小口径 3 次元水圧破碎法による地殻応力の繰り返し測定

——六甲諏訪山実験坑——

京都大学理学部地球物理学教室*¹ 黒石 裕樹*²・小笠原 宏

竹内 智一・田中 豊

山口大学工学部資源工学科*³ 水田 義明

(昭和 63 年 4 月 1 日受付・昭和 63 年 5 月 31 日受理)

Repeated Measurements of *In-Situ* Three-Dimensional Stress by Hydraulic Fracturing Method in Small Boreholes

—Rokko-Suwayama Test Site—

Yuki KUROISHI, Hiroshi OGASAWARA, Tomokazu TAKEUCHI, Yutaka TANAKA,

Geophysical Institute, Kyoto University, Oiwake-cho, Kitashirakawa, Sakyo-ku, Kyoto 606

and Yoshiaki MIZUTA

Department of Mining and Mineral Engineering, Yamaguchi University, Tokiwadai 2557, Ube 755

(Received April 1, 1988; Accepted May 31, 1988)

Crustal stress measurements were carried out monthly by a hydraulic fracturing method at the Rokko-Suwayama test site in Hyogo Prefecture. To determine a three-dimensional stress state, the measurements were made in three boreholes with lengths of about 15 m and independent directions. The purpose of the measurements was to obtain basic data (1) to ascertain the reproducibility of a determined stress state and (2) to examine the applicability of the method to detecting a change in a stress state with time. To this end, exactly the same fractures were reopened in each measurement. During reopening them, the secondary-breakdown and the stable-flow pressures were measured. In order to attenuate pulsations of about 2-3 MPa in hydraulic pressure, an accumulator was engaged in the measurements. The accumulator consequently reduced the error of the measurements to about one-tenth compared with that of the previous ones. The stresses thus obtained were discussed in detail. It was ascertained that the method presently improved can detect a change with time of about 0.5 MPa (10%) and a change of 10° in a direction of principal axis.

§ 1. はじめに

地殻応力の測定は各地で行われており、地殻応力の深度勾配や地域分布を知るために、あるいは、技術改良を行って応力の時間変化を検出できるまで測定精度を高めるために、さまざまな努力がなされている。応力の時間変化を検出する試みはこれまでもいくつか報告されているが、現場絶対応力測定の手法によって、同一地点で

絶対応力を繰り返し測定することは容易でないと考えられていた。確かに、応力解放法では絶対応力を同一地点で繰り返し測定することは原理上困難である。しかし、水圧破碎法によれば可能である。例えば、荻野・他 (1984), MIZUTA *et al.* (1987) および水田・他 (1987) は、水圧破碎法による同一地点における繰り返し測定によって、坑道掘進に伴う絶対応力の変化を検出することに成功している。そこで著者らは、彼らが用いた手法、すなわち、小口径 3 次元水圧破碎法 (§ 2 参照) を導入し、より小さい応力の時間変化を検出することを試みた。黒石 (1985) は、岩盤内の応力変化を検出できる程度まで

昭和 61 年 4 月 2 日発表

*¹ 〒606 京都市左京区北白川追分町

*² 現所属: 国土地理院

*³ 〒755 宇部市宮盤台 2557

精度を向上させるため、測定システムの改良と解析方法の検討を行い、改良された手法によって約6ヶ月間にわ

たって毎月繰り返し応力測定を実施した。そして、測定結果には再現性が十分あり、今後、応力値に0.5~1 MPa (現場応力の5~10%),あるいは、最大主応力軸方向に10°以上の変化があれば、それを検出できることを指摘した。著者らは、その後さらに3ヶ月間の測定を行い、その可能性が確かなものであることを知ることができたので、ここに報告する。

なお、本論文においては応力および水圧とともに圧縮を正とする。

§ 2. 方 法

2.1. 水圧 破 砕

ボアホールを2つのパッカーで密閉した加圧区間に注水すると、亀裂が生ずる (Fig. 1). ボアホール軸に沿う方向のものは縦亀裂 (Fig. 1(a)), ボアホールに斜交するものは横亀裂 (Fig. (b)) と呼ばれ、どちらが生ずるかは、岩盤の応力状態 [例えば, MIZUTA and KOBAYASHI (1980a, 1980b)], 破壊強度の異方性あるいは注水速度 [例えば, CORNET and VALETTE (1984)] によることが理論や岩石実験から知られている。

生じた亀裂を開閉させる時、Fig. 2 に示すような水圧変化が観測される。この水圧変化は2種類に大別され、一つは、注水を停止すると急速に水圧が低下するもの

Fig. 1. Schematic illustrations of two types of fractures. Water is injected into the intervals sealed up with a pair of packers. Injected water flows into fractures as shown by small arrows. (a) A longitudinal fracture: once it extends beyond the packers as shown, it stops spreading and water becomes to flow stably. (b) A transverse fracture: during an injection of water, this fracture keeps spreading.

Fig. 2. Typical examples of the pressure and the flow rate of injected water, recorded during the reopening procedures in the present measurements. (a) The record for the longitudinal fracture which extends beyond the packers as shown in Fig. 1(a). (b) The record for the transverse fracture as shown in Fig. 1(b) or the longitudinal fracture which does not extend the packers. P_{sb} and P_s indicate the secondary-breakdown and shut-in pressures, respectively.

(Fig. 2(a)), もう一つは注水を停止した時にある程度水圧が低下した後は徐々に水圧が落ち着いてゆくもの (Fig. 2(b)) である。前者は、ボアホールを越えて成長している縦亀裂 (Fig. 1(a)) を開閉させる際に、加圧区間→亀裂→加圧区間外のボアホール、と巡る流れができた場合に観測され、後者は、横亀裂 (Fig. 1(b)) を開閉させるときや、パッカーを越えるほどは成長していない縦亀裂を開閉させるときに観測される。

2.2. 亀裂開閉時の水圧と岩盤応力との関係

著者らの繰り返し測定は、初期破碎によってできた亀裂または既存の亀裂を対象に行われる。

既存の縦亀裂は、加圧区間の水圧がボアホール壁面における亀裂に垂直な方向の応力と等しくなると開くと考えられ、そのときの水圧 (P_{sb} ; secondary-breakdown pressure) は岩盤内の応力によって次のように表される [例えば, SCHEIDEGGER (1962), FAIRHURST (1964)]:

$$P_{sb} = 3\sigma_{II} - \sigma_I - P_0 \quad (1)$$

ここに、 σ_I および σ_{II} は、それぞれ亀裂に平行および垂直な方向の岩盤内の法線応力である (Fig. 1(a))。 P_0 は間隙水圧である。今回の測定は孔口からの深度が 10 m 前後であることから P_0 は無視する。

既存の横亀裂が開く場合は、 P_{sb} と岩盤応力は次のように表される [例えば, HAYASHI *et al.* (1985)]:

$$P_{sb} = S_n \quad (2)$$

ここに、 S_n は、ボアホール壁面における応力で、亀裂に垂直な方向のものである。 S_n は、岩壁内の応力と亀裂が開き始めた地点の方位とから決定できる。しかし、式 (2) は、式 (1) や (3) に比べて複雑である上、観測された P_{sb} が亀裂のどの地点が開き始めたときのものであるかを同定する事は困難であるため、著者らは岩盤応力を決定する際に式 (2) を使用しない。 S_n の具体的な形は、例えば、HAYASHI *et al.* (1985) を参照されたい。

Fig. 2(b) のような水圧変化が観測された場合、亀裂が開じる時の水圧 (P_s ; いわゆる instantaneous shut-in pressure; Fig. 2(b) 中▼) は、亀裂に垂直な方向の岩盤応力 σ_{II} と等しいと考えられ、次のように表される [例えば, SCHEIDEGGER (1962), FAIRHURST (1964)]:

$$P_s = \sigma_{II} \quad (3)$$

この関係は、縦亀裂の場合も横亀裂の場合も成り立つと考えられている。

Fig. 1(a) のようにパッカーを越える縦亀裂を開かせた後に低流量の水を注入し続けると、定常的な水流ができる。このときの水圧 (P_{st} ; stable-flow pressure) は、岩盤内の σ_{II} と以下のような実験式で表されることが数値解析と岩石試験によって確かめられている [例えば, MIZUTA and KOBAYASHI (1980a, 1980b), MIZUTA and

FAIRHURST (1983)].

$$P_{st} = \sigma_{II} / f \quad (4)$$

ここに、 f は流量、流体の粘性およびパッカーの大きさに依存する定数であり、経験的に決定される (2.4. 参照)。

2.3. 仮定と岩盤応力決定法

水圧破碎から岩盤応力を決定する方法はいくつか提案されているが、これらの違いは、仮定と採用する関係式にある。Table 1 にこれらを簡単にまとめた。

伝統的な方法では、鉛直ボアホールにおいて縦亀裂を開閉させ、 σ_I および σ_{II} が水平面内の最大および最小主応力 (それぞれ σ_{Hmax} および σ_{Hmin}) に等しく、亀裂の方位が σ_{Hmax} の方向であると仮定する。そして、 P_{sb} と P_s とから σ_{Hmax} と σ_{Hmin} の大きさを知り、亀裂の方位から σ_{Hmax} の方位を知る。わが国では、例えば、国立防災科学技術センターがこの手法を用いて地殻応力測定を行っている [例えば, TSUKAHARA and IKEDA (1987)]。

CORNET and VALETTE (1984) は、伝統的な方法の仮定は採用せず、水平応力の深さ変化が直線的であると仮定することによって、深度が大きく異なる多くの測定データを総合し、深さとともに直線的に変化する水平面内の応力を最小二乗法によって決定している。

以上は岩盤応力を 2 次的に決定する方法である。岩盤応力を 3 次的に決定するものとしては、例えば、以下の 3 つの方法がある。

MIZUTA and FAIRHURST (1983) は、伝統的な方法の仮定は採用せず、複数の方向が異なるボアホール内において縦および横亀裂を開閉させたときの水圧データを総合し、測定地点付近の平均的な岩盤応力を最小二乗法によって 3 次的に決定する方法を提案した。パッカーを越える縦亀裂を生じさせ、式 (4) を用いることが以下の 2 つの方法と異なる。

HAYASHI *et al.* (1985) の方法は、縦亀裂開閉時に得られる σ_I および σ_{II} については伝統的な方法と同じ仮定を採用し、横亀裂の P_{sb} と P_s と岩盤応力との関係式として式 (2) および (3) を採用している。加圧区間のボアホール壁面に周方向の V 字の溝 (notch) を人工的に切り込み、亀裂を誘発させることに成功した場合は、これを開閉させるときの水圧と岩盤応力との関係も用いる。一本の鉛直ボアホール内の最寄りの地点の縦亀裂と横亀裂あるいはノッチに誘発された亀裂、つまり 2, 3 カ所の亀裂を開閉させることによって得られる水圧データから、それらの亀裂近傍の岩盤応力を 3 次的に決定する。

小杉・他 (1987) の方法は、縦亀裂を開閉させて σ_{II} を得る方法が異なる以外は MIZUTA and FAIRHURST (1983) と同じである。

Table 1. Methods to determine *in-situ* stress from hydraulic fracturing data.

Reference	Borehole	Reopened fracture	Employed equation	Specified assumption	Feature
Two-Dimensional Stress Determination					
Conventional	Vertical; ϕ 150~200 mm	L	(1) & (3)	$\sigma_I = \sigma_{Hmax}$ $\sigma_{II} = \sigma_{Hmin}$	Determining depth gradient
CORNET & VALETTE	Vertical; ϕ 165 mm	L & T	(1) & (3)	Linear increase with depth	
Three-Dimensional Stress Determination					
MIZUTA & FAIRHURST	Arbitrary; ϕ 48 mm	L & T	(1), (3) & (4)	None	Employing stable-flow pressure
HAYASHI <i>et al.</i>	Arbitrary; ϕ 100 mm	L, T & A	(1), (2), (3) & A	$\sigma_I = \sigma_{Bmax}$ $\sigma_{II} = \sigma_{Bmin}$ and etc.	Using artificial notch. Only one borehole
KOSUGI <i>et al.</i>	Arbitrary; ϕ 56 mm	L & T	(1) & (3)	None	

L: Longitudinal fracture. T: Transverse fracture. A: Artificial notch.

σ_{Hmax} and σ_{Hmin} : Horizontal maximum and minimum principal stresses, respectively.

σ_{Bmax} and σ_{Bmin} : Maximum and minimum principal stresses in the plane normal to the borehole axis.

岩盤応力の時間変化を得ようとする場合は、主応力方位の変化も検知できなければならないことから、亀裂の方位が主応力の方位に等しいと仮定する HAYASHI *et al.* (1985) の方法は有効ではない。繰り返し測定においてパッカーの設置誤差の影響をできるだけ軽減させるためには、パッカーに比べてできるだけ長い縦亀裂を初期破碎の際に生じさせることが望ましく、自ずと式(4)からしか σ_{II} を知る事ができないことになる。従って、岩盤応力の時間変化の観測には MIZUTA and FAIRHURST (1983) の方法が有効と考えられる。荻野・他(1984)、水田・他(1987)、MIZUTA *et al.* (1987) は、MIZUTA and FAIRHURST (1983) の方法によって、坑道掘削に伴う岩盤応力を検出している。著者らも MIZUTA and FAIRHURST (1983) の方法を使用した。著者らは、MIZUTA and FAIRHURST (1983) の方法が他に比べて小さい口径のボアホールを使用する (Table 1 参照) ことから、この方法を小口径 3 次元水圧破碎法と呼んでいる。

2.4. 水圧データの解釈と観測方程式

P_{sb} は、HICKMAN and ZOBACK (1982) にない、圧力—時間曲線上において、水の圧入開始後水圧変化速度が変わり始めた点 (傾きが変わり始めた点; Fig. 2(a) 中の●) の水圧とした。また、再開口は 3 ないし 4 回繰り返し再現性をチェックした (Fig. 2(a))。

応力場を最小二乗法で決定する際に、流量が $25 \text{ cm}^3/\text{s}$ のときの P_{st} を用いた場合、 f が 0.78 という値のときに残差二乗和が最小となった。このため、 f は 0.78 とし、式(4)と流量が $25 \text{ cm}^3/\text{s}$ のときの P_{st} とから σ_{II} を得た [黒石 (1985)]。

横亀裂の場合は、Fig. 2(b) の▼に示すように P_s が明

瞭にみられるため、式(3)を用いた。

岩盤内の応力 σ_I および σ_{II} は、亀裂の方向をもとに座標変換を行えば、O-NWZ 系の 3 次元応力 6 成分 $\sigma_N, \sigma_W, \sigma_Z, \tau_{WZ}, \tau_{ZN}, \tau_{NW}$ を用いて、次のように表すことができる：

$$\sigma_{II} = \{T_{II}\} \Sigma; \quad \sigma_{III} = \{T_{III}\} \Sigma \quad (5)$$

ここに、添え字 i は亀裂識別番号、 $\{T_{II}\}$ および $\{T_{III}\}$ は座標変換係数からなる行ベクトル、 Σ は 3 次元応力 6 成分からなる列ベクトルである。 $\{T_{II}\}$ および $\{T_{III}\}$ の具体的な形は、例えば、中島・田中 (1980) を参考にされたい。式(1)、(3) および (4) に式(5)を代入すれば、 P_{sb}, P_{st} および P_s と Σ とは以下のような関係式で表される：

$$\begin{aligned} P_{sb} &= \{-\{T_{II}\} + 3\{T_{III}\}\} \Sigma \\ P_{st} &= 1/0.78 \{T_{III}\} \Sigma \\ P_s &= \{T_{III}\} \Sigma \end{aligned} \quad (6)$$

これらを観測方程式とすれば、最小二乗法によって岩盤内の 3 次元応力状態を知ることができる。

通常は 3 本のボアホールが掘削され、各ボアホール内に縦亀裂をいくつかずつ生成させるように測定が計画される。場合によっては既存の横亀裂を開閉させるように計画されることもある。この過程を繰り返し行えば、岩盤内の 3 次元応力の時間変化を知ることができる。岩盤応力変化が小さい場合は、それは、 σ_I, σ_{II} の変化として現れる。変化が大きい場合は、新たな方向に亀裂が生じることが実験的に確かめられている [荻野・他 (1984)、水田・他 (1987) および MIZUTA *et al.* (1987)]。

Fig. 3. A location and geological map around the Rokko Suwayama test site. [simplified from HUZITA and KASAMA (1983)]

Fig. 4. Measurement site. (a) The plane view; (b) the vertical section normal to the axis of Nunobiki tunnel. Borehole numbers are shown by numerals. 8-element gauge and 16-element gauge methods, which are the overcoring methods, were carried out in 1983 by TAKEUCHI *et al.* (1984) and in June 1986 by KUROISHI *et al.* (1986), respectively. The hydraulic fracturings were repeatedly carried out by the present authors. Diameters of boreholes with numbers from 1 to 5 are 146 mm, while those with numbers from 6 to 8 are 48 mm.

§ 3. 測定と結果

3.1. 六甲諏訪山実験坑における繰り返し測定

測定は、新幹線新神戸駅からほぼ西に延びる山麓バイパス布引トンネル（延長約 2700 m）内の非常駐車帯にある六甲諏訪山実験坑において行った。実験坑の標高は 101 m であり、地表からの深度は 82 m である。現場は布引断層と諏訪山断層の 2 つの活断層の間に位置するが、岩盤は堅固である。岩種は花崗閃緑岩である (Fig. 3)。ボアホール No.1～No.5 (ϕ 146 mm) は 1983 年に、No.6～No.8 (ϕ 48 mm) が今回新たに、掘削されたものである (Fig. 4)。各ボアホールは幾つかの湧水脈を貫い

ており、湧水量は、合計約 200 cm³/s である。破碎に用いる水と岩盤との温度差は 10℃を越える（ポンプの目詰まり避けるため、破碎には、坑内の湧水は使用せず、坑外の水道水を使用している）ことがあると思われる。また、気温の年較差は十数℃である。

まず、予備調査としてボーリングコアを観察し既存の亀裂が少ない地点を大まかに選定した後、それらの地点においてリーク (P_{sl} に満たない水圧を加える) テストによって水漏れの無いことを確認し、さらに、念のためインプレッション・パッカーによって型取りを行った。このようにして、ボアホール No. 6～8 内で既存の亀裂が

Table 2. Fracture pattern and direction at measurement point.

Borehole Dip Azimuth	Measurement point Depth (m)	Fracture pattern		Direction of normal to the fracture	
				Dip $\pm$ s. d.	Azimuth $\pm$ s. d.
No.6 21° N23.5°E	15.0	T	P	23.1° $\pm$ 0.8°	S39.5°W $\pm$ 0.6°
	13.5*	L	N	35.1° $\pm$ 8.1°	N82.1°W $\pm$ 4.8°
	12.0	T	P	22.4° $\pm$ 0.7°	N14.2°E $\pm$ 0.5°
	10.5*	L	N	30.6° $\pm$ 4.5°	N79.6°W $\pm$ 2.4°
	8.0	L	P	25.1° $\pm$ 0.9°	N76.8°W $\pm$ 0.4°
No. 7 19° N59.0°W	16.0*	L	N	3.8° $\pm$ 4.7°	N32.3°E $\pm$ 1.6°
	16.0	T	P	59.8° $\pm$ 1.3°	S 8.3°E $\pm$ 3.0°
	16.0	T	P	17.9° $\pm$ 1.6°	N77.2°W $\pm$ 2.0°
	14.5	T	P	27.6° $\pm$ 0.4°	N58.8°W $\pm$ 0.4°
	12.5*	L	N	0.9° $\pm$ 7.6°	N31.3°E $\pm$ 2.6°
	11.0	T	P	26.9° $\pm$ 1.4°	N61.1°W $\pm$ 1.9°
	9.65*	L	P	67.6° $\pm$ 3.1°	N87.9°E $\pm$ 13.5°
No. 8 74° N33.0°W	15.0	L	P	11.2° $\pm$ 2.8°	S79.1°E $\pm$ 14.0°
	13.5*	L	N	9.8° $\pm$ 2.0°	S20.1°W $\pm$ 8.9°
	10.65*	L	N	15.8° $\pm$ 0.5°	S24.7°E $\pm$ 12.5°
	9.15	L	N	9.5° $\pm$ 2.5°	S87.1°E $\pm$ 10.9°

* Repeated measurement point.

L : Longitudinal fracture.

T : Transverse fracture.

N : New fracture made by hydraulic fracturing.

P : Pre-existing fracture.

無い地点を選定し、これらの地点において、1985年6月に初期破砕を行った。初期破砕では加圧区間を長くとり (155 mm)、2回目以降の繰り返し測定に用いるパッカー (加圧区間長 95 mm) に比べて十分に長い縦亀裂を生成させた。これにより、パッカー再設置の際に設置誤差が多少あっても、初期破砕によりできた亀裂が加圧区間に確実に配置される。

繰り返し測定は、1985年6月、8月、10月、11月、12月、1986年1月、2月、3月、4月、の計9回行った。Table 2に初期破砕地点、以後の繰り返し測定地点と亀裂に関するデータを示す。10月以降の測定は、初期破砕によって縦亀裂が生成された7地点 (Table 2中の*) のみについて行った。なお、No. 7の16 mの地点には縦亀裂と横亀裂が混在 (Table 2) しており、測定時期によって、Fig. 2(a)と類似の水圧-時間曲線が得られたり、Fig. 2(b)と類似の曲線が得られたりすることから、それぞれ、縦亀裂が開いたり横亀裂が開いたりしているものと思われる。

3.2. 計測システムとその改良

測定システム (Fig. 5) は、Mizuta and Fairhurst (1983)、荻野・他 (1984)、Mizuta *et al.* (1987) および水田・他 (1987) によって構成・改良されたものを基本と

した。縦亀裂を開閉させる場合、 σ_{II} を知るには低流量の定常流を作る必要があるため、低流量で水を送り出すこともでき、かつ、流量制御が容易なポンプ (フジキン社製 provider JHP300W) を使用した。しかし、このポンプは単気筒構造のため、振幅 2~3 MPa に及ぶ脈動があり、1986年6, 8月までは測定に悪影響を及ぼしていた。そこで、黒石 (1985) は、アキュムレータを導入 (Fig. 5) し脈動を 1/10 程度に減衰させた。アキュムレータの効果を Fig. 6 に示す。この改良によって、1986年10月以降は P_{sb} , P_s および P_{st} の読み取り誤差がそれ以前の 1/10 程度にまで小さくすることができた。

加圧区間の水圧変化は、パッカー内の圧力センサー (共和電業社 PGM-500 KD; 耐圧約 50 MPa, 非直線性 0.5%, 0.25 MPa 以内; Fig. 5 の PT1) で捉えられ、孔外のパーソナルコンピュータの CRT とペンレコーダーでモニターされ、フロッピーディスクに記録される。流量も同時に測定される。データのサンプリング間隔は、再開口の過程では急激な圧力変化を捉えることができるように 50 ms であり、定常流の過程では 500 ms である。

3.3. 測定された水圧と求められた岩盤応力の再現性

P_{sb} , P_{st} の測定時期による違いの一例を Fig. 7 に示す。

Fig. 5. Measurement system constructed on the basis of equipments developed by MIZUTA and FAIRHURST (1983) and revised by OGINO *et al.* (1984) [modified from OGINO *et al.* (1984)]. An accumulator is added by the present authors to attenuate large pulsations in hydraulic pressure.

Fig. 6. Effect of an accumulator. (upper) Without an accumulator; hydraulic pulsations are 2-3 MPa. (lower) An accumulator depresses the pulsations down to 0.2-0.3 MPa.

これらは、値が最も安定している測点（ボアホール No. 8、孔口からの深度 10.65 m）のものである。この測点の加圧区間とその付近には、初期破砕によってできた縦亀裂以外に、既存の亀裂や破砕部が存在せず（Fig. 10 参照）。他の測点に比べて岩盤条件がよい。Fig. 7 には 1985 年 10 月から 1986 年 4 月にかけて 1 MPa 程度のゆるやかな変化が見られる（§ 4 で議論）が、この測点については誤差 ± 0.5 MPa 程度で再現性があると言える。他の測点における P_{sb} 、 P_{st} は、この測点に比べて細かいバラつきがやや大きい、やはり誤差 ± 0.5 MPa 程度で再現性があると言える。結果として、岩盤条件が良ければ測定される水圧には誤差 ± 0.5 MPa で再現性があると結論される。

Fig. 7. Plots of P_{sb} and P_{st} (stable-flow pressure) versus month for the fracture at a depth of 10.65 m in the borehole of No. 8.

今回の繰り返し測定では、毎回同じ 7 箇所の縦亀裂（Table 2 中の * で示された亀裂）を開閉させた。§ 4 に述べるように今回の測定を通じて新しい亀裂ができたり、亀裂の状態が変化したりした様子は見られなかったため、解析の際には亀裂の方位傾斜角として毎回同じ値を用いた。小数の異常なデータの影響を抑えるために適合型 Biweight 法 [中川・小柳 (1982)] によって各データの重みを調節し、この 7 箇所で得られた水圧データセットから 3 次元応力 6 成分の最小二乗解を求めた。

Fig. 8 には、3次元主応力軸のウルフネット下半球投影と水平面内主応力の、Fig. 9 には最大、中間および最小主応力 (σ_1 , σ_2 および σ_3) の大きさの測定時期による違いを示す。最大主応力軸の方向にはほとんど違いが見られず、誤差 $\pm 10^\circ$ 程度で再現性があるといえる。これに

Fig. 8. Three-dimensional principal stresses projected onto the lower hemisphere of Wulff's net and horizontal principal stresses shown by crosses. σ_1 , σ_2 and σ_3 indicate the maximum, the intermediate and the minimum principal stresses, respectively.

対し、 σ_2 と σ_3 の軸方向は σ_1 の軸方向に比べてばらつきが大きい。これは、六甲諏訪山実験坑が $\sigma_2 \approx \sigma_3$ という応力状態 (Fig. 9 参照) にあったことに起因しており、今回用いた手法そのものが原因ではない: $\sigma_2 \approx \sigma_3$ の場合、 σ_2 と σ_3 の決定誤差がわずかであっても、その主軸方向の決定誤差が大きくなるからである。主応力の大きさについては、1986年1月の測定だけが他の月と異なるが、この一因としてはポンプの調子が非常に悪かったことが考えられる。これを除くと、主応力の大きさについても、誤差 ± 0.5 MPa で再現性があると言えよう。

§ 4. 議 論

見かけ上応力変化として現れるおそれのあるものについて考察する。

破碎箇所が異なると、測定される値も当然変化するが、パッカーは金属ロッドに装着されてボアホール内に挿入されるため、加圧区間が1 cm 以上ずれることはない。従って、パッカーの設置誤差による見かけ上の応力

Fig. 9. Plots of σ_1 , σ_2 and σ_3 versus month. Standard deviations are shown by error bars. The standard deviations in April 1986 were not determined because of not enough data.

Replicas of Fractures

Fig. 10. Replicas of fractures at a depth of 10.65 meters in the borehole of No. 8. The intervals pressurized by water are shown by pairs of arrows. (a): obtained in July 1985 (b): in January 1986.

Fig. 11. σ_1 , σ_2 , σ_3 and horizontal principal stresses obtained by overcoring methods. (a) By 8-element gauge method in 1983 [TAKEUCHI *et al.* (1984)] and (b) by 16-element gauge method in June 1986 [KUROISHI *et al.* (1986)].

変化は観測結果には現れないと思われる。

1985年6月から1986年4月にかけて、多いところでは、約40回亀裂を急激に開閉させた（繰り返し測定を9回実施；毎回再開口の過程を3ないし4サイクル）。亀裂の状態の変化と新しい亀裂の生成を調べるために、1986年1月の測定後、亀裂の型取りを行い、初期破碎直後のものと比較した。Fig. 10に一例を示すが、全7地点ともボアホール壁面で見える限りにおいては、初期破碎でできた亀裂が伸長した形跡や、新しい亀裂は見出せなかった。

P_{st} は流量に依存するために、計測誤差の影響を受ける。流量は、11月以前は、ポンプのピストンが一定回数上下するために要する時間（手動計時）とピストン排水量とから計算していたが、12月以降は流量計によって測定している。比較測定の結果、両者の流量値は $\pm 5\%$ 以内で一致しており、流量計測方法の違いも決定された応力に影響を及ぼしていない [黒石 (1985)]。

今回得られた応力変化のうち、緩やかな1 MPa程度の变化 (Figs. 7, 9) について考察する。現場の岩盤のヤング率が約60 GPaであるから、1 MPaは約 2×10^{-5} の歪に相当し、通常観測される地殻変動に比べてやや大きすぎる。また、間隙水圧の変化にその原因を求めるとしても、100 mにもおよぶ水位変化が必要であるから現実的ではない。

岩石の膨脹率は $10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ のオーダーである。トンネル内の気温年較差は十数 $^{\circ}\text{C}$ であるから単純計算では1 MPa程度の応力変化として現れる可能性がある。しかし、測定地点は岩盤内約10 mの深さにあるため、測定地点の温度変化は無視できるほど小さいと思われ、測定

地点の温度変化が直接応力変化に現れているとは考えにくい。ただ、トンネルの直径が約12 m (Fig. 4)であるため、トンネル壁面における熱歪の影響が測定地点にまで及んでいる可能性はある。また、岩盤と破碎に用いる水との温度差が大きい夏季および冬季では、圧力センサー部の温度が注水に伴って急変すると、圧力センサーが水温変化にも応答してしまうおそれもある。これらは、今後温度データと比較した上で検討すべき課題である。

ところで、六甲諏訪山実験坑においては、2種類の応力解放法（8素子平面孔底歪法 [竹内・他 (1984)] と16素子球状孔底歪法 [黒石・他 (1986)]；それぞれ Fig. 4中の○および●）によっても応力測定が行われている。これらの結果と比較すると、水平面内の応力状態はよく一致するものの、3次元的には一致しない (Fig. 8, 11 参照)。この不一致の解釈の一つとしては、応力場がトンネルや湧水脈によって乱されているため、それぞれの測定地点 (Fig. 4) の応力状態がもともと異なっていたという考えが挙げられる [黒石 (1985)]。今回の現場以外では、六甲布施畑ポンプ場 [竹内・他 (1985)] と、亀裂による応力場の擾乱が小さいと思われる宝殿採石場において [西日本地殻応力調査班 (1987)] 応力解放法と水圧破碎法の比較測定が行われている。上記の不一致については、これらの結果と合わせ、別の機会に検討される予定である。

今回わかった応力変化検出限界は、岩盤応力レベルが数 MPa 程度の地点に対するものであり、これより岩盤応力が高いあるいは小さい状態ではどの程度まで応力変化を検出できるかはわからない。種々の応力状態における測定例を得る必要がある。

応力の相対的な変化の連続観測の手法は現在までに幾つか報告されており、例えば、大中 (1984) の埋め込み式応力変化計による応力変化の検出限界は計算上0.001 MPaである。現実には様々な擾乱のために幾分大きな値になるとしても、今回研究された手法の0.5 MPaに比べて桁違いに優れていると言えるであろう。しかし、一般に、歪や応力の連続観測手法は経費や保守の手間のためにボアホール内の多点で観測するのが困難と予想されるのに対し、今回の手法は、ボアホールさえあれば、ボアホール内の多くの地点の絶対応力の変化を少ない経費で計測できる。また、連続観測の手法では、設置直後はドリフトが大きいため、設置直後の変動は解釈が難しいことが予想されるのに対し、今回の手法はボアホール掘削直後から計測を開始できる。従って、連続観測の手法は、微小な応力変化を長期的に監視するのに適し、今回の手法は、短期的で大きな応力変化を臨機応変に観測するのに適していると言えるであろう。例えば、ボア

ホールがもし地震の震源域に達していれば、本震後の応力再配分の過程を、直接観測できると期待される。また、小笠原(1988)が提案した、水平応力の深度勾配の分布から応力源を推定する方法を用いれば、地震の震央を囲む複数の地点における地震前後の測定値から、震源における応力降下量の分布を、ディスロケーションモデルとは独立に知ることができるであろう。

現在著者らが保有している水圧破碎機材では、孔口から深さ 30 m までしか 3 次元応力が測定できない。これ以上深い地点において 3 次元応力を測定するためには、傾斜している深いボアホールにおける計測技術の開発が必要である。特に km オーダーの深部については、1 本の鉛直ボアホール内における応力変化測定が現実的であるが、ボアホール内の隣接する地点においていろいろな方向の横亀裂を見つけることができれば、ただ 1 本の鉛直ボアホール内における測定だけからでも 3 次元絶対応力の変化を測定することが原理的には可能である。

§ 5. ま と め

小口径 3 次元水圧破碎法による地殻応力の測定は、黒石(1985)のシステム改良によって測定精度が向上した。その後得られたデータを合わせて詳しく検討した結果、黒石(1985)の六甲諏訪山実験坑における応力変化の検出限界(最大主応力軸方向で 10° 、大きさを 0.5 MPa)が妥当なものであると確認しただけでなく、岩盤条件さえ良ければ、より小さい変化を捉えることができる可能性を見出した。

六甲諏訪山実験坑における繰り返し測定の結果、岩盤応力レベルが数 MPa である地点の応力変化の検出限界を知ることができたが、この手法の応力変化の検出限界を知るためには、岩盤応力レベルが異なる別の現場における測定も必要であろう。

謝 辞

今回、神戸市道路公社の御好意により布引トンネル内で繰り返し測定を行うことができた。京都大学理学部藤森邦夫助手・鈎卯三郎技官からは、計測技術について多くの示唆と助言を頂いた。また、水圧破碎法の現場技術に関しては、同和工営(株)の加藤春實氏に助言と協力を頂いた。現場測定作業においては、京都大学地球物理学教室の土井恵二・福田正浩・藪田豊各氏をはじめとする大学院生・学生諸氏の助力を頂いた。

これらの方々に対し、深く感謝の意を表する次第である。

なお、データ処理の一部には京都大学大型計算機センターを利用した。

文 献

- CORNET, F. H. and B. VALETTE, 1984, *In situ* stress determination from hydraulic injection test data, J. Geophys. Res., **89**, 11527-11537.
- FAIRHURST, C., 1964, Measurement of *in-situ* rock stresses with particular reference to hydraulic fracturing, Rock Mech. Eng. Geol., **2**, 129-147.
- HAYASHI, K., T. SHOJI, H. NIITSUMA, T. ITO and H. ABE, 1985, A new *in-situ* tectonic stress measurements and its application to a geothermal model field, Trans. Geothermal Resources Council, **9**, Part II, 99-104.
- HICKMAN, S.H. and M. D. ZOBACK, 1982, The interpretation of hydraulic fracturing pressure-time data for *in-situ* stress determination, in Proceedings of the Workshop on Hydraulic Fracturing Stress Measurements, U. S. National Committee on Rock Mechanics, National Academy Press, Washington D. C., 44-54.
- 藤田和夫・笠間太郎, 1983, 神戸地域の地質, 地域地質研究報告 (5 万分の 1 図幅), 地質調査所.
- 小杉昌幸・厨川道雄・小林秀男・松永 烈, 1987, 地圧計測のための原位置水圧破碎実験, 一異方性岩石における水圧破碎に関する実験的研究 (第 5 報)一, 日本鉱業会誌, **103**, 1-8.
- 黒石裕樹, 1985, 水圧破碎法による地殻応力の繰り返し測定, 京都大学理学部修士論文.
- 黒石裕樹・小笠原宏・竹内智一・田中 豊・水田義明・斎藤敏明, 1986, 水圧破碎法と応力解放法による 3 次元地殻応力の比較測定 (2), 一六甲諏訪山実験坑における測定一, 地震学会講演予稿集, No. 1, 35.
- MIZUTA Y. and C. FAIRHURST, 1983, Rock mass behavior coupled with pressurized water flowing through the fracture, Hydraulic Fracturing and Geothermal Energy, Mechanics of Elastic and Inelastic Solids, Martinus Nijhoff, The Hague, **5**, 233-249.
- MIZUTA Y. and H. KOBAYASHI, 1980a, A study of inclined hydraulic fracturing in brittle and impermeable rock, Underground Rock Engineering Proc. 13th Canadian Rock Mech. Symp., Toronto, CIM Special Volume **22**, 17-23.
- MIZUTA Y. and H. KOBAYASHI, 1980b, Improved stress determination procedures by hydraulic fracturing, Technical Report to the U. S. Geological Survey, No. USDI-14-08-0001-17775.
- MIZUTA Y., O. SANO, S. OGINO and H. KATO, 1987, Three dimensional stress determination by hydraulic fracturing for underground excavation design, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., **24**, 15-29.
- 水田義明・佐野 修・荻野正二・落石雅宣・加藤春實, 1987, 初期応力および掘削に伴う応力変化を計測するための水圧破碎法による 3 次元応力測定, 日本鉱業会誌, **103**, 75-85.

- 中川 徹・小柳義夫, 1982, 最小二乗法による実験データ解析, 東京大学出版会.
- 中島 健・田中 豊, 1980, 平木鉾山における地殻応力測定(一)基礎的研究と応力変化測定を試み, 昭和53, 54年度文部省科学研究費補助金研究成果報告書資料.
- 西日本地殻応力調査班, 1987, 水圧破碎法と応力解放法による地殻応力の比較測定, 一兵庫県宝殿採石場一, 地震予知連絡会会報, 38, 460-462.
- 小笠原宏, 1988, 地殻応力測定の結果から地殻の“たわみ”と応力源を推定する一方法, 地震学会講演予稿集, No. 1, 121.
- 荻野正二・水田義明・佐野 修・北川亮三・斎藤敏明, 1984, 水圧破碎による3次元岩盤応力測定法の研究, 昭和58年度科学研究費補助金(試験研究(1))研究成果報告書.
- 大中康譽, 1984, 埋込式デジタル地殻応力計の開発, 地震学会講演予稿集, No. 1, 35.
- SCHEIDEGGER, A. E., 1962, Stress in earth's crust as determined from hydraulic fracturing data, Geol. Bauwes., 27, 45.
- 竹内智一・黒石裕樹・小笠原宏・田中 豊・佐野 修・田辺正文・水田義明, 1985, 水圧破碎法と応力解放法による3次元地殻応力の比較測定(1), 一六甲高塚山における測定一, 地震学会講演予稿集, No. 1, 208.
- 竹内智一・中島 健・小笠原宏・田中 豊・五福伊八郎・斎藤敏明, 1984, 応力解放法による地殻応力の測定(10), 一六甲諏訪山実験坑における測定一地震学会講演予稿集, No. 1, 251.
- TSUKAHARA, H. and R. IKEDA, 1987, Hydraulic fracturing stress measurements and *in-situ* stress field in the Kanto-Tokai area, Japan, Tectonophysics, 135, 329-345.