

PNC TJ7401 97-001

## 深部岩盤の初期応力測定に関する文献調査

(動力炉・核燃料開発事業団 契約業務)

1997年3月

同和工営株式会社

本資料についての問い合わせは下記に願います。

〒509-51

岐阜県土岐市泉町定林寺園戸959-31

動力炉・核燃料開発事業団

東濃地科学センター

技術開発課

PNC TJ7401 97-001

## 深部岩盤の初期応力測定に関する文献調査

(動力炉・核燃料開発事業団 契約業務)

1997年3月

同和工営株式会社

## 深部岩盤の初期応力測定に関する文献調査

加藤春實\*

### 要 旨

平成7年に超深層研究所の建設計画が発表された。この施設を建設する前の設計段階において、初期応力状態に関する情報は地下空洞の合理的な設計をおこなう上で必要不可欠である。この情報はまた、地下空洞を掘削してからの支保工法と岩盤の補強方法を推定するための基礎的なデータとなる。したがって、立坑および坑道を掘削する前に立坑の掘削予定地点で調査ボーリングをおこない、地下1000mまでの初期応力状態を測定する必要がある。このようにして決定された3次元初期応力状態は岩盤の力学モデルを構築するために用いられ、そこから得られる知見は将来の設計・施工に活用されるのできわめて重要である。しかしながら、初期応力測定に関する経験と情報は限られているのが現状である。

本報告書は、大深度ボアホールあるいはそこから採取されたボーリングコアを利用する種々の実用的な測定方法を詳細に調査し、深部岩盤での初期応力測定を実施するための基礎的な情報を得ることを目的とする。すなわち、1991年以降の国内の文献および1985年以降に出版された国外の文献から、大深度ボアホールあるいはそこから採取されたコアを用いて深部岩盤の初期応力測定を実施した例について述べた文献を検索し、それらに記述されている各初期応力測定法について概観した。そして、まずこれらの測定方法がどのような深度に適用されているかを分析し、応力を決定するときに初期応力に関して導入される仮定について検討した。次に、測定の対象となる岩盤のスケールに応じて測定データのサンプリングサイズと方法を変えなければならないことについて述べ、最後に1000m程度のボーリングをおこなう場合の初期応力測定の実施に関する提案をおこなった。

---

本報告書は、同和工営株式会社が動力炉・核燃料開発事業団との契約により実施した研究の成果である。

契約番号：08C1140

事業団担当部課室および担当者：

東濃地科学センター 地質環境研究室長 坪田浩二

\* 同和工営株式会社資源事業部調査部

A Review of the Literature  
on *In Situ* Stress Measurement Methods at Great Depth

H. Kato\*

ABSTRACT

In 1995, Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation has released the construction project of underground research facility. In the preexcavation stage, knowledge of the state of *in situ* stress is prerequisite in the rational design of underground openings and it also provides the basic field data required for estimating needed corrective action, support and reinforcement of rock caverns in the post excavation stage. The *in situ* state of stress down to 1000 m, therefore, has to be measured in exploration boreholes at the potential site for future shaft sinking for evaluating the *in situ* stress condition well ahead of shaft sinking and drift excavation. The three dimensional stress state will be used to construct a numerical stress state model of the host rock unit. The application of this knowledge will be of importance for all future engineering works. However, our experience and information as to *in situ* stress measurements have been restricted in scope as well as in methods employed.

The objective of this report is to conduct a detailed review of the various practical stress measurement techniques based on measurements in deep boreholes or on rock cores collected at the depth of interest. *In situ* stress measurement methods using deep boreholes or rock core have been examined from the literature in Japanese and English published since 1991 and 1985, respectively. These measurement methods have been reviewed and presented in this report. This leads to the review of the methods and its applicable depth. Some common hypothesis on determination of *in situ* stress state was examined. Then it has been addressed that *in situ* stress measurement program has to be tailored to the size of the problem and the rock mass structure. Finally, proposals have been made for *in situ* stress measurement program using 1000m deep borehole.

---

This report was made by Dowa Engineering Co., Ltd. under contract with Power Reactor and Nuclear Fuel Development Corporation.

PNC Liaison: Koji Tsubota, Geological Environment Research Section, Tono Geoscience Center.

\*: Dowa Engineering Co., Ltd., Geoscience Consulting Division.

## 目次

1. 文献調査の目的	1
2. 文献調査の範囲	2
3. 検索された文献で述べられている初期応力測定法	4
3. 1 ボアホールにおける測定方法	5
3. 1. 1 水圧破碎法、リークオフテストおよびHTPF法	5
3. 1. 2 ボアホールブレイクアウト	7
3. 1. 3 掘削によって誘起された引張り裂	8
3. 1. 4 オーバーコアリング法	9
3. 1. 5 岩石の物理特性におよぼす応力集中の影響を測定する方法	10
3. 2 ボーリングコアを用いる測定方法	11
3. 2. 1 マイクロクラックの生成に関連した測定方法	11
3. 2. 2 Kaiser効果に基礎を置く方法(AE法)	11
3. 2. 3 変形率変化法(DR法)	12
3. 2. 4 コアディスクキングの調査	12
3. 2. 5 センターラインクラックの調査	13
3. 2. 6 コアのすべり面の解析	13
3. 3 地震の発震機構解析	13
4. 検索された文献で述べられている初期応力測定方法とその適用深度との関係	15
5. 初期主応力の方向と大きさに関する仮定	18
6. 初期応力測定と岩盤のスケール	22
7. 初期応力測定の実施に関する提案	24
7. 1 ボーリングを開始する前の予備調査	24
7. 2 ボーリング中の初期応力測定	24
7. 3 ボーリング終了後の調査	25
8. まとめ	28
引用文献	29

## 付表目次

表 2. 1	文献調査の対象となった国内の学会誌、雑誌、 報告書および講演要旨集	2
表 2. 2	文献調査の対象となった国外の学会誌、雑誌および講演要旨集	3
表 3. 1	調査された文献で述べられている大深度ボアホールにおける 初期応力測定方法	4
表 5. 1	各測定方法の初期応力に関する仮定、測定項目、初期応力に 関して得られる情報および適用深度の制約条件	20
表 7. 1	ボーリングの各段階における初期応力測定に関する調査項目	27

## 付図目次

図 3. 1	(a)HTPF 法および(b)水圧破碎法。	5
図 3. 2	ボアホールブレイクアウトの例。	7
図 3. 3	掘削によって誘起された引張り裂の例。	8
図 3. 4	tube wave にともなう質点の運動の例。	10
図 3. 5	サドル状の破断面を有するディスクと水平主応力方向の関係。	12
図 3. 6	センターラインクラックと水平主応力方向との関係。	13
図 3. 7	地震の発震機構解析から推定される初期応力の 相対的な大きさと方向。	14
図 4. 1	文献に記載されていた初期応力測定方法の適用頻度と 適用深度の関係。	17
図 6. 1	注目する岩盤領域のスケールと岩盤の構造との関係。	23

## Appendix

Appendix-A	Hydraulic Fracturing	32
Appendix-B	Leak-off test	133
Appendix-C	HTPF method	143
Appendix-D	Borehole Breakouts	164
Appendix-E	Over Coring method	212
Appendix-F	Drilling Induce Fractures	229
Appendix-G	AE and DR method	234
Appendix-H	DSA method	251
Appendix-I	ASR method	262
Appendix-J	Others	281

## 1. 文献調査の目的

平成7年に超深層研究所の建設計画が発表された。この施設の設計・施工あるいは坑道掘削による周辺岩盤への影響を調査する研究においては、地表からの調査段階に深部岩盤のできるだけ正確な初期応力状態を把握することが重要である。そのため、立坑掘削予定位置を中心とした100～1000m程度の領域（施設スケール）において、地下1000m程度までの深部岩盤を対象に初期応力測定をおこない、地下深部の3次元初期応力分布の把握とそれをもとにした岩盤力学モデルの構築が必要である。これらのデータは、施設の設計・施工に反映されるだけでなく、施設建設にともなう掘削の影響を予測し、掘削中および掘削後に得られるデータと比較するための基礎データとして活用されることから非常に重要である。

しかしながら、動燃事業団では、地下1000m程度の深部岩盤での初期応力測定の実施経験がなく、測定に関する情報量も限られているのが現状である。以上のことから、国内外における初期応力測定の実施例に関する情報収集を目的とした文献調査をおこない、超深地層研究所において深部岩盤での初期応力測定を実施するための基礎的な情報を得ることとする。

本報告書では、まず文献調査の対象となった学会誌、雑誌、講演要旨集および報告書の範囲について述べ、抽出された文献に記述されている各初期応力測定法について概観する。次に、これらの測定方法がどのような深度で適用されているかを分析するとともに、初期応力を決定するときに初期応力状態に関して導入される仮定について検討する。そして、最後に1000m程度のボーリングをおこなう場合の初期応力測定の実施に関する提案をおこなう。



## 2. 文献調査の範囲

日本国内の文献は、表2. 1に示すように、土木学会、土質学会、資源・素材学会および日本材料学会の4学会と、岩の力学連合会から1991年以降発表された論文と講演要旨集を中心に調査をおこなった。なお、1990年までの国内の文献は、すでに”初期地圧測定法の現状と課題（土木学会）[1]”にまとめられ出版されている。国外の文献は1985年以降のものを対象とし、表2. 2に示す通りである。二つの表に示した雑誌、講演要旨集および報告書の中から、深部岩盤における初期応力測定の実施例に関する国外の文献79編と国内の文献19編を抽出し、Appendixにまとめた。これらの文献は、地表あるいは海上から掘削した大深度ボアホールあるいはそれから採取されたコアを用いて深部岩盤の初期応力測定を実施した例について述べたものである。海外では初期応力測定に関するワークショップ[2,3]が過去に何回か開催されていて、初期応力測定の例が多数紹介されているが、本調査では最も最近おこなわれた1995年9月の”International Workshop on Rock Stress Measurement at Great Depth[4]”の資料を調査した。

表2. 1 文献調査の対象となった国内の学会誌、雑誌、報告書および講演要旨集

(1)学会誌
材料
資源と素材
地震
土質工学会論文報告集
土木学会誌
土木学会論文集
土と基礎
日本鉱業会誌
(2)雑誌
採鉱と保安
地質学雑誌
地質ニュース
(3)研究機関の報告書
国立防災科学技術センター研究報告
資源（工業技術院公害資源研究所）
資源と環境
資源環境技術総合研究所報告
(4)講演要旨集
岩の力学国内シンポジウム講演論文集
資源・素材春季大会講演要旨集
資源・素材秋季大会講演要旨集
土質工学会土質工学研究発表会講演集
土木学会年次学術講演会講演概要集

表2. 2 文献調査の対象となった国外の学会誌、雑誌および講演要旨集

(1)学会誌

Canadian Geotechnical Journal  
Canadian Journal of Earth Science  
Geotechnique  
Geotechnical Testing Journal  
International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences  
Journal of Geotechnical Engineering  
Journal of Geophysical Research  
Journal of Petroleum Technology  
Mining Science Technology  
Oil and Gas Journal  
Rock Mechanics and Rock Engineering  
Scientific Drilling  
Society of Petroleum Engineering, Formation Evaluation  
Society of Petroleum Engineering, Production and Facilities  
Tunneling and Underground Journal

(2)雑誌

World Mining Equipment

(3)講演要旨集

Proc International Symposium on Rock Stress Measurement,  
Stockholm, 1986  
Proc 2nd International Symposium on Field Measurements in  
Geomechanics, Kobe, 1987  
Proc International Conference on Mechanics of Jointed and Faulted  
Rock, Vienna, 1990  
Proc 32nd US Symposium on Rock Mechanics, Norman, 1991  
Proc 7th ISRM International Congress on Rock Mechanics,  
Aachen, 1991  
Proc 33rd US Symposium on Rock Mechanics, Santa Fe, 1992  
Proc ISRM Symposium : Eurock' 92, Chester, 1992  
Proc 34rd US Symposium on Rock Mechanics, 1993  
Proc ISRM Symposium : Eurock' 94, Delft, 1994  
Proc 1st North American Rock Mechanics Symposium, Austin, 1994  
Proc 8th ISRM International Congress on Rock Mechanics,  
Tokyo, 1995  
Proc International Workshop on Rock Stress Measurement at Great  
Depth, Tokyo, 1995  
Proc 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Aubertin, 1996  
Proc VIII th International Symposium on the Observation of the  
Continental Crust Through Drilling, Tsukuba, 1996

### 3. 検索された文献で述べられている初期応力測定法

初期応力状態は、地下における岩盤構造物（空洞および人工き裂）の設計における境界条件となるのできわめて重要である。また、地震学、構造地質、地震予知、防災あるいは地球物理学などの多くの分野における問題を解明するための基本的なパラメータである。初期応力は、地質構造、岩盤物性および地質年代的な時間スケールのテクトニックな载荷履歴に依存する。しかし、岩盤がこれまでに受けてきた応力履歴を完全に解明することは不可能であり、地質構造を厳密に表現した数値モデルを構築することは非常にむずかしいので、初期応力を数値計算から求めることは不可能である。このため、初期応力を測定するための種々の方法が開発されてきた。

文献で述べられている初期応力測定方法は、大きく分けてボアホールにおいて実施する試験方法と定方位のボーリングコアを用いる試験方法の2通りあり、表3.1に示すようである。この他に、地震波の初動分布を調査する発震機構解析がある。次の節では、これらの測定方法について概説する。

表3.1 調査された文献で述べられている大深度ボアホールにおける初期応力測定方法

(1)ボアホールにおける測定方法
<ul style="list-style-type: none"> <li>a. 水圧破砕法</li> <li>b. リークオフテスト</li> <li>c. 水圧試験 (HTPF(Hydraulic Tests on Pre-existing Fractures)、FPT(Fracture Pressurization Test))</li> <li>d. ボアホールブレイクアウト</li> <li>e. 掘削によって誘起された引張り裂</li> <li>f. オーバーコアリング法</li> <li>g. 岩石の物理特性におよぼす応力集中の影響を測定する方法</li> </ul>
(2)ボーリングコアを用いる測定方法
<ul style="list-style-type: none"> <li>a. DSCA(Differential Strain Curve Analysis)法</li> <li>b. ASR(Anelastic Strain Recovery)法 (RSR(Repressurization-stress relaxation)法)</li> <li>c. AE(Acoustic Emission)法</li> <li>d. DR(Deformation Rate)法</li> <li>e. TSR(Thermal Strain Recovery)法</li> <li>f. コアの弾性波速度分布の異方性に基づく方法</li> <li>g. コアディスクキングの調査</li> <li>h. センターラインクラックの調査</li> <li>i. コア断面の精密測定</li> <li>j. コアのすべり面の観察に基づく方法</li> </ul>
(3)地震の発震機構解析

### 3. 1 ボアホールにおける測定方法

坑道や地表などの自由表面あるいはその近傍において測定した応力状態は、そこから遠く離れた地点まで外挿することができないので、初期応力場は一般にボアホール内部でおこなわれる測定を通じて決定することが多い。すなわち、ボアホールを利用することによって接近点から遠く離れた地点の初期応力場を測定することができる。さらに、ボアホールによって誘起される応力の擾乱は既知であるから、それを測定することによって初期応力に関する情報が得られる。

水圧破碎法あるいはボアホールブレイクアウトは、岩盤の破壊過程に基礎を置く測定方法である。HTPF法（既存のき裂面における水圧試験）は、ボアホールによって誘起される応力の擾乱とは無関係に、初期応力場の成分を直接に測定する方法である。部分あるいは完全応力解放によって誘起されるボアホール壁面の変位測定に基礎を置く方法もある。岩石の物理特性におよぼす応力集中の影響を音波速度から測定する方法もおこなわれている。

#### 3. 1. 1 水圧破碎法、リークオフテストおよびHTPF法

岩盤の初期応力状態をボアホール内部における水圧試験から決定する方法が開発されてきた。すなわち、水圧破碎法[5]とHTPF法[6]である。図3. 1参照。

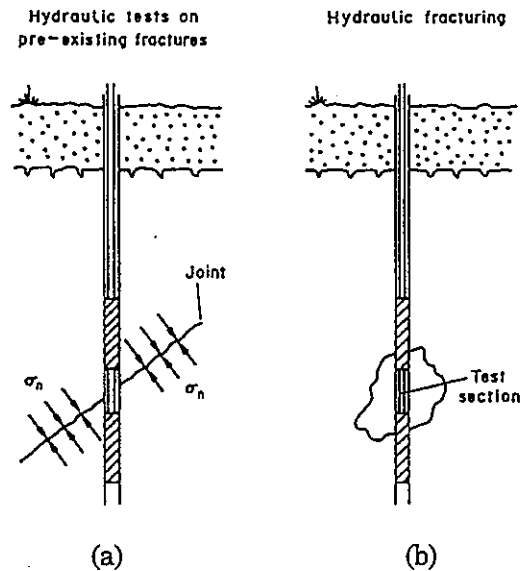


図3. 1 (a)HTPF法および(b)水圧破碎法[C-2]。

水圧破碎法は、Scheideggerによって最初に提案され、現在では大深度ボアホールにおける初期応力測定法として最も一般的におこなわれている。この方法は、ボアホール壁面において引張り裂を誘起させるときの圧力と、ボアホールの遠方からこのき裂面に作用している法線応力とが釣り合う圧力から応力場を決定する。HTPF法では、ランダムな方向を向いた既存の平面き裂にボアホールの遠方から作用する法線応力成分だけを測定する。

大深度において信頼性の高い最小主応力の大きさを直接に測定できるのは、これらの2つの方法だけである。ボアホールがひとつの主応力軸と平行であって、岩盤が線形等方弾性体であれば、水圧破碎法から最小主応力の大きさばかりでなく、その方向およびボアホール軸と直交する平面内の最大主応力の大きさも決定できる。HTPF法を用いれば、初期応力場が深度の線形関数であると仮定して均質な岩盤内における完全な応力場が決定できる。このほか、ボアホール壁面に入れた人工ノッチ、ボアホール軸と交差する天然の横き裂およびボアホール軸を含む縦き裂において得られるそれぞれの圧力データから完全な3次元初期応力状態を決定する方法[7]、横き裂のシャットインプレッシャーとリオープンングプレッシャーを用いるFPT法[8]なども提案されている。

リークオフテスト[9]は、本来、初期応力測定を目的としておこなわれる試験ではないが、石油工学の分野では頻繁におこなわれている。すなわち、ケイシングシューから先の裸孔部分に泥水を圧入し、岩盤をブレイクダウンさせる。このときのブレイクダウンプレッシャーはリークオフプレッシャーと呼ばれ、適切な掘削泥水の比重とマッドウェイトを決定するための基準になる。リークオフテストで測定される圧力から水圧破碎法と同様にして初期応力の大きさと方向を推定することができる。

### 3. 1. 2 ボアホールブレイクアウト

初期応力を受ける岩盤にボーリングをおこなうと、ボアホールの近傍に応力集中が発生し、弾性ひずみエネルギーは局所的に大きくなる。岩石の弾性ひずみエネルギーがある限界値に達すると破壊が始まる。この破壊過程はボアホールブレイクアウト[10]と呼ばれ、初期応力場の主軸の方向を決定するのに利用されている。図3. 2参照。

ボアホール軸がひとつの主応力方向（通常は鉛直方向）に平行であって、岩盤が等方性を有すると仮定すると、ボアホール壁面の接線応力 $\sigma_{\theta\theta}$ はボアホール軸と垂直な最大主応力 $S_H$ の方向において最小となり、ボアホール軸と垂直な最小主応力 $S_h$ の方向において最大となる。 $S_H$ の方向に引張り裂ができる場合もあるが、一般にブレイクアウトは圧縮応力によるボアホール壁面の破壊現象をさし、ボアホールは $S_h$ の方向に拡大する。

ボアホールテレビューアなどの高精度のキャリパー装置の発達によって、北米および北海地域ではボアホールの拡大した方向と初期応力場に関して膨大なデータが収集されている[11,12]。Zoback et al.[10]は原位置および室内試験からボアホールブレイクアウトの破壊メカニズムを研究し、水平主応力の大きさを決定している。

ボアホール軸とひとつの主応力軸の方向が一致するという仮定は、この手法のひとつの制約条件であるといえる。また、ボアホールブレイクアウトが形成されるかどうかはボーリングをおこなわなければわからないという問題もある。

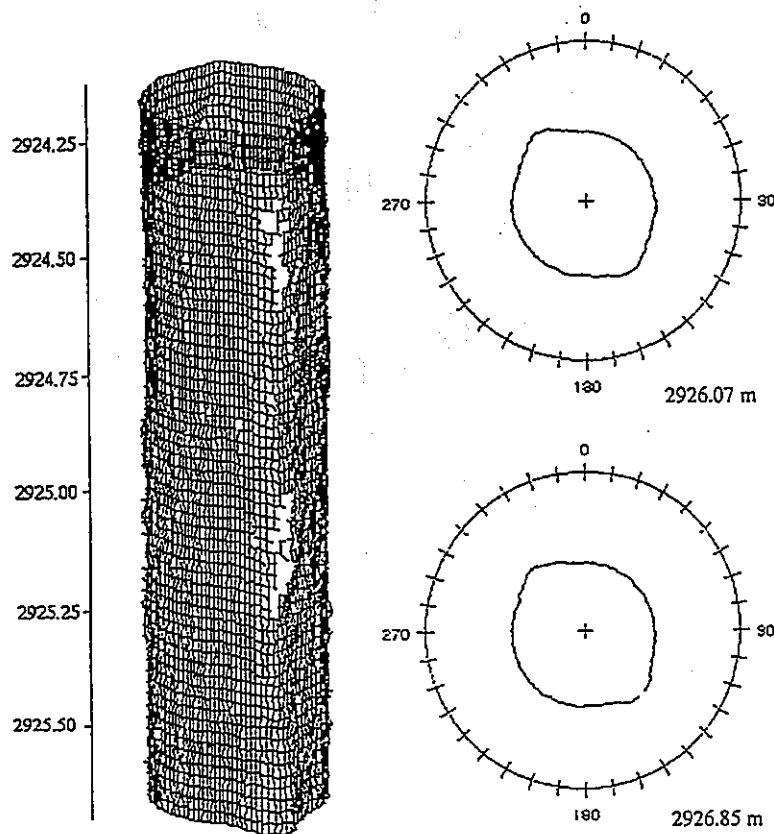


図3. 2 ボアホールブレイクアウトの例[D-10]。

### 3. 1. 3 掘削によって誘起された引張き裂

掘削中にボアホールに作用する水圧あるいは冷たい掘削流体によって生じる熱応力はいずれもボアホール軸に関して対称な引張応力を誘起させる。これらが初期応力場に起因する応力集中と重なり合うと、接線応力 $\sigma_{\theta\theta}$ が最小となる方向に引張き裂が発生することがある。図3. 3参照。鉛直方向がひとつの主応力方向であって、ボアホールも鉛直であると仮定すると、岩石が等方性を有する場合、引張き裂は $S_H$ の方向に誘起する。したがって、これらのき裂は最大水平主応力の方向を調査するのに利用できる[13]。

ある深度範囲で初期応力場が一様であると仮定すると、ボアホール壁面に誘起される引張き裂の位置と傾きは、ボアホールの方位と傾斜に依存する。したがって、いくつかの深度で測定された引張き裂の位置と傾きおよびボアホールの方位と傾斜から、3次元初期応力場を推定する方法[14]も提案されている。

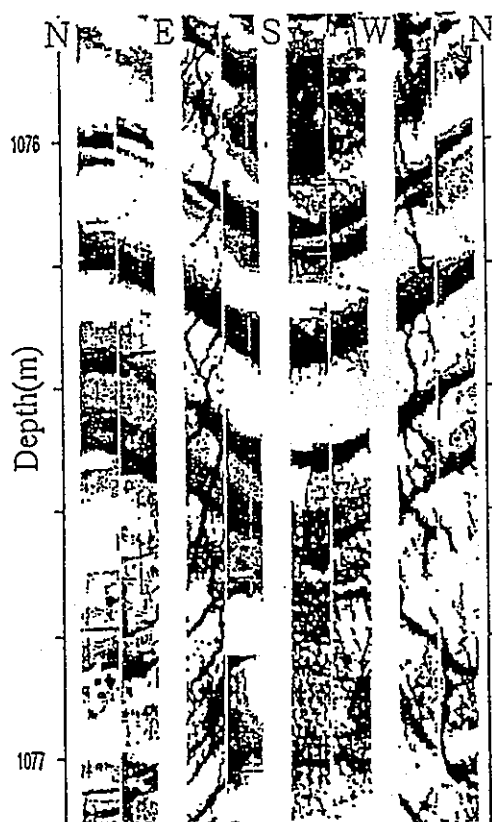


図3. 3 掘削によって誘起された引張き裂の例[F-1]。

### 3. 1. 4 オーバーコアリング法

初期応力測定のうち、ひずみ解放に基づくオーバーコアリング法は、その歴史がもっと古く、数多くの適用実績がある。この方法は、原位置において拘束されていた岩石のオーバーコアリングにともなうひずみの解放挙動から、解放前に作用していた初期応力成分の一部あるいはすべてを決定するものである。通常、岩盤は弾性的に挙動すると仮定し、ひずみ解放によって誘起される変位から、等方性あるいは異方性を仮定した弾性解に基づいて初期応力成分を求める。

ひずみ解放法から得られる結果はかなりばらつくことが多いので、平均的な局所応力を決定するための方法および局所応力テンソルの信頼性を表現するための統計的な手法[15]がいくつか提案されている。この場合、測定をおこなった範囲（多くの場合数十  $m^3$ ）の局所応力テンソルは一様であって、それらの平均値からの偏差は Gauss 分布するものと仮定している。この仮定が成立するかどうかは、測定箇所の分布、ひずみの基線の長さおよび測定回数などに関係している。

この方法では、応力成分の大きさを計算するために岩石の弾性定数を決定しなければならない。通常、これはコア試料を用いておこなうが、初期応力を解放すると殆どの場合、コアの内部にマイクロクラックが発生する。しかし、このようなマイクロクラックによって生じる異方的なひずみの解放は、オーバーコアリングあるいは部分ひずみ解放の結果を解析する際に考慮されていない。すなわち、コアは初期応力状態から変化していないと仮定している。



### 3. 1. 5 岩石の物理特性におよぼす応力集中の影響を測定する方法

岩石には必ず空隙あるいはマイクロクラックなどの種々の不連続面が存在するので、岩石に異方的な载荷をおこなうと、その物理特性に異方性が生じる。たとえば、室内試験で岩石に一軸载荷すると、载荷方向におけるP波速度はそれと直交する方向よりも大きくなる。载荷によって弾性波速度の異方性が生じるのは、一般に主応力方向と不連続面の方向との相対的な関係に応じて不連続面の開口幅が変化するからであると考えられている。すなわち、最大主応力の方向に垂直な不連続面は最小主応力の方向と垂直なものよりも閉口量が大きくなる。このような異方性材料を伝播する横波は2つの直交する方向に分極する。

Zoback et al.[16]は、ボアホールの tube wave にともなう質点の運動が異方的な傾向を示すのは、このような速度異方性に原因があると考えている。2つの異なる現場における測定結果は、質点の最大振幅方向と最大水平主応力の方向との間に良い一致を示していた。図3.4参照。しかし、このような一致がどのようなメカニズムによるかはまだ解明されていない。

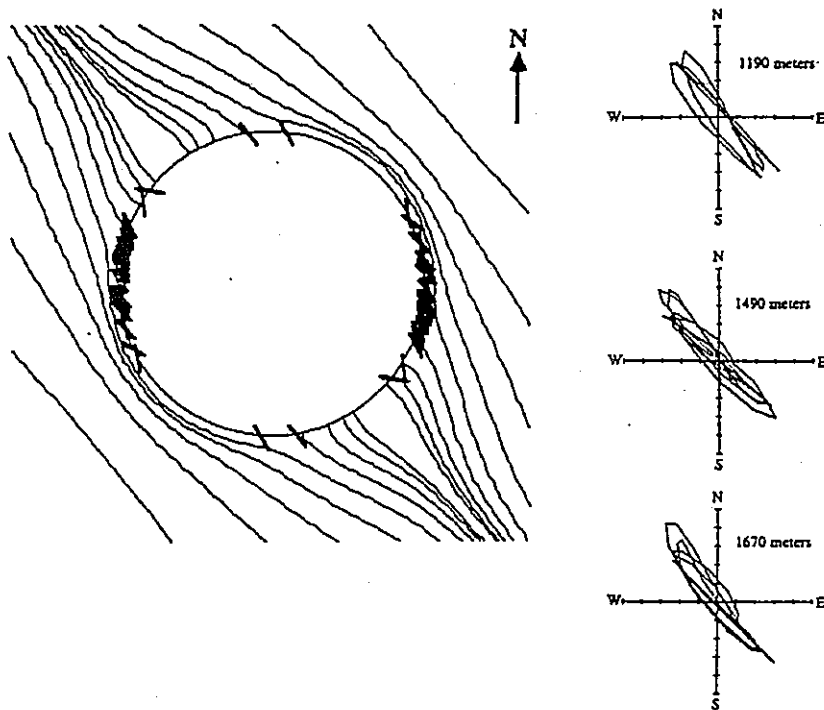


図3.4 右の図は tube wave にともなう質点の運動の例[16]。左の図は各深度で測定された質点の運動を1つのボアホール断面に投影したもので、ボアホールの外側の曲線は理論的な最大水平主応力方向を表している。

### 3. 2 ポーリングコアを用いる測定方法

注目する深度から採取された定方位のポーリングコアについて試験をおこない、コアに作用していた局所応力を決定する一連の方法がある。ポーリングコアの寸法は、工学的なプロジェクトのスケールと比較すると非常に小さいので、信頼性の高い岩盤の初期応力状態を推定するためには、コアサンプルのサイズ（採取地点の広がりと数量）を十分に大きくする必要がある。

#### 3. 2. 1 マイクロクラックの生成に関連した測定方法

岩盤から採取した直後のコアにひずみ緩和が観測されることが多い。このようなコアの変形は、その一部がマイクロクラックの進展によって生じることがわかっている。

ある方向に誘起されるマイクロクラックの密度が、そのクラックに垂直な方向の応力成分の変化にほぼ比例すると仮定すると、少なくとも初期応力状態において等方性を有していた岩石から得られた定方位コアのひずみ緩和測定あるいはマイクロクラック密度の解析をおこなうことによって、主応力の方向および相対的な大きさが決定できる。このような仮定に基づいた初期応力測定法として、DSCA 法[17]、弾性波速度分布の測定[18]、ASR 法[19](RSR 法[20])およびコア直径の精密測定[21]などがある。

初期応力状態が異方的であれば、応力解放によって形成されるマイクロクラックの密度も異方的であるから、岩石の弾性挙動は異方性を呈する。異方性材料を伝播する縦波と横波の速度は、異方性の主軸に対する波の伝播方向に依存する。さらに、横波の場合、その速度は材料の異方性の主軸に対する偏向方向にも依存する。一般に異方性材料を伝播する横波は2つの直交する方向に分極し、それぞれの速度は異なる。この現象は"share wave splitting"と呼ばれている。

縦波の速度は最小主応力 $\sigma_3$ の方向（最大主応力 $\sigma_1$ の方向と垂直に配向するマイクロクラックはもっとも多い）が最も速い。横波の速度は $\sigma_3$ の方向に偏向する波が最も速く、 $\sigma_1$ の方向（すなわち殆どのマイクロクラックの方向と垂直な方向）に偏向する波が最も遅い。

#### 3. 2. 2 Kaiser 効果に基礎を置く方法 (AE 法)

材料に載荷すると、50~500kHzの振幅領域でAE（アコースティックエミッション）が観測され、荷重が大きければ大きいほど多くのAEが観測される。Kaiser は金属材料の試験を通じて、AEのレベル（単位時間当たりのイベント数）は材料の載荷履歴に関係していることを発見した。たとえば、試料を一軸圧縮すると、AEのレベルは、過去に受けた載荷レベルの最大値を越えるまでは小さいままであるが、これを越えるとレベルは急激に増加する。この増加傾向は材料の結晶構造における転移と関係があると考えられている。

初期応力測定でAEと呼ばれているものは、岩石内部にマイクロクラックが形成されるとき、あるいはそれらが合体するときの微小破壊音、すなわちき裂の成長にともなって放出される弾性波である。

岩石に AE 法を適用する場合、供試体の一軸圧縮試験をおこなうときに発生する AE を測定して、その Kaiser 効果から岩石が過去に受けた载荷レベルを推定する。理論的には 6 方向の岩石試料を作成して 6 つの直応力成分を測定し、コアに作用していた 3 次元主応力が算定できる[22]。

### 3. 2. 3 変形率変化法 (DR 法)

変形率変化法 (DR 法) は山本らによって提案されたもので、AE 法と同様に岩石供試体の一軸圧縮試験時の挙動によってその岩石の先行最大応力を測定しようとする方法である[23]。すなわち岩石に与えられた先行応力によってすでに発生しているクラックが、载荷によって閉じるときの変形特性と、先行応力以上の载荷によって新たにクラックが発生する場合の変形特性に相違が生じることを利用する。この方法も AE 法と同様に、6 つの直応力成分を測定することによってコアに作用していた 3 次元主応力が求められる。

### 3. 2. 4 コアディスクングの調査

初期応力が非常に大きいところで岩石のコアリングをおこなうと、ボーリングコアはディスク状に分離する。これらのディスクは分離面が平行になるばかりでなく、サドル状になる場合があり、ディスクの側面の最も高い方向は最小水平主応力の方向と一致する[24]。図 3. 5 参照。この現象はボアホール軸と直交する平面内の応力成分が大きいときに発生することがわかっている。ディスクングプロセスの数値解析から、局所応力テンソルの定量的な情報を得る試みもおこなわれている[25]。

コアディスクングが発生する前に、コアの内部にマイクロクラックが形成されると考えられる。したがって、連続的に採取された棒状のコアのマイクロクラックには、初期応力ばかりでなく、コアリングのプロセスに起因して形成されたものも含まれると考えられる。このことは Kaiser 効果とコア内部のマイクロクラックの分布密度に基礎をおく測定方法に影響を与えるはずであるが殆ど議論されていない。

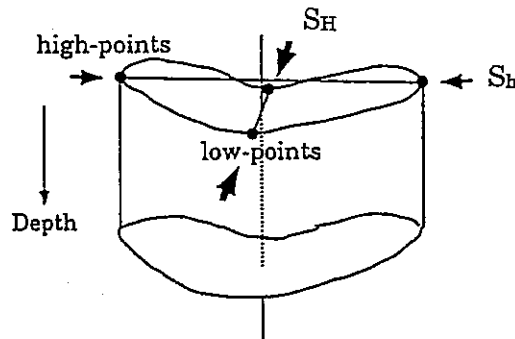


図 3. 5 サドル状の破断面を有するディスクと水平主応力方向の関係[J-6]。

### 3. 2. 5 センターラインクラックの調査

ボーリングコアの付け根における応力集中によってボーリングコアの中心にクラックが発生し、コアが軸方向にそって二つに分離する現象が発生することがある[12]。このクラックはセンターラインクラックと呼ばれ、分離した面の方向は最大水平主応力の方向と一致する。図3. 6参照。

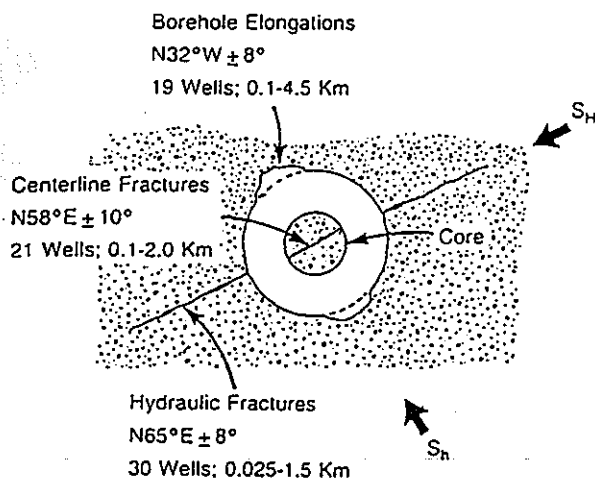


図3. 6 センターラインクラックと水平主応力方向との関係[12]。

### 3. 2. 6 コアのすべり面の解析

コアのすべり面の解析とは、地表の露頭で断層のすべり面を観察するのと同様に、数多くの局所的なき裂のすべり方向を調査して初期応力を評価する方法である[26]。この場合、き裂面にそったすべりは、このき裂が支持する最大せん断応力の方向に平行であると仮定する。

### 3. 3 地震の発震機構解析

地震波のP波およびS波の初動分布は、震源においてどのような力が働いたのか、あるいはどのような運動が起こったのかを反映しているので、地震の発震機構を研究するうえで重要な資料となる。震源の断層には二対の偶力 (double couple) が働くと考えられていて、初動の向きが押しの空間と引きの空間の2つの直交する平面 (節面) に境される。節面のうちひとつは断層面と一致するが、どちらが断層面かは初動分布だけではわからない。断層面を決定するためには、地震断層、地殻変動、余震の空間的分布などを用いる。断層面でない節面は補助面とよばれ、断層のすべりベクトルは補助面に垂直である。

この方法は、地下深部の比較的大きな岩盤についてデータのサンプリングがおこなわれ、初期応力の相対的な大きさと方向に関する情報が得られるという長所がある。図3. 7参照。しかし、発震機構解析から決定される主張力軸 (T軸) と主圧力軸 (P軸) は、最大および最小主応力方向でなく、2つの断層の圧縮および引張ひずみの方向である。また、殆どの地

震は断層が新しく形成された結果として発生するのではなく、既存の断層で発生する。したがって、すべりベクトルは断層の方向と主応力の方向および主応力の相対的な大きさの関数であり、発震機構解析から求めたP軸とT軸は主応力方向と直接に対応しない[27]。もしも、2つの節面のうち、断層に対応する面が既知ならば、最大水平主応力の方向はP軸でなく、岩盤のまさつ係数によって決まる角度だけ断層面から傾く。

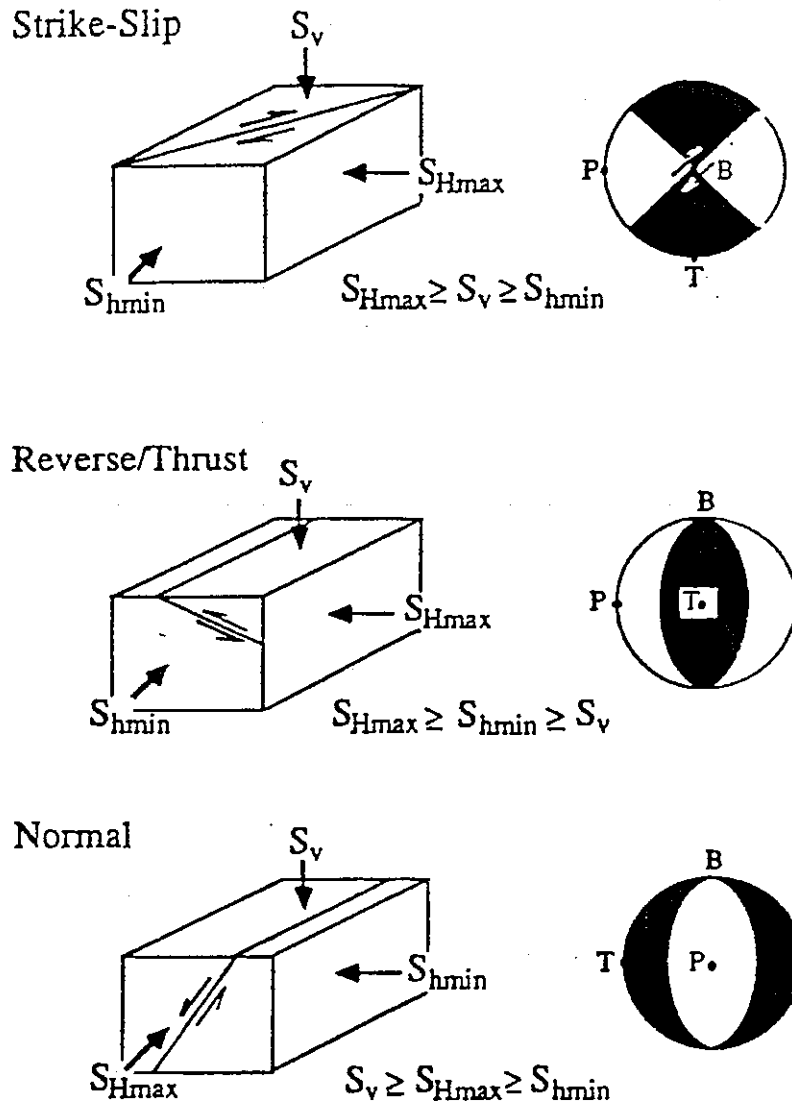


図3. 7 地震の発震機構解析から推定される初期応力の相対的な大きさと方向[27]。

#### 4. 検索された文献で述べられている初期応力測定方法とその適用深度との関係

調査された初期応力測定方法とその適用深度との関係を明らかにすれば、初期応力状態を決定しようとする深度の岩盤にどのような測定方法が適用できるかを大まかに推定することができるので有益である。文献に記載されていた初期応力測定方法の適用頻度と適用深度との関係は図4. 1のようである。縦軸の最大深度を6kmとしたのは、調査された初期応力測定法の適用深度が最大で6kmであったからである。また、微小地震および地震の発震機構解析は通常、深度5~30km[28]あるいはそれ以上の深度における初期応力状態を調査するために用いられることが多いので、この図には表示していない。図中の下向きの矢印は、ボアホールブレイクアウトが発生を開始した深度が明記されていない場合、最も深いところまでブレイクアウトの調査がおこなわれたと推定される深度を表している。

ボアホールを使用した大深度における初期応力測定法としては、水圧破碎法が他の方法と比較して最も多く、地表近くから深度4000m付近まで適用されている。HTPFは主にフランスを中心に、1000mまでの深度でおこなわれている。東部カナダ沖合いの油井では、深度6000mまでの初期応力状態をリークオフテストによって測定しており[9]、今回調査した文献に記載されていた水圧試験の適用深度としては最も深い。

水圧破碎法の適用深度を制約する要因は、パッカーの強度とボアホールの破壊である。まず、商業ベースで入手できるパッカーは、通常、耐熱200°Cを越える温度で使用することは困難である。また、一般に耐圧は70MPaである。Zoback et al.[16]は、パッカーの耐圧を70MPaに設定したときの水圧破碎法の適用深度を検討している。適用深度は岩盤の応力環境によって変化し、逆断層型の場合で3km、横ずれ断層型の場合で8kmと見積もられた。適用深度の制約になる圧力はブレイクダウンプレッシャーではなく、き裂を進展させるための圧力であった。これは、最小主応力が深度とともに急激に大きくなることに原因がある。ドイツでは高温乾燥岩体における水圧破碎試験のために、耐圧100MPaのアルミニウムパッカーが製作されている[29]。

ブレイクアウトが発生し、ボアホールの断面形状が円形でない場合には、ボアホールまわりの応力分布は円形のとくと異なる。またブレイクアウトが発生したボアホールまわりの岩盤は非弾性的な挙動をすると考えられるので、岩石の弾性挙動を仮定する水圧破碎法は厳密には適用できない。

オーバーコアリング法は、初期応力の方向と大きさに関して何ら仮定をせずに、岩盤の1点における完全な3次元初期応力状態を1回の試験から決定できる唯一の方法であるが、これまでは適用深度が数メートルから数十メートルに限定されていた。しかし、Swedish State Power Board(SSPB)で開発されたオーバーコアリング法(孔壁ひずみ法)[30]は、深度500mまでの水没したボアホールに適用することができ、1988年までにスウェーデンを中心として約550回の測定がおこなわれている。1990年にはボアホールの中でオーバーコアリング中のひずみを連続的に記録するBorreという新しいプローブが開発されている[31]。カナダでは大深度におけるドアストッパータイプのオーバーコアリング法のために、IAM

(Intelligent Acquisition Module) [32]と呼ばれる同様のプローブが開発されており、500m以上の深度に適用できるといわれている。

オーバーコアリング法は、コアディスキングの発生によって適用深度の制約を受ける場合がある。カナダの URL (Underground Research Laboratory) では、1000回を越すオーバーコアリングがおこなわれたが、ここではコアディスキングが発生したために三軸ひずみセルのオーバーコアリングが困難になった。そこで、このような場合、理論的にコアディスキングの影響を受けないドアストッパーゲージが使用された[33]。

ボアホールブレイクアウトは深度の深いところで発生するが多いので、1000m から5000m の範囲で適用例が多い。ブレイクアウトが発生するかどうかは、初期応力状態と岩盤の力学特性によって決まる。

コアを用いる各種の初期応力測定方法も水圧破碎法と同様に深度 4000m 近くまで適用されている。コアの定方位は、マルチショットカメラとスクライブナイフを組み合わせた方法[20]、孔底でコアの型取りをおこなう方法[34]およびコアの古地磁気を測定する方法[20]によって決定している。後で述べるように、対象とする岩盤に含まれる局所的な不均質性の影響を平均化するために、コアのサンプリングサイズは十分に大きくとる必要がある。

以上のことは、初期応力測定の深度を 1000m に設定した場合、表 3. 1 の測定方法のうちオーバーコアリング法を除くほとんどの方法は技術的に適用が可能であり、局所応力テンソルの一部あるいはすべての成分が決定できることを示している。ただし、ボアホール壁面の破壊、掘削によって誘起される引張り裂あるいはボーリングコアの破壊に基礎を置く方法が適用できるかどうかは、初期応力状態、岩盤の力学特性、掘削流体の圧力、岩盤と掘削流体の温度差および岩盤の線膨張係数などに依存するので、あらかじめこのようなデータがなければボーリングをおこなうまで破壊が発生するかどうか予測できない。

オーバーコアリング法の適用深度は現在 500m 程度であるが、大深度ボアホールにおける 1 回の測定によって岩盤の 1 点における完全な 3 次元初期応力状態が決定できるという他の測定方法にない長所を有している。したがって、その適用深度を 1000m まで延ばすための研究開発の意義は大きいといえる。これは今後に残された課題である。

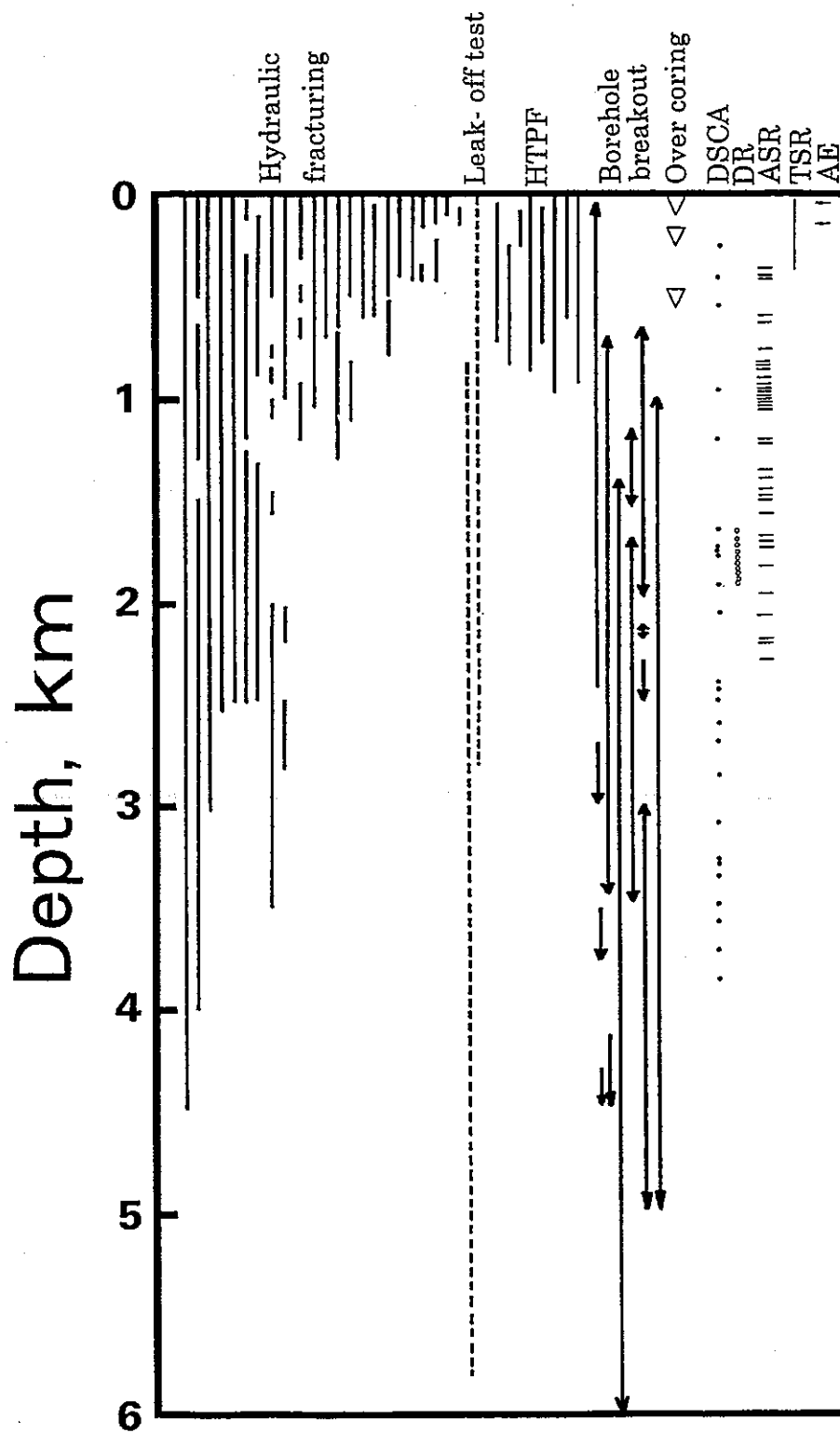


図4.1 文献調査に記載されていた初期応力測定方法の適用頻度と適用深度の関係。水圧破砕法と HTPF 法の適用範囲は実線で、リークオフテストの適用範囲は破線で示してある。ボアホールブレイクアウトが発生した深度範囲は、その上限と下限を矢印で表示し、ブレイクアウトが発生し始めた深度が明記されていない場合は、下向きの矢印だけを表示した。



## 5. 初期主応力の方向と大きさに関する仮定

岩盤の初期応力状態を決定する場合、ある力学モデルを仮定して逆解析から応力テンソルの成分を求めることが一般におこなわれる。このときに導入される仮定が実際の応力場あるいは測定状況と一致しなければ、得られる解には大きな誤差が含まれることになる。具体的には次のような場合が考えられる。(1)モデルでは岩盤を連続体として仮定しているのに、測定のサンプリングサイズが岩盤を連続体として取り扱えるほど大きくない。(2)実際の応力場がモデルの仮定するパターン(測定する範囲で一様あるいは空間座標に関して線形など)と一致しない。(3)岩盤が弾性的な挙動をしないので弾性論が適用できない。

ところで、深部岩盤の初期応力測定では、鉛直方向は応力場におけるひとつの主応力方向と一致し、その鉛直成分は被り地圧に等しいと仮定することが多い。この仮定を導入した測定方法が適用できるかどうかは、得られる測定結果の信頼性と直接に関係するので検討の余地がある。表5. 1は、文献で述べられていた測定方法から初期応力状態を求めるときに、応力の大きさと方向に関して導入される仮定をまとめたものである。この表にはまた、各測定方法における測定項目、初期応力に関して得られる情報の内容および適用深度に関する制約条件もあわせて示してある。

まずボアホールを使用する測定方法についてみると、初期応力の大きさと主応力軸の方向に関してまったく仮定を設けずに大深度における完全な3次元初期応力状態を決定できる方法は、オーバーコアリング法[30,31,32]、人工ノッチを入れた水圧破碎法[7]、HTPFと発震機構解析を組み合わせた方法[27]および掘削によって誘起された引張り裂を用いる方法[14]の4つである。しかし、オーバーコアリング法を除く3つの方法は、それぞれ1回の適用例が報告されているにすぎない。また、最後の方法は直線的に掘削されたボアホールには適用できないし、引張り裂ができるかどうかをあらかじめ予測することはできない。つぎに、定方位コアを用いる方法をみると、前述の仮定をしないで3次元初期応力が求められるのはAE法[22]、DR法[23]およびASR法[19]である。

これらの方法を除いたほとんどの初期応力測定法は、初期応力場におけるひとつの主応力方向は鉛直であり、その鉛直応力成分は鉛直方向の岩盤の密度分布を積分して求めた被り地圧に等しいと仮定するか、あるいはこのいずれかを仮定している。この仮定が妥当であるかどうかは、いくつかの必要条件が満たされるかどうかにかかっている。

まず、測定地点の地形の影響が考えられる。地表面は自由面なので、ひとつの主応力方向はこの表面に対して垂直である。したがって、平坦な地域では少なくとも地表近くの主応力方向は鉛直であるといえる。しかし、地表が起伏している場合、地表に近いところの主応力方向は鉛直方向と一致しない。どの深度まで主応力方向が鉛直でないかは、深くなるにつれて地質構造が関係してくるために一般的なことはいえない。

地表が水平であっても、深度が深くなると地質構造の影響によって主応力方向は鉛直でなくなる可能性がある。深部岩盤の初期応力場は、重力に対する岩盤の弾性応答のみによって発生しているわけではないので、数値計算によって初期応力状態を予測することはできない。

地層が傾斜していたり、褶曲している場合、鉛直方向は主応力方向でない可能性がある。断層によって広域応力場が擾乱を受ける場合もある。したがって、鉛直方向と地殻内部の主応力方向が一致すると断定することはできない。

鉛直方向が主応力方向と一致しない場合、局所応力テンソルの鉛直成分を被り地圧と等しいと仮定することは明らかに誤りである。ある深度における鉛直方向が主応力方向であったとしても、その地点よりも上部の岩盤における主応力軸がどれも鉛直方向と一致しない場合、被り地圧はやはり鉛直応力成分の大きさと一致しない。

地形が比較的平坦で、しかも地質構造が一様で均質であれば、ひとつの主応力方向は鉛直であり、その鉛直応力成分は被り地圧に等しいと仮定できるであろう。しかし、実際には直接に測定してみなければ、このような仮定が成り立っているかどうかわからない。したがって、初期応力の大きさと方向に関して仮定を設ける測定方法を大深度に適用する場合、完全な3次元初期応力に関する情報が得られる測定方法のうちいずれかを実施して、この仮定が正しいかどうかを検証する必要がある。

表 5. 1 各測定方法の初期応力測定に関する仮定、測定項目、初期応力に関して得られる情報および適用深度の制約条件 (その 1)

測定方法	初期応力に関する主な仮定	測定項目	初期応力に関して得られる情報	適用深度に関する制約条件	
水 圧 破 砕	水圧破壊法およびリ ークオフテスト	ひとつの主応力方向は鉛直であり、鉛直応 力成分は破り地田に等しい。	Ps, Pr, Pb, Po, き裂の方位, $\rho$	$S_H$ と $S_h$ の大きさ, $S_H$ の方位	パッカーの耐熱 (200°C) および耐圧 (70MPa)。 ブレイクアウトの発生。
	HITF	ひとつの主応力方向は鉛直であり、初期応 力状態が深奥の線形弾性である。	Ps, き裂の走向傾斜 ( $\rho$ )	$S_H$ と $S_h$ の大きさ, $S_H$ の方位	同上
	HITF+発震機構解 析	初期応力状態が深奥の線形弾性である。	Ps, き裂の走向傾斜 微小地震	完全な3次元初期応力状態	同上
	FPT	ひとつの主応力方向は鉛直であり、鉛直応 力成分は破り地田に等しい。初期応力状態 は深奥の線形弾性である。	Ps, Pr, き裂の走向傾斜, $\rho$	$S_H$ と $S_h$ の大きさ, $S_H$ の方位	同上
	Hayashi et al. の方 法	なし。	縦き裂: Ps, Pr, Po, き裂の方位 横き裂: Ps, Pr, Po, き裂の走向傾斜 人工ノッチ: Ps, Pr, Po	完全な3次元初期応力状態	同上。人工ノッチの近傍で縦き裂と天然の横 き裂を造成する必要がある。
	Ljunggren and Amadei の方法	ひとつの主応力方向は鉛直であり、鉛直応 力成分は破り地田に等しい。水平き裂に適 用	Pb, Po, $\nu$ , $\sigma_c$ , T, $\rho$	$S_h$ と $S_H$ の取り得る範囲	パッカーの耐熱 (200°C) および耐圧 (70MPa)。 ブレイクアウトの発生。
ポアホールブレイクアウト	ひとつの主応力方向は鉛直である。	4アームディープメーター、BHIVあるいは MFIによる検層	$S_H$ の方位	ポアホール軸の傾斜は鉛直方向からの5° ~ 10°以内。	
	ひとつの主応力方向は鉛直であり、鉛直応 力成分は破り地田に等しい。	BHIVあるいはMFIによる検層 $\phi_b, C_0, \mu, P_0, \nu, S_h, (\kappa)$	$S_H$ の方位と大きさ	同上	
	ひとつの主応力方向は鉛直であり、鉛直応 力成分は破り地田に等しい。	BHIVあるいはMFIによる検層 $\phi_b, C_0, \mu, P_0, \nu, (\kappa)$	$S_H$ と $S_h$ の大きさ, $S_H$ の方位	同上	
掘削によって誘起された引張 き裂	ひとつの主応力方向は鉛直である。	4アームディープメーター、BHIVあるいは MFIによる検層	$S_H$ の方位	同上	
	測定範囲で初期応力は一様である。	BHIVあるいはMFIによる検層 $\phi, \delta, \theta_{mN}, \gamma_m$	完全な3次元初期応力状態	$\theta_{mN}$ と $\gamma_m$ を測定する深奥におけるポアホ ールの $\phi$ と $\delta$ は大きく異なっている必要があ る。すなわち、鉛直なポアホールは適用で きない。	
オーバーコアリング法	なし。	解放ひずみ E, $\nu$	完全な3次元初期応力状態	コアディスクの発生。現在のところ、深 度500m程度までの適用がある。	
地震の発震機構解析	震源層では二対の偶力が働く。	P波あるいはS波の初動分布	$S_H$ の方位	特になし。	

表5. 1 各測定方法の初期応力測定に関する仮定、測定項目、初期応力に関して得られる情報および適用深度の制約条件 (その2)

コ ア を 用 い る 方 法	DSCA法	応力解放によって生じるマイクロクラックは初期主応力方向に垂直に指向し、その量は初期応力の大きさに比例する。鉛直応力成分は被り地田に等しい。	静水圧下における岩石試料のひずみ	完全な3次元初期応力状態	定方位コアが採取できること。
	AE法	なし。	一軸圧縮試験におけるAEレベル	完全な3次元初期応力状態	定方位コアが採取できること。
	DR法	なし。	一軸圧縮試験における応力-ひずみ線図	完全な3次元初期応力状態	同上
	ASR法	なし。あるいは鉛直応力成分は被り地田に等しい。	採取直後のボーリングコアの引張生ひずみ回復	完全な3次元初期応力状態	同上
	TSR法	コアの熱ひずみと初期応力の方向は関連性がある。	コアを加熱するときの熱ひずみ	実用の域に達していない。	同上
	コアの弾性波速度の異方性	応力解放によって生じるマイクロクラックは初期主応力方向に垂直に指向し、その量は初期応力の大きさに比例する。	P波あるいはS波の速度分布	$S_H$ の方位あるいは3次元主応力軸の方向	同上
	コアディスクキング	ひとつの主応力方向は鉛直であり、鉛直応力成分は被り地田に等しい。	サドル状に分離したディスクの側面の最も高い部分の方位	$S_H$ の方位	同上
	センターラインクラック	ひとつの主応力方向は鉛直である。	コアの軸方向に分離した面の方位	$S_H$ の方位	同上
	コア直径の精密測定	ひとつの主応力方向は鉛直である。	コア直径の精密測定	$S_H$ の方位	同上
コアのすべり面の解析	鉛直応力成分は被り地田に等しい。き裂面のせん断応力の方向はき裂のすべり方向と一致する。	き裂面のストライエーションの方向と法線ベクトルの方向、 $\mu$ 、 $P_0$	完全な3次元初期応力状態	同上	

$S_H$  : 最大水平主応力、 $S_h$  : 最小水平主応力、 $P_s$  : シャットインプレッシャー、 $P_r$  : リオープンプレッシャー、 $P_b$  : ブレイクダウンプレッシャー、 $P_0$  : ボアプレッシャー、 $E$  : ヤング率、 $\nu$  : ポアソン比、 $\rho$  : 岩盤の平均密度、 $\sigma_c$  : 岩石の一軸圧縮強度、 $T$  : 岩石の引張強度、 $\kappa$  : 岩石の線膨張係数、 $\mu$  : 断層あるいはき裂のまさつ係数、 $\phi_b$  : ブレイクアウトの幅、 $\phi$  : ボアホールの方位、 $\delta$  : ボアホールの傾斜、 $\theta_{MN}$  : 引張き裂の発生する位置、 $\gamma_m$  : 引張き裂のボアホール軸に対する傾き。

BHTV: BoreHole TeleViewer、MFI: Formation MicroImager

## 6. 初期応力測定と岩盤のスケール

初期応力測定の実施に関する提案について述べる前に、岩盤の応力は対象とする岩盤のスケールに応じて変化することを理解しておくことは、初期応力測定の計画を立てるうえできわめて重要である。

古典的な連続体の力学では、応力テンソルはある1点における極限值として定義され、寸法に依存しない。しかし、岩盤にはマイクロクラックのレベルから、断層などの地質構造的なレベルまでの無数の不連続面が存在するので、その応力を測定するときは局所的な不均質性の影響を平均化するために、できるだけ大きな体積の岩盤について調査をおこなう必要がある。したがって、初期応力測定における岩盤の応力とは、単位面積当たりの平均的な力であると定義できる。ある応力測定試験をおこなったときに、その試験に関係する岩盤の体積 $\Delta V$ と測定される応力をプロットすると、 $\Delta V$ がある体積 $\Delta V$ よりも大きくなると応力はほとんど一定になり、逆に $\Delta V < \Delta V$ では応力は $\Delta V$ に依存すると考えられる。これが単位代表体積 (elementary representative volume、ERV) [35]の概念であって、サンプリングの寸法が十分に大きければ、繰り返し測定における結果は実質的に一致することが期待できる。すなわち、ERVとは理想的な連続体と実際の岩盤との間に等価な関係が成立する最小の体積であると定義できる。信頼性の高い初期応力場を決定するには、試験に関係する岩盤の体積はERVよりも大きくなければならない。

岩盤工学では、ERVによって完全に包含される最小の立方体の表面に作用する平均応力成分によって岩盤の任意の点における応力テンソルが定義できる。この応力テンソルは“局所応力テンソル (local stress tensor)”と呼ばれ、テンソルの成分は立方体の表面積に依存する。したがって、局所応力テンソルは寸法に依存する。

ところでERVも、鉱物粒子のレベルから地質構造のレベルまで、注目する岩盤領域のスケールに応じて変化する。このような岩石の多次元的な不均質構造を考慮するために、特性寸法 (characteristic dimension) としきい寸法 (sill dimension) [36]という概念を導入してERVの考えを拡張することができる。例えば、規則的なジョイントを含む岩盤は全体としては連続体と等価であるから、これが断層によって分断されていれば、この断層の長さが特性寸法となる。規則的なジョイントを含む岩盤を拡大して見ると、こんどはジョイントの間隔が特性寸法となる。さらに、ジョイントの間にある岩石は、鉱物粒子の集合体であるから、この場合は鉱物粒子の寸法が特性寸法である。

すなわち、特性寸法とは対象とするスケールにおいて観測できる最小の構造不均質の寸法と定義できる。ERVと同様に、あるスケールにおいて岩石が連続体と等価であると考えることができる最小の寸法としきい寸法が定義できる。特性寸法としきい寸法の間の寸法の岩石試料は、問題としている岩盤のスケールからみると均質とはいえないので、どのような測定をおこなっても結果はばらつくと考えられる。

以上のように、岩盤の初期応力は対象となる岩盤のスケールに応じて変化するので、問題のスケールと岩盤の持つ不均質性のスケールとを考え合わせて初期応力測定の計画を立て

る必要がある。このことを模式的に示すと、図6. 1のようである。ボアホールのスケールでみると、鉱物粒子の分布と無関係に岩石は均質であると考えることができる。したがって、オーバーコアリング法やボーリングコアを用いる測定方法によってボアホールのスケールの代表的な初期応力状態が決定できる。しかし、地下空洞のスケールの応力状態を決定するためには、岩盤内部のき裂の分布と不均質性を考慮して測定のスプリング寸法を決める必要がある。

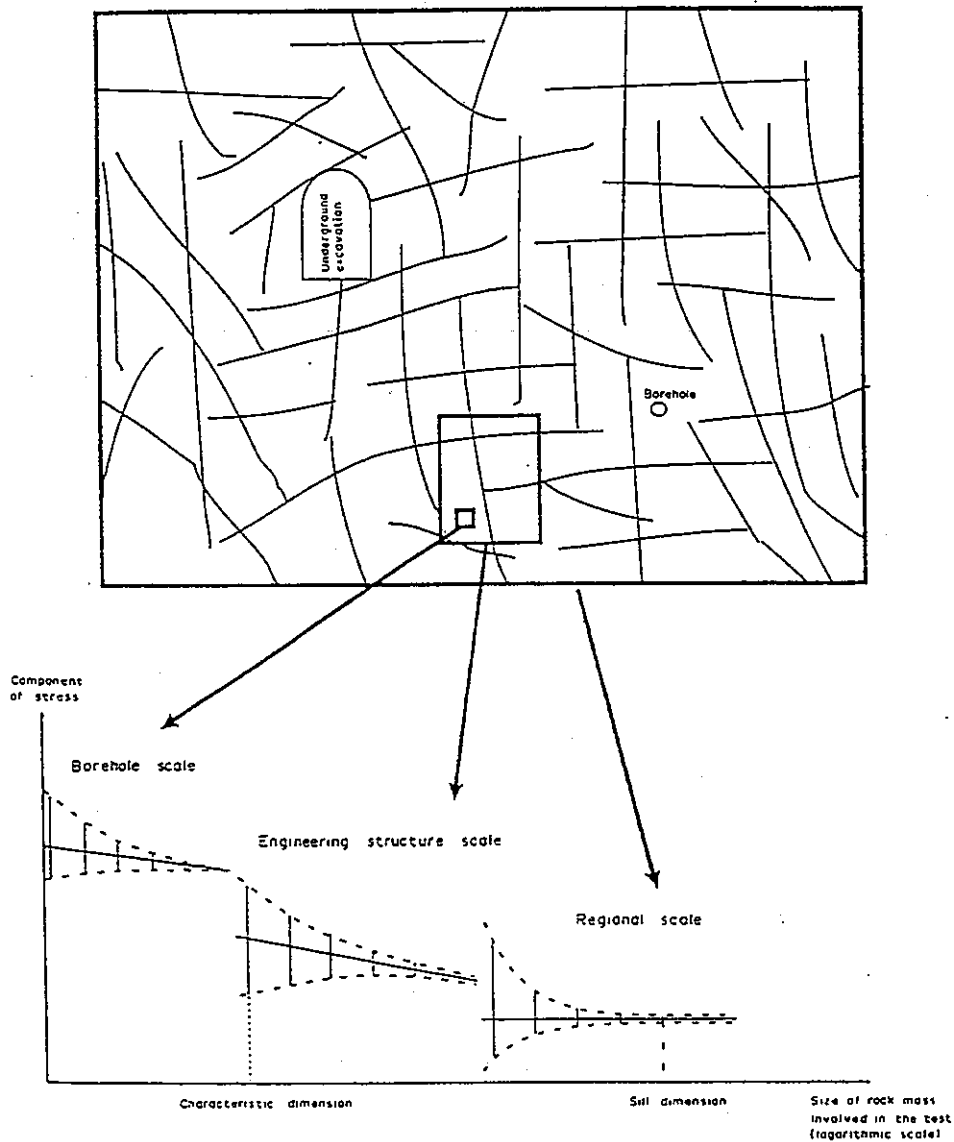


図6. 1 注目する岩盤領域のスケールと岩盤の構造との関係[36]。

## 7. 初期応力測定の実施に関する提案

大深度における初期応力測定は、基本的にボアホールとそこから採取されるボーリングコアを用いておこなうので、表5.1の右の欄に示した制約が発生しなければ、対象とする岩盤のスケール、プロジェクトのスケールおよびサンプリングのスケールに注意を払いながらボアホールの掘削段階に応じて各種の初期応力測定を実施することができる。ボアホールを掘削する前の予備調査と掘削中および掘削終了後における初期応力測定の調査項目をまとめると表7.1のようである。

### 7.1 ボーリングを開始する前の予備調査

初期応力測定をおこなう予定地域ですでにボーリングがおこなわれていて、対象となる岩盤のコアが得られていれば、適用可能な初期応力測定法をある程度推定し、その有効性を評価することができる。

まず、いくつかの深度から天然き裂を含まないインタクトなボーリングコアをサンプリングして、コア軸と直交する平面内の弾性波速度分布を調査する。この試験はコアの整形および载荷が不要なので、予備試験に適している。もしも、コアに顕著な速度異方性がみいだされれば、コアの内部には配向性のマイクロクラックが存在すると考えられるので、これから掘削するボアホールから採取されるボーリングコアにマイクロクラックの生成に基礎を置く方法を適用することによって初期応力場に関する情報が得られる可能性が高い。DSCA法を適用して、コアの採取深度とクラックポロシティの間に正の相関関係が見い出されれば、マイクロクラックの成因が初期応力の解放による可能性はさらに高くなる[37]。速度異方性が小さい場合、逆のことがいえる。この場合、オーバーコアリング法などのひずみ解放に基づく測定方法から、マイクロクラックの発生に起因する弾性異方性の影響を受けない信頼性の高い初期応力状態が求められるであろう。

ボーリングコアのき裂面に明瞭なすべり面が観察される場合は、コアのすべり面の観察に基づいた初期応力測定法が適用できる可能性がある。初期応力測定法のサンプリングサイズを決定するうえで、岩盤の特性寸法としきい寸法はきわめて重要なパラメータであるが、これはボーリングコアに含まれるき裂の間隔からも推定できる。

深度の浅いところですでに初期応力測定がおこなわれていれば、そのデータから大深度における応力状態を外挿によって推定し、ブレイクアウトの発生がある程度予測できる。測定の対象となる岩盤に含まれる断層のタイプ（正断層、逆断層、横ずれ断層）が明らかになれば、ブレイクアウトの解析から初期応力の大きさを狭い範囲に特定するのに利用できる[38]。

### 7.2 ボーリング中の初期応力測定

ひとつの主応力方向が鉛直であって、しかもボアホール軸と一致するという仮定を設ける初期応力測定方法は多い。また、ボアホール軸が鉛直方向から傾くとボーリングロッドとボアホール壁面とのまさつによってキーシートが発生し、ボアホールブレイクアウトと誤って

判定される可能性がある。このため、例えば、北海ではボアホールの傾斜が  $10^\circ$  以下[11]、北米では  $5^\circ$  以下[12]の区間でボアホールブレイクアウトの調査をおこなっている。したがって、鉛直方向からのボアホールの孔曲がりができるだけ最小限に抑えるようにボーリングすることが望ましい。

ボーリング中にボアホールの壁面に引張り裂が発生すると、掘削流体の圧力と流量は変動する。また、ボーリングの掘進率から岩盤の特性寸法が推定できる[39]。したがって、ボーリングに関係するこれらの基本的なパラメータは連続的に計測することが望ましい。

オーバーコアリング法、リークオフテストおよび ASR 法はボーリング中にしかおこなうことできない。すなわち、大深度におけるオーバーコアリング法のためのプローブが使用できれば、1点における3次元初期応力状態が決定できる。ボーリングの途中でおこなうリークオフテストからは、その深度における  $S_H$  と  $S_h$  の大きさおよび  $S_H$  の方向が決定できる。ASR 法の場合、岩盤からコアが切り離されてからの時間の経過とともに測定される ASR は小さくなるので、精度の高い測定結果を得るためには定方位コアが採取されてから ASR の測定を開始するまでの時間をできる限り短くしなければならない。

採取されたボーリングコアにディスクリングあるいはセンターラインクラックが認められる場合は、定方位コアを採取することによって  $S_H$  の方向が推定できる。

### 7.3 ボーリング終了後の調査

表5.1に示した初期応力測定法のうち、オーバーコアリング法、リークオフテストおよび ASR 法以外の方法は、ボーリング終了後、そのボアホールと採取されたコアを用いて測定をおこなうことができる。これらの方法からは、局所応力テンソルのすべての成分あるいはその一部が直接あるいは間接的に求められる。

ボーリングコアあるいはオーバーコアリング法は岩盤の1点における初期応力状態を決定するのに適している。より大きなスケールの岩盤の応力状態を決定するには、水圧破碎法あるいはボアホールブレイクアウトが適している。測定方法とそのサンプリングサイズを決定するためには、プロジェクトのサイズとそれに関係する岩盤の特性寸法を考慮しなければならない。通常、ある岩盤のスケールにおけるしきい寸法は特性寸法の10倍と仮定することが多い[36]。断層あるいは岩盤の不均質性によって生じる局所的な応力の不均一性が地下構造物に影響を及ぼすと推定される場合は、その近傍の測定点を密にしなければならない。初期応力の大きさと方向に関して仮定を設ける測定方法を適用する場合は、6.で述べたように、完全な局所応力テンソルが求められる方法も適用して主応力軸の方向と鉛直軸との関係を調査する必要がある。

一般に単一の測定方法だけから決定した初期応力状態の信頼性を検証することはむずかしいので、Appendixに示した文献でも、いくつかの異なる測定方法から得られた結果を総合的に判定して初期応力状態を評価している例が多い。ただし、測定方法によってその基礎となる原理および関係する岩盤の体積も大きく異なるので、それぞれの測定結果の信頼性を



客観的に評価する方法を確立することが望まれる。しかし、実際に測定方法に応じてそれぞれの結果を補正して比較している例はほとんどみあたらず、数センチのボーリングコアから得られた結果と数十キロにわたる岩盤について測定された地震の発震機構解析の結果とを比較することも普通におこなわれている。Appendix に示した文献で述べられている多くの測定結果は、それぞれの測定方法に関係する岩盤のスケールが大きく異なっているにもかかわらず、決定された初期応力状態の間にきわめて良い一致が認められることを示している。このことは、サンプリングのサイズに十分に注意をはらって信頼性の高い試験をおこなえば、個々の試験に含まれる岩盤のスケールが大きく異なっているにもかかわらず測定結果は一致することを示唆している。

いくつかの測定方法を組み合わせて初期応力を決定することもおこなわれている。例えば、HTPF 法と微小地震の発震機構解析から大深度における 3 次元初期応力が決定されている。ブレイクアウトから初期応力の大きさを推定する場合、水圧破碎法あるいはリークオフテストから求めた  $S_h$ 、掘削によって誘起された引張り裂および測定地域に存在する断層のタイプから導かれる初期応力の制約条件などから、初期応力の取り得る範囲を狭い範囲に特定することがおこなわれている。水平に堆積した地層では、水圧破碎法あるいはリークオフテストから求めた  $S_h$  と音波検層を組み合わせることで鉛直方向の最小主応力分布を決定している [40]。

表7.1 ボーリングの各段階における初期応力測定に関する調査項目

	調 査 項 目	目 的
ボーリングを開始する前の予備調査	(1)既存のボーリングコア a.コアの弾性波速度分布 (DSA法、AE法、DR法) b.コアのすべり面の調査 c.き裂間隔、RQD	a.弾性異方性の有無によってコアの測定に基礎を置く方法が適用できるかを判定する。 b.ストライエーションから初期応力が推定できるかを判定する。 c.岩盤の特性寸法を推定する。
	(2)断層タイプの調査	ブレイクアウトから応力の大きさを推定するときその範囲を狭くする。
	(3)初期応力データ	ブレイクアウトの発生を予測する。
ボーリング中の初期応力測定	(1)ボアホールの傾斜	ひとつの主応力方向が鉛直でボアホールの方向と一致すると仮定する測定方法が適用できるようにする。ブレイクアウトとキーシートを混同しないようにする。
	(2)掘削流体の圧力と流量	引張り裂の発生を検知する。
	(3)掘進率	岩盤の特性寸法を決定する。
	(4)コアディスクキング	$S_H$ の方向を決定する。
	(5)センターラインクラック	
	(6)オーバーコアリング	3次元初期応力状態を決定する。
	(7)ASR法	
ボーリング終了後の調査	(1)BHTV、FMIあるいはキャリパーによる検層	ブレイクアウト、掘削あるいは水圧破碎によって誘起された引張り裂を調査する。
	(2)水圧破碎法	$S_h$ と $S_H$ の大きさおよび/あるいは $S_H$ の方位を決定する。
	(3)HTPF法、FPT法	$S_h$ と $S_H$ の大きさおよび方位の深度分布を決定する。
	(4)AE法、DR法	コアが受けていた完全な3次元初期応力を決定する。
	(5)コアのすべり面解析	コアが採取された範囲の3次元初期応力の方向および比を決定する。
	(6)DSCA法、コアの弾性波速度分布測定、コアの直径の精密測定、TSR法	コアが受けていた3次元あるいは2次元の初期応力の方向および/あるいは比を決定する。

## 8. まとめ

本報告書では、1991年以降の国内の文献および1985年以降の国外の文献から、大深度ボアホールあるいはそれらから採取されたコアを用いて深部岩盤の初期応力測定を実施した例について述べた文献を検索し、それらに記述されている各初期応力測定法について概観した。そして、これらの測定方法がどのような深度で適用されているかを分析し、応力を決定するときに初期応力状態に関して導入される仮定について検討した。次に、測定の対象となる岩盤のスケールに応じて測定データのサンプリングサイズと方法を変えなければならないことについて述べ、最後に1000m程度のボーリングをおこなう場合の初期応力測定の実施に関する提案をおこなった。

## 引用文献

1. (社)土木学会,初期地圧測定法の現状と課題(1992).
2. Proceeding of the Second International Workshops on Hydraulic Fracturing Stress Measurements, V I, II, (1988).
3. Course coordinators Haimson B.C. and Kim K. A short course in - Modern in situ stress measurement methods. The 34th U.S. Symposium on Rock Mechanics, Madison, (1993).
4. Proceeding of International Workshops on Rock Stress Measurement at Great Depth, Tokyo, (1995).
5. Haimson B.C. The hydrofracturing stress measuring method and recent field results. Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 15, P167-178(1978).
6. Cornet F.H. and Valette B. In-situ stress determination form hydraulic injection test data. J. Geophys. Res. 89(B13), 11, P527-531, 537(1984).
7. Hayashi K., Ito T. and Abe H. In situ stress determination by hydraulic fracturing - a method employing an artificial notch. Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 26, P197-202(1989).
8. Baumgartner J. and Rummel F. Experiecn with "fracture pressurization tests" as a stress measuring technique in a jointed rock mass. Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 26, P661-671(1989).
9. Ervine W.B. and Bell J.S. Subsurface in situ stress magnitudes from oil-well drilling records: an example from the Venture area, offshore eastern Canada. Can. J. Earth Sci. Vol.24, P1748-1759(1987).
10. Zoback M.D., Moos D. and Mastin L. Well bore breakouts and in situ stress. J. Geophys. Res.90(B7), P5523-5530(1985).
11. Cowtgill S.M., Meredith P.G., Murrell A.F. and Brereton N.R. Curustal stresses in the North Sea from breakouts and other borehole data. Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 30, P1111-1114(1993).
12. Plumb R.A. and Cox J.W. Stress directions in eastern North America determined to 4.5km from borehole elongation measurements. J. Geophys. Res. 92(B6), P4805-4816(1987).
13. Stock J.M., Healy J.H., Hickman S.H. and Zoback M.D. Hydraulic fracturing stress measurements at Yucca Mountain, Nevada, and relationship to the regional stress field. J. Geophys. Res. 90(B10), P8691-8706(1985).
14. Okabe T., Shinohara N., Takasugi S. and Hayashi K. Earth crust stress field estimation by using vertical fractures caused by borehole drilling. Peoc. VII th International Symposium on the Observation of the Continental Crust Through Drilling, Tsukuba, (1996).

15. Walker J.R., Martin C.D. and Dzik E.J. Confidence interval for in situ stress measurements. *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 27, P139-141(1990).
16. Zoback M.D., Mastin L. and Barton C. In-situ stress measurements in deep boreholes using hydraulic fracturing, wellbore breakouts, and stonely wave polarization. *Proc. International Symposium on Rock Stress Measurement, Stockholm*, P289-299(1986).
17. Ren N-K. and Rogiers J-C. Differential strain curve analysis - a new method for determining the pre-existing in-situ stress state from rock core measurements. 5th Int. Congr. ISRM, Melbourne, P117-127(1983).
18. 佐野修, 工藤洋三, 石田一成, 民部雅史, 水田義明, 室内弾性波速度測定による原位置応力の推定について, 資源・素材'94 (秋季大会), P955-958(1994).
19. Matsuki K. and Takeuchi K. Three-dimensional in situ stress determination by anelastic strain recovery of a rock core. *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 30, P1019-1022(1993).
20. Avasthi J.M., Nolen-Hoeksema R.C. and El Rabas A.W.M. In-situ stress evaluation in the McElroy field, West Texas. *SPE Form. Eval.* Vol.6, P301-309(1991).
21. Enever J.R., Yassir N., Addis M.A., Willoughby D.R., Tan C.P. and Schmidt P. A note on the status of deep hole stress measurement/estimation research in CSIRO. *Proceeding of International Workshops on Rock Stress Measurement at Great Depth*, P40-45(1995).
22. 金川忠ほか, 岩石の AE カイザー効果を利用した地圧測定法, 電力中央研究所報告, 研究報告 381004(1981).
23. 山本清彦, 岩石試料内応力場の微細構造と先行応力記憶機構, 昭和 58, 59 年度科学研究費補助金 (一般研究B) 研究成果報告書(1985).
24. Haimson B.C. and Lee M.Y. Estimating in situ stress conditions from borehole breakouts and core dishing - experimental results in granite. *Proceeding of International Workshops on Rock Stress Measurement at Great Depth*, P19-24(1995).
25. 菅原勝彦, 亀岡美友, 斎藤敏明, 岡行俊, 平松良雄, コアディスクキング現象に関する研究, 日本鉱業会誌, 94 巻, 1089 号, P797-803(1978).
26. Hayashi K. and Matsuoka M. Estimation of tectonic stress from slip data obtained from fractures in core samples. *Proceeding of International Workshops on Rock Stress Measurement at Great Depth*, P35-39(1995).
27. Zoback M.D. In situ stress measurements and geologic processes. *Proceeding of a short course in- Modern In Situ Stress Measurement Method*, Univ. of Wisconsin-Madison, P1-23(1993).
28. Fejerskov M. and Myrvang A.M. In situ rock stress pattern on the Norwegian continental shelf and mainland. *Proc. 8th International Congress on Rock Mechanics*, Tokyo, P153-156(1995).

29. Klee G. and Rummel F. Hydrofrac stress data for the European HDR research project test site Soultz-Sous-Forests. *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 30, P973-976(1993).
30. Hallbjorn L. Rock stress measurements performed by Swedish State Power Board. *Proc. International Symposium on Rock Stress Measurement, Stockholm*, P197-206(1986).
31. Hallbjorn L., Ingevald K., Martna J. and Strindell L. A new automatic probe for measuring triaxial stresses in deep bore holes. *Tunneling and Underground Space Technology*. Vol.5, P141-145(1990).
32. Leite M.H., Corthesy R., Gill D.E., St-Onge M. and Don N. The IAM - A down-the-hole conditioner/data logger for the modified doorstopper technique. *Proc. 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Aubertin*, P897-904(1996).
33. Chalder N.A., Read R.S. and Martin C.D. In situ stress measurement for nuclear fuel waste repository design. *Proc. 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Aubertin*, P929-936(1996).
34. Deflandre J.P. and Sarda J.P. Core relaxation measurements on compacted sedimentary formation(well Ba1). *Proc. 33rd US Symposium, Santa Fe*, P49-57(1992).
35. Cornet F.H. Stress in Rock and Rock Masses. in: *Comprehensive Rock Engineering*. Vol.3, ed J.A. Hudson,(Pergamon),P297-304(1993).
36. Cuisiat F.D. and Haimson B.C. Scale effects in rock mass stress measurements. *Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr.* Vol. 29, P99-117(1992).
37. Kowallis B.J. and Wang H.F. Microcrack study of granitic cores from Illinois deep borehole UPH3. *J. Geophys. Res.* 88(B9), P7373-7380(1983).
38. Zoback M.D., Barton C., Bruzy M., Moos D., Peska P. and Vernik L. Utilization and analysis of multiple modes of borehole failure estimation of in situ stress magnitudes. *Proceeding of International Workshops on Rock Stress Measurement at Great Depth*, P30-34(1995).
39. Frappa M., Rouai M. and Morlier P. Dynamic stiffness of a rock mass: scale effect. *Proc. 1st Int. Workshop on Scale Effects in Rock Masses*, P245-252(1990).
40. Hunt E. and Ebinger C.D. Use of new tools, techniques enhances fracturing results. *Oil & Gas J*, V87(13), P33-41(1989).

## Appendix - A

### Hydraulic Fracturing

- A-1. Stock J.M., Healy J.H., Hickman S.H. and Zoback M.D. Hydraulic fracturing stress measurements at Yucca Mountain, Nevada, and relationship to the regional stress field. *J Geophys Res*, V90, NB10, P8691-8706(1985).
- A-2. Daneshy A.A., Slusher G.L., Chisholm P.T. and Magee D.A. In situ stress measurements during drilling. *J Pet Tech*, V38, N9, P891-898(1986).
- A-3. McLennan J.D., Hasegawa H.S., Roegiers J.C. and Jessop A.M. Hydraulic fracturing experiment at the University of Regina Campus. *Can Geotech J*, V23, N4, P548-555(1986).
- A-4. Fangquan Li. In situ measurements, stress state in the upper crust and their application to rock engineering. *Proc International Symposium on Rock and Rock Stress Measurement*, Stockholm, P69-77(1986).
- A-5. Zoback M.D., Mastin L. and Barton C. In-situ stress measurements in deep boreholes using hydraulic fracturing, wellbore breakouts, and stonely wave polarization. *Proc International Symposium on Rock and Rock Stress Measurement*, Stockholm, P289-299(1986).
- A-6. Dey T.N. and Brown D.W. Stress measurements in a deep granitic rock mass using hydraulic fracturing and differential strain curve analysis. *Proc International Symposium on Rock and Rock Stress Measurement*, Stockholm, P351-357(1986).
- A-7. Enever J.R. and Chopra P.N. Experience with hydraulic fracture stress measurements in granite. *Proc International Symposium on Rock and Rock Stress Measurement*, Stockholm, P411-420(1986).
- A-8. Bjarnason B., Stephansson O., Torikka A. and Bergstrom K. Four years of hydrofracturing rock stress measurements in Sweden. *Proc International Symposium on Rock and Rock Stress Measurement*, Stockholm, P421-427(1986).
- A-9. Batchelor A.S. and Pine R.J. The results of in situ stress determination by seven methods to depth of 2500m in the Carnmenellis granite. *Proc International Symposium on Rock and Rock Stress Measurement*, Stockholm, P467-478(1986).
- A-10. Haimson B.C., Lee C.F. and Huang J.H.S. High horizontal stresses at Niagara Falls, their measurement, and the design of a new hydroelectric plant. *Proc International Symposium on Rock and Rock Stress Measurement*, Stockholm, P615-624(1986).
- A-11. Cooling C.M. and Hudson J.A. Importance of in situ rock stress in repository design. *Proc International Symposium on Rock and Rock Stress Measurement*, Stockholm, P647-656(1986).

- A-12. Kim K., Dischler S.A., Aggson J.R. and Hardy M.P. Characterization of the state of in situ stress by hydraulic fracturing for nuclear waste repository in basalt. Proc International Symposium on Rock and Rock Stress Measurement, Stockholm, P657-667(1986).
- A-13. 池田隆司, 塚原弘昭. 山梨県芦川村・都留市における水圧破砕法による地殻応力測定 (鉛直方向の応力状態及び広域応力場). 地震, 第40巻, P519-531(1987).
- A-14. 塚原弘昭, 池田隆司. 地殻応力測定値から推定した堆積岩岩盤中の応力状態. 地質学雑誌, 第95巻第8号, P571-578(1989).
- A-15. Ljunggren C. and Amadei B. Estimation of virgin rock stresses from horizontal hydrofractures. Int J Rock Mech Min Sci, V26, N1, P69-78(1989).
- A-16. Hunt E. and Ebinger C.D. Use of new tools, techniques enhance fracturing results. Oil Gas J, V87, N13, P33-41(1989).
- A-17. Warapinski N.R. and Teufel L.W. In-situ stresses in low-permeability, nonmarine rocks. J Pet Technol, V41, N4, P405-414(1989).
- A-18. Hayashi K., Ito T. and Abe H. In situ stress determination by hydraulic fracturing - a method employing an artificial notch. Int J Rock Mech Min Sci, V26, N3/4, P197-202(1989).
- A-19. Haimson B.C., Tunbridge L.W., Lee M.Y. and Cooling C.M. Measurement of rock stress using the hydraulic fracturing method in Cornwell, U.K. - Part II. Data reduction and stress calculation. Int J Rock Mech Min Sci, V26, N5, P361-372(1989).
- A-20. Baumgartner J. and Zoback M.D. Interpretation of hydraulic fracturing pressure-time records using interactive analysis methods. Int J Rock Mech Min Sci, V26, N6, P461-469(1989).
- A-21. Ikeda R. and Tsukahara H. Hydraulic fracturing technique: pore pressure effect and stress heterogeneity. Int J Rock Mech Min Sci, V26, N6, P471-475(1989).
- A-22. Warapinski N.R. Determining the minimum in situ stress from hydraulic fracturing through perforations. Int J Rock Mech Min Sci, V26, N6, P523-531(1989).
- A-23. Bjarnason B., Ljunggren C. and Stephansson O. New developments in hydrofracturing stress measurements at Lulea University of Technology. Int J Rock Mech Min Sci, V26, N6, P579-586(1989).
- A-24. Baumgartner J. and Rummel F. Experience with "fracture pressurization tests" as a stress measuring technique in a jointed rock mass. Int J Rock Mech Min Sci, V26, N6, P661-671(1989).
- A-25. Evans K. and Engelder T. Some problems in estimating horizontal stress magnitudes in 'thrust' regimes. Int J Rock Mech Min Sci, V26, N6, P647-660(1989).



- A-26. Avasthi J.M., Nolen-Hoeksema R.C. and El Rabas A.W.M. In-situ stress evaluation in the McElroy field, West Texas. SPE Form Eval, V6, N3, P301-309(1991).
- A-27. Hefny A. and Lo K.Y. Interpretation of horizontal and mixed-mode fractures in hydraulic fracturing tests in rocks. Can Geotech J, V29, N6, P902-917(1992).
- A-28. Haimson B.C. Hydraulic fracturing measurements in New York City reaffirm the uniformity of the stress regime in Northeastern United States. Proc 33rd US Symposium on Rock Mechanics, P59-67(1992).
- A-29. Klee G. and Rummel F. Hydrofrac stress data for the European HDR research project test site Soultz-Sous-Forets. Int J Rock Mech Min Sci, V30, N7, P973-976(1993).
- A-30. Moos D. and Zoback M.D. Near-surface, "thin skin" reverse faulting stress in the southern United States. Int J Rock Mech Min Sci, V30, N7, P965-971(1993).
- A-31. Haimson B., Lee M., Chandler N. and Martin D. Estimating the state of stress from subhorizontal hydraulic fractures at the Underground Research Laboratory, Manitoba. Int J Rock Mech Min Sci, V30, N7, P959-964(1993).
- A-32. 佐藤稔紀, 杉原弘造, 水田義明. 水圧破砕法と AE 法による深度別初期応力測定—東濃鉦山の軟岩における測定の例について—, 資源・素材'94 (春季大会), P331-332(1994).
- A-33. Miller II W.K., Peterson R.E., Stevens J.E., Lackey C.B. and Harrison C.W. In-situ stress profiling and prediction of hydraulic fracture azimuth for the west Texas Canyon Sands Formation. SPE Production and Facilities, V9, N3, P204-210(1994).
- A-34. Brumley J., Kuhlman R., Abass H., Christiansen C. and Jorgenson L.N. In-situ stress field determination and formation characterization - Offshore Qatar case history. Proc Eurock'94, Delft, Netherlands, P905-919(1994).
- A-35. Enever J.R., Yassir N., Addis M.A., Willoughby D.R., Tan C.P. and Schmidt P. A note on the status of deep hole stress measurement/estimation research in CSIRO. Proc International Workshop on Rock Stress Measurement at Great Depth, Tokyo, P40-45(1995).
- A-36. Ikeda R., Iio Y., Omura K. and Tanaka Y. In situ crustal stress variation before and after the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake around the epicenter. Proc VIII th International Symposium on the Observation of the Continental Crust Through Drilling, Tsukuba, P393-397(1996).
- A-37. Chadler N.A., Read R.S. and Martin C.D. In situ stress measurement for nuclear fuel waste repository design. Proc 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Aubertin, P929-936(1996).

文献番号	A-1	著者	Stock, JM; Healy, JH; Hickman, SH; Zoback, MD		
タイトル	Hydraulic fracturing stress measurements at Yucca Mountain, Nevada, and relationship to the regional stress field				
雑誌名	J Geophys Res				
巻号	V90, NB10	頁	P8691-8706	発行年月	10 Sept 1985
要旨	<p>Nevada 放射性廃棄物貯蔵施設の建設に関連した調査の一環として、合衆国エネルギー局は Yucca Mountain にある USW G-1 および USW G-2 で水圧破碎試験と BTV(acoustic borehole televiewer)検層をおこなった。深度 646 から 1288m の地下水の飽和帯における試験では、最小水平主応力 <math>S_h</math> は鉛直主応力 <math>S_v</math> よりもかなり小さかった。最大水平主応力 <math>S_H</math> が決定できたところでは、やはり <math>S_H</math> は <math>S_v</math> よりも小さかった。すなわち、正断層の応力環境であると推定された。BTV 検層によって、地下水面から 300m 下に、掘削によって誘起された長さ 10m を越える鉛直なき裂が発見された。これらのき裂は、ボーリングのときの掘削流体圧 (最高 5.2MPa) によって、小さな既存のき裂が進展して形成されたものと考えられた。これらのき裂は、最小主応力の値が小さいことを裏付ける証拠である。最小水平主応力の方向は、掘削によって誘起された水圧破碎き裂 (N25° E-N30° E) および USW G-2 の下部のボアホールブレイクアウト (N65° W) から N60° W-N65° W と決定された。この方向は、Nevada テストサイトのほかの地点で測定された応力の方向ときわめて良く一致する。測定された応力の大きさと方向から、既存の断層がすべる可能性について検討がおこなわれた。Coulomb の破壊基準によれば、まさつ係数が 0.6 に近い場合、当該地域の応力状態に対して最も不利な走向傾斜を有する断層がすべる可能性があり、まさつ係数が 1.0 であればあらゆる方向の断層は安定であると推定された。</p>				
測定概要					
<p>測定場所: Yucca Mountain は Nevada Test Site の西側の境界に広がっていて、北を除く 3 方向が沖積層に囲まれている。ボアホール USW G-1 は Yucca Mountain 東側の標高 1326m にあって、南東に向かって孔曲がりしている。USW G-2 は Yucca Mountain 山頂の東側の標高 1554m にあってほぼ鉛直である。Fig.3 参照。</p>					
<p>測定深度: USW G-1 646-1288m, USW G-2 295-1209m。</p>					
<p>地質概要: Yucca Mountain は東に緩やかに傾斜した中新世の火山岩層から構成される。Paintbrush 凝灰岩の Tiva Canyon 部層が地表のほぼ全域に露出している。ボーリング調査、重力および弾性波探査から、中新世の火山岩層が少なくとも Yucca Mountain の地下 3000m まで広がっていることが分かっている。当地域では、走向が NW から NE で西落ちの急傾斜の正断層が発達している。これらの断層の鉛直落差は一般に小さく、最大で 500m である。これらの断層が形成されたのは 13 から 11.5Ma の間である。この他に 11.5Ma よりも前にできた走向 NW の鉛直な断層もある。2 本のボアホールは、Paintbrush 凝灰岩の Tiva Canyon 部層から Lithic Ridge 凝灰岩の下にある無名の凝灰岩までを貫いている。</p>					
<p>測定方法: 水圧破碎法</p> <p>2 本のゴム製パッカーで密閉したボアホールセクションに破碎流体を圧入し、孔壁に引張き裂が生じる (ブレイクダウン) まで加圧する。そして、地表で加圧区間に通じるバルブを閉じて (シャットイン) 圧力の挙動を観測する。ボアホールから離れたところでき裂が閉じるときの圧力は、通常、シャットイン直後の圧力-時間曲線における折れ曲がり点として決定され、instantaneous shut-in pressure (ISIP) とよばれる。次に地表のバルブを大気に解放し、破碎区間の圧力を初期の値に戻す。通常、ISIP が安定するまで加圧、シャットイン、バルブの解放を繰り返す。ISIP はき裂が作用する法線応力であると解釈される。き裂は最小主応力 <math>S_h</math> に垂直な方向に進展するので ISIP は <math>S_h</math> に等しい。</p> <p>最大主応力の大きさ <math>S_H</math> を求めるときは、岩盤を均質等方、線形弾性体と仮定し、ひとつの主応力軸はボアホール軸と平行 (鉛直) であると仮定して、次式から求める。</p> $P_{b(t=0)} = 3S_h - S_H - P_p \quad (1)$ <p>ここで、<math>P_{b(t=0)}</math> はリオープニングプレッシャー、<math>P_p</math> はポアプレッシャーである。式(1)が成り立つ</p>					

ためには、孔壁のポアプレッシャーが効圧サイクルによって乱されていないことが前提となる。水圧破碎試験の後、インプレッションパッカーを用いて $S_h$ の方向を決定する。

測定結果：USWG-1 および USWG-2 で、11 回の水圧破碎試験が成功した。USWG-2 の上から 3 つの測定地点は地下水面よりも上に位置するが、残りはすべて地下水面の下に位置する。地表から地下水面までの距離が非常に長い（USWG-1 が 575m、USWG-2 が 526m）のと、水平応力が小さいために破碎区間の圧力が氷頭圧よりも低下することがたびたび発生した。

USWG-1 および USWG-2 における水圧破碎試験の結果は Table 2 および Fig. 12 に示すように、最小水平主応力  $S_h$  および最大水平主応力  $S_H$  は鉛直応力  $S_v$  よりも小さかった。当該地域の火山岩層の密度は岩相、圧密の程度、熔結の程度に応じて大きく変動するので、密度検層の結果を積分して  $S_v$  を決定した。測定された初期応力状態は正断層の応力環境であって、 $S_h$  は  $S_v$  のおよそ半分の大きさである。 $S_h$  と  $S_v$  の大きさから推定して、既存の断層のまさつ係数が 0.6 に近ければ最も不利な走向傾斜を有する断層はすべる可能性がある。まさつ係数が 1.0 に近い場合、既存の断層はすべりに対して安全である。Yucca Mountain の火成岩について行なった室内試験によれば、まさつ係数は 0.6 から 0.9 の範囲にあるから、測定された応力状態のもとで滑動する断層が存在する可能性がある。

BTV ロギングは、USWG-1 で深度 1318–450m、USWG-2 では深度 1250–526m の間でおこなわれた。その結果、 $S_h$  の方向は  $N65^\circ W \pm 10^\circ$  であることが明らかになった。すなわち、(1) USWG-1 および USWG-2 の、地表からそれぞれ 760m および 680m までの間に、掘削によって誘起された走向  $N25^\circ E$  から  $N30^\circ E$  の長いき裂がみられ、(2) USWG-2 の深度 1050 から 1220m の間で、 $N65^\circ W$  方向のボアホールブレイクアウトが認められた。USWG-1 の深度 1113 から 1202m は USWG-2 に存在しない破碎された熔結凝灰岩によって構成されているが、この間のブレイクアウトの方向は  $S80^\circ W$  であった。したがって、この区間の応力の方向は局所的な擾乱を受けていると考えられた。作業時間の制約のため、水圧破碎試験によって誘起されたき裂の方向を直接測定することはできなかった。

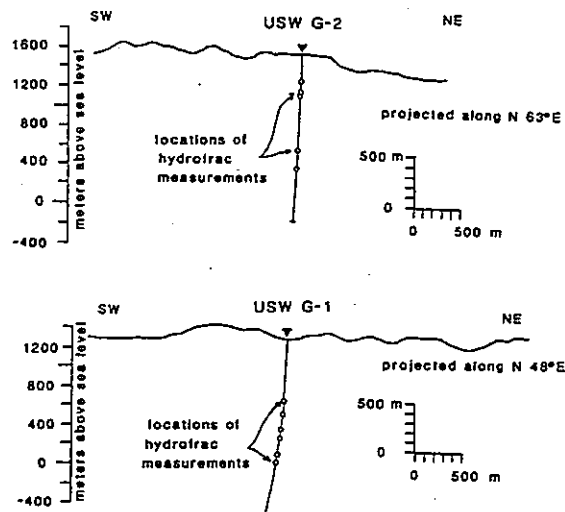


Fig. 3. Projections of holes USW G-1 and USW G-2 against topography, showing depths to hydrofrac measurements.

TABLE 2. Constraints on  $S_H$  From Hydraulic Fracturing Measurements, USW G-1 and USW G-2

	USW G-2*		USW G-1†
Depth, m	1026	1209	1288
Breakdown pressure, MPa	16.3	18.2	23.8
Shut-in pressure, MPa	11.1 ± 0.2	12.0 ± 0.2	...
Surface Hydrostatic pressure, MPa	10.1	11.8	12.8
Water Table Hydrostatic pressure, MPa	4.9	6.7	7.7
$S_H$ , MPa	11.1 ± 0.2	12.0 ± 0.2	14.8 ± 0.2
$S_H$ from equation (2), MPa	16.8 ± 0.4	17.3 ± 0.4	17.9
If $P_p$ = water table hydrostat			
If $P_p$ = surface hydrostatic pressure	11.6 ± 0.4	12.2 ± 0.4	12.8
Fracture reopening pressure, MPa	11.6	12.0	18.8
$S_v$ , MPa	20.8	25.5	27.2

\*Values of  $S_H$  derived assuming  $P_p$  = water table hydrostat are likely to be more reasonable since they imply more reasonable rock tensile strength if the resultant  $S_H$  value is used in equation (1).

†Note that since  $S_h < S_H$ ,  $P_p$  = surface hydrostat is too high an upper limit for  $P_p$  in equation (2).

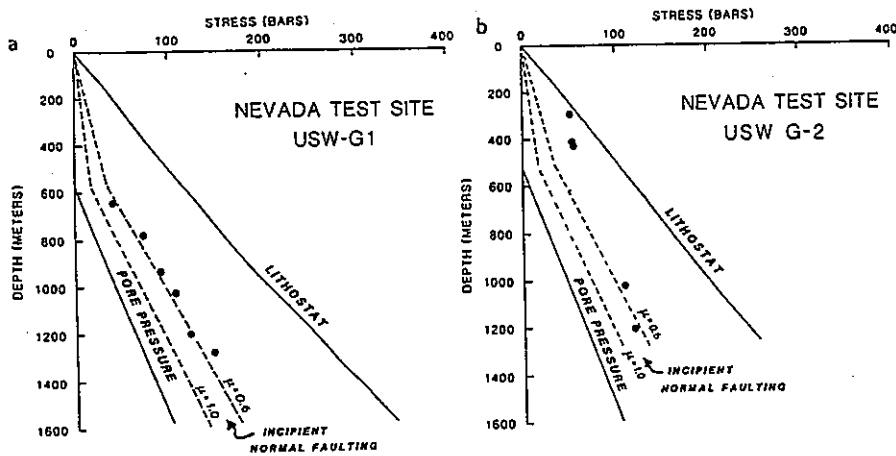


Fig. 12. Least horizontal principal stress values for (a) USW G-1 and (b) USW G-2 plotted against depth. Lithostatic pressure  $S_v$  and pore pressure (based on depth to water level in hole) are also shown. Stress values falling to the left of the dashed lines correspond to those for which slip might be expected to occur on preexisting favorably oriented normal faults, for reasonable values of the coefficient of friction,  $\mu$  (0.6 to 1.0). Note that the upper three measurements in USW G-2 are upper limits on the value of  $S_h$  (see text for discussion).

文献番号	A-2	著者	Daneshy, AA; Slusher, GL; Chisholm, PT; Magee, DA		
タイトル	In situ stress measurements during drilling				
雑誌名	JPet Tech				
巻号	V38, N9	頁	P891-898	発行年月	Aug 1986
要旨	<p>本論文では、南 Texas のガス井でおこなった 6 回の小規模水圧破碎試験の結果について述べる。小規模水圧破碎試験はこのガス井を掘削しながらおこなったもので、少量の掘削泥水 (数十ガロン) をきわめて小さい流量 (<math>3\sim 30\text{gal/min}</math> [<math>189\sim 1892\times 10^{-6}\text{m}^3/\text{s}</math>]) で圧入する。誘起されたき裂のうち 3 つは裸孔の孔底から進展し、その後の定方位コアリングからき裂の方向が決定された。各ゾーンで測定されたシャットインプレッシャー (ISIP) は、200~300psi [<math>1.4\sim 2.1\text{MPa}</math>] であり、この変動は岩盤の不均質によると考えられた。ISIP と岩相 (頁岩あるいは砂岩) および力学特性との間には、何ら相関関係はみいだされなかった。</p>				
測定概要					
測定場所: 南 Texas のガス井。					
測定深度: 2479~2818m					
地質概要: 試験がおこなわれたガス井には、頁岩層をはさんで 2 つの生産ゾーンがある。2 つの生産ゾーンの上部および下部も頁岩層である。					
測定方法: 小規模水圧破碎試験					
<p>小規模水圧破碎試験の手順は次の通りである。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>(1) ボアホールからドリルパイプを引き揚げて、アンカーパイプにオープンホールパッカーを取り付ける。このアッセンブリには 2 台のブルドン管(BT)ゲージが内蔵されていて、ドリルパイプ内部の流体圧力を記録する。</li> <li>(2) ドリルパイプでパッカーを降ろす。パッカーが孔底に到達したら、ドリルパイプに鉛直方向の力を加え、パッカーを膨張させる。このときパッカーによってボアホール壁面に導入される応力は、破碎流体圧による応力よりもずっと小さい。</li> <li>(3) ポンプで井戸口の圧力配管を加圧してリークを調べる。次に、ドリルパイプを 1000psi [<math>6.9\text{MPa}</math>] で加圧し、パッカーが効いているか確認する。アニユラスも 150~500psi [<math>1\sim 3.4\text{MPa}</math>] で加圧してリークを調べる。</li> <li>(4) 破碎流体として掘削泥水 (オイルベース、密度は <math>13.8\text{lbm/gal}</math> [<math>1654\text{kg/m}^3</math>]) を使用し、ポンプで <math>4\sim 10\text{gal/min}</math> [<math>252\sim 631\times 10^{-6}\text{m}^3/\text{s}</math>] の流量で圧入し、小規模水圧破碎をおこなう。</li> <li>(5) 破碎後パッカーをゆるめ、地表まで引き揚げる。BT ゲージを回収し、孔底圧力を読み取る。</li> <li>(6) 孔底から定方位コアを採取し、き裂の方向を決定するとともに、岩石の物理および力学特性を測定する。</li> </ol>					
測定結果					
<p>試験は各生産ゾーンと、上部、中部および下部にある頁岩ゾーンでおこなわれた。本測定システムで水圧破碎試験をおこなったときの典型的な圧力-時間、流量-時間曲線は Fig.2 に示す通りである。これは生産層の上にある深度 8132ft(2479m)の頁岩層での結果である。裸孔区間の長さは 10ft(3m)である。アニユラスの圧力はブレイクダウン直後に上昇し、ドリルパイプ内とアニユラス部が水圧破碎き裂でつながったことを示している。しかし、シャットイン後およびその後の加圧サイクルにおいても圧力は等しくならず、異なる圧力レベルで安定している。ドリルパイプ内の圧力を抜いた後もアニユラスの圧力は低下せず、パッカーはよく効いていることが分かる。水圧破碎後、孔底から採取された定方位コアには水圧破碎き裂が含まれていて、孔底から 3.5ft(1.1m)進展した鉛直き裂であった。泥水はき裂先端の 5in (12.7cm) 手前で停止していることが確認された。</p> <p>もうひとつの圧力-時間曲線のパターンは、最後の加圧サイクルでドリルパイプとアニユラス部の圧力がほぼ一致するもので、これは裸孔の加圧区間が 37ft(11m)と比較的に長い場合に観測さ</p>					

れた。しかし、この場合でもドリルパイプ内の圧力を抜いた後のアニュラスの圧力はほぼ一定のまま、パッカーはよく効いていると判断された。裸孔区間が長い場合、孔底の定方位コアの中にき裂が含まれていないことが多かった。

6回の小規模水圧破碎試験で測定されたISIPとコアの力学的な特性値はTable1に示す通りである。同一の地層内でもISIPは200~300psi [1.4~2.1MPa]のオーダーで変化していて、この程度の応力差は有意な変化といえない。頁岩の応力が砂岩よりも常に大きいというわけではなく、9039ft(2755m)の頁岩と9245ft(2818m)の砂岩で測定されたISIPは等しい。応力の大きさと力学的な特性値との間にも相関関係は認められないようである。

6回の水圧破碎試験のうち3回で孔底からき裂が進展し、定方位コアによってその方向が決定された。Fig.6参照。き裂の方向は1100ft(335m)の区間でほとんど変化が認められず、したがって最小主応力の方向も深度に関係なく一定であるといえる。

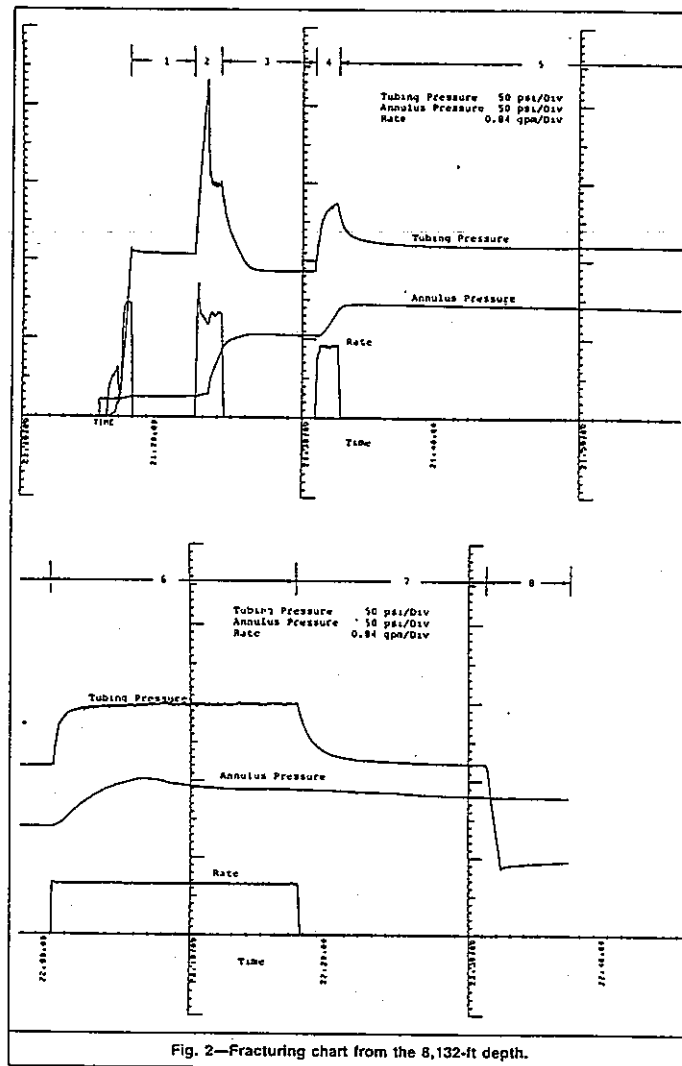


Fig. 2—Fracturing chart from the 8,132-ft depth.

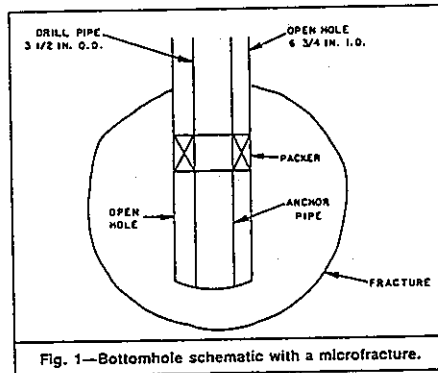


Fig. 1—Bottomhole schematic with a microfracture.

**TABLE 1—VARIATIONS OF ISIP WITH DEPTH**

Depth, ft	8,132	8,535	8,980	9,030	9,100	9,245
Rock type	Shale	Sand	Shale	Shale	Sand	Shale
Young's modulus $\times 10^6$ , psi*	2.93	1.7		3.03	2.50	1.77
Poisson's ratio*	0.15	0.14		0.11	0.10	0.26
Brazilian tensile strength, psi*	941	782	1,015	987	746	
Permeability, md*		0.083			0.055	
Hydrostatic pressure, psi	6,017	6,090	6,380	6,422	6,380	Variable
Bottomhole ISIP, psi	6,967	7,140	7,789	7,572	7,730	7,528
Rate, gal/min	11.5	5.5	4.4	10	5.1	20
Bottomhole ISIP, psi	7,167	7,123	8,055	7,602	7,384	7,265
Rate, gal/min	7.6	4.1	4.4	10	3.2	18
Bottomhole ISIP, psi	7,130	6,966	8,076			7,200
Rate, gal/min	5.5	3.9	20.4			30
Bottomhole ISIP, psi		6,888				7,400
Rate, gal/min		3.6				6
Recovered fracture depth, ft	3.5			1.0		16
Maximum variation in ISIP, psi	200	252	287	30	346	328

\*Average of three tests.

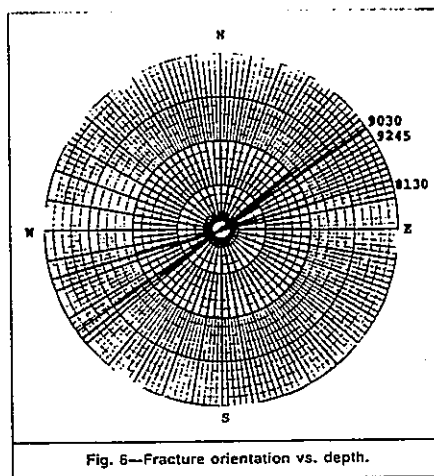


Fig. 6—Fracture orientation vs. depth.

文献番号	A-3	著者	McLennan, JD; Hasegawa, HS; Roegiers, JC; Jessop, AM
タイトル	Hydraulic fracturing experiment at the University of Regina Campus		
雑誌名	Can Geotech J		
巻号	V23, N4	頁	P548-555
		発行年月	Nov 1986
要旨	<p>1979年5月から6月にかけて、University of Regina のキャンパスで水圧破碎法による初期応力測定がおこなわれた。ボアホールは地熱開発のフィジビリティースタディーのために掘削されたものである。試験深度および破碎回数、Winnipeg 層(2034~2083m)で1回、Deadwood 層(2083~2209m)で2回、そして先カンブリアの基盤岩に近い原生代の下部(2209~2215m)で1回おこなわれた。2062~2215m にわたる試験から次のような結果が得られた。ブレイクダウンプレッシャーは 42~45MPa で、シャットインプレッシャーは 35~42MPa である。最小主応力 <math>\sigma_{HMIN}</math> はシャットインプレッシャーに等しいとした。被り地圧から求めた鉛直応力成分 <math>\sigma_v</math> は 51~56MPa である。Deadwood 層の <math>\sigma_{HMIN}</math> と <math>\sigma_v</math> は直線的に増加するが、最大水平主応力 <math>\sigma_{HMAX}</math> は Deadwood 層の上部で不連続的な変化をする。すなわち、Winnipeg 層では <math>\sigma_{HMAX}</math> は 40MPa であるが、二疊紀の基盤岩の上部では 53MPa である。地震の発震機構という観点から初期応力状態をみると、Winnipeg 層では正断層が、先カンブリアの基盤岩では横ずれ断層が発生する可能性がある。</p>		
測定概要			
測定場所： Canada、Saskatchewan の University of Regina のキャンパス。			
測定深度： 2062~2215m			
地質概要： 水圧破碎をおこなった地層と深度は、次の通りである。Winnipeg 層(2034~2083m)、Deadwood 層(2083~2209m)、原生代の下部(2209~2215m)。			
測定方法： 水圧破碎法			
<p>ボアホールの破碎区間をストラドルパッカーで密閉し、人工き裂が誘起されるかあるいは天然き裂が開くまで加圧する。孔底部分の先カンブリアの花崗岩に掘削されている部分は短いのでシングルパッカーを用いて破碎した。最初に加圧サイクルでブレイクダウンが発生したらシャットインし、圧力の変化を観測する。その後、加圧サイクルを繰り返し、最後のサイクルでシャットインした後は長時間にわたって圧力の減衰速度を観測する。高圧ポンプは、吐出圧力 42.1MPa、吐出流量 <math>5.6 \times 10^{-5} \text{m}^3/\text{s}</math> の低流量高圧ポンプと、<math>0.12 \text{m}^3/\text{s}</math>、96.6MPa の大容量高圧ポンプが使用された。チュービングおよびアニユラスの圧力と流量は地表で測定し、破碎区間の圧力は孔底で測定した。破碎後、インプレッションパッカーを2本つないでき裂の型取りをおこなった。インプレッションパッカーの方位は孔底コンパスカメラで測定した。</p> <p>最小水平主応力 <math>\sigma_{HMIN}</math> の大きさはシャットインプレッシャーに等しいとした。最大水平主応力 <math>\sigma_{HMAX}</math> は、ボアホールまわりの応力集中と熱応力のアナロジーから、次式 (Haimson 1976) を用いて計算した。</p> $P_b - P_o = (T_o + 3 \sigma_{HMIN} - \sigma_{HMAX} - 2P_o) / B \quad (1)$ <p>ここで、圧縮を正とし、<math>T_o</math> は見かけの引張強度、<math>P_o</math> はポアプレッシャー、<math>B</math> は poroelastic パラメーターである。</p>			
測定結果：			
<p>圧力-時間曲線からシャットインプレッシャー <math>P_s</math> を決定する場合、き裂が開いていて流れがリニアであるとき、き裂が閉じて圧力の減衰が放射流動によるときを圧力曲線の上で区分するという考えに基づいて、いろいろな方法が提案されている。ここでは、(1) <math>\Delta P - \log \{ (t + \Delta t) / \Delta t \}</math>、(2) <math>\Delta P - (\sqrt{t + \Delta t} - \sqrt{\Delta t})</math>、(3) <math>\Delta P - \sqrt{\Delta t}</math>、(4) <math>\Delta P - \log \Delta t</math> の各プロットから求めた <math>P_s</math> を平均した。ここで、<math>\Delta P</math> はシャットイン後の圧力、<math>\Delta t</math> はシャットイン後の時間である。</p> <p>ブレイクダウンおよびシャットインプレッシャーから求めた初期応力状態は Table 4 の通りで</p>			



ある。Fig. 7 a は式(1)から求めた $\sigma_{HMAX}$ と深度の関係である。なお、破壊力学に基づいた $\sigma_{HMAX}$ の算定も試みたが、破壊じん性値と原位置におけるマイクロクラックの長さを推定するのがむずかしく、採用する式によって得られる $\sigma_{HMAX}$ の分布は大きくばらついた。Fig.7aをみると、まず先カンブリアの基盤岩とそれより上部の堆積層を分けるDeadwood層で $\sigma_{HMAX}$ の変動が大きいことが認められる。次に、堆積層でも先カンブリアの基盤岩の中でも2つの水平主応力の大きさは異なっている。最後に、Winnipeg層では $\sigma_{HMAX} < \sigma_v$ であるが、先カンブリアの基盤岩では $\sigma_{HMAX} \approx \sigma_v$ である。

$\sigma_{HMAX}$ の方向はDeadwood層でN61° W、Winnipeg層でN70° Eである。 $\sigma_{HMAX}$ の方向がこのように地層によって大きく異なるのは、Deadwood層がそれよりも上部の堆積層と先カンブリアの基盤岩との遷移帯にあるからと考えられる。

TABLE 4. Shut-in and breakdown pressure\*

Fracture number	Depth (m)	$P_b^\dagger$ (MPa)	$P_s$ (MPa)	$P_o$ (MPa)	$\sigma_{HMIN}$ (MPa)	$\sigma_{HMAX}$ (MPa)	$\sigma_v$ (MPa)
1	2065	42.61	35.71	19.16	35.71	40.68	51.63
2	2168	43.89	40.10	21.13	40.10	55.28	54.20
3	2213	44.32	41.13	22.16	41.13	52.79	55.32

\*Symbols are as defined in text.

†From secondary injection cycle.  $T_w = 0$ .

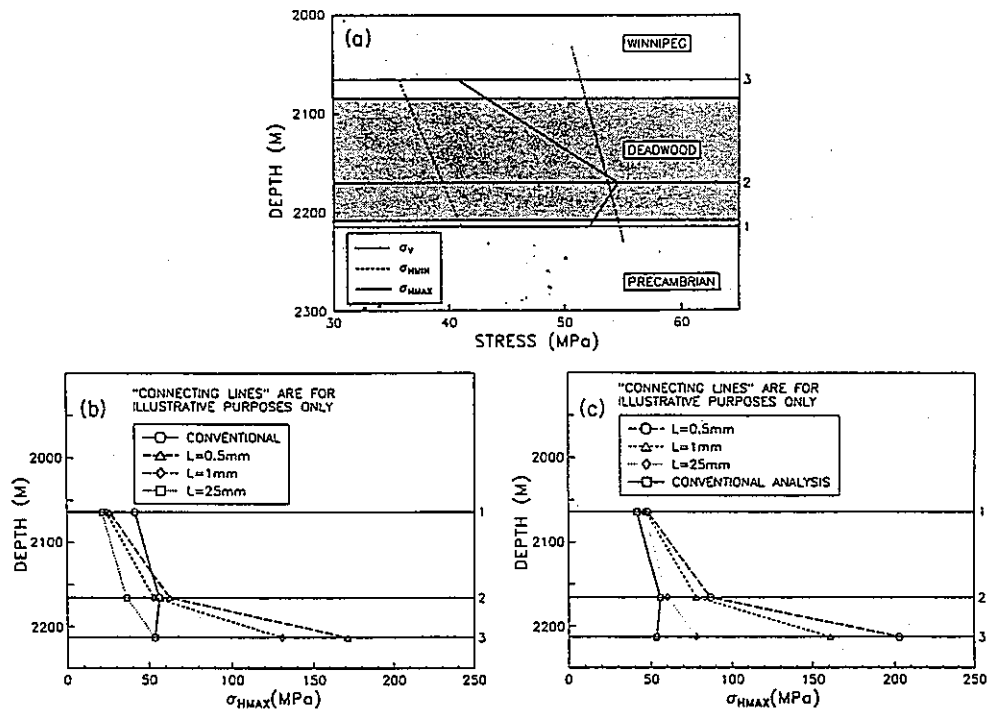


FIG. 7. (a) Variation of vertical (overburden) stress component ( $\sigma_v$ ), minimum horizontal stress ( $\sigma_{HMIN}$ ), and maximum horizontal stress ( $\sigma_{HMAX}$ ) with depth; results based on conventional method (see [1]); (b) comparison of variation of  $\sigma_{HMAX}$  curves with depth for conventional method with fracture mechanics approach based on Abou-Sayed and Brechiel (1978) (see [2]) for different fracture lengths  $L$ ; (c) comparison of  $\sigma_{HMAX}$  based on conventional method with fracture mechanics approach based on Cleary (1979) (see [3]).

文献番号	A-4	著者	Fangquan Li
タイトル	In situ measurements, stress state in the upper crust and their application to rock engineering		
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek		
巻号		頁	P69-77
		発行年月	1986
要旨	初期応力測定はテクトニックな応力場および地殻上部における応力状態を研究するための重要な手法である。初期応力測定の結果に基づいて、中国本土および地殻上部におけるテクトニックな応力場を解析するとともに、初期応力測定の結果の岩盤工学への応用について述べる。		
測定概要			
測定場所：中国本土各地。			
測定深度：深度 500m まで。			
地質概要：記載なし。			
測定方法：数十メートルの深度まではピエゾメトリック応力ゲージを用いた応力解放法。それよりも深い深度では水圧破碎法。			
測定結果：			
水平主応力と深度の関係および主応力軸の分布傾向			
<p>中国本土では、ひとつの主応力軸の鉛直軸からの傾きは 30 度以内なので、残りの二つの主応力はほぼ水平面内にあるといえる。水平主応力の深度勾配は、中国南西および北西部で <math>\sigma_{Hmax}=1.48+0.067H</math>(MPa)、<math>\sigma_{Hmin}=0.62+0.032H</math>(MPa)、中国北部、Hebei 省、Yixian では、<math>\sigma_{Hmax}=3.92+0.032H</math>(MPa)、<math>\sigma_{Hmin}=2.88+0.029H</math>(MPa)、中国東部、Jiangsu 省、Xinyi では、<math>\sigma_{Hmax}=0.22+0.043H</math>(MPa)、<math>\sigma_{Hmin}=0.33+0.029H</math>(MPa)である。ここで、<math>\sigma_{Hmax}</math> および <math>\sigma_{Hmin}</math> は、最大および最小水平応力、H は深度 (m) である。水平応力の深度勾配は、中国北部および東部よりも北西および南西部で大きい。</p> <p>測定地点の 70% で <math>\sigma_{Hmax}</math> は <math>\sigma_{Hmin}</math> の 1.4 から 3.3 倍あり、地域によって異なる。例えば、中国北部の Tangshan および Yixian では 1.4、Jiangsu 省 Xinyi では 1.3、そして中国北西および南西部では 1.9 である。地形および他の影響のないところでは、<math>\sigma_{Hmax}</math> の方向の変化はわずかである。</p> <p>Taihangshan 山脈を境界線と考えれば、中国北部を応力状態の異なる 2 つの地域に分割することができる。Fig.3 参照。この山脈の東側までは中国北部の平原とそれを囲む地域であって、<math>\sigma_{Hmax}</math> 軸は E-W 方向である。山脈の西側の Shanxi 地域では <math>\sigma_{Hmax}</math> 軸は S-N 方向である。中国南部の東西構造帯の南までは、主応力軸の方向は安定していて、NWW-NW である。中国北東部では <math>\sigma_{Hmax}</math> 軸はほぼ NEE 方向であるようにみえる。中国西部では <math>\sigma_{Hmax}</math> 軸は NNE から S-N である。中国南部のテクトニックな応力場は複雑である。南北構造帯の東側にある Xiaojiang 断層の近くでは <math>\sigma_{Hmax}</math> 軸はほぼ EW である。この断層の西に行くにしたがって、その方向は徐々に NNW に変化する。Lancangjian 断層の南の地域までは <math>\sigma_{Hmax}</math> 軸は NNE あるいは NS 方向である。</p>			
平均水平主応力の大きさと深度の関係			
<p>平均水平主応力 <math>\sigma_{Hav}=(\sigma_{Hmax}+\sigma_{Hmin})/2</math> と深度の関係は Fig.4 のようであり、次式の直線で近似できる。<math>\sigma_{Hav}=0.72+0.041H</math>(MPa)。<math>\sigma_{Hav}</math> の鉛直応力に対する比、K は、深度 100m よりも浅いところではおぼろつきが大きく 1.5 から 5 であるが、それよりも深いところでは 0.5 から 2 である。Fig.5 参照。K の上限と下限は、それぞれ <math>K=100/H+0.3</math> および <math>K=440/H+0.5</math> で表される。最大水平せん断応力 <math>\tau=(\sigma_{Hmax}-\sigma_{Hmin})/2</math> と深度の関係は Fig.6 のようである。地域によって <math>\tau</math> の深度勾配がはっきりと異なっていることがわかる。すなわち、中国南西および北西部では <math>\tau=0.8+0.012H</math>(MPa)、中国北部では <math>\tau=0.3+0.007H</math>(MPa)、そして Tangshan では <math>\tau=0.003H</math>(MPa) である。</p>			

初期応力測定の岩盤工学への応用

初期応力の測定結果は、Jinchuan 鉱山の立坑ライニングの設計および Yunnan 省の水力発電所における高圧水路トンネルの設計に用いられた。さらに、岩盤斜面の安定計算、コンクリートダム直下の岩盤安定評価、放射性廃棄物とセメント溶液の混合物を注入する場合の安全性評価および放射性廃棄物貯蔵施設の設計などの基本的な情報となる。巨大な貯水池を建設することによって当該地域の岩盤のポアプレッシャーが増加し、断層にかかる有効法線応力が減少して地震が発生するかどうかは初期応力状態に関係している。

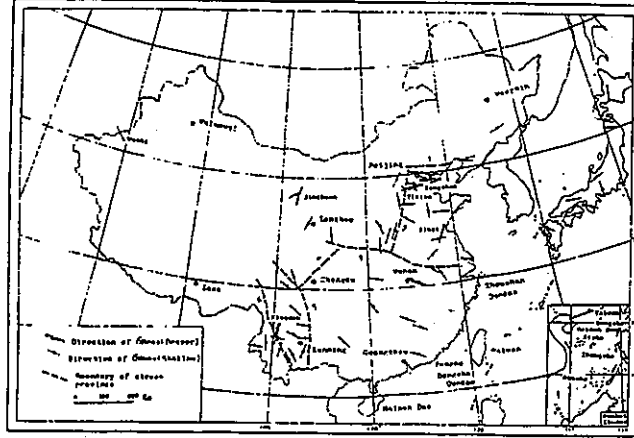


Fig. 3. Distribution of the direction of maximum horizontal principal stresses in China mainland and Japan ( The data of in situ stress measurements in Japan are given by Yutaka Tanaka et al, 1979 ).  
( In the figure: 1. Yinshan Tectonic Zone; 2. Taihangshan Tectonic Zone; 3. Qinling-Dabieshan Tectonic Zone; 4. Longmenshan Fault Zone; 5. Xianshuihe-Xiaojiang Fault Zone; 6. Lancangjiang Fault Zone. )

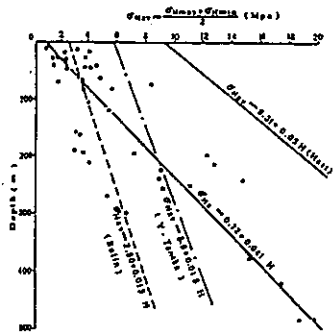


Fig. 4 Variations of the average horizontal principal stresses.

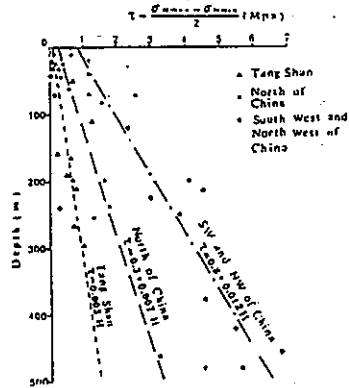


Fig. 6. Variations of the maximum horizontal shear stresses with depth.

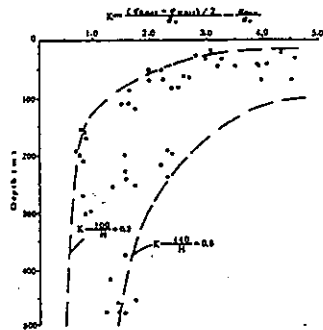


Fig. 5 Variation of K with depth ( According to the data from China ).

文献番号	A-5	著者	Zoback, MD; Mastin, L; Barton, C
タイトル	In-situ stress measurements in deep boreholes using hydraulic fracturing, wellbore breakouts, and stonely wave polarization		
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek		
巻号		頁	P289-299
		発行年月	1986
要旨	地殻内部の初期応力の大きさを直接に測定することは、大深度科学ドリリング計画の一つの大きなテーマである。この論文では、大深度における初期応力測定に適用できる可能性の高い3つの方法について検討する。すなわち、水圧破碎試験、ボアホールブレイクアウトおよび stonely wave の偏りから応力を推定する方法である。		
測定概要			
測定場所：ソビエトの Kola 半島。			
測定深度：11.6km			
地質概要：記載なし。			
測定方法および測定結果： 水圧破碎法			
<p>大深度に水圧破碎法を適用するときの大きな問題は、(a)き裂を誘起、進展させるためにきわめて大きな圧力が必要になること、(b)破碎地点が高温であること、そして(c)ブレイクアウトによってボアホールの断面が円形でなくなり、しかもボアホールまわりの岩盤が非弾性的になることである。</p> <p>商業ベースで入手できるストラドルパッカーは、200°Cをこえる温度で使用することが困難である。しかし、350bar という比較的低い圧力では、温度が 260°Cでも水圧破碎が行なわれているので、圧力があまり高くない場合は温度の問題は解決できるかもしれない。</p> <p>大孔径のボアホールではパッカーシステムに巨大な力がかかる。例えば、直径 24cm のボアホールに 700bar の圧力をかけると、パッカーには 317000kg の力がかかる。このような大きな力に耐える装置を製作することは技術的に非常にむずかしく、実際、商業ベースで入手できるパッカーの作動限界圧力は 700bar である。この値を使って深度、初期応力および水圧破碎法の適用深度の関係を調べることができる。</p> <p>Fig.1 および 2 は、逆断層および横ずれ断層の応力環境におけるブレイクダウン <math>P_b</math> およびき裂進展圧力 <math>P_p</math> と主応力の関係を示している。Fig.1 の逆断層の場合、<math>P_b</math> と <math>P_p</math> は 3km より少し深いところで限界圧力 700bar を越える。横ずれ断層の場合 (Fig.2)、状況は若干よくなるが 8km より深いところでは水圧破碎までできない。いずれの場合も適用深度の制約になる圧力は <math>P_b</math> でなく <math>P_p</math> である。これは、最小水平主応力 <math>S_{\min}</math> が深度とともに急激に増大するからである。San Andreas 断層から 4km のところにある California 州 Cajon Pass では、深度 5km で初期応力測定を実施するために耐圧 1400bar のパッカーシステムを開発中である。</p>			
ボアホールブレイクアウト			
<p>ボアホールブレイクアウトは水圧破碎試験の障害になるが、この現象から水平主応力の方向を精度良く推定することができるので、近年、注目されている。さらに、適当な破壊基準を導入することによって初期応力の大きさも推定できる。Table 1 に示すように、Kola のボアホールでは深度 1km ではブレイクアウトは発生していないが、2.5、5.0、8.54 および 11.6km では発生している。この観測結果に矛盾しない初期応力状態を推定してみよう。コアの一軸圧縮強度以外に情報はないので、ボアホール壁面に生じる最大圧縮応力が岩石の強度を越える範囲を調査した。さらに、まさつ断層理論 (frictional faulting theory) に基づいて初期応力状態の取り得る範囲を設定した。結果は、Fig.7 および Table 2 のようである。深度の大きいところで応力の推定範囲が広いのは、この地域の初期応力に関する情報が少ないからである。</p>			

### Stonely wave の偏り

ボアホールまわりの岩石の弾性波速度分布が一樣であれば、tube wave にともなう質点の運動の水平成分は放射状になる。しかし、応力集中によってボアホール近傍の弾性波速度はきわめて強い異方性を呈する。実際に2本のボアホールでVSP (vertical seismic profiling) の3成分を調査したところ、質点の運動の水平成分は放射状ではなく、最大圧縮水平応力の方向に偏りを示した。Fig.9 および 10 の右側は、Paris Basin と Oklahoma のボアホールの3つの深度で測定した tube waves にともなう質点の運動である。異なる深度で測定した質点の運動の偏りを単一のボアホール断面にプロットすると、Fig.9 および 10 の左側のようなになる。この図からも質点の運動の水平成分は放射状でなく、最大主応力であることが読み取れる。Fig.9 と 10 とで質点が描く楕円の形が異なるのは、局所的な応力状態と岩石の特性のちがいが反映されたからであると考えられる。

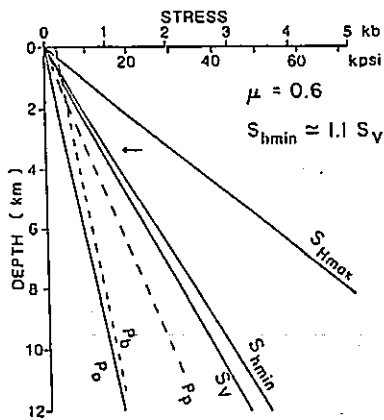


Figure 1- Estimated differential breakdown ( $P_D$ ) and fracture extension ( $P_P$ ) pressures in reverse faulting tectonic environment.  $S_{Hmax}$  is the maximum horizontal principal stress,  $S_{Hmin}$  is the minimum horizontal principal stress,  $S_V$  is the vertical stress, and  $P_P$  is the pore pressure. The arrow at about 3 km indicates the depth at which the differential fracture extension pressure exceeds 700 bars, the limit of commercially available equipment.

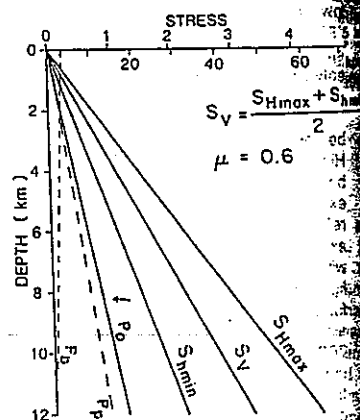


Figure 2- Same as Fig. 1 for a strike-slip faulting tectonic environment.

Table I  
Observational Data for Kola

Depth (km)	Small Diam. (mm)	Large Diam. (mm)	$C_0$ (bar)
1.0	214	214	1950
2.5	225	290	1620
5.0	250	390	1780
8.54	225	570	1920
11.6	240	370	1780

Note: The values for  $C_0$  at 5.0 and 11.6 km is the mean of measurements on a range samples.

Table II  
Kola Stress Estimates

Depth (km)	$S_{Hmax}$ (bars)	$S_{Hmin}$ (bars)	$S_V$ (bars)
1.0	300 - 835	155 - 835	270
2.5	845 - 2030	410 - 1385	675
5.0	1465 - 4050	760 - 2335	1350
8.5	2460 - 6800	1280 - 3470	2295
11.6	3249 - 9030	1738 - 4321	3132

Note:  $S_V$  is estimated from an assumed density of  $2.7 \text{ g/cm}^3$

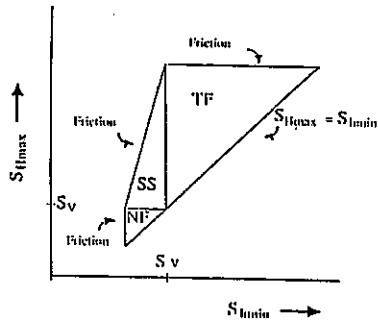


Figure 7- Possible stress states for different tectonic environments in  $S_{Hmax}$ - $S_{Hmin}$  space based on Anderson's theory of faulting and frictional constraints on the state of stress. NF- normal faulting, SS- strike-slip faulting, TF- reverse faulting.

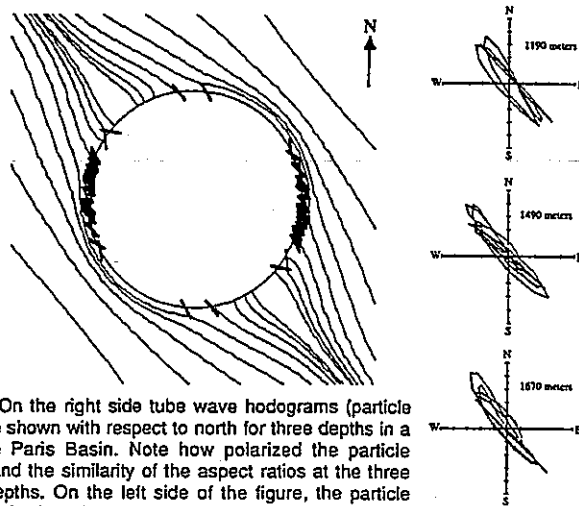


Figure 9- On the right side tube wave hodograms (particle motion) are shown with respect to north for three depths in a well in the Paris Basin. Note how polarized the particle motion is and the similarity of the aspect ratios at the three different depths. On the left side of the figure, the particle motion polarizations for tube waves recorded at all depths in the hole are projected onto a single cross-section and compared to the theoretical maximum horizontal stress trajectories.

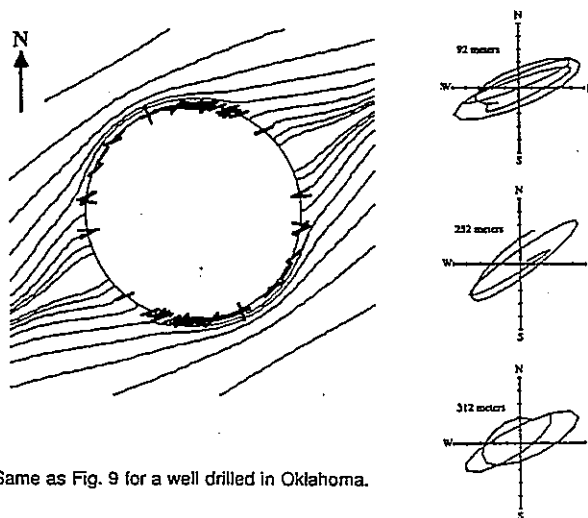


Figure 10- Same as Fig. 9 for a well drilled in Oklahoma.

文献番号	A-6	著者	Dey, TN; Brown, DW		
タイトル	Stress measurements in a deep granitic rock mass using hydraulic fracturing and differential strain curve analysis				
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek				
巻号		頁	P351-357	発行年月	1986
要旨	Fenton Hill の高温乾燥岩体は非常に深い深度に分布していて、しかも多数の既存のき裂を含むために、通常の水圧破砕法をおこなうことは容易でなかった。このようなきびしい条件のもとで初期応力を推定するために、コア試料を用いる differential strain curve analysis (DSCA) 法が採用された。DSCA 法によれば、大深度の岩盤の初期応力状態に関して信頼性の高い推定値が得られるばかりでなく、単一のコア試料から完全な応力テンソルが求められる。				
測定概要					
測定場所: Fenton Hill, New Mexico, USA					
測定深度: 水圧破砕法—約 4.5km、DSCA 法—2.88km, 3.315km, 3.536km, 3.791km					
地質概要: 試験現場は、Fenton Hill の Valles カルデラの西側に位置する。カルデラ層の年代は約 1.1m.y. で、10m.y. と 0.1m.y. 前に火山活動があった。ボアホールは 2 本あって、深度 3km から 4.5km に広がる地熱層を貫いている。地質は先カンブリア紀の変成岩および貫入岩から構成され、温度は 200~300°C である。					
測定方法: 水圧破砕法および DSCA 法					
測定結果: 水圧破砕試験の結果は、Fig.2 の通りである。き裂の開口圧力は深度 3km で小さくなっている点を除けば、深度とともに直線的に増加し、その深度勾配は 19MPa/km である。一方、DSCA 法の結果は Fig.3 のようである。最小圧縮応力についてみると、水圧破砕試験の結果と良く一致している。さらに、最大および中間主応力は 3.2km よりも深部で増加していることが認められる。主応力軸の方向は Fig.4 のようである。最も浅い 2.88km では、最大圧縮応力は鉛直方向、最小主応力は E-W 方向である。さらに深度が増加すると応力テンソルは徐々に回転し、最も深いところでは最大圧縮応力はほぼ水平面内において NNW 方向、最小圧縮応力は E-W に近い。すなわち、初期応力状態は正断層から横ずれ断層型に変化している。 以上の結果は、DSCA 法が大深度における岩盤の完全な応力テンソルを決定するために有効であること、さらに、巨大な結晶質岩盤の内部の応力状態は、一様でない場合があることを示している。					
<p>Figure 2. Hydraulic fracturing stress results in the Hot Dry Rock reservoir. Each solid circle represents one determination of fracture opening pressure.</p>					

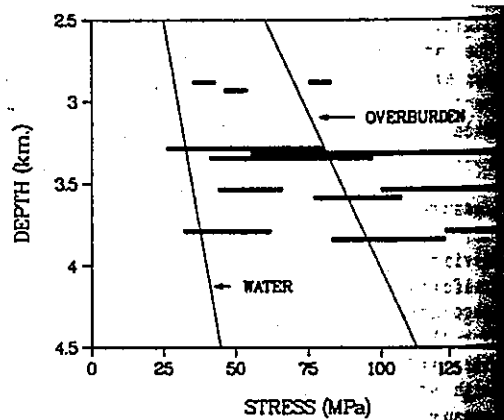


Figure 3. DSCA estimates of principal stresses. Horizontal bars represent one-standard-deviation-error bars for the estimates. The three bars at a given depth are slightly offset vertically for clarity and represent, from left to right, the minimum, intermediate, and maximum principal stress values.

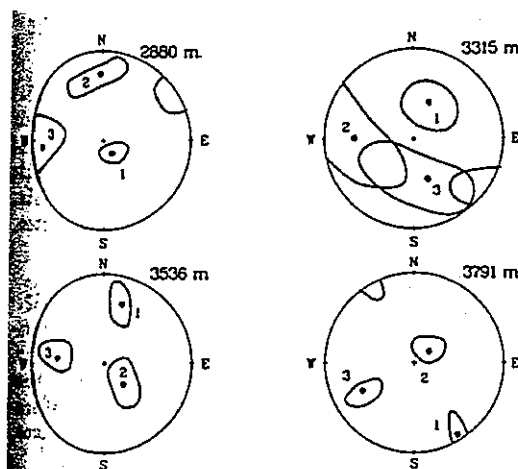


Figure 4. DSCA estimates of principal stress directions. Contours show the range of uncertainty of the direction estimates. Plots are done on a lower hemisphere conformal stereonet.



文献番号	A-7	著者	Enever, JR; Chopra, PN
タイトル	Experience with hydraulic fracture stress measurements in granite		
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek		
巻号		頁	P411-420
		発行年月	1986
要旨	<p>CSIRO(Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization) と BMR(Bureau of Mineral Resources)は、花崗岩の露頭で、長年のあいだ初期応力測定を実施してきた。この調査の目的は、応力場と地質構造の関係を明らかにし、地震に対する安全性を評価することにある。この調査の初期段階では、Australia 全土の 5m よりも浅いところでオーバーコアリングがおこなわれ、最大水平主応力の方向は一般に NE-SW あるいは E-W であることが明らかになった。この方法は、応力場の全体的な傾向を把握するためには役に立つが、地表近くの風化帯、温度の日変化および地形の影響を受ける場合がある。そこで、より深い深度で測定をおこなうために水圧破砕法に基づいた初期応力測定プログラムがスタートした。ここでは、3つの花崗岩体でおこなった水圧破砕法による初期応力測定について述べる。これらの地点ではすでにオーバーコアリングが行なわれていた。</p>		
測定概要			
測定場所：(1)Bergian, New South Wales(Fig.3)。(2)Lancefield, Victoria(Fig.3)、Melbourn の北 75km の広い谷に位置する。(3)Wongan Hills, Western Australia(Fig.3)、Perth の北東 150km。			
測定深度：(1)Bergian 4~169m。(2)Lancefield 10m。(3)Wongan Hills 60~70m。			
地質概要：			
(1)Bergian 上部シルル時代の花崗岩で、ほぼ南北に伸びる褶曲帯の西側に位置する。当地は地震活動が活発で、1938年にマグニチュード 5.5 の地震があった。			
(2)Lancefield 上部デボン時代の花崗閃緑岩の露頭。Lachlan 褶曲帯の中に位置している。			
(3)Wongan Hills ポアホールは花崗閃緑岩の露頭に掘削されている。この地域では、最近、マグニチュード 6.9、5.9 および 6.5 の地震があった。			
測定方法：水圧破砕法。ストラドルパッカーおよびインプレッションパッカーは、本プログラムのために特別に製作され、Fig.1 のようである。			
測定結果：3つの地点で誘起されたき裂は、すべてポアホール軸を含む縦き裂であった。Bergian では、破砕区間から進展したき裂がパッカーの位置で停止していた。いっぽう、Lancefield および Wongan Hills では、パッカーが設置されていた位置に水圧破砕き裂がみいだされた。3つの地点で誘起されたき裂の方位は Fig.3 のようである。き裂の方向を最大水平主応力成分の方向とみなせば、応力解放法から決定された最大水平主応力の方向とよく一致する。			
前述のように、2種類のき裂初生モードが認められた。すなわち；(a)き裂が破砕区間で初生する場合、そして(b)き裂がパッカーをセットしたところから初生する場合である。これらの初生モードに応じて圧力-時間曲線は明らかに異なり、Fig.4 に示す通りである。			
(a)のモードで、しかも接線応力が圧縮 ( $\sigma_1 < 3\sigma_2$ ) のとき、リオープニングプレッシャー $P_r$ から最大主応力成分の大きさ $\sigma_1$ が精度良く決定される。すなわち、			
$\sigma_1 = 3\sigma_2 - P_r - P_0$			
ここで、 $P_0$ はポアプレッシャーである。			
(b)のモードで、しかも/あるいはき裂が初生する点の接線応力が引張 ( $\sigma_1 > 3\sigma_2$ ) の場合、 $P_r$ は明確に現れないので、クラックが初生するときの圧力 $P_i$ と室内の強度試験から最大主応力の大きさが決定される(Haimson, 1978)。すなわち、			

$$\sigma_1 = 3\sigma_2 + S - K P_1 - (2-K) P_0$$

ここで、Sはき裂の強度、Kは弾性定数である。

いずれのモードであっても、シャットインプレッシャーからは最小主応力 $\sigma_2$ の大きさが求まる。結果はTable.2のようである。

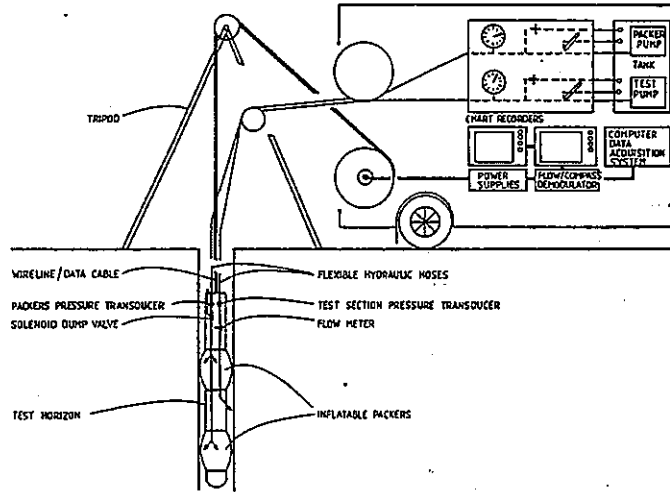


Fig. 1. Schematic representation of hydraulic fracture test facility.

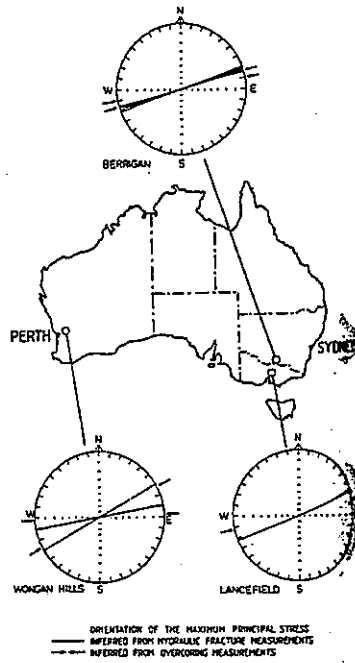


Fig. 3. Location map showing test sites and orientations of fractures induced at the respective sites.

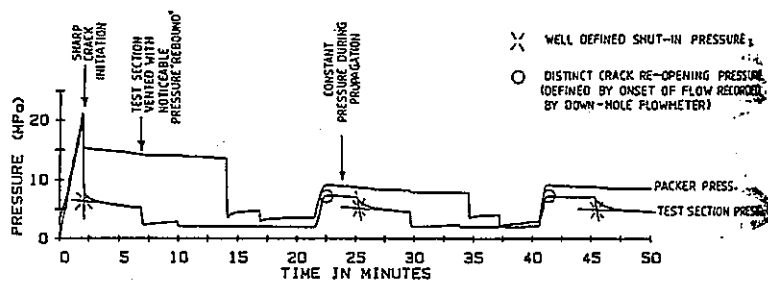


Fig. 4(a).

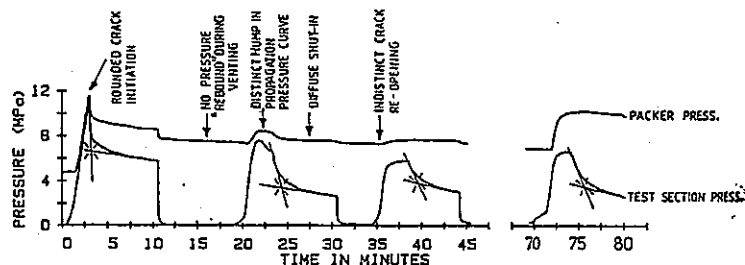


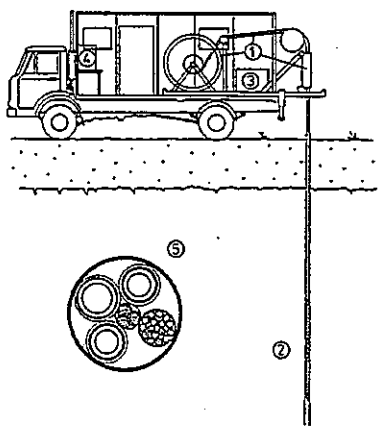
Fig. 4(b).

Fig. 4. Abridged test records showing methods used to select salient data.

TABLE 2. SUMMARY OF DATA FROM LANCEFIELD AND WONGAN HILLS SITES

Depth of Test Section (m)	Estimated Pore Pressure (Po) MPa	Crack Initiation Pressure (Pi) MPa (Corresponding packer press.)*	Range of Shut-in Pressures (1st cycle-2nd cycle) MPa	Range of Re-opening Pressures (Pr) MPa	Laboratory Strength Range, MPa (Average)	Estimate of $\sigma_1$ MPa	Estimate of $\sigma_1^{**}$ MPa (Average)	Orientation of $\sigma_1$
<b>Lancefield</b>								
approx. 10m	0	10.9 (11.6)	7.0-3.9-3.9-3.9	4.6-4.2-4.2-4.6	10.0-12.0 (11.0)	3.9	10.1-12.1 (11.1)	68° East of True Nth
<b>Results from Overcoring in Adjacent Hole</b>								
Average of two tests at approx. 10m						3.4	11.0	78° East of True Nth
<b>Wongan Hills</b>								
66-67	0.7	9.5 (9.5)	6.3-5.1-4.3-4.3	4.2-3.9-3.9	13.2-15.0 (14.1)	4.3	15.9-17.7 (16.8)	79° East of True Nth
69-70	0.7	11.4 (11.4)	5.5-6.1-6.6-6.6	3.9-3.9-4.2	13.2-15.0 (14.1)	6.6	20.9-22.7 (21.8)	60° East of True Nth
<b>Results from Overcoring in Adjacent Hole</b>								
6.5						3.4	18.2	62° East of True Nth
10.5						6.8	20.4	87° East of True Nth

\* Pressure in packers at crack initiation used in analysis  
 \*\*  $\alpha = 1.0$  used in analysis

文献番号	A-8	著者	Bjarnason, B; Stephansson, O; Torikka, A; Bergstrom, K		
タイトル	Four years of hydrofracturing rock stress measurements in Sweden				
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek				
巻号		頁	P421-427	発行年月	1986
要旨	<p>Sweden の Lulea Univ. では、1982 年から水圧破碎法による初期応力測定をおこなっている。電気信号線と圧力配管をひとつにまとめたマルチホースを採用した新しい車輛搭載システムが開発された。このシステムによれば、深度 500m までの測定を迅速にしかも経済的におこなうことができ、すでに Sweden と Finland の 5 箇所の結晶質岩盤で応力測定をおこなった。ここでは、放射性廃棄物貯蔵施設の建設サイトを選定するためのプログラムの一環として、Gidea の結晶質岩盤でおこなわれた初期応力測定の結果についておおまかに述べる。</p>				
測 定 概 要					
測定場所: Sweden 北部の Gidea					
測定深度: 500m					
地質概要: ミグマタイト化された片麻岩。					
<p>測定方法: 水圧破碎法。水圧破碎試験ユニットは Fig.1 に示す通りである。マルチホースシステムは油圧駆動のドラムに巻き取り、すべての測定計器はトラックのキャビンに収納されている。高圧ポンプは油圧駆動で最大吐出圧力は 100 MPa、最大流量は 15 l/min である。パッカーエレメントの耐圧は 35~40MPa である。</p>					
<p>測定結果: Gidea では、深度 14.5m から 501m の間の 31 箇所で水圧破碎試験をおこなった。このうち 6 箇所では水平あるいは傾斜したき裂が誘起されたので、当該地域の水平応力場を評価する際には除外した。残りの箇所で測定された結果をプロットすると Fig.6 のようである。最小水平主応力 <math>\sigma_h</math> は 2MPa から 11MPa まで深度とともに増加している。300m 付近から <math>\sigma_h</math> の深度勾配は小さくなっていることが認められる。Fig.8 参照。最大水平主応力 <math>\sigma_H</math> は、次式から求めた。</p> $\sigma_H = 3\sigma_h - P_e$ <p>ここで、<math>P_e</math> はリオープニングプレッシャーである。<math>\sigma_H/\sigma_h</math> は測定深度全体にわたって 1.6 である。最大水平主応力の平均走向は N67° E であって、深度 500m まで変化していない。</p>					
					
<p>Figure 1. Hydrofracturing field unit.  1) multihose, drum and feeder, 2) packers, 3) pump and water control system, 4) data recording system, 5) cross section of the multihose.</p>					

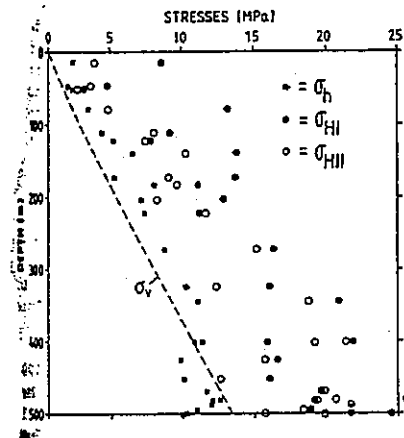


Figure 6. Rock stresses as a function of depth in borehole Gi-1 at Gideå.

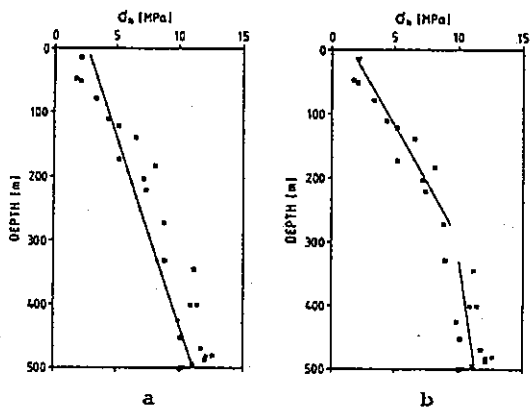


Figure 8. Linear regression analysis of the minimum horizontal stress as a function of depth for borehole Gi-1, Gideå. a) linear increase of  $\sigma_h$  throughout the measuring range, b) discontinuity in the stress gradient around 300 m depth.

文献番号	A-9	著者	Batchelor, AS; Pine, RJ
タイトル	The results of in situ stress determination by seven methods to depth of 2500m in the Carnmenellis granite		
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek		
巻号		頁	P467-478
		発行年月	1986
要旨	<p>高温乾燥岩体からの熱抽出についてフィジビリティースタディーをおこなうために、英国の Cornwall において地質工学的な研究プログラムが進められている。熱抽出のプロセスは初期応力の大きさと方向およびジョイントの特性に大きく依存する。このため Cornwall では深度 0~2800m にわたって、3 種類の直接的な測定方法と 4 種類の間接的な測定方法が実施された。最小主応力の大きさと深度との関係については信頼性の高い結果が得られた。最大主応力に関する測定結果の信頼性はあまり高くないが、最大および最小水平主応力の差はきわめて大きいことを示唆していた。応力場の方向は、ヨーロッパ西部の傾向と良く一致し、アルプス造山運動の影響を反映していた。</p>		
測 定 概 要			
測定場所: 英国, Cornwall			
測定深度: 水圧破碎法-2550m、応力解放法-790m (坑内)、DSCA-2400m			
地質概要: Fig. 1 は現場周辺の地質図である。現場が位置する花崗岩体は、南西 England に 200km にわたって分布する単一のバソリスの一部である。当地域の地熱源は花崗岩に濃集した放射性元素に起因する。この花崗岩は石炭紀の後期とペルム紀の初期に段階的に貫入したものである。			
測定方法: 直接的な測定方法-水圧破碎法、応力解放法、DSCA。 間接的な測定方法-注水試験、大規模水圧破碎試験、微小地震の発震機構解析、その他の方法。			
測定結果:			
<u>水圧破碎法</u>			
<p>1985 年までに、深度 2550m の間で 16 回の水圧破碎試験がおこなわれ、結果は Fig.3 のようである。ただし、花崗岩の透水係数は極めて小さい (<math>10^{-3} \mu D</math> のオーダー) ので、ポアプレッシャーは考慮していない。TV、BTV およびインプレッションパッカーによって、誘起されたき裂の方位を決定しようとしたが、いずれも成功しなかった。最大および最小主応力の大きさは極めて大きく、深度 2000m でそれぞれ 70 および 30MPa である。このようにして決定された深部の応力状態と、インタクトな花崗岩の Mohr の破壊包絡線を対比したところ、ポアホール壁面に破壊は生じないと予測された。実際におこなったキャリパー検層でもポアホールブレイクアウトはみいだされなかった。</p>			
<u>応力解放法</u>			
<p>水圧破碎法によって応力場の方向を決定することはできなかったため、South Crofty にある鉱山のできるだけ深部で応力解放法が実施された。現場の坑道は深度 790m で、岩盤は Carnmenellis 花崗岩である。CSIRO および USBM システムによって、それぞれ 6 回および 7 回の応力解放がおこなわれた。結果は次の表に示す通りである。応力の大きさは水圧破碎法の結果とよく一致し、Fig.3 のようである。最大主応力の方向は、現在の応力状態を支配していると考えられているアルプス造山運動の影響を反映している。</p>			
<u>DSA 法</u>			
<p>ボーリングを行ないながら定方位コアの採取を何度か試みたが、いずれも成功しなかった。したがって DSA 法から応力場の真の方向を決定することはできなかった。しかし、コアは傾斜したポアホールから採取されたので、ひとつの主ひずみの方向が鉛直であると仮定して水平主ひずみの方向を推定した。花崗岩の試料は、深度 1500~2400m の間で採取したコアから製作した。Fig.4 は DSA 法の結果を Fig.3 に重ね合わせたものである。1500m における結果は水圧破碎法</p>			

の結果とほぼ一致するが、それよりも深いところでは水圧破壊法から決定された応力値よりもすべて小さいことが読み取れる。このボアホールでは深度の深いところでコアディスキングが発生した。試料がコアディスキングに起因するマイクロクラックを含む場合、コアの軸方向の応力が過大に評価され、その結果、水平方向の応力は相対的に過小に評価される。水圧破壊法の結果との違いが、このようなメカニズムによって説明できると考えられる。

その他の間接的な測定方法

その他、間接的な初期応力測定方法によって初期応力状態の推定がおこなわれた。すなわち、(a)裸孔部における注水試験の注水圧力と流量の関係および(b)大規模水圧破壊試験の圧力時間曲線から最小主応力の大きさが推定され、(c)注水試験のときの微小地震の発震機構解析からは主応力の方向が推定された。いずれの結果も直接的な初期応力測定の結果と調和的な傾向を示した。これらの調査のほか、ボアホールブレイクアウトおよびtube waveの偏りも調査されたが初期応力状態を推定できるような結果は得られなかった。

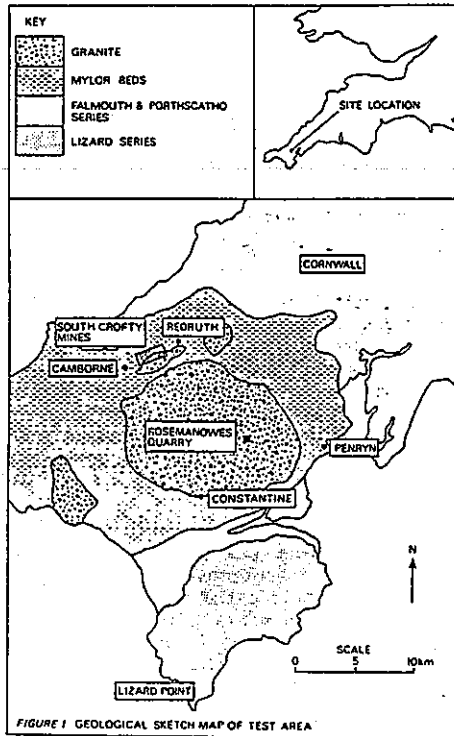


FIGURE 1 GEOLOGICAL SKETCH MAP OF TEST AREA

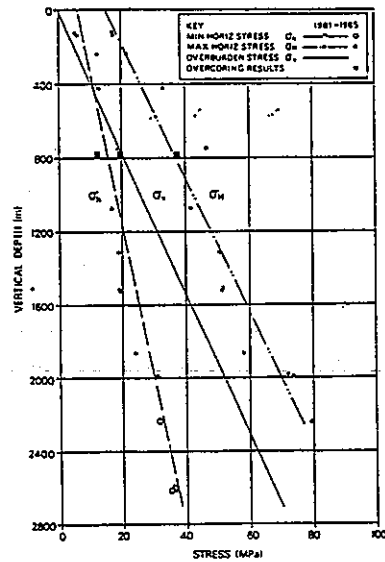


FIGURE 3 SUMMARY OF IN-SITU HYDROFRACTURE STRESS MEASUREMENT DATA

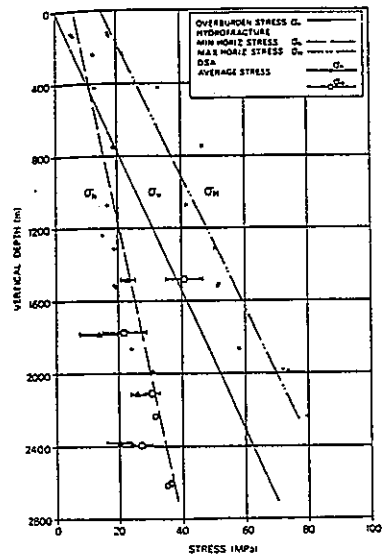


FIGURE 4 DEPTH VS. STRESS PLOT FOR THE THREE PRINCIPAL STRESSES

文献番号	A-10	著者	Haimson, BC; Lee, CF; Huang, JHS
タイトル	High horizontal stresses at Niagara Falls, their measurement, and the design of a new hydroelectric plant		
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek		
巻号		頁	P615-624
		発行年月	1986
要 旨	Niagara Falls 地域にあるいくつかの地下発電所では、大きな初期水平応力と空洞開削後の時間に依存した岩盤の変形によって、地下構造物の安定性に問題が生じているものがある。したがって、新しい発電所を建設するための調査では、オーバーコアリングと水圧破碎法を用いた初期応力測定に調査の重点が移された。この論文では、当地域において初めて実施された包括的な初期応力測定の結果について述べる。測定の結果、この地域の水平応力は非常に大きく、岩盤ユニットの間で応力の大きさは異なっていた。計画された水路トンネルのルートに沿って応力の方向が変化すると予測され、これらの測定結果は地下構造物の設計解析に用いられた。		
測 定 概 要			
測定場所: Niagara Falls 地域 ( Ontario, Canada ) にある Sir Adam Beck Niagara Generating Station No.3 (SAB#3)。			
測定深度: ボアホール NF3-130m、NF4-117m。			
地質概要: 直径 76mm(NQ) の 2 本のボアホールは Fig.1 に示す岩盤ユニットを貫いて掘削された。応力測定は SAB#3 計画の主要なホストロックとなる、Irondequit 石灰岩と Queenston 頁岩の間の地層で行われた。1950 年代に建設された SAB#2 は、水平に成層したシルル時代の砂岩、頁岩、ドロマイトおよび石灰岩に掘削された。SAB#3 では、Whirlpool 砂岩を天盤として、Queenston 頁岩の中に仕上がり直径 10.7m の新しいトンネルを掘削する。			
測定方法: 水圧破碎法 水圧破碎用のパッカーは AQ(外径 45mm) ロッドでボアホールに降ろした。このロッドは破碎区間に破碎流体を送るのにも使用された。パッカーは AQ ロッドの外側をはわせた細い高圧ホースで膨張させた。これらの圧力配管には圧縮空気動の高圧ポンプで高圧流体を送った。インプレッションパッカーはワイヤラインで降ろした。 鉛直応力は 2 つの方法で求めた。すなわち、(a) 岩盤の平均密度から被り地圧 $\sigma_v^{wt}$ を求める。(b) 水平に成層した岩盤の水平き裂で測定されたシャットインプレッシャーから直接に $\sigma_v$ を求める。いっぽう、水平主応力 ( $\sigma_h$ および $\sigma_H$ ) は次式から求めた。 $\sigma_h = P_s$ $\sigma_H = 3 P_s - P_o + P_o$ ここで、 $P_s$ は縦き裂のシャットインプレッシャー、 $P_o$ はリオープニングプレッシャー、 $P_o$ は試験位置におけるポアプレッシャーである。最大主応力の方向は縦き裂の方向から決定した。			
測定結果: 砂岩およびドロマイトでは縦き裂が造成され、頁岩では縦き裂と横き裂の両方が、あるいは横き裂だけが造成される傾向がみられた。多くの試験で、Fig.4 に示すような "Stick-slip" タイプの圧力変化が観測された。これは、き裂内部の圧力がある大きさに達するまで、き裂の進展が停止しているためであろうと考えられる。したがって、き裂は連続的にではなく間欠的に進展したと考えられる。 水平主応力の大きさと深度の関係は Fig.5 および 6 のようである。いずれの場合も、水圧破碎試験から求めた鉛直応力 ( $\sigma_v$ ) は岩石の密度から計算した値 ( $\sigma_v^{wt}$ ) よりも平均して 0.7MPa ほど大きい。水平応力の分布は、均質な岩盤で試験をおこなった場合とことなり、地層ごとに変化している。さらに、同一の地層の中でもかなりの変化が認められる。 縦き裂の方向もばらつきは大きい。しかし、NF3 の 60~72m の縦き裂の方向は平均すると			



N<sub>7</sub> W±17° であるが、86~111m では N57° E±24° である。これは、NF3 の上部が南北方向に伸びる Niagara River 溪谷の地形の影響を受けているためであると考えられる。86m よりも深いところでは、NE 方向であって、この傾向は NF4 と一致する。原位置で測定されたデータの精度およびこれまでの経験によれば、 $\sigma_h$  および  $\sigma_v$  には ±10%、 $\sigma_H$  には ±25% の誤差が含まれていると考えられた。同様に  $\sigma_H$  の方向には ±10% の誤差が含まれていると考えられた。そして、両方のボアホールで測定した主応力の大きさを平均して、この地域の主応力の大きさを次のように決定した。

$$\sigma_v = 3.2 \pm 0.5$$

$$\sigma_h = 4.5 \pm 1.3$$

$$\sigma_H = 7.5 \pm 2.4$$

オーバーコアリングと水圧破砕法は、試験をおこなった場所、深度および地層が異なるので直接に比較できないが、水平主応力が大きいという点やそのばらつきが大きいという点で類似の傾向がみられた。

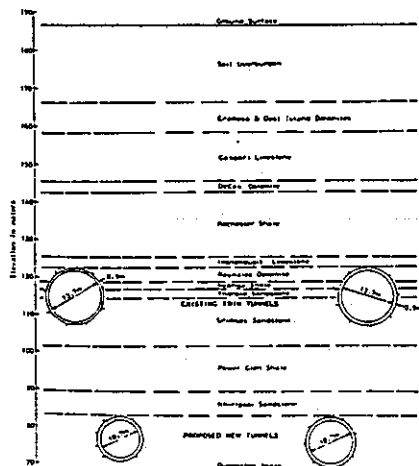


Figure 1 - Typical section in the Niagara Falls area, showing existing and planned pressure tunnels.

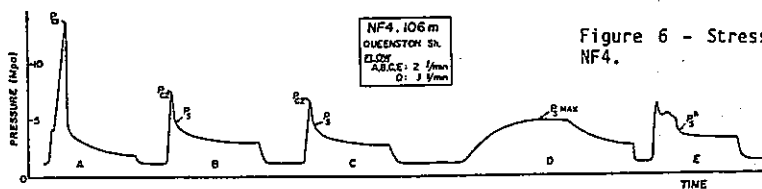


Figure 3 - Typical pressure time-record yielding two shut-in pressures, one corresponding to a vertical hydrofracture and the other to a horizontal bedding-plane opening.

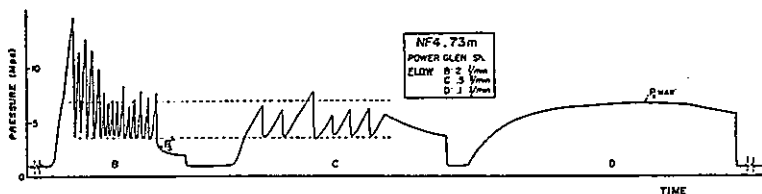


Figure 4 - "Stick-slip" phenomenon during hydrofracture extension in Power Glen shale. The two horizontal dashed lines approximate the locus of the upper and lower peaks. These appear to be limited by the two shut-in pressures  $P_5$  and  $P_6$ .

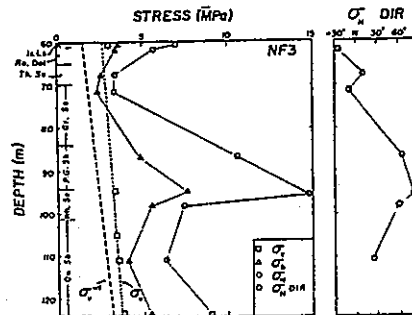


Figure 5 - Stress-depth profile in hole NF3.

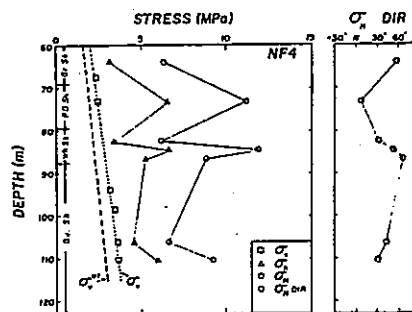


Figure 6 - Stress-depth profile in hole NF4.

文献番号	A-11	著者	Cooling, CM; Hudson, JA
タイトル	Importance of in situ rock stress in repository design		
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek		
巻号		頁	P647-656
		発行年月	1986
要旨	放射性廃棄物貯蔵施設的设计に用いる初期応力-水理-構造物連成解析モデルにおいて、初期応力状態は欠くことができない情報である。この解析モデルは、基本的には核種の移動を予測計算するのに用いるものである。英国環境庁(The UK Dept. of Environment)は、貯蔵施設の建設サイトを評価するための方法を開発する目的で研究を行なったが、ここでは初期応力測定方法の比較研究をした結果について述べる。		
測定概要			
測定場所：英国南西部の Cornwall にある被りの浅い 鉱山の坑道およびその地表。			
測定深度：オーバーコアリング-34m。水圧破砕法-700m。			
地質概要： Cornwall のほぼ全域に分布している Carnmenellis 花崗岩は、Cornubian 花崗岩バソリスの一部である。Fig.1 参照。生成年代は石炭紀後期(310-300 Ma)でヘルシニア造山運動の後期に貫入したと考えられている。坑内およびボーリングコアの不連続面の観察から、走向 025° ~205° のほぼ垂直なジョイントセットが卓越していることがわかっている。このほかに、やはりほぼ垂直な 065° ~245° および 095° ~275° のジョイントセットがある。ほぼ水平なジョイントセットも全域に存在する。花崗岩は全体的に新鮮で、最も卓越したジョイントがわずかに風化されているにすぎない。			
測定方法：			
オーバーコアリング			
人間が測定箇所へ接近できる鉱山では、商業ベースで入手できる 3 種類の装置を用いてオーバーコアリングをおこなった。すなわち、USBM ポアホール変形ゲージ、CSIRO ホローインクルージョンセルおよび Interfels 社の三軸プローブである。			
水圧破砕法			
測定地点から 10~30 m のところまで人間が接近できる場合は、オーバーコアリングが最も有効な測定方法である。しかし、深いポアホールでは、水圧破砕法が殆ど唯一の測定方法である。			
UK では初期応力測定に関するデータが少ないので、国内の広い地域で初期応力に関するデータを収集することは重要である。そこで、機動性のある水圧破砕システムを開発して、その性能を大深度ポアホールで確認することになった。堅牢で信頼性の高いシステムを経済的に製作するために、設計はできるだけ単純にした。システムの大まかなレイアウトは Fig.3 のようである。2 台の圧縮空気動の高圧ポンプでパッカーと破砕区間の加圧をおこない、測定データは変換器、チャートレコーダーおよび自動記録装置で記録する。			
測定結果：			
応力解放法			
応力解放法の結果は Table1 に示す通りである。最大主応力は 5.6MPa でほぼ水平である。そして、その方向は真北から 312° である。一方、最小主応力はほぼ鉛直で、1.4MPa と測定された。主応力比が 3.9 : 1 と大きいのは、測定地点の被りが 34m と浅く、鉛直応力が小さいためである。したがって、一連の測定は測定装置の分解能の限界に近い応力環境で行なわれたといえる。			
水圧破砕試験			
水圧破砕試験結果のうち、3つの深度における結果は Table2 の通りである。Fig.6 には主応力と深度の関係がオーバーコアリングの結果と重ね合わせて表示してある。Table2 水圧破砕の結果と、Table1 のオーバーコアリングの結果とは、全体的な傾向が一致している。			
測定結果の対比			
Carmmenellis 花崗岩の初期応力状態に関しては、地熱開発プログラムで調査した結果もあるの			

で、今回の2種類の測定方法による結果とあわせてステレオネットにプロットすると Fig.7 のようである。中間および最小主応力の方向が見かけ上一致しないのは、異なる深度で測定した結果を同一のネット上にプロットしたためであって、オーバーコアリングの結果および水圧破碎試験の結果は、主応力方向がすべて NW-SE および NE-SW であることを示している。したがって、信頼性の高い主応力の方向が決定できたと結論できる。

しかし、主応力の大きさにはその方向ほどよい一致はみられない。主応力の大きさは全体的にみれば大まかな傾向に類似性が認められるといえるが、岩盤の透水性におよぼす初期応力の影響を研究するためには、より信頼性の高い初期応力の値を決定しなければならない。このためには、新たな装置と解析手法の研究開発が必要である。

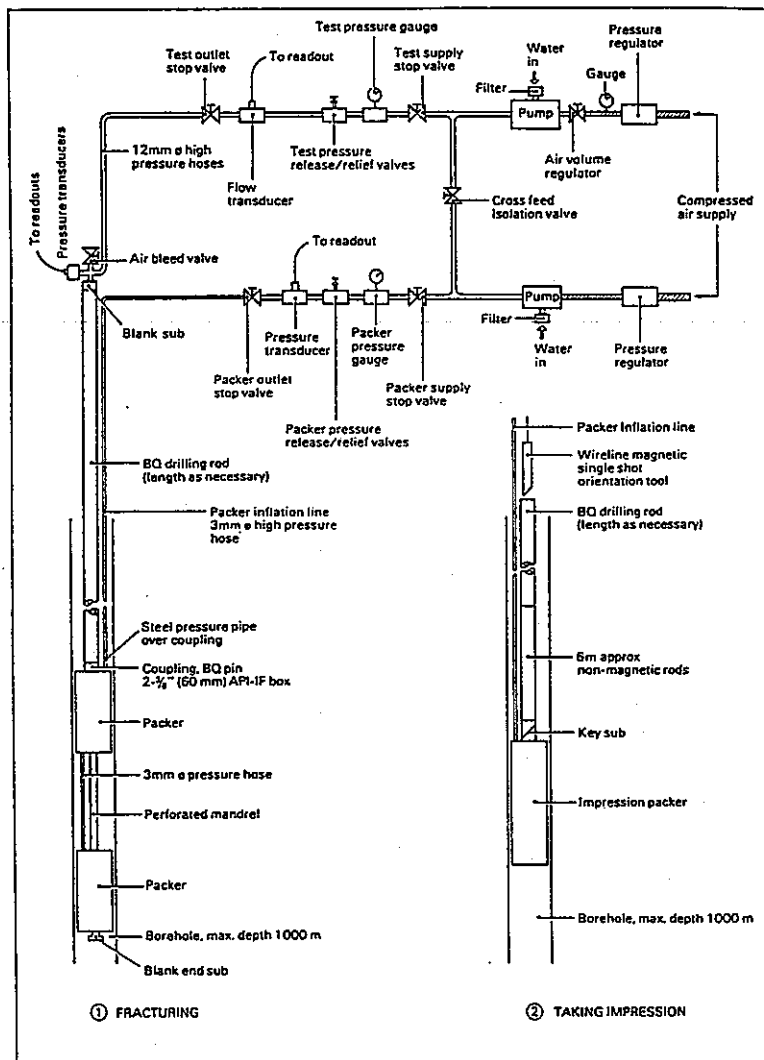


Figure 3. Schematic layout of hydraulic fracture system for the measurement of in situ stress, from Tunbridge et al. (1986).

TABLE 1: COMPARISON OF OVERCORING RESULTS

Magnitude (MPa)	Trend (Degrees)	Plunge (Degrees)
CSIRO HOLLOW INCLUSION CELL		
$\sigma_1 = 5.9$	331	01
$\sigma_2 = 4.9$	241	09
$\sigma_3 = 2.2$	055	81
INTERFELS TRIAXIAL PROBE		
$\sigma_1 = 5.3$	308	19
$\sigma_2 = 3.9$	040	06
$\sigma_3 = -0.6$	146	70
USBM BOREHOLE DEFORMATION GAUGE		
$\sigma_1 = 5.9$	317	09
$\sigma_2 = 2.2$	224	17
$\sigma_3 = -0.2$	075	71

TABLE 2: IN SITU PRINCIPAL STRESS MAGNITUDES AND ORIENTATIONS DETERMINED BY HYDRAULIC FRACTURE TESTS.

Depth (m)	$\sigma_v$ (MPa)	$\sigma_H$ (MPa)	$\sigma_h$ (MPa)	Trend, $\sigma_H$ (degrees, grid N)	Trend $\sigma_h$ (degrees, grid N)
74	2.0	16.5	6.5	141	51
122	3.3	16.7	7.2	145	55
642	16.7	34.9	12.3	145	55

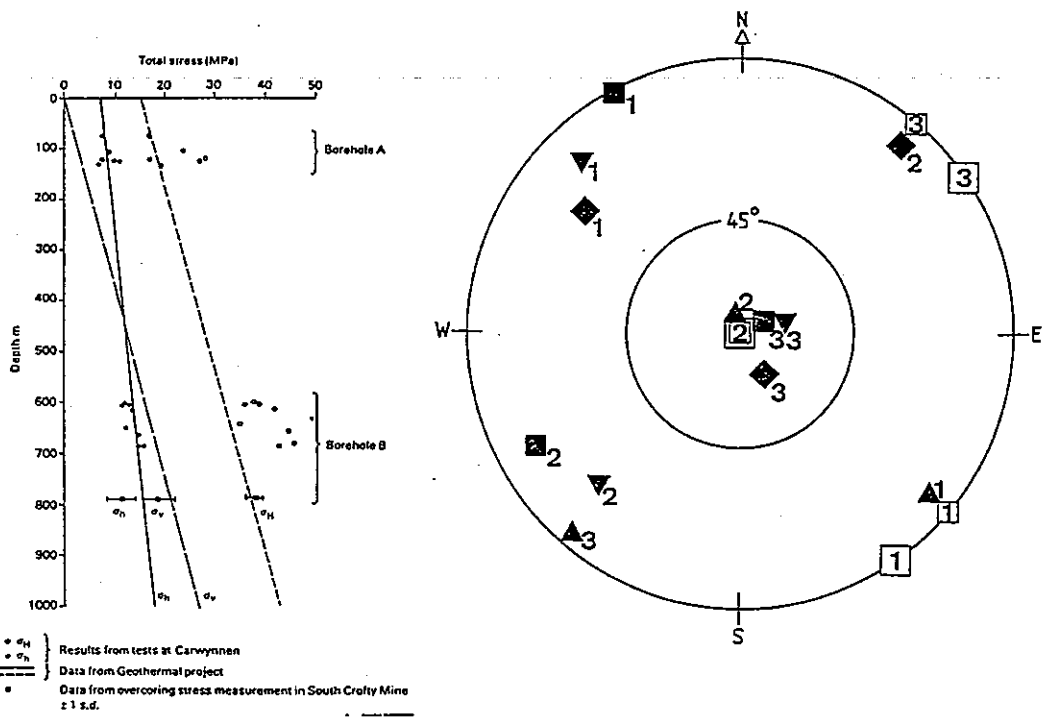


Figure 6. Graph of principal stress magnitudes versus depth for the hydraulic fracturing results from Boreholes A and B (see also Figure 1(b)) and data from Table 3

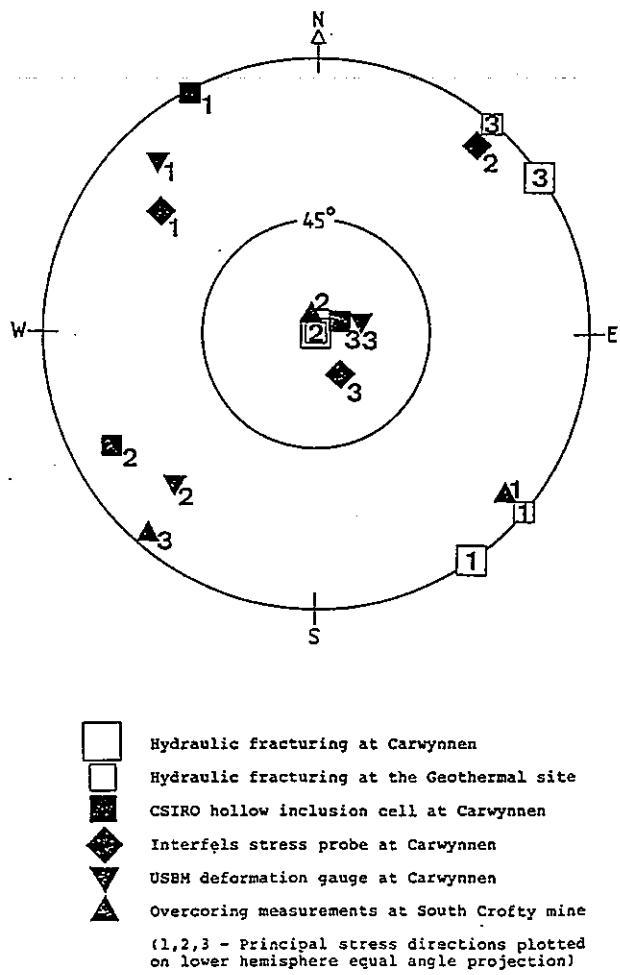


Figure 7. Orientations of the principal stresses listed in Tables 1-3.

文献番号	A-12	著者	Kim, K; Dischler, SA; Aggson, JR; Hardy, MP		
タイトル	Characterization of the state of in situ stress by hydraulic fracturing for nuclear waste repository in basalt				
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek				
巻号		頁	P657-667	発行年月	1986
要旨	<p>初期応力状態を測定するために、4本の大深度ボアホールで水圧破碎試験が実施された。これらの試験は、合衆国 Washington 州南東の Hanford Site の地下に放射性廃棄物の貯蔵施設を建設する(the Basalt Waste Isolation Project, BWIP)ためのフィジビリティを評価する目的で行なわれた。初期応力状態は、廃棄物の収納密度に直接に関係するので、貯蔵施設の広さを決定するためにきわめて重要な因子であると考えられている。試験結果は、コアディスクキング、ボアホールブレイクアウトおよび発震機構解析などから推定される初期応力状態と照らし合わせて吟味された。</p>				
測定概要					
測定場所: Hanford Site は、Columbia 台地のほぼ中央、Washington 州の南東に位置する。					
測定深度: 921~1195m					
<p>地質概要: Washington 南東、Oregon 北東および Idaho 中西部にできた N-NE 方向の直線的な断層系から噴出した中生代のソレイト質玄武岩が、台地玄武岩を覆っている。流動性の高いこれらの熔岩は、固結する前に Cascade 山脈および Rocky 山脈に挟まれた緩やかな斜面に沿って西方に流出し、今から 16.5 から 6m.y.の間に広い範囲に広がった。Columbia River 玄武岩の分布は 200,000km<sup>2</sup>におよび、Pasco Basin における最大の厚さは 3km 以上である。貯蔵施設の建設予定地点は、南東に伸びる Cold Creek 向斜の西側に位置する。</p> <p>予備調査の段階で調査ボーリングをしたときに、大きな水平応力の存在を示す兆候がみられた。すなわち、微小地震の発生、コアディスクキングおよびボアホールブレイクアウトである。Columbia 台地中央における地震の発震機構解析によれば、最大主応力軸はほぼ水平で南北方向、最小主応力軸は鉛直方向にある。Hanford Site の多くの大深度ボアホールでは、サドル型に分離するコアディスクキングが得られている。Fig.3 参照。この現象には初期応力、岩石物性およびドリルビットと岩盤の相互作用が関係している。数値解析モデルによって、深度 1130m における鉛直応力に対する平均水平応力の比は 1.6:1 から 2.0:1 であると推定されている。Acoustic televiue (ATV) による孔壁の調査によってボアホールブレイクアウトが観測され、その方向は調査したすべてのボアホールで東西方向であった。コアディスクキングが発生した深度とボアホールブレイクアウトが観測された深度との間に比較的良好な対応が認められた。ただし、これらの兆候からは初期応力の大きさに関して定性的な情報が得られるにすぎない。</p>					
測定方法: 水圧破碎法					
測定深度は、コア、コア写真、ATV ログを検討して決定した。また、ストラドルパッカーシステムによってボアホールを確実に密閉するように、ブレイクアウトおよび広い範囲にわたってディスクキングが発生した場所、あるいは破碎帯は避けるようにした。					
<p>測定結果: 試験は貯蔵施設の建設予定深度 1000m を中心として、DC-12、RRL-2、DC-4 および RRL-6 の 4 本のボアホールで実施し、40 の深度からデータが採取された。4 本のボアホールは、直径 15cm の範囲に分布している。RRL-2 の深度 927.7m で測定したデータを示せば、Fig.6 および 7 のようである。</p> <p>シャットインプレッシャーは、Gronseth and Kry (1983) の "inflection point method" から決定した。その理由は、この方法によれば安全側の結果、すなわち、大きな応力値がえられるからである。リオープニングプレッシャーは、Bredehoeft and others (1976) の方法を用いて決定した。ポアプレッシャーは測定深度の水頭圧に等しいと仮定し、き裂を再開する前から試験区間に作用しているものとした。</p>					

解析結果は Table1 の通りである。すべての測定結果を平均すると、最大および最小水平応力はそれぞれ、 $61.1 \pm 5.4 \text{ MPa}$  および  $33.8 \pm 2.7 \text{ MPa}$  である。建設予定深度における平均最大および最小水平応力は、それぞれ  $61.1 \pm 4.9 \text{ MPa}$  および  $33.4 \pm 2.7 \text{ MPa}$  で、き裂の方向は  $N02^\circ E \pm 17^\circ$  である。

試験はディスクキングが発生したところでも、発生しなかったところでも実施したが、応力の大きさと深度の関係には、ボアホールおよび岩盤の違いによる分布傾向のちがいが殆どみだされず、試験区間の 300m にわたって最大主応力と最小主応力はほぼ一定である。Fig.8 参照。試験結果全体からは、初期応力状態とディスクキングの有無との関係ははっきりしない。このことから、応力の大きさはディスクキング現象を支配する主要な因子でないといえる。

水圧破砕法から決定された主応力の方向は、大きな水平応力の存在を示す兆候と極めて良い一致を示していて、最小主応力の方向は当該地域の支配的な地質構造である Cold Creek 向斜の向斜軸とほぼ平行である。

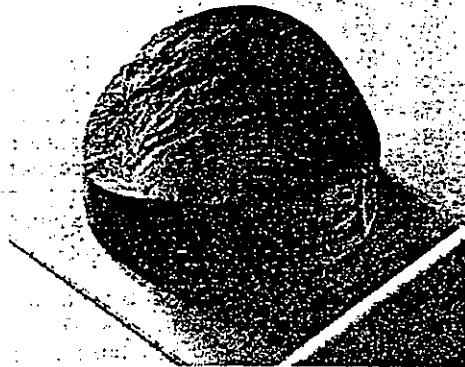


Fig. 3. Saddle-shaped core disk (5-cm dia.).

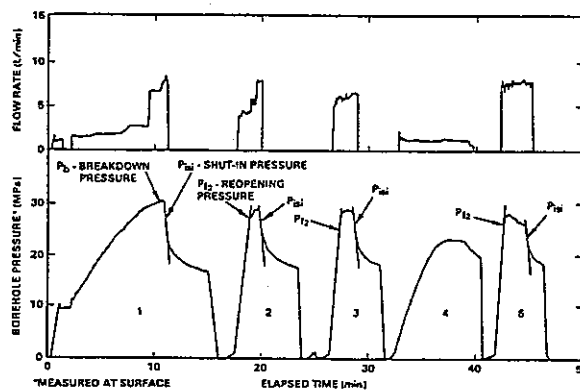


Fig. 6. Typical flow rate and pressure versus time curves (borehole RRL-2--test depth of 927.7 m).

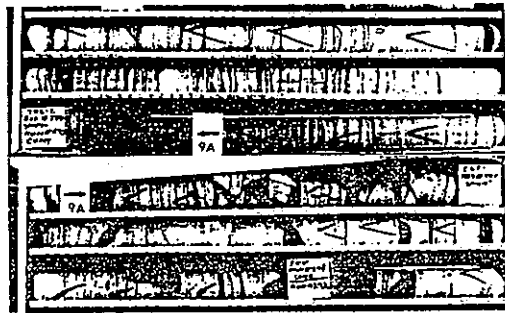


Fig. 7. Fracture impression and core photograph from the test interval.

Table 1. Summary of mean stress values ( $\pm 1$  standard deviation) obtained in each test borehole.

Borehole	Number of tests	Mean depth, m	Mean minimum horizontal principal stress, $\sigma_h$ , MPa	Mean maximum horizontal principal stress, $\sigma_H$ , MPa	Mean vertical stress, $\sigma_v$ , MPa	Mean fracture orientation
DC-4	1	976	30.8	59.9	24.4	N. 12° E. <sup>a</sup> $\pm 16^\circ$
DC-12	6	1,024 $\pm$ 15	34.8 $\pm$ 2.7	61.2 $\pm$ 6.8	26.2 $\pm$ 0.4	N. 23° E. <sup>b</sup> $\pm 21^\circ$
RRL-2	5	1,047 $\pm$ 119	34.5 $\pm$ 2.7	60.6 $\pm$ 5.3	26.3 $\pm$ 3.1	N. 03° W. <sup>c</sup> $\pm 14^\circ$
RRL-6	7	1,174 $\pm$ 74	33.0 $\pm$ 2.4	61.6 $\pm$ 5.4	27.8 $\pm$ 1.9	N. 05° E. $\pm 22^\circ$
All RRL holes combined, DC-4, RRL-2, and RRL-6	13	1,074 $\pm$ 96	33.4 $\pm$ 2.7	61.1 $\pm$ 4.9	26.9 $\pm$ 2.5	N. 02° E. <sup>d</sup> $\pm 17^\circ$

<sup>a</sup>Mean orientation based on three impression tests.

<sup>b</sup>Mean orientation based on four impression tests.

<sup>c</sup>Mean orientation based on 11 impression tests.

<sup>d</sup>Mean orientation based on 21 impression tests.

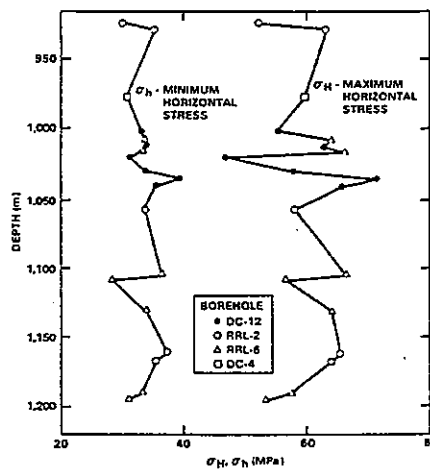


Fig. 8. Hanford Site minimum and maximum horizontal stress versus depth.

文献番号	A-13	著者	池田隆司、塚原弘昭
タイトル	山梨県芦川村・都留市における水圧破砕法による地殻応力測定 (鉛直方向の応力状態及び広域応力場)		
雑誌名	地震		
巻号	第40巻	頁	P519-531
		発行年月	1987
要旨	<p>山梨県都留市の深さ 450m のボアホールと、同県芦川村の深さ 200m のボアホールで水圧破砕法により地殻応力を測定した。その結果、以下のことが明らかになった。</p> <p>(1) 両地点とも最大・最小水平圧縮応力は、いずれも深さとともに増加する傾向にあり、逆断層型の応力状態である。</p> <p>(2) 芦川では、深度 170m 付近を中心として約 30m 幅の応力値の高い応力集中帯が存在する。また、都留では応力の緩和帯が存在すると推定された。</p> <p>(3) 都留で測定された地殻応力値およびそれから算出される最大差応力値は、これまで関東・東海地域の各地で測定された値より高い。山梨県東部の地震(M=6.0)との関連が考えられるが、応力の時間的変化は未だ不明である。</p> <p>(4) 最大水平圧縮応力の方位は深さによって系統的に変化することはなく、両地点とも N60° ±20° W であった。この方位は地震の発震機構データとの関係から、プレートのもぐり込む地域の 3 次元応力場モデルで説明され、フィリピン海プレートの北西進により陸側プレート内に発生した応力と解釈される。</p>		
測定概要			
測定場所： 都留(TR)―山梨県都留市宇砂原前、北緯 35° 30' 47" ・東経 138° 53' 12" 標高約 598m。 芦川(AS)―山梨県東八代郡芦川村上芦川、北緯 35° 32' 58" ・東経 138° 42' 35" ・標高約 1050m。			
測定深度：都留(TR)、450m。芦川(AS)、200m。			
地質概要： <u>都留(TR)</u> 地層は大きく分けて 2 層からなり、0~60m が砂礫ないしは礫まじりシルト、60~450m が安山岩質凝灰岩 (中新統御坂層群) である。60m 以深の密度検層の結果は、平均密度 2.7g/cm <sup>3</sup> と安定している。 <u>芦川(AS)</u> 地層は大きく分けて 3 層からなり、0~61.5m が閃緑岩 (芦川花崗岩帯)、61.5~113.3m が玄武岩熔岩、113.3~203m がひん岩であった。玄武岩内で P 波速度は急激に増大するが、割れ目の多い地層を反映して 3.5km/sec から 6.1km/sec の間で変化している。玄武岩の密度は 2.5~2.8g/cm <sup>3</sup> まで漸増するが、ひん岩ではほぼ一定で平均 2.6kg/cm <sup>3</sup> であった。			
測定方法：水圧破砕法 測定しようとする箇所を、上下一対の膨張パッカーで密閉し、その間に水圧を加えてボアホール壁面にき裂を造成する。このき裂はボアホール軸を含む縦き裂であり、最大水平圧縮応力の方向に進展する。膨張パッカーは、TR の測定では LYNES 社製のものを用いたが、AS の測定では TAM 社製のものを使用した。上下パッカーの間隔、すなわち加圧部分の長さは TR が約 2.2m、AS が約 1.1m である。 最大水平圧縮応力 (S <sub>Hmax</sub> ) および最小水平圧縮応力 (S <sub>Hmin</sub> ) は、水の圧入、停止を繰り返すことによって決定され、き裂の再開口圧 (P <sub>b,r</sub> ) と閉口圧 (P <sub>s</sub> ) および岩盤の間隙水圧 (P <sub>p</sub> ) から次式のように導かれる。 $S_{Hmax} = 3 P_s - P_{b,r} - P_p$ $S_{Hmin} = P_s$ ただし、P <sub>p</sub> はボアホールの水位が地表面とほぼ同じであったので、水柱圧に等しいとした。鉛直			



応力 ( $S_v$ ) は上載岩圧に等しいと仮定し—

$$S_v = Dgh$$

とした。ここで  $D$ 、 $g$ 、 $h$  は、それぞれ測定地点の岩石の密度、重力加速度、深さである。水圧は地上の配管の中、水の流量は水圧ポンプの吸入口で測定し、ペンレコーダでモニターしつつ時間とともにアナログ磁気テープレコーダに収録した。

最大水平応力の方位を知るための割れ目の検出には、超音波テレビュアーおよび型取りパッカーを用いた。超音波テレビュアーでは鮮明な新しく作られた割れ目を確認できなかったが、型取りパッカーによって検出することができた。

測定結果：

(1) 地殻応力の大きさ

TRでは、10 箇所の水圧破碎を試みたが、地殻応力値の算出できるデータの得られたのは4 箇所であった。ASでは、水圧破碎の実施した12 箇所すべてから応力値が得られた。各測定点での応力値を深さに対してプロットすると、Fig.1(a)および(b)のようである。

都留 (TR) では、測定範囲内で応力値は深さとともに増加し、逆断層型の応力状態である。ただし、深度301mでの応力値は異常に小さく  $S_{Hmin}$  は  $S_v$  の応力レベルに近い。つまり、その上の測定深度241mとの間に応力値のギャップがある。深度301mを除いた他の3 箇所の応力値から、応力と深さの関係を最小2乗法により直線で近似すると、 $S_{Hmax} = 5.4 \times 10^{-2}h + 1.0$  および  $S_{Hmin} = 2.9 \times 10^{-2}h + 1.6$  となる。

芦川 (AS) では、深度128mから193mの12 箇所測定をおこなった。平均測定間隔が5.4mと短く、応力値の深度分布を密に測定することができた。その結果、深度170m付近を中心とした約30mの間に、異常な応力集中帯が見い出された。応力状態はTRと同様、 $S_v < S_{Hmin} < S_{Hmax}$  の逆断層型であった。

(2) 地殻応力の方位

TRの場合、水圧破碎き裂の平均方位は深さに対して系統的な変化はなく、 $S_{Hmax}$  の方位は  $N60^\circ W$  である。

ASの場合には、測定箇所によって差がある。4 箇所での平均方位は  $N66^\circ W$  であるが、AS-162はこの方位から  $29^\circ$  ずれている。そこで、ここでは  $S_{Hmax}$  の方位はAS-162を除いた3 箇所での平均から  $N60^\circ W$  とした。従って、 $S_{Hmin}$  の方位には  $\pm 20^\circ$  程度の誤差が含まれている。

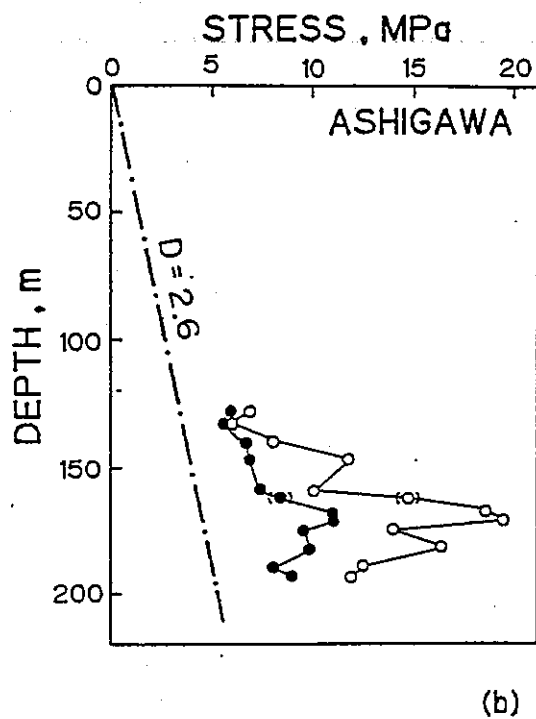
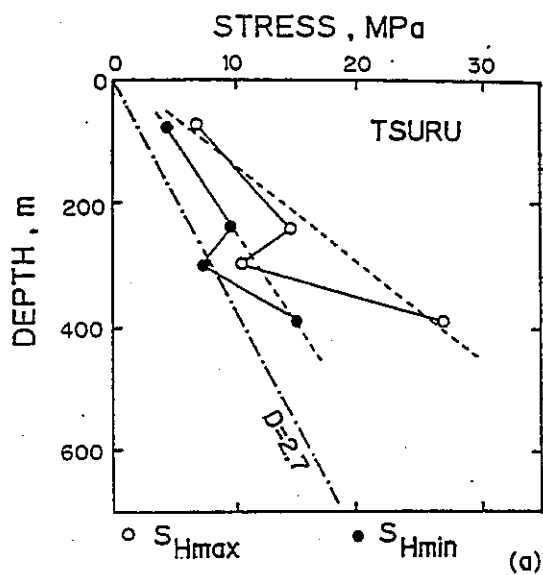


Fig. 5. Variation of stresses with respect to depth. The chain line represents the lithostatic pressure calculated from the density log data.

文献番号	A-14	著者	塚原弘昭、池田隆司
タイトル	地殻応力測定値から推定した堆積岩岩盤中の応力状態		
雑誌名	地質学雑誌		
巻号	第95巻第8号	頁	P571-578
		発行年月	1989年8月
要旨	<p>初期応力と深度に関する測定データは増えてきたが、それらを定量的に説明できる理論や経験則はまだ提案されていない。このため、浅部における測定値から深部の応力状態を推定することは困難であった。本論文では、岩盤中の初期応力状態を支配していると考えられる物理機構について考察し、深部における初期応力状態の推定方法を呈示した。これまでに測定された初期応力測定データから、次のようなことがいえる。すなわち、(1) 固い岩盤と軟らかい岩盤では、応力の深度による変化の傾向が異なる。硬岩中の応力分布は変動が激しく、一般則は見い出せないのに対して、軟岩中の応力分布は深度とともに単調に増加する。軟岩と硬岩の境界は岩石密度でいうと <math>2.4\text{g/cm}^3</math> 付近である。(2) 軟岩中における初期応力の単調な増加傾向は、微小クラックを介した摩擦すべりに支配された岩盤の降伏が主な原因である。応力は降伏の臨界状態に達しており、微少な摩擦すべりを起こしつつ定常状態が保たれている。浅部ほど摩擦すべりによる変形の割り合いは高く、存在するせん断応力は小さい。これを臨界降伏応力モデルと名づけた。(3) 臨界降伏応力モデルを適用すると、岩石の密度と摩擦係数から正断層型応力状態の場合、最小水平圧縮応力値が、逆断層型応力状態の場合、最大水平圧縮応力値がそれぞれ軟岩中の任意の深度について算出できる。</p>		
測定概要			
測定場所: CHIKURA (CK)、FUTTSU (FT)、HASAKI (HS)、NAKAMINATO (NA)、NEVADA (USW G-1)、OKABE (OK)、SHIMODA (SM)			
測定深度: CHIKURA (CK) では155-787m、FUTTSU (FT) では101-437m、HASAKI (HS) では519-792m、NAKAMINATO (NA) では217-434m、NEVADA (USW G-1) では646-1288m、OKABE (OK) では218-429mである。			
地質概要: 上記7個所の岩盤はすべて堆積岩であり、白亜系の砂岩 (NA) から下部新鮮統 (CK) までの地層である。			
測定方法: 水圧破碎法			
測定結果: 同一のボアホールの、深さの異なる個所で測定された応力値は、最大、最小応力とも、深くなるに従い大きくなる傾向にある。しかし、個々のボアホールのデータを見ると、深くなるに従い単調に増加しているボアホールもあれば、ある深度周辺の応力が高くなっているものや低くなっているものもある。密度の大きい岩石つまり硬い岩石中でのデータは一般に応力値の変動が激しい。Fig.1 参照。密度の小さい軟岩中で測定されたデータは、値のばらつきが小さく、最大、最小応力値とも、深度とともに単調に増加する。この応力分布の状況が変わる境目は、岩石密度にして $2.4\text{g/cm}^3$ あたりである。Fig.2 は密度 $2.4\text{g/cm}^3$ より小さな茨城県那珂湊市 (NA: 密度 $2.3\text{g/cm}^3$ )、千葉県富津市 (FT: 密度 $2.0\text{g/cm}^3$ )、同千倉町 (CK: 密度 $2.0-2.3\text{g/cm}^3$ ) でボーリングされた測定孔で得られたもので、左図は水平面内での最大、最小水平圧縮応力 ( $S_{Hmax}$ 、 $S_{Hmin}$ ) を深さに対してプロットしたものである。右図は最大せん断応力 (NAとNTの場合; $(S_{Hmax}-S_v)/2$ 、CKの場合; $(S_{Hmin}-S_v)/2$ ) を深さに対するプロットしたものである。最大せん断応力は深度とともにほぼ直線的に増加している。			
せん断応力が深さとともに増加する主要な原因は、浅部ほど非弾性変形の割合が高く、深部ほど弾性変形が大きいためである。非弾性変形は微小クラックを介した摩擦すべりによりまかなわれており、応力は摩擦すべりの臨界状態に達すれば、摩擦すべりが進行しつつ定常状態に保たれている。この臨界状態は次式で表される。			

$$S_s = \mu S_N$$

上述したモデルを用いれば、摩擦係数 $\mu$ を知ることにより、地下岩盤に作用しているずり応力 $S_s$ と法線応力 $S_N$ との比が決める。さらに、最大応力 $S_{max}$ か最小応力 $S_{min}$ のどちらかの一方が分かれば他方は $\mu$ を使って次の式より計算できる。

$$S_{max} = (1+\mu) S_{min} / (1-\mu) - 2 \mu P_p / (1-\mu) \quad (1)$$

$$S_{min} = (1-\mu) S_{max} / (1+\mu) + 2 \mu P_p / (1+\mu) \quad (2)$$

岩盤の密度(硬さ)によって、応力の分布の形態が異なる主な理由は次のように考えられる。硬い岩盤では、岩盤中の破碎部分と、割れ目のない硬い部分との物性の違いが著しいので、それを反映して応力分布の不均質の程度も大きくなるのに対して、軟らかい岩盤では物性の違いが小さいために応力分布も単調になる。したがって、硬い岩盤中の応力分布を予測することは、現段階で非常に難しいのに対して、軟らかい岩盤中の応力分布は、岩盤の平均物性を知ることにより、推定できる可能性がある。

また、鉛直応力は静岩圧として近似し岩石密度から計算できるので鉛直成分が最大応力(正断層型応力状態)または最小応力(逆断層型応力状態)である場合は、応力測定値がまったくない場合でも式(1)および(2)から以下のように最大または最小応力値を予測することができる。

1) 正断層型応力状態の場合

$$S_{max} = S_v = DH/100 \quad (3)$$

$$S_{min} = S_{Hmin} = (DH(1-\mu) / (1+\mu) + 2 \mu P_p / (1+\mu)) / 100 \quad (4)$$

2) 逆断層型応力状態の場合

$$S_{max} = S_{Hmin} = (DH(1+\mu) / (1-\mu) - 2 \mu P_p / (1-\mu)) / 100 \quad (5)$$

ここで、 $D$ は岩石密度( $g/cm^3$ )、 $H$ は深度(m)、 $S_v$ は静岩圧、 $P_p$ は岩石中の間隙水圧である。

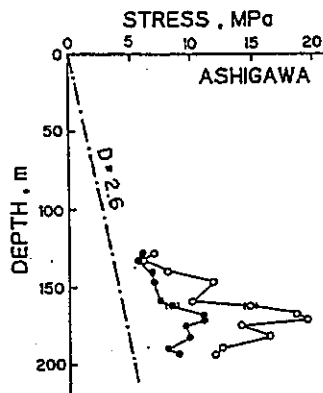


Fig. 1. In-situ stress magnitude profile at Ashigawa. An example of a high stress region in a hard rock mass (porphyrite). Solid circle:  $S_{Hmin}$ ; Open circle:  $S_{Hmax}$ ; and Chain line: Lithostatic pressure calculated from density.  $D$ : density in  $g/cm^3$ . 1 MPa = 10 bar. (Data from IKEDA and TSUKAHARA, 1987)

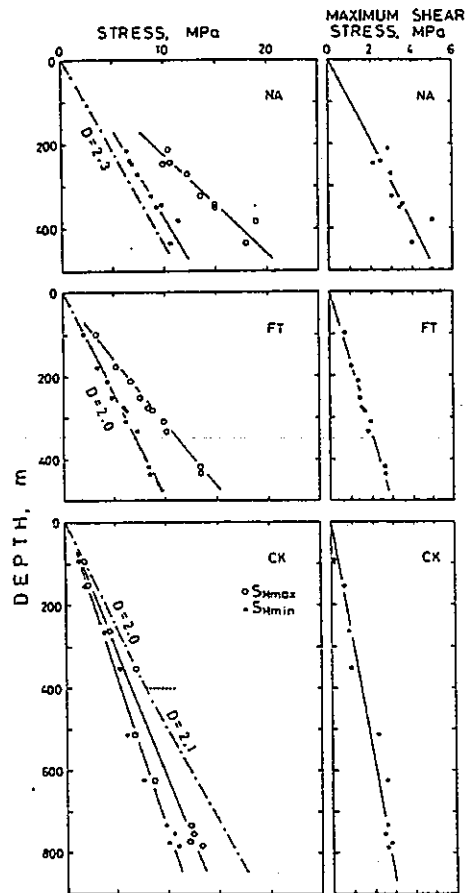


Fig. 2. In-situ stress and maximum shear stress profiles. Examples of stress distribution in soft rocks. Stresses increase linearly with depth. Site names correspond to those in Table-1. Chain line: Lithostatic pressure. Solid line in the shear stress-depth relation are drawn through the origin by use of a least-squares regression.

文献番号	A-15	著者	Ljunggren, C; Amadei, B
タイトル	Estimation of virgin rock stresses from horizontal hydrofractures		
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci		
巻号	V26, N1	頁	P69-78
		発行年月	1989
要旨	<p>1985年、FinlandのLaviaに掘削された鉛直のボアホールにおいて、深度500mまでの区間で水圧破碎試験がおこなわれた。水平な水圧破碎き裂が数多く誘起したため、Hubbert and Willsの古典的な理論から信頼性の高い初期応力状態を決定することはできなかった。この論文では、水圧破碎き裂が鉛直であっても水平であっても初期応力状態を決定できる理論について述べる。この理論は、破壊基準として最大引張応力破壊基準でなく、Hoek and Brownの基準を用いるもので、水平応力成分の差と、各応力成分が取り得る範囲が決定される。解析にはブレイクダウンプレッシャーとシャットインプレッシャーの他に、岩石の一軸圧縮強度、ポアソン比、およびHoek and Brownの基準に関する定数mあるいは岩石の引張強度が必要になる。</p> <p>この新しい理論を、FinlandのLaviaにおける水圧破碎試験データに適用し、数多くの水平き裂が誘起された場合であっても、初期応力状態に関して有益な情報が得られることを示す。応力の大きさは決定できないが、応力比はかなり高い精度で求めることができる。</p>		
測定概要			
測定場所：ボアホールはFinland南西部のLaviaで、PoriとTampereの中間にある。ボアホールの直径は56mmであって、鉛直方向から10-15°傾いている。			
測定深度：深度500mまでの23地点			
地質概要：この地域はBaltic ShieldのSvecofennian造山帯に属し、先カンブリアの結晶質岩盤から構成されている。採取されたコアは主として花崗閃緑岩であって、き裂は少ない。深度445-480mの間に大きな破碎帯がある。深度500mまでのコアの一軸圧縮強度、 $\sigma_c$ の平均値は130MPa、単位体積重量、 $\gamma$ は26kN/m <sup>3</sup> 、ポアソン比、 $\nu$ は0.29である。			
測定方法：			
<p>この理論は、無限遠において載荷された均質等方性な線形弾性体内にある円孔まわりの応力状態(3次元厳密解)に基づいている。Fig.1参照。ボアホール軸は鉛直であって、内圧<math>\sigma_r = P_i</math>を受けている。<math>z</math>はボアホール軸であって、<math>x</math>と<math>y</math>は水平面内の直交軸である。<math>x</math>、<math>y</math>および<math>z</math>方向の応力成分<math>\sigma_x</math>、<math>\sigma_y</math>および<math>\sigma_z</math>は初期応力場の主応力成分であって、<math>\sigma_x</math>および<math>\sigma_y</math>はそれぞれ最大および最小水平応力<math>\sigma_H</math>および<math>\sigma_h</math>に等しい。<math>\sigma_z</math>は鉛直方向の初期応力成分であって、深度<math>z</math>における被り地圧<math>\gamma z</math>に等しいと仮定する。ただし、<math>\gamma</math>は上載岩盤の単位体積重量である。ボアホール壁面において接線応力と鉛直応力が最も小さくなるのは、Fig.1の点AおよびBである。これらの点における応力成分は次のようである。</p>			
$\sigma_r = P_i$		(2a)	
$\sigma_\theta = 3\sigma_h - \sigma_H - P_i$		(2b)	
$\sigma_z = \sigma_z - 2\nu(\sigma_H - \sigma_h)$		(2c)	
<p>ここで、<math>\nu</math>は岩盤のポアソン比である。最大引張強度基準<math>\sigma_\theta = -T</math>では、誘起されるき裂は鉛直で、ボアホール壁面の鉛直応力<math>\sigma_z</math>およびボアホールの内圧<math>P_i</math>は無視されるので、水平き裂が誘起されるときに基準として用いることができない。そこで、Hoek and Brownの非線形破壊基準を採用する。破壊における最大および最小主応力<math>\sigma_1</math>と<math>\sigma_3</math>は、この破壊基準の中では次のように表現される。</p>			
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + \sigma_c^2}$		(3)	
<p>ここで、<math>\sigma_c</math>はインタクトな岩石の一軸圧縮強度、<math>m</math>は岩石の特性によって変化する実験定数である。インタクトな岩石の一軸引張強度は、式(3)において<math>\sigma_1 = 0</math>、<math>\sigma_3 = -T</math>とすることで求められる。</p>			
$T = \sigma_c [\sqrt{(m^2 + 4)} - m] / 2$		(4)	

式(2b)および(2c)から、 $\sigma_H$ と $\sigma_h$ が等しくなければ、 $\sigma_\theta$ あるいは $\sigma_z$ は引張になるので鉛直面内かあるいは水平面で引張破壊が生じる。式(3)は $\sigma_r$ 、 $\sigma_\theta$ および $\sigma_z$ の大小関係よって6つの場合分けができるが、 $\sigma_\theta$ か $\sigma_z$ が最小主応力となる場合だけが問題になるから、次の4つの場合だけについて考えればよい。

$$\sigma_z > \sigma_r > \sigma_\theta \quad \sigma_z = \sigma_\theta + \sqrt{m \sigma_c \sigma_\theta} + \sigma_c^2 \quad (5a)$$

$$\sigma_r > \sigma_z > \sigma_\theta \quad \sigma_r = \sigma_\theta + \sqrt{m \sigma_c \sigma_\theta} + \sigma_c^2 \quad (5b)$$

$$\sigma_r > \sigma_\theta > \sigma_z \quad \sigma_r = \sigma_z + \sqrt{m \sigma_c \sigma_z} + \sigma_c^2 \quad (5c)$$

$$\sigma_\theta > \sigma_r > \sigma_z \quad \sigma_\theta = \sigma_z + \sqrt{m \sigma_c \sigma_z} + \sigma_c^2 \quad (5d)$$

式(2a)~(c)を式(5a)~(d)に代入すると、き裂が誘起するために $P_{i^c}$ 、 $\sigma_H$ 、 $\sigma_h$ および $\sigma_m$ が満足すべき4つの条件式が得られる。水平な水圧破碎き裂が誘起するときの条件式だけを示せば次のようである。

$$P_{i^c} > 3\sigma_h - \sigma_H - P_{i^c} > \sigma_m - 2\nu(\sigma_H - \sigma_h)$$

$$P_{i^c} = \sigma_m - 2\nu(\sigma_H - \sigma_h) + \sqrt{[m\sigma_c(\sigma_m - 2\nu(\sigma_H - \sigma_h)) + \sigma_c^2]} \quad (6c)$$

水平き裂のシャットインプレッシャー、 $P_{sh}$ からは最小水平応力成分に関して何ら情報が得られないので、式(6c)は最大水平応力 $\sigma_H$ に関して解くことはできない。しかし、式(6c)は $(\sigma_H - \sigma_h)$ に関して解ける。この応力差と式(6c)に関係する不等式を用いれば、 $\sigma_H$ および $\sigma_h$ が取り得る範囲を決定できる。

**測定結果：**

水圧破碎試験は100、200、300、400、500mレベルの23箇所を実施され、15箇所では水平およびほぼ水平なき裂が誘起された。試験深度、第1回目のブレイクダウンプレッシャー、 $P_{i^c}$ 、とリオープニングプレッシャー、 $P_{c2}$ 、との差から求めた引張強度、 $T_f$ はTable1の通りである。式(3)の実験定数 $m$ は、式(4)に $T$ を代入し、 $m$ について解くことで求めた。ただし、 $T$ は室内の引張試験から求めた $T_{app}$ あるいはTable1の $T_f$ を用いた。

Fig.6および7は、岩石の引張強度としてそれぞれ $T_{app}$ および $T_f$ を用いて計算した $\sigma_H$ および $\sigma_h$ の平均値と深度との関係である。深度200および500mでは、鉛直の水圧破碎データから求めた応力の大きさを示してあるが、深度100、300および400mレベルでは水平応力成分が取り得る範囲が示してある。

Fig.6と7を比較すると、水平き裂が誘起された場合、 $T_{app}$ を用いる方が $T_f$ を用いるよりも(1)  $(\sigma_H - \sigma_h)$ は大きくなり、(2)  $\sigma_H$ も大きく見積もられることがわかる。

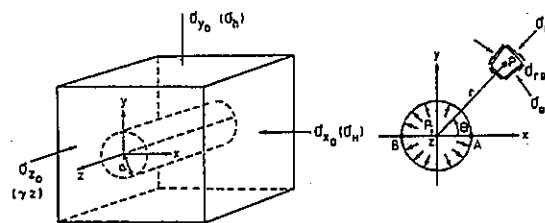


Fig. 1. Problem geometry, co-ordinate system and nomenclature to calculate the stress distribution around a circular hole in a 3-dimensional stress field.

Table 1. Depth of test points, fracture type, pressure data and field tensile strength,  $T_f$  in the Lavia borehole. The field tensile strength equal to the difference between the first breakdown pressures,  $P_1^*$  and the reopening pressures  $P_{r2}$  for vertical fractures only

Depth	Fracture type	Breakdown pressure $P_1^*$ (MPa)	Reopening pressure $P_{r2}$ (MPa)	Field tensile strength $T_f$ (MPa)
116.5	Horizontal/irregular	21.1	6.9	
119.8	Horizontal	20.0	8.2	
127.8	Horizontal	21.1	6.5	
130.7	Horizontal	21.7	10.3	
133.8	Horizontal	19.6	7.6	
201.3	Vertical N25W	19.2	11.1	8.1
203.4	Vertical NSW	16.5	11.2	5.3
208.15	Vertical N45W	15.6	10.3	5.3
210.15	Vertical N30W	17.5	12.2	5.3
211.45	Vertical N10W	17.1	13.9	3.2
291.6	Horizontal	27.5	12.5	
293.0	Horizontal	27.6	13.6	
294.6	Horizontal	28.3	8.9	
297.5	Subhorizontal	23.1	13.5	
309.1	Horizontal	28.8	9.5	
362.3	Subhorizontal	24.5	14.7	
370.0	Subhorizontal	18.8	11.6	
373.2	Horizontal	27.3	10.5	
391.7	Horizontal/irregular	18.8	12.5	
396.8	Horizontal/irregular	25.8	15.8	
485.9	Vertical (N30E)	38.0	31.8	6.2
493.3	Vertical N45W	36.9	33.2	3.7
495.2	Irregular	34.8	31.0	3.8

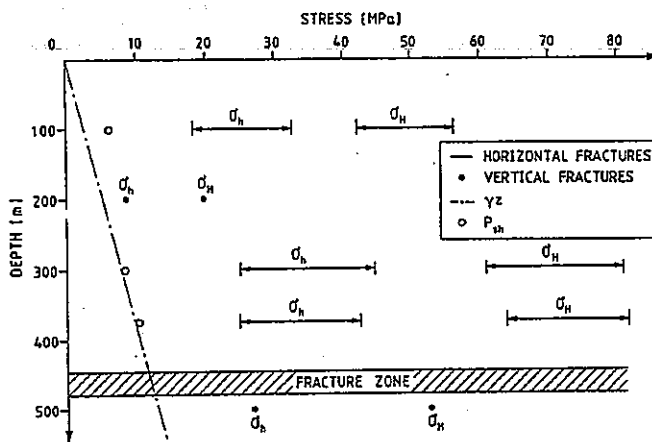


Fig. 6. Variation of the stress state with depth at Lavia using the tensile strength  $T_{app}$  in the calculations.

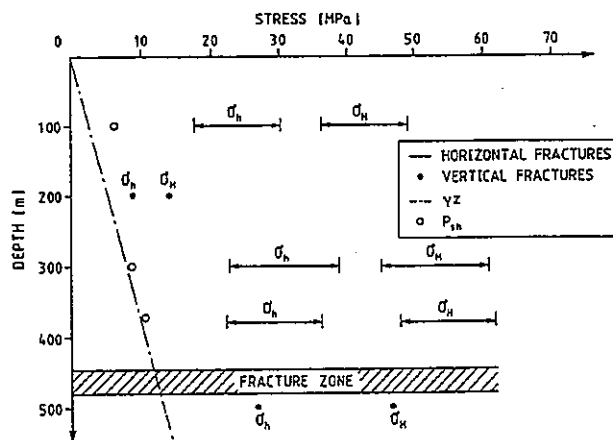


Fig. 7. Variation of the stress state with depth at Lavia using the tensile strength  $T_f$  in the calculations.



文献番号	A-16	著者	Hunt, E; Ebinger, CD		
タイトル	Use of new tools, techniques enhance fracturing results				
雑誌名	Oil Gas J				
巻号	V87, N13	頁	P33-41	発行年月	27 March 1989
要旨	<p>水圧破砕き裂の設計を合理的におこなうためには、初期応力の深度分布を求めなければならぬ。本論文では、いくつかの選定した地点でおこなった小規模水圧破砕試験の結果と、井戸の全長にわたっておこなった音波検層の結果から初期応力分布を決定する。すなわち、音波検層の結果をポアプレッシャーおよび水圧破砕試験の結果に基づいて補正することで、鉛直方向全体の最小水平主応力分布が決定できる。大規模水圧破砕試験をおこなうときは、あらかじめき裂の高さを推定する必要があるため、この応力分布はきわめて重要である。水平主応力の方向は検層によって決定することができて、これは注入井の位置を決定する時に必要となる。この論文で述べる初期応力分布の決定方法は、Texas 東部と南部、Anadarko 盆地、Piceance 盆地、Green River 盆地、Uintah 盆地、北部 Louisiana、Appalachian 盆地で適用されている。ここでは、東部 Texas Travis Reak 層における Gas Research Institute の試験井を例にして、初期応力分布の決定方法について述べる。</p>				
<b>測定概要</b>					
測定場所： 東部 Texas Travis Reak 層にある Gas Research Institute の試験井 SFE No.1 と SFE No.2.					
測定深度： 10180ft(3103m)					
地質概要： 砂岩、石灰岩、頁岩。空隙率 5~20%、透水係数は 0.00001~100md であり、天然ガスの生産性を高めるために水圧破砕をおこなう地層としては典型的な特性を有している。					
測定方法：					
<p>これまででは音波検層によって測定した各深度における縦波と横波の速度から、最小主応力と深度の関係を求めていたが、これにはテクニクな応力や局所的な応力の変化が効味されていなかった。そこで、ここで述べる解析手法では、井戸のいくつかの地点でおこなった小規模水圧破砕試験の結果に基づいて音波検層から求めた応力の分布を補正する。</p>					
<u>小規模水圧破砕法</u>					
<p>小規模水圧破砕試験では、ケーシングにパーフォレーションによって 1~2ft(0.3~0.6m)の間隔で孔を明け、破砕区間にストラドルパッカーをセットする。そして、1 回の加圧サイクル当たり 100gal(0.37m<sup>3</sup>)の 2%KCl を圧入し、シャットイン後の圧力の減衰を観測する。水圧破砕き裂が開いている間は圧力の減衰はリニアフローと考えられるから、シャットイン後の圧力と時間の平方根をプロットすると両者の関係は直線になる。き裂が閉じるとこのプロットは直線からそれるので、その時の圧力からシャットインプレッシャーが決定できる。</p>					
<u>音波検層結果の補正</u>					
<p>音波検層から最小水平主応力の大きさを計算するのに最も広く使われている方法は、横波と縦波の速度 (<math>V_s</math> と <math>V_p</math>) を用いるもので、次式の通りである。</p>					
$S_h = S_v \nu / (1 - \nu) + S_p (1 - 2\nu) / (1 - \nu) \quad (1)$					
<p>ここで、<math>S_h</math> は最小水平主応力の深度勾配、<math>\nu</math> はポアソン比で <math>V_s</math> と <math>V_p</math> から計算される。<math>S_v</math> は被り地圧の深度勾配で通常 1.0psi/ft(0.0226MPa/m)とする。<math>S_p</math> はポアプレッシャーによる応力の深度勾配である。ポアプレッシャーが処女状態であれば、<math>S_p</math> はポアプレッシャー <math>p</math> に等しい。油やガスの生産活動によって <math>p</math> が低下している場合は、<math>S_p</math> は <math>p</math> の非線形関数として表現される。</p>					
<p>式(1)から計算した応力の深度勾配と、SFE No.1 および No.2 で水圧破砕法によって測定した応力の深度勾配との関係を示すと Fig.1 および 2 のようである。この場合、両者の間に強い相関関係がみられる。したがって、この直線式から音波検層の結果を補正して正しい初期応力の深度勾配が決定できる。</p>					

最大水平主応力の方向

最大水平主応力の方向を決定するには、定方位コアを用いる方法と検層による方法がある。定方位コアを用いる方法はコストが高く、品質管理がむずかしい。4 アームディップメーターキャリパーを使ってブレイクアウトを解析する方法は、正確でしかも比較的成本が安い。

測定結果：

SFENo.1 および No.2 について求めた最小水平主応力の深度分布のうち、一例を示せば Fig.7 のようである。ここで、破線は式(1)から計算した最小水平主応力、太い実線は区間の平均、そして黒塗りの四角は小規模水圧破碎試験から測定した最小水平主応力である。

Fig.8 は 4 アームキャリパーで調査したブレイクアウトのローズダイアグラムであり、N20° W、S20° E の方向に集中していることが読み取れる。天然き裂およびボーリングによって誘起されたき裂の方向は N71.4° E で、ブレイクアウトの方向と直交する。Fig.9 参照。

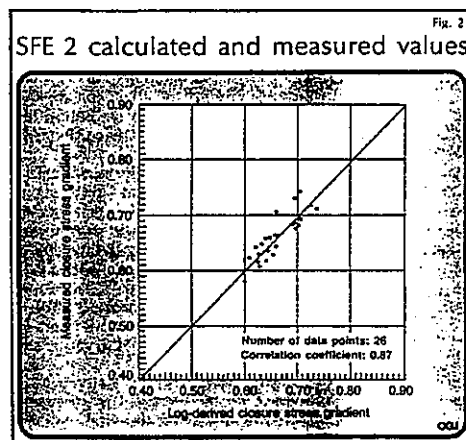
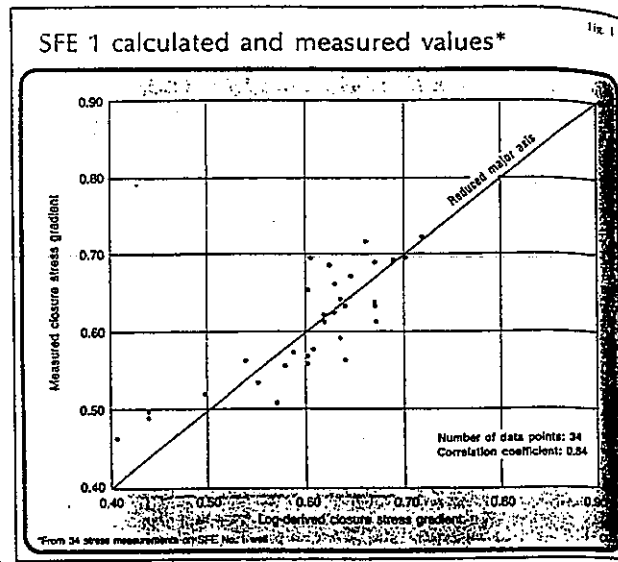


Fig. 7  
 Prefracture analysis — upper interval

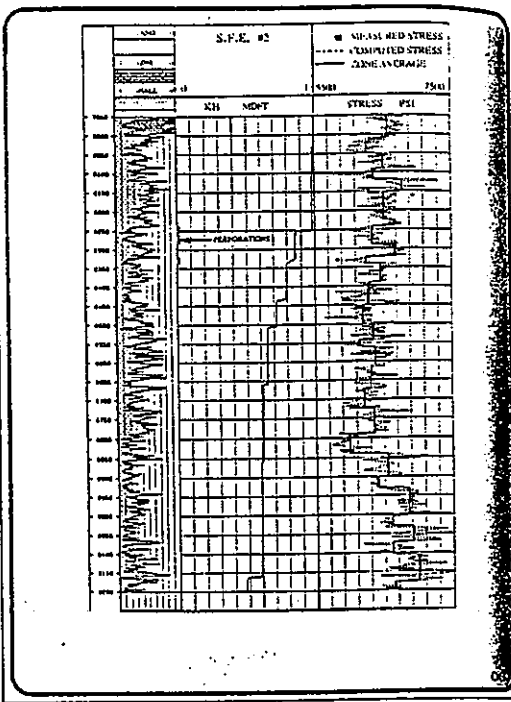


FIG. 8  
 Polar plot of borehole breakouts

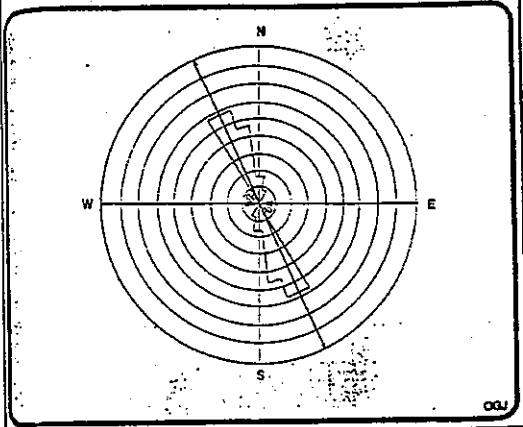
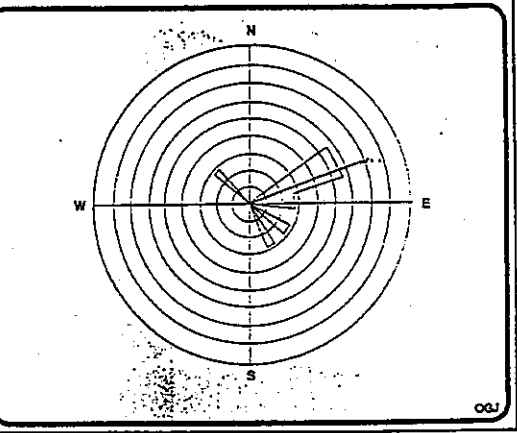


FIG. 9  
 Strike of induced, natural fractures



文献番号	A-17	著者	Warapinski, NR; Teufel, LW
タイトル	In-situ stresses in low-permeability, nonmarine rocks		
雑誌名	J Pet Technol		
巻号	V41, N4	頁	P405-414
		発行年月	April 1989
要旨	<p>白亜紀 Mesaverde (Colorado の Piceance 盆地) の非海成堆積層で、深度 2500ft (760m) にわたって初期応力測定がおこなわれた。すなわち、52 回の水圧破碎法による最小主応力測定と、22 回の非弾性ひずみ回復 (ASR) 測定がおこなわれた。砂岩、頁岩、泥岩、シルト岩および石炭層における初期応力の大きさは、岩盤の種類によって異なっていた。</p> <p>本論文では、まず、(1) Colorado の Piceance 盆地における Multiwell Experiment (MWX) でおこなわれた非海成堆積層の初期応力測定の結果について述べ、次に、(2)各測定方法の結果とその意味について分析する。</p>		
測定概要			
測定場所: テストサイトは Colorado 中西部の Rifle に近い Piceance 盆地に位置している。MWX サイトには 30~67m 離れた 3 本のボアホールがあり、1250m 以上のコアが採取、分析されている。天然ガスが埋蔵されている緻密な砂岩は、深度 1250~2500m の間にある。			
測定深度: 7425ft(2263m)			
地質概要: このサイトの Mesaverde group は(1)2270~2500m の海成層、(2)2011~2270m の沼成層、(3)1829~2012m の上部三角州成層、(4)1341~1829m の河喰蛇行帯、(5)1250~1341m の海成帯から構成される。これらの各セクションは特有の炭化水素化合物によって特徴づけられる。			
測定方法: MWX で用いられた初期応力測定方法は、小規模水圧破碎法と ASR である。			
<u>小規模水圧破碎法</u>			
小規模水圧破碎法は次の測定手順にしたがっておこなう。(1) パーフォレーションによってケーシングに 0.6m 間隔に 8 つの孔を明ける。(2)その区間にストラドルパッカーをセットする。(3)0.04~0.4m <sup>3</sup> の KCl 水で岩盤を破碎し、石英圧力ゲージで孔底の圧力を測定する。(4)孔底のバルブを閉じる。(5)シャットインプレッシャー (最小主応力の大きさに等しい) を決定する。この方法の欠点は、ケーシングの中で試験をおこなうために、明瞭なシャットインプレッシャーが決定できない可能性があることと、最大主応力の方向が決定できないことである。			
<u>ASR</u>			
ここでは、防水処理した定方位コアにクリップオン変位ゲージを取りつけ、温度を制御した環境でコアの時間に依存した変形を測定する。本測定地点のように、水平に堆積した地層に掘削したボアホールからコアを採取した場合、水平面内に 3 つ、鉛直方向に 1 つの変位ゲージをセットする。岩石が均質等方であれば、最大主ひずみの方向は最大主応力の方向と一致する。			
応力の大きさを決定するためには ASR の過程を表現する粘弾性モデルが必要である。Blanton のダイレクトモデルは、主ひずみから応力の大きさを求めるもので、次式のようなものである。			
$\sigma_1 = (\sigma_v - \alpha p) \{ (1 - \mu) \Delta \varepsilon_1 + \mu (\Delta \varepsilon_2 + \Delta \varepsilon_v) \} / \{ (1 - \mu) \Delta \varepsilon_v + \mu (\Delta \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon_2) \} + \alpha p \quad (1)$			
$\sigma_2 = (\sigma_v - \alpha p) \{ (1 - \mu) \Delta \varepsilon_2 + \mu (\Delta \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon_v) \} / \{ (1 - \mu) \Delta \varepsilon_v + \mu (\Delta \varepsilon_2 + \Delta \varepsilon_1) \} + \alpha p \quad (2)$			
ここで、 $\Delta \varepsilon$ = 任意の時間の主ひずみの変化; $\mu$ = ポアソン比; $p$ = ボアプレッシャー; $\alpha$ = poroelastic constant; 添え字 1, 2 = 最大および最小水平主ひずみの方向、 $v$ = 被りの方向。Blanton のモデルには次の仮定が導入されている。(1)岩石の線形粘弾性挙動および等方的挙動、(2)ポアソン比は一定、(3)初期応力はコアリングによってステップ状に解放される、(4) $\alpha$ は一定、(5)被り地圧およびボアホール軸は鉛直。			
一方、Warapinski and Teufel のひずみ履歴モデルでは、測定されたひずみデータに最小 2 乗法による次式のあてはめをおこなう。			

$$\varepsilon_r(t) = (2\sigma_1 \cos^2 \theta + 2\sigma_2 \sin^2 \theta - \sigma_1 \sin^2 \theta - \sigma_2 \cos^2 \theta - \sigma_v) J_1 (1 - e^{-t/t_1}) + (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_v - 3p) J_2 (1 - e^{-t/t_2}) \quad (3)$$

$$\varepsilon_v(t) = (2\sigma_v - \sigma_1 - \sigma_2) J_1 (1 - e^{-t/t_1}) + (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_v - 3p) J_2 (1 - e^{-t/t_2}) \quad (4)$$

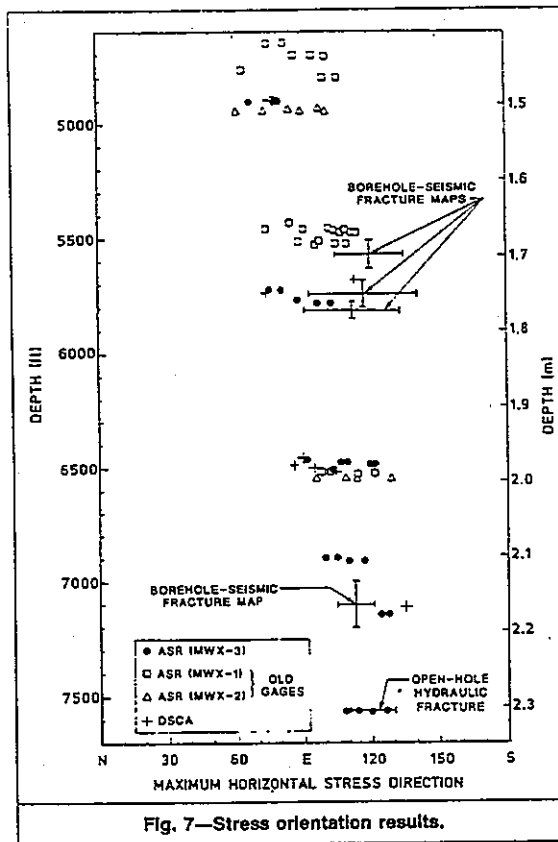
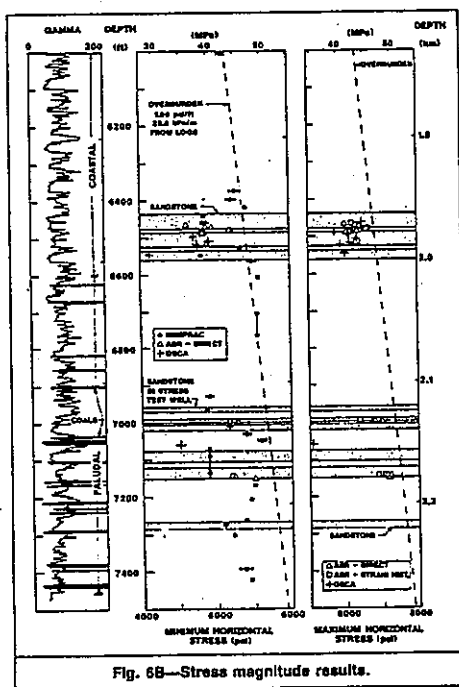
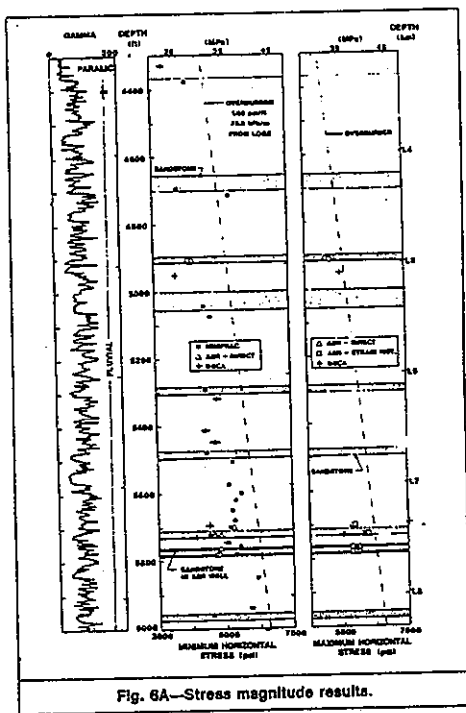
ここで、 $\theta$  = 最大主応力に対するゲージの角度； $J_1$ 、 $J_2$  = せん断変形および体積変形クリープコンプライアンス； $t$  = 時間； $t_1$ 、 $t_2$  = 偏差および体積クリープ時間定数；添え字  $r$  = 水平面内の半径方向。このモデルに導入されている仮定は次の通りである。(1) 岩石の線形粘弾性挙動、(2) ASR の挙動は指数関数的である、(3) 被り地圧およびボアホール軸の方向は鉛直、(4) 岩石は等方性を有する、(5) 鉱物粒子の体積弾性率は粘弾性パラメータでない、(6) 初期応力はコアリングによってステップ状に解放される。

ASR 法の問題点は、岩石の異方性が測定結果に反映されないことと、粘弾性モデルから応力の大きさを決定するために多くのデータが要求されることである。

#### 測定結果：

小規模水圧破碎および ASR から得られた結果は、Fig.6A および 6B のようである。岩種の違いを示すために、図面の左側にガンマ線の検層結果も示した。砂岩層は薄墨で表示してある。最小主応力の大きさは小規模水圧破碎から求め、ASR の結果はダイレクトモデルから求めた。DSCA の結果は、Dowell-Schlumberger から提供された。直線は密度検層の結果を積分して求めた平均被り地圧である。右側のグラフは最大主応力であって、ASR の結果はダイレクトおよびひずみ履歴モデルから求めた。主として ASR から求めた最大水平主応力の方向は Fig.7 のようであり、砂岩中では最大主応力はほぼ東西方向である。泥岩中の応力の大きさはほぼ静岩圧的(lithostatic)であるが、最小主応力は砂岩中の方が泥岩よりも常に 6.9MPa 小さい。ただし、河喰蛇行帯ではこのちがいは小さい。砂岩と頁岩ではやはり 6.9MPa 以上、応力の大きさが異なっている。

ASR、DSCA および直接に測定した最小主応力の大きさは、大きなスケールではよく一致しているが、詳しくみると ASR と DSCA の結果は実測値よりも、それぞれ 6.0MPa および 13.8MPa だけ小さい。



文献番号	A-18	著者	Hayashi, K; Ito, T; Abe, H		
タイトル	In situ stress determination by hydraulic fracturing - a method employing an artificial notch				
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci				
巻号	V26, N3/4	頁	P197-202	発行年月	July 1989
要旨	<p>水圧破砕による新しい3次元初期応力測定法を提案する。Mizuta and Fairhurstの方法は、方向の異なる2本以上のボアホールが必要で、大深度への適用は必ずしも難しい。Cornet and Valetteの方法は、多数の水圧破砕データが必要である。しかも、初期応力状態は深度の線形関数であるという仮定が導入されるが、応力は必ずしも線形に変化しない。ここでは、ボアホールの壁面に人工ノッチを入れる新しい方法を提案する。き裂の初生、進展および人工ノッチ近傍の応力分布から導かれる観測方程式を用いて3次元初期応力状態が決定できる。したがって、初期応力の主応力軸の方向をあらかじめ仮定する必要はない。この方法はTohoku Univ.のHigashi Hachimantai HDRモデルフィールドに適用された。その結果、最小圧縮応力の方向は鉛直でも水平でもなく、従来の水圧破砕法で採用される仮定と異なっていた。</p>				
測定概要					
測定場所: Matsukawa発電所の北東4km。深度200mおよび500mのボアホールがそれぞれ1本、深度400mのボアホールが2本掘削された。					
測定深度: 400m					
地質概要: 500mよりも浅いところの地層はゆるやかに褶曲した4つの地層から構成されている。最も深い位置にある地層は海成層である。この上部の深度250~420mは石英安山岩質熔結凝灰岩から構成される陸成層である。さらに上部の2層は石英安山岩質熔結凝灰岩と安山岩である。					
測定方法: 水圧破砕によって誘起されるき裂のタイプは、一般に縦き裂と天然の横き裂の2種類であって、前者はボアホール軸と平行に進展し、後者は既存の弱面に沿って進展する。ボアホール壁面に人工ノッチを作ることができれば、もうひとつのタイプの人工の横き裂を誘起させることができる。縦き裂、天然の横き裂および人工の横き裂と流体圧との関係は次の通りである。					
(a)縦き裂					
初期応力の主応力成分を $\sigma_i$ ( $i=1, 2, 3$ ; $ \sigma_1  >  \sigma_2  >  \sigma_3 $ ) と表す。ここで、引張および圧縮応力を正および負とし、流体圧は正とする。Fig.1に示すようなCurtesian座標系( $x_1, x_2, x_3$ )および円筒座標系( $r, \theta, z$ )を導入する。ボアホール軸は鉛直であって、 $x_1$ 軸は東に向いているものとする。縦き裂の表面の大部分はボアホール軸と平行で、 $x_3$ 平面に作用している最小圧縮応力と垂直に進展すると考えられる(Fig.2)。Fig.2の $\sigma_1$ と $\sigma_2$ は、それぞれ $x_3$ 平面における最大および最小圧縮応力であって次式で与えられる。					
$\frac{\sigma_2}{\sigma_1} = 1/2 \{ \sigma_{11} + \sigma_{22} \pm \sqrt{(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + 4\sigma_{12}^2} \} \quad (2)$					
さらに、Fig.2の $\theta$ はボアホール壁面の縦き裂と $x_1$ 軸の間の角度である。縦き裂の再開においては $\theta = \theta_0$ で接線応力 $\sigma_\theta$ はゼロになるから、					
$\sigma_\theta  _{\theta=\theta_0, p_{psb} + p_0} = 0 \quad (3)$					
ここで、 $p_{psb}$ はリオープンングプレッシャー、 $p_0$ はボアプレッシャーである。なお、 $\sigma_\theta$ はボアホール内水圧 $p$ 、 $\sigma_{ij}$ 、 $\theta$ の関数として弾性応力集中の解として与えられる。縦き裂の表面の大部分は $\sigma_2$ と直交するから、シャットインプレッシャー $p_s$ と $\sigma_2$ は等しい。すなわち、					
$\sigma_2 = -p_s \quad (4)$					
(b)天然の横き裂					
既存の弱面を加圧すると、き裂は弱面に沿ってほぼ平面的に進展する(Fig.3)。このき裂面を含む平面をII面と呼ぶ。この種のき裂の場合、ボアホール壁面のII面に垂直な法線応力成分 $s_n$ がゼ					

口になったときにき裂が再開する。したがって、

$$s_n \Big|_{\theta=\Theta, p=p_{shn}+p_o}=0 \quad (5)$$

$$\frac{\partial s_n}{\partial \theta} \Big|_{\theta=\Theta, p=p_{shn}}=0 \quad (6)$$

ここで、 $p_{shn}$  はリオープニングプレッシャー、 $\Theta$  はき裂が最初に再開する点の角度である (Fig. 3 参照)。このき裂のシャットインプレッシャー  $p_{sn}$  と  $\Pi$  面に作用する法線応力  $s_{on}$  は等しいので、

$$s_{on} = -p_{sn} \quad (8)$$

(c) 人工ノッチ

ボアホールの壁面に人工ノッチを入れると、ノッチ先端の近くで応力集中が生じるので、水圧破碎をおこなうとノッチの近傍からき裂が初生する。き裂進展の初期段階においてはき裂はボアホール軸と垂直である (Fig. 4a) が、き裂が進展するにつれて大部分が最小圧縮応力と垂直になる (Fig. 4b)。ノッチ先端におけるボアホール軸と平行な応力成分を  $s_z$  とすると、ノッチ先端のある点で  $s_z$  がゼロになったときにき裂が再開する。したがって、

$$s_z \Big|_{\theta=\Theta_a, p=p_{sba}+p_o}=0 \quad (10)$$

$$\frac{\partial s_z}{\partial \theta} \Big|_{\theta=\Theta_a, p=p_{sba}}=0 \quad (11)$$

ここで、 $p_{sba}$  はリオープニングプレッシャー、 $\Theta_a$  は最初にリオープニングする点を表す角度である (Fig. 4a)。 $s_z$  と  $\sigma_{ij}$  および  $p$  の関係は 3 次元有限要素法によって決定される。き裂の成長にもなって、き裂は  $\sigma_3$  と垂直に進展するから、次式が得られる。

$$\sigma_3 = -p_{sa} \quad (12)$$

ここで、 $p_{sa}$  はシャットインプレッシャーである。

以上、未知量は  $\sigma_{ij}$ 、 $\Theta$ 、 $\Theta_a$  の 8 個である。これを定める方程式は式 (3)~(8) および (10)~(12) の 8 式であり、応力場が確定する。本方法によれば、所要深度近傍に上述の 3 種のき裂を作成し、水圧の経時変化を観測することにより、主応力軸の方向および初期応力分布に関して何ら仮定を設けなくとも初期応力成分すべてを確定できる。

測定結果：水圧破碎試験は、約 300m 離れた E1 および E3 井でおこなわれた。用いたパッカーは西ドイツ製の PERFRAC II/4" である。E1 のゾーン 3 (267.5~297m) および E3 のゾーン 3 (345~356.4m) で、深さ 32mm のくさび形のノッチをボアホールの壁面に入れた。解析結果は Table 2 および Fig. 6 のようである。Fig. 6 には、以前、Hayashi et al. が提案した解析方法 (岩盤の引張強度が必要) による結果も表示してある。

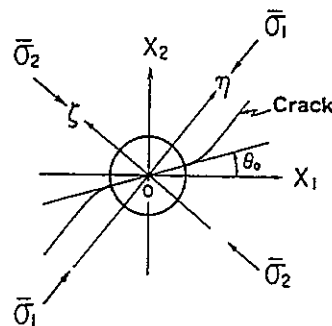
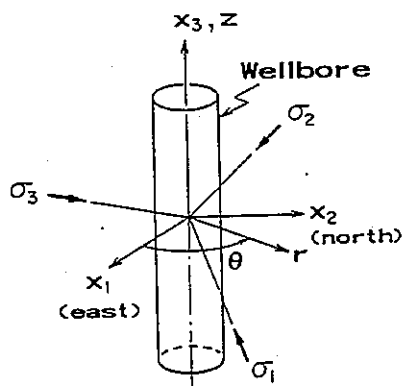


Fig. 1. Coordinate systems and principal stresses. Fig. 2. Propagation of longitudinal cracks into the rock-mass.



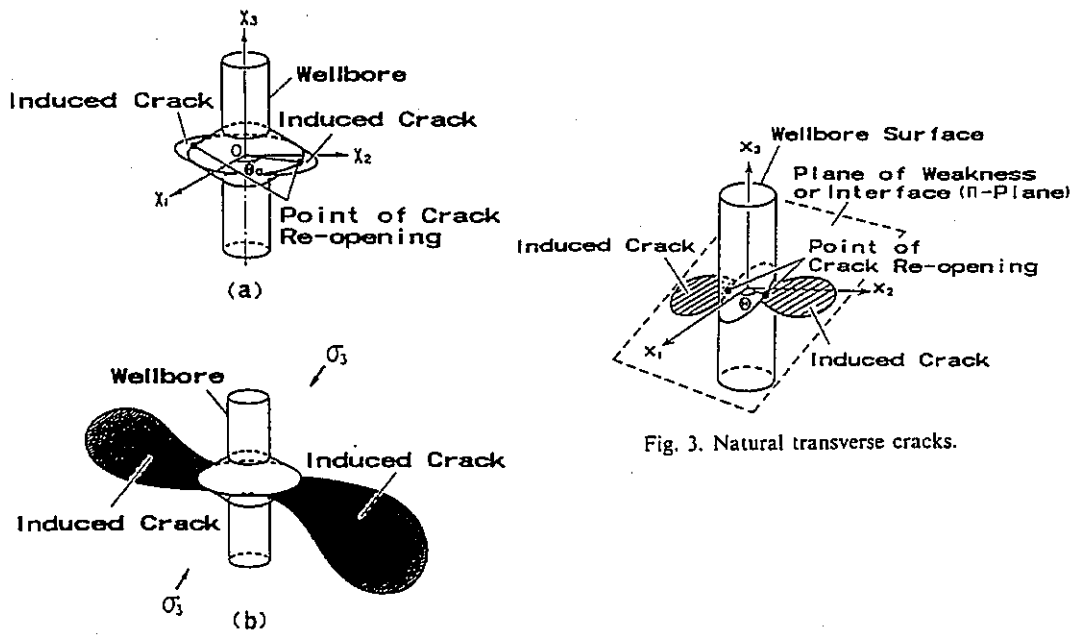


Fig. 4. Artificial transverse cracks.

Fig. 3. Natural transverse cracks.

Table 2. The magnitude of the *in situ* stresses of zone 3 of well E1 and zone 3 of well E3

Well name	Zone No.		Magnitude of principal stresses (kg/cm <sup>2</sup> )			
			T = 20 (kg/cm <sup>2</sup> )	T = 40 (kg/cm <sup>2</sup> )	T = 60 (kg/cm <sup>2</sup> )	Present
E1	3	$\sigma_1$	-103	-136	-118	-109
		$\sigma_2$	-65	-67	-64	-64
		$\sigma_3$	-28	-17	-22	-38
E3	3	$\sigma_1$	-177	-177	-181	-162
		$\sigma_2$	-100	-100	-98	-104
		$\sigma_3$	-65	-62	-57	-83

T = tensile strength of rock.

Wellbore Name	Zone No.	T = 20 (kg/cm <sup>2</sup> )	T = 40 (kg/cm <sup>2</sup> )	T = 60 (kg/cm <sup>2</sup> )
E-1	3			
E-3	3			

1:  $\sigma_1$ , 2:  $\sigma_2$ , 3:  $\sigma_3$ , T: Tensile strength.

●: Obtained by the method of Hayashi et al. [1985].

○: Present

Fig. 6. Orientations of the principal axes of the stress of zone 3 of well E1 and zone 3 of well E3: Wulf's net projections (upper half hemisphere is used).

文献番号	A-19	著者	Haimson, BC; Tunbridge, LW; Lee, MY; Cooling, CM
タイトル	Measurement of rock stress using the hydraulic fracturing method in Cornwall, U.K. - Part II. Data reduction and stress calculation		
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci		
巻号	V26, N5	頁	P361-372
		発行年月	Sept 1989
要旨	Carwynnen テストサイトの浅部と深部でおこなわれた水圧破碎試験のデータを用いて、Cornwall 花崗岩体の初期応力状態を推定した。圧力時間曲線からデータを読み取るいくつかの方法と、初期応力状態を計算する方法について述べる。		
測定概要			
測定場所: Cornwall, U.K.			
測定深度: 浅部 74~134m、深部 602~685m			
地質概要: 花崗岩			
測定方法: Carwynnen における水圧破碎試験データ(Fig.1)からは、ブレイクダウンプレッシャー( $P_b$ )は容易に決定できるが、シャットインプレッシャー( $P_s$ )およびリオープニングプレッシャー( $P_r$ )を客観的に決定することは難しい。そこで、これらの圧力を次のような方法で求めた。			
(1) シャットインプレッシャー			
<u>Aamodt and Kuriyagawa の方法</u>			
この方法は、き裂が閉口した後の圧力は、圧力( $P_{a1}$ )まで指数関数的に漸近すると仮定する。したがって、			
$P = e^{-bt+c} + P_{a1} \quad (1)$			
ここで、 $P$ は試験区間の圧力で、 $P_{a1}$ より大きい。 $b$ および $c$ は未知の定数で、 $t$ はシャットイン後の時間である。シャットインプレッシャーはこの指数曲線の $t=0$ のときの圧力として定義される。			
<u>Dual negative exponential method</u>			
この方法は、シャットイン直後の、き裂がまだ完全に閉じていない段階の圧力も指数関数的に減少すると仮定する。き裂が閉口する前後の圧力時間曲線を指数関数で表示し、時間に関する1階の導関数を求めると次式が得られる。			
$\begin{aligned} -dP/dt &= f(P - P_{a2}) & [P \geq P_s] \\ -dP/dt &= b(P - P_{a1}) & [P < P_s] \end{aligned} \quad (4)$			
したがって、 $(-dP/dt)$ と $(P)$ の関係は2本の直線によって表示され、その交点の圧力でき裂が閉じると考えられるから、 $P = P_s$ が求められる。			
<u>Steprate pressurization</u>			
この方法では加圧区間への流量を段階的に変化させ、それぞれの流量で平衡に達したときの圧力を記録する。これらの圧力と流量の関係は2本の直線によって表され、一方はき裂が閉じている状態に、もう一方はき裂が閉口した後の状態に対応するので、2直線の交点がシャットインプレッシャーとなる。			
(2) リオープニングプレッシャー			
リオープニングプレッシャーは、第1回目の加圧サイクルにおける圧力-時間曲線と、それ以降の加圧サイクルにおける圧力-時間曲線を重ね合わせたとき、後者が前者からそれはじめるときの圧力として定義される。ただし、各サイクルにおける加圧流量は一定であるとする。			
(3) 初期応力場の評価			
通常の方法			
水圧破碎法では、通常、鉛直応力は破りの上載荷重から計算する。			
$S_v = \Gamma z \quad (5)$			
ここで、 $\Gamma$ は岩盤の平均密度、 $z$ は試験位置の深度である。き裂を含まない均質等方な線形弾性岩盤では、水圧破碎によって誘起されるき裂は鉛直で、最小水平主応力 ( $S_h$ ) と垂直に進展する。			

シャットインプレッシャー ( $P_s$ ) はこのき裂の法線応力とつりあうから、

$$S_h = P_s \quad (6)$$

最大水平主応力 ( $S_H$ ) は、岩盤を不透水性の線形弾性体と仮定して次式から求める。

$$P_c - P_o = T_{lab} + 3(S_h - P_o) - (S_H - P_o) \quad (7)$$

ここで、 $P_o$  はポアプレッシャー、 $T_{lab}$  は岩盤の引張強度である。各加圧サイクルの後ではき裂が完全に閉じると仮定して、 $T_{lab}$  を  $P_c$  と  $P_r$  の差、 $T_{hf}$  に置き換えると次式が得られる。

$$P_r - P_o = 3(S_h - P_o) - (S_H - P_o) \quad (8)$$

#### Fracture pressurization method (FPT)

鉛直応力が1つの主応力成分であって、式(5)で与えられるとすれば、深度  $z$  における応力状態は、応力テンソル ( $S_z$ ) によって次のように表すことができる。

$$(S)_z = \begin{pmatrix} S_{xx} & S_{xy} & 0 \\ S_{xy} & S_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & \Gamma z \end{pmatrix} \quad (9)$$

き裂面に作用する応力成分 ( $S_n$ ) はシャットインプレッシャー ( $P_s$ ) に等しいと仮定すると、この応力成分は、き裂面の方向余弦 ( $l, m, n$ ) を用いて ( $S_z$ ) の各応力成分で表現できる。  $i$  番目のき裂のシャットインプレッシャー ( $P_{s_i}$ ) を未知の主応力 ( $S_H, S_h$ ) および  $S_H$  の方位 ( $\Theta$ ) で表すと次式のような式である。

$$(P_{s_i}) = \Gamma z_i \cos^2 \delta_i + 0.5 \sin^2 \delta_i [S_H + S_h + (S_H - S_h) \cos 2(\phi_i - \Theta)] \quad (11)$$

ここで、 $\delta_i$  と  $\phi_i$  は  $i$  番目のき裂の傾斜と、傾斜の方向である。式(11)は非線形最小2乗法で解ける。この方法は、き裂がどのような向きであっても、岩盤が異方性を有していても、ポアホールが鉛直でなくても適用できる。

#### 測定結果:

シャットインプレッシャーは3つの異なる方法で求め、その平均値を採用した。通常の方法から水平主応力を求める場合、最大主応力の上限と下限はそれぞれ  $P_o = 0$  および  $P_o = P_h$  (水頭) と仮定して計算した。FPT では、水平主応力は深度と無関係であると仮定して応力状態を決定した。結果は Fig.6 のようである。2つの方法から決定した初期応力状態は良く一致し、最大主縮応力はNW方向で、 $S_H$  は  $S_h$  の2倍以上である。

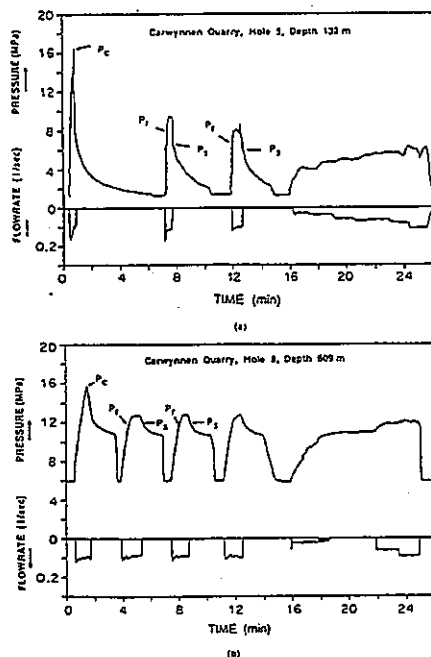


Fig. 1. Typical pressure-time record during a hydrofracturing test in Borehole 5 (a) and Borehole 8 (b). General locations of breakdown ( $P_c$ ), fracture reopening ( $P_1$ ) and shut-in ( $P_2$ ) pressures are indicated.

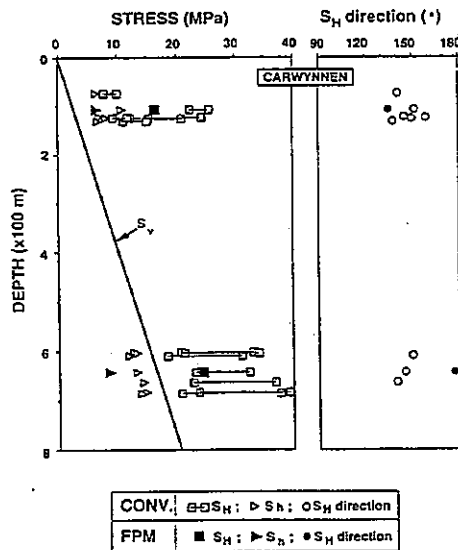


Fig. 6. Variation of stress with depth in Boreholes 5 and 8. Shows are the vertical stress ( $S_v$ ) calculated from the weight of the overburden (—), the horizontal principal stresses  $S_h$  ( $\Delta$ ) and  $S_H$  ( $\blacksquare$ ), and  $S_H$  directions ( $\bullet$ ). Blank symbols represent the stresses calculated from the conventional hydrofracturing analysis. Possible ranges of  $S_h$ , resulting from uncertainties in the amount of pore pressure and in the tensile strength of the granite, are shown as horizontal lines connecting shaded to blank square to shaded square symbols. Blocked symbols represent the principal stresses and stress directions based on FPT calculations.

文献番号	A-20	著者	Baumgartner, J, Zoback, MD
タイトル	Interpretation of hydraulic fracturing pressure-time records using interactive analysis methods		
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci		
巻号	V26, N6	頁	P461-469
		発行年月	Dec 1989
要旨	<p>水圧破砕法による初期応力の測定精度は、記録された圧力データの読み取り精度に強く影響される。しかし、いろいろな要因によってシャットインプレッシャーあるいはリオープンングプレッシャーを明確に決定できない場合が多い。ここでは、ConnecticutのMoodusに掘削された深度1.5 kmのボアホールで測定された水圧破砕データから、圧力、流量、圧入量、加圧速度および水圧破砕システムの剛性の相互間系を用いて、シャットインプレッシャーあるいはリオープンングプレッシャーを決定する方法について考察する。</p>		
測定概要			
測定場所: Moodus, Connecticut.			
測定深度: 108~1284m			
地質概要: 当地域では、非常に浅い深度で微小地震が繰り返し発生している。Moodusプロジェクトは、Connecticut中南部における広域応力場を明らかにすることを目的とする。			
測定方法:			
<p>水圧破砕試験には内径6cmのチュービングおよび直径14cmのストラドルパッカーアッセンブリーを用いた。破砕区間の長さは1.7mで、耐圧が41MPaおよび68.5MPaの2種類のパッカーが使用された。高圧ポンプの最大吐出量は約52l/minである。圧力データのサンプリング速度は5 sample/sである。</p> <p>まず、BHTV、キャリパーおよびソニック検層の結果に基づいて、き裂を含まないボアホールセクションを選定する。アッセンブリーを所定の深度まで降ろしてから、パッカーの圧力を10~15MPaまで高めてセットする。シャットインプレッシャーの値が安定するまで、最低4回加圧サイクルを繰り返し、き裂を進展させる。第1回の加圧サイクルでは、ブレイクダウン直後にシャットインする。引き続きおこなわれる加圧サイクルでは、サイクルが進むにつれて圧入量を増加させる。</p> <p>シャットインプレッシャー <math>P_{sp}</math> は以下のような種々のグラフを用いて決定する:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・圧力(P)-流量(Q) 曲線</li> <li>・圧力(P)-時間(t) 曲線 (時間軸を大きく引き伸ばした詳細なプロット)</li> <li>・圧力(P)-圧力の変化率(dP/dt) 曲線</li> <li>・圧力の変化率(dP/dt)および圧力(P)-時間(t) 曲線</li> <li>・圧力の変化率(dP/dt)および圧力(P)-log(t) 曲線</li> </ul> <p>リオープンングプレッシャー <math>P_r</math> は、以下の種々のグラフから決定する:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・時間軸を大きく引き伸ばした圧力(P)-時間(t) 曲線</li> <li>・圧力(P)-圧入量(V) 曲線</li> <li>・圧力(P)-システムの剛性(dP/dt) 曲線</li> <li>・圧力(P)-流量(Q)で正規化した圧力の変化率(dP/dt) 曲線</li> </ul> <p>不透水性の多孔質材料 (ポアプレッシャー <math>P_0</math>) がブレイクダウンするときの圧力と初期応力の大きさの関係はHubbert and Willisの式によって次のように表される。これから <math>S_{Hmax}</math> の取り得る下限が与えられる。</p> $S_{Hmax} = 3 S_{Hmin} - P_b + T - P_0 \quad (1)$ <p>ここで、<math>P_b</math>=ブレイクダウンプレッシャー、<math>T</math>=岩石の引張強度である。一方、岩石の空隙率を極端に小さく見積もることでポアプレッシャーを無視すると、<math>S_{Hmax}</math> の取り得る上限は次式で与えられる。</p> $S_{Hmax} = 3 S_{Hmin} - P_b + T \quad (2)$			

最小主応力  $S_{Hmin}$  はシャットインプレッシャー  $P_{isp}$  に等しく、 $S_{Hmax}$  の方向は誘起されたき裂の方向に一致する。

測定結果：

深度 108~1284m の間で 12 回の水圧破碎試験が成功した。この区間ではブレイクアウトはまったくみられないが、深度 1050m 以下で多数のブレイクアウトが観測された。深度 200~600m の Hebron 片麻岩では、引張強度が大きいことと破碎に不利な初期応力状態であったために、水圧破碎き裂はまったく誘起されなかった。

ブレイクダウンプレッシャーは 18~50MPa である。応力の算定に用いたシャットインプレッシャー  $P_{isp}$  およびオープンングプレッシャー  $P_r$  は深度とともに増加し、被り地圧よりも大きい。

ボアホール壁面に誘起された縦き裂および急傾斜のき裂は、 $S_{Hmax}$  の方向が ENE-E であることを示唆していた。これは、深度 1052~1326m の範囲のブレイクアウトが N-S 方向であつて、 $S_{Hmax}$  の方向が E-W である事実と調和的である。

各深度における  $S_{Hmax}$  および  $S_{Hmin}$  は Table 3 および Fig. 5 に示す通りである。Fig. 5 の  $S_{Hmax}$  の範囲は、式(1)と(2)から求めた。ただし、 $T$  は  $P_0$  と  $P_r$  の差とした。

最大主応力軸と直交する走向(N-S)を有する逆断層がすべり出す極限の応力は、単純な Coulomb のまさつモデルから推定できる。すなわち、極限の応力比は次式で与えられる。

$$(S_{Hmax} - P_0) / (S_v - P_0) = [(\mu^2 + 1)^{1/2} + \mu]^2 \quad (3)$$

ここで、 $\mu$  はまさつ係数で、 $S_v$  は被り地圧である。0.6 <  $\mu$  < 1.0 としたとき、 $S_{Hmax}$  が取り得る範囲は Fig. 5 の薄墨で示すようである。これから、すべての測定深度におけるせん断応力は逆断層のすべりを引き起こすほど十分に大きいことが読み取れる。測定の数週間後に発生した浅部微小地震のメカニズム解 (N-S 走向の断層面) と水圧破碎試験による初期応力測定結果はきわめて良く一致しているといえる。

Table 3. Summary of hydraulic fracturing stress measurements

Depth (m)	$S_{Hmin}$ (MPa)	$S_{Hmax}$ (upper bound) (MPa)	$S_{Hmax}$ (lower bound) (MPa)	$S_v$ (MPa)
108	8.0	13.1	12.0	
117	9.2	12.6	11.4	4.2
178	14.1	26.7	24.9	
193	12.2	21.8	19.9	
819			45.2	
837	27.4	48.5	14.3	21.3
852				21.8
890	28.6	59.3	50.6	
1076	39.1	81.1	70.5	
1184				31.7
1277				30.7
1284	44.5	92.5	79.9	

$S_v$ , measured overburden stress; lower bound, upper bound: refer to equations (2) and (3) in the discussion of the stress evaluation.

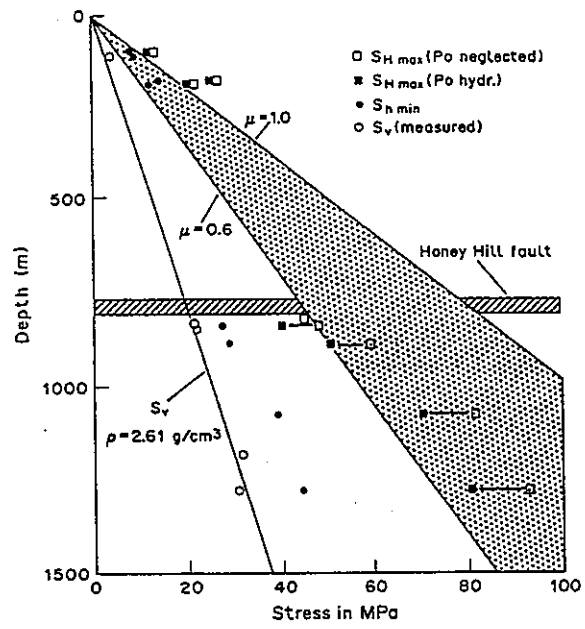


Fig. 5. Principal horizontal stresses  $S_{Hmax}$  and  $S_{Hmin}$  as a function of depth in the Moodus deep borehole. The thick solid line indicates the theoretical overburden stress  $S_v$  ( $\rho = 2.61 \text{ g/cm}^3$ ). The shaded zone represents the range of calculated critical values of the maximum horizontal stress  $S_{Hmax}$  would be sufficiently high to activate thrust faulting on favourably-oriented fault planes.

文献番号	A-21	著者	Ikeda, R; Tsukahara, H		
タイトル	Hydraulic fracturing technique: pore pressure effect and stress heterogeneity				
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci				
巻号	V26, N6	頁	P471-475	発行年月	Dec 1989
要旨	<p>深度 100~900m の 19 本のボアホールにおいて水圧破碎試験がおこなわれた。各サイトで得られた圧力-時間曲線を詳細に分析した結果、試験中にポアプレッシャーが増加し、圧力-時間曲線が大きく変化することが明らかになった。このようなポアプレッシャーの変化による影響を受けた圧力-時間曲線からシャットインプレッシャーを求める新しい方法を提案する。初期応力が集中しているゾーンあるいは緩和しているゾーンがみられるサイトもあった。</p>				
測 定 概 要					
測定場所： Hanno、Ishige および Ashigawa など。					
測定深度： 100~900m					
地質概要： Hanno—中生代の砂岩と頁岩の互層。Ishige—角閃岩と第四紀の堆積岩。Ashigawa—ヒン岩。					
測定方法：水圧破碎法					
<p>水圧破碎試験に用いた測定システムは Fig.B1 のようである。水平主応力の大きさを決定するために、次式を用いた。</p> $S_{Hmin} = P_s \quad (1)$ $S_{Hmax} = 3 P_s - P_r - P_p \quad (2)$ <p>ここで、<math>P_s</math> は最大および最小水平圧縮応力（圧縮が正）である。<math>P_r</math>、<math>P_s</math> および <math>P_p</math> は、リオープニングプレッシャー、シャットインプレッシャーおよびポアプレッシャーである。</p> <p>ボアホールまわりの岩盤への破碎流体(水)の拡散は、き裂近傍の地層内部の有効圧力を低下させるので、リオープニングプレッシャーを低下させる。したがって、ポアプレッシャーの増加を抑えるために、大きな破碎流量を用いることが望ましい。</p> <p>シャットイン後の圧力-時間曲線は、ボアホール壁面およびき裂面からの定常拡散によって支配される。したがって、シャットイン後の圧力-時間曲線は各加圧サイクルにおいて一致しなければならない。しかし、通常、一致しない。これは主としてポアプレッシャーの変化とき裂形状の変化が原因であると考えられる。もしも、この不一致がポアプレッシャーの変化 <math>\Delta P</math> だけによると考えられるならば、各圧力-時間曲線を <math>\Delta P</math> だけずらせばお互いに重なり合うはずである。Fig. 3 は圧力-時間曲線を、圧力軸と時間軸に対して平行移動し、曲線の終わりの部分を重ね合わせた図である。2 番目の加圧サイクルにおける曲線は、点 A において第 1 回の加圧サイクルと重なるので、この点 A の圧力を <math>P_s</math> として採用すべきである。</p>					
測定結果：					
<p>Fig.B3 は 2 つのサイトで測定された初期応力と深度の関係である。Fig.4 は Yamanashi の Ashigawa に掘削された深度 200m のボアホールで実施された 12 回の水圧破碎試験の結果である。深度 170m を中心に約 30m の区間に応力の集中域がみられるが、岩石の力学特性（軸圧縮強度および引張強度）および地形との関係は不明である。</p>					

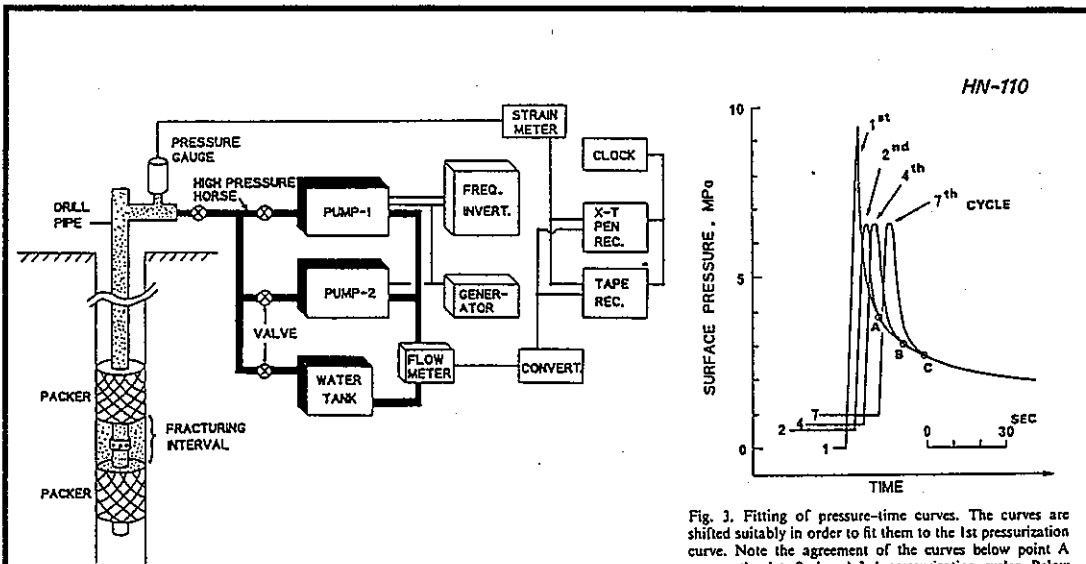


Fig. B1. Schematic diagram of equipment for hydraulic fracturing.

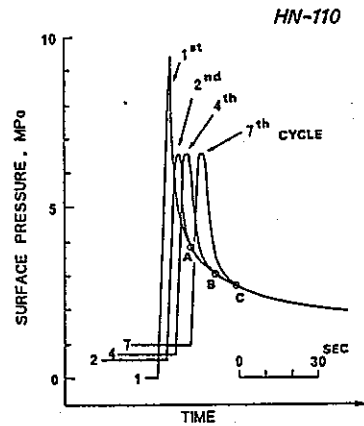


Fig. 3. Fitting of pressure-time curves. The curves are shifted suitably in order to fit them to the 1st pressurization curve. Note the agreement of the curves below point A among the 1st, 2nd and 3rd pressurization cycles. Below Point B, the curves of the 1st to 6th cycles coincide with each other; and below point C, all of the curves coincide. A is the intrinsic shut-in point, and B and C are secondary ones, suggesting the occurrence of a new fracture system.

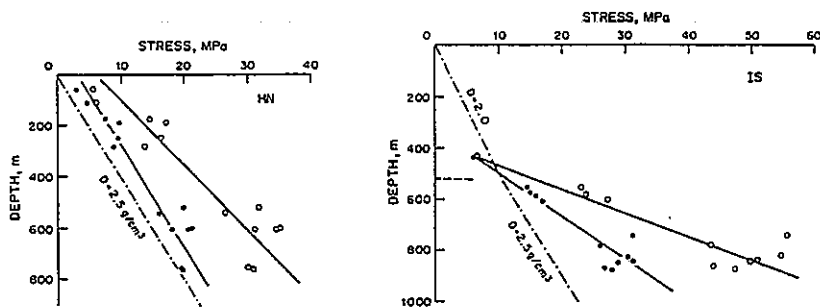


Fig. B3. Examples of stress-depth relation. Open and black circles indicate the maximum and minimum horizontal compressive stresses, respectively. Solid lines represent the best fit obtained by a least squares method. Dot-dashed give the lithostatic pressure, which is calculated from the density log data. HN: Hanno, alternation of sandstone and shale of the Mesozoic age; IS: Ishige, diolite (below the depth of 520 m) and sediments of the Quaternary age (above the depth of 520 m).

### ASHIGAWA

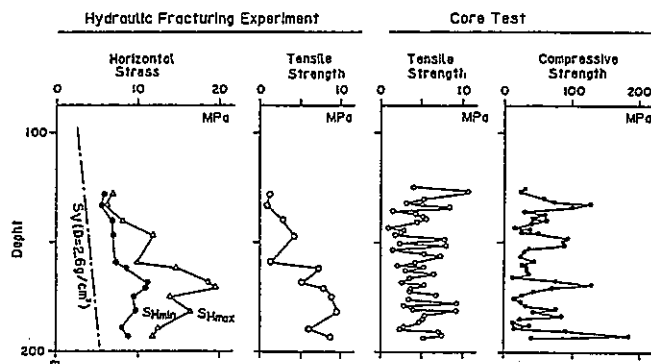


Fig. 4. Difference among the strengths obtained from *in situ* measurements and those from core specimen experiments. A stress concentration zone is seen around the 170 m depth level in the *in situ* hydrofracturing data.



文献番号	A-22	著者	Warapinski, NR
タイトル	Determining the minimum in situ stress from hydraulic fracturing through perforations		
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci		
巻号	V26, N6	頁	P523-531
		発行年月	Dec 1989
要旨	<p>米国エネルギー省の Multiwell Experiment (MWX) サイトにおいて、パーフォレーションを利用した小規模水圧破碎試験がおこなわれた。この水圧破碎試験は、深度 1310~2470m の区間で 60 回以上おこなわれ、正確な最小主応力分布が決定された。圧力-時間曲線に、通常の小規模水圧破碎試験とことなる圧力の挙動がみられたので、シャットインプレッシャーを評価する新しい解析方法を提案した。ここでは天然ガスを産出しない泥岩、頁岩などの応力状態は静岩圧的であるが、産ガス層である砂岩の最小主応力はかなり低いことが明らかになった。</p>		
測定概要			
<p>測定場所：西部 Colorado、Piceance 盆地の、米国エネルギー省 Multiwell Experiment サイト。ここは、Rulison ガス田に近い Rifle の南西約 14km に位置する。35~65m 離れた 3 本の井戸が掘削されている。</p>			
測定深度：1310~2470m			
<p>地質概要：試験区間の岩盤は、ほとんどが河成層と三角州堆積層から成り、その結果、著しい不均質性を呈している。</p>			
<p>測定方法：水圧破碎法</p> <p>水圧破碎試験はチュービングの先端に取り付けたストロドルパッカーによっておこなった。破碎流体は 2~3% KCl 水で、圧入流量は 8~150 l/min である。圧力の測定はワイヤライントタイプの孔底石英圧力ゲージおこない、地表でのサンプリングスピードは 5~10 sample/sec である。</p> <p>裸孔で水圧破碎試験をおこなうと、最大水平主応力 <math>\sigma_{Hmax}</math> とその方向が決定できる。しかし、油井およびガス井の裸孔部分で水圧破碎試験をおこなうことはほとんど不可能である。MWX の井戸にもケーシングが設置されていたので、水圧破碎試験をおこなうためにあらかじめパーフォレーションによってケーシングに孔を明ける (0.6m の区間に 8 つ) 必要があった。これによって、ボアホールまわりの岩盤の擾乱を最小限に抑え、ケーシングと岩盤をつなぐ流路を形成することができる。</p>			
<p>測定結果：</p> <p>水圧破碎法による初期応力測定では、シャットインプレッシャー-ISIP は <math>\sigma_{Hmin}</math> に等しいと仮定する。MWX で得られた圧力-時間曲線のうち、約半数は何らデータを処理しなくとも ISIP を決定することができた。しかし、残りのデータから ISIP をはっきりと特定することはできなかった。</p> <p>Fig.5 は 1538m の砂岩でおこなった加圧サイクルである。加圧サイクルが増えるにつれて、ISIP を圧力-時間曲線の折れ曲がり点として明瞭に特定できることが分かる。Fig.6 も典型的な圧力曲線で、注入圧力とシャットインプレッシャーの差が 11MPa もある。これは、パーフォレーション孔の流動抵抗によるのではなく、ケーシングの外にあるき裂の入り口における抵抗が原因であると考えられる。この場合、圧入流量を小さくすることで ISIP との差は 4MPa まで低下する。以上の事実は、適当な試験方法によって ISIP の決定精度が向上できることを示している。</p> <p>ISIP がはっきりと特定できるシャットイン後の圧力-時間曲線に、<math>\sqrt{t}</math>、片対数、両対数、G-関数および Horner プロットなどの種々の解析方法を適用して求めた ISIP は、どれもほぼ同じ値が得られた。一方、ISIP の不明瞭な圧力データの場合、解析方法によって異なった ISIP が導かれ、しかも必ずしも正しい ISIP は得られなかった。すなわち、ISIP が明瞭でない圧力データをどのように処理しても、ISIP は一意的に決定することはできなかった。そこで、ISIP の精</p>			

度を評価する方法として、実際の圧力-時間曲線を吟味する方法を採用した。すなわち、最小 2 乗法によって 5 点ずつの圧力データを 2 次の多項式で近似し、その 1 階および 2 階の微係数から各時刻における圧力曲線の曲率と曲率半径を計算する。縦軸に曲率半径、横軸に時間軸を取ると、ISIP が明瞭な場合、曲率半径は時間軸の狭い範囲で最小値をとるが、不明瞭な場合、最小値は広い範囲に広がる。Fig. 8 は ISIP が明瞭でない 1538m の例である。この場合、曲率半径の最小値は広い範囲に広がり、ISIP は  $30.9 \pm 0.5 \text{MPa}$  と見積もられる。

MWX で実施されたすべての水圧破碎試験の結果を、深度と最小主応力の関係でプロットすると Fig.9 のようである。岩盤の種類によって  $\sigma_{Hmin}$  の分布がはっきりと異なっていることが認められる。すなわち、産ガス層である砂岩の  $\sigma_{Hmin}$  は、頁岩、泥岩、シルト岩、石炭などの天然ガスを産出しない地層よりも明らかに  $5 \sim 12 \text{MPa}$  低い。この結果は、最小あるいは最大水平主応力と深度の関係、単純な直線で表現することができないことを意味している。また、砂岩の  $\sigma_{Hmin}$  は、その大きさが深度  $300 \sim 400 \text{m}$  毎に増加と減少を繰り返しているようにみえる。非産ガス層は、ある深度区間では静岩圧的であり、ある区間ではそれよりもずっと小さい。したがって、ある深度区間の初期応力データから他の区間の初期応力状態を推定することはできない。

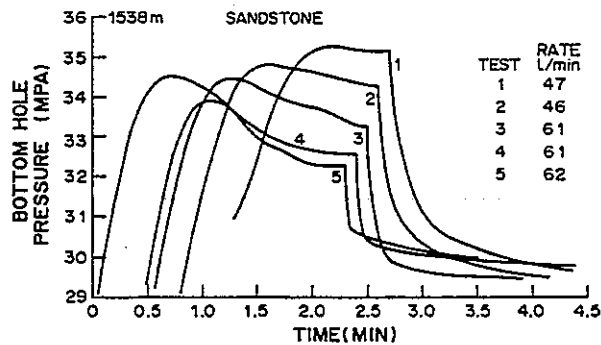


Fig. 5. Five superimposed tests showing increasing clarity.

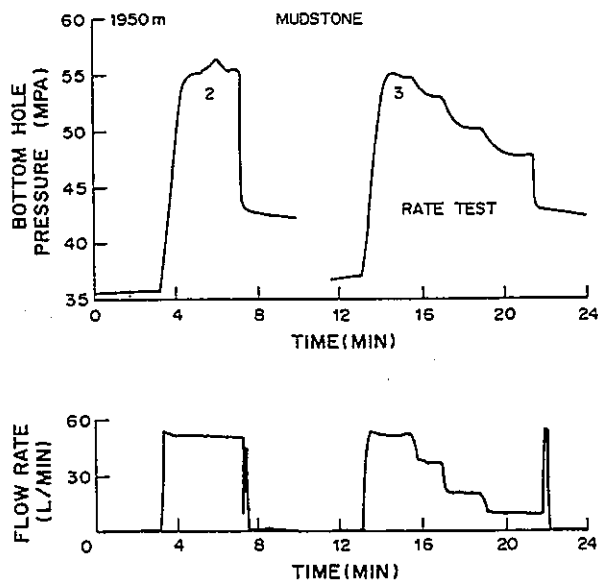


Fig. 6. Example of a rate test improving the shut-in quality.

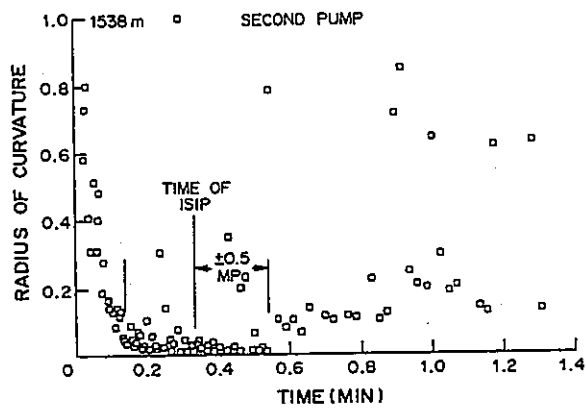


Fig. 8. Normalized radius of curvature plot showing shut-in and error band.

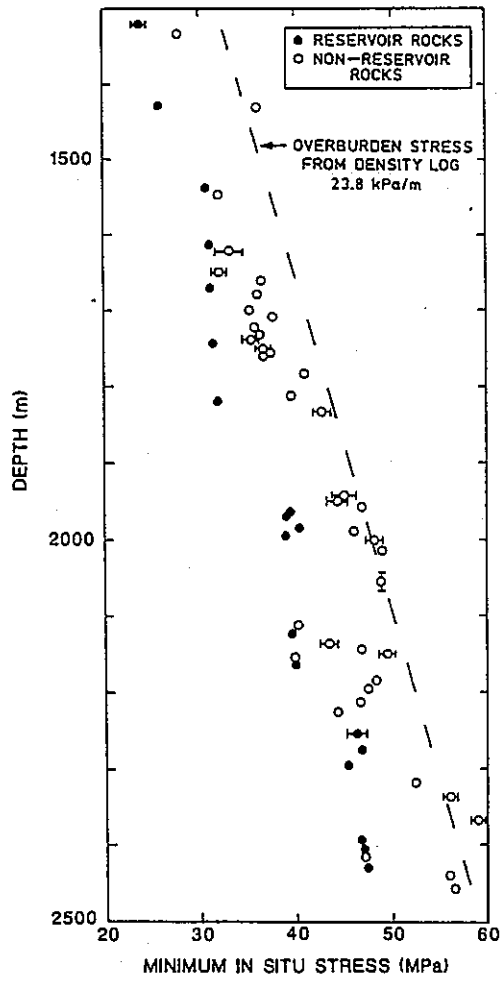


Fig. 9. MWX stress results.

文献番号	A-23	著者	Bjarnason, B; Ljunggren, C; Stephansson, O		
タイトル	New developments in hydrofracturing stress measurements at Lulea University of Technology				
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci				
巻号	V26, N6	頁	P579-586	発行年月	Dec 1989
要旨	<p>1981年以降の Lulea University of Technology における水圧破碎装置の開発および解析理論の研究について述べ、この装置と理論の適用例について報告する。水圧破碎法のための測定システムは、長さ 1000m のマルチホースと 100MPa の高圧ポンプから構成されている。既存のき裂を利用した水圧試験による初期応力測定法を Sweden の2つの地点で適用した。ボアホール軸と交差する横き裂が誘起された場合であっても、最大および最小水平主応力を推定できる理論を提案する。この理論は Hoek and Brown の破壊基準に基礎を置き、ボアホール壁面における鉛直応力とボアホールの内圧を加味する点に特徴がある。</p>				
測定概要					
測定場所: Finland の Lavia。					
測定深度: 500m					
地質概要: 当地域は、バルト楯状地の Svecokarelian 造山帯に属し、先カンブリア紀の花崗閃緑岩から構成されている。					
<p>測定方法: 水圧破碎試験のときの流量は 3.5l/min であり、普通、30~40 秒でボアホールは破碎される。ブレイクダウンが観測された直後に加圧区間に通じる流路のバルブを閉じ、第1回目のシャットイン後の圧力を 3~4 分間記録する。第1回の加圧サイクルに引き続き、同一流量で3回加圧サイクルを繰り返す。き裂を徐々に進展させながら、シャットインプレッシャーの変化を観測するために、加圧サイクルがすすむにつれて破碎流体(水)の圧入時間を長くする。き裂面に作用する法線応力を精度良く決定するために、最後の加圧サイクルでは段階的に流量を増加させる hydraulic jacking test をおこなう。き裂の方向は、通常のインプレッションパッカーとシングルショットコンパスを組み合わせて測定する。BTV やボアホールレーダーを使用することもあがるが、人工き裂がいったん閉じるとその検出が難しく、あまり成功していない。Fig. 2は、Sweden の放射性廃棄物処分計画の一環として開発された車載式の新しいシステムであり、最大 1000m まで水圧破碎試験ができる。</p> <p>不透水性の均質等方な線形弾性岩盤に掘削された鉛直なボアホールと、ひとつの主応力軸の方向が一致し、水圧破碎試験によってボアホール軸を含む縦き裂が誘起された場合、次式が適用できる。</p>					
$\sigma_h = \text{シャットインプレッシャー} \quad (1a)$					
$\sigma_H = 3\sigma_h - P_b - T \quad (1b)$					
あるいは、 $\sigma_H = 3\sigma_h - P_r \quad (1c)$					
<p>ここで、<math>\sigma_H</math> = 水平面内の最大主応力、<math>\sigma_h</math> = 水平面内の最小主応力、<math>P_b</math> = ブレイクダウンプレッシャー、<math>T</math> = 室内の水圧破碎試験から決定される引張強度、<math>P_r</math> = リオープニングプレッシャーである。ただし、不透水性の結晶質岩盤を対象としているので、ボアプレッシャーは無視した。</p> <p>鉛直なボアホールで水平な水圧破碎き裂が誘起された場合、式(1)から <math>\sigma_h</math> を求めることはできない。このため、無限遠において載荷された均質等方な線形弾性体内にある円孔まわりの応力状態(3次元厳密解)に基づいた新しい理論が開発された。Fig. 5参照。ボアホール軸は鉛直であって、内圧 <math>\sigma_r = P_i</math> を受けている。<math>z</math> はボアホール軸であって、<math>x</math> と <math>y</math> は水平面内の直交軸である。<math>x</math>、<math>y</math> および <math>z</math> 方向の応力成分 <math>\sigma_{xx}</math>、<math>\sigma_{yy}</math> および <math>\sigma_{zz}</math> は初期応力場の主応力成分であって、<math>\sigma_{xx}</math> および <math>\sigma_{yy}</math> はそれぞれ最大水平応力 <math>\sigma_H</math> および最小水平応力 <math>\sigma_h</math> に等しい。<math>\sigma_{zz}</math> は鉛直方向の初期応力成分であって、深度 <math>z</math> における被り地圧 <math>\gamma z</math> に等しいと仮定する。ただし、<math>\gamma</math> は上載岩盤の単位体積重量である。ボアホール壁面において接線応力と鉛直応力が最も小さくなるの</p>					

は、Fig.5 の点AおよびBである。これらの点における応力成分は次のようである。

$$\sigma_r = P_i \quad (2a)$$

$$\sigma_\theta = 3\sigma_h - \sigma_H - P_i \quad (2b)$$

$$\sigma_z = \sigma_{z0} - 2\nu(\sigma_H - \sigma_h) \quad (2c)$$

ここで、 $\nu$ は岩盤のポアソン比である。ボアホール壁面の鉛直応力 $\sigma_z$ およびボアホールの内圧 $P_i$ を考慮するために、Hoek and Brown の非線形破壊基準を採用すると、破壊における最大および最小主応力 $\sigma_1$ と $\sigma_3$ は、次のように表現される。

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_c\sigma_3 + \sigma_c^2} \quad (3a)$$

ここで、 $\sigma_c$ はインタクトな岩石の一軸圧縮強度、 $m$ は岩石の特性によって変化する実験定数である。インタクトな岩石の一軸引張強度は、式(3a)において $\sigma_1=0$ 、 $\sigma_3=-T$ とすることで求められる。

$$T = \sigma_c \cdot [\sqrt{(m^2 + 4)} - m] / 2 \quad (3b)$$

式(2b)および(2c)から、 $\sigma_H$ と $\sigma_h$ が等しくなければ、 $\sigma_\theta$ あるいは $\sigma_z$ は引張になるので鉛直面内かあるいは水平面で引張破壊が生じる。式(3)は $\sigma_r$ 、 $\sigma_\theta$ および $\sigma_z$ の大小関係によって6つの場合分けができるが、 $\sigma_\theta$ か $\sigma_z$ が最小主応力となる場合だけが問題になるから、次の4つの場合だけについて考えればよい。

$$\sigma_z > \sigma_r > \sigma_\theta \quad \sigma_z = \sigma_\theta + \sqrt{m\sigma_c\sigma_\theta + \sigma_c^2} \quad (4a)$$

$$\sigma_r > \sigma_z > \sigma_\theta \quad \sigma_r = \sigma_\theta + \sqrt{m\sigma_c\sigma_\theta + \sigma_c^2} \quad (4b)$$

$$\sigma_r > \sigma_\theta > \sigma_z \quad \sigma_r = \sigma_z + \sqrt{m\sigma_c\sigma_z + \sigma_c^2} \quad (4c)$$

$$\sigma_\theta > \sigma_r > \sigma_z \quad \sigma_\theta = \sigma_z + \sqrt{m\sigma_c\sigma_z + \sigma_c^2} \quad (4d)$$

式(2a)～(c)を式(4a)～(d)に代入すると、き裂が誘起するために $P_i^c$ 、 $\sigma_H$ 、 $\sigma_h$ および $\sigma_{z0}$ が満足すべき4つの条件式が得られる。水平な水圧破碎き裂が誘起するときの条件式だけを示せば次のようである。

$$P_i^c > 3\sigma_h - \sigma_H - P_i^c > \sigma_{z0} - 2\nu(\sigma_H - \sigma_h)$$

$$P_i^c = \sigma_{z0} - 2\nu(\sigma_H - \sigma_h) + \sqrt{[m\sigma_c(\sigma_{z0} - 2\nu(\sigma_H - \sigma_h)) + \sigma_c^2]} \quad (5c)$$

水平き裂のシャットインプレッシャー、 $P_{sh}$ からは最小水平応力成分に関して何ら情報が得られないので、式(5c)は最大水平応力 $\sigma_H$ に関して解くことはできないが、 $(\sigma_H - \sigma_h)$ に関して解ける。この応力差と式(5c)に関係する不等式を用いれば、 $\sigma_H$ および $\sigma_h$ が取り得る範囲を決定できる。

#### 測定結果：

Finland の Lavia に掘削された直径 56mm、深度 1001m のボアホールで、新しい測定システムを用いて水圧破碎試験がおこなわれた。深度 445～480m に大きな破碎帯がある。5つの深度レベルで 23 回の水圧破碎試験が行なわれ、このうち 100、300 および 400m の深度レベルで 15 の水平き裂が誘起された。深度レベル 200 および 500m では、式(1)から $\sigma_H$  および $\sigma_h$ を求め、水平き裂が誘起された残りの深度レベルでは、前述の理論から $\sigma_H$  および $\sigma_h$ の取り得る範囲が推定された。

Fig.8 は、岩盤の引張強度として $(P_i^c - P_r)$ を用いたときの $\sigma_H$  および $\sigma_h$ と深度の関係である。縦き裂のデータから求めた応力分布だけを見ると、破碎帯の上下で応力の大きさが不連続的に分布しているように見える。しかし、水平き裂のデータから求めた応力状態も加えたすべての応力分布を見ると、水平応力は 100m から 500m 全深度レベルにわたって、一様に大きいことが認められる。

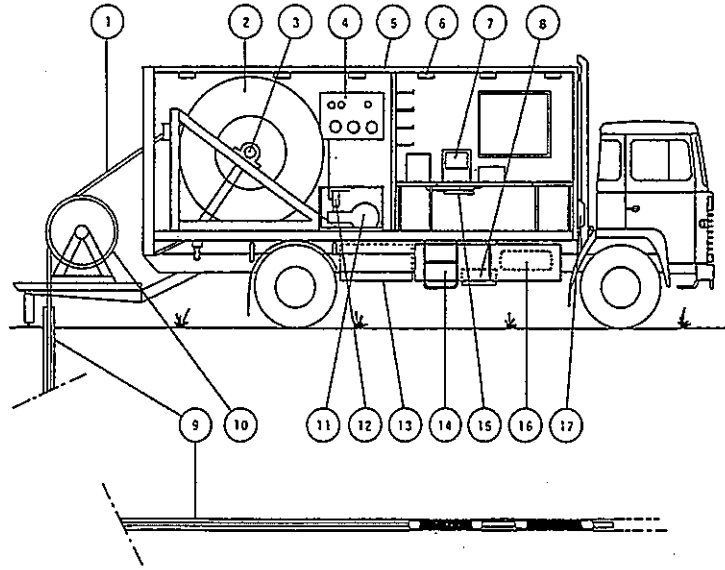


Fig. 2. The new 1000 m hydrofracturing field unit at Luleå University of Technology: (1) multihose, 1000-m long (see Fig. 3 for details); (2) drum, powered by the hydraulic system of the truck; (3) slip ring contact for signal cable, mounted inside the hub of the drum; (4) manifold and flow meters. All valves of high pressure, stainless-steel type, three parallel high-pressure flow meters (Flow Technology, OmniFlow) ranging from 0.003 to 5 l/min; (5) heat insulated truck body; (6) lamps: 24 V d.c. and 220 V a.c.; (7) data acquisition system; (8) main hydraulic pump; (9) borehole; (10) roller, hydraulically driven to assist while running the hose uphole; (11) water pump—three-cylinder piston pump, maximum pressure 80–100 MPa, maximum flow rate 15 l/min; (12) bypass valve—the bypass opening pressure is adjustable. The pump runs continuously at a constant speed while testing, pumping the bypass water in a closed circuit back to the water tank. See Fig. 4 for details of the water system; (13) water tank pressurized by air at 0.25 MPa to feed water to the pump; (14) diesel tanks of 400 l for long field periods without tanking; (15) 220 V a.c. for data acquisition and electric tools. Normally provided by an external power cable, but can also, in absence of an external power source, be powered by a 24 V d.c./220 V a.c. power converter connected to the battery pack of the truck; (16) Compressed-air tubes (0.8 MPa) loaded by the truck engine to pressurize water tank and for air tools in the truck body; and (17) heat fan (7 kW). The truck body is heated by the engine coolant for continuous field work in winter time.

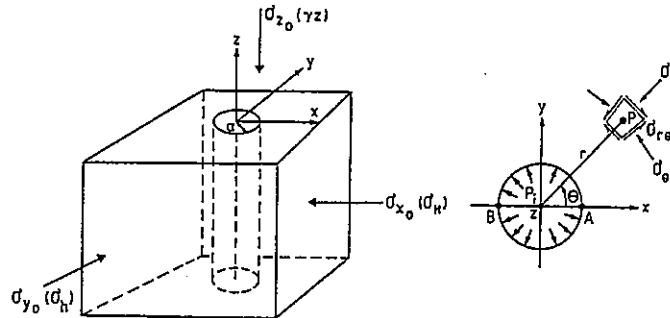


Fig. 5. Geometry, coordinate system and nomenclature to calculate the stress distribution around a circular hole in a 3-D stress field.

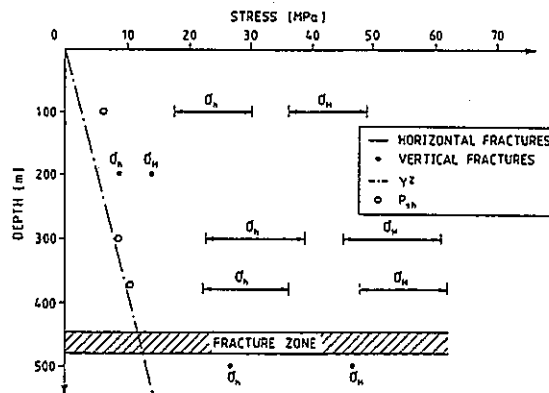


Fig. 8. Variation of the stress state with depth at Lavia, Finland.

文献番号	A-24	著者	Baumgartner, J; Rummel, F
タイトル	Experience with "fracture pressurization tests" as a stress measuring technique in a jointed rock mass		
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci		
巻号	V26, N6	頁	P661-671
		発行年月	Dec 1989
要旨	<p>中央ヨーロッパの結晶質岩盤において、ワイヤラインタイプのストラドルパッカーを用いた水圧破碎試験が過去5年間にわたって行なわれてきた。水圧破碎の後におこなったインプレッションパッカーテストによれば、水圧破碎き裂は既存のき裂面あるいは岩盤内部の弱面にそって進展していることが多かった。このような水圧試験 ("fracture pressurization test") データを解析する新しい方法が開発された。この方法は、基本的には異なる方向を向いた数多くのき裂面に作用する法線応力成分を求めるものであるが、ボアホール壁面においてき裂が再開するときの圧力も考慮してデータベースを拡張する点に特徴がある (FPT 法と呼ぶ)。</p> <p>南西 Germany の片麻岩体に掘削された試験井から得られたデータに、本解析手法を適用した。</p>		
測 定 概 要			
測定場所: Hechtsberg ボアホールは、Black Forest の北部にある Kinzig 谷に位置している。ここでは、直径 122mm のボアホールが 300m まで掘削された。			
測定深度: 300m			
地質概要: 岩盤は葉片状の片麻岩体で、癒着したクラックと岩脈を多数含み、開口き裂はほとんどない。これらのき裂は急傾斜である。			
測定方法: 水圧試験 ("fracture pressurization test")			
き裂面の法線応力 $S_n$ に基づいた初期応力の計算方法			
<p>水圧試験によって、ボアホールまわりの応力集中領域の外側にあるき裂面が支持する法線応力成分 <math>S_n</math> が測定される。Cornet and Valette が提唱した初期応力の計算方法では、応力テンソル <math>S</math> の成分は深度の線形関数であって、被り地圧はひとつの主応力であると仮定する。この場合、初期応力場と深度の関係は次式のように表される。</p>			
$S = G + z^* \cdot D$ (1)			
<p>ここで、<math>S</math> は深度 <math>z</math> における応力テンソル、<math>G</math> は問題となる深度範囲の上限 <math>z_0</math> における応力テンソル、<math>z^*</math> は試験深度との間の深度差 (Fig.1 参照)、<math>D</math> は応力の深度変化を表すマトリクスである。<math>\alpha_i</math> および <math>\theta_i</math> をそれぞれき裂面の傾斜と走向とすると、深度 <math>z</math> においてき裂面に作用している法線応力成分 <math>S_n</math> は次式で与えられる。</p>			
$(z) = \rho g z \cos^2 \alpha_i + 1/2 \sin^2 \alpha_i \{ (G_1 + G_2 + (\delta_1 + \delta_2) z^* - (G_1 + G_2) \cos^2 (\theta_i - \theta') - (\delta_1 - \delta_2) z^* \cos^2 [\theta_i - (\theta' + \eta)] \}$ (3)			
<p>ここで、<math>G_1</math> と <math>G_2</math> は <math>G</math> の固有値、<math>\delta_1</math> と <math>\delta_2</math> は <math>D</math> の固有値、<math>\theta'</math> は <math>G_1</math> を北から計った角度そして <math>\rho</math> は岩盤の平均密度である。<math>\eta</math> は <math>G_1</math> と応力成分 <math>\delta_1 z^*</math> の間の角度であって、深度とともに応力の方向が徐々に回転するように導入されたパラメータである。<math>S_n</math> が唯一の測定可能な応力パラメータである場合、理論的に計算される <math>S_n</math> と原位置で測定された <math>S_n</math> の差を最小にする応力場のパラメータ <math>G_1</math>、<math>G_2</math>、<math>\delta_1</math>、<math>\delta_2</math>、<math>\theta'</math>、<math>\eta</math> および <math>\rho</math> を逆解析によって決定する。</p>			
き裂面の再開圧力に基づいた初期応力の計算方法			
<p>ボアホールの壁面における応力場の解析を単純にするために、ボアホールは鉛直であって被り地圧 <math>S_v</math> の方向と一致すると仮定する。また、被り地圧はひとつの主応力であると考え。さらに、水平主応力の方向は試験をおこなった深度の範囲で回転しないものとする。以上の仮定から、ボアホール壁面におけるき裂面を再開させるための圧力 <math>p_r</math> は次式のように表される。</p>			
$p_r = \Gamma \{ [S_v - 2\nu (S_H - S_h) \cos^2 \theta_{in} - P_o + U_{pp}] \} \cos^2 \alpha_i + 0.5 \sin^2 \alpha_i [ (S_H + S_h - 2P_o) - 2 (S_H - S_h) \cos^2 \theta_{in} ] (1 + \cos^2 (\theta_{in} - d\theta)) \}$ (11)			
ここで、 $\Gamma = 1 / [\sin^2 \alpha_i \cos^2 (\theta_{in} - d\theta) - L \cos^2 \alpha_i]$ 、 $S_H$ は最大水平応力、 $S_h$ は最小			

水平応力、 $\nu$ はポアソン比、 $S_v$ は破り地圧、 $\theta_{in}$ は $S_H$ の方向から計ったき裂が開く位置の角度、 $P_0$ はポアプレッシャー、 $d\theta$ は $S_H$ とき裂面の走向の間の角度、 $\alpha_1$ はき裂の傾斜角度である。UおよびLは、それぞれパッカーの圧力 $P_p$ および破碎圧力によってボアホール壁面に誘起される軸力を表す係数である。

逆解析においては、実測したフィールドデータに最も適合するような初期応力場を式(3)および(11)から求めるために、 $G_1$ 、 $G_2$ 、 $\delta_1$ 、 $\delta_2$ 、 $\theta$ 、 $\eta$ および $\rho$ をランダムサンプリング法によって決定した。

測定結果：

1985年12月に、Herchtsberg井の深度296mまでの区間で、12回の水圧破碎試験がおこなわれた。水圧破碎試験の後のインプレッションテストによって、き裂の方向は大きくばらついていることが明らかになった。Table1参照。き裂発生圧力 $P_0$ は、深度75mの9.9MPaから296mの16.6MPaまで緩やかに増加した。ほとんどの場合、シャットインプレッシャー $P_{shp}$ とリオープンングプレッシャー $P_r$ は圧力-時間曲線から明瞭に特定された。Fig.5参照。深度250mから $P_{shp}$ と $P_r$ は急激に増加した。Herchtsberg井はV字谷の南縁に位置しているが、このような圧力の増加傾向は、地形を考慮したVoight(1966)の解析モデルから推定される応力の増加傾向と一致した。したがって、地形の影響が及ばないと考えられる深度75~230mの8組の測定データにFPT法を適用した。

リオープンングプレッシャーは、破碎流体の拡散による影響が比較的小さい、第1回目のき裂再開サイクルの値を採用した。片麻岩のポアソン比は0.1とした。岩盤は緻密な結晶質岩盤なのでポアプレッシャー $P_0$ はゼロとした。パッカーの圧力によって導入される軸力の係数Uは0.15(引張の軸力)である。破碎圧力によって導入される軸力は使用したパッカーの構造上、無視することができる。また、初期応力の推定深度の範囲は154mと短いので、水平応力の回転はないとした( $\eta=0$ )。

本手法および従来のシャットインプレッシャーだけを用いる方法から決定された初期応力と深度の関係は、Fig.7bのようである。本手法から決定された最大水平主応力 $S_H$ は、深度が深くなると従来の方法よりも小さい。最大水平主応力の方向は、本手法が $N142^\circ \pm 3^\circ$ 、従来の方法が $N152^\circ \pm 3^\circ$ であった。このSSE方向は西ドイツ南部でおこなわれた多くの水圧破碎試験の結果と一致するが、同時にまた谷がのびる方向と直交しているために局所的な地形の影響を受けている可能性もある。

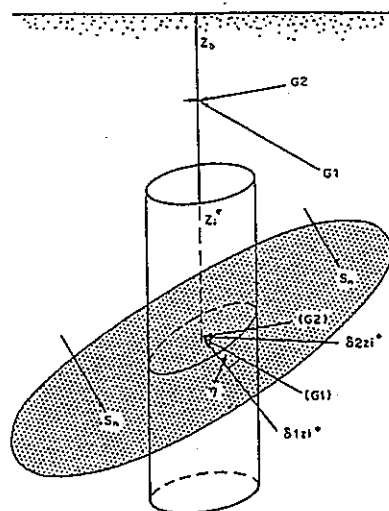


Fig. 1. Geometry model for stress computations based on pressurization tests of arbitrarily oriented fractures.



Table 1. Pressure data and fracture orientations obtained during hydraulic fracturing testing in the Hechtsberg borehole

Depth (m)	$P_c$ (MPa)	$P_r$ (MPa)	$P_{shp}$ (MPa)	$P_{op}$ (MPa)	$\theta', \alpha$ (degrees)
75	9.9	8.4, 8.5, 8, 7.4	5.3?, 5.6, 6.6(s), 6.3	—	116, 90 (10, 25)
100	11.7	10.2?, 8.9, 8.2, 8	5.3, 4.6, 4.2, 4.1, 4.2(s)	4.0	132, 46 (110, 79)
124	12.0	11.0, 10.5, 10.1	5.6, 5.3, 5.3	—	25, 39 (125, 30)
144	12.8	11.8, 11	7.4, 6.7, 6.9, 7	6.5-7.0	104, 50 (132, 90)
168	10.7	9.3, 8.2, 7.8, 7.7	6.3, 6.2, 6.3, 6.2	—	133, 62 (44, 15)
185	11.8	10.6, 8.9, 8.5, 8.3	6.8, 6.7, 6.5, 6.5	—	165, 85
202	12.0	10.5, 9.8, 9.6, 9.7	7.8, 7.8, 7.8, 7.5(s)	—	144, 70 (61, 42)
229	14.0	11.7, 9.3, 8.6, 8.5	6.8, 7, 6.6, 6.6(s)	—	146, 90 (39, 45)
248	15.9	14.3, 12.7, 12.6	10.6, 10.3, 10.2, 10.2	9.5-10.0	179, 90 (4, 35)
263	16.1	13.3, 13.1, 12.6, 12.5	9.9, 10, 10, 10.1	—	38, 35 (141, 41)
283	12.2	11.3, 11, 11.3, 11.7	8.6, 8.5, 8.7	—	Multiple
296	16.6	14.7, 12.4, 12.3	10.6, 10.7, 10.6	—	122, 90

$P_c$  = fracture initiation pressure,  $P_{shp}$  = instantaneous shut-in pressure,  $P_r$  = fracture reopening pressure,  $P_{op}$  = ( $\sim P_{shp}$ ) fracture opening pressure during a slow-rate pumping test.  $\theta'/\alpha$  = strike and dip angle of the fracture plane; values in brackets indicate hydraulically not activated fracture traces on the impression packer; (s) = short pumping cycle, injected volume < 10 l.

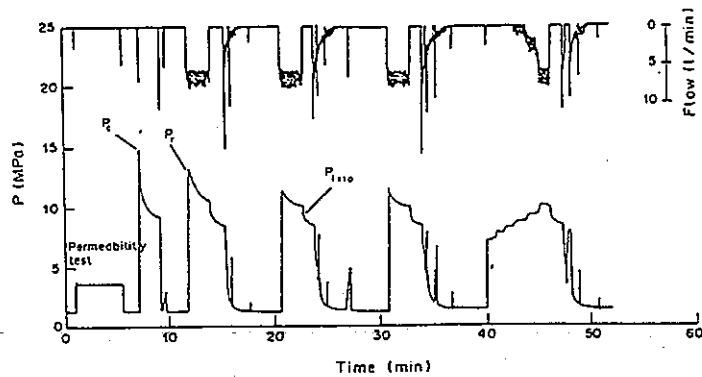


Fig. 5. Pressure and flowrate records obtained during hydrofracturing at 248 m in the Hechtsberg wellbore. The time axis does not represent the real test time because the digital data recording (2 Hz) was always stopped during fracture drainage.

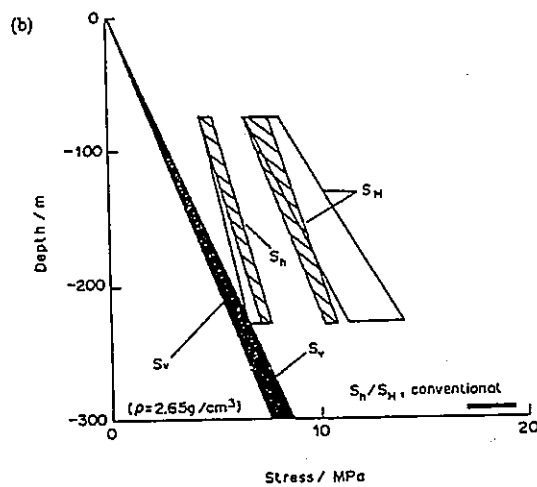


Fig. 7. Stress-depth relations derived from stress calculations based on pressurization tests of arbitrarily oriented fracture systems in the Hechtsberg borehole. (a) Results from stress computations using only  $P_{shp}$ -values: open zones = random parameter selection, first computation run; black areas = scanning technique for parameter selection within a reduced parameter range based on the results of the first run. (b) Results from stress computations (random parameter selection) which used: instantaneous shut-in pressure values  $P_{shp}$  (open zones);  $P_{shp}$  and the fracture reopening values  $P_r$  (shaded zones). Other symbols used:  $S_v$  (topographic) overburden stress corrected for the local topography (see text);  $S_h/S_v$  (conventional) conventionally derived stress values for the test at 296 m.

文献番号	A-25	著者	Evans, K; Engelder, T
タイトル	Some problems in estimating horizontal stress magnitudes in 'thrust' regimes		
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci		
巻号	V26, N6	頁	P647-660
		発行年月	Dec 1989
要旨	<p>水圧破砕き裂は最小主応力に垂直な平面内に進展する傾向が非常に強いので、逆断層の応力環境 (<math>S_h &gt; S_v</math>) ではき裂は水平面内に進展しやすい。水平なき裂は水平応力の影響を直接に受けないので、このような応力環境に水圧破砕法を適用して初期応力状態が決定できるかは研究の余地がある。逆断層の応力環境でおこなった最近の水圧破砕試験で、2つの問題が発生した。第1の問題はボアホール壁面に水平なき裂が発生する問題である。第2の問題はボアホール壁面に縦き裂が誘起されても、進展したき裂のシャットインプレッシャー-ISIP が最小水平主応力 <math>S_h</math> かあるいは鉛直応力 <math>S_v</math> のいずれを反映しているかはっきりしないという問題である。</p> <p>本論文では上述の問題が起きた2つの例について考察する。まず第1は、花崗岩体に掘削された鉛直なボアホールでおこなわれた測定の実例である。誘起されたき裂のほとんどはボアホール軸と交差する水平き裂である。これらのき裂はパッカーによって誘起されたものでも天然き裂でもなく、大きな水平応力とブレイクダウンまでの加圧流体の浸透が原因であると考えられた。この場合、水平応力の大きさは決定できないが、き裂が初生する圧力から水平主応力の差 <math>S_H - S_h</math> が推定できる。</p> <p>第2の例では、砂岩と頁岩の互層に掘削された3本のボアホールでおこなわれた測定結果について述べる。ここでは、ボアホール壁面に誘起されたき裂は鉛直であった。しかし、地形の影響を加味した数値モデルの解析結果から、ある層準よりも上部で測定された ISIP は <math>S_h</math> でなく、鉛直応力 <math>S_v</math> を反映していることが明らかになった。すなわち、逆断層の応力環境では、ボアホール壁面で縦き裂が誘起されても、ISIP は <math>S_h</math> と一致しないことがある。</p>		
測定概要			
測定場所: (1) North Conway, NH. (2) South Canisteo, NY.			
測定深度: (1) North Conway-600m. (2) South Canisteo-1000m.			
地質概要: (1) North Conway-Conway 花崗岩. (2) South Canisteo-水平に堆積したデボン紀の砂岩と頁岩の互層.			
測定方法: 水圧破砕試験			
(1) North Conway			
ボアホールの直径および深度はそれぞれ、76mm および 600m である。コアのき裂調査結果に基づいて、天然き裂のない 21 のボアホールセクションで試験をおこなった。			
(2) South Canisteo			
ボアホールは 3 本あり、直径および深度は 200mm および 1000m である。破砕区間は BTV の観測結果に基づいて決定した。1000m の間で 70 回以上の水圧破砕試験をおこなった。			
測定結果:			
(1) North Conway			
第1回目の加圧サイクルにおける ISIP と深度の関係は Fig.1 のようである。インプレッションパッカーで 18 のき裂の方向を決定したが、1 箇所を除いてすべて水平き裂であった。この原因は、加圧区間の圧力をブレイクダウンプレッシャーまで上げるのに要する 15 秒間程度の中に、破砕流体がボアホール壁面から少なくとも 5~10mm 岩盤に向かって浸透するためと考えられる。ボアホール壁面におけるポアプレッシャー $P_{p,wall}$ が、壁面における全鉛直応力 $S_{v,wall}$ よりも岩石の引張強度 $T$ だけ大きくなると水平き裂が発生する。すなわち、			
$P_{p,wall} \geq S_{v,wall} + T \quad (1)$			
水平き裂が発生するためには、縦き裂の初生条件が満足される前に式(1)が成立しなければならぬ			

い。このことから  $S_H$ 、 $S_h$  および  $S_v$  の関係を規定する制約条件が導かれる。Westerly 花崗岩の物性値を使って表すと、次式ようになる。ただし、 $P_p$  はポアプレッシャーである。

$$S_h \geq 1.3 S_v - 0.1 S_H - 0.2 P_p + 0.75 T \quad (2)$$

二軸応力場 ( $S_H = S_h$ ) の場合、 $S_H \geq 1.18 S_v - 0.18 P_p + 0.68 T$  である。破砕流体が十分に浸透すれば、 $S_h$  が鉛直応力よりもわずかに大きいだけで水平き裂が発生し得る。

水平き裂が誘起されたときには  $S_H$  の大きさを知らずにはできないが、透水性岩盤に掘削された鉛直ボアホールに水平き裂が初生するときの圧力から次式のように水平主応力差  $S_H - S_h$  が推定できる。

$$S_H - S_h = \{ S_v - (1-A) P_w^{Hfrac} - A P_p + T \} / 2 \nu \quad (3)$$

ここで、 $A = \alpha (1 - 2 \nu) / (1 - \nu)$  である。実測されたブレイクダウンプレッシャーから式(3)を評価すると Fig. 2 のようである。ただし、ポアプレッシャーは静水圧に等しく、ポアソン比は 0.25、Biot のパラメータ  $\alpha$  は 0.5、 $T$  は 10 MPa とした。 $S_v$  は被り地圧および ISIP の 2 種類を用いた。この図には逆断層の応力環境における Coulomb のまさつ則から推定した  $S_H - S_h$  の上限も示してある。300m よりも浅いところではばらつきが大きく、異常に大きな値になっているが、これは引張強度の評価に問題があると考えられる。

### (2) South Canisteo

水圧破砕試験のあと、BTV でき裂を観測した結果、70%以上の区間で縦き裂が誘起され、水平き裂は 1 箇所観測されたにすぎない。圧力-時間曲線に 2 種類の ISIP はみられず、第 1 回目と最終回の加圧サイクルにおける ISIP は等しかった。

各ボアホールで得られた ISIP と深度の関係は Fig. 6 に示す通りである。斜めの直線は Willkins 井の密度検層の結果を積分して求めた被り地圧である。H-砂岩よりも上部では各井戸の ISIP は被り地圧と等しいか若干大きい傾向がみられ、ほぼ静岩圧的な増加傾向を示している。H-砂岩よりも下部の砂岩と石灰岩では ISIP は、それよりも上部の分布傾向を外挿して推定される値よりもすべて小さい。問題は、これらの ISIP が  $S_v$  か  $S_H$  かのいずれであるかまっきりしないことである。

当該地域の長い対称な谷を、水平方向が拘束された 2 次元の半無限領域で表現することで、重力によって誘起される応力の変化をモデル解析した。Fig. 7 は解析結果を鉛直応力(右)および水平応力(左)のコンターで表した図である。地表から数百メートルより下部では、水平応力の分布は水平面内でほとんど変化が認められない。一方、鉛直応力の水平面内における分布には地形の影響がかなり深部まで反映されている。この解析モデルから、海拔高度が同じであれば、K-砂岩よりも下部で観測されたように、3 つの井戸で  $S_h$  の分布はほぼ同じ傾向を示すと推定される。したがって、K-砂岩よりも下部の ISIP は  $S_h$  であると考えられる。一方、このモデルからは、Willkins 井の方が Appleton 井よりも  $S_v$  の深度勾配が大きいことも説明できる。したがって、K-砂岩よりも上部の静岩圧的な分布を示す ISIP は、 $S_v$  であって  $S_h$  でないと推定される。

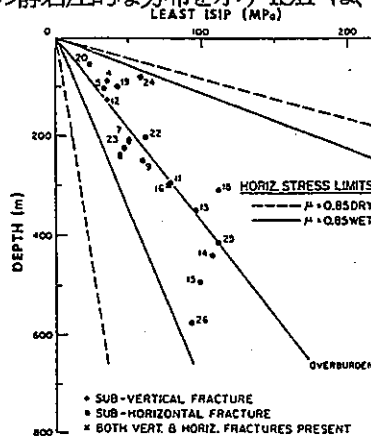


Fig. 1. Least ISIP values observed during the hydrofrac tests conducted in the N. Conway borehole. A density of 2.65 g/cm<sup>3</sup> is assumed for the overburden.

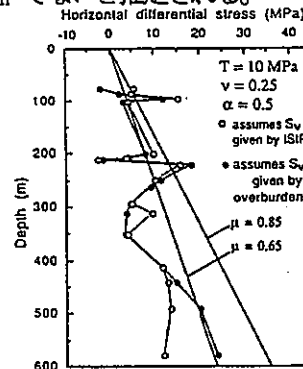


Fig. 2. Estimates of horizontal differential stress obtained from the pressure at which horizontal fractures initiated. The two values shown at each depth correspond to different  $S_v$  estimates obtained from the computed overburden load and the observed ISIP. The diagonal lines define the maximum horizontal stress difference that can be supported by a cohesionless Coulomb material in which  $S_v = S_h$ .

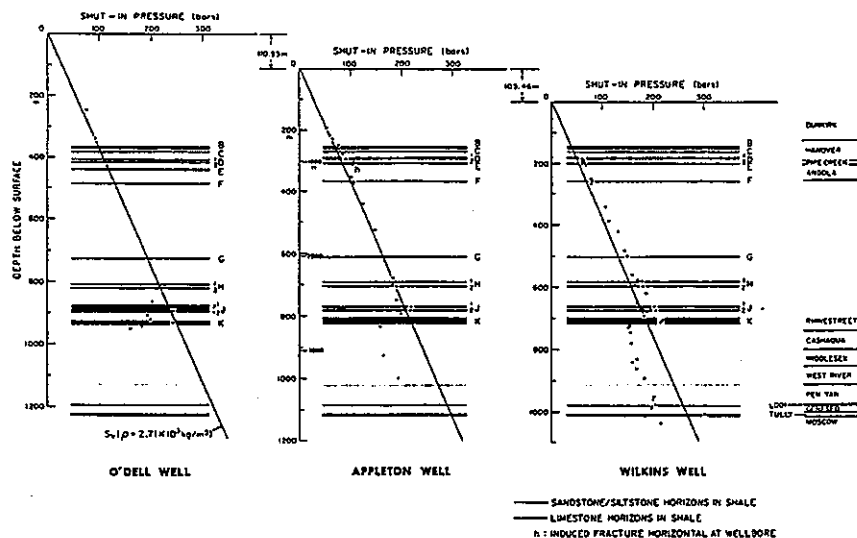
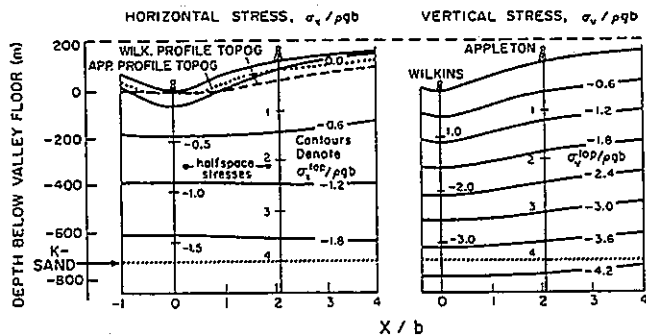
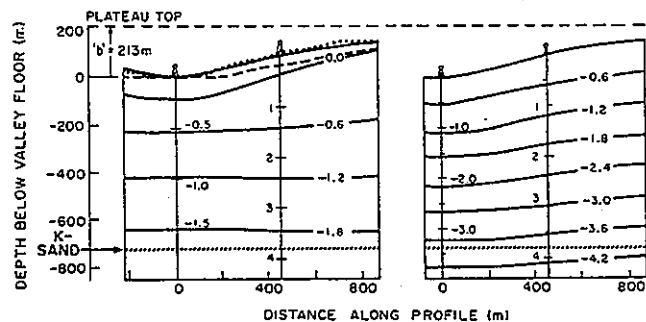


Fig. 6. ISIPs obtained in each of the three wells. The depth axes have been shifted so that common stratigraphic horizons are aligned. The location and thickness of the quartz-rich and limestone beds is indicated. The diagonal line represents the overburden as estimated by integrating the bulk density log and is not necessarily the same as the vertical stress.

CASE 1:  
STEEP SLOPE; HALF-HEIGHT (107 M) ATTAINED IN 320 M.



CASE 2:  
LESS STEEP SLOPE; HALF-HEIGHT ATTAINED IN 533 M.



COMPRESSION NEGATIVE

Fig. 7. Results of topographic stress modelling for a Poisson's ratio of 0.33 and a density of  $2.71 \text{ g/cm}^3$  (after Savage *et al.* (22)) corresponding to the two profiles shown in Fig. 3. All depths are normalized by  $b$ , the asymptotic plateau height above the valley floor, of 213 m. All stress magnitudes are normalized to  $\rho g b$  and hence must be multiplied by 5.66 to obtain values in MPa. Horizontal stress magnitudes (left figures) are essentially laterally uniform at stratigraphic horizons deeper than 300 m below the valley floor. Vertical stress (centre figures) increases with depth below the valley floor at a rate faster than the "overburden" which is defined for each well by the graduations along the well profile.

文献番号	A-26	著者	Avasthi, JM; Nolen-Hoeksema, RC; El Rabas, AWM		
タイトル	In-situ stress evaluation in the McElroy field, West Texas				
雑誌名	SPE Form Eval				
巻号	V6, N3	頁	P301-309	発行年月	Sept 1991
要旨	<p>McElroy 油田は 1926 年に発見され、1960 年代から水攻法が実施されている。水攻法に関する最近の評価によれば、油の採集率を高めるためには井戸の密度と注水圧力を高め、貯留層の圧力を高めなければならない。このためにこれまでの水攻パターンを変更し、井戸どうしの干渉を最小に抑えるような最適な配置を決定する必要がある。本研究は、McElroy フィールドにおける初期応力の大きさと方向を評価し、水圧破碎き裂がどちらの方向に進展するかを調査するためにおこなわれた。小規模水圧破碎法およびボアホールの検層によれば、最大水平主応力の方向は油層の上部では N-NW、中部では W-NW、そして下部では N-NW であった。Permian Basin のような不均質な貯留層では、小規模水圧破碎法が最も信頼性が高く、経済的な初期応力測定法であることが明らかになった。</p>				
<b>測定概要</b>					
測定場所：McElroy 油田は Texas 西部の Crane 郡と Upton 郡にまたがる。					
測定深度：2830～3053ft(863～931m)					
地質概要：McElroy 油田の産油層は主に Grayburg 層のドロマイトとシルト岩である。Grayburg 層は、Lower Queen 層の陸源堆積物と蒸発残留岩によって整合に覆われている。貯留層は非対称背斜構造になっていて、背斜軸は N-NW 方向である。					
測定方法：小規模水圧破碎、ASR、RSR、DUVA					
<p>McElroy 油田に深度 3200ft(975m)の注入井が掘削された。産油層の Grayburg 層は深度 2825～3050ft(861～930m)に分布している。この井戸では、278ft(85m)の定方位コア、5 回の小規模水圧破碎試験、25 回の非弾性ひずみ回復 (ASR) 測定、Borehole viewer (BHTV) および Formation Micro Scanner (FMS) による検層がおこなわれた。室内試験としては、古地磁気測定によるコアの定方位、DUVA (differential ultrasonic velocity analysis)、RSR (repressurization-stress relaxation)、力学試験、記載岩石学的観察などがおこなわれた。</p>					
測定結果：					
<u>定方位コア</u>					
<p>コアの定方位は、マルチショット-ダウンホール-カメラコンパス法と古地磁気測定によっておこなわれた。前者は平均で 11° のドリフトがあり、表面にスクライブがあつて連続したコアの場合でも場所によって 35～45° も方位がずれることがあった。そこで、コアの定方位はもっぱら古地磁気測定による方法によつた。</p>					
<u>小規模水圧破碎試験</u>					
<p>5 回の水圧破碎試験結果をまとめると Table1 に示すようである。ここで、破碎区間における最大および最小水平主応力は次式から求めた。</p>					
$(\sigma_H)_{\min} = p_s \quad (1)$					
$(\sigma_H)_{\max} = 3p_s - p_r - p_o \quad (2)$					
<p>ここで、<math>(\sigma_H)_{\min}</math> および <math>(\sigma_H)_{\max}</math> は全最小および最大水平主応力、<math>p_s</math>、<math>p_r</math> および <math>p_o</math> はシャットインプレッシャー、リオープニングプレッシャーおよびボアプレッシャーである。油層の <math>(\sigma_H)_{\min}</math> は 1700～3105psi(11.7～21.4MPa)で平均値は 1980psi(13.7MPa)、<math>(\sigma_H)_{\max}</math> は 2050～3300psi(14.1～22.8MPa)で平均値は 2588psi(17.8MPa)である。密度検層の結果を積分して求めた鉛直応力 <math>\sigma_v</math> は 2825～3105psi(19.5～21.4MPa)である。</p>					
<u>水圧破碎き裂の方位</u>					
<p>試験番号 1、2 および 4 では BHTV によって水圧破碎き裂が明瞭に特定できた。Fig.2 参照。試験番号 1 および 2 の深度でおこなった FMS 検層でも水圧破碎き裂が特定され、方向は BHTV</p>					

と一致した。試験 3 と 5 では、いずれの方法によっても人工き裂を発見できなかった。これは Grayburg ドロマイトに多数の空隙があるために、ボアホール壁面から離れた空隙からき裂が進展したためであると考えられる。なお、この試験井ではブレイクアウトは観測されなかった。

破碎後のコアリングによって水圧破碎き裂を含む定方位コアが採取されたのは試験 1 と 2 だけであった。しかも、試験 2 のコアは破碎していた。試験 1 の定方位コアから求めたき裂の方位は N11° W で、これは BHTV の結果と一致する。

#### ASR 試験

現場で、25 個の試料の ASR が測定された。方位は試料の古地磁気を測定して決定した。ASR から求めた  $(\sigma_H)_{max}$  の方向は大きくばらついた。Fig.8 参照。このうち、信頼性の高い初期応力の方向が測定できたの深度 2883ft(879m)の試料だけであって、 $(\sigma_H)_{max}$  の方向は N86° W であった。この方向は、同一の深度で実施した水圧破碎き裂の FMS と BHTV による測定結果とよく一致する。

#### RSR 試験

ASR の測定に使用した試料のうち、5 つの試料で RSR 試験をおこなった。RSR 試験は DSA と ASR を組み合わせた方法で、試料に一定時間、静水圧をかけてから解放すると、コアは再び非弾性ひずみ回復を示す。この試験は ASR 測定に用いたのと同じ装置でおこなうことができる。RSR から推定した主応力軸の方向が、ASR のそれと一致したのはわずか 1 つの試料だけであった。したがって、RSR のデータは ASR および試験井近傍の初期応力状態を反映しているとはいえない。

#### DUVA 試験

もしもコアリングによる応力解放によって最大主応力軸と垂直に配向するマイクロクラックが形成されれば、鉛直なボアホールから採取されたコアと垂直な面内の弾性波速度分布は最大水平主応力の方向で最も小さくなる。DUVA 試験では、定方位コアの弾性波速度分布を測定する。19 の ASR 試料で DUVA 試験をおこなったが、データのばらつきは非常に大きく、コアの方位と速度分布との間に相関関係はみいだせなかった。

TABLE 1--SUMMARY OF MICROFRACTURING RESULTS IN McELROY FIELD TEST WELL

Test Number	Fractured Depth Interval* (ft)	Fracture Initiation Pressure (psi)	$p_z$ (psi)	$p_r$ (psi)	$p_o^{**}$ (psi)	Calculated Total Horizontal Stresses			Induced Fracture Azimuth <sup>‡</sup>
						$(\sigma_H)_{min}$ (psi)	$(\sigma_H)_{max}$ (psi)	$(\sigma_H)_{max}/(\sigma_H)_{min}$	
1	2,832 to 2,836	4,500	1,900	2,700	800	1,900	2,200	1.16	N4°W ± 15°
2†	2,882 to 2,886	3,650	1,900	2,200	700	1,900	2,800	1.47	N69°W ± 5°
3	2,940 to 2,944	4,250	1,700	2,400	650	1,700	2,050	1.26	East/West <sup>‡</sup>
4	3,000 to 3,004	3,550	2,300	—	700	2,300	—	—	N6°W ± 7°
5	3,050 to 3,054	2,900	2,100	2,400	600	2,100	3,300	1.57	—
Column mean:		3,770	1,980	2,425	690	1,980	2,588	1.35	—

\*Drilling and coring depths.  
 \*\*BHT used with linear interpolation between pressure points.  
 †Add microfracture.  
 ‡From BHTV.  
 †Inferred.

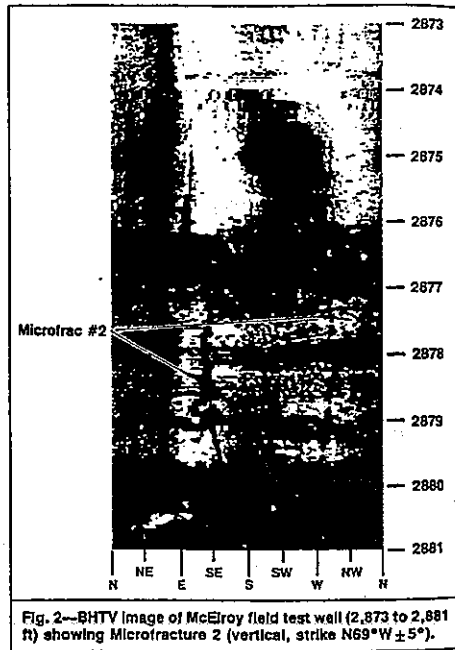


Fig. 2--BHTV image of McElroy field test well (2,873 to 2,881 ft) showing Microfracture 2 (vertical, strike  $N69^{\circ}W \pm 5^{\circ}$ ).

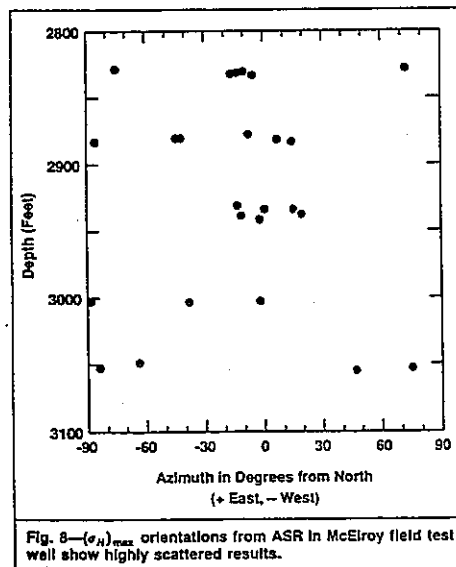


Fig. 8-- $(\sigma_H)_{max}$  orientations from ASR in McElroy field test well show highly scattered results.

文献番号	A-27	著者	Hefny, A; Lo, KY		
タイトル	Interpretation of horizontal and mixed-mode fractures in hydraulic fracturing tests in rocks				
雑誌名	Can Geotech J				
巻号	V29, N6	頁	P902-917	発行年月	Dec 1992
要旨	<p>水圧破砕によって鉛直な縦き裂が誘起されたとき、その測定データから初期応力を求める方程式はすでに提案されている。しかし、水平き裂あるいは混合（鉛直き裂と水平き裂）モードき裂が誘起されたときのデータから、初期応力を求めるための適切な方程式はみあたらない。本論文では、水平および混合モードき裂について測定されたデータから初期応力を決定するための、強度異方性を加味した厳密解を呈示する。この方法によれば、ブレイクダウンプレッシャーにおいてどちらのき裂（水平あるいは鉛直）が最初に発生したかを推定できるので、初期応力状態の計算を適切におこなうことができる。3つの現場で測定された水圧破砕試験の結果にこの方法を適用した。水平き裂の場合、これまでの手法から推定されていた主応力の範囲よりもかなり狭い範囲に応力を特定することができた。</p>				
測 定 概 要					
測定場所: (1)Toronto 市の東 60km にある Darlington 原子力発電所。(2)Lavia, Finland。(3)Manitoba の URL。					
測定深度: (1)記載なし。(2)500m。(3)450m。					
地質概要: (1) 記載なし。(2)先カンブリアの花崗閃緑岩。(3) 記載なし。					
測定方法: 水圧破砕法					
<p>水圧破砕試験は、ISRM の Suggested method for rock stress determination (1987) に準拠しておこなった。通常、ひとつの主応力軸は鉛直であってボアホール軸と一致すると仮定する。そして、破砕区間の水圧を徐々に高めると、ボアホール壁面の接線応力 <math>\sigma_{\theta}</math> が岩盤の引張強度 T に達したときにき裂が初生し、そのき裂は最小水平主応力に垂直に進展すると仮定する。この解析方法は鉛直な縦き裂が誘起した場合にしか適用できないので、Ljunggren and Amadei(1989)は、縦き裂にも水平な横き裂にも適用できる新しい解析方法を提案した。すなわち、(1)均質等方、線形弾性体内の円孔まわりの応力分布に関する 3 次元厳密解から、ボアホール壁面の初期応力状態を求める。(2)内圧を受ける厚肉円筒の弾性解（外径を無限大とする）から水圧をかけたときの応力の変化を求める。(3)この応力変化と(1)の初期応力状態を重ね合わせた応力状態が Hoek and Brown の破壊基準を満足すると破壊が生じると考える。この方法によれば、鉛直なき裂が誘起された場合、通常の方法と同様に水平応力は一意的に決定されるが、水平き裂の場合、主応力差 (<math>\sigma_H - \sigma_h</math>) と各主応力が取り得る範囲が決定される。しかし、その範囲は 15~30MPa に達することもある。</p> <p>一般に、試験をおこなう前のボアホール壁面の応力状態は、破壊を引き起こすほど大きくない。そうでなければ、水圧破砕前に破壊が生じているはずである。この条件を用いると、主応力をもっと狭い範囲に特定することができる (MSP 法)。いま、水圧破砕前のボアホール壁面の応力状態は次式のように表せる。</p>					
$\sigma_{\theta} = 3\sigma_h - \sigma_H = \sigma_{ii} \quad (7)$					
$\sigma_r = 0 = \sigma_{zi} \quad (8)$					
$\sigma_z = \sigma_w - 2\nu(\sigma_H - \sigma_h) = \sigma_{3i} \quad (9)$					
<p>ここで、<math>\sigma_H</math> および <math>\sigma_h</math> は最大および最小水平主応力である。<math>\sigma_{ii}</math>、<math>\sigma_{2i}</math> および <math>\sigma_{3i}</math> は最大、中間、最小初期主応力である。<math>\sigma_w</math> は被り地圧、<math>\nu</math> はポアソン比である。Ljunggren and Amadei の方法によれば (<math>\sigma_H - \sigma_h</math>) および <math>\sigma_H</math> と <math>\sigma_h</math> の範囲が求まるので、式(7)および(9)より、<math>\sigma_z</math> は一意的に求まるが、<math>\sigma_{\theta}</math> に関してはそれが取り得る範囲が特定されるにすぎない。</p> <p>次に <math>\sigma_1</math> の最大値 <math>\sigma_{1max}</math> を決定しなければならない。<math>\sigma_{1max}</math> は破壊包絡線上にあつて最小主応力が <math>\sigma_3</math> に等しい場合の破壊条件を表している。<math>\sigma_{1max}</math> と前述の <math>\sigma_{\theta}</math> の範囲を比較すると、3</p>					



つの場合分けができる(Fig. 3)。すなわち、(1)  $\sigma_{1max} > (\sigma_{\theta}$ の範囲)、(2)  $\sigma_{1max} < (\sigma_{\theta}$ の範囲)、(3)  $\sigma_{1max}$  が  $\sigma_{\theta}$ の範囲に入る場合。このうち、ケース(1)では水平主応力の範囲を狭めることはできない。(2)の場合は試験をおこなう前にボアホールが破壊するので、この条件は使えない。ケース(3)の場合、 $\sigma_{\theta}$ の取り得る範囲のうち  $\sigma_{1max}$  よりも大きい部分は破壊を意味するので除外できるから、 $\sigma_{\theta}$ の範囲を狭めることができる。このときの上限は式(7)において  $\sigma_{\theta}$ を  $\sigma_{1max}$  として求めることができる。

MSP 法では、インプレッションパッカーで水平と鉛直なき裂の両方が検出されても、破壊をいいたる3種類の応力の経路を順にたどることによって、第1回目のブレイクダウンにおいてどのき裂が最初にできたかを推定できる。したがって、き裂のタイプに応じた観測方程式から初期応力状態が計算できる。破壊時の応力状態に応じて3種類の応力経路が考えられるように、岩盤の強度異方性に応じて3種類の破壊包絡線が求められる。Hoek and Brown の破壊基準に強度異方性を導入するためには、4種類の岩石試験データが必要である。

#### 測定結果：

ここでは3つの例のうち AECL の Underground Research Laboratory(URL)の例について述べる。URL では初期応力状態を決定するために水圧破碎法がおこなわれた。比較的浅いところで誘起されたき裂はほぼ鉛直であって通常の解析方法が適用された。結果は、USBM によるオーバーコアリング法の結果と良く一致した。しかし、破碎帯2よりも深いところではほぼ水平なき裂が誘起されたため、Ljunggren and Amadei の方法から最大水平応力の取り得る範囲を特定した。しかし、水平主応力の範囲は 30MPa のオーダーであり、しかもこれらの値は他の測定方法の結果よりもかなり大きい。Martin(1990)の室内試験結果を用いて、MSP 法による再解析がおこなわれた。その結果、初期応力の範囲は 30MPa から 2MPa まで狭められた。MSP 法および USBM によるオーバーコアリングの解析結果は Fig.10 のようである。深度 391~428m で両者の結果は良く一致している。

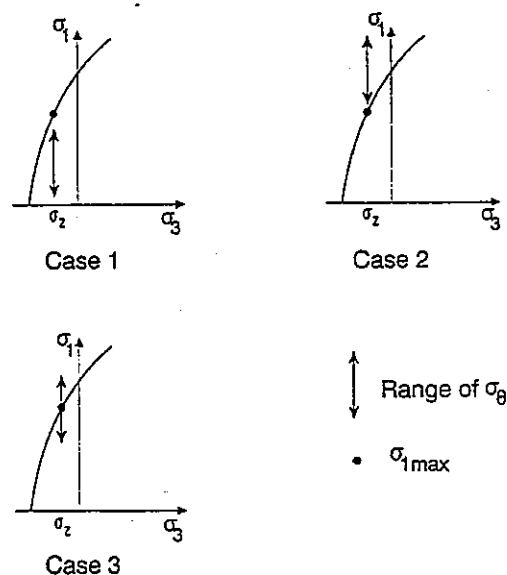


FIG. 3. Different cases of the location of the range of the tangential stress with respect to the failure envelope.

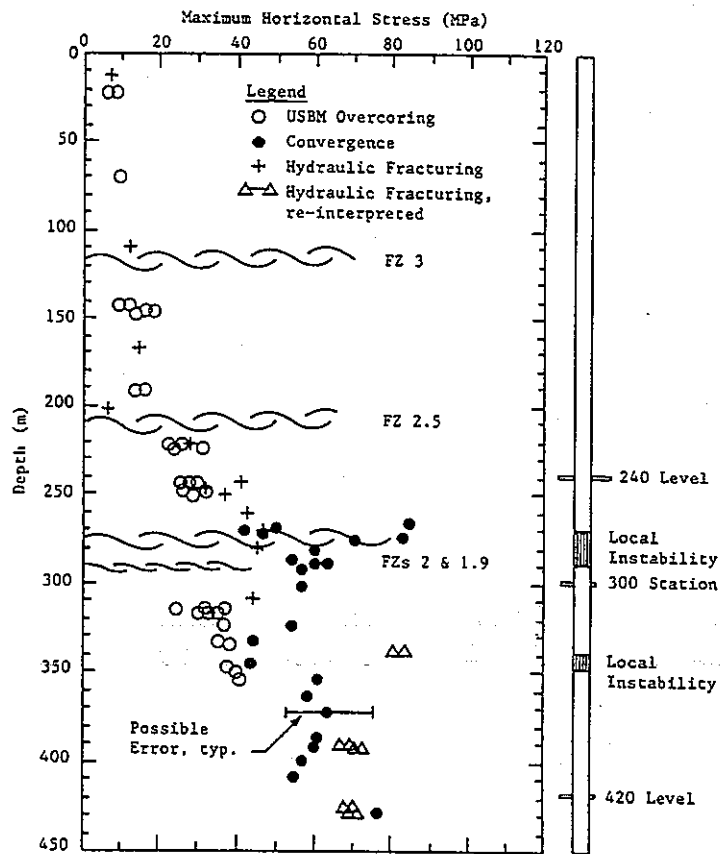


FIG. 10. Maximum horizontal stress at the AECL Underground Research Laboratory (horizontal hydrofractures analyzed by the MSP method). FZ, fracture zone.

文献番号	A-28	著者	Haimson, BC
タイトル	Hydraulic fracturing measurements in New York City reaffirm the uniformity of the stress regime in Northeastern United States		
雑誌名	Proc 33rd US Symposium on Rock Mechanics, Santa Fe, 3-5 June 1992, Publ Rotterdam: A.A. Balkema		
巻号		頁	P59-67
		発行年月	1992
要旨	<p>ガス貯蔵のための地下空洞建設の一環として、New York市の深度746~800mで、5回の水圧破砕試験がおこなわれた。ポアプレッシャーが静水圧に等しいと仮定すると、初期応力状態は <math>S_h=16\sim 21\text{MPa}</math> ; <math>S_H=22\sim 30\text{MPa}</math> ; <math>S_v=19\sim 21\text{MPa}</math> と見積もられた。パッカーインプレッションから決定された <math>S_H</math> の方向は <math>N63^\circ E (\pm 13^\circ)</math> である。初期応力状態が横ずれ断層型 (<math>S_v \approx S_h &lt; S_H</math>) であって、最大圧縮応力の方向が NE-ENE であるという測定結果は、合衆国の北東部でこれまでおこなわれてきた水圧破砕の結果ときわめて良く一致する。これまでの発震機構の解析によれば、New England とその近くでは逆断層型の応力状態であると推定されていたが、最近の高精度の解析結果は、本初期応力測定の結果と一致し、ポアホールブレイクアウトの調査結果とも矛盾しないことが明らかになった。</p>		
測定概要			
測定場所: New York 市			
測定深度: 空洞建設予定深度 746~800m。ポアホールの直径は 76mm で、鉛直方向から $5^\circ$ 傾いている。			
地質概要: 上部 200m は上部白亜紀および完新世の礫岩、砂岩および粘土であって、その下部は Hardland 累層に属する片状長石-雲母片麻岩である。後者の原岩は先カンブリア紀の堆積岩であって、オルドビス紀に変成を受けた。コアには傾斜 $45\sim 90^\circ$ の明瞭な片理構造がみられる。			
<p>測定方法: 水圧破砕用のストラドルパッカーは 2 本のゴムパッカーから構成され、破砕区間は 60cm である。この装置を油井用のパイプの先端に取り付け、パイプの外側に細い高圧ホースをはわせながらポアホールに挿入する。パイプは破砕区間への加圧流体の流路となる。また、高圧ホースはパッカーを膨張させるための流路となる (Fig.1 参照)。</p> <p>まず、破砕区間をブレイクダウンプレッシャー (<math>P_b</math>) に達するまで加圧し、その直後にポンプを停止して圧力の変化を観測する。き裂が閉じるときのシャットインプレッシャー (<math>P_s</math>) はこの部分の圧力の記録から求める。バルブを閉じてから数分後に再びバルブを大気に解放する。この加圧サイクルを数回繰り返す。き裂のリオープニングプレッシャー (<math>P_r</math>) と <math>P_s</math> を記録する (Fig.2 参照)。最後に破砕区間を種々の一定流量で加圧し、各流量で達成される一定の圧力を記録する。このときの圧力と流量の関係から <math>P_s</math> が決定できる。ポアホール壁面のき裂のトレースを得るために、インプレッションパッカーを使用する。岩盤の磁気の影響を避けるために、パッカーの方向はジャイロスコープで測定する (Fig.1b 参照)。</p>			
測定結果:			
鉛直応力 $S_v$ は、岩盤および土砂の上載荷重から求め、746~800m で $19\sim 21\text{MPa}$ である。最小水平応力 ( $S_h$ ) は、シャットインプレッシャー $P_s$ から直接求めることができ次のようである。			
$S_h = P_s$ (1)			
測定された $S_h$ の値を Table1 に示す。No.1 で特に大きな値が測定された理由は不明である。ポアホール軸を含む鉛直な縦き裂が誘起された場合、最大水平主応力 $S_H$ は次式から求められる。			
$S_H = 3S_h - P_r - P_b$ (3)			
No.2 と 3 では傾斜したき裂が誘起されたが、これは片理構造にそって開口したと考えられた。これらは急傾斜のき裂であって、しかも、初期応力状態を計算するためのデータ数が少ないという理由から、鉛直なき裂とみなして解析し、大まかな $S_h$ と $S_H$ を推定した。			
主応力の大きさおよび方向と深度との関係は Fig.4 のようである。測定された初期応力状態は $S_v \approx S_h < S_H$ であって、横ずれから逆断層型である。この傾向は 5 大湖の地域、New York			

州および Connecticut 州の初期応力測定結果と一致する。  $S_h$  と  $S_v$  の大きさは近接しているが、これは大陸中央部で見られる一般的な傾向である。すなわち、深度 600~800m で、逆断層型から横ずれ型に初期応力状態が遷移すると考えられる。

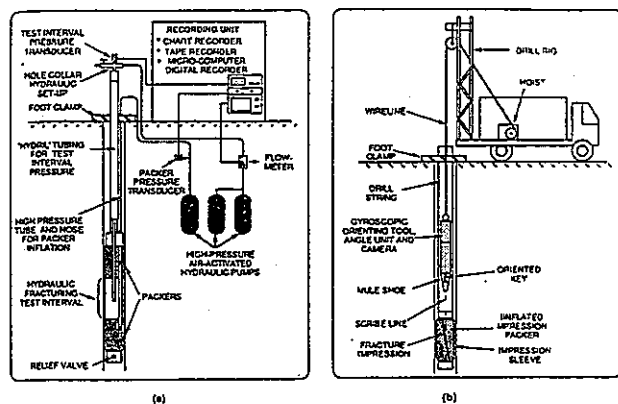


Figure 1. Test setup for the New York City hole: (a) hydraulic fracturing, (b) impression packer oriented by gyroscope device.

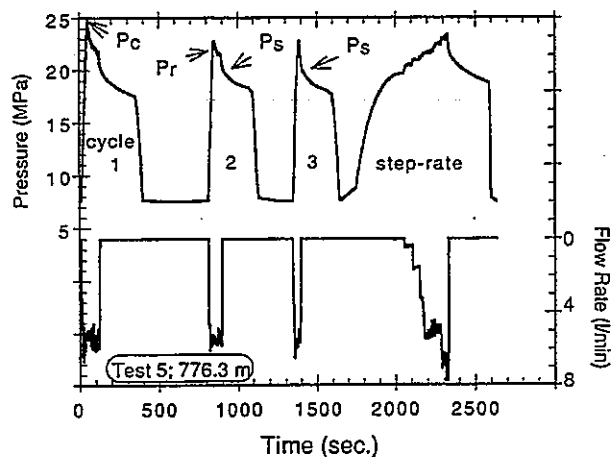
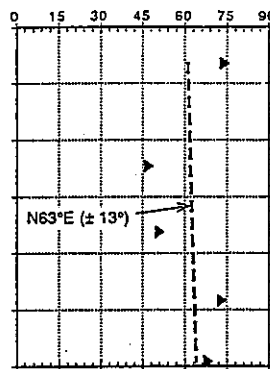


Figure 2. Typical pressure-time, flowrate-time digital recording during hydraulic fracturing test in the New York City hole, showing several pressure cycles including a step-rate cycle (last in this Figure).

$S_H$  DIRECTION (In  $^\circ$  w.r.t. North)



STRESS (MPa)

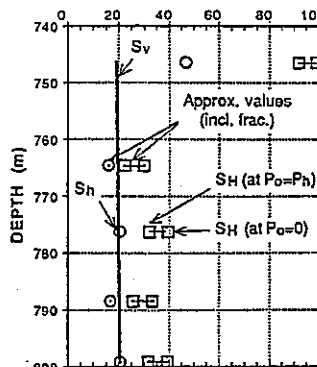


Figure 4. Variation with depth of stress magnitudes and direction in the New York City hole.

Table 1. Test pressures and calculated stresses and stress directions - the New York hole.

Test No.	Depth (m)	$P_h$ (MPa)	$P_c$ (MPa)	$P_r$ (MPa)	$P_s$ (MPa)	Hydro-frac strike ( $^\circ$ )	Hydro-frac dip ( $^\circ$ )	$S_v$ (MPa)	$S_h$ (MPa)	$S_{H1}$ (MPa) ( $P_o=P_h$ )	$S_{H2}$ (MPa) ( $P_o=0$ )	$S_H$ dir ( $^\circ$ )
1	746.5	7.3	50.3	41.4	46.8	70	90	19.1	46.8	91.7	99.0	70
2	764.7	7.5	21.3	18.2	16.0	47	64	19.6	16.0	22.5	29.8	47
5	776.3	7.6	24.8	22.0	20.5	51	84	19.9	20.5	31.9	39.5	51
3	788.5	7.7	20.8	17.2	16.8	73	59	20.3	16.8	25.5	33.2	73
4	799.2	7.8	26.4	22.4	20.6	69	84	20.6	20.6	31.5	39.2	69

Note: Stresses calculated for tests no. 2 and 3 are only rough estimates due to fracture inclination.

文献番号	A-29	著者	Klee, G; Rummel, F		
タイトル	Hydrofrac stress data for the European HDR research project test site Soultz-Sous-Forets				
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci				
巻号	V30, N7	頁	P973-976	発行年月	1993
要旨	<p>初期応力状態は、高温乾燥岩体(HDR)から地熱エネルギーを抽出し、それを経済的に利用するための重要な設計パラメーターである。ヨーロッパでは Bad Urach/Swabian Alp(Germany) および Rosemanowes/Cornwall(UK) に加え、 Soultz-sous-Forets/Alsace(France)も将来の HDR 開発の候補地となっている。Soultz-sous-Forets では、地下 3.5km で地層の温度が 175°Cに達する。1986~1990年にかけて、ボアホールGPK-1が深度 2000m まで掘削された。深度 1376~2000m の花崗岩で 8 回の水圧破碎および注入試験がおこなわれたが、ボアホールの温度は 140°Cに達し、しかもボアホールの流体中に高濃度のガスと塩分が含まれているため、パッカーシステムに関する技術的な問題が頻発した。5 回の試験で圧力とき裂の方向に関するデータが得られた。これらのデータに逆解析の手法を適用して初期応力状態を推定したが、わずか 5 点のデータだけから目的とする地熱層までの初期応力状態を推定するのは不可能であると考えられた。このため、より深い深度で、より信頼性の高い水圧破碎試験をおこなうために、過酷な孔内環境で使用できるアルミニウムのパッカーが開発された。調査の第 2 段階として、GPK-1 の南南西 500m に深度 2227m の EPS-1 を掘削し、GPK-1 は 3590m まで増掘された。</p>				
測定概要					
測定場所： Soultz-sous-Forets は、地熱地帯として知られている Upper Rhine 地溝の西縁に近い Strasbourg から約 50km 北に位置している。					
測定深度： 3506m					
地質概要： 地温は地表から 1km で約 100°Cに達し、それ以深の花崗岩の地温勾配は 30°C/km である。					
測定方法： 水圧破碎法					
<p>アルミニウムパッカーは、直径 96mm ( EPS-1) および 159mm ( GPK-1) のボアホールに合わせて設計され、耐圧は 100MPa である。Fig.1 参照。アルミニウムパッカーと、その中心を通るマンドリルはシアピンで固定されていて、試験が終了するとアルミニウムパッカーを孔内に残してマンドリルは回収される。アルミニウムパッカーはドリルビットで切削できる。</p> <p>試験手順は次のようである：</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>(1)アルミニウムパッカーを約 33MPa で加圧する。</li> <li>(2)プッシュアップバルブを作動させて、加圧ラインを破碎区間に切りかえる。</li> <li>(3)破碎区間の圧力を静水圧よりも 3~5MPa 高めて圧力の変化を 5 分間程度観測する。これによって天然き裂の有無を調べる。</li> <li>(4)加圧区間に水圧破碎き裂が誘起されるか、あるいは既存のき裂が開くまで加圧する。</li> <li>(5)流量を変化させながら、15~40 l/min の水を注入して、加圧サイクルを繰り返し、き裂を進展させる。</li> <li>(6)小流量の加圧試験をおこなう。</li> <li>(7)加圧サイクルと加圧サイクルの間で水を抜くとき、一時的にバルブを閉じて圧力の回復を観測する。</li> <li>(8)最後に、シアピンを切断してマンドリルを回収する。</li> </ol> <p>鉛直な縦き裂が最大水平主応力の方向に進展すると仮定すると、Hubbert and Willis の式から最小および最大水平主応力 <math>S_h</math> と <math>S_H</math> は次式のように表される。</p>					
$P_c = 3S_h - S_H + P_\infty - P_0 \quad (1)$					
$P_s = S_h \quad (2)$					

ここで、 $P_c$  はブレイクダウンプレッシャー、 $P_{si}$  はシャットインプレッシャー、 $P_\infty$  は岩石の引張強度、 $P_o$  はポアプレッシャーである。Soultz 花崗岩の空隙率は1%以下と小さいので、 $P_o$  は無視できると考えられる。さらに、 $P_\infty$  が  $P_c$  とリーオープンングプレッシャー  $P_r$  の差から推定できるとすれば、式(1)は次のようになる。

$$S_H = 3 P_{si} - P_r \quad (3)$$

測定結果：

測定された圧力データおよび算定された初期応力の大きさは Table 2 のようである。 $S_h$  の深度勾配は、以前 GPK-1 で測定された  $S_h$  の分布と調和的である。 $S_H$  は浅部の試験結果から予測されるよりも大きく、被り地圧  $S_v$  に漸近しているようにみえる。Fig. 3 参照。 $S_h$  が非常に小さいという正断層の応力環境 ( $S_h < S_H \leq S_v$ ) は、Rhine 地溝の特徴であって、流体の循環試験にとって有利な応力条件であるといえる。水圧破碎き裂の方向については現在調査中である。

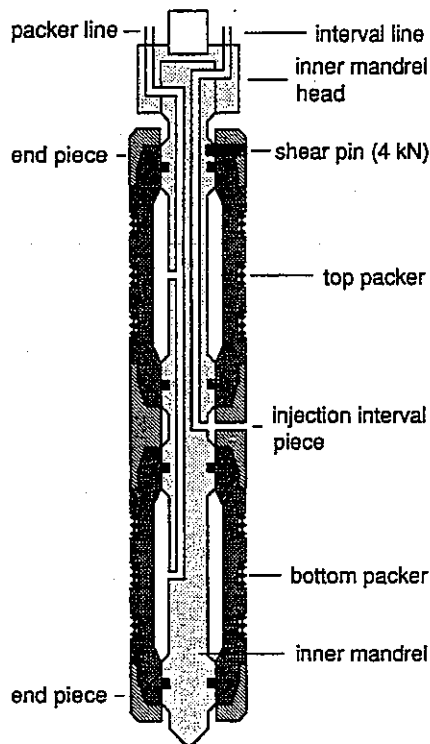


Fig. 1: Schematic diagram of the aluminum packer tool.

Table 2: Pressure data and stress values derived from hydraulic fracturing tests with the aluminum straddle packer systems in the Soultz boreholes EPS-1 and GPK-1.

depth m	$P_r$ MPa	$P_{si}=S_h$ MPa	$S_H$ MPa	$S_v^*$ MPa
2195	29.6±0.4	26.6±0.1	50.2±0.7	56.0
2205	26.2±1.9	27.0±0.5	54.8±3.4	56.2
3315	44.3±0.8	45.2±0.5	91.3±2.3	84.6
3506	45.2±0.1	44.2±0.1	87.4±0.4	89.4

\* The vertical stress  $S_v$  is calculated from a mean rock density of 2.6 g/cm<sup>3</sup>.

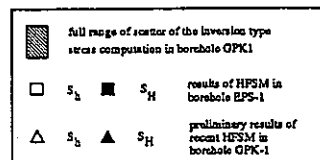
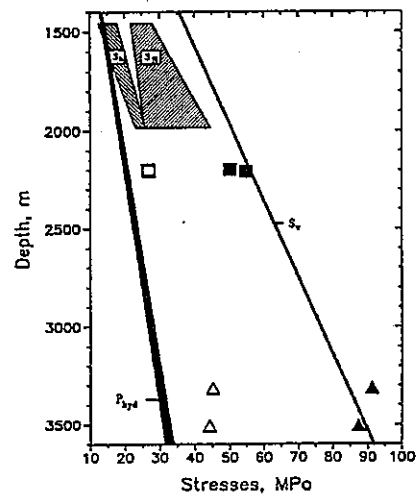


Fig. 3: Stress field at the HDR test site Soultz in relation to the hydrostatic pressure  $P_{hyd}$  (fresh and salt water, temperature corrected). The vertical stress  $S_v$  is calculated from a mean rock density of 2.6 g/cm<sup>3</sup>.

文献番号	A-30	著者	Moos, D; Zoback, MD		
タイトル	Near-surface, "thin skin" reverse faulting stress in the southern United States				
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci				
巻号	V30, N7	頁	P965-971	発行年月	1993
要旨	<p>米国南部の2地点で水圧破碎試験がおこなわれた。ボアホールの深度は50m から1km 以上であって、結晶質岩盤の中に掘削されている。初期応力の方向は他の地点で得られている結果と類似していた。鉛直応力に対する水平応力の比は、地表に近いところで特に大きかった。したがって、比較的浅いところの初期応力の方向から大深度の応力の方向を推定することはできるが、測定深度の範囲を越えて初期応力の大きさを推定することはできないといえる。</p>				
測定概要					
<p>測定場所：(1)Appalachian Deep Core Hole(ADCOH)。ボアホールはHoke1、Hole2、Hole4の3本。(2)Savannah River Site(SRS)。ボアホールはSSW-1、SSW-2、DRB-8 およびNPR-1の4本。</p>					
<p>測定深度：(1)Hole1 および2で304.8m、Hole4で415.5m。(2)1039m。</p>					
<p>地質概要：(1)地表から200m 以内で基盤岩に達する。(2)基盤岩までの300m は堆積層。基盤岩は古生代および先カンブリア時代のCharlotte 変成岩および頁岩。</p>					
<p>測定方法：水圧破碎法</p> <p>BHTV あるいはボーリングコアの調査結果に基づいて、ボアホールの断面が真円で、しかも既存のき裂を含まない区間を選定した。水圧破碎試験の圧力と流量はデジタルデータとして地表で記録し、解析に利用した。</p> <p>最小主応力の大きさは、シャットインプレッシャーに等しいとして求めた。水平主応力が鉛直応力よりも大きい場合、き裂が水平に向きを変え、後半の加圧サイクルにおけるシャットインプレッシャーは <math>S_v</math> に等しくなることがあるので、初めの加圧サイクルにおけるシャットインプレッシャーから <math>S_{Hmin}</math> を求めた。最大主応力の大きさは次の仮定に基づいて推定する。すなわち、ボアホールは鉛直応力の方向に掘削されていて、鉛直応力はひとつの主応力である。さらに、ボアホールまわりの岩盤は線形弾性体であって、2次元のKirsch の式から応力集中が計算できるものとする。岩盤のボアプレッシャーがある場合とない場合の2つのケースにおいて最大水平圧縮応力を求め、その上限と下限とした。</p> $3S_{Hmin} - P_b(T=0) - P_p \leq S_{Hmax} \leq 3S_{Hmin} - P_b(T=0) \quad (1)$ <p>水圧破碎試験によって決定した初期応力の大きさから地震発生の危険度を評価するために、最も不利な方向を向いた粘着力のない断層がすべり出す応力を次式から求めた。ただし、すべりまざつ係数 <math>\mu</math> は0.6~1.0 とする。</p> $(S_1 - P_b) / (S_3 - P_p) = \{ (1 + \mu) / 2 + \mu \}^2 \quad (2)$ <p>水圧破碎き裂の方向は、インプレッションパッカーの方位をマグネティックコンパスで測定するか、あるいはBHTV によってボアホール壁面を撮影して決定した。</p>					
<p>測定結果：</p> <p>ADCOH 調査ボアホール</p> <p>Hole 1、2および4から得られた測定データをまとめると Fig. 2 のようである。 <math>S_{Hmin}</math> と <math>S_{Hmax}</math> はいずれも被り地圧よりも大きい。Hole 1 の <math>S_{Hmax}</math> は、 <math>\mu=0.6</math> のときのすべりの平衡状態における応力分布とはほぼ一致する。Brevard 断層帯を貫いている Hole 2 では、1000m 以深で <math>S_{Hmax}</math> が被り地圧よりも若干大きいだけである。しかし、Blue Ridge 変成岩を貫いている Hole 4 では、 <math>S_{Hmax}</math> は <math>\mu=0.6</math> のときに逆断層がすべり出す応力よりも全深度にわたって大きいことが認められる。初期応力の増加傾向が直線的なのは Hole 1 だけである。これは、Hole 1 に破碎帯および低速度/低比抵抗帯が少なく、Hole 2 と 4 で多いからであると考えられる。BHTV に写った水圧破碎き裂の方向は N50° E であった。すなわち、 <math>S_{Hmax}</math> は NE 方向であって、当地域でおこ</p>					

なわれた他の測定結果と調和的である。

### Savannah River Site

Fig.3 は, HoleSSW-1, SSW-2, DRB-8 および NPR-1 の水圧破碎試験の結果である。深度の浅いところでは, 2つの水平主応力は破り地圧よりも大きい。全体としてDRB-8 と NPR-1 で応力が大きく, SSW-2 は応力が最も小さい。DRB-8 と NPR-1 では, 多くの水圧破碎き裂が水平面内に向きを変えたとみられた。ボアホール壁面に水平き裂が誘起された場合もあった。

NPR-1 で特に顕著であるが, 水平応力成分の深度勾配は小さく, 約 800m よりも深部では,  $S_{Hmin}$  が最小主応力になる。深度 1050m 付近の 2 箇所の  $S_{Hmin}$  を平均すると,  $S_{Hmax}$  の大きさは横ずれ断層がすべり出す応力よりもわずかに小さいだけである。約 1km よりも浅いところで測定した応力分布を, さらに深い深度まで直線的に外挿すると,  $S_{Hmax}$  は破り地圧よりも小さくなり, 地殻内部の応力状態は引張であるという受け入れがたい結果が導かれることになる。

水圧破碎き裂の方向は, BHTV およびインプレッションパッカーで測定した。  $S_{Hmax}$  の方向はほぼ  $N65^{\circ} E$  であって, 広域的な応力場と調和的である。

DRB11 の深度 380~405m および NPR-1 の 600m より深いところでボアホールブレイクアウトが観測された。ブレイクアウトから推定された  $S_{Hmax}$  の方向は, DRB11 で  $N55^{\circ} -70^{\circ} E$ , NPR-1 で  $N33^{\circ} E$  であった。NPR-1 のブレイクアウトから推定された  $S_{Hmax}$  の方向が, 水圧破碎き裂および DRB11 のブレイクアウトから推定された方向と異なるのは, 局所的な応力の回転によるものと考えられた。

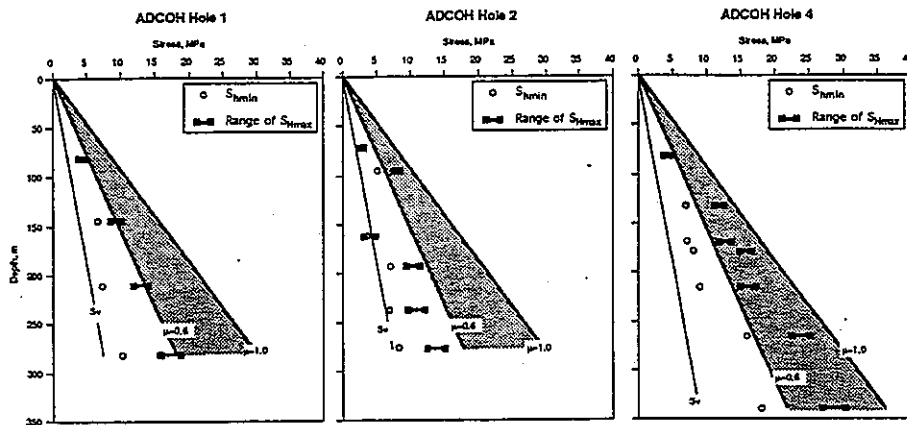


Fig. 2. Stress magnitudes in the ADCOH Site Survey boreholes.  $S_v$  is assumed to be equal to the weight of overlying rock, calculated using a density of  $2.65 \text{ gm/cm}^3$ . Also shown are the magnitudes of the maximum horizontal stress which would cause slip along well-oriented reverse faults for coefficients of sliding friction  $\mu=0.6$  and  $1.0$ .



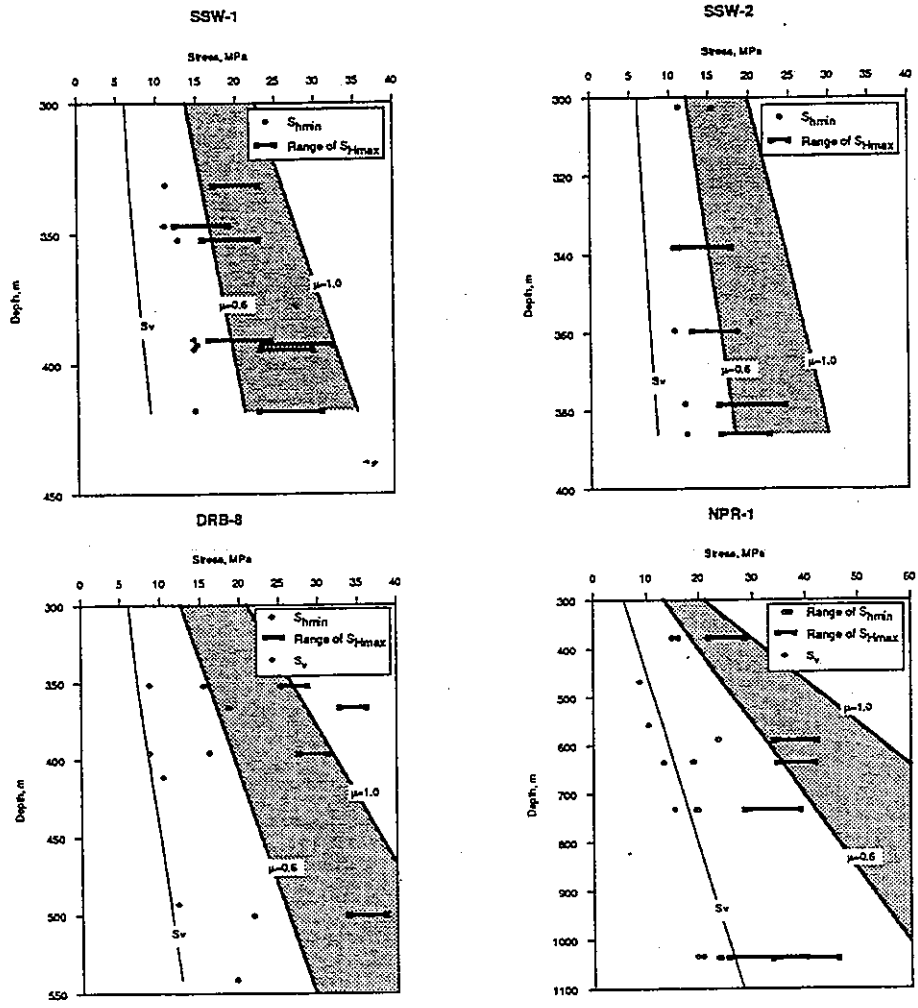


Fig. 3. Stresses calculated from hydraulic fracturing tests conducted within SSW-1, SSW-2, DRB-8 and NPR-1, along with the vertical stress calculated by integrating a density log (NPR-1) or from an assumed density in the sediments of 1.9 and in basement of 2.8 gm/cm<sup>3</sup> (for the other holes). Lines showing the upper bound on the horizontal stresses for reverse faulting on planes with coefficients of sliding friction  $\mu=0.6$  and 1.0 are also shown.

文献番号	A-31	著者	Haimson, B; Lee, M; Chandler, N; Martin, D		
タイトル	Estimating the state of stress from subhorizontal hydraulic fractures at the Underground Research Laboratory, Manitoba				
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci				
巻号	V30, N7	頁	P959-964	発行年月	1993
要旨	<p>Manitoba の Pinawa 近郊にある AECL の Underground Research Laboratory(URL)において、初期応力測定を目的とした水圧破碎試験がおこなわれた。ボアホールは 420Level から鉛直に掘削されていて、9 回の水圧破碎試験に成功した。ただし、鉛直な縦き裂は誘起されなかった。そこで、一般化された最小 2 乗法によって信頼性の高い水平主応力を推定した。この解析方法は冗長であるが、420Level から 25~95m (したがって地表から 445~515m) における初期応力状態は次のように推定された：<math>S_v=12\sim14\text{MPa}</math>、<math>S_h=36\pm16\text{MPa}</math>、<math>S_H=54\pm13\text{MPa}</math> で <math>120^\circ \pm 32^\circ</math>。この結果は URL でおこなわれた他の測定結果と良く一致した。</p>				
測定概要					
測定場所： Underground Research Laboratory(URL)は、Manitoba の Pinawa 近郊にある Atomic Energy of Canada Limited(AECL)の施設である。					
測定深度： 地表から 445~515m					
地質概要： 本施設は Canada Shield の貫入岩のひとつである Lac du Bonnet バソリスの花崗岩質岩盤に掘削されている。このバソリスの地表における広がりには $75\times 25\text{km}$ で、地下 10km まで連続している。URL は、傾斜 $25\sim 30^\circ$ で南東落ちの逆断層と交差していて、深度 100m および 280m の交差部はそれぞれ第 3 破碎帯および第 2 破碎帯と呼ばれている。第 2 破碎帯の下部で水平主応力の大きさは著しく増加し、その方向も回転している。					
測定方法： 試験装置					
<p>水圧破碎に用いたストラドルパッカーは、インプレッションパッカー (耐圧 80MPa) の長さが 75cm で、破碎区間の長さは 70cm である。破碎区間とパッカーへの流路は独立していて、高圧ステンレスチューブ (耐圧 150MPa) を通じて加圧する。ストラドルパッカーは直径 5mm のアーマードケーブルでおおし、パッカーの直上で測定した破碎区間の圧力信号はケーブルを通じて地表に送られる。高圧ポンプは吐出圧力 100MPa の圧縮空気動ポンプを 2 台使用する。破碎後、ワイヤラインで所定の深度までインプレッションパッカーを降ろし、き裂の型取りをおこなう。インプレッションパッカーの上部には、マグネティックオリエンテイリングツールが接続されていて、インプレッションパッカーの方位が測定される。</p>					
初期応力の計算					
ボアホール軸から傾斜した水圧破碎き裂が誘起された場合、測定されるシャットインプレッションパッカーはき裂面に垂直な法線応力 $S_n$ に等しい。すなわち、					
$S_n = P_s$ (1)					
したがって、ある深度において 6 組のき裂の法線応力とき裂の走向傾斜が測定できれば、完全な初期応力テンソルが決定できる。いま、(a)測定深度の範囲が狭く (ここでは、445~512m)、深度方向の水平応力の変化が無視できて、(b)3 つの主応力のひとつが鉛直であって、被り地圧に等しいと仮定すると、					
$S_v = \gamma D = 0.0265(\text{MPa/m}) \times D(\text{m})$ (3)					
ここで、 $S_v$ は鉛直応力、 $\gamma$ は URL 花崗岩の平均密度、 $D$ は地表からの深度である。したがって、 $i$ 番目のき裂の法線応力 $S_{ni}$ と最大および最小水平主応力 $S_H$ と $S_h$ 、そして $S_H$ を北から時計まわりに計った方向 $\theta$ の関係は次式のように表すことができる。					
$S_{ni} = \gamma D_i \cos^2 \delta_i + 0.5 \sin^2 \delta_i [S_H + (S_H - S_h) \cos 2(\beta_i - \theta)]$ (6)					
ここで、 $\delta_i$ および $\beta_i$ は $i$ 番目のき裂面の傾斜および傾斜方向の方位である。式(6)を解いて					

$S_H$ 、 $S_h$  および  $S_H$  の方向を推定するために、一般化した非線形最小2乗法を用いた。

測定結果：

本解析に用いた試験データは Table 1 のようである。第 1 回目の解析はすべてのデータから逆解析をおこなったが、試験 No.2 のシャットインプレッシャーは他の値よりも格段に小さいので、第 2 回目の解析では、データから除外した。このようにして求めた初期応力状態は次のようである。

$$S_h = 36 \pm 16 \text{ MPa}, S_H = 54 \pm 13 \text{ MPa}, S_{H\text{-dir}} = 120^\circ \pm 32^\circ \quad (9)$$

Table 1 には、岩盤の密度から計算した鉛直応力、逆解析から求めた水平主応力なども示してある。URL の第 2 破碎帯の下部で縦き裂ができにくい理由は、水平主応力の大きさが鉛直応力よりも非常に大きいからである。式(3)と(9)より、 $S_h / S_v$  および  $S_H / S_v$  はほぼ 3/1、4.5/1 である。Fig.6 に示す通り、本解析の結果と他の方法による測定結果との間には、きわめて良い一致が認められる。

Table 1. Hydraulic fracturing test data, computed principal in situ stresses, and back-calculated input values.

Test No.	Depth (m)	Depth back-calc. (m)	$P_1$ (MPa)	$P_1$ back-calc. (MPa)	Frac dip (d) (°)	Frac dip back-calc (°)	Frac dip-dir (b) (°)	Frac dip-dir back-calc (°)	$S_v$ (MPa)	$S_h$ (MPa)	$S_H$ (MPa)	$S_{H\text{-dir}}$ (°)
13	450.7	450.7	19.8	19.2	18	25	98	99	11.9	36.0	54.0	120
6	456.3	456.3	17.1	17.1	20	20	123	123	12.1	36.0	54.0	120
1	461.8	461.8	18.4	19.0	32	25	148	149	12.2	36.0	54.0	120
7	472.5	472.5	22.0	21.5	28	33	245	246	12.5	36.0	54.0	120
2*	483.9	483.9	13.0		22		127		12.8	36.0	54.0	120
4	496.8	496.8	21.7	22.1	39	34	68	67	13.2	36.0	54.0	120
5	504.8	504.8	20.7	20.6	25	26	140	140	13.4	36.0	54.0	120
11	505.7	505.7	18.2	17.8	15	20	107	107	13.4	36.0	54.0	120
3	510.8	510.8	18.8	19.2	29	25	76	76	13.5	36.0	54.0	120
Uncertainties:									Standard deviations:			
			±0.25	2	±10		±10		0	±17	±12	±27

\* - Test results not used in the least-squares procedure for estimating the stresses.

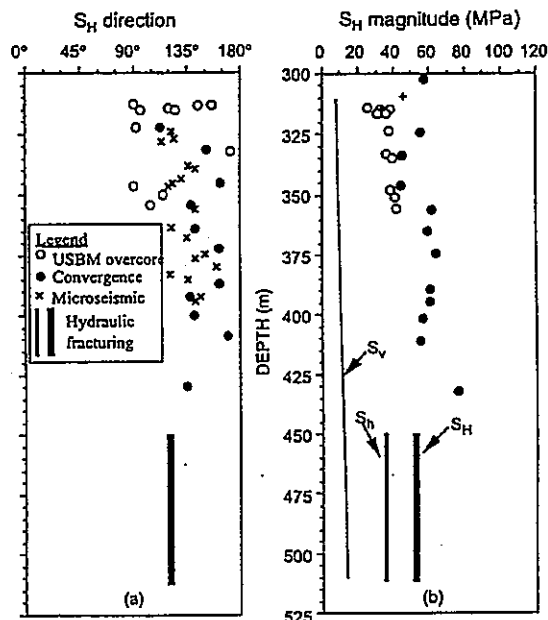


Fig. 6. Results of previous stress measurements and calculations below Fracture Zone 2 at the URL (after Martin [1]) juxtaposed against the present hydraulic fracturing test results. In (b) we also plotted  $S_v$  and hydraulic fracturing  $S_h$  magnitudes for comparison.

文献番号	A-32	著者	佐藤稔紀、杉原弘造、水田義明		
タイトル	水圧破碎法とAE法による深度別初期応力測定 —— 東濃鉦山の軟岩における測定の例について ——				
雑誌名	資源・素材 '94 (春季大会)				
巻号		頁	P331-332	発行年月	1994年
要旨	東濃鉦山で実施した水圧破碎法およびAE法による測定結果と測地学や地震学から推定される広域的な応力場とを比較し、東濃鉦山の初期応力状態を総合的に評価した。その結果、水平面内の主応力の方向は地形と月吉断層の影響を強く受けていることが明らかになった。また、鉛直応力と水平面内の最小応力は、ほぼ被り圧に等しく、最大主応力の値はその2倍であった。				
測 定 概 要					
測定場所：岐阜県土岐市東濃鉦山					
測定深度：200m					
地質概要：基盤は中生代—古第三紀の花崗岩であって、その上部は新第三紀の瑞浪層群と鮮新世の瀬戸層群からなる。この地域には月吉断層と呼ばれるほぼ東西走向で60°南傾斜の逆断層がある。月吉断層はTM-1号孔と深度130m付近で交差している。					
測定方法： (1)水圧破碎法による測定 水圧破碎法による測定の位置は、ボアホールスキャナによる孔壁観測とコア観察結果をもとに、既存き裂のない場所8点を選定した。 (2)AE法による測定 TM-1号孔のコア(φ=50mm)を用いてAE法による鉛直応力値を求めた。					
測定結果： 水圧破碎法による測定の結果から算出した応力値は、最小主応力はほぼ被り圧に等しく、最大主応力はその2倍である。測定を実施したTM-1号孔周辺の地形は西側に開いた沢地で、南北および東側の尾根に囲まれる。深度62.5m以浅での最大主応力の方向は、この沢の方向やこの沢の南北に位置する尾根が伸びる方向と一致する。一方、深度98.0m以深での最大主応力の方向はほぼ南北方向であり、東西走向の逆断層である月吉断層の生成時の応力と整合性がある。 瑞浪層群の岩石はカイザー効果に時間依存性があり、コア採取後、4日目以後にAE試験を実施した場合、カイザー効果から求められる応力値は初期応力値より低く推定されることが明らかになっている。供試体のうち、コア採取後、3日以内に測定を終了したのは、154.0mから得られた試料のみであった。一方、TM-1孔近傍の立坑の深度50m付近から得られたコアによる測定もコア採取後3日以内に測定が終了している。この2点の応力値を図1に示す。AE法から算出した鉛直応力は以下に示すとおり、被り地圧と一致している。					

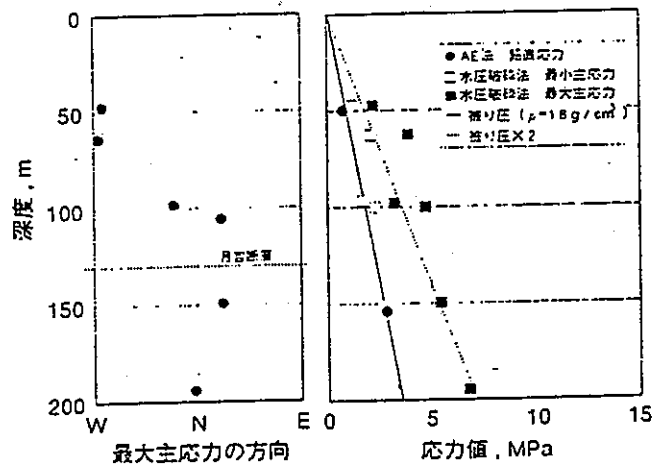


図1 初期応力の計測結果

文献番号	A-33	著者	Miller II, WK; Peterson, RE; Stevens, JE; Lackey, CB; Harrison, CW		
タイトル	In-situ stress profiling and prediction of hydraulic fracture azimuth for the west Texas Canyon Sands Formation				
雑誌名	SPE Production and Facilities				
巻号	V9, N3	頁	P204-210	発行年月	1994
要旨	<p>本論文は、Texas Canyon Sands 層の西部にある 2 本の井戸で水圧破碎試験をおこなった結果について述べる。この調査は緻密な Canyon Sand から天然ガスを回収するための技術開発を目的とするもので、水圧破碎試験から決定した初期応力状態に基づいて井戸の配置とき裂の設計をおこなう。水圧破碎き裂の方向を推定するために 8 つの方法が適用された。12 の区間で水圧破碎試験をおこない、その結果を基にデジタルの音波検層から推定した最小水平初期応力の深度分布を補正した。</p>				
測定概要					
測定場所：Sutton County, Canyon Sand					
測定深度：2050m					
<p>地質概要：調査をおこなった 2 本の井戸は、Ward 井と Sawyer 井で 4 マイル離れている。各井戸の Canyon Sand の厚さは約 1250ft(381m)で、深度 5250~6500ft(1600~1981m)に分布する。Canyon Sand 層はさらに 3 つに分類され、下部区間は厚い頁岩層に挟まれた不連続的な砂岩層、中間区間は薄い頁岩層を挟む厚い砂岩層、上部区間は下部と同様に頁岩に挟まれた砂岩層から構成される。</p>					
<p>測定方法：小規模水圧破碎、ASR、発震機構解析</p> <p>水圧破碎法による初期応力測定の手順は次の通りである。まず、シングルのオープンパッカーをセットして、パッカー部分と孔底部分を密閉する。次に、ドリルパイプに 100gal(0.38m<sup>3</sup>)以下の KCl 水を 5~20gal/min(0.02~0.08m<sup>3</sup>/min)の流量で圧入してボアホールの孔底およびボアホールの壁面に水圧破碎き裂を造成する。破碎区間は最大で 2ft(0.6m)とし、ケーシングがある場合はパーフォレーションによって孔を明けておこなう。最初のブレイクダウンが観測されたなら、孔底圧力が安定するまで圧入を継続する。そして、ダウンホールシャットオフツールのついたワイヤライン圧力ゲージをシャットオフニップルまで降ろし、圧力の低下を測定する。シャットイン後、き裂が開いている間はリニアフローであり、シャットイン圧力と時間の平方根のプロットは直線になると考えられる。き裂が閉口すると直線の傾きは急に変化するので、この時の圧力をシャットインプレッシャーとする。</p> <p>水圧破碎き裂の方向を推定するために、8 種類の手法を用いた。すなわち、(1)誘起した水圧破碎き裂を含む方位コアを採取する。(2)ワイヤラインによる検層ツール (Circumferential Acoustic Scanning Tool および Formation Micro Scanner) によってボアホール壁面の人工き裂の映像を映し出す。(3)コアリングあるいはドリリングによって誘起されたき裂および天然き裂から初期応力場を推定する。(4)コアの弾性波速度の異方性を調べる。(5)非弾性ひずみ回復 (ASR) を測定する。(6)キャリパー検層によるボアホールブレイクアウトの調査をおこなう。(7)水圧破碎の時にき裂の中に圧入した放射線源を、破碎後のガンマ線検層で調査する。(8)注入井における連続的な微小地震観測による震源決定。</p> <p>検層をおこなえば地層の力学的な特性値と最小水平応力の分布を知ることができる。たとえば、横波と縦波の速度 (<math>v_s</math> および <math>v_p</math>) による音波検層から応力の深度勾配 <math>g_{sh}</math> を求める方法として最も広く利用されているのは次式である。</p> $g_{sh} = g_{sv} \mu / (1 - \mu) + g_p (1 - 2\mu) / (1 - \mu) \quad (1)$ <p>ここで、<math>g_{sv}</math> は披り地圧の勾配 <math>g_{ob}</math> に等しく、<math>g_p</math> はポアプレッシャーによる応力勾配である。ポアソン比 <math>\mu</math> は次式から計算される。</p> $\mu = 0.5 (v_p^2 - 2v_s^2) / (v_p^2 - v_s^2) \quad (2)$					

ポアプレッシャーが処女状態であれば、 $g_p$  はポアプレッシャーそのものに等しい。したがって、式(1)は次のように表される。

$$g_{sh} = (g_{ob} - g_p) \mu / (1 - \mu) + g_p \quad (3)$$

式(3)は、初期応力の深度勾配を音波検層から計算するのに利用できる。ただし、この理論は応力が緩和した地域にしか適用できないので、テクトニックな水平応力が作用している地域では、その検層結果を水圧破碎試験から求めた応力の測定データに基づいて補正しなければならない。

#### 測定結果

Ward 井と Sawyer 井で合計 12 回の水圧破碎試験がおこなわれた。このうち 3 回は裸孔、残りの 9 回はケーシングの中でおこなわれた。Table 3 は結果である。6 回は頁岩中、6 回は砂岩中である。ケーシングでおこなった試験結果をみると、砂岩層の水平応力の深度勾配は 0.610~0.645psi/ft(0.014~0.015MPa/m)、頁岩層で 0.732~0.833psi/ft(0.017~0.019MPa/m)とはっきりと異なっている。

き裂の方向を推定する 8 種類の測定方法の結果をまとめると Table 2 のようである。これから、Canyon Sands の水圧破碎き裂の走向は 030° と 040° の間にあると推定できる。

次に音波検層の結果から初期応力の深度分布を求める。被り地圧の勾配  $g_{ob}$  は Sawyer 井で測定した体積密度検層の結果を積分して 1.09psi/ft(0.025MPa/m)を得た。ポアプレッシャー  $g_p$  は注水試験から 0.33psi/ft(0.0075MPa/m)と見積もられた。これらの値を式(3)に代入して音波検層から求めた応力の深度勾配と、水圧破碎試験から求めたシャットインプレッシャーの深度勾配の関係は Fig. 3 に示すように直線近似できる。すなわち、

$$g_{sh, meas} = (0.911989g_{sh, log}) + 0.20023 \quad (4)$$

ここで、 $g_{sh, meas}$  は等価シャットインプレッシャー、 $g_{sh, log}$  は検層から求めた応力勾配である。Fig. 4 と 5 の右側のグラフは式(4)を用いて補正した Ward 井と Sawyer 井における応力の深度分布である。いずれの井戸でも、補正した初期応力の方が音波検層から求めた補正前の応力分布よりも約 1000psi(6.9MPa)大きい。

Technique	Range of Results— Average or Predominant Strike	
	Ward	Sawyer
Oriented overcoring of openhole-stress-test fracture, degrees	035	037
Imaging of openhole-stress-test fracture, degrees	035	036
Imaging of drilling-induced/natural fractures, degrees	—	033
Acoustic velocity anisotropy, degrees	034	—
Anelastic strain recovery, degrees	—	—
Borehole breakouts, degrees	—	046
Oriented gamma ray, degrees	—	—
Continuous microseismic radiation, degrees	085 040*	—

\*Data being re-evaluated.

TABLE 3—SUMMARY OF IN-SITU STRESS TEST RESULTS					
Test Depth (ft)	Well	Test Type	Lithology	In-Situ Stress (psi)	Stress Gradient (psi/ft)
5,429	Ward	Openhole stress test	Shale	—	—
6,050	Ward	Openhole stress test	Sand	4,525	0.748
6,367 to 6,368	Ward	Cased-hole stress test	Sand	3,885	0.610
6,410 to 6,411	Ward	Cased-hole stress test	Shale	4,860	0.758
6,519 to 6,521	Ward	Cased-hole stress test	Sand	3,995	0.613
6,569 to 6,571	Ward	Cased-hole stress test	Shale	4,808	0.732
6,619 to 6,621	Ward	Cased-hole stress test	Sand	4,079	0.616
6,709 to 6,711	Ward	Cased-hole stress test	Shale	5,170	0.771
5,957	Sawyer	Openhole stress test	Sand	4,277	0.718
6,384 to 6,386	Sawyer	Cased-hole stress test	Sand	4,119	0.645
6,492 to 6,494	Sawyer	Cased-hole stress test	Shale	5,174	0.747
6,594 to 6,596	Sawyer	Cased-hole stress test	Shale	5,492	0.833

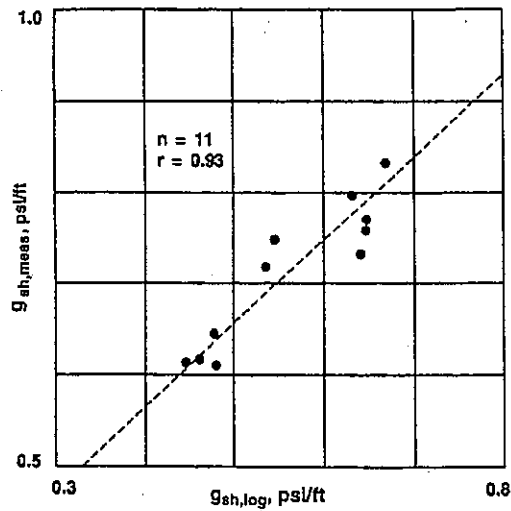


Fig. 3—Crossplot of LSDS log-derived stress and in-situ stress measurements.

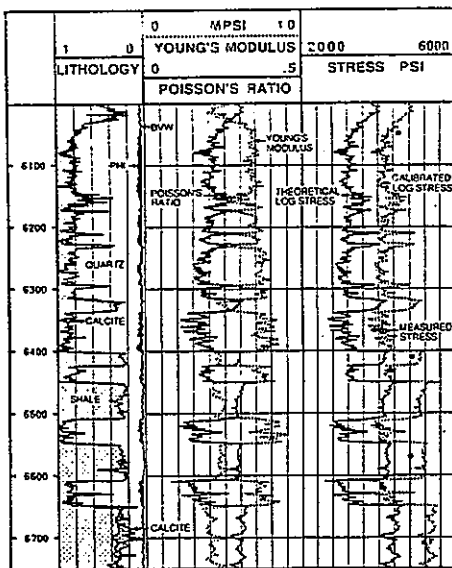


Fig. 4—Calibrated in-situ stress profile for the Ward well.

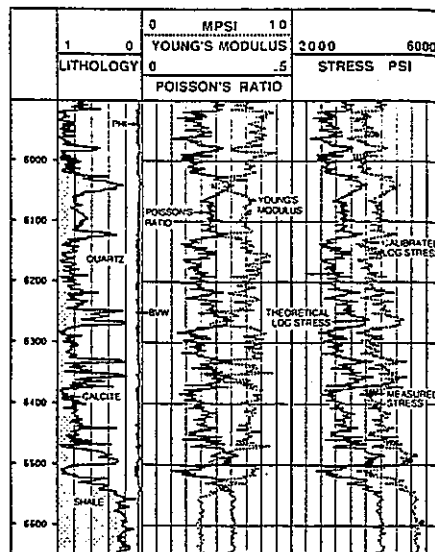


Fig. 5—Calibrated in-situ stress profile for the Sawyer well.



文献番号	A-34	著者	Brumley, J; Kuhlman, R; Abass, H; Christiansen, C; Jorgenson, LN		
タイトル	In-situ stress field determination and formation characterization - Offshore Qatar case history				
雑誌名	Proc Eurock'94, Delft, Netherlands, 29-31 Aug. 1994, Publ Rotterdam: A A Balkema				
巻号		頁	P905-919	発行年月	1994
要 旨	<p>本論文では、油/ガス井の初期応力測定に用いられるいくつかの方法について比較検討する。最近アラビア湾で掘削された井戸では、大規模水圧破碎設計のために次のような方法を用いて初期応力が測定された。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1. 小規模水圧破碎法による最小主応力の測定。</li> <li>2. ボアホールエクステンソメーターを用いた原位置での横弾性定数、造成されたき裂の方向およびき裂の開口幅の測定。</li> <li>3. 非弾性ひずみ回復(ASR)法による主応力軸の方向の測定。</li> <li>4. 小規模水圧破碎の後のオーバーコアリングによる水圧破碎き裂の方向の測定。</li> <li>5. ボアホールスキヤニングによる天然き裂の方向の測定。</li> <li>6. マルチアームキャリパーログによるボアホール直径の測定。</li> </ol> <p>ここでは、それぞれの測定結果を広域的な応力状態と比較検討し、信頼性の高い初期応力状態を決定するには複数の測定方法を用いる必要があることを示す。</p>				
測 定 概 要					
測定場所：アラビア湾					
測定深度：1100m					
<p>地質概要：当地域には白亜紀に、“Osman Stress”という応力場があったと考えられていて、その最大主応力方向はE-Wであった。白亜紀の終わりに、最大主応力方向がNE-SWに変化し、現在のZagros 応力場が形成された。</p>					
測定方法					
<p><u>小規模水圧破碎試験</u></p> <p>小規模水圧破碎試験は、ボアホールの4~15ft(1~5m)の密閉区間に、1~25gal/min(0.004~0.1m<sup>3</sup>/min)の低流量で流体を圧入して、最小主応力の大きさと方向を決定するためにおこなう。造成されたき裂面の法線応力は最小主応力の大きさに等しく、圧力-時間曲線から決定される。最大水平主応力の方向は造成されたき裂の方向と一致する。孔底で試験をおこなったときは、造成されたき裂を含む方位コアを採取することでき裂の方向が決定される。検層によって人工き裂の方位を決定することもある。</p>					
<p><u>ボアホールエクステンソメーターを用いた小規模水圧破碎試験</u></p> <p>ボアホールエクステンソメーターとは、高精度のマルチアームキャリパーと、方位、温度および圧力測定装置を組み合わせた装置であって、水圧破碎き裂が初生、進展する間、ボアホールの変形を連続的に測定できる。これらのデータから、初期応力の方向、地層の力学的特性、シャットインプレッシャーおよびき裂の開口幅が決定される。</p>					
<p><u>ASR 法</u></p> <p>ASR 法は地層の初期応力の方向を推定するために用いられる。ボーリングによる応力解放によってコアの中にマイクロクラックが形成されると考えられるが、初期応力状態が一樣でなければ、ASR の過程で形成されるマイクロクラックの方向と量および開口幅は異方性を呈する。ASR の大きさには、試料の採取深度、岩石のマトリクスの構成、初期応力の大きさ、試料が採取されてからの時間、試料のボアプレッシャーの変化、試料の透水係数と空隙率などが関係する。</p>					
<p><u>キャリパーロギング</u></p> <p>ボアホール壁面の応力集中が地層の圧縮強度をうわまわると、ブレイクアウトが発生する。ブ</p>					

レイクアウトの方向あるいは楕円に拡大したボアホール断面の長軸方向は、最小水平主応力の方向に一致し、X-Y キャリパーによって測定する。

#### 地震データ

リザーバーおよび主要な断層構造を調査する場合は、2次元の地震データが用いられた。詳細な地質構造解析と発震機構解析をおこなうときは、井戸のまわり 50km<sup>2</sup> の地域をカバーする3次元の高精度のデータ解析がおこなわれた。

#### 測定結果：

##### 小規模水圧破碎試験

深度 2706~3641ft(825~1110m)の10のゾーンで11回の小規模水圧破碎試験がおこなわれた。このうち、2回はボアホールエクステンソメーターが使用された。結果はTable4に示す通りである。深度の増加に伴って最小主応力も増加している。試験に引き続いておこなわれた定方位コアリングによって測定された水圧破碎き裂の方位はN31° Eであった。この方向はZagros 応力場の傾向と一致する。ボアホールエクステンソメーターで測定されたTest5のき裂の平均方位もN31° Eである。

##### ASR 法

小規模水圧破碎試験のTest2、7、9および10で得られた定方位コアから、複数の試料を切り出してASR試験をおこなった。求められた最大主応力の方位はN4° E~N79° Eと大きな変動を示した。これは、コアの採取から試験開始までの時間が長くなるにつれて測定される変位が小さくなり、算定される方位の精度が低下するためでないかと考えられる。

##### キャリパーロギング

キャリパーによって検出された孔径の拡大方向はS60° E (Fig.5参照)であって、これがボアホールブレイクアウトであれば、最大水平主応力軸はN30° Eである。

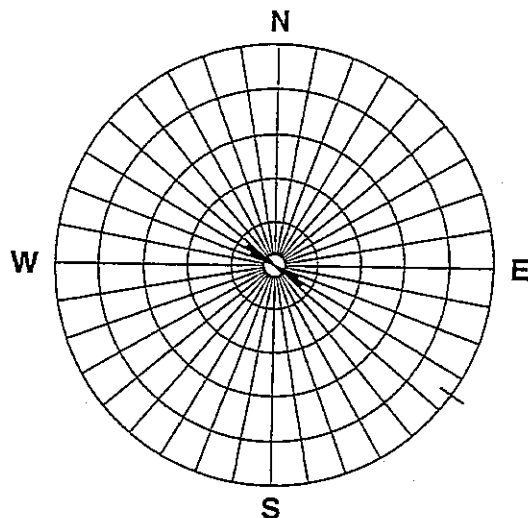


Fig. 5—Maersk Oil Qatar AS Al-Shaheen #1 well elongation frequency azimuth plot.

TABLE 4 Summary of Microfracture Stress Test Results

Microfrac No.	Formation	Depth (ft)	Minimum Principal Stress (psi)	Comments
1	Laffan Shale	2,706 to 2,715	—	Packer leaked. No valid test performed.
2	Khativah Limestone	2,746 to 2,760	1,870	Borehole extensometer test yielded value of 1,899 psi.
3	L. Mari Limestone	2,946 to 2,960	2,710 (?)	Based only on first-cycle FCP. Low-quality result.
4	Laffan Shale	2,704 to 2,716 (straddle)	—	Straddle packers used for this test did not isolate zone.
5	U. Nahr Umm Limestone	3,081 to 3,093	2,705 (?)	Results based on one FCP data point. Low-quality result.
6	L. Nahr Umm Limestone	3,113 to 3,119	—	FCP and FOP data decrease for each successive test cycle. No result is reported for this test.
7	U. Shuaiba Limestone	3,146 to 3,160	2,048	Borehole extensometer test yielded value of 2,050 psi.
8	L. Shuaiba Limestone	3,243 to 3,252	2,458	Results based on two FCP values from the six test cycles. Marginal confidence in result.
9	Hawar Shale	3,380 to 3,392	1,872	Results based on FCP values from two of five test cycles. Fair-quality result.
10	Kharaib B Limestone	3,449 to 3,461	2,315	Fair-quality result based on three of four test cycles (which were in fairly good agreement). FCP decreased slightly with each test cycle.
11	Mari MB Mari	3,536 to 3,548	3,460	Fair-quality result based on two FCP values from four test cycles. FCP decreased slightly with each test cycle.
12	Kharaib C Limestone	3,579 to 3,591	2,680	Moderate-quality result based on two test cycles of four.
13	Lekhwaier Limestone	3,650 to 3,641	—	All pressure decline data is characterized by wellbore storage and radial flow.
<p>Definitions:                      FOP - Fracture opening pressure (actually fracture reopening pressure).                      FCP - Fracture closure pressure                      (?) - Denotes low confidence in reported result.</p>				

文献番号	A-35	著者	Enever, JR; Yassir, N; Addis, MA; Willoughby, DR; Tan, CP; Schmidt, P
タイトル	A note on the status of deep hole stress measurement/estimation research in CSIRO		
雑誌名	Proc International Workshop on Rock Stress Measurement at Great Depth, Tokyo, Sep. 1995		
巻号		頁	P40-45
		発行年月	1995
要 旨	<p>CSIRO では、大深度ボアホールにおける初期応力測定に向けて数多くの研究をおこなってきた。このノートでは、地質調査結果とボアホールの力学的状態に基づいた総合的な初期応力測定法として、次の3種類の測定方法について述べる：</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・水圧破碎試験/リークオフテスト</li> <li>・コアを用いる方法</li> <li>・ボアホールブレイクアウト</li> </ul> <p>測定地点と測定地点との間の初期応力状態を推定する場合の問題点についても述べる。</p>		
測 定 概 要			
測定場所： Australia の North West Shelf など。			
測定深度： 特に記載なし。			
地質概要： 堆積盆地など。			
測定方法および測定結果：			
水圧破碎試験/リークオフテスト			
<p>CSIRO では、15年以上にわたって水圧破碎法による初期応力測定の研究開発をおこなってきた。その結果、Australia では水圧破碎法はひとつの調査方法として広い分野で行なわれている。現在、堆積盆地の大深度において水圧破碎試験をおこなうことが研究テーマになっていて、最大1100m で試験がおこなわれている。</p> <p>水圧破碎試験装置で注目すべき技術革新がおこなわれた。すなわち、ボアホール加圧装置の導入である。この加圧装置は地表から遠隔操作できて、単一の圧力発生装置によってパッカーと試験区間を加圧できる。高圧パッカーとこの装置を組み合わせたときの公称作業圧力は最高70MPaである。今のところこの装置を使ってき裂を造成させる機会はそれほど多くなく、圧力の発生源が地表にある通常のシステム（公称圧力限界35MPa）で破碎できる場合が多い。</p> <p>CSIRO では、最近、“拡張されたリークオフテスト”と呼ばれる試験について調査をおこなっている。これは、本来、初期応力測定を目的としておこなわれるものでないが、石油の分野では世界中で行なわれている。拡張されたリークオフテストは、水圧破碎法と原理的にはまったく同じである。ただし、リークオフテストでは、あまり質の高いデータは得られていない。現在、作業上の制約条件が、拡張されたリークオフテストのデータにどのような影響をもたらすかについて研究がおこなわれている。</p>			
コアを用いる方法			
<p>ボーリングコアは岩盤から採取されると、応力解放によって最大主応力の方向に最も大きく膨張する傾向がある。コアのひずみ測定に基礎を置く方法は、最大および最小ひずみの大きさと方向を測定し、それらを初期応力状態と関係づける。</p> <p>鉛直に掘削された調査井から採取されたコアの断面形状（楕円形）を精密測定することによって、Australia の堆積盆地における最大水平応力の方向を決定する試みが行なわれている。すなわち、レーザーマイクロメーターとパーソナルコンピューターを接続し、試料を回転しながらスキニングすることでコアの直径が精密に測定される。楕円形の長軸の絶対方位は、コアの古地磁気を測定して決定する。水平面内における主応力軸の方向は、一般にこの長軸の方向と平行である。Fig.4は、コア直径の分布の例である。この方法はAustralia の堆積盆地の砂岩と泥岩に適用され、これまで満足のいく結果が得られている。</p>			

CSIRO では、コアを用いる初期応力測定法のメカニズムを解明するという、より基礎的な研究もおこなっている。すなわち、現実の地質条件（圧密、セメント化および応力異方性）をシミュレートした条件のもとで人工材料を合成し、その材料を用いて ASR、DSCA および TSR (thermal strain recovery) 測定をおこない、材料を合成したときの応力条件とを対比している。

#### ボアホールブレイクアウト

ボアホールブレイクアウトと水平面内の初期応力との関係は良く知られていて、この現象から初期応力状態を推定する方法は広く利用されている。CSIRO では、デジタルのボアホールキャリパーログから、いろいろなフォーマットでブレイクアウトの情報を表示するソフトウェアパッケージを開発している。一例を示すと Fig.5 および 7 のようである。

#### 大深度の初期応力場を推定するための方法

CSIRO では、当該地域内の断層の運動と、地層が圧密するときの受働圧と主働圧の係数から、水平主応力の取り得る範囲を決定する方法を開発した。拡張したリークオフテストのデータを用いると、この方法から得られる結果の信頼性をさらに高めることができる。水平主応力が取り得る範囲は、最小水平主応力と鉛直応力の比 ( $\sigma_h/\sigma_v$ ) と水平主応力の比 ( $N=\sigma_H/\sigma_v$ ) によって表現される。 ( $\sigma_h/\sigma_v$ ,  $N$ ) 平面上に  $N$  と  $\sigma_h/\sigma_v$  の上限と下限をプロットすると水平主応力が取り得る範囲が決定できる。一方、断層が正断層、横ずれ断層および逆断層に対応して、 $N$  と  $\sigma_h/\sigma_v$  の境界が決定できる。ボアホールブレイクアウトあるいは掘削によって誘起された水圧破砕き裂のデータを用いると、このようにして決定した応力の境界が矛盾していないかチェックできる。Fig.8 は Australia の North West Shelf における ( $\sigma_h/\sigma_v$ ,  $N$ ) のプロットの例である。このようにして推定した水平主応力の境界が、実際のブレイクアウトと水圧破砕き裂の発生状況と矛盾しないかどうかを、Fig.9 のようにチェックした。

#### 内挿による初期応力の推定

いくつかの地点で測定された鉛直および水平応力から、ある地点の応力状態を内挿によって推定するための方法が提案されている。しかし、これらのモデルはほとんどが最小水平主応力の大きさに関するものである。また、比較的均質で水平に堆積した地層だけを考慮していて、複雑な地質構造は考慮されていない。

炭化水素の貯留層に流体を圧入したときに観測される微小地震の観測によれば、多くの地域における初期応力場は破壊に対して接近している。このため、流体圧のわずかな変化によってすべりが生じて微小地震が発生する。すなわち、このことは初期応力が断層面にそった岩盤の移動によって支配されていて、断層の特性が岩盤の特性と同程度に重要であることを意味している。

CSIRO では、正断層および逆断層（すなわち、平面ひずみ状態）のまさつ角および岩盤の材料定数と初期応力状態との関係について研究をおこなっている。これによると、断層が形成された後も初期応力状態が変化しないという仮定が成り立つのは、断層のまさつ角および岩盤の材料定数がある範囲内にあるときだけである。

正断層で区切られた岩盤では、最小主応力の方向は、初めは断層の運動方向と平行であるが、いったん断層が形成されると最小主応力は断層の走向と平行になる。すなわち 90° 回転する。このような現象が起こるのは、断層のまさつ角が小さいときである。逆断層の場合、断層が形成されるまでは最小主応力の方向は鉛直であるが、その後は水平になる。このような現象が起こるのも断層のまさつ角が小さい場合である。いまのところ、平面ひずみ状態を仮定しているが、この研究成果は最大主応力に対する最小主応力の比を推定するために利用されている。

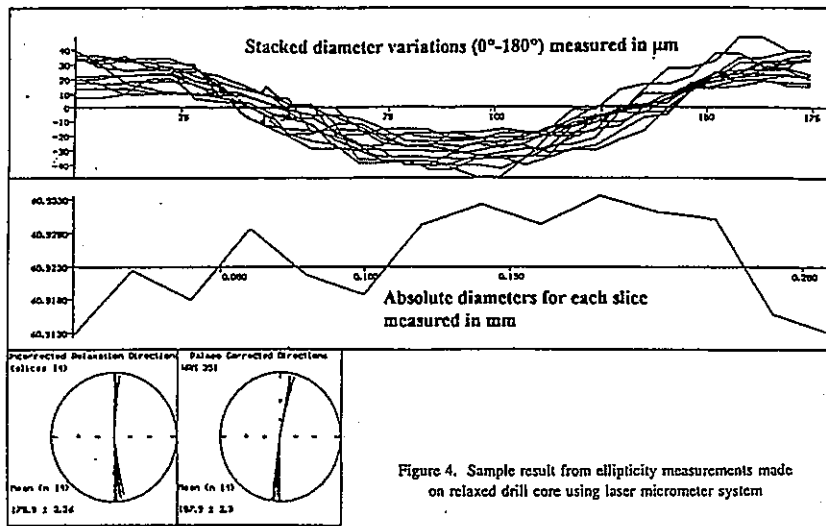


Figure 4. Sample result from ellipticity measurements made on relaxed drill core using laser micrometer system

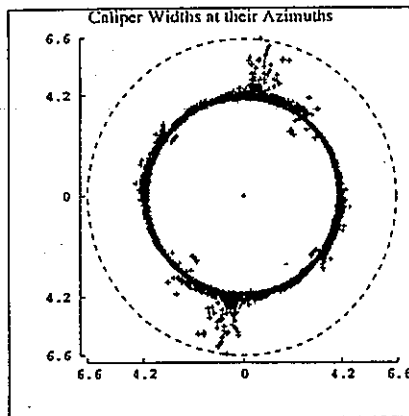


Figure 5. Typical output from borehole breakout analysis program - stacked caliper widths and azimuths

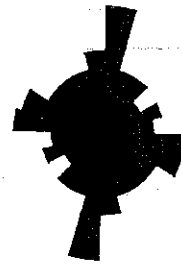


Figure 7. Typical output from borehole breakout analysis program - rose diagram

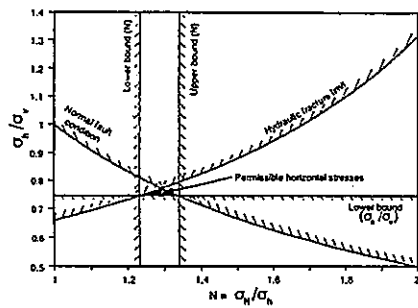


Figure 8. Permissible horizontal stress bounds determined from method (including use of leak-off test data)

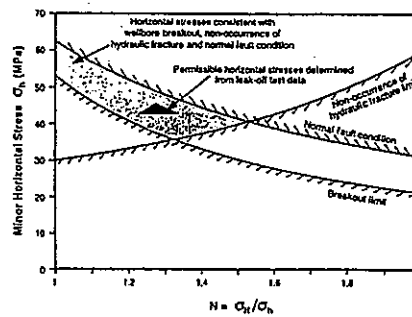
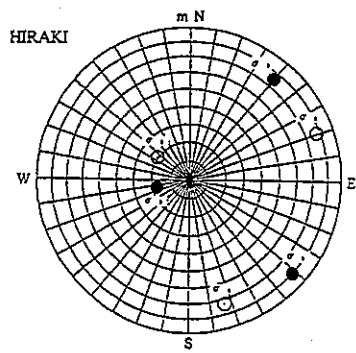


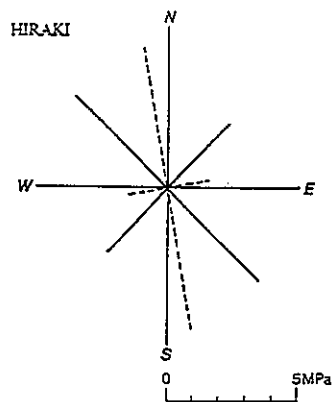
Figure 9. Permissible horizontal stress bounds checked for consistency with the occurrence of breakout and the non-occurrence of hydraulic fracture

文献番号	A-36	著者	Ikeda, R; Iio, Y; Omura, K; Tanaka, Y		
タイトル	In situ crustal stress variation before and after the 1995 Hyogo-ken Nanbu Earthquake around the epicenter				
雑誌名	Proc VIII th International Symposium on the Observation of the Continental Crust Through Drilling, Tsukuba, 26-28, Feb. 1996				
巻号		頁	P393-397	発行年月	1996
要旨	<p>1995年1月のHyogo-ken Nanbu Earthquakeが発生する以前に、震源の近くで地殻応力測定がおこなわれていた。Hiraki Mine (Kobeの北西20km) では1978年から地震発生まで5回、Hoden (Kobeの西30km) では1982年から地震発生まで3回おこなわれていた。測定方法は応力解放法あるいは水圧破碎法である。Tanakaはこれらのデータを調査して、地震発生前に地殻応力が徐々に変化していたと結論した。地殻応力の変化を調査するために、地震後、同一のボアホールを使って再び水圧破碎試験をおこない、新しい応力状態を決定した。その結果、両地域における地殻応力の大きさは減少し、主応力の方向は変化していることが明らかになった。当地域の地震予知をおこなうためには、連続的な初期応力測定は必要不可欠であると考えられる。</p>				
測定概要					
測定場所：(1) Hiraki Mine (Kobeの北西20km)。(2) Hoden (Kobeの西30km)。					
測定深度：(1) Hiraki Mine、被り108m。(2) Hoden、100m。					
地質概要：(1) Hiraki は、白亜紀後期の流紋岩に掘削された坑道で測定がおこなわれた。(2) Hoden は白亜紀の流紋岩質溶結凝灰岩の石切場に位置する。					
測定方法：水圧破碎法					
<p>(1) Hiraki では、1978年に使用した直径48mm、長さ10.3mの方向の異なる3本のボアホールで、1995年3月、再び水圧破碎試験をおこなった。本地点のボアホールは短いうえに天然き裂が無数にあるので、1992年に造成した10のき裂を再開させるとともに、新たに造成した2つのき裂を使って地殻応力を決定した。</p> <p>(2) Hoden では、1988年9月に水圧破碎試験をおこなったボアホール(直径60mm、深度100m)で、1995年5月、再び試験をおこなった。1988年には12の地点で水圧破碎試験がおこなわれたが、これらの地点と異なる9点で新たに試験を実施した。</p>					
測定結果：					
<p>(1) Hiraki では、3本のボアホールの12点から得られたデータを用いて3次元応力状態を決定した。主応力軸の方向をステレオネットの下半球に投影し、1992年12月の結果と比較するとFig.2のようである。Fig.3は水平面内の応力状態である。<math>\sigma_1</math>の大きさはわずかに減少し、<math>\sigma_2</math>と<math>\sigma_3</math>は増加している。すなわち、<math>(\sigma_1 - \sigma_3)</math>は4.6MPaから2.8MPaに減少している。<math>\sigma_2</math>と<math>\sigma_3</math>はお互いに方向が入れかわっている。<math>S_{Hmax}</math>の方向は地震前のN10.0°Wから、35.8°反時計まわりに回転し、N45.8°Wとなっている。</p> <p>(2) Hoden では、30mよりも浅いところの2点を除いて、ボアホール軸と平行な縦き裂が造成された。Fig.4およびFig.5は、<math>S_{Hmin}</math>の大きさおよび<math>S_{Hmax}</math>の方向の分布であり、1988年9月の結果と対比して示してある。応力の大きさは1988年の測定結果とほとんど一致するが、最大水平主応力の方向は、1988年のN75°WからN100°Wに、約25°反時計まわりに回転していることが認められる。</p>					



- 1995, 3 (after the Hyogo-ken Nanbu Earthquake)
  - $\sigma_1 = 5.0 \pm 1.3$  MPa
  - $\sigma_2 = 3.5 \pm 1.2$  MPa
  - $\sigma_3 = 2.2 \pm 0.7$  MPa
- 1992, 12 (before the Hyogo-ken Nanbu Earthquake)
  - $\sigma_1 = 5.9 \pm 1.4$  MPa
  - $\sigma_2 = 3.2 \pm 0.8$  MPa
  - $\sigma_3 = 1.3 \pm 2.1$  MPa

Fig. 2: Principal stress axes at Hiraki station on the stereo-graphic net of the lower hemisphere.



- 1995, 3 (after the Hyogo-ken Nanbu Earthquake)
  - $S_{Hmax} = 4.9 \pm 1.3$  MPa (N43.3° W)
  - $S_{Hmin} = 3.4 \pm 1.3$  MPa
- - - 1992, 12 (before the Hyogo-ken Nanbu Earthquake)
  - $S_{Hmax} = 3.4 \pm 1.5$  MPa (N10.0° W)
  - $S_{Hmin} = 1.6 \pm 1.0$  MPa

Fig. 3: Horizontal stress change at Hiraki station.

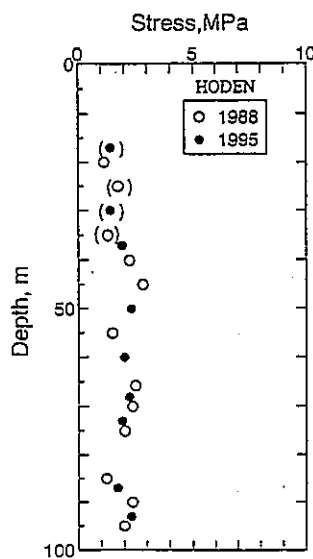
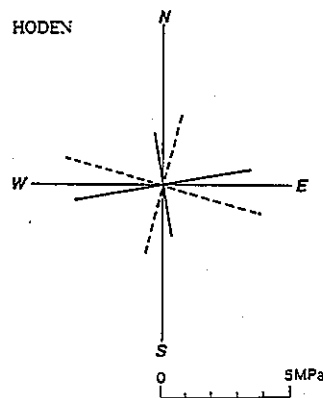


Fig. 4: Distribution of  $S_{Hmin}$  at Hoden station as a function of depth before (○) and after (●) the Hyogo-ken Nanbu Earthquake.



- 1995, 3 (after the Hyogo-ken Nanbu Earthquake)
  - $S_{Hmax} = 3.4 \pm 0.7$  MPa (N 100.0° W)
  - $S_{Hmin} = 2.0 \pm 0.3$  MPa
- - - 1988, 9 (before the Hyogo-ken Nanbu Earthquake)
  - $S_{Hmax} = 3.9 \pm 2.6$  MPa (N 74.3° W)
  - $S_{Hmin} = 2.1 \pm 0.9$  MPa

Fig. 5: Horizontal stress change at Hoden station.



文献番号	A-37	著者	Chadler, NA; Read, RS; Martin, CD
タイトル	In situ stress measurement for nuclear fuel waste repository design		
雑誌名	Proc. 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Aubertin, 1996, Publ Rotterdam: A A Balkema		
巻号		頁	P929-936
		発行年月	1996
要 旨	<p>Underground Research Laboratory(URL)でおこなわれている AECL の初期応力測定プログラムは、岩盤の初期応力状態を決定するための測定方法を評価し、応力の大きさとその変化に影響を及ぼす因子を調査することを目的としている。URL では水圧破碎法とオーバーコアリングによる初期応力測定が広い範囲でおこなわれ、初期応力が中程度の大きさのところでは満足のいく結果が得られた。しかし、URL の深いところでは水平応力が大きく、いずれの方法も適用が困難であった。立坑壁面の破壊、立坑掘削中の微小地震観測、立坑の変位測定、水圧破碎き裂の再開口試験、ドアストッパーによるオーバーコアリング、坑道掘削に伴う変位の逆解析など、種々の測定方法の結果を総合的に吟味して URL の初期応力状態を決定した。単独の測定方法だけから信頼性の高い初期応力テンソルを決定することはできない。</p>		
測 定 概 要			
測定場所： URL			
測定深度： 450m			
<p>地質概要： URL は Canadian Shield における代表的な花崗岩質貫入岩のひとつである Lac du Bonnet バソリスに位置している。このバソリスは E-NE 方向に分布し、地表における広がりには 75×25km で、約 10km の深部まで広がっている。年代は Kenoran 時代後期(2680±81Ma)である。このバソリスは Western Superior Province にある English River 片麻岩帯の Winnipeg River 深成複合岩体の一部であって、比較的未分化の塊状斑状花崗岩-花崗閃緑岩である。URL 立坑は2つの大きな逆断層と交差していて、それらの傾斜は 25~30° の南落ちである。これらの断層は破碎帯 3(FZ3)および破碎帯 2(FZ2)と呼ばれている。</p>			
測定方法および測定結果：			
<p><u>水圧破碎法</u></p> <p>立坑を掘削する前の 1981~1982 年にかけて第 1 回の水圧破碎試験が行われ、2 本のボアホールの深度 50~600m の間で 21 回の水圧破碎がおこなわれた。FZ2 よりも上の 300m よりも浅いところでは満足のいく結果が得られた。しかし、FZ2 よりも下部では水平なき裂が誘起されるか、あるいは試験装置の強度が不足してき裂を誘起することはできなかった。シャットインプレッシャーの深度方向の分布は、破碎帯を境にして急激に大きくなっていった。</p> <p>FZ2 の上部における水平応力の大きさは、後でおこなったオーバーコアリングの結果とよく一致していたが、最大水平主応力の方向は 2 つの方法で 30~60° くらいがっていた。Fig.2 参照。これは、花崗岩の中の天然き裂の方向がばらばらだったのか、あるいは花崗岩の磁力がインプレッションパッカーのコンパスに影響を及ぼしたのかははっきりしない。URL では水圧破碎法よりもオーバーコアリングによる測定を数多くおこなった。満足のいく結果が得られていたので、FZ2 よりも上部の初期応力テンソルはオーバーコアリングから決定した。</p> <p>上記の水圧破碎試験に加え、URL では 4 シリーズ以上の水圧破碎試験がおこなわれた。FZ2 の下部で 46 回の水圧破碎がおこなわれ、このうち 42 点で水平なき裂が誘起され、残りの 4 点では破碎装置の強度が不足してき裂を誘起することはできなかった。水平なき裂が誘起されたときに、水平主応力の大きさを求める解析方法は、Ljunggren and Amadei(1989)および Hefny and Lo(1992)が提案している。これによれば、最大水平主応力は 70MPa 以上であると推定された。しかし、これらの解析手法は選定する強度パラメーターに対して敏感で、最大および最小水平主応力の大きさが接近している時この傾向が特に著しい。URL の地下空洞まわりの破壊がごく限られたところしか見られないことを考慮すると、このような大きな初期応力状態は受け入れが</p>			

たいといえる。したがって、この解析手法はもっと改良する余地がある。

Cornet and Valette(1984)は、異なる深度において走向傾斜の異なる既存の天然き裂の法線応力を数多く測定することによって、初期応力テンソルを評価する解析方法を提案している。この方法は HFPT と呼ばれている。Haimson et al.(1993)は、既存のき裂のかわりに水圧破碎試験で誘起されたほぼ水平なき裂を再開して、HFPT から初期応力テンソルを決定した。得られた応力テンソルは、420Level の地中および内空変位の逆解析の結果と良く一致した。ほぼ水平なき裂を再開するこの方法は信頼性があり、他のサイトでも適用されている。

#### オーバーコアリング

URL における初期応力状態を決定するために、USBM ゲージ、CSIR セルおよび SSPB セルを用いたオーバーコアリングが数多くおこなわれた。このうち CSIR 三軸ひずみセルから最も妥当な 3 次元初期応力状態が得られ、測定の成功率も高かった。URL では全部で 1000 回以上の応力解放がおこなわれ、このうち 350 回は初期応力測定を目的としていた。このような膨大な測定データからデータベースを構築し、URL の初期応力状態が決定された。

オーバーコアリングは、ゲージを設置する装置やゲージの方向を測定するツールの制約によって、通常は 50m よりも短いボアホールで行なわれている。最近、ワイヤラインタイプの設置装置が開発され、URL の 200m よりも深い深度でオーバーコアリングができるようになった。URL でオーバーコアリングをおこなう場合の最も大きな制約条件は、FZ2 よりも下部の大きな水平応力である。このためにコアディスクキングが発生し、測定結果を線形弾性論に基づいて解釈することができなかつた。

URL の 420Level では、コアディスクキングが発生し、USBM などの三軸セルが使用できない場合、ドアストッパーゲージを使用した。ドアストッパーによるひずみ測定は、理論的にはコアディスクキングの影響を受けない。Corthesy et al.(1993)は、岩石を非線形弾性異方体とみなし、ドアストッパーの測定ひずみから初期応力を決定している。

#### その他の方法

URL の初期応力を評価する方法として上記の方法以外に次のような手法も用いられた。

- ・立坑掘削中の壁面の破壊状況の評価。
- ・立坑軸と垂直な平面内に掘削されたボーリングにおけるコアディスクキングの評価。
- ・立坑掘削中の微小地震の震源決定。
- ・立坑掘削に伴う地中変位および内空変位測定。
- ・通気立坑（直径 1.8m）壁面に貼付したひずみゲージロゼットのオーバーコアリング法。
- ・坑道掘削に伴う地中変位および内空変位の逆解析。

URL で実施した各種の初期応力測定法による結果をまとめると Fig.4 の通りである。

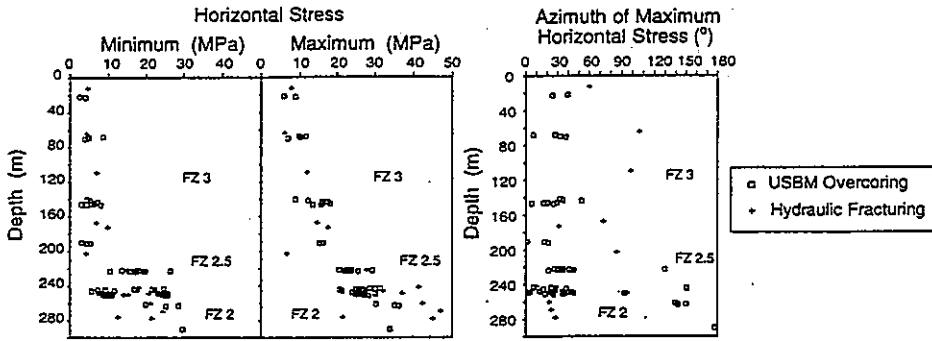


Figure 2: Horizontal stress magnitudes and directions from overcoring and hydraulic fracturing measurements.

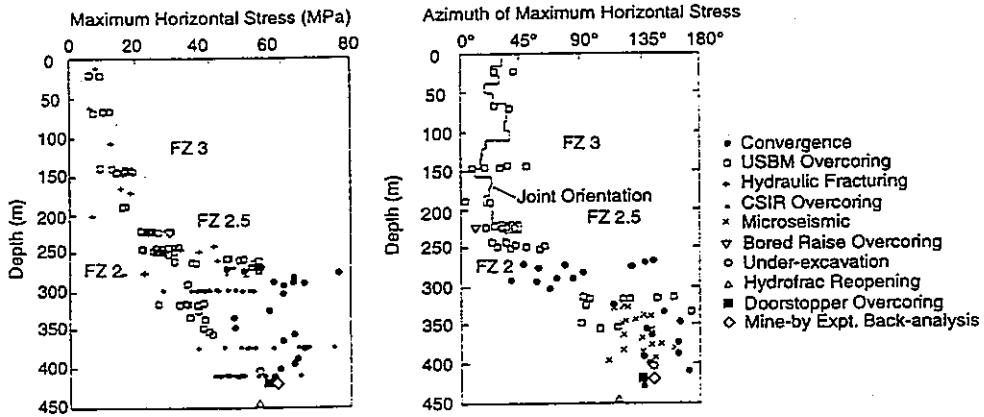


Figure 4: Maximum stress magnitudes and directions from various techniques employed at the URL.

## Appendix - B

### Leak-off test

- B-1. Ervine W.B. and Bell J.S. Subsurface in situ stress magnitudes from oil-well drilling records: an example from the Venture area, offshore eastern Canada. Can J Earth Sci, V24, N9, P1748-1759(1987).
- B-2. Tan C.P., Willoughby D.R., Zhou S. and Hillis R.R. An analytical method for determining horizontal stress bounds from wellbore data. Int J Rock Mech Min Sci, V30, N7, P1103-1109(1993).
- B-3. Lindholm C.D. In-situ stress modeling of the Snore field. Proc Eurock'94, Delft, P871-878(1994).

文献番号	B-1	著者	Ervine, WB; Bell, JS		
タイトル	Subsurface in situ stress magnitudes from oil-well drilling records: an example from the Venture area, offshore eastern Canada				
雑誌名	Can J Earth Sci				
巻号	V24, N9	頁	P1748-1759	発行年月	Sept 1987
要旨	<p>この論文では油井の掘削中に収集される孔内の圧力データから、堆積盆地の深部における初期応力の大きさを調査する方法について述べる。ひとつの主応力軸が鉛直であると仮定すると、主応力の大きさは次のようにして推定できる。すなわち、<math>S_v</math> は密度検層の結果を積分することで被り地圧として求められる。<math>S_{Hmin}</math> は短い裸孔区間で測定されるリークオフテストの圧力あるいはドリルシステムテストの bullhead 圧力に等しい。<math>S_{Hmax}</math> は <math>S_{Hmax}=2P_1-P_0</math> から求められる。ここで、<math>P_1</math> はリークオフプレッシャーあるいは bullhead 圧力、<math>P_0</math> はポアプレッシャーである。</p> <p>この手法を用いて東部 Canada 沖合いの Venture で初期応力の大きさが測定された。海面から 815~5783m の 44 の深度で試験をおこない、<math>S_{Hmax} &gt; S_v &gt; S_{Hmin}</math> という初期応力状態が推定された。深度 6000m 付近では、<math>S_v</math> と <math>S_{Hmin}</math> は等しくなると考えられた。上部 3000m における応力の大きさは、東部 Canada の大陸地殻で測定された傾向と一致した。</p>				
測定概要					
測定場所：東部 Canada 沖合いの Scotia 大陸棚にある Venture 地域。					
測定深度：海面から 815~5783m。					
地質概要： Venture 地域には、深度 5202~5960m の井戸が 4 本掘削されている。4500m よりも下部はポアプレッシャーが非常に高い。深度 3000~6000m は下部白亜系および上部ジュラ系の含ガス砂岩層である。					
測定方法：リークオフテスト					
(1) 水平主応力の大きさの推定					
<p>砕屑性岩盤 (clastic rock) では、以下に述べるリークオフプレッシャーあるいは bullhead 圧力は、水圧破砕き裂のリオープンプレッシャー <math>P_r</math> に等しいとみなすことができる。<math>P_r</math> はシャットインプレッシャー <math>P_i</math> に非常に近いことが知られている。Fig.1 参照。すなわち、<math>P_i = S_{Hmin}</math> である。したがって、Hubbert and Willis の式は次のように表すことができる。</p> $S_{Hmax} = 2P_1 - P_0 \quad (5)$ <p>ここで、<math>P_0</math> は地層のポアプレッシャーである。リークオフプレッシャー、bullhead 圧力および <math>P_0</math> の決定方法は次の通りである。</p>					
<p><u>リークオフテスト</u></p> <p>ケーシングをセメンチングしてから、井戸をさらに数メートル掘り進み、ケーシングシューから先の岩盤の強度を評価するためにリークオフテストがおこなわれる。すなわち、ドリルパイプをケーシングの中まで引き上げ、ドリルパイプ先端のアニュラス部を密閉する。そしてドリルパイプに泥水をゆっくりと圧入し、岩盤をブレイクダウンさせる。このときのブレイクダウンプレッシャーはリークオフプレッシャーと呼ばれ、適切な掘削泥水の比重とマッドウェイトを決定するための基準となる。通常のリークオフテストでは、ケーシングシューから孔底までの距離は短いのでき裂が進展する裸孔区間の深度を正確に知ることができる。しかし、ポアプレッシャーの高い地層では長い裸孔区間で繰り返しリークテストをおこなうことが多い。この場合、き裂が誘起した深度を知ることは不可能であるし、すでに造成したき裂を再開する可能性もある。</p>					
<p><u>ドリルシステムテスト</u></p> <p>これは、本来、井戸の一部をパッカーで密閉し、リザーバーからの地層流体を採取する試験であるが、産油/ガス層の強度を知りたいときは、逆にポンプでリザーバーに流体を押し込む。このときのブレイクダウンプレッシャーは、孔底の試験区間に設置されている装置で記録し、</p>					

bullhead 圧力あるいは initial feed-rate 圧力と呼ばれる。したがって、ドリルシステムテストからも地層のブレイクダウンプレッシャーが決定される。

#### P<sub>0</sub> の測定

特定の深度におけるポアプレッシャーはドリルシステムテストから精度良く測定できる。すなわち、パッカーでボアホールを密閉し、地層流体をドリルパイプに導きバルブを閉じたときの圧力から P<sub>0</sub> が求められる。P<sub>0</sub> は掘削中の kick (地層流体のボアホールへの流入) を抑えるためのマッドウエイトの記録から推定することもできる。formation tester という装置を用いれば 1% の精度で P<sub>0</sub> が求められる。

#### (2) 鉛直方向の応力成分 S<sub>v</sub> の推定

深度 z における鉛直方向の応力成分は、被り地圧 S<sub>v</sub> に等しいと考え、次式から求める。

$$S_v = \int \rho(z) g dz \quad (7)$$

ここで、 $\rho(z)$  は深度 z における岩盤の密度であり、密度検層から決定される。g は重力加速度である。

#### 測定結果：

Venture にある 4 本の井戸で測定したデータをまとめると Fig.8 のようである。海面から 815 ~ 5773m の間で、初期応力状態は  $S_{Hmax} > S_v > S_{Hmin}$  である。深度が深くなるにつれて S<sub>v</sub> と S<sub>Hmin</sub> の差は小さくなり、深度 6000m 付近ではほぼ等しくなるとみられる。地層のポアプレッシャーは深度 4500m まで静水圧と同じ勾配で直線的に増加しているが、それ以後でリークオフプレッシャーおよび bullhead 圧力は不連続的に数十 MPa 増加する。このため、S<sub>Hmin</sub> の (したがって S<sub>Hmax</sub> の) 深度勾配にも深度 4500m 以下で顕著な増加傾向が認められる。

深度 2000~3000m の S<sub>Hmin</sub> の大きさは、東部 Canada の中生代の砕屑岩における水圧破碎試験の結果と一致する。また、深度 4500m までの S<sub>Hmin</sub> の分布傾向も、米国の砂岩および頁岩で得られている傾向ときわめて良く一致する。

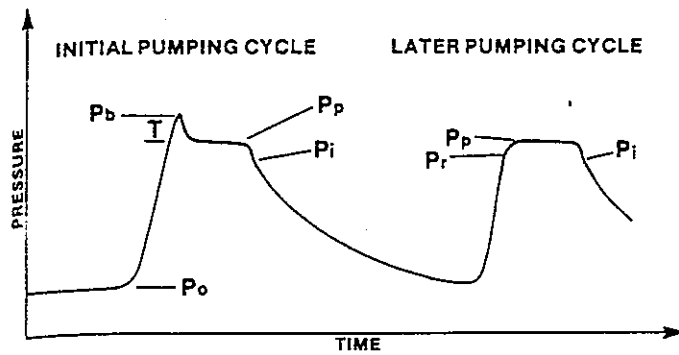


FIG. 1. Diagrammatic time—pressure record of a hydraulic fracture experiment designed to measure *in situ* stresses. Symbols:  $P_o$ , pore-fluid pressure of the subject formation;  $T$ , tensile strength of the formation;  $P_b$ , breakdown pressure;  $P_p$ , fracture-propagation pressure;  $P_i$ , instantaneous shut-in pressure; and  $P_r$ , fracture-opening pressure.

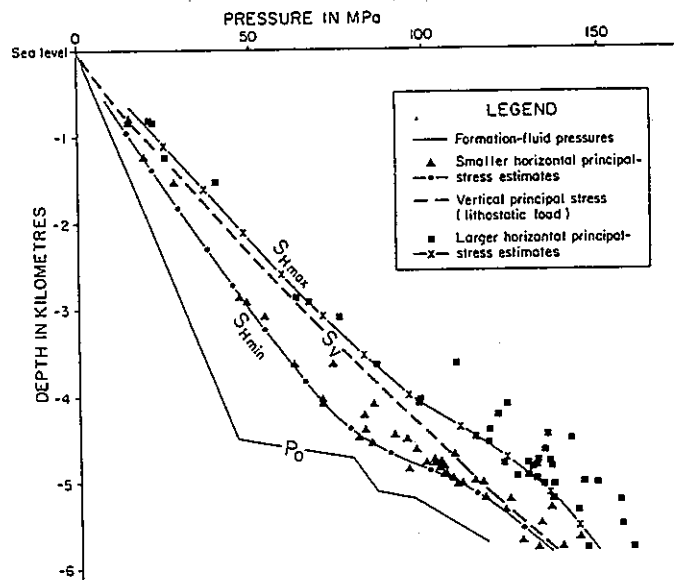


FIG. 8. Pore-fluid pressures and stress magnitudes in the Venture area as documented by drilling and logging records from Venture wells B-13, B-43, B-52, and H-22. The variability of the formation-breakdown pressures ( $\sim S_{Hmin}$ ) is reflected in the  $S_{Hmax}$  values that are derived from them. Note that around 6000 m,  $S_V$  appears to be displacing  $S_{Hmin}$  as the smallest principal stress.

文献番号	B-2	著者	Tan, CP; Willoughby, DR; Zhou, S; Hillis, RR		
タイトル	An analytical method for determining horizontal stress bounds from wellbore data				
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci				
巻号	V30, N7	頁	P1103-1109	発行年月	1993
要旨	<p>初期応力の大きさと方向は、ボアホールの力学的な安定性を制御して傾斜および水平ボーリングをおこなうために、必要不可欠な情報である。初期応力測定が直接できない場合、ボアホールのデータから初期水平応力の取り得る範囲を決定するための解析的な方法が開発された。Australia の北西大陸棚にある Cossack および Wanaea フィールドで、深度 1500~4000m の初期応力状態を決定するために本手法が適用された。決定された初期応力の範囲は、リークオフテストから直接求めた最小および最大水平応力と良く一致し、本手法の有効性が証明された。</p>				
測定概要					
測定場所: Australia の北西大陸棚にある Cossack および Wanaea フィールドの近く。2つのフィールドは 7km 離れている。					
測定深度: 1500~4000m					
地質概要: フィールドには正断層がある。					
測定方法:					
<p>本手法では、初期水平応力の取り得る範囲を、リークオフテストのデータ、当該地域の断層面の最近の運動および主働(最小)、受働(最大)地圧の係数から決定する。</p> <p>まず、リークオフプレッシャーで水圧破砕き裂を誘起されたと仮定すると、このき裂は有効接線応力が地圧の引張強度よりも小さくなったときに発生するから(圧縮を正)、</p> $\sigma_{\theta} - u <  T  \quad (1)$ <p>ここで、<math>\sigma_{\theta}</math> は全接線応力、<math>u</math> はボアプレッシャー、<math>T</math> は有効引張強度である。ただし、岩盤の透水性は小さく、ボアプレッシャーはボアホール内の圧力の影響を受けないと仮定する。</p> <p>次に、きわめて広い地域が一様に増加する鉛直応力のもとで圧密すると、有効鉛直応力は有効水平応力と等しくならぬ。このような場合、有効最大水平応力と有効鉛直応力の比 (<math>\sigma_H / \sigma_v</math>) は増加しながら <math>K_p</math> (受働地圧係数 = <math>[1 + \sin \phi'] / [1 - \sin \phi']</math>、ここで <math>\phi'</math> は内部まさつ角) に漸近する。同様に、有効最小水平応力と有効鉛直応力の比 (<math>\sigma_h / \sigma_v</math>) は減少しながら <math>K_a</math> (主働地圧係数 = <math>[1 - \sin \phi'] / [1 + \sin \phi']</math>) に近づく。すなわち、初期応力と <math>K_a</math> および <math>K_p</math> の関係は次のように表せる。</p> $\sigma_h / \sigma_v \geq K_a \quad (2)$ $\sigma_H / \sigma_v \leq K_p \quad (3)$ <p>一般化した平面ひずみ状態における傾斜したボアホールの全接線応力は、Kirsch の方程式と応力の重ね合わせから次式で与えられる。</p> $\sigma_{\theta} = A \sigma_h + B \sigma_H + C \sigma_v - P_m \quad (4)$ <p>ここで、<math>A, B, C</math> = 応力変換のための方向余弦、<math>\sigma_h</math> = 全最小水平応力、<math>\sigma_H</math> = 全最大水平応力、<math>\sigma_v</math> = 全鉛直応力、<math>P_m</math> = 泥水圧。したがって、水圧破砕き裂を誘起する水平応力状態は、式(1)と(4)より次式のように表せる。</p> $\sigma_h < (P_1 + u -  T  - C \sigma_v) / (A + BN) \quad (5)$ <p>ここで、<math>P_1</math> はリークオフプレッシャーで、<math>N</math> は最大および最小水平応力の比 (<math>\sigma_H / \sigma_h</math>) である。正断層、横ずれ断層および逆断層の応力環境における <math>N</math> および <math>\sigma_h / \sigma_v</math> の上限と下限を (<math>\sigma_h / \sigma_v, N</math>) 平面の上にプロットすると、水平応力が取り得る範囲を規定する境界を描くことができる。</p> <p>実際のブレイクアウトおよび水圧破砕き裂の発生状況から導かれる条件式を用いると、上述の様に導いた応力の境界が矛盾していないかをチェックできる。まず、ボアホール壁面における主応力を破壊条件に代入すると、ブレイクアウトが誘起する水平応力の条件は次式で表される。</p>					



$$\sigma_h > 2 (P_m - u \sin \phi' + c' \cos \phi') / (1 - \sin \phi') \quad (3N-1)$$

ここで、 $c'$  は粘着力である。また、鉛直ボアホールでは、次式が満たされる限りボアホールの掘削に伴う水圧破碎き裂は誘起されない。 $\sigma_h > (P_m + u - |T|) / (3-N)$

さらに、当該地域に存在する断層のタイプに応じて次の不等式が導かれる。

正断層： $\sigma_h < \sigma_v / N$ 、横ずれ断層： $\sigma_v / N < \sigma_h < \sigma_v$ 、逆断層： $\sigma_h > \sigma_v$

したがって、ボアホールブレイクアウトの発生条件、水圧破碎き裂が発生しないための応力条件および断層のタイプに応じた応力条件を  $(\sigma_h, N)$  平面上にプロットすると、ボアホールの破壊状況と矛盾しない水平応力の境界を描くことができる。

測定結果：

Cossack および Wanaea フィールドの4本のボアホールについて求めた  $(\sigma_h / \sigma_v, N)$  のプロットは Fig.1 のようである。2km 以深では  $N$  と  $\sigma_h / \sigma_v$  は一定であるといわれているので、 $N$  は深度に関わらず (1.23~1.34) とした。ただし、Fig.1 から明らかなように  $(\sigma_h / \sigma_v)$  を一定と仮定することはできないので、各深度で決定された値を採用した。しかし、変動幅は小さく、 $(\sigma_h / \sigma_v)_l$  が 0.65~0.75、 $(\sigma_h / \sigma_v)_u$  が 0.71~0.80 である。

次に、このようにして決定された水平応力の範囲が、フィールドで観測されたボアホールブレイクアウトおよび水圧破碎き裂の発生状況と適合するかチェックした。Fig.2 参照。前述のようにしてリークオフテストから決定した水平応力の範囲は、ブレイクアウトおよび水圧破碎き裂が発生しないという条件に基づいて決定された応力の境界内にあり、合理的であるといえる。最近、当該地域で、水圧破碎法の手順に従ったリークオフテストが4回行なわれ、水平応力が直接求められた。その結果は、本手法から推定された最小および最大水平応力の範囲と良く一致した。

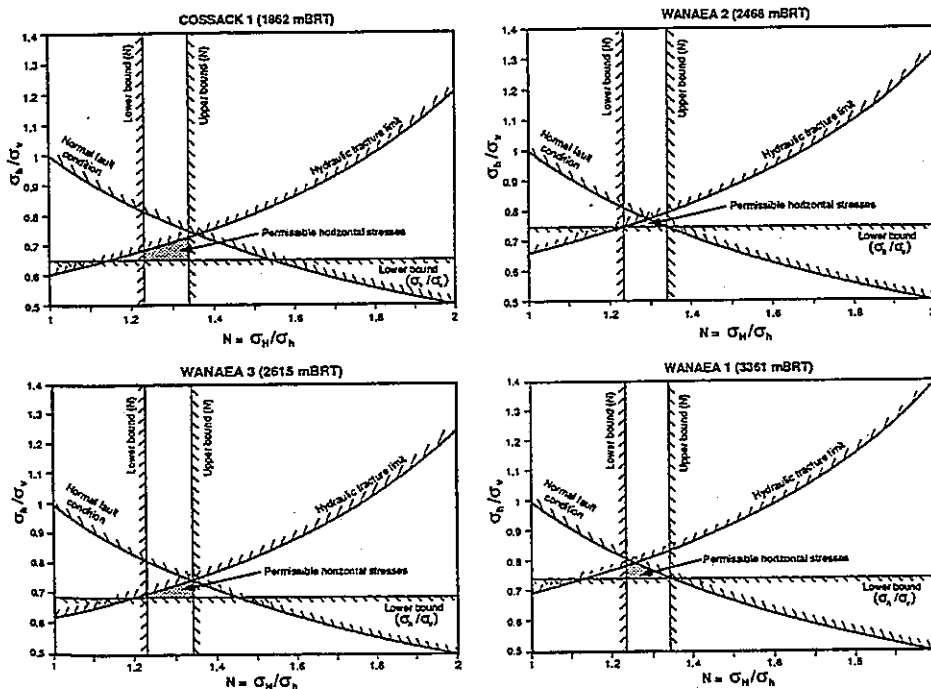


Fig. 1. Permissible horizontal stress bounds determined from standard leak-off test data

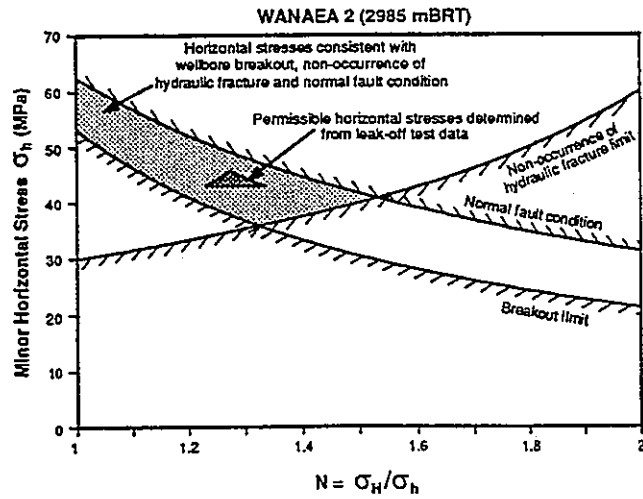
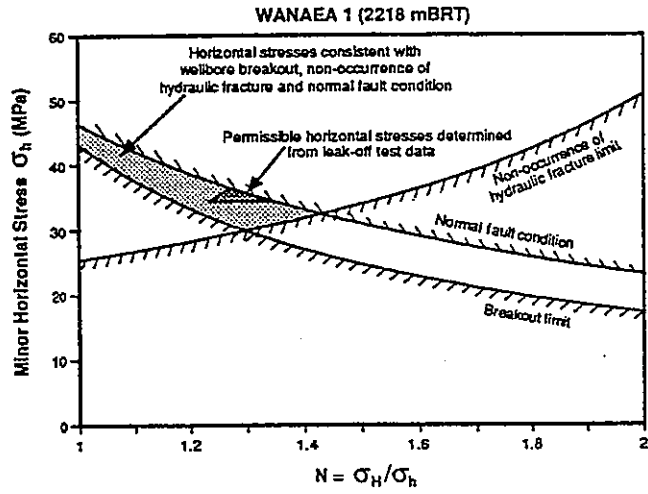


Fig. 2. Permissible horizontal stress bounds checked for consistency with the occurrence of breakout and the non-occurrence of hydraulic fracture

文献番号	B-3	著者	Lindholm, CD
タイトル	In-situ stress modeling of the Snorre field		
雑誌名	Proc Eurock'94, Delft, Netherlands, 29-31 Aug. 1994, Publ Rotterdam: A A Balkema		
巻号		頁	P871-878
		発行年月	1994
要旨	Snorre フィールドは北海の Tampen 地域に位置している。当地域には多数の断層があり、北部ヨーロッパで地震活動が最も活発である。当地域の広域的な応力状態は地震の発震機構解析に基づいて決定され、局所的な応力場はボアホール直径の拡大およびリークオフテストのデータを用いた新しい逆解析の手法から決定された。本論文ではこれらの解析結果について述べる。		
測 定 概 要			
測定場所: Snorre フィールドは、61° N と 62° N の間にある北部 Viking 地溝の Tampen Spur の南に位置する。			
測定深度: 2800m			
地質概要: 当地域は西に傾いた巨大な断層ブロックから構成されている。東 Shetland 盆地の中で最も大きな断層ブロックのひとつである Snorre 構造帯は、Block34/7 から Block34/4 まで広がっている。走向 NNE の正断層が卓越していて、広域的には E-W 方向の引張応力場であることを示唆している。			
測定方法:			
(1)地震の発震機構解析			
Tampen Spur は、北部ヨーロッパで地震活動が最も活発であって、震源の深さは 10~30km である。現在のところ、地震の発震機構解析から得られる情報は震源における応力の方向だけである。			
(2)リークオフデータの逆解析			
油の生産井は異なる方向に掘削されるのが一般的である。いま、数多くの生産井が掘削されていて、そのひとつのボアホールで水圧破砕をおこなったときの破砕圧力 $P_{wf}$ は次式で表される。			
$P_{wf} = 3\sigma_y - \sigma_x - P_0 \quad (1)$			
ここで、 $\sigma_y$ および $\sigma_x$ はボアホール軸と直交する平面内の最小および最大応力成分である。これらの2つの応力成分は、応力の直交変換によって初期応力の鉛直および水平主応力成分で表現できる。多数のリークオフテストを実施して、上述のように変換した法線応力成分を考慮すると次式が得られる。			
$[P] = [A] [\sigma] \quad (2)$			
ここで、 $[\sigma]$ は2つの水平主応力成分を表すマトリクス、 $[A]$ は応力変換マトリクス、 $[P]$ は測定された圧力を定義するマトリクスである。したがって、未知の水平主応力成分は次式から求められる。			
$[\sigma] = \{ [A]^T [A] \}^{-1} [A]^T [P] \quad (3)$			
(3)ボアホールブレイクアウト			
ブレイクアウトの方向は最小主応力の方向と一致する。ここでは、この解析方法を鉛直なボアホール、すなわち調査井だけに適用した。			

測定結果：

(1)地震の発震機構から推定される広域応力場

Fig.4は最近の文献から収集した発震機構解析の結果を概観した図である。地震活動の最も活発な地域は $61.5^{\circ}$  Nと $4^{\circ}$  Eの地域に集中している。当地域の広域応力場に関する包括的な研究によれば、最大水平圧縮応力の方向はNW-SEであって、これはプレートテクトニクスから推定される傾向とよく一致する。Fig.4に挿入したローズダイアグラムもNW-SE方向の圧縮応力が卓越していることを示唆している。しかし、Fig.4をさらに詳しくみると、広域的な最大圧縮応力の方向と直交するNE-SW方向の圧縮応力を示唆する一群の地震も存在することが分かる。

(2)リークオフデータの逆解析から推定される Snorre の局所応力場

本解析には、傾斜した生産井および鉛直な開発井で測定されたリークオフデータが用いられた。測定深度別および地域別に解析結果をまとめるとTable2のようである。深度1200mまでの浅いところでは水平主応力の大きさは接近してほぼ等方的である。さらに、水平主応力/被り地圧の比は深度とともに増加していることが認められる。中深度では浅いところよりも応力レベルが高くなり、最大水平主応力は被り地圧と等しいかそれよりも大きい。これはテクトニックな応力による影響と考えられる。なお、この逆解析法は、現在のところ、深度別および地域別の水平主応力の大きさと方向を与える唯一の方法である。

(3)ボアホールの直径の拡大に基づいた局所応力場の方向

Snorre フィールドの調査井の孔径は楕円形を呈していて、初期応力場の異方性を示唆していた。調査井における解析結果はFig.7のようである。ブレイクアウトの方向は、N-WかあるいはN-E方向であって、主要な断層と平行かあるいは交差している。この傾向は地震の発震機構から求めた広域的な応力モデルと一致する。

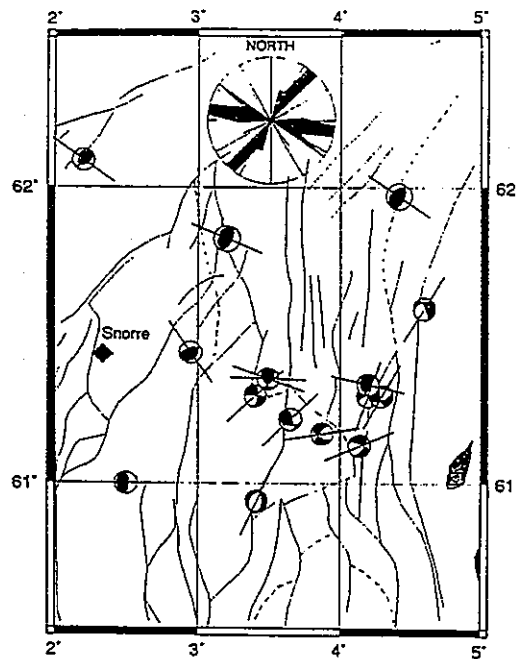


Figure 4: Present regional stress directions in the Tampen Spur area from earthquake focal data. Lines indicating direction of the maximum horizontal stresses. Depth range of earthquakes 6-30 km. Inset: rose diagram for the maximum horizontal stresses shown. Information from Ref. 4.

Table 2: Stress states for various depths and sectors of the Snorre field.

	Casing:	Depth(m):	$\sigma_H/\sigma_V$ :	$\sigma_h/\sigma_v$ :	AzH:	No.data:	$e^2$ :
Tordis	20"	838 - 1094	0.79	0.77	91	3	0.000006
	13 3/8"	1559 - 1913	0.99	0.73	149	3	0.000064
	9 5/8"	1988 - 2685	0.98	0.87	152	3	0.000001
Snorre North	20"	1071 - 1200	0.80	0.78	77	9	0.005153
	13 3/8"	1734 - 2098	1.05	0.88	63	3	0.00670-
	9 5/8"	2349 - 2792	0.94	0.89	155	6	0.007006
Average Stress State							
Central Snorre	20"	1125 - 1173	0.76	0.74	152	9	0.005583
	13 3/8"	1554 - 2063	0.86	0.84	136	15	0.065477-
	9 5/8"	2316 - 3035	0.93	0.90	89	11	0.013276

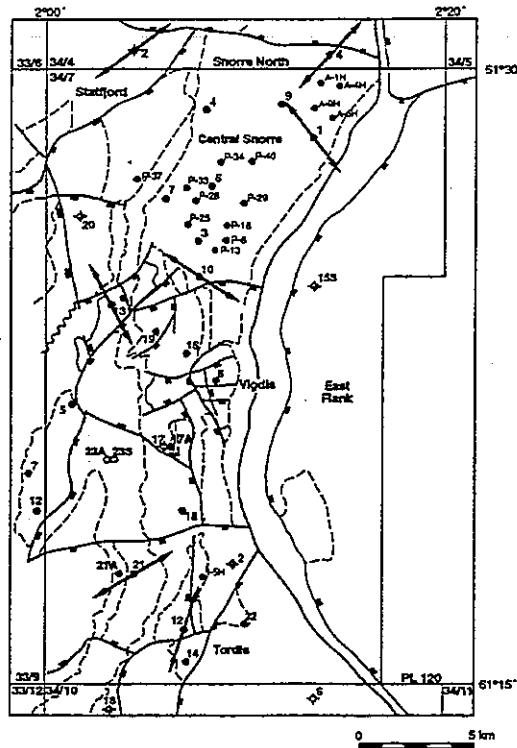


Figure 7: Maximum horizontal stress directions at reservoir level from borehole elongation data. Depth interval 2 - 3 km.

## Appendix - C

### HTPF method

- C-1. Cornet F.H. Stress determination from hydraulic tests on preexisting fractures - the H.T.P.F. method. Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, P301-312(1986).
- C-2. Ljunggren C. and Raillard G. Rock stress measurements by means of hydraulic tests on pre-existing fractures at Gidea test site, Sweden. Int J Rock Mech Min Sci, V24, N6, P339-345(1987).
- C-3. Cornet F.H. and Julien P. Stress determination from hydraulic test data and focal mechanisms of induced seismicity. Int J Rock Mech Min Sci, V26, N3/4, P235-248(1989).
- C-4. Burlet D., Cornet F.H. and Feuga B. Evaluation of the HTPF method of stress determination in two kinds of rock. Int J Rock Mech Min Sci, V26, N6, P673-679(1989).
- C-5. Cornet F.H. In situ stress heterogeneity identification with the HTPF tool. Proc 33rd US Symposium on Rock Mechanics, Santa Fe, P39-48(1992).
- C-6. Cornet F.H. and Burlet D. Stress field determinations in France by hydraulic tests in boreholes. J Geophys Res, V97, NB8, P11829-11849(1992).
- C-7. Yin J. and Cornet F.H. Integrating hydraulic data and focal plane solution for regional stress determination. Proc International Workshop on Rock Stress Measurement at Great Depth, Tokyo, P13-18(1995).

文献番号	C-1	著者	Cornet, FH
タイトル	Stress determination from hydraulic tests on preexisting fractures - the H.T.P.F. method		
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek		
巻号		頁	P301-312
		発行年月	1986
要旨	<p>従来の水圧破砕法では、岩盤は均質な線形弾性体であって、その弾性特性および強度は等方的であると仮定し、測定された圧力と時間の関係から初期応力状態が決定されていた。また、ボアホール軸は一つの主応力軸と平行であると仮定してボアホール軸と直交する平面内の主応力の大きさと方向が決定されていた。このような制約的な仮定を減らすために、色々な走向傾斜を有する既存のき裂で水圧試験をおこない、完全な応力テンソルを決定する方法 (H.T.P.F.法) が提案された。ただし、広域的な応力場は連続的で、しかも深度の線形関数であると仮定する。本論文では中央フランスの花崗岩体にある Auriat および Mayet de Montagne で得られたデータをもとに、H.T.P.F.法について説明する。</p>		
測定概要			
測定場所：中央フランスの Auriat および Mayet de Montagne。			
測定深度：(1)Auriat 972m。(2)Mayet 621m。			
地質概要：花崗岩体			
測定方法：H.T.P.F.法による初期応力の決定			
<p>H.T.P.F.法では、異なる走向傾斜を有する既存のき裂面が支持する法線応力を直接に測定する。<math>i</math>番目のき裂が支持する法線応力<math>\sigma_{ni}</math>は、通常の水圧破砕法で最小主応力を決定するときと同じ方法で求める。き裂の方位はインプレッションパッカー、BTVあるいは電気検層によって決定する。これらのデータから試験をおこなったすべての点<math>X_i</math>における完全な応力場<math>\sigma(X_i)</math>を決定する。すなわち、</p> $\sigma(X_i)n_i^0 \cdot n_i^0 = \sigma_{ni} \quad (1)$ <p>ここで、<math>\sigma_{ni}</math>は<math>i</math>番目のき裂が支持する法線応力、<math>n_i^0</math>は<math>i</math>番目のき裂の法線(<math>i=1, N; N \geq 6</math>)、<math>\sigma(X_i)</math>は点<math>X_i</math>における応力テンソルで、点<math>X</math>の3成分<math>X_1, X_2, X_3</math>からなる6つの関数である。ほぼ鉛直なボアホールで試験をおこなうと、<math>\sigma(X_i)</math>は深度のみの関数になるから、式(1)は次のように簡単に表される；</p> $\sigma(X_i)n_i^0 \cdot n_i^0 = \sigma_{ni} \quad (2)$ <p>ここで、<math>X_i</math>は<math>i</math>番目の試験深度である。この場合、変数<math>X_3</math>の関数を6つ決定しなければならない。</p> <p>花崗岩のような均質な岩盤では一次近似として、応力場はある深度の範囲で線形関数であると仮定できる。そうすると<math>\sigma(X_i)</math>は次式のようなになる；</p> $\sigma(X_i) = S + X_3 \alpha \quad (3)$ <p>ここで、<math>S</math>と<math>\alpha</math>は2階の対称テンソルである。</p> <p>座標系として<math>X_1</math>を北、<math>X_2</math>を東、<math>X_3</math>は鉛直で下向きを正とすると、式(2)と(3)から次式が得られる；</p> $(S_{k1} + \alpha_{k1} X_3) n_{i1}^0 = \sigma_{ni} \quad k=1, 2, 3 \quad (4)$ <p>ここで、<math>S_{k1}</math>は<math>X_1-X_2-X_3</math>座標系における<math>S</math>の<math>k1</math>成分；<math>\alpha_{k1}</math>は<math>X_1-X_2-X_3</math>座標系における<math>\alpha</math>の<math>k1</math>成分；<math>n_{i1}^0</math>は<math>i</math>番目のき裂面の法線の<math>1</math>成分である。</p> <p>式(4)には12個の未知数が含まれているので、解を求めるためには少なくとも方向の(走向と傾斜のいずれも)異なる6つのき裂で試験をおこなう必要がある。実際に測定される法線応力とき裂の方向にはある程度の誤差が含まれるので、完全な応力場を決定するには少なくとも15回程度の試験をおこなう。</p>			

地表がほぼ水平で、地表における主応力軸の方向が鉛直である場合、

$$S_{13} = S_{23} = S_{33} = 0 \quad (5)$$

問題となる深度の範囲で鉛直方向が主応力軸の方向である場合、

$$\alpha_{13} = \alpha_{23} = 0 \quad (6)$$

したがって、式(4)の未知数は7つになる。破り地圧 ( $\alpha_{33}$ ) が何らかの方法で評価できるときは未知数の数は6つになる。さらに、問題となる深度の範囲で主応力軸が回転しなければ未知数は5つまで減る。このような場合は6回か7回の試験によって水平主応力の方向と大きさが推定できる。式(4)で表される逆問題は一般化された最小2乗法によって解くことができる。

測定結果：

#### Auriat における測定結果

水圧試験は深度 1000m のボアホールと、これから 20m 離れた深度 500m のボアホールでおこなわれた。使用した破碎システムはワイヤラインタイプのストラドルパッカーである。深度 115m から 972m の間で 21 回の水圧試験を実施したが、シャットインプレッシャーが求められたのは 18 回であり、さらに、き裂の方向が決定できたのはこのうちの 14 箇所であった。6 箇所では複数のき裂が認められたので、結局、8 箇所で完全なデータが得られた。逆解析の結果は Table 2 のようである。

#### Le Mayet de Montagne における測定結果

現場は中央フランスで、透水性の小さい岩盤から熱を抽出するための方法が研究されていた。互いに 30m ずつ離れた深度 200m のボアホールが 3 本、花崗岩の中に掘削されていた。これらのボアホールで 7 回の水圧破碎試験をおこなった。測定深度は 56m から 186m である。逆解析の結果は Table 6 の通りである。

depth (m)	$\sigma_H$ (MPa)	$\epsilon_H$ (MPa)	$\frac{\epsilon_H}{\sigma_H}$	$\sigma_h$ (MPa)	$\epsilon_h$ (MPa)	$\frac{\epsilon_h}{\sigma_h}$	orientation of $\sigma_H$	$\epsilon$
250	6.8	0.8	0.11	1.8	1.1	0.61	121	5
500	13.0	1.0	0.08	7.2	1.2	0.17	136	8
750	19.8	2.2	0.11	12.0	3.0	0.25	145	11
1000	26.8	3.1	0.12	16.7	4.7	0.28	150	14

Table 2. Results obtained for Auriat with the eight single fracture tests.  $\sigma_H$  is the maximum horizontal stress and  $\epsilon_H$  the corresponding standard deviation;  $\sigma_h$  is the minimum horizontal principal stress and  $\epsilon_h$  the associated standard deviation.  $\epsilon$  is the standard deviation on the orientation of  $\sigma_H$ .

depth (m)	$\sigma_H$ (MPa)	$\epsilon_H$ (MPa)	$\frac{\epsilon_H}{\sigma_H}$	$\sigma_h$ (MPa)	$\epsilon_h$ (MPa)	$\frac{\epsilon_h}{\sigma_h}$	orientation of $\sigma_H$	$\epsilon$
50	6.9	1.1	0.16	1.2	0.8	0.67	16°	5
100	7.0	1.2	0.17	2.3	0.6	0.26	17°	3
200	7.2	2.6	0.36	4.6	0.9	0.18	19°	8

Table 6. Results for Le Mayet de Montagne for the seven tests conducted between 50m and 186m. Variables are the same as in table 2.



文献番号	C-2	著者	Ljunggren, C; Raillard, G
タイトル	Rock stress measurements by means of hydraulic tests on pre-existing fractures at Gidea test site, Sweden		
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci		
巻号	V24, N6	頁	P339-345
		発行年月	Dec 1987
要旨	<p>高レベル放射性廃棄物の結晶質岩盤内における最終処分場を調査するために、Sweden 北部の Gidea において、既存のき裂を利用した水圧試験 (HTPF) による初期応力測定がおこなわれた。HTPF は鉛直なボアホールの深度 90~270m の区間で測定がおこなわれたが、それ以前に、通常の水圧破碎試験が行なわれている。2 次元および 3 次元の、深度方向の初期応力分布について述べる。深度 100~150m では、ボアホール軸と直交する平面内の応力状態はほぼ等方的である。最大主応力の方向は深度とともに回転した。HTPF と通常の水圧破碎試験の結果を対比した。</p>		
測定概要			
<p>測定場所：Gidea は Stockholm の北、約 480km の Angermanland に位置し、Baltic 海岸から約 10km 内陸にある。水圧破碎法を含めいくつかの測定を目的として、1981~1982 年にかけて 13 本のコアボーリングと 24 本のノンコアボーリングがおこなわれた。</p>			
測定深度：深度 90~270m			
地質概要：当地域の岩盤は主にミグマタイト化された片麻岩から構成されている。			
測定方法：既存のき裂を利用した水圧試験 (HTPF)			
<p>HTPF 法に用いる測定装置は、通常の水圧破碎試験で用いるものとまったく同じであって、ボアホール内の装置の昇降はマルチホースでおこなう。</p> <p>従来の水圧破碎法では、シャットインプレッシャー (ISIP) は最小水平主応力に等しいと考えるが、天然き裂を利用した HTPF では、ISIP はき裂面に作用する法線応力と等しい。したがって、既存のき裂面で HTPF をおこなうと次式が得られる。</p>			
$ISIP = \sigma_n = \underline{\sigma} \cdot \underline{n} \cdot \underline{n} \quad (1)$			
<p>ここで、ISIP はシャットインプレッシャー、<math>\sigma_n</math> はき裂面に作用する法線応力、<math>\underline{n}</math> はき裂面の単位法線ベクトルである。<math>\underline{\sigma}</math> は試験位置における (3×3) のテンソルである。岩盤が均質等方の線形弾性体であって、不透水性であれば <math>\underline{\sigma}</math> は単位法線ベクトル <math>\underline{n}</math> の 6 成分で表現される。</p> <p>1 本のボアホールでおこなわれる HTPF では、水平面内における <math>\underline{\sigma}</math> の変化は無視できる。さらに、初期応力場が深度の線形関数であると仮定すると、<math>\underline{\sigma}</math> は次式のように表せる。</p>			
$\underline{\sigma} = \underline{\sigma}(z) = \underline{S} + z \underline{\alpha} \quad (2)$			
<p>ここで、<math>z</math> は地表からの深度、<math>\underline{S}</math> と <math>\underline{\alpha}</math> は 2 階の対称テンソルである。式(2)を(1)に代入すると、</p>			
$ISIP = (\underline{S} + z \underline{\alpha}) \cdot \underline{n} \cdot \underline{n} \quad (3)$			
<p>式(3)は、対称テンソル <math>\underline{S}</math> と <math>\underline{\alpha}</math> の要素である 12 の未知数を含んでいる。測定誤差を考えると、式(3)から 3 次元の初期応力状態を決定するためには最低 14~15 回の試験をおこなう必要がある。しかし、通常、試験の回数は 15 回よりも少ないので、次のような仮定を設けて未知数の数を減らす。(1)鉛直応力はひとつの主応力である、(2)鉛直応力は被り地王に等しい、(3)岩盤 (片麻岩) の被り地王の深度勾配は 0.0265MPa/m である。</p> <p>以上の仮定を設けると、問題は 2 次元になり、未知数は 6 つに減る。すなわち、2 階のマトリクス <math>\underline{S}</math> と <math>\underline{\alpha}</math> の固有値 <math>S_1, S_2, \alpha_1</math> および <math>\alpha_2, \lambda</math> (北から計った <math>\underline{S}</math> の回転角) および <math>\eta</math> (<math>\underline{S}</math> と <math>\underline{\alpha}</math> の間の角度) である。2 次元の応力状態を決定するためには、最低 7 および 8 回の試験で十分である。式(3)は非線形逆問題を解くために開発されたコンピュータープログラムによって解くことができる。</p>			
測定結果：			
2次元モデル			
深度 29.3~267.9m の区間の 16 枚の天然き裂で HTPF 試験をおこなったが、このうち 12 箇			

所で完全なシャットインプレッシャーとインプレッションが得られた。Table1 参照。12 組のデータを用いて逆解析をおこなうと解が収束しなかつたので、測定されたシャットインプレッシャーと逆解析から計算されたそれとの差が大きい 238.3m と 267.9m のデータを除外した。10 組のデータから決定された初期応力状態は次のようである。

$$S_1=4.89\text{MPa}, \alpha_1=0.0146\text{MPa/m}, S_2=-2.47\text{MPa}, \alpha_2=0.071\text{MPa/m}, \lambda=26^\circ, \eta=4^\circ$$

Fig.7 は  $\sigma_h$  および  $\sigma_H$  と深度との関係である。最大主応力の方向は深度 50m 付近で  $90^\circ$  回転しているが、この深度では応力状態がほぼ等方的であるために、 $\sigma_H$  の方向が確定しないからである。

### 3次元モデル

3次元の応力状態を求めるための方程式には 12 個の未知数が含まれている。したがって、少なくとも走向傾斜のことなる 6 枚のき裂において 12 回の試験をおこなわなければならない。実際問題として、完全な 3次元初期応力場を決定するには少なくとも 15 回程度の試験が必要なので、同一のボアホールで以前実施した 4 回の水圧破碎試験のデータを加えて逆解析をおこなった。

Fig.8 は主応力の大きさと深度の関係を、また Fig.9 は  $\sigma_1$  の方向と深度との関係を示している。 $\sigma_1$  の大きさは水圧破碎試験から求めた  $\sigma_H$  とほぼ一致し、その差は最大で 0.5MPa である。深度 150~250m の間の  $\sigma_3$  は破り地圧とほぼ一致する。 $\sigma_1$  の方向は  $N60^\circ E$  (90m) から  $N120^\circ E$  (250m) まで、深度とともに時計まわりに回転していて、この傾向は水圧破碎試験の結果とよく一致する。

Table 1, Test points and corresponding field results, borehole Gi-1, Gideå, northern Sweden. Dip: angle between the normal to the fracture plane and vertical axis. Strike: orientation of the horizontal projection of the normal with respect to North.  $\sigma_n$ : normal stress acting across the fracture plane

No. of test points <i>i</i>	Depth, $z^i$ (m)		Fracture strike, $\phi^i$ ( $^\circ$ )		Fracture dip, $\theta^i$ ( $^\circ$ )		Normal stress, $\sigma_n^i$ (MPa)	
	$z^i$	$\epsilon_z$	$\phi^i$	$\epsilon_\phi$	$\theta^i$	$\epsilon_\theta$	$\sigma_n^i$	$\epsilon_\sigma$
1	93.3	0.1	328	7	61	3	4.4	0.1
2	129.7	0.1	92	7	40	3	4.5	0.1
3	130.1	0.1	206	7	58	3	5.9	0.1
4	178.4	0.1	308	7	28	3	6.5	0.1
5	237.5	0.1	213	7	32	3	6.9	0.1
6	238.3	0.1	204	7	22	3	8.7	0.1
7	247.5	0.1	181	7	33	3	8.3	0.1
8	252.5	0.1	248	7	26	3	7.6	0.1
9	253.0	0.1	300	7	19	3	8.2	0.1
10	260.1	0.1	258	7	20	3	7.4	0.1
11	262.2	0.1	5	7	71	3	9.8	0.1
12	267.9	0.1	240	7	83	3	10.0	0.1
13	111.0	0.1	135	7	90	3	4.4	0.1
14	122.5	0.1	168	7	90	3	5.2	0.1
15	140.0	0.1	141	7	90	3	6.4	0.1
16	183.0	0.1	42	7	90	3	8.0	0.1

No. 13-16: hydrofractures, according to Bjarnason and Stephansson [6].

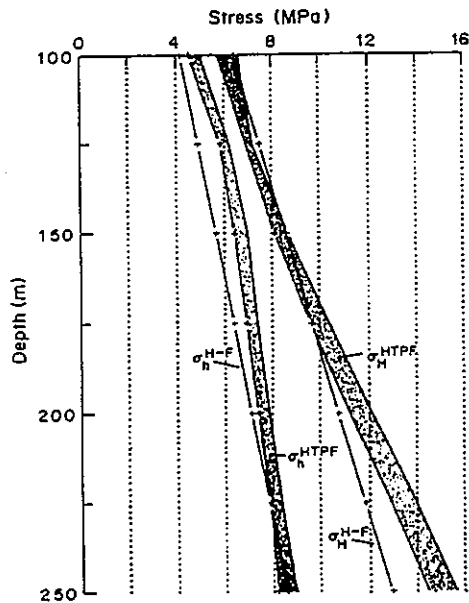


Fig. 7. The two-dimensional state of stress calculated from the HTPF method, and hydraulic fracturing method. The figure shows the limits of the HTPF results according to the nine solutions.

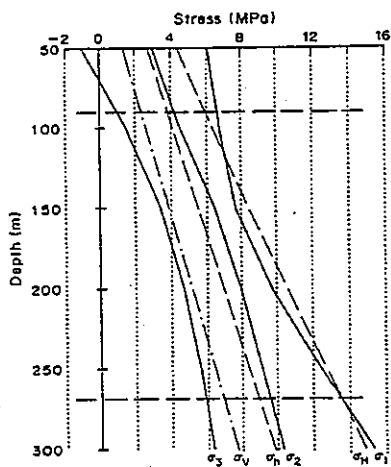


Fig. 8. The three-dimensional state of stress calculated from the HTPF method, and hydraulic fracturing method. Measurements taken at depths between 93.3 and 267.9 m.

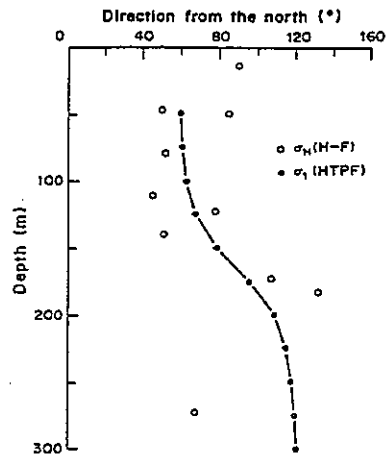


Fig. 9. Direction of  $\sigma_1$  according to the three-dimensional HTPF evaluation and hydrofracture orientations at Gidéd.

文献番号	C-3	著者	Cornet, FH; Julien, P
タイトル	Stress determination from hydraulic test data and focal mechanisms of induced seismicity		
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci		
巻号	V26, N3/4	頁	P235-248
		発行年月	July 1989
要旨	<p>Le Mayet de Montagne 花崗岩体の深度 850m までの初期応力状態を、2種類の方法で決定しようとした。第1の方法は、既存のき裂を用いた水圧試験 (HTPF 法) である。第2の方法は、岩盤への流体の圧入によって誘起される微小地震の発震機構解析に基づく方法である。HTPF 法から求めた初期応力状態は、局所的な応力場を反映していた。すなわち、それは岩盤内部へ流体を圧入したときの微小地震の震源から推定された流入方向とも矛盾しなかった。一方、発震機構のデータをすべて用いた逆解析では、解を求めることができなかった。これは、解析の前提となる応力場の均一性が満足されていないことを意味する。100m 以内の範囲で発生したイベントから逆解析をおこなうと解は収束したが、このようにして求めた初期応力場は HTPF 法の結果と一致しなかった。これは、流体の圧入によって応力場が擾乱されたことに原因があると考えられた。</p>		
測定概要			
測定場所: Le Mayet de Montagne, France			
測定深度: 880m			
地質概要: 花崗岩			
測定方法:			
HTPF 法による初期応力の決定方法			
<p>HTPF 法では、色々な深度で、走向傾斜の異なる既存のき裂面によって支持される法線応力成分を直接に測定する。i 番目のき裂に作用する法線応力 <math>\sigma_{n^i}</math> は、従来の水圧破砕法における最小主応力とほぼ同じように決定される。各き裂の方位はインプレッションパッカーあるいは検層装置によって調査し、き裂面の法線ベクトル <math>n</math> が求められる。N 枚のき裂について法線応力成分と方位が求められたとすると、完全な応力場 <math>\sigma</math> は次式のように表せる。</p>			
$\sigma(X) \cdot n^i \cdot n^i = \sigma_{n^i} \quad i=1, N \text{ for } N \text{ tests} \quad (1)$			
<p>ここで、<math>\sigma(X)</math> は i 番目のき裂の中心点 <math>X^i</math> に作用している局所応力テンソル、<math>n^i</math> は i 番目のき裂の法線ベクトルそして <math>\sigma_{n^i}</math> は i 番目のき裂に作用する法線応力である。岩盤が花崗岩のように均質であって、しかも地形の影響が無視できると、一次近似として応力場は深度の線形関数であると仮定できる。したがって、<math>\sigma</math> は次式のように表現できる。</p>			
$\sigma(X) = S + x_3 \alpha \quad (2)$			
<p>ここで、<math>S</math> および <math>\alpha</math> は 2 階の対称テンソルで、<math>x_3</math> は深度である。さらに、鉛直方向がひとつの主応力軸と一致し、応力場が地表まで連続であると仮定できれば未知数は 7 つに減る。局所的な応力場の不均一性と測定誤差を考慮すると N は 9 以上必要である。式(2)を(1)に代入すると i 番目の試験に対して次式が得られる。</p>			
$\sigma_{n^i} - \alpha_3 x_3^i \cos^2 \theta_i - 1/2 \sin^2 \theta_i \{ S_1 + S_2 + (\alpha_1 + \alpha_2) x_3^i + (S_1 - S_2) \cos 2(\phi_i - \lambda) + (\alpha_1 - \alpha_2) x_3^i \cos 2[\phi_i - (\lambda + \eta)] \} = 0 \quad (3)$			
<p>ここで、<math>S_1</math> と <math>S_2</math> は <math>S</math> の固有値、<math>\lambda</math> は <math>S_1</math> 固有ベクトルの方向である。<math>\alpha_1</math>、<math>\alpha_2</math> および <math>\alpha_3</math> は <math>\alpha</math> の固有値、<math>\eta</math> は <math>S_1</math> 固有ベクトルから計った <math>\alpha_1</math> 固有ベクトルの方向である。<math>\eta = 0</math> のとき式(3)は非線形方程式となるが、これは一般化した最小 2 乗法で解ける。</p>			
地震の発震機構解析に基づいた初期応力状態の決定			
<p>点 X における応力テンソルを <math>\sigma(X)</math> とすると、これは次式のように分解できる。</p>			
$\sigma(X) = \sigma_1(X)I + [\sigma_3(X) - \sigma_1(X)]T(X) \quad (4)$			
<p>ここで、<math>\sigma_i</math>、<math>i=1, 2, 3</math> は <math>\sigma</math> の主応力成分、<math>I</math> は単位テンソル、<math>T</math> は <math>\sigma</math> の主応力成分を基準にして定義され、次のように表される；</p>			

$$T_3(X) = \begin{pmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & R & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{pmatrix}$$

ここで、 $R = [\sigma_2(X) - \sigma_1(X)] / [\sigma_3(X) - \sigma_1(X)]$ 。Rは応力テンソルのアスペクト比と呼ばれ、 $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$ とすると、 $0 \leq R \leq 1$ である。地震の発震機構解析から応力場の主応力方向とアスペクト比Rを決定する場合、次の3つの仮定が導入される。

- 問題とする領域の応力場は一樣であって、 $\sigma(X)$ はXと無関係である。
- 個々の発震機構は独立した現象である。
- 断層面内のすべりベクトルsは、この面によって支持されるせん断応力 $\tau$ の方向と一致する。地震の発震機構解析からはすべりベクトルの方向しかわからないので、 $\sigma_1$ および $(\sigma_3 - \sigma_1)$ は決定できない。

測定結果：

HTPF 法による初期応力測定結果

当該地域にある複数のボアホールの深度50~730mで、19組の完全なデータが得られた。全データを用いて式(3)から逆解析した結果、深度340m付近に応力の不均一があると考えられた。そこで、データを測定深度50~190mおよび380~750mで分類し、それぞれの深度について逆解析をおこなった。結果は次の通りである。

- 上部 (50~190m)  $S_1=4.3\text{MPa}$  ;  $S_2=1.0\text{MPa}$  ;  $\lambda=N15^\circ E$  ;  $\alpha_1=0.024\text{MPa/m}$  ;  
 $\alpha_2=0.014\text{MPa/m}$  ;  $\alpha_3=0.0265\text{MPa/m}$  ;  $\eta=9^\circ$
- 下部 (380~750m)  $S_1=7.9\text{MPa}$  ;  $S_2=-3.3\text{MPa}$  ;  $\lambda=N2^\circ E$  ;  $\alpha_1=0.024\text{MPa/m}$  ;  
 $\alpha_2=0.008\text{MPa/m}$  ;  $\alpha_3=0.0265\text{MPa/m}$  ;  $\eta=101^\circ$

発震機構から決定された応力状態

注水試験をおこなったときの微小地震の震源は、検層によって変質帯と判定された3つのゾーン(470~530m、610~680m、780~880m)に集中していた。すべての発震機構のデータを用いた逆解析では解が収束しなかった。これは応力状態が一樣であるという前提が満足されていないためであると考えられた。最深レベルでは信頼性の高い14のメカニズム解が得られているが、このデータを用いた逆解析から主応力の軸方向が決定され、Fig.9aに示すようである。き裂面として選定された節面の走向はFig.9bに示す通り、ほとんど $N150^\circ E \sim N180^\circ E$ である。

この初期応力状態は、最大主応力方向が鉛直であるという点でHTPF法の結果と一致するが、最大水平主応力の方向は $70^\circ$ ずれている。このずれはデータの誤差によって説明できないほど大きい。これは注水によって応力場が擾乱されたためであると考えられる。

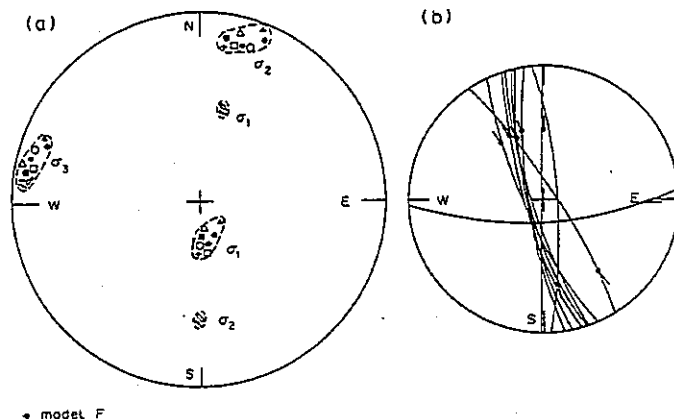


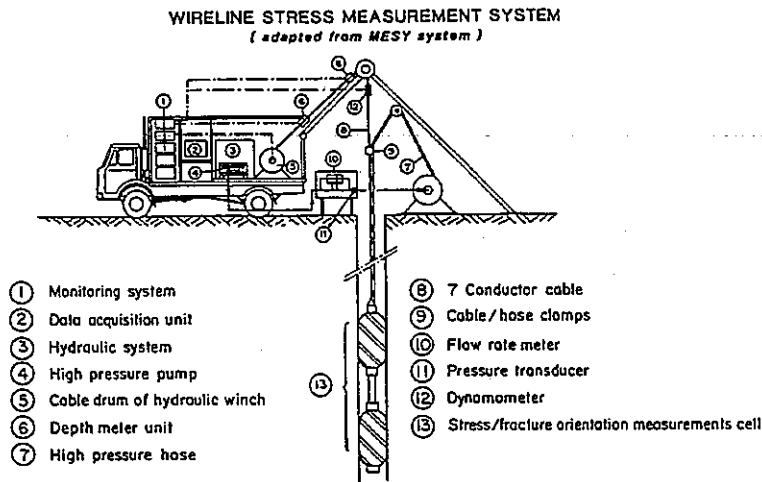
Fig. 9. Final solution for the stress determination from the inversion of deep focal mechanisms (a). The best solution (model F), according to the least squares criterion is indicated by an asterisk. The 90% confidence level has also been indicated. Other symbols correspond to solutions computed from the same set of data but after a random perturbation, compatible with the standard deviation on the data, has been introduced; (b) represents the nodal planes chosen as fracture planes by the least squares solution F.

文献番号	C-4	著者	Burlet, D; Cornet, FH; Feuga, B
タイトル	Evaluation of the HTPF method of stress determination in two kinds of rock		
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci		
巻号	V26, N6	頁	P673-679
		発行年月	Dec 1989
要旨	<p>2つの測定現場で、ワイヤライントイプのストラドルパッカーを用いた水圧破碎試験がおこなわれた。ボアホールは最大 1065m まで掘削されていた。古典的な水圧破碎法と HTPF ("hydraulic testing on pre-existing fractures") 法に基づいたデータの解析がおこなわれた。最初の測定場所は、Aix en Provence (France 南部) の近くで、岩盤は堆積層である。ここでは局所的な岩盤の不均質性が原因と考えられる応力の不連続的な分布が認められた。第2の測定場所は Cezallier 台地 (南中央 France) で、岩盤は花崗岩である。HTPF 法による解析から求められた鉛直応力成分の深度勾配は、岩盤の密度から予測されるよりもかなり小さかった。これは地形の影響と考えられた。古典的な方法から求めた応力の大きさと方向は HTPF 法の結果と極めてよく一致した。</p>		
測定概要			
測定場所: (1) 地中海に近い Marseille の北約 20km にある Aix en Provence 近郊。(2) Clermont Ferrand の南 60km の Cezallier 山脈。			
測定深度: (1)1000~1100m。(2)345~410m。			
地質概要: (1)上部白亜系の水平に堆積した石灰岩。(2)片麻状構造を有する地層。			
測定方法:			
<p>試験装置は Rummel et al. によって開発されたワイヤライントイプのパッカーシステムを採用している。Fig.1 参照。高圧ポンプは吐出圧力が 40MPa で、吐出量は 0.2~10 l/min まで調整できる。適用できるボアホールの直径は 76、96 および 122mm である。</p>			
測定結果:			
(1)石灰岩における初期応力測定			
<p>地中海に近い Marseille の北約 20km にある Aix en Provence 近郊に、鉛直なボアホールが 1100m まで掘削されていた。1000m まではケーシングが入っているため、100m の裸孔区間の 1035~1065m で 12 回の水圧破碎試験がおこなわれた。このうち 6 回は鉛直および鉛直に近い既存のき裂で行なわれ、残りの 6 回の試験では水圧破碎によって人工の縦き裂が誘起された。</p> <p>最初に、人工き裂が誘起された試験のデータに古典的な初期応力の決定方法を適用した。すなわち、き裂は最小主応力 <math>\sigma_h</math> に垂直で、<math>\sigma_h = \sigma_n</math> である。ここで、<math>\sigma_n</math> はき裂の法線応力でシャットインプレッシャーに等しい。<math>\sigma_H</math> の方向はき裂の方向と一致し、その大きさは次式で与えられる。</p>			
$\sigma_H = 3\sigma_h - P_{ff} - P_o \quad (1)$			
<p>ここで、<math>P_{ff}</math> はリオープニングプレッシャー、<math>P_o</math> はボアプレッシャーである。鉛直応力を被り地圧に等しいとすると、初期応力の分布は Fig. 3 のようである。<math>\sigma_H</math> はその大きさ (<math>\sigma_H / \sigma_v</math> は 1.3~1.0) と方向 (<math>-10^\circ \sim +30^\circ</math>) が深度によって変化している。これは応力場の不均一性によると考えられる。</p> <p>一様な応力場を当てはめることができるかを調べるために、HTPF 法によるデータの解析を試みた。HTPF 法ではき裂は <math>\sigma_h</math> に垂直であるという仮定は導入されない。応力は一様であって深度の線形関数であると仮定すると、</p>			
$\sigma = S + z\alpha \quad (2)$			
<p>したがって、問題は方向が既知であるき裂面に作用する法線応力から、<math>S</math> と <math>\alpha</math> の成分を決定することに帰着される。今の場合、深度区間は 35m しかないので、応力の方向は一定であるとし、鉛直応力成分は被り地圧に等しいと仮定する。そうすると、<math>S</math> と <math>\alpha</math> を表現するために必要となるパラメーターの数は 5 つだけである。1029.9~1056.2m の間の 8 つの試験データを使った解析結</p>			

果は次の通りである。  $S_1=0.6\text{MPa}$ 、  $S_2=8.6\text{MPa}$ 、  $\alpha_1=0.014\text{MPa/m}$ 、  $\alpha_2=0.01\text{MPa/m}$ 、  $\alpha_3=0.025\text{MPa/m}$ 、  $\lambda=45^\circ$ 。各深度における  $\sigma_H$  と  $\sigma_h$  の値および  $\sigma_H$  の方向は Fig. 3 のようである。  $\sigma_H$  の方向は水圧破碎試験で誘起された縦き裂と垂直であって不合理である。このような不合理な結果は、岩盤の局所的な不均質性に起因すると考えられる。

(2) Cezallier の結果

試験現場は、 Clermont Ferrand の南 60km の Cezallier 山脈に位置する。ボアホールは片麻状の地層に掘削されている。深度 345~410m の間でおこなった 10 回の試験のうち、 8 回でシャットインプレッシャーテストの後に明瞭な圧力の回復が観測された。 8 回のうち 2 回の試験でボアホール軸を含む縦き裂が誘起され、 残りの 6 回ではボアホール軸と交差するき裂が誘起された。測定した深度の範囲では応力が回転しないという仮定のもとに、 HTPF 法から初期応力状態を推定した。結果は次の通りである。  $S_1=6.8\text{MPa}$ 、  $S_2=4.8\text{MPa}$ 、  $\alpha_1=0.01\text{MPa/m}$ 、  $\alpha_2=0.009\text{MPa/m}$ 、  $\alpha_3=0.0235\text{MPa/m}$ 、  $\lambda=67^\circ$ 。各深度における  $\sigma_H$  と  $\sigma_h$  の値および  $\sigma_H$  の方向は Fig. 4 のようである。  $\alpha_3$  は岩盤の密度 (0.0265MPa/m) から推定される値よりもかなり小さいが、これは台地状の地形による影響と考えられた。以上の結果は、 2 つの縦き裂で得られたデータに古典的な水圧破碎理論を適用して求めた初期応力状態と非常に良く一致した。



**STRESS MEASUREMENTS CELL ( A ) - IMPRESSION PACKER ( B )**  
( Developed by BRGM )

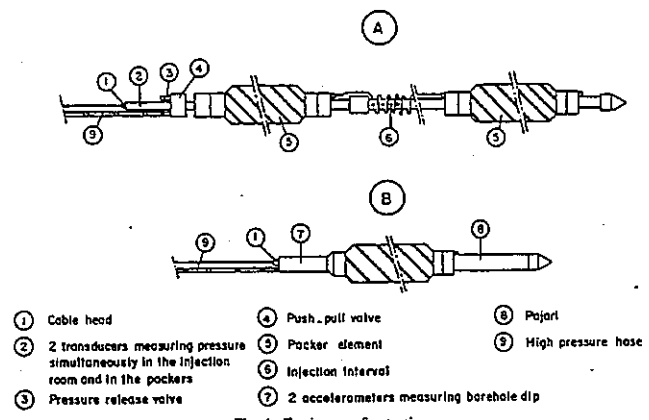
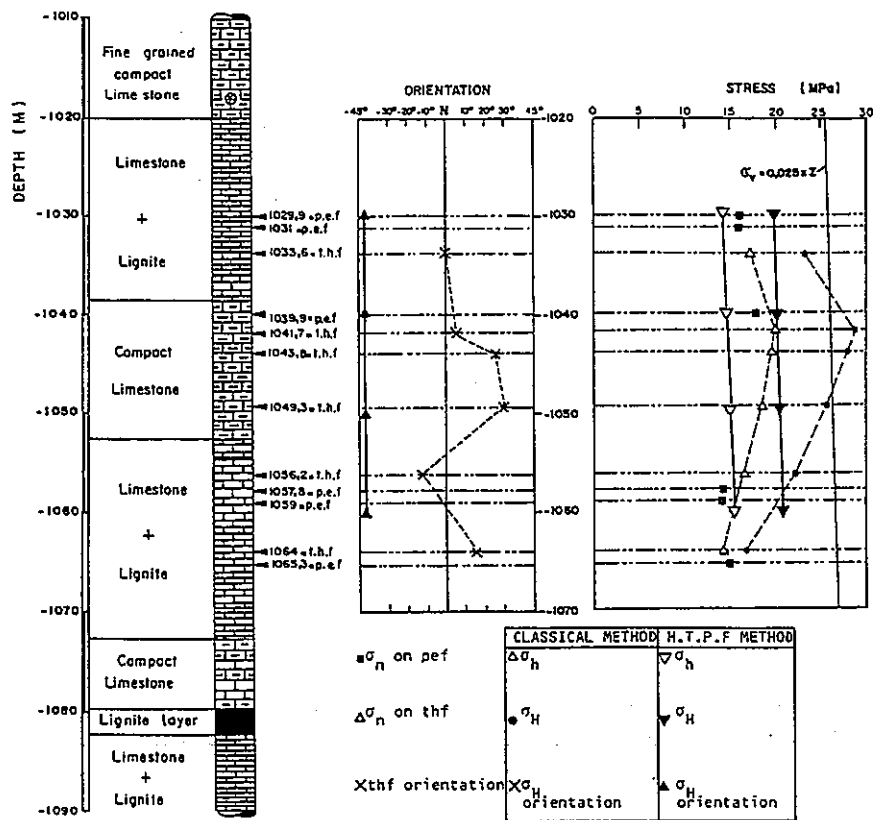


Fig. 1. Equipment for testing.



pef : pre existing fracture  
 thf : true hydraulic fracturing

Fig. 3. Results from Aix en Provence.

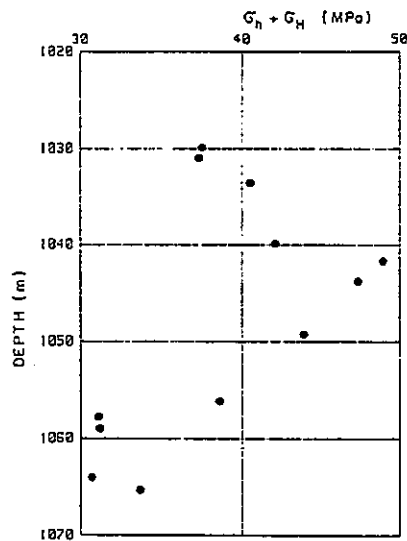


Fig. 4.  $\sigma_h + \sigma_H$  vs depth for fractures parallel to the borehole axis (data from Aix en Provence).



文献番号	C-5	著者	Cornet, FH
タイトル	In situ stress heterogeneity identification with the HTPF tool		
雑誌名	Proc 33rd US Symposium on Rock Mechanics, Santa Fe, 3-5 June 1992, Publ Rotterdam: A A Balkema		
巻号		頁	P39-48
		発行年月	1992
要旨	ワイヤラインタイプのストラドルパッカーに、ボアホール壁面の画像を映し出す装置を組み込んだHTPF ツールについて述べる。このツールを用いれば、水圧破碎破碎によって誘起されたき裂の映像をリアルタイムで見ることができるので、初期応力測定にとってきわめて有益な情報が得られる。このツールは花崗岩体における初期応力の不均一性を調査するために用いられてきた。水圧破碎試験で誘起された地震の発震機構解析の結果は、初期応力の不均一性がボアホールから遠く離れたところまで広がっていることを示している、水圧破碎き裂の挙動が広域的な初期応力場によって支配されていないことを示唆している。		
測定概要			
測定場所： Le Mayet de Montagne 花崗岩テストサイトは、Vichy(Paris の南 400km)の南東 25km の中央 France に位置している。ここでは、原位置大規模循環試験がおこなわれた。			
測定深度： 50~730m			
地質概要： 花崗岩			
測定方法： 既存のき裂における水圧試験 (HTPF)			
<u>HTPF ツール</u>			
水圧試験で開口させたき裂の走向傾斜は、インプレッションパッカーで測定することができるが、この方法は深度が 100m を越えると時間がかかるという欠点がある。ボアホールテレビカメラの場合、いったん閉じた人工き裂の幅がカメラの解像度よりも小さいときは測定が常に成功するとは限らない。そこで、Mosnier's azimuthal laterolog あるいは Schlumberger's Formation Micro Scanner など、電気的にき裂の画像を映し出す装置(electrical imaging tools)が用いられてきた。			
HTPF では Mosnier の方法が用いられる。この方法には、ワイヤラインタイプのストラドルパッカーで水圧破碎試験を行ないながらき裂の画像をモニタリングできるという、他の方法にはない長所がある。ボアホール壁面のき裂をみるために、離れた位置にある電極と、ツールの中心に配置されたリング上の多数の電極との間に交流電圧をかける(Fig.1 参照)。中心部分のリングに配置された各電極に流れる電流は、電極と対峙するボアホール壁面のコンダクタンスに比例する。各深度における測定結果は、電流の大きさを方位の関数として表したダイアグラム(Fig.3)か、あるいは画像として表示できる(Fig.2)。き裂の走向傾斜を決定するために、ツールの方位を 2 つのマグネットメーターで測定する。パッカーでツールを固定すると電極のリングを移動させることはできないので、16 個の電極がついたリングをパッカーの中間に 10 段配置して加圧区間の画像をモニタリングする。			
<u>広域応力場の決定方法</u>			
き裂に作用する法線応力成分とき裂の走向傾斜が N 箇所で測定できれば、次の条件式を満足する広域応力場 $\sigma(x)$ を決定できる。			
$\sigma(x^{(m)}) \cdot n^m \cdot n^m = \sigma_n^{(m)} \quad (1)$			
$\text{div } \sigma(x^{(m)}) - \rho(x^{(m)}) b = 0 \quad (2)$			
ここで、 $i$ は $m$ 番目のき裂面の中心点における局所応力テンソル (圧縮が正で、 $x_i^{(m)}, i=1,2,3$ ) ; $n^m$ は $m$ 番目のき裂面の法線である ; $\sigma_n^{(m)}$ は $m$ 番目のき裂面が支持する法線応力 ; $\rho(x^{(m)})$ は点 $x^{(m)}$ における岩石密度 ; $b$ は重力 ( $b_i = g \delta_{i3}; \delta_{i3} = 0$ for $i \neq 3; \delta_{i3} = 1$ for $i = 3$ ) である。測定範囲を含む領域の応力場を、1 次の線形近似で表現して離散化すると、 $m$ 番目の測定をおこなった点 $x^{(m)}$ における応力は 22 の未知のパラメータで表される。			
いま、(a) 水平面内の初期応力の変化を無視し、(b) 鉛直方向がひとつの主応力軸と一致すると仮			

定すると、未知数の数は8まで減少し、初期応力は次式で表せる。

$$\sigma(x_3) = S + x_3 \alpha \quad (5)$$

ここで、 $S$  および  $\alpha$  は2階の対称テンソルであって、それらのひとつの固有ベクトルの方向は鉛直下方を向いている。さらに(c)応力場が地表まで連続していると仮定すると、広域応力場は7つのパラメータで表現できる。すなわち、3つのパラメータは  $S$  に関係していて、4つのパラメータは  $\alpha$  に関係している。いま、 $S_1$  と  $S_2$  を  $S$  の非ゼロ固有値、 $\lambda$  を  $S_1$  固有ベクトルの方位とする。 $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ 、 $\alpha_3$  は  $\alpha$  の固有値、 $\eta$  を  $\alpha_1$  固有ベクトルの  $S_1$  固有ベクトルに関する方位とする。式(1)と(5)から、

$$\sigma_n^{(m)} - \alpha_3 x_3^{(m)} \cos^2 \theta_m - 1/2 \sin^2 \theta_m \{ S_1 + S_2 + (\alpha_1 + \alpha_2) x_3^{(m)} + (S_1 - S_2) \cos 2(\phi_m - \lambda) + (\alpha_1 - \alpha_2) x_3^{(m)} \cos 2[\phi_m - (\lambda + \eta)] \} = 0 \quad (6)$$

ここで、 $\phi_m$  および  $\theta_m$  は、 $m$  番目のき裂の法線の方位および鉛直方向からの傾斜である。測定値には誤差が含まれるので、広域的な応力場を表す7つのパラメータを決定するためには最低9か10組の完全な試験をおこなう必要がある。この逆問題は一般化された最小2乗法で解くことができる。応力場の不均一性が強い場合、正しい応力場を決定するためには多数の測定データが必要になるが、HFTP ツールを用いれば短時間に信頼性の高い水圧試験データが得られる。

測定結果：

テストサイトには深度800mの2本の鉛直ボアホール(INAG III-8 と INAG III-9)が100m 離れて掘削されている。そのほか、深度200mの鉛直ボアホールが、それぞれ30m 離れて3本掘削されている。これらのボアホールの深度50~730mの区間で19組の完全な測定結果が得られた。式(6)で定義された  $S$  と  $\alpha$  の成分は次のように決定された。

$$S_1 = 5.1 \text{MPa}; S_2 = 0.3 \text{MPa}; \lambda = N30^\circ E;$$

$$\alpha_1 = 0.0083 \text{MPa/m}; \alpha_2 = 0.0239 \text{MPa/m}; \alpha_3 = 0.0242 \text{MPa/m}; \eta = 19^\circ$$

水の循環試験は2段階でおこなわれた。第1段階の小規模循環試験では、INAG III-9 の長さ250mの裸孔区間に30m<sup>3</sup>/hの流量で70時間注入がおこなわれた。このとき、15の地点で3次元の地震観測がおこなわれ、約50のイベントが観測された。このうち35のイベントはせん断型の発震機構と判定された。これらのイベントは3つの異なる深度に分布していて、上部では逆断層型の発震機構が、下部では正断層型の発震機構が数多く認められた。下部では節面の走向はN150°E-N180°Eで、この面は電気的な画像検層で観測された深度300m以下のき裂の方向と一致する。しかし、発震機構から計算された節面のすべりベクトルの方向は、HFTP法で決定した初期応力から計算されるせん断応力の方向と一致しなかった。第2段階では、20~75m<sup>3</sup>/hの流量で70000m<sup>3</sup>の大規模注入試験がおこなわれた。このときの発震機構解析の結果はHFTPの結果と比較的よく一致したが、それでも系統的な不一致が認められた。このような不一致は、岩盤内部の応力不均一のために、発震機構から推定された応力場が、HFTP法から決定された応力場と異なっているために生じたと考えられる。

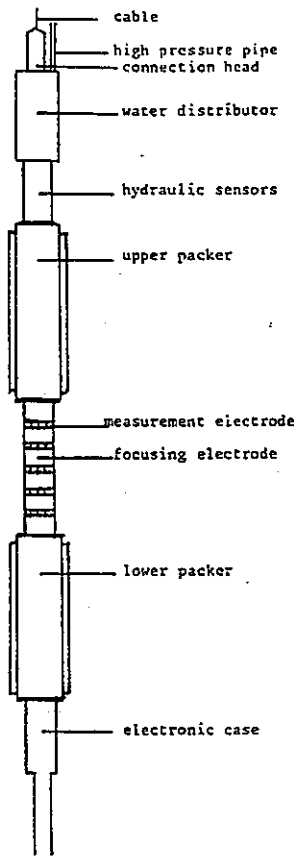


Figure 1b) schematic diagram of the HTPF tool



Figure 2. Example of black and white fracture images.

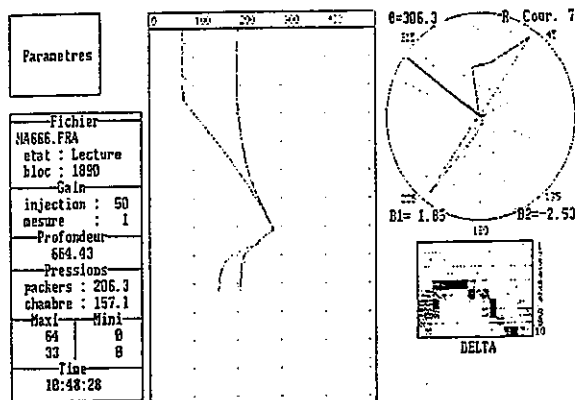


Figure 3. Example of fracture mapping during hydraulic injection tests: Hardcopy of the monitor of the computer used to operate the tool on site. On the central part of the monitor the pressure (horizontal axis graduated in MegaPascal) in both the packers (right hand curve) and the straddled interval (left hand curve) are plotted as a function of time (vertical axis without graduation). On the upper right corner a polar diagram for the selected row (7 on this example) of electrodes is plotted. Its orientation is determined with two magnetometers. On the lower right part of the monitor the colour coded output of all 160 electrodes are shown; each row of electrode is indicated by its number on the right hand column.

文献番号	C-6	著者	Cornet, FH; Burette, D		
タイトル	Stress field determinations in France by hydraulic tests in boreholes				
雑誌名	J Geophys Res				
巻号	V97, NB8	頁	P11829-11849	発行年月	July 1992
要旨	<p>水圧試験によって、France の 8 地点 (4 地点は結晶岩質岩盤あるいは変成岩、4 地点は堆積岩) で初期応力場が決定された。このうち 7 地点では、既存のき裂を利用した水圧試験 (hydraulic tests on pre-existing fractures (HTPF)) によって完全な応力場が決定された。4 地点では通常の水圧破碎試験から求めた応力場と対比をおこない、最大水平主応力 <math>\sigma_H</math> の方向と <math>\sigma_H</math> の大きさは比較的良く一致するが、<math>\sigma_H</math> の大きさは大きく異なることがわかった。この違いは、き裂が開く前に流体が浸透するためであると考えられた。500m よりも深いところでは、結晶質岩盤 (Auriat, Echassieres, Le Mayet de Montagne, Chasoles) の場合、<math>\sigma_H</math> 方向は一概に N150° E であり、これらの地点はすべて Massif Central の北部に位置していた。このうち 3 地点では鉛直応力は、岩盤の密度から推定される被り地圧よりも著しく小さかった。Auriat および Echassieres では、横ずれ断層の応力環境である。Le Mayet de Montagne および Chasoles では、最大応力は鉛直でほぼ <math>\sigma_H</math> に等しい。堆積岩にある 4 地点のうち 2 地点では、応力場は不均一であった。これは、岩盤の力学特性が大きく変動するからである。このような不均質な岩盤では、HTPF 法による逆解析は力学特性の等しい岩盤の区間にしか適用できない。</p>				
測定概要					
測定場所: (1) Echassieres—中央 France の Vichy の南東 25km。 (2) Merifons—南 France の Montpellier の西 50km、Lodeve 堆積盆地の中。					
測定深度: (1) Echassieres—730m、 (2) Merifons—840m。					
地質概要: (1) Echassieres—花崗岩、 (2) Merifons—均質な二疊紀の泥質層。					
測定方法: 既存のき裂における水圧試験法 (HTPF 法)					
<p>物理検層あるいはコアの調査結果に基づいて、き裂が存在しないか、あるいは単一の既存き裂だけが存在するポアホールゾーンを選定する。次にストラドルパッカーでポアホールを密閉し、ポアホールの壁面に流体圧をかける。新しいき裂が誘起されるかあるいは既存のき裂が再開するまで圧力をあげる。開口したき裂の長さがポアホール直径の 3~4 倍より大きくなったら、シャットインプレッシャーテストおよびリオープンテストをおこなう。リオープンテストでは、き裂内部の圧力分布が一樣になるように、十分に小さい流量でテストをおこなう。シャットインプレッシャーおよびリオープンテストは、き裂面に作用する法線応力 <math>\sigma_n</math> と一致する。水圧破碎試験の後、各き裂の方向をインプレッションパッカーあるいは物理検層によって測定する。き裂の方向は、き裂面上の法線ベクトル <math>n</math> で表現される (<math>n</math> は方位 <math>\phi</math> と鉛直からの角度 <math>\theta</math> で定義される)。</p> <p>問題は、これら <math>N</math> 個の法線応力から完全な応力場 <math>\sigma</math> を決定することである。 <math>N</math> 個のき裂の方向から次式が導かれる。</p>					
$\sigma(x^i) \cdot n^i \cdot n^i = \sigma_n^i \quad (2)$					
<p>ここで、<math>i=1 \sim N</math> であって、<math>N</math> 箇所の試験区間を表している。<math>\sigma(x^i)</math> は、点 <math>x^i</math> を中心とする <math>i</math> 番目のき裂の法線ベクトル、<math>\sigma_n^i</math> は <math>i</math> 番目のき裂が支持する法線応力である。</p> <p>花崗岩のように均質な岩盤で、しかも地形の影響が無視できる場合、一次近似としてある深度範囲で応力場は深度の線形関数であると仮定できる。したがって、<math>\sigma</math> は次式のように表される。</p>					
$\sigma(x) = S + x_3 \alpha \quad (3)$					
<p>ここで、<math>S</math> と <math>\alpha</math> は 2 階の対称テンソル、<math>x_3</math> は深度である (<math>x_1</math> 軸は北向きが正、<math>x_2</math> 軸は東向きが正、<math>x_3</math> は下向きが正)。釣り合い条件より、式(3)が成り立つのは、考えている深度の範囲で鉛直方向が主軸の方向と一致するときだけである。したがって、<math>\alpha_{13} = \alpha_{23} = 0</math> である。応力場が地表まで連続的で、しかも地表が平坦 (これは鉛直方向が主軸の方向と一致するための必要</p>					

条件) ならば、 $S_{12}=S_{23}=S_{33}=0$ である。

したがって、このような単純な条件のもとでは、決定すべきパラメーターの数は7つだけである。局所的なデータのばらつきや測定誤差を小さくするためには9つかそれ以上のゾーンで測定をおこなう必要がある。この論文では、鉛直方向が主軸の方向と一致すると仮定する。応力場が地表まで連続的でないと考えられる場合、式(3)は特定の深度範囲だけに適用できる。この場合、 $S_{33}$ は非ゼロになり、決定すべきパラメーターの数は8つになる。

式(3)を式(2)に代入すると、応力テンソルは主応力成分で表示できる。 $S_1$ および $S_2$ を $S$ の固有値、 $\lambda$ を $S_1$ 固有ベクトルの方向(北から東まわりを正)とする。 $\alpha_1$ 、 $\alpha_2$ および $\alpha_3$ を $\alpha$ の固有値( $\alpha_3$ は下向きのベクトル)、 $\eta$ を $\alpha_1$ 固有ベクトルの $S_1$ 固有ベクトルからの方向とする。したがって、 $i$ 番目の試験に関して式(2)は次式のように表される。

$$\sigma_{n_i} - \alpha_3 x_i^3 \cos^2 \theta_i - 1/2 \cdot \sin^2 \theta_i \{ S_1 + S_2 + (\alpha_1 + \alpha_2) x_i^3 + (S_1 - S_2) \cos 2(\phi_i - \lambda) + (\alpha_1 - \alpha_2) x_i^3 \cos 2[\phi_i - (\lambda + \eta)] \} = 0 \quad (4)$$

$\eta=0$ の場合(主応力の方向が回転しないと仮定する場合)、式(4)は非線形方程式となるが、一般化した非線形最小2乗法によって解くことができる。

測定結果:

#### (1) Echassieres

深度50~730mの間で、18組の測定値が得られた。Table5参照。逆解析の結果は次の通りである。 $S_1=5.1\text{MPa}$ ;  $S_2=0.3\text{MPa}$ ;  $\lambda=N30^\circ E$ ;  $\alpha_1=0.0083\text{MPa/m}$ ;  $\alpha_2=0.0239\text{MPa/m}$ ;  $\alpha_3=0.02242\text{MPa/m}$ ;  $\eta=19^\circ$

水平主応力 $\sigma_H$ と $\sigma_h$  ( $\sigma_H > \sigma_h$ ) および北からの $\sigma_H$ の方向(東回りが正)と深度との関係はFig.4のようである。深度349および345mの測定値は解析結果とあまり一致しないので、これらの深度の付近には応力場のアンモリーがあると考えられる。600mよりも浅いところで、最大水平主応力の回転がみられるが、これは局所的な地形による影響である。

#### (2) Merifons

深度257と840mの間で、20回の試験がおこなわれた。このうち2箇所ではき裂の方向が判定できなかった。さらに3箇所ではパッカーを迂回して流体がリークしたために、完全な圧力データが得られなかった。残りの15箇所で見られた試験結果はTable8の通りである。深度721.5および735.5mでボアホール軸を含む縦き裂が生じた。

まず、密閉区間で単一のき裂だけがみいだされた7箇所のデータから逆解析によって決定した応力状態は次のようである。 $S_1=6.2\text{MPa}$ ;  $S_2=9.2\text{MPa}$ ;  $\lambda=N-27^\circ E$ ;  $\alpha_1=0.0151\text{MPa/m}$ ;  $\alpha_2=0.003\text{MPa/m}$ ;  $\alpha_3=0.0298\text{MPa/m}$ ;  $\eta=-26^\circ$

$\alpha_3$ の値はコアの密度( $2.9\text{g/cm}^3$ )から推定される深度勾配にきわめて近い。次に、ボアホールゾーンに複数のき裂がみいだされた残りの8箇所で、上記の応力状態から各き裂面に作用する法線応力を計算した。そして、(a)計算された法線応力が最も小さくなるき裂面、および(b)計算された法線応力が測定された法線応力に最も近くなるき裂面をそれぞれ抽出した。5箇所では同一のき裂面が(a)と(b)の基準を満たしたが、深度531、721および735.5mの3箇所では基準によって異なるき裂面が抽出された。基準(a)および(b)から決定されたき裂面のデータに、方向がはっきりしている7箇所のき裂のデータを加えて再計算した結果は、実質的には一致した。結果はFig.6のようである。Lodeve堆積盆地の応力環境は正断層型で、最大水平主応力の方向は $N80^\circ E$ 、標準偏差は $10^\circ$ である。

TABLE 5. Results of Hydraulic Tests at Le Mayet de Montagne (46.07° N, 3.63° E)

$x_3$ , m	$\phi$	$\varepsilon_\phi$	$\phi_c$	$\theta$	$\varepsilon_\theta$	$\theta_c$	$\sigma_{H_0}$ , MPa	$\varepsilon_{\sigma_H}$ , MPa	$\sigma_{h_0}$ , MPa
56	-32	5	-21	85	3	85	4.0	0.2	3.6
90	65	5	63	83	3	86	4.4	0.3	4.3
113	-65	10	-65	75	3	75	2.7	0.1	2.7
143	-61	5	-60	84	3	84	3.5	0.1	3.4
163	65	5	60	84	3	84	5.3	0.2	5.1
174	-21	5	-29	84	3	84	5.65	0.1	5.7
186	-35	5	-38	85	3	85	5.45	0.1	5.5
345	7	6	14	77	2	77	7.2	0.5	8.8
349	5	6	8	68	3	68	8.5	0.3	9.1
385.5	315	7	322	82	3	82	10.2	0.2	10.0
	85	4		82.5	2				
390	283	4	277	80	3	81	7.2	0.3	8.0
396.5	225	2	225	84	3	84	7.7	0.3	7.7
400	315	3	315	86	1	86	10.2	0.3	10.1
	251	2		81	2				
460	58.5	5	59	49	1	49	9.3	0.3	9.7
528	190	5	185	73	3	72	11.9	0.3	11.7
	215	5		78	2				
621	58	6	64	73	3	70	11.0	0.4	10.3
721	270	15	282	83	3	83	14.8	0.3	14.8
729.5	267	10	276	83	3	83	14.2	0.2	14.1

Same notation as in Table 1. For the depths at which two fractures were observed, the first one indicated is that taken into account in the inversion procedure.

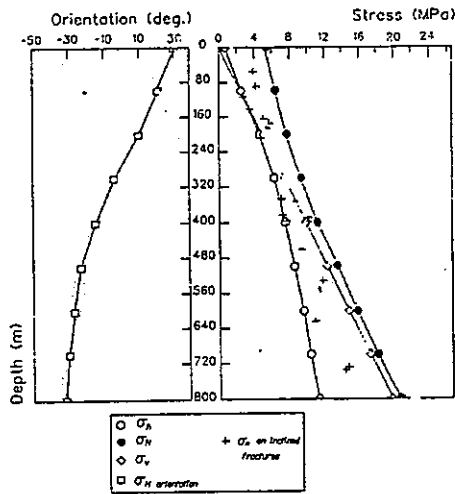


Fig. 4. Variation of stress with depth at Le Mayet de Montagne (46.07° N, 3.63° E).  $\sigma_v$  is the vertical stress;  $\sigma_H$  and  $\sigma_h$  are the maximum and minimum horizontal principal stresses, respectively. The shaded area indicates the 68% confidence interval of the stress components.  $\sigma_n$  is the measured normal stress on fracture planes.

TABLE 8. Results From the Site in the Lodève Basin (43.63° N, 3.30°E)

$x_3$ , m	$\phi$	$c_\phi$	$\phi_c$	$\theta$	$\varepsilon_\theta$	$\theta_c$	$\sigma_{A_1}$ , MPa	$\varepsilon_{\sigma_{A_1}}$ , MPa	$\sigma_{H_1}$ , MPa
257.1	322	5	322	14	5	12	7.3	0.2	7.2
297.7	256	5	257	81	5	81	7.4	0.2	7.4
	280	5		75	5		7.2	0.2	7.3
333.2	51	5	47	77	5	78	7.2	0.2	7.3
	51	5		64	5				
	244	5		87	5				
422	288	5	290	88	5	88	6.9	0.2	6.9
500.3	40	5	40	80	5	80	8.8	0.2	8.8
530.9	202	5	208	74	5	66	9.3	0.2	9.2
	220	5		71	5				
579.3	75	5	75	79	5	59	13.2	0.2	12.8
	74	5		77	5				
675.9	53	5	51	77	5	78	11.8	0.5	12.0
	244	5		80	5				
718.4	237	3	233	88	3	88	11.7	0.5	12.3
721.2	135	5	134	66	5	64	12.0	0.3	12.0
	116	3		79	3				
	157	5		76	5				
735.5	17	3	19	80	3	78	10.4	0.4	10.2
	21	5		79	5				
	100	5		81	5				
	80	5		75	5				
	83	5		49	5				
761.9	137	5	140	61	5	67	11.4	0.4	11.7
	44	5		61	5				
792	236	5	237	73	5	72	14.5	0.2	14.5
834.8	67	5	64	77	5	80	14.2	0.5	14.8
839.8	129	5	129	67	5	66	14.2	0.4	14.2
	199	5		32	5				

Same notations as in Table 1.

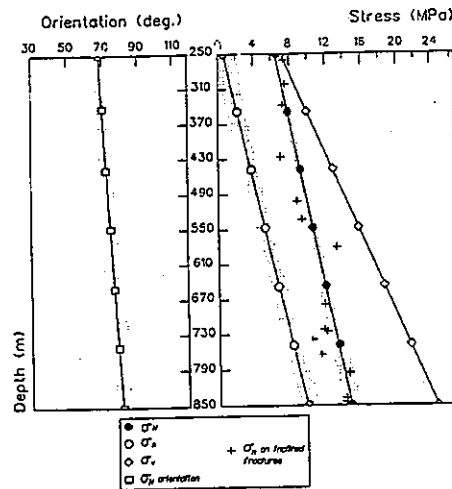


Fig. 6. Variation of stress with depth at Lodève (43.63°N, 3.30°E).  $\sigma_v$  is the vertical stress;  $\sigma_H$  and  $\sigma_h$  are the maximum and minimum horizontal principal stresses, respectively. The shaded area indicates the 68% confidence interval of the stress components.  $\sigma_n$  is the measured normal stress on fracture planes.

文献番号	C-7	著者	Yin, J; Cornet, FH
タイトル	Integrating hydraulic data and focal plane solution for regional stress determination		
雑誌名	Proc International Workshop on Rock Stress Measurement at Great Depth, Tokyo, Sep. 1995		
巻号		頁	P13-18
		発行年月	1995
要旨	<p>ボアホール近傍におけるき裂の法線応力は、水圧試験(hydraulic tests)(HTPF)によって直接に測定できる。一方、水圧試験の時に誘起される微小地震の発震機構解析からは、水圧試験の位置からある程度離れたところでき裂に作用するせん断応力の方向が決定できる。これらのデータを逆解析することによって、試験位置の分布を考慮した広域的な応力場を決定することができる。La Mayet de Montagne 花崗岩体で本手法を適用した結果、鉛直方向はひとつの主応力軸の方向と一致した。さらに測定結果に対する95%の信頼区間を求めた。これは、主応力の大きさでいうと最確値の10~15%、主応力の方向では立体角でいうと30°のオーダーである。本解析によって応力の不均一性が明らかになった。このような応力の不均一性は、岩盤(約6×10<sup>6</sup>m<sup>3</sup>)に圧入された流体の流れを支配していると考えられた。</p>		
測定概要			
測定場所: La Mayet de Montagne 花崗岩サイトは、中央FranceのVichyの南東約25kmに位置する。ここでは、破碎した岩盤に流体を注入する試験がおこなわれてきた。			
測定深度: 939m			
地質概要: 花崗岩体			
測定方法: 既存のき裂を利用した水圧試験(HTPF)、発震機構解析			
問題の呈示			
<p>初期応力状態を決定するためのデータは、お互いかなり離れた位置で測定されるので、これらの点を包含する全体積の内部で初期応力状態が一様であると考えすることはできない。初期応力状態は深度の線形関数であるが、水平面内の変化は無視できると仮定する。そうすると深度zにおける応力テンソル<math>\sigma(z)</math>は次式で与えられる。</p>			
$\sigma(z) = S + (z - z_0) \alpha \quad (1)$			
<p>ここで、Sは深度<math>z_0</math>における応力、<math>\alpha</math>は<math>z_0</math>近傍の鉛直応力の深度勾配である。Sは6つの成分で表現されるが、水平面内の変化がない場合は、釣り合い条件から<math>\alpha</math>の成分は4つになる。したがって、応力場は10個のスカラーで表現できる。岩盤の密度が既知である場合、<math>\alpha</math>の未知成分は3個になる。したがって、問題は次式を満足する10個(岩盤の密度が既知の場合は9個)のパラメータを決定することに帰着される:</p>			
HTPF データに関して、 $\sigma_{nk} = \sigma(z) n^k \cdot n^k \quad (2)$			
発震機構に関して、 $s^m \cdot \tau /  \tau  = 1 \quad (3)$			
<p>ここで、<math>\sigma_{nk}</math>は深度zにおいてk番目の既存のき裂に作用する法線応力である。<math>n^k</math>はそのき裂の法線ベクトルである。<math>s^m</math>はm番目の断層面に関するすべりベクトルで、<math>\tau</math>はこの平面に作用するせん断応力である。すなわち、<math>\tau(z) = \sigma(z) n^m - (\sigma(z) n^m \cdot n^m) n^m</math>である。発震機構解析からは2つの節面が求められるが、どちらが断層面であるかを判定する必要がある。</p>			
目的関数の定義			
<p>10組のパラメータのモデルに対する適合度を評価するために目的関数を定義する。i番目のモデル<math>\sigma_i</math>とHTPFデータおよび発震機構解析とのくいちがいを、それぞれ<math>\Phi_{hi}</math>および<math>\Phi_{mi}</math>とすると、HTPFのデータ数は発震機構解析の数よりも格段に少ないので、<math>\Phi_{hi}</math>および<math>\Phi_{mi}</math>に重みをつけてモデルiに対する全体のくいちがいを次式のように定義する。</p>			
$\Psi^i = 0.5 (M_{Cmax} / M_{Ci} * \Phi_{hi} / \Phi_{hmin}) + 0.5 (N_{Cmax} / N_{Ci} * \Phi_{mi} / \Phi_{mmin}) \quad (7)$			
<p>ここで、<math>M_{Cmax}</math>と<math>N_{Cmax}</math>はそれぞれのデータの数、<math>\Phi_{hmin}</math>と<math>\Phi_{mmin}</math>はそれぞれ個別に逆解析したときの各データのくいちがいの最小値である。<math>M_{Ci}</math>と<math>N_{Ci}</math>はこのときモデルiに適合し</p>			



たデータの数である。したがって、問題は目的関数 $\Psi$ を最小にするモデルをみいだすことに帰着される。逆解析ではGenetic Algorithm(GA)法によって最適モデルを決定し、解の信頼区間は通常のMontecarlo(MC)法によって求めた。

#### 測定結果：

Le Mayet de Montagne における水圧破碎試験は次の3段階で行なわれてきた。

Set1：大規模な水圧破碎試験によって応力場が擾乱を受ける前のほぼ一様な応力場において、深度50~730mの区間で18回のHTPFがおこなわれた。

Set2：294~939mの深度範囲で誘起された微小地震から87の発震機構解を求めた。

Set3：大規模な水圧破碎試験の後、応力が場まぼ一様な地点で13回のHTPFがおこなわれた。

まず、鉛直方向はひとつの主応力軸の方向と一致し、式(1)のテンソル $S$ を地表において定義した。Set1のデータに一般化した最小2乗法とGA法を適用した。得られた結果は、測定がおこなわれた深度範囲で良く一致した。主応力の方向に関して仮定を設けなくとも逆解析によって鉛直方向が主応力方向と一致することが示されれば、より説得力のある結果が得られると考えられた。そこで、発震機構解とHTPFのデータを用いた逆解析がおこなわれた。ただし、前述の予備的な解析によれば、花崗岩体の上部200mで応力場は大きく回転していて、この原因は地形の影響だけでは単純に説明ができなかった。そこで、250m以下で測定された22のHTPFデータと87の発震機構解を使って逆解析をおこなった。

まず、HTPFデータだけを用いた逆解析をおこない、式(7)の $N_{Cmax}$ と $\Phi_{hmin}$ を決定した。同様にして、発震機構解だけを用いて逆解析をおこない $N_{Cmax}$ と $\Phi_{mmin}$ を決定した。そして、HTPFと発震機構解のデータにGA法を適用した。Fig.1は解が収束する様子である。 $\Psi$ の最小値が安定するまで、通常、200~300回の反復計算が必要である。テンソル $S$ を $z_c=300m$ と750mに設定したときの解は次のようである。

$z_c=300m$  のとき、

$$S_1=7.6MPa, S_2=8.2MPa, S_3=4.8MPa, \lambda_1=N2^\circ E, \lambda_2=94^\circ, \lambda_3=112^\circ, \\ \alpha_1=0.0241MPa/m, \alpha_2=0.0158MPa/m, \alpha_3=0.0265MPa/m, \eta=147^\circ$$

$z_c=750m$  のとき、

$$S_1=19.8MPa, S_2=19.0MPa, S_3=12.4MPa, \lambda_1=N-25^\circ E, \lambda_2=84^\circ, \lambda_3=82^\circ, \\ \alpha_1=0.0223MPa/m, \alpha_2=0.0176MPa/m, \alpha_3=0.0265MPa/m, \eta=147^\circ$$

第1の解は、21のHTPFのデータおよび72の発震機構解が適合条件を満たす。第2の解は21のHTPFデータと74の発震機構解が適合条件を満たす。すなわち、発震機構解の80%は広域応力場と一致する。

Fig.2は深度250、500および850mにおける初期応力状態とその90%信頼区間である。これらの結果はひとつの主応力軸が鉛直であるとした仮定が正しかったことを示唆している。これは大深度における応力測定によってこの仮定が証明された最初の例であるといえる。

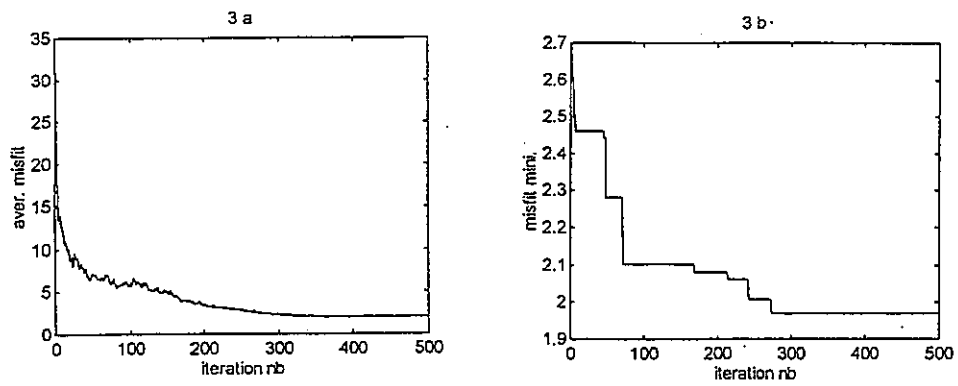


Figure 1. Comparison of convergence rates with various values for the cross over and the mutation probabilities. index a refer to average misfit while index b refers to minimum misfit.  $P_c=0.95$  and  $P_m=0.005$  for 1a and 1b;  $P_c=0.95$  and  $P_m=0.001$  for 2a and 2b;  $P_c=0.85$  and  $P_m=0.005$  for 3a and 3b.

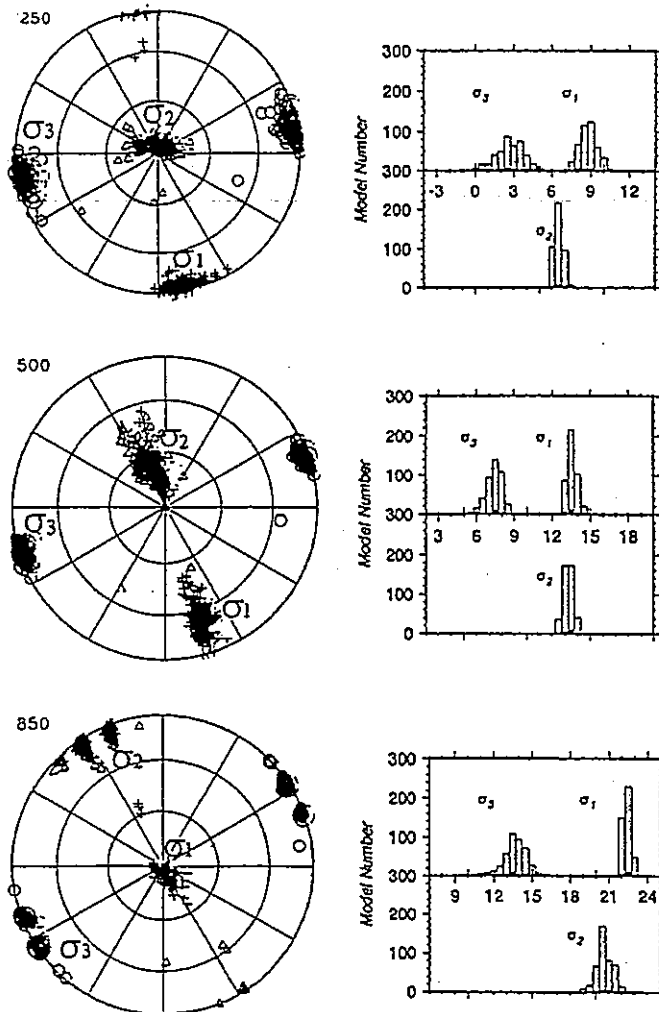


Figure 2. Results from the integrated inversion at 250 m, 500 m and 850 m.

## Appendix - D

### Borehole Breakouts

- D-1. Plumb R.A. and Cox J.W. Stress directions in eastern North America determined to 4.5km from borehole elongation measurements. *J Geophys Res*, V92, NB6, P4805-4816(1987).
- D-2. Moos D. and Zoback M.D. Utilization of observation of well bore failure to constrain the orientation and magnitude of crustal stresses: application to continental, Deep Sea Drilling Project, and Ocean Drilling Program Boreholes. *J Geophys Res*, V95, NB6, P9305-9325(1990).
- D-3. Qian W. and Pedersen L.B. Inversion of borehole breakout orientation data. *J Geophys Res*, V96, NB12, P20093-20107(1991).
- D-4. Vernik L., Zoback M.D. and Brudy M. Methodology and application of the wellbore breakout analysis in estimating the maximum horizontal stress magnitude in the KTB pilot hole. *Scientific Drilling*, V3, N4, P161-169(1992).
- D-5. Vernik L. and Zoback M.D. Estimation of maximum horizontal stress magnitude from stress induced well bore breakouts in the Cajon Pass scientific research borehole. *J Geophys Res*, V97, NB4, P5109-5119(1992).
- D-6. Brudy M. and Zoback M.D. Compressive and tensile failure of boreholes arbitrarily-inclined to principal stress axes: application to the KTB boreholes, Germany. *Int J Rock Mech Min Sci*, V30, N7, P1035-1038(1993).
- D-7. Cowgill S.M., Meredith P.G., Murrell S.A.F. and Brereton N.R. Crustal stresses in the North Sea from breakouts and other borehole data. *Int J Rock Mech Min Sci*, V30, N7, P1111-1114(1993).
- D-8. Yale D.P., Rodriguez J.M., Mercer T.B. and Blaisdell D.W. In-situ stress orientation and the effects of local structure - Scott Field, North Sea. *Proc Eurock'94*, Delft, Netherlands, P945-952(1994).
- D-9. Barton C.A. and Zoback M.D. Stress perturbation with active faults penetrated by boreholes: possible evidence for near-complete stress drop and a new technique for stress magnitude measurement. *J Geophys Res*, V99, NB5, P9373-9390(1994).
- D-10. Zoback M.D., Barton C., Brudy M., Moos D., Peska P. and Vernik L. Utilization and analysis of multiple modes of borehole failure estimation of in situ stress magnitudes. *Proc International Workshop on Rock Stress Measurement at Great Depth*, Tokyo, P30-40(1995).
- D-11. Fejerskov M. and Myrvang A.M. In situ rock stress pattern on the Norwegian continental shelf and mainland. *Proc 8th International Congress on Rock Mechanics*, P153-156(1995).

- D-12. Peska P. and Zoback M.D. In situ stress and rock strength determination from observations of compressive and tensile failures in deviated boreholes: Optimizing wellbore trajectories to minimize wellbore failure. Proc International Workshop on Rock Stress Measurement at Great Depth, P25-29(1995).
- D-13. Peska P. and Zoback M.D. Compressive and tensile failure of inclined well bores and determination of in situ stress and rock strength. J Geophys Res, V100, NB7, P12791-12811(1995).
- D-14. Cowgill S.M., Meredith P.G., Murrell A.F. and Brereton N.R. Spatial heterogeneity in situ stress revealed by borehole breakouts. Proc VIII th International Symposium on the Observation of the Continental Crust Through Drilling, Tsukuba, P204-209(1996).
- D-15. Tsukahara H., Ikeda R. and Omura K. Drilling into a shallow earthquake swarm area - Stress direction, fracture zone and logging data -. Proc VIII th International Symposium on the Observation of the Continental Crust Through Drilling, Tsukuba, P189-193(1996).
- D-16. Morin R. and Flamand R. Quantifying lithospheric stress from the shape of oval fractures in a borehole. Proc 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Aubertin, P883-890(1996).

文献番号	D-1	著者	Plumb, RA; Cox, JW		
タイトル	Stress directions in eastern North America determined to 4.5km from borehole elongation measurements				
雑誌名	J Geophys Res				
巻号	V92, NB6	頁	P4805-4816	発行年月	May 1987
要旨	<p>広域的な応力区の設定、プレート内部の応力状態の評価、地震の危険性の評価、あるいは原油の回収率の向上のために、広域的な初期応力の方向を知ることはきわめて重要である。47本のボアホールにおけるボアホールブレイクアウトをディップメーターで測定し、北米東部の深度4.5kmまでの応力状態が決定された。最大水平主応力の平均方向は、Canada東部で<math>N45^{\circ} E \pm 7^{\circ}</math>、Appalachian Basinで<math>N58^{\circ} E \pm 8^{\circ}</math>、Illinois Basinで<math>N89^{\circ} W \pm 5^{\circ}</math>である。IllinoisおよびAppalachian Basinにおいて決定された応力の方向は、これまでおこなわれた水圧破碎試験および地震の発振機構解析から求めた結果と一致した。Canada東部およびAppalachian Basinで得られた新しい結果は、すべてMidcontinent応力区の初期応力状態と一致した。これらのデータは、最大水平応力の方向がMidcontinentのENE方向から大西洋沿岸のNW方向まで、ほとんど回転していないことを示している。Appalachian Basinで測定された水圧破碎き裂、センターラインき裂および天然き裂の方向を解析した結果、ボアホールブレイクアウトの方向は、水圧破碎き裂、センターラインき裂および北東の走向を有する天然き裂などと直交する方向にできているが、北西の走向を有する天然き裂とは方向が一致しないことがわかった。以上の結果は、ボアホールブレイクアウトの方向から初期応力の方向を精度良く決定できることを示している。</p>				
測定概要					
測定場所：Canada東部、Appalachian Basin、Illinois Basinなど北米東部の47本のボアホール					
測定深度：最大で4.5km					
地質概要：(1)Canada東部—Canada盾状地の周縁部では古生代の堆積層、大陸外縁部では中生代の堆積層。(2)Appalachian Basin—比較的変動を受けていない堆積層。					
測定方法：Cox(1970)は4アームディップメーターキャリパーを用いて、広域的なボアホールブレイクアウトの調査を初めて実施した。ブレイクアウトの方向は最小水平主応力 $S_H$ の方向と一致し、圧縮の応力集中がボアホール壁面のせん断強度を越える領域に平行に形成される。ディップメーターの電気信号は、コンピューターで処理したときに最も信頼性の高い測定結果が得られるが、ここでは現場でプリントされた過去10年間のデータを利用した。ドリルパイプとボアホール壁面とのまきつによる孔径の拡大をブレイクアウトと誤らないように、ボアホールの傾斜角度が $5^{\circ}$ 以内の区間のデータを採用した。広い範囲で測定された初期応力の方向の精度を評価するために、初期応力の方向の平均値、分散および標準偏差などの統計的な指標を求めた。水圧破碎き裂の走向、センターラインき裂の走向および天然き裂の走向についても同様の統計量を求めた。Table3参照。					
測定結果：					
<u>Canada東部</u>					
深度2kmまでの25本のボアホールで測定したブレイクアウトは、Canada東部の最大水平主応力 $S_H$ の方向が一様に $N45^{\circ} E \pm 7^{\circ}$ であることを示している。 $S_H$ の方向は、Canada盾状地の周縁部から大陸外縁部まで殆ど変化していない。Fig.2参照。					
<u>Appalachian Basin</u>					
19本のボアホールのうち、18本で測定されたブレイクアウトから決定された $S_H$ の方向は $N58^{\circ} E \pm 8^{\circ}$ である。このデータは、北米東部でこれまでに報告されている応力測定の中で最も深い深度(4.5km)で測定されたものである。深度の浅いところと深いところで水平応力の方向は同じである。これらのボアホールが変化に富んだ地質構造を貫いていることを考えると、ブ					

ブレイクアウトは現在の応力状態を反映しており、地質条件にあまり影響されていないといえる。

Eastern Gas Shales Project (EGSP) では、1975 から 1981 年にかけて Appalachian Basin 全域で 33 本のボーリングを行なわれ、定方位コアが採取された。回収されたコアにはセンターラインき裂が認められた。これは、コアリングの途中で形成されるほぼ鉛直な引張りき裂である。21 本の EGSP 井で 7587 のセンターラインき裂が確認され、その方向は  $N58^{\circ} E \pm 10^{\circ}$  である。この方向は岩石の組織あるいは天然き裂の影響を受けたものでなく、現在の応力状態に支配されていると考えられる。ボアホールブレイクアウト、センターラインき裂および水圧破碎き裂の方向から推定される水平主応力の方向が一致するのは、これらがすべて同一の応力場に応答した結果であることを示唆している。Appalachian Basin の測定結果を模式的に示すと Fig.4 のようである。

### Illinois Basin

それぞれ 100km 以上離れた 3 本のボアホールの、深度 33~2466m にわたって ディップメーターキャリパーによる検層がおこなわれた。ブレイクアウトの方向は  $N01^{\circ} E \pm 5^{\circ}$  であって、 $S_H$  の方向は  $N89^{\circ} W \pm 5^{\circ}$  である。すなわち、最小水平主応力の方向は Appalachian Basin および Canada 東部よりも時計まわりに回転している。

TABLE 3. Stress Directions for Eastern United States Interpreted From Hydraulic Fractures

Site	Location	Depth, m	Number of Tests	Mean Direction		Variance	Standard Deviation	Reference and Comment
				$S_3$	$S_1$			
1	Illinois Oil Field 39.3°N, 89.4°W	97-103	5	N27°W	N63°E	0.0099	4.0	Haimson [1974]
2	UPH3 Winslow	700-1450	6	N44°W	N46°E	0.1128	14.0	Haimson and Doe [1982]
3	Michigan Midland County	1524	1	N11°W	N79°E			Haimson and Doe [1983]
4	160 km east of Midland	385-410	1	N36°W	N54°E			Haimson and Doe [1983]
5	New York Auburn 42.96°N, 76.54°W	388-1509	2	N7°W	N83°E	0.0098	4.0	Hickman et al. [1985]
6	Allegheny County 42.13°N, 79.50°W	493-512	3	N13°W	N77°E	0.0210	5.9	Haimson [1974]
7	Allegheny County Allegheny Oil Field		9	N32°W	N58°E	0.0249	6.4	Overbey and Rough [1968] average of nine wells in the Richburg Sand
8	South Canisteo Wilkins well	195-1037	27	N22°W	N68°E		24	Evans and Engelder [1986]
9	South Canisteo Appleton well	195-1000	12	N10°W	N80°E		23	Evans and Engelder [1986]
10	Ohio Hocking County 39.5°N, 82.5°W	802-817	4	N26°W	N64°E	0.0021	1.8	Haimson [1974]
11	Anna 41.67°N, 80.76°W	50-170		N30°W	N60°E			Haimson [1982]
12	Ontario Canada Darlington	75-180 210-300	4 4	N26°W N67°W	N64°E N23°E	0.0014 0.0010	1.5 1.3	sedimentary rocks Haimson [1981] crystalline basement
13	Pennsylvania McKean County Bradford Oil Field 41.8°N, 78.6°W		21	N20°W	N70°E	0.0123	4.5	Overbey and Rough [1968] average of 12 wells in the Bradford 3rd Sand
14	West Virginia Wayne 38.14°N, 82.00°W	835	1	N30°W	N60°E			Abou-Sayed et al. [1978]
15	Berkeley County 39.20°N, 81.00°W	25	1	N65°W	N25°E			Haimson [1977]
16	Wisconsin Valders	60-170	3	N35°W	N55°E	0.0076	3.5	Haimson [1978]
17	Montello	75-190	1	N27°W	N63°E			Haimson and Doe [1983]
18	Waterloo	35-240	10	N34°W	N56°E	0.0337	7.5	Haimson [1980]

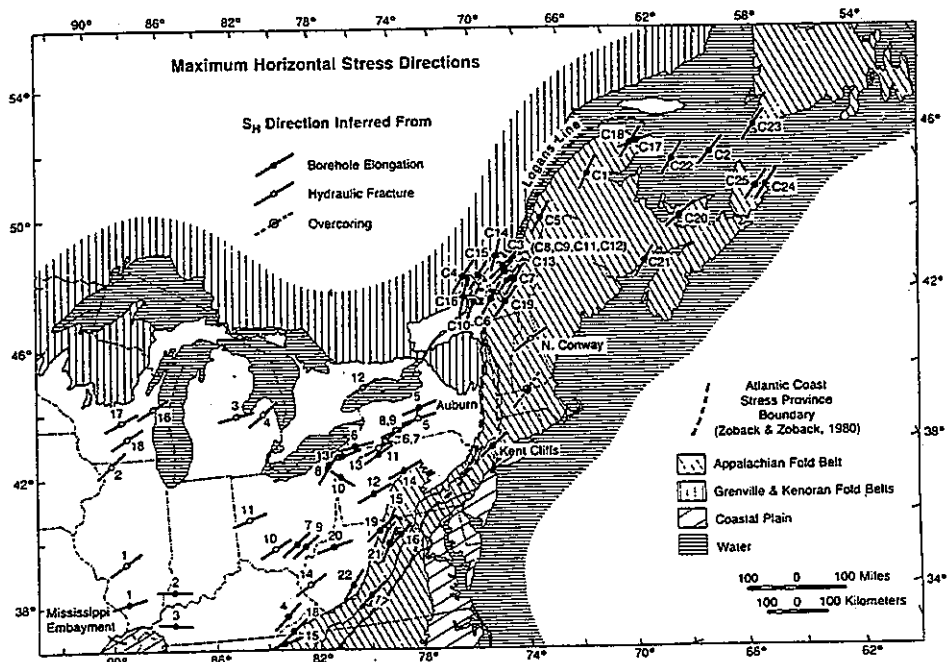


Fig. 2. Map of the maximum horizontal stress directions based on borehole measurements: borehole elongation data (dots) and hydraulic fracture data (squares) (Tables 1-3). Also shown is the composite result from overcoring measurements made at 19 sites throughout New England [Plumb *et al.*, 1984], the borehole elongation direction for the well at Kent Cliffs, New York [Zoback *et al.*, 1985b], and the hydraulic fracture direction at North Conway, New Hampshire [Evans *et al.*, 1986].

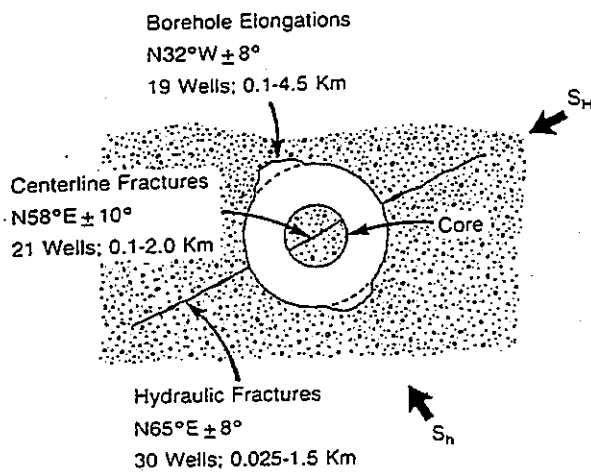


Fig. 4. Diagram showing the relationship between different indicators of stress direction observed in wells from the Appalachian Basin. Borehole elongations, centerline fractures, and hydraulic fractures each provide similar but independent indications that the horizontal stress direction here is about N60°E.

文献番号	D-2	著者	Moos, D; Zoback, MD
タイトル	Utilization of observations of well bore failure to constrain the orientation and magnitude of crustal stresses: application to continental, Deep Sea Drilling Project, and Ocean Drilling Program boreholes		
雑誌名	J Geophys Res		
巻号	V95, NB6	頁	P9305-9325
		発行年月	June 1990
要旨	<p>結晶質岩盤に掘削されたボアホールの圧縮および引張破壊の必要条件は、単純な線形弾性破壊基準によって表現できるので、岩盤の強度が既知であればボアホールの破壊を解析することによって初期応力の大きさに関して制約条件を設けることができる。初期応力の大きさが分かっている大陸地殻にこの手法を適用すれば、これらの制約条件からボアホールが圧縮破壊を開始する深度を推定できる。Deep Sea Drilling Project(DSDP) #504B は、Costa Rica Rift の南にある 5.9Ma 前の地殻に掘削され、海底から 700m よりも深部でブレイクアウトが観測された。DSDP#395A では孔底の近くでブレイクアウトが観測された。いずれの場合も、最大水平圧縮応力の方向は海嶺の軸に対してほぼ垂直である。DSDP#504B から採取された玄武岩の一軸圧縮強度は約 200MPa であるから、DSDP#395A および 504B でブレイクアウトができるためには大きな圧縮応力が存在しなければならない。すなわち、海底から約 500m で <math>S_{Hmin} \approx S_v</math> および <math>S_{Hmax} \geq 100MPa</math> でなければならない。これらの結果は、地震の発振機構解析から推定される海底地殻の応力状態と矛盾しない。新しい海底地殻では海嶺からの水平方向の応力は比較的小さいので、熱伝導で冷却された地球表層部と、それを覆う(熱伝導で冷却された)上部地殻との間の熱応力によってこのような大きな水平圧縮応力が生じたと考えられる。</p>		
測定概要			
測定場所: DSDP#504B、Costa Rica Rift の南。			
測定深度: 海底 3460m から 1562m。			
地質概要: DSDP#504B は、5.9-M 前の海底地殻を 1200m 以上にわたって貫き、上部 571.5m は枕状熔岩と小規模熔岩流である。			
<p>測定方法: 初期応力および掘削流体の循環によって誘起されるボアホールの温度変化に対応して、ボアホールに圧縮および引張の破壊が発生する。この時の破壊基準とボアホールブレイクアウトの有無から、水平主応力の大きさに関して次の制約条件が導かれる。すなわち、</p> <p>(1) 地殻のまさつ強度 (Frictional Strength of the Crust)</p> <p>最大有効応力の最小有効応力に対する比は、初期応力場に対して最も不利な走向傾斜を有する既存の断層にすべりを引き起こす大きさを越えることはできない。さらに、主応力 (<math>S_1</math>、<math>S_2</math> および <math>S_3</math>) の一つの方向は鉛直であって被り地圧 (<math>S_v</math>) に等しく、最大および最小水平主応力 (<math>S_{Hmax}</math> および <math>S_{Hmin}</math>) に直交すると仮定すれば、主応力の限界応力比が決定される。</p> $(S_1 - P_0) / (S_3 - P_0) = [(1 + \mu^2)^{1/2} + \mu]$ <p>ここで、<math>\mu</math> は既存の弱面のまさつ係数で、<math>P_0</math> はボアプレッシャーである。</p> <p>(2) ブレイクアウトの発生条件</p> <p>単純な線形 Mohr-Coulomb 破壊基準から、<math>\sigma_{\theta\theta}</math> と <math>\sigma_{rr}</math> の応力差によって破壊が生じる場合、</p> $\sigma_{\theta\theta} = S_{Hmax} + S_{Hmin} - 2(S_{Hmax} - S_{Hmin}) \cos 2\theta - 2P_0 \geq C$ <p>鉛直応力 <math>\sigma_{zz}</math> と <math>\sigma_{rr}</math> の応力差によって破壊が生じる場合、</p> $\sigma_{zz} = S_v - 2\nu(S_{Hmax} - S_{Hmin}) \cos 2\theta - P_0 \geq C$ <p><math>\sigma_{rr} \approx 0</math> で、<math>\sigma_{\theta\theta}</math> と <math>\sigma_{zz}</math> は非ゼロなので、ボアホールまわりの応力は一軸的でない。ここでは、Wiebols and Cook(1968) の式 <math>C = C_0(1.0 + 0.6\mu_f)</math> を用いて、岩石の一軸圧縮強度 <math>C_0</math> から二軸圧縮強度 <math>C</math> を推定した。ただし、<math>\mu_f</math> はマイクロクラックのまさつ係数である。</p> <p>(3) 引張破壊条件</p> <p>引張破壊条件は水圧破砕き裂の発生条件と同じである。水圧破砕試験ではボアホール内部の流</p>			



体圧力を増加させ、その大きさが岩石の引張強度と最大接線応力との和よりも大きくなったときに最大圧縮応力の方向に縦き裂が生じる。このことを全応力とポアプレッシャーであらわすと、

$$P_b = 3 S_{Hmin} - S_{Hmax} - P_o + T$$

ここで、 $P_b$  はブレイクダウンプレッシャー、 $T$  は岩盤の引張強度である。

(4) 温度変化がポアホールまわりの応力状態におよぼす影響

掘削流体の温度と岩盤の温度が著しく異なる場合、孔壁に熱応力が発生する。岩盤を不透水性であると仮定すると、 $\sigma_{\theta\theta}$  と  $\sigma_{rr}$  は中心からの距離  $r$  と時間  $t$  との関数として表される。孔壁の温度が一定であるときの温度分布の厳密解は級数で表されるが、ポアホールの近傍であれば最初の2項で十分な精度が得られる。

$$\sigma_{\theta\theta} = [\alpha E \Delta T / (1 - \nu)] \{ [1 / (2 \rho) - 1/2 - \ln \rho] L_0^{-1} - [1/2 + 1 / (2 \rho)] \}$$

$$\sigma_{rr} = [\alpha E \Delta T / (1 - \nu)] \{ [-1 / (2 \rho) + 1/2 - \ln \rho] L_0^{-1} - [1/2 - 1 / (2 \rho)] \}$$

ここで、 $L_0^{-1} = 1/2 \pi i \int_0^\infty e^{-(4 \tau / \rho^2) z} / z \ln z dz$ 。ただし、 $\alpha$  は線膨張係数、 $E$  はヤング率、 $\Delta T$  はポアホールの流体と岩盤の温度差、 $\nu$  は静的なポアソン比、 $\sigma = e^\gamma$  であって  $\gamma$  は Euler の定数、 $\rho$  はポアホール半径  $R$  で正規化した距離、 $\tau = \kappa t / R^2$  は Fourier 数で、 $\kappa$  は熱伝達率、 $t$  は時間である。

測定結果 : DSDP#504B の例

海底から約 700mbsf (m below seafloor) よりも深いところで2種類のモードによる孔径の拡大が観測された。すなわち、 $117.5^\circ \pm 20^\circ$  の方向の拡大は圧縮破壊 (ブレイクアウト) で、もうひとつ (約  $27^\circ$ ) は引張破壊であった。したがって、最大圧縮応力の方向は  $N27.5^\circ E$  であって、この地域の地震発生機構から導かれる  $P$  軸の方向と一致する。

504B でブレイクアウトが発生したということは、新しい海底地殻の 1km よりも浅いところで水平応力が大きいことを示唆している。これを説明するために、Fig.9 に示すような2種類の応力状態を考える。ただし、ここでは熱応力は考慮しない。まず Fig.9a は引張の応力状態において、 $S_1 = S_v = S_{Hmax}$  および摩擦係数  $\mu = 0.8$  としたときに、 $S_{Hmin}$  が取り得る範囲を示している。Fig.9b は圧縮応力状態において、 $S_3 = S_v = S_{Hmin}$  および  $\mu = 0.8$  としたときに、 $S_{Hmax}$  が取り得る範囲を示している。いずれの場合もひとつの水平主応力を  $S_v$  に等しいとしたのは、この応力状態でブレイクアウトが最も形成されやすいからである。図中の直線群は、未知の主応力に対して、それ以下の大きさがブレイクダウンが発生する岩石の強度 ( $C$ ) を表している。これから明らかなように、引張の応力環境では岩石の強度が 75MPa よりも小さくなければブレイクアウトは起こり得ない。この強度はボーリングコアの平均一軸圧縮強度  $C_o$ 、200MPa の 1/3 程度の大きさにすぎない。しかし、Fig.9b では、岩石の強度が 200 と 272MPa の間にあるとき、海底から約 1km の深度で、ほぼ連続的なブレイクアウトができると推定され、実際の観測結果とよく一致する。ただし、最大水平主応力の大きさは逆断層の強度によって規定される限界値にほぼ等しく、 $\phi = (S_2 - S_3) / (S_1 - S_3) = 1$  ( $S_{Hmin} = S_v = S_3$ ) である。

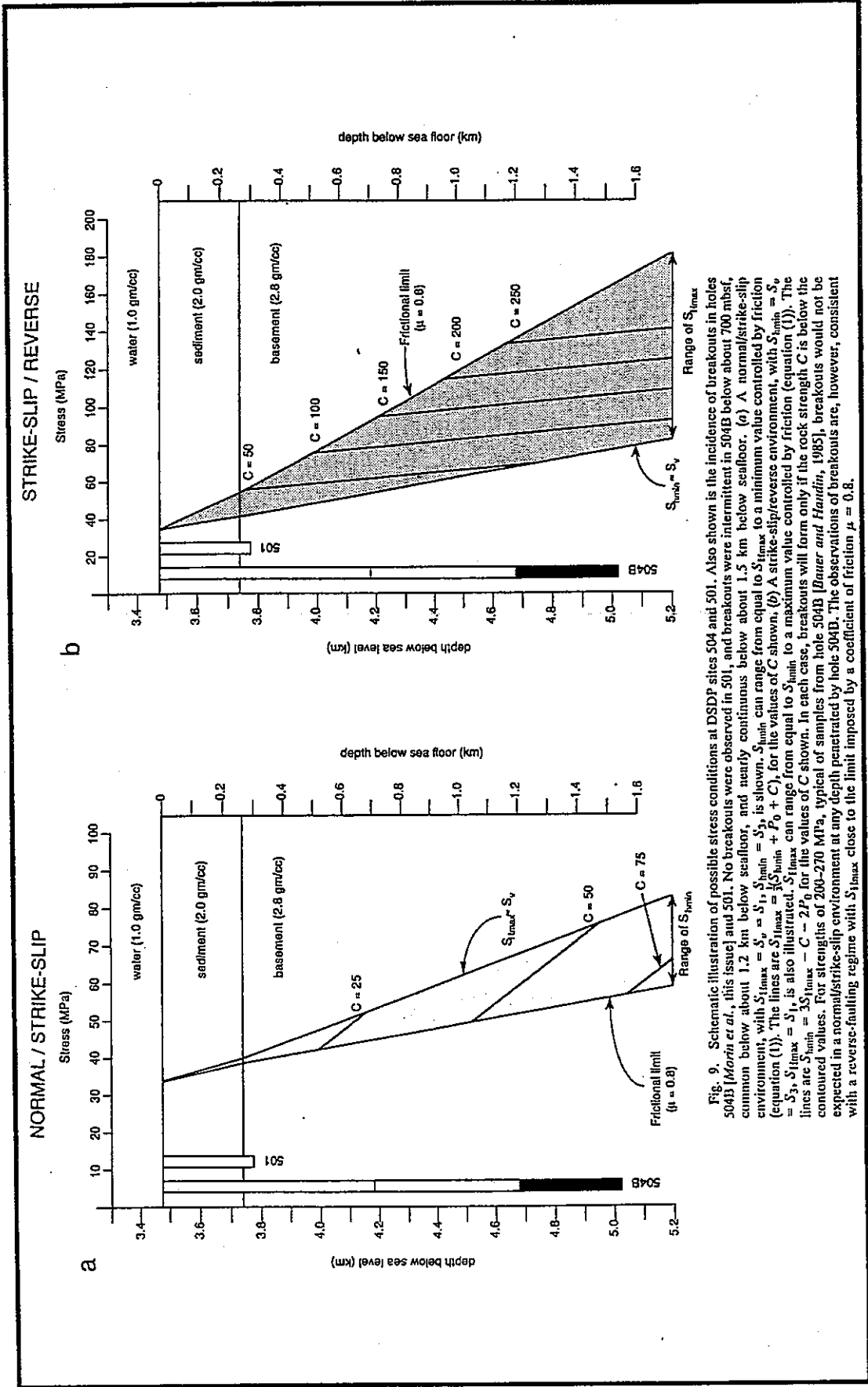


Fig. 9. Schematic illustration of possible stress conditions at DSDP sites 504B and 501. Also shown is the incidence of breakouts in holes 504B [Morin *et al.*, this issue] and 501. No breakouts were observed in 501, and breakouts were intermittent in 504B below about 700 mbsf, common below about 1.2 km below seafloor, and nearly continuous below about 1.5 km below seafloor. (a) A normal/strike-slip environment, with  $S_{1max} = S_v = S_1$ ,  $S_{3min} = S_3$ , is shown.  $S_{3min}$  can range from equal to  $S_{1max}$  to a minimum value controlled by friction (equation (1)). The lines are  $S_{1max} = S_v = S_1 + S_{3min} + P_0 + C$ , for the values of  $C$  shown. (b) A strike-slip/reverse environment, with  $S_{3min} = S_v = S_3$ ,  $S_{1max} = S_1$ , is also illustrated.  $S_{1max}$  can range from equal to  $S_{3min}$  to a maximum value controlled by friction (equation (1)). The lines are  $S_{1max} = S_1 = 3S_{3min} - C - 2P_0$  for the values of  $C$  shown. In each case, breakouts will form only if the rock strength  $C$  is below the contoured values. For strengths of 200–270 MPa, typical of samples from hole 504B [Bauer and Handin, 1985], breakouts would not be expected in a normal/strike-slip environment at any depth penetrated by hole 504B. The observations of breakouts are, however, consistent with a reverse-faulting regime with  $S_{1max}$  close to the limit imposed by a coefficient of friction  $\mu = 0.8$ .

文献番号	D-3	著者	Qian, W; Pedersen, LB		
タイトル	Inversion of borehole breakout orientation data				
雑誌名	J Geophys Res				
巻号	V96, NB12	頁	P20093-20107	発行年月	Nov 1991
要旨	<p>主応力成分の1つが鉛直方向であるような地域に掘削された鉛直なボアホールでは、ブレイクアウトの方向は広域的な最小圧縮主応力の方向に平行になる。ボアホールが鉛直軸からそれるにしたがってブレイクアウトの方向は変化していくが、この事実から3つの主応力の相対的な大きさについてさらに有益な情報がもたらされる。ここでは、ブレイクアウトの方向の変化をボアホールの方位と傾斜によって表し、逆解析によって主応力の方向および大きさの比を決定する。順解析から求めたテストデータによる感度解析によれば、本手法によって初期応力状態を決定できるかどうかは応力環境（横ずれ断層、正断層、逆断層型）に大きく依存する。一般に、逆断層型の場合、応力状態は一意的に決定できないが、正断層型の場合、信頼性の高い応力状態が決定できる。Sweden の Siljan Deep Drilling Project で観測されたブレイクアウトのデータを逆解析した結果、最小主応力の方向および最大水平主応力と鉛直応力の比は狭い範囲で決定され、それぞれ <math>N18.4^\circ E \pm 0.3^\circ</math> および <math>1.1 \pm 0.1</math> と見積もられた。しかし、最小主応力と鉛直応力の比は狭い範囲で特定することができなかった (<math>0.0 - 0.95</math>)。ボアホールの安定解析によれば、その比は 0.61 である。これらの結果は、中央 Fennoscandia 南部における発震機構および最小水平主応力の方向が <math>N 45^\circ E</math> で横ずれ断層型の応力状態が支配的であるという事実とかなりよく一致する。</p>				
測 定 概 要					
測定場所： Siljan, Sweden.					
測定深度： 1.4~6.1km					
地質概要： 破碎された花崗岩。					
測定方法： ボアホールブレイクアウト					
<p><u>順解析</u></p> <p>均質等方弾性体内の主応力軸に関して任意の方向を向いたボアホールが、一樣な荷重を受けるときの応力分布は Fairhurst(1968)によって求められていて、この解からボアホール壁面において最大圧縮応力が生じる方向、すなわち、ブレイクアウトが生じる方向が決定される。Fig.1 に示すような2種類の座標系を考える。ここで、<math>(x_1, x_2, x_3)</math>座標系の <math>x_1</math> は鉛直、<math>x_2</math> は東、<math>x_3</math> は磁北である；<math>(x'_1, x'_2, x'_3)</math>はボアホール座標系であって、ボアホールが鉛直軸からそれるにしたがって変化する。<math>x'_1</math>はボアホール軸と一致し、上向きが正、<math>x'_2</math>は <math>x'_1</math> と <math>x_3</math> に垂直で、<math>x'_3</math>は <math>x'_1</math> を含む鉛直面と <math>x'_2</math> に垂直である。応力の直交変換によって、ボアホール壁面における最大圧縮応力は次式で与えられる。</p> $\Sigma = 1/2 \{ \sigma_{zz} + \sigma_{\alpha\alpha} - [(\sigma_{zz} - \sigma_{\alpha\alpha})^2 + 4\tau_{z\alpha}^2]^{1/2} \} \quad (6)$ <p>ただし、<math>\sigma_{zz} = S_{11} - 2p(S_{22} - S_{33})\cos^2\alpha + 4pS_{23}\sin^2\alpha</math>  <math>\sigma_{\alpha\alpha} = S_{22} + S_{33} - 2(S_{22} - S_{33})\cos^2\alpha + 4S_{23}\sin^2\alpha \quad (5)</math>  <math>\tau_{z\alpha} = 2(S_{13}\cos\alpha - S_{12}\sin\alpha)</math></p> <p>ここで、<math>\alpha</math>はボアホール座標系<math>(x'_1, x'_2, x'_3)</math>において、<math>x'_2</math>から <math>x'_3</math>に向かって時計まわりに計った角度、<math>p</math>は媒体のポアソン比である。<math>S_{11}, S_{22}, S_{33}, S_{12}, \dots</math>などはボアホール座標系における応力テンソルである。<math>\Sigma</math>を最大にする<math>\alpha</math>がボアホール座標系におけるブレイクアウトの方向である。</p> <p><u>逆解析</u></p> <p>まず、データとモデルを次のように定義する。  データ： <math>d = (d_1, d_2, \dots, d_N)^T</math>  モデル： <math>m = (v, S_H/S_v, S_h/S_v)^T</math></p>					

ここで、 $d_i$ は鉛直からの傾斜が $\phi_i$ 、方位が $\delta_i$ であるようなボアホールの*i*番目のブレイクアウトの方向である。 $v$ は最小水平主応力と磁北(時計まわり)との間の角度、 $S_H/S_v$ 、 $S_h/S_v$ は最大および最小水平主応力と鉛直応力との比である。ただし、鉛直方向はひとつの主応力の方向であると仮定する。

このデータとモデルの間には次のような非線形の関係がある。

$$d = f(\phi, \delta, m) \quad (13)$$

$$\text{ここで、 } \phi = (\phi_1, \phi_2, \dots, \phi_N)^T, \delta = (\delta_1, \delta_2, \dots, \delta_N)^T \quad (14)$$

アプリオリな解  $m_0$  のまわりでデータ  $f$  を一次の項まで展開すると、

$$d = f(\phi, \delta, m_0) + \partial f(\phi, \delta, m) / \partial m |_{m=m_0} (m - m_0) \quad (15)$$

これを書きあらためると

$$\Delta d = G \cdot \Delta m \quad (16)$$

ここで、 $\Delta d = d - d_0$ 、 $\Delta m = m - m_0$  であり、Jacobian マトリクス  $G$  は、

$$G_{ij} = \partial f(\phi_i, \delta_i, m) / \partial m_j \quad (17)$$

目的関数を、標準誤差で重みをつけた残差  $(\Delta d - G \cdot \Delta m)$  の和として次のように定義する。

$$Q = (\Delta d - G \cdot \Delta m)^T W (\Delta d - G \cdot \Delta m) \quad (18)$$

ここで、 $W$  は  $\{\sigma_{d1}^{-2}, \sigma_{d2}^{-2}, \dots, \sigma_{dN}^{-2}\}$  であって、 $\sigma_{di}$  は  $i$  番目のデータ  $d_i$  の標準誤差である。したがって、 $Q$  を最小にする  $\Delta m$  は次のように求められる。

$$\Delta m = G^* G^T W \Delta d \quad (19)$$

すなわち、

$$m = m_0 + G^* G^T W \Delta d \quad (20)$$

ここで、 $G^*$  は  $G^T W G$  の一般化された逆マトリクスである。 $m$  が求まれば、上記のプロセスを収束するまで反復する。

測定結果：

Siljan 大深度掘削計画は、1986年に The Swedish State Power Board が、破碎された花崗岩体に含まれるガスの探査を目的として開始された。ブレイクアウトは、約 1500m の深度から発生したが、ここは非常にき裂の発達した上部と、よりインタクトな下部との境界にあたる。深度 4km から傾斜掘りがおこなわれ、4.5km で 4 本に分岐している。4 本のサイドトラックにはそれぞれ 1、2、3、4 と番号がついている。深度 1.4~6.1km の間で調査したブレイクアウトの方向は、ボアホール軸が 0~45° 傾斜しているにもかかわらず、わずかしき変化がみられなかった。このことは、応力環境が横ずれ断層型であって、 $S_H/S_v$  が 1 に近いことを示唆している。主応力の方向と相対的な大きさは、測定した範囲において変化しないものとして逆解析をおこなった。その結果得られたモデルは、 $v = 18.4^\circ \pm 0.3^\circ$ 、 $S_H/S_v = 1.1 + 0.07i - 0.03$ 、 $S_h/S_v = 0.6 + 0.35i - 0.6$  となった。Fig.10 は、水平応力の大きさを変化させたときの目的関数のコンターである。最大水平主応力は狭い範囲に特定できるが、最小水平応力に対しては上限を与えるにすぎないことが読み取れる。

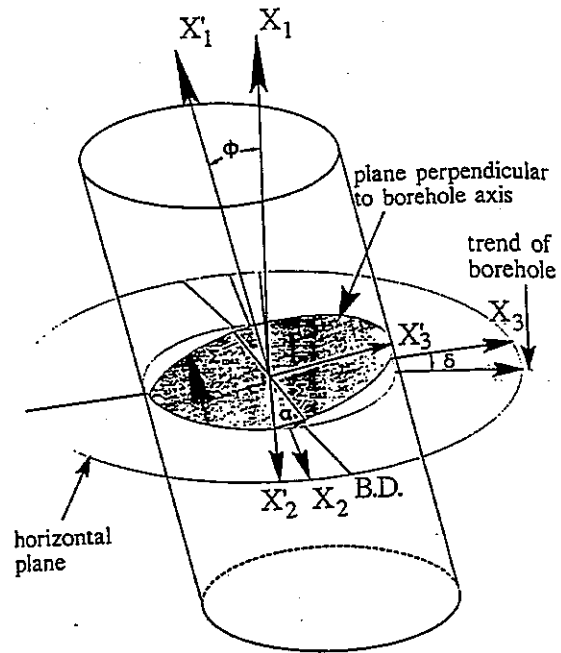


Fig. 1. Borehole coordinate system and geomagnetic coordinates. Here  $X_1$  is vertically up,  $X_2$  is magnetic east,  $X_3$  is magnetic north, while  $X'_1$  is up along the borehole axis,  $X'_2$  is perpendicular to the vertical plane in which the borehole trace lies and,  $X'_3$  is in this plane and perpendicular to  $X'_1$  and  $X'_2$ . B.D. stands for breakout direction (modified from Mastin, [1983]).

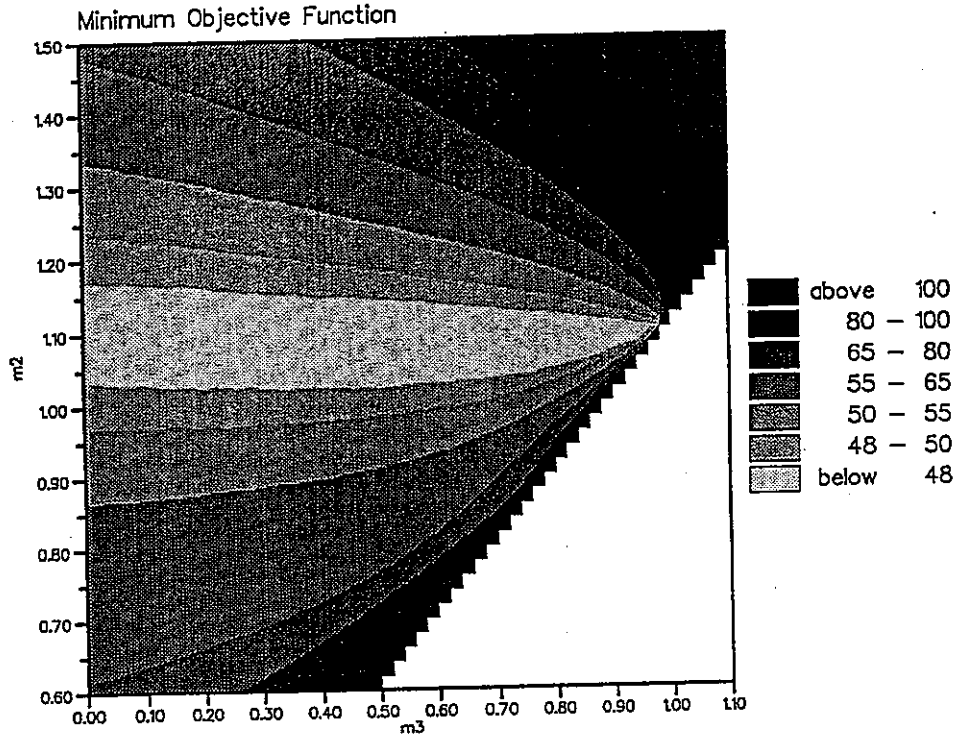


Fig. 10. Contour plot of the objective function ( $Q_0$ ) with respect to  $m_2$  and  $m_3$ , while allowing  $m_1$  vary so as to minimize the objective function. The lightest area represents the 68 % confidence area with Gaussian statistics. The sampling rate in the parameter space for the plot is 0.02.

文献番号	D-4	著者	Vernik, L; Zoback, MD; Brudy, M		
タイトル	Methodology and application of the wellbore breakout analysis in estimating the maximum horizontal stress magnitude in the KTB pilot hole				
雑誌名	Scientific Drilling				
巻号	V3, N4	頁	P161-169	発行年月	1992
要旨	<p>最大水平主応力の大きさを推定する方法を開発し、Germany の KTB パイロットホールに適用した。この方法は次の 3 つのデータから応力を推定する。すなわち、(1)ブレイクアウトの分布と形状、(2)ボアホールまわりの岩石の有効強度モデル、そして(3)水圧破砕法から求めた最小水平主応力、<math>S_{Hmin}</math> である。この有効強度モデルは、次のデータに基づいて構築されている。(1)ボアホールが掘削されている高変成岩の詳細な力学特性（一軸圧縮強度、内部まっさつ角、強度異方性）、(2)多軸応力状態における Wiebols and Cook の破壊基準、(3)ボアホールの遅れぜい性破壊を表現するダイラタンシーモデル、(4)ボアホールが掘削されている岩盤の面構造の方位と傾斜角度。この解析方法に基づいて推定した <math>S_{Hmax}</math> の大きさは、水圧破砕による応力測定の結果と良く一致した。この方法には、深度と応力の関係をより詳細に調査することができ、しかも通常の水圧破砕法が適用できない裸孔区間においても <math>S_{Hmax}</math> が推定できるという特長がある。</p>				
測定概要					
測定場所：Germany の KTB。					
測定深度：3777m					
地質概要：ボアホールは褶曲した高変成岩に掘削されている。					
測定方法：ボアホールブレイクアウト					
ボアホールまわりの応力状態					
<p>大深度のマグマ起源の岩盤および高変成岩は不透水性であってポアプレッシャーの影響は無視できると考えられる。したがって、流体で満たされたボアホールの壁面に作用している接線応力 <math>\sigma_{\theta\theta}</math> と法線応力 <math>\sigma_{rr}</math> は次式で表される。</p>					
$\sigma_{\theta\theta} = (S_{Hmax} + S_{Hmin}) - 2\cos^2\theta (S_{Hmax} - S_{Hmin}) - P_f \quad (1)$					
$\sigma_{rr} = P_f$					
<p>ここで、<math>S_{Hmax}</math> および <math>S_{Hmin}</math> は最大および最小水平主応力、<math>\theta</math> は <math>S_{Hmax}</math> から計った角度、<math>P_f</math> はボアホール内の流体圧である。鉛直応力 <math>S_v</math> が静岩圧に等しいとすると、ボアホールにおける局所応力状態は三軸的である。すなわち、<math>\sigma_1 = \sigma_{\theta\theta max} &gt; \sigma_2 = \sigma_v &gt; \sigma_3 = \sigma_{rr}</math> である。</p>					
岩石の三軸圧縮強度					
<p>ボアホール壁面の岩盤に強い強度異方性がある場合、ブレイクアウトは2つでなく4つできることがある。これを説明できるメカニズムはせん断破壊だけである。ボアホールがせん断破壊するためには、<math>\sigma_{\theta\theta}</math> が、<math>\sigma_{rr} = P_f</math> および <math>\sigma_v</math> という三軸応力状態における岩石の強度 <math>C</math> を越えなければならない。この強度を計算するために、Wiebols and Cook(1968)の有効せん断ひずみエネルギー破壊基準を用いる。この破壊基準からボアホールの破壊を判定するには、最小および中間主応力 (<math>\sigma_v</math> および <math>\sigma_{rr}</math>)、岩石の一軸圧縮強度 <math>C_0</math>、それに平均すべりまっさつ係数 <math>\mu</math> が必要である。</p>					
有効強度異方性					
<p>鉛直なボアホールの破壊は、水平方向の接線応力に起因するほぼ鉛直なぜい性き裂から始まると考えられるので、面構造を有する岩盤ではボアホールまわりの水平面内における圧縮強度の異方性を考慮する必要がある。ここでは、Coulomb の破壊基準に基づいた単純なモデルによって片麻岩の強度異方性を表現する。このモデルによれば、面構造を有する岩石の圧縮強度は、圧縮方向と面構造の法線との間の角度 <math>\beta</math> が <math>\tan 2\beta = -1/\mu_w</math> の近くで最小になる。ここで、<math>\mu_w</math> は構造面の内部まっさつ角である。</p>					
ブレイクアウトの形成におけるダイラタンシーの影響					

岩石がぜい性破壊を起こす前のダイラタンシーは、応力腐食によるマイクロクラックの進展に起因するという考えは広く受け入れられている。これらのマイクロクラックはポアホール壁面と平行に進展するので、結晶質の岩石の透水性は大きくなり、岩石の局所的なポアプレッシャーはポアホールの流体圧と等しくなる。したがって、初めは不透水性であった岩石のマトリクスは、乾燥した岩石の強度よりも小さな応力でぜい性破壊を開始する。KTBパイロットホールから採取したコアでおこなった三軸圧縮試験によれば、接線応力が三軸圧縮強度の50~60%を越えるとブレイクアウトが発生した。この接線応力の最大値を有効強度  $C_{ef} = (0.5 \sim 0.6) C$  といひ、これは岩石の一軸圧縮強度  $C$  よりも小さい。

測定結果：

最初の例は、深度  $1700 \pm 500$  m の白ウンモ-黒ウンモ片麻岩の区間におけるブレイクアウトである。面構造の傾斜は  $\Psi = 65 \sim 85^\circ$  と急である。ブレイクアウトは面構造の傾斜方向で連続的に発生した。ここでは  $\Psi$  が最も小さい場合、つまり  $C_{ef}$  の上限の有効強度モデルを考えた。このように  $C_{ef}$  の大きいモデルを仮定してもポアホールの壁面の4箇所における岩盤の強度は  $C_{max}$  よりもかなり小さい。Fig.6a 参照。これらはおおよそ  $N120^\circ \pm 15^\circ$  の面構造の走向に関して対称の位置にある。この強度モデルに、 $S_{Hmax}$  を変化させた時の接線応力の分布を重ね合わせて、BHTVデータの解析結果と対比した。すなわち、(1)ブレイクアウトが発生している、(2)ブレイクアウトの幅は  $95^\circ \pm 24^\circ$ 、そして(3)ブレイクアウトは  $N30^\circ$  を中心に対称の位置にある。Fig.6a に示すように、3つの条件が満たされるのは、 $S_{Hmax}$  の大きさが  $70 \sim 73$  MPa のときであり、 $S_{Hmax}$  方向は  $N120^\circ \pm 15^\circ$ 、すなわち面構造の走向と平行である。

深度  $2610 \pm 20$  m は、白ウンモ-黒ウンモ片麻岩の区間である。面構造の走向は  $N160^\circ$  に回転していて、その傾斜は  $40 \sim 60^\circ$  と緩くなっている。この片麻岩の強度異方性は  $A_{c,ef} = 0.2 \sim 0.38$ 、最大強度異方性は  $A_c = 0.57$  であった。Fig.7a から明らかのように、 $S_{Hmax}$  の方向が取り得る範囲は非常にせまい。なぜならば、 $S_{Hmax}$  の方向が東に  $10^\circ$  以上ずれるだけでブレイクアウトの幅は観測された幅よりもずっと狭くなるからである。この場合も観測結果と最もよく一致する  $S_{Hmax}$  の方向は面構造の走向と一致し、 $1.6 \sim 2.4$  km の区間よりも  $20 \sim 40^\circ$  北に回転している。

KTBパイロットホールのブレイクアウトの解析から、 $S_{Hmax}$  と深度の関係を描くと Fig.8 のようである。 $S_{Hmax}$  の大きさは  $1.6 \sim 2.9$  km でおこなった水圧破碎試験の結果を直線近似した傾向とよく一致する。岩盤は  $3.5$  km までは片麻岩であるが、それ以下では角閃岩に変わる。角閃岩における  $S_{Hmax}$  の分布は、それよりも上部の  $S_{Hmax}$  を直線で外挿した値よりも大きい。これは、角閃岩の剛性が片麻岩の剛性よりも著しく大きいことに原因があると考えられる。

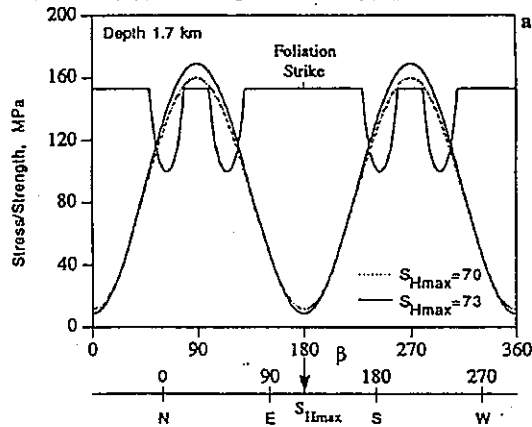


Fig.6. Examples of the maximum horizontal principal stress magnitude  $S_{Hmax}$  in the KTB pilot hole. Anisotropic effective strength model around the hole is shown as a function of angle  $\beta$  with respect to foliation strike and superimposed by the hoop stress function to account for the location and width of breakouts. (a) Interval  $1700 \pm 50$  m. Shifting the hoop stress function by more than about  $15^\circ$  either way would result in much narrower breakouts than were actually observed.

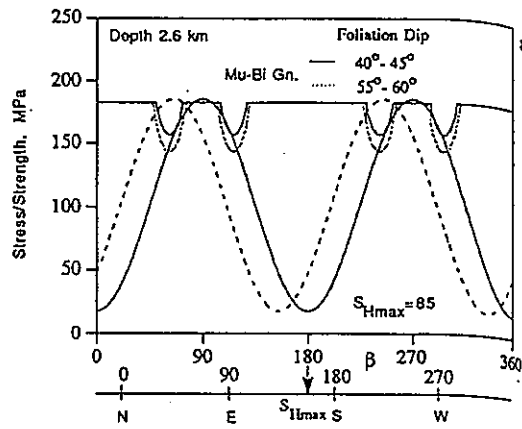


Fig.7. (a)  $S_{Hmax}$  magnitude estimates in the interval  $2610 \pm 20$  m. The average estimate of 85 MPa is shown (the range is 82 to 88 MPa).

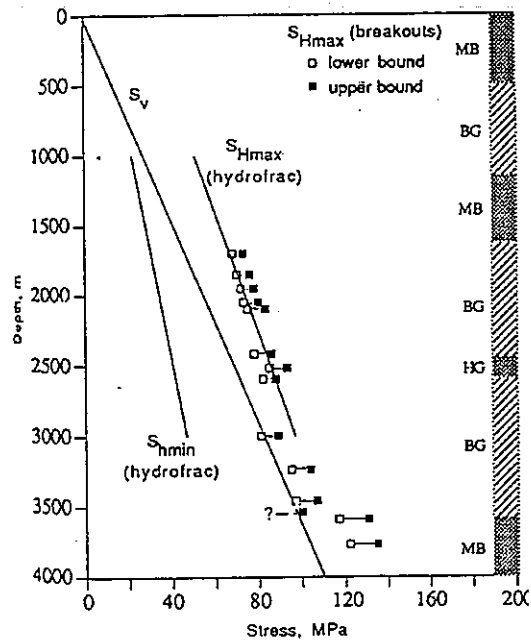


Fig.8. The  $S_{Hmax}$  vertical profile from the wellbore breakout analysis in the KTB pilot hole. Horizontal stress magnitudes from hydraulic fracturing data and the overburden stress are shown as linear functions. MB - metabasite, BG - Bi and Mu-Bi gneiss, HG - hornblende-biotite gneiss.



文献番号	D-5	著者	Vernik, L; Zoback, MD		
タイトル	Estimation of maximum horizontal principal stress magnitude from stress-induced well bore breakouts in the Cajon Pass scientific research borehole				
雑誌名	J Geophys Res				
巻号	V97, NB4	頁	P5109-5119	発行年月	April 1992
要旨	<p>コア試料の力学特性、ブレイクアウトの詳細な調査結果および水圧破碎試験から求めた最小水平主応力 <math>S_{Hmin}</math> を用いて、Cajon Pass ボアホールの深度3.5km までの最大水平主応力 <math>S_{Hmax}</math> の分布を調査した。これまでの試験と同様に、水圧破碎試験からは <math>S_{Hmin}</math> の大きさに関してかなり詳しいデータが得られたが、<math>S_{Hmax}</math> の大きさを決定するには多くの問題が残っている。ブレイクアウトの調査結果から <math>S_{Hmax}</math> の大きさを決定するために、有効ひずみエネルギー則に基づいた脆性破壊基準を用いた。この破壊基準によれば、ボアホールまわりの多軸応力状態と、岩石の強度におよぼす空隙流体の影響を考慮することができる。ブレイクアウトから推定された <math>S_{Hmax}</math> の分布と、水圧破碎試験から得られた <math>S_{Hmax}</math> の分布を比較したところ、水圧破碎き裂の初生におよぼすボアプレッシャーの影響が無視できるときにだけ、両者の分布がよく一致することが明らかになった。ブレイクアウトから求めた <math>S_{Hmax}</math> は破碎帯で著しく低下していたが、この傾向は水圧破碎試験から求めた <math>S_{Hmin}</math> の分布傾向と矛盾しなかった。</p>				
測 定 概 要					
測定場所: Cajon Pass ボアホール					
測定深度: 3.5km					
<p>地質概要: Cajon Pass ボアホールは、厚さ 0.5km の第三紀の堆積層、3km の中生代の花崗岩、片麻岩およびミグマタイトを貫いている。地質断面は全体として、角閃石相の変成条件のもとで、片麻状花崗岩、片麻状花崗閃緑岩、片麻状閃緑岩および黒雲母-角閃石-斜長石片麻岩の互層系列と考えられる。</p>					
<p>測定方法: ボアホールブレイクアウト</p> <p>最大水平主応力 <math>S_{Hmax}</math> の大きさは、ボアホール壁面の応力の大きさが岩石の有効強度を越えたときにブレイクアウトが発生すると仮定して推定する。岩石の有効強度 <math>C_{ef}</math> は、有効強度則 (the effective strength concept) を適用しない場合 (すなわち Biot の poroelastic parameter <math>\alpha = 0</math> のとき)、<math>C_{ef} = 0.5 C_p</math>、適用した場合、<math>C_{ef} = C_b</math> となる。ただし、<math>C_b</math> および <math>C_p</math> は、それぞれ岩石の二軸および三軸圧縮強度である。Fig.6 に示すように、ボアホール壁面の応力が有効強度 <math>C_{ef}</math> を越える範囲とブレイクダウンの幅とが一致するように、図式的に <math>S_{Hmax}</math> の大きさを決定するか、あるいは次式から直接に求めることができる。</p> $S_{Hmax} = (C_{ef} + P_b) / [1 - 2\cos(\pi - 2\phi_b)] - S_{Hmin} [1 + 2\cos(\pi - 2\phi_b)] / [1 - 2\cos(\pi - 2\phi_b)] \quad (8)$ <p>ここで、<math>2\phi_b</math> はブレイクアウトの幅である。</p>					
<p>測定結果: 解析に用いたデータおよび結果は Table1 に示す通りである。花崗岩質片麻岩では全深度にわたって破壊が生じないこと、花崗閃緑岩ではボアホールの下部のみでブレイクアウトが発生することがわかる。また、深度 1.7~1.8km でブレイクアウトが発生する地層は片麻岩質閃緑岩に限定されることも読み取れる。</p> <p>計算された <math>S_{Hmax}</math> の大きさと深度の関係は Fig.7a のようである。ここには、<math>\alpha = 0</math> として水圧破碎試験から求めた <math>S_{Hmin}</math> も表示してある。各深度における <math>S_{Hmax}</math> の信頼区間は、有効強度の誤差とブレイクアウトの幅の変動 (Table1 参照) に基づいて決定された。<math>S_{Hmax}</math> の大きさは鉛直応力よりもわずかに大きく、その深度勾配は鉛直応力のそれとほぼ等しい。</p> <p>空隙のない岩盤 (<math>\alpha = 0</math>) で水圧破碎試験をおこなうと、<math>S_{Hmax}</math> は次式で与えられる。</p> $S_{Hmax} = 3 S_{Hmin} - P_b + T. \quad (9)$ <p>ここで、<math>P_b</math> はブレイクダウンプレッシャー、<math>T</math> は岩盤の引張強度である。地層のボアプレッ</p>					

シャーP<sub>p</sub>の影響がある場合、S<sub>Hmax</sub>はP<sub>p</sub>だけ小さくなる。

Fig.8は、 $\alpha=0$ および $\alpha=1$ としたときのブレイクアウトおよび水圧破碎試験から求めた S<sub>Hmax</sub> である。 $\alpha=0$ のとき、ブレイクアウトから求めた S<sub>Hmax</sub> の値は、 $\alpha=1$ のときの値よりも約20MPa小さい。逆に水圧破碎では、 $\alpha=0$ の方が $\alpha=1$ のときよりも P<sub>p</sub> 分だけ大きい。ここで最も重要なことは、2つの方法から求めた S<sub>Hmax</sub> の分布が、 $\alpha=0$ のときに最もよく一致するという点である。このことは、Cajon Pass ボアホールが掘削された透水性の小さい大深度の結晶質岩盤では、ブレイクアウトおよび水圧破碎き裂の初生に対して有効応力則が適用できないことを示唆していると思われる。

この手法には、例えば破碎帯に遭遇して水圧破碎法が適用できない深度であっても適用できるという長所がある。内挿して推定した S<sub>Hmin</sub> の値から、特徴的な深度の S<sub>Hmax</sub> を求めると Fig.7b ようである。内挿して推定した S<sub>Hmin</sub> には?印を付してある。深度2.5、3.1および3.4kmの破碎帯では、S<sub>Hmax</sub>の値がきわめて小さくなっていることが認められる。

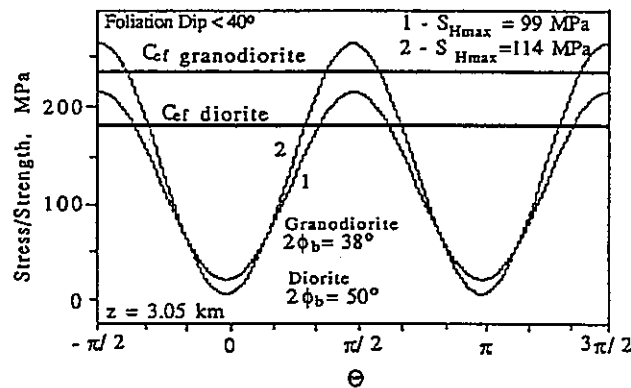


Fig. 6. Example of S<sub>Hmax</sub> estimation procedure at a depth of 3.05 km. The hoop stress function is adjusted to the effective strength of gneissic diorite and granodiorite to account for the breakout width observed in these lithologies. Then S<sub>Hmax</sub> is found using equation (6) from the hoop stress maximum as determined from the figure.

TABLE 1. Strength Properties of Rocks, Breakout Width, and S<sub>Hmax</sub> Estimates in the Cajon Pass Drill Hole

Depth, km	Lithology	S <sub>Hmin</sub> From HF	Breakout Width	C <sub>0</sub>	$\alpha = 0$			$\alpha = 1$	
					C <sub>p</sub>	C <sub>ef</sub>	S <sub>Hmax</sub> , MPa	C <sub>b</sub>	S <sub>Hmax</sub> , MPa
1.85	diorite	37	28° ± 3°	132	286	143	68	177	88
2.10	diorite	48	34° ± 9°	132	306	153	77	183	96
2.45	diorite	34	32° ± 10°	132	325	163	78	190	97
2.50	zeolitized granodiorite	30-37*	0°	95		not applied		140	<73
2.71	diorite	41	36° ± 9°	132	342	171	85	192	104
2.80	diorite	41	50° ± 12°	132	346	173	93	193	114
2.80	granodiorite	41	38° ± 6°	170	440	220	105	270	135
3.05	diorite	38-50*	50° ± 13°	132	365	182	99	198	119
3.05	granodiorite	38-50*	38° ± 7°	170	470	235	114	272	140
3.12	zeolitized granodiorite	40-55*	0°	95		not applied		152	<85
3.40	diorite	42-72*	52° ± 12°	132	390	195	108	203	127
3.50	diorite	88	65° ± 15°	132	410	205	123	205	141

HF stands for hydraulic fracturing.

\*Assumed by extrapolation of HF data.

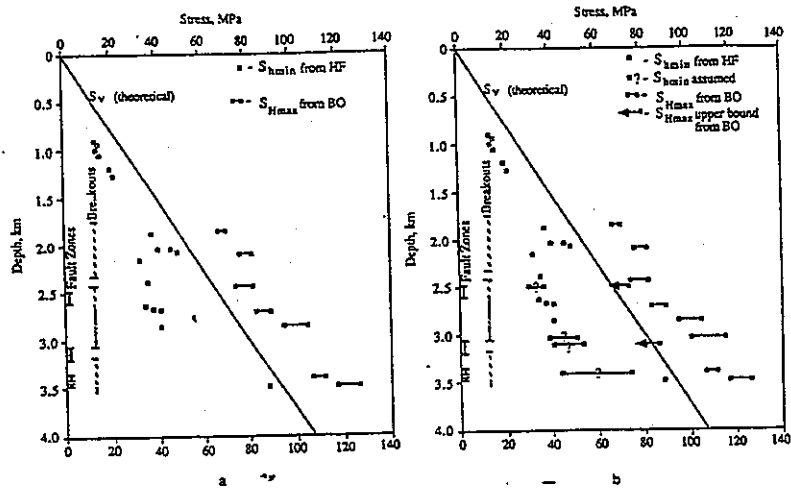


Fig. 7. (a) Stress profile in the Cajon Pass well using the hydraulic fracturing data of *Zoback and Healy* [this issue] for  $S_{Hmin}$  and using the well bore breakout analysis developed for  $S_{Hmax}$  (for the case of  $\alpha = 0$ ). (b) Same as Figure 7a with  $S_{Hmax}$  computed for interpolated values of  $S_{Hmin}$ .

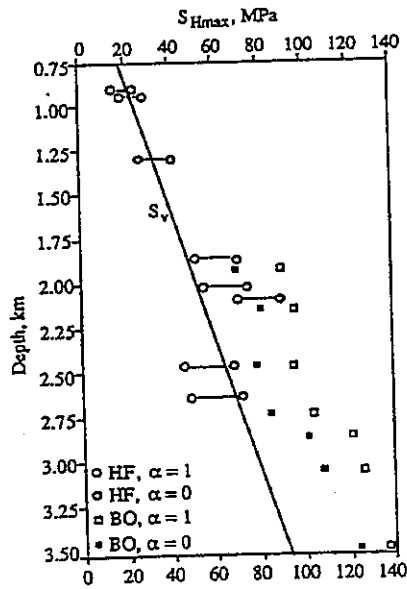


Fig. 8. Comparison of  $S_{Hmax}$  magnitude estimates in the Cajon Pass well from hydraulic fracturing (HF) and well bore breakout analyses (BO) using various failure criteria as defined by the role of pore pressure. Abbreviations deciphered in text.

文献番号	D-6	著者	Brudy, M; Zoback, MD
タイトル	Compressive and tensile failure of boreholes arbitrarily-inclined to principal stress axes: application to the KTB boreholes, Germany		
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci		
巻号	V30, N7	頁	P1035-1038
		発行年月	1993
要旨	<p>南ドイツの KTB ボアホールは変成岩に掘削されていて、パイロットホールおよびメインホールの深度はそれぞれ 4km および 7.2km である。FMS/FMI (Formation Micro Scanner/Imager) による検層によって、これらのボアホールには圧縮破壊と引張破壊が生じていることが分かっている。</p> <p>これまでもボアホールの安定性に関して理論的および実験的な研究がなされてきたが、対象とする初期応力の範囲、ボアホールの傾きおよびボアホールの破壊モードは一般性を欠いていた。ボアホールの破壊を詳細に研究することによって、地殻深部の主応力軸が鉛直であるかどうかを調べることができる。パイロットホールの FMS 検層によれば、鉛直に近いき裂がみいだされるセクションと、掘削によって誘起されたエシェロンタイプのき裂が存在するセクションがあった。これらのき裂の方向と主応力軸の方向との関係について述べる。</p>		
測定概要			
測定場所：南ドイツの KTB ボアホール。			
測定深度：理論解析のみ。			
地質概要：変成岩			
測定方法：掘削によって誘起された引張き裂			
<p>初期応力テンソルに関する主軸 (<math>\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3</math>, ここで、<math>\sigma_{ij} = S_{ij} - \delta_{ij} P_p</math>, <math>P_p</math> は岩盤のボアプレッシャー)、局所 Cartesian 座標系 (<math>\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}</math>) および局所円筒座標系 (<math>\sigma_{rr}, \sigma_{\theta\theta}, \sigma_{zz}</math>) を Fig.1 のように定義すると、ボアホール壁面の接面内の最大および最小応力 (<math>\sigma_{max}^t, \sigma_{min}^t</math>) は次式で表現される。また、ボアホール軸に関するき裂の傾き <math>\omega</math> は式(3)のようになる。</p>			
$\sigma_{min}^t(\theta) = 0.5(\sigma_{\theta\theta} + \sigma_{zz}) - 0.5\sqrt{[(\sigma_{\theta\theta} - \sigma_{zz})^2 + 4\tau_{\theta z}^2]} \quad (1)$			
$\sigma_{max}^t(\theta) = 0.5(\sigma_{\theta\theta} + \sigma_{zz}) + 0.5\sqrt{[(\sigma_{\theta\theta} - \sigma_{zz})^2 + 4\tau_{\theta z}^2]} \quad (2)$			
$\omega = 0.5 \arctan [2\tau_{\theta z} / (\sigma_{\theta\theta} - \sigma_{zz})] \quad (3)$			
<p>ここでは、き裂の初生を判定するために「材料の強度に基づいた方法」を採用する。すなわち、岩石を線形弾性材料と仮定して計算した引張応力を、岩石の引張強度と比較して破壊が生じるかどうかを判定する。</p> <p>まず、引張破壊について考えると、初期応力によって誘起される応力(式(1))が引張強度に達したときばかりでなく、その値がわずかに圧縮であっても引張き裂が発生する可能性がある。なぜならば、比較的低温の低い掘削流体を循環させたときの岩盤の冷却による熱(引張)応力と、掘削流体を循環させるときの圧力によってボアホール壁面に生じる引張応力が加わるからである。ここでは、初期応力によって誘起された引張応力が鉛直応力の 0~20%に達したときに引張き裂が生じるものとする。そのき裂のボアホール壁面上の傾きは、式(3)で与えられる。</p> <p>次に圧縮破壊であるブレイクアウトの発生について考えると、これは有効圧縮強度 <math>C_{eff}</math> を用いた Mohr-Coulomb の破壊基準によって比較的精度良く表現できる。したがって、傾斜したボアホールの圧縮破壊基準として次式を採用する：<math>\sigma_{max}^t \geq C_{eff}</math>。なお、KTB の初期応力状態が <math>S_H &gt; S_v &gt; S_h</math> であることを考慮して、横ずれ断層の応力環境にあるボアホールの安定性についてだけ考える。</p> <p>最後に、地殻内部の有効応力の比は、既存の断層を滑動させる応力の大きさによって規定されていると仮定すると、主応力比に関して次式が得られる。<math>(S_1 - P_0) / (S_3 - P_0) = [(1 + \mu^2)^{0.5} + \mu]^2</math>。既存の断層のまさつ係数 <math>\mu</math> を 0.6 とすると、<math>(S_1 - P_0) / (S_3 - P_0) \approx 3</math> である。<math>S_2</math> を決定するために、ここでは鉛直応力 <math>S_v</math> は水平主応力の平均値に等しいと仮定した。すなわち、<math>S_v = (S_H + S_h) / 2</math> である。</p>			

測定結果：

Fig.2a から 2c は、ボアホールの方位角  $\alpha$  が  $30^\circ$ 、 $60^\circ$ 、 $90^\circ$  とのきの  $\sigma_{\min}$  の分布であつて、各図の中でさらにボアホールの傾斜角  $\beta$  を  $0^\circ$ 、 $30^\circ$ 、 $60^\circ$  および  $90^\circ$  に変化させてある。Fig.2d から 2f は同様のボアホールの  $\sigma_{\max}$  の分布である。これらの図からボアホールの傾斜角が大きくなるにつれて引張および圧縮破壊の可能性が小さくなることが読み取れる。これはボアホール軸と直交する平面内の主応力差が減少するからである。

ボアホールの接面における最小応力が限界値よりも小さい領域でボアホール壁面の破壊が始まると仮定する。いま、この限界値を鉛直応力の 10% とする (Fig.3)。実線で表した曲線は、傾斜が  $30^\circ$  で、 $S_H$  から  $60^\circ$  の方向にあるボアホールが横ずれ断層の応力環境にあるときの壁面における  $\sigma_{\min}$  の分布である。この図から水平線で表示した 2 つの領域だけで破壊が生じることが読み取れる。他の領域では  $\sigma_{\min}$  の圧縮応力が大きく、冷却とポンプ圧による引張応力によっても破壊は生じない。

横ずれ断層の応力環境にあるボアホールの方位を固定して、その傾斜角とき裂の傾き  $\omega$  の関係をプロットすると Fig.5 のようである。0、0.1、0.2 などの数字は、引張破壊が発生すると考えられるボアホール壁面の位置に作用している応力の大きさと鉛直応力の比である (すなわち、0.1 のところでは、最小接線応力の大きさが鉛直応力の 1/10 のときにき裂が進展する)。 $0^\circ$  HA、 $26^\circ$  HA、 $90^\circ$  HA などはボアホールの方位である。ボアホールの方位が大きくなるにつれてき裂の傾きが大きくなることが読み取れる。ボアホールの方位が  $0^\circ \sim 26^\circ$  の場合、 $\omega$  は  $\pm$  数度である。すなわち、き裂のトレースはほぼ鉛直から始まり、それを両側に進展させると一方では  $\omega$  は  $0^\circ$  に漸近し、もう一方では  $\omega$  の絶対値は増加する。したがって、 $\sigma_{\min}$  が最小になる点ではき裂のトレースは対称にならない。 $\omega$  が増加する側ではすぐに高い圧縮領域に達するので、き裂の進展は停止するが、もう一方の側では理論的にはボアホール軸に沿って無限に進展する。したがって、横ずれ断層の応力環境では、掘削によって誘起されるき裂は常にボアホール軸に平行である。破壊が発生する可能性のある領域 (Fig.3 の横線の領域) では、 $\omega$  の変化は  $10^\circ$  以下なので、トレースはいつも直線のようにみえる。ボアホール壁面のき裂の傾き  $\omega$  が分かれば、この図を用いることで、主応力軸からのボアホール軸の傾きを推定することができる。例えば、き裂がボアホール軸から  $30^\circ$  傾いていれば、ボアホール軸は主応力軸から  $17^\circ \sim 36^\circ$  傾いているといえる。

KTB で測定された引張き裂の傾きは、主応力軸が鉛直および水平方向から  $20^\circ \sim 30^\circ$  傾いていることを示唆していた。しかし、観測されたき裂のほとんどがほぼ鉛直であるということは、鉛直応力がひとつの主応力であることを示している。

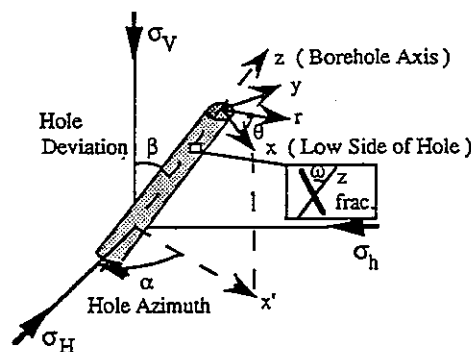


Fig.1: The different coordinate systems which are used to describe the state of stress in the borehole wall and the angles defining the orientation of the well with respect to the principal far field stress axes are displayed. The zoomed box shows a part of the borehole wall from outside with the well axis (dashed) and an arbitrary lineament (solid). The angle enclosed by the well axis and the lineament is named  $\omega$ .

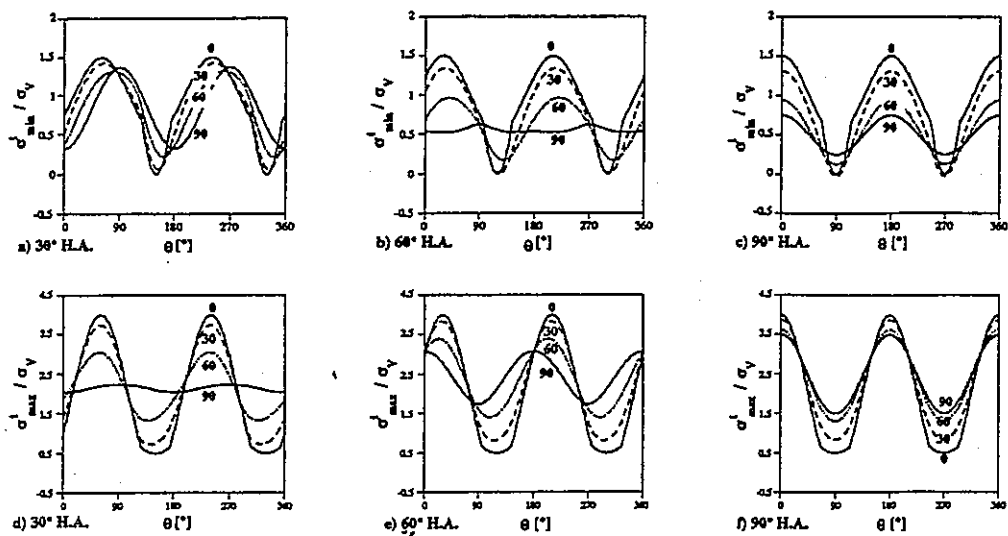


Fig. 2: Maximum and minimum stress in the tangential plane for a strike-slip stress regime ( $S_H > S_V > S_h$ ),  $\sigma_{min}^t$  for a) 30° b) 60° and c) 90° hole azimuth and  $\sigma_{max}^t$  for d) 30° e) 60° and f) 90° hole azimuth.

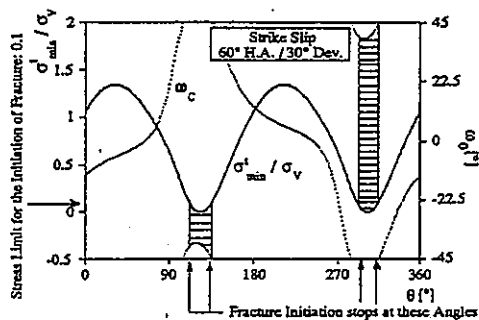


Fig. 3: The minimum stress in the tangential plane at the wellbore wall  $\sigma_{min}^t$  (solid) and the angle  $\omega_c$  (dotted) is shown for a hole deviating with 30° and a hole azimuth of 60° in a strike-slip stress regime. Applying a stress limit of 0.1 for the fracture initiation, fractures are only able to develop at angles  $\theta$  which are marked by horizontal lines.

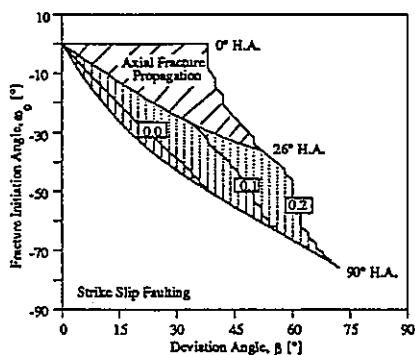


Fig.5: The fracture initiation angle  $\omega_0$  is displayed for all hole orientations which allow the initiation of a fracture for a given stress limit (numbers in boxes). The hole orientations which lead to an axial fracture propagation are marked by the diagonally stripped area. This plot can be used to estimate the deviation of the wellaxis from the principal stress orientation if inclined drilling induced fractures are found in the wellbore.

文献番号	D-7	著者	Cowgill, SM; Meredith, PG; Murrell, SAF; Brereton, NR		
タイトル	Crustal stresses in the North Sea from breakouts and other borehole data				
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci				
巻号	V30, N7	頁	P1111-1114	発行年月	1993
要旨	<p>初期応力の大きさと方向は、断層の形成、き裂の開口と閉口および空隙流体の循環と密接な関係がある。したがって、地熱、炭化水素および他の鉱物資源の開発にとってきわめて重要であるばかりでなく、広域的な地殻応力を理解するうえでも欠くことができない。本論文は、北西ヨーロッパの北海に分布する井戸で測定したブレイクアウトのデータを解析し、北海における地殻応力の方向について述べたものである。これらのデータは Amerada Hess、British Petroleum、the Department of Trade and Industry、Ranger Oil and Unocal から提供されたものである。解析に用いたソフトウェアは British Geological Survey (BGS) で開発された WELLOG である。ここで紹介するデータは、深度 3000~5000m の漸新世から先カンブリア時代の岩盤に掘削されたボアホールから採取された。</p>				
測 定 概 要					
測定場所：北西ヨーロッパの北海。					
測定深度：3000~5000m					
地質概要：特に記載なし。					
測定方法：ボアホールブレイクアウト					
<p>本研究で解析したデータは、調査井、評価井および開発井において通常の 4 アームディップメーターを用いて測定したものである。磁気テープに記録した生データを読み取り、WELLOG 検層解析システムに入力する。解析されたボアホールブレイクアウトの頻度はローズダイアグラムおよびそれらを平均した全ローズダイアグラムで表示する。あるいは、深度区間 25m のウィンドウに入る結果を平均し、5m 間隔で下に向かって移動平均しながら解析結果を表示することもできる。このようにすると、深度と年代層序がブレイクアウトの方向におよぼす影響を調べることができる。ドリルパイプによるボアホールの拡大 (key seats) とブレイクアウトを混同しないように、鉛直から 10° 以上傾いたボアホールのデータは解析から除外した。初期応力の方向を蓄積したデータベースから、特定の年代の地層に関するデータを抽出することができる。</p>					
測定結果：					
<u>白亜系</u>					
<p>北海における白亜紀の地層は、北部の地域のみで検層が行なわれており、Fig.3 のようである。これらの岩盤内におけるブレイクアウトの分布は、3つの方位で卓越しており、その平均は 094° / 274° (±24°) である。白亜紀の地層が形成された時の堆積過程のちがいが、地層内部の力学的特性の差異をもたらしたと考えられる。3つの方位のうち、2つの方位 (086° および 033°) は頻度がほぼおなじであって、上部および下部白亜系の残留応力の差を反映していると考えられる。</p>					
<u>ジュラ系</u>					
<p>ジュラ紀の地層も北海の北部地域でのみ検層されているにすぎない (Fig.4)。白亜紀の岩盤と比較するとブレイクアウトのばらつきは非常に小さいことが認められる。全ローズダイアグラムの平均方位は NW-SE (143° / 323° ±22°) である。この平均値は Inner Moray Firth 北部の断層に近いブレイクアウトの影響を強く反映している。この傾向は東の Witch Ground 地溝まで続いている。経度 0° から東に向かうと、この傾向は N-S 方向に徐々に回転し、Viking および Central 地溝では E-W 方向である。すなわち、Witch Ground 地溝は北海のジュラ系におけるブレイクアウトの方向の遷移帯であると考えられる。</p>					
<u>ペルム-三畳系</u>					
<p>ペルム紀および三畳紀の地層は、北海地域における主要な油層およびガス層となっているため、広い地域にわたって検層がおこなわれている。北海は Mid-North Sea High (MNSH) によって 2</p>					

つの海盆に分割されているが、ブレイクアウトの方向は全体としてNE-SW ( $060^{\circ}/240^{\circ} \pm 21^{\circ}$ ) 方向に卓越している。

MNSHの北では、ブレイクアウトは前述の断層システムの影響を反映している。これらの断層システムの影響は東に行くにしたがって小さくなり、ブレイクアウトの方向はNE-SW からNW-SEの間で変動する。経度 $0^{\circ}$ の東のVikingおよびCentral地溝では、ブレイクアウトの方向はNSおよびE-Wである。これは地溝のペルム-三畳系の地溝形成に関する残留応力を反映していると考えられる。MNSHの南にあるDFZ (Dowsing Fault Zone) の北東では、NE-SWの方向でブレイクアウトが卓越している。DFZの本土側では、この傾向はE-Wに変化し、この方向はUK本土のブレイクアウトの方向と一致する。

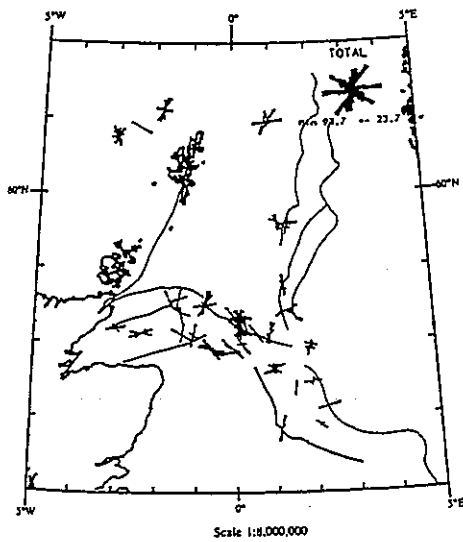


Figure 3: Rose map of breakout orientations from the Cretaceous. Data from 48 boreholes are plotted with a mean breakout direction of  $094^{\circ}/274^{\circ} \pm 24^{\circ}$ .

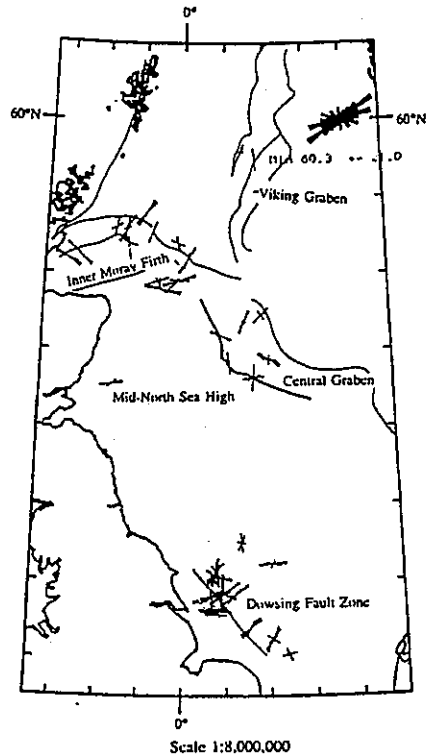


Figure 5: Rose map of breakout orientations from the Permian-Triassic. Data from 38 boreholes are plotted with a mean breakout direction of  $060^{\circ}/240^{\circ} \pm 21^{\circ}$ .

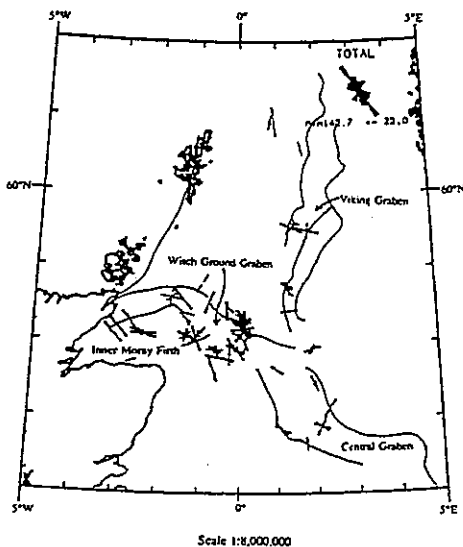


Figure 4: Rose map of breakout orientations from the Jurassic. Data from 47 boreholes are plotted with a mean breakout direction of  $142^{\circ}/322^{\circ} \pm 22^{\circ}$ .



文献番号	D-8	著者	Yale, DP; Rodriguez, JM; Mercer, TB; Blaisdell, DW		
タイトル	In-situ stress orientation and the effects of local structure - Scott Field, North Sea				
雑誌名	Proc Eurock'94, Delft, Netherlands, 29-31 Aug. 1994, Publ Rotterdam: A A Balkema				
巻号		頁	P945-952	発行年月	1994
要旨	<p>水攻法によって造成するき裂の方向を推定するために、Scott 油田の 17 本の井戸で初期応力の方向が測定された。Scott 油田では断層が発達していて、各断層ブロックごとに初期応力の方向が大きく変化する。初期応力の方向は、局所的な断層と広域的な応力場に支配されているようである。最大水平応力の方向は、北海の初期応力場の一般的な傾向である NNW-SSE を中心に 30° ~50° 回転している。ほとんどの場合、最大水平主応力の方向は近傍の断層に平行である。当地域の広域的な応力の方向がブロックごとに回転するのは、断層の活動によるためではなく、断層自身の存在によるものである。</p> <p>5 本の井戸から採取したコアの S 波の速度分布および 13 本の井戸で測定した孔径の拡大から、初期応力場の方向が決定された。同一断層ブロック内では、2つの方法から決定された応力の方向は酷似していた。地層を構成する岩盤の種類は応力の方向に影響を及ぼしていないようである。</p>				
測 定 概 要					
測定場所：北海の Scott 油田。					
測定深度：記載なし。					
地質概要：砂岩および頁岩。					
測定方法：					
<u>S波の速度分布測定</u>					
<p>コアリングによって初期応力が解放される時にコアが膨張し、その内部にマイクロクラックが形成されると仮定する。初期応力場が異方向的であれば、最大水平主応力と垂直な走向を有するマイクロクラックが多数形成されるので、マイクロクラックの分布も異方性を呈する。この方法では、定方位コアの直径方向に設置した一対のセンサーの間で S 波速度を測定する。S 波のエネルギーはコア内部のマイクロクラックによって直交する 2つの波に分極し、このうちの 1つはマイクロクラックの方向に平行である。これらの偏向方向は、1 対のセンサーの間でコアを回転させながら S 波速度を測定し、"extinction" point の方位を決定することで求めることができる。"extinction" point とは、コアの中を進んでいる S 波の偏向方向が受信トランスデューサーの偏角と垂直になって、弾性波の信号が最も弱くなる点である。あるコアについて直交する偏向方向が決定されれば、マイクロクラックの方向と一致する方向は 2つの偏向方向における S 波速度を測定することによって決定できる。このマイクロクラックの方向は初期応力の最大主応力方向と垂直である。</p>					
<u>キャリパー/ディップメーターロギングによる孔径の拡大の測定</u>					
<p>ブレイクアウトとは、最大水平主応力の方向から 90° の方向に大きな圧縮の接線応力が発生し、ボアホール壁面が剥離する現象で、この方向から初期応力の方向が決定できる。しかし、Scott 油田の 21 本の井戸から得られたディップメーターログには、ボアホールブレイクアウトの特徴が見られなかった。このうち 12 本の井戸のログは、ブレイクアウトを伴わない孔径の拡大を示していた。これは、掘削のときのオーバーバランスの泥水によってボアホール軸に沿った長いき裂が形成され、キャリパーのアームがそのき裂を捕らえたためであると考えられる。その方向は小規模水圧破壊によって誘起されるき裂と同様に、最大水平主応力の方向と一致する。</p>					

測定結果：

S 波速度分布の異方性

5本の井戸から採取した定方位コア (Scott 砂岩および Piper 砂岩) の S 波速度分布を調べた。各井戸から約 20 本以上のコアを採取して測定をおこない、結果は Table1 のようである。5本の井戸とも、採取深度の変化に伴う主応力方向の変化は認められない。

ディップメーターログの解析による孔径の拡大傾向

21本の井戸の4種類の地層からディップメーターログが得られた。ブレイクアウトが観測されたのは 15/22-4 井だけで、18本の井戸ではブレイクアウトを伴わない孔径の拡大がみられた。結果は Table1 に示す通りである。太字で表した方位は信頼性の高いデータであることを意味している。

まとめ

S 波速度分布および孔径の拡大から決定された水平主応力の方向をまとめて表示すると Fig.4 のようである。2つの測定方法はまったく異なる測定原理に基づいているが、得られた水平主応力の方向は類似していることが認められる。S 波の速度分布は砂岩から測定し、孔径の拡大は主として頁岩について測定されたが、水平主応力の方向は地層を構成する岩盤の種類と無関係にほぼ一定である。

TABLE 1

Orientation of Shear Acoustic Anisotropy and Wellbore Elongations as a Predictive of Hydraulic Fracture Direction - Scott Field, North Sea

Well (grouped by fault block)	Wellbore Elongation Orientation	Total Length Elongs.	Shear Acoustic Anisotropy Orientation
15/21a-43	90	180 ft	
15/22-9	95		
15/21a-15	100	100 ft	
15/22-B1			156
15/21a-34	185	1310 ft	
15/22-4	74	Breakouts	
15/22-B2			70
15/22-7	135	300 ft	
15/22-C2	124	1,500 ft	
15/22-C2z			123
15/22-D1A	148 (PWD)		
15/21a-20	30	180 ft	
15/21a-A1z	10	570 ft	17
15/21a-A1	25	2000 ft	
15/21a-A2r	350 (PWD)		
15/21a-35	95 (PWD)		
15/21a-36	10 (PWD)		
15/22-6	114	900 ft	
15/22-6z	130	350 ft	
15/22-C1	115	340 ft	
15/22-C3			130
15/22-8	(ETS)		

Notes:

- All orientations in degrees azimuth
- PWD = orientation parallel to well direction, data not used
- ETS = elongations too small (<0.3 inch) to use

Orientation of Maximum Horizontal Stress Scott Field, North Sea.

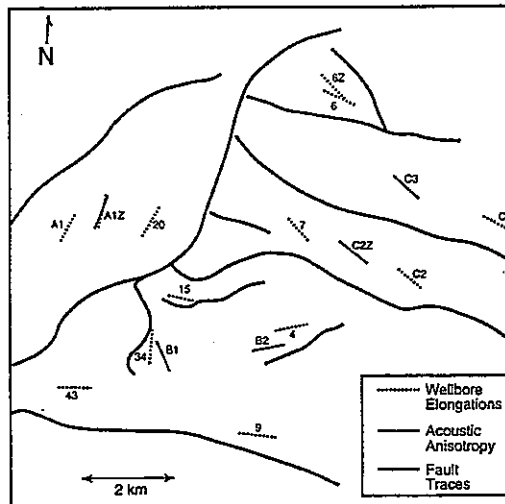


Figure 4.

文献番号	D-9	著者	Barton, CA; Zoback, MD		
タイトル	Stress perturbations associated with active faults penetrated by boreholes: possible evidence for near-complete stress drop and a new technique for stress magnitude measurement				
雑誌名	J Geophys Res				
巻号	V99, NB5	頁	P9373-9390	発行年月	1994
要旨	<p>活断層を貫いたボアホールブレイクアウトを詳細に研究した結果、最近の断層活動によって応力場が不連続的になることが明らかになった。このような応力場の不連続性は、ボアホールによって貫かれた断層近傍におけるブレイクアウトの方向の回転として観測される。初期応力測定によって水平主応力の状態が明らかになっている場合、3次元くいちがいモデルを用いてこのような応力の不連続性が説明できる。正断層、横ずれ断層および逆断層の応力環境において観測されたブレイクアウトの回転に対してこのモデルが適合するためには、断層上のせん断応力はほぼ完全に低下しなければならない。観測されたブレイクアウトとき裂の間の相互作用をモデル化することによって、初期応力の大きさに関して有益な情報が得られる。</p>				
測定概要					
測定場所: KTB, Cajon Pass, G1, Kent Cliffs, LVEW					
測定深度: KTB-4.5km.					
地質概要: KTB シルル紀からデボン紀初期の葉片状準片麻岩および変成玄武岩。					
測定方法: ブレイクアウト					
モデル化の方法					
<p>ブレイクアウトの方向の変化を、活断層による広域的な応力の擾乱によって説明するためには、ボアホールの応力状態と断層上のすべりによる応力の擾乱とを3次元的に計算するモデルを構築する必要がある。ここでは、ブレイクアウトが形成される前に断層のすべりが発生し、その結果生じる応力場は広域的な応力場<math>\sigma^r</math>と、断層によって誘起された応力場<math>\sigma^f</math>の重ね合わせによって表現できるものと仮定する。また、断層面上のすべりの方向は、断層面内の最大せん断応力の方向と一致すると仮定する。この方向は、最大および最小主応力に対する中間主応力<math>S_2</math>の相対的な大きさによって決まる。地震学によれば、断層上のすべり量<math>d</math>は、断層を含む材料の横弾性係数<math>G</math>および応力低下量<math>\Delta\tau_s</math>の関数で表される。一辺が<math>2L</math>の正方形パッチのくいちがいの場合、すべり量<math>d</math>は次式で表される。</p>					
$d = \Delta\tau_s \cdot 16 \cdot 2L / 7\pi G \pi^{1/2} \quad (1)$					
<p>一般に、応力低下量はすべりの方向の全平均せん断応力<math>\tau_{12}</math>よりも小さいか、あるいは等しくなければならない。すなわち、</p>					
$\Delta\tau_s \leq \tau_{12} = \beta_{11}\beta_{21}\sigma_{11} + \beta_{12}\beta_{22}\sigma_{22} + \beta_{13}\beta_{23}\sigma_{33} \quad (2)$					
<p>ここに、<math>\beta_{ij}</math>は方向余弦、<math>\sigma_{11}</math>、<math>\sigma_{22}</math>、<math>\sigma_{33}</math>は初期主応力である。式(1)と(2)から</p>					
$d \leq \tau_{12} 16 \cdot 2L / 7\pi G \pi^{1/2} \quad (3)$					
<p>Fig.1に示すように、ボアホールで初期応力が測定されているか否かに応じて2種類の計算方法が用いられる。ただし、ここでは主応力は水平面内および鉛直面内において、鉛直応力<math>S_v</math>は<math>\rho g z</math> (<math>\rho</math>は岩盤の密度、<math>z</math>は断層の深度)に等しく、最大および最小水平主応力は<math>S_{Hmax}</math>および<math>S_{Hmin}</math>である。まず、<math>S_{Hmax}</math>と<math>S_{Hmin}</math>が既知の場合、Fig.1aにしたがって計算を進める。すなわち、<math>S_{Hmax}</math>と<math>S_{Hmin}</math>およびモデルのパラメーターから、式(1)~(3)を用いてすべりベクトルを計算する。そして、初期応力と断層のすべりによって誘起された応力とを重ね合わせ、ブレイクアウトの理論的な深度分布を求める。計算を開始するときは、断層上の応力は完全に低下する(<math>\Delta\tau_s = \tau_{12}</math>)と仮定するが、モデル化されたブレイクアウトの回転角度が実際よりも大きければ<math>\Delta\tau_s</math>を減らし、アンモリーが一致するまで計算を繰り返す。</p>					
次に、主応力の大きさに関して情報が無い場合 (Fig.1b)、地殻内部の初期応力の大きさはま					

さつすべりの条件式

$$(S_1 - P) / (S_3 - P) \leq \{ [(\mu_s^2 + 1)]^{1/2} + \mu_s \}^2 \quad (4)$$

による制約を受けるものと仮定し、観測データと適合するまでいろいろな  $S_{Hmax}$  と  $S_{Hmin}$  についてモデル計算をおこなう。ここで、 $\mu_s$  はすべりまさつ係数、 $P$  はポアプレッシャーである。この場合、各  $S_{Hmax}$  と  $S_{Hmin}$  の組み合わせについてすべりベクトルを計算し、アノマリーが発生した深度におけるブレイクアウトの最大回転角度を求める。

測定結果：KTB(Kontinentales Tiefbohrprogramm der Bundesrepublik)の例

(1)  $S_{Hmax}$  と  $S_{Hmin}$  が既知の場合

観測されたブレイクアウトの方向は Fig.2a の +印のようであり、深度 5400m にある断層を中心として 4m の範囲で 25° 回転している。アノマリーの波長 (4m/2=2m) は比較的短いので、すべりパッチの寸法は小さいと考えられる。擾乱を受けていないブレイクアウトの方向から決定された  $S_{Hmax}$  の方向は 138° である。深度 5400m の断層における  $S_v$  は 151MPa、ポアプレッシャーは 54MPa である。初期応力測定結果から外挿して求めた  $S_{Hmin}$  と  $S_{Hmax}$  はそれぞれ、105 および 205MPa である。

この  $S_{Hmax}$  と  $S_{Hmin}$  から、モデルに基づいて計算した理論的なブレイクアウトの分布は、Fig.2a の  $\Delta$ 印のようである。ここで、+印は観測されたブレイクアウトの方向である。ブレイクアウトの回転に対するモデルの適合度は、断層面上の応力低下量によって変化するが、この場合、モデルをアノマリーに適合させるために、断層上のせん断応力をゼロまで低下さなければならなかった。

Fig.2a の  $\Delta$ 印はポアホールまわりの圧縮応力集中が最大である位置を示しているが、この応力集中が岩石の圧縮強度を越えない限りブレイクアウトは形成されない。KTB の断層近傍ではブレイクアウトが欠損していて、全圧縮応力が断層近傍の岩石の有効圧縮強度よりも小さくなっていることを示唆している。原位置の岩石の有効強度  $C_{eff}$  を 350MPa とすると、Fig.2b のような分布が得られ、断層付近のブレイクアウトの欠損が良く表現できる。すなわち、ブレイクアウトの分布から、原位置における岩石の強度について重要な情報が得られる。

(2)  $S_{Hmax}$  と  $S_{Hmin}$  が未知の場合

Fig.2c は  $S_{Hmax}$  と  $S_{Hmin}$  が取り得る範囲を示していて、まさつすべりの条件式および深度 5400m における鉛直応力の大きさから決定した。ただし、ポアプレッシャーは静水圧に等しく、 $\mu_s=0.8$  としている。まさつすべりの条件によって規定される境界の内部に描かれた回転角のコンターは、 $S_{Hmax}$  と  $S_{Hmin}$  の組み合わせについて計算したブレイクアウトの最大回転角を表していて、Fig.1b にしたがってモデル計算をおこなった結果である。ブレイクアウトの回転角はほとんど水平主応力の大きさの相対的な関係で決まるので、与えられた回転角に対して取り得る  $S_{Hmax}$  と  $S_{Hmin}$  の範囲が Fig.2c から決定できる。

もしも、水圧破碎法によって  $S_{Hmin}$  が直接に測定されれば、ブレイクアウトの方向の回転角度を与える  $S_{Hmax}$  は Fig.2c から容易に決定できる。KTB の場合、水圧破碎法によって測定した  $S_{Hmin}$  を 5400m まで外挿すると 105MPa となり、Fig.2c より  $S_{Hmax}$  は 185-205MPa と推定される。この値は他の方法から求めた結果と良く一致する。

$S_{Hmin}$  に関してまったくデータが得られない場合、ポアホールブレイクアウトの幅を解析することによって  $S_{Hmax}$  と  $S_{Hmin}$  の両方が決定できる。すなわち、ブレイクアウトが発生しはじめる角度  $\phi_b$  (Fig.3 参照) において、ポアホール壁面の接線応力  $\sigma_{\theta\theta}$  が岩石の有効強度  $C_{eff}$  に等しいと考えると、断層のすべりによるブレイクアウトの回転と無関係に、 $S_{Hmax}$  と  $S_{Hmin}$  の間に次式が成り立つ。

$$S_{Hmax} = b_w - S_{Hmin} m_w \quad (5)$$

ここで、 $b_w = (C_{eff} + P) / [1 - 2 \cos(\pi - 2\phi_b)]$  および  $m_w = [1 + 2 \cos(\pi - 2\phi_b)] / [1 - 2 \cos(\pi - 2\phi_b)]$  である。式(5)と、ブレイクアウトのアノマリーのモデルから導かれる  $S_{Hmax}$  と  $S_{Hmin}$  の関係を、Fig.3 のように連立させれば、 $S_{Hmin}$  に関する情

報がない場合であっても  $S_{Hmax}$  と  $S_{Hmin}$  が決定できる。この場合、 $S_{Hmax} = 195\text{MPa}$  および  $S_{Hmin} = 118\text{MPa}$  となり、やはり、このボアホールで測定した結果を外挿した値とよく一致する。

### Dislocation Modeling Procedure

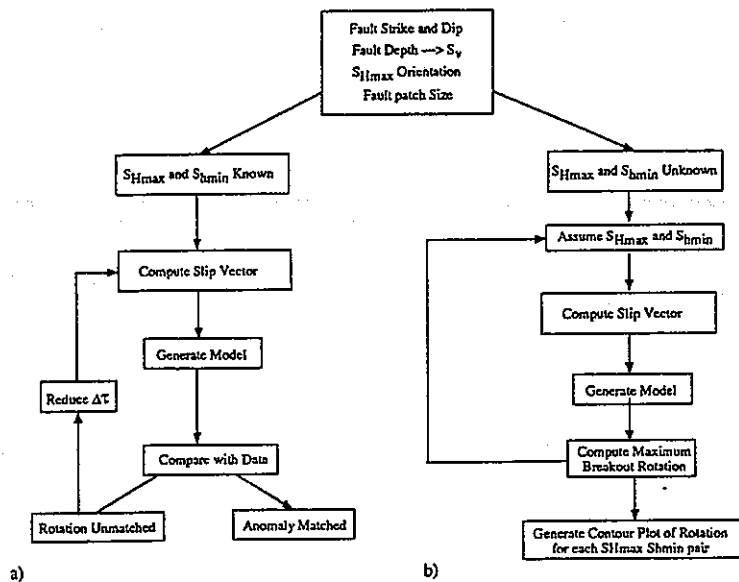


Figure 1. (a) Flow diagram for modeling when the magnitudes of  $S_{Hmax}$  and  $S_{Hmin}$  are available. (b) Flow diagram for modeling when stress magnitudes are unknown.

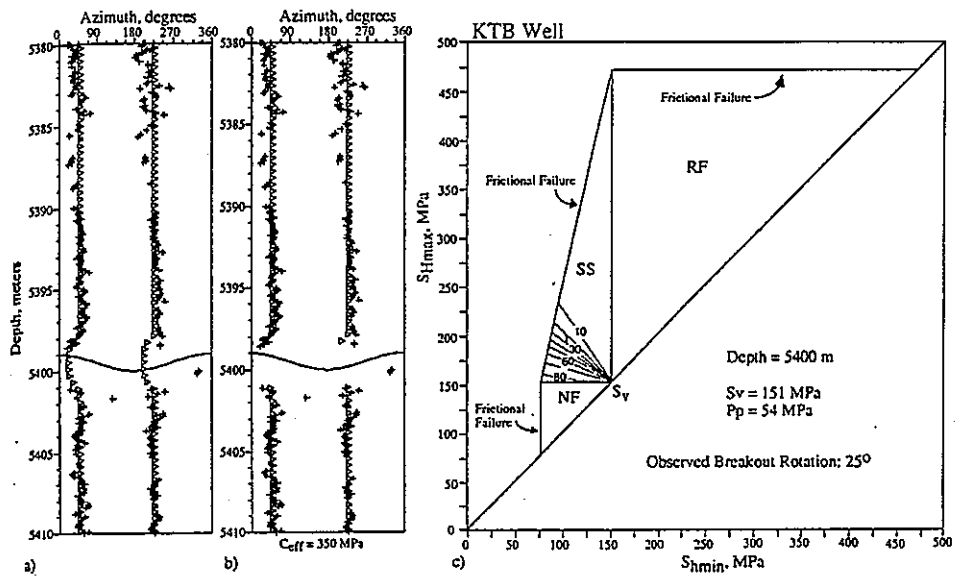


Figure 2. (a) Depth versus azimuth plot showing field observations of breakout orientations (pluses) along with computed breakouts (triangles) for an anomaly at a depth of 5400 m in the KTB well. (b) Model results where the in situ effective rock strength has been set to 350 MPa. (c) Contours of computed maximum breakout rotation associated with each modeled  $S_{Hmax}$ ,  $S_{Hmin}$  pair superimposed on the bounds of allowable stress magnitudes for the three faulting regimes set by frictional constraints and the vertical stress magnitude.

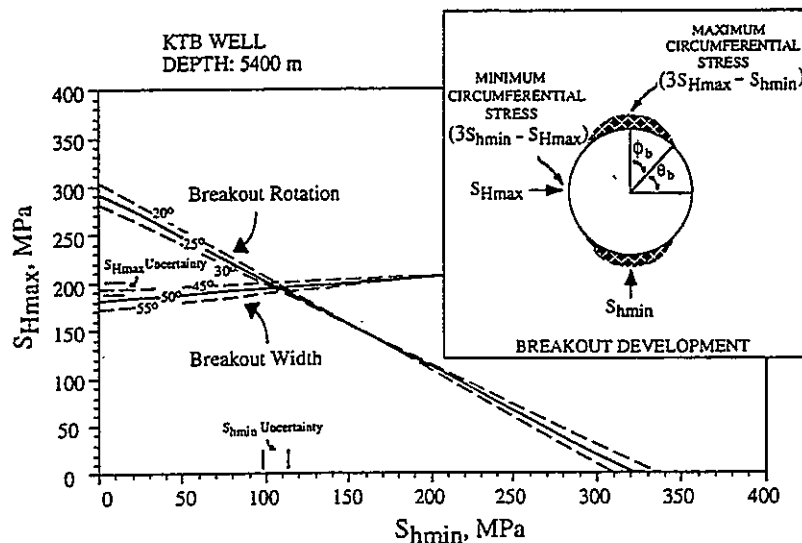


Figure 3. The intersection of the 25° breakout rotation contour computed for the KTB well at depth 5400 m and the linear relation between  $S_{Hmax}$  and  $S_{Hmin}$  determined from the analysis of breakout widths used to determine both  $S_{Hmax}$  and  $S_{Hmin}$ .

文献番号	D-10	著者	Zoback, MD; Barton, C; Brudy, M; Moos, D; Peska, P; Vernik, L		
タイトル	Utilization and analysis of multiple modes of borehole failure estimation of in situ stress magnitudes				
雑誌名	Proc International Workshop on Rock Stress Measurement at Great Depth, Tokyo, Sep. 1995				
巻号		頁	P30-34	発行年月	1995
要旨	ボアホールの圧縮破壊（ボアホールブレイクアウト）、掘削によって誘起されたボアホール壁面の引張り裂およびボアホールと交差する既存の断層の移動を詳細に測定することによって、初期応力状態を決定する方法が開発された。本論文では、このような測定から初期応力の大きさを求めることができることを具体的に説明する。				
測 定 概 要					
測定場所： KTB ほか。					
測定深度： 5400m					
地質概要： 記載なし。					
測定方法：					
(1)ボアホールブレイクアウト					
ボアホールまわりの応力集中によって、岩盤が圧縮破壊を起こし、ボアホールブレイクアウトが形成される。鉛直なボアホールにおいて、ひとつの主応力の方向が鉛直であって岩盤が等方的であれば、ブレイクアウトは圧縮の応力集中が最も大きくなる最小水平主応力 $S_{hmin}$ の方向にできる。Fig.1 はボアホールテレビューアを用いて測定した北東 U.S. の井戸におけるブレイクアウトの例である。石油分野では 4 アームキャリアーが一般に使用されているが、ボアホールテレビューアを用いるとブレイクアウトの詳細な形状が把握できるばかりでなく、ブレイクアウトの方向の局所的な変化を調べることができるので、応力の大きさを推定するのに非常に有益な情報が得られる。					
(2)ボアホール壁面の引張り裂					
Formation MicroScanner(FMS)および Formation MicroImager(FMI)のような電子機器を用いてボアホール壁面を観察した結果、多くのボアホールに引張り裂が生じていることが明らかになった。Fig.2 参照。これらのき裂は、初期応力状態、循環流体による岩盤の冷却から生じる熱応力、過大な掘削流体圧などが原因となって発生する。ボアホールの安定性という観点からみると、これらの小さな引張り裂は逸水の原因にならないのであまり問題にならないが、初期応力の方向と大きさに関してきわめて有益な情報を含んでいる。主応力軸のひとつがボアホール軸と一致しないとき、ボアホール壁面の限られた範囲だけに傾いた引張り裂が発生する。ボアホール軸に関するこれらのき裂の方位と傾きは初期応力場の関数なので、き裂を観測することによって初期応力状態を推定することができる。					
(3)断層の移動					
Fig.4 は、南 California の San Andreas 断層の近くに掘削されたボアホールと交差する既存の断層であり、その近傍でボアホールブレイクアウトの方向が回転していることが認められる。これは断層が滑ったためであると考えられる。このようにブレイクアウトの方向の変化する範囲が断層から 1m 以内に限られている場合、断層のすべりはボアホールの掘削によって誘起された応力場の擾乱によって生じたと考えられる。この範囲が数十メートルから数百メートルの区間にわたる場合、地質年代の時間スケールでいう最近のすべりが原因であると考えられる。ある仮定のもとでボアホールブレイクアウトの回転をモデル化することによって、応力の大きさが推定できる。					

測定結果：

ボアホールが鉛直で、ひとつの主応力軸も鉛直である場合に限定して考えると、鉛直な主応力の大きさは岩盤の密度から、そして最小水平主応力  $S_{Hmin}$  の大きさは水圧破碎試験あるいはリークオフテストから決定できる。通常、最大水平主応力  $S_{Hmax}$  の大きさだけが未知である。Fig.5 は、次に述べる3つの条件に基づいて初期応力状態を推定した図である。(a)まさつ断層理論(frictional faulting theory)に基づいて深度5kmにおいて初期応力が取り得る範囲を推定した。(b)岩盤の強度をCとすると、ブレイクアウトが発生するかしないか、ブレイクアウトが  $S_{Hmin}$  の方向のせまい範囲にできるか、あるいはボアホールの全周にできるかに応じて  $S_{Hmin}$  と  $S_{Hmax}$  が取り得る範囲を推定した。(c)ボアホール壁面に引張り裂を発生させるための応力状態を推定した。中央と右側の図を重ね合わせれば、推定される初期応力状態の範囲をさらに狭めることができる。 $S_{Hmin}$  が既知であればブレイクアウトと引張り裂が発生する、あるいはしないという条件からも  $S_{Hmax}$  の範囲が推定できる。Fig.5 のモデルから推定される初期応力の範囲は広くなることがあるので、種々の方法によって応力の範囲を狭めなければならない。

Fig.8 は、ブレイクアウトの回転モデルから、どのようにして岩盤の有効強度(左)と  $S_{Hmax}$  の大きさ(右)が決定できるかを示している。Fig.6 は、ブレイクアウトの回転とブレイクアウトの幅を解析することによって、 $S_{Hmin}$  と  $S_{Hmax}$  の大きさが同時に推定できることを示している。深度5400mにおけるブレイクアウトをモデル化して、Fig.6 のようにして決定した  $S_{Hmin}$  と  $S_{Hmax}$  の大きさは、ほぼ同一の深度でおこなったリークオフテストおよび引張り裂とブレイクアウトの解析から求めた値ときわめて良く一致した。

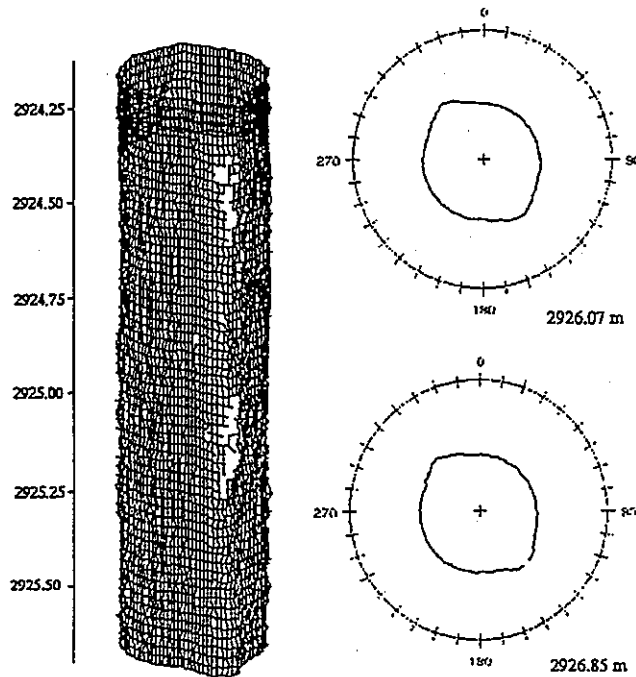
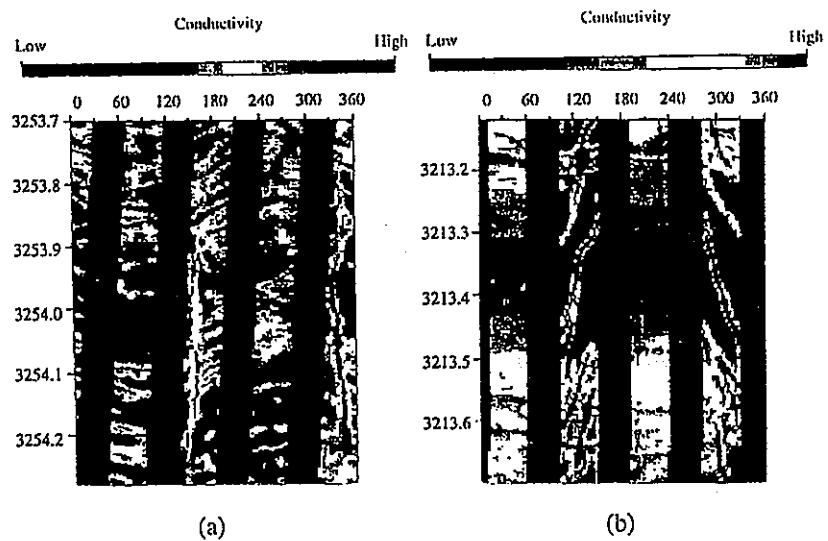


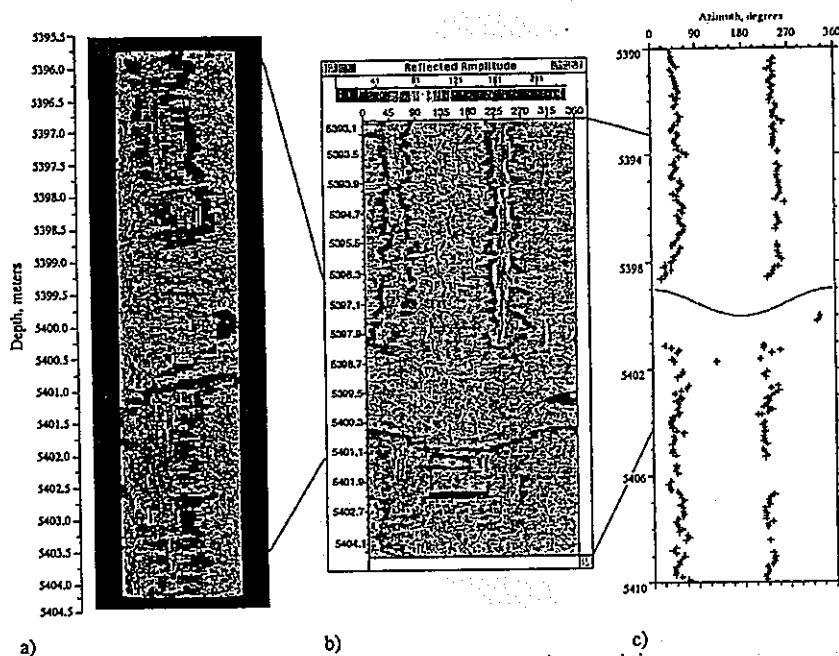
Figure 1: Borehole televiewer data indicating breakouts at a depth of 2925 m in a borehole drilled in crystalline rock near New York City.





(a) (b)

Figure 2: A fine-scale electrical conductivity image (FMS image) of the KTB pilot hole showing a near vertical drilling-induced tensile fracture cut across foliation planes in the rock (left; after Zoback et al., 1993), and an echelon "chevron" pattern of fine fractures which are inclined to the borehole axis (right; after M. Brady, pers. comm.).



a) b) c)

Figure 4: (a) Cylindrical view of a breakout rotation anomaly in the KTB well and the associated fault zone. (b) BHTV field data showing "unwrapped" view of azimuth versus depth over the interval 5393 to 5404 m. (c) Interpreted BHTV data. The "pluses" represent the azimuth of the midpoints of wellbore breakouts. (from Barton and Zoback, 1994)

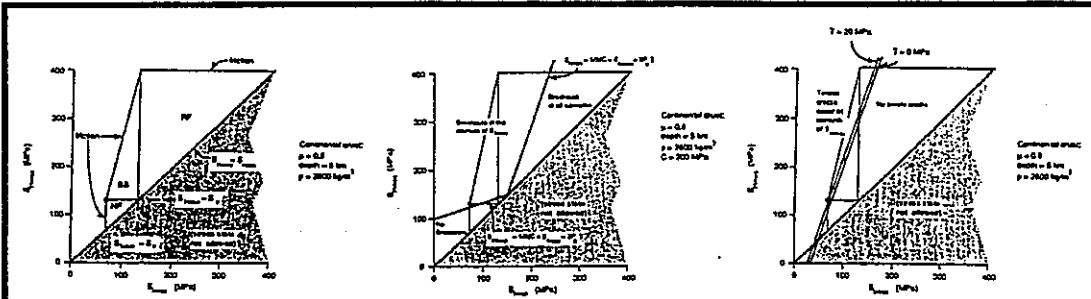


Figure 5: (left) Possible magnitudes of horizontal principal stresses at a nominal depth of 5 km as predicted by fractional faulting theory. (middle) For a given rock strength, stress states corresponding to breakouts at azimuth of minimum horizontal stress, all azimuths and no breakouts. (right) Stress states associated with tensile wall fractures for different rock tensile strengths. (from Moos and Zoback, 1990)

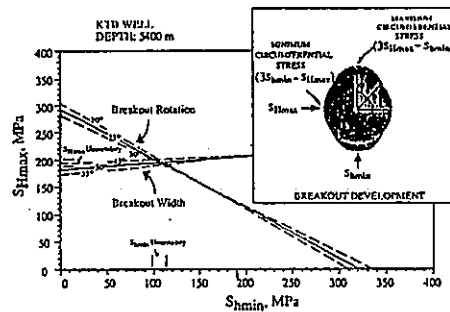


Figure 6: (a) Depth versus azimuth plot showing field observations of breakout orientations (pluses) along with computed breakouts (triangles) for an anomaly at a depth of 5400 m in the KTB well. (b) Model results where the in situ effective rock strength has been set to 350 MPa. (c) Contours of computed maximum breakout rotation associated with each modeled  $S_{Hmax}$ ,  $S_{Hmin}$  pair superimposed on the bounds of allowable stress magnitudes for the three faulting regimes set by frictional constraints and the vertical stress magnitude. (from Barton and Zoback, 1994)

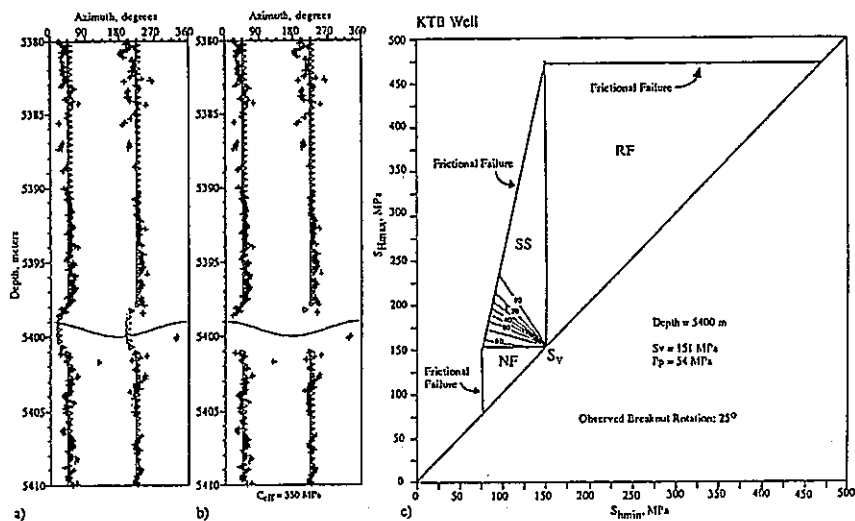


Figure 8: The intersection of the 25° breakout rotation contour computed for the KTB well at depth 5400 m and the linear relation between  $S_{Hmax}$  and  $S_{Hmin}$  determined from the analysis of breakout widths used to determine both  $S_{Hmax}$  and  $S_{Hmin}$ . (from Barton and Zoback, 1994)

文献番号	D-11	著者	Fejerskov, M; Myrvang, AM		
タイトル	In situ rock stress pattern on the Norwegian continental shelf and mainland				
雑誌名	Proc 8th International Congress on Rock Mechanics, Tokyo, 1995				
巻号	VI	頁	P153-156	発行年月	1995
要旨	<p>主として工学的な目的でおこなわれたオーバーコアリングと水圧破碎試験の結果に基づいて、Fennoscandian Rock Stress Data Base (FRSDB) が編纂された。FRSDB には、Finland, Norway および Sweden の 120 以上の地点から 500 以上の測定データが収集された。一方、1992 年に編集が終了した World Stress Map プロジェクトには、18 ヶ国から 7300 以上のデータが収集されている。WSM の主要な目的は、局地的な擾乱を排除した地殻内部の世界的な応力場を確立することにある。WSM によればヨーロッパプレートを中心では、主応力の方向は NW-SE 方向であるが、Fennoscandia および北海ではこの傾向は弱くなり、ばらつく傾向がある。FRSDB および WSM のデータと、北海で新たに測定したブレイクアウトと地震の発震機構解析のデータから、北海および Scandinavia の新しい応力地図を作成した。</p>				
測 定 概 要					
測定場所: Barents 海、ノルウェー海、北海および Norway 本土。					
測定深度: オーバーコアリング (0-1km)、ブレイクアウト (1-5km)、発震機構 (5-30km)					
地質概要:					
測定方法: オーバーコアリング、ブレイクアウトおよび地震の発震機構解析。					
測定結果:					
<u>Barents 海</u>					
<p>Barents 海は、Norway 北部と Svalbard 諸島の間にあり、過去 10 年間にわたって石油とガスの開発がおこなわれてきた。55 本以上の調査井が掘削され、18 本の井戸でブレイクアウトが観測された。当地域のすべての井戸を調査したわけではないので、ブレイクアウトの発生確率は高く、深度 700~4500m で発生している。ブレイクアウトから決定された水平主応力の方向のばらつきは小さく、N-S 方向に集中している。この傾向はオーバーコアリングの傾向と良く一致する。Norway 本土におけるオーバーコアリングは土木、鉱山の分野で行なわれているので、地形や既存の空洞の影響を受けていないデータを吟味して選定した。</p> <p>Barents 海は地震活動がきわめて少なく、発震機構に基づいた初期応力状態の推定はおこなわれていない。Norway 北部では若干の地震が観測されていて、初期応力状態は逆断層の環境であって、水平主応力方向は N-S から E-W である。Senja 破碎帯でも同様の応力環境が推定され、水平主応力の方向は NW-SE である。</p>					
<u>Norwegian Margin</u>					
<p>この地域のデータは Norway 大陸棚と本土で測定されたものである。油田およびガス田の開発は、Haltenbanken と Trondelag Platform に集中していて、100 本以上の調査井が掘削されている。このうち 15 本の井戸の深度 1100~4800m でブレイクアウトの解析がおこなわれた。最大水平主応力の方向は非常にばらつきが少なく、NW-SE 方向である。</p> <p>オーバーコアリングは海岸に近いところで行なわれており、最大水平主応力は NW-SE 方向である。水平主応力の差は地表近くでも 30MPa を越えることがある。</p> <p>Norwegian Margin の地震活動は Steigen と Meloy で活発である。当地域の発震機構の解析結果は、応力状態が逆断層の環境であって、最大水平主応力の方向が NW-SE 方向であることを示唆している。</p>					
<u>北海北部</u>					
<p>Tampen Spur 地域、Viking 地溝および Horda Platform を含む北部北海地域は、広い範囲にわたって油田とガス田の開発がおこなわれている。Norway 鉱区の調査井は 370 本を越える。78</p>					

本の井戸でブレイクアウトを調査し、そのうち 36 本でブレイクアウトが測定された。UK の鉞区では、さらに 30 本の井戸でブレイクアウトが測定された。ブレイクアウトは深度 1500~5000m で発見され、Barents 海および Norwegian Margin と比較するとばらつきが大きい。しかし、全体として WNW-ESE の方向に最大水平主応力の方向が卓越している。また、NE-SW の方向にも最大水平主応力が集中している。このように主応力方向が 2 つの方向に集中するのが、この地域の特徴である。地溝が形成された後に断層ブロックの上に堆積した地層、あるいは断層ブロックの中心に位置する井戸では、ブレイクアウトの方向は安定していて、主応力方向は WNW-ESE である。水平主応力の方向が NE-SW となったボアホールは主要な断層の近傍に位置していた。

オーバーコアリングは主として道路トンネルと水力発電所の建設に関連しておこなわれた。深いフィヨルドが測定結果に大きな影響をおよぼしているデータは除外した。そのようにしてもローズダイアグラムにはかなりもばらつきがみられるが、全体的な傾向としては NW-SE である。

この地域の地震活動は比較的活発で、Tampen Spur、Sogan 地溝および Stord 地域に集中している。500 以上の震源の深度分布から、震源の深さが地域によって変化することが知られている。すなわち、Stord の海岸地域では 5km 以浅と浅く、Tampen Spur で ~5km、Viking 地溝の西側で ~30km である。地震の発震機構解析によれば、震源の浅い Stord 地域は正断層、Tampen と Sogan では逆断層の応力環境である。発震機構解析から求めた最大水平主応力の方向は、全体としてほぼ WNW-ESE であるが、ブレイクアウトと同様に NE-SW 方向もみられる。

#### 北海南部

59° より南の地域を北海南部とよぶ。特徴的な地質構造として、Central 地溝と Norwegian-Danish 海盆がある。この地域は一番最初に炭化水素化合物が発見されたところで、それ以降、油田とガス田の開発が活発におこなわれている。Norway の鉞区だけで 300 本以上の調査井が掘削されている。Norway 鉞区の 45 本と UK 鉞区の 38 本の井戸でブレイクアウトが観測された。最大水平主応力の方向は井戸と井戸の間でも、単一の井戸でも大きくばらついた。しかし、全体的にみると、地溝の中心に位置する井戸では地溝システムと平行 (NW-SE) な主応力方向であり、地溝の縁部と断層帯では主応力の方向は地溝システムと直交する方向 (NE-SW) であった。ブレイクアウトの方向は、北部地域と比較するとばらつきが大きい。これは当地域の巨大な背斜構造をもたらした岩塩の突き上げ作用のほか、水平初期応力場がほぼ等方的であることにも原因があると考えられる。

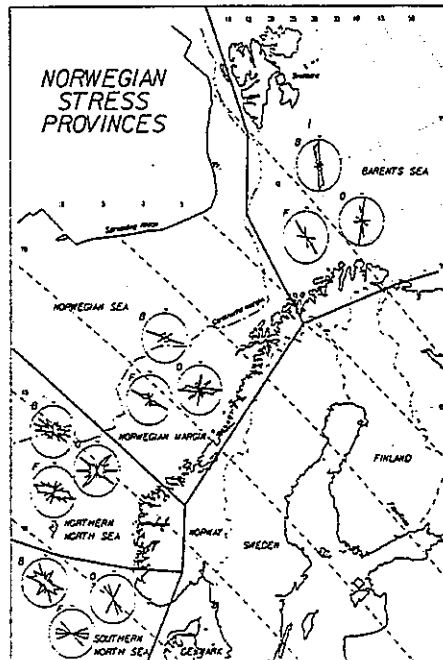


FIGURE 1. Compilation of Norwegian stress data. Rose diagrams indicate major horizontal principal stress direction for borehole breakouts (B), focal mechanisms (F) and overcoring (O).

文献番号	D-12	著者	Peska, P; Zoback, MD		
タイトル	In situ stress and rock strength determination from observations of compressive and tensile failures in deviated boreholes: Optimizing wellbore trajectories to minimize wellbore failure				
雑誌名	Proc International Workshop on Rock Stress Measurement at Great Depth, Tokyo, Sep. 1995				
巻号		頁	P25-29	発行年月	1995
要旨	<p>傾斜したボアホールの破壊を観察することによって初期応力と原位置の岩石の有効強度を推定する簡単な方法について概説する。この方法で使用するデータは、ボアホールブレイクアウトの観察結果と、これとは独立に測定した最小主応力、被り地圧およびボアプレッシャーである。これらのデータから、<math>S_{Hmax}</math> の大きさと方向および原位置の岩石の有効強度が求められる。掘削によって誘起されたボアホール壁面の引張り裂からは、<math>S_{Hmax}</math> の大きさと、<math>S_v</math> の鉛直方向からの傾きが求められる。このようにして推定した初期応力と岩石の強度から、任意の方向に向けたボアホール壁面の破壊を防止するための泥水圧力と、現在の初期応力場に対して力学的に最も安定したボアホールの軌跡が計算できる。</p>				
測 定 概 要					
測定場所：(1)Louisiana 沖合いの GBR/DOE Pathfinder 井。(2)Germany 南部の KTB。					
測定深度：(1)2158~2180m。(2)3km。					
地質概要：(1)粘土の多い堆積層。(2)古生代の高変成岩に Variscan 花崗岩が貫入している。					
測定方法：(1)ボアホールブレイクアウト。(2)掘削によって誘起された引張り裂。					
測定結果：					
ボアホールブレイクアウト					
<p>Louisiana 沖合いの GBR/DOE Pathfinder 井では、4 アームキャリパーと FMI(Formation MicroImager)による検層がおこなわれ、断層の約 150m 上部の深度 2158~2180m の区間で系統的なブレイクアウトが観測された。ブレイクアウトの方向を水平面上に投影すると N55° E であった。ボアホールはこの深度で N35° E の方向に鉛直方向から 32° 傾斜している。深度 2148m におけるリークオフテストから、最小主応力 <math>S_3</math> は 37.1MPa と推定された。密度検層の平均密度から求めた鉛直応力 <math>S_v</math> は 43.0MPa で、ボアプレッシャー <math>P_p</math> は 29.0MPa である。また、この深度に分布する天然の引張り裂はほぼ鉛直で、<math>S_v</math> がひとつの主応力であることを示唆していた。したがって、応力状態を完全に決定するためには、<math>S_{Hmax}</math> の大きさと方向を求めなければならない。</p> <p>Zoback and Peska(1995)は、この問題を詳細に解析した。Fig.2 は <math>S_{Hmin}</math> の方位が N37° E と N49° E の間にあって、<math>S_{Hmax}</math> の値が 39.5MPa と 43MPa の間になければならないことを示している。これ以外の応力状態が観測されたブレイクアウトの方位、<math>S_v</math>、<math>S_{Hmin}</math> および <math>P_p</math> を満足することはない。計算された <math>S_{Hmin}</math> の方位は観測されたブレイクアウトの方位からずれている(鉛直ボアホールでは一致する)が、測定箇所下部にある断層の走向と直交していて合理的である。この解析には岩盤の強度あるいは弾性定数を必要としない点に注意してほしい。</p> <p>いったん <math>S_{Hmax}</math> の大きさと <math>S_{Hmin}</math> の方位が取り得る範囲が決定されると、ボアホールの破壊が Mohr-Coulomb の破壊基準によって支配されると仮定することで岩石の一軸圧縮強度 <math>C_0</math> が推定され、Fig.2 の灰色のスケールのようなものである。<math>S_{Hmax} = 39.5MPa</math> であれば、強度は 22MPa 以下、<math>S_{Hmax} = 43MPa</math> であれば 32MPa 以下であることが読み取れる。逆に、岩石の強度が既知であれば、<math>S_{Hmax}</math> の大きさをもっと狭い範囲に特定することができる。</p>					
引張り裂					
<p>KTB では、地震の発震機構解析およびボアホールにおける初期応力測定から、<math>S_{Hmax}</math> の方向は NW から NNW であって、横ずれ断層の応力環境であることが明らかになっている。掘削によって誘起された引張り裂は鉛直なボアホール軸とほとんど平行であったが、いくつかの深度で</p>					

シェブロンパターン<sup>1)</sup>の傾斜したき裂がみられた。これは、鉛直応力が局所的に主応力でないことを示している。Brudy and Zoback(1993)は、"材料強度アプローチ"(strength of material approach)によってボアホール壁面のき裂の初生と進展について述べている。すなわち、応力が岩石の引張強度(破壊はボアホール壁面のマイクロクラックあるいは凹凸から発生するのでゼロと考える)を越えると界面内の最小主応力と垂直な方向に瞬間的に破壊が発生し、それは最小主応力が引張強度と等しい方向に進展する。Fig.1のき裂のトレースは、ボアホール軸から17°傾いていて、 $S_{Hmax}$ の方位(145°)に近いところまでできている。この深度における $S_v$ の大きさは88.2MPa、 $S_{Hmin}$ の大きさは51.5MPa(水圧破碎試験の結果を外挿)、 $P_p$ は31.5MPa(静水圧)である。

$S_{Hmax}$ の方位は既知であるので、 $S_{Hmax}$ の大きさだけがわからない。しかし、ボアホール軸は鉛直で、き裂はそれと平行でないから、 $S_v$ は鉛直方向から傾いていると考えられる。 $S_{Hmax}$ が水平面内にあると仮定すると $S_v$ は $S_{Hmin}$ の方向になければならない。観測された引張り裂および $S_v$ 、 $S_{Hmin}$ 、 $P_p$ の大きさと矛盾しない $S_v$ の傾きと $S_{Hmax}$ の関係を表すとFig.3のようである。

$S_v$ の傾きが9°~14°の狭い範囲で特定できたのは対照的に、 $S_{Hmax}$ は岩石の強度を加味しないと狭い範囲に特定することはできない。Fig.3の灰色のスケールは、ボアホール壁面に引張り破壊が生じるときの岩石の引張強度 $T_c$ である。 $T_c$ を0~10MPaとすると $S_{Hmax}$ は $S_v$ の大きさに近く、 $S_v$ は $S_{Hmin}$ の方向に鉛直軸から10°~12°傾いていなければならない。このように推定された $S_{Hmax}$ は水圧破碎法によって決定された値と極めてよく一致する。

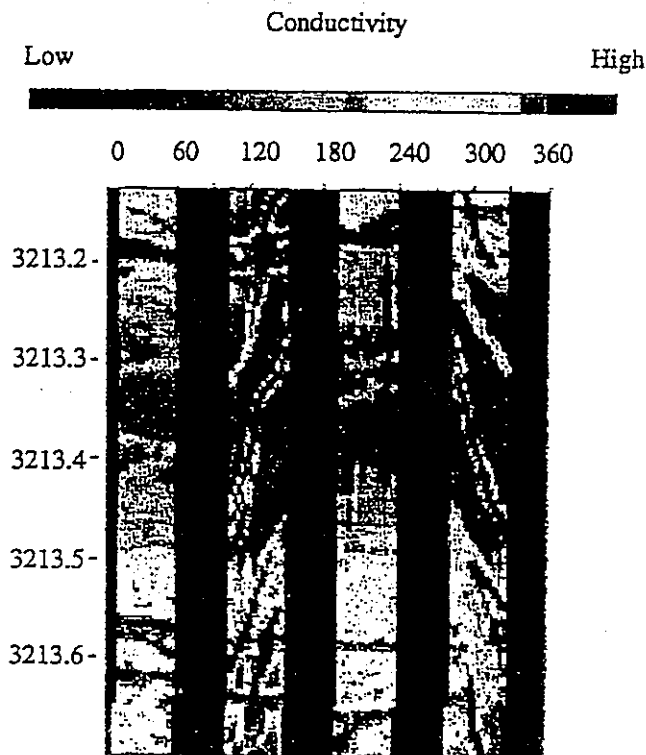


Figure 1. A fine-scale electrical conductivity image (FMS image) of the inside of the borehole wall showing an echelon "chevron" pattern of fine wall-fractures cut across foliation planes in the rock (after M. Brudy, personal communication 1994).

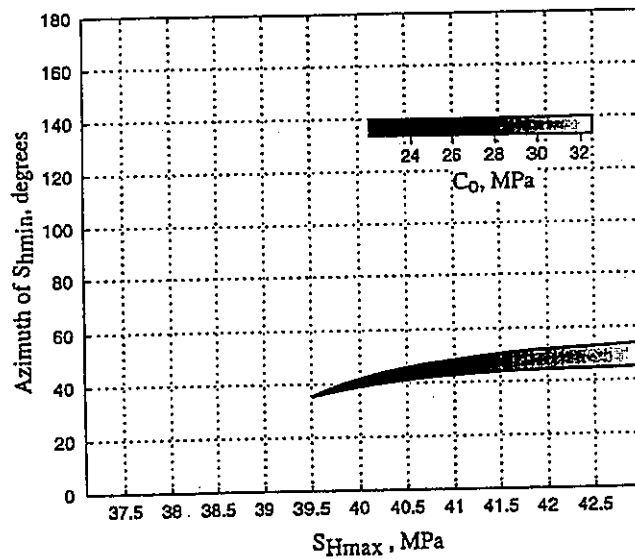


Figure 2. Magnitude of  $S_{Hmax}$  and azimuth of  $S_{hmin}$  fitting the observed breakout azimuth in the Pathfinder well (tolerance of  $5^\circ$ ) and consistent with available information on the magnitude of  $S_v$ ,  $S_{hmin}$  and  $P_p$ . The gray scale corresponds to the uniaxial rock strength  $C_0$  which is necessary to avoid breakout formation (computed for  $\Delta P=0$  and  $\mu_i=1$ ).

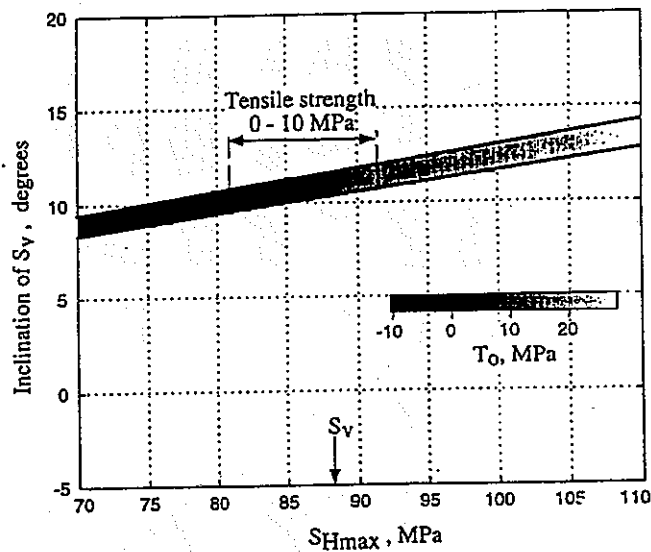


Figure 3. Inclination of  $S_v$  in the direction of  $S_{hmin}$  and magnitude of  $S_{Hmax}$  which are consistent with the observed inclination of the tensile wall-fractures ( $\pm 1^\circ$ ) and consistent with available information on the magnitude of  $S_v$ ,  $S_{hmin}$ , and  $P_p$  and azimuth of  $S_{hmin}$ . The gray scale corresponds to the uniaxial tensile rock strength,  $T_0$  which is required to prevent fracture formation ( $\Delta P=10$  MPa).

文献番号	D-13	著者	Peska, P; Zoback, MD		
タイトル	Compressive and tensile failure of inclined well bores and determination of in situ stress and rock strength				
雑誌名	J Geophys Res				
巻号	V100, NB7	頁	P12791-12811	発行年月	1995
要旨	<p>本論文では、広い範囲の応力状態における任意の傾斜したボアホールの圧縮および引張破壊の発生について研究した。本解析では、岩石は等方性であって、破壊まで弾性的に変形すると仮定する。これまでの研究から明らかのように、初期応力状態およびボアホールの方位が与えられれば、岩石の強度およびボアホールの流体圧などに応じてボアホールのどの方向に破壊が生じるかは容易に推定することができる。しかしながら、初期応力状態は殆ど知ることができないので、リークオフテストあるいは小規模水圧破碎によって最小主応力および地層圧力がわかっている場合に、傾斜したボアホールの圧縮および引張破壊から初期応力の方向と大きさをどのようにして決定するかについて述べる。さらに、いったん初期応力がわかれば、岩盤の原位置有効強度の上限と、ボアホールプレッシャーあるいは泥水圧の増加が破壊を防ぐのにどの程度有効であるかを評価できる。この手法を Mexico の複雑な断層地帯にある傾斜したボアホールに適用し、ボアホールの破壊現象を観察することによって、応力テンソルの大きさと方向を決定する方法を説明する。</p>				
測 定 概 要					
測定場所: Mexico 湾の Eugene Island 330					
測定深度: 2158~2180m					
地質概要: Eugene Island 330 は、古 Mexico 湾の小盆地である。盆地を構成する堆積層は砂岩と頁岩の互層であって、古 Mississippi 川三角洲のタービダイトである。					
<p>測定方法: ボアホールブレイクアウト、掘削によって誘起された引張き裂          岩石が破壊するまでは均質等方な線形弾性体として岩石が挙動すると仮定すると、任意の方向を向いたボアホール (Fig.2 参照) の壁面における有効主応力は次式で与えられる。</p> $\begin{aligned} \sigma_{tmax} &= 1/2[\sigma_{zz} + \sigma_{\theta\theta} + \sqrt{(\sigma_{zz} - \sigma_{\theta\theta})^2 + 4\tau_{\theta z}^2}] \\ \sigma_{tmin} &= 1/2[\sigma_{zz} + \sigma_{\theta\theta} - \sqrt{(\sigma_{zz} - \sigma_{\theta\theta})^2 + 4\tau_{\theta z}^2}] \\ \sigma_r &= \Delta P \end{aligned} \quad (1)$ <p>ここで、<math>\Delta P</math> はボアホールの流体圧力と岩盤内部のボアプレッシャーとの圧力差であって、<math>\sigma_{zz}</math>、<math>\sigma_{\theta\theta}</math>、<math>\tau_{\theta z}</math> はボアホールの円筒座標系における有効応力である。<math>\sigma_r</math> は常にボアホールの壁面に垂直であるから、最大および最小接線応力 <math>\sigma_{tmax}</math> と <math>\sigma_{tmin}</math> はボアホール接面 (Fig.2 の <math>\Sigma</math> 面) 内で作用し、ボアホール軸からそれぞれ <math>\omega</math> と <math>\omega + 90^\circ</math> だけ傾いている。ここで、</p> $\tan 2\omega = 2\tau_{\theta z} / (\sigma_{zz} - \sigma_{\theta\theta}) \quad (2)$ <p>ボアホールの応力状態をあらわす式(1)は、初期応力 <math>S_1</math>、<math>S_2</math>、<math>S_3</math> の関数である。簡単のために、ひとつの主応力軸は鉛直であって、地殻内部の応力状態はすべり面が釣り合いの状態にあると仮定すると、有効主応力の比は次式で表される。</p> $(S_1 - P_p) / (S_3 - P_p) = (\sqrt{\mu^2 + 1} + \mu)^2 \quad (3)$ <p>ここで、<math>\mu</math> は既存の弱面のすべりまさつ係数 (<math>0.6 &lt; \mu &lt; 1.0</math>)、<math>P_p</math> は原位置のボアプレッシャーである。式(3)は、任意の深度における地殻のまさつ強度によって決まる <math>S_{Hmax}</math> と <math>S_{Hmin}</math> の範囲を規定する。</p> <p>ボアホール壁面の応力状態は式(1)の3つの主応力によって完全に定義され、ボアホールの破壊モードと方向が求められる。ボアホールまわりの応力状態は11のパラメータの関数である。これらのうち6つは応力テンソルを表し、2つはボアホールの方向を表す。残りの3つは岩石のポアソン比、ボアホールの差圧、およびボアホール壁面における破壊の位置を定義する。解析結果を効果的に表示するために、ボアホールの方向と応力テンソルをひとつの下半球投影図上に表示する。任意の方向を向いたボアホールは鉛直方向からの傾斜と北から時計回りに計った方位で表示</p>					



する。

Plate2a は、ある応力状態において破壊が生じると仮定して、ボアホールの破壊の方向を示した図である。ここで、最大主応力  $S_1$  は鉛直方向から南方向に  $25^\circ$  傾き、中間主応力  $S_2$  は水平面内において E-W にあり、 $S_3$  は N-S 方向で、やはり  $25^\circ$  傾いている。ここで、 $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = 3.12$  で、それらの方向を表す Euler 角は  $\alpha = 0^\circ$ 、 $\beta = 65^\circ$ 、 $\gamma = 0^\circ$  である。ブレイクアウトの方向は読者が孔口から孔底をのぞいたときの状態を表示してある。例えば、Plate2a の例では、鉛直方向から、 $N30^\circ E$  の方向に  $45^\circ$  傾斜したボアホールのブレイクアウトの方向を示している。投影図上の短い直線は、傾斜したボアホール軸と直交する平面内において、ボアホールの下方から時計回りに  $\theta_\alpha$  のところにブレイクアウトができることを示している。Plate2b は、ボアホールの圧縮破壊の傾向を、岩石の強度とボアホール流体の差圧との関数として下半球投影図上に示したものである。ここで、岩石の強度とボアホール流体の差圧は被り地圧で正規化してある。ただし、ここでは、内部まさつ係数を  $\mu_i$ 、一軸圧縮強度を  $C$  として、線形 Mohr-Coulomb の破壊基準を用いた。

この理論から初期応力の大きさと方向および岩石の強度を決定するために、次のような一般化した解析手順を提案する。

(1) 最小主応力の大きさ (リークオフテストあるいは小規模水圧破碎から求める)、被り地圧  $S_v$  およびボアプレッシャー  $P_p$  から、いろいろな応力状態について理論的な破壊ダイアグラムを描く。

(2) このようにして求めた破壊ダイアグラムと、ブレイクアウトおよび引張破壊の測定結果とを照らし合わせる。これによって、 $S_{Hmax}$  の大きさと方向が決定できる。

(3) 求めた応力の大きさを用いて、実際の破壊の傾向と一致するダイアグラムを作成し、ブレイクアウトが存在する区間の岩石の原位置有効強度の上限を決定する。

測定結果 : Eugene Island 330 では、4 アームキャリパーによって、断層帯の約 150m 上の深度 2158~2180m で系統的なボアホールの拡大が測定された。ボアホールはこの深度で  $N 35^\circ E$  の方向に鉛直から  $32^\circ$  傾いていて、ブレイクアウトの角度は  $\theta_\alpha = 17^\circ$  (水平面上での方位は  $N 55^\circ E$ ) である。リークオフテストによる 2148m の  $S_{hmin}$  は 37.1MPa と推定された。密度検層から決定された  $S_v$  は、この深度で 43.0MPa である。泥水重量およびコアの室内試験から求めたボアプレッシャー  $P_p$  は 29.0MPa であった。完全な応力状態を決定するためには、 $S_{Hmax}$  の大きさと  $S_{hmin}$  の方向が未知である。

Fig.6 は、以上の測定結果に適合する  $S_{Hmax}$  の大きさと  $S_{hmin}$  の方向を示している。この図から、 $S_{hmin}$  の方位は  $N36^\circ E$  と  $N49^\circ E$ 、 $S_{Hmax}$  は 39.6MPa と 43.0MPa の間になければならないことが読み取れる。Plate6a と b は、 $S_{Hmax}$  の下限 (39.6MPa、 $N126^\circ E$ ) と上限 (43.0MPa、 $N139^\circ E$ ) に対するブレイクアウトの理論的な方向を、色々な方向のボアホールについて示したものである。もしも、 $S_{Hmax} = 39.6MPa$  および 43.0MPa ならば、ブレイクアウトが発生するための有効一軸強度は 22.2MPa および 32MPa 以下でなければならない。

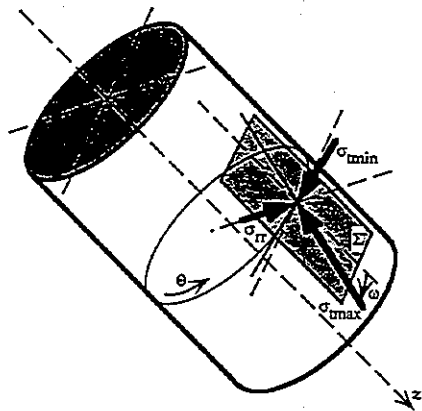


Figure 2. Principal stresses  $\sigma_{max}$ ,  $\sigma_{min}$ , and  $\sigma_{rr}$  at the wall of an inclined borehole for a point oriented at angle  $\theta$  measured from the bottom side of the hole.  $\sigma_{max}$  and  $\sigma_{min}$  act in a plane tangent to the borehole (plane E), while  $\sigma_{rr}$  acts normal to this plane. The maximum tangential stress,  $\sigma_{max}$ , deviates by an angle  $\omega$  from the borehole axis.

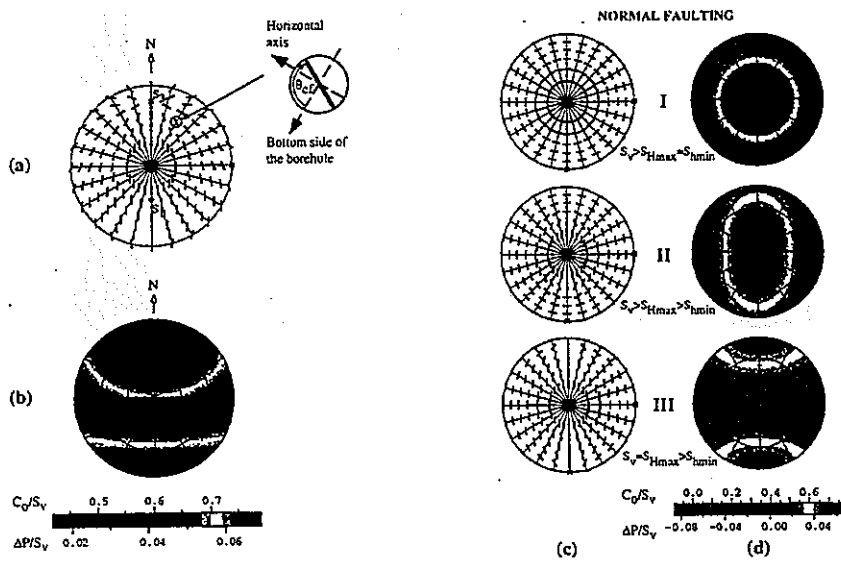


Plate 2. Breakouts in deviated boreholes: method of presentation (Plates 2a and 2b) and breakouts in the normal faulting stress regime (Plates 2c and 2d). (a) Breakout directions (plotted using the "looking down the hole" convention) for boreholes of various orientations and given far-field principal stresses  $S_1, S_2, S_3$ . The angle of failure,  $\theta_{cf}$ , is measured clockwise from the bottom side of the hole in the plane perpendicular to the borehole axis (see detail). (b) Tendency for breakouts to occur as a function of normalized rock strength,  $C_0/S_v$  (computed for  $\Delta P = 0.1 S_v$ ) or differential mud weight,  $\Delta P/S_v$  (for  $C_0 = S_v$ ) necessary to prevent borehole failure. A hydrostatic pore pressure,  $P_p = 0.45 S_v$ , and  $\mu_f = 1$  are assumed. (c) Breakout orientations and (d) tendency for failure of inclined boreholes in the normal faulting stress regime. Stress states correspond to the states of stress I-III (see Figure 3).  $S_{Hmax}$  and  $S_{Hmin}$  are from left to right;  $S_{Hmin}$  acts from top to bottom at each polar plot. The tendency for failure is expressed as a function of differential borehole fluid pressure,  $\Delta P$  (computed for  $C_0 = S_v$  and  $\mu_f = 1$ ) or effective rock strength,  $C_0$  (for  $\Delta P = 0.1 S_v$  and  $\mu_f = 1$ ) which is necessary to prevent borehole failure.

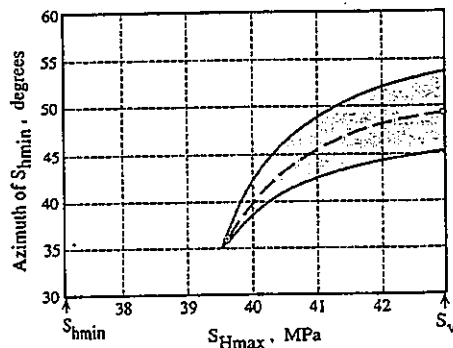


Figure 6. Magnitude of the maximum horizontal stress  $S_{Hmax}$  and azimuth of the minimum horizontal stress  $S_{Hmin}$  for which a breakout can form at an angle of  $17^\circ (\pm 5^\circ)$  measured from the bottom side of a hole which is inclined  $32^\circ$  in the direction  $N35^\circ E$  ( $S_v = 43.0$  MPa,  $S_{Hmin} = 37.1$  MPa,  $P_p = 29.0$  MPa).

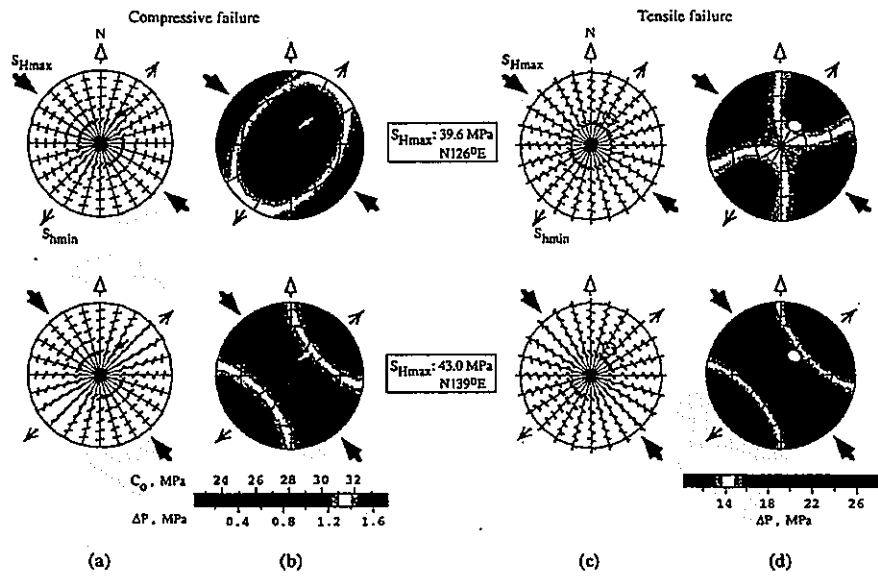


Plate 6. Borehole breakouts (Plates 6a and 6b) and tensile wall fractures (Plates 6c and 6d) in holes of various orientations for two limit states of  $S_{Hmax}$  inferred from breakout analysis in the Pathfinder well. (a) Orientations of breakouts and (c) orientations of wall fractures are computed for zero differential borehole fluid pressure ( $\Delta P = 0$ ). (b) The tendency for failure by breakouts is expressed either as a function of uniaxial rock strength  $C_0$  (for  $\Delta P = 0$ ,  $\mu_f = 1$ ) or as a function of  $\Delta P$  (for  $C_0 = 22.2$  MPa,  $\mu_f = 1$ ) which is necessary to avoid borehole failure. (d) The tendency for tensile failure is shown as a function of  $\Delta P$  which initiates wall fractures if zero tensile strength is assumed.

文献番号	D-14	著者	Cowgill, SM; Meredith, PG; Murrell, AF; Brereton, NR
タイトル	Spatial heterogeneity in in situ stress revealed by borehole breakouts		
雑誌名	Proc VIII th International Symposium on the Observation of the Continental Crust Through Drilling, Tsukuba, 26-28, Feb. 1996		
巻号	頁	P204-209	発行年月
1996			
要旨	<p>北海の広い範囲にわたって分布する115本の井戸から得られたディップメーターのデータを解析し、当地域の初期応力場を決定した。データは、Amerada Hess、ARCO、British Petroleum、the UK Department of Trade and Industry、Ranger Oil、Shell and Unocal から提供された。本論文は、北海地域の応力場を年代層序という観点から解釈したものである。</p>		
測定概要			
測定場所：北海の広い範囲。			
測定深度：特に記載なし。			
<p>地質概要：北海における地溝の形成は、三畳紀の初期に始まり、ジュラ紀の後期から白亜紀の初期にピークを迎え、暁新世に終息した。この地溝システムには、Viking、Central 地溝、Firth-Withe 地溝および Horda-Egersund 地溝が含まれ、1000km にわたって分布している。</p>			
<p>測定方法：ボアホールブレイクアウト</p> <p>応力テンソルの主軸の方向は、地下深部に作用している1つの水平主応力の方向から決定できる。ボアホールまわりの応力集中によって、ボアホールの直径が最小水平主応力方向へ拡大する現象は、ブレイクアウトと呼ばれている。そして、その方向はディップメーターによって測定できる。孔曲がりを起こしたボアホールは、ドリルパイプと孔壁とのまさつによってその直径が一方方向に拡大することがあるので、鉛直軸からの傾きが10°以上のボアホールは解析から除外した。本研究では、ブレイクアウトであると判定する客観的な基準は限られていたので、British Geological Survey のコンピューターで動く WELLOG 解析パッケージでデータを統計処理した。解析したデータは、ORACLE データベースに蓄積される。この ORACRE データベースを使うと、あるボアホールのある特定の年代層序におけるデータをローズダイヤグラムとしてプロットできる。また、一つの地域における複数のボアホールのデータから、特定の地質年代のデータを抽出し、ブレイクアウトの方向を地図上に表示できる。</p>			
測定結果：			
<p><u>ペルム-三畳系</u></p> <p>北海地域ではペルム系と三畳系は、通常、化石が乏しいので生物層序学に基づいた年代決定がむずかしく、これらを区別しないで取り扱うことが一般的である。北海盆の54本のボアホールから得られたペルムおよび三畳系におけるブレイクアウトは、Fig.2 に示す通りである。右上にあるローズダイヤグラムから、平均方位 <math>057^{\circ} \pm 25^{\circ}</math> を中心としてブレイクアウトが2つの方向で卓越していることが読み取れる。北海南部と Inner Moray Firth におけるボアホールで NW-SE 方向 (<math>055^{\circ} \sim 075^{\circ}</math>) のブレイクアウトがみられる。<math>015^{\circ}</math> を中心とした N-S 方向のブレイクアウトは、北海北部全域と北海南部の一部でみられる。</p>			
<p><u>ジュラ系</u></p> <p>北海中央および北部における炭化水素資源は、上部ジュラ系の Kimmeridge Clay 層から産出しているので、北海における層序でジュラ系は経済的に最も重要である。Fig.3 から明らかのように、ジュラ系におけるブレイクアウトの方向はおぼろつきが非常に小さく、一つの方向に集中している。その平均方位は <math>142^{\circ} \pm 23^{\circ}</math> である。</p>			

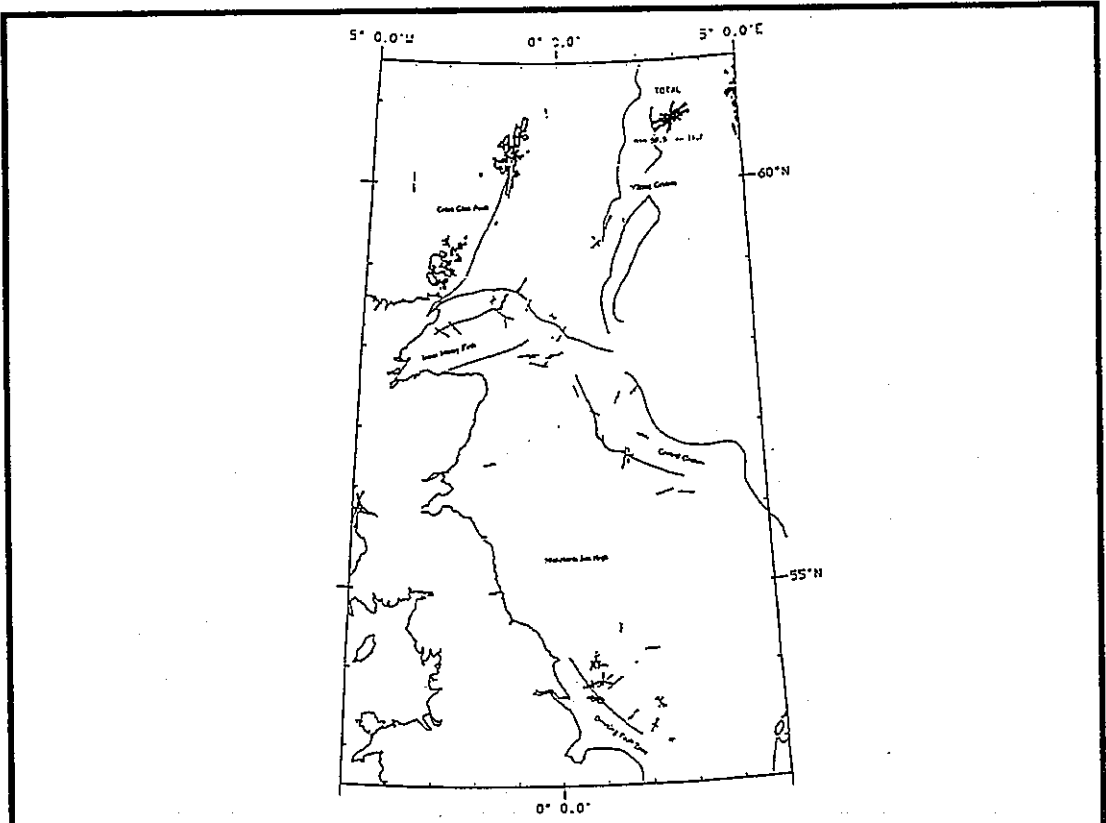


Figure 2. Rose map of breakout orientations from Permian. Each rose is scaled relative to the amount and quality of data represented. The mean orientation for the 37 boreholes illustrated is  $052^{\circ} \pm 24^{\circ}$ .

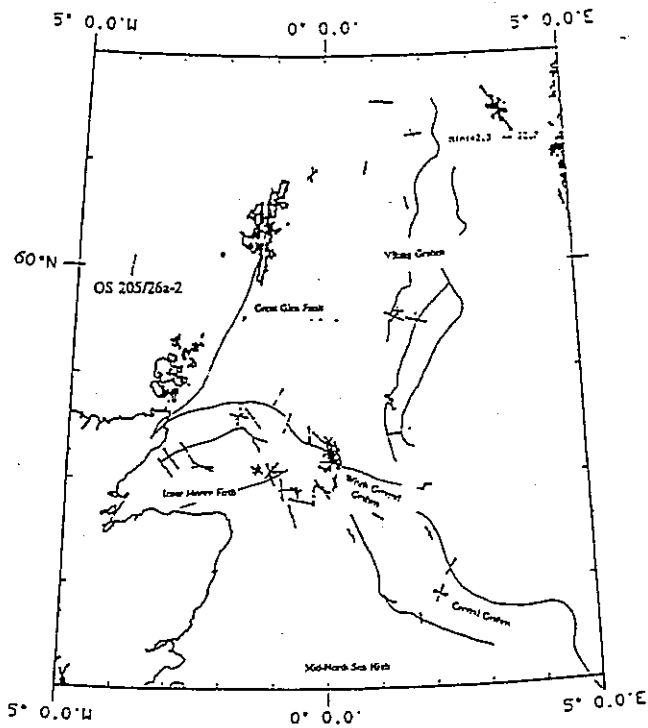


Figure 3. Rose map of breakout orientations from Jurassic strata derived from analysis of caliper eccentricity data. Each rose is scaled relative to the amount and quality of data represented. The mean orientation for the 37 boreholes illustrated is  $142^{\circ} \pm 23^{\circ}$ .

文献番号	D-15	著者	Tsukahara, H; Ikeda, R; Omura, K		
タイトル	Drilling into a shallow earthquake swarm area - Stress direction, fracture zone and logging data-				
雑誌名	Proc VIII th International Symposium on the Observation of the Continental Crust Through Drilling, Tsukuba, 26-28, Feb. 1996				
巻号		頁	P189-193	発行年月	1996
要旨	<p>深度 2~15km の浅い地下で地震が頻発している花崗岩体に、深さ 2km のボアホールが掘削された。調査地点は東京の北 100km の Ashio で、近くには第 4 紀の火山があるので、地下深部のマグマ活動と地震活動の間に関連性があると考えられている。</p> <p>水圧破碎法、ブレイクアウトの解析および掘削泥水によって誘起された水圧破碎き裂から、初期応力の大きさと方向が測定された。ブレイクアウトおよび水圧破碎法から推定された水平主応力の方向は、地震の発震機構解析から推定された主応力の方向と一致した。</p>				
測定概要					
測定場所：東京の北 100km の Ashio。					
測定深度：2000m					
地質概要：ボアホールは、深度 2~15km の浅い地下で地震が頻発している花崗岩体に掘削されている。調査地点の近くには第 4 紀の火山がある。					
測定方法：水圧破碎法、ブレイクアウト、コアディスクキング					
測定結果：					
<p>超音波ボアホールテレビューアによって検層をおこない、ブレイクアウトおよび掘削泥水で誘起されたき裂が、それぞれ深度 650m および 1250m 以深で観測された。650m よりも深い深度で円形のボアホールがみられるのはわずかの区間だけであって、最大および最小主応力の差が大きいことを示唆していた。Fig.1 参照。ブレイクアウトが発生する条件から推定された水平主応力差は、深度 2000m で <math>100 \pm 20\text{MPa}</math> である。</p> <p>1200m よりも深いところでは、比抵抗が <math>150 \Omega</math> 以下の破碎帯の近傍のみでボアホールが円形を保っている。このことは、破碎帯に近接したボアホール区間で応力差が小さくなっていることを意味する。これは、小さなまさつ強度を有するき裂面において応力差が緩和されたことが原因であると考えられる。</p> <p>ブレイクアウトおよび水圧破碎法から推定された水平主応力の方向は、地震の発震機構解析から推定された主応力の方向と一致した。コアディスクキングが頻繁に発生した。コアディスクはサドル形をしていて、この形状から推定した最大主応力の方向は、ブレイクアウトの方向から求めた方向と良く一致した。</p> <p>天然の既存き裂の方向は、ボアホールレーダー (RAMAC System of Swedish Geological Co.) を用いて測定した。大きな天然き裂は、ボアホール壁面から岩盤に向かって 15m 奥までトレースすることができた。深度 1635m の大きなき裂の走向傾斜は、ボアホールレーダーと BHTV とで良く一致した。ただし、応力差を緩和したと考えられるき裂の方向は、当該地域の応力場に対して最もすべりやすい方向と一致しなかった。</p>					

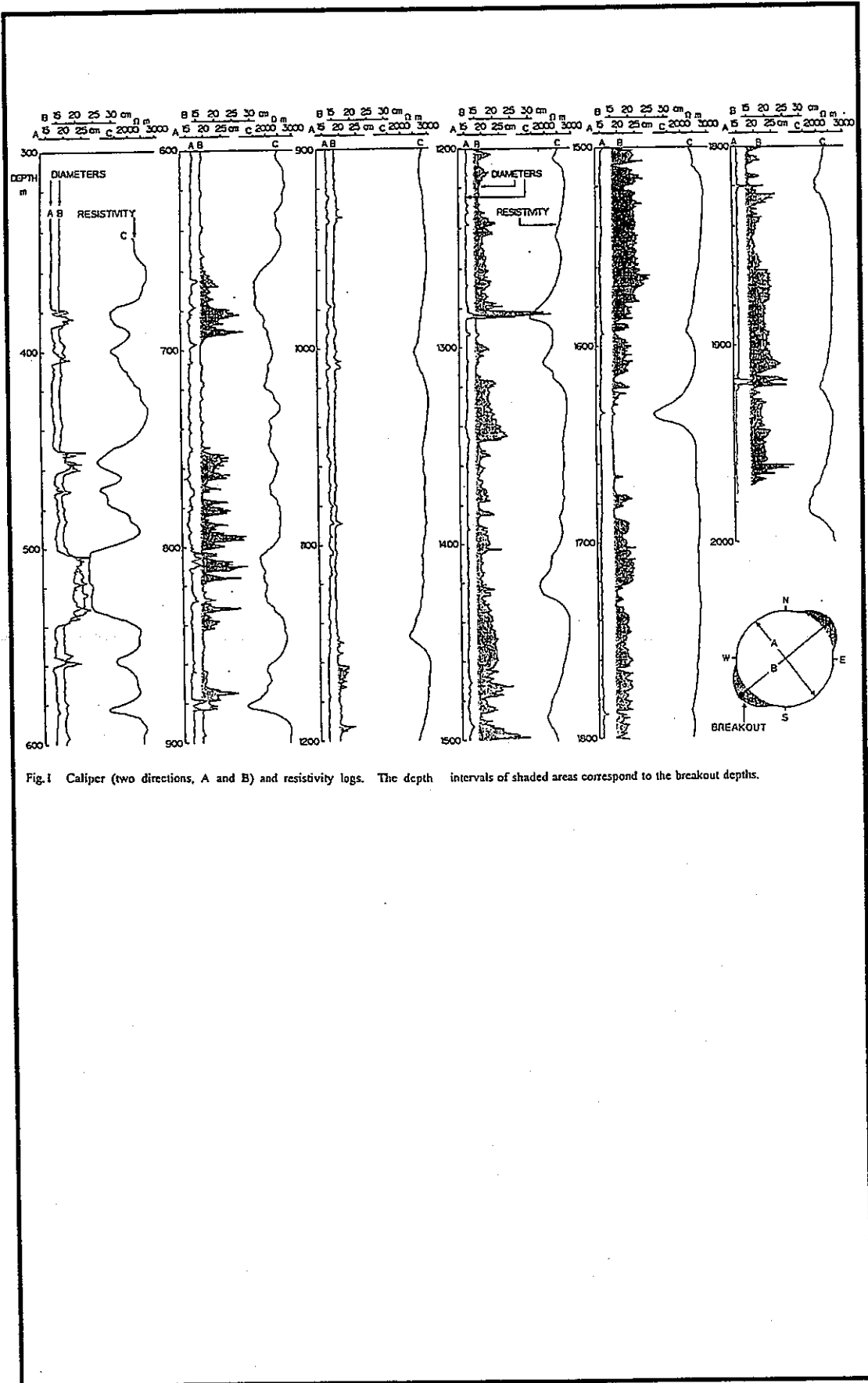


Fig.1 Caliper (two directions, A and B) and resistivity logs. The depth intervals of shaded areas correspond to the breakout depths.

文献番号	D-16	著者	Morin, R; Flamand, R
タイトル	Quantifying lithospheric stress from the shape of oval fractures in a borehole		
雑誌名	Proc. 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Aubertin, 1996, Publ Rotterdam: A A Balkema		
巻号		頁	P883-890
		発行年月	1996
要旨	<p>Deep Sea Drilling Project Hole 504B は、太平洋東部の赤道付近に位置し、その深度は海底から(mbsf)2000m に達する。掘削の各段階で BHTV 検層がおこなわれ、そのデジタルデータからボアホール壁面に楕円形の破壊が認められた。このような破壊を引き起こす初期応力状態を推定することによって、最大および最小水平主応力 <math>S_H</math> と <math>S_h</math> を定量的に把握することができる。鉛直なブレイクアウトおよび水平引張き裂の発生条件から、1200mbsf の深度でこのような破壊が生じるための応力状態は <math>S_H=128\text{MPa}</math>、<math>S_h=89\text{MPa}</math> (<math>S_H-S_h=39\text{MPa}</math>) であると結論できた。この楕円形状は、鉛直および水平き裂をつなぐ曲線のき裂によって形成されると考えられる。このき裂の曲率は Griffith の破壊基準によって (<math>S_H-S_h</math>) の関数として表現される。 (<math>S_H-S_h</math>) を変化させたときのタイプカーブと実際の BHTV の映像を対比させることによって、 (<math>S_H-S_h</math>) は <math>35\pm 5\text{MPa}</math> と見積もられた。</p>		
測定概要			
測定場所：太平洋東部の赤道付近。			
測定深度：海底から 1200m。			
<p>地質概要： Hole 504B は 5.9m.y.前の地殻で掘削されている。海底から 275m までの堆積層は枕状熔岩とシート状岩脈によって覆われている。水深は 3465m である。楕円形の破壊は、1350mbsf <math>\pm 200\text{m}</math> の比較的狭い範囲で 12 個確認され、その寸法と形成された方向は等しい。</p>			
測定方法：			
楕円形破壊から導かれる $S_H$ と $S_h$ の大きさ			
まず、ボアホール壁面の接線応力 $\sigma_\theta$ と鉛直応力 $\sigma_z$ は次式のように表される。			
$\sigma_\theta = S_H + S_h + 2(S_H - S_h) \cos^2 \theta - 2P_p \quad (2.1)$			
$\sigma_z = S_v + 2\nu(S_H - S_h) \cos^2 \theta - P_p \quad (2.2)$			
ここで、 $S_H$ = 最大水平主応力、 $S_h$ = 最小水平主応力、 $S_v$ = 鉛直主応力、 $\theta$ = $S_h$ から計った方位、 $P_p$ = 岩盤のポアプレッシャー、 $\nu$ = ポアソン比である。また、ボアホール内部の流体と岩盤表面の温度差 $\Delta T$ は、Fig.3 に示すように $\sigma_\theta$ と $\sigma_z$ の大きさを $\sigma_{\text{thermal}}$ だけ変化させる。			
$\Delta \sigma_\theta = \Delta \sigma_z = \sigma_{\text{thermal}} = \epsilon E \Delta T / (1 - \nu) \quad (2.3)$			
ここで、 $\epsilon$ = 熱膨張係数、 $E$ = ヤング率である。			
Morin(1990)によれば、楕円形破壊の鉛直(側面)部分は通常のブレイクアウトであって、水平(上下)部分はモード I の引張破壊である。ボアホールまわりの応力状態がある条件を満たすときにだけ、このような破壊が同時に発生すると考えられる。まず、掘削中に $\sigma_\theta$ が岩盤の圧縮強度 $C_0$ を越えて $S_h$ の方向にブレイクアウトが発生する。破壊の形状が楕円形になるためには、岩盤に当たる冷たい掘削流体(海水)によって $\sigma_\theta$ の大きさが $C_0$ 以下になり、ブレイクアウトはすぐに停止しなければならない。次に、同様の応力の低下が $\sigma_z$ でも発生し、 $S_H$ の方向の引張応力が岩盤の引張強度 $T_0$ を越えるとモード I の破壊が起こる(Fig.3)。ただし、このとき $\sigma_\theta$ は $\theta=0^\circ$ で $C_0$ よりも小さく、 $\theta=90^\circ$ で $T_0$ よりも大きくななければならない。したがって、次の4つの制約条件から $S_H$ と $S_h$ の値を求めることができる。			
(a) $\theta=0^\circ$ で、 $\sigma_\theta > C_0$ (ブレイクアウトの発生)			
(b) $\theta=0^\circ$ で、 $\sigma_\theta - \sigma_{\text{thermal}} < C_0$ (ブレイクアウトの停止)			
(c) $\theta=90^\circ$ で、 $\sigma_z - \sigma_{\text{thermal}} > T_0$ (鉛直な引張き裂は発生しない)			
(d) $\theta=90^\circ$ で、 $\sigma_z - \sigma_{\text{thermal}} < T_0$ (水平引張き裂の発生)			
楕円曲線からの ( $S_H - S_h$ ) の推定			
楕円の上下部分と鉛直部分をつなぐ曲線の破壊部階に注目する。 $\theta=90^\circ$ の水平の引張き裂			



が、傾き  $\beta$  (Fig.4a) で表される経路に沿って進展するとき、この経路は修正 Griffith の破壊基準で表現できると仮定する。 $\sigma_\theta$  と  $\sigma_z$  が  $\theta$  の関数として変化するとき、Mohr の応力円の破壊包絡線に対する相対的な位置も変化し、き裂の傾き  $\beta$  も破壊包絡線の曲線部分にそって回転する。すなわち、き裂面はボアホール壁面のせん断応力と法線応力の違いによって規定される放物線を描くことになる。

破壊形状の楕円部分の曲率は、Fig.4c の A と B の距離に比例し、この距離は  $(\sigma_\theta - \sigma_z)$  に依存する。 $(S_H - S_h)$  が増加すると  $d(\sigma_\theta - \sigma_z)/d\theta$  も増加し、A と B の距離も増加する。したがって、 $\beta$  も大きくなり、楕円の曲率も大きくなる。修正 Griffith の破壊基準から楕円の曲率と  $(S_H - S_h)$  の関係を求めると次式の通りである。

$$-3(S_H - S_h) \sin 2\theta = (8T_o/c) \sec^2 \beta \tan^2 \beta \quad (2.2.19)$$

ここで、 $c$  は観測された楕円の一部を放物線で近似したときの焦点距離である。式(2.2.19)から、 $(S_H - S_h)$  を変化させたときのき裂の角度  $\beta$  と方位  $\theta$  の関係をタイプカーブとして求めることができる。

測定結果：

深度 1200mbsf における楕円形破壊の場合、 $\sigma_{\text{thermal}}$ 、 $C_o$ 、 $T_o$ 、 $P_p$  および  $S_v$  は次のようである。 $\sigma_{\text{thermal}} \approx 24\text{MPa}$ 、 $C_o = 200\text{MPa}$ 、 $T_o = -C_o/8 \approx -25\text{MPa}$ 、 $P_p = 48\text{MPa}$ 、 $S_v = 66\text{MPa}$ 。制約条件(a)~(d)から、 $S_H$  と  $S_h$  の大きさは次のように求められた。

$$S_H = 128\text{MPa}、S_h = 89\text{MPa}、(S_H - S_h = 39\text{MPa})$$

Hole504B の 1200mbsf におけるボアホール壁面の楕円形破壊は Fig.8 に示す通りである。この楕円形状に、式(2.2.19)における  $(S_H - S_h)$  を変化させたときのタイプカーブを当てはめて  $(S_H - S_h)$  の大きさを推定した。 $(S_H - S_h)$  は  $35 \pm 5\text{MPa}$  と見積もられ、前述の制約条件から推定したときわめて良く一致した。

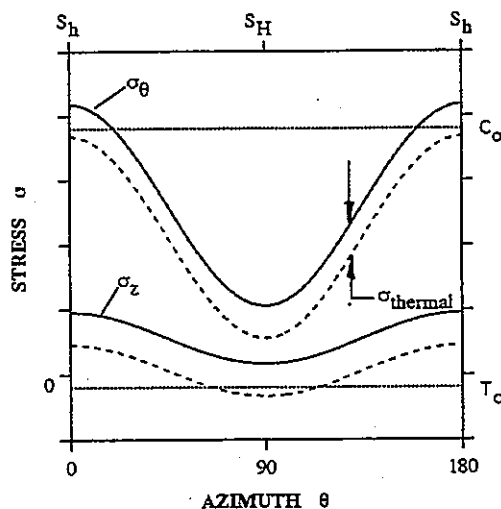


Figure 3. General distributions of  $\sigma_\theta$  and  $\sigma_z$  (solid curves) with uniform reduction (dashed curves) in stress magnitudes due to thermal effects.

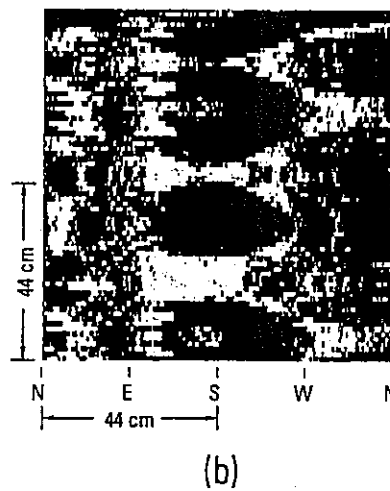
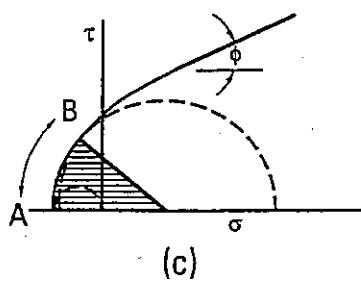
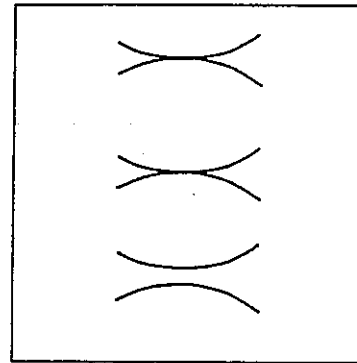
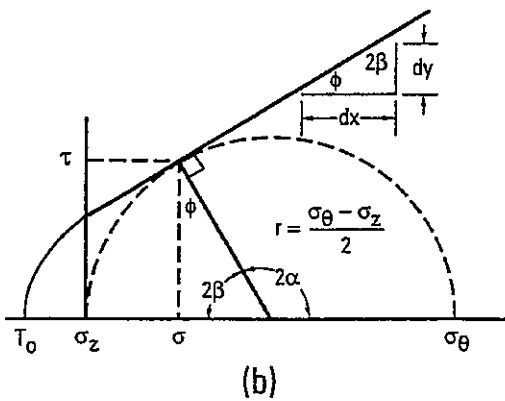
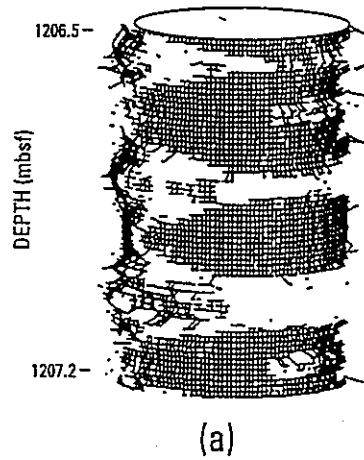
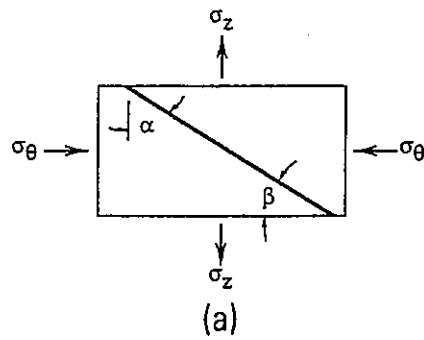


Figure 4. (a) Relation between fracture plane and stresses during rock failure. (b) Illustration of stress and fracture interrelations developed from Mohr's circle and modified Griffith criterion. (c) Stress conditions required to shift fracture angle  $\beta$  along parabolic section of failure envelope.

Figure 8. Oval fractures generated from BHTV acoustic travel-time data. (a) Cylindrical projection and (b) planar, undistorted view with vertically offset ( $S_H - S_h$ ) type curves representing 35 MPa yielding best fit.

## Appendix - E

### Over Coring method

- E-1. Brady B.G.H., Lemos J.V. and Cundall P.A. Stress measurement schemes for jointed and fractured rock. Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Measurement, Stockholm, P167-176(1986).
- E-2. Hallbjorn L. Rock stress measurements performed by Swedish State Board. Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Measurement, Stockholm, P197-206(1986).
- E-3. Mills K.W. and Pender M.J. Soft inclusion instrument for in situ stress measurement in coal. Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Measurement, Stockholm, P245-251(1986).
- E-4. Wang Liankie, Liao Chunting, Ding Yuachen and Ou Mingyi. Type YG-73 piezomagnetic stress gauge for rock stress measurement. Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Measurement, Stockholm, P227-235(1986).
- E-5. Hallbjorn L., Ingevald K., Martna J. and Strindell L. A new automatic probe for measuring triaxial stresses in deep bore holes. Tunneling and Underground Space Technology, V5, N1/2, P141-145(1990).
- E-6. Leite M.H., Corthesy R., Gill D.E., St-Onge M. and Don N. The IAM - A down-the-hole conditioner/data logger for the modified doorstopper technique. Proc. 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Aubertin, P897-904(1996).

文献番号	E-1	著者	Brady, BGH; Lemos, JV; Cundall, PA		
タイトル	Stress measurement schemes for jointed and fractured rock				
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek				
巻号		頁	P167-176	発行年月	1986
要旨	<p>ジョイントを含む媒体は、場所によって応力分布が不均一であるために初期応力状態を決定することがむずかしい。不連続岩盤の初期応力状態は、地質学的な時間スケールの応力履歴と関係している。これまで、規則的なジョイントを含む岩盤の初期応力分布を測定しようとする研究はほとんどおこなわれていなかった。ここでは、直径 1.8m のボアホールを用いた初期応力測定の結果について述べる。この測定によって、ジョイントを含む岩盤の応力分布と地質構造の関係が明らかになった。このような岩盤の内部のどこに、どれだけの数の測点を設けるべきかを調査するために、有限要素法と個別要素法を組み合わせた数値モデルを使ってジョイントを含む岩盤の解析もおこなった。</p>				
測定概要					
測定場所: Mount Isa Mine, Australia					
測定深度: 地表から 756m と 1072m の間の 14 箇所					
<p>地質概要: 岩盤は粗粒の結晶質ドロマイトおよび層状の再結晶化した頁岩で、引張によってできたドロマイト内部のき裂および再結晶化した頁岩の層理面のうち、鏡肌を有するせん断面は石英および方解石によって充填されている。</p>					
<p>測定方法: レイズボーリングマシンによって掘削した直径 1.8m のボアホールの内部に測定ステーションをもうけて壁面のひずみ状態を測定する。1 断面あたり A、B、C、D という 4 つのひずみロゼットを設置する。各ロゼットには直径 250mm の円周上に打ち込まれた 5 対の測定ピンからなる 5 つのゲージがある。Fig.2 参照。このロゼットを直径 360mm の薄肉のダイヤモンドビットでオーバーコアリングをおこない、その前と後でゲージの長さを Huggenberger ひずみ測定器によって直接に測定する。Fig.2 参照。均質等方媒体の応力テンソルを求めるには 6 組の独立した観測データが必要となるが、一つの測定ステーションで 20 組のひずみが測定される。測定ステーションは 14 箇所もうけられた。</p>					
測定結果:					
解析方法					
<p>まず、第 1 の解析方法では、すべてのロゼットのデータを最小 2 乗法によって解析し、残差平方和の大きさに基づいて不適切なデータを取り除いた。そのようにして選定した観測方程式から、初期応力に関する数百の独立な解を求めた。ステーション 3 の結果をまとめると Fig.3 のようである。Table 1 は 14 箇所のステーションにおける解をまとめたものである。ステーション 3 の結果は、ステーション 6、4、13、2、1 の平均値に近いので、このボアホールの影響を受ける領域を構成する岩盤内部の平均的な応力状態であることを示唆している。</p> <p>第 2 の解析では、ひずみデータを 2 つの判定基準に基づいてデータをチェックした。すなわち、(a) オーバーコアリングのときに岩盤が弾性的に挙動したか否かをひずみの解放曲線から判定する。さらに、(b) ひとつのロゼットにあるゲージの測定ひずみと、残りのゲージから計算されたそのゲージのひずみが大きく変わらないこと。このうちいづれ一方が満たされないときは、そのロゼットは解析からはずした。このようにしてもとめた主応力の方向は、最初の解析方法とはほぼ同じであったが、主応力の大きさは小さかった。2 つの判定基準のひとつは、一様な初期応力場を仮定している。</p>					
決定された初期応力場					
<p>第 1 の解析方法から決定された応力場は、測定ステーションを含む約 100 m<sup>3</sup> の岩盤内部の平均的な応力状態を代表していると考えられる。Table 1 の結果は、ボアホール軸に沿って応力場が系統的に変化していないことを示唆している。第 2 の解析方法では、他の場所で測定されたひ</p>					

ずみと傾向の異なるものは除外されているので、ジョイントによる局所的な応力集中は除外されていると考えられる。Table 2の結果をみると、ボアホール軸に沿った初期応力場の変動は大きい。したがって、応力テンソルは場所によって変動していると結論できる。

ジョイントを含むある媒体内の応力状態を統計的に解析した結果、測定点が非常に多い場合、応力成分の標準偏差は、その応力成分の平均値の11%であった。地質統計学的な解析によれば、ジョイントの平均間隔よりも狭い間隔で応力テンソルの原位置測定をおこなった場合、その結果は媒体内部の平均値を代表しているとは言えない。

### ジョイントを含む岩盤の数値解析

広域的なテクトニックな活動によって、既存のジョイントに非可逆的な変位が誘起されると考え、円形の領域で定義される岩盤ブロックを個別要素法を用いてモデル化した。ただし、円周の境界ブロックは、無限弾性体内の円孔をモデル化した境界要素の剛性マトリクスとカップリングしている。無限遠における主応力比を1から4まで増加させ、そして再び1まで戻したときのすべりによる変位は、Fig.5に示す通りである。また、 $\sigma_{xx}$ の分布をコンターで示すとFig.6のようである。すべりを起こしたジョイントが他のジョイントと交差するところでは必ず応力集中が発生している。交差するジョイントに向かってすべりが起きると、圧縮応力は増大するが、その逆の場合は減少する。これらの応力はテクトニックな活動が終了した後も消えないので、“ロックイン”されたといわれる。すなわち、複数のジョイントセットを含む岩盤の応力場は、応力履歴の経路によって局所的に変化する。

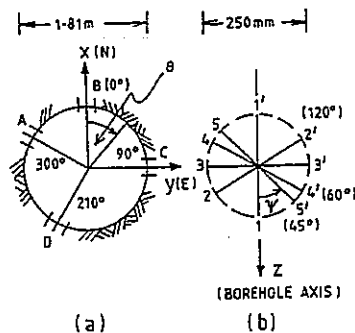


Figure 2. (a) Plan of borehole; (b) gauge configuration in strain rosettes.

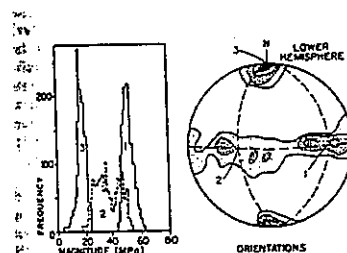


Figure 3. Field principal stresses at Station 3.

Table 1 - Summary of Measured Field Stresses Using First Method of Analysis

Station	No. of Solutions	Stress Magnitudes (MPa)			Stress Ratios		Orientations (Lower hemisphere projection)
		$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_2/\sigma_1$	$\sigma_3/\sigma_1$	
14	93	75	53	33	0.71	0.45	
5	892	83	28	4	0.34	0.05	
4	904	50	25	9	0.50	0.18	
6	904	51	32	19	0.62	0.36	
7	1012	36	22	14	0.62	0.38	
8	84	56	28	16	0.50	0.29	
9	318	66	46	29	0.69	0.44	
10	80	45	18	-1	0.41	-0.01	
12	1024	60	37	14	0.62	0.24	
3	1252	51	36	18	0.71	0.35	
13	276	60	38	21	0.63	0.36	
2	456	72	45	26	0.64	0.36	
1	1012	88	48	22	0.55	0.25	

Table 2 - Summary of Measured Field Stress Results Using Method 2

Station	Stress Magnitudes (MPa)			Stress Ratios		Orientations (Lower hemisphere projection)
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_2/\sigma_1$	$\sigma_3/\sigma_1$	
5	61	20	10	0.33	0.16	
4	42	28	15	0.66	0.36	
6	57	45	29	0.78	0.51	
7	32	23	21	0.74	0.66	
8	41	35	20	0.86	0.47	
9	70	59	39	0.84	0.55	
10	54	41	27	0.75	0.50	
12	57	32	24	0.56	0.41	
3	50	39	19	0.78	0.38	

Stations 14, 13, 2 and 1 had insufficient accepted rosettes for analysis.

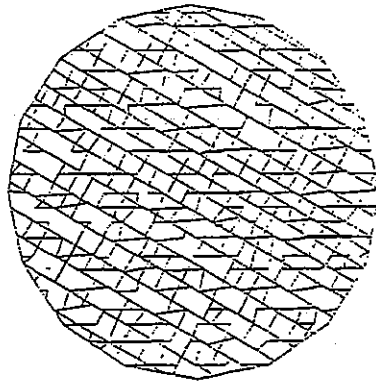


Figure 5. Slip displacements in jointed medium, with magnitudes denoted by line thickness.



Figure 6.- Contours of  $\sigma_{xx}$  after cycle of tectonic loading. Maximum contour = 12 units, minimum 5 units.

文献番号	E-2	著者	Hallbjorn, L
タイトル	Rock stress measurements performed by Swedish State Power Board		
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek		
巻号		頁	P197-206
		発行年月	1986
要旨	<p>地下構造物の建設に先立って岩盤の初期応力を測定するためには、水没した深いボアホールで使用できる測定プローブが必要である。約 10 年前に Swedish State Power Board(SSPB)では、鉛直なボアホールで 3 次元の初期応力を測定するための装置を開発した。これは、ひずみゲージを使用するもので、オーバーコアリングを必要とする。深度 500m までの水没したボアホールで測定がおこなわれてきた。この装置は長さ 90m の 45° に傾斜したボアホールでも使用されている。プラスチックのパイプで押し込む改良型のプローブは、トンネルから水平あるいは上向きに掘削された長さ 45m までのボアホールで使用されている。</p>		
測 定 概 要			
測定場所：主としてスウェーデン。			
測定深度：鉛直ボアホール 500m、45° の傾斜ボアホール 90m、水平あるいは上向きのボアホール 45m。			
地質概要：記載なし。			
測定方法：オーバーコアリング法			
測定手順			
<p>初期応力の測定方法は Fig.1 のようである。小孔径のコアを採集して地表で調査し (ステップ d)、測定箇所の岩盤にき裂があるかどうか、ひずみゲージを接着するのに適しているかどうかを判定する。ステップ f で接着をおこない、数時間後に接着剤が硬化した段階で第 1 回目の読み取りをおこなう。オーバーコアリング (ステップ h) によって円筒状のコアの応力が解放され、地表に回収した時点で再びひずみの読み取りをおこなう。オーバーコアリングの前後に 3 回連続してひずみを読み取る。円筒状のコアには温度の変化による影響が及ばないようにしなければならない。</p>			
ひずみゲージアセンブリーと接着剤			
<p>ひずみゲージアセンブリーは Fig. 2 のようである。各アセンブリーには、ブチルゴム製のテープパッド、ひずみゲージロゼットおよびポリウレタンの泡から構成されるプラスチック製の板が 3 枚ついている。これらの板は 120° 間隔で配置されており、各ロゼットは 3 枚のひずみゲージから構成される。すなわち、1 枚は孔軸方向、もう 1 枚は円周方向、そして残りの 1 枚はそれらの中間の 45° の方向に向いている。</p>			
<p>接着剤はアクリル樹脂、メタメチルアクリレートモノマー、それに触媒と結合剤からなる。この接着剤にはある程度の粘性が必要であり、保存寿命は 20 分である。</p>			
測定プローブ			
<p>鉛直ボアホール用のプローブは Fig. 3 に示すように、12 芯の測定ケーブルに接続されている。ひずみゲージはプローブの下部にある接着剤のポットの中に浸されている。プローブ先端のピンが大孔径ボアホールの孔底に接触すると、重錘とプローブ上部の重みによってコーンが孔底に向かって押し出される。接着剤のポットは小孔径ボアホールの孔底に落下し、ひずみゲージはコーンによって孔壁に押し付けられる。</p>			
<p>接着剤の硬化時間は 2 時間である。プローブの方位を測定するコンパスのまわりは予熱された液体で満たされていて、これは接着剤が硬化する間に冷却して固化する。</p>			
<p>測定は地表から 3 回おこなう。このとき、ひずみゲージのチャンネルの切り換えは、プローブに内蔵された電子ユニットがおこなう。測定の後、プローブを巻き上げると測定ケーブルは自動的に切り離され、ひずみゲージアセンブリーは小孔径ボアホールの中に残る。</p>			
キャリブレーション			

回収された円筒状のコアの外周に、Fig.7 に示す 載荷装置によって 静水圧をかけ、各 載荷レベル における ひずみを読み取る。この 試験によって ひずみゲージが適切に 接着されたかどうかが 判定 され、同時に ヤング率とポアソン比が 求まる。円筒状のコアの 軸方向に 載荷することも できる。

測定結果：岩盤の一部における 平均的な 初期応力状態を 求めるために、通常は 連続して 3 回の 応力解放を 実施する。パーソナルコンピュータで 算定した 3 次元初期応力状態を、Fig.8 の方法によって 2 次的に表示する。Fig.9a は、Forsmark の 深度 500m の ボアホールにおける 測定結果である。

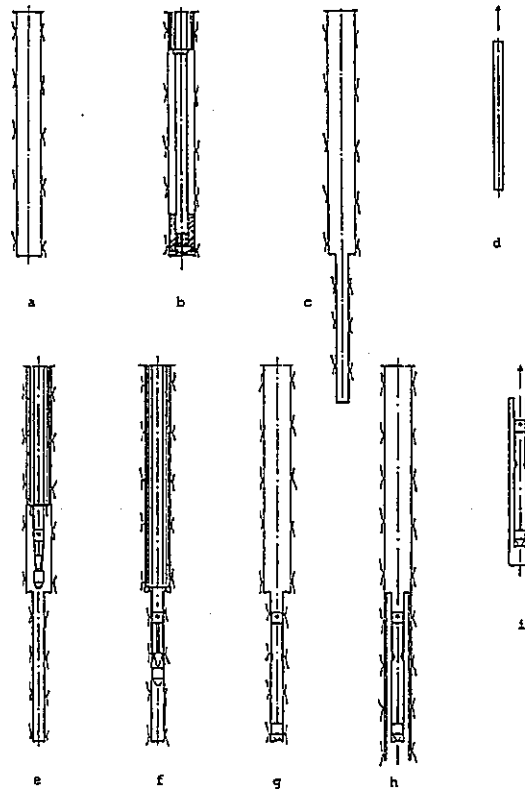


Fig. 1. Procedure for cementing and measuring. a)  $\varnothing 76$  mm borehole. b) Centering  $\varnothing 36$  mm bit. c)  $\varnothing 36$  mm borehole. d) Inspection of small core. e) Probe before releasing the mechanism. f) Cementing gauges to the small borehole wall under pressure from cone, first measurement. g) Release of the carrier and hoisting of the probe. h) Overcoring. i) Second measurement.

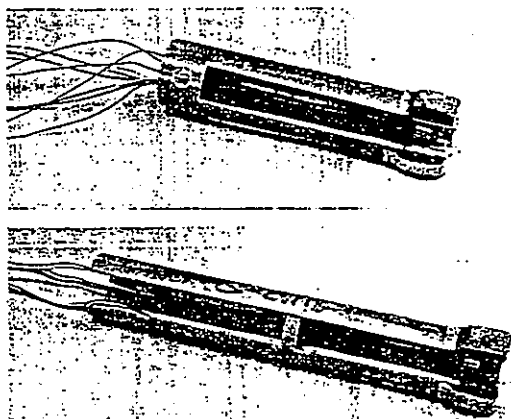


Fig. 2. Strain gauge assemblies, for "vertical" probe (top) and for "horizontal" or "inclined" probe (bottom).

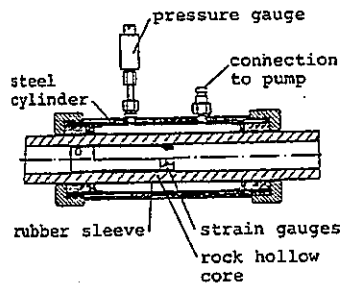


Fig. 7. Calibration of rock hollow-core with radial hydraulic pressure.



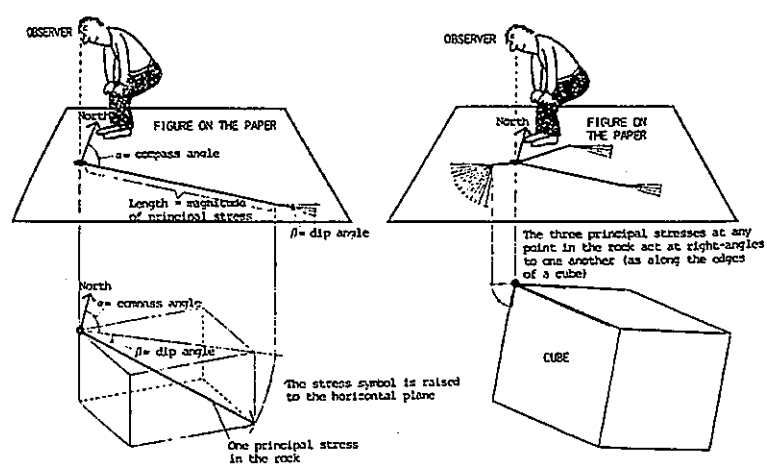
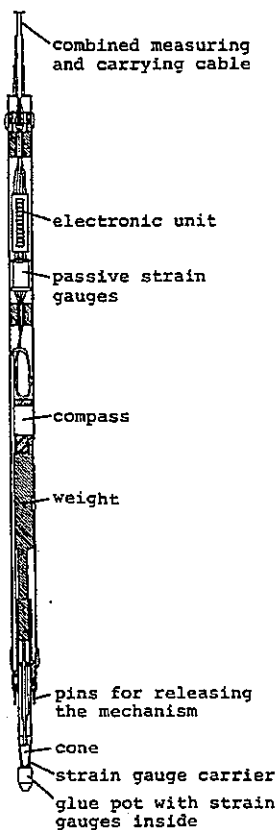


Fig 8. A way to show the three-dimensional state of stress in a two-dimensional figure.

Fig 3 (left). Probe for rock stress measurements in vertical boreholes.

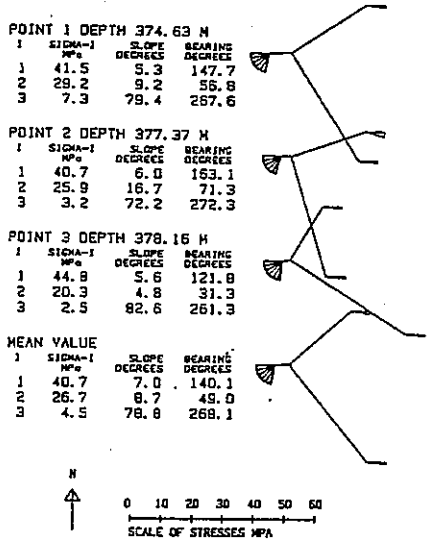


Fig 9a. Forsmark DBT-1, level 9.

文献番号	E-3	著者	Mills, KW; Pender, MJ
タイトル	Soft inclusion instrument for in situ stress measurement in coal		
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek		
巻号		頁	P245-251
		発行年月	1986
要旨	<p>オーバーコアリングによる応力解放法では、これまで数多くの装置が開発され色々なタイプの岩石に適用されてきたが、硬岩において最も良い結果が得られる。しかし、石炭などの軟岩では、エポキシインクルージョンの剛性が岩石の剛性と比較して相対的に大きくなるので、応力が解放される時に装置と岩石の接着面に大きな引張の接線応力が生じる。CSIROのホローインクルージョンでは、この引張応力が800kPaのオーダーに達し、接着面の岩石が引張破壊することがある。通常の装置では石炭のオーバーコアリングのときに大きな引張応力が発生するので、Auckland New Zealand Soft Inclusion (ANZSI) という柔らかいホローインクルージョンのひずみ測定装置を開発した。この装置は薄いゴムの膜の上にひずみゲージを載せたもので、直径38mmのボアホールの中でゴムの膜を膨張させることにより、孔壁に直接にひずみゲージを貼り付ける。オーバーコアリングを行う前に孔内載荷試験をおこない、ひずみゲージの貼り付け状態をチェックしたり岩盤の弾性定数が決定できる。この装置は、垂れき青炭および異方性を有する片岩の初期応力測定や、炭層内部の応力変化測定に利用されている。</p>		
測 定 概 要			
測定場所：炭鉱、トンネル現場。			
測定深度：記載なし。			
地質概要：垂れき青炭、片岩。			
測定方法：オーバーコアリング法			
測定装置			
<p>ANZSI は、Fig.1 および 2 に示す通りである。設置するときの取り扱いを容易にするために、ボディーはアルミニウム、アクリルあるいはPVCなどの軽い材料で制作してある。厚さ 2mm の薄いゴムの膜がボディーを覆っていて、その表面に9枚あるいはそれ以上のひずみゲージが配置されている。ゲージ長さは 5mm である。薄膜を膨らませてひずみゲージをパイロットホールの壁面に接触させるために、空気を通すエアホースがついている。このホースは離れたところから取り外しできる。装置の後ろのシールドは、電気的なコネクタやケーブルの保護と防水のためにある。</p>			
設置手順			
<p>(a)掘進速度を抑えて EX パイロットホールを掘削する。(b)布製の洗浄装置でパイロットホールを拭く。このとき、メチルエチルケトンなどの溶液を用いて孔壁の油汚れを落とす。(c)ゴムの薄膜にエポキシセメントを塗布する。このエポキシは湿った物体にも接着できる。(d)パイロットホールの少なくとも深さ 300mm のところに装置を設置し、回転角度を調整する。(e)300-600kPa の空気圧でゴム膜を膨らませ、ひずみゲージを孔壁に押しつける。エポキシセメントは硬化するまで約 24 時間かかる。</p>			
試験方法			
<p>(a)エポキシセメントが硬化した後で、空気圧を 0 から 1MPa まで増加させながら薄膜による載荷試験をおこない、ひずみゲージの接着状態をチェックするとともに岩盤の弾性定数を決定する。(b)エアホースと設置用のロッドを抜き取る。(c)電気ケーブルをダブルチューブコアバレル、ドリルロッドおよびウォータースイベルに通し、オーバーコアリングの途中に連続的にひずみが観測できるようにする。(d)オーバーコアリング。(e)インタクトなコアが回収されたときには、キャリブレーションテストをおこなって弾性率とポアソン比を決定する。</p>			

測定結果：

亜れき青炭における応力測定に成功している。強い弾性異方性を有する片岩でも測定がおこなわれた。この装置はトンネル掘削における応力変化の監視にも使われている。Fig.3はあるトンネルを掘削したときのひずみ変化を約3ヶ月にわたって測定したときの結果である。

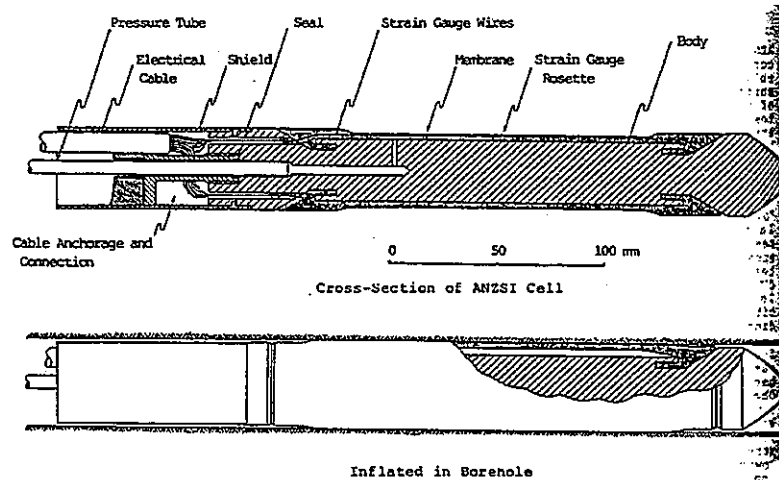


Figure 1 : ANZSI Cell - Cross-Section and Inflated in a Borehole.

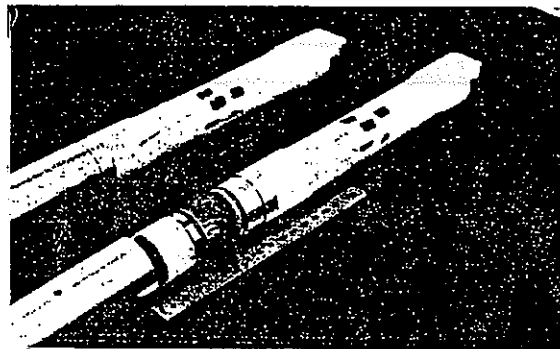


Figure 2 : ANZSI Cell with and without the shield retracted. The strain gauge rosettes can be seen beside the dark rectangular terminal pads.

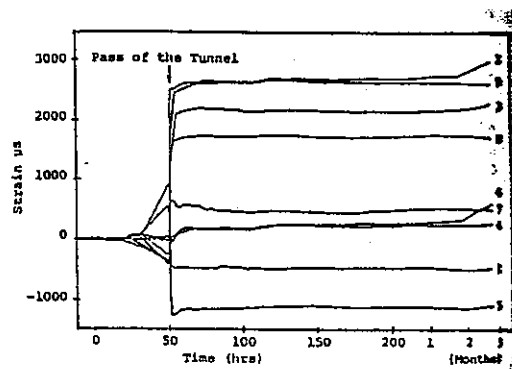


Figure 3 : Example of Stress Change Monitoring

文献番号	E-4	著者	Wang Liankie; Liao Chunting; Ding Yuachen; Ou Mingyi
タイトル	Type YG-73 piezomagnetic stress gauge for rock stress measurement		
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek		
巻号		頁	P227-235
		発行年月	1986
要旨	Type YG-73 は1962年から開発され、現在、中国で一般的に使用されている。Type YG-73 ゲージの原理、構造、性能およびキャリブレーションについて述べる。このゲージの信頼性を室内試験および原位置試験によって確認した結果についても述べる。		
測 定 概 要			
測定場所：中国北部 および Jinchun 鉱山。			
測定深度：ボアホール深度 30m および坑内深度 500m まで。			
地質概要：記載なし。			
測定方法：オーバーコアリング法			
<u>原理</u>			
応力測定用のセルはニッケル合金にコイルを巻きつけたもので、そのまわりを遮壁で覆っている。コアの軸方向に荷重がかかるとニッケル合金の透磁率 (magnetic permeability) は変化するので、コイルのインピーダンスも変化する。このコイルに安定した交流電流を流すと、荷重を受けたときにポテンシャルが低下するので、応力が測定できる。			
<u>構造</u>			
プローブとその設置システムおよびプローブは Fig.2 のようである。プローブには 60° 間隔に 3つのセルがついている。くさびを押し込むとセルがせり出してボアホールに固定され、適当なプレストレスがかかる。セルの感度と安定性は合金の材質、熱処理、セルの構造および加工精度に関係する。			
<u>測定手順</u>			
応力を測定する位置に直径 36mm のボアホールを掘削する。この中に応力ゲージを設置してプレストレスをかける。このときプレストレスの大きさを記録する。次にオーバーコアリングをおこない、連続的にデータを読み込む。読みが変化しなくなればオーバーコアリングを終了し、コアを回収する。このコアはキャリブレーションテストに用いる。読み取られた 3つのデータから 2次元の応力状態が求まる。お互いに直交する 3本のボアホールで、少なくとも 6つのデータが得られれば 3次元の初期応力状態が決定できる。			
<u>キャリブレーション</u>			
読み取ったデータを応力に変換するために、採取直後のオーバーコアを使ってセルのキャリブレーションカーブを描く。Fig.4 および 6 参照。プレストレスが 200kg よりも大きい場合、あるいはオーバーコアの外径が 13cm よりも小さいときには、プレストレスに対する補正も必要である。			
<u>測定結果：</u>			
<u>中国北西部における初期応力測定</u>			
地表から掘削した深度 30m のボアホールを用いて初期応力測定を実施した。結果を Fig.15 に示す。水平最大主応力の方向は、ほぼ NWW から EW で、最小水平主応力の最大水平主応力に対する比は 0.19 から 0.78 である。			
<u>Jinchun 鉱山における初期応力測定</u>			
中国北西部、Gausu 省の西に位置する Jinchun 鉱山で、地圧による坑道の変形を調査するために初期応力測定をおこなった。当鉱山の最大水平主応力は地表の近くで 3MPa、深度 200 から 500m でほぼ 30MPa であった。初期応力状態に応じて坑道断面の形状を変更し、空洞の力学的な安定をはかった。			

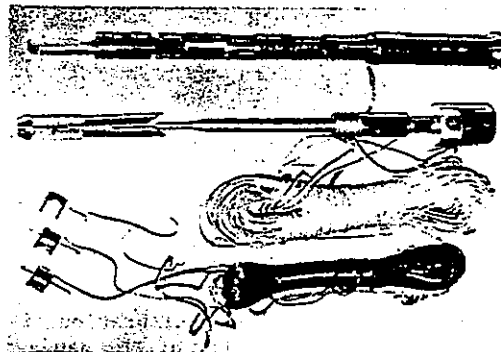


Fig. 2 The YG-73 piezomagnetic stress gauges and pre-stressing system

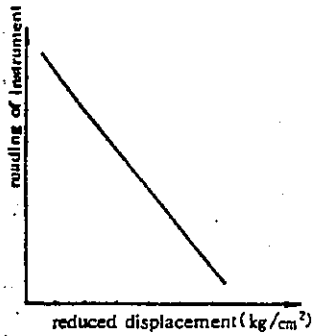


Fig. 4 Calibration curve

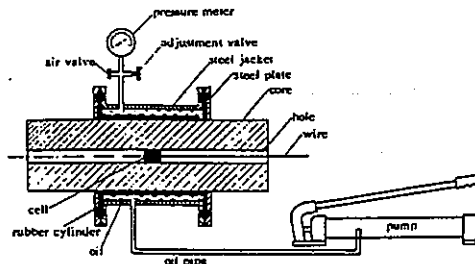


Fig. 6 The confining pressure cell-calibrator

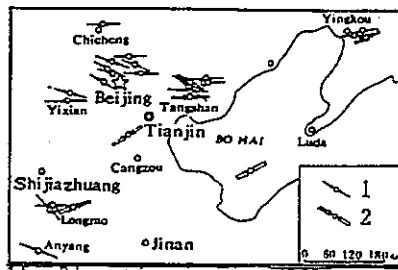


Fig. 15 Directions of maximum principal stresses measured by overcoring and faulting plane solution of earthquake in North China  
 1— direction of maximum principal stress by overcoring  
 2— direction of the compression of faulting plane solution of earthquake

文献番号	E-5	著者	Hallbjorn, L; Ingevald, K; Martna, J; Strindell, L		
タイトル	A new automatic probe for measuring triaxial stresses in deep bore holes				
雑誌名	Tunneling and Underground Space Technology				
巻号	V5, N1/2	頁	P141-145	発行年月	1990
要旨	Swedish State Power Board(SSPB)で、3次元初期応力を測定するための新しいプローブが開発された。このプローブによれば、オーバーコアリングを開始する前から終了するまで、孔底において岩盤のひずみを連続的に測定できる。ここでは、このプローブを用いた初期応力測定方法とプローブの作動原理について述べ、Sikfors水力発電プロジェクトでこのプローブを使って初期応力測定をおこなった結果について報告する。				
<b>測定概要</b>					
測定場所: Sikfors水力発電プロジェクトなど。					
測定深度: Sikfors水力発電プロジェクトでは20.12m。ただし、500mも可能。					
地質概要: 記載なし。					
測定方法: オーバーコアリング法					
<p>SSPBでは、1976年以来、Leeman-Hiltscher法に基づいた3次元初期応力測定装置の開発をおこなってきた。1976年から1988年にかけてアーマードケーブルによって鉛直なボアホールにセットできるプローブを使い、約550回の測定がおこなわれた。この方法では500mまでの水没したボアホールでひずみゲージを接着し、オーバーコアリングをおこなう。この装置の欠点は、測定ケーブルの重量が大きいことと、オーバーコアリングの前にひずみを読み取ってから、オーバーコアリングが終了して再びひずみを読み取るまで少なくとも0.5~2時間以上かかることであった。このため、温度およびクリープによる測定誤差がひずみに影響を及ぼすという問題があった。そこで、オーバーコアリング中にひずみを記録する、コンピューター化したプローブが開発された。</p>					
<p style="text-align: center;"><u>コンピュータープローブ</u></p> <p>“Borre”とよばれる新しいプローブは、オーバーコアリングを開始する前から終了した後までひずみと温度を同時に測定する。データのサンプリングスピードは任意に、例えば1分間隔などに設定できる。測定を始める前にBorreのコンピューターにラップトップのパーソナルコンピューターを接続し、測定開始時刻およびサンプリングスピードを入力する。測定されたひずみと温度は記録ユニットにたくわえられる。アーマードケーブルは不要であって、このプローブを孔底にセットした状態でオーバーコアリングをおこなう。孔底までプローブを降ろすとき、プローブにはもうひとつのアダプターが接続されていて、その中にはプローブの方位を測定するためのコンパスが内蔵されている。このアダプターにはまた、ひずみゲージを小孔径のパイロットホールに導くためのコーンに適切な荷重を加えるというウエイトの役目もある。</p>					
<p style="text-align: center;"><u>ひずみゲージの配置</u></p> <p>プラスチック製の板の上に3枚のひずみロゼットが配置され、ひずみゲージの数は合計9枚である。これらのプラスチック製の板は120°間隔に取り付けられている(Fig.2参照)。</p>					
<p style="text-align: center;"><u>接着剤</u></p> <p>ひずみゲージをボアホールの壁面に貼付するための接着剤は、オーバーコアリング法を成功させるうえできわめて重要である。岩盤の温度が5~10°Cのときは2液混合のアクリル樹脂を使用する。もっと温度が高い岩盤や接着剤の硬化に一晩かけるときは、2液混合のエポキシ樹脂を使用する。Borreをボアホールに入れるときは、接着剤をポットに入れ、その中にひずみゲージを浸ける。このポットはアダプターが孔底に到達すると自動的に孔底に落下する。セルの設置からオーバーコアリング開始までの時間は、アクリル樹脂の接着剤を用いたときは2時間、エポキシ樹脂のときは10~15時間である。</p>					

### ひずみゲージセルの方位

鉛直ボアホールで計測するときは、セルの方位はアダプター内のマグネティックコンパスで測定する。アダプターが孔底に到達すると、コンパスの針が自動的にN-S方向に固定される。傾斜孔あるいは水平孔ではコンパスのかわりにボールが使用される。

### ひずみゲージの接着

ひずみゲージをパイロットホールに接着する手順は Fig.3 に示すようである。本装置は直径36mm のパイロットホールに接着するように設計されていて、オーバーコアリングの直径は76mm である。ひずみゲージはパイロットホールの孔口から140mm の位置に接着される。

### ひずみ変化の測定

Borre はオーバーコアリングの前、中、後にわたってひずみと温度を測定する。オーバーコアリングが終了したら、中空コアのついた Borre を地表まで引き上げ、パーソナルコンピューターを接続する。測定データはコンピューターに転送され、3次元初期応力状態が計算される(Fig.4 参照)。

### 岩盤の弾性定数の決定

3次元初期応力状態の計算に必要なヤング率(E)およびポアソン比( $\nu$ )は、コアの周囲から静水圧をかけて測定する。

### 測定結果:

1988~1989年にかけて、この新しいプローブを用いて350m までの深度で約60回の原位置測定がおこなわれた。Fig.5はオーバーコアリングによって測定された解放ひずみの例である。ここで、時間軸の開始点はデータロガーを地表で作動させたときの時刻である。Fig.6はSwedenのSikfors水力発電プロジェクトの放水トンネルで測定した結果である。

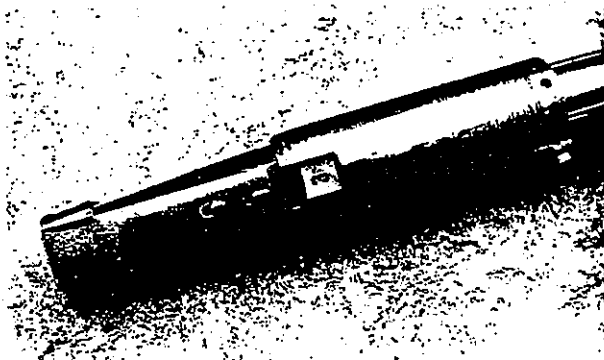


Figure 2. The strain gauge tongues mounted to the equipment.

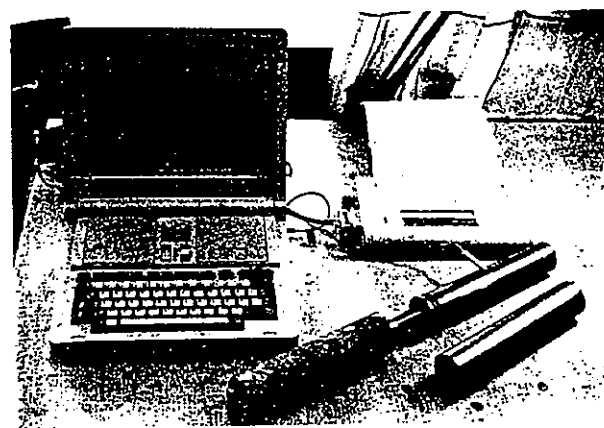


Figure 4. Borre connected to the personal computer.

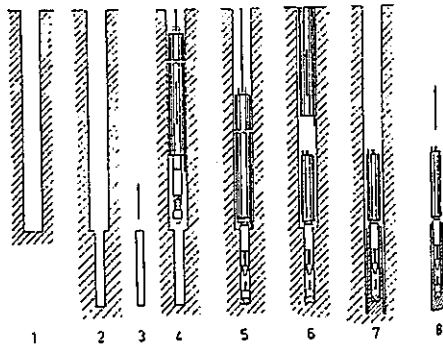


Figure 7. Operations for cementing and measuring. (1) To use bore hole, (2) To use pilot bore hole, (3) Appraisal of small case, (4) Probe before triggering off the mechanism, (5) Cementing gauges to the small bore hole with under pressure from the cone, (6) Handling the adapter, (7) Drawing, (8) Hollow core pulled off and hoisted. Transmittal of measured values to the computer.

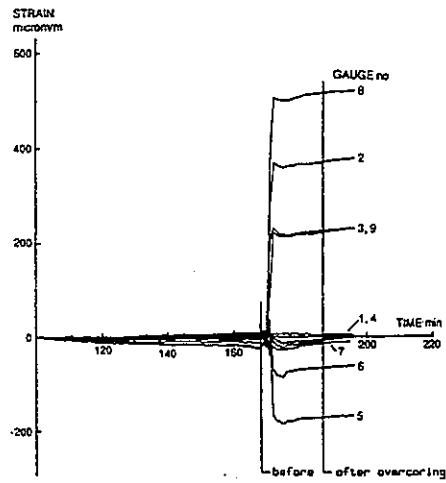
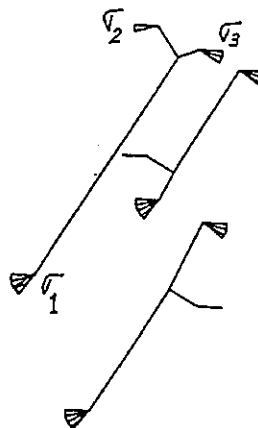


Figure 8. Sikfors tailrace tunnel. Measured strain before, during and after overcoring in point 1, level 2.

POINT 1 DEPTH 19.64 M			
I	SIGMA-I MPa	SLOPE DEGREES	BEARING DEGREES
1	13.6	52.7	211.5
2	2.0	16.9	325.1
3	1.2	32.1	66.1
POINT 2 DEPTH 20.12 M			
I	SIGMA-I MPa	SLOPE DEGREES	BEARING DEGREES
1	6.4	36.3	30.5
2	1.7	1.7	299.2
3	1.6	53.7	206.8
MEAN VALUE			
I	SIGMA-I MPa	SLOPE DEGREES	BEARING DEGREES
1	7.6	52.1	211.5
2	3.9	37.7	25.2
3	1.7	3.0	117.6



PRINCIPAL STRESSES SIGMA-1, SIGMA-2 AND SIGMA-3 WITH THEIR BEARINGS AND SLOPE ANGLES. THE STRESSES ARE PLOTTED WITH THEIR ACTUAL VALUES (NOT PROJECTED).

Figure 6. Stress results obtained in the tailrace tunnel at Sikfors Hydro Power Project.



文献番号	E-6	著者	Leite, MH; Corthesy, R; Gill, DE; St-Onge, M; Don, N		
タイトル	The IAM - A down-the-hole conditioner/data logger for the modified doorstopper technique				
雑誌名	Proc. 2nd North American Rock Mechanics Symposium, Aubertin, 1996, Publ Rotterdam: A.A.Balkema				
巻号		頁	P897-904	発行年月	1996
要旨	<p>著者らと Atomic Energy of Canada Ltd は、改良型ドアストッパー法を用いて地下数百メートルにおける初期応力測定をおこなう計画を進めている。ドアストッパー法による初期応力測定の適用深度を広げ、かつ測定データの信頼性を高めるために、IAM(Intelligent Acquisition Module) が開発された。このモジュールは、ドアストッパーを長期にわたる監視装置として使用する場合にも利用できる。本論文では、この装置の概要と、現場測定方法について述べ、この装置を用いて試験的におこなった初期応力測定および長期の応力監視の結果についても報告する。</p>				
測 定 概 要					
測定場所：記載なし。					
測定深度：記載なし。ただし、数百メートルまで適用可能。					
地質概要：記載なし。					
測定方法：オーバーコアリング法					
<u>IAM の設計思想</u>					
(a)電気的ノイズの排除 アンプをドアストッパーセルに近接して配置することによって、長いケーブルに起因する電気的なノイズと測定感度の低下を排除する。					
(b)測定ケーブルの排除 ドアストッパーセルとひずみ指示計の間のケーブルを排除することによって、ボーリング作業を容易にする。IAM はバッテリーによって 4 時間作動するので、ケーブルで電源を供給しなくても応力解放がおこなえる。					
(c)応力変化監視のための長期安定性の実現 高品質の電気部品を使用し、構造を堅牢にしたことで IAM のドリフトを 8 ヶ月で 10 $\mu$ ひずみに抑えることができる。					
<u>IAM の仕様</u>					
適用できるボアホール径の直径：NX(75.7mm)					
IAM 本体の直径：44.5mm					
シングルドアストッパーの長さ：31.43cm					
シングルドアストッパーの重量：618g					
電源：+12Vdc $\pm$ 20%、アルカリ 9V セル 2 本、4 時間作動 (1 サンプル毎)					
アナログ入力チャンネル：分解能 12bit、6 チャンネル、4000 サンプル/チャンネル					
ひずみゲージ：120 $\Omega$ 、4 枚、ゲージファクター 2.13					
温度センサー：サーミスター(3000 $\Omega$ @25 $^{\circ}$ C)					
インターフェイス：EIA-485					
作動温度：0 $\sim$ +55 $^{\circ}$ C					
作動湿度：0 $\sim$ 95%、結露なし。					
耐圧：80psi(0.6MPa) (アルミ性外筒)、強度の高い外筒を使用することで 500m 以上でも使用可能。					
<u>IAM を用いた応力解放の手順</u>					
まず、適当な深度までボアホールを掘削し、孔底を研磨する。次に、ドリルビットをつけたロッドをボアホールに挿入する。コンピューターと IAM をケーブルで接続し、IAM を固定装置に					

取りつける。ドアストッパーに接着剤を塗布する。ドリルロッドの中に全システムを降ろし、ドアストッパーを孔底にしっかりと押し付ける。ゲージがセットされたら、4枚のアクティブゲージと4枚の基準 (reference) ゲージおよび温度のデータを一定間隔 (普通は5秒間隔) で読み取るようにIAMにプログラムする。プログラミングが終了したら固定装置を引き揚げ、IAMからケーブルも外す。この瞬間からIAMはバッテリーで作動する。ドリルロッドにウォータースイベルを取りつけて、掘削水を15分間循環させ、孔底の温度を安定させる。そして、応力解放ボーリングを約10cmおこない、コアをコアスプリングでとらえる。ドリルロッドを引き揚げ、IAMが接着したコアを回収する。IAMとコンピューターを接続して測定データを読み取る。

IAMによって岩盤あるいはコンクリート構造物の応力変化を長期間にわたって監視することができる。このタイプのIAMは、シグナルコンディショナーに2/4ブリッジを採用している点だけが、初期応力測定用のIAMと異なっている。また、ボアホールにはロッドを残さず、電源の供給は外部からおこなう。

測定結果：

前述の手順にしたがって得られた結果は、Fig.5に示す通りである。まず、ひずみの解放曲線には、ひずみの急速な解放、ピークそして応力が完全に解放された後の平坦な部分がはっきりと認められる。次に、基準ゲージの変動が $\pm 1 \mu$ ひずみと小さく、データロッガーの安定性は極めてよい。最後に、温度変化も同時に記録されるので、解放ひずみ曲線に温度補正をおこなうことができる。この場合、試験中の温度変化は $+1^{\circ}\text{C}$ である。

Fig.6は長期間の応力監視のために、2/4ブリッジを採用したIAPで測定したデータである。データのサンプリング速度は1時間であるが、ここでは72時間毎のデータをプロットした。8ヶ月間に基準ゲージは約 $10 \mu$ ひずみだけドリフトしている。

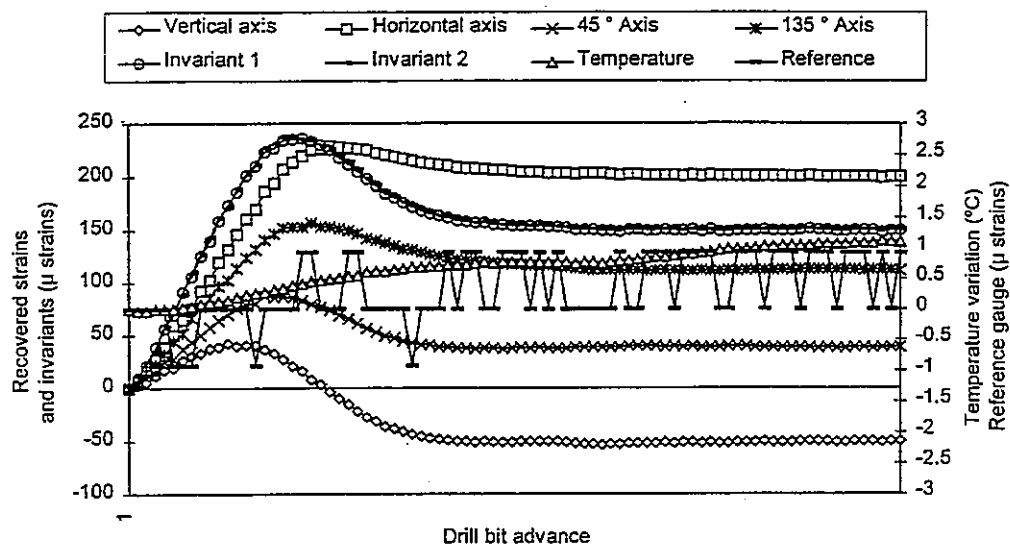


Figure 5 : Recovered strains, strain invariants, temperature variation and reference gauge monitoring during stress relief drilling

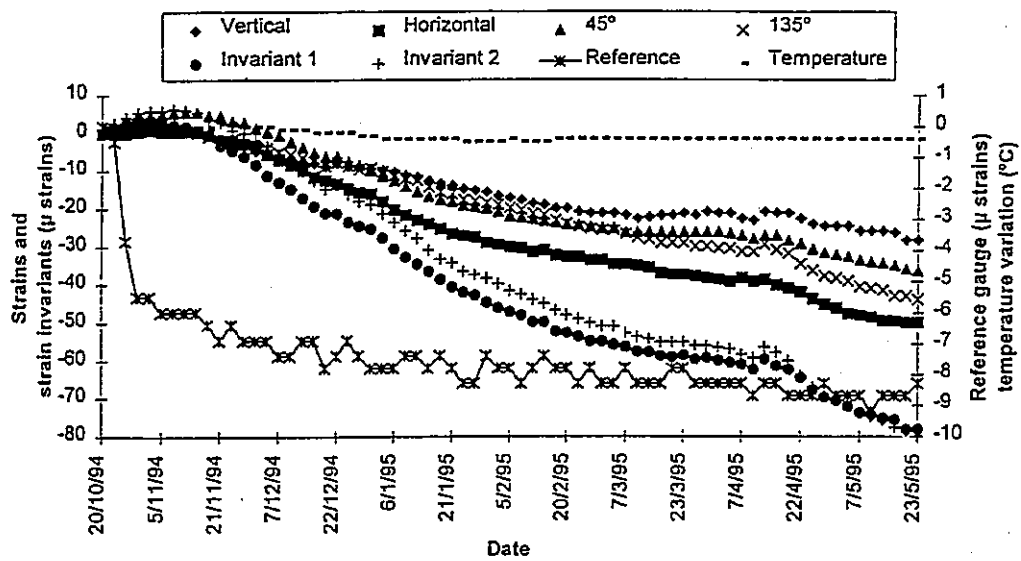


Figure 6: Strains, strains invariants, temperature variation and reference gauge monitoring in a concrete dam over an 8-month period

## Appendix-F

### Drilling Induce Fractures

- F-1. Okabe T., Shinohara N., Takasugi S. and Hayashi K. Earth crust stress field estimation by using vertical fractures caused by borehole drilling. Proc VIII th International Symposium on the Observation of the Continental Crust Through Drilling, Tsukuba, P265-270(1996).
- F-2. 岡部高志, 篠原信男, 高杉真司, 林一夫. ドリリングインデューストフラクチャによる湯ノ森フィールドの原位置応力計測. 資源・素材'96 (秋季大会), P79-82(1996).

文献番号	F-1	著者	Okabe, T; Shinohara, N; Takasugi, S; Hayashi, K
タイトル	Earth crust stress field estimation by using vertical fractures caused by borehole drilling		
雑誌名	Proc VIII th International Symposium on the Observation of the Continental Crust Through Drilling, Tsukuba, 26-28, Feb. 1996		
巻号		頁	P265-270
		発行年月	1996
要旨	<p>NEDO (新エネルギー・産業技術総合開発機構) では、地熱エネルギーの回収率を向上させる技術開発の一環として、岩手県 Yunomori 地域、Matsukawa の TG-2 井で水圧破碎試験をおこなった。この試験の目的は、人工き裂をボアホール近傍の地熱貯留層とつなげ、地熱エネルギーの生産性を高めることを目的としている。造成するき裂の進展方向を推定するためには、ボアホール壁面のき裂の分布と地殻内部の初期応力の大きさと方向を知る必要がある。このため、TG-2 では BHTV (Borehole Televiewer) と FMI (Formation Micro Imager) による検層がおこなわれた。BHTV と FMI による検層によって、掘削によって誘起された引張き裂 (DTF: Drilling-induced Tensile Fractures) が発見された。DTF はボアホールの接線方向 <math>\theta_{mN}</math> から初生して、ボアホール軸に対して <math>\gamma_m</math> だけ傾いている。DTF のボアホール壁面における初生は、<math>\theta_{mN}</math> と <math>\gamma_m</math> によって 3 次元初期応力状態と関連づけることができる。本論文では、<math>\theta_{mN}</math> と <math>\gamma_m</math> から TG-2 における 3 次元初期応力場を逆解析によって評価する。</p>		
測定概要			
測定場所: 岩手県 Yunomori 地域、Matsukawa の TG-2 井。			
測定深度: 1298m			
地質概要: 記載なし。			
<p>測定方法: 掘削によって誘起された引張き裂</p> <p>ボーリング中の掘削泥水の圧力と熱応力によって、ボアホール壁面の圧縮応力は低下する。そして、ボアホール壁面の <math>\theta_{mN}</math> における引張応力が岩盤の引張強度 (<math>\sigma_t</math>) を越えると DTF は引張応力が作用する方向と垂直に進展する。ボアホールの方位 <math>\phi</math> と傾斜 <math>\delta</math> の異なる 3 つ以上の深度で <math>\theta_{mN}</math> と <math>\gamma_m</math> が測定されると、6 本以上の観測方程式が得られるので、3 次元初期応力状態が一意的に決定できる。Fig.2 はこの解析方法を概念的に表した図である。</p> <p>ボアホール壁面で最大引張応力が発生する位置は式(1)によって、また DTF の角度は式(2)で与えられる。</p> $d\sigma_m / d\theta = 0 \quad (1)$ $\gamma_m = 0.5 \tan^{-1} [2\tau_{\theta\zeta} / (\sigma_\theta - \sigma_\zeta)] \quad (2)$ <p>ここで、<math>\sigma_m</math> はボアホール壁面における最大引張応力であって次式で与えられる。</p> $\sigma_m = 0.5 \{ \sigma_\theta + \sigma_\zeta + \sqrt{(\sigma_\theta - \sigma_\zeta)^2 + 4\tau_{\theta\zeta}^2} \} \quad (3)$ <p>式(1)~(3)の <math>\sigma_\theta</math>、<math>\sigma_\zeta</math>、<math>\tau_{\theta\zeta}</math> は円筒座標系 (<math>r</math>、<math>\theta</math>、<math>\zeta</math>) における応力成分であり、<math>\zeta</math> はボアホール軸の方向である。</p> <p>地熱井あるいは石油井の方位傾斜は複雑で、一般に井戸は直線的に掘削されない。したがって、<math>\phi</math> および <math>\delta</math> が異なる 3 つ以上の深度で DTF が測定できれば 3 次元初期応力状態が決定できる。</p>			
測定結果:			
<p>TG-2 のデータから 4 組の <math>\theta_{mN}</math> と <math>\gamma_m</math> を選定し、逆解析をおこなった結果は Table2 に示す通りである。本解析方法によって決定された主応力軸の方向をステレオネットに表示すると Fig.5 のようである。TG-2 のボーリングコアについておこなわれた他の測定結果も合わせて表示してある。この逆解析から求めた主応力軸の方向は、AE-DR 法以外の結果と比較的によく一致する。しかし、中間および最小主応力の最大主応力に対する比は他のコアを用いる方法よりも小さい。Table3 参照。</p>			

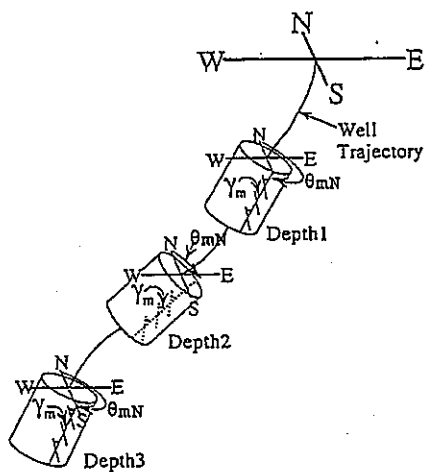


Fig. 2 A conceptual schematic of estimating the three-dimensional stress field by using DTF

Table 2 Inversion result

	$\sigma_{max}$	$\sigma_{mid}$	$\sigma_{min}$
Principal axis direction	325.9	231.4	135.0
Principal axis inclination	26.7	6.8	58.3
Stress ratio	1	0.25	0.24

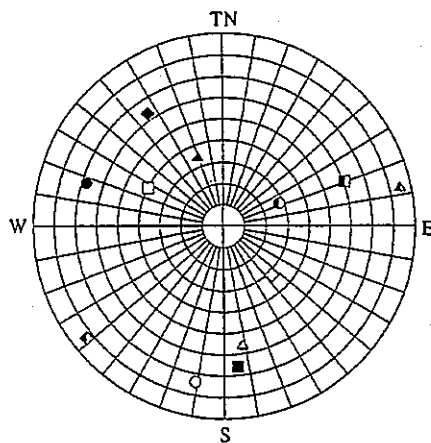


Fig. 5 Comparison of the principal stress axes between inversion result and those of cores (Schmidt-net of upper hemisphere display. Marks are identical with those used in Table 3.

Table 3 Comparison of the stress ratio between inversion result and those of cores

Analysis methods	$\sigma_{max}$	$\sigma_{mid}$	$\sigma_{min}$
AE-DR	1 (■)	0.87 (▣)	0.74 (□)
ASR	1 (▲)	0.89 (▴)	0.80 (△)
DSCA	1 (●)	0.60 (◐)	0.53 (○)
Proposed	1 (◆)	0.25 (◈)	0.24 (◇)

文献番号	F-2	著者	岡部高志、篠原信男、高杉真司、林一夫		
タイトル	ドリリングインデューストフラクチャによる湯ノ森フィールドの現位置応力計測				
雑誌名	資源・素材 '96 (秋季大会)				
巻号		頁	P79-82	発行年月	1996
要旨	<p>新エネルギー・産業技術総合開発機構は、可採量増大技術の開発計画において岩手県岩手郡松川湯の森地域に水圧破碎実験井TG-2井(掘進長さ:1298m、坑底方位:223°MN、最大傾斜:38°50'、裸坑部:710~1298m)を掘削し、水圧破碎実験をおこなった。水圧破碎のき裂の進展方向を把握するため、TG-2井においてき裂検出検層として知られているBHTV(Borehole Televiwer)検層およびFMI(Formation Micro Imager)検層が実施された。TG-2井において実施されたBHTV検層およびFMI検層から坑井軸に沿うき裂(Drilling-induced Tensile Fracture、以下DTFと呼ぶ)が詳細に観測された。これらのDTFは坑井周方向において、原位置応力によって定まる方位<math>\theta_{MN}</math>に初生しており、これらに随伴する2次的なき裂が坑井軸とある角度<math>\gamma_m</math>で傾斜していることが確認された。本研究では、TG-2井において実際に<math>\gamma_m</math>を<math>\theta_{MN}</math>とともに測定し、3次元地殻応力場評価の検討をおこなった。</p>				
測定概要					
測定場所:岩手県岩手郡松川湯の森地域の水圧破碎実験井TG-2井。					
測定深度:710~1298m					
地質概要:記載なし。					
<p>測定方法:掘削によって誘起された引張き裂</p> <p>き裂検出検層として知られているBHTV(Borehole Televiwer)検層およびFMI(Formation Micro Imager)検層を用いて坑井内のき裂の詳細を観測し、き裂の方位<math>\theta_{MN}</math>およびき裂が坑井軸となす角度<math>\gamma_m</math>を求める。</p> <p>図1に示した<math>\theta_{MN}</math>および<math>\gamma_m</math>は1深度において、それぞれ1組観測される。3次元応力場を確定するには、6個の応力成分を決定しなければならない。したがって、これら<math>\theta_{MN}</math>および<math>\gamma_m</math>の組みが坑井の方位<math>\phi</math>、傾斜<math>\delta</math>の異なる3深度以上の深度において観測されれば、観測値は合計6個以上得られるので、1本の傾斜井より3次元応力場が一意的に決定できる。</p> <p>ここで、坑壁において最大の引張り応力が作用する位置は理論的に式(1)で与えられ、また、その作用方向は、坑軸に対して式(2)で与えられる角度だけ傾斜する。式(3)は式(2)における最大引張り応力の大きさを示し、この応力が岩体の抗張力<math>\sigma_t</math>に等しくなった点<math>\theta_{MN}</math>で<math>\gamma_m</math>方向にDTFが初生する。</p> $\sigma_m/d\theta=0 \quad (1)$ $\gamma_m=1/2\tan^{-1}\{2\tau_{\theta\zeta}/(\sigma_\theta-\sigma_\zeta)\} \quad (2)$ $\sigma_m=1/2\{\sigma_\theta+\sigma_\zeta+[(\sigma_\theta-\sigma_\zeta)^2+4\tau_{\theta\zeta}^2]^{1/2}\} \quad (3)$ <p>式(1)~(3)において、<math>\sigma_\theta</math>、<math>\sigma_\zeta</math>、<math>\tau_{\theta\zeta}</math>等は、坑井軸方向が<math>\zeta</math>軸の円柱座標(<math>r</math>、<math>\theta</math>、<math>\zeta</math>)による応力成分である。解析は、非線形最小2乗法を用いた逆解析を適用した。</p>					
<p>測定結果:</p> <p>TG-2井では、それぞれ<math>\phi</math>と<math>\delta</math>が異なる深度でDTFが確認された。その中で、<math>\theta_{MN}</math>および<math>\gamma_m</math>が読み取り可能な箇所をピックアップし、観測値にノイズを与え100回の逆解析を実施した。逆解析の結果、各圧縮主応力軸は、全体的にはほぼよく決まっているが、中間圧縮主応力軸の傾斜および最小圧縮主応力軸方位に若干の偏差がある(表1)。また、逆解析の平均値を使用して順解析を行い、実測値と比較した結果、逆解析と実測値と整合的であった(図2)。また、逆解析を同坑井で行われたコア試験結果と比較すると、最大圧縮主応力の方向はAE-DR法の結果を除きほぼ一致した。逆解析では中間と最小圧縮主応力の応力比が小さいこともコア試験結果と整合的である。しかし、応力比についてみると、中間および最小圧縮主応力の最大圧縮主応力に対する比は、</p>					

ほかのコア試験の結果より小さい。応力比の議論を除けばTG-2井での逆解析結果はAE-DR法を除くコア試験の結果とほぼ一致する。

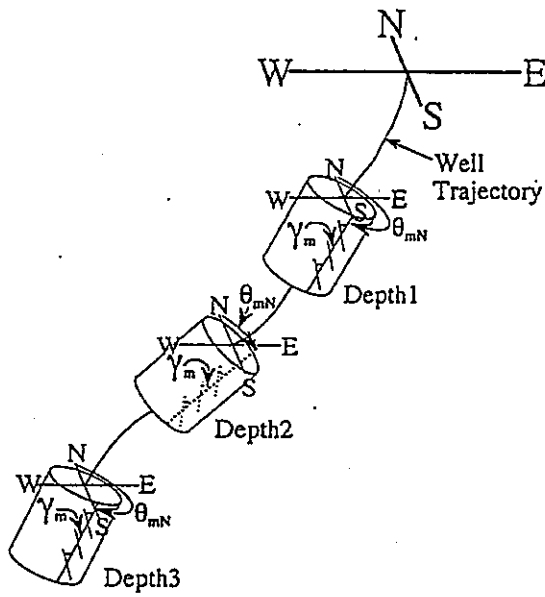


図1 DTFによる3次元応力評価の概念図

表1 解析結果 (偏差は標準偏差を示す)

	$\sigma_1$		$\sigma_2$		$\sigma_3$	
	平均	偏差	平均	偏差	平均	偏差
主軸方位	325.1	5.6	230.8	6.3	132.8	29.6
主軸傾斜	26.2	4.6	5.6	14.0	59.3	7.1
応力比	1	-	0.26	0.040	0.25	0.037

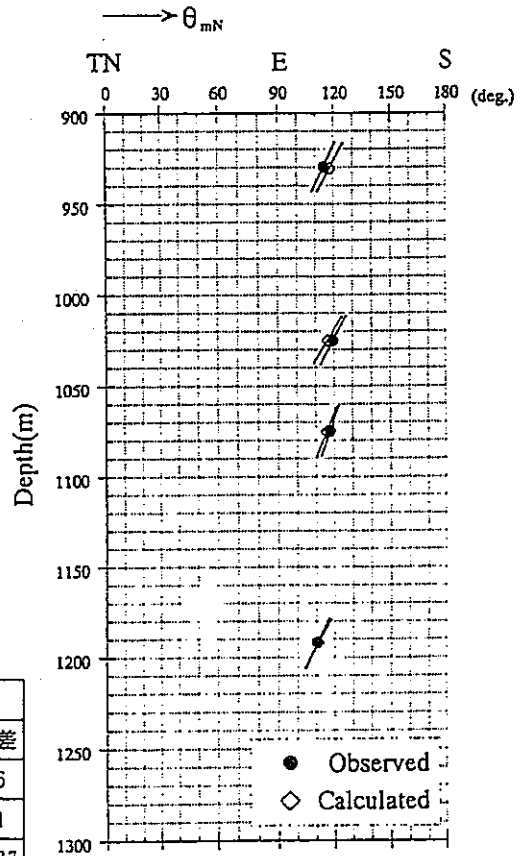


図2 TG-2井逆解析結果と実測値の比較



## Appendix-G

### AE and DR method

- G-1. 山口勉, 及川寧己, 佐藤嘉晃, 厨川道雄, 天満則夫, 小林秀男, 松永烈. DSCA による原位置応力の推定に関する実験的研究. 資源と素材, Vol.107, No.7, P434-440(1991).
- G-2. 歌川学, 瀬戸政宏, 木山保, 勝山邦久. 繰り返し载荷時の AE 特性と変形率変化法による先行応力の推定. 第 23 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, P162-171(1991).
- G-3. 畑 浩二, 道廣一利. AE を利用した地圧計測—岩石のカイザー効果特性について—, コアを用いた地圧計測ワークショップ論文集, P82-87(1991).
- G-4. 藤井義明, 石島洋二. DRA 法と応力解放法による地圧計測結果の比較. 資源・素材'94 (秋季大会), P9-12(1994).
- G-5. 小島隆, 松木浩二. 地圧計測のための AE 法と DRA 法に関する基礎的研究. 資源・素材'94 (秋季大会), P13-16(1994).
- G-6. 及川寧己, 山口勉, 松永烈, 佐藤嘉晃. 静水圧下での変形率変化法による応力測定, 資源・素材'95 (秋季大会), P5-8(1995).
- G-7. 及川寧己, 山口勉, 松永烈, 佐藤嘉晃. DSCA による肘折高温岩体実験場の地圧評価. 資源と素材, Vol.111, P587-594(1995).

文献番号	G-1	著者	山口 勉、及川寧己、佐藤嘉晃、厨川道雄、 天満則夫、小林秀男、松永 烈		
タイトル	DSCA による原位置応力の推定に関する実験的研究				
雑誌名	資源と素材				
巻号	Vol. 107, No. 7	頁	P434-440	発行年月	1991
要 旨	<p>DSCA 法は孔井より採取された定方位コアを用いた初期地圧の推定法であり、一回の実験から3次元的な初期地圧の方向と、最大、中間および最小主応力の大きさの比を同時に求めることが可能である。本報では関越トンネル二期線工事現場から得られたコアを用いて初期地圧の推定を行った。DSCA 法では周圧と主ひずみとの関係から主応力の大きさの比を求める方法として Strickland らと Day らによりそれぞれ別の方法が提案されている。ここでは、両者を用いて解析を行い、解析結果にどの程度の差異が生じるのかを検討した。</p> <p>その結果、以下のことが明らかになった。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>1) DSCA 法により推定した初期主応力の方位はいずれの試験片でもおおよそ一致した。</li> <li>2) これに対して、推定した初期主応力の傾斜は複数個の結果を比較するとおおよそ一致するものの、孔井間を比較すると異なった傾斜を持つ2つのグループのあることが分かった。</li> <li>3) DSCA 法では、主応力比を推定する方法として Strickland らおよび Day らにより、それぞれ別の方法が提案されている。本報では両者の方法を適用して主応力比を求めたが、いずれの方法でもほぼ同一の値が得られた。</li> <li>4) DSCA 法により得られた結果を、同一の現場において実施された水圧破碎法および応力解放法による結果と比較すると、主応力の方向に関しては両者は調和的であった。これに対して、主応力の比に関しては DSCA 法による結果は、その他の結果と比較して大きめの値が得られた。</li> </ol>				
測 定 概 要					
測定場所：関越トンネル二期線工事現場。湯沢側坑口から約 4.5km の距離にある集塵室用のトンネルから掘削された4本の孔井から採取。					
測定深度：被りがおおよそ 800m。					
地質概要：完晶質の花崗閃緑岩で、平均の粒径は 0.5 mm 程度であり、また変質作用を殆ど受けていない。					
<p>測定方法：DSCA 法</p> <p>採取したコアのうち比較的堅固な部分から一辺が約 30 mm の立方体試験片を 14 個作成した。ひずみゲージは有効長 5 mm の単軸の箔ゲージを用い、立方体の各面について互いに 45° の角度をなすように3枚づつ、合計で 18 枚使用した。ひずみゲージに電気信号線を付けた後、シリコンゴムをコア試料全体に3度にわたって被覆した。</p> <p>作成した試料は周圧バツセルの中に設置し、試料コアに増加あるいは減少を直線的かつ周期的に繰り返す最大値約 50MPa の三角波を 5 周期加えた。周圧の増加あるいは減少速度は試験片 KTS01 のみ約 0.10MPa/s であり、他の試験片は全て約 0.05MPa/s であった。</p> <p>得られたひずみのデータからまず初期地圧の主応力の方向を求めた。次に最大、中間および最小のそれぞれの主ひずみの大きさを計算して周圧と主ひずみの関係を求め、初期応力の比を求めた。このとき、Strickland による方法と Day による方法の2通りで求め、両者を比較した。</p>					

測定結果：

主ひずみの方向から推定された初期応力の方向を孔井別にウルフ・ネットの下半球に投影した結果を図 15 の(a)から(d)までに示す。これらの図から同一の孔井から得られた試料片による各主応力の方向の推定結果はいずれの孔井においても、方位、傾斜ともにはほぼ一致していることが分かる。これに対して、異なった孔井から得られた結果を比較すると、2つのグループに分けることができる。

次に Strickland による方法と Day による方法によって推定した主応力の大きさの比をまとめて表6に示す。この表からいずれの方法を用いてもほぼ同一の結果が得られることが分かる。

関越トンネルでは DSCA 法だけでなく、他の方法によっても初期地圧の測定が実施されている。その結果を図 17 にまとめた。この結果を図 15 と比較すると、方位に関しては DSCA 法およびその他の手法で得られた測定結果はおおよそ一致している。これに対して傾斜を比較すると、DSCA 法で得られた(b)と(d)のグループと2つの応力解放法で得られた値とはおおよそ一致しており、同じく DSCA 法で得られた(a)と(c)のグループと水圧破壊法で得られた結果とが大体一致している。

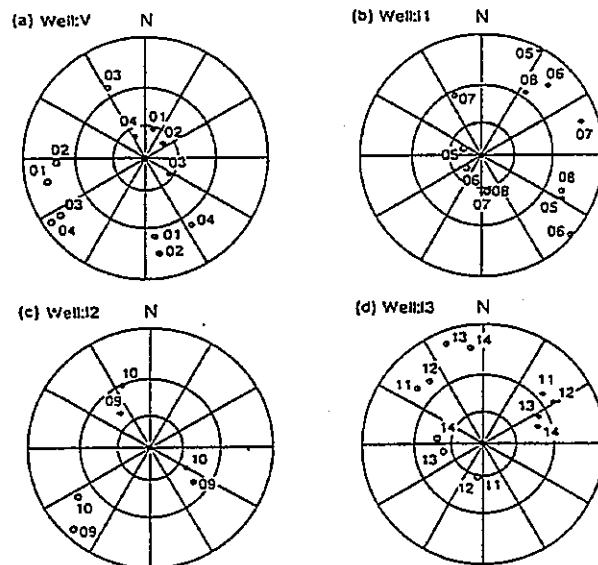


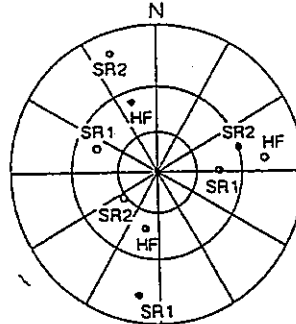
Fig. 15 Estimated directions of principal stresses of samples taken from: (a) well V; (b) well 11; (c) well 12; (d) well 13 on lower hemisphere of Wolf net. Open, half-solid and solid circles show the directions of maximum, intermediate and minimum principal stresses, respectively.

Table 6 Estimated ratio of magnitudes of principal stresses by "Compliance method" and "Gap method".

Sample name	Compliance method	Gap method
KTS01	1.00:0.80:0.44	1.00:0.68:0.34
KTS02	1.00:0.60:0.43	1.00:0.53:0.43
KTS03	1.00:0.79:0.47	1.00:0.71:0.48
KTS04	1.00:0.80:0.52	1.00:0.73:0.54
KTS05	1.00:0.53:0.37	1.00:0.50:0.44
KTS06	1.00:0.54:0.14	1.00:0.54:0.32
KTS07	1.00:0.59:0.60	1.00:0.50:0.63
KTS08	1.00:0.75:0.54	1.00:0.60:0.48
KTS09	1.00:0.55:0.55	1.00:0.67:0.58
KTS10	1.00:0.78:0.50	1.00:0.73:0.57
KTS11	1.00:0.58:0.33	1.00:0.57:0.37
KTS12	1.00:0.51:0.43	1.00:0.46:0.42
KTS13	1.00:0.95:0.22	1.00:0.95:0.26
KTS14	1.00:0.81:0.34	1.00:0.80:0.38

Magnitudes of intermediate and minimum stresses are normalized by the magnitude of maximum stress.

Fig. 17  
Estimated directions of principal stress on lower hemisphere of Wolf net. Open, half-solid and solid circles show the directions of maximum, intermediate and minimum principal stresses respectively. The directions named HF, SR1 and SR2 were estimated by hydraulic fracturing tests by Sato<sup>13)</sup>, stress relief method by Saito<sup>14)</sup> and stress relief method by Hirata<sup>15)</sup>, respectively.



文献番号	G-2	著者	歌川 学、瀬戸政宏、木山 保、勝山邦久		
タイトル	繰り返し載荷時の AE 特性と変形率変化法による先行応力の推定				
雑誌名	第 23 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集				
巻号		頁	P162-171	発行年月	1991 年 2 月
要 旨	<p>人為的に先行応力を与えた岩石および、原位置より採取した岩石コアを用いて繰り返し載荷時に発生する AE およびひずみを計測した。得られた AE 発生特性とひずみの変化により両者に及ぼす先行応力の影響について考察し、以下の結果を得た。</p> <p>(1) 軸圧と側圧の 2 方向先行応力を受けた岩石に対して繰り返し載荷を行った場合、AE 法ではまず軸圧相当点にて AE 急増点が発生するが、繰り返し載荷回数が増加に伴い消滅する。代わって側圧相当点での AE 急増点が顕著になる。変形率変化法では軸圧、側圧に相当する 2 点にて屈折点が認められる。ただし、凝灰岩においては少なくとも相対的に大きい先行荷重に対する屈折点が発生する。</p> <p>(2) 本方法を原位置採取コアに適用し、応力解放法などによる地圧計測結果と良い一致を示した。</p>				
測 定 概 要					
測定場所：神岡鉱山茂住坑よりコアを採取した。					
測定深度：記載なし。					
地質概要：採取された岩石は角閃石・黒雲母片麻岩である。					
測定方法：AE 法および変形率変化法					
<p><b>AE 法</b></p> <p>岩石のガイザー効果を利用し、原位置から採取したボーリングコアに対して載荷実験を行い、岩盤内応力を推定する方法である。ガイザー効果とは一度応力履歴を受けた材料は再び応力を加えても以前の応力の最大値に達するまでは AE の発生が見られないという現象をさす。試験片に対し、徐々に荷重を加えて行った時の AE 急増点を先行応力値とする。</p> <p><b>変形率変化法</b></p> <p>軸圧縮時に既存のき裂が開閉する際の変形特性と、新たにき裂が形成されたときのそれとが異なることを利用し、原位置から採取したボーリングコアに対して載荷実験をおこない、岩盤内応力を推定する方法である。岩石試験片に対し複数回の載荷を行い、異なる載荷過程における同一応力に対応するひずみの差を取り、応力-ひずみの差・曲線に現れる屈折点をもって先行応力値とする。繰り返し載荷実験においては原則として 2 回目以降の載荷速度を 1 回目の 2 倍とし、4~7 回の繰り返し載荷を行った。</p>					
<p>測定結果：</p> <p>ここでは、砂岩、花崗岩および凝灰岩の 3 種類の岩石試料に人為的に先行応力を与えた。その後、また繰り返し載荷を 4~7 回行って AE の発生を記録した。各載荷における AE の発生と特性を検討すると、まず軸圧に相当する点での AE の急増が見られ、載荷回数の増加と共に徐々に AE の発生数の急増が見られなくなった。そのかわり、側圧に相当する点にて AE の増加が見られるようになることが明らかになった。</p> <p>図 1 は、採取したコアに対する繰り返し載荷時の AE 発生を示している。繰り返し載荷のときの最大応力は 40MPa である。15MPa 付近の AE 発生急増点は載荷 2~3 回目において見られるものの、載荷 4 回目では消滅している。かわって、載荷 3 回目まででは見られなかった 27MPa 付近での AE の急増が確認される。したがって、当岩石コアの軸方向に作用する地圧は 15MPa と推定される。図 2 に変形率変化法による解析結果を示す。縦軸は載荷 3 回目のひずみから載荷 2 回目のひずみを引いた値である。13MPa および 27MPa 付近で曲線が屈折していることがわかる。</p> <p>コア採取箇所近傍で実施された応力解放法などによる地圧計測結果とこの値を比較すれば、地</p>					

圧計測結果から算出された載荷軸方向の岩盤内応力は 14MPa であり、AE法および変形率変化法による地圧推定値とよく一致する。

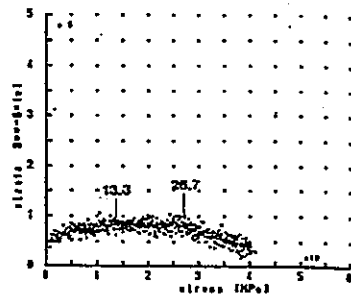


図2 原位置片麻岩のDR曲線

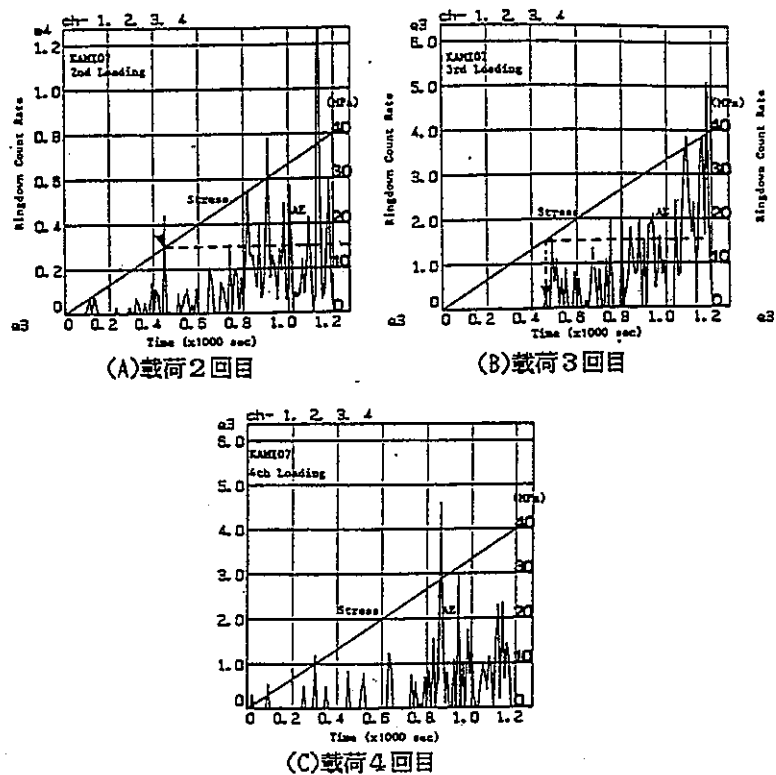


図1 原位置片麻岩のAE発生曲線

文献番号	G-3	著者	畑 浩二、道廣一利		
タイトル	AEを利用した地圧計測 —— 岩石のカイザー効果特性について ——				
雑誌名	コアを用いた地圧計測ワークショップ論文集				
巻号		頁	P82-87	発行年月	1991年9月
要旨	音響パルスの放出であるアコースティック・エミッション (AE) にはカイザー効果と呼ばれる「履歴荷重を受けた材料に載荷する場合、先行荷重値を超えるまでほとんどAEは発生しない。」現象が存在する。本論文では、岩石におけるカイザー効果がどのようなパラメータに影響をうけ支配されているかを実験的に解明し、AEを利用した地圧測定の可能性について述べる。				
測 定 概 要					
測定場所：地圧の計測は約 10 の現場で実施した。具体的な地名は不明。					
測定深度：記載なし。					
地質概要：記載なし。					
測定方法：AE 法 <p>AE計測装置はトランスデューサ、アンプ、ディスクリミネータおよびカウンタから構成される。トランスデューサは共振周波数 140kHz の PZT であり、供試体中央部にシリコンゴムを介して接着する。載荷板と供試体の接触部から発生する雑音に対しては、載荷板と供試体両端の間に独立気泡を有したスポンジパッドを挿入することにより対処している。</p> <p>このような計測装置により試料の応力、ひずみおよびAEが計測される。これらデータはパーソナルコンピュータにより処理され、応力-ひずみ曲線やAE累積数曲線が出力される。</p> <p>供試体は花崗岩をはじめ 11 岩種を用い、直径 30mm、高さ 60mm と直径 50mm、高さ 100mm の円柱体、および一辺が 5cm と 15cm の立方体の 4 タイプがある。</p>					
測定結果： <p>(1)一軸繰り返し、三軸繰り返しおよび一定軸力載荷の下で、ひずみ不飽和状態とひずみ飽和状態の試料を作成し、この試料に単調載荷してカイザー効果特性を調べた。実験結果の一例を図 1 に示す。図中、カイザー効果から推定される見掛けの応力を点線で、先行応力を矢印でそれぞれ表す。その結果、カイザー効果から求められる見掛けの応力と先行応力がほぼ等しくなるのは、ひずみ飽和状態にある試料のみであることが明らかになった。三軸繰り返し載荷と一定軸力載荷の実験についても同様な結果が得られていることから、供試体中に残留ひずみが十分発生した状態、いわゆるひずみ飽和状態でなければ作用している応力をカイザー効果から推定することはできないことが推察される。</p> <p>(2)立方供試体と円柱供試体を用いて 3 次元応力状態をモデル化し、カイザー効果特性を調べた。すなわち、一辺 15cm の立方供試体の 3 方向に大きさの異なる応力 (X 方向：9.8MPa、Y 方向 14.47MPa、Z 方向：19.6MPa) をひずみ飽和状態になるまで繰り返し作用させ、除荷後それぞれの方向に単調載荷しカイザー効果特性を調べた。実験結果の一例を図 2 に示す。その結果、3 方向ともにカイザー効果から求められる見掛けの応力と先行応力がほぼ等しくなることから、載荷方向のカイザー効果は載荷方向以外に作用している応力の影響を受けないことが明らかになった。</p> <p>さらに、カイザー効果から推定される応力が過去の地質年代における載荷重のどの状態での応力なのかを解明するため、載荷重の変化に伴うカイザー効果特性を調べた。その結果、カイザー効果から推定される見掛けの応力は、最大先行応力ではなく、段階的に減じた最終の応力にほぼ等しくなっていた。したがって、カイザー効果から推定される応力は過去に作用した最大応力ではなく、現時点での応力として評価されるものと考えられる。</p> <p>(3)図 3 はひずみ飽和状態に至らした試料を用いた場合と原位置から採取した試料を用いる場合の実験結果を示している。カイザー効果から推定される応力は応力解放後の時間経過ともなっ</p>					

て小さく推定されることが認められた。地山から岩石試料を採取した後は、ひずみがあまり回復しないうちにAE試験を行わなければ、地圧を正確に求めることができないことが推察された。

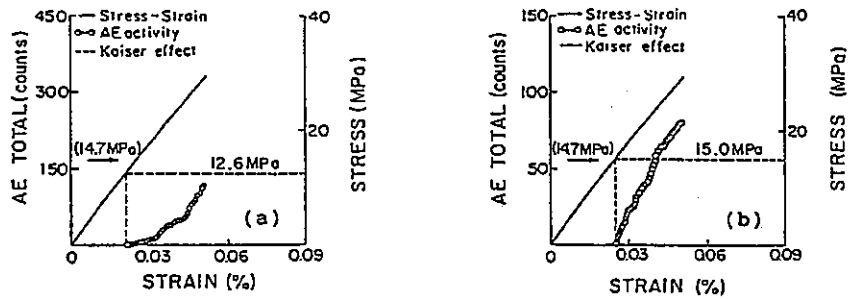


図1 一軸繰返し载荷の実験結果 (a)ひずみ不飽和状態、(b)ひずみ飽和状態

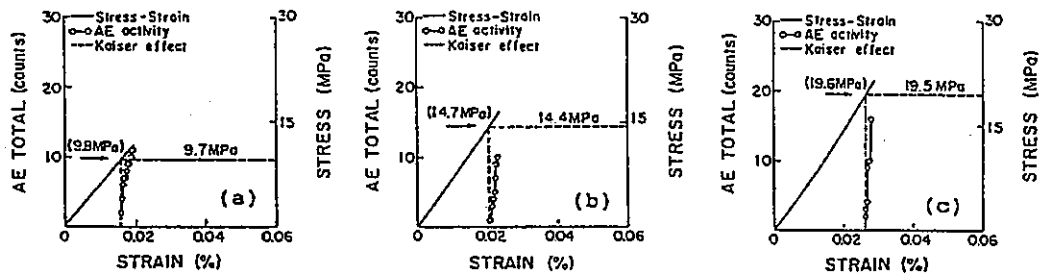


図2 3次元応力状態の実験結果 (a)X方向、(b)Y方向、(c)Z方向

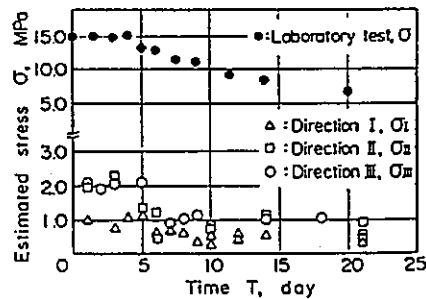


図4 カイザー効果から推定される応力と試料採取後の放置時間との関係



文献番号	G-4	著者	藤井義明、石島洋二
タイトル	DRA 法と応力解放法による地圧計測結果の比較		
雑誌名	資源・素材94 (秋季大会)		
巻号		頁	P9-12
		発行年月	1994
要旨	<p>定方位コアを用いた地圧測定法の1つである DRA 法は簡便であるが基礎研究が不十分である。そこで本報は DRA 法を釜石鉱山から採取した花崗閃緑岩と石灰岩、および幾春別川河床から採取した中粒砂岩に適用した。ここで得られた結果を、応力測定として実績のある孔壁ひずみ法による測定結果と比較した。その結果、以下のことが明らかとなった。</p> <p>(1)DRA 法では一般に荷重に比例する電圧とひずみアンプの出力とを差動アンプに入力し、ひずみの非線形成分を強調するが、非線形性がある程度大きい岩石では差動アンプを用いなくても DRA 法による地圧の推定が可能である。</p> <p>(2)釜石花崗閃緑岩、釜石石灰岩は共に DRA 法で推定された鉛直地圧の値は破り圧にほぼ一致し、応力解放法による計測結果の範囲内であった。また幾春別砂岩の場合は主応力の方向について DRA 法と応力解放法でよい一致が見られた。</p>		
測定概要			
測定場所：(1)釜石鉱山の坑道。(2)V字谷の底部となる幾春別川河床。			
測定深度 (DRA 法)：釜石花崗閃緑岩・破り 590m の坑道壁面から 5～9m の位置。 釜石石灰岩・破り 700m の坑道壁面から 13 m、18m の位置。 (応力解放法)：釜石花崗閃緑岩・破り 590m の坑道壁面から 1, 2, 3, 5m の位置。 V字谷の底部となる幾春別川河床の岩盤表面。			
地質概要：記述なし。			
測定方法：DRA 法			
<p>供試体の寸法を釜石花崗閃緑岩は、直径 30mm、長さ 60mm とし、釜石石灰岩、幾春別砂岩では直径 20mm、長さ 40mm とした。釜石花崗閃緑岩の場合には、クロスヘッドの変位速度が一定なる材料試験機を用い、載荷の上限を 500～950 <math>\mu</math> strain とし、5回繰り返した。1回の載荷時間を 60～90 秒とし、速やかに除荷した。釜石石灰岩、幾春別砂岩に関しては 0.1～10.0kN の荷重範囲で 5回繰り返した。変位速度は載荷・除荷ともに 0.5mm/min で行った。得られた計測データからひずみ差関数、<math>\Delta \varepsilon_{32}</math>、<math>\Delta \varepsilon_{42}</math>、<math>\Delta \varepsilon_{52}</math>、<math>\Delta \varepsilon_{43}</math>、<math>\Delta \varepsilon_{53}</math>、<math>\Delta \varepsilon_{54}</math> を求め、作図して肉眼により屈曲点の検出を試み、屈曲点を供試体軸方向の地圧とした。</p>			
測定結果：			
<p>釜石鉱山における応力解放法による地圧計測結果を図 2 に、DRA 法による釜石花崗閃緑岩の地圧推定結果を図 5 に示す。DRA 法で推定された鉛直地圧は坑道壁面からの距離にかかわらずほぼ同じ値を示しており、その平均値は 12MPa で破り圧 (15MPa) よりやや小さい。この値は 3m 位置の応力解放法の結果と等しい。水平面内地圧については方向・値とも応力解放法の結果との一致がみられない。釜石石灰岩の地圧推定結果を図 8 に示す。2カ所の位置の値は鉛直地圧、主応力の値、水平面内の主応力の値と方向に関して互いに類似しており、鉛直地圧はほぼ破り圧 (17MPa) に等しい。水平面内の最大主応力方向は花崗閃緑岩に関する DRA 法の結果とほぼ等しく、応力解放法の結果とは異なる。水平面内の主応力の値は応力解放法の 3m 位置の結果とほぼ一致している。</p> <p>幾春別川河床における 2種類の測定法による地圧の測定結果の比較を図 10 に示す。2つの結果を比較すると値は異なるものの主応力の方向はほぼ等しい。応力解放法で評価された地圧の値が小さい原因は岩盤表面の凹凸や、風化による劣化の影響と思われる。</p>			

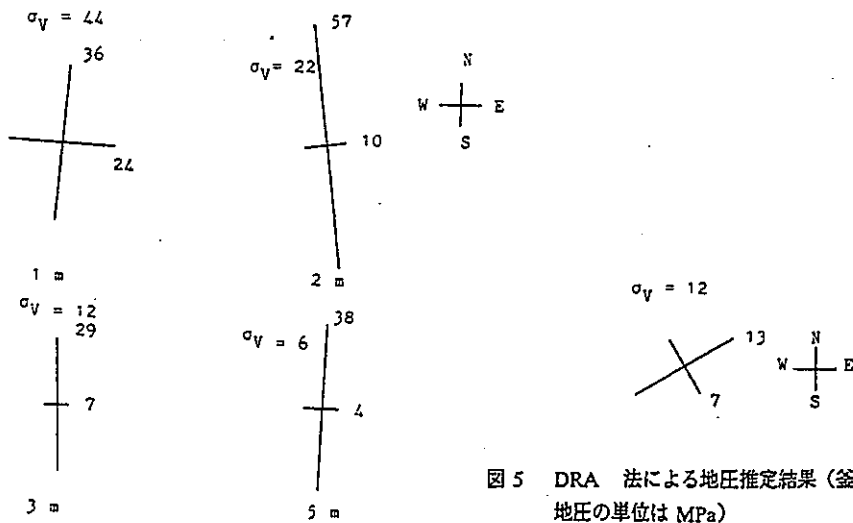


図2 孔壁ひずみ法による地圧計測結果<sup>2)</sup>(釜石鉱山、水平面内の応力、地圧の単位は MPa)

図5 DRA 法による地圧推定結果(釜石花崗閃緑岩、地圧の単位は MPa)

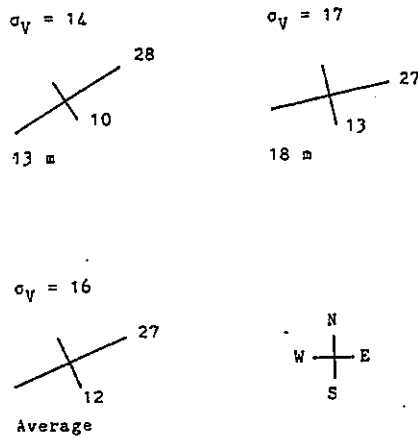


図8 DRA 法による地圧推定結果(釜石石灰岩、水平面内応力、地圧の単位は MPa)

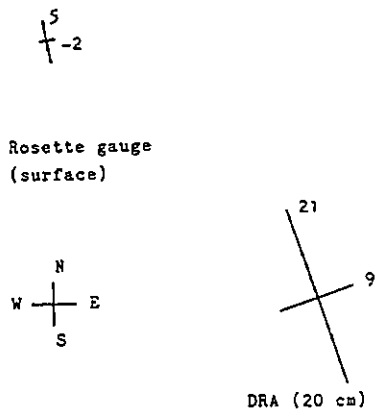


図10 応力解放法と DRA 法による地圧の測定結果(幾春別川河床砂岩層、地圧の単位は MPa)

文献番号	G-5	著者	小島 隆 松木浩二
タイトル	地圧計測のためのAE法とDRA法に関する基礎的研究		
雑誌名	資源・素材94 (秋季大会)		
巻号		頁	P13-16
		発行年月	1994
要旨	<p>AE法とDRA法は、共に簡便な地圧測定法であるが信頼性に乏しい。そこで本報では2つの応力測定法に対して、基本特性に関する実験的研究、メカニズムの解明、フィールドへの適用を行った。その結果、両方法によって岩石の回復ひずみを評価できることが分かった。またメカニズムを解明するためのガラス板を用いたモデル実験によって、閉じたクラックの滑り挙動に両方法の基本原理のメカニズムがあることが明らかになり、新たな3次元地圧計測法を提案してフィールドへ適用した。</p>		
測 定 概 要			
測定場所：室内実験の岩石試料（稲田花崗岩、萩野凝灰岩）については記述なし。 釜石鉱山坑道			
測定深度：室内実験の岩石試料（稲田花崗岩、萩野凝灰岩）については記述なし。 標高576.75m、通称KS-2コア			
地質概要：記述なし。			
<p>測定方法： AE法およびDRA法</p> <p>ボーリングコアの互いに独立な6つの方向からコアを採取し、それぞれの方向の回復ひずみをAE法あるいはDRA法で測定し、回復ひずみに関するテンソル<math>\epsilon_{ij}</math>を求める。岩石を等方粘弾性体と仮定すれば、地圧の主軸と回復ひずみの主軸は一致するので<math>\epsilon_{ij}</math>の固有値解析より地圧の主軸を決定することができる。</p> <p>また、回復ひずみの体積変形に関するコンプライアンスを<math>J_{vm}</math>、せん断変形に関するコンプライアンスを<math>J_{sm}</math>と置けば、回復ひずみと応力の間には次式が成り立つ（間隙率はゼロとしている）。</p> $e_m = J_{vm} \sigma_m, \quad e_{ij} = J_{sm} S_{ij}$ <p>ここで</p> $e_m = (\epsilon_{11} + \epsilon_{22} + \epsilon_{33}) / 3, \quad \sigma_m = (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}) / 3$ $S_{ij} = \sigma_{ij} - \delta_{ij} \sigma_m, \quad e_{ij} = \epsilon_{ij} - \delta_{ij} e_m$ <p>である。<math>\delta_{ij}</math>はクロネッカーのデルタである。すなわち、応力の偏差成分<math>S_{ij}</math>と回復ひずみの偏差成分<math>e_{ij}</math>は比例関係にあるので、主値<math>e_i</math> (<math>i=1,2,3</math>)を求めれば偏差主応力の比を決定することができる。主応力の絶対値は、さらに<math>J_{vm}</math>と<math>J_{sm}</math>を別に求めた上で次式により決定できる。</p> $\sigma_i = e_i / J_{sm} + e_m / J_{vm}$			
<p>測定結果：</p> <p>図12に、本報で提案した方法を釜石鉱山より採取したコアに適用した結果を示す。ここでは比較のために、応力解放法と従来のDRA法によって求めた主応力軸の推定結果をあわせて示す。三者を比較すると本方法の結果は完全に応力解放法の結果に一致していないが、従来の方法に比べると最大及び中間主応力の方向についてよい結果を示している。</p>			

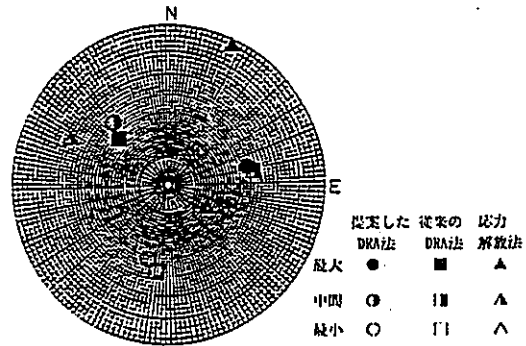


図12. 提案したDRA法による主応力軸の評価（釜石鉱山KS-2コア使用）

文献番号	G-6	著者	及川摩己、山口 勉、松永 烈、佐藤嘉晃		
タイトル	静水圧下での変形率変化法による応力測定				
雑誌名	資源・素材 '95 (秋季大会)				
巻号		頁	P5-8	発行年月	1995年
要 旨	地熱地帯の地下 1800m 付近の岩盤から採取されたコアに対して、静水圧载荷を用いたDR Aを適用し地圧の評価を試みた。最大主応力方向は北北東で、水平面から約 30° 下向きに傾斜していた。主応力の大きさは満足のいく範囲に収まったが、DSCA等の評価結果との整合性は良くなかった。しかし、実験場で採取されたコアのせん断性フラクチャの配向性から推測される地圧状況と整合的であった。				
測 定 概 要					
測定場所：山形県肘折高温岩体実験場					
測定深度：1641.2m から 1903.9m までの深度範囲で 10 箇所を測定した。					
地質概要：岩盤は花崗閃緑岩。					
測定方法：変形率変化法					
<p>変形率変化法 (DRA : Deformation Rate Analysis) はコアを用いた地殻応力計測手法の一つである。通常、一軸载荷試験を繰り返して、応力-ひずみ関係の各载荷サイクル間のひずみの差分を用いることにより、ある载荷サイクルとある载荷サイクル間の微妙な変形挙動の差から先行応力の値を特定する。</p> <p>ここでは一軸载荷試験ではなく、DSCA 法による静水圧実験の周圧-ひずみ関係をもとにDR A解析を行った。用いたコアは肘折高温岩体実験場の生産井HDR-3の定方位コアである。DRA では通常、応力-ひずみ関係の各载荷サイクル間のひずみの差分をプロットして、このひずみ差が直線からずれ始める点の応力を先行応力と定義する。Fig. 1に典型的な応力-ひずみ差曲線を示す。DRA では図の A 点が先行応力の値と評価される。通常、各試料についていくつかの組み合わせを同一図面上にプロットして、全体的な傾向を判断しながら地殻応力の大きさを決定する。</p> <p>ここでは、初期応力を評価するため、以下の3つの方法を適用した。</p> <p>A法：応力-ひずみ差曲線上に出現する直線区間が、応力の増加とともに直線からずれ始める点を初期応力値とする。</p> <p>B法：周圧-ひずみ差曲線上でひずみ差の最大値を与える周圧を初期応力値とする。</p> <p>C法：周圧-ひずみ差曲線上に出現する直線区間のうち、周圧増加とともに直線区間が始まる点を初期応力値とする。</p>					

測定結果：

解析には1回目と2回目の载荷サイクルの周圧-ひずみ差 (以下 [1. 2] と表す) および2回目と3回目の载荷サイクルの周圧-ひずみ差 (以下 [2. 3] と表す) を用いた。[1. 2]に対しては曲線中に明瞭な直線区間がみられないことから、前述のA法とC法は適用できない。またB法を適用した場合でも得られる値は破り地圧よりも小さいのでこのデータを用いなかった。[2. 3]のデータには前述の3方法がそれぞれ適用可能である。しかし、A法では得られる結果が極端に大きいかまたは極端に小さいことが予想されるので、ここではB法とC法を用いた。その結果、B法で得られた応力値は10~30 数 MPa と全体的に小さく、C法で得られた応力値は10 数~50MPa 前後と主応力の絶対値としては妥当な値を示した。

各試料について3次元的な主応力の方向を求めると、B法、C法ともに、その最大主応力方向はあまりばらつかないが、中間および最小主応力はばらつきが大きい。Fig.3(a)およびFig.3(b)参照。B法の場合、最大主応力の方向が北東方向で水平面から約20° 下向きの傾向を示す試料が5個観察される。C法の場合、最大主応力が北北東方向で水平面から約30° 下向きの傾向を示す試料が4個観察される。それぞれのグループを形成する5個および4個の試料の最大、中間および最小主応力の平均値はB法が 23.5MPa、16.7MPa、13.7MPa であり、C法が 46.2MPa、32.4MPa、25.4MPa である。主応力の方向に関してはDSCAの実験結果と一致しなかったが、実験場で採取されたコアのせん断性フラクチャの配向性から推測される地圧状況とは整合的であった。

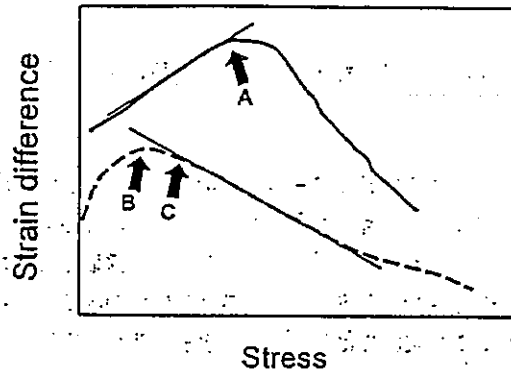


Fig. 1 Typical strain difference curves

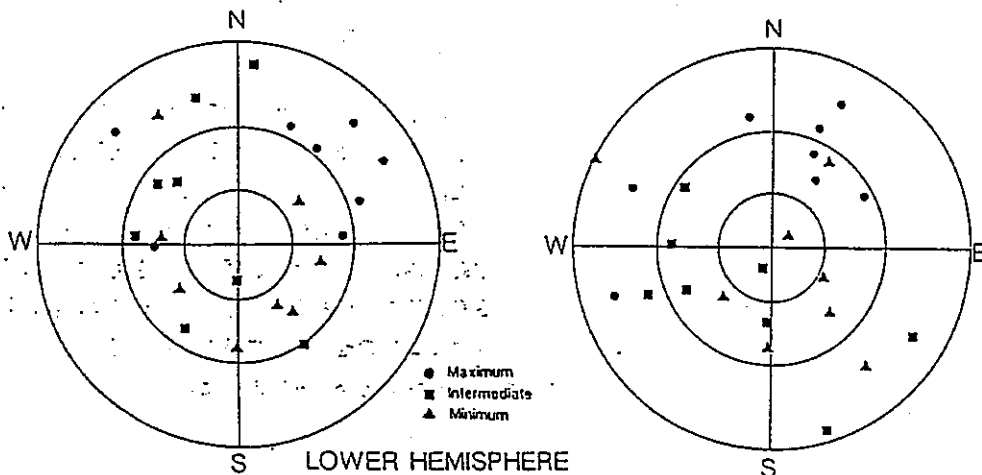


Fig. 3(a) Principal stress directions using B method

Fig. 3(b) Principal stress directions using C method

文献番号	G-7	著者	及川寧己、山口 勉、松永 烈、佐藤嘉晃		
タイトル	DSCA による肘折高温岩体実験場の地圧評価				
雑誌名	資源と素材				
巻号	Vol. 111, No.9	頁	P587-594	発行年月	1995
要 旨	<p>地下深部の簡便な地圧計測法として、地下から採取したコアを用いる DSCA 法が近年注目されている。DSCA 法は、岩石に周圧を加えていったときに、クラックを含まないマトリクス部の変形挙動を基準とし、クラックが多数開口している様な周圧下の変形挙動と比較することによって岩石が地下で被っていた原位置応力を推定する方法である。本報では肘折高温岩体実験場の HDR-3 井および HDR-1 井において採取した岩石コアに対して DSCA 法を適用し、貯留層周辺の地圧評価を試みた。その結果以下のことが明らかになった。</p>				
	<p>(1)最小主応力方向に関しては南北方向ではほぼ水平、最大主応力方向は東西方向東落ちで、水平面から約 30 度の方向を示すものと推定された。</p> <p>(2)HDR-3 のコアでは、主応力比の値は最大主応力と最小主応力との比が 1.00 : 0.60 程度のもので、1.00 : 0.75 程度のもの 2通りの傾向が見られ、特に深度の大きい試料は後者であった。被り圧を基に各主応力の値を推定すると、最大、中間、最小それぞれ 45.1MPa、38.8MPa、33.0MPa であった。</p> <p>(3)HDR-1 のコアの場合、主応力方向は HDR-3 コアの結果とは異なる傾向を示した。応力比は 1.00 : 0.59 となり、HDR-3 のコアとはほぼ同一であった。</p> <p>(4)HDR-3 コアの場合、評価に用いた周圧の大きさの増加に伴って主応力の評価方向が回転する現象がよく見られた。これは応力解放時に生じたき裂とそれ以外のき裂の影響が同時に観察されたためと考えられた。</p>				
測 定 概 要					
測定場所：山形県肘折高温岩体発電実験場。					
<p>測定深度 (HDR-3) : 深度 1641~1903m から定方位コアリングにより採取。</p> <p>(HDR-1) : 深度 2141~2205m から定方位コアリングにより採取。</p>					
<p>地質概要：肘折実験場はカルデラ崖の内側南部に位置しており、カルデラ陥没の際の滑り面と考えられる東西方向の断層と人工貯留層として抽熱に用いているフラクチャはほぼ平行である。地質調査によると、基盤岩である花崗閃緑岩の頭部が出現する深度がカルデラの中心部へ向かって階段状に深くなっていることから陥没の際の滑り面は正断層と考えられ、滑り面が高角であることから、断層形成時には水平面内において断層面にほぼ直交する方向に相当する南北方向の地圧は東西方向よりも小さかったと考えられる。</p> <p>本報の実験に用いた試料はいずれも花崗閃緑岩である。</p> <p>(HDR-3) : コアの連続部分は長い場合で 5m 近いコアが採取され、天然き裂が比較的少ない。</p> <p>(HDR-1) : コアの連続部分は長いものでも 15cm 程度であることからコアに含まれる天然き裂も相当多いと考えられる。</p>					
<p>測定方法：DSCA 法</p> <p>採取されたコアから各辺 35~50 mm の立方体の供試体を整形し、6面全てに 5mm または 10 mm 長のひずみゲージを互いに異なる方向に 4枚ずつ 24 枚接着し、シリコンゴムで全体を被覆する。準備した供試体は圧力容器に入れ、サーボ式加圧装置により周圧を <math>0.025\text{MPa} \cdot \text{sec}^{-1}</math> の载荷速度で 100MPa まで加え、そのときのひずみと周圧を計測した。</p> <p>実験で得られたひずみのデータから、まずゲージの挙動が妥当でないものを解析から除外し、最小自乗法により各周圧における試料のコア座標系におけるひずみテンソル (<math>\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx}</math>) を求めた。得られたひずみテンソルから 6方向 (X,Y,Z,XY,YZ,ZX) について周圧-ひずみ線図を作成すると共に、ある周圧における勾配の値も求めた。その後、周圧をパラメータとしてステレオネット上に投影し、試料の周圧下の変形異方性を明らかにし、周圧と主応力の方向の関係、原位置の主応力方向と主応力比、主応力値を求めた。このとき、DSCA では主応力</p>					

の絶対値ではなくその比が得られるため、その絶対値を求めるためにはある方向の地圧が既知でなければならぬ。そこで本報では破り圧  $\rho gh$  を鉛直方向の地圧の値と仮定した。

測定結果：

(HDR-3 コアについて)

推定された主応力方向をステレオネットの下半球に投影したものを Fig 8(a) に示す。最小主応力の方向は、ほぼ水平で南北方向、最大主応力の方向は水平面からほぼ 30 度下向きで東方向を示した。推定された主応力比と主応力値はまとめて Table 1 に示す。最大主応力と最小主応力との比は 1.00 : 0.60 程度と 1.00 : 0.75 程度の 2通りがあった。最大主応力の方向がほぼ一致する 5 個の試料の平均の主応力比は最大 : 中間 : 最小が、1.00 : 0.86 : 0.73 となった。主応力は最大、中間、最小それぞれが、45.1MPa, 38.8MPa, 33.0MPa となった。

(HDR-1 コアについて)

推定された主応力方向をステレオネットの下半球に投影したものを Fig 8(b) に示す。Fig 8(b) から主応力の方向は 2 つのグループに分けられることが分かる。また推定された主応力比と主応力値をまとめて Table 1 に示す。主応力比の平均値は最大 : 中間 : 最小が、1.00 : 0.80 : 0.59 となり、HDR-3 コアの平均値とほぼ同じ応力比となった。

Table 1 Estimated principal stress ratios and their magnitudes.

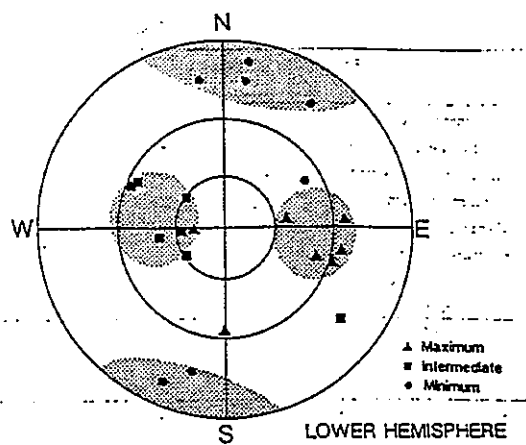
Sample ID	Name of well	Depth (m)	$\rho_m$ (MPa)	Ratio of principal stress magnitude*2			Principal stress magnitude*3		
				Max.	Int.	Min.	Max. (MPa)	Int. (MPa)	Min. (MPa)
HG90-2A	HDR-3	1,641.2	12	1.00	0.75	0.57	49.4	37.2	28.2
HG90-3A*1	HDR-3	1,717.4	18	1.00	0.70	0.59	49.3	35.5	28.9
HG90-4B*1	HDR-3	1,718.4	20	1.00	0.89	0.76	43.2	38.5	32.8
HG90-5B	HDR-3	1,741.8	12	1.00	0.79	0.56	41.4	32.7	23.4
HG90-7A*1	HDR-3	1,758.1	6	1.00	0.96	0.77	42.3	40.5	32.5
HG90-7B*1	HDR-3	1,758.1	23	1.00	0.90	0.82	44.2	39.6	36.1
HG90-8A*1	HDR-3	1,903.9	23	1.00	0.88	0.75	46.5	40.8	34.9
HG88-2A	HDR-1	2,140.6	13	1.00	0.85	0.51	72.0	61.4	36.7
HG88-2B	HDR-1	2,140.6	12	1.00	0.83	0.73	52.4	43.5	38.5
HG88-3A	HDR-1	2,180.2	19	1.00	0.79	0.51	75.2	59.8	38.5
HG88-3B	HDR-1	2,180.2	6	1.00	0.85	0.64	58.9	49.8	37.7
HG88-4A	HDR-1	2,204.5	29	1.00	0.70	0.61	64.8	45.0	39.4

\*1 : Marked samples are used to calculate an average of ratio of principal stress of HDR-3.

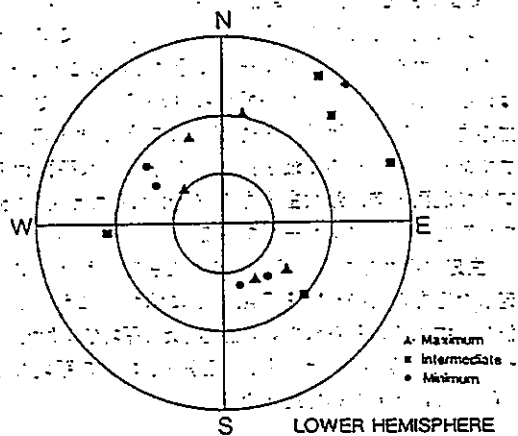
\*2 : Maximum principal stress magnitude is equal to one.

\*3 : Magnitudes are estimated under an assumption that overburden pressure is equal to vertical stress magnitude. The overburden rock density is supposed to be  $2.3 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  from surface to 1,500 m depth and to be  $2.6 \text{ g}\cdot\text{cm}^{-3}$  below 1,500 m depth.





(a)



(b)

Fig. 8 Estimated principal stress directions.

## Appendix-H

### DSA method

- H-1. 志水俊仁, 松木浩二, 加藤春實, 奥村清彦, 鈴木舜一. DSAによる地圧計測法について, 資源・素材学会 平成3年度研究発表講演会要旨集, P311-312(1991).
- H-2. Oikawa Y., Matsunaga I. and Yamaguchi T. Differential strain curve analysis to estimate the stress state of the Hijiore Hot Dry Rock Field, Japan. *Int J Rock Mech Min Sci*, V30, N7, P1023-1026(1993).
- H-3. Baumann H. In situ stress in the German KTB pilot hole deduced from differential strain analysis. *Scientific Drilling*, V3, N6, P263-270(1993).
- H-4. 及川寧己, 山口勉. 釜石鉱山におけるDSCA法による地圧計測, 資源・素材'94(秋季大会), P21-24(1994).

文献番号	H-1	著者	志水俊仁、松木浩二、加藤春美、奥村清彦、鈴木舜一		
タイトル	DSAによる地圧計測法について				
雑誌名	資源・素材学会 平成3年度研究発表講演会要旨集				
巻号		頁	P311-312	発行年月	1991
要旨	<p>DSA は、岩石供試体中のクラックを定量化することにより 3 次元初期応力を計測する方法である。しかし、この方法は、応力解放の際に岩石内部にクラックが生じるという実証されていない基本仮定に立脚している上に、地圧を計測するために用いるクラックに関する物理量が研究者により異なっていることなどから、得られた結果に対する信頼性は必ずしも高くないのが現状である。ここでは、DSA の有効性を調べるために行った 3 地点の現場 (以後、A、B、C と呼ぶ) 試料に対する DSA による地圧計測結果について述べる。なお、A、B 試料は球状孔底ひずみ法により 3 次元初期応力測定が行われた定方位コアであり、C 試料は水圧破壊法により水平面内の地圧が計測された鉛直方向のみが既知のコアである。</p>				
測 定 概 要					
測定場所：記載なし。					
測定深度：C 試料は深度 200m まで。他は不明。					
地質概要：記載なし。					
測定方法：DSA 法					
<p>まず、得られたコアから一辺 30mm の立方体試験片を作成する。次に、この立方体試験片の互いに垂直な 3 面にそれぞれ 4 枚ずつ、合計 12 枚のひずみゲージを貼付し、圧力媒体が岩石内部に浸透しないよう被覆した後、参考資料である溶融石英とともに圧力容器(耐圧 180MPa)内に入れ静水圧を加える。加圧方法として、約 30 分で 150MPa まで静水圧を高める操作を 3 回繰り返す。この際、静水圧 1MPa 毎に岩石試験片と溶融石英の差ひずみを計測した。得られた静水圧-差ひずみ線図の模試図を図 1 に示す。従来の DSA では、<math>\Delta\beta (= \beta_{\text{eff}} - \beta^1)</math> や <math>\eta</math> が用いられているが、これらのクラック量は岩石の固有線圧縮率 <math>\beta^1</math> の異方性について考慮されていないので、ここでは <math>\beta^1</math> の異方性を除くため <math>\Delta\beta / \beta^1</math> を用いた。</p>					
測定結果：					
A 試料に対する DSA による地圧計測結果					
<p>図 2、3 は、現場 A より得られた 2 地点 (A-1、A-2) の試料に対して DSA により計測された主応力の方向を下半球シュミットネットを用いて表したものである。図中、P1、P2、P3 は球状孔底ひずみ法で計測された最大、中間、最小主応力の方向であり、DSA の結果は 3 種のパラメータからの平均値も示してある (大きい印)。A-1 と A-2 の距離は 1m である。DSA で得られた最大主応力の方向は、A-1、A-2 とも水平に近く、かつ方位が NW-SE 方向であるのに対し、球状孔底ひずみ法の結果は鉛直方向に近い傾きで、方位は NE-SW と大きな差がある。中間主応力の方向は DSA では A-1 と A-2 でほぼ一致しており、水平に近く方位は NE-SW 方向である。球状孔底ひずみ法の結果では A-1、A-2 で中間、最小主応力の方向が反転している。</p>					
B 試料に対する DSA による地圧計測結果					
<p>この試料は、得られた静水圧-差ひずみ線図がほぼ直線的であり、クラックによるひずみはほとんどないため、DSA による地圧計測は不可能であった。</p>					
C 試料に対する DSA による地圧計測結果					
<p>図 4 に、DSA および水圧破壊法によって計測された水平最大主応力と深度の関係を示す。なお、DSA の結果は鉛直応力として被り圧 (<math>\rho = 2.6</math>) を仮定して求められたものである。DSA で得られた水平最大主応力は深度と共に増加し、水圧破壊法の結果とも調和的である。しかし、DSA の結果では最小主応力が負になるものがあるなど大きい誤差を含むと考えられる。</p>					

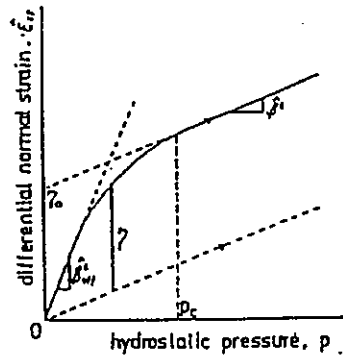


図1 静水圧-ひずみ線図の模式図

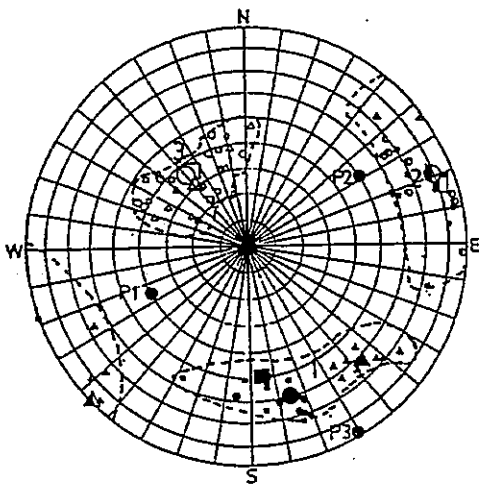


図2 A-1における  
主応力の方向

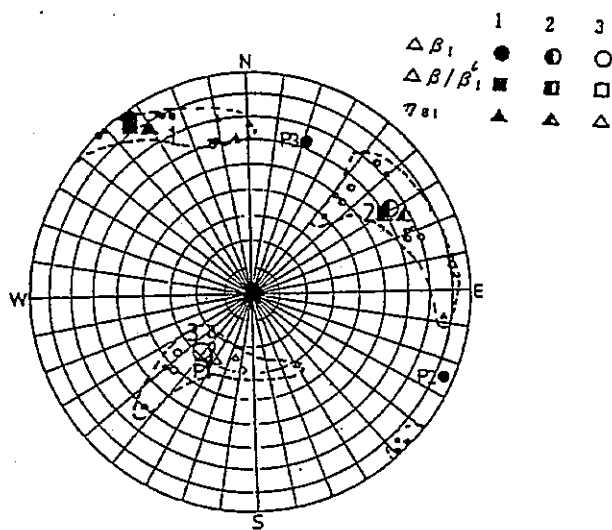


図3 A-2における  
主応力の方向

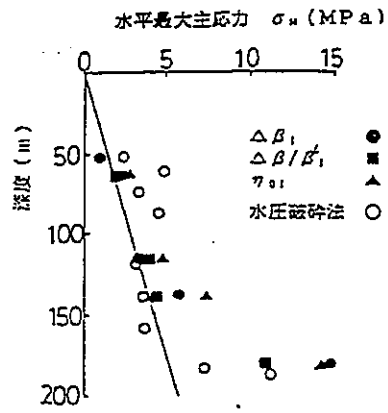


図4 水平最大主応力と深度の関係

文献番号	H-2	著者	Oikawa, Y; Matsunaga, I; Yamaguchi, T		
タイトル	Differential strain curve analysis to estimate the stress state of the Hijiore Hot Dry Rock Field, Japan				
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci				
巻号	V30, N7	頁	P1023-1026	発行年月	1993
要旨	<p>水圧破砕法は大深度における初期応力状態を決定するための測定法であるが、地熱フィールドでは岩盤の温度が高くて適用できない場合がある。また、大深度で応力が非常に大きい場合もパッカーの強度が不足して適用できないことがある。一方、ボーリングコアを用いた初期応力測定法は、定方位コアさえ採取できれば初期応力が測定できる。</p> <p>DSCA(Differential Strain Curve Analysis)法では、地下深部からコアを採取するときの応力解放によって、コア試料の内部に配向性のマイクロクラックが形成され、その密度は解放された初期応力に比例すると仮定する。したがって、コア試料に静水圧をかけながら数多くの異なる方向のひずみを測定し、それらから初期応力状態を推定する。</p> <p>Hijiore 高温乾燥岩体フィールドにおける初期応力状態を推定するために、DSCA 法がおこなわれた。その結果を他の方法で決定した応力状態と比較した。</p>				
測定概要					
測定場所: Hijiore フィールドは、Hijiore カルデラの南縁に位置している。岩体の温度は約1800mで250°Cに達する。ここには、1本の注入井と3本の生産井がある。					
測定深度: 1627~1907m					
地質概要: コアは花崗閃緑岩で部分的に変質を受けている。					
測定方法: DSCA					
<p>1627~1907m から採取された直径 100mm の定方位コア 5 個から、1 辺 50mm の立方体試料を 12 個切り出し、6つの面に長さ 10mm のひずみゲージを 4 枚ずつ貼付した。そして、試料の表面をシリコンシーラントで被覆する。Fig.1 参照。圧力ベッセルの中に試料を入れ、0 から 100MPa まで静水圧をかける。このときの昇圧速度は 0.025 MPa/s で、サーボコントロールシステムによって制御する。ひずみと圧力は 0.1MPa ごとに測定する。通常の DSCA 法では、石英ガラスのひずみ測定も同時におこなうのが一般的である。しかし、本測定システムの測定精度は非常に高いので、コア試料のひずみを直接に測定し、石英ガラスのひずみは別途測定した値を用いた。試験中の試料の温度は一定であって、温度が試料の変形におよぼす影響は無視できるものとした。</p> <p>最小 2 乗法を用いると、測定されたひずみからひずみテンソルが求められ、主ひずみ軸の方向が決定される。主応力軸の方向は DSCA から計算される。この解析を 5MPa 間隔でおこない、ひずみと応力の主軸をステレオネットの上にプロットする。最も低い圧力で安定した主軸の方向を初期応力の主軸の方向として採用した。主応力の大きさの比は、Strickland and Ren(1980)にしたがって求めた。岩石は等方弾性体であり、ポアソン比は 0.2 とした。</p>					
測定結果:					
<p>静水圧を増加させたときの主応力軸の回転挙動は、3つのタイプに分類された。すなわち、全加圧範囲にわたって主応力軸の方向が安定しているタイプ A (3A、4B、5B、7A)、低圧側と高圧側で不安定で、中間の圧力範囲で主応力軸の方向が安定しているタイプ B (2A、7B、8A、8B)、そして、ひとつの主応力軸だけが安定していて、他の主軸は全圧力範囲で不安定なタイプ C である。タイプ C の結果は初期応力の推定に使用できないと考えられた。</p> <p>7つの試料で最小主応力軸の方向は NNE-SSW となった。5つの試料で最大主応力軸の方向は E-W あるいは ESE-WNW となり、水平面から約 30° 傾いていた。Table1 は各試料から求めた主応力比である。また Fig.4 は DSCA から推定された初期応力の主軸の方向である。この結果は、水圧破砕のときに発生した微小地震の震源位置から決定したき裂の進展方向が NNW-SSE 方向であるのと調和的である。</p>					

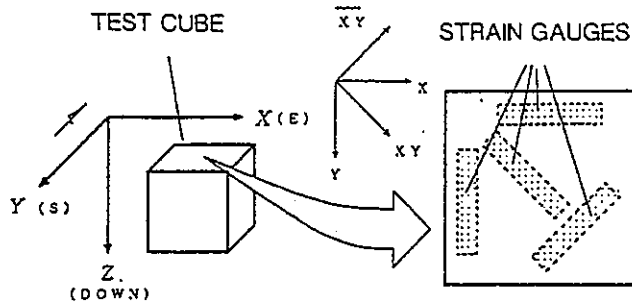


Fig. 1. Strain gauge locations and the coordinate axes as defined for the analysis.

Table 1. Estimated ratios of principal stress magnitude

Sample ID	Depth (m)	Ratio of principal stress magnitude		
		Max.	Int.	Min.
2A	1641	1.59	1.26	1.00
3A	1717	1.67	1.20	1.00
4B	1718	1.30	1.17	1.00
5B	1741	1.67	1.40	1.00
7A	1758	1.30	1.19	1.00
7B	1758	1.30	1.17	1.00
8A	1903	1.32	1.16	1.00
8B	1903	1.20	1.13	1.00

\* Using technique of Strickland and Ren

\* Minimum compressive stress equal to 1.00

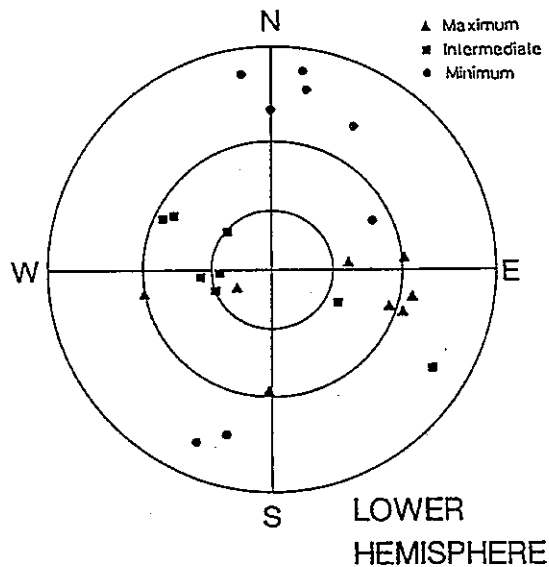


Fig. 4. Principal in-situ stress directions estimated by DSCA.

文献番号	H-3	著者	Baumann, H
タイトル	In situ stress in the German KTB pilot hole deduced from differential strain analysis		
雑誌名	Scientific Drilling		
巻号	V3, N6	頁	P263-270
		発行年月	1993
要旨	Windischeschenbach (Oberpfalz / Bavaria) の German Continental Deep Drilling Project から得られた定方位コアを用いて DSA 解析がおこなわれた。本解析では、初期主応力の大きさと方向を、クラック閉口ひずみで(crack closure strain)はなく、クラック閉口圧力(crack closure pressure)から決定した。初期応力と深度の関係をプロットするとともに、主応力の平均的な方向を求めた。広域的な初期応力は深度とともに増加するばかりでなく、地質構造および岩盤の物理特性によって局所的に変化することが明らかになった。		
測定概要			
測定場所: Windischeschenbach (Oberpfalz / Bavaria)			
測定深度: 855~3858m			
地質概要: 特に記載なし。			
測定方法: DSA 法			
試料の調整と測定方法			
<p>まず、定方位コアをダイヤモンドブレードで切断し、1辺 30mm の立方体をつくる。次に表面の損傷域を取り除くために手で表面を研磨する。Fig. 1 に示すような配置で3方ロゼットゲージを接着してから、試料を真空乾燥する。試料の表面をアクリルのラッカーで被覆し、加圧流体が浸透しないようにする。ひずみを補償するために石英ガラスを用いる。圧力釜は 600MPa まで加圧することができて、内部の寸法は長さ 120mm、直径 60mm である。ベッセル内部の圧力を 2MPa ずつ上昇させながらひずみを記録する。各方向のひずみ-圧力曲線は、マイクロクラックの閉口による部分と、コア試料の弾性変形からな部分から構成される。すべてのマイクロクラックが閉じる圧力(ひずみ曲線が直線になりはじめる点)は、その方向の全クラック閉口圧力、すなわちクラック閉口圧力テンソルの成分と考えられる。クラック閉口ひずみは、クラック閉口ひずみテンソルの成分と考えられる。</p>			
測定結果:			
<p>Siegfried(1977)の方法にしたがって、ひずみ-圧力曲線から差ひずみ(試料のひずみから石英ガラスのひずみを差し引いた値)、クラック閉口ひずみおよびクラックスペクトラムを求める。Fig. 2 は 61 の圧力ステップにおける差ひずみテンソルの主軸方向である。最大主閉口ひずみは岩石の面構造に垂直で、他の 2 つの主閉口ひずみはこの面構造の面内にある。この傾向はすべての試料について認められた。一般に、クラックの閉口ひずみの主値は初期応力の方向と関係があると言われているが、面構造を有する岩石試料にはあてはまらない。しかし、クラック閉口圧力は深度の増加とともに系統的に増加する傾向がみられた。各ひずみゲージの方向で測定されたクラック閉口圧力は、クラック閉口テンソル(CCPT)の成分とみなすことができる。CCPT と応力テンソルとの間に密接な関連性があることは、Fig. 3 から明らかである。すなわち、岩盤の密度と CCPT から計算した鉛直応力はその差が±10%以内で一致する。</p> <p>Meglis et al.(1991)によれば、最大クラック閉口圧力は最大初期応力にほぼ等しい。855m から 3858m までの定方位コアから測定された最大クラック閉口圧力と深度の関係は Fig. 4 のようである。また、各主応力の平均的な方向は Fig. 6 の通りである。深度 800~4000m までは、少なくとも横ずれ断層の応力環境であって、考えられるせん断面は SW-NE および NW-SE 方向である。</p> <p>これまでの DSA に関する文献によれば、差ひずみとクラックポロシティーは深度とともに増加する。しかし、KTB パイロットボアホールの場合、クラックポロシティーは主として岩相に関係していて、1400m よりも深いところでは深度との相関関係は認められなかった。</p> <p>Kern et al.(1991)は、KTB パイロットボアホールの 2840m までのコアについて、P 波速度と</p>			



静水圧の関係から次のような 3 つの直交する方向のクラック閉口圧力を求めた。(58MPa、67MPa、83MPa)。すなわち、応力の第 1 不変値は  $I_1=208\text{MPa}$  であった。DSA データの場合、2863m では (53MPa、70MPa、82MPa) であって、応力不変値は  $I_1=205\text{MPa}$  である。水圧破碎法から求めた同様な深度における水平主応力は 47MPa および 94MPa であって、 $I_1=222\text{MPa}$  であった。これら 3 つのデータから求めた応力の不変値はきわめて良い一致を示している、クラック閉口圧力が初期応力に等しいことを強く示唆している。

DSA から求められる主応力の方向は他の方法と異なり 3 次元的であるが、 $\sigma_1$  の方向を他の方法から求めた水平最大主応力の方向  $\sigma_H$  と比較すると次のようである。DSA :  $\sigma_1=77^\circ$ 、ブレイクアウト :  $\sigma_H=161^\circ \pm 14^\circ$ 、コアディスクング法 :  $\sigma_H=163^\circ \pm 22^\circ$ 、ASR :  $\sigma_H=168^\circ \pm 25^\circ$ 、水圧破碎法 :  $\sigma_H=149^\circ \pm 15^\circ$

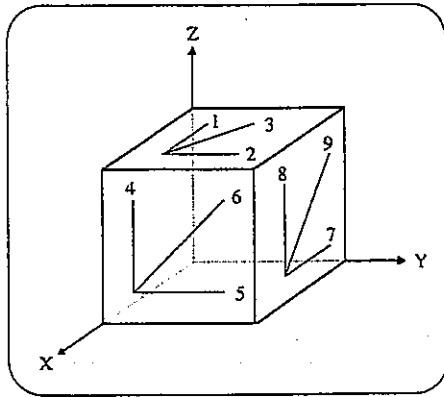


Fig. 1. Orientation of the nine strain gauges (3 strain rosettes) on a core sample for DSA

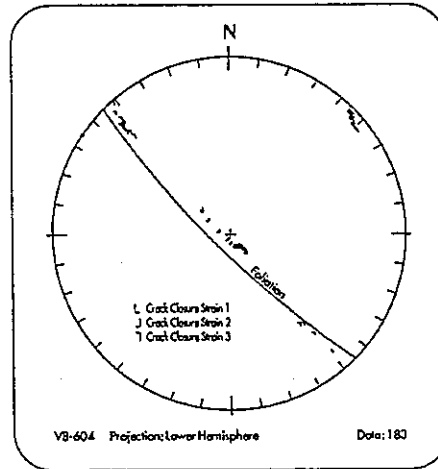


Fig. 2. Dependence of principal crack closure strains orientation on the foliation of rock (garnet amphibole biotite gneiss, 2481 m)

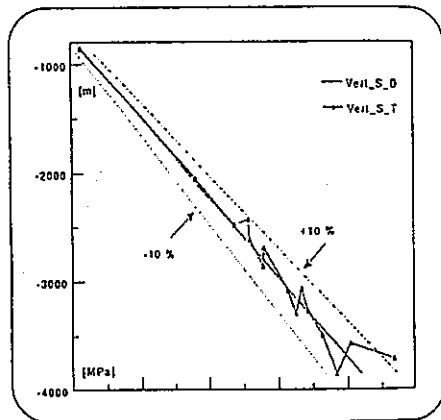


Fig. 3. Diagram showing vertical stresses for the KTB-pilot hole calculated with a density of  $2.75\text{ g/cm}^3$  (Vert\_S\_D) compared with the calculated vertical stresses by crack closure pressure tensor (Vert\_S\_T)

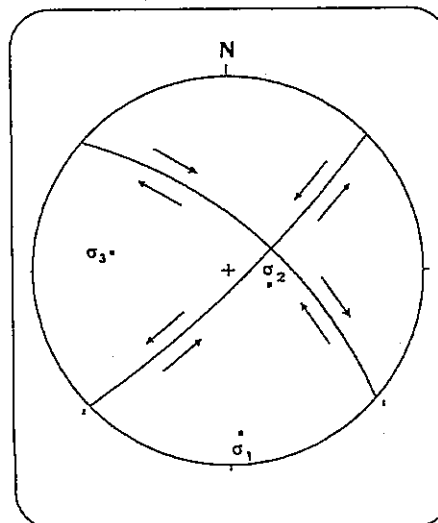


Fig. 6. In situ tectonic principal stresses derived from DSA and the resulting tectonics for the KTB-borehole

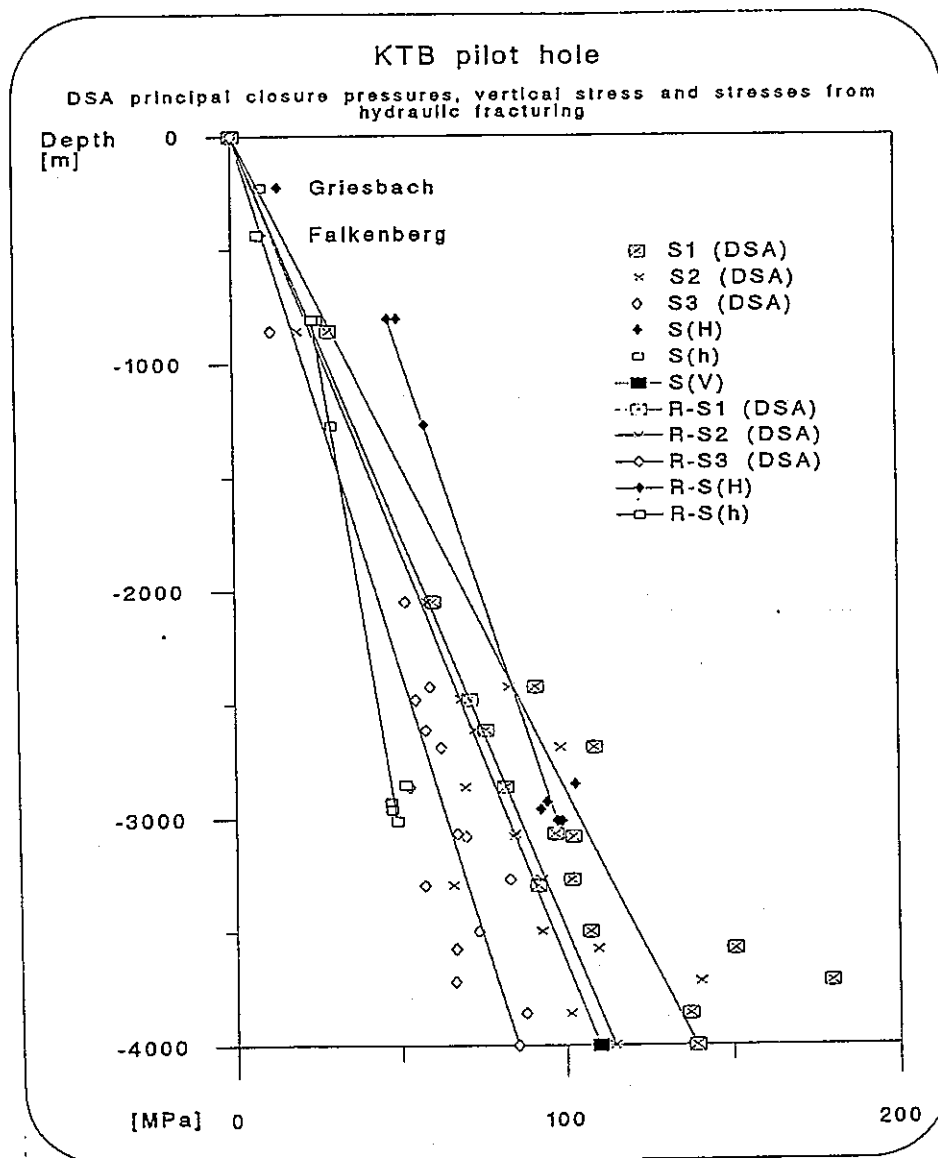


Fig. 4. S1, S2, S3: greatest, intermediate, least principal in situ stress obtained by DSA  
 S(H), S(h): greatest, least principal stress by hydraulic fracturing  
 S(V): vertical stress calculated by rock density of 2.75 g/cm<sup>3</sup>  
 R-S1, R-S2, R-S3: regression lines of S1, S2, S3  
 R-S(H), R-S(h): regression lines of S(H), S(h)  
 Griesbach and Falkenberg are sites of hydraulic fracturing in former times

文献番号	H-4	著者	及川寧己、山口 勉		
タイトル	釜石鉱山におけるDSCA法による地圧計測				
雑誌名	資源・素材 '94 (秋季大会)				
巻号		頁	P21-24	発行年月	1994年
要旨	実験室実験によって3次元初期応力を計測する方法を開発することを目的として、釜石鉱山坑内において採取されたコアに、差ひずみ曲線解析法 (Differential Strain Curve Analysis, DSCA) の適用をおこなった。				
測 定 概 要					
測定場所：釜石鉱山					
測定深度：表1を参照。					
地質概要：記載なし。					
測定方法：DSCA法					
封圧実験					
<p>岩石試料は釜石鉱山坑内において定方位コアリングによって採取されたものであり、いずれも地下における3次元的方向が特定できるものである。試験片はなるべく採取された円筒状のコアの中心部を用いて作成し、各辺35mmまたは50mmの立方体に整形した後、6面それぞれに5mmまたは10mm長のひずみゲージを互いに異なる方向に4枚ずつ接着した。ひずみの数は1個の試料につき全部で24枚である。その後リード線をハンダ付けし、さらに周圧付加時に油が浸透しないようにシリコンゴムで全体を被覆した。</p> <p>岩石試験片を圧力容器に収容し、サーボ式加圧装置を用いて最大35MPaの周圧を0.025MPa/secの速度で載荷した。載荷-除荷を5回繰り返しながら約0.1MPaに一回の割合で各ゲージのひずみと周圧を計測した。</p>					
解析					
<p>DSCAには、5回の載荷サイクル中の最初のサイクルにおける周圧-ひずみ線図を用いた。解析の手順は次の通りである。</p> <ol style="list-style-type: none"> <li>① 24枚あるゲージのそれぞれについて周圧-ひずみ線図を作成し、ひずみの挙動が不安定なものはここで解析から除外する。</li> <li>② ひずみが安定しているゲージのデータのみを用いて最小2乗法とひずみの座標変換式により試験片上のひずみテンソルを求める。</li> <li>③ 周圧-ひずみ曲線の傾きを求める。ある周圧の値に対応する周圧-ひずみ曲線を、その周圧の値±1.0MPaの区間で直線近似し、その直線の傾きを求める。</li> <li>④ 周圧レベルに対応した主応力軸の方向の変化を調べるために、高周圧の区間を29-31MPaに固定して、低周圧の区間設定を変えながらStricklandらの方法に基づきそれぞれの各主応力軸の方向を求める。</li> <li>⑤ 上記の④において、各主応力軸の方向が安定している区間を実際の主応力軸方向を反映しているものとして主応力比を求める。</li> </ol>					
測定結果：					
<p>(1)550m レベルにおいて採取された5個の花崗岩試料について得られた主応力の方向は、5個中3個の試料がよく一致した傾向を示す (図1(a))。この3個の試料から求めた主応力比の平均値は最大：中間：最小=1.00：0.72：0.39となる。被り圧が鉛直方向の応力成分と等しいと仮定した場合の主応力値も表1に示す。</p> <p>(2)250m レベルにおいて採取された3個の花崗岩試料について得られた主応力の方向は、3個中2個の試料の結果がほぼ一致する (図1(b))。2個の試料の値を平均すると、主応力比は最大：中間：最小=1.00：0.91：0.80となる。</p> <p>(3)250m レベルにおいて採取された2個の石灰岩試料について得られた主応力の方向はそれぞれ</p>					

れ異なるため、主応力軸の方向は特定できなかった。

第1表 実験試料一覧

試料名	岩質	採取レベル	坑道方位 採取深度	主応力比 <sup>*1</sup>			主応力 <sup>*2</sup> (MPa)		
				最大	中間	最小	最大	中間	最小
KG92-04	花崗岩	550mL	26.00m	1.00	0.89	0.80	-	-	-
KG92-05	花崗岩	550mL	26.10m	1.00	0.69	0.25	19.4	13.4	4.9
KG92-06	花崗岩	550mL	26.25m	1.00	0.81	0.40	13.6	11.1	5.5
KG92-07	花崗岩	550mL	26.30m	1.00	0.67	0.54	15.2	10.1	8.3
KG92-08	花崗岩	550mL	26.35m	1.00	0.78	0.66	-	-	-
KG92-01	花崗岩	550mL	8.10m	1.00	0.70	0.45	-	-	-
KG92-02	花崗岩	550mL	8.20m	1.00	0.91	0.78	15.7	14.3	12.3
KG92-03	花崗岩	550mL	8.30m	1.00	0.90	0.81	16.3	14.7	13.2
KL93-01	石灰岩	250mL	17.53m	1.00	0.60	0.48	-	-	-
KL93-02	石灰岩	250mL	17.71m	1.00	0.51	0.36	-	-	-

\*1: 最大圧縮を1とした。

\*2: 破りの岩体密度を2.5g/cm<sup>3</sup>と仮定したときの破り圧から推定。

主軸の方向がほぼ一致するもののみ示す。

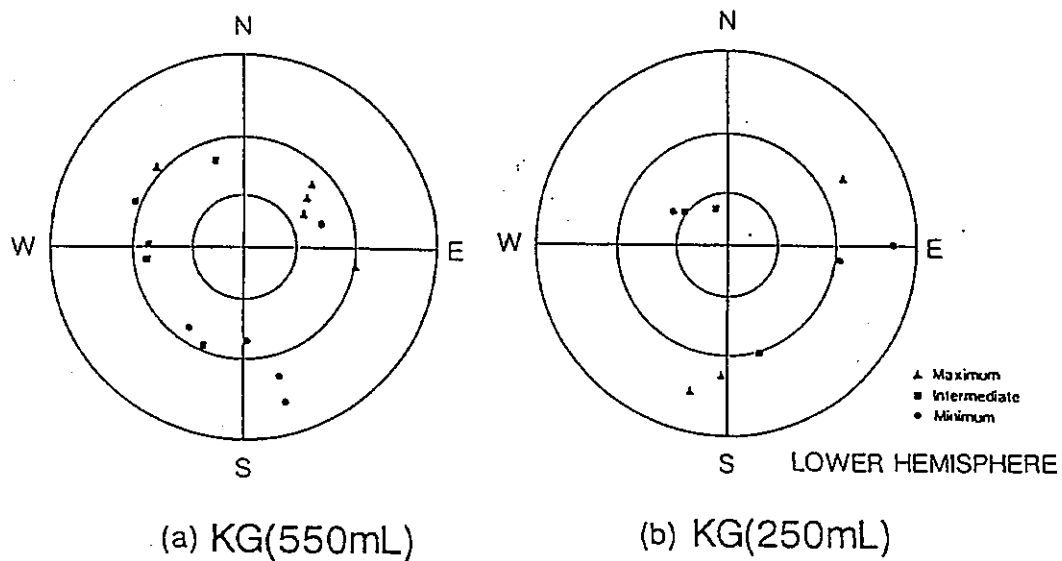


図1 DSCAによって求めた主応力の方向のステレオ投影図

## Appendix - I

### ASR method

- I-1. Butterworth S.R., Chroston P.N., Davenport C.A., Brereton N.R. and Evans C.J. Anelastic strain recovery of rock core from the English Midlands. Proc 32nd US Symposium on Rock Mechanics, Norman, P55-62(1991).
- I-2. 松木浩二, 石川泰, 竹内孝二郎, 奥村清彦. ASR 法および DSA 法による岩手県湯ノ森地域の地圧計測. 資源・素材学会'92 (春季大会), P303-304(1992).
- I-3. Deflandre J.P. and Sarda J.P. Core relaxation measurements on compacted sedimentary formation(well Ba1). Proc 33rd US Symposium on Rock Mechanics, Santa Fe, P49-57(1992).
- I-4. 竹内孝二郎, 松木浩二. ASR 法による三次元地圧計測. 資源・素材 (春季大会), P277-278(1993).
- I-5. Matsuki K. and Takeuchi K. Three-dimensional in situ stress determination by anelastic strain recovery of a rock core. Int J Rock Mech Min Sci. V30, N7, P1019-1022(1993).
- I-6. Ramos G., Katahara K., Keck R. and Batzle M. In situ stress predictions and measurements in an unconsolidated sandstone formation, the Lower Frio, East Texas. Proc 1<sup>st</sup> North American Rock Mechanics Symposium, Austin, P361-368(1994).
- I-7. 松木浩二, 竹内孝二郎. ASR 法による岩手県湯ノ森地域の三次元地圧計測. 資源と素材, Vol.110, P625-630(1994).

文献番号	I-1	著者	Butterworth, SR; Chroston, PN; Davenport, CA; Brereton, NR; Evans, CJ
タイトル	Anelastic strain recovery of rock core from the English Midlands		
雑誌名	Rock Mechanics as a Multidisciplinary Science: Proc 32nd US Symposium, Norman, 10-12 July 1991, Publ Rotterdam: A A Balkema		
巻号		頁	P55-62
		発行年月	1991
要旨	<p>ボアホールから取り出した直後のコアの、時間に依存した形状の変化から初期応力状態が決定できるといわれてきた。ここでは、English Midlands にある Coal Measure から採取したコアの非弾性ひずみ回復 (ASR) と測定システムの詳細について述べる。ほとんどの ASR データは、時間の経過とともに指数関数的な滑らかな伸びを示した。しかし、ある方向では縮むなどの複雑な挙動を示すデータもみられた。現在、温度、弾性異方性の影響、ASR の発生機構、古応力 (paleostress) の影響について研究を継続している。</p>		
測定概要			
測定場所:	ボーリングコアは Nottingham 地域にある 4 本のボアホールから採取された。		
測定深度:	375~730m		
地質概要:	Nottingham 地域では、石炭紀の Coal Measures を二畳紀-三畳紀の赤色層が不整合に覆っている。		
測定方法:	<p>ここで述べる測定装置は、BGS と East Anglia 大学が共同で開発したものである。このシステムにはコア試料を水平に保持するための架台があって、カーボンファイバーリングに載せた 4 台の LVDT によって、直径 100mm までのコアの ASR が測定できる。装置全体は重量が軽く、熱膨張係数の小さいカーボンファイバーと合金で製作されている。T-<math>\Delta</math> ロゼットを採用して 4 方向のひずみを測定し、ひずみ楕円を高精度で測定する。</p> <p>コア試料はコアバレルから数分以内に回収する。試料の長さは平均 200mm、直径 87mm である。岩盤からコアを切り出してから最初の測定を開始するまでの時間を最小限に抑えるために、できるだけコアバレルの先端に近いところから試料を採取する。</p> <p>架台に載せた岩石試料に LVDT をセットし、不活性のシリコン流体で満たしたコンテナの中に設置する。この流体の断熱効果によって外部の温度変化による影響を最小に抑えることができる。また、粘性の高い流体を用いることで、外部からの振動を減衰させ、さらにコアの空隙から流体が拡散するのを防ぐこともできる。</p> <p>温度の変化を観測するために、コアの近傍に白金の温度プローブを設置した。さらに、測定装置自身の 6 箇所にひずみ変換機を取りつけて、安定性をモニタリングした。一度に 3 個までのコア試料を同時に測定できるので、連続して採取された複数のコアについて試験ができる。岩石がコアリングされてから最初の測定が始まるまでの時間は通常 4 時間以内である。データはポータブルコンピューターによって 1 分毎にサンプリングする。測定は数日間続くことがある。</p>		
測定結果:	<p>各変換器によって測定された変位はひずみに変換され、主ひずみとその方向が求められる。Fig.1~4 は測定結果の例である。a) は各 LVDT で測定されたひずみである。チャンネル 1, 2, 3, 4 は T-<math>\Delta</math> の 0, 60, 120 および 90° の位置に対応する。5 は軸方向、6 は装置自身のひずみである。b) は主ひずみ、c) は基準線から計った主ひずみの方向、d) はコア近傍の温度である。</p> <p>Fig.1(BGS1) と 2(BGS3) は、いずれも深度 400m から採取された sub-Bunter 砂岩の ASR であるが、大きさも方向も異なっている。Fig.3(BGS16) は深度 630m から採取した閃緑岩シルの ASR である。ASR は複雑な挙動を示している。これには局所的な岩脈およびき裂が関係していると考えられる。Fig.4(BGS31) は、深度 600m から採取されたシルト岩の ASR であるが、2 つの方向で縮む傾向がみられる。これは、空隙流体の拡散によってマイクロクラックの体積が減少するためであると考えられる。ポアプレッシャーの圧力が高い場合には、フィルムあるいはワックスによってコアを被覆した方が良いかもしれない。</p>		

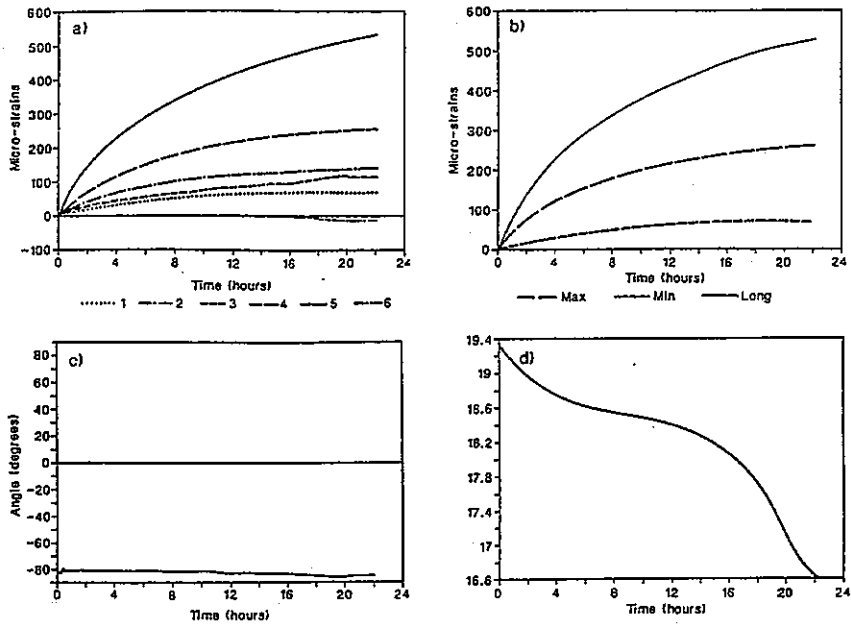


Figure 1 : Sample BGS 1

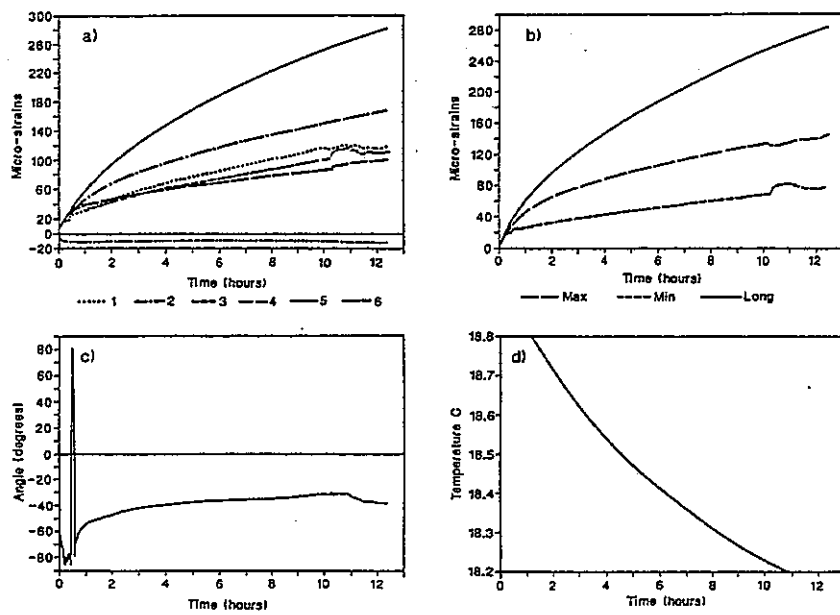


Figure 2 : Sample BGS 3

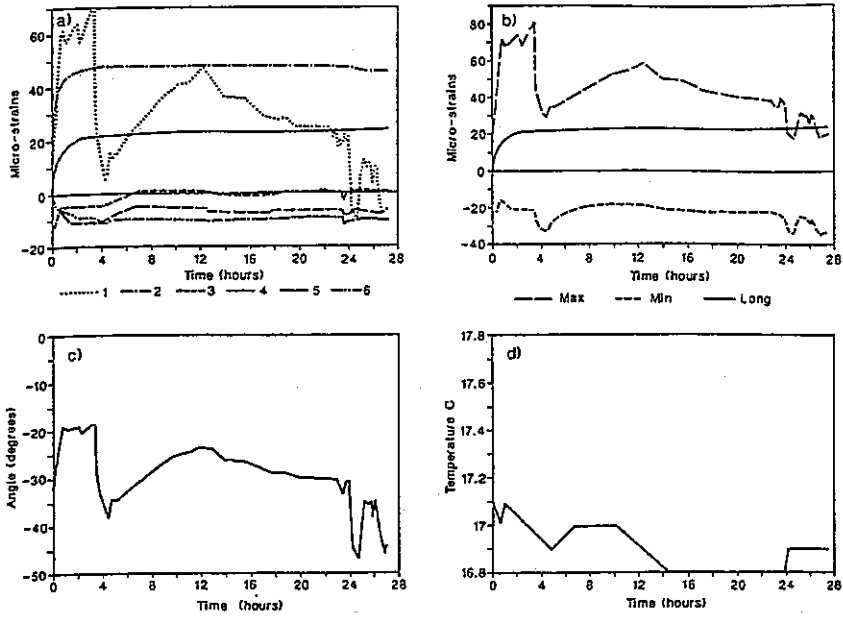


Figure 3 : Sample BGS 16

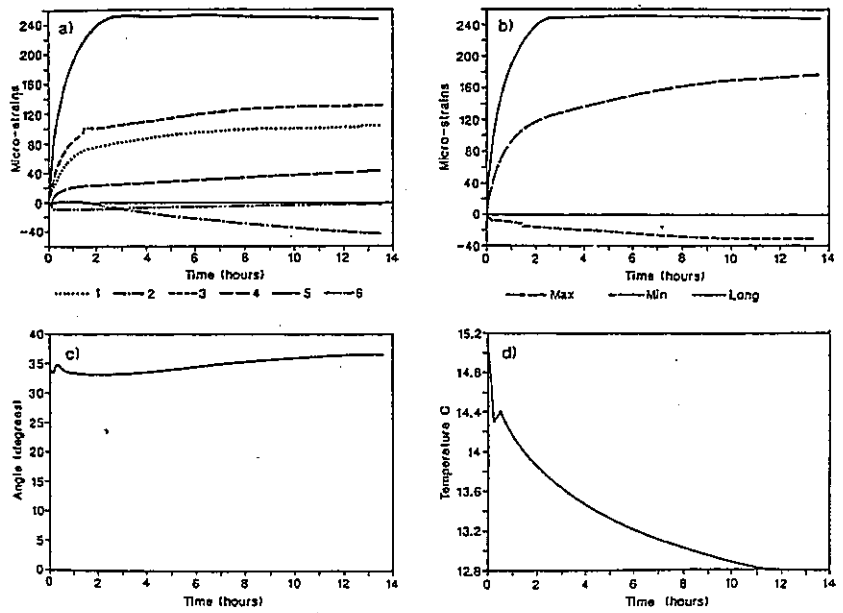
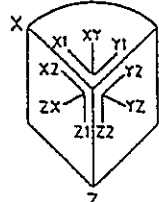


Figure 4 : Sample BGS 31



文献番号	I-2	著者	松木浩二、石川 泰、竹内孝二郎、奥村清彦		
タイトル	ASR法およびDSA法による岩手県湯ノ森地域の地圧計測				
雑誌名	資源・素材 '92 (春季大会)				
巻号		頁	P303-304	発行年月	1992年
要旨	ASR法による3次元地圧計測法について述べるとともに、岩手県湯ノ森地域のボーリングコアについて行ったASR法とDSA法による地圧計測結果について述べる。両方の方法から得られた地圧の方向と偏差主応力の比を比較した結果、大きい差がないことが分かった。				
測 定 概 要					
測定場所：岩手県松尾村湯ノ森地区TG-1井。					
測定深度：401m および1201m。					
地質概要：記載なし。					
測定方法：ASR法による3次元地圧計測法					
3次元地圧計測法として、変位計を用いる方法とひずみゲージを用いる方法が提案されているがここでは後者を用いて地圧計測を行った。					
<u>非弾性垂直ひずみの測定方法</u>					
まず、地上にあがってきた定方位コアに基準線を引き、小型カッターを用いて図1に示すような互いに垂直な3面に切斷し、それぞれの面を研磨した後アセトンで洗浄する。次に、瞬間接着剤で3枚のロゼットゲージを図1のように貼付する。そして試料の湿潤状態を測定中一定に保つために、全体をシリコンゴムでシールして恒温槽に投入する。なお、それぞれのロゼットゲージの表面には温度変化を測定するために熱電対が取り付けられている。また、恒温槽には、測定装置によるひずみのドリフト量を測定するため、ひずみゲージを貼り付けした黄銅製のダミー試験片が設置されている。これらのひずみ変化や温度は、データアキュイジションコントローラで測定し、パーソナルコンピュータのCRTに表示しながらフロッピーディスクに記憶する。					
<u>解析方法</u>					
現場で測定された9方向の非弾性垂直ひずみから、最小自乗法により非弾性ひずみテンソル6成分を決定する。この非弾性ひずみテンソルから非弾性平均垂直ひずみならびに非弾性偏差主ひずみを求める。岩石が等方粘弾性体であれば、非弾性偏差ひずみの方向から主応力の方向を知ることができる。					
					
図1 ASR法によるひずみの測定方向					

測定結果：

図2に、401m と 1201m において得られた ASR 法と DSA 法による主応力の方向を示す。2つの方法によって得られた結果を比べると、比較的良好一致しているといえる。また、深くなるほど最小主応力の方向が水平方向に近づく傾向が見られる。現時点では、ASR 法ではまだ偏差主応力の比しか求められていない。これらの比について DSA 法と ASR 法を比較すると、表1のようである。2方法による結果には大きな差はないといえる。

表1 偏差主応力比

Depth	$S_1 : S_2 : S_3$	
	DSA	ASR
401m	1 : -0.28 : -0.72	1 : 0.02 : -1.02
1201m	1 : -0.25 : -0.75	1 : -0.24 : -0.76

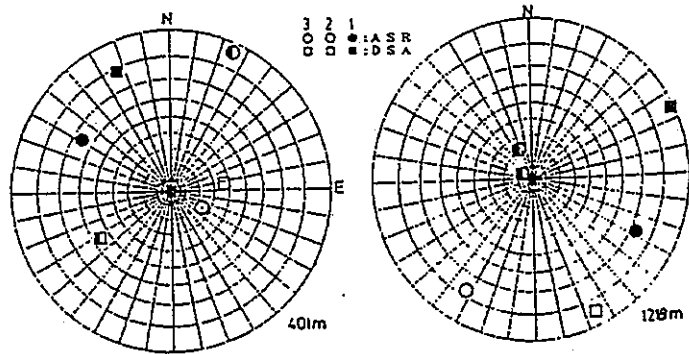


図2 3次元地圧の方向 (上半球)

文献番号	I-3	著者	Deflandre, JP; Sarda, JP
タイトル	Core relaxation measurements on compacted sedimentary formation (well Ba 1)		
雑誌名	Proc 33rd US Symposium, Santa Fe, 3-5 June 1992, Publ Rotterdam: A A Balkema		
巻号		頁	P49-57
		発行年月	1992
要旨	Balazuc(Ardeche-France)のBa1 井から採取した6つのコアの非弾性ひずみ回復(ASR)が測定された。本サイトでは岩石と流体試料の採取がおこなわれた。1600m にあると予想された主要な断層に到達するまでに、1200m のコアが連続的に採取され、深度 1669m では中程度の大きさの断層をとらえた。孔底レベルでコアの型取りをするゾンデを用いて、系統的にコアの定方位がおこなわれ、少なくともコア全体の90%で定方位に成功した。コアのASR測定をおこなった後で、PおよびS波速度分布とX線トモグラフィの測定がおこなわれた。これらの測定は、ASRの主ひずみの方向との関連性を調べるためにおこなわれた。本論文の目的は、ASRモデルについて検討するのではなく、ひずみテンソルの方向という観点からみたBa1の測定結果について述べ、この方向を原位置の地質条件と対比することにある。		
測定概要			
測定場所: Balazuc(Ardeche-France)は、走向N30° Eの断層帯の近くに位置している。ボアホールは鉛直で、コアリングを行なった深度での地層の傾斜は3.5°である。コアの直径は63.5mm(2.5")である。			
測定深度: 1223~1474m			
地質概要: コアはすべて緻密な堆積岩であって、密度は2.77g/cm <sup>3</sup> 、空隙率は1%以下である。			
測定方法: ASR			
ASRの測定方法			
<p>コアの温度を±0.1°Cの一定温度に保つために、測定装置を恒温槽の中に置き、コアは油の入ったセルに浸してある。LVDTは4つの独立した軸に沿って設置されている。すなわち、1つは鉛直軸方向、3つは水平軸(P、QおよびR軸、Fig.1参照)方向である。コア軸の方向はひとつの主ひずみの方向と一致すると仮定する。水平主ひずみ<math>\epsilon_1</math>と<math>\epsilon_2</math>は、式(1)と(2)を用いて<math>\epsilon_P</math>、<math>\epsilon_Q</math>および<math>\epsilon_R</math>から計算する。最大水平主ひずみの方向<math>\theta</math>は、式(3)から求める。ただし、LVDTの測定軸の間の角度は60°とする。</p> $\epsilon_1 = 1/3 (\epsilon_P + \epsilon_Q + \epsilon_R) + 1/3\sqrt{3} (\epsilon_Q - \epsilon_R)^2 + (2\epsilon_P - \epsilon_Q - \epsilon_R)^2 \quad (1)$ $\epsilon_2 = 1/3 (\epsilon_P + \epsilon_Q + \epsilon_R) - 1/3\sqrt{3} (\epsilon_Q - \epsilon_R)^2 + (2\epsilon_P - \epsilon_Q - \epsilon_R)^2 \quad (2)$ $\tan 2\theta = \sqrt{3} (\epsilon_Q - \epsilon_R) / (\epsilon_Q + \epsilon_R - 2\epsilon_P) \quad (3)$ <p>温度が一定であるときの変位の測定精度は約0.5 <math>\mu\text{m}</math>である。しかし、温度が0.1°C変化すると変位は1 <math>\mu\text{m}</math>変動する。この2つの要素だけを考慮すると、誤差伝播の法則から測定値の精度は約1.1 <math>\mu\text{m}</math>と見積もられる。本測定装置を用いれば、温度変化によるコアの熱ひずみを抑え、油によってコアからの水分の蒸発を防ぐことができる。コアの設定温度は、採取された時の予想温度と等しい30°Cとした。</p>			
測定結果:			
<p>Table3に示すように、コアリングの後、62~146分後に測定がおこなわれた。岩石と油の間の温度平衡は40分程度で達成された。岩石とセルとの温度平衡が達成されるにはさらに長い時間を要するが、この間にコアは30°Cまで温められる。ASRに対する熱ひずみの影響を排除するために、この時点からASRの測定開始点とした。</p> <p>K6ではほとんどASRが測定されなかったため、主ひずみの方向は決定できなかった。K11のひずみはわずかに伸びたが、1200分後にはちぢみはじめた。ちぢみが発生すると水平主ひずみの方向はN170° EからN160° Eに変化した。K29の結果はFig.3に示すようである。約4時間後に温度平衡が達成されているが、ASRは最大主ひずみの方向<math>\theta</math>(N169° E)が安定した後も不安定である。さらに、鉛直方向のひずみは最大主ひずみの大きさの半分にすぎないことが認め</p>			

られる。K36の場合、K6と同様に顕著なASRは観測されなかった。しかし、鉛直方向のひずみはちぢんだ。K46のASRは小さかったが、最終的な主ひずみの方向はN127° Eであった。K50のひずみはかなり大きかったが、わずか500分後にはちぢみ始めた。そして、主ひずみの方向はN140° EからN124° Eに変化した。Table4に示すように、測定された主ひずみの方向はN170° EとN125° Eを中心とした2つの方向に分かれた。

ASRの測定と同時におこなわれたAEの測定ではイベントが観測されなかった。したがって、ASRは非弾性あるいは弾性的な要因によって発生したと考えられ、しかも、空隙圧の変化が原因であると推定された。すなわち、このような緻密な岩石では、ASRから求めた主ひずみの方向と初期応力の間には関連性があると考えられるが、ひずみの大きさと初期応力の大きさを関係づけることはできない可能性がある。

この地域の広域的な初期応力の最大主応力方向はN170° Eであることが知られているが、K11とK29の測定結果はこれと一致する。一方、K46とK50のN127° Eという主ひずみの方向は、はっきりした説明ができない。

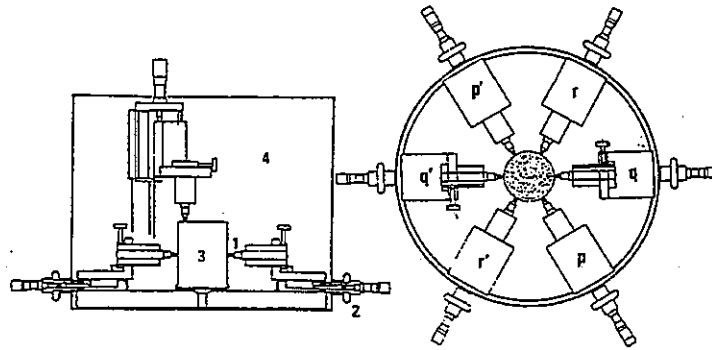


Figure 1: Experimental cell for core relaxation measurements, front and above views (1: LVDT sensor - 2: micrometer screw - 3: core - 4: oil).

Table 3: Chronology of ASR measurements

Core	Coring time min	First measurement time min	Thermal equilibrium oil/core wall min	Thermal equilibrium core/cell min
K6	-116	0	80	438
K11	-62	0	55	55
K29	-109	0	40	140
K36	-60	0	40	120
K46	-146	0	40	190
K50	-69	0	40	310

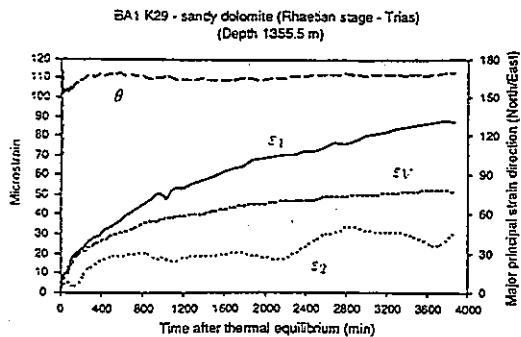


Figure 3: Core K29 relaxation curves

Table 4: ASR measurement results

Core	Depth	Strains	$\theta$
K6	1223.8 m	-	-
K11	1254.3 m	$\epsilon_1' \approx \epsilon_2 < \epsilon_1$	N170°E
K29	1355.4 m	$\epsilon_2 < \epsilon_1' < \epsilon_1$	N169°E
K36	1392.1 m	$\epsilon_1' < \epsilon_2 \approx \epsilon_1$	-
K46	1445.1 m	$\epsilon_1' < \epsilon_2 < \epsilon_1$	N127°E
K50	1473.9 m	$\epsilon_2 < \epsilon_1' \approx \epsilon_1$	N124°E

文献番号	I-4	著者	竹内孝二郎、松木浩二
タイトル	ASR法による三次元地圧計測		
雑誌名	資源・素材 '93 (春季大会)		
巻号		頁	P277-278
		発行年月	1993年
要旨	ASR法は定方位ボーリングコアを用いた地圧計測法の一つである。岩手県湯の森フィールドにおいて本方法を適用し、偏差主応力の比と主応力の方向および主応力の大きさを求めることに成功した。ここでは、主応力の大きさを計測するための装置と手順、計測結果を述べるとともに、得られた主応力の大きさならびにその比を、DRA+AE法とDSA法から得られた結果と比較する。		
測定概要			
測定場所：岩手県湯の森フィールド。			
測定深度：851m			
地質概要：記載なし。			
測定方法：ASR法			
主応力の方向と大きさ			
ASR法では、まず、現場において地上に上がってきたボーリングコアの独立な6方向の非弾性ひずみ回復を測定する。これらの非弾性ひずみからひずみテンソルを決定すれば、偏差主応力 $\sigma_i$ ( $i=1,2,3$ )と平均垂直ひずみ $\epsilon_m$ の経時変化、および各時間での偏差主応力比、主応力の方向が求まる。主応力 $\sigma_i$ の大きさは次式で与えられる。			
$\sigma_i = \alpha_i / J_{as}^*(t_m) + (\epsilon_m - \alpha \Delta T(t_m)) / J_{av}^*(t_m) + p_0 \quad (1)$			
すなわち、測定中の温度環境が一定ならば、測定開始以後の時間を $t_m$ として、これ以後のせん断変形と体積変形に関する非弾性ひずみ回復コンプライアンス $J_{as}^*(t_m)$ 、 $J_{av}^*(t_m)$ ならびに間隙水圧 $p_0$ を評価することにより主応力の大きさを決定できる。ただし、 $\alpha$ は熱線膨張係数、 $\Delta T(t)$ は測定中の温度変化である。			
非弾性ひずみ回復コンプライアンスの計測方法			
ボーリングコアから現場測定試料と同岩質部分を選び、軸圧 $\sigma_1^*$ 、封圧 $\sigma_3^*$ を長時間載荷し、これを除荷した後の軸方向と横方向のひずみ回復 $\epsilon_a(t)$ 、 $\epsilon_l(t)$ を測定すれば、非弾性ひずみコンプライアンスは次式から求められる。			
$J_{as} = (\epsilon_a(t) - \epsilon_l(t)) / (\sigma_1^* - \sigma_3^*) \quad (2)$			
$J_{av} = (\epsilon_a(t) + 2\epsilon_l(t)) / (\sigma_1^* + 2\sigma_3^*) \quad (3)$			
ただし、非弾性ひずみ回復コンプライアンスは平均垂直応力に依存することが確認されているので、載荷応力 $\sigma_1^*$ 、 $\sigma_3^*$ は該当コアが受けていた応力に近い値を用いる必要がある。			
まず、当該ボーリングコアからコア軸に平行に高さ 60.0mm、直径 29mm の円柱試験片を作成する。次に、現場の含水状態を再現するために、6 時間水中で真空脱気して含水させた後、一對のクロスゲージを貼り付けて測定試料とする。試験中、試料へのオイルの侵入を防ぐために、また試料の湿潤状態を一定に保つために測定試料をエンドピースごと厚さ 0.1mm のビニルシートで被覆した。試験中試料の間隙水圧をゼロに保つ排水試験を行った。なお、もう一本の試験片をダミー用として用意し、ダミーゲージを貼付して用いた。封圧は手動式油圧ポンプ、軸圧は油圧サーボ式ノイドロパルス疲労試験機でそれぞれ載荷し、ひずみと温度の測定データをデータアキュイジションコントローラで測定した。			

測定結果：

図1は、岩手県湯の森フィールドTG-2井、深度887mのコアから得られた非弾性ひずみ回復コンプライアンスの計測結果である。載荷応力は軸圧19.7MPa、封圧14.5MPaである。載荷時間は4日、ひずみ回復の測定時間も4日である。応力解放から有効なデータが得られるまでの時間660分以後の非弾性ひずみ回復コンプライアンスと現場測定結果から得られた偏差主ひずみと平均垂直ひずみの経時変化を用いて、式(1)の第1項と第2項で表される偏差主応力と有効平均垂直応力の経時変化を求めた(図2)。

このコアでは主応力の方向解析から測定開始以後3500分以降のデータが有効であることが分かっているので、この時間帯の平均値を求めた結果、最大、中間、最小偏差主応力は $2.52(\pm 0.0)$ MPa、 $-0.2(\pm 0.1)$ MPa、 $-2.3(\pm 0.1)$ MPa、有効平均垂直応力は $13.3(\pm 1.0)$ MPaであった。すなわち、最大、中間、最小有効応力の大きさは15.8MPa、13.1MPa、11.0MPaである。間隙水圧は851m分の水頭圧で与えられると仮定すれば、間隙水圧は8.3MPaである。よって、最終的な地圧の大きさは最大主応力が24.1MPa、中間主応力が21.4MPa、最小主応力が19.3MPaとなる。同深度で行われたDRA+AE法とDSA法の結果と比較すると、ASR法の結果はDRA+AE法の結果とよく一致している(表1参照)。

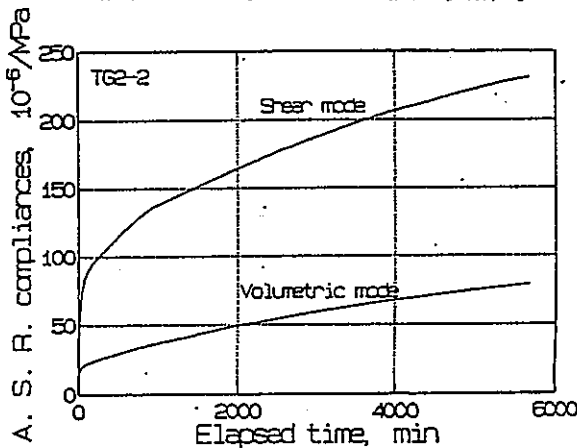


図1 非弾性ひずみ回復コンプライアンス

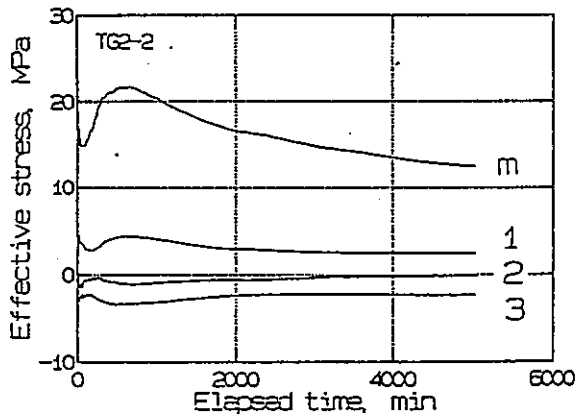


図2 偏差主応力と有効平均垂直応力

表1 各測定法による計測結果(最大、最小、中間)

	主応力 (MPa)	主応力比
ASR	24.1, 21.4, 19.3	1.00 : 0.89 : 0.80
DRA+AE	23.2, 20.1, 17.1	1.00 : 0.87 : 0.74
DSA	————	1.00 : 0.60 : 0.53

文献番号	I-5	著者	Matsuki, K; Takeuchi, K
タイトル	Three-dimensional in situ stress determination by anelastic strain recovery of a rock core		
雑誌名	Int J Rock Mech Min Sci		
巻号	V30, N7	頁	P1019-1022
		発行年月	1993
要旨	<p>大深度における初期応力状態を経済的かつ簡便に測定する目的で、ボーリングコアを用いた初期応力測定の研究がおこなわれている。このうち、非弾性ひずみ回復(ASR)法は、他のボーリングコアを用いた測定方法と異なり、3次元初期応力状態を測定する方法として確立されていない。すなわち、ひとつの主応力軸は鉛直で、その大きさは被り地圧に等しいと仮定していた。さらに、これまでの研究では、非弾性ひずみ回復コンプライアンスは応力に依存しないと仮定しているが、これは正しくない。本研究では、一般的な3次元応力状態の等方粘弾性体の非弾性垂直ひずみ回復を考えることによって、3次元初期応力状態を決定する方法を提案し、これを Yunomori 地熱フィールドに適用した。</p>		
測定概要			
測定場所: Yunomori 地熱フィールド。			
測定深度: 774m, 851m, 986m			
地質概要: 774m (熔結凝灰岩)、851m (熔結凝灰岩)、986m (頁岩)			
測定方法: ASR			
<p>本研究では、岩石を等方粘弾性体と仮定する。粘弾性挙動には、せん断変形と体積変形という2つの変形モードがあり、各モードに対する非弾性ひずみ回復コンプライアンス <math>J_{as}</math> と <math>J_{av}</math> は次式で定義される。</p> $e_{ij}(t) = J_{as}(t) S_{ij}, \quad e_m(t) = J_{av}(t) \sigma_m \quad (1)$ <p>ここで、<math>S_{ij}</math> および <math>\sigma_m</math> は偏差応力と平均垂直応力であって、<math>t=0</math> においてステップ状に解放される。<math>e_{ij}(t)</math> と <math>e_m(t)</math> は応力解放の偏差ひずみおよび平均垂直ひずみである。</p> <p>いま3次元初期応力とポアプレッシャーを受けているある点の、方向余弦が <math>(l, m, n)</math> である方向の垂直ひずみ <math>\varepsilon</math> は、等方弾性体の場合、ひずみの変換式とポアプレッシャー <math>p_0</math> を考慮した Hooke の法則から次式で表される。</p> $\varepsilon = (1/E) (l^2 \sigma_x + m^2 \sigma_y + n^2 \sigma_z + 2lm \tau_{xy} + 2mn \tau_{yz} + 2nl \tau_{zx}) - (\nu/E) \{ (m^2 + n^2) \sigma_x + (l^2 + n^2) \sigma_y + (l^2 + m^2) \sigma_z - 2lm \tau_{xy} - 2mn \tau_{yz} - 2nl \tau_{zx} \} - (1/3) (1/K - 1/K_s) - \alpha_T \Delta T \quad (2)$ <p>ここで、<math>E</math> はヤング率、<math>\nu</math> はポアソン比、<math>K</math> は見かけの体積弾性率、<math>K_s</math> は岩石実部の体積弾性率、<math>\alpha_T</math> は線膨張係数、<math>\Delta T</math> は温度変化である。</p> <p>粘弾性体のひずみ <math>\varepsilon_a(t)</math> は、式(2)をラプラス変換したあと、対応原理を用いて式(1)で定義した非弾性ひずみ回復コンプライアンスを導入し、さらに逆ラプラス変換をすることで、次式のように与えられる。ただし <math>K_s</math> は時間に依存しないと仮定する。</p> $\varepsilon_a(t) = (1/3) [ (3l^2 - 1) \sigma_x + (3m^2 - 1) \sigma_y + (3n^2 - 1) \sigma_z + 6lm \tau_{xy} + 6mn \tau_{yz} + 6nl \tau_{zx} ] J_{as}(t) + (\sigma_m - p_0) J_{av}(t) + \alpha_T \Delta T(t) \quad (3)$ <p>これが ASR 法による初期応力測定のための基礎式となる。等方粘弾性体の初期応力とポアプレッシャーがステップ状に解放された場合のある方向の非弾性垂直ひずみは、初期応力の6成分とポアプレッシャーおよびせん断変形と体積変形に関する非弾性ひずみコンプライアンス、さらに応力が解放された後の岩石コアの温度変化に依存して決まる。</p> <p>採取された直後の岩石コアの非弾性ひずみを数多くの方向について測定して、非弾性ひずみテンソルを決定すると、それらは平均垂直ひずみ <math>e_m</math> と偏差ひずみ <math>e_x</math> 等に分けることができる。</p> $e_m = (\sigma_m - p_0) J_{av}(t) + \alpha_T \Delta T \quad (5)$ $e_x = S_x J_{as}(t), \quad e_y = S_y J_{as}(t), \quad e_z = S_z J_{as}(t), \quad e_{xy} = \tau_{xy} J_{as}(t), \quad e_{yz} = \tau_{yz} J_{as}(t), \quad e_{zx} = \tau_{zx} J_{as}(t) \quad (6)$			

$\epsilon_x$  等は偏差応力である。式(6)から次のことが指摘できる。すなわち、1)偏差応力の主軸の方向は偏差ひずみの主軸の方向と一致し、2)任意の時刻における偏差主ひずみの比から初期応力の偏差主応力の比が与えられる。式(5)および(6)より、主応力の大きさは次式で与えられる。

$$\sigma_i = \epsilon_i(t) / J_{as}(t) + \{ \epsilon_m(t) - \alpha_T \Delta T \} / J_{av}(t) + p_0 \quad (7)$$

ここで、 $\epsilon_i(t)$ は偏差主ひずみである。

測定結果：

Yunomori 地熱フィールドの深度 851m で採取した熔結凝灰岩のコア TG2-2 は、定方位に成功した。応力解放から計測開始までの時間は 360 分であった。測定された垂直ひずみから最小 2 乗法によって非弾性ひずみテンソルを求め、非弾性平均ひずみと偏差主ひずみを決定すると Fig.3 のようである。中間および最小偏差主ひずみの最大偏差主ひずみに対する比と時間の関係および非弾性主ひずみの方向と時間の関係は Fig.4 に示すようである。測定開始直後には比較的大きな変動がみられるが、ある時間が経過すると安定している。これらの値がほぼ安定して一定になったときの平均値から、偏差応力の比と主応力の方向を推定した。Fig.5 は ASR と DSCA から求めた主軸の方向であり、両者のちがいはあまり大きくないことが分かる。

せん断変形と体積変形のモードに対する非弾性ひずみ回復コンプライアンスを室内試験によって求め、その平均値とポアプレッシャー(8.3MPa)から主応力の大きさを求めると 24.1(±1.0)、21.4(±1.1)および 19.3(±1.1)MPa となった。

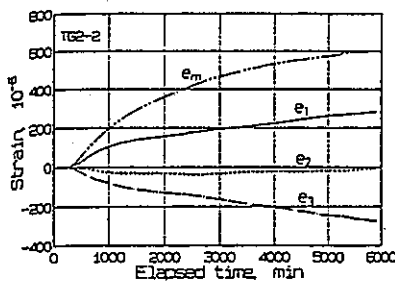


Fig.3 The change in the anelastic mean normal strain and anelastic principal strain deviations with time (TG2-2).

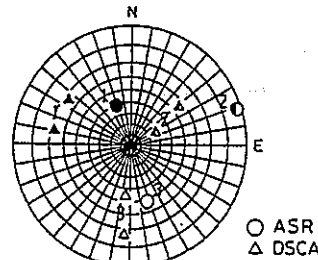


Fig.5 The comparison of the principal orientations with those obtained by differential strain curve analysis for TG2-2 (upper hemisphere).

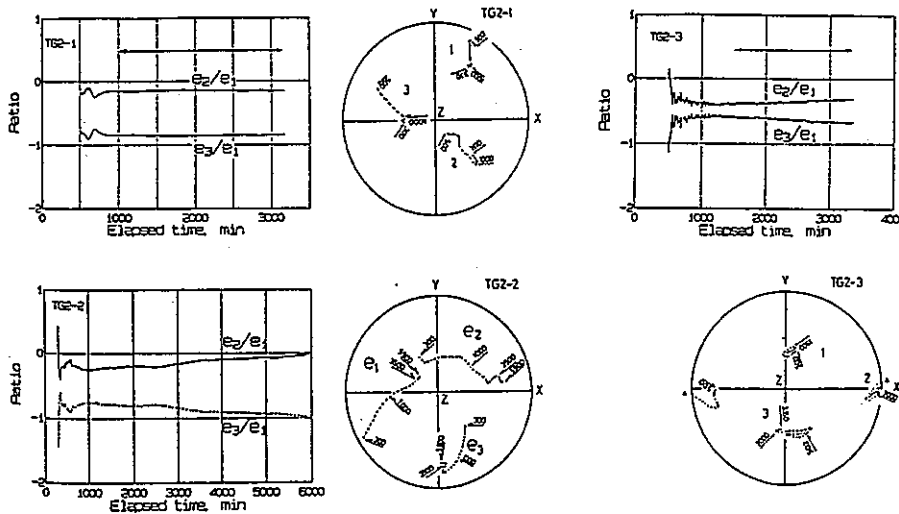


Fig.4 The changes both in the ratio of the intermediate and minor principal strain deviations to the major principal strain deviation and in the orientations of the principal anelastic strains with time for TG2-1 (upper left), TG2-2 (lower left) and TG2-3 (right).



文献番号	I-6	著者	Ramos, G; Katahara, K; Keck, R; Batzle, M		
タイトル	In-situ stress predictions and measurements in an unconsolidated sandstone formation, the Lower Frio, East Texas				
雑誌名	Proc. 1st North American Rock Mechanics Symposium, Austin, 1-3, June 1994, Publ Rotterdam: A A Balkema				
巻号		頁	P361-368	発行年月	1994
要 旨	<p>深度 5000ft(1524m)にある下部 Frio 層(Jasper County, East Texas)において、初期応力測定がおこなわれた。コア試験、検層および小規模水圧破碎試験に基づく測定方法が適用されたが、未固結の砂岩の場合、試験方法にいろいろな改良を加える必要があった。非弾性ひずみ回復(ASR)は、試験開始後 7 時間以内に収束し、大きさは 200 <math>\mu</math>ひずみ以下であった。ASR は、一様に N00E-N40E の方向にひずみ分布の異方性を示した。室内における DSCA 試験からは、信頼性の高い主ひずみの比が得られた。コアの S 波速度分布も測定された。ボアホール断面の拡大がわずかに観測され、最大水平主応力 <math>S_2</math> の方向が NE-SW であることを示唆していた。近傍に分布する正断層の走向は E-W で、最大水平主応力の方向が N60E-N90E であることを示唆していた。小規模水圧破碎試験のためのパッカーが抑留された後、ケーシング内で水圧破碎試験がおこなわれた。粘性圧密を仮定した土質力学モデルに基づいて、検層結果から初期応力状態を推定すると小規模水圧破碎試験の結果と良く一致した。</p>				
測 定 概 要					
測定場所: Jasper County, East Texas					
測定深度: 5000ft(1524m)					
<p>地質概要: 下部 Frio 層は、Texas Gulf Coast 盆地における漸新世-中新世の主要な部層であって、河成、三角州成および沿岸成の堆積物から構成される。圧縮強度は低く、平均ヤング率も 250,000psi(1.7GPa)である。FTD#1 ではコア採集と小規模水圧破碎がおこなわれ、FTD#2 では大規模水圧破碎がおこなわれた。</p>					
測定方法:					
(1)ASR 法					
ASR 法は、採取直後のコアの時間に依存した非弾性ひずみを測定する方法で、比較的成本が安く、測定方法も単純なので広く行なわれている方法である。					
(2)DSCA 法					
DSCA 法は、試料に静水圧を加え、その内部の空隙およびマイクロクラックを閉塞させることによって岩石の異方性を調べる方法である。岩石試料のマイクロクラックが、コアリングおよび ASR などの応力解放の過程で形成されたとすると、これらのマイクロクラックは初期主応力方向に対して選択的に配向する。したがって、DSCA と ASR の結果は一致することが期待できる。					
(3)S 波速度分布の異方性					
コア内部の配向性を有するクラックは、弾性波速度分布に異方性をもたらすことが知られている。FTD#1 のコアは非常にもろいので、それを補強し、乾燥を防ぐ目的で急結性のエポキシによって表面を被覆した。まず、小さいアルミニウムの接触ボタンをコア試料の上下面の中心に接着する。次に圧電素子を搭載した円錐形のパンチでコアを上下からはさみ、10° 毎にコアを回転させる。コアを回転させることによって、任意の方向の S 波速度が測定できる。この方法によれば、測定は約 20 分で終了する。					
(4)小規模水圧破碎法					
FTD#1 における小規模水圧破碎法からは、水平面内の主応力 $S_2(S_{2surf})$ と $S_3(S_{3surf})$ の大きさが測定された。この時のき裂の方向は、地表の傾斜計で測定された。FTD#2 における大規模水圧破碎では、微小地震の観測システムによってき裂の方向が決定された。					
(5)検層による測定結果					
鉛直方向の応力成分 $S_1$ の大きさを調査するために、密度検層をおこなった。					

## (6)BTVによる検層

ブレイクアウトの位置を調査するためにBTVが用いられた。

### 測定結果:

#### (1)ASR法

コアの採取から試験開始までの時間は5.5~7時間と長く、コアの状態も良くなかった。S<sub>2</sub>の方向を計算できるほど十分に大きなASRが測定されなかったことと、コアの方向を決めるためのスクライブマークがはっきりしないことが問題になった。17の試料でASRが測定されたが、定方位できたのはこのうちの11だけである。ほとんどの試料が1方向かそれ以上の方向にちぢみ、3方向に伸びを示したのは3つの試料だけである。試験中に崩れた試料もあった。ASRは試験開始後、6~10時間で収束し、200μひずみ以下であった。11のASR試験のうち、9の試験から得られたの方向はN31WからN21Eであり、Fig.2に示すようである。しかし、このような結果が、岩石の組織によるものか、広域的な応力によるものかわかりしない。

#### (2)DSCA法

11のASRの試料は固結度が低く、エポキシの接着剤でひずみゲージを接着することが難しいので、通常のDSCA法で試験をおこなうことはできなかった。また、コアのひずみが3%を越えると接着タイプのゲージではひずみを測定できない。立方体の試料から完全なひずみテンソルを決定するかわりに、未整形のコアを使用した。コアの表面を被覆して、水平面内に45°間隔で3台および鉛直方向に1台のLVDTを配置してひずみを測定した。測定結果は大きなばらつきを示したが、6つの試料からS<sub>2</sub>の方向について有意な結果が得られた。S<sub>2</sub>の方向の平均値はN25Eで、Fig.2に示すとおりである。

#### (3)S波速度分布の異方性

5つのコアについておこなった試験の結果を平均すると、S波の速度が最も遅い方向は、N35E±15°(Fig.2参照)であった。S波速度分布の異方性が強い試料では、最大と最小のtravel-timeの差は2~6μsecであった。

#### (4)小規模水圧破碎法

裸孔において8回の小規模水圧破碎試験をおこなった後、パッカーが滞留されたため、その後の6回の試験はケーシングの中でおこなった。Fig.5は深度とS<sub>2</sub>およびS<sub>3</sub>の関係である。砂岩層と頁岩層の応力の間には、ほぼ750psi(5.1MPa)の応力差がはっきりと認められる。傾斜計によるFTD#1の水圧破碎き裂の方位測定結果はN30Eであって、コアによる測定結果と良く一致した。しかし、FTD#2における大規模水圧破碎の微小地震から決定されたき裂の方位はN60Eであって、これは、井戸から7000ft(2130m)離れた正断層の方位に近い。

#### (5)検層による測定結果

鉛直応力の深度勾配は0.89psi/ft(0.020MPa/m)と見積もられた。当該地域の堆積岩は固結度が低いので、土質力学モデルに基づいて検層結果から水平応力の大きさを推定した。一軸の粘性圧密を仮定すると、鉛直応力に対する最小水平応力の比は地層の粘土含有率のみに依存する。結果はFig.5の右端のS<sub>h,ko</sub>のようである。一軸ではなく、二軸の圧密S<sub>h,min</sub>=S<sub>vert</sub>を仮定するとS<sub>h,kl</sub>のようである。いずれの分布も砂岩層と頁岩層の間の応力のコントラストをかなり良く表現できるが、S<sub>h,kl</sub>の方が実測したS<sub>h,min</sub>の分布により適合していることが認められる。

#### (6)BTVによる検層

ボアホールブレイクアウトが見出されたのはわずかの区間であって、その方向はほぼNW-SEであった。したがって、S<sub>2</sub>の方向はNE-SWであることを示唆している。撮影した画像の10%以下の区間で孔径の拡大が観察されただけなので、その信頼性は高くない。

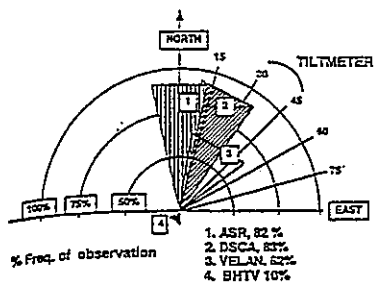


Figure 2. Diagram of dominant trends of anisotropy from core and log

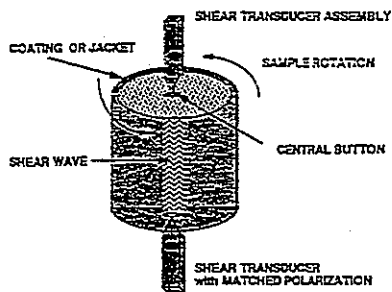


Figure 3. Shear wave velocity anisotropy test system.

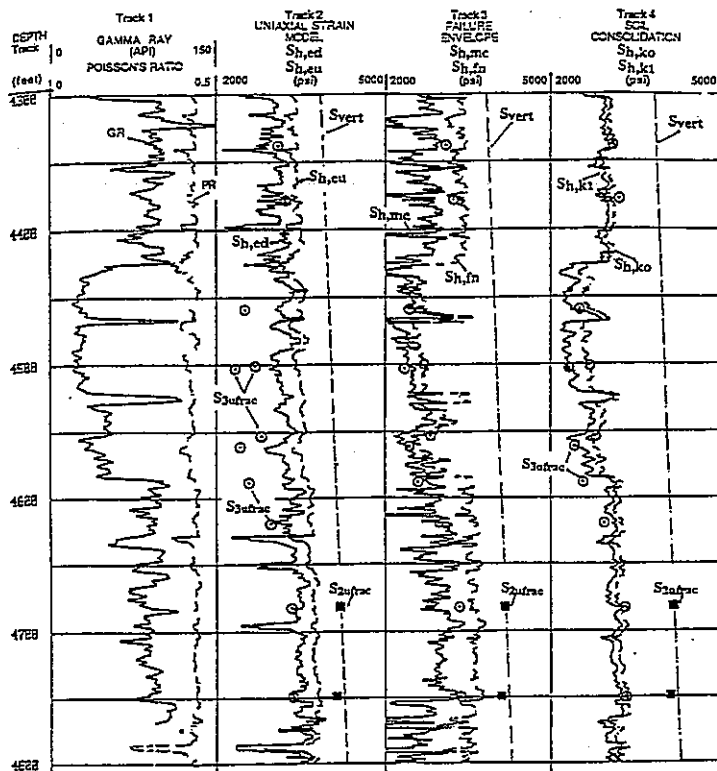


Figure 5. Stress logs of FTD #1 & #2.

Track 1: Gamma-ray (GR) & Poisson's ratio (PR).

Tracks 2, 3 & 4: Computed  $S_{vert}$  ( $S_{vert}$ ) and microfrac  $S_{3frac}$  (circle  $\ominus$ ) and microfrac  $S_{2frac}$  (solid bar  $\blacksquare$ ).

Track 2: Computed  $S_{min}$  from classic model using drained ( $S_{h,ed}$ ) and undrained ( $S_{h,eu}$ ) properties.

Track 3: Mohr-Coulomb model  $S_{min}$  with nonzero cohesion ( $S_{h,mc}$ ) and with zero cohesion ( $S_{h,fn}$ ).

Track 4: Soil mechanics model:  $S_{min}$ : uniaxial vertical compaction model ( $S_{h,ko}$ ).

$S_{min}$  if  $S_{vert} = S_{max}$  ( $S_{h,k1}$ ).

文献番号	I-7	著者	松木浩二、竹内孝二郎
タイトル	ASR 法による岩手県湯ノ森地域の三次元地圧計測		
雑誌名	資源と素材		
巻号	Vol.110	頁	P625-630
		発行年月	1994年8月
要旨	<p>ASR(Anelastic Strain Recovery)法による三次元地圧計測法の実際と岩手県松尾村湯の森地域に適用した結果について述べるとともに同時に行われた他のコアを用いた地圧計測法との比較について述べた。その結果、ASR 法が地下深部の三次元地圧計測法として十分有効であることを確認した。また、非弾性変位に基づく測定法の開発、ASR 法の適用性、岩石試料の力学的異方性の評価とその測定結果への影響評価、岩石の非弾性ひずみ回復特性に及ぼす応力の影響のより詳細な検討など、本方法をより信頼性の高い方法にするための多くの問題も見い出された。</p>		
測 定 概 要			
測定場所：岩手県湯ノ森地域掘削されたTG1井、TG2井。			
測定深度：986～1493m			
地質概要：測定地点の岩盤温度は100℃から210℃の高温地域で、岩質は主として凝灰岩と頁岩である。			
測定方法：ASR 法			
<p>独立な6方向以上の非弾性ひずみまたは非弾性変位を測定し、これから非弾性主ひずみや非弾性偏差主ひずみを求めることにより、当該岩石の非弾性ひずみ回復特性を知ることなしにまず主応力の方向と偏差主応力の比を求め、次に、実験室において当該試料のせん断変形と体積変形に関する非弾性ひずみ回復コンプライアンスを測定することにより、主応力の大きさを求める。なお、実験室における非弾性ひずみ回復コンプライアンスの測定に際しては、既に分かっている非弾性ひずみ回復コンプライアンスの平均応力依存性を考慮する。</p>			
<u>非弾性ひずみの測定</u>			
<p>地表に回収された定方位コアにまず方位を記録するための参考線を引き、小型カッターを用いてFig.1に示すように互いに垂直な3面を作成後、それぞれの面を研磨してアセトンで洗浄する。次に、それぞれの面にロゼットゲージ(ゲージ長10mm)を瞬間接着剤を用いて貼付し、試料の湿潤状態を測定中一定に保つために試料全体をシリコンゴムでシールして恒温槽に投入する。また、恒温槽の温度は、ジェット噴流攪拌型温度制御器により、室温が大きく変化しなければ±0.1℃の精度で制御される。それぞれのロゼットゲージの表面には試料の温度変化を測定するための熱電対が取り付けられており、また、恒温槽には、測定系のドリフト量を測定して補正するため、ひずみゲージを貼付した黄銅製のダミー試験片が設置されている。ひずみ(1ゲージ3線式)と温度は、データアキュイジションコントローラで測定し、パーソナルコンピュータのCRTに結果を表示しながらフロッピーディスクに記録する。ASR法では、十分な大きさのひずみ量を得るため、応力解放後できるだけ早く測定を開始することが望ましく、ひずみ測定は現場で行った。</p>			
<u>非弾性ひずみ回復コンプライアンスの計測方法</u>			
<p>当該試料の非弾性ひずみ回復コンプライアンスの測定は、できるだけ現場の含水状態を再現する必要があるため、一対のクロスゲージ(ゲージ長10mm)を貼付した飽和含水状態の円柱試験片(直径30mm、高さ75mm)を用いて排水三軸圧縮条件で行った。排水条件は、内部に十分な大きさの空気体積を有し表面に多数の細孔を設けたエンドピースを用いて実現し、試験片に4日間一定の三軸圧縮応力を加えて除荷した後、非弾性回復ひずみを同じく4日間測定する。ひずみと温度の測定はデータアキュイジションコントローラとパーソナルコンピュータを用いて行い、封圧と軸荷重は、それぞれ手動式油圧ポンプとサーボコントロール型材料試験機で加え、また、圧力容器を小型恒温室内に設置して温度を±0.4℃の精度で一定に保った。</p>			
<p>軸応力を<math>\sigma_1</math>、封圧を<math>\sigma_3</math>とし、非弾性軸ひずみを<math>\epsilon_{1a}</math>、非弾性横ひずみを<math>\epsilon_{2a}</math>とすると、それぞれのモードの非弾性ひずみ回復コンプライアンスは次式で与えられる。</p>			

$$Jas(t) = (\varepsilon_{1a} - \varepsilon_{3a}) / (\sigma_1 - \sigma_3)$$

$$Jav(t) = (\varepsilon_{1a} + 2\varepsilon_{3a}) / (\sigma_1 + 2\sigma_3) \quad (1)$$

また、当該岩石の非弾性ひずみ回復コンプライアンスが求めれば、次式により主応力の大きさが決定される。

$$\sigma_1 = \varepsilon_1(t)/Jas^*(t) + \varepsilon_m(t)/Jav^*(t) + p_0 \quad (2)$$

ただし、 $\varepsilon_1(t)$ は非弾性偏差主ひずみ、 $\varepsilon_m(t)$ は非弾性平均ひずみ、 $p_0$ は間隙水圧であり、また、 $Jas^*(t)$ や $Jav^*(t)$ は測定開始後の時間に対応する非弾性ひずみ回復コンプライアンスである。

測定結果：

定方位コアについて求めた主応力の方向を Fig.2 に示す。最大主応力の方位は概ね NW-SE 方向であり、これはこの地域の測量から評価された最大圧縮水平ひずみの方向と一致している。また、同図には、TG2 井の深度 800~1200m で観察されたボアホールブレイクアウトの位置も示してあるがこれとも調和的である。最大主応力および最小主応力の鉛直方向からの傾斜角度と垂直深度の関係を Fig.3 に示す。Fig.3 から、最大主応力は、初め深度とともに水平方向から鉛直方向へ変化しているが、深度が 850m を越えると再び水平方向へ変化している。一方最小主応力は、深度とともにほぼ一様に鉛直方向から水平方向へ変化している。また、偏差主応力の比は、800~1200m の区間で  $S_2/S_1$  と  $S_3/S_1$  の差が大きい。

DSCA 法ならびに AE 法および DRA の併用法で得られた主応力の結果と本方法でのそれとの比較を Fig.4 に示す。なお、これらの方法が同時に適用されたのは、TG1 井の垂直深度 401m および TG2 井の垂直深度 850m のコアであるが、前者については、AE 法 DRA の併用法では水平応力と鉛直応力のみが計測された。TG1-401m では三者の間には大きな矛盾がないことがわかる。一方、TG2-850m については、ASR 法と DSCA 法の間で主応力方向に大きな差が認められないのに対し、AE 法と SRA の併用法で得られた主応力方向は最大と最小主応力の方向が前二者で得られた方向と逆になっている。

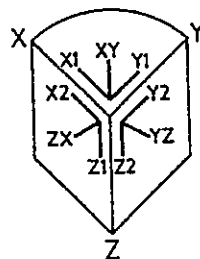


Fig.1 Normal strains measured in the ASR method.

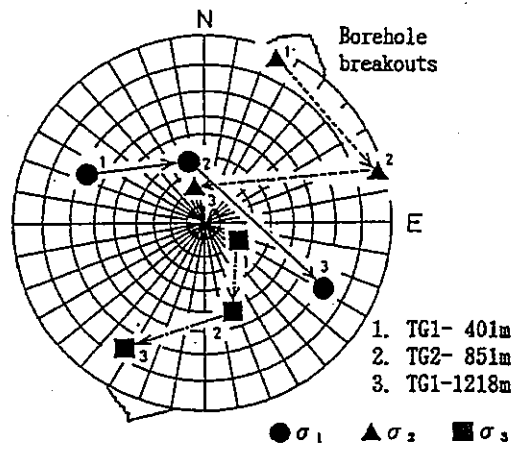


Fig.2 The principal stress orientations determined from the ASR method (upper hemisphere)

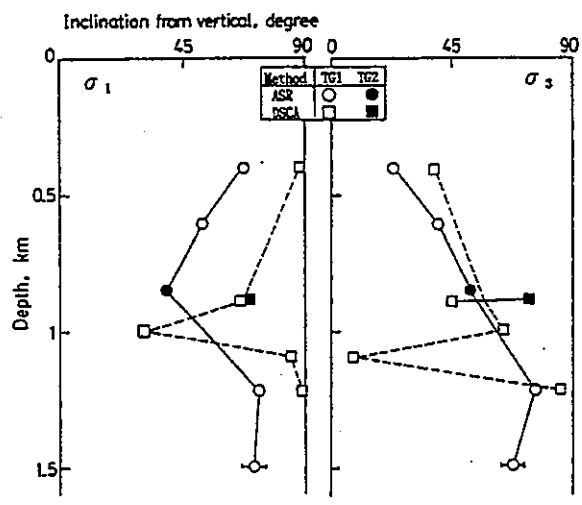
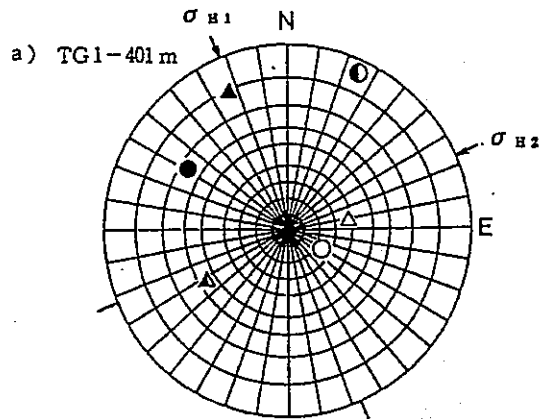
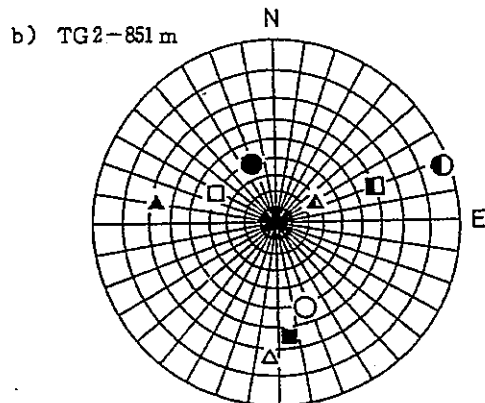


Fig.3 The relationships between the vertical depth and the inclinations of both the maximum  $\sigma_1$  and minimum  $\sigma_3$  principal stresses from the vertical axis obtained by both the ASR method and DSCA



TG1-401m andesite	Orientations			Magnitude	
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$	$S_1 : S_2 : S_3$
ASR	●	○	○	—————	1 : 0.02 : -1.02
DSCA	▲	▲	▲	1 : 0.47 : 0.29	1 : -0.28 : -0.72
AE+DRA (2D)	$\sigma_{n1}$	$\sigma_v$	$\sigma_{n2}$	$\sigma_{n1}=12.2, \sigma_v=11.0, \sigma_{n2}=10.8$ (1 : 0.90 : 0.89)	(MPa)



TG2-851m tuff	Orientations			Magnitude	
	$\sigma_1$	$\sigma_2$	$\sigma_3$	$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ (MPa)	$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$
ASR	●	○	○	24.1, 21.4, 19.3	1 : 0.88 : 0.80
DSCA	▲	▲	▲	—————	1 : 0.60 : 0.53
AE+DRA	■	□	□	23.2, 20.2, 17.1	1 : 0.87 : 0.74

Fig.4 The comparison of the principal stress data obtained by three methods, the ASR method, DSCA and the combined method of AE and DRA for TG1-2 and TG2-2.

## Others

- J-1. Hayashi K. and Masuoka M. Estimation of tectonic stress from slip data obtained from fractures in core samples. Proc International Workshop on Rock Stress Measurement at Great Depth, Tokyo, P35-39(1995).
- J-2. Yassir N.A. and Robertson D.G. The use of thermal strain relaxation of core to determine stress directions. Proc 1st North American Rock Mechanics Symposium, Austin, P401-408(1994).
- J-3. Bock H. In-situ validation of the borehole slotting stressmeter. Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, P261-270(1986).
- J-4. Lu P.H. New method of rock stress measurement with hydraulic borehole pressure cells. Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, P237-245(1986).
- J-5. 佐野修, 工藤洋三, 石田一成, 民部雅史, 水田義明. 室内弾性波速度測定による原位置応力測定の推定について. 資源・素材'94 (秋季大会), P25-28(1994).
- J-6. 小村健太郎, 池田隆司, 塚原弘明. コア・ディスクキングによる地殻応力方位の推定—足尾水圧破碎実験井における事例研究—. 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, P409-412(1994).
- J-7. 森谷祐一, 新妻弘明. AE タブレットによる応力解析—Regional Stress Field の計測は可能か?—. 資源・素材'96 (秋季大会), P75-78(1996).



文献番号	J-1	著者	Hayashi, K; Masuoka, M
タイトル	Estimation of tectonic stress from slip data obtained from fractures in core samples		
雑誌名	Proc International Workshop on Rock Stress Measurement at Great Depth, Tokyo, Sep. 1995		
巻号		頁	P35-39
		発行年月	1995
要旨	<p>ポアホールから採取されたコア試料のすべり面から初期応力を推定する方法について述べる。この方法では、すべり面のストライエーションはき裂面のすべりによって形成されたと仮定する。ポアプレッシャーを加味し、き裂表面のすべり方向と単位法線ベクトルから初期応力場を推定する。2つの地熱フィールドから得られたデータにこの方法を適用し、非弾性ひずみ回復(ASR)法の結果と対比した。本手法と ASR から推定した初期応力場はよい一致を示した。</p>		
測 定 概 要			
測定場所: (1)Yunomori 地熱フィールド。(2)Kakkonda 地熱フィールド。			
測定深度: (1)1005~1110m。(2)2024~2092m。			
地質概要: 記載なし。			
測定方法: コア試料のすべり面			
問題の呈示			
<p>すべりの方向を示すストライエーションを有するき裂面を考える。Fig.1 参照。空間に固定された Cartesian 座標系 <math>o-x_1x_2x_3</math> を導入する。ここで、下添え字は 1, 2, 3 をとり、この添え字が二つそろって出てくる場合、その添え字については総和をとるものとする。</p> <p><math>T_i</math>, <math>S_i</math> および <math>N</math> をき裂面の表面応力、せん断応力およびき裂表面の外向き単位法線ベクトル <math>n_i</math> の方向の応力成分とすると次式が成り立つ。Fig.2 および 3 参照。</p>			
$T_i = Nn_i + S_i$			(1)
ここで、 $n_i$ は下向きのき裂面の外向き単位法線ベクトルである。Cauchy の式から、			
$T_i = \sigma_{ij} n_j$			(2)
ここで、 $\sigma_{ij}$ は $o-x_1x_2x_3$ 座標系における応力成分である。さらに、			
$N = \sigma_{kk} n_k n_i$			(3)
式(1)~(3)より、 $S_i$ は次式のように表せる。			
$S_i = \sigma_{ij} n_j - \sigma_{kk} n_k n_i$			(4)
せん断応力 $S_i$ の方向がき裂面のすべり方向 $s_i$ と一致すると仮定すると、次式が得られる。			
$S_i = S s_i$			(5)
ここで、 $S$ は $S_i$ の大きさであって、 $S^2 = S_i S_i$ である。 $f$ をまさつ係数、 $p$ をポアプレッシャーとすると、Coulomb のまさつ則より、			
$S = -f (N + p)$			(6)
式(4)~(6)より、次式が得られる。			
$\sigma_{ij} n_j - \sigma_{kk} n_k n_i = -f (\sigma_{kk} - \delta_{ij} p) n_i n_s$			(7)
ここで、 $\delta_{ij}$ は Kronecker のデルタである。最後に、次のような正規化した応力 $\tau_{ij}$ を導入すると、			
$\tau_{ij} = (\sigma_{ij} + \delta_{ij} p) / (\sigma_{33} + p)$			(8)
最終的に次式が導かれる。			
$[A] \begin{bmatrix} \tau_{11} & \tau_{12} & \tau_{13} & \tau_{22} & \tau_{23} \end{bmatrix}^T = \begin{bmatrix} n_3^2 (n_1 - f s_1) & n_3^2 (n_2 - f s_2) & -n_3 + n_3^2 (n_3 - f s_3) \end{bmatrix}^T$			(9)
ここで、 $[A]$ は方向余弦とまさつ係数で表される 3 行 5 列のマトリクスである。			
計算方法			
<p>ストライエーションのあるき裂の数を <math>q</math> とする。このようなき裂に関して式(9)が成り立つから、5つの未知量 <math>\tau_{11}</math>, <math>\tau_{12}</math>, <math>\tau_{13}</math>, <math>\tau_{22}</math>, <math>\tau_{23}</math> は <math>3q</math> の線形代数方程式を満足する解として決定される。式(8)を用いると応力比 <math>t_{ij} \equiv \sigma_{ij} / \sigma_{33}</math> は次のように表せる。</p>			

$$t_{ij} = (1 + p/\sigma_{33}) \tau_{ij} - \delta_{ij} p/\sigma_{33} \quad (11)$$

$\sigma_{33}$  を  $-\rho_r g h_H$  と表すと、 $t_{ij}$  は次式のようにになる。

$$t_{ij} = (1 + p \rho_w / \rho_r) \tau_{ij} - \delta_{ij} p / \sigma_{33} \quad (12)$$

ここで、 $p = p / \rho_w g h_H$ 、すなわち、高さ  $h_H$  の水柱の圧力で正規化したポアプレッシャーである。 $\rho_r$  は岩盤の密度、 $g$  は重力加速度、 $h_H$  は応力を決定しようとする深度そして  $\rho_w$  は水の密度である。 $\sigma_{33}$  で正規化した主応力  $t_i$  は  $[t_{ij}]$  の固有値として、また主応力軸は  $t_i$  に対応する固有ベクトルとして決定される。

実際の測定データを解析する場合、まず  $q$  個のき裂から 2 つ以上のき裂を抽出するすべての組み合わせについて計算をおこなう。次に、このようにして計算した結果に、以下の判定基準を適用する。

(a) 観測されたすべり方向  $s$  と、推定した応力場から求めたせん断応力  $S_i$  の方向の間の角度  $\phi$  は  $40^\circ$  以内である。

(b) 主応力は圧縮である。

これらの判定基準を満たした組み合わせのうち、最も数多くのき裂を含む組み合わせから求めた結果を初期応力場とする。

測定結果：

#### Yunomori フィールド

Yunomori フィールドでは、深度 1005~1110m の区間で 13 のき裂についてすべり方向とき裂の方向が決定された。まさつ係数  $f$  を 0.8 に設定して計算した結果、7 つのき裂の組み合わせが判定基準を満たした。

Fig.6 は主応力比におよぼすポアプレッシャーの影響を表している。ポアプレッシャーが小さいと、応力比は異常に大きい。このことから、き裂面にそったすべりが発生したときは、ポアプレッシャーはかなり大きかったと推定される。Fig.9 は主応力軸の方向を示している。観測されたすべり方向と、推定された応力場から求めたせん断応力の方向とのくいちがいは、平均  $12.4^\circ$  であった。 $f$  を 0.8 に設定したので、 $S/|N|$  は 0.8 でなければならない。7 つのうち 5 つのデータはほぼ 0.8 であって、推定された応力場は比較的合理的であるといえる。 $f$  を 0.6~0.8 の間で変化させても主応力軸の方向はほとんど変化しない。Fig.9 参照。Fig.10 は ASR から求めた主応力軸の方向であるが、本手法から求めた Fig.9 の結果と良い一致が認められる。

#### Kakkonda フィールド

Kakkonda フィールドでは、深度 2024~2092m の区間で 11 のき裂のすべり方向とき裂面の方位が決定された。まさつ係数を 0.8 に設定したとき、8 つのき裂の組み合わせが判定基準を満たし、Yunomori フィールドと同様に主応力軸の方向が決定された。

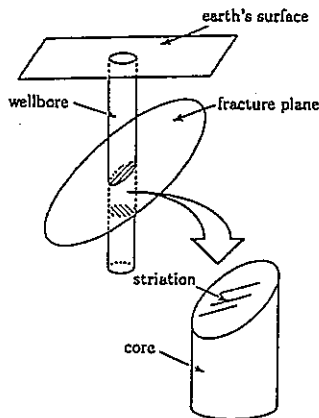


Figure 1. Core sample and fracture surface striation due to slip.

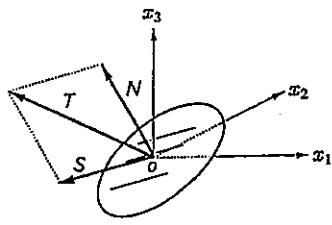


Figure 2. Definition of traction acting on a fracture surface.

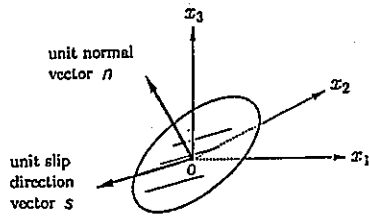


Figure 3. Slip direction  $s_i$  and unit normal vector  $n_i$  of a crack surface.

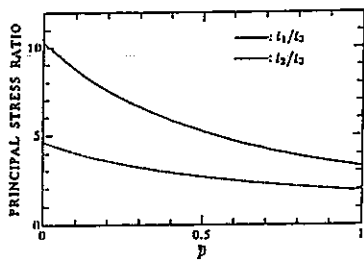


Figure 6. Variation of stress ratio with respect to the normalized pore pressure (Yunomori).

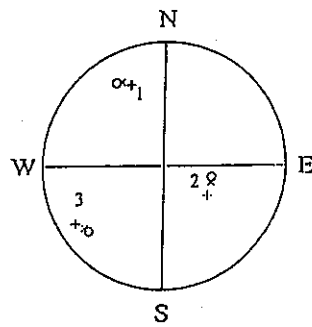


Figure 9. Effect of the coefficient of friction, (Yunomori, o :  $f = 0.6$ , x :  $f = 0.8$ , + :  $f = 1.0$ ).

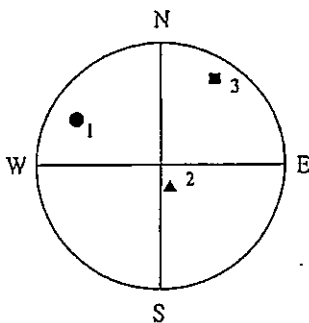


Figure 10. The principal axes of stress determined by ASR for Yunomori (Takeda 1993).

文献番号	J-2	著者	Yassir, NA; Robertson, DG
タイトル	The use of thermal strain relaxation of core to determine stress directions		
雑誌名	Proc. 1st North American Rock Mechanics Symposium, Austin, 1-3, June 1994, Publ Rotterdam: A A Balkema		
巻号		頁	P401-408
		発行年月	1994
要旨	<p>初期応力の大きさと方向を測定する方法は、コストが高いことがひとつの問題になっている。海洋掘削の現場ではこの問題は特に大きい。このため、過去 20 年間にわたって、コストが安くしかも信頼性の高い、コアを用いた応力測定法が研究されてきた。すなわち、コアディスク法、センターフラクチャリング法、P 波あるいは S 波速度測定法、非弾性ひずみ(ASR)法、DSCA 法、熱ひずみ回復 (TSR) 法である。このうち、TSR 法に関する系統的な研究はこれまでおこなわれていなかった。この方法では ASR 法のように採取直後のコアを用いる必要がなく、DSCA 法のように高い圧力をかける必要もない。</p> <p>南西 Ontario および Paris Basin のコアから、初期水平主応力の方向を決定するために、熱ひずみ回復(TSR)試験がおこなわれた。いずれのコアも TSR は異方性を示し、南西 Ontario のコアの最大熱主ひずみの方向は ESE-WNW であった。両地域から得られたコアの TSR の主軸は、いずれもこれまで知られている初期応力の方向と直交した。</p>		
測定概要			
測定場所: (1)Paris, France で採取された直径 4" の定方位された石灰岩のコア。(2)Ontario, Toronto で採取された直径 1.5" の定方位されていない炭酸塩のコア。			
測定深度: Ontario, Toronto から採取されたコアのみ記載あり。34~385.5m。			
地質概要: 記載なし。			
測定方法: 熱ひずみ回復法 (TSR)			
<p>まず、コアの両端面が平行になるように切断する。この端面にそれぞれ 120° 間隔に 3 枚のひずみゲージを貼付する。この試料を炉の中に設置し、炉を 2°C/min の昇温速度で 100°C まで加熱する。試料の上面と下面にそれぞれ熱電対を設置して、コアと炉の中の空気との温度差を測定する。このときコアの側面から中心に向かって熱が伝わるように、コアを断熱材の上に置く。これらの熱電対の温度と設定温度の差が 1°C 以内になるとひずみの測定を開始する。測定は 10°C 間隔でおこなわれ、最大および最小主ひずみの方向を計算する。</p> <p>予備試験では、湿度、温度範囲および加熱サイクルの影響が調査された。試料は乾燥していて湿度の影響はみられなかった。TSR は温度とともに一緒に増加したが、70°C 以上で縮む傾向を示すデータもあった。したがって、主ひずみの方向は、70°C 以下のデータから求めた。加熱サイクルの影響は小さく、TSR の大きさと計算された主ひずみの方向には良い再現性が認められた。</p>			
測定結果:			
(1)Paris Basin のコア			
<p>3 つのコアの試験結果は、Table 2 のようである。最大主ひずみの方向は NE であって、Fig. 3 のローズダイアグラムに示す通りである。これらの結果は、同一のボアホールから採取したコアについておこなった ASR 法および DSCA 法の結果と良く一致する。すなわち、最大水平主応力の方向は NE-SW であることを示唆している。しかし、Paris Basin でおこなわれた水圧破壊試験から決定された最大主応力の方向は、この方向と直交する。</p>			
(2)Ontario のコア			
<p>コアは古地磁気を測定して定方位しなければならなかった。試料番号#34 および 278 を除いて、定方位の精度は高かった。ひずみゲージの間で TSR の大小関係が逆転した場合は、主ひずみの方向の信頼性は低いと判定された。比較的信頼性の高いデータをローズダイアグラムで表示すると Fig. 5 のようである。TSR は ESE-WNW の方向で最も大きく、この場合も南西 Ontario の最大水平主応力の方向と直交する。</p> <p>以上 2 つの測定結果は、コアの TSR が初期応力の解放によって誘起されたマイクロクラックに</p>			

応答しているかどうか、疑問を投げかけるものである。いまのところ、これらの試験だけから本測定方法の有効性について断定的な結論を下すことはできない。

Table 2. Average orientation obtained for maximum strain of Elf core (<70°C).  
Degree of reliability: H - high; M- medium.

Sample	1	2	19
Orientation	47	57	62
	H	M	H

404

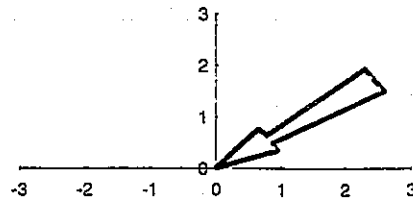


Figure 3. Rose diagram of maximum strain orientations for the Elf core. Data include DSCA and ASR results obtained by Perreau *et al.* (1989).

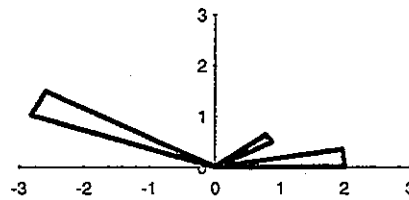


Figure 5. Rose diagram of medium and high reliability orientations for the OGS core.

文献番号	J-3	著者	Bock, H
タイトル	In-situ validation of the borehole slotting stressmeter		
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek		
巻号		頁	P261-270
		発行年月	1986
要旨	<p>最近開発された2次元初期応力測定装置であるボアホールスロッターは、オーバーコアリングを必要とせず、低コストで数多くの測定ができるという長所がある。Burdekin Falls ダムサイト(Queensland/Australia)では、基礎工事の段階で大きな水平応力の兆候が認められ、これはグラウトおよび下流側の水路掘削の障害になると考えられた。そこで、河床の岩盤の初期応力状態を調査するために、オーバーコアリングおよび水圧破碎試験と並行してボアホールスロットティング法による初期応力測定がおこなわれた。</p>		
測 定 概 要			
測定場所: Townsville/N.E. Australia の南方 210km に位置する Burdein Falls ダムサイトの河床。			
測定深度: 17m			
<p>地質概要: テストサイトの岩盤は、デボン紀から石炭紀時代の末区分の安山岩質石質凝灰岩である。インタクトな岩石の平均一軸圧縮強度は 260MPa、平均ヤング率は 80Gpa である。岩盤の構造的な特徴として水平なシートジョイントがある。このほか、これと直交する急傾斜のジョイントがみられる。</p>			
<p>測定方法: ボアホールスロットティングによる応力測定法は、部分応力解放の原理に基づいている。すなわち、小型のダイヤモンドソーによってボアホールの壁面に半月状のスロットを切り込む。Fig.2 および 3 参照。プロトタイプボアホールスロッター (Fig.1) は HQ のボアホール用に制作され、外形 96mm、スロットの幅は 0.8mm、深さは最大 32mm である。測定器に組み込まれたソーは圧縮空気で作動する。スロットティングの前後およびスロットティングをおこないながら、スロット近傍の接線ひずみの変化を測定する。ひずみセンサーは測定装置に組み込まれていて繰り返し使用できる。</p> <p>2次元初期応力状態を決定するためには、1箇所の測定地点で独立した方向に少なくとも3つのスロットを切り込む必要がある。線形弾性理論に基づいてひずみを応力に変換するので、応力の算定には試験をおこなった場所の岩石のヤング率が必要である。</p>			
<p>測定結果: Fig.6 は測定精度を向上させることを目的として1箇所あたり8つのスロットを切り込んだときに測定された接線ひずみの変化である。孔軸を中心として180°の位置(例えば135°と315°)にあるスロットで測定されたひずみの変化傾向は良く一致しており、岩石がきわめて均質であることを示唆している。</p> <p>Fig.7 は、スロットティング法による測定結果とボアホール深度の関係である。HQのボアホールからわずか3.3m離れたボアホールで実施したドアストッパー法の結果も示してあるが、スロットティング法の結果ときわめて良く一致している。</p> <p>Fig.8 は、深度8mまでの12箇所で行った結果である。これらの試験は1日で終了したもので、スロットティング法による応力測定が非常に短時間でできるかを証明している。さらに、8mあたり12回という高い密度で測定を行なったことにより、シードジョイントを境にした応力の変化を読み取ることができる。これらの測定結果から、ボアホールスロットティング法は少なくとも他の応力測定法に匹敵する測定精度を有していて、しかもこの方法によれば短時間で信頼性の高い測定結果が得られることが証明された。</p>			

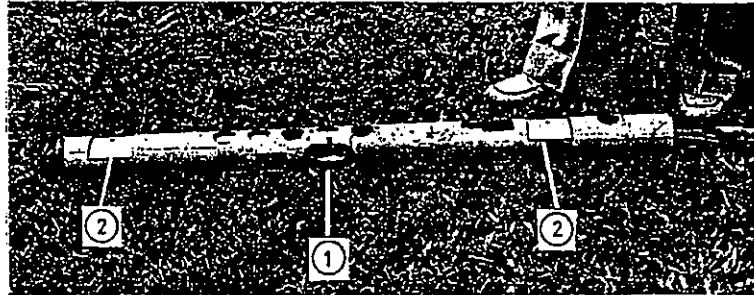


Fig. 1. Prototype borehole slotter for HQ Boreholes. (1) = Centre part with diamond blade (retracted); (2) = clamping platens.



Fig. 2. Slotting the edge of a model borehole. Centre part of the borehole slotter with diamond blade (extended) and recoverable tangential strain sensor near-by.



Fig. 3. View into a model borehole after cutting a number of half-moon shaped slots.

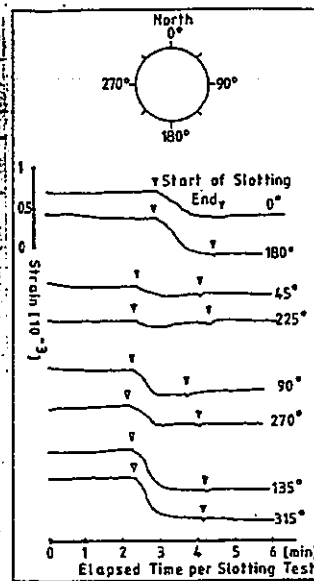


Fig. 6. Tangential strain responses from eight individual slotting tests. The eight cuts were made in different directions at a particular borehole depth. They constitute one 2-D stress measurement.

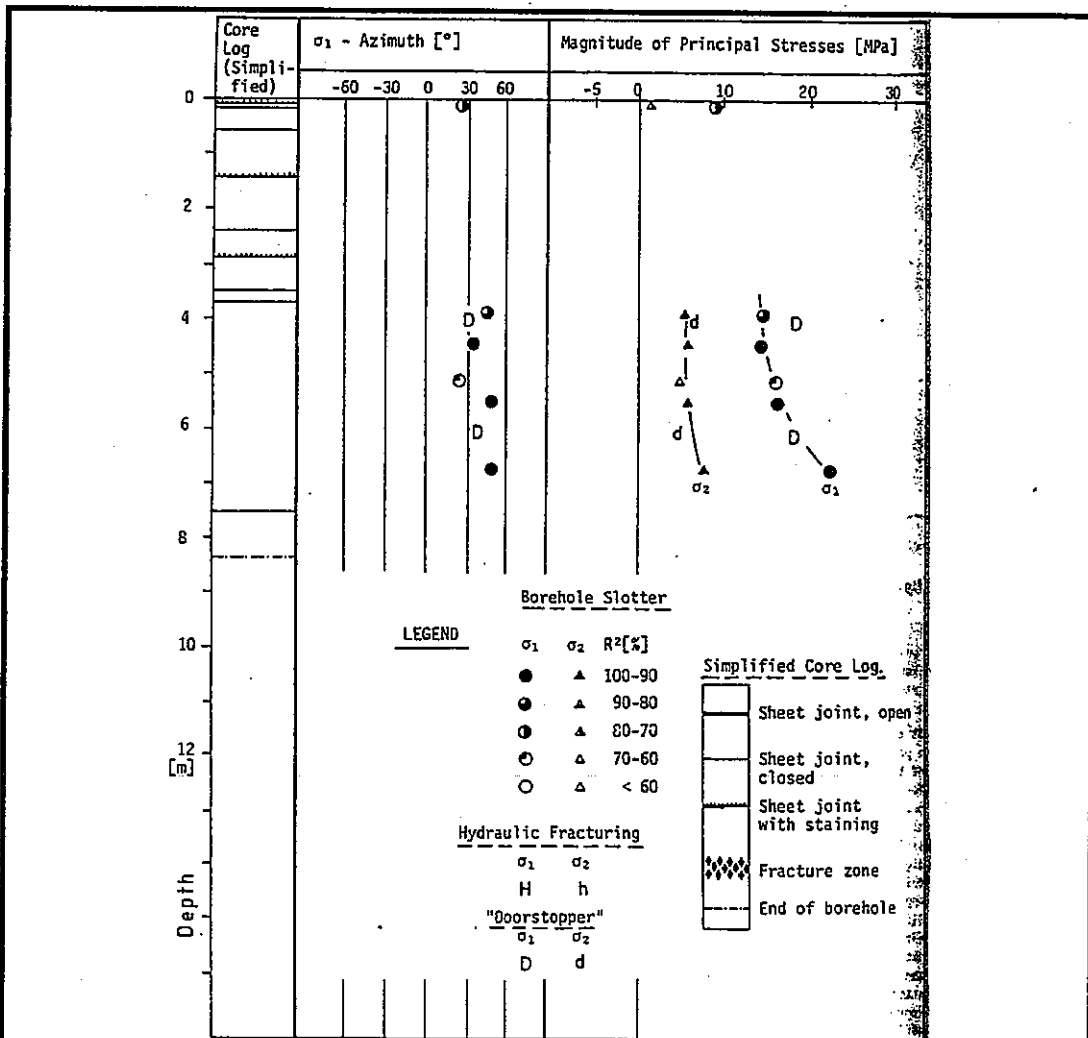


Fig. 7. Comparison of results from borehole slotting and "doorstopper" tests

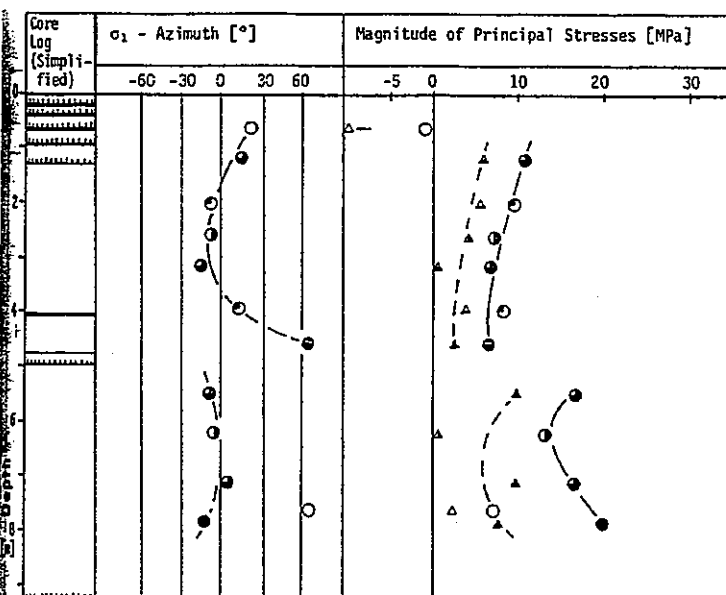


Fig. 8. Results of borehole slotting tests in Borehole S2. (Legend as in Fig. 7)



文献番号	J-4	著者	Lu, PH
タイトル	New method of rock stress measurement with hydraulic borehole pressure cells		
雑誌名	Proc International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, 1-3 Sept 1986, Publ Lulea: Centek		
巻号		頁	P237-245
		発行年月	1986
要旨	<p>アメリカ合衆国内務省鉱山局が岩盤の応力を測定するために開発した油圧セルの基本原理解および装置について述べる。この装置によれば初期応力と応力変化が測定できる。単一のボアホールに設置した1本の円筒形油圧セル(CPC)と2枚の扁平油圧セル(BPC)の圧力変化から、平板および厚肉円筒の弾性理論に基づいて2次元の初期応力状態が決定される。本測定方法を用いたケーススタディーについても述べる。</p>		
測定概要			
測定場所: New Mexico, Utah, Ohio, W. Virginia, Colorado.			
測定深度: 坑内、366, 1067, 584, 290, 560 および 396m.			
地質概要: カリ鉱石、岩塩、破碎されたモンゾニ斑岩、片麻岩、変質した花崗岩。			
測定方法: 油圧セル			
基本原理			
<p>Fig.1 に示すような1本のCPCと2枚のBPCの圧力が地圧と平衡したときの圧力から、平板および厚肉円筒の弾性理論に基づいて岩盤の初期応力が決定できる。すなわち、岩盤が均質等方で測定地点の岩盤の応力が一様ならば、CPCの圧力が平衡に達したときの圧力<math>P_{eCPC}</math>と二軸の初期応力<math>N_1</math>と<math>N_2</math>との間には次式が成り立つ。</p> $N_1 + N_2 = P_{eCPC} / (1 - \nu)$ <p>ここで、<math>\nu</math>は岩盤のポアソン比である。一方、お互いに直交する2枚のBPCの圧力が平衡に達したときの圧力をそれぞれ<math>P_{e1}</math>および<math>P_{e2}</math>とし、その比を<math>Q = P_{e1} / P_{e2}</math>とすれば、二軸の初期応力の比と<math>Q</math>の関係は次式のようなものである。</p> $N_1 / N_2 = (Q - S) / (1 - QS)$ <p>ここで、<math>S</math>はBPCの扁平な方向と平行な応力成分に対する感度係数である。したがって、以上の2本の方程式から未知の二軸の初期応力<math>N_1</math>と<math>N_2</math>を求めることができる。</p> <p>お互いに直交するボアホールにこれらの油圧セルを設置すれば、三軸の初期応力を測定することもできる。</p>			
測定装置			
<p>油圧セルおよび付属の機器は、Fig.5 に示す通りである。CPCの直径は37.5mmで、ボアホールの直径が38.0mmの部分に設置する。CPCの長さは20.3cmであって、ボアホールに設置したときの有効長さは17.8cmである。油圧ポンプから内径3.175mmの鋼管を通じてCPCまで作動油あるいはグリセリンを送り、ボアホール壁面に対して銅のシェルを膨張させる。</p> <p>BPCはポルトランドセメントの中にキャストイングされていて直径59.3mmである。これは、BXサイズ(直径60mm)のボアホールに設置するように設計されている。BPCのボディは厚さ1.52mmの軟鋼から作られていて、長さ20.3cm、幅5.08cm、高さ8.9mmである。CPCと同様に、ボアホールの中で膨張させ、セメントを介してボアホールに圧力を伝達する。</p>			
測定結果:			
<p>New Mexico 鉱山のカリ鉱石の中で鉛直および水平方向の応力を測定するために、水平に掘削された長さ30mのボアホールに1本のCPCと2枚のBPCを設置した。被り高さは366mである。初期の設定圧力はそれぞれ約17MPaであった。35日間の油圧の読みをプロットするとFig.7のようである。3つのセルの圧力は25から30日で平衡に達して、CPC、鉛直および水平なBPCの圧力はそれぞれ、11.0、6.6および5.0MPaである。これらの圧力から算定された鉛直および水平の応力成分は10.9MPaおよび7.3MPaである。</p> <p>この方法はカリ鉱石ばかりでなく、岩塩、石炭などの比較的柔らかい岩盤や火成岩にも適用され</p>			

ている。これまでにこなわれた6つのケースをまとめると Table 1 の通りである。

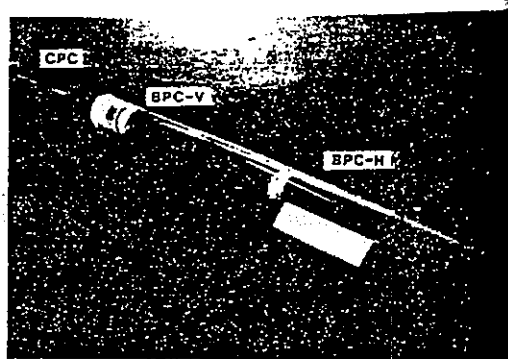


Fig.1 Combination of one CPC and two BPC's in one hole (Lu 1984).

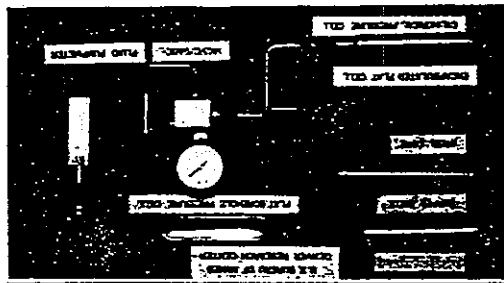


Fig.5 Hydraulic borehole pressure cells and auxiliary instruments.

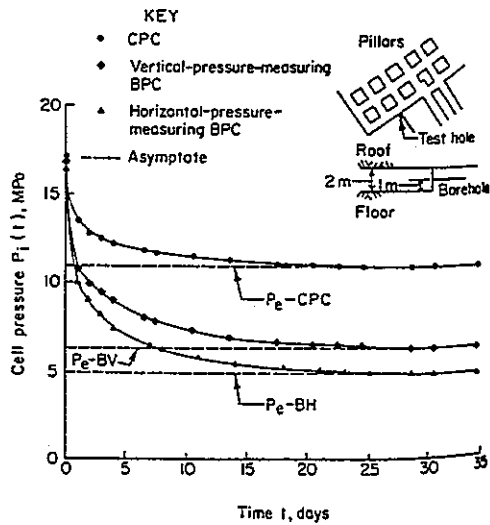


Fig.7 Long-term cell pressure convergence plot.

Table 1. Measured existing rock stresses

Rock strata	Measuring site	Overburden m	Modulus of deformation $10^3$ MPa	Poisson's ratio	Vertical Horizontal pressure		
					I MPa	II MPa	MPa
Potash bed, New Mexico	Unmined area, 20% excavated	366	20.16	0.40	10.9	7.3	NE-SW
Potash bed, Utah	Development entry pillar, 18m x 42m, 20% excavated	1067	27.07	0.34	34.5	17.8	14.8 NW-SE NE-SW
Salt bed, Ohio	Unmined area, 10% excavated	584	23.04	0.28	15.9	13.1	11.4 N-S E-W
Coal seam, W. Virginia	Barrier pillar, 15% excavated	290	5.72	0.35	10.0	8.3	E-W
Fractured horzonite porphyry, Arizona	Unmined block, 12% excavated	560	16.56	0.20	12.0	14.8	12.8 NE-SW NW-SE
Gneiss, schist, and altered granite; Eisenhower tunnel, Colorado	3m by 3m pilot tunnel	396	42.76	0.20	15.9	13.8	6.9 E-W N-S

文献番号	J-5	著者	佐野 修、工藤洋三、石田一成、民部雅史、水田義明		
タイトル	室内弾性波速度測定による原位置応力の推定について				
雑誌名	資源・素材 '94 (秋季大会)				
巻号		頁	P25-28	発行年月	1994年
要旨	<p>愛媛県越智郡から採取された大島花崗岩と釜石鉱山で採取された2種類の花崗閃緑岩を用いて DSCA および弾性波速度測定をおこなった。その結果、2種類の花崗閃緑岩はいずれも岩石内部のマイクロクラックが少ないこと、そして弾性異方性が比較的小さいことがわかった。比較的マイクロクラックの多い大島花崗岩では、DSCA により得られたマイクロクラックの方位分布と弾性波速度から推定した弾性対称軸の方向は一致した。このことは DSCA 法による初期応力測定の可能性を示唆しており、同時に弾性波速度測定結果から初期応力の主応力軸方向が推定できることを示唆している。</p>				
測 定 概 要					
測定場所：愛媛県越智郡および釜石鉱山。					
測定深度：釜石鉱山では 500m L で試料を採取した。					
地質概要：越智郡で採取した試料は大島花崗岩(OG と略記する)である。釜石鉱山から採取した試料は花崗閃緑岩 (KGW および KGB と略記する) である。					
測定方法：弾性波速度分布測定					
<p>OG、KGW および KGB のブロックあるいはコアを用いて、弾性波測定用に多面体供試体を1つずつ作成した。後者の2種の岩石コアから DSA 試験用に各2つの立方体供試体を作成した。測定にあたって用いた座標系は OG 供試体についてはいわゆる「目」の方向を、KG 供試体についてはボアホール軸方向を Z 軸 (ボアホール底方向を負)、鉛直方向を Y 軸 (上向きを正)、水平方向を X 軸とした。</p> <p>まず供試体表面を洗浄し、30分間真空下におき、さらにデシケータで2週間乾燥させた。ひずみゲージは座標軸方向および座標軸と 45 度をなす方向全てに計 18 枚貼付した。ひずみゲージにリード線を接続した後、封圧媒体の侵入を防止するためシリコンゴムで被覆した。供試体岩石および標準試料である熔融石英を封圧容器に入れ、段階的に静水圧を増加した。そして各圧力値で 30分~1時間以上圧力を一定に保ち、圧力、温度およびひずみをモニターする。</p> <p>一方、弾性波速度の測線は、各座標軸に垂直な平面内にあつて、OG 供試体については 12 方向、KG 供試体については 8 方向である。KG 供試体はさらに X 軸と Y 軸に等距離で、Z 軸と 45° をなす方向も測定した。すべての測線方向の qP 波速度を計測し、OG 供試体についてはすべての qS 波速度を、KG 供試体については各座標軸近傍のみ qS 波速度を計測した。誤差 2 乗和関数の 3 つの解は、振動方向が進行方向にもっとも平行に近いものを qP 波とし、他の 2 つの qS 波は入力された振動方向に基づいて選択した。弾性波速度と弾性定数の関係は次式で与える。</p>					
$\det   C_{pqa} \cdot a_j \cdot a_i - \rho V^2 \delta_{ij}   = 0$					
<p>ただし、<math>C_{pqa}</math> は与えられた直交座標系で定義される弾性定数、<math>a_j</math> および <math>a_i</math> は波面の法線の方向余弦であり、<math>\rho</math>、<math>V</math> および <math>\delta_{ij}</math> はそれぞれ密度、弾性波速度およびクロネッカデルタである。波面の法線方向を特定した場合、上式は <math>\rho V^2</math> に関する 3 次の方程式となり、速度に関する 3 つの解が得られる。</p>					

測定結果：

(1)大島花崗岩について、光学顕微鏡によるき裂の方位分布計測結果を図1に、弾性波速度計測結果より得られたき裂密度の解析結果を表1に示す。両者は定性的に一致している。

(2)釜石鉱山の花崗岩閃緑岩を用いた弾性定数解析については、観測座標系に関する21個の弾性定数を求め、対称性によりゼロと仮定された項の2乗和が最小となる回転角を求めた。得られた $C_{11}$ 、 $C_{22}$ および $C_{33}$ は表2に示すとおりである。いずれの供試体も異方性は小さい。KGWと比較してKGBの弾性率は大きく、静水圧下のひずみの線形性も大きかったのでKGB内のき裂は少ないと考えられる。また、き裂が比較的多いKGWでは、DSCA法から求めた主応力方位と弾性波速度から得られた弾性対称軸の方向が一致した(図2を参照)。

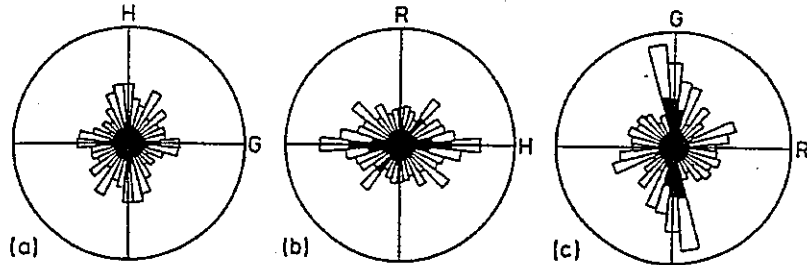


図1. 大島花崗岩の直交する3面で観察された先在き裂の方位分布。R、GおよびHはそれぞれRift、GrainおよびHardway面の法線方向。黒く塗り潰したものは粒内き裂を示している。

表1. 大島花崗岩の顕微鏡観察によるき裂密度および弾性波速度から得られたき裂密度

Crack Orientation	Crack Densities		
	Microscope*	Sound velocities*	Sound velocities
Random	0.161	0.290	0.220
Normal to R	0.032	0.037	0.041
Normal to G	0.019	0.014	0.015

\*: After Peacock et al. [1994].

表2. 直交異方性仮定のもとで弾性波速度から得られたKGBおよびKGW供試体の $C_{11}$ 、 $C_{22}$ および $C_{33}$

Sample name	$C_{11}$ , GPa	$C_{22}$ , GPa	$C_{33}$ , GPa
KGW	77.3±1.2	81.8±0.3	86.7±1.6
KGB	85.9±0.3	91.5±0.3	94.1±0.3

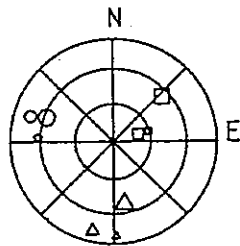
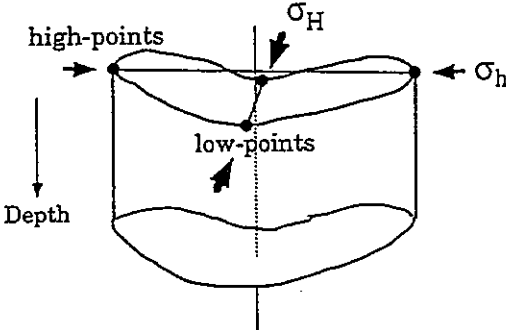


図2 KGWの主応力方向(小さい記号)および弾性波速度から得られた対称軸方向(大きい記号)

文献番号	J-6	著者	小村健太郎, 池田隆司, 塚原弘昭		
タイトル	コア・ディスクングによる地殻応力方位の推定 —足尾水圧破碎実験井における事例研究—				
雑誌名	第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集				
巻号		頁	P409-412	発行年月	1994
要旨	<p>コア・ディスクング法は、ボーリング孔から採取されたコアを利用し地殻応力を測定する方法であり、ボーリング孔内での煩雑な作業や特別な測定器具を必要とせず、コアの観察によって形を読みとるだけでよいため簡便である。しかしながら、ディスクング現象はコアを岩石試験に用いる立場からは歓迎されなかった。また地下深部からのコアにしか発現しないため、実際の応力測定法として用いた例は少なかった。そこで本報では、栃木県足尾町に掘削された2000mの水圧破碎孔で採取された岩石コアのディスクング現象を、同時に実施された水圧破碎法、ブレイクアウト法による原位置地殻応力方位の測定結果と比較した。その結果、コア・ディスクング法による応力方位は他の測定法による応力方位とほぼ一致し、コア・ディスクング法の現地への適用性を確認することができた。</p>				
測 定 概 要					
測定場所：栃木県足尾町内の沢辺の石切場跡。					
測定深度：深度2000mまで約100m毎に、合計24地点でそれぞれ1～6m、方位付けなし。					
地質概要：三畳・ジュラ系（およそ2億年前）の足尾層群に貫入した花崗閃緑岩体（9千年前と推定されている）が露出しており、全て緻密で硬く均質な花崗閃緑岩で、縞状構造のような異方性は見られなかった。					
測定方法：コア・ディスクング法					
<p>孔井軸と3つの主応力のうちの1つが共に鉛直で、他の2つの主応力が水平であるとする。地殻水平主応力に異方性がある場合（最大成分<math>\sigma_H</math>、最小成分<math>\sigma_h</math>）、溝状破断面の溝の方位（low-points）は<math>\sigma_H</math>の方位に一致する（図2参照）。ここで本報で用いたコアは定方位コア採取でないため、採取後コアの表面観察とボアホールテレビュアによる孔壁観察を比較してコアの方位を決定した。</p>					
					
<p>図2. 溝状破断面のディスクのスケッチ。溝の方位（low-points方向）が地殻水平最大主応力の方位と一致する。<math>\sigma_H</math>：地殻水平最大主応力、<math>\sigma_h</math>：地殻水平最小主応力。</p>					

測定結果：コア・ディスク法、水圧破碎法およびブレイクアウト法によって求められた水平主応力の方位の比較を表2および図4に示す。ブレイクアウト法では1mおきに、水圧破碎、コア・ディスク法はそれぞれ8箇所、4箇所を得た結果である。表2のブレイクアウト法の結果はコア周辺20mの平均である。

コア・ディスク法による応力方位は、4地点のなかの3地点で他の方法で得られた応力方位と誤差の範囲で良く一致しているといえる。ただし、約1620mでは大きく他の方法により得られた応力方位とはずれている。これはコアの方位付けの不備によるものでないかと思われ、コア・ディスク法自体の問題ではないと思われる。

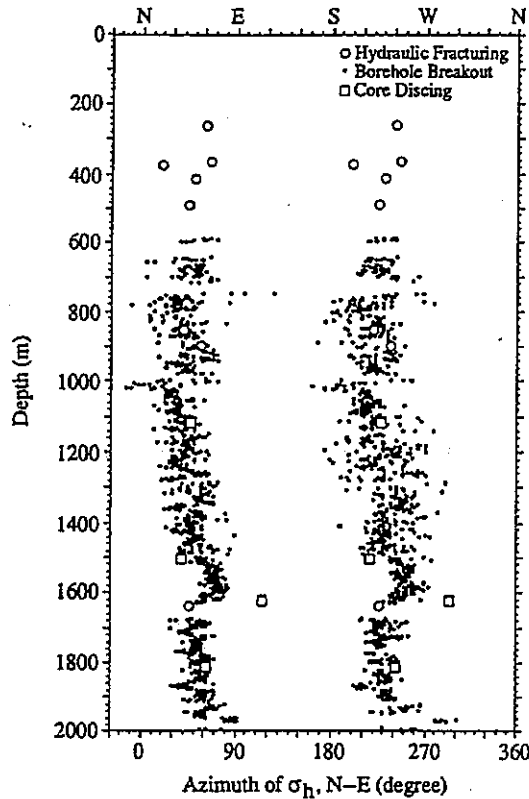


図4. 水圧破碎, ブレイクアウト, コア・ディスク法により求めた地殻水平最小主応力方位 $\sigma_h$ の深さ分布.

Hydro. Frac.	Borehole Beakout	Core Discing
N29W( 264. 2m)	N47W(1110-1130m)	N42W(1115. 2-1117. 2m)
N25W( 364. 0m)	N28W(1500-1520m)	N52W(1503. 4-1504. 5m)
N70W( 374. 0m)	N27W(1610-1630m)	N25E(1621. 3-1624. 1m)
N39W( 417. 2m)	N37W(1800-1820m)	N27W(1807. 3-1813. 3m)
N45W( 493. 0m)		
N50W( 852. 2m)		
N34W( 900. 0m)		
N44W(1641. 5m)		

表2. 水圧破碎, ブレイクアウト, コア・ディスク法により求めた各地点の地殻水平最大主応力方位 $\sigma_H$ .

文献番号	J-7	著者	森谷祐一、新妻弘明
タイトル	AE ダブルレットによる応力解析		
雑誌名	資源・素材96 (秋季大会)		
巻号		頁	P75-78
		発行年月	1996
要旨	<p>大規模な地熱エネルギー抽出を目指した地下き裂システムを設計する際には、その地域を支配する大局的な応力場を計測する必要がある。本報ではAE ダブルレットを用いた応力場測定法について述べ、さらに Regional stress field 測定の可能性について検討した。AE ダブルレットとは波形の類似したAE 対 (群) のことであり、地下の同一き裂面、あるいは同一き裂システム内で発生したAE であると考えられている。その結果、実フィールドの水圧破碎時に計測されたAE ダブルレットによる応力解析は比較的広域な応力場を推定可能であると考えられた。</p>		
測 定 概 要			
測定場所	電力中央研究所雄勝高温岩体発電実験場。		
測定深度	深度 1050 m付近。		
地質概要	記述なし。		
測定方法	<p>AE ダブルレット解析</p> <p>実際に観測することができるAE は、き裂面から弾性波が放射される際の発震効率から考えてせん断モードが卓越であると考えられ、さらに周囲の応力場によりき裂面上に作用するせん断応力に起因した変位により放射されたものと考えられることができる。そこでき裂面の走向傾斜とき裂面の滑り方向が分かればき裂周囲の応力場を計算することができる。本報ではまず、ダブルレット解析による地下のき裂構造面走向傾斜の推定を行い、モーメントテンソル解析によるき裂面滑り方向を推定した。その後き裂面走向傾斜とき裂面の滑り方向を用いた逆解析による主応力方向ならびに主応力比の算出を行う。</p>		
測定結果	<p>雄勝高温岩体発電実験フィールドで実施された水圧破碎試験で計測されたダブルレット震源の絶対位置評定結果を図 2 に、ダブルレット解析による相対位置評定結果を図 4 に示す。図 4 ではほぼ垂直なき裂構造面が見える。図 5 は 3 群のマルチプレット (類似波形群) の震源分布を表す平面のステレオ投影であり、図 6 はき裂構造面の走向傾斜と滑り方向を用いた逆解析により算出した主応力方向のステレオ投影である。図 5 より造成されたき裂は、ほぼ北北東、北東方向に走向を有し、その進展面の傾斜はほぼ垂直であることが分かる。ここで得られた結果はリニアメント方向の頻度分布から推定されている構造面の方向とよく一致している。さらにグリッド法を導入したモーメントテンソル解析の結果、各構造面は正断層型のメカニズムであると推定された。図 6 から、AE の震源分布震度での最大主応力方向は、ほぼ垂直であると推定され、応力比 <math>\sigma_1/\sigma_3</math> および <math>\sigma_2/\sigma_3</math> は、ポアプレッシャが静水圧に等しいとき、それぞれ 2.22、1.10 と算出された。</p>		

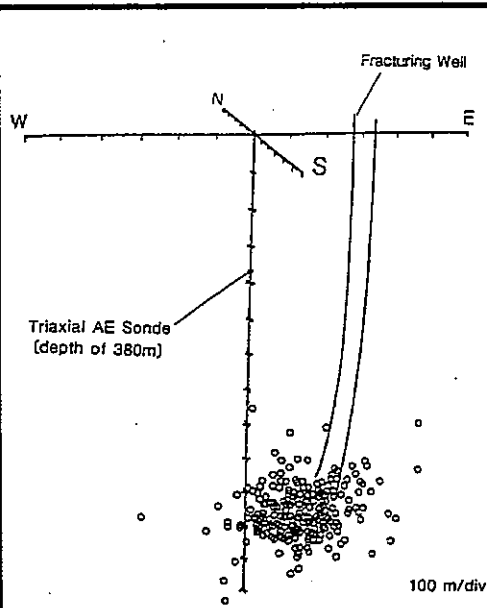


図2 : AE震源分布 (絶対位置標定)

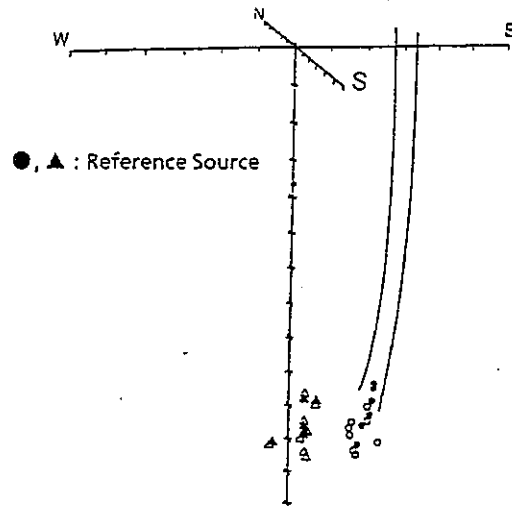


図4 : AE源分布 (ダブルット解析による相対位置標定結果。記号▲、●は、相対位置標定時の基準となるAEを示す)

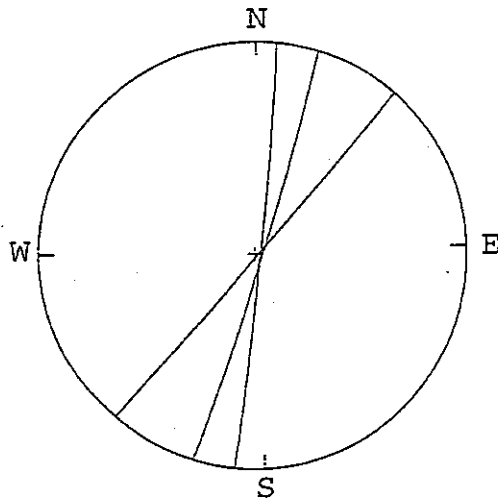


図5 : 3つの類似AE群 (マルチダブルット) 震源分布より推定されたき裂構造面のステレオ投影 (下半球投影)

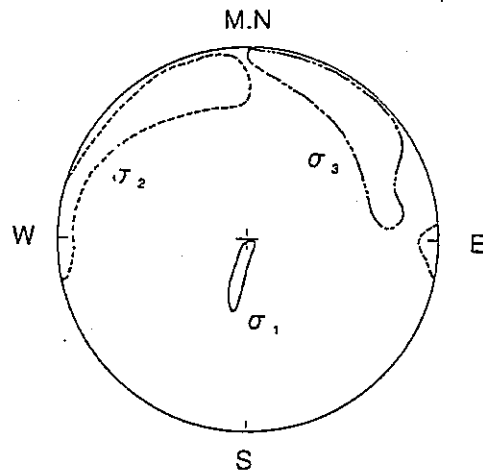


図6 : ダブルットを用いた解析法により推定された主応力方向のステレオ投影 (下半球)