

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 -

著者	塚原 弘昭, 池田 隆司, 佐竹 洋, 大竹 政和, 高橋 博
雑誌名	国立防災科学技術センター研究速報
号	30
ページ	1-24
発行年	1978-11-20
URL	http://id.nii.ac.jp/1625/00002757/

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—

塚原弘昭*・池田隆司*・佐竹 洋*・大竹政和**・高橋 博***

国立防災科学技術センター

Hydrofracturing Stress Measurements —In Situ Stress Measurements at Depths around 90m—

By

H. Tsukahara, R. Ikeda, H. Satake, M. Ohtake, and H. Takahashi

National Research Center for Disaster Prevention, Japan

Abstract

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 the crustal stress measurement was made for the purpose of earthquake prediction studies.

The hydrofracturing method has recently been developed especially in the United States of America based on a technique used by the petroleum industry to stimulate oil wells. Since oil fields are remarkably limited in our country, there has been little necessity for this technique. Conventional methods limit the depth of stress measurement to only several meters from the surface or the wall of tunnels. But, the present method, the hydrofracturing, enables us to measure the crustal stress at any depth a borehole can reach.

Main part of the field experiment is to pump water into a selected interval of the measurement borehole, and to fracture the side wall of the hole by the hydraulic pressure. A pair of "inflatable packers" is used to seal the interval. After the packers are

* 第2研究部地震地下水研究室 ** 同地震活動研究室 *** 第2研究部

recovered, the inclination and azimuth of the hydraulic new fracture is observed with the "borehole televiewer". The horizontal principal stresses and their directions are calculated from the records of pressure change and the fracture azimuth.

The measurement was carried out in two boreholes 100m 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 57m and 100m and two sets of hydrofracturing data were obtained. In the Miyajima well three measurements were made at depths between 80m and 90m 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 the overburden weight so that the least principal stress is vertical.

The direction of the maximum compression was found to be N40°E from the televiewer observation of the new fracture at the 95m-depth. This direction is not in agreement with the regional strain field obtained from the geodetic survey. On the other hand, earthquake mechanism studies suggest a complicated feature of the stress field in this area.

This experiment reveals that the hydrofracturing method is successfully applied to such an active and complicated orogenic zone as the Japanese islands. However, further investigations are necessary to utilize the results of hydrofracturing measurements for earthquake prediction.

はじめに

静岡県下の2地点において、水圧破壊法による地殻応力の測定を行なった。これはわが国で初めての試みであったが、地殻応力値を得ることに成功を収め、地震予知研究における水圧破壊法の有効性が明らかになった。また、測定技術の改良点についても、新たな知見を得ることができた。

地殻内の応力状態は、従来、測地測量や土地伸縮計・傾斜計・体積歪計による連続観測に基づいて定性的な推定が行なわれてきた。しかし、これらの観測量から得られる歪量には、岩盤の弾性変形による歪のほか、地震発生には直接関与しない塑性流動による歪も含まれており、そのため、地下に蓄積されている応力に対応する弾性歪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。地震予知のためには、地下に蓄積されている応力の値を直接測定する必要があるが、高度な技術と、多額の費用を要するため、その重要性にもかかわらず、世界的にみても測定例はまだきわめて限られたものしかない。わが国では、応力解放法による十数箇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)。

現在開発されている地盤の応力を直接測定する方法は、応力解放法の他に、応力補償法、水圧破壊法がある。応力解放法は、測定点の周囲を、カッター、ドリル等で切断し、測定点

を周囲の岩盤から切り離すことによって測定点にかかっている応力を解放させ、解放前後の岩石の歪量を測定して応力を算出する方法である。大口径のドリルで、円状の切り溝を入れ、応力を解放させる方式が主に採用されており、この方式はオーバーコアリング法とも名づけられている。オーバーコアリング法はさらに、孔内で歪を測定する場所のちがいが、孔底歪法、孔内壁歪法、孔径変化法等に分類され、それぞれ実際にいくつかの測定結果が報告されている。応力補償法は上記のようにカッター等で応力を解放したのち、カッターの切り溝にジャッキ等を挿入し圧力を加え、岩盤を解放前の状態まで変化させ、そのときの加圧力から、既存の応力を算出するものである。使用される道具の名称から、フラットジャッキ法とも呼ばれている。上記の二つの方法、応力解放法および応力補償法、による測定は、どちらもいちど応力を解放させる作業が含まれている。これらの方法で地表から（トンネルの場合その壁面から）10 mより深い特定の場所（測定箇所）の応力を解放し測定作業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、次節で詳しく述べるように、ボーリング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、その坑底で測定された例がある（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って最も魅力的な方法である。水圧破壊法の最大の欠点は、最大圧縮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巾が大きい点であるとされている。しかし、次節で述べるように、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、これを採用することにより上述の問題点が解決できることが、今回の測定結果からも明らかにされ、水圧破壊法の有用性がさらに高められた。

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わが国では行なわれなかった。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地下深部で応力を測定できる現在唯一の方法である水圧破壊法による地殻応力測定を実施した。

1. 原 理

図1-(1)に示すように、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 σ_{Hmax} 、 σ_{Hmin} とする（圧縮を正とする）。円孔壁に既存割れ目がなければ、円孔壁の応力状態は2次元弾性論によって算出することが

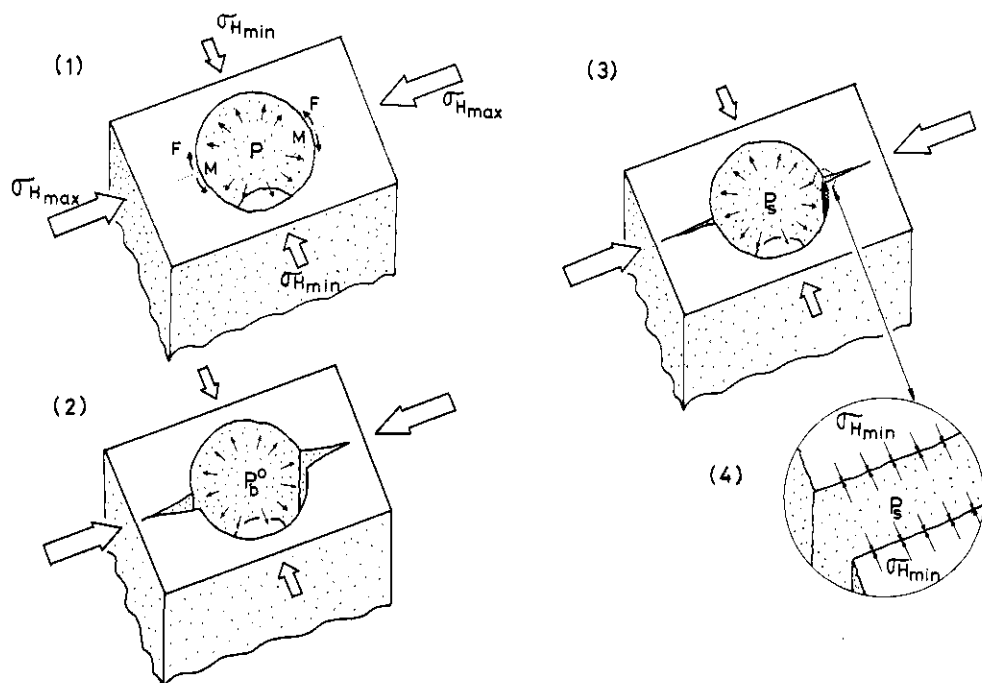


図 1 水圧破壊説明図

Fig. 1 Schematic drawing of fractured well.

できる。これによれば、円孔壁面上で引張応力最大の点は、図1-(1)のM点である。円孔壁の引張応力 F とすると(F は引張を正とする)、M点での引張応力 F は、

$$F = \sigma_{Hmax} - 3\sigma_{Hmin} \quad (1)$$

であり、図1-(1)に示すように、円孔内に流体圧 P が存在すれば、

$$F = \sigma_{Hmax} - 3\sigma_{Hmin} + P \quad (2)$$

である。 F は円孔の直径とは全く無関係である。ここで、(2)式の右辺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、M点に割れ目が生ずる。(2)式の右辺の変数の中で、人為的に制御できる P の値を増加させて、M点に割れ目を生じさせたとする(図1-(2)参照)。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、

$$P_b^0 = 3\sigma_{Hmin} - \sigma_{Hmax} + T \quad (3)$$

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圧力 σ_{Hmin} 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(図1-(4)参照)、

$$P_s = \sigma_{Hmin} \quad (4)$$

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。従って、

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って σ_{Hmin} の値が得られる。 P_b^0 , T を知ることにより, (3) 式から岩盤に蓄積されている水平面内の最大圧縮応力 σ_{Hmax} 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, (3) 式を使って得られる σ_{Hmax} の値は, 実験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; and Zoback *et al.*, 1977)。すなわち, いちど水圧破壊した坑壁に再度水圧をかけ, 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 (割れ目開口圧 ; 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 $T = 0$ の坑壁が水圧破壊されたと考えることができる。従って, (3) 式は,

$$P_b^1 = 3 \sigma_{Hmin} - \sigma_{Hmax} \quad (5)$$

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_b^1 は破壊圧 P_b^0 より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って十分検出可能である。今回の水圧破壊実験では P_b^1 を検出することができたので, (3) 式は用いずに (4) および (5) 式によって応力値を算出した。

応力の算出値の妥当性を確認するために, (3) 式から逆に T を求め, T の値が一般に推定される値の範囲内にあるかどうか確認し, また測定点による T の違いが, コア資料の外観から推定される強度の大小と矛盾しないかどうかを確かめ, 得られた実験データの信頼性をチェックする目安のひとつとした。

なお, 上記の条件式 (3), (4), (5) が理想的に成立するための実験条件をまとめると以下のようなものである。(i) 応力に対して実験井の周囲は, 破壊するまで線型の弾性変形をすること, (ii) ぜい性破壊すること, (iii) 地層の力学的性質が均質かつ等方的であること, (iv) 不透水性であること, (v) 坑井の軸が主応力軸のひとつと一致すること。

2. 測定方法および測定装置

2. 1 測定方法

図2には測定手順の概略が示されている。この図に従って以下に測定手順を述べる(説明の番号は図中の番号に対応する)。

(1) 測定地点に測定井を掘削する。深さ100mで, 地表から50mは坑壁の崩壊を防ぐため, ケーシング管(8・ $\frac{1}{2}$ インチ(21.6cm)坑に7インチ(17.8cm)のケーシ

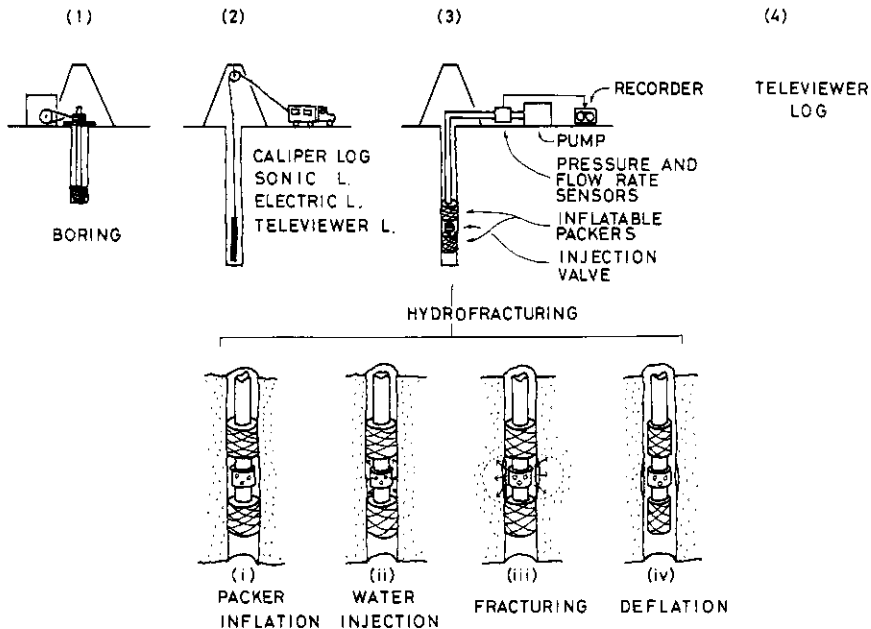


図 2 水圧破壊法概略図

Fig. 2 Schematic drawing of hydrofracturing method.

ング管)を挿入して、上下はセメントで固定する。50-100m間は直径約16cmの裸孔で、この間の最適な数箇所を選定しくりかえし測定を行なった。

(2) 測定に適する箇所を選定するため、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、電気検層および坑井内テレビアによる坑壁の観察を行なう。孔径、音波、電気検層は一般に広く利用されている検層であり、これによって地層の状態を概略予想することができる。坑井内テレビアは、超音波の反射強度の分布を、全坑壁にわたって調べることができる装置である。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った。テレビアの装置の詳細については後述する。

(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を設置する。詳細は後述するが、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る。逆止弁のために、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弁が開く仕組みになっている。

(3) - (iii) パッカー間に水圧をかけ、水圧の推移を記録しながら地層を破壊に至らせる。このときの破壊水圧 P_b^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

—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、パッカー間の水は漏れないようになっている。

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_s を検出する。割れ目が閉じる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_s 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_b^1 を測定する。 P_b^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_b^1 、 P_s 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可以降低ことができる。

O—リング、シエアピンの補充をし、整備した後、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。

2.2 測定装置

水圧測定時の測器の構成を図3に示す。以下に使用した主な装置の性能等について述べる。

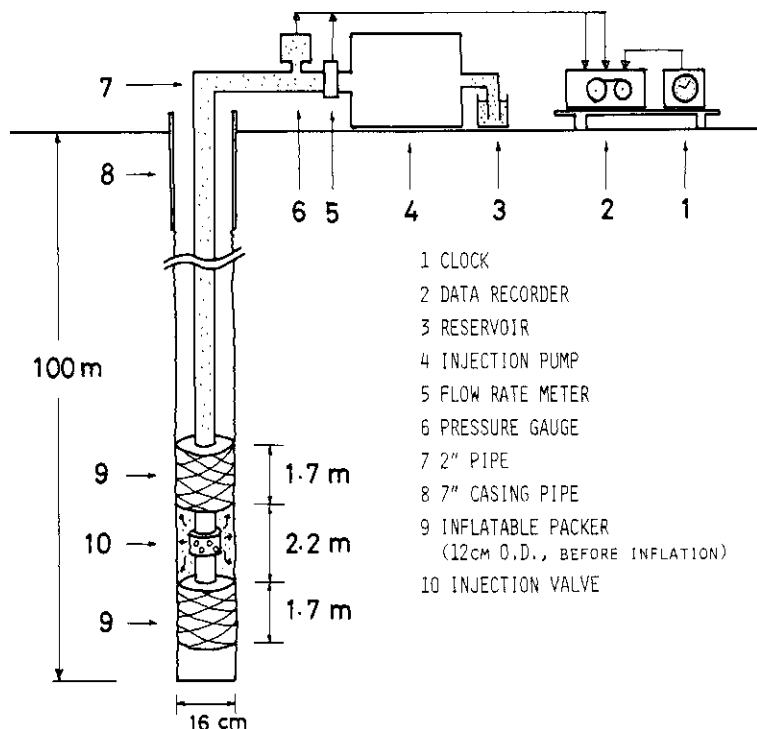


図 3 圧力測定記録図

Fig. 3 Diagram of pressure recording system.

(1) 水圧ポンプ (Injection Pump)

100l/min 程度の吐出量するとき、約700barまで加圧可能なポンプを使用した。

(2) 水圧計 (Pressure Gauge)

校正精度 ± 1 barの歪ゲージ式水圧計を地表の送水管にとりつけ、地表で水圧を測定した。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。

(3) 流量計 (Flow Rate Meter)

ポンプの回転軸に回転計をとりつけ、回転数を計測し、この値から流量を算出した。また、水の総圧入量を貯水槽 (Reservoir) の水位から算出し、回転計による積算値をチェックした。単位時間当りの流量の絶対値の精度は $\pm 10\%$ である。

(4) 膨張パッカーおよび注入弁 (Inflatable Packers and Injection Valve)

図4に膨張パッカーおよび注入弁の機構を模式的に示す。送水管 (2" Pipe)を通して水圧

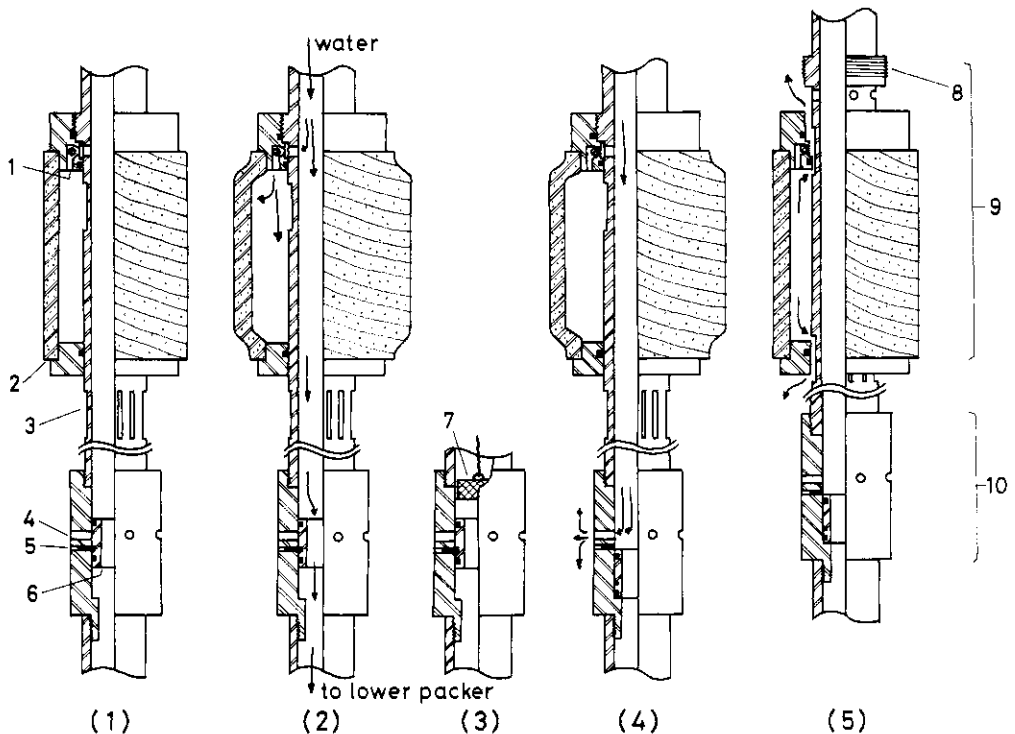


図 4 膨張パッカー

(1)膨張前の状態、(2)膨張時 (3)注入口開口 (4)水の注入 (5)収縮
1,逆止弁 2,パッカー膨張部 3,収縮用溝 4,注入口 5,シェアピン
6,スリーブ 7,重り 8,逆ネジ溝 9,膨張パッカー 10,注入弁

Fig. 4 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

を加えると、膨張パッカー内の逆止弁 (Check Valve) が開き、上下ふたつのパッカーは水圧により膨張する (図4 - (2))。所定の圧力になるまで水をパッカー内に圧入したのち、送水管を通して上からワイヤーのついた重りを落下させ、注入弁中の、シュアピンで止めてあるスリーブをずらし、注入口 (Injection Port) を開ける (図4 - (3))。ふたたび水を圧入すると、注入口を通して、ふたつのパッカーの間に水が注入され坑壁の破壊に至る (図4 - (4))。実験後、送水管を右回転して送水管とパッカー膨張部 (Packer Element) との接続を切りはなし、送水管を所定の長さ分だけ引き上げることで、パッカー収縮用溝 (Grooves for Releasing, 図4 - (1) 参照) をとおしてパッカー内の水を坑内に放出させる (図4 - (5))。完全にパッカーが収縮した後地上に引き上げる。膨張部の長さは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っ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。

(5) 坑井内テレビュア (Borehole Televiwer)

図5は坑井内テレビュアの機構及び測定システム図である。共振周波数1.2 MHzの圧電素子がパルス発生器からの電気パルスにより励起され、超音波を坑壁に向けて発振する (1秒間2,000回)、坑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送信しやすい形 (包絡線波形) に変換し、信号ケーブルを通して地上へ送信する。圧電素子は内蔵のモーターにより1秒間約3回の速度で回転している。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、坑

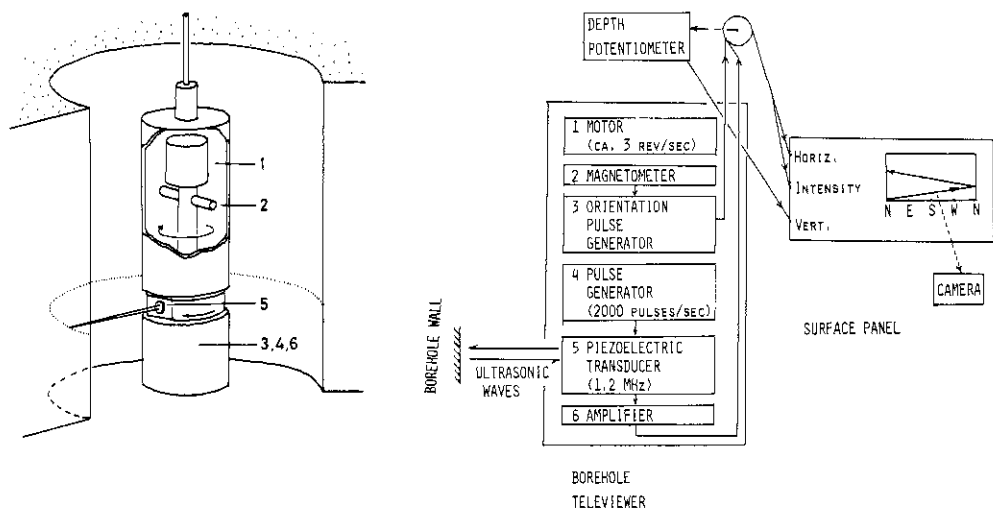


図 5 坑井内テレビュア
Fig. 5 Borehole televiwer.

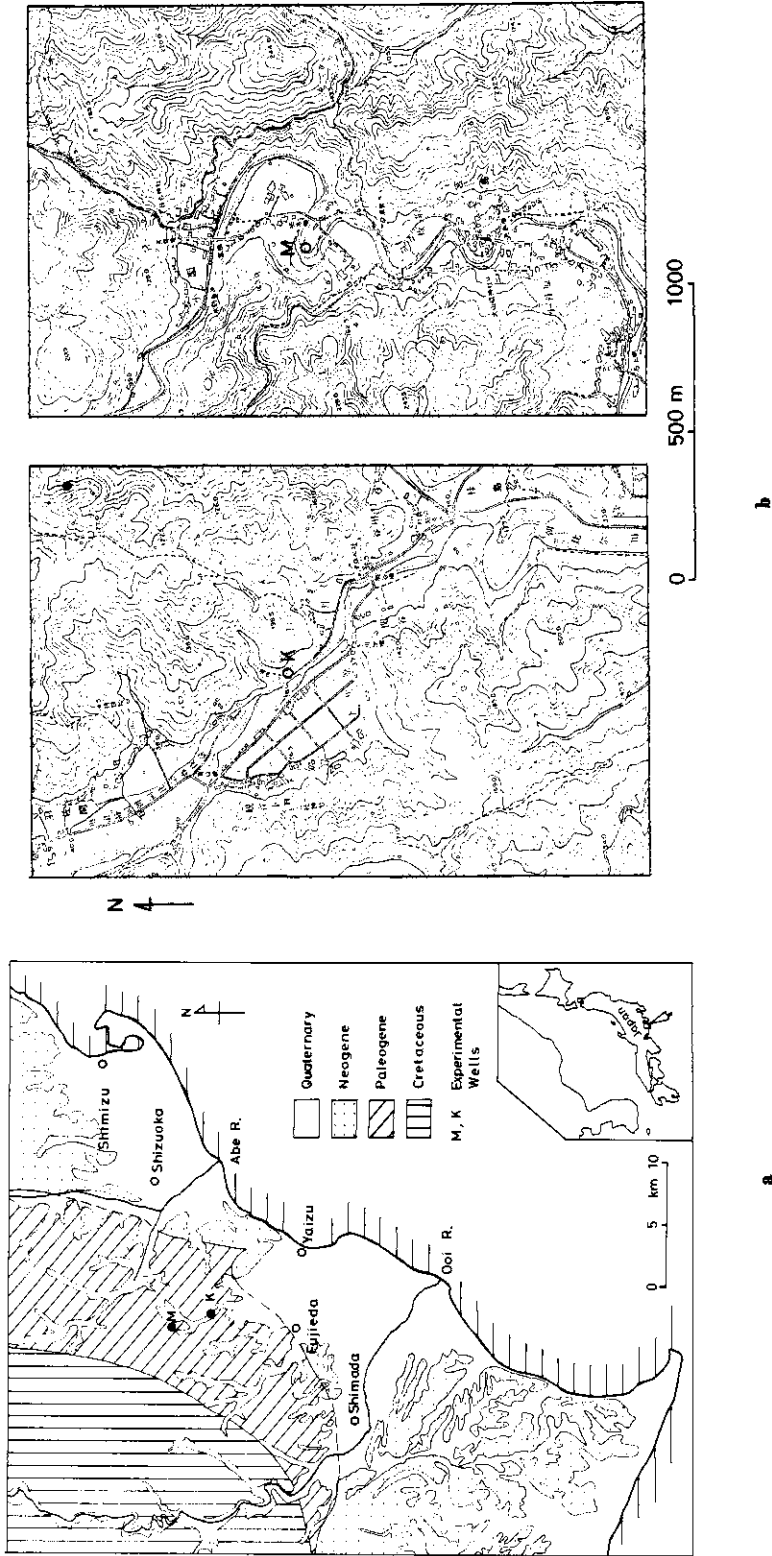


図 6 測定地点 (K: 桂島, M: 宮島)

a: 地質図, b: 地形図

Fig. 6 Locations of the Katsurajima (K), and Miyajima (M) hydrofract sites.

a: Geological map, b: Topographical maps

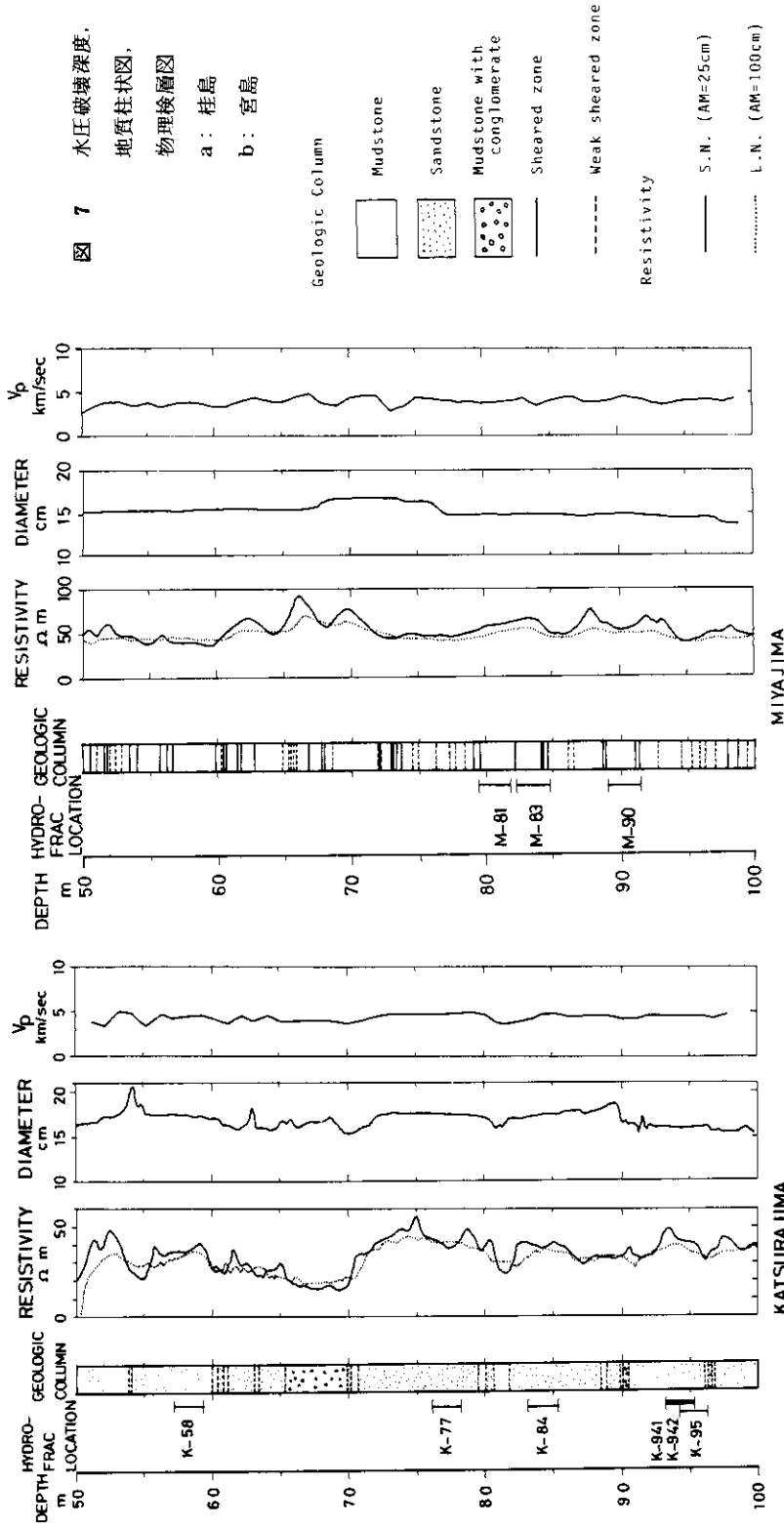


Fig. 7 Hydrofrac locations, geologic columns and geophysical logs.
a: Katsurajima, b: Miyajima

壁を螺旋状に計測することになり、坑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。映像はオシロスコープの画面に坑壁の展開図として表わし、写真にとり観察する。深度はケーブル案内輪の回転数から換算し、その信号は磁北信号と共にオシロスコープに入力し、映像を表わす際の同期信号とする。検出精度は岩相にもよるが、状態が良ければ、0.3mm以上の巾の溝を検出可能である。使用可能な孔径は1.5cmから3.0cmまでである。テレビア本体は直径8.5cm、長さ約170cmで、本体の上下に長さ約80cm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330cmである。

(6) 記録計

水圧および流量は、磁気テープに記録し、再生時に必要部分を拡大し、割れ目開口および閉口の瞬間の圧力変化を検出した。

3. 実験井の位置および坑壁の状態

本測定のための実験井は、静岡県志太郡岡部町桂島および宮島の2地点に各1個（直径約1.6cm、深度100m）掘削した。位置、地表地質および地形を図6a, 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。

各実験井について深度50～100m間で岩質の良好なところを選定して数箇所ずつ応力測定を行なった。この測定箇所選定のための資料を得るため、コア採取、孔径検層、音波検層、電気検層、テレビアによる坑壁調査を行なった。深度50～100m間は全区間76mm径のコアビットでコア採取を行ない、その後159mm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図7a, bに示す。桂島は、硬質の凝灰質砂岩（細～中粒）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。宮島は泥岩が主で、割れ目が数多く存在し、水圧破壊実験には条件の悪い地層である。このことは、80～100m間の平均的弾性波速度が、桂島で4.5km/sec（図7a）であるのに対して、宮島で4.0km/sec（図7b）であることにも良く示されている。さらに宮島の場合、音波検層の際の反射波の立ち上がりも悪く、このことも平均的に地層が柔らかいことを示している。

図8は、テレビアによる実験前の坑壁の状態を示す写真である。図8aは桂島の実験井の写真で、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、トリコンビットによる拡孔の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はテレビアで知ることができな

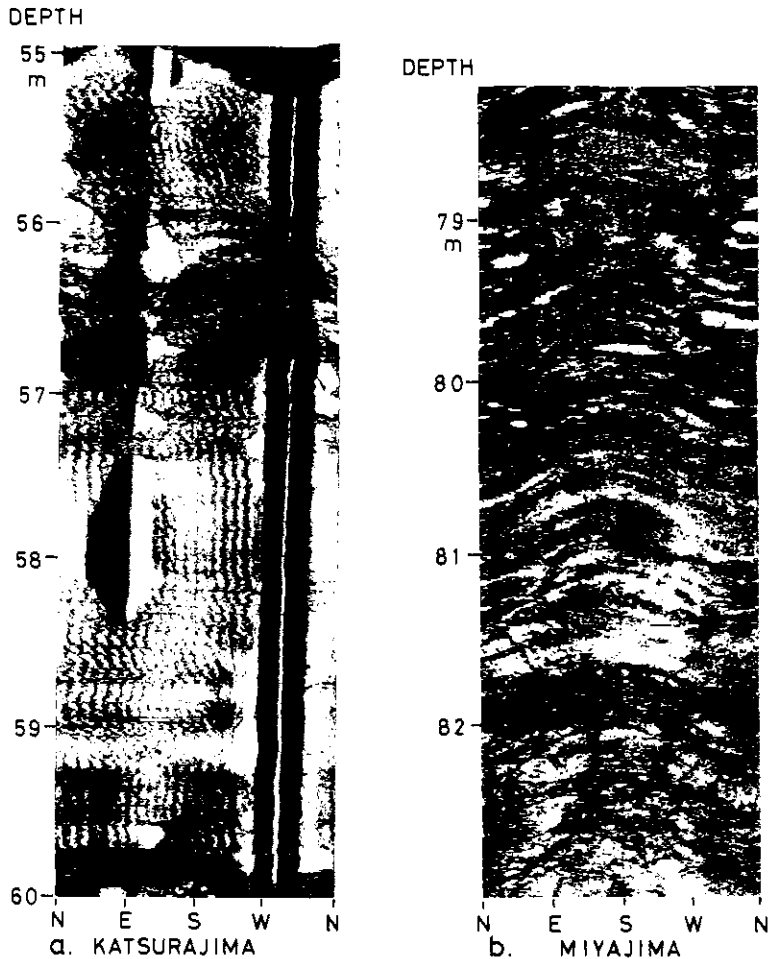


図 8 坑内井テレビュアによる坑壁写真（水圧破壊前）

Fig. 8 Borehole televiewer logs. (before hydrofracturing)

い、このへこみが深い場合には、膨張パッカーが栓としての働きを十分はたせなくなるであろう。図8bは、宮島の実験井の写真である。岩質が柔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。桂島の実験井の9.3m以深の部分は図8aに示されるような欠陥がないため、新しい割れ目が坑壁のどの部分に発生しても検出可能な坑壁状態であった。

図8bに地層の傾斜が良く示されている。この写真から、走向はほぼ東西、50～60度北落ちであることがわかる。この走向傾斜は深さと共に変化していることも示されている。

4. 測定結果

4.1. 実験データ

坑壁の状態を検層および採取されたコアから推定し、それぞれの実験井内の測定箇所を選定した。桂島は4カ所、宮島は3カ所であった。桂島の9.5m付近の測定箇所は重複してい

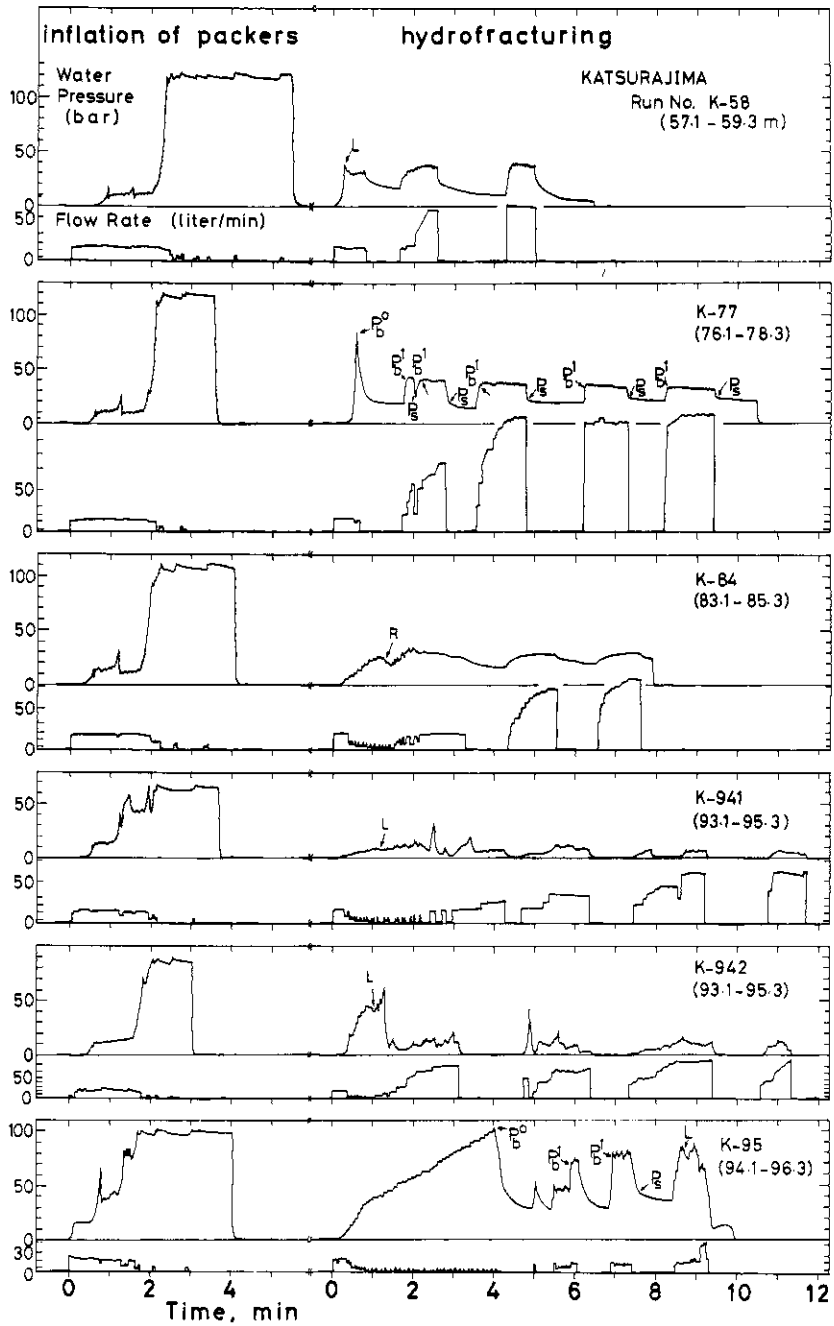
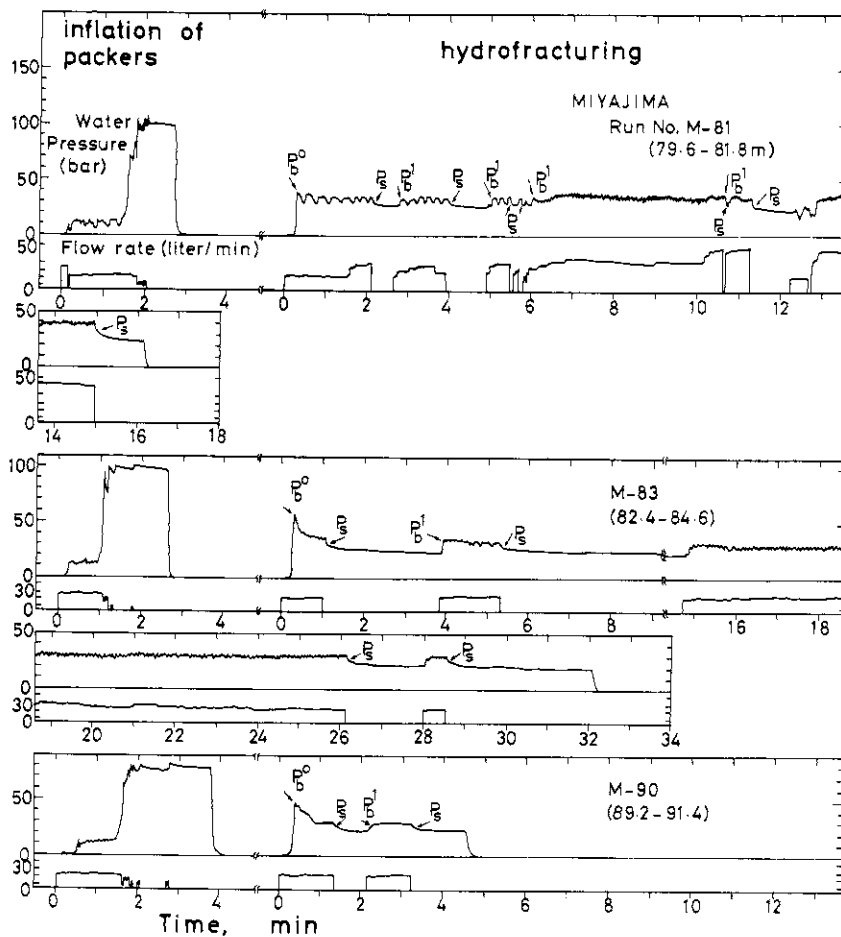


図 9 圧力（地表での測定値），流量変化曲線

Fig. 9 Surface pressure and flow rate versus time during the packer inflation and hydrofracturing.



b

図 9

a: 桂島, b: 宮島

P_b^0 : 破壊水圧, P_b^1 : 割れ目開口圧, P_s : 割れ目閉口圧,
R: 既存割れ目による漏水, L: 上部パッカーと壁面間の漏水

a: Katsurajima, b: Miyajima

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

る部分があるが(図7a 参照), これは, パッカーと坑壁間の水漏れが原因で坑壁の破壊に至らなかった実験の後, 少し位置をかえて再度および再々度実験したものである。

桂島の実験井で2箇所, 宮島で3箇所, 応力測定に成功した。

(1) 水圧記録

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図9a, bに示す, 但

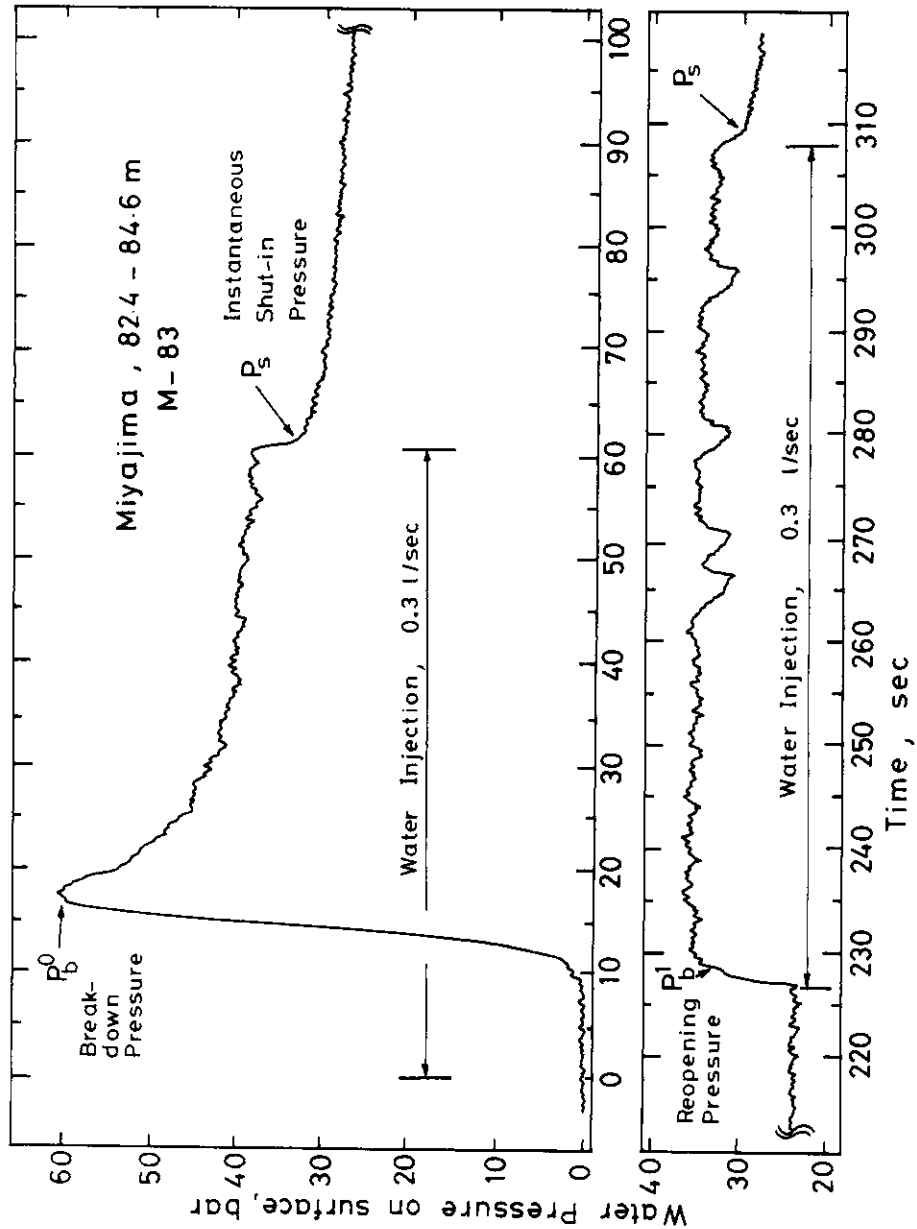


図 10 水圧変化曲線 (拡大図)
Fig. 10 Detailed pressure variation curve.

し、水圧値は地表での値を示す。したがって、応力測定深度での水圧値を得るには、送水管内の水柱圧分を加える必要がある。

図10に、宮島のRun No. M-83の拡大再生記録の例を示す。水圧破壊時および割れ目開口時には割れ目を通して急激に水が逃げはじめるので、圧力の上昇率が急激に減少する。圧力の上昇率が急激に減少した点として P_b^0 , P_b^1 を求める(図10参照)。一方、圧入を中止し圧力減少の推移を観測し、減少率の急減点を検出し P_s とする。

一定流量で水を送っている際に急な圧力の低下現象が図10に数回示されている。割れ目が急に大きく開くためであろうと考えられる。

以下に、各水圧破壊実験の経緯の概略と、応力測定のための水圧破壊実験の成否についての評価を述べる。

(i) 桂島(図9a 後照)

Run No. K-58, 深度 57.1-59.3 m

1回目の加圧の際、坑口に水があふれ出てきた。これは、パッカーと坑壁との間から水が漏れたためである。 P_b^0 , P_b^1 , P_s は得られない。

Run No. K-77, 深度 76.1-78.3 m

圧力曲線から P_b^0 , P_b^1 , P_s が大変明瞭に読みとれる。再現性も大変良い。

Run No. K-84, 深度 83.1-85.3 m

1回目の加圧曲線は複雑な様相を示し、典型的な破壊ではないことを示している。1~3回の加圧後の P_s は一定で再現性が良いこと、および破壊水圧が低いことから、この水圧実験では既存割れ目が開口したのでであろうと推定される。 P_s はその開口圧であろう。したがって、この水圧曲線からは、最大および最小圧縮主応力を反映した P_b^0 , P_b^1 , P_s は得られない。

Run Nos. K-941, K-942, 深度 93.1-95.3 m

2実験とも1回目の加圧時に坑口から湧水し、加圧を中止すると水圧に完全に零になる。上部パッカーと坑壁との間の密封が悪く漏水したものである。

Run No. K-95, 深度 94.1-96.3 m

前記K-941, K-942ではパッカーの接触位置が悪く漏水するので1mずらしてパッカーを設置して加圧した。 P_b^0 , P_b^1 , P_s がグラフから読みとれる。なお、この実験中1~3回までの加水圧後には P_s は明瞭には現われていない。これは、新しい割れ目が小さかったために、閉じる前後の圧力降下率の差が小さかったためと思われる。

(ii) 宮島

Run No. M-81, 深度 79.6-81.8 m

P_b^0 , P_b^1 , P_s を測定できた。水量を一定に送っているにもかかわらず、水圧の変動があるのは、割れ目が何らかの原因で、急に大きく開いたり、閉じたりするためであろう。

Run No. M-83, 深度82.4-84.6 m

P_b^0 , P_b^1 , P_s が測定できている。

Run No. M-90, 深度89.2-91.4 m

P_b^0 , P_b^1 , P_s が測定できている。

(2) 坑井内テレビュア

水圧破壊によって生じた坑壁の割れ目は、Run No K-95の実験について明瞭なテレビュア映像を得ることができた。破壊前と後のテレビュア写真を図11に示す。新割れ目の面は鉛直で、孔芯からS40°Wの方向に発生していることがわかる。坑壁に現われた全長は約40 cmである。

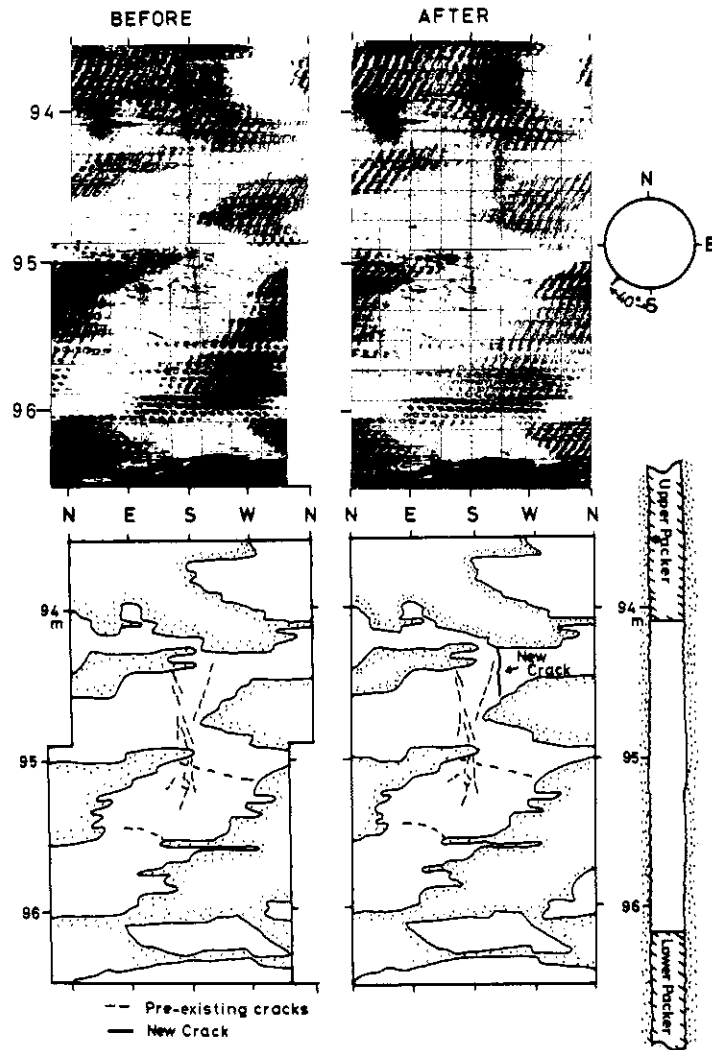


図 11 水圧破壊によって生じた新しい割れ目とその方向

Fig. 11 New crack generated by hydrofracturing, and its azimuth.

4.2 測定結果

上記データのうちで、 P_b^0 , P_b^1 , P_s の測定できたデータをまとめ表1に示す。示されたデータのうち、 P_b^1 および P_s から(4), (5)式を使って、最大水平圧縮応力 σ_{Hmax} および最小水平圧縮応力 σ_{Hmin} を算出し表2に示す。さらに、得られた値を深さに対して図示し、図12に示す。ここで算出された σ_{Hmax} および σ_{Hmin} は従来の算出法と異なり、破壊強度に無関係な(5)式を使っ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

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)
<u>KATSURAJIMA</u>						
K-77	76.1-78.3	128	95	32	38	1-3
K-95	94.1-96.3	110	118	53	80	0.5
<u>MIYAJIMA</u>						
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)	σ_{Hmax} (bar)	σ_{Hmin} (bar)	T (bar)	Fracture Azimuth
<u>KATSURAJIMA</u>					
K-77	76.1-78.3	58	32	37	—
K-95	94.1-96.3	79	53	65	S40°W
<u>MIYAJIMA</u>					
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	—

$$\sigma_{Hmax} = 3P_s - P_b^1, \quad \sigma_{Hmin} = P_s$$

$$T = P_b^0 - P_b^1 \text{ (hydrofrac tensile strength)}$$

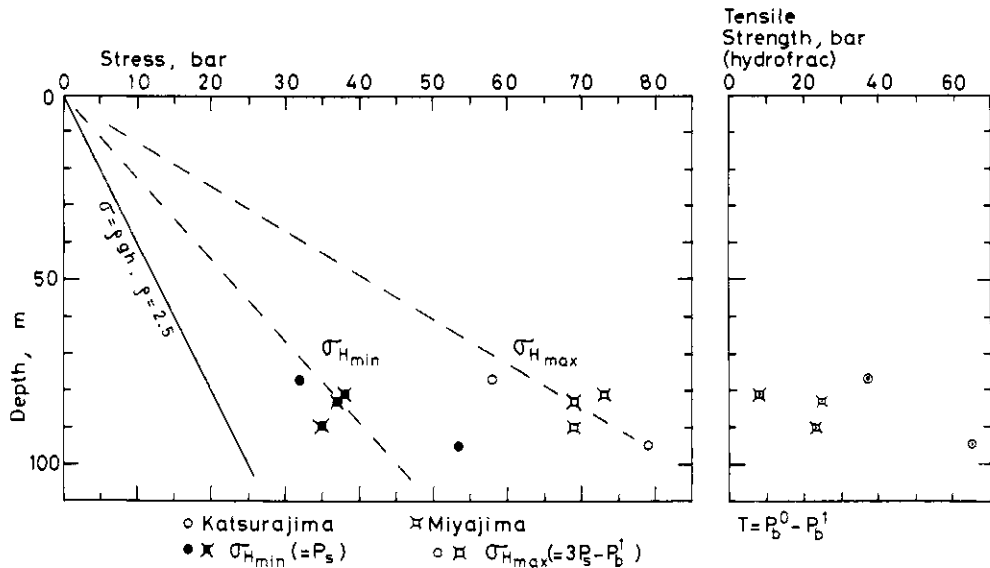


図 1.2 最大、最小水平圧縮応力の深さ分布及び水圧破壊強度

Fig. 1.2 Variation of the maximum and minimum horizontal principal stresses with depth, and hydrofrac tensile strengths.

ばらつきには影響されていない値である。

逆に、(4)、(5)式から得られた σ_{Hmax} 、 σ_{Hmin} の値と測定値 P_b^0 を、(3)式に代入し、測定された地層の水圧破壊に対する引張強度 (Hydrofrac Tensile Strength, 実験室での測定例によると、単純引張試験により得られた引張強度と異なる例が多い) を得て、測定個所の岩相の見かけの違い、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。表2および図1.2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から、桂島の方が宮島よりも強度が大きいことがわかる。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0.5km/sec速い) と大変良い一致を示す。また同じく表、図には宮島の3測定個所のうちで、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。

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である。

5. 装置および技術に関する考察

5.1 測定装置

(1) 膨張パッカー

地層が良ければ、栓としての役割を十分はたし、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。加水圧部は図3に示されているように220cmである。パッカー固定圧の坑壁破壊への影響を考えると、この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実験しようとする、短い方が適地をさがしやすい。実験井内に現われた単層の厚さが比較的薄いので、できるだけ短くして220cmとした。機構上この長さが最短である。

(2) 水圧ポンプ

今回使用したものは、油井の坑壁とケーシング管との間にセメンチングするときに使用する大容量の高圧ポンプである。このポンプは継続運転の場合、最低の吐水量が約20l/secと大きいため、初期の実験では流量を少なくするため、ポンプを断続的に作動させた(K-84, K-941, K-942, K-95)。このために、圧力曲線から P_b^0 、 P_b^1 の値が検出しにくい。以降の全ての実験は、ポンプは継続的に作動させた。 P_b^0 、 P_b^1 は大変検出しやすくなったが、吐出量が大きいため、多少 P_b^0 、 P_b^1 が大きめにあらわれる可能性がある。 P_b^0 、 P_b^1 を検出する際、圧力上昇率が急減した点を注意深く読み取ることによってこの点を改善した。今後の実験では、もっ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ことがわかった。

(3) 圧力測定

地表の送水管内の水圧を測定して、坑井中の送水管の水柱圧分を補正して真の値とした。今回の実験の場合、測定点と破壊箇所との水中における距離は100m程度であるので、圧力伝達の時間差は無視できるが、将来、さらに深い坑井で水圧破壊実験をする場合は、直接破壊箇所まで圧力センサーを降ろして測定できる装置を考える必要がある。自記圧力計にタイマーをつけて、パッカーとともに坑井内にセットするか、圧力計にケーブルを付けて送水管内をとおして地上に上げ、地上で記録するか、どちらかであろう。

(4) 破壊方位測定

超音波を利用した坑井内テレビアを使用した。センサーと地上パネルの接続を換えるだけで、一般の検層の際使用されるケーブル、ウィンチ等をそのまま利用できるので大変手軽で確実に操作できる。さらに、坑壁に掘削時の泥壁ができていても、坑壁を構成する地層の岩質が硬ければ、泥壁表面の凹凸に関係なく、坑壁の凹凸を反映した映像を得ることができる。また表面上割目が閉じていても、その部分の超音波の反射強度は大変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。しかしながら、孔形が真円から大きくはずれた場合、坑壁がなめらかでない場合には、反射した超音波が受信できず、分解能が悪くなる。この点をおぎなうため、膨張パッカーの周りに特殊プラスチックをつけ、坑壁の型をとり観察する方法等のテレビアをバックアップする坑壁調査法を工夫する必要がある。

5.2 新しい技術の開発

(1) 水圧破壊振動の観測

精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。これについては別に報告する(池田他, 1978) 微小破壊振動の観測により、特に破壊時刻を精確に知ることにより P_b^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。

(2) 割れ目充填剤の試用

M-81, 83の実験では、割れ目充填剤を水圧破壊後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する際、すでに割れ目が閉じてしまっていると大変見にくく、見落としやすいのでこの点を改善するためのひとつの試みである。充填剤としては比重が水に近く、粒径0.5 mm程度の物質で手に入りやすいものとして、イオン交換樹脂(比重約1.05, 粒径0.4~0.6 mm)を利用した。樹脂の沈澱防止のためにゲル剤(セルローズ, CMC)を混入し、水に粘性をつけた。水、樹脂、CMCの混合容積比は8:1:1とした。総量は35lを圧入した。しかしながら結果はこの割れ目充填剤の効果を確認するまでに至らなかった。K-81, 83の実験前の坑壁の状態がテレビュアにとって大変悪かっ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、工夫をしていく必要がある。

6. 地殻応力

測定された最大水平圧縮応力 σ_{Hmax} および最小水平圧縮応力 σ_{Hmin} の値は、表2および図12に示されているように測定地域による系統的なちがいはない。すなわち、深度7.5~9.5 mにおける水平主応力値は、 $5.8 < \sigma_{Hmax} < 7.9$ bar および $3.2 < \sigma_{Hmin} < 5.3$ bar である。実際に測定される応力は、坑井のまわりの水圧によっ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4km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ったことを示唆している。

σ_{Hmax} , σ_{Hmin} 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 σ_{Hmax} , σ_{Hmin} を零と仮定すると図12の破線で示す線上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。

σ_{Hmin} は推定される垂直応力(図12中実線、重力による静水圧)よりも大きい値である。このような例は、主として応力解放法により測定された世界各地の例の中では決してめず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、ごく一般的傾向である(e. g., Ranalli, 1975), この地域が特殊な応力状態にある地域であることを示しているわけではない。

σ_{Hmax} , σ_{Hmin} 差応力 ($\sigma_{Hmax} - \sigma_{Hmin}$) の値は、世界各地の測定値と比較した場合、特に大きくもなく、小さくもない値である。地震前の前兆等による急激な地殻変動等が

付近で発生すれば、おそらくここで得られた差応力の値の数倍あるいはそれ以上の値になるのではないかと推測される（田中，1978）。

最大圧縮力の方位を決めるための破壊方向は1例だけ測定に成功した。この破壊面が坑井の中心を含む鉛直面の場合、最大圧縮応力の方位は $S 40^{\circ}W$ である。この方位は、測地測量の結果および推定され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° 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 $\pm 30^{\circ}$ 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個所であった。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った（すなわち、 $N 40^{\circ}E$ の方向には破壊面を確認できなかった）。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を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（観測地点から北東の方向に約40km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30kmを境にして起震応力が変化しており、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、 $M=6.9$ ）で活動した南伊豆に現われた断層が駿河湾に伸びており、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が、ふたつの実験井は、まさにこの延長線上にあるため、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

この研究を立案・実行するにあたり、当センター第2研究部浜田和郎博士、同笠原敬司氏、科学技術庁（現当センター第2研究部）坂田正治博士の諸氏には有益な討論、助言をいただいた。東京大学西松裕一教授、北海道大学石島洋二助教授の両先生には、水圧破壊の理論および室内実験に関して有益な御教示をいただいた。Univ. Wisconsin, Prof. B. Haimson および U. S. Geological Survey, Dr. M. D. Zoback の両氏には地殻応力測定のための水圧破壊実験の手法および技術に関して、具体的に有益な討論、助言をいただいた。石油資源K. K. 山下武男氏には、今回の実験の技術的面について多大な御援助をいただいた。また静岡県地震対策課、岡部町役場には、実験用地借用等多大な御協力をいただいた。わが国で初の水圧破壊法による応力測定に成功し、貴重なデータを得ることができたのは、上記諸氏

および機関の御援助によるものである。ここに記して感謝の意を表する。

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った。

参 考 文 献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 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 日本鉱業会誌, **79**, 1016-1022.
- 4) ———・———・伊藤英文・田中豊 (1973): 岩盤内の地山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.
- 5) 池田隆司, 塚原弘昭, 佐竹洋, 大竹政和, 高橋博 (1978): 水圧破壊に伴う微小破壊音, 国立防災科学技術センター研究速報, **31**, 1-11.
- 6) 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.
- 7) 茂木清夫 (1977): 伊豆・東海地域の最近の地殻活動の解釈, 地震学会予稿集, 昭和52年度No2, 120.
- 8) 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) - 日本鉱業会誌, **92**, 1-6.
- 9) ———・———・亀岡美友 (1977): ボアホール底面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.
- 10) 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.
- 11) 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.
- 12) Ranalli, G. (1975): Geotectonic relevance of rock-stress determinations, *Tectonophys.*, **29**, 49-58.
- 13) 田中豊 (1978): 中国における地殻応力, 地殻活動および重力変化の観測と地震前後の異常変化, 1977年地震学会報中代表団報告集, 地震学会, 89-111.
- 14) 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.

(1978年9月21日原稿受理)