

(54) 水圧破砕法による三次元地圧原位置測定結果について

公害資源研究所 松永 烈 ・ 鹿島建設技術研究所 日比谷 啓介
公害資源研究所 厨川 道雄 ・ 公害資源研究所 小林 秀男
公害資源研究所 小杉 昌幸 ・ 鹿島建設技術研究所 渥 美 博行

1. はじめに

水圧破砕法による岩盤応力測定技術は、石油技術の進んだアメリカを中心として1950年代から発達してきたが深部における測定が可能であること、比較的大きな範囲での測定ができること、測定する岩盤の弾性定数を必要としないなどの利点があり、最近わが国においても水圧破砕による応力測定法の研究開発が盛んになってきている¹⁾。しかし、従来の水圧破砕法では主応力の一つがボアホール軸と一致するとの仮定の上に三次元応力の算定が行われてきたことや、発生したき裂の進展と水圧データとの関係が必ずしも明確でないことなどの問題が残されていた。これに対し、水田ら²⁾は水圧破砕法による三次元岩盤応力の測定法および解析法を提案している。また筆者ら³⁾も、昨年度の本シンポジウムにおいて、三次元地圧を求めるため、どのように水圧破砕データを解析するかについて報告した。

今回は、昨年度報告した方法を用い、東京電力今市地下発電所の調査坑道内で実施した水圧破砕実験データの解析を行い、三次元地圧を求めたので、その結果について報告する。

2. 水圧破砕実験場所および手順

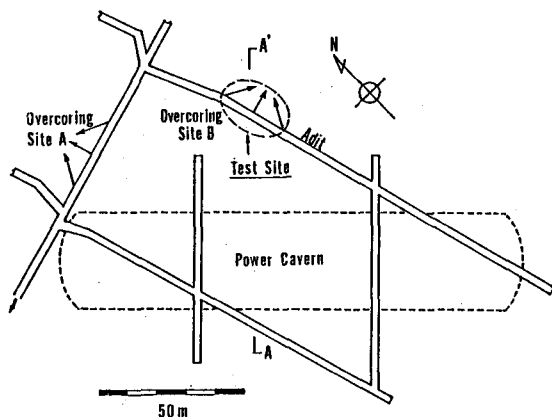
2.1 実験場所

測定は今市地下発電所の調査坑(SL 525m)内の発電所空どう肩部から水平に約30m、垂直上方に約40m離れた地点で実施した(第1図参照)。この測定箇所と近傍との2地点(第1図A, B地点)では、空どう開削に先立って、オーバコアリング法による原位置地圧測定が実施されている。

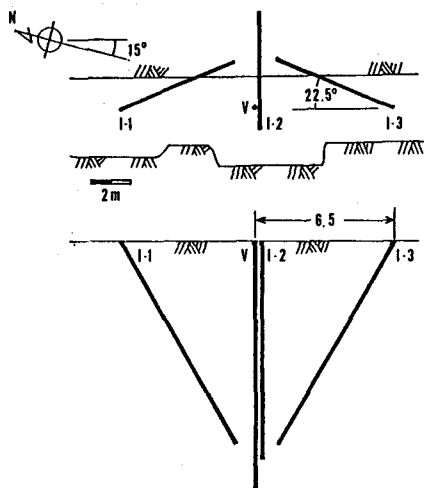
水圧破砕を行うため、測定地点に方向・傾斜の異なる4本の孔井を掘削した。これら孔井は、垂直孔1本(V孔)、傾斜孔3本(I-1～I-3)で、掘削長は全て12mである。孔井の配置図を第2図に示す。測定対象となった岩盤は、当該地点の基盤岩である秩父古生層の砂岩・粘板岩、中生代から古第三紀の火成活動の際にこれに貫入した石英はん岩、石英はん岩の貫入により再結晶化した珪質砂岩および基盤が角れき化した角れき岩よりなり、これらが複雑に入り組んでいる。

2.2 測定手順

測定は以下の手順で実施した。まずコアの観察を行い、天然のき裂が少ない箇所を選定する。その場合、



第1図 測定場所



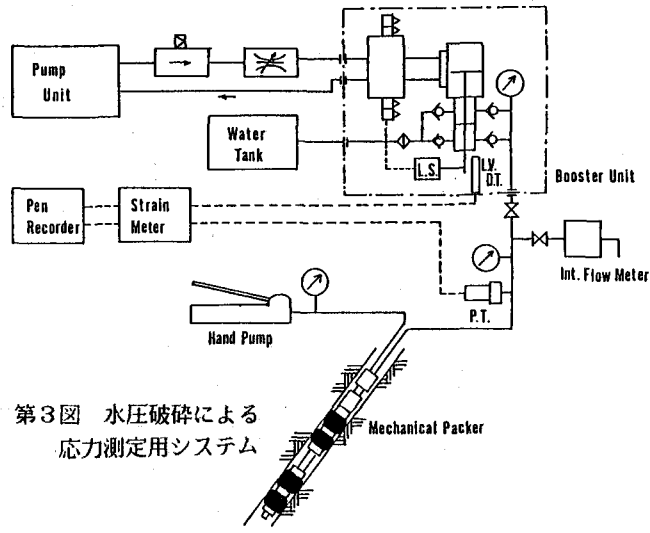
第2図 孔井配置図

各孔とも少なくとも3箇所で水圧破碎を実施するように努めた。選定した箇所の状況を型どりバッカーによって把握し、最終的な破碎深度を決定する。破碎地点にストラドルバッカーをセットし、一定流量で破碎圧(P_b)が得られるまで送水する。破碎発生後直ちに系内の圧を解放し、再び同じ流量で送水してき裂開口圧($P_{o,i}$)を得た後、孔井を閉鎖してシャットイン圧($P_{s,i}$)を求める。排水後さらに、送水を行って二度 $P_{s,i}$ を求め、加压サイクルを終了する。その後再び、型どりバッカーにより破碎箇所の孔壁面の型どりをを行い、水圧破碎によってできたき裂の形状を測定した。

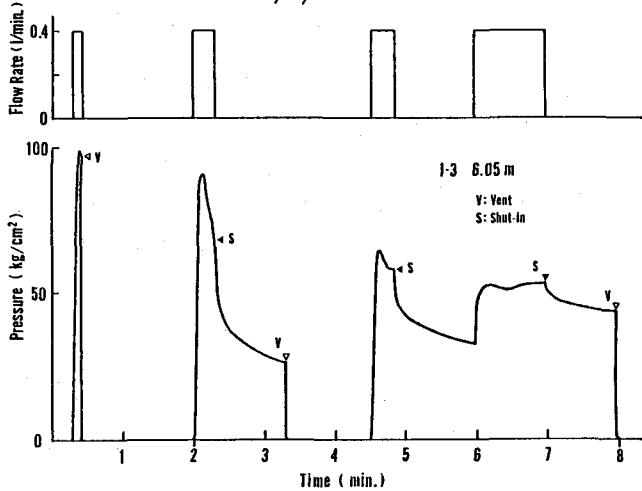
第3図は今回使用した測定システムの概略である。また、第4図は上記の手順に従って水圧破碎を行った際に得た水圧-時間曲線の一例である。

3 測定結果

水圧破碎はV、I1～I3の各孔で計14回実施した。各実験で得たき裂のデータおよびその位置の岩種を第1表に示す。水圧破碎によって発生するき裂は、ボアホール軸に沿う縦き裂(L)とボアホールと交差する横き裂(T)に大別できる。また、横き裂の場合、天然のき裂を開く場合(J)と、新たにき裂が発生する場合(N)とがある。これらは全て型どりバッカーの結果から判断できる。第5図に縦き裂と横き裂の代表例を示す。しかし、I2孔3.57mの場合、水圧からは明瞭な破壊が認められたにもかかわらず、型どりバッカーでき裂を確認できず、またV孔4.8mとI3孔3.5mでは発生したき裂が複雑すぎ、き裂の方向を特定できなかった。



第3図 水圧破碎による
応力測定用システム

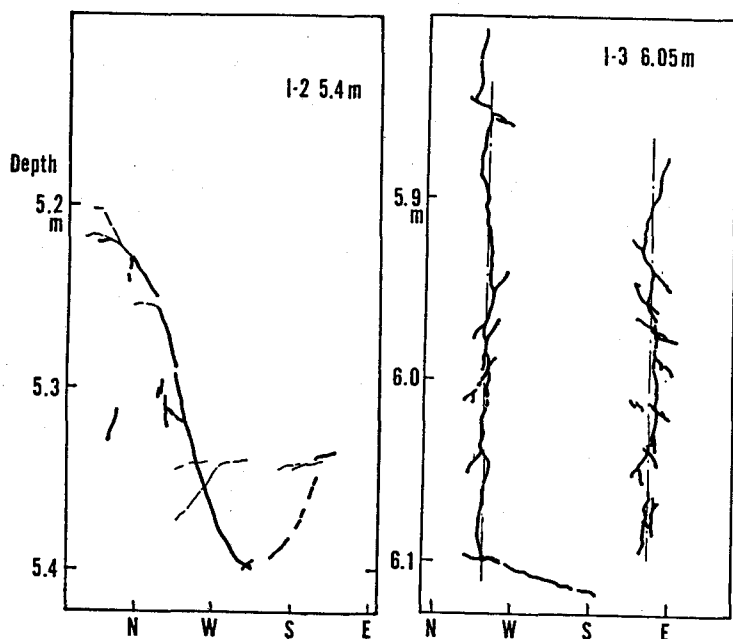


第4図 水圧破碎の際に得た圧力および送水流量の経時曲線

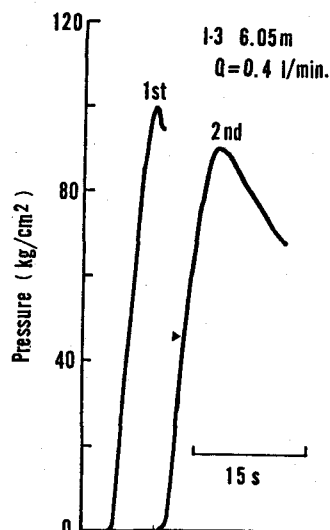
第1表 各測定におけるき裂の方向とその位置の岩種に関するデータ

Borehole Name	Orientation(Deg.) Trend Plunge	Depth (m)	Fracture Type*	Fracture Orientation(Deg.) θ Strike Dip	Rock Type
V	0 90	3.16	T J	117	Breccia
		4.80	?		Breccia
		5.40	L		Breccia
		6.50	T J		Alt.Sd+Sl
I-1	148.5 60	3.50	?	131.5	Breccia
		7.25	T J		Breccia
		9.30	L		Qtz Porphy
		10.34	T N		Breccia
I-2	81.0 62	3.57	?	101.1	Qtz Porphy
		5.40	T N(J)		Sd Alt.
		10.45	T N		Sd Alt.
		6.05	T N		Mud Stone
I-3	13.5 60	3.50	T N	312.0	Breccia
		7.18	T J		Breccia

* T:Transverse, L:Longitudinal, N:New, J:Natural Joint



第5図 水圧破碎により生じたき裂の型どり結果



第6図 2回の加圧サイクルから求めたき裂開口圧 (図中の ▶)

地圧の算定には、以上述べたき裂の方向とともに縦き裂の場合 P_{sb} を、横き裂の場合 P_{st} の圧力値を使用し

た。このうち P_{sb} については、第6図に示すように、第1回目と第2回目の加圧時の圧力上昇曲線を比較して求めた⁴⁾。また、 P_{st} はマスカット法⁵⁾を用いて求めた。これら方法によって求めた各箇所での P_{sb} 、 P_{st} 、 P_b および岩盤の見掛け上の引張強度 $T (= P_b - P_{sb})$ を第2表に示す。

4. 地圧の解析法

ボアホール軸に沿った縦き裂が発生した場合、ボアホール軸と直交する平面内では、最大圧縮応力 σ_M 、最小圧縮応力 σ_m および間隙水圧 P_0 と P_{sb} との間には、次の関係式が成立する。

$$P_{sb} = 3\sigma_m - \sigma_M - P_0 \quad (1)$$

この場合、き裂の進展する方向のせん断応力 τ_{xy} は零となる。

き裂がボアホール軸に対し交差して発生した場合、シャットイン圧力 P_{st} を用いれば、次の関係式が成立する。

$$P_{st} = \sigma_v \quad (2)$$

ただし、 σ_v はき裂に直交する方向の応力である。

しかし、水圧破碎により発生するき裂の方向に関しての情報は、一般にボアホール壁面上のものに限られるので、(2)式を適用するにあたっては、き裂の成長によってその方向が変化しないことを確認する必要がある。このため(2)式は、節理面など天然の弱面に沿ってき裂が発生した場合に適用する必要がある。

第2表 各測定における水圧破碎の圧力データ

Borehole		P_b	P_{sb}	P_{st}	T
Name	Depth (m)	(kg/cm^2)	(kg/cm^2)	(kg/cm^2)	(kg/cm^2)
V	3.16	121	60	83	61
	4.80	92	39	66	53
	5.40	138	79	63	59
	6.50	94	25	60	69
I-1	3.50	140	74	52	66
	7.25	117	58	41	59
	9.30	73	33	19	40
	10.34	89	29	13	60
I-2	3.57	101	88	63	13
	5.40	85	43	37	42
	10.45	145	70	50	75
I-3	3.50	135	76	66	59
	6.05	100	46	50	54
	7.18	158	104	55	54

今回発生した横き裂の方向を考えると、既存のき裂が開口したと考えられる場合、新しい横き裂が形成したと考えられる場合の両方とも、ほぼ同じ方向のき裂が形成し、しかもその方向が周辺の節理の方向とほぼ一致しているため、横き裂には全て(2)式を適用して計算をおこなった。また、縦き裂には(1)式を用いたが、その場合には間隙水圧 $P_0=0$ とした。

今回の測定では、3箇所縦き裂が、また8箇所横き裂が生じたが、これら各き裂の方向には信頼性の上で差が認められる。このため、計算に用いるき裂の組み合わせを変えて、計8ケースについて計算を行ったところ、それぞれの結果はほぼ一致したものとなった。

5. 地圧解析結果および考察

上述の8ケースのうち、I 1孔10.34m、I 3孔3.5および7.17mを除いた残る全データを使用した場合(ケース2)についての原位置地圧結果を第3表に示す。また、主応力の方向を下半球ステレオ投影で示したものが第7図である。

第3表および第7図には、発電所空どう掘削以前に第1図のA・B両地点で実施したオーバコアリング法による原位置応力測定の結果についても示した。

水圧破碎法による地圧解析の結果、最大主応力(圧縮を正とする)はほぼ東西向きの水平方向に、最小主応力はほぼ垂直方向に、中間主応力はほぼ南北水平方向にあることがわかった。この最大主応力の方向は、地上地形にみられる顕著な尾根筋方向を反映したオーバコアリング法のA地点の最大主応力の方向と、周辺の地質構造を反映したと考えられているB地点の最大主応力の方向との中間に位置している。

各主応力の大きさについては、水圧破碎法により求めた値がオーバコアリング法による値に比べ全体に小さくなっている。しかし、第3表に示すように、水圧破碎から求めた各応力成分の確率誤差の推定値は比較的小さい。これら両手法による差が、発電所空どうの開削の影響によって生じたものか否かについては、今後検討する必要がある。

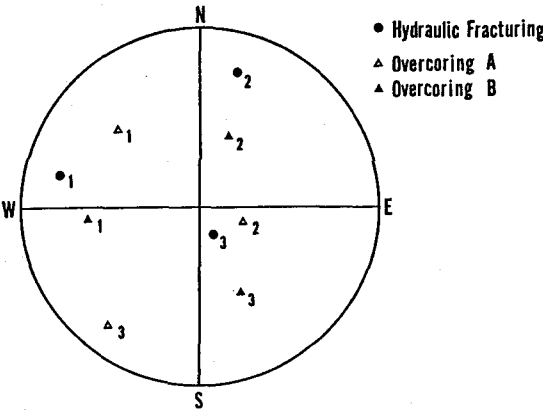
最後に、現場実験の際に大変お世話になった東京電力(株)今市水力建設所の各位、特に御牧陽一所長ならびに松尾和俊課長に厚く御礼申し上げます。

参考文献

1) たとえば 塚原弘昭、池田隆司：第6回岩の力学国内シンポ，p.407 (1984)， 2) 水田義明他：第15回岩盤力学シンポ，p.116 (1983)， 3) 厨川道雄他：第17回岩盤力学シンポ，p.96 (1985)， 4) S.H.Hickman and M.D.Zoback：Hydr.Frac.Stress Measurement,Nat'l Academy Press, p.44 (1983)， 5) L.Aamodt and M.Kuriyagawa：ibid., p.143 (1983)

第3表 水圧破碎法およびオーバコアリング法によって求められた岩盤応力

Stress	Hydraulic Fracturing Method	Overcoring Method	
		Site A	Site B
σ_N	52.0 ± 12.6	116	103
σ_E	103.0 ± 16.7	78	136
σ_V	25.9 ± 19.3	93	108
τ_{NE}	-10.4 ± 8.5	-5	-25
τ_{EV}	15.9 ± 14.4	0	13
τ_{VN}	-11.6 ± 9.4	-14	-25
σ_1	109	123	160
σ_2	52	87	108
σ_3	20	78	80



第7図 水圧破碎法およびオーバコアリング法から求めた主応力の方向

(54) On the Result of Three Dimensional in-situ Stress Measurements by Hydraulic Fracturing Method

I.Matsunaga*, K.Hibiya**, M.Kuriyagawa*, H.Kobayashi*, M.Kosugi*, H.Atsumi**

* National Research Institute for Pollution and Resources

** Kajima Institute of Construction Technology

The hydraulic fracturing technique was introduced to determine the in-situ stress state at the Imaichi underground power plant, Tochigi Prefecture.

Test site in a adit locates about 30 meters to North-East ward and 40 meters above from the periphery of power cavern. Four boreholes were used for hydraulic fracturing stress measurement. One borehole named V was drilled in the vertical direction and the others (11-13) were inclined about 30 degrees from the vertical and oriented in different directions.

The fourteen measurements were carried out in these boreholes. The fracture opening pressures and instantaneous shut-in pressures were obtained from the pressure-time data of hydraulic fracturing. And also the direction of fractures was identified by impression packer.

The three dimensional principal stresses were determined as follows;

$$\sigma_1 = 109 \text{ kg/cm}^2, \text{ strike } 283^\circ, \text{ dip } 12^\circ$$

$$\sigma_2 = 52 \text{ kg/cm}^2, \text{ strike } 16^\circ, \text{ dip } 14^\circ$$

$$\sigma_3 = 20 \text{ kg/cm}^2, \text{ strike } 71^\circ, \text{ dip } 71^\circ$$

As the two overcoring stress measurements had been carried out in the same area during pre-excavation stage of power cavern, the states of in-situ stress estimated by the two different methods were compared with each other.

Although there are some differences, this comparison indicates the similar stress state of horizontal compression.