静岡県岡部町における水圧破壊法 による地殻応力の測定

国立防災科学技術センター 塚原弘昭・池田隆司・佐竹 洋
大竹政和・高橋 博

(昭和 53 年 11 月 9 日受理)

Hydrofracturing Stress Measurements at Okabe Town, Shizuoka Prefecture

Hiroaki TSUKAHARA, Ryuji IKEDA, Hiroshi SATAKE,
Masakazu OHTAKE, and Hiroshi TAKAHASHI

National Research Center for Disaster Prevention, Japan

(Received November 9, 1978)

We succeeded in an *in situ* measurement of the crustal stress by using the hydrofracturing method for the first time in Japan. It also was the first time in Japan that crustal stress measurements were made for the purpose of earthquake prediction studies.

Main parts of field experiments are to pump water into a selected interval of a measurement borehole, and to fracture the side wall of the hole by hydraulic pressure. A pair of "inflatable packers" is used to seal the interval. After the packers are recovered, the inclinations and azimuths of new fractures are observed with a "borehole televiewer". The horizontal principal stresses and their directions are calculated from the records of pressure change and the fracture azimuth. Measurements were carried out in two boreholes 100 m deep at Katsurajima and Miyajima in Okabe Town, Shizuoka Prefecture in Feb.-Mar., 1978. In the Katsurajima well, four measurements were made at depths between 57 and 100 m and two sets of hydrofracturing data were obtained. In the Miyajima well three measurements were made at depths between 80 and 90 m with satisfactory results.

The minimum and maximum horizontal compressive stresses at those experimental sites are calculated to be 32 to 53 bar and 58 to 79 bar, respectively. The stresses increase in proportion to the depth. All of the calculated horizontal stresses are greater than estimated vertical stresses due to overburden weight so that the least principal stress is vertical. The direction of the maximum compression was found to be N 40°E from televiewer observation of a new fracture at the 95 m-depth. This direction is not in agreement with the regional strain field obtained from geodetic survey. On the other hand, earthquake mechanism studies suggest a complicated feature of the stress field in this area.

Further, relations between fracture toughness and depths of radial cracks on borehole walls are derived from the hydrofracturing data. The depths of pre-existing cracks on the borehole walls at the test sites are estimated to be several mm from the relation.

This experiment reveals that the hydrofracturing method is successfully applied to such an active and complicated orogenic zone as the Japanese islands. However, the investigation

on the relation among the geodetic and seismic data and the *in situ* stress values is the subject for a future study.

§ 1. 序

地殻内の応力状態は、従来、測地測量や土地伸縮計・傾斜計・体積ひずみ計等による連続観測にもとづいて定性的に推定されてきた。しかし、これらの観測量から得られるひずみ量には、岩盤の弾性変形によるひずみのほかに、塑性流動によるひずみも含まれており、そのため、地下に蓄積されている応力に対応する弾性ひずみの蓄積量の大きさは、上記の観測結果だけでは算出できない。

地下に蓄積されている応力の値を直接測定した例は世界的にみても、まだきわめて限られたものしかない。現在開発されている直接測定の方法には、応力解放法、応力補償法、水圧破壊法がある。応力解放法および応力補償法による測定は、どちらもいちど測定点の応力を、岩盤から切り離すことによつて解放させる作業を含んでいるので、地表から（トンネル内の場合その壁面から）10 m より深い特定の場所で測定を行なうことは現在の技術では困難であり、地下深部の応力測定は不可能である。一方水圧破壊法は、掘削可能な深さまで応力測定可能であり、米国では、5,000 m 級の石油採掘井の廃坑を利用して、その坑底で測定した例がある [HAIMSON (1976)]。この点で水圧破壊法は他のすべての方法とくらべて、地下深部の応力状態を知ろうとする者にとつて最も魅力のある方法である。水圧破壊法の最大の欠点は、最大圧縮応力の値を求める際に必要となる地層の引張強度がばらつきをもつために、算出された最大圧縮応力の値の誤差の幅が大きい点であるとされている。しかし、破壊強度に無関係な新しい応力算出法が BREDEHOEFT *et al.* (1976), ZOBACK *et al.* (1977) により提案された。われわれはこの方法を採用することにより上述の問題点が解決できることを、今回の測定結果から確かめた。

地下深部における水圧破壊法による応力測定を可能にしたのは、石油採掘技術の発達によるものである。日本の場合、石油採掘のこのような特殊な技術の開発がおくれており、この方法による測定は行なわれなかつた。わが国では、応力解放法による 10 数カ所の測定結果が報告されているのみである [平松・岡(1963); 平松・他(1973); 御牧(1973); 岡・他(1976); 岡・他(1977)]。今回われわれは、米国の経験を参考にし、独自の技術開発も加味して水圧破壊法による地殻応力測定を実施した。

§ 2. 原 理

無限に広がった岩盤中に、深い鉛直の円孔がある場合を考える。岩盤に作用している応力の

主応力軸のひとつは円孔軸に平行とする。円孔軸に垂直な応力成分のうち、最大、最小圧縮応力をそれぞれ $\sigma_{H \max}$, $\sigma_{H \min}$ とする(圧縮を正とする)。円孔壁に既存割れ目がなく、不透水性で、力学的性質は等方的かつ破壊直前まで弾性体としてふるまうとすると、円孔壁の応力状態は2次元弾性論によつて算出することができる。これによれば、円孔壁面内で引張応力最大の場所は、 $\sigma_{H \min}$ に垂直な孔芯を通る面と、孔壁との交線上であり、引張応力の方向は、 $\sigma_{H \min}$ と平行である。この引張応力を F とすると (F は引張を正とする)、

$$F = \sigma_{H \max} - 3\sigma_{H \min} \quad (1)$$

であり、円孔内に流体圧 P が存在すれば、

$$F = \sigma_{H \max} - 3\sigma_{H \min} + P \quad (2)$$

である。ここで、(2)式の右边がこの岩盤を構成している岩石の引張強度 T 以上の値になればここに割れ目が生ずる。(2)式の右边の変数の中で、人為的に制御できる P の値を増加させて割れ目を生じさせ、そのときの流体圧を P_b^0 (破壊水圧; breakdown pressure) とすると、(2)式から、

$$P_b^0 = 3\sigma_{H \min} - \sigma_{H \max} + T \quad (3)$$

である。

一方、破壊後、流体圧を下げ、割れ目面と垂直な方向の地殻応力 $\sigma_{H \min}$ と、割れ目内の水圧とが平衡したときの水圧を P_s とすると、

$$P_s = \sigma_{H \min} \quad (4)$$

である。この状態は、流体圧が下降して、割れ目が完全に閉じる直前に実現する。したがつて、このときの P_s (割れ目閉口圧; instantaneous shut-in pressure) を測定することによつて $\sigma_{H \min}$ の値が得られる。 P_b^0 , T を知るにより、(3)式から $\sigma_{H \max}$ を算出することができる。 P_b^0 および P_s は、測定しようとする個所の水圧破壊により、また T は室内での水圧破壊実験、引張強度試験、圧裂試験等のいずれかにより得る。

ところで、(3)式中の引張強度 T の値は、ある範囲に分布するばらつきを含む値であるために、(3)式を使つて得られる $\sigma_{H \max}$ の値は、測定時の測定誤差のほかに、 T に含まれているばらつきを含むことになる。この欠点を改善するために T に無関係な式が(3)式のかわりに提案された [BREDEHOEFT *et al.* (1976); ZOBACK *et al.* (1977)]. すなわち、いちど水圧破壊した孔壁にふたたび水圧をかけ、同じ割れ目を再度開口させる。そのときの開口水圧を P_b^1 (割れ目閉口圧; reopening pressure) とすると、これは既存の割れ目が開口したのであるから、破壊強度 $T=0$ の孔壁が水圧破壊されたと考えることができる。したがつて、(3)式は、

$$P_b^1 = 3\sigma_{H \min} - \sigma_{H \max} \quad (5)$$

Fig. 1. Schematic illustration of the hydrofracturing stress measurement.

となる。開口現象が破壊現象にくらべてとらえにくいために、開口圧 P_o^1 は破壊圧 P_o^0 よりも検出しにくいという弱点はあるが水圧上昇を注意深く行なうことによつて十分検出可能である。ただし、(5) 式の右边が負になる場合、すなわち $3\sigma_{H\min} < \sigma_{H\max}$ の状態である場合は P_o^1 は実験的に検出不可能なので (3) 式を使わざるを得ない。今回の水圧破壊実験では P_o^1 を検出することができたので、(3) 式は用いずに (4), (5) 式によつて応力値を算出した。

なお、西松・他(1977)は2次元弾性論から得られる(3)式のかわりに応力拡大係数を考慮した線型破壊力学から得られる関係式を用いた方がより厳密な解が得られることを指摘している。これについては §5 で言及する。

§3. 測定方法および測定装置

測定手順の概略を Fig. 1 に示す。以下に、この図に従つて測定手順を述べる(説明の番号は図中の番号に対応する)。なお、測定手順、装置、技術についての詳細は別の報告[塚原・他(1978)]にゆずる。

(1) 測定地点に深さ 100 m、直径約 16 cm の測定井を掘削した。本実験では、深度 50～100 m 間で最適な数カ所を選定することとした。

(2) 測定に適する個所を選定するため、および水圧破壊前の既存の割れ目をチェックするために、孔径検層、音波検層、電気検層、坑井内テレビア (Borehole Televiewer, Simplec 社製) による孔壁の観察、を行なう。孔径、音波、電気検層は一般に広く利用されている検層

Fig. 2. Schematic illustration of the borehole televiewer.

Fig. 3. Inflatable packer.

(1) Before inflation, (2) Inflation, (3) Opening of injection ports, (4) Water injection, (5) Deflation.

1. Check valve, 2. Packer element, 3. Grooves for releasing, 4. Injection ports, 5. Shear pins, 6. Sleeve, 7. Weight, 8. Right-turn releasing thread, 9. Inflatable packer, 10. Injection valve.

であり、これによつて地層の状態を概略予想することができる。坑井内テレビュアは、超音波の反射強度の分布を、全孔壁にわたつて調べることのできる装置である。泥水中でも使えるところが特長である。わが国では、今回初めての使用経験であつた。Fig. 2 は坑井内テレビュ

アの機構および測定システム図である。共振周波数 1.2MHz の圧電素子から超音波を孔壁に向けて発振する(1秒間 2000 回), 孔壁からの反射波を同じ圧電素子が受振し, 受振した超音波強度を地上へ送信する。圧電素子は内蔵のモーターにより1秒間約3回で回転している。一定速度 (1.5 m/min) 以下でテレビュア本体を上または下方へ移動しながら, 反射強度を連続して測定することにより, 孔壁を螺旋状に計測することになり, 孔壁全面にわたる反射強度分布を計測できる。磁北の方向は内蔵の磁力計からの信号により検出する。検出精度は岩相にもよるが, 状態が良ければ, 0.3 mm 以上の幅の溝は検出可能である。使用可能な孔径は 15 cm から 30 cm までである。テレビュア本体は直径 8.5 cm , 長さ約 170 cm で, 本体の上下に長さ約 80 cm の本体を孔芯に据えるための案内バネがついており, 全長約 330 cm である。

(3)-(i) 測定予定箇所をはさんで, 上下にふたつの膨張パッカー (Inflatable Packer, Lynes 社製) を設置する。Fig. 3 に膨張パッカーおよび注入弁 (Injection Valve) の機構を模式的に示す。このパッカーは内部に水を圧入することにより膨張し栓としての役割をはたすものであ

Fig. 4. Locations of the Katsurajima (K) and Miyajima (M) test sites.

- a: Geological map (from Geological Map of Shizuoka Prefecture by Geological Inst., Shizuoka Univ., 1973),
 b: Topographical maps.

る。膨張部はゴム製である。逆止弁(Check Valve)のために、実験中は収縮しない。設置するための水圧の大きさは、予想される地層の破壊圧と同程度にする。

(3)-(ii) 上下ふたつのパッカーの間にある注入弁を開く。地上から送水管の中を通して重りを落下させ、注入弁内のシェアピンを切ることによって注入口(Injection Port)が開く仕組みになっている(Fig. 3-(3)参照)。

(3)-(iii) パッカー間に水圧をかけ(Fig. 3-(4)参照)、水圧の推移を記録しながら地層を破壊に至らせる。このとき破壊水圧 P_0^* を測定する。パッカー設置圧(パッカー内水圧)よりパッカー間水圧が高くなった場合には、逆止弁が開き、パッカー内に水が圧入され、パッカー間の水漏れは防止される。

圧入を停止し、水圧を自然降下させ、割れ目の閉じる圧力 P_0 を検出する。割れ目が閉じた瞬間に水の流出量が急減するため、水圧の降下速度が急変する。これを観測することによって、 P_0 を検出することができる。

ふたたび水を圧入し、再度割れ目を開口させる。このときの水圧 P_0^1 を測定する。 P_0^1 は水

圧の上昇速度の変化から検出する。割れ目の開口の瞬間は力学的に不安定な状態であるために、水圧の変化としてはとらえにくく、水の圧入速度とのかね合いで検出できない場合もある。

割れ目の開口、閉口を何度かくり返し、再現性をチェックしながら、 P_o^1 、 P_o の値を得る。

(3)-(iv) パッカー内の水圧を下げ、地表にパッカーを回収する。送水管を地表で逆ネジ方向へ回転させることによりパッカー内の水圧を下げることができる (Fig. 3-(5) 参照)。

パッカーを地上で整備したのち、深さの異なる次の測定予定箇所へ設置し、上記の作業をくり返す。

パッカー膨張部 (Packer Element) の長さは 170 cm で、膨張前の直径は 12 cm である。上下ふたつのパッカーによつて区切られる加水圧部の長さは 220 cm である。孔径 16 cm の裸孔で使用した場合、一般の砂岩中では、パッカーで区切られた内部と外部の坑井内水圧差は 280 bar まで維持できる性能をもっている。

水圧ポンプ (Injection Pump) としては 100 l/min 程度の吐出量するとき、約 700 bar まで加压可能なポンプを使用した。水圧は校正精度 ± 1 bar のひずみゲージ式水圧計を地表の送水管にとりつけ、地表で測定した。坑井内の送水管中の水柱圧分を加え合わせて、応力測定深度

での水圧に換算した。水圧変化はペンレコーダー、磁気テープに記録した。

a. KATSURAJIMA
Fig. 5a

§ 4. 測定井の位置および孔壁の状態

静岡県志太郡岡部町桂島および宮島の2地点に各1個の測定井を掘削した。位置、地表地質、地形を Fig. 4a, b に示す。図に示されるように、掘削地点は古第三系の瀬戸川層群が地表に現われている地域である。大地震発生が問題にされている駿河湾に近く、岩質の硬い地域としてこの地点を選定した。測定実験は 1978 年 2 月～3 月に実施された。

各測定井について深度 50～100 m 間で岩質の良好なところを選定して数カ

所ずつ応力測定を行なつた。深度 50～100 m 間は全区間 76 mm 径のコアビットでコア採取を行ない、そのうち 159 mm のトリコンビットで拡孔して仕上げた。コアの柱状図、各検層の結果および測定深度を Fig. 5a, b に示す。桂島は、硬質の凝灰質砂岩を主として既存割れ目も少なく、水圧破壊実験による応力測定には適した地層である。宮島は比較的軟らかい泥岩が主で、水圧破壊実験には条件の悪い地層である。このことは、80～100 m 間の平均的弾性波速度が、桂島で 4.5 km/sec (Fig. 5a) あるのに対して、宮島で 4.0 km/sec (Fig. 5b) であることにも良く示されている。

Fig. 6 は、テレビュアによる測定前の孔壁の状態を示す写真である。Fig. 6a は桂島の測定井の写真の一部で、右側に見える垂直な黒い部分はコアの採取用ビット跡であろうと考えられる。コアビットで掘削したときの孔芯と、トリコンビットで拡孔したときの孔芯とがずれていたためであろうと推定される。このビット跡のへこんだ部分の詳細はテレビュアで知ることができない。Fig. 6b は、宮島の測定井の写真の一部である。岩質が軟らかいため超音波の反射が悪く、写真は大変不明瞭であるが、地層の傾斜は良く示されている。桂島の実験井の 93 m 以

b. MIYAJIMA

Fig. 5b

Geologic Column

Resistivity

Fig. 5. Hydrofrac locations, geologic columns and geophysical logs.

a: Katsurajima, b: Miyajima.

Fig. 6. Borehole televiewer logs (before hydrofracturing).

深の部分は Fig. 6a に示されるような欠陥がないため、新しい割れ目が孔壁のどの部分に発生しても検出可能な孔壁状態であつた。

§5. 測定結果

(1) 測定データ

孔壁の状態を検層および採取されたコアから推定し、それぞれの測定井内の測定箇所を選定した。桂島は5カ所、宮島は3カ所であつた。桂島の95m付近の測定箇所は重複している部分があるが (Fig. 5a 参照)、これは、パッカーと孔壁との間の水漏れが原因で孔壁の破壊に至らなかつた実験の後、

少し位置をかえて再度および再々度測定実験したものである。

桂島の測定井で2カ所、宮島で3カ所、応力測定に成功した。膨張パッカー設置時および水圧加圧時の水圧、水の流入量の変化を Fig. 7a, b に示す。ただし、水圧値は地表での値を示す。

Run No. K-95 の1~3回までの加水圧時には P_s は明瞭に現われていない。これは新しい割れ目が小さかつたために、閉じる前後の圧力降下率の差が小さかつたためと思われる。

Fig. 8 に、宮島の Run No. M-83 の拡大再生記録の例を示す。圧力の変化率が急激に変化した点を P_b^0 , P_b^1 , P_s として求める。一定流量で水を圧入している際に急な圧力の低下現象が時々見られる。これは割れ目が急に大きく開くためであろうと考えられる。

水圧破壊によつて生じた孔壁の割れ目は、Run No. K-95 の測定について明瞭なテレビュア影像を得ることができた。破壊前と後のテレビュア写真を Fig. 9 に示す。新割れ目の面は鉛直で、孔芯から $S 40^\circ W$ の方向に発生していることがわかる。孔壁に現われた新割れ目の全長は約40cmである。

(2) 応力値

上記測定データをまとめて Table 1 に示す(水圧値は水圧破壊深度での値)。 P_b^1 および P_s から(4)、(5)式を使つて、最大水平圧縮応力 $\sigma_{H \max}$ および最小水平圧縮応力 $\sigma_{H \min}$ を算出し

Table 2 に示す。さらに、得られた値を深さに対して図示し Fig. 10 に示す。ここで算出された $\sigma_{H \max}$ および $\sigma_{H \min}$ は従来の算出法と異なり、破壊強度に無関係な (5) 式を使つて得られた値であるので、破壊強度に必然的に含まれる値のばらつきには影響されていない値である。

(3) 最大圧縮応力の方向

最大水平圧縮応力の方向は、破壊面が孔芯を含むと仮定した場合、破壊面の方向から推定して、S 40°W (=N 40°E)である。

(4) 地層の水圧破壊強度

式 (4), (5) から得られた $\sigma_{H \max}$ の値と、これとは独立な測定値 P_0^0 とから、(3) 式を使つて、地層の水圧破壊に対する引張強度(Hyprofrac Tensile Strength, 実験室での測定例では引張試験により得られた引張強度と異なる例が多い)を得た。この値が、測定個所の岩相

Fig. 7a

Fig. 7 b

Fig. 7. Surface pressure and flow rate versus time during the packer inflation and hydrofracturing.

a: Katsurajima, b: Miyajima.

P_b^0 : Breakdown pressure, P_b^1 : Reopening pressure, P_s : Instantaneous shut-in pressure, L: Water leakage through contacting surface between the top packer and the borehole wall, R: Water leakage through reopening pre-existing cracks.

Fig. 8. Detailed pressure variation curve.

Fig. 9. New crack and its azimuth generated by hydrofracturing.

の見かけの違いおよび検層による結果と定性的に一致するかどうかチェックしてみる。Table 2, Fig. 10 にこのようにして算出された水圧破壊強度が示されている。これらの表および図には、桂島の方が宮島よりも強度が大きいことが示されている。これは、採取されたコアの見かけ上の硬さのちがい(桂島が硬質)および音波検層による速度のちがい(桂島が平均 0.5 km/sec 速い)と大変良い一致を示す。また同じく、これらの表および図には、宮島の3測定箇所

Table 1. Hydrofracturing data

Run No.	Depth (m)	P_{pac} (bar)	P_b^0 (bar)	P_s (bar)	P_b^1 (bar)	Flow rate (liter/sec)
KATSURAJIMA						
K-77	76.1-78.3	128	95	32	38	1-3
K-95	94.1-96.3	110	118	53	80	0.5
MIYAJIMA						
M-81	79.6-81.8	108	49	38	41	0.5
M-83	82.4-84.6	108	67	37	42	0.3
M-90	89.2-91.4	94	59	35	36	0.3

P_{pac} : Initial pressure in packers, P_b^0 : Breakdown pressure,
 P_s : Instantaneous shut-in pressure, P_b^1 : Reopening pressure.
 P_s , P_b^1 and flow rate are averaged values.

Table 2. Calculated results

Run No.	Depth (m)	$\sigma_{H\ max}$ (bar)	$\sigma_{H\ min}$ (bar)	T (bar)	Fracture azimuth
KATSURAJIMA					
K-77	76.1-78.3	58	32	37	—
K-95	94.1-96.3	79	53	65	S 40° W
MIYAJIMA					
M-81	79.6-81.8	73	38	8	—
M-83	82.4-84.6	69	37	25	—
M-90	89.2-91.4	69	35	23	—

$\sigma_{H\ max} = 3 P_s - P_b^1$, $\sigma_{H\ min} = P_s$
 $T = P_b^0 - P_b^1$ (hydrofrac tensile strength)

Fig. 10. Variation of the maximum and minimum horizontal principal stresses and hydrofrac tensile strengths with depth.

のうちで M-81 は他の個所とくらべて破壊強度が小さいこと、および桂島では K-77 の方が小さいことが示されている。これらは、採取コアのみかけ上の硬さの違いと定性的に大変良い一致を示す。これらのことは、今回得られたデータの妥当性を示すものである。

(5) 既存割れ目の大きさと破壊靱性値

$\sigma_{H \max}$ を算出する際、従来は 2 次元弾性論から得られた (3) 式を使用して、西松・他 (1977) は、線型破壊力学から得られる結果を適用する方がより厳密であることを指摘し、これによつて室内における水圧破壊実験データも良く説明できることを示した。この理論を適用して応力値を算出する際には、既存割れ目の深さ、または破壊靱性値をあらかじめ知っている必要がある。

われわれは、応力値を求める際に (3) 式を用いてないので、上記のことは考慮しないで良い。すでに求められている $\sigma_{H \max}$, $\sigma_{H \min}$, P_b^0 の値を用いて、西松らの理論によつて逆に、地層の破壊靱性値と既存割れ目の大きさとの関係を調べてみる。内圧を受ける円孔の、孔壁における応力拡大係数は NEWMAN (1971) により解析されている。また応力を受けている材料中にある円孔の、孔壁における応力拡大係数は石田 (1976) により解析されている。この 2 つの係数から、応力を受けている材料中の円孔に内圧が作用している場合の、孔壁における応力拡大係数を求めることができる。 $\sigma_{H \max}$ に平行な、孔芯を通る面が孔壁を切る線上での、引張破壊に対する応力拡大係数 K_1 と、主応力 $\sigma_{H \max}$, $\sigma_{H \min}$ および孔内圧 P との関係は

$$K_1(\lambda/R) = P F_1^a(\lambda/R) + \sigma_{H \max} F_1^b(\lambda/R) + \sigma_{H \min} F_1^c(\lambda/R) \quad (6)$$

と表わされる。ここで、 λ は孔壁に開いた割れ目の深さ、 R は円孔の半径、 $F_1^{a,b,c}(\lambda/R)$ は NEWMAN および石田により理論的に計算されている関数である。地層の破壊靱性値を K_c とすると P_b^0 を使って

$$K_c(\lambda/R) = P_b^0 F_1(\lambda/R) + \sigma_{H \max} F_1^b(\lambda/R) + \sigma_{H \min} F_1^c(\lambda/R) \quad (7)$$

Fig. 11. Fracture toughness of the formation at test sites versus depth of radial cracks on borehole walls.

と表わすことができる。この式から測定個所における K_c と λ との関係を得た結果を Fig. 11 に示す。 $F_1^{a,b,c}$ は NEWMAN, 石田の表の内挿値を用いた。

岩石の K_c を得た報告はきわめて少ない。ABOU-SAYED *et al.* (1978) は古生界の頁岩 2 個の K_c を得て、120, 135 bar·cm^{1/2} と報告している。また高橋・他(1977) は新第三系中新統の砂岩 7 個について測定し、30~35 bar·cm^{1/2} と報告している。今回の実験地(古第三系の砂岩)における K_c は、上記の測定値から、50~80 bar·cm^{1/2} 程度であろうと推定される。従つて Fig. 11 から、桂島および宮島の測定個所の既存割れ目の深さはそれぞれ、1~2mm および 2~5mm と得られる。それぞれの測定個所毎の割れ目の深さの比は、 $\lambda_{K-77} : \lambda_{K-85} \approx 1 : 1.2$, $\lambda_{M-81} : \lambda_{M-83} : \lambda_{M-90} \approx 1 : 0.6 : 0.7$ である。

§ 6. 測定技術に関する議論

(1) 測定装置

膨張パッカーは栓としての役割を充分はたし、水圧破壊実験の栓としては最適なものであることを確認した。パッカー膨張圧の孔壁破壊への影響を考えると、加水圧部の長さは長い方が望ましいが、均質な地層の範囲内で測定しようとする、短い方が適地をさがしやすい。2つの条件のかね合いで加水圧部の長さは決められた。

今回使用した水圧ポンプは、油井をセメンチングするとき使用する大容量の水圧ポンプである。最低の吐出量が大きいため、初期の測定(K-84, K-941, K-942, K-95)では流量を少なくするために、ポンプを断続的に作動させた。このために、圧力曲線から P_0^0 , P_0^1 の値が検出しにくかった。以後のすべての測定では、ポンプは一定流量で継続的に作動させた。もつと小さな流量を一定に吐出できるポンプを使用するのが望ましい。

今回の圧力測定は、地表の測定点と破壊個所との距離が 100 m 程度であるので、圧力伝達の時間差は無視できるが、さらに深い坑井で水圧破壊実験する場合は、直接破壊個所まで圧力センサーを降ろして測定できる装置を工夫する必要がある。

坑井内テレビュアは、一般の検層の際使用されるケーブル、ウインチ等を利用できるので大変手軽に確実に操作できる装置である。さらに、孔壁に掘削時の泥壁が存在しても、泥壁表面の凹凸に関係なく、孔壁の凹凸を反映した映像を得ることができる。また、みかけ上割れ目が閉じていても、その部分の超音波の反射強度は弱くなるために検出可能である。これらの点で、水圧破壊実験に利用するには大変すぐれた装置である。しかし、孔形が真円から大きくはずれた場合、孔壁がなめらかでない場合には、反射した超音波の受信強度が弱くなり、分解能が悪くなる。この欠点をおぎなうためテレビュアをバックアップする孔壁調査法を工夫する必要がある。

ある。たとえば、膨張パッカーの周りに特殊プラスチックをつけ、孔壁の型をとり観察する方法等が当面考えられる。

(2) 水圧破壊振動の観測

正確な破壊時刻の把握および破壊形態の研究のために水圧破壊実験の際、微小破壊振動の観測を試み、振動を捉えることに成功した。詳細は別の報告 [池田・他 (1978)] を参照されたい。微小破壊振動の観測により P_0 の測定値の誤差を少なくすることができる可能性がある。

(3) 割れ目充填剤の試用

M-81, -83 の実験では、数回の P_0 の測定後、割れ目充填剤を水とともに圧入して、割れ目にはさみ込み、割れ目が完全に閉じてしまわないように工夫した。これは、新しい割れ目をテレビュアで観察しやすくするためのひとつの試みである。充填剤としては、比重約 1.05、粒径 0.4~0.6 mm のイオン交換樹脂を利用した。樹脂の沈澱防止のためゲル剤 (セルローズ, CMC) を混入し、水に粘性をつけた。結果は、この充填剤の効果を確認するまでに至らなかった。M-81, -83 の実験前の孔壁の状態がテレビュアにとつて大変悪かつたのもひとつの原因と考えられるが、今後、圧入量、圧入方法等改善、工夫をする必要がある。

§6. 地 殻 応 力

測定された水平主応力値は、 $58 > \sigma_{H \max} < 79 \text{ bar}$ および $32 < \sigma_{H \min} < 53 \text{ bar}$ であり、測定地域による系統的なちがいはない (Fig. 10, Table 2 参照)。測定される応力は、坑井のまわりの水圧によつて弾性変形がおよぶ程度の、狭い範囲の応力状態を反映した値である。桂島、宮島両地点は約 4 km 離れているから、今回の結果は、数 km の範囲の応力場が同じ状態であつたことを示唆している。

$\sigma_{H \max}$, $\sigma_{H \min}$ とも深さとともに増加しており、測定深度による系統的变化が読みとれる。地表における $\sigma_{H \max}$, $\sigma_{H \min}$ を零と仮定すると Fig. 10 の破線で示す線を変化することになり、実測値の傾向と定性的に合致する。破線よりも、実際のデータの勾配の方が大きいようにも見えるがデータの数が少ないため確定的なことは言えない。

$\sigma_{H \min}$ は推定される垂直応力 (Fig. 10 中実線、重力による静水圧) よりも大きい値を示している。これは世界各地の測定例 (主として応力解放法による) の中では決してめづらしいことではなく、特に 100 m より浅い個所での測定では、ごく一般的な傾向である [たとえば RANALLI, (1975)]。この地域が現在特殊な応力状態にあることを示しているわけではない。 $\sigma_{H \max}$, $\sigma_{H \min}$, 差応力 ($\sigma_{H \max} - \sigma_{H \min}$) の値も世界各地の測定値と比較した場合、特に目立つた特徴はない。

最大圧縮力の方位を決めるための破壊方向の測定は1例だけ成功した。この破壊面が孔芯を含む鉛直面の場合、最大圧縮応力の方位は $S\ 49^\circ W$ である。この方位は、測地測量の結果、および推定されているフィリピン海プレートの動きの方向とは一致しない。むしろ 90 度に近い角度で交叉している。

測定された最大応力の方向の誤差は、以下のことを考慮して ± 30 度程度と考えられる。水圧による破壊方向に多少のばらつきがあるので、多数の水圧破壊実験により破壊方向を測定して平均する必要があるが、割れ目の観察できたのは1ヶ所であつた。そのため、この原因によるばらつきが考えられる。さらに、観察された破壊面は孔芯から $S\ 40^\circ W$ の方向であるが、この破壊面が孔芯を含むかどうか確認できなかつた(すなわち、 $N\ 40^\circ E$ の方向には破壊面を確認できなかつた)。したがって、理論的には孔芯を通る破壊面が最も発生しやすいが、 $S\ 40^\circ W$ に観察される破壊面は孔芯から多少ずれている可能性がある。

この地域の応力状態は大変複雑である。東京大学地震研究所、富士川地殻変動観測所(測定地点から北東の方向約 40 km に位置する)の地殻変動連続観測データによると、1972-1975 年の間は、南北方向が伸びであるが、1975 年以降、東西方向が伸びに変化している[岡田・渡辺(1976)]。また、大井田・伊藤(1974)は測定地点付近の地下約 30 km を境にして起震応力が異っており、浅部で南北圧縮、深部では東西圧縮であると報告している。さらに、茂木(1977)は、伊豆半島沖地震(1974, $M=6.9$)で活動した伊豆半島南端を切る断層が駿河湾にのびており、この構造線を境にして地震活動に差があることを指摘している。桂島、宮島のふたつの測定点は、まさにこの構造線の延長上にあるため、複雑な応力状態にあると考えられる。この地域について、測地測量で得られる平均的な歪の蓄積量と、現在の応力との関係を明らかにすることは今後の重要な課題である。

謝 辞

本研究を行なうにあたり、東京大学、西松裕一教授、北海道大学、石島洋二助教授、国立防災科学技術センター、浜田和郎博士、笠原敬司氏、科学技術庁、坂田正治博士(現、国立防災科学技術センター)の諸氏には有益な討論、助言をしていただいた。Univ. Wisconsin の B. Haimson 教授および U. S. Geological Survey の M. D. Zoback 博士の両氏には水圧破壊実験の手法および技術に関して、具体的で有益な討論、助言をいただいた。石油資源開発 K.K., 山下武男氏には、実験の技術面について援助をいただいた。また、静岡県地震対策課、岡部町役場には、実験用地借用等に協力いただいた。上記諸氏および機関に感謝の意を表する。

なお、本研究は昭和 52 年度科学技術庁特別研究促進調整費によつた。

文 献

- ABOU-SAYED, A. S., C. E. BRECHTEL, and R. J. CLIFTON, 1978, *In Situ Stress Determination by Hydrofracturing: A Fracture Mechanics Approach*, *J. Geophys. Res.*, **83**, 2851-2862.
- BREDEHOEFT, J. D., R. G. WOLFE, W. S. KEYS, and E. SHUTER, 1976, Hydraulic Fracturing to Determine the Regional *In Situ* Stress Field, Picean Basin, Colorado, *Geol. Soc. Amer. Bull.*, **87**, 250-258.
- HAIMSON, B. C., 1976, The Hydrofracturing Stress Measuring Technique-Method and Recent Field Results in the U.S., *International Society for Rock Mechanics Symposium, Sydney*, 23-30.
- 平松良雄・岡 行俊, 1963, 応力解放法による岩盤内の応力測定に関する研究, 鉱業会誌, **79**, 1016-1022.
- 平松良雄・岡 行俊・伊藤英文・田中 豊, 1973, 岩盤内の地応力と地学的に推定される地殻応力との関連について, 第4回岩の力学国内シンポジウム, 157-162.
- 池田隆司・塚原弘昭・佐竹 洋・大竹政和・高橋 博, 1978, 岩盤の水圧破壊実験に伴う微小破壊音の観測, 地震, **2**, **31**, 435-444.
- 石田 誠, 1976, き裂の弾性解析と応力拡大係数, 培風館, 231 pp.
- 御牧陽一, 1973, 新高瀬川発電所地点における初期地圧の測定結果について, 第8回岩盤力学に関するシンポジウム, 67-71.
- 茂木清夫, 1977, 伊豆・東海地域の最近の地殻活動の一解釈, 地震学会予稿集, 昭和52年度 No. 2, 120.
- NEWMAN, J. C., 1971, An Improved Method of Collocation for the Stress Analysis of Cracked Plates with Various Shaped Boundaries, *NASA Tech. Note, D-6373*.
- 西村裕一・大久保誠介・松木浩二・小泉昇三, 1977, ボアホール周壁の破壊に関する破壊力学的研究(第2報)―地圧測定に対する応用―, 鉱業会誌, **93**, 561-566.
- 岡 行俊・平松良雄・斉藤敏明・菅原勝彦, 1976, 3次元応力解析による観測方程式の確立とその応用―岩盤応力決定のためのボアホール底面ひずみ測定による応力解放法の研究(第1報)―, 鉱業会誌, **92**, 1-6.
- 岡 行俊・平松良雄・亀岡美友, 1977, ボアホール底ひずみ解放法による岩盤応力測定法の改良とその測定結果, 第5回岩の力学国内シンポジウム, 187-192.
- 岡田義光・渡辺 茂, 1976, 富士川観測所における地殻変動連続観測(2), 測地学会誌, **22**, 77-93.
- 大井田 徹・伊藤 潔, 1974, 近畿地方東部および中部地方における浅発地震の発震機構, 地震, **27**, 246-261.
- RANALLI, G., 1975, Geotectonic Relevance of Rock-Stress Determinations, *Tectonophys.*, **29**, 49-58.
- 静岡大学理学部地学教室, 1973, 静岡県地質図.
- 高橋秀明・玉川欣治・鈴木正彦・阿部博之・新妻信明, 1977, 岩石の破壊靱性とその温度依存性, 機械学会講演予稿集.
- 塚原弘昭・池田隆司・佐竹 洋・大竹政和・高橋 博, 1978, 水圧破壊法による地殻応力の測定―地表下90mにおける地殻応力測定―, 国防防災センター研究速報, **30**, 1-24.
- ZOBACK, M. D., J. H. HEALY, and J. C. ROLLER, 1977, Preliminary Stress Measurements in Central California Using the Hydraulic Fracturing Technique, *Pure Appl. Geophys.*, **115**, 135-152.