パイロット孔壁変形法 による原位置三次元応力測定

李 基夏1*・菅原 隆之2・藤井 義明3

¹非会員 北海道大学大学院 社会基盤工学専攻(〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)
 ²非会員 北海道大学大学院 環境循環システム専攻(〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)
 ³正会員 北海道大学大学院 環境循環システム専攻(〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)
 *E-mail:kihalab@rock.eng.hokudai.ac.jp

パイロット孔壁変形法とはオーバーコアリングによるホール孔底から作孔したパイロット孔内の三方向の直 径変化と4つの測線に沿うパイロット孔壁の軸方向変位を変位センサーで計測し、岩盤応力を逆算する岩盤応 力測定方法である.溶結凝灰岩採石場において同方法を用いた原位置岩盤応力測定を行った.湧水もある下向 き孔でも実技的なトラブルは生じず、計測された三次元応力も一部を除いて概ね妥当な値を示した.

Key Words : rock stress, in-situ stress measurement, stress relief method, 3-dimensional stress, pilot hole wall deformation method

1. はじめに

岩盤応力を測定するための方法の1つである応力解 放法では、応力解放に伴う変位やひずみが計測される. 坂口ら¹⁾が開発したプローブでは、ひずみがひずみ ゲージで計測されるが、水中で、特に繰粉が存在して いる状況におけるひずみゲージの貼付には実技的な困 難がつきまとい、圧縮ガスにより繰粉を吹き飛ばす機 構の開発を強いられている.また、接着剤の硬化不足

によるトラブルも詳述されている. これに対して、変位を計測する方法の場合、方法に もよるが、ひずみに比べて若干感度が劣るものの、変 位計を設置すればすぐに応力解放が可能となるという 利点を持つ.ただし、一回の応力解放で三軸応力を測 定するためには、孔軸に直交する面に対する面外せん 断応力による変形成分も測定しなければならず、この 測定は比較的難しい.例えば、斜距離の変化を計測す る、電中研方式もあるが、この方法では、グラウトが 必要である.グラウトは、亀裂質の岩盤の場合に応力 解放の成功率を高める上で有効ともいえるが、インク ルージョン問題となるために解が複雑になる³⁾.また、 迅速な測定ができるという、変位を計測する方法の長 所が損なわれてしまう.

Ghimire et al.³はグラウト不要で一回の応力解放で三次元応力を測定するためのプローブを開発したが、このプローブにはオーバーコアリング径が大きく、また、測定孔壁面に変位センサーを引きずってしまうという 欠点があった.

そこで,筆者らは Ghimire et al.の欠点を克服すべく, パイロット孔壁変形法と名付けた岩盤応力測定方法を 開発し,室内試験により測定精度を確認した^{4,5}.本 論文ではパイロット孔壁変形法の理論とプローブの構 造について簡単に紹介した後,溶結凝灰岩採石場で実 施した原位置試験結果について報告する.

2. パイロット孔壁変形法の理論

(1) 座標系と測定対象変位

ボアホールの軸をz軸, ボアホール孔底中心に原点 を取る(図-1(a)). 直交座標系(x, y, z)及び円柱座標系 (r, θ, z)は図-1(a), (b)に示すようにxy面を孔底面に一 致させ, 円柱座標の回転角はx軸から反時計廻りに計 る.



図-1 ボアホールと座標系

直交座標における変位成分を (u_x, u_y, u_z) , 円柱座 標における変位成分を (u_r, u_{θ}, u_z) , 岩盤に作用する 初期応力を $(\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z, \tau_{xy}, \tau_{zz}, \tau_{xz})$ とする.

岩盤中のボアホール(直径:D)の底面とその中心か ら穿孔したパイロットホール(直径: αD ,長さ: γD) に複数の測点を設ける.パイロットホールの $z = z_m$ に おける径変化 $U(\theta_i)$,および, $z = z_c$ 断面とボアホール 孔底面の円(直径: βD)上に設けた測点($\theta = 0$, $\pi/2$, π , $3\pi/2$)との間のz軸方向の相対変位 $\Delta u_z(\theta_i)$ を計測の対象 とする.

(2) 観測方程式とプローブの構造

パイロット孔壁変形法で計測するパイロットホール のz = z_m断面における3方向の径変化U(θ_i)を、U(θ_1)、 U(θ_2)、U(θ_3)、パイロットホールの断面z=z_cと孔底(z = 0)における円(直径: β D)上の互いに90°離れた点と の4つのz軸方向相対変位 $\Delta u_z(\theta_i) \delta \Delta u_z(\theta_4)$ 、 $\Delta u_z(\theta_5)$ 、 $\Delta u_z(\theta_6)$ 、 $\Delta u_z(\theta_7)$ とする.

岩盤をヤング率E,ポアソン比vの均質な等方弾性体と仮定し,初期応力が作用するときの岩盤の変形と初期応力との関係式を三次元有限要素法による弾性応力解析で求め観測方程式を導いた.

解析領域の対称性を考慮し、座標変換公式を用いれ ば次の3つの境界条件に対する弾性解を求めることで ボアホールの底面周辺の変形と応力との関係式が得ら れる.

i) $\sigma_x \neq 0, \sigma_y = \sigma_z = \tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$

ii) $\sigma_z \neq 0, \sigma_x = \sigma_y = \tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$

iii)
$$\tau_{zx} \neq 0, \sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \tau_{xy} = \tau_{yz} = 0$$



図-2 測定器の構造.1:測定器(収納部),2:リード線取入
孔、3:データロガー、バッテリー、4:保護円筒、5:測定器
(計測部),6:固定用板バネ1,7:固定用板バネ2,8:台座1
(孔径変化センサー用),9:片持ち梁(孔径変化センサー),
10:測定ピン(孔径変化ピン),11:測定ピン(軸変化センサー),
12:片持ち梁(軸変位センサー),13:台座4(軸変化センサー),
14:コイルスプリング,15:測定ピンガイド,16:台座2(固定
用板バネ2用),17:台座3(固定用板バネ1用),18:コイル
スプリング,19:固定用楔(孔径変化台座固定用),20:エアピ
ストン,21:フック,22:挿入部,23:ロッド

観測方程式は以下のようになる.

$$\{U\} = K[A]\{\sigma\} \tag{1}$$

ただし,

 $\{U\} = \{U(\theta_1), U(\theta_2), U(\theta_3), \Delta u_z(\theta_4), \Delta u_z(\theta_5), \Delta u_z(\theta_6), \Delta u_z(\theta_7)\}^{\mathrm{T}}, \{\sigma\} = \{\sigma_{x_3}, \sigma_{y_3}, \sigma_{z_5}, \tau_{xy}, \tau_{z_5}, \tau_{z_7}\}^{\mathrm{T}}, K = (\alpha D)/(2E)$

A(i, j)は、上述のようにして求めた、岩盤のヤング 率を1 Paとして、 σ_j が1 Pa作用したときの $U(\theta_i)$ または $\Delta u_r(\theta_i)$ である.

 $\{\sigma\}$ はオーバーコアリングにより解放された応力で あり、重みなし最小二乗法により、以下のように計算 できる.

$$\{\sigma\} = \frac{1}{K} \{ [A]^{\mathrm{T}} [A]^{\mathrm{T}} [A]^{\mathrm{T}} [A]^{\mathrm{T}} \{U\}$$
⁽²⁾

測定器の構造を図-2に示した.3方向の径変位は, 台座に等間隔60°で固定されている6個の片持ち梁センサーによって計測する.各片持ち梁センサーには二 枚のひずみゲージが表裏に貼付されている.一つの径



図-3 測定地点1の全景

方向成分は二つの片持ち梁センサーが直径の両端になって径方向のみに動き測定される.

4方向の軸変位は台座に90°等間隔で固定されてい る4個の片持ち梁センサーによって計測する.各片持 ち梁センサーは台座に固定されており軸方向のみに変 位する.

7 成分の変位の内,径方向の3 成分を ch1, ch2, ch3, 軸方向の4 成分を ch4, ch5, ch6, ch7 とする.

3. 原位置試験

(1) 原位置の状況と測定過程

北海道札幌市南区常盤の株式会社辻石材採石場の二 箇所で測定を行った.

測定場所は今も南東向き切羽でベンチカット工法を 用いて支笏溶結凝灰岩を採石しているため地形の変化 による応力場の変動があり,残壁面にはその影響によ ると思われる亀裂が多く見られた.

測定地点1を図-3に示す.採石により堆積面であっ た一部がベンチ面になっている.堆積面に垂直な方向 にSB-1,SB-2の測定孔を作孔した.測定孔の周辺にも 水溜まりがあり,残壁面は一部が濡れていた.残壁か らの地下水は残壁面の奥にある沢の影響を受けている と思われる.なお,この地下水が現れたのは,このベ ンチ面になってからである.

SB-1ではベンチ面から15 mm深度と250 mm深度で試 験を行った. 先端に直径30 mm, 長さ150 mmのコアビ ットが取り付けられた直径86 mmのフラットビットに よりボアホールとパイロットホールを同時に作孔した.

深度15 mmのボアホールにプローブをセットし,深 さ200 mmのオーバーコアリングを行いプローブとコ アを回収した.データロガーをパソコンに接続し,応



図-4 測定地点2の全景

力解放に伴う変位を記録した. 深度250 mmでも同様 に応力解放した. SB-1の測定孔は穿孔後約1分で水没 した.

SB-2でも湧水状況は同様であった.ボアホールの深 度は15 mm, 250 mm, 1000 mm, 1500 mmとした.な お,ボアホール深度450 mm~950 mm, 1250 mm~1450 mmではボーリングコアを回収し,ヤング率やポアソ ン比を求めた.

測定地点2は22.9 m×18.3 mの高さ5mのベンチ面の側 壁に設けた. 3つの水平測定孔で試験を行った.

SH-1では深度15 mm, 250 mmで, SH-2では15 mm, 250 mm, 500 mm, 1000 mm, 1500 mm, 2000 mmで, SH-3では15 mm, 250 mm, 1000 mm, 2000 mmで測定 を行った. すべての測定孔はベンチ面から1.5 m上に 位置する(図-4). また, 各測定孔からボーリングコア を回収し, 一軸圧縮試験を用いてヤング率やポアソン 比を求めた.

SH-2とSH-3の間に上下に発達した亀裂が存在した. 側壁にはそれ以下に大きな亀裂はみられなかった.

(2) 弾性定数

ヤング率(E)やポアソン比(i)は、直径30 mm、長さ 60 mmの円柱形供試体を一軸圧縮試験を用いて評価し た.この寸法にしたのは、直径50 mm、長さ100 mmの 供試体を少数試験するよりも、直径30 mm、長さ60 mmの供試体を多数試験して平均値を得た方がよいと 判断したためである.各測定孔深度につき6本作製し た供試体のうち、3本は80℃の恒温槽で1日間乾燥させ、 2日間常温大気中に静置した後、残りの3本は2日水中 に静置した後、試験に供した.

載荷には Instron 社製 5586 型材料試験機(300 kN,機 械式)を用い,プラテン速度は 3.60×10² mm/min とし た.一軸圧縮強さは SB-1, SB-2 で 7.4 MPa, 7.7 MPa

表-1 測定地点1のヤング率(GPa)とポアソン比

っマ源宙(mm)	SE	8-1	SB-2		
コノ休度(IIIII)	E	v	Ε	v	
450~720	2.38	0.11	1.86	0.12	
720~980	-	-	1.86	0.12	
1250~1450	-	-	2.63	0.15	

表-2 測定地点2のヤング率(GPa)とポアソン比

コア深度	SH-1		SF	I-2	SH-3	
(mm)	Ε	v	Ε	v	Ε	v
450~720	7.75	0.19	-	-	5.63	0.13
720~980	-	-	6.33	0.11	5.88	0.11
1250~1450	-	-	5.26	0.08	-	-
1750~1950	-	-	5.36	0.14	6.37	0.13

であり, SH-1, SH-2, SH-3 では 17.8 MPa, 12.5 MPa, 13.4 MPa であった.得られたヤング率とポアソン比の 平均値を表-1,表-2 に示す.

(3) 測定内容及び観測方程式

本試験の測点は $z_m = -40$ (mm), $z_e = -80$ (mm), $\beta = 50$ (mm)である. 測定孔深度は 15 mm~2000 mm である. 測定した変位は三次元有限要素法により求めた観測方程式を用いて応力に換算するが,有限要素法では無限に広い解析領域の仮定ができないため,ボアホールの底面中心に座標系の原点 O を一致し,ボアホール半径の 10 倍の解析領域を仮定した(深度無限モデル).ボアホール深度 250 mm 以上についてはこの深度無限モデルの係数マトリクスを適用した.ボアホール深度 15 mm に対しては,実際と同じボアホール深さ 15 mm に対しては,実際と同じボアホール深さ 15 mm モデルを作製した.式(3)が無限モデル,式(4)が深度 15 mm モデルに対応する係数マトリクスである.

	6.861	- 2.636	0.049	0.000	0.000	- 0.607	
	- 0.262	4.487	0.049	8.225	-0.455	- 0.152	(3)
	- 0.262	4.487	0.049	-8.225	-0.455	- 0.152	(3)
[A] =	- 0.217	- 0.460	2.771	0.141	1.478	5.514	
	- 0.460	- 0.217	2.771	-0.141	5.514	-1.478	
	- 0.217	-0.460	2.771	0.141	-1.478	- 5.514	
	- 0.460	- 0.217	2.771	-0.141	- 5.514	1.478	
[6 261	- 2 636	-0.078	0.000	0.000	_0345]	
	0.201	4.027	0.070	7.705	0.000	0.096	
	-0.412	4.037	-0.078	7.705	-0.258	- 0.086	(4)
	-0.412	4.037	-0.078	-7.705	-0.258	-0.086	

[A] =	-0.286	-0.477	2.465	0.111	1.438	5.367	
	-0.477	-0.286	2.465	-0.111	5.367	-1.438	
	-0.286	-0.477	2.465	0.111	-1.438	- 5.367	
	-0.477	-0.286	2.465	-0.111	- 5.367	1.438	

用いた $\theta_1 \sim \theta_7$ で変位マトリクスを明示すれば式(5) のようになる.

$$\{U\} = \left\{U(0), U\left(\frac{\pi}{3}\right), U\left(\frac{2\pi}{3}\right), \Delta u_z\left(\frac{\pi}{12}\right), \Delta u_z\left(\frac{7\pi}{12}\right), \Delta u_z\left(\frac{7\pi}{12}\right), \Delta u_z\left(\frac{13\pi}{12}\right), \Delta u_z\left(\frac{19\pi}{12}\right)\right\}^{\mathrm{T}}$$
(5)

4. 原位置試験の結果

応力解放に伴う変位の例を図-3~図-7に示す.オー バーコアリング時の穿孔水による変位の動揺が予想さ れたが実際にはそのようなトラブルは生じなかった.

応力を計算する際には、オーバーコアリング時の変 位の収束値を式(2)に代入し、応力へ換算した.なお、 測定深度15 mm、250 mmの計算ではコア深度450 mm ~720 mmの、測定深度1000 mmではコア深度720 mm ~980 mmのように、できるだけ測定深度に近い深度 のヤング率やポアソン比を使用して計算を行った.

各孔の測定深度における測定結果を表-5~表-9に、 各孔における測定結果の平均値を図-10に示す.なお, 表-3のSB-1の深度15 mmでは σ_v が非常に大きいが,こ こで回収したコアには堆積面に平行な亀裂が発達して いた.また,SH-2の深度500 mmの値は他の深度と大 きく異なっていた.これらは平均値の計算から除外し た.

水平孔におけるSHの結果(図-10 (c)~(e))で,最小主 応力が側壁にほぼ垂直である点は妥当な結果といえる. また,7~9 MPaの側壁にほぼ平行で,かつ,ほぼ水平 な最大主応力は採掘による応力集中と思われ,現在も 側壁にみられるせん断破壊面を生じた過去の数度の山 はねの発生⁷⁷からも妥当と思われる.最後に,ほぼ鉛 直な4 MPa程度の中間主応力であるが,側壁の高さ約 25.0 mから予想される鉛直応力0.32 MPaに較べると1オ ーダー大きい.やや大きすぎるような気もするが,ベ ンチ面からあまり離れていない箇所での測定のため, この原因の一部は,ベンチ形状に対応する応力集中に 帰することができると思われる.

下向き測定ではいずれもほぼ水平な最大主応力1~3 MPa,最小主応力1 MPa程度を得た(図-10 (a), (b)).

SB-2近傍では過去に深度750 mm, 1800 mmにおいて 応力解放法(孔壁変形法), 350 mm~450 mmの深度で は**DRA**法を用いた測定が行われた^{の, 7)}(図-11). SB-2 の測定結果と比較すると, 主応力の方向は異なるが, 応力の大きさは互いに類似している.



図-9 SH-3の深度1000 mm













表-3 SB-1における応力測定結果(MPa)

測定深度	$\sigma_{\scriptscriptstyle ext{\tiny E}}$	$\sigma_{\scriptscriptstyle m N}$	$\sigma_{ m v}$	${ au}_{\scriptscriptstyle{ m EN}}$	$ au_{\scriptscriptstyle m NV}$	${ au}_{\scriptscriptstyle m VE}$
15mm	3.17	1.75	8.20	-0.75	-1.31	-0.29
250mm	2.44	1.30	0.46	-0.49	0.12	0.35

表-4 SB-2における応力測定結果(MPa)

測定深度	$\sigma_{\scriptscriptstyle ext{\tiny E}}$	$\sigma_{\scriptscriptstyle m N}$	$\sigma_{ m v}$	${ au}_{\scriptscriptstyle m EN}$	${ au}_{\scriptscriptstyle m NV}$	${ au}_{\scriptscriptstyle m VE}$
15mm	0.52	0.39	-0.18	-0.02	0.04	-0.12
250mm	1.24	0.74	-0.17	-0.11	-0.05	0.12
1000mm	1.63	0.48	-1.49	-0.14	-0.03	-0.31
1500mm	2.85	2.36	-1.27	-0.96	0.73	0.70

表-5 SH-1における応力測定結果(MPa)

測定深度	$\sigma_{\scriptscriptstyle ext{\tiny E}}$	$\sigma_{\scriptscriptstyle \mathrm{N}}$	$\sigma_{ m v}$	${ au}_{\scriptscriptstyle { m EN}}$	${ au}_{\scriptscriptstyle m NV}$	${ au}_{\scriptscriptstyle m VE}$
15mm	7.18	4.59	4.70	3.91	-0.98	-0.09
250mm	4.24	3.10	3.40	4.28	-1.80	1.92

表-6 SH-2における応力測定結果(MPa)

測定深度	$\sigma_{\scriptscriptstyle ext{\tiny E}}$	$\sigma_{\scriptscriptstyle m N}$	$\sigma_{ m v}$	${ au}_{\scriptscriptstyle{ m EN}}$	$ au_{\scriptscriptstyle m NV}$	$ au_{\scriptscriptstyle m VE}$
15mm	6.90	1.42	4.00	4.23	1.59	-0.43
250mm	4.15	0.79	1.79	3.55	0.98	2.09
500mm	12.98	5.71	14.40	7.28	0.69	1.15
1000mm	5.13	-3.41	6.55	5.59	0.44	-0.01
2000mm	4.27	-1.59	4.47	4.33	-1.08	0.60

表-7 SH-3における応力測定結果(MPa)

測定深度	$\sigma_{\scriptscriptstyle ext{\tiny E}}$	$\sigma_{\scriptscriptstyle m N}$	$\sigma_{ m v}$	${ au}_{\scriptscriptstyle { m EN}}$	$ au_{ m \scriptscriptstyle NV}$	$ au_{\scriptscriptstyle m VE}$
15mm	6.59	3.57	4.93	4.22	-0.69	-1.58
250mm	5.28	1.55	3.96	3.11	0.69	-0.13
1000mm	6.37	4.56	2.90	2.74	-1.11	3.34

5. 結言

札幌市常盤の溶結凝灰岩採石場でパイロット孔壁変 形法を用いた原位置岩盤応力測定を行った.

測定深度は最大2 m程度であるが湧水がある下向き 測定孔においても、実技的なトラブルなく、測定を実 施することができ、一部を除いて概ね妥当な値が得ら れた.

下向き測定ではいずれもほぼ水平な最大主応力1~3 MPa,最小主応力1 MPa程度を得た.側壁の測定では, -3 MPa~1 MPaで側壁にほぼ垂直な最小主応力,ほぼ 側壁に平行な7~9 MPaの最大主応力,ほぼ鉛直な4 MPa程度の中間主応力が得られた.後二者は,採掘に 伴う応力集中によるものであり,当該採石場の側壁に おける過去の数度の山はねの原因であると考察した.

参考文献

 坂口 清敏,吉田 宣生,南 将行,原 雅人,鈴木 康正,松木 浩二:資源と素材, Vol. 122, No. 6,7, pp.338-344, 2006.



- (c)パイロット孔壁変形法(平均値)図-11 SB-2における水平面内主応力の比較
- 2) J.C. Jaeger and N.G.W. Cook: *Fundamentals of Rock Mechanics*, *3rd. edition*, (Chapman and Hall, London 1979)
- 3) H. N. Ghimire, 石島 洋二, 菅原 隆之, 中間 茂雄: 資源と素材, Vol. 120, No. 1, pp.32-38, 2004.
- 4) 李 基夏,石島 洋二,菅原 隆之,藤井 義明:第35 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集,pp.155-160,2006.
- 5) 李 基夏,石島 洋二,菅原 隆之,藤井 義明:資源 と素材, Vol. 123, No. 6,7, pp.336-341, 2007.
- 6) 石井 啓滋:定方位コアを用いた初期地圧測定法に関す る研究,北海道大学資源開発工学科卒論,1995.
- 利光 立行:地表近傍で起こる地圧現象に関する研究, 北海道大学大学院工学研究科修論,1996.

IN-SITU 3-DIMENSIONAL STRESS MEASUREMENT WITH PILOT HOLE WALL DEFORMATION METHOD

Kiha LEE, Takayuki SUGAWARA and Yoshiaki FUJII

Pilot hole wall deformation method is a stress measurement method in which diameter change in three directions and axial deformation along four lines of the pilot hole drilled from the bore hole bottom are measured with displacement sensors and in-situ three dimentional stress state is calculated. In-situ stress measurements were carried out at a Shikotsu welded tuff quarry with the method. No trouble was experienced even for downward holes with water flow. The estimated in-situ stress states seemed fair except for a few exceptions.