

(94) 関越トンネル二期線内における 水圧破砕法による応力測定結果

工業技術院公害資源研究所

○佐藤 嘉晃

同上

及川 寧己

同上

正会員 松永 烈

同上

正会員 厨川 道雄

In Situ Stress Measurements by the Hydraulic Fracturing Method at Kan'etsu Tunnel

Yoshiteru Sato, Yasuki Oikawa, Isao Matsunaga and Michio Kuriyagawa
National Research Institute for Pollution and Resources, AIST

Abstract

Hydraulic fracturing experiments were conducted at Kan'etsu Tunnel. One vertical borehole and three inclined boreholes were drilled, and several experiments were repeated at each borehole. Three dimensional in situ stress was calculated using data obtained from the experiments. The stress field was largely affected by the direction of the tunnel. In addition, indirect tensile strength of cores from boreholes was measured by the Brazil test and hydraulic fracturing. Anisotropy of the strength was shown clearly by these measurements.

1. はじめに

地下構造物を収容する岩盤空洞の構築するに際しては、岩盤内に作用する地圧の評価は最も重要な設計要因の一つである。筆者らは地圧測定法の一つとして水圧破砕法を取り上げて、データ解析法の検討や現場での測定を行ってきた¹⁾。浅い坑井を用いた水圧破砕による地圧測定は、そのハード面では既にかなり簡便に実施できる状態であるが、水圧データの解釈や測定精度の評価など解析の面では依然として研究途上の課題を抱えている。

昨年、関越自動車道の関越トンネル二期線工事の現場において、トンネル周辺岩盤の地圧測定を行う機会を得た。また、坑井のコアを用いて水圧破砕試験、圧裂強度試験などの室内実験を実施した。

ここでは現在までに得られた結果について報告する。

2. 原位置地圧測定地点

関越トンネル二期線工事では、上り線本坑、避難連絡坑および集じん室が施工されている。実験を行った箇所は図1に示すように、湯沢側坑口から4.5 kmの距離にある

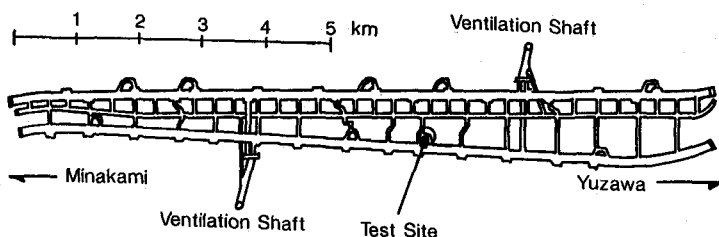


図1 地圧測定地点の位置

集じん室用のトンネルである。本坑と集じん室とは、約20 mの岩盤をはさんでおよそ80 mに渡って平行している。この付近の被りは約800 mであり、一期線工事の際には山はねの発生が多かった箇所である²⁾。本実験の際にも、隣接する本坑の切羽で山はねが発生している。一期線工事の補助坑で測定された主要な節理系は、N50°~80°W、70°~80°NEと、N40°E、80°NWである²⁾。

トンネルの方位はほぼN30°Wであり、トンネル断面は高さ約8 m、幅約12 mの馬蹄形である。この床面に図2に示すように、直径66 mm、長さ15 mの坑井を4本掘削した。1本はほぼ鉛直井(V坑井)であり、他の3本(I1、I2、I3坑井)は水平方向から約60°鉛直方向に傾けて配置した。

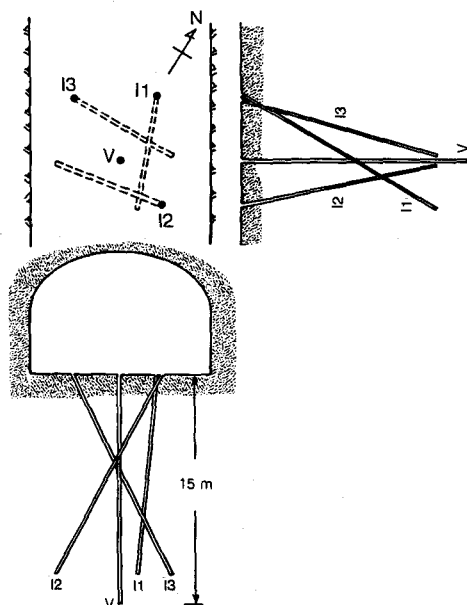


図2 水圧破碎用の坑井の配置

3. コアを用いた試験の結果

コアリングに際しては坑井の切口部にN方向を記載し、コア全長に渡ってN方向を定めた。コアが切断している部分については、目視によって切断部をはさむ上下のコアの方位を合わせた。コア薄片の顕微鏡観察によれば、実験現場の岩石は完晶質の花崗閃緑岩で、平均の粒径は0.5 mm程度、また変質作用はそれほど受けていない。

力学的な試験としては、一軸圧縮試験、圧裂引張強度試験および水圧破碎によるバースト試験を行った。それらの結果を表1にまとめて示す。一軸圧縮試験片は、直径35 mm、高さ70 mmの円柱である。各坑井のコアから9個ずつ、合計36個の試験を行った。表1に示した圧縮強度は36個の単純な平均である。ヤング率およびポアソン比も一軸圧縮試験での測定による。

圧裂試験片は、直径35 mm、厚さ18 mmの円板である。表1に示した値は、V坑コアより切り出した63個の試験片の結果の平均である。圧裂試験に際しては、コアに記載したN方向を基準として、载荷軸方向を30°間隔で変えて試験を行った。図3に载荷軸方向による圧裂引張強度の違いを示す。横軸の载荷軸の方向は、コアに記載

表1 コア岩石の力学的性質

項目	平均	標準偏差
ヤング率 (GPa)	57.4	2.3
ポアソン比	0.24	0.03
一軸圧縮強度 (MPa)	225	18
圧裂引張強度 (MPa)	9.9	1.0
水圧破碎強度 (MPa)	12.4	0.7

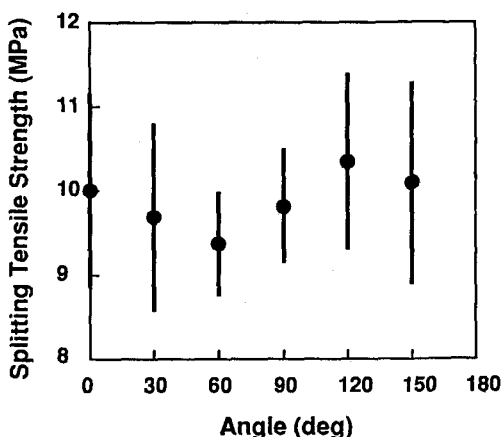


図3 载荷軸方向による圧裂引張強度の違い

したNを基準としてE方向への角度である。かなりばらつきが大きいが見られる。

水圧破碎は、直径50mm、長さ90mmの円柱に直径11mmの孔の貫通させて行った。表1の水圧破碎強度とは、ブレードウン圧力から計算した孔内壁の接線応力である。ここに示した値は、V坑コアより切り出した12個の試験片の平均である。図4には各試験片で発生したき裂の方向と水圧破碎強度を示した。図3と同様に、横軸はコアに記載したNからE方向への角度である。発生したき裂の方向はほぼ2方向に大別できる。ひとつはN40°~50°Eで、V坑の5~8m間のコアから採取した試験片では、すべてこの方向にき裂が発生した。この方向は、2.で述べた主要な節理系の一つに対応している。き裂のもう一つの方向はN20°~30°Wであり、V坑の10~14m間の試験片ではすべてこの方向にき裂が発生した。ただしこの方向は節理系には対応しない。切断面をはさんでコアが回転している可能性もあり、目視だけでなく弾性波速度の測定等によってコア方位を再確認する予定である。

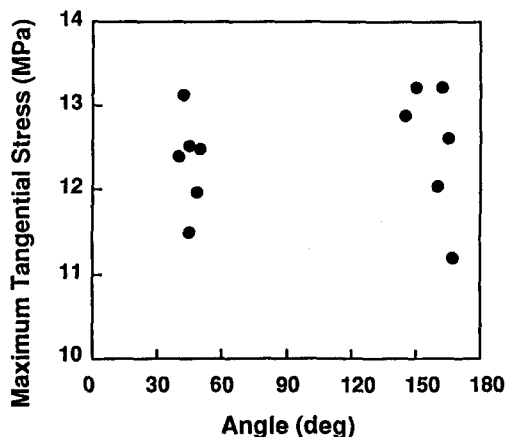


図4 コア岩石の水圧破碎試験でのき裂進展方向と水圧破碎強度

4. 水圧破碎の結果

現場での水圧破碎には加圧区間210mmのダブルバッカーを使用した。流量は180ml/minを標準とし、水圧の変化はペンレコーダーで記録した。また水圧破碎の前後で、インプレッションバッカーを用いて坑壁状態をプラスチックシートに型取りし、き裂発生の確認およびき裂の方位と傾斜の計測を行った。

図5に各坑井での水圧破碎実験箇所を示す。白丸は水圧破碎によって新たなき裂の発生あるいは既存き裂の開口が発生した箇所であり、黒丸は使用機器の最大水圧27MPaを加えても破壊が発生しなかった箇所である。表2には、水圧破碎により破壊が発生した箇所を得られた水圧データを示す。Re-opening Pressure には2つの値を示したが、両者では岩盤の引張強度の求め方が異なる。前列は Breakdown Pressure から圧裂引張強度の値を引いた値であり、後列は Hickman and Zoback³⁾ が提唱しているように、破壊発生前の水圧-時間線図と破壊発生後のそれを比較して2本の線がずれ始めた圧力の値である。

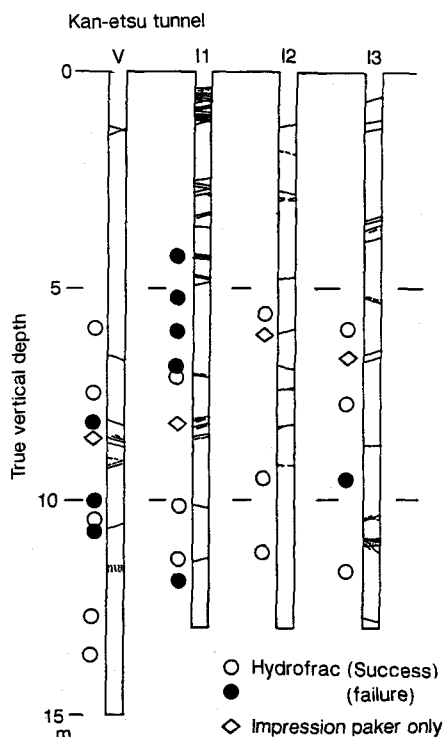


図5 各坑井での水圧破碎実験箇所

坑井軸に平行するき裂が発生した場合には Kuriyagawa et al. ⁴⁾ の仮定、すなわち坑井軸に直交する平面を考えて坑井壁面で接線応力が最大となる部分でき裂が発生するという仮定を採用した。一方、坑井軸に斜行するき裂が発生した場合には、そのき裂面法線方向の応力が Shut-in pressure に等しいとした。以上の仮定に基づき、表 2 に示した 12 個の水圧破砕データから計算した主応力の

表 2 水圧破砕によるき裂の坑井軸に対する方向と水圧データ

坑井	深度 (m)	軸に対する き裂方向	Breakdown Pressure (MPa)	Re-opening Pressure (MPa)		Shut-in Pressure (MPa)
V	6.0	平行	11.8	2.0	2.7	14.2
	10.5	斜行	18.6			
	12.7	平行	17.3	6.5	2.4	
11	8.3	斜行	16.8			8.5
	11.8	斜行	12.4			6.2
	13.1	斜行				9.1
12	6.5	平行	14.7	1.8	1.8	
	11.0	平行	15.4	4.6	3.9	
	13.0	平行	14.5	3.2	4.8	
13	7.0	平行	12.8	2.1	3.9	8.1 9.9
	9.0	斜行				
	13.5	斜行				

の水圧破砕データから計算した主応力の

方向を図 6 に示す。黒丸は圧裂引張強度を用いた場合の結果で、主応力値はそれぞれ 18.3、2.7、1.3 MPa である。白丸は Hickman and Zoback の案による場合で、主応力値は 18.3、3.0、1.7 MPa である。いずれにしても、トンネル方位 N30W が応力状態に強く影響しているものと考ええる。ただしここで示した結果を求めるに際しては、坑井深度に対する補正を行っていない。またコア試験で示された異方性を無視している。当然これらを考慮にいれて、より詳細に解析する必要がある。

5. おわりに

水圧破砕による地圧計測の結果、トンネル周辺の地圧にはトンネル方位の影響が強く表われた。また水圧破砕には岩盤の異方性が影響することが示された。今後は、これらを含めて総合的に解析を進めていく考えである。

最後に、関越トンネルでの現場計測の機会を与えて下さり、また、計測に際して多大の協力を頂いた日本道路公団および大成・西松・佐藤関越トンネル共同企業体の関係者の方々に感謝の意を表する。

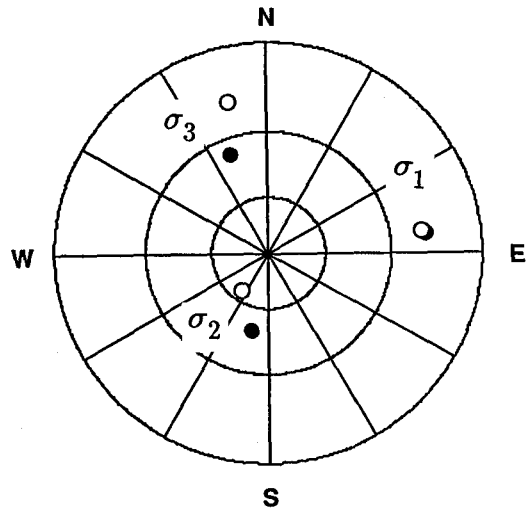


図 6 トンネル周辺の地圧の主応力方向
(下半球ステレオ投影)

参考文献

- 1) Matsunaga I., Kuriyagawa M. and Sasaki S., In Situ Stress Measurements by the Hydraulic Fracturing Method at Imaichi Pumped Storage Power Plant, Tochigi, Japan. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 26, 203-209 (1989)
- 2) 猪間英俊, 関越トンネルにおける山はね, 応用地質, 22, 286-295 (1981)
- 3) Hickman S.H. and Zoback M.D., The Interpretation of Hydraulic Fracturing Pressure-Time Data for In-Situ Stress Determination, Hydraulic Fracturing Stress Measurements, edited by Zoback M.D. and Haimson B.C., National Academy Press, Washington D.C., 44-54 (1983)
- 4) Kuriyagawa M., Kobayashi H., Matsunaga I., Yamaguchi T. and Hibiya K., Application of Hydraulic Fracturing to Three Dimensional In-situ Stress Measurements., Proc. 2nd Int. Workshop on Hydraulic Fracturing Stress Measurements, Vol.1, 307-340 (1988)