

猪名川町深部ボーリングにおける応力測定 IN SITU STRESS MEASUREMENTS ON INAGAWA DEEP WELL

木山 保*・山田 文孝*・楠瀬 勤一郎**・長 秋雄**・相澤 隆生***
Tamotsu KIYAMA, Fumitaka YAMADA, Kin-ichiro KUSUNOSE, Akio CHO and Takao AIZAWA

In-situ stress measurements on Inagawa deep well were carried out using hydraulic fracturing technique and deformation rate analysis that is one of the laboratory stress estimation tests with the retrieved core specimens. The results of the stress measurements by the hydraulic fracturing shows that the existence of high stress region at 946m in depth where the maximum horizontal stress is 70MPa and even the minimum horizontal stress is 39MPa. These stresses are almost twice of the Western Japan standard stresses. The results of the deformation rate analysis shows the high stresses at the same depth. The orientation of the maximum horizontal stress derived by the observation of the hydraulic fractures are approximately agree with the borehole breakouts and are E-W in globally.

1. はじめに

兵庫県南部地震で活動した断層系の北東に位置する川辺郡猪名川町では、この地震に先立ち、1994年7月と11月に群発地震活動が観測された。11月9日には深さ6.9kmにマグニチュード4.0の地震が発生している。この群発地震活動は、1995年1月17日の兵庫県南部地震後も継続し、当初、10km程度であった震源の深さが、兵庫県南部地震以降徐々に浅くなった。1995年4月以降は、京都大学の臨時観測網によって群発地震の震源が求められているが、最も浅い震源は1km以浅である¹⁾²⁾。そこで、猪名川町広根において、深度100mおよび1,000mの2本のボーリングをさく井し、孔井内における各種原位置試験と採取コアを用いた室内試験を実施し、100m孔底に応力変化計を、1,000m孔底に地震計と水位計を設置した。孔井内における原位置試験は、水圧破砕法による応力測定、原位置透水試験、物理検層（温度、密度、中性子、音波、電気およびキャリパー）、ボアホールテレビまたはボアホールテレビューア、VSP法による速度構造測定である。採取コアを用いた室内試験は、一軸圧縮試験、圧裂引張試験、比重・間隙率・弾性波速度測定、室内応力測定（AE法、変形率変化法およびDSA法）および破壊前後の透水試験である。

群発地震の震源に1km以浅のものがあり、猪名川町における応力測定は、震源近傍で測定されたものとして貴重であると考えられる。本報では、水圧破砕法による原位置応力測定結果および室内法（本報告では変形率変化法）による応力測定結果について報告する。

2. 水圧破砕法による原位置応力測定

2.1 試験装置および試験方法

水圧破砕法による原位置応力測定は、破砕区間やき裂の卓越した区間を避け、インタクトな区間を選定して実施した。試験区間の選定にあたり、採取コアとボアホールテレビまたはボアホールテレビューアで得られた孔壁の観察および物理検層結果などを考慮した。100m孔、1,000m孔ともに段落としてさく井したが、水圧破砕

* 三井建設（株）

** 通産省工業技術院地質調査所

*** サンコーコンサルタント（株）

法はすべてHQ孔（孔径約98mm）の区間で実施した。

試験装置は、ダブルパッカー、インプレッションパッカー、加圧ロッド、水圧ポンプ、圧力計、流量計、方位測定ツールおよびデータ記録装置で構成されている。ダブルパッカーは、上下2段の遮水エレメント間が注水区すなわち試験区間となっており、その区間長は75cmである。水圧ポンプは、最大圧50MPa、最大流量20l/minの3連プランジャーポンプで、脈動やドレインが極めて少ないものを使用した。流量の調節は、インバーターで行なった。圧力計は、地上のバルブユニットに付けられているため、試験区間の水圧は水頭を考慮する必要がある。流量はポンプの低圧側で測定した。方位測定ツールは、方位磁石を利用している。

試験の手順は以下のとおりである。まず、パッカーを試験区間に挿入して膨張させ、試験区間に注水して水圧破碎を開始する。1回目の注水では、ブレイクダウン圧を観測した直後に水圧を解放し、き裂が過剰に拡大するのを抑制した。2回目以降の注水では、リオープン圧および水圧のピークを観測後にバルブを閉じ、シャットイン圧測定のために圧力変化を計測した。この操作を数回繰り返し、1つの試験区間での水圧破碎を終了し、つぎの試験区間にパッカーを移動する。一連の水圧破碎試験が終了後、表面に型取り用のシートを巻き付けてあるインプレッションパッカーを挿入し、水圧破碎試験区間でこれを膨張させて孔壁に押し付け、孔壁のき裂を型取る。ここに方位測定ツールを降ろし、方位を記録した後に回収する。表面の型をトレースし、ボアホールテレビューアやコアの観察などと照合し、水圧破碎で新たに発生したき裂を確認する。

リオープン圧は、加圧時の水圧-時間曲線を重ね合わせ、1回目の曲線から2回目以降の曲線が外れる点の水圧とした。シャットイン圧は、マスカット法、圧力変化法など種々な方法で解析したが、ほぼ同様の結果が得られたため、応力の算定は、マスカット法で得られた値を用いた。

水平面内の最大主応力 S_H および最小主応力 S_h は、リオープン圧 P_r 、シャットイン圧 P_s および間隙水圧 P_p から、以下のように求められる。

$$S_H = 3P_s - P_r - P_p$$

$$S_h = P_s$$

また、主応力 S_H 、 S_h とブレイクダウン圧 P_b の間に以下の関係がある。

$$P_b = 3S_h - S_H - P_p + T = P_r + T$$

ここで T は岩盤の引張強度である。

上式は、ボアホールに平行なき裂（縦き裂）が発生した場合にのみ成り立ち、水圧破碎で新たに発生するき裂は、最大主応力に平行となる。したがって、水圧破碎で形成された縦き裂の方向が最大主応力方向、最小主応力方向はこれに直交する。

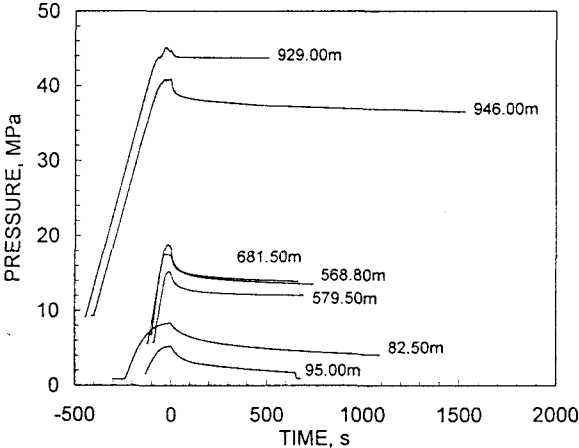


図-1 水圧破碎試験における水圧-時間曲線

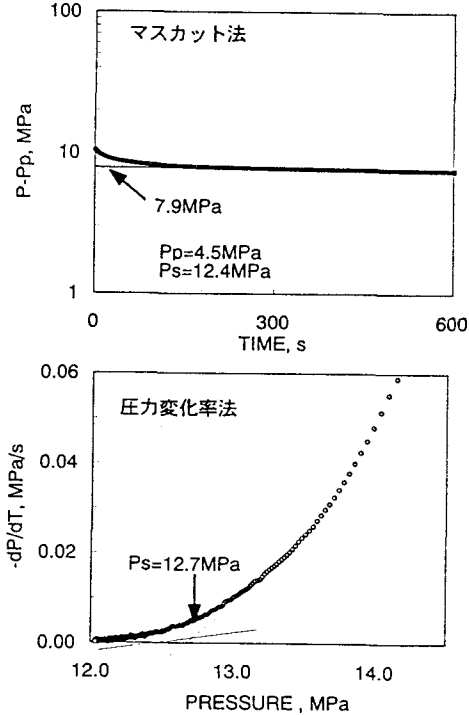


図-2 シャットイン圧の算定

今回は、ボアホールと平行でないき裂（横き裂）が発生したり、既存の横き裂が開口した場合のデータは解析対象外とした。

表-1 水圧破砕法による応力測定結果

深度 (m)	95.0	579.5	681.5	946.0
間隙水圧 P_0 (MPa)	1.1	4.7	6.4	8.1
最大主応力 S_H (MPa)	7.7	18.5	20.3	69.6
最小主応力 S_h (MPa)	3.7	12.5	14.5	38.7
最大主応力方位	N17W	N78E	N62W	N65W

2.2 水圧破砕法による原位置応力測定結果

水圧破砕で縦き裂が形成された試験区間の2回目加圧の水圧-時間曲線を図-1に示す。1回目と2回目以降の加圧時の水圧-時間曲線の比較から、形成されたき裂が再開口するリオープン圧を求めた。また、バルブを閉じた後の水圧-時間曲線からシャットイン圧および間隙水圧を求めた。なお、横軸はシャットインの時間を原点とした。681.50m以浅の水圧は20MPa以下であるのに対し、900m以深の水圧は40MPaを超えており、きわめて大きい。シャットイン後の水圧の低下はいずれも緩やかで、装置のリークなどがなく、このデータから評価されるシャットイン圧の信頼性は高いと考えられる。シャットイン圧について、マスカット法および圧力変化法で解析した事例を図-2に示す。両手法に大きな差はみられない。

図-3に孔壁の型取りの1例を示す。この試験区間では、既存のき裂や岩脈がほとんどなく、水圧破砕による縦き裂がほぼ180°対向した位置に確認された。

表-1に応力測定結果の一部を示す。間隙水圧は、概ね水頭に一致している。最大主応力は、95mで7.7MPa、579.5mで18.5MPaであるが、946mでは69.6MPaときわめて大きい。最大主応力方位は、95mでN17°W、579.5mでN78°E、946mではN65°Wである。最小主応力は、95mで3.7MPa、579.5mで12.5MPa、946mで38.7MPaで、やはり946mでは大きい値を示している。最大主応力と最小主応力の比（主応力比）は、1.5～2.1である。

3. 室内法による応力測定

3.1 試験方法

室内応力測定法として、AE法、変形率変化法、DSA法の3手法を採用したが、ここでは変形率変化法の結果を報告する。水圧破砕法の実施深度に近い採取コアを選定し、直径約60mmの採取コアから、直径25mm、長さ約50mmの供試体を、水平面内で45°間隔に4本（E-W、NE-SW、N-SおよびNW-SE）、鉛直方向に1本、合計5本作製した。なお、これらの供試体は、ボアホールテレビューアの記録から方位がわかっている。供試体側面の中央部分に、軸方向および周方向に沿って2枚ずつ、ひずみゲージを貼付した。ひずみ計測は、動ひずみアンプで増幅し、A/D変換後にLabViewで取り込み、300回/秒スタッピングして保存した。载荷装置はMTS815システムを使用し、応力速度1.0MPa/minで4回繰返し载荷した。応力は90MPaを上限として設定した。また、数MPa程度の封圧下での試験も試みた。

3.2 変形率変化法による応力測定結果

図-4に、応力-ひずみ差曲線の1例（水平面内で南北方向の供試体）を示す。山本によると、ひずみ差と応力

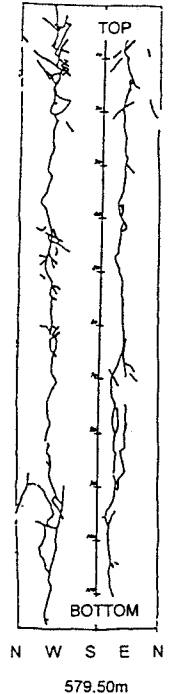


図-3 孔壁の型取り

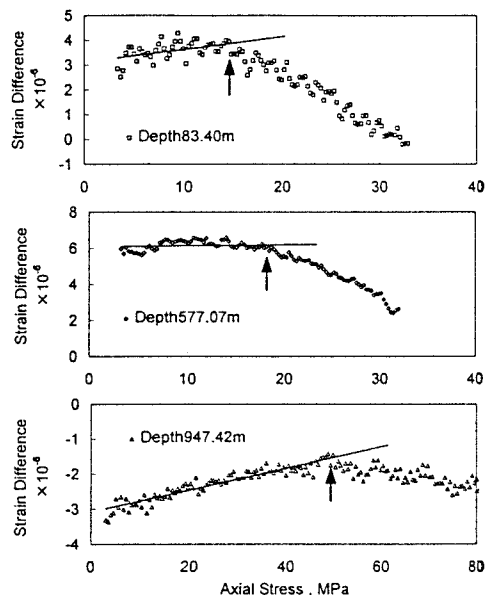


図-4 変形率変化法の応力-ひずみ差曲線

の関係が線形から外れる点の応力が、先行履歴応力となる²⁾。図中に示した矢印の応力がこれに相当する。この例では、83.40mで14MPa、577.07mで18MPa、947.42mで50MPaとなり、947.42mで測定された応力は他と比較して明らかに大きい。

表-2 に変形率変化法による応力測定結果を示す。どの方向の応力も深度とともに大きくなっている。深度から想定される被り圧（比重2.7と仮定）と測定された鉛直応力を比較すると、577m付近ではほぼ一致するものの、83m付近および947m付近では測定された鉛直応力が大きい。

表の下半に水平面内の4方向の結果から計算した水平面内

の主応力を示す。最大主応力は、83m付近で16.8MPa、577m付近で22.3MPa、947m付近では57.8MPaである。最小主応力は、83m付近で10.7MPa、577m付近で16.7MPaであるが、947m付近では47.7MPaときわめて大きい。また、主応力比は、水圧破砕に比較するといずれも小さく、1.2～1.6である。最大主応力の方位は、83m付近でN50° W、577m付近でN68° W、947m付近ではN48° Eとなったが、水平面内のデータが4方向しかないため、主応力方位の精度は低い。

表-2 変形率変化法による応力測定結果

深度	83m付近	577m付近	947m付近
E-W 応力 (MPa)	15	22	51
NE-SW 応力 (MPa)	10	17	60
N-S 応力 (MPa)	14	18	50
NW-SE 応力 (MPa)	16	21	50
鉛直応力 (MPa)	9	14	65
被り圧 (MPa)	2	16	26
最大主応力 S_H (MPa)	16.8	22.3	57.8
最小主応力 S_h (MPa)	10.7	16.7	47.7
最大主応力方位	N50W	N68W	N48E

4. 考察

4.1 水平面内の主応力値と深度の関係

水圧破砕法と変形率変化法で測定された水平面内の主応力と深度の関係を図-5に示す。図中の2本の実線は、西日本標準応力勾配で、それぞれ水平面内の最大主応力と最小主応力に対応する。

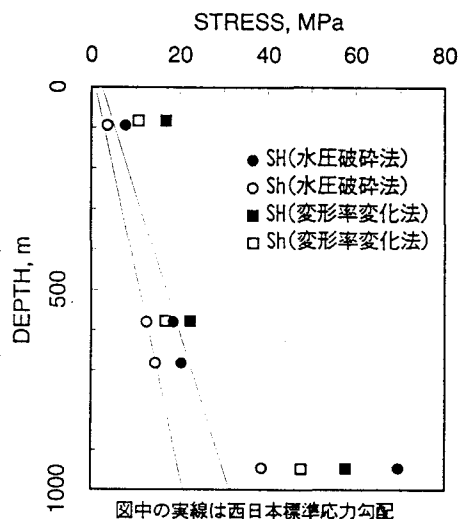
深度95mの結果をみると、水圧破砕法の結果は西日本標準応力勾配²⁾にほぼ一致している。変形率変化法の結果はこれより大きい。変形率変化法では、いつの時点の履歴応力を反映しているのかが問題となるかもしれない。

深度570m～680m付近の結果をみると、水圧破砕法の結果は西日本標準応力勾配にほぼ一致している。深度95mの結果を含めて、最大主応力より最小主応力の方が西日本標準応力勾配に良い一致を示している。この傾向は西日本地殻応力調査班も報告している。彼らは、その原因を「最小主応力値は地域的・時間的変化が少ないため」としている。また、水圧破砕法では、原理的に最小主応力の誤差は最大主応力より小さい。変形率変化法の結果も、水圧破砕法の結果に近い値を示しているが、主応力比は小さい。

深度940m付近の結果をみると、水圧破砕法および変形率変化法の結果は、ともに西日本標準応力勾配よりかなり大きな値を示し、測定された最小主応力でさえ、西日本標準応力勾配の最大主応力より大きい。この深度では、変形率変化法の最大主応力は水圧破砕法の最大主応力よりも小さく、深度90m付近の結果と傾向が異なる。水圧破砕法は、原理的に現在の応力を測定している。一方、変形率変化法で測定された応力が何を反映しているのかがここでも疑問となる。履歴時間が短くても最大履歴応力を反映するのか、長時間履歴した応力を反映するのか？ もし、長時間履歴していた応力を反映するのであれば、この深度では比較的最近、応力が変化したという解釈もあり得る。

しかし、ここではむしろ、水圧破砕法で高い応力が測定された深度において、全く原理の異なる変形率変化法でもやはり高い応力が測定されたことを強調したい。

図-6に、シャットイン圧の解析から算出した間隙水圧と深度の関係を示す。間隙水圧はほぼ静水圧と一致していることがわかる。原位置の透水試験および採取コアの透水試験結果は、猪名川の透水係数が比較的低いことを示した³⁾。ボーリング開削前の初期間隙水圧の深度分布は不明であるが、少なくとも、開削後、水圧破砕試験を実施した時点の間隙水圧は静水圧を示す。この図からは水



図中の実線は西日本標準応力勾配

図-5 水平面内の主応力と深度の関係

平面内の応力状態と間隙水圧に相関は見られない。

4.2 水平面内の最大主応力の方位

図-7に、水平面内の最大主応力の方位の深度分布を示す。図中の○印は水圧破碎試験後にインプレッションパッカーで観察した縦き裂の方位で、●印はボアホールテレビューアで観察されたボアホールブレイクアウトに直交する方位である。

深度100m以浅の最大主応力の方位は500m以深とはかなり異なる。この原因として地形の影響などが考えられる。この深度では応力が低いため、ボアホールブレイクアウトは発生していない。

深度500m以深では、縦き裂の観察とボアホールブレイクアウトの結果は概ね一致しており、最大主応力の方位は比較的信頼できると思われる。領域を区切ってしてみると、まず、深度500m～600m付近では、最大主応力の方位は東北東-西南西方向を示す。つぎに、これ以深では、最大主応力の方位は東西方向から西北西-東北東を示す。この結果から、最大主応力の方位は、大局的には東西方向であるが、深度とともにシフトしていることがわかった。

5. おわりに

兵庫県猪名川町において、水圧破碎法による原位置応力測定と、採取コアを用いた変形率変化法による室内応力測定を実施し、つぎのような知見が得られた。1) 深度700m以浅では、水平面内応力は、概ね、西日本標準応力勾配に一致している。2) 深度946mでは、最大主応力がN65° W方向で70MPa、最小主応力がこれに直交して39MPaという、きわめて高い応力が水圧破碎法で測定された。3) 深度947mの採取コアを用いた変形率変化法の結果、高い応力が測定され、水圧破碎法の結果を支持している。このように原理の異なる複数の応力測定法の併用は、結果の信頼性を判断する上で非常に有効であろう。4) 最大主応力の方位は、大局的には東西方向である。また、これにはボアホールブレイクアウトの観察を併用することが有効であると考えられる。

深度940m付近にきわめて高い応力が作用していることはまず間違いない。地質構造や、検層、透水試験など他の試験結果との関係、さらに群発地震との因果関係の検討が、今後の課題として残されている。

6. 参考文献

- 1) 安藤雅孝:1995年兵庫県南部地震の前震・本震・余震・誘発地震, 月刊地球, 号外No. 13, pp. 18～29, 1995
- 2) 中村 衛:1995年兵庫県猪名川群発地震, 日本地震学会1995年度秋季大会講演予稿集, B100, 1995
- 3) 山本清彦:平成5年度科研費成果報告書, pp. 86～103, 1994
- 4) 西日本地殻応力調査班:地殻応力測定総合報告, 地震予知連絡会報, No. 51, pp. 703～711, 1994
- 5) 木山 保:猪名川町深部ボーリングにおける原位置透水試験および採取コアの破壊前後の透水性, 第1回岩盤工学シンポジウム, 1996

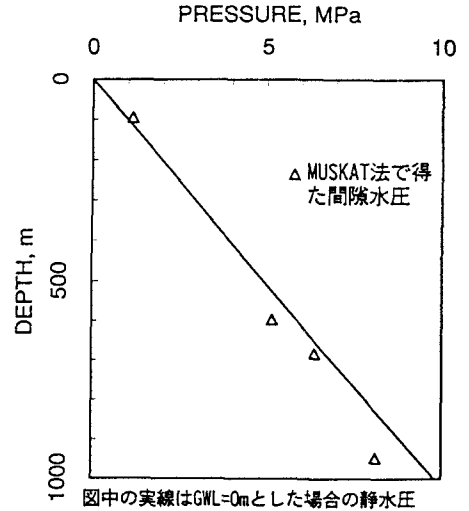


図-6 水圧破碎法で得られた間隙水圧と深度の関係

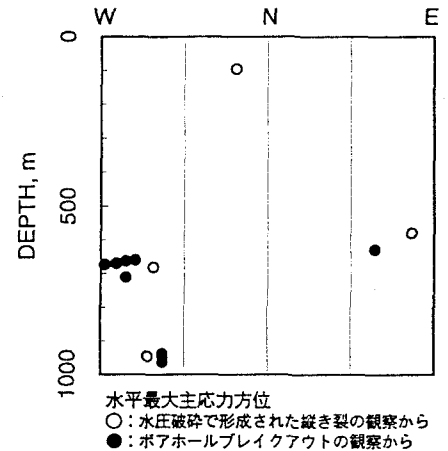


図-7 水平面内の最大主応力の方位の深度分布