$：K値（地盤反力係数）で，κ,γ,J_0及びJ_0'は次式で与えられる定数である。

$$\left.\begin{aligned} &\kappa = 3-4\nu\,, \qquad \gamma = \frac{\ln\kappa}{2\pi} \\ &J_0 = \int_0^{\beta}\frac{\cos\Theta_1(\theta)}{\omega_1(\theta)}d\theta\,, \quad J_0' = \int_{\beta}^{\frac{\pi}{2}}\frac{\cos\Theta_2(\theta)}{\omega_2(\theta)}d\theta \end{aligned}\right\} \tag{2}$$

$$\left.\begin{aligned} &\omega_1(\theta) = \sqrt{\sin^2\beta-\sin^2\theta}\,, \quad \Theta_1(\theta) = \gamma\ln\frac{\sin(\beta+\theta)}{\sin(\beta-\theta)} \\ &\omega_2(\theta) = \sqrt{\sin^2\theta-\sin^2\beta}\,, \quad \Theta_2(\theta) = \gamma\ln\frac{\sin(\theta+\beta)}{\sin(\theta-\beta)} \end{aligned}\right\} \tag{3}$$

$\Phi(\nu,\beta)$は**表－1**のように数表として整理[3)4)10)]されており，実務ではその都度計算する必要はない。なお，著者らは載荷圧力レベルや孔壁と載荷板の密着性に応じた式(1)の補正式を提案している[11)]。

2．2　異方性理論

（1）異方性モデル

表－1　$\Phi(\nu,\beta)$の値

β ＼ ν	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35	0.40	0.45
15.0°	0.828	0.821	0.810	0.795	0.774	0.747	0.713
20.0°	0.970	0.964	0.952	0.935	0.911	0.880	0.841
20.7°	0.987	0.981	0.969	0.951	0.927	0.896	0.857
25.0°	1.079	1.073	1.061	1.043	1.017	0.984	0.941
27.5°	1.122	1.117	1.105	1.087	1.061	1.026	0.982
30.0°	1.159	1.154	1.143	1.124	1.098	1.062	1.017
32.2°	1.186	1.182	1.171	1.152	1.126	1.090	1.043
35.0°	1.215	1.211	1.200	1.182	1.155	1.119	1.071
40.0°	1.248	1.245	1.235	1.218	1.191	1.154	1.106
45.0°	1.260	1.259	1.250	1.233	1.207	1.171	1.123

ボアホールジャッキ試験は載荷方向を変化させて試験することで，方向毎に変形特性が把握できる。本研究では，この特性を岩盤の異方性評価に活用した。異方性モデルには，変形特性が直交3方向で異なる直交異方性がある。このうち単一面内で等方性を示すものは面内等方性と呼ばれる。**図－3**はその3つのモデルを示す。等方性を示す面内のヤング率を$E_1(=E_3)$，これと直交方向をE_2とするとき，これらの方向を弾性主軸という。**図－3**(a)は3つの弾性主軸が各座標軸と一致する場合，(b)は弾性主軸がxy面内で傾斜する場合及び(c)は各弾性主軸が任意に傾斜する場合を示す。本論文では(a)，(b)モデルを扱う。

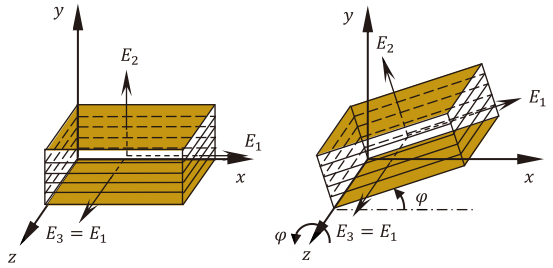
（2）基礎理論

図－4は**図－3**(a)，(b)においてz軸沿いにボーリングして試験をしたときの異方性パラメータと座標軸の関係を示したものである。本論文では，ボーリング孔に直交する平面に対して2次元解析を行う。このような直交異方弾性体に対し，一般化されたHookeの法則は式(4)となる[5)6)]。

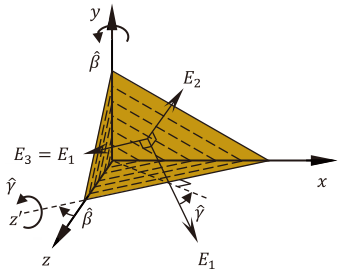
$$\begin{Bmatrix}\varepsilon_x\\ \varepsilon_y\\ \varepsilon_z\\ \gamma_{yz}\\ \gamma_{xz}\\ \gamma_{xy}\end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} a_{11} & a_{12} & a_{13} & a_{14} & a_{15} & a_{16}\\ a_{12} & a_{22} & a_{23} & a_{24} & a_{25} & a_{26}\\ a_{13} & a_{23} & a_{33} & a_{34} & a_{35} & a_{36}\\ a_{14} & a_{24} & a_{34} & a_{44} & a_{45} & a_{46}\\ a_{15} & a_{25} & a_{35} & a_{45} & a_{55} & a_{56}\\ a_{16} & a_{26} & a_{36} & a_{46} & a_{56} & a_{66}\end{bmatrix}\begin{Bmatrix}\sigma_x\\ \sigma_y\\ \sigma_z\\ \tau_{yz}\\ \tau_{xz}\\ \tau_{xy}\end{Bmatrix} \tag{4}$$

ここにε_i：直ひずみ，γ_{ij}：せん断ひずみ，σ_i：直応力，τ_{ij}：せん断応力である。a_{ij}は弾性コンプライアンスで，対称性から21個となる。**図－3**(a)，(b)に対しa_{ij}は次式で与えられる[5)6)]。

$$
\left.\begin{aligned}
a_{11} &= \frac{\cos^4\varphi}{E_1} + \left(\frac{1}{G_{12}} - \frac{2\nu_{12}}{E_1}\right)\frac{\sin^2 2\varphi}{4} + \frac{\sin^4\varphi}{E_2} \\
a_{12} &= \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} + \frac{2\nu_{12}}{E_1} - \frac{1}{G_{12}}\right)\frac{\sin^2 2\varphi}{4} - \frac{2\nu_{12}}{E_1} \\
a_{13} &= -\frac{\nu_{23}}{E_2}\sin^2\varphi - \frac{\nu_{13}}{E_1}\cos^2\varphi \\
a_{16} &= \left\{\frac{\sin^2\varphi}{E_2} - \frac{\cos^2\varphi}{E_1} + \left(\frac{1}{G_{12}} - \frac{2\nu_{12}}{E_1}\right)\frac{\cos 2\varphi}{2}\right\}\sin 2\varphi \\
a_{22} &= \frac{\sin^4\varphi}{E_1} + \left(\frac{1}{G_{12}} - \frac{2\nu_{12}}{E_1}\right)\frac{\sin^2 2\varphi}{4} + \frac{\cos^4\varphi}{E_2} \\
a_{23} &= -\frac{\nu_{23}}{E_2}\cos^2\varphi - \frac{\nu_{13}}{E_1}\sin^2\varphi \\
a_{26} &= \left\{\frac{\cos^2\varphi}{E_2} - \frac{\sin^2\varphi}{E_1} - \left(\frac{1}{G_{12}} - \frac{2\nu_{12}}{E_1}\right)\frac{\cos 2\varphi}{2}\right\}\sin 2\varphi
\end{aligned}\right\} (5)_1
$$

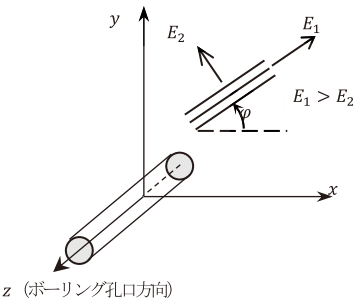


(a) 弾性主軸と座標軸が一致する場合　(b) 弾性主軸が xy 面内で傾斜する場合



(c) 弾性主軸が任意に傾斜する場合

図－3　面内等方性モデル



図－4　ボーリング孔と座標軸，弾性主軸との関係

$$
\left.\begin{aligned}
&a_{33} = \frac{1}{E_3}, a_{36} = \left(\frac{\nu_{13}}{E_1} - \frac{\nu_{23}}{E_2}\right)\sin 2\varphi, a_{44} = \frac{\cos^2\varphi}{G_{23}} + \frac{\sin^2\varphi}{G_{13}} \\
&a_{45} = \left(\frac{1}{G_{23}} - \frac{1}{G_{13}}\right)\frac{\sin 2\varphi}{2}, \qquad a_{55} = \frac{\sin^2\varphi}{G_{23}} + \frac{\cos^2\varphi}{G_{13}} \\
&a_{66} = \left(\frac{1+2\nu_{12}}{E_1} + \frac{1}{E_2} - \frac{1}{G_{12}}\right)\sin^2 2\varphi + \frac{1}{G_{12}}
\end{aligned}\right\} (5)_2
$$

G_{12}, G_{23}, G_{13} は xy，yz，xz 面でのせん断剛性率である。

面内等方性では，E_1=E_3, G_{12}=G_{32}=G_{23}及びν_{12}=ν_{32}，ν_{23}=ν_{21}となる。G_{12}は本来独立量だが，原位置でこれを把握することは困難なため，以下の式(6)の第1式を適用する[5)12)]。xz面は等方性のため，G_{13}には同式の第2式を用いる。

$$
G_{12} = \frac{1}{\dfrac{1+2\nu_{12}}{E_1} + \dfrac{1}{E_2}}, \qquad G_{13} = \frac{E_1}{2(1+\nu_{13})} \tag{6}
$$

ここに，ν_{ij}はポアソン比で，j軸方向の直ひずみε_j，それと直交するi軸方向の直ひずみε_iとの絶対値比$|\varepsilon_i/\varepsilon_j|$である。上式で$E_1$=$E_2$, ν_{12}=ν_{13}とすれば，等方性せん断剛性率となる。

図－4はxy平面に関する平面ひずみ問題であり，式(5)におけるa_{ij}の下添字に4, 5の付く項は無視される。また，式(4)，(5)におけるa_{ij}は平面応力状態に対するもので，平面ひずみ状態ではa_{ij}の代わりに次のb_{ij}を用いる[5)6)]。

$$
b_{ij} = a_{ij} - \frac{a_{i3}a_{j3}}{a_{33}} \quad (i,j = 1,2,6) \tag{7}
$$

Lekhnitskii 及び鎌田は異方性を示す特性値μ_j $(j = 1,2)$を導入している[5)7)]。μ_jは次の4次代数方程式において$\mu_j\bar{\mu}_j$≠1 ,$|\mu_j|$<1を満たす2解として定義される[7)]。上付きバー$(\bar{\ })$は共役を示す。

$$
\bar{A}_2\,\mu^4 - 4\bar{A}_3\,\mu^3 + 2(A_1 + 2A_4)\,\mu^2 - 4A_3\,\mu + A_2 = 0 \tag{8}
$$

A_1~A_4は次式による複素定数で，iは虚数単位を示す。

$$
\left.\begin{aligned}
A_1 &= \frac{1}{4}(a_{11} + a_{22} - 2a_{12} + a_{66}) \\
A_2 &= \frac{1}{4}\{a_{11} + a_{22} - 2a_{12} - a_{66} + 2i(a_{16} - a_{26})\} \\
A_3 &= \frac{1}{4}(a_{11} - a_{22} + ia_{16} + ia_{26}) \\
A_4 &= \frac{1}{4}(a_{11} + a_{22} + 2a_{12})
\end{aligned}\right\} \tag{9}
$$

また，解析に必要となる複素定数としてδ_j, ρ_j $(j = 1,2)$及びP, Q, Rが次式で定義される[7)]。

$$
\left.\begin{aligned}
\delta_j &= -\frac{2}{\mu_j}\left(A_1\mu_j^2 - 2A_3\mu_j + A_2\right) \\
\rho_j &= -2\left(A_1 - 2A_3\bar{\mu}_j + A_2\bar{\mu}_j^2\right)
\end{aligned}\right\} \quad (j = 1,2) \tag{10}
$$

$$
P = -\frac{\delta_1 - \delta_2}{\mu_1 - \mu_2}, \quad Q = -\frac{\mu_2\bar{\rho}_1 - \mu_1\bar{\rho}_2}{\mu_1 - \mu_2}, \quad R = \frac{\mu_2\delta_1 - \mu_1\delta_2}{\mu_1 - \mu_2} \tag{11}
$$

この他，鎌田理論ではλ_j，κ_j，$\gamma_j (j = 1,2)$なる複素定数が必要となる。λ_jはP, Q, Rを用いた次の2次方程式の2解である[7)]。

$$
\bar{R}\lambda^2 - (P + Q)\lambda + R = 0 \tag{12}
$$

κ_jはλ_jより次式によって定義される[7)]。

$$
\kappa_j = \frac{P - \lambda_j\bar{R}}{Q - \lambda_j R} \qquad (j = 1,2) \tag{13}
$$

κ_jのうち一つをκ（実定数）とするとき，$\kappa_1 = \kappa > 1$, $\kappa_2 = 1/\kappa$となるよう設定する。λ_jはこれに対応して決定する。実定数γ及び複素定数γ_jは次式で定義される[7)]。

$$
\gamma = \frac{\ln\kappa}{2\pi}, \quad \gamma_j = \frac{1}{2} + i\,\gamma', \quad \gamma' = (-1)^j\,\gamma \quad (j = 1,2) \tag{14}
$$

（3）孔壁変位

図－3(a), (b) のモデルに対し，孔壁変位は鎌田の厳密解[7]から式(15)，(16)として導かれる。

$$u_x = \frac{d}{2}\frac{p}{\Lambda(\kappa,\lambda_j,\gamma,\gamma_j',P,Q,R,\beta)} \tag{15}$$

$$\left.\begin{aligned} \Lambda &= \frac{1}{(1+\kappa)\sin\beta} Re\left[\frac{\lambda_1-\lambda_2}{(Q-\lambda_1 R)(\lambda_2 d_1 K_1+\lambda_1 d_2 K_2)}\right] \\ d_j &= \frac{\sqrt{\kappa}(1-\lambda_j)e^{2\gamma'\beta}}{(1+\kappa)L}, \quad L = 2\int_0^{\beta}\frac{\cos\left(\gamma\ln\frac{T_2}{T_1}\right)}{\sqrt{T_1T_2}}d\theta \\ K_j &= \int_{\beta}^{\pi-\beta}\frac{e^{\gamma_j'\left(-2\beta+i\ln\frac{T_2}{T_1}\right)}}{2\sqrt{T_1T_2}}d\theta, \quad T_j = \sin\{\theta+(-1)^j\beta\} \end{aligned}\right\} \tag{16}$$

$Re[\ \ ]$は実部を示す。式(15)のu_x, pを増分形式とし，両辺にE_1を掛けて変形させると，式(1)と類似の式が以下のように得られる。

$$E_1 = \frac{d}{2}\Phi\frac{\Delta p}{\Delta u_x}, \qquad \Phi = \frac{E_1}{\Lambda} \tag{17}$$

上式中のΦは物性を等方性にした場合，式(1)に帰着しなければならない。**表－2**に両式による値を比較検証した。式(16), (17)の計算では$E_1 \cong E_2$, $\nu_{12} = \nu_{13} \cong \nu$, $\varphi = 0°$とし，積分では$\Delta\theta$=0.1°として Simpson 法を用いた。その結果，式(17)値の式(1)値に対する相対誤差は 0.1% 以下であった。微小誤差は，異方性理論では完全な等方性とはならないことによる。

式(15)で$\Delta p/\Delta u_x = K$とすると，$(d/2)K$は次式となる。

$$\frac{d}{2}K = \Lambda(\kappa,\lambda_j,\gamma,\gamma_j',P,Q,R,\beta) \tag{18}$$

$e(=E_1/E_2)$の変化によるΛを**図－5**に示す。ΛとE_1は線形関係にある（Λ-E_2も同様）。Λは多変数の陰関数であるが，各変数は元々$e,\nu_{12},\nu_{13},\varphi,\beta$で決定される。つまり，$\Lambda$は$E_1$との線形性から次のように陽関数表記できる。

$$\Lambda(E_1,E_2,\nu_{12},\nu_{13},\varphi,\beta) = f_1(e,\nu_{12},\nu_{13},\varphi,\beta)\,E_1 \tag{19}$$

ここに，f_1はE_1の感度係数（**図－5**の傾き）である。

（4）異方性パラメータの逆解析法

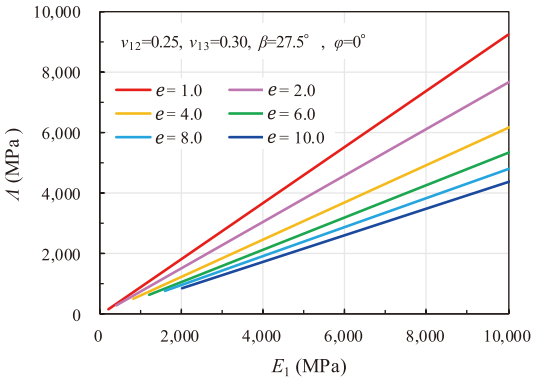
ν_{12},ν_{13}及びβを既知とし，測定K値及び式(18)，(19)から，測定の二乗誤差Δ_eを次式で定義する。

$$\Delta_e = \sum_{i=1}^{N}\left(\frac{d}{2}K_i - f_{1,i}E_1\right)^2 \tag{20}$$

下添字iはi回目の測定を示し，Nは測定回数(≥ 3)である。

表－2　関数Φの比較

β(°) \ ν	0.20		0.30		0.35		0.40	
	式(1)	式(17)	式(1)	式(17)	式(1)	式(17)	式(1)	式(17)
10.0	0.638	0.638	0.615	0.615	0.598	0.598	0.577	0.577
15.0	0.821	0.820	0.795	0.794	0.774	0.773	0.747	0.746
20.0	0.964	0.963	0.935	0.934	0.911	0.910	0.880	0.879
25.0	1.073	1.073	1.043	1.042	1.017	1.017	0.984	0.983
27.5	1.117	1.117	1.087	1.086	1.061	1.060	1.026	1.025
30.0	1.154	1.154	1.124	1.124	1.098	1.097	1.062	1.062
35.0	1.211	1.211	1.182	1.181	1.155	1.154	1.119	1.118
40.0	1.245	1.245	1.218	1.217	1.191	1.191	1.154	1.154
45.0	1.259	1.258	1.233	1.233	1.207	1.207	1.171	1.171



図－5　$\Lambda - E_1$関係[13]

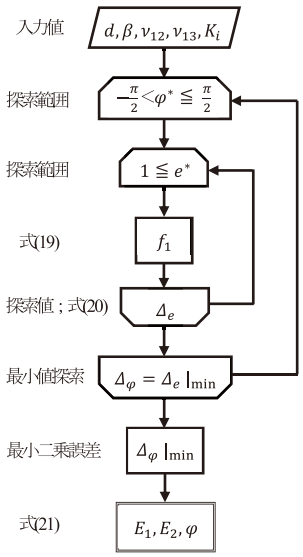
E_1は最小二乗法より次式で得られる。

$$E_1 = \frac{d}{2}\frac{\sum K_i f_{1,i}}{\sum {f_{1,i}}^2} \tag{21}$$

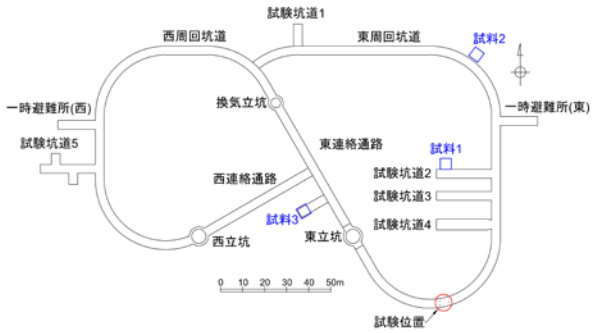
図－6に異方性パラメータの逆解析手順を示す。ここでは$d,\beta,\nu_{12},\nu_{13},K_i$を入力値とし，$\varphi$ (-π/2~π/2)，e (1.0～10.0 程度）を変化させて式(20)のΔ_eを繰返し計算する。eのループで得られたΔ_eの最小値をΔ_φとし，φのループではΔ_φの最小値を見出す。Δ_φが最小となるときのE_1, $E_2(=E_1/e)$及びφが同定値となる（図の *は仮の値を示す)。

2．3　原位置試験とヤング率解析

日本原子力研究開発機構（JAEA）との共同研究の一環として，幌延深地層研究センターの 350m 調査坑道において原位置試験を実施した。試験孔の位置を**図－7**(○)に示す。原位置岩盤はほぼ均質な珪藻質泥岩であり，富樫は**図－7**に示す位置で採取した試料 1 を用い，三軸圧縮試験により水平及び鉛直方向のEを求め，原位置岩盤がほぼ等方的であることを示している[14]（**表－3** 上段)。



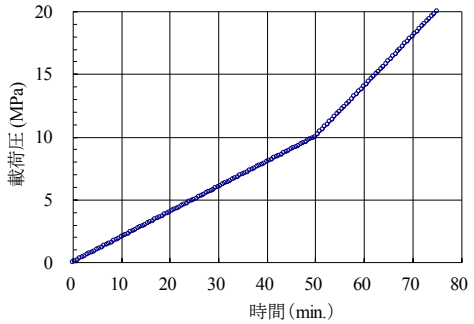
図－6　異方性パラメータの逆解析フロー [12)]



図－7　JAEA 幌延深地層研究センター 350m 坑道平面図

表－3　室内試験による基本物性値

	方向	湿潤密度 (g/cm^3)	ヤング率 E (MPa)	採取位置 (図－7)
文献 [14)]	水平 鉛直	1. 84	2, 316 2, 787	試料 1
文献 [15)16)]	水平	1. 81	2, 771	試料 2, 3



図－8　載荷パターン

ボアホールジャッキ試験は，坑道底面からφ86mm で鉛直下方に 11m 削孔された試験孔で実施した。測定は緩み（EDZ：掘削影響領域）の影響が大きいと推定される 3m 付近（3m シリーズ）及びその影響が小さいと推定される 6m 付近（6m シリーズ）で各 4 回（方向）実施し，元々等方的である岩盤が，緩みの影響によって異方的となる度合いが把握できるようにした。載荷パターンは最大載荷圧力を 20MPa とする単調載荷とした（**図－8**）。

（1）等方性解析

測定データを用いて岩盤ヤング率の逆解析を実施した。**表－4** に解析条件を示す。ν_{12}は試料 2, 3 による室内試験の平均値 [15)16)] で，ν_{13}は 0. 25 と仮定した。測定したK_i及び式(1)の等方性解析によるEを**表－5** にまとめた。**表－3, 5** でEを比較すると，原位置での値の方がやや小さい。

表－4　解析条件

記号	設定値	備考
d (mm)	86	
β (°)	20. 7	
ν_{12}	0. 22	文献 [14) 15)]
ν_{13}	0. 25	仮定

表－5　測定値 [13)]

	測定回 i	深度 (−m)	載荷※ 方向 (°)	K_i (MPa/m)	E_i (MPa)
3m シリーズ	1	2. 85	16	50, 425	2, 118
	2	3. 00	−29	36, 715	1, 542
	3	3. 15	−74	35, 045	1, 472
	4	3. 45	61	44, 333	1, 862
	平均値			41, 630	1, 748
6m シリーズ	1	5. 85	23	54, 903	2, 306
	2	6. 45	68	54, 400	2, 285
	3	6. 60	−67	40, 619	1, 706
	4	6. 75	−22	49, 750	2, 089
	平均値			49, 918	2, 097

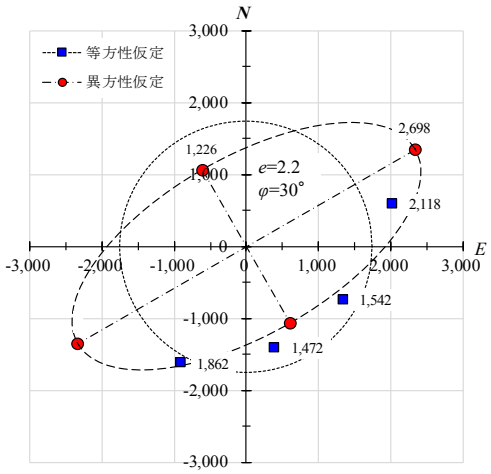
※ 真東（x軸）を基準に反時計周りを正とする。

（2）異方性解析

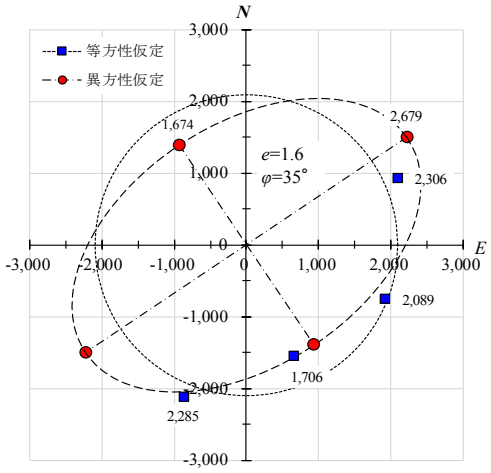
表－5 の測定値より異方性パラメータを逆解析した結果を**表－6** に示す。**図－9** は**表－6** を図示したもので，■は等方性解析でのE，●は異方性解析でのE_iである。解析結果より，3m シリーズでe=2. 2, φ=30°，6m シリーズでe=1. 6, φ=35° と得られた。両シリーズのE_1は 2, 698, 2, 679MPa と同程度で，無亀裂状態である**表－3** の室内試験で得られた 2, 316～2, 787MPa にも比較的近いといえる。一方，E_2は 1, 226，1, 674MPa とE_1よりもかなり小さい値である。これより 3m シリーズは，相対的に 6m シリーズよりもE_2方向に亀裂の影響が大きく現れていると考えられる。

表－6　異方性パラメータの逆解析結果 [13)]

	E_1 (MPa)	E_2 (MPa)	e ($=E_1/E_2$)	φ (°)	$\Delta_\varphi\|_{\min}$ (MPa^2)
3m シリーズ	2,698	1,226	2.2	30	3.42×10^2
6m シリーズ	2,679	1,674	1.6	35	5.97×10^4
平均値	2,688	1,450	1.9	32.5	-



(a)　3m シリーズ



(b)　6m シリーズ

図－9　逆解析によるヤング率 (MPa)[13)]

表－7　測定精度と許容精度の比較 [13)]

	$\sqrt{\Delta_\varphi\|_{\min}}$ (MPa)	ΔD (MPa) 10% 175／210	ΔD (MPa) 20% 350／420
3m シリーズ	18	○	○
6m シリーズ	244	×	○

（3）解析精度と許容誤差

前項では，原位置岩盤を対象に実施した計測結果を用いて，変形係数を等方性及び異方性の両理論から求めた。どちらの結果を採用するかは，解析精度と許容誤差の比較によって客観的に判断すべきである。異方性の解析精度は式(19)に基づく$\sqrt{\Delta_\varphi|_{\min}}$で評価される。これに対し，一般に大きなばらつきを伴う原位置でのヤング率の測定では一定程度のばらつきは許容されると考え，これを許容精度ΔDと呼ぶことにする。前節での測定結果を例にとり，$\sqrt{\Delta_\varphi|_{\min}}$と$\Delta D$を比較したものを**表－7**に示した。**表－5**の2シリーズにおけるD_iの平均値（1,748MPa，2,097MPa）に対し，ΔDをここでは仮に10%（175MPa, 210MPa）及び20%（350MPa, 420MPa）に設定し，比較結果を以下のように評価した。

$$\left.\begin{array}{ll}\sqrt{\Delta_\varphi|_{\min}} < \Delta D & \cdots\ \circ\ ;\text{解析精度高} \rightarrow \text{異方性と評価} \\ \sqrt{\Delta_\varphi|_{\min}} \geq \Delta D & \cdots\ \times\ ;\text{解析精度低} \rightarrow \text{等方性と評価}\end{array}\right\}$$

表－7の6mシリーズのように，ΔDの設定値によって評価結果が異なることとなる。

2．4　考察

（1）孔壁変位式の妥当性

孔壁変位式(15)の妥当性に対し，式中の関数Φを等方性における式(1)による値と数値計算によって比較することにより検証した。その結果，等方性における値と相対誤差0.1%以内で一致した。この微少誤差は異方性での数値計算では完全にE_1=E_2，ν_{12}=ν_{13}とできないことによる。

（2）異方性パラメータの逆解析法

異方性パラメータの逆解析では，順解析で見出されたΛ-E_1の線形関係を用いて未知量をe, φの2つとした結果，逆解析の効率を大幅に向上させることができた。

原位置試験は，本来等方性を示す岩盤が亀裂の影響により異方性を示すと予測される深度で実施した。解析の結果，3m付近のEは緩み（EDZ）の影響を受けて一定方向に異方性を示し，6m付近ではその影響は小さかった。φは30°, 35°と得られたが，既往測定による初期応力の一方向はφ=16°～54°にあり [15)16)]，亀裂の少ないE_1方向に応力が流れやすいことを考えると，解析結果と整合的である。また，両深度におけるE_1（≒2,700MPa）は，室内試験値（2,787，2,771MPa）に近い。以上より，本逆解析結果は原位置岩盤の状態を反映したものと考える。

原位置岩盤の未知量はE_1, E_2及びφの3つであるため，測定は3方向以上で実施することが必要となる。多方向で測定をする程，解析精度は向上するが，作業時間が増大して作業性が低下するため，測定は4方向程度が妥当である。

2．5　ヤング率測定法のまとめ

これまで異方性岩盤のヤング率を理論的に解析する方法は存在しなかったが，本研究ではボアホールジャッキ試験を用いてその解析手法を提示した。これにより亀裂の影響や測定のばらつきの一部は，異方性として扱うことが可能であることが確認された。

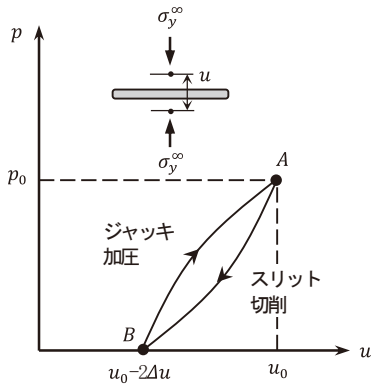
本来異方性を示す岩盤のヤング率を等方性として評価

した場合，ばらつきが大きくなるとともにヤング率を平均値で評価することになる。このため，岩盤構造物の設計・施工では想定する断面の方向によっては過大または過小となる可能性がある。しかし，調査によって予め異方性の度合いや方向性が把握されていれば，それに応じた設計・施工を弾力的に行うことができ，構造物の安全性向上にも寄与できる。

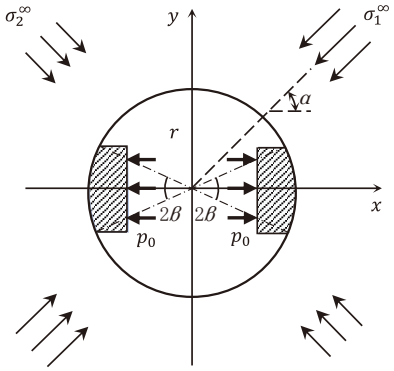
本論文の逆解析例では亀裂を有する等方性岩盤を対象としたが，今後は層理，片理及び節理が明瞭な岩盤に対して同様の測定及び解析を実施していきたい。その際，解析対象はボーリング孔に直交する面となる。**図－3(c)**のように弾性主軸が3次元的に傾斜する場合を解析する場合には，式(4)，(5)に示す21個のa_{ij}を求めることが必要となる。これには本論文で示した2次元解析法を基本として，複数方向のボーリング孔での測定によってa_{ij}を部分的（13個ずつ）に求め，最終的に全てのa_{ij}を確率・統計的に求めればよい。

３．岩盤応力測定法

岩盤応力には，緩みのない箇所（静止土圧状態）で作用する初期応力と，緩みが生じた箇所（主動土圧状態）で作用する二次的応力がある。本章以降では箇所を限定せず，両者を総称した用語として”岩盤応力”を用いる。



図－10　フラットジャッキ法での岩盤挙動[9)]



図－11　ボアホールジャッキ試験の解析モデル

３．１　測定原理

油圧ジャッキを用いた岩盤応力測定はジャッキ法に位置付けられ，古くはフラットジャッキを用いた測定法がある[8)9)]。ボアホールジャッキを用いた応力測定原理は，フラットジャッキ法とほぼ同じである。フラットジャッキ法は岩盤中にスリットを切削し，応力解放により閉塞しかけているスリットを，フラットジャッキを用いて元の状態に戻すものである。スリット上下に設けられた標点間距離（変位）uとジャッキ圧力pとの関係を**図－10**に示す。uが元の状態に戻ったときのpを岩盤応力と推定される。

ボアホールジャッキを用いた岩盤応力測定（以下，ボアホールジャッキ法）では，スリットをボアホールとし，フラットジャッキをボアホールジャッキとするものである（**図－11**）。フラットジャッキ法は1軸状態の岩盤応力しか得られないが，ボアホールジャッキ法では載荷方向を変化させることにより，2軸状態の岩盤応力が把握できる。

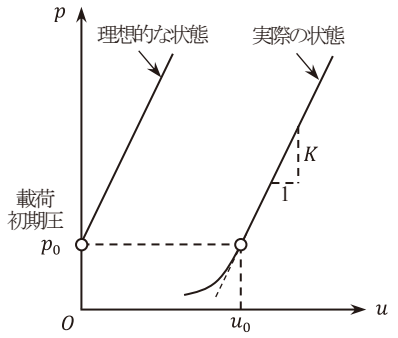
図－12にその原理を示す。ボアホール削孔した直後に孔壁の変形を許すことなくボアホールジャッキ試験を実施することができれば，図に示す理想的な状態として示す切片を有する直線が得られる。実際にはそのような状態で試験を実施することはできないが，実際の状態での$p-u$曲線には同様に直線部が見られる。このときの直線の開始点が切片p_0である。すなわち，ボアホールジャッキ法ではこのp_0を読み取ることで岩盤応力が把握できる。

３．２　等方性理論

（１）載荷合力

図－11における載荷初期圧力p_0は，妻木・山田の混合境界値問題としての厳密解[17)]により，次式で表される。

$$p_0 = -\frac{1+\kappa}{\kappa r \sin\beta}\int_0^\beta Re\left[\frac{e^{\gamma(\pi+2\beta)}}{2\omega_1(\theta)}e^{i\Theta_1(\theta)}\sum_{m=-1}^{1}C_{2m}e^{2im\theta}\right]d\theta \tag{22}$$



図－12　ボアホールジャッキ法の測定原理

式(22)の定数C_mは次式で決定される。

$$\left.\begin{aligned}
&C_2=\frac{1}{4}(\sigma_1^{\infty}+\sigma_2^{\infty}), \qquad C_{-2}=\frac{1}{2}e^{-4\gamma\beta}(\sigma_1^{\infty}-\sigma_2^{\infty})e^{2\alpha}\\
&C_0=\frac{-1}{2I_0'}\left\{\left(\frac{I_2'}{2}+e^{-4\gamma\beta}I_{-2}'e^{2i\alpha}\right)\sigma_1^{\infty}+\left(\frac{I_2'}{2}-e^{-4\gamma\beta}I_{-2}'e^{2i\alpha}\right)\sigma_2^{\infty}\right\}\\
&I_{2m}'=e^{2\gamma\beta}\int_{\beta}^{\frac{\pi}{2}}\frac{\cos\{\Theta_2(\theta)\pm 2m\theta\}}{\omega_2(\theta)}d\theta \qquad (m=0,\pm1)
\end{aligned}\right\} \tag{23}$$

ここに，$\Theta_2(\theta),\omega_1(\theta),\omega_2(\theta)$は式(3)に示したものである。

（2）載荷合力と載荷初期圧の関係

式(22)，(23)におけるp_0と$\sigma_1^{\infty},\sigma_2^{\infty}$及び$\alpha$についての関係を整理すると，最終的に次式となる[10)]。

$$p_0=A_1(\alpha,\beta)\,\sigma_1^{\infty}+A_2(\alpha,\beta)\,\sigma_2^{\infty} \tag{24}$$

ここに，$A_1(\alpha,\beta)$及び$A_2(\alpha,\beta)$は$\sigma_1^{\infty},\sigma_2^{\infty}$に対する感度係数で，次の式(25)，(26)で与えられる[10)]。

$$A_1(\alpha,\beta)=L\int_0^{\beta}\frac{g_2(\theta)}{\omega_2(\theta)}d\theta,\ \ A_2(\alpha,\beta)=L\int_0^{\beta}\frac{g_{-2}(\theta)}{\omega_2(\theta)}d\theta \tag{25}$$

$$\left.\begin{aligned}
L&=-\frac{(1+\kappa)e^{\gamma(\pi+2\beta)}}{4\kappa\sin\beta}\\
g_{\pm2}(\theta)&=\cos\Theta_2(\theta)\left(\frac{1}{2}\pm e^{-4\gamma\beta}\cos 2\alpha\right)\cos 2\theta\\
&\quad-\sin\Theta_2(\theta)\left(\frac{1}{2}\mp e^{-4\gamma\beta}\cos 2\alpha\right)\sin 2\theta\\
&\quad-\cos\Theta_2(\theta)\frac{1}{I_0'}\left(\frac{I_2'}{2}\pm e^{-4\gamma\beta}I_{-2}'\cos 2\alpha\right)
\end{aligned}\right\} \tag{26}$$

$\Theta_2(\theta),\omega_2(\theta)$は式(3)に示す。式(1)の第1式を増分形式から通常表記に戻し，式(22)と重ね合わせるとpは次式となる[10)]。

$$p=p_0+\frac{E}{r\Phi(\nu,\beta)}u \tag{27}$$

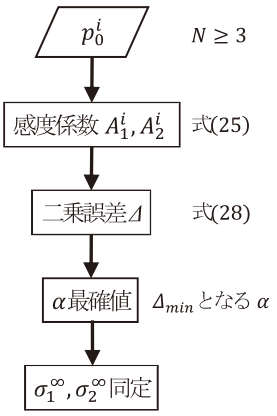
この式は**図－12**の理想的な状態における$p-u$の線形関係を表す。右辺の第1項は切片として岩盤応力と関係し，第2項のuの係数は傾きとしてK値を示す。

（3）岩盤応力の逆解析法

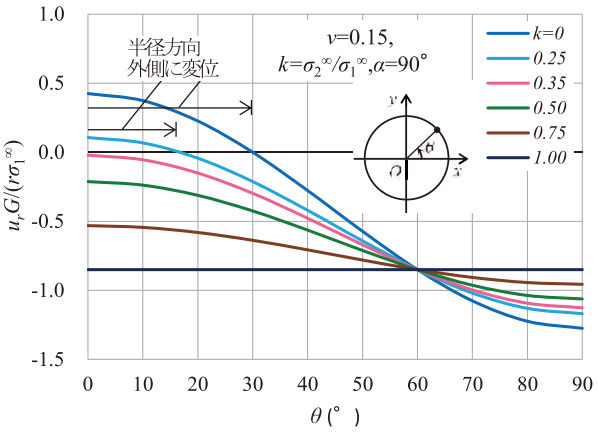
岩盤応力を逆解析する上で，未知量は応力の大きさと方向の3つであるため，測定値p_0は最低3つ必要となる。そこで，載荷方向を変えてN回の試験を行ったとして，二乗誤差Δを次式で定義する。

$$\Delta=\sum_{i}^{N}\left\{p_0^i-L\{A_1^i(\alpha)\,\sigma_1^{\infty}+A_2^i(\alpha)\,\sigma_2^{\infty}\}\right\}^2 \tag{28}$$

ここに，上添字はi回目の測定であることを示す。最小二乗法により上式から正規方程式(29)が導かれ，$\sigma_1^{\infty},\sigma_2^{\infty}$が求められる。



図－13　岩盤応力の逆解析フロー[10)]



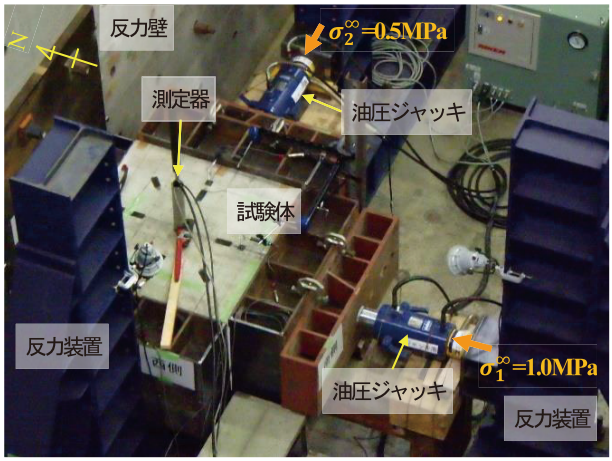
図－14　孔壁変位[10)]

$$L\begin{bmatrix}\sum_{i=1}^{N}A_1^{i\,2} & \sum_{i=1}^{N}A_1^i\,A_2^i\\ \sum_{i=1}^{N}A_1^i\,A_2^i & \sum_{i=1}^{N}A_2^{i\,2}\end{bmatrix}\begin{bmatrix}\sigma_1^{\infty}\\ \sigma_2^{\infty}\end{bmatrix}=\begin{bmatrix}\sum_{i=1}^{N}p_0^i\,A_1^i\\ \sum_{i=1}^{N}p_0^i\,A_2^i\end{bmatrix} \tag{29}$$

αは$A_1^i(\alpha),A_2^i(\alpha)$の引数として含まれるため，最小二乗法によって求めることができない。そこで，αは$-\pi/2$～$\pi/2$の範囲で1°刻みで与えてΔをその都度求める。求めたΔの中から最小となるものを見出し，そのときのαを最確値とする。最終的な$\sigma_1^{\infty},\sigma_2^{\infty}$は，$\alpha$の最確値を式(29)に代入して決定される。**図－13**には以上で述べた岩盤応力の逆解析フローを示す。

（4）ボアホールジャッキ法の適用範囲

図－14はボアホールを削孔し，初期応力作用下($p=0$)で孔半径方向変位u_r（r方向外側を正）を弾性解[18)]により計算したものである。図縦軸のGはせん断弾性率である。この図より側圧比$k(=\sigma_2^{\infty}/\sigma_1^{\infty})$が0では$\theta<30°$で，$k=0.25$では$\theta<17°$で$u_r>0$となり，初期孔壁位置より外側に変位する。この現象はνを変化させても同じで，$k<0.35$の場合に生じる。ボアホールジャッキ試験では孔壁を加圧することが前提のため，$u_r<0$が



写真－1　実験装置全景

表－8　材料諸元（28 日材齢）と外荷重

ヤング率E (MPa)	ポアソン比ν	σ_1^∞ (MPa)	σ_2^∞ (MPa)	α (°)
2.21×10^4	0.15	1.0	0.5	90

確保される $k \geqq 0.35$ を適用範囲とする。

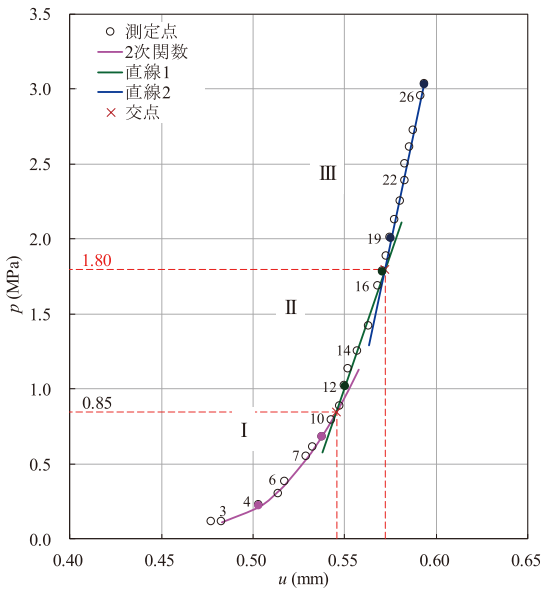
３．３　室内実験

（１）試験概要

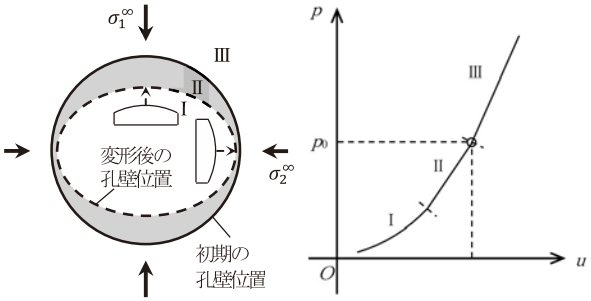
岩盤応力測定の基本的適用性を，室内実験によって検証した。実験装置の全景と試験体の詳細を**写真－1** に示す。試験体は最大粒径 20mm の粗骨材を含むコンクリートによって作製した。**表－8** にその諸元と設定外荷重を示す。載荷方向は**表－10** に示す 2 シリーズとした。載荷パターンは最大圧力 3MPa の単調載荷とした。これ以外の実験要領詳細は参考文献[10] を参照されたい。

（２）試験結果と解析

図－15 は載荷試験データの一例である。これを含むデータから，$p-u$ 曲線は載荷初期段階において I ～ III の区間に区分されることが分かった。**図－16** 及び**表－9** にその概念を示す。また，幾らかの試行的解析の結果，p_0 は原則として II, III の境界点とすればよいことも把握された。**表－10** に p_0 の理論値と実験値を示す。理論値は完全弾性体に設定通りの荷重が与えられた場合のものだが，実験では外荷重の僅かな偏心や粗骨材による局所的な不均一性の影響があったと思われる。シリーズ 2 の載荷方向 25° 等で相違が見られるのは，これらの影響を受けたためと考えられる。**表－10** の実験値から読み取った p_0 を用い，$\nu = 0.15, \beta = 27.5°$ として逆解析した結果を**表－11** と**図－17** に示す。逆解析では $\sigma_1^\infty, \sigma_2^\infty$ の標準偏差は 0.1 以下であった。シリーズ 1 では設定値と比較的良く一致しており，シリーズ 2 では σ_2^∞ と α に設定値と



図－15　Series1 (90°) の $p-u$ 曲線[10]



(a)　I～III の概念図　　(b)　I～III の区分

図－16　載荷初期段階における試験体挙動の概念[10]

表－9　$p-u$ 曲線の載荷初期段階での特徴

区間	解　説
I	・孔壁と載荷板と孔壁がなじんでいる段階 ・$p-u$ 関係は下に凸の曲線状を呈する
II	・載荷板が孔壁に密着し，初期状態に戻る段階 ・$p-u$ 関係はほぼ直線状を呈す
III	・弾性変形段階で，$p-u$ 関係は直線状を呈す ・勾配は II よりも大

の多少の差異が見られる。

（３）等方性理論の妥当性検討

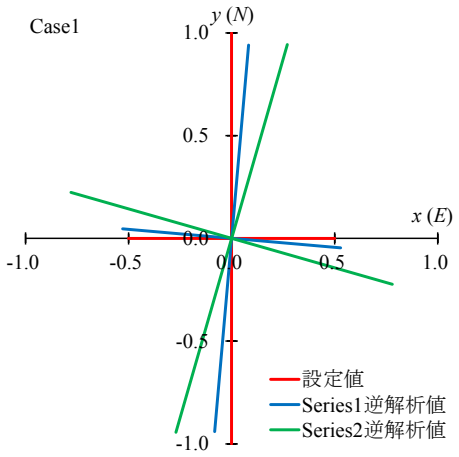
載荷荷重応力に対し，逆解析結果の $\sigma_1^\infty, \sigma_2^\infty$ は相対誤差が概ね± 10% 以内で得られ，α もこれに追随すると推定される。誤差の要因には，シリーズ 2 において（２）で述べた影響が顕れたことによると考えるが，このうち荷重軸の偏心については除去し得るものとすれば，室内試験で得られた± 10% 以内の誤差は，実務上問題ない程度と判断する。

表－10　p_0(MPa) の理論値と実験値 [10)]

載荷方向 (°)		理論値	実験値
Series 1	90°	2.1	1.8
	45°	1.4	1.6
	0°	0.7	0.7
	−45°	1.4	1.4
Series 2	70°	2.0	1.7
	25°	1.0	1.9
	−20°	0.9	1.2
	−65°	1.9	1.9

表－11　外荷重応力の逆解析結果 [10)]

		σ_1^∞ (MPa)	σ_2^∞ (MPa)	α (°)	Δ (MPa)
設定値		1.0	0.5	90	−
逆解析値	Series1	0.9	0.5	85	5.9×10^{-2}
	Series2	1.0	0.8	74	1.9×10^{-1}



図－17　各ケースの応力逆解析結果と設定値の比較(MPa)[10)]

3．4　異方性理論

図－18に異方性岩盤を対象としたボアホールジャッキ法の解析断面を示す。鎌田の混合境界値問題としての厳密解 [7)] より p_0 と $\sigma_1^\infty, \sigma_2^\infty$ の関係が次式で導出される。

$$p_0 = \Omega_1(e,\varphi,\nu_{12},\nu_{13},\alpha,\beta)\,\sigma_1^\infty + \Omega_2(e,\varphi,\nu_{12},\nu_{13},\alpha,\beta)\,\sigma_2^\infty \tag{30}$$

ここに，Ω_1, Ω_2 は $\sigma_1^\infty, \sigma_2^\infty$ に対する感度係数であるが，陽形式で表すことができないため，その求め方を以下に述べる。

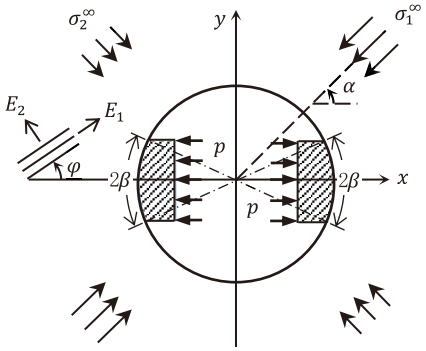
まず，異方性理論において p_0 は次式で表される。

$$p_0 = -\frac{1}{d\sin\beta}\frac{(1+\kappa_2)\lambda_2' F_1^{\cdot} - (1+\kappa_1)\lambda_1' F_2^{\cdot}}{(1-\lambda_1^{\cdot})\lambda_2' - (1-\lambda_2^{\cdot})\lambda_1'} \tag{31}$$

式中の上添字 ˙，′ は実部及び虚部を表す。また，

$$\left.\begin{aligned} F_j &= -ie^{-\gamma_j'(\pi+\beta)}\int_{-\beta}^{\beta}\frac{e^{i\Theta'}\sum_{m=-1}^{1}D_j^{(2m)}e^{2im\theta}}{2\sqrt{\sin(\beta+\theta)\sin(\beta-\theta)}}d\theta \\ \Theta' &= \gamma_j'\ln\left\{\frac{\sin(\beta+\theta)}{\sin(\beta-\theta)}\right\} \quad (j=1,2;\ m=0,\pm1) \end{aligned}\right\} \tag{32}$$

上式中の定数 $D_j^{(2m)}$ は次の式(33)で定義される。



図－18　異方性岩盤中のボアホールジャッキ試験モデル

$$\left.\begin{aligned} D_j^{(-2)} &= -(\Gamma_1+\lambda_j\Gamma_2)e^{(-1)^j 4\beta\gamma}, \quad D_j^{(2)} = \Gamma_1+\lambda_j\Gamma_2 \\ D_j^{(0)} &= -\frac{1}{I_j^{(0)}}\left(D_j^{(-2)}I_j^{(-2)} + D_j^{(2)}I_j^{(2)}\right) - 4rp\sin\beta\, d_j^{(0)} \\ d_j^{(0)} &= \frac{\sqrt{\kappa}(1-\lambda_j)e^{2(-1)^j\gamma\beta}}{(1+\kappa)L_0} \\ L_0 &= 2\int_0^{\beta}\frac{\cos\left[\gamma_j\ln\left\{\frac{\sin(\beta+\theta)}{\sin(\beta-\theta)}\right\}\right]}{\sqrt{\sin(\beta+\theta)\sin(\beta-\theta)}}d\theta \end{aligned}\right\} \tag{33}$$

式(33)の第1, 2式における Γ_j は，式(34)，(35)から得られる。

$$\Gamma_1 = \frac{d}{2}(\mu_1B_1+\mu_2B_2), \quad \Gamma_2 = \frac{d}{2}(B_1+B_2) \tag{34}$$

$$\begin{bmatrix} 4\mu_1 & 4\mu_2 & 4\bar{\mu}_1 & 4\bar{\mu}_2 \\ 4{\mu_1}^2 & 4{\mu_2}^2 & 4 & 4 \\ 4 & 4 & 4{\bar{\mu}_1}^2 & 4{\bar{\mu}_2}^2 \\ \delta_1-\mu_1\bar{\rho}_1 & \delta_2-\mu_2\bar{\rho}_2 & -\bar{\delta}_1+\bar{\mu}_1\rho_1 & -\bar{\delta}_2+\bar{\mu}_2\rho_2 \end{bmatrix}\begin{bmatrix} B_1 \\ B_2 \\ \bar{B}_1 \\ \bar{B}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_1^\infty+\sigma_2^\infty \\ (\sigma_2^\infty-\sigma_1^\infty)e^{2i\alpha} \\ (\sigma_2^\infty-\sigma_1^\infty)e^{-2i\alpha} \\ 0 \end{bmatrix} \tag{35}$$

式(33)の第3式における $I_j^{(m)}$, J_m は次式で求められる。

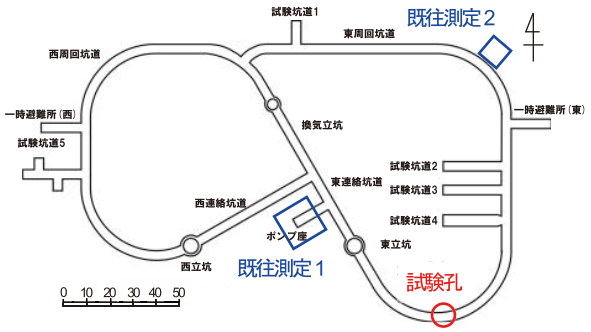
$$\left.\begin{aligned} I_j^{(m)} &= e^{-(-1)^j 2\beta\gamma}J_m \quad (j=1,2;\ m=0,\pm1) \\ J_m &= \int_0^{\frac{\pi}{2}}\frac{\cos\left[\gamma\ln\{f_{c3}(\beta,\theta)\}+m\cos^{-1}\left(\frac{\sin 2\theta}{2}\right)\right]}{f_{c1}(\beta,\theta)}d\theta \\ f_{\beta1}(\theta) &= \sqrt{1-(\cos\beta\sin\theta)^2}, \quad f_{\beta2}(\theta) = |\sin\beta|\sin\theta \\ f_{\beta3}(\theta) &= \frac{f_{c1}(\beta,\theta)+f_{c2}(\beta,\theta)}{f_{c1}(\beta,\theta)-f_{c2}(\beta,\theta)} \end{aligned}\right\} \tag{36}$$

以上の式(31)～(36)を用い下記により Ω_1, Ω_2 が得られる。

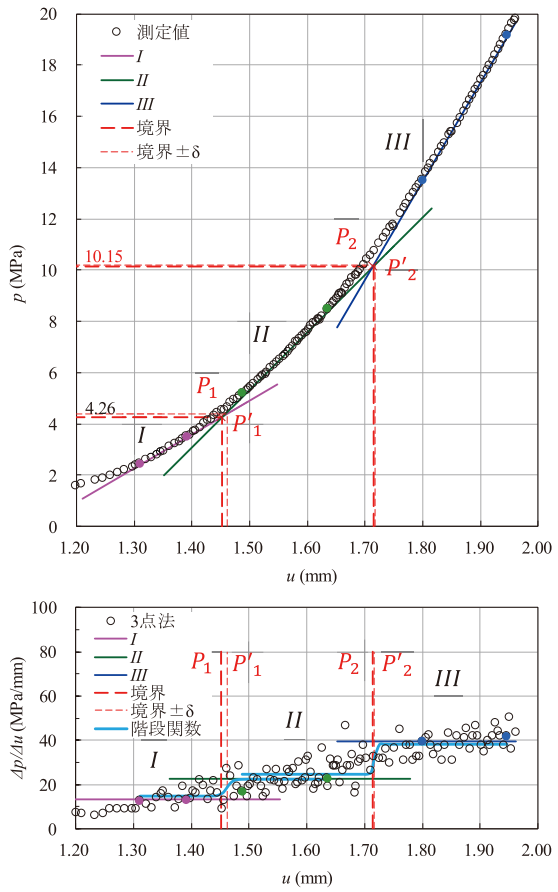
$$\left.\begin{aligned} \sigma_1^\infty = 1,\ \ \sigma_2^\infty = 0 \ \text{のとき}\ \ \Omega_1 = p_0 \\ \sigma_1^\infty = 0,\ \ \sigma_2^\infty = 1 \ \text{のとき}\ \ \Omega_2 = p_0 \end{aligned}\right\} \tag{37}$$

疑似等方性とした場合には，Ω_1, Ω_2は式(25)のA_1, A_2に帰着することが確認されている。式(30)の変数のうちe, φは２章で述べた手法により求められる。残る変数を既知とすれば，Ω_1, Ω_2はαの関数となる。N方向での試験により得られたp_0に対し，式(38)で二乗誤差Δを定義すれば，等方性理論の場合と同様に$|\alpha| \leq \pi/2$の範囲でΔ_{min}を見出すことでα，$\sigma_1^\infty, \sigma_2^\infty$の最確値が得られる[19]。

$$\Delta = \sum_{i=1}^{N} \left\{ p_0^i - \Omega_1^i(\alpha)\, \sigma_1^\infty - \Omega_2^i(\alpha)\, \sigma_2^\infty \right\}^2 \tag{38}$$



図－19　350m 坑道試験位置



図－20　p_0の読み取り例 (GL-3.00m)[20]

３．５　原位置試験

２．３節で記載の試験孔及び隣接する試験孔(図－19)において岩盤応力測定を行った。図－20には例としてGL-6.6mで実施した$p-u$関係を上部に，pをuで数値微分（3点法）した$\Delta p/\Delta u - u$関係を下部に示す。$\Delta p/\Delta u - u$データでは，階段関数を用いて階段状（不連続）となる点P_2'を回帰分析によって求めた。この点のx座標値x_p'が$p-u$から求めた交点P_2のx座標値x_pとほぼ一致するまで$(|x_p - x_p'| \leq 10^{-3})$，I～IIIの区分を繰り返し，最終的にII, IIIの交点の縦軸をp_0とした。このようにして求めたp_0値の一覧を表－12に示す。各シリーズ下段には，２．２節の手法で求めた異方性パラメータを記載した。これらデータを用いて岩盤応力を逆解析した結果を，既往値（水圧破砕法）[14)15)]とともに表－13及び図－21にまとめた。これら図表では等方性解析結果[19)20)]を併記した。$\sigma_1^\infty, \sigma_2^\infty$の標準偏差は等方性解析では0.2，異方性解析では0.3であった。表の結果より，既往測定1(1)を除けば等方性解析よりも異方性解析の方が，$\sigma_1^\infty, \sigma_2^\infty$及び$\alpha$ともに既往値に近くなっているのが分かる。また，6m付近での最大主応力は両解析とも南北方向に近いが，3m付近では北西方向となっている。

３．６　考察

異方性理論を用いたボアホールジャッキ法による解析結果は，既往値との比較によりほぼ妥当な結果を与えているものと判断する。また，等方性解析では測定値にばらつきが見られたが，異方性解析ではそれらの一部が低減された。さらに，深度毎の主応力方向の傾向から，3m付近では緩み（亀裂）の影響を受けていることが推察される。

３．７　岩盤応力測定のまとめ

ボアホールジャッキ法では，載荷初期圧p_0を精度良く求めることが重要となる。低圧力レベル(≤ 3MPa)で実施した室内試験では，載荷初期段階における$p-u$曲線が3区間に区分できることを把握し，原位置試験では高圧力レベル(≤ 20MPa)でもコンクリート試験体と同じ挙動が示されることを確認した。その結果から，個人差が生じにくい客観的なp_0の決定法を定めた。

４．　総括

４．１　ヤング率測定の成果

ボアホールジャッキ試験で求めたヤング率に対して

は，載荷板と孔壁の密着性の与える影響がしばしば議論されるが，著者は載荷板と孔壁の密着状態によるヤング率の補正法を提示している[11]。本論文ではその次段階としての測定の高精度化を図ったもので，従来の等方性理論による測定結果のばらつきの一部を，異方性理論により低減できることを示した。そこでは，岩盤を等方性／異方性に区分する基準を定めた。これにより岩盤の異方性を見極め，ヤング率の弱軸方向に適切に支保工を設計・施工することが可能になると考える。本研究では図－3(c) の 3 次元モデルは扱わなかったが，これについては同試験を複数方向で実施することにより，その 3 次元構造が把握できる。

4．2　岩盤応力測定の成果

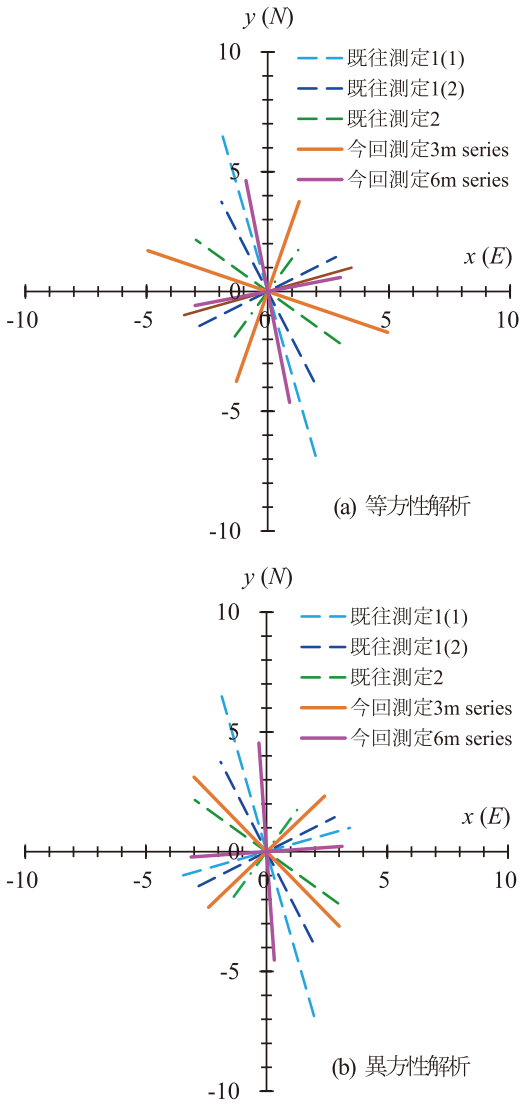
フラットジャッキ法が 1 次元応力測定であるのに対して，ボアホールジャッキ法は 2 次元応力測定であり，その点では水圧破砕法と同じである。しかし，ここで開発のボアホールジャッキ法は，ヤング率と岩盤応力を同時に評価できる手法であるため，合理的かつ低コストとなる岩盤調査法といえる。

表－12　p_0 値[19]

	GL-m	載荷方向 (°)	p_0 (MPa)
3m series	2.85	16	5.97
	3.00	-29	10.15
	3.15	-74	10.18
	3.45	61	6.10
	e=2.2, φ=30°		
6m series	5.85	23	5.98
	6.45	68	8.64
	6.60	-67	11.11
	6.75	-22	6.20
	e=1.6, φ=35°		

表－13　岩盤応力逆解析結果[19)20)]

		σ_1^∞ (MPa)	σ_2^∞ (MPa)	α (°)
既往測定 1	(1)	7.14	3.59	-74
	(2)	4.20	3.16	-63
既往測定 2		3.67	2.32	-36
今回測定 等方性解析	3m series	5.23	3.97	-19
	6m series	4.71	3.05	-79
今回測定 異方性解析	3m series	4.33	3.34	-46
	6m series	4.54	3.14	-86



図－21　岩盤応力の逆解析結果 (MPa)[19)20)]

4．3　今後の課題と展望

大深度岩盤における地下空洞掘削工事は現在数少ないが，将来的には高レベル放射性廃棄物の地層処分事業が見込まれる他，国際リニアコライダー等のビッグプロジェクトも構想されている。このような岩盤掘削のニーズに対し，施工技術とともにこれまで培われた調査技術を発展させつつ次世代に継承していくことが必要である。

その中で本研究における開発技術は，原位置力学試験としては機動性を有することから，施工中の調査として有効な技術であると位置付けられる。一方，大深度地下空洞建設時には事前調査として地上からの調査が求められる。そのニーズに応えるためには，本手法で用いる測定システムにおいて，圧力載荷機構の測定器本体への内蔵化やケーブルレス化等の改良を行っていくことが今後の課題となる。

謝辞

本研究において，日本原子力研究開発機構 幌延深地層研究センター及び川崎地質株式会社に御協力頂きましたことに深く感謝申し上げます。

参 考 文 献

1）日比野敏：異方性を有する片岩における大規模空洞掘削時の岩盤挙動解析，電中研報告・研究報告 380011，pp.4-12，1980.

2）谷本親伯，宮川純一，結城則行，飯島利仁:ボアホールジャッキによる岩盤物性の評価，岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，19 巻，pp.81-85，1987.

3）地盤工学会：地盤調査の方法と解説－二分冊の 2-，第 8 編 載荷試験，pp. 661-696，丸善，2013.

4）土木学会岩盤力学委員会編：原位置岩盤試験法の指針，pp.220-224，丸善，2000.

5）Lekhnitskii, S.G.：Theory of Elasticity of an Anisotropic Body, Mir Publishers, 430p, 1981.

6）平島健一，浜野浩幹：測定用埋設物による異方性弾性地山の初期（変動）応力の解析理論，土木学会論文集，No.406/III-2，pp.175-184，1989.

7）鎌田武司：だ円孔を有する異方性無限板の二次元混合境界値問題，日本機械学会論文集，34 巻，261 号，pp.801-810，1968.

8）地盤工学会：地盤調査の方法と解説－二分冊の 2-，第 10 編 現地計測，初期地圧の測定，pp.948-980，丸善，2013.

9）ベルナール・アマデイ，オーヴ・ステファンソン，石田 毅（監修），船戸明雄他（訳）：岩盤応力とその測定，京都大学学術出版会，2012，639p.

10）川久保昌平・村上祐治・長澤寛和・谷和夫:ボアホールジャッキ試験による新たな岩盤初期応力の評価理論の提案，土木学会論文集 C，76 巻，3 号，pp.285-294，2020.

11）川久保 昌平，大野 宏和，松井 裕哉，加藤 猛士：孔壁と載荷板の曲率不一致を考慮したボアホールジャッキ試験による変形係数の評価方法，第 48 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集 No.44，pp.254-259，土木学会，2022.

12）Wittke, W.：Rock Mechanics, Springer-Verlag, pp.46, 1990.

13）川久保昌平，大野宏和，松井裕哉，富樫陽太，谷 和夫，加藤猛士：ボアホールジャッキ試験による異方性岩盤のヤング率解析法，地盤工学ジャーナル Vol.17，No.3，pp.393-400，2022.

14）原子力環境整備促進・資金管理センター：平成 31 年度 放射性廃棄物に係る重要な基礎的技術に関する研究調査の支援等に関する業務報告書（2019 年度分別添資料 1，研究報告 4），2020.

15）青柳和平，櫻井彰孝，丹生屋純夫:幌延深地層研究センターの 350m ポンプ座における初期地圧測定，JAEA-Data/Code 2015-010，日本原子力研究開発機構，pp.181-183，2015.

16）青柳和平，櫻井彰孝，丹生屋純夫：幌延深地層研究センターの 350m 周回坑道（東）における初期地圧測定，JAEA-Data/Code 2016-022，日本原子力研究開発機構，pp.30，2017.

17）妻木義彦，山田哲義：1 円孔を有する無限板の二,三の弾性混合境界値問題，日本機械学会論文集（第 1 部），31 巻，232 号，pp. 1786-1792，1965.

18）森口繁一：2 次元弾性論，pp.46-51，岩波書店，1957.

19）川久保昌平，加藤猛士：ボアホールジャッキ試験による異方性岩盤応力測定法，第 57 回地盤工学研究発表会，20-8-4-01，2022.

20）川久保昌平：ボアホールジャッキ試験による岩盤応力測定法，令和 4 年度土木学会全国大会第 77 回年次学術講演会，III-03，2022.

Evaluation of mechanical properties of rock masses by borehole jack test -Measurement of Young's modulus and stress of rock masses using isotropic and anisotropic elastic theory-

Shohei KAWAKUBO

Several attempts have been made to quantitatively evaluate the anisotropy of rock masses to date. However, there is no study to evaluate this theoretically. This paper presents two methods for obtaining anisotropic Young's moduli and rock stresses by a borehole jack test based on classical anisotropic theory. As a result of anisotropic analysis using in situ data, it was revealed that major Young's modulus is close to the mean value of the rock test and minor is affected by cracks in the Excavated Damaged Zone. It was also found that the distributions of the rock stresses were similar to those previously measured by hydraulic fracturing tests. Obtaining both anisotropic Young's moduli and rock stresses by a single borehole jack test is both reasonable and efficient.