

MIU-2孔における水圧破碎法による

初期応力測定

(核燃料サイクル開発機構 契約業務)

平成11年 7 月

同和工営株式会社

複製またはこの資料の入手については、下記にお問い合わせください。

〒509-5201 岐阜県土岐市泉町定林寺 959-31
核燃料サイクル開発機構
東濃地科学センター
研究調整グループ

Inquires about copyright and reproduction should be addressed to : Exploration and Mining Technology Development Section, Tono Geoscience Center, Japan Nuclear Cycle Development 959-31, Jorinji, Izumi-machi, Toki-shi, Gifu-ken 509-5201, Japan

©核燃料サイクル開発機構 (Japan Nuclear Cycle Development Institute) 1999

MIU-2孔における水圧破碎法による初期応力測定

加藤春實*

要 旨

土岐花崗岩体の深度 1000m までの初期応力状態、岩盤物性およびそれらの相関関係を把握するために、正馬様用地内の MIU-2 孔の深度 138.2m から 878.1m において 20 回の水圧破碎試験を実施するとともに、水圧破碎試験を実施した深度の近傍から天然き裂を含まないコアを選定し、物理試験および力学試験を実施した。これらの試験から得られた知見をまとめると次のようである。

- (1) 水圧破碎試験によって測定された MIU-2 孔における初期応力の環境は深度の増加とともに変化し、地表から深度 200m までは $S_H > S_h > S_V$ の逆断層型、深度 200m から 500m までは $S_H > S_V \approx S_h$ の遷移型、そして 550m から 900m までは $S_H > S_V > S_h$ の横ずれ断層型である。
- (2) S_H の方位は深度 200m から 900m までほぼ NW-SE 方向を中心に分布し、当該地域の発震機構解析の結果および測地結果から導かれる広域的な水平最大主応力の方向とほぼ一致する。
- (3) MIU-2 孔から採取された岩石試験片の軸方向の弾性波速度 V_p および V_s 、コア軸と直交する平面内の弾性波速度、動的ヤング率、低応力における接線ヤング率 E_0 、一軸圧縮強度 S_c およびせん断強度は、いずれも深度 250m 付近から 360m まで増加してから 550m 付近でいったん減少した。そして深度 760m 付近までふたたび増加してから 1000m にかけて減少した。
- (4) 大気圧下におけるボーリングコアの鉛直方向および水平面内の弾性波速度分布を測定し、配向性のマイクロクラックが水平面内よりも鉛直面内でよく発達しているものが多いことを明らかにした。また、深度 452.5m から採取されたコアを 50 面体に整形し、25 測線の弾性波速度を測定した。3 次元的な弾性波速度分布は、土岐花崗岩がほぼ横等方性体に近いことを示していた。
- (5) 静的ポアソン比、動的ポアソン比および $(V_{p,max.}/V_{p,min.}-1)$ で定義される速度異方性という岩石物性値と、水圧破碎試験で測定した初期応力との間には類似した分布傾向が認められた。これらの岩石物性値の深度分布を支配する主要な因子は、岩石に含まれる配向性のマイクロクラックの発達の程度であること、そして、マイクロクラックの成因を究明するためには、初期応力分布が既知である岩盤から方位が既知のコアを採取し、そのコアを用いて ASR(anelastic strain recovery)法およびマイクロクラックの分布測定をおこなうことが必要であることを指摘した。
- (6) 直交異方性岩盤内でおこなった水圧破碎試験に等方弾性体の解を適用したとき、ボーリング孔の壁面にき裂が発生する圧力およびき裂が発生する位置にどの程度の誤差が生じるか検討し、水平面内の最大主応力の方位に及ぼす誤差は工学的には問題とならないことを示した。また、孔壁が破壊する圧力の大きさ P_b に関しては、等方性の解に基づく誤差は $\pm 30\%$ 程度であるが、通常の水圧破碎試験のデータ解析では初期応力の算定に P_b は用いないので問題にならないと考えられた。

本報告書は、同和工営株式会社が核燃料サイクル開発機構との契約により実施した業務の結果である。
契約番号：10C1458

サイクル機構担当部署および担当者：東濃地科学センター 地層科学研究グループ 武田精悦

*：同和工営株式会社ジオサイエンス事業部

+： S_V 、 S_h および S_H はそれぞれ鉛直方向の被り地圧、水平面内の最小主応力および最大主応力である。

In situ stress measurement in MIU-2 borehole using hydraulic fracturing

H.Kato

ABSTRACT

Twenty measurements of *in situ* stress magnitude and orientation were conducted in vertical borehole MIU-2 at Shomasama using hydraulic fracturing at depths ranging between 138.2 and 878.1m. Laboratory measurements of physical properties and mechanical properties were also conducted on intact drill cores taken from in the vicinity of depths at where *in situ* stress measurements by the hydraulic fracturing tests were made. The results of the field and laboratory study yielded the following conclusions :

- (1) The hydraulic fracturing tests revealed a change in stress regime with depth: reverse faulting ($S_H > S_h > S_v^*$) from 0 to 200m, transitional stress regime ($S_H > S_h \approx S_v$) from 200 to 550m and strike-slip faulting ($S_H > S_v > S_h$) at depths larger than 550m.
- (2) The average direction of maximum horizontal stress S_H determined by running magnetically oriented impression packers was found to be NW-SE orientation from 200m to 900m depth. The NW-SE orientation is consistent with other stress indicators such as body-wave focal plane mechanisms and plate motion survey within the region.
- (3) Longitudinal and shear wave velocities along core axis, longitudinal velocities in the plane perpendicular to core axis, dynamic Young's modulus, tangential Young's modulus, uniaxial compressive strength and shearing strength increased with depth from 250m to 360m and decreased down to 550m. These properties again increased with depth from 550m to 760m and decreased below 760m depth.
- (4) Sound velocities of core samples were measured in vertical and horizontal directions of propagation under atmospheric pressure. The results showed that oriented microcracks in the granite developed better in a vertical plane than in a horizontal plane. A 50-faced polyhedron specimen was prepared for Toki granite from 452.5m to measure sound velocities in twenty-five directions. The observed pattern of sound velocity on the specimen revealed the transverse anisotropic feature which is associated with a preferred orientation of microcracks in the rock.
- (5) The distribution of static Poisson's ratio, dynamic Poisson's ratio and sound anisotropy defined as $(V_{p,max}/V_{p,min} - 1)$ were similar to the one of the magnitude of *in-situ* stress with depth measured by the hydraulic fracturing test. The degree of development of oriented microcracks in cores may govern the variation of the Poisson's ratio and the sound anisotropy. In order to study the primary cause for the development of the microcracks in core samples, characterization of microcracks and application of ASR (anelastic strain recovery) method on an oriented core samples taken from the rock mass, in which *in-situ* stress is known, are necessary.
- (6) Analytical expression was derived for the analysis of hydraulic fracturing tests in an orthorhombic rock to evaluate errors by employing isotropic solutions. The analysis suggested that the errors associated with the direction of fracture formation was negligibly small while the errors associated with the pressure for fracture initiation was about $\pm 30\%$. The error for the pressure may have little effect on the test, since the value of breakdown pressure P_b has not been used in the classical theory for the analysis of hydraulic fracturing tests.

This report has been drawn up by Dowa Engineering Co., Ltd. under contract with Japan Nuclear Cycle Development Institute.

Agreement No.:10C1458

JNC Liaison: Seietsu Takeda, Geoscience Research Execution Group, Tono Geoscience Center.

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

+ : S_v , S_h and S_H are vertical stress, minimum horizontal and maximum horizontal stress, respectively.

目 次

1. 水圧破碎試験	1
1.1 目的	1
1.2 測定位置	1
1.3 水圧破碎法	2
1.4 測定方法	4
1.5 計測システム	7
1.6 測定結果	8
1.6.1 ダミーパッカーの降下および破碎前の型取り	8
1.6.2 水圧破碎試験結果	9
1.6.3 解析結果	11
1.7 3次元応力場における水圧破碎き裂の傾き	17
1.7.1 水圧破碎き裂の発生に関する理論解析	17
1.7.2 MIU-2孔における初期応力測定結果に基づいた解析結果	18
1.8 結言	21
引用文献	22
2. MIU-2孔から採取されたボーリングコアの室内物性試験	23
2.1 作業概要	23
2.2 試験方法	24
2.2.1 物理試験	24
(1) 弾性波速度測定	24
2.2.2 力学試験	26
(1) 三軸圧縮試験装置および試験方法	26
(2) 一軸圧縮試験による横等方性岩石の弾性定数の決定	29
引用文献	31
2.3 物性試験結果	32
2.3.1 物理試験	32
(1) 見かけ比重	32
(2) ボーリング孔軸方向の弾性波速度	35
(3) 動的ヤング率および動的ポアソン比	37
(4) 周方向の弾性波速度分布	39
(5) 3次元的な弾性波速度分布	46
引用文献	48
2.3.2 力学試験	49
(1) 一軸圧縮強度 S_c	53

(2) 割線ヤング率 E_s および接線ヤング率 E_θ と E_{50}	54
(3) ポアソン比	57
(4) せん断強度および内部まさつ角	58
(5) 横等方性岩石の弾性定数	60
2.4 結言	64
3. 岩石物性値と初期応力値との関係	65
3.1 ポアソン比および速度異方性と初期応力分布	66
3.2 配向性のマイクロクラックに起因する異方性と初期応力分布	67
3.3 結言	71
引用文献	71
4. 水圧破碎法における異方性の影響について	72
4.1 解析理論と解析モデル	72
4.1.1 円孔内に内圧が作用した場合	72
4.1.2 円孔から十分に離れて外力が作用する場合	73
4.2 解析結果	74
4.3 結言	76
引用文献	76
5. 結論	77

付表目次

表 1.5.1 測定機器一覧	7
表 1.6.1 MIU-2 孔における水圧破碎試験の測定結果	10
表 1.6.2 MIU-2 孔における水平面内の最小主応力 S_h 、最大主応力 S_{Hmax} 、 S_{Hmin} および最大主応力の方位 ϕ	11
表 2.1.1 各試験に用いたコアの数量	23
表 2.2.1 三軸圧縮試験の試験方法	28
表 2.3.1 MIU-2 孔 一軸および三軸試験用コアの物理試験結果	33
表 2.3.2 コアの軸方向および軸方向と直交する平面内の P 波速度	41
表 2.3.3 MIU-2 孔 一軸および三軸圧縮試験結果	51
表 2.3.4 弾性定数を求めるための一軸圧縮試験に用いた試験片	60
表 4.1.1 本解析に用いた弾性率、初期応力および岩石の引張強度	73
表 4.2.1 解析結果	74

付図目次

図 1.2.1 MIU-2 孔位置図	1
図 1.3.1 ワイヤライン方式による水圧破碎システム	3
図 1.4.1 水圧破碎法による初期応力測定手順	6
図 1.6.1 水平面内の最大および最小主応力とボーリング孔深度の関係	14
図 1.6.2 MIU-2 孔で誘起された縦き裂の走向とボーリング孔深度の関係	15
図 1.6.3 地震により解放された応力の方向	16
図 1.6.4 測地結果から計算された地表の水平主ひずみ	16
図 1.7.1 3次元応力場における水圧破碎き裂の発生位置	18
図 1.7.2 3次元応力状態とボーリング孔軸の関係	20
図 1.7.3 ボーリング孔軸の主応力軸に対する傾きと水圧破碎き裂の傾斜角の関係	20
図 2.2.1 弾性波速度を測定するために 50 面体に整形された花崗岩試験片	24
図 2.2.2 三軸封圧容器の構造	27
図 2.2.3 力学試験における試験装置および測定系統	27
図 2.2.4 横等方性の場合の座標軸	29
図 2.2.5 弾性定数を求める試験方法	30
図 2.3.1 試験片の見かけ比重と採取深度の関係	32
図 2.3.2 試験片の弾性波速度 V_p と採取深度の関係	36
図 2.3.3 試験片の弾性波速度 V_s と採取深度の関係	36
図 2.3.4 試験片の動的ヤング率と採取深度の関係	38
図 2.3.5 試験片の動的ポアソン比と採取深度の関係	38
図 2.3.6 コアの軸方向と直交する平面内をコアの中心を通過して伝播する P 波の速度分布	42

図 2.3.7 水平面内におけるP波速度の最大値、最小値および コア軸方向の速度と深度との関係	44
図 2.3.8 水平面内の速度異方性と採取深度の関係	45
図 2.3.9 花崗岩（深度 452.50m）の弾性波速度の上半球ステレオ投影図	47
図 2.3.10 一軸圧縮試験から決定される諸力学定数	50
図 2.3.11 試験片の一軸圧縮強度と採取深度の関係	53
図 2.3.12 試験片の(a)割線ヤング率 E_s および(b)接線ヤング率 E_{50} と 採取深度の関係	55
図 2.3.13 試験片の接線ヤング率 E_0 と採取深度の関係	56
図 2.3.14 試験片のポアソン比と採取深度の関係	57
図 2.3.15 一軸および三軸圧縮強度から求めたせん断強度	58
図 2.3.16 一軸および三軸圧縮試験から求めた内部まさつ角	59
図 2.3.17 角柱型試験片の応力-ひずみ曲線	62
図 2.3.18 軸応力と(a)ヤング率と剛性率および(b)ポアソン比の関係	63
図 3.2.1 等面が鉛直軸を含む横等方性岩盤の重力起因の 応力を求めるための座標系	67
図 3.2.2 水平に堆積した不均質な地層から構成される岩盤	69
図 3.2.3 水平に堆積した不均質な地層から構成される岩盤のモデルから 計算した水平応力分布	70
図 4.2.1 弾性異方性の主軸と主応力軸とのなす角度を変化させたときの、孔壁が引張 破壊するときの内圧および主応力軸の方向と破壊が生じる角度との差	75

APPENDIX

APPENDIX I 圧力-時間、流量-時間曲線	A-1
APPENDIX II 水圧破碎によって造成されたき裂のスケッチ	A-21
APPENDIX III Breakdown および re-opening における圧力-時間曲線の重ね合わせ	A-27
APPENDIX IV Shut-in 後の圧力減衰速度の逆数と圧力の関係	A-37
APPENDIX V 一軸圧縮試験における応力-ひずみ曲線	A-47
APPENDIX VI 三軸圧縮試験における応力-ひずみ曲線	A-53
APPENDIX VII 破壊応力円	A-63
APPENDIX VIII 一軸および三軸圧縮試験後の試験片のスケッチ	A-69
APPENDIX IX 写真集	A-75

1. 水圧破碎試験

1.1 目的

土岐花崗岩中の初期応力状態は、超深地層研究所計画において予定している掘削影響評価試験における予測や地下施設の詳細設計において必要不可欠な情報である。このため、MIU-2 孔における水圧破碎法による初期応力測定を実施し、地下研究施設近傍の初期応力状態を把握する。さらに、室内力学試験を実施して同初期応力測定結果との比較により岩石の異方性等と主応力方向との関係について考察する。

1.2 測定位置

測定位置は、図 1.2.1 に示す正馬様用地内の MIU-2 孔（深度 1000m）である。MIU-2 孔は直径 101.6mm の HQ ボーリング孔で、深度 890~915m で月吉断層と交差する。孔口から深度 100.77m まではケーシングが設置されている。

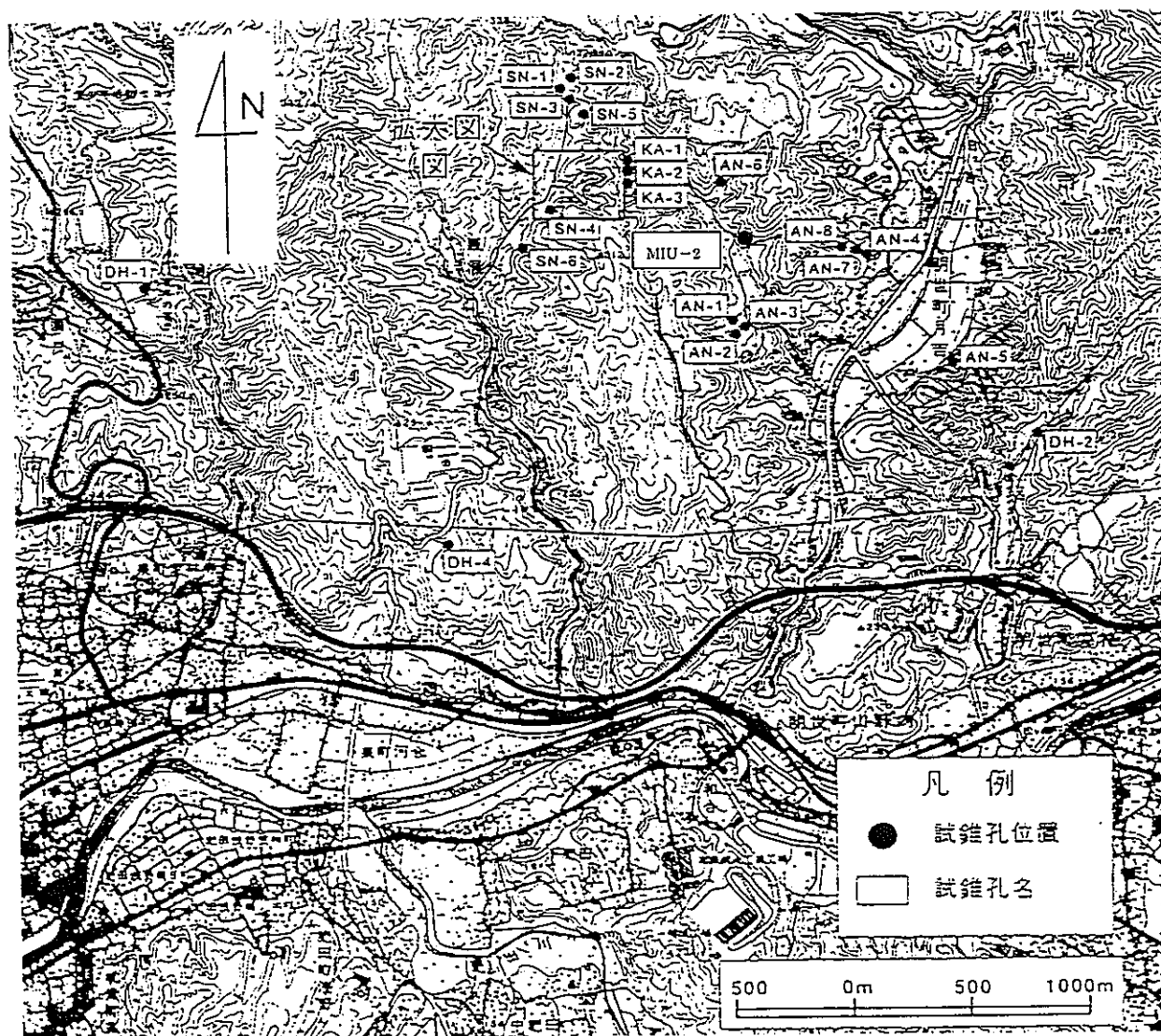


図 1.2.1 MIU-2 孔位置図。

1.3 水圧破砕法

初期応力は一般構造物における負荷応力に相当するもので、地下空間設計における最も重要なパラメータであり、地下構造物の安全性、寿命などを支配する主要因子である^[1]。岩盤の初期応力測定法としては、応力解放法、水圧破砕法、応力補償法、ボーリングコアを用いる手法などがある。このうち水圧破砕法は、地表あるいは坑道から掘削したボーリング孔のある区間をパッカーによって密閉し、この密閉区間に水を圧入してボーリング孔の壁面を引張応力によって破壊させ、き裂を岩盤内に進展させるものである。この方法は、応力解放法と異なりオーバーコアリングを必要とせず、地表付近から相当深いところまで適用できる点で他の測定方法に勝る長所を有している。しかも、岩盤内部の広い範囲に比較的容易にき裂を進展させることができるので、ボーリング孔まわりの平均的な応力分布を調査するのに適している。また、破壊条件を観測方程式としているので、応力の評価に弾性定数を必要とせず直接的に応力を測定できる。

坑道から掘削された比較的浅いボーリング孔を利用して水圧破砕法による初期応力測定をおこなう場合があるが、このとき用いられる加圧装置は、ゴムパッカーと破碎区間への流路が独立した 2 本の圧力系統から構成されている。このシステムは比較的簡単な試験設備であり、経済的に計測できるという利点はあるが、人力によってプローブを出し入れするので、適用できるボーリング孔の長さは最大でも 30m 程度であるという欠点があった。

一方、地下空洞の建設にとりかかる前の初期応力測定、地熱開発あるいは地震予知のための初期応力測定においては、地表から大深度のボーリング（たとえば深度 500m）をおこなわなければならない。しかし、石油掘削のための技術や設備をそのまま応用した従来の方法によれば、掘削やぐら、掘削パイプ、動力などの大規模な設備が必要である。また、従来の水圧破砕システムは、パッカーを膨張させるための流路と破碎のための流路の切り替えがパッカーシステムを引き上げなければ行なえなかったため、ボーリング孔内で連続的に水圧破砕をおこなうことはできなかった。

これらの問題を解決するために、大深度においてしかも小規模な設備によって水圧破砕ができる測定システムが開発された^[2]。このシステムは図 1.3.1 に示すように、高圧ホース、ワイヤラインおよびストラドルパッカー（水圧破砕用パッカー）から構成され、ゴムパッカーへの加圧から破碎区間への加圧へと流路を切り替えるためのプッシュ・プルバルブと呼ばれる機構を備えている。このためパッカーシステムにつながる高圧ホースは 1 本で済み、大深度のボーリング孔への適用が容易である。また、ボーリング孔内の水位が低い場合でもホース内に残っている流体の水頭によってパッカーが膨張したままにならないように、パッカーにはリリースバルブが取り付けられている。破碎区間の流体圧はストラドルパッカーの近傍に設置された圧力変換器によって測定するので、この流体が長い高圧ホースの中を通過することによって生じる圧力降下は測定される圧力にほとんど影響をおよぼさない。

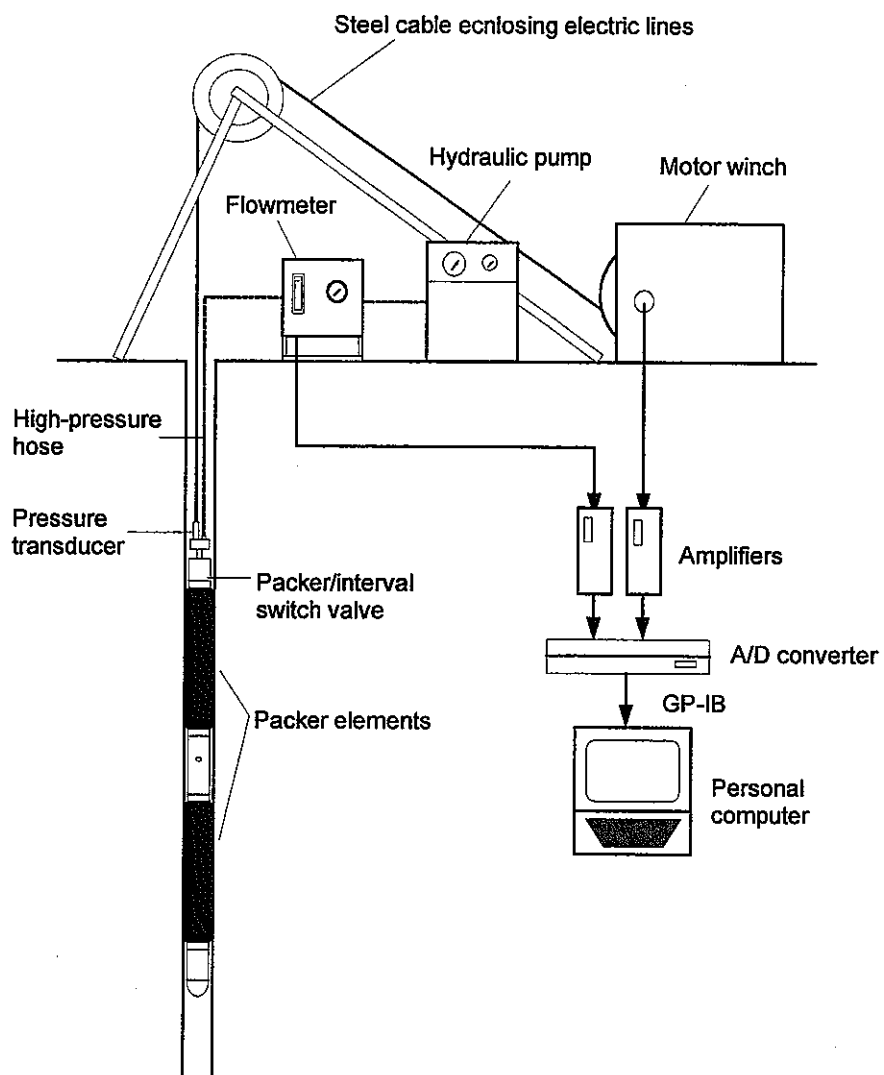


図 1.3.1 ワイヤライン方式による水圧破碎システム。

1.4 測定方法

ここではプッシュ・プルバルブシステムを用いた水圧破碎試験の手順を、図 1.4.1 にしたがって説明する。

(1) ダミーパッカーによるボーリング孔直径の調査

岩盤内部に存在する断層、天然き裂および岩質が変化する箇所とボーリング孔とが交差するところでは、ボーリング孔壁面からの崩壊物や壁面の変形によってボーリング孔直径が小さくなったり閉塞する場合がある。そのような箇所ではパッカーが自重で降下できないばかりか抑留される恐れがある。そこで、まずストラドルパッカーとその外径が同じダミーパッカーをボーリング孔の所定の深度まで降下させ、パッカーが自重だけで通過できるだけの直径が確保されているかを調査する。

(2) 水圧破碎前の孔壁における型取り

ボーリングコアの目視による鑑定、RQD の深度分布およびキャリパー検層の結果を総合的に判定し、天然き裂が少なく孔壁の安定した区間を選定する。このようにして選定した位置で、インプレッションパッカー（ボーリング孔壁面の凹凸を写し取るためのゴムパッカー）を用いた水圧破碎前の孔壁の型取りをおこない、天然き裂の状態をさらに詳しく調査する。インプレッションパッカーの表面は可塑性のチューブによって被覆されているので、所定の深度でインプレッションパッカーを膨張させ、その表面をボーリング孔壁面に押し付けることで壁面の凹凸がチューブの表面に記録される。インプレッションパッカーの膨張圧力は岩盤および初期応力の状態によって異なるが、通常、50 から 100bar で、保持時間は約 30 分である。ボーリング孔壁面に多数の天然き裂が認められた場合は、これを避けるためにさらに別の破碎地点を探す。

(3) 水圧破碎試験

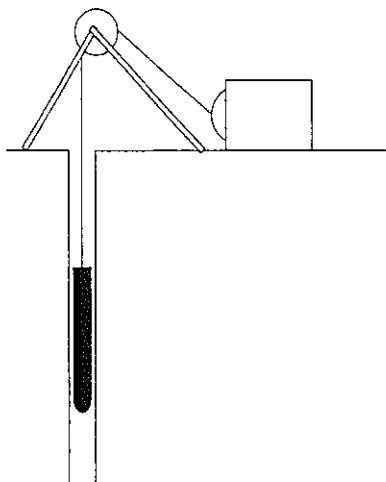
所定の深度までストラドルパッカーをおろし、水圧破碎試験をおこなう。まず、ストラドルパッカーの加圧区間に比較的大きな流量（3~6l/min）で破碎流体（清水）を圧入し、破碎区間の水圧を上昇させる。ボーリング孔の壁面にき裂が生じて破碎区間の圧力が急激に低下したら高圧ポンプによる流体の圧入を停止し、圧力の経時変化を観測する。その後、地表の圧力パネルのバルブを操作して加圧区間に通じる流路を大気に解放し、き裂に圧入されていた破碎流体を排出する。次に再び同じ流量で流体を圧入し、先に生じたき裂がボーリング孔壁面において再開口するときの圧力 P_r (Re-opening pressure) を測定する。き裂の再開は最低 3 回実施して、圧力-時間挙動の再現性を調べる。水圧破碎によって誘起されたき裂を再開口してからポンプを停止し、加圧区間に通じる流路のバルブを大気に解放すると破碎区間の圧力は低下し、き裂は再び閉じようとする。このためき裂に圧入されていた破碎流体は破碎区間に逆流する。このとき大気に解放されているバルブを閉じると破碎区間の圧力は回復する (Pressure rebound)。造成されたき裂に破碎流体が封じ込められて、岩盤あるいはボーリング孔へのリークが少ない場合、とくに明瞭な圧力の回復がみられる。このような破碎区間

では、造成されたき裂に作用する法線応力と破砕流体の圧力が釣り合うときの圧力 P_s (Shut-in pressure) が容易に決定できることが多い。

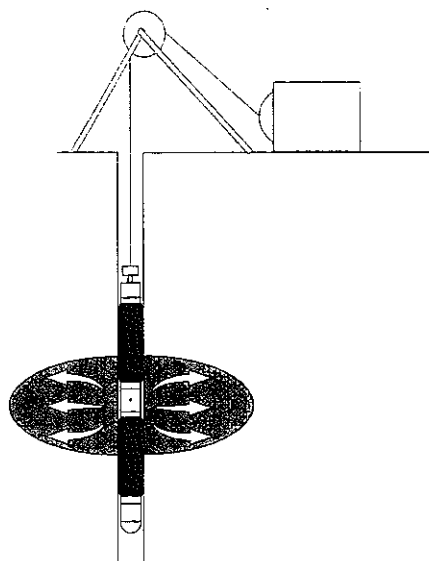
(4) 破砕後の型取りによる人工き裂の方位測定

水圧破砕後、再びインプレッションパッカーを用いて破砕地点の壁面における型取りをおこない、(2) で得られたインプレッションと比較することにより新たに造成されたき裂が判定される。このインプレッションパッカーの下端には坑井方位傾斜儀計が取り付けられているので、インプレッションの表面に印された基準線の方位が測定される。インプレッションとこの方位から、インプレッションの表面に写し取られた新たなき裂の走向傾斜を決定することができる。

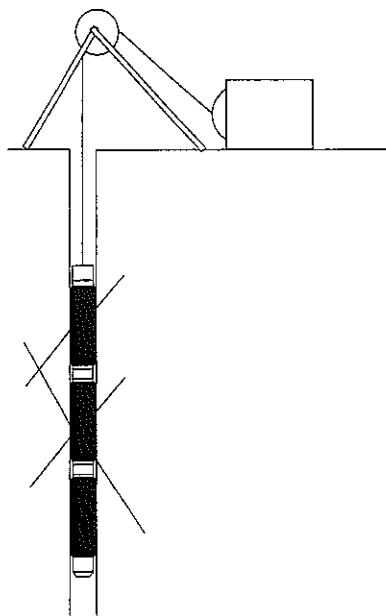
(1) Inserting a dummy packer.



(3) Hydraulic fracturing.



(2) Impression test before hydrofrac.



(4) Impression test after hydrofrac .

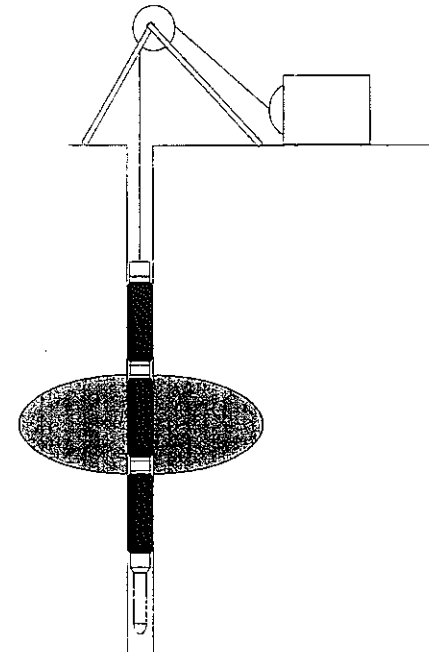


図 1.4.1 水圧破碎法による初期応力測定手順。

1.5 計測システム

水圧破碎試験のための計測システムは、図 1.3.1 に示す通りである。破碎流体は圧縮空気動高圧ポンプによって流量計および高圧ホースを通じてストラドルパッカーの加圧区間まで送られる。ボーリング孔の破碎区間における破碎流体の圧力は、ケーブルヘッドに内蔵された圧力変換器によって測定され、そのデータはアーマードケーブルを通じて地表の動ひずみ測定器まで転送される。破碎区間への圧入流量は圧力パネルに設置された流量計によって測定される。動ひずみ測定器および流量計の出力はいずれも A/D 変換器を介してパーソナルコンピュータに転送され記録される。データの取り込み速度は 50ms である。水圧破碎によって誘起された人工き裂の方位は、インプレッションおよびインプレッションパッカーの下端に取り付けられた坑井方位傾斜儀計のデータから決定される。水圧破碎試験に用いた主な計測機器は表 1.5.1 のようである。

表 1.5.1 測定機器一覧

測定機器	メーカー	数量
ストラドルパッカー、ウレタンゴム、耐圧 30MPa	同和工営 (株)	1 本
インプレッションパッカー、ウレタンゴム、耐圧 30MPa	同和工営 (株)	1 本
ケーブルウィンチ、1.5kW、1000m 用	同和工営 (株)	1 台
高圧ポンプ、JHP-500W、3.5l/min、35MPa	(株) フジキン	4 台
システムコントローラー、PC-9801T	日本電気 (株)	1 台
A/D コンバーター、ADC-116C	(株) 共和電業	1 台
シグナルコンディショナー、CDA-230C	(株) 共和電業	1 台
圧力変換器、PGM-500KD、測定範囲 49.03MPa	(株) 共和電業	1 台
流量計、MP-MCF-SLE、測定範囲 6.0l/min	流体工業 (株)	1 台
坑井方位傾斜儀計、TYPE-SS、最小読取り精度 1°	(株) 村田製作所	1 台

1.6 測定結果

1.6.1 ダミーパッカーの降下および破碎前の型取り

ストラドルパッカーと外径の等しい重量 30kg のダミーパッカーは、孔口から深度 890m までスムーズに降下し、この深度範囲で孔壁からの地層の押し出しあるいは崩壊物によって孔径の減少した箇所や閉塞した箇所はないことが確認された。深度 890m 以深では月吉断層からの崩壊物によって測定機器が抑留される危険性があることや、天然き裂が多すぎて適当な破碎区間を見い出すことが困難であると判断されたため、水圧破碎試験は深度 890m よりも浅い地点で行なわれた。

本測定では、天然き裂の影響を受けない測定データを得るために、ボーリングコア柱状図に記載された RQD の深度分布および BTV によるボーリング孔壁面の観察結果に基づいて、天然き裂が少ないと判定された次の 20 深度で水圧破碎前の型取りを行なった。すなわち、深度 137、158、187、220、254、303、356、412、451、490、555、604、650、681、697、732、761、810、839 および 877m である。

1.6.2 水圧破碎試験結果

水圧破碎試験は、深度 138.2m から 878.1m にわたって 20 回おこなった。造成されたき裂のタイプ（縦き裂、横き裂、人工き裂、天然き裂）、き裂の走向および傾斜、ボーリング孔壁面において最初にき裂が発生するときの圧力 P_b (Breakdown pressure)、それを同じ流量で再開するときの圧力 P_r (Re-opening pressure)、造成されたき裂に作用する法線応力と破碎流体の圧力が釣り合うときの圧力 P_s (Shut-in pressure)などは表 1.6.1 に示す通りである。試験を実施した深度が 1.6.1 で述べた破碎前の型取りの深度と若干異なる場合があるのは、破碎前の型取り結果に基づいて天然き裂のより少ない深度を選定したためである。水圧破碎試験中の圧力-時間曲線、流量-時間曲線および破碎前後の型取りから判定された人工き裂および天然き裂は APPENDIX I および II に示す通りである。

ここで、表 1.6.1 に示した P_b 、 P_r 、 P_s および人工き裂の走向傾斜の決定方法について述べる。まず P_b は第 1 回目の加圧サイクルにおける最高圧力として求められる。 P_r は、第 1 回目の加圧サイクルによってボーリング孔の壁面にき裂が生じるときに得られる圧力-時間曲線と、次に同一の流量でそのき裂を再開したときに得られる圧力-時間曲線とを重ね合わせ、後者の曲線が前者の曲線からそれるときの圧力として求めることができる^[3]^[4]。ただし、き裂を再開するときの圧力-時間曲線は、再開を何回か繰り返し、ボーリング孔壁面における岩盤の引張強度 T が完全にゼロとなった後の曲線を用いなければならない。各深度で測定された第 1 回目の圧力-時間曲線とき裂を再開したときの圧力-時間曲線とを重ね合わせた図を APPENDIX III に示す。

P_s は、水圧破碎によって誘起されたき裂に作用する法線応力と破碎流体の圧力が釣り合うときの圧力である。ポンプを停止(shut-in)した後の破碎区間の圧力-時間曲線に明瞭な変曲点がみいだされるとき、すなわち shut-in 直後いったん急激に低下した圧力がそれ以降時間とともにほとんど低下しないとき P_s は比較的容易に決定できる。しかし多くの場合、shut-in 後の圧力の減衰速度は急激に低下しないので P_s を圧力-時間曲線の変曲点として決定することはむずかしい。そこで圧力-時間曲線から図式的に P_s を求めるいくつかの方法^[4]^[5]^[6]^[7]が提案されている。ここでは決定方法の基礎となる理論が明快な Hayashi and Haimson^[7]の方法を用いた。この方法では、shut-in 後の圧力-時間曲線から求められる破碎区間の水圧とその時間変化率の逆数との関係を 3 直線で近似し、高圧側の 2 直線の交点における破碎区間の水圧が P_s として求められる (APPENDIX IV 参照)。

MIU-2 孔における水圧破碎法によって誘起された人工き裂は、すべてボーリング孔軸に平行な縦き裂であった。最終的なそれらの縦き裂の走向は、インプレッションパッカーに写し取られたき裂のトレースに最も適合する平面を最小 2 乗法によって決定して求めた^[4]。

表 1.6.1 をみると、 P_b 、 P_r および P_s は全体として測定深度の増加とともに大きくなる傾向が認められる。深度 604.0、651.0、682.0 および 698.5m で誘起された縦き裂は、ボーリング孔軸と平行な直線ではなく、母線と緩い角度で斜交する多数の短いき裂（シェプロ

ンタイプ) から構成されていた (APPENDIX II 参照)。このことは、深度 600~700m の区間で、初期主応力軸のひとつがボーリンク孔軸と一致せず、若干傾いていることを示唆している。これについては、1.7 節でさらに詳しく検討を加える。

表 1.6.1 MIU-2 孔における水圧破碎試験の測定結果

ボアホール の深度 (m)	岩石	人工き裂の タイプ*		き裂の 方位 ϕ_i (deg)**	測定圧力など(MPa)				備考
		L/T	N/J		P_b	P_r	P_s	T	
138.2	花崗岩	L	N	7.9	8.3	5.4	7.4	2.9	
158.0	花崗岩	L	N	-10.0	7.2	3.9	6.5	3.3	
187.3	花崗岩	L	N	-39.6	7.9	3.6	6.9	4.3	
254.0	花崗岩	L	N	-33.0	7.6	4.4	6.6	3.2	
294.7	花崗岩	L	N	-60.5	5.2	4.0	4.2	1.2	
301.5	花崗岩	L	N	-57.5	8.7	5.9	4.0	2.8	
356.4	花崗岩	L	N	-57.7	11.2	8.5	9.6	2.7	
413.4	花崗岩	L	N	-4.5	16.5	12.9	13.7	3.6	
452.0	花崗岩	L	N	-19.8	14.4	8.6	12.7	5.8	
491.0	花崗岩	L	N	-54.3	17.2	8.3	15.1	8.9	
555.0	花崗岩	L	N	-39.7	14.3	10.0	11.7	4.3	
604.0	花崗岩	L	N	-44.1	10.4	9.0	9.8	1.4	シェブロンタイプ
651.0	花崗岩	L	N	-57.7	18.0	14.1	15.4	3.9	シェブロンタイプ
682.0	花崗岩	L	N	-68.9	14.4	9.8	13.2	4.6	シェブロンタイプ
698.5	花崗岩	L	N	-20.6	16.2	9.9	13.5	6.3	シェブロンタイプ
733.7	花崗岩	L	N	-37.3	16.1	10.5	14.0	5.6	
761.3	花崗岩	L	N	-52.7	14.6	10.0	12.5	4.6	
811.3	花崗岩	L	N	-36.4	19.8	14.3	16.2	5.5	
837.7	花崗岩	L	N	-45.7	17.5	10.5	15.3	7.0	
878.1	花崗岩	L	N	-26.1	16.2	10.7	15.5	5.5	

P_b : Break down pressure. P_r : Re-opening pressure.

P_s : Shut-in pressure. T: Tensile strength; $T=P_b-P_r$.

+ : Long、Transverse、N および J はそれぞれ縦き裂、横き裂、新たに造成されたき裂および既存のき裂を意味する。

++: ϕ_i は縦き裂の走向を磁北から時計まわりに測定した角度である。

1.6.3 解析結果

ここでは、ボーリング孔軸がひとつの主応力軸の方向と一致していると仮定し、円孔まわりの弾性解を用いる解析方法に基づいて各測定深度における水平面内の主応力を求める。

Break down pressure P_b 、ボーリング孔軸と直交する水平面内の最大主応力 S_H 、最小主応力 S_h 、pore pressure P_o および破碎区間の岩盤の引張強度 T から、よく知られた次式が導かれる。

$$P_b = 3 S_h - S_H - P_o + T \quad (1.6.1)$$

水圧破碎によって生じた縦き裂をボーリング孔壁面において再開するときの圧力を P_r ($T=0$) とすると

$$P_r = 3 S_h - S_H - P_o \quad (1.6.2)$$

したがって、多孔質岩盤における水平面内の最大主応力の下限 S_{Hmin} は次式で与えられる。

$$S_{Hmin} = 3 S_h - P_r - P_o \quad (1.6.3)$$

空隙率の小さい結晶質岩盤に対する水平面内の最大主応力の上限 S_{Hmax} は P_o を無視することによって次式のように推定される。

$$S_{Hmax} = 3 S_h - P_r \quad (1.6.4)$$

ここで、最小主応力 S_h は shut-in pressure P_s として水圧破碎試験における圧力-時間曲線から決定され、次式で表される。

$$S_h = P_s \quad (1.6.5)$$

表 1.6.2 MIU-2 孔における水平面内の最小主応力 S_h 、最大主応力 S_{Hmax} 、 S_{Hmin} および最大主応力の方位 ϕ

ボアホール の 深度(m)	水平主応力(MPa)			最大水平主応力 S_H の方位 ϕ (deg)*
	S_h	S_{Hmin}	S_{Hmax}	
138.2	7.4	15.6	16.8	7.9
158.0	6.5	14.2	15.6	-10.0
187.3	6.9	15.4	17.1	-39.6
254.0	6.6	13.0	15.4	-33.0
294.7	4.2	5.8	8.6	-60.5
301.5	4.0	3.3	6.1	-57.5
356.4	9.6	16.9	20.3	-57.7
413.4	13.7	24.3	28.2	-4.5
452.0	12.7	25.2	29.5	-19.8
491.0	15.1	32.3	37.0	-54.3
555.0	11.7	19.8	25.1	-39.7
604.0	9.8	14.6	20.4	-44.1
651.0	15.4	25.8	32.1	-57.7
682.0	13.2	23.2	29.8	-68.9
698.5	13.5	23.9	30.6	-20.6
733.7	14.0	24.4	31.5	-37.3
761.3	12.5	20.2	27.5	-52.7
811.3	16.2	26.5	34.3	-36.4
837.7	15.3	27.3	35.4	-45.7
878.1	15.5	27.3	35.8	-26.1

*: ϕ は磁北から時計まわりに計った回転角度。

表 1.6.1 の P_r および P_g を式 (1.6.3) から (1.6.5) に代入して水平面内の最大主応力 S_H および最小主応力 S_h を求めると表 1.6.2 のようである。ただし、 P_o は、MIU-2 孔の地下水面（孔口からの深度 12m）と水圧破碎深度の間の水頭圧に等しいと仮定した。まず、水平面内の主応力の大きさをボーリング孔深度の関数として表示すると図 1.6.1 のようである。ここで、○印は水平面内の最小主応力 S_h 、□印は P_o を考慮して式 (1.6.3) から求めた水平面内の最大主応力 S_{Hmin} 。そして■印は式 (1.6.4) から求めた最大主応力 S_{Hmax} である。被り地圧 S_v の大きさは、後で述べる岩石の物性試験で測定した花崗岩の平均見かけ比重 2.6 から推定して求め、点線を表示した。

S_h は深度の増加とともに増加しているようにみえるが、各測定深度における被り地圧 S_v の大きさと比較すると、測定がおこなわれた深度の範囲で応力環境は一様でない。すなわち、地表から深度 200m までは $S_H > S_h > S_v$ であって、応力環境は逆断層型である。200m から 500m の区間では $S_H > S_v \approx S_h$ 、そして 550m よりも深いところでは被り地圧と最小主応力の大きさがはっきりと逆転して $S_H > S_v > S_h$ となり、応力環境は横ずれ断層型へと変化する。

水圧破碎試験によって求めた初期応力の大きさから地震発生の危険性を評価することを目的として、粘着力のない断層に滑りを引き起こす応力と測定された水平最大主応力の大きさを比較することがおこなわれる^{[5][8][9]}。この場合、次の 2 つの仮定が導入される。(1) 最大有効主応力と最小有効主応力の比は、主応力場において最も滑りやすい走向傾斜を有する既存の断層に滑りを引き起こすときの値を越えることはできない。(2) 地殻内部の主応力のうち、ひとつの主応力方向は鉛直方向と一致し、その大きさは被り地圧と等しい。これらの仮定を導入すると、断層が滑るとき有効主応力比は次式で表すことができる。

$$(S_1 - P_o) / (S_3 - P_o) = [(1 + \mu^2)^{1/2} + \mu]^2 \quad (1.6.6)$$

ここで、 S_1 および S_3 は水平面内の最大および最小主応力である。 μ は既存の断層のまさつ係数で、通常、0.6 から 1.0 と仮定する。 P_o は間隙水圧である。したがって、地殻内部の初期応力状態は、テクトニックな応力が作用しない静岩圧状態から式 (1.6.6) で規定される範囲の応力状態までをとることになる。

地表から深度 500m 付近までの初期応力状態は $S_H > S_v \approx S_h$ であるから、 $S_3 = S_v$ とし式 (1.6.6) から S_1 を求めた。深度 500m 以下では、応力環境は大局的に横ずれ断層型であり、水平面内の最小主応力 S_h が最小主応力 S_3 になる。したがって、この深度範囲では原点を通過する直線で最小主応力 S_3 と深度との関係を最小 2 乗近似し、式 (1.6.6) から S_1 を求めた。以上のようにして $\mu = 0.6$ および 1.0 のときの S_1 を求めると、図 1.6.1 の実線で示した直線のようなになる。断層のまさつ係数が 0.6~1.0 の中間の値を取るとき、この断層に滑りを引き起こす S_1 の大きさはこれら 2 本の直線に挟まれる領域の値をとる。

最大水平主応力は、地表から深度 200m までの区間では $\mu = 0.6$ の不連続面が逆断層として滑り出すときの応力値よりも大きい。深度 200m から深度 500m の区間では、 S_{Hmin}

は $\mu=0.6$ の断層が平衡状態を保つ上限の大きさとほぼ一致する。そして深度 500m 以下では、最も不利な走向傾斜を有する横ずれ断層に滑りを引き起こす応力レベルよりも S_{min} 小くなる。したがって、最大主応力のこのような分布傾向を、断層が滑るかどうかという観点からみると、測定深度の範囲に断層が存在すると仮定した場合、それが滑る可能性は深度が増大するにつれて低下するといえる。

次に、各深度において決定された水平面内の最大主応力 S_H の方位とボーリング孔深度の関係を描くと図 1.6.2 のようになる。ここで、○印はレプリカに写し取られたき裂のうち人工の縦き裂と判定されたき裂の走向であり、ボーリング孔軸と垂直な水平面内の最大主応力の方向と一致する。横軸に平行な誤差棒は、レプリカを母線にそって切り開いて展開し、このレプリカに写し取られた人工の縦き裂のトレースをボーリング孔軸と平行な辺からの距離として離散化したときの標準偏差である。

図 1.6.2 をみると、水平面内の最大主応力の方位は深度 100m から 400m、400m から 700m、そして 700m 以下の 3 つの深度区間で、N から NW-SE 方向に反時計回りに約 60° 回転しては再び N 方向に戻っているように見える。MIU-2 孔においては、深度 400m および 700m で岩盤に含まれるき裂の頻度分布および鉱物粒子の粒径の分布が不連続に変化し、これらの区間の岩盤においてはき裂の頻度と鉱物粒径がほぼ一様である。したがって、深度 100m~400m、400m~700m、そして 700m 以下の 3 つに区分されるそれぞれの均質な岩盤の内部で、水平面内の最大主応力の方向は N から NW-SE 方向に約 60° 回転しているように見える。MIU-2 孔における主応力方向の分布に関するもうひとつの特徴として、深度 650m 前後でひとつの主応力の方向がボーリング孔軸（鉛直方向）と厳密に一致していないことがあげられる。

深度 200m 以下において測定された最大主応力の方位を大局的にみるとほぼ NW-SE 方向であり、この方位は広域的な初期応力場を対象とした地震学的評価法と測地学的評価法から得られた最大水平主応力の方向とほぼ一致する。たとえば、図 1.6.3 は地震初動の押し引きの関係から、地震により解放された応力の方向を推定した結果^[11]であるが、MIU-2 孔が位置する瑞浪市付近の水平最大主応力の方向は NW-SE 方向であることが読み取れる。また、図 1.6.4 は、1883 年から 1985 年間の測地結果から計算された地表の水平主ひずみ^[12]の分布を表している。瑞浪市および近隣の土岐市と可児市における圧縮の最大主ひずみの方向は NW-SE 方向である。したがって、MIU-2 孔の 200m 以下における S_H の方位は、大局的には発震機構解析の結果および測地結果と一致し、広域的な初期応力状態を反映していると思われる。

以上の測定結果は、MIU-2 孔における応力環境および主応力の方位が深度とともに変化し、初期応力場が 'stress decoupling'^{[13][14][15]} を呈していることを示している。

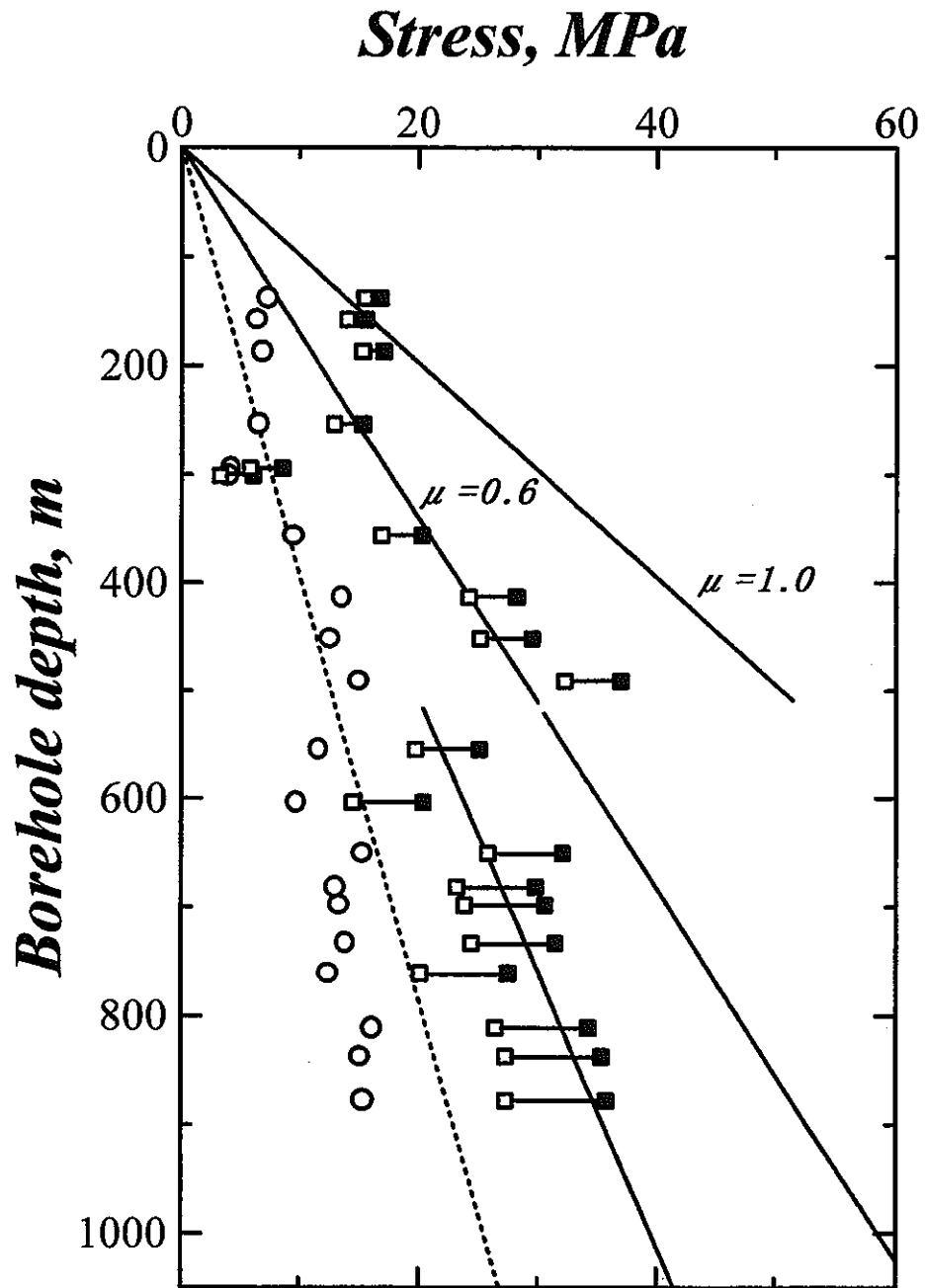


図 1.6.1 水平面内の最大および最小主応力とボーリング孔深度の関係。点線は花崗岩の平均見かけ比重 2.6 から求めた被り地圧 S_v である。○印は最小主応力 S_h 、□印は S_{Hmin} 、■印は S_{Hmax} である。

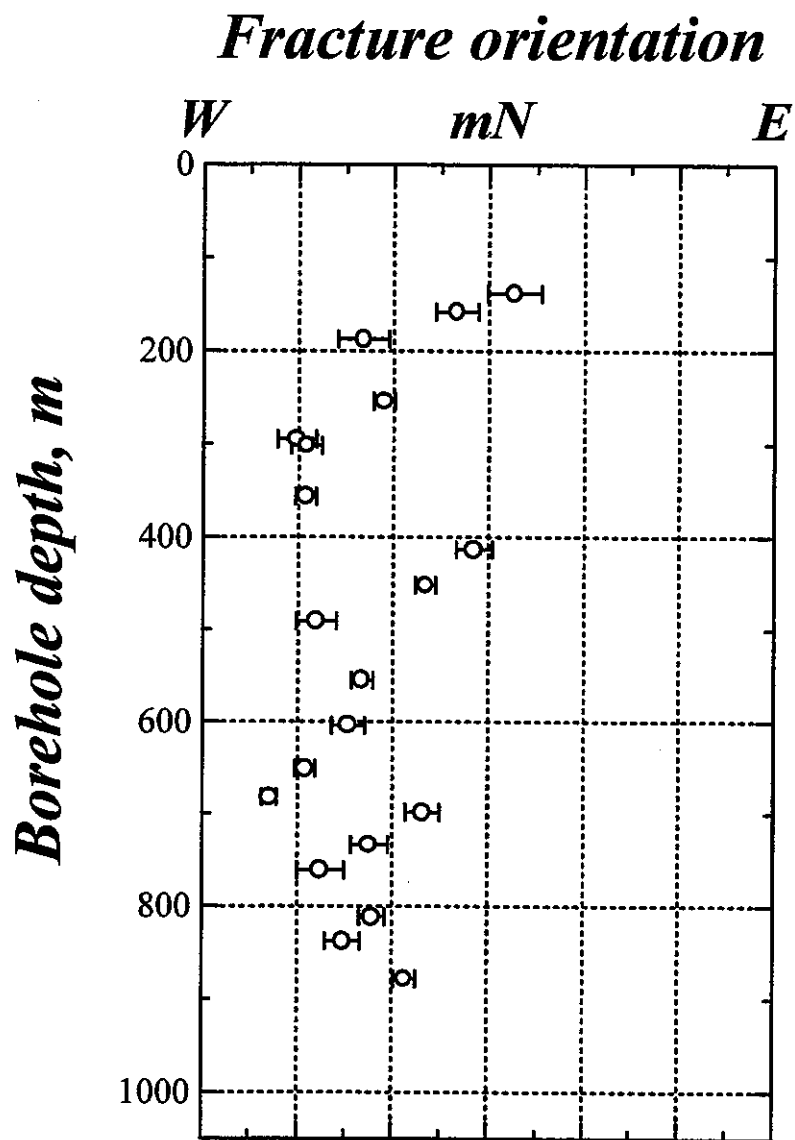


図 1.6.2 MIU-2 孔で誘起された縦き裂の走向とボーリング孔深度の関係。

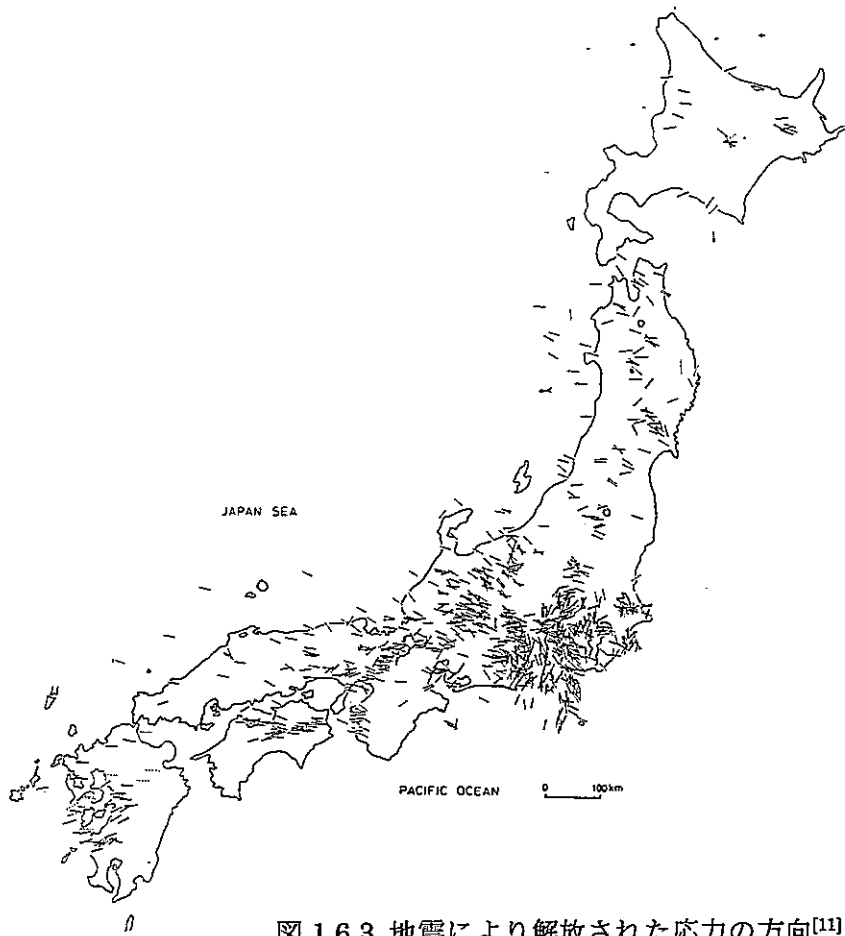


図 1.6.3 地震により解放された応力の方向^[11]。

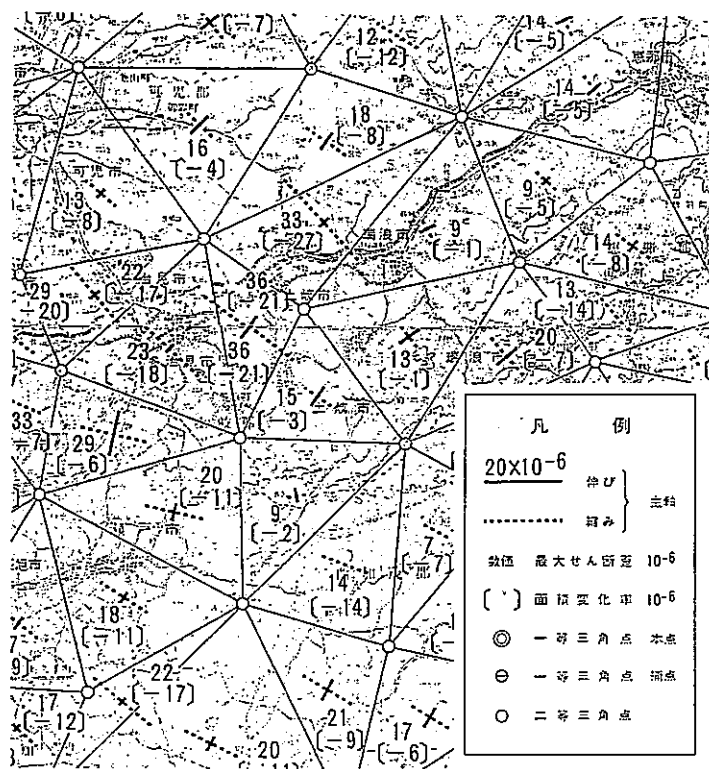


図 1.6.4 測地結果から計算された地表の水平主ひずみ^[12]。

1.7 3次元応力場における水圧破碎き裂の傾き

MIU-2孔の深度 604.0m から 698.5m の約 100m の区間で誘起された人工き裂の一部は、ボーリング孔壁面の母線に対して $5^\circ \sim 15^\circ$ の緩い角度で斜交し、シェブロン型を呈していた。このことは、1.6.3 で述べた古典的な応力測定理論の仮定と異なり、深度 650m 付近でボーリング孔軸と主応力軸の方向が一致していないことを示している。

3次元応力場においてすべての主応力軸とボーリング孔軸とが傾斜する場合には、ボーリング孔壁上の最大引張応力はボーリング孔軸と傾斜した方向に生じるので、水圧破碎き裂が発生する初期の段階には、その最大引張応力の方向と直角の方向に多数の微小き裂が発生し、最終的にこれらが孔軸方向に連結する^{[16][17]}。したがって、発生するき裂の位置やき裂の発生する圧力は、厳密にはボーリング孔軸に垂直な平面の応力のみから導かれるものと異なる。

この節では、まず3次元応力状態におかれたボーリング孔で水圧破碎試験を行なったとき、孔壁に発生するき裂の傾斜角とき裂が発生するときの圧力の関係について述べ、次にMIU-2孔の深度 650m 付近で実際に測定された初期応力状態とシェブロン型のき裂の傾きから、MIU-2孔軸と主応力軸が斜交する角度について考察する。

1.7.1 水圧破碎き裂の発生に関する理論解析^{[16][17]}

図 1.7.1 に示すように、ボーリング孔軸を z 軸とし、 x および y 軸をボーリング孔軸と垂直な平面内にとる。さらに、円柱座標系 (r, θ, z) を設定すると、ボーリング孔壁の応力は次式で与えられる。ここで、 P はボーリング孔内からの流体圧、 ν は岩盤のポアソン比である。

$$\begin{aligned} P_\theta &= \sigma_x + \sigma_y - 2(\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\theta - 4\tau_{xy} \sin 2\theta - P \\ P_z &= -2\nu(\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\theta + 4\nu\tau_{xy} \sin 2\theta + \sigma_z \\ P_{\theta z} &= -2\tau_{xz} \sin \theta + 2\tau_{yz} \cos \theta \end{aligned} \quad (1.7.1)$$

ボーリング孔壁面の最小主応力 σ_M は、式 (1.7.1) のボーリング孔軸方向の応力 P_z 、接線応力 P_θ およびせん断応力 $P_{\theta z}$ から式 (1.7.2) のように表せる。

$$\sigma_M = \frac{1}{2} \left\{ (P_\theta + P_z) - \sqrt{(P_\theta - P_z)^2 + 4P_{\theta z}^2} \right\} \quad (1.7.2)$$

したがって、ボーリング孔壁への流体圧 P による载荷によって σ_M が岩盤の引張強度 T と等しくなった位置 θ_M に最初のき裂が発生する。このき裂は一般にボーリング孔軸に平行でなく、 σ_M と垂直な方向に発生し、ボーリング孔軸に対する傾斜角 γ_m は、 θ_M におけるボーリング孔壁の応力成分から次式を用いて計算される。

$$\gamma_m = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2P_{\theta z}}{P_\theta - P_z} \right) \quad (1.7.3)$$

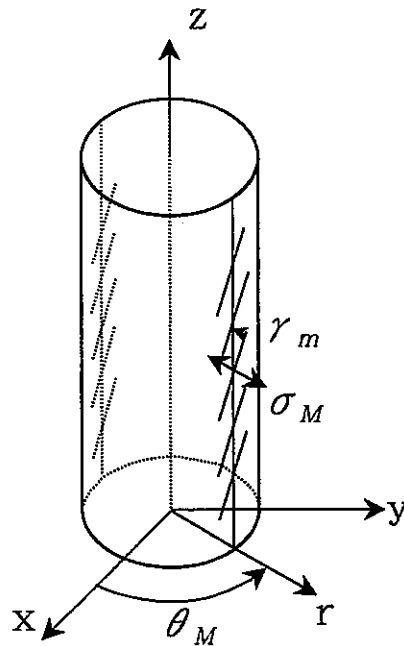


図 1.7.1 3次元応力場における水圧破碎き裂の発生位置。

1.7.2 MIU-2 孔における初期応力測定結果に基づいた解析結果

ボーリング孔軸に対する傾斜角 γ_m は、主応力値、主応力軸に対するボーリング孔の方位、岩盤の引張強度およびポアソン比によって変化する。ここでは、水圧破碎試験によって求めた深度 650m 付近の初期応力値を岩盤内の主応力値として、任意の方向を向いたボーリング孔に形成される水圧破碎き裂の傾斜角度を求めた。すなわち、 $\sigma_1 = S_H = 24.0\text{MPa}$ 、 $\sigma_2 = S_V = 18.0\text{MPa}$ 、 $\sigma_3 = S_h = 13.5\text{MPa}$ とし、岩石の引張強度およびポアソン比は、それぞれ 8MPa および 0.3 とした。これらの力学特性値は土岐花崗岩の平均的な値である。

主応力 σ_1 、 σ_2 、 σ_3 の方向を、図 1.7.2 に示すように X、Y、Z 軸に一致させ、ボーリング孔の方位を α および β で表す。ここで、 α はボーリング孔軸と XY 平面のなす角度、 β はボーリング孔軸を XY 平面に投影した直線から X 軸までの角度である。また、図 1.7.1 のボーリング孔に関する x、y、z 軸のうち、y 軸は XY 平面に含まれる。XYZ 座標系の主応力成分 σ_1 、 σ_2 、 σ_3 を xyz 座標系に変換し、さらにこれを r θ z 座標系に変換し、式 (1.7.1)、(1.7.2) および (1.7.3) から σ_M が岩盤の引張強度 T に達するときのボーリング孔内部の水圧 P と水圧破碎き裂の傾斜角 γ_m を求めた。

縦軸に α 、横軸に β をとって傾斜角 γ_m の等値線を描くと図 1.7.3 のようである。ボーリング孔軸の主応力軸に対する傾きによってき裂の傾斜角 γ_m は $0^\circ \sim 25^\circ$ の範囲で変化し、 $\alpha = 40^\circ$ 、 $\beta = 0^\circ$ 付近で最大値をとることが読み取れる。

$\alpha = 0^\circ$ 、 $\beta = 90^\circ$ のとき、ボーリング孔軸は中間主応力軸（図 1.7.2 の Y 軸）と一致し、MIU-2 孔のようにボーリング孔軸が鉛直である場合、初期応力状態は横ずれ断層型の応力環境となる。このとき水圧破碎き裂の傾斜角 γ_m は 0° であり、ボーリング孔軸と平

行になる。MIU-2 孔の 550m 以下における水圧破碎試験によって誘起された縦き裂は、深度 600m~700m を除けば、ボーリング孔軸とほぼ平行であって、かつ初期応力状態は横ずれ断層型を示しているから、ボーリング孔軸と主応力軸との関係は図 1.7.3 において $\alpha = 0^\circ$ 、 $\beta = 90^\circ$ の点で表されると考えられる。

MIU-2 孔の深度 600m~700m では、傾斜角 r_m は最大で約 15° であるが、 $5^\circ \sim 10^\circ$ 程度のものが殆どである。そこで、 r_m が $5^\circ \sim 10^\circ$ となる α および β の範囲から、MIU-2 孔軸と主応力軸との傾きがどの程度であるかについて検討する。まず、図 1.7.3 をみると、 r_m が $5^\circ \sim 10^\circ$ の範囲は、 β 軸に対してほぼ平行な 2 本の帯状をなして分布していることが認められる。すなわち、 α が $7^\circ \sim 25^\circ$ 、 β が $0^\circ \sim 90^\circ$ の範囲および α が $48^\circ \sim 80^\circ$ 、 β が $0^\circ \sim 90^\circ$ の範囲である。ところが、 α が $48^\circ \sim 80^\circ$ の場合、ボーリング孔軸は 3 つの主応力のうち最小主応力 σ_3 の方向に最も近くなり、MIU-2 孔のようにボーリング孔軸が鉛直であれば、応力環境は逆断層型に近づく。このことは、深度 550m 以下の応力環境が横ずれ断層型であるという事実と矛盾する。したがって、 α の範囲としては $7^\circ \sim 25^\circ$ を取るべきであると判断される。

次に、 α が $7^\circ \sim 25^\circ$ の範囲にあるという上述の推論結果を踏まえて β の取り得る範囲について考えると、初期応力状態が横ずれ断層型であるという事実から、 β も任意の値を取ることはできない。例えば、 β が小さくて 0° に近い場合、ボーリング孔軸は最大主応力 σ_1 の方向に近づくので、MIU-2 孔のような鉛直孔の場合、初期応力の環境は正断層型に近づく。このことは、深度 550m 以下の応力環境が横ずれ断層型であるという事実と整合しない。横ずれ断層型の初期応力状態であるためには、ボーリング孔軸は最大主応力 σ_1 よりも中間主応力 σ_2 の方向に接近しなければならない。しかも、図 1.6.1 の深度 600m~700m 付近の初期応力状態をみると、最大主応力（■印）と中間主応力（点線）の大きさは接近しておらず、最大主応力は中間主応力よりもかなり大きい。すなわち、 β は少なくとも 45° よりも大きくなければならないが、最大主応力と中間主応力の値が接近していないという初期応力の測定結果は、 β がより 90° に近いことを示唆しているように思われる。以上の考察から、ボアホール孔軸と主応力軸との関係を表す角度である α および β は、それぞれ $7^\circ \sim 25^\circ$ および 90° に近い角度であると推定される。

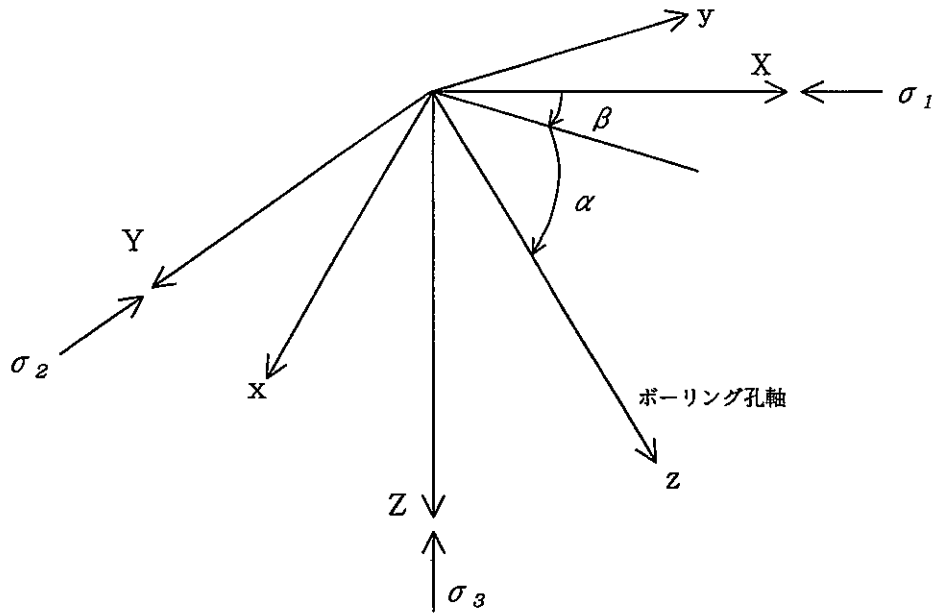


図 1.7.2 3次元応力状態とボーリング孔軸の関係。

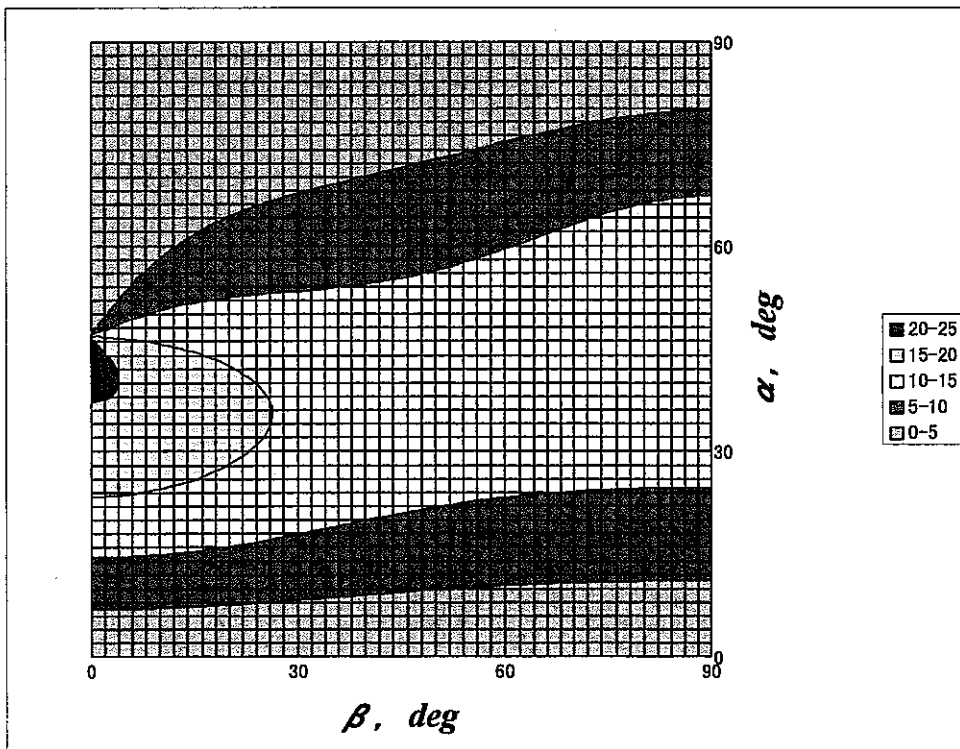


図 1.7.3 ボーリング孔軸の主応力軸に対する傾きと水圧破碎き裂の傾斜角 γ_m の関係。等値線の単位は度である。

1.8 結言

土岐花崗岩体の深度 1000m までの初期応力状態を把握するために、正馬様用地内の MIU-2 孔の深度 138.2m から 878.1m において 20 回の水圧破碎試験を実施した。応力環境は深度の増加とともに変化し、地表から深度 200m までは $S_H > S_h > S_v$ の逆断層型、深度 200m から 500m までは $S_H > S_v \approx S_h$ の遷移型、そして 550m から 900m までは $S_H > S_v > S_h$ の横ずれ断層型である。 S_H の方位は深度 100m から 400m、400m から 700m、そして 700m 以下の 3 つの深度区間で、N から NW-SE 方向に反時計回りに約 60° 回転しては再び N 方向に戻っているようである。しかし、全体的な傾向をみると深度 200m から 900m までほぼ NW-SE 方向を中心に分布し、当該地域の発震機構解析の結果および測地結果から導かれる広域的な水平最大主応力の方向とほぼ一致する。また、深度 600~700m の区間で誘起された人工き裂はシェブロン型を呈していたことから、この深度区間におけるひとつの主応力軸の方向はボーリング孔軸から若干傾いていると推定された。したがって、MIU-2 孔周辺の岩盤の応力環境および主応力の方位は一様でなく、初期応力場は 'stress decoupling' を呈している。

引用文献

1. 菅原勝彦, 岩盤応力測定に関する研究の動向, 資源と素材, Vol.114, p.834-844, 1998.
2. Rummel F., Baumgartner J. and Alheid H. J., Hydraulic fracturing stress measurements along the eastern boundary of SW-German Block, Proc. of a Workshop on Hydraulic Fracturing Stress Measurements, U.S. National Committee of Rock Mechanics, National Academy Press, Washington, D.C., p.3-17, 1981.
3. Haimson B.C., Near surface and deep hydrofracturing stress measurements in Waterloo quartzite, Int. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.17, p.81-88, 1980.
4. Lee M.Y. & Haimson B.C., Statistical evaluation of hydraulic fracturing stress measurement parameter, Int. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.26, No.6, p.447-456, 1989.
5. Baumgartner J. & Zoback M.D., Interpretation of hydraulic fracturing pressure-time records using interactive analysis methods, Int. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.26, No.6, p.461-469, 1989.
6. Vik G. & Tundbride L., Hydraulic fracturing – a simple tool for controlling the safety of unlined high pressure shafts and headrace tunnels, Proc. of the Int. Symp. On Rock Stress and Rock Stress Measurements/Stockholm, 1986.
7. Hayashi K. and Haimson B.C., Characteristics of shut-in curves in hydraulic fracturing stress measurements and determination from hydraulic injection test data, J. Geophys. Res., 96, p.18311-18321, 1991.
8. Stock JM., Healy JH., Hickman SH and Zoback MD, Hydraulic fracturing stress measurements at Yucca Mountain, Nevada, and relationship to the regional stress field, J. Geophys. Res., V90, NB10, p.8691-8706, 1985.
9. Moos D. & Zoback MD., Near-surface, "thin skin" reverse faulting stress in the southern United States, Int. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.30, p.965-971, 1993.
10. 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—東濃鉱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), p.331-332, 1994.
11. 国土地理院編, 日本の地殻水平ひずみ(1883年~1985年), 1990.
12. 核燃料サイクル開発機構技術報告書(準備中)
13. Haimson, BC., Recent in-situ stress measurements using the hydrofracturing technique, Proc. 18th US Symp. Rock Mech., p.4C2-1-4C2-6, 1977.
14. Dey TN. & Brown DW., Stress measurements in a deep granitic rock mass using hydraulic fracturing and differential strain curve analysis, Proc. Int. Symp. on Rock Stress and Rock Stress Measurement, Stockholm, p.351-357, 1986.
15. Chalder NA, Read RS. and Martin CD., In situ stress measurement for nuclear fuel waste repository design, Proc. 2nd North American Rock Mechanics Symp., p.929-936, 1996.
16. Kuriyagawa M., Kobayashi H., Matsunaga I., Yamaguchi T. and Hibiya K., Application of hydraulic fracturing to three dimensional in-situ stress measurements, Proc. 2nd Workshop on hydraulic fracturing stress measurement, p.307-340, 1988.
17. 佐久間彰三, 菊池慎二, 中村哲也, 水田義明, ダブルフラクチャリング法による3次元応力場の決定, 土木学会論文集, No.448/III-19, p.9-18, 1992.

2. MIU-2 孔から採取されたボーリングコアの室内物性試験

2.1 作業概要

MIU-2 孔から採取されたボーリングコアのうち、水圧破碎試験を実施した深度の近傍からできるだけ天然き裂を含まないコアを選定し、物理試験および力学試験を実施した。各試験の項目および試験片の個数は表 2.1.1 に示す通りである。

表 2.1.1 各試験に用いたコアの数量

試験名	測定項目	数量	備考
物理試験	弾性波速度 (P 波、S 波)	40 個	一軸および三軸圧縮試験片の軸方向
	弾性波速度 (P 波)	12 個	ボーリングコアの周方向 22.5° ピッチ
	弾性波速度 (P 波)	1 個	50 面体の三次元弾性波速度分布測定
力学試験	一軸圧縮試験	10 個	
	三軸圧縮試験	30 個	封圧 10,20,30MPa
	一軸圧縮試験	3 個	横等方性岩石の弾性定数測定 角柱試験片

2.2 試験方法

2.2.1 物理試験^{[1][2][3][4]}

(1) 弾性波速度測定

本物理試験では、一軸および三軸圧縮試験に用いる 40 個の岩石試験片のボーリング軸方向の P 波と S 波の速度測定をおこなった。また、土岐花崗岩の弾性異方性を検討するために、一軸および三軸圧縮試験片を抜き取る前のボーリングコアの円周方向に 22.5° 間隔で圧電素子を配置し、8 測線の P 波速度を測定した。さらに、弾性波速度の三次元的な分布を調査するために、深度 452.5m から採取したボーリングコアを 50 面体に整形し、25 測線の P 波速度を測定した。

50 面体の試験片を作成するときは、まずボーリングコアをコア軸方向に垂直に切断し、両端面を平行に研削して高さと同径がほぼ等しい円柱を作成した。そして、この円柱の側面を任意の基準線から 22.5° 間隔で研削し 16 角柱とした。次に、角柱軸および側面のひとつに垂直な水平軸の回りに 22.5° 間隔で研削し 30 面体とした。さらに、角柱軸と先の水平軸に垂直な軸の回りに 22.5° 間隔で研削した。最後に、角柱軸と 2 つの水平軸と 45° をなす平面を研削し、図 2.2.1 に示すような 50 面体とした。

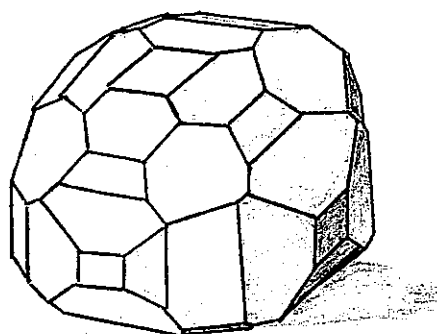


図 2.2.1 弾性波速度を測定するために 50 面体に整形された花崗岩試験片。

弾性波速度を測定するときは、試験片を室内で 3 日から 7 日間自然乾燥させたあと、超音波発受信装置（応用地質株式会社製、ソニックビューア-SX、MODEL-5251A、発信パルス 200kHz）を試験片の表面に装着し、繰り返し信号を試験片にあたえて弾性波の伝播速度を測定した。すなわち、高周波のパルスを一端で電氣的に誘起させ、岩石試料の中を伝わった波動を他端で受け、圧電素子により電気信号に変換する。これにより LCD 上に受信波を映し出し、発信波との遅延時間差を読み取ってパルスの伝播時間を知ることができる。試験片の長さをこの伝播時間で除して弾性波速度が求められる。

縦波および横波の弾性波速度から、ヤング率、せん断剛性率およびポアソン比の測定が

可能である。圧縮試験、引張試験等により求められる静的弾性率に対して、弾性波速度の測定から求められる弾性率は動的弾性率と呼ばれる。動的ヤング率および動的ポアソン比を求めるには次式が用いられる。

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad (2.2.1)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.2.2)$$

ここで、 E は岩石の動的ヤング率、 G は動的せん断剛性率、 ν は動的ポアソン比、そして ρ は岩石の密度である。

2.2.2 力学試験^{[3][4]}

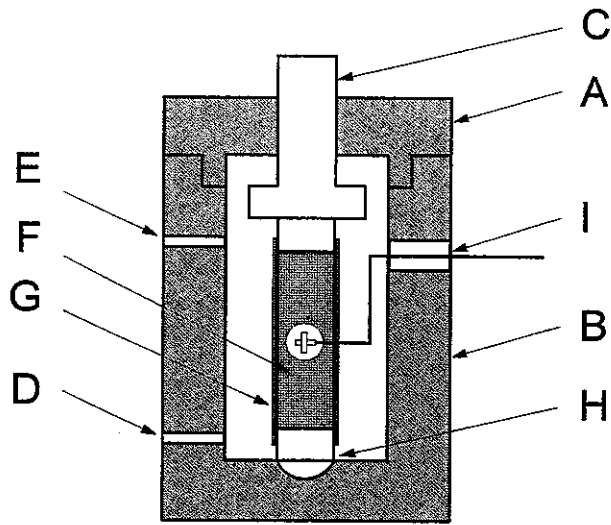
本力学試験の目的は、一軸および三軸圧縮試験をおこない、MIU-2 孔から採取された岩石の力学特性を明らかにするとともに、先の初期応力状態との関連性を検討することにある。

(1) 三軸圧縮試験装置および試験方法

一軸および三軸圧縮試験に用いる試験片を製作するときは、まずボーリングコアの軸方向と一致させて直径の小さいコアを切り出し、次にその端面を平面研削盤によって成形する。そして円柱形に成形したコアの端面を#180 および#800 のカーボランダムを用いて研摩して試験片に仕上げた。端面の平行度は 1/20mm 以下である。

三軸圧縮試験で使用した圧力容器の容量は約 9 l、最大封圧 45MPa である。その構造は図 2.2.2 に示す通りである。A は圧力容器の蓋部で、本体 B にネジによって締め込まれ内圧を密封する。C は軸方向の荷重（軸圧）を伝えるピストンで、蓋部 A を貫いて滑動し、容器内の圧力は Oリングによってシールされる。油圧ポンプによって送油孔 D より油を送り、排油孔 E 側のバルブを閉じることにより封圧を加える。試験片 F の表面を熱収縮チューブ G で被覆して、試験片が周囲の油と接触しないようにする。H は球座であり、試験片 F の底部にセットされる。試験片表面のひずみは、ひずみゲージを用いて測定し、リード線はシールが施されたリード線取出口 I を通って増幅器に接続される。

本力学試験における試験装置および測定系統の概念図は図 2.2.3 の通りである。試験片をセットするときは軸圧用ピストンの中心と試験片、エンドピースおよび球座の中心を一致させる。圧力容器の蓋を閉めた後、封圧用の油圧ポンプで油を送り、容器内の空気を完全に抜く。つぎに排油孔側のバルブを閉じ、油圧ポンプによって所定の封圧まで油圧を加える。アムスラー型材料試験機（島津製作所製 Universal Testing Machine、RH-100T.V、最大荷重 100tf）によって規定の荷重速度でゆっくりと軸圧を加える。ピストンと材料試験機の間に取り付けたロードセル（共和電業製 LC-50TF、容量 50tf）によって軸圧を検出し、試験片の軸ひずみと横ひずみは円柱型試験片の側面に 180° 間隔に接着した 2 枚の 2 軸直交ひずみゲージ（ゲージ長 10mm）で検出する。各ひずみゲージは 1 ゲージ 3 ワイヤ法でホイートストンブリッジの一辺に組み込んだ。検出された軸圧とひずみはアンプ（共和電業製 CDV-230C）および A/D 変換器を介してパーソナルコンピュータに記録される。なお、一軸圧縮試験の試験装置、測定系統および試験方法は、封圧をかけるための圧力容器を用いないという点を除けば三軸圧縮試験と基本的に同じである。



A: 圧力容器の蓋 B: 圧力容器本体 C: ピストン D: 送油孔 E: 排油孔
F: 試験片 G: 熱収縮チューブ H: 球座 I: リード線取出口

図 2.2.2 三軸封圧容器の構造。

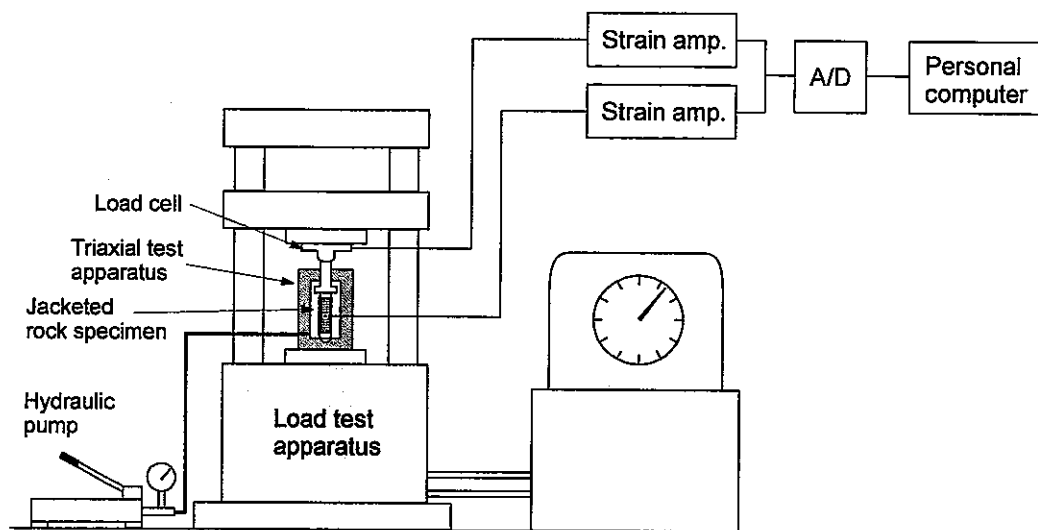


図 2.2.3 力学試験における試験装置および測定系統。

本三軸圧縮試験の試験方法を、日本鉱業会岩石試験データシート作成・利用研究委員会(1982)のデータシート(一部変更)になってまとめると表2.2.1のようである。

表 2.2.1 三軸圧縮試験の試験方法

試験片	おおよその形状	円柱形	寸法：直径(cm)×高さ(cm)	3.7cm×7.5cm	
	成形の仕方、精度	側面：未処理 端面：ダイヤモンドホイール付 平面研削盤、1/20mm以下	乾燥の状態	4日～7日室内自然乾燥	
	試験片の被覆法	熱収縮チューブ			
試験機	試験機の名称	封圧三軸圧縮試験機			
	軸圧	試験機の型式	アムスラー型材料試験機	許容最大荷重(ton)	100(ton)
	封圧	封圧用ベッセルの構造	円筒型、軸圧分離式 ピストンの進入に対する 内圧補正は手動による	許容最大封圧(kg/cm ²)	450(kg/cm ²)
試験方法	制御方式	封圧：油圧発生装置、調圧バルブ調整 軸圧：材料試験機、手動調整			
	荷重速度	3(kg/cm ² /sec)基準			
	その他				
	測定法・計算法	ひずみ	軸ひずみ 横ひずみ 体積ひずみ	試験片にひずみゲージを貼付 試験片にひずみゲージを貼付 軸ひずみと横ひずみから求める	
備考	軸圧	ひずみゲージ式ロードセル(共和電業製)、ベッセル外計測			
	封圧	ブルドン管圧力計			
	間隙水圧	なし			
備考	一軸および三軸圧縮試験においてはすべての試験片の軸ひずみと横ひずみを測定。				

(2) 一軸圧縮試験による横等方性岩石の弾性定数の決定^[5]

堆積岩や片岩類などでは、ある面内ではほぼ等方性を有するものと想定される。このような横等方性の場合、図 2.2.4 のように、x および y 軸を等方面内にとれば、それらの軸は方向に無関係に対称軸となり、応力 τ とひずみ γ の関係は次のようにあらわせる。

$$\begin{bmatrix} \gamma_{xx} \\ \gamma_{yy} \\ \gamma_{zz} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} a & b & c & 0 & 0 & 0 \\ b & a & c & 0 & 0 & 0 \\ c & c & d & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & e & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & e & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2(a-b) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \tau_{xx} \\ \tau_{yy} \\ \tau_{zz} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.2.3)$$

ここで、ヤング率 E 、せん断剛性率 G およびポアソン比 ν と a, b, c, d, e の間には

$$\begin{aligned} a &= 1/E_x = 1/E_y, & b &= -\nu_{xy}/E_x = -\nu_{yx}/E_y \\ c &= -\nu_{xz}/E_x = -\nu_{yz}/E_y = -\nu_{zx}/E_z = -\nu_{zy}/E_z \\ d &= 1/E_z, & e &= 1/G_{yz} = 1/G_{zx} \end{aligned} \quad (2.2.4)$$

の関係がある。

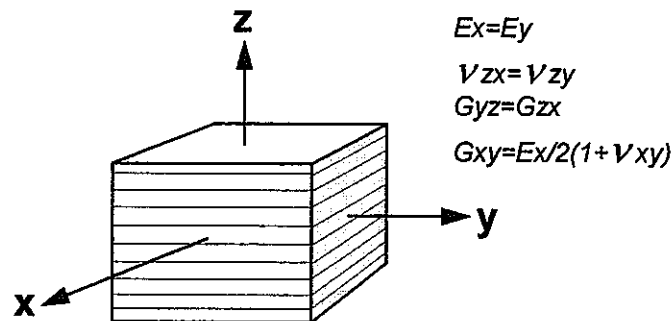


図 2.2.4 横等方性の場合の座標軸。

弾性定数の決定は、等方性岩石の場合は、ヤング率およびポアソン比の2つについておこなえばよいが、異方性の場合は横等方性の場合でも5つの弾性定数についておこなうことが必要になってくる。ここでは、横等方性に限って、この独立な5つの弾性定数を一軸圧縮試験によって決定する方法について述べる。

異方性を有する材料では、ポアソン比が方向によって異なるため、円柱試験片で横ひずみを測定しても、横等方向に垂直に載荷した場合を除いて、弾性対称軸となす方向が一定せず解析が複雑になる。それゆえ円柱試験片よりも角柱試験片を用いる方が便利である。まず、図 2.2.5(a)のように試験片の 3 辺がどの対称軸にも一致しないような試験片について、2 つ以上の側面に 3 方向のひずみを測定できるロゼットゲージを取り付けてひずみ測定をおこなう場合について考える。いま、ある任意の方向のゲージの測定ひずみを γ_G 、載荷方向 Z' の応力を $\tau_{ZZ'}$ とすると、これらの間の関係は次式のように求められる。

$$\gamma_G = \{l_G^2(al_G^2+bm_G^2+cn_G^2)+m_G^2(bl_G^2+am_G^2+cn_G^2)+n_G^2(cl_G^2+cm_G^2+dn_G^2) + e(m_Zn_Zm_Gn_G+n_Zl_Zn_Gl_G)+2(a-b)l_Zm_Zl_Gm_G\} \tau_{ZZ'} \quad (2.2.5)$$

ここで、 (l_G, m_G, n_G) (l_Z, m_Z, n_Z) は、それぞれゲージの方向と載荷方向 Z' 軸の対称軸に対する方向余弦である。この式を用いればゲージの数だけ観測方程式が得られるので、図 2.2.5(a)に示すような独立な 5 個のひずみ測定をおこなえば、連立方程式の解として弾性定数 a, b, c, d, e が求められる。しかし、(a)のような試験片では、 Z' 軸の方向だけに載荷された場合でもせん断ひずみが発生するために試験片がせん断変形を起こし、単純圧縮状態が乱れやすくなる。また、観測方程式自体も複雑になり、精度が落ちるといふ欠点がある。そこで図 2.2.5(b), (c)に示すような、試験片の 3 辺を対称軸にとったもの、および(d)に示すような 1 辺が対称軸の方向にとられた試験片の 8 つについて図に示した方向を含んでゲージを貼付し圧縮試験をおこなう方が望ましい。(b), (c)の試験片ではせん断変形が起こらず、弾性定数 a, b, c, d が直接求められる。また、(d)の試験片はせん断変形を起こすが、一方向のみに限られるので、端面の拘束を取り除くようにすればかなり精度よく e が求められる。

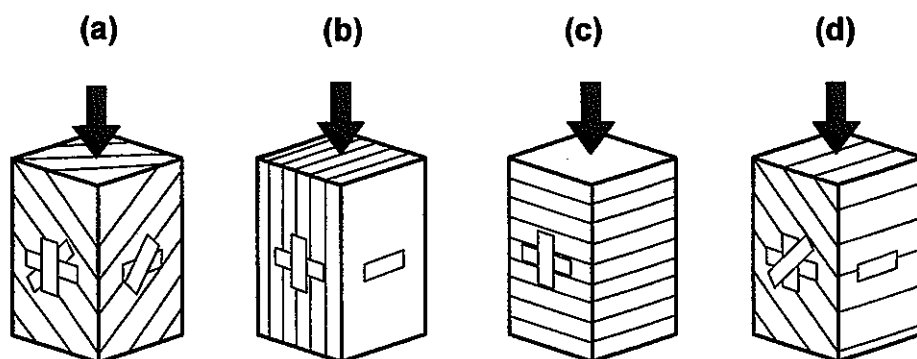


図 2.2.5 弾性定数を求める試験方法。

引用文献

1. ISRM, Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. Suggested methods for determining water content, porosity, density, absorption and related properties and swelling and slake-durability index properties, Document No.2, 1972.
2. V.S. Vutukuri and K. Katsuyama , Introduction to Rock Mechanics, Industrial Publishing & Consulting, Inc., 1994.
3. 山口梅太郎、西松裕一、岩石力学入門(第3版)、東京大学出版会、1991.
4. R.D. Lama & V.S. Vutukuri, 岩の力学的性質Ⅳ、古今書院、1992.
5. 斎藤敏明, 岩盤の力学的性質と応力状態の調査に関する研究, 京都大学工学研究科学学位請求論文, 昭和43年3月

2.3 物性試験結果

2.3.1 物理試験

(1) 見かけ比重

一軸および三軸圧縮試験に用いた試験片の寸法、見かけ比重および弾性波速度は表 2.3.1 に示す通りである。なお、表に示した採取深度は試験片の上端の深度と一致する。

MIU-2 孔から採取された試験片の、寸法測定法から求めた見かけ比重と試験片が採取されたボーリング孔深度との関係は図 2.3.1 に示す通りである。見かけ比重は深度 200m から 830m の区間で 2.60 から 2.62 までほぼ線形に増加し、深度 840m 付近から不連続的に減少する。

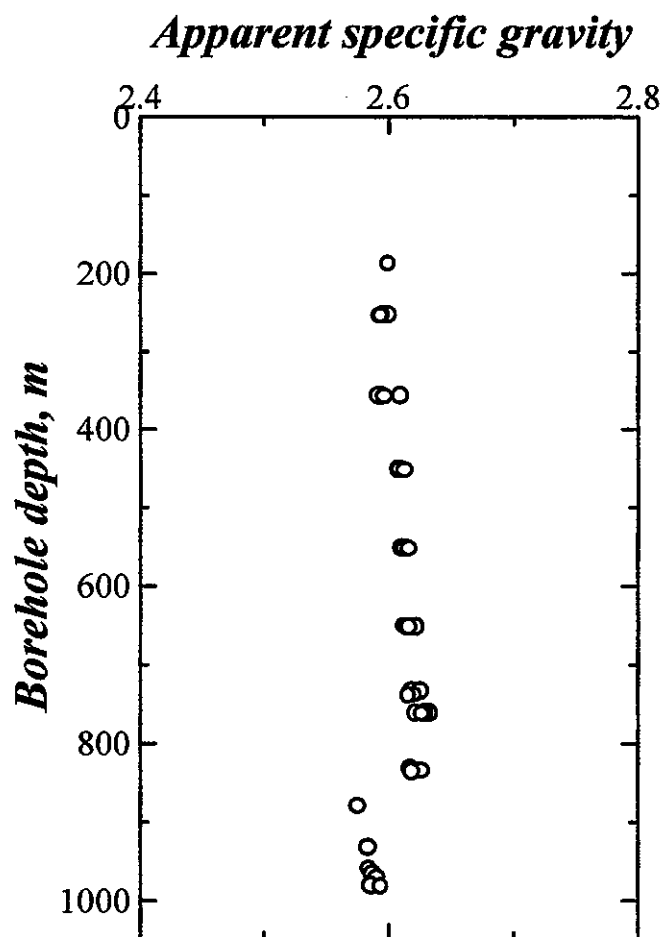


図 2.3.1 試験片の見かけ比重と採取深度の関係。

表 2.3.1 (1) MIU-2 孔 一軸および三軸試験用コアの物理試験結果

番号	深度 (m)	長さ (mm)	直径 (mm)	自然重量 (g)	見かけ比重 (-)	t_s (μs)	t_p (μs)	V_s (m/s)	V_p (m/s)	νd (-)	E_d (GPa)
A0	187.05	78.95	36.52	214.98	2.60	28.80	15.05	2741	5246	0.31	52.3
B0	253.46	79.75	36.57	217.79	2.60	30.90	16.05	2581	4969	0.32	46.5
B1	253.56	80.33	36.60	219.29	2.59	30.30	16.35	2651	4913	0.29	48.2
B2	253.66	78.03	36.60	212.90	2.59	28.90	16.05	2700	4862	0.28	49.3
B3	253.76	78.30	36.57	213.31	2.59	30.10	16.40	2601	4774	0.29	46.2
C0	357.28	78.43	36.57	215.00	2.61	28.95	14.90	2709	5264	0.32	51.6
C1	357.40	78.38	36.60	213.90	2.59	28.70	14.65	2731	5350	0.32	52.3
C2	357.52	78.95	36.57	214.91	2.59	27.75	15.05	2845	5246	0.29	55.3
C3	357.64	78.43	36.60	214.25	2.60	27.20	14.70	2883	5335	0.29	57.0
D0	452.10	78.10	36.58	214.06	2.61	29.60	15.20	2639	5138	0.32	48.9
D1	452.22	79.35	36.55	217.24	2.61	30.90	15.10	2568	5255	0.34	47.2
D2	452.34	79.20	36.60	217.77	2.61	30.60	15.45	2588	5126	0.33	47.5
D3	452.46	79.30	36.60	218.04	2.61	29.75	15.35	2666	5166	0.32	50.0
E0	552.33	77.30	36.60	212.64	2.61	34.80	17.40	2221	4443	0.33	35.1
E1	552.45	79.05	36.60	217.15	2.61	35.35	17.70	2236	4466	0.33	35.5
E2	552.57	78.20	36.57	214.63	2.61	36.70	16.65	2131	4697	0.37	33.2
E3	552.69	76.15	36.60	209.61	2.62	33.85	16.75	2250	4546	0.34	36.2
F0	651.52	78.95	36.57	216.67	2.61	32.60	16.75	2422	4713	0.32	41.3
F1	651.64	78.30	36.60	216.09	2.62	32.65	16.95	2398	4619	0.32	40.5
F2	651.76	77.83	36.58	213.95	2.62	31.70	16.20	2455	4804	0.32	42.6
F3	651.88	79.90	36.60	219.95	2.62	31.30	16.75	2553	4770	0.30	45.2
G0	734.23	80.35	36.60	221.37	2.62	26.65	14.25	3015	5639	0.30	63.1
G1	734.33	78.23	36.58	215.91	2.63	26.10	13.95	2997	5608	0.30	62.6
G2	738.55	77.90	36.60	214.76	2.62	27.10	13.55	2875	5749	0.33	58.9
G3	739.00	79.08	36.57	217.31	2.62	27.30	13.75	2897	5751	0.33	59.6
H0	761.80	78.55	36.60	216.67	2.62	25.70	13.70	3056	5734	0.30	65.1
H1	762.00	78.28	36.52	215.96	2.63	26.60	13.85	2943	5652	0.31	61.2
H2	762.12	77.55	36.60	214.55	2.63	25.40	13.55	3053	5723	0.30	65.1
H3	762.24	78.30	36.60	216.41	2.63	25.60	13.60	3059	5757	0.30	65.4

表 2.3.1 (2) MIU-2 孔 一軸および三軸試験用コアの物理試験結果

番号	深度 (m)	長さ (mm)	直径 (mm)	自然重量 (g)	見かけ比重 (-)	t_s (μs)	t_p (μs)	V_s (m/s)	V_p (m/s)	νd (-)	E_d (GPa)
I0	832.50	56.85	36.60	156.59	2.62	21.15	10.20	2688	5574	0.35	52.1
I1	834.68	78.60	36.60	216.85	2.62	26.20	14.40	3000	5458	0.28	61.8
I2	834.80	78.60	36.60	217.26	2.63	26.70	14.60	2944	5384	0.29	59.8
I3	835.86	78.88	36.60	217.32	2.62	25.95	14.15	3040	5575	0.29	63.6
J0	879.45	77.73	36.60	210.60	2.58	37.90	19.00	2051	4091	0.33	29.4
K1	932.55	78.65	36.60	213.79	2.58	35.85	18.65	2194	4217	0.31	33.4
K2	959.58	74.85	36.60	203.52	2.58	41.75	24.35	1793	3074	0.24	21.1
K3	965.70	77.48	36.60	210.88	2.59	31.80	17.20	2436	4505	0.29	40.5
L1	970.22	78.33	36.60	213.51	2.59	35.75	19.05	2191	4112	0.30	33.0
L2	980.40	77.15	36.60	209.90	2.59	38.85	21.20	1986	3639	0.29	26.8
L3	981.63	76.78	36.60	209.50	2.59	35.75	18.75	2148	4095	0.31	32.0

t_s :S 波の到達時間。 t_p :P 波の到達時間。 V_s :S 波の速度。 V_p :P 波の速度。 νd :動的ポアソン比。 E_d :動的ヤング率。

(2) ボーリング孔軸方向の弾性波速度

MIU-2孔から採取された岩石試験片の縦波の弾性波速度 V_p および横波の弾性波速度 V_s と試験片が採取されたボーリング孔深度の関係は図 2.3.2 および図 2.3.3 のようである。

V_p および V_s はいずれも深度 250m 付近から 360m まで増加してから、550m 付近でいったん減少する。そして深度 760m 付近までふたたび増加してから 1000m にかけて急激に減少する。このようなボーリング孔軸方向の弾性波速度の増減傾向は、後で述べるボーリング孔軸と直交する平面内の弾性波速度、動的ヤング率および低応力における接線ヤング率の増減傾向とほぼ一致する。

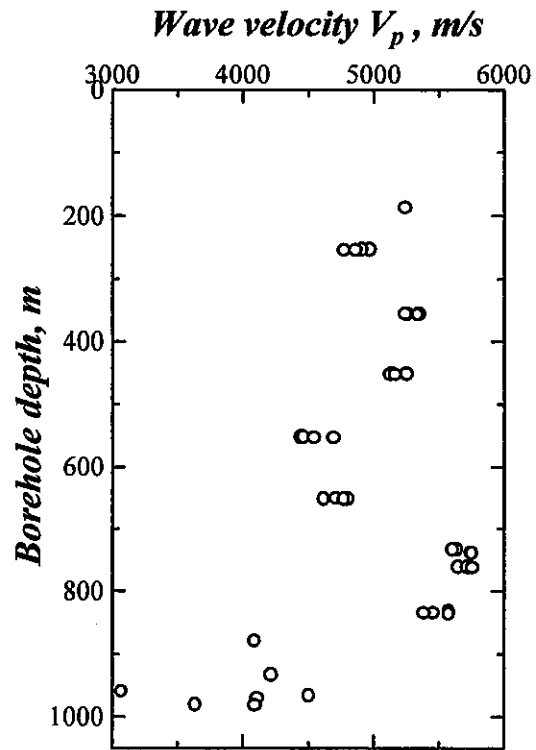


図 2.3.2 試験片の弾性波速度 V_p と採取深度の関係。

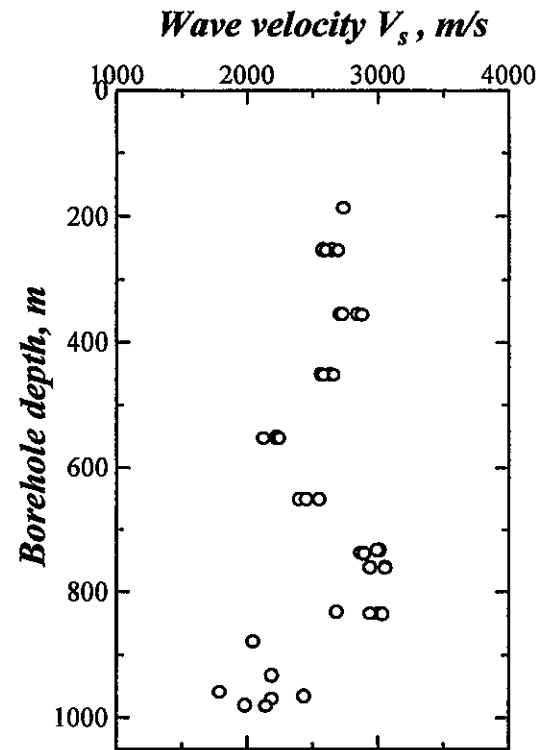


図 2.3.3 試験片の弾性波速度 V_s と採取深度の関係。

(3) 動的ヤング率および動的ポアソン比

岩石試験片の縦波の弾性波速度 V_p 、横波の弾性波速度 V_s および密度から、式 (2.2.1) および (2.2.2) の関係式を用いて動的ヤング率 E_d および動的ポアソン比 ν_d を求めると表 2.3.1 のようである。

図 2.3.4 および図 2.3.5 は、動的ヤング率と動的ポアソン比を採取深度の関数として表示したものである。動的ヤング率の分布傾向は弾性波速度 V_p および V_s と相似であり、550 m 付近でいったん減少した後、760m にかけて増加する。動的ポアソン比は、深度 550m まで 0.29 から 0.33 までほぼ線形に増加した後、970m までほぼ 0.3 のまま変化しないように見える。動的ポアソン比の平均値は 0.31 であり、後で述べる静的なポアソン比よりも小さい。

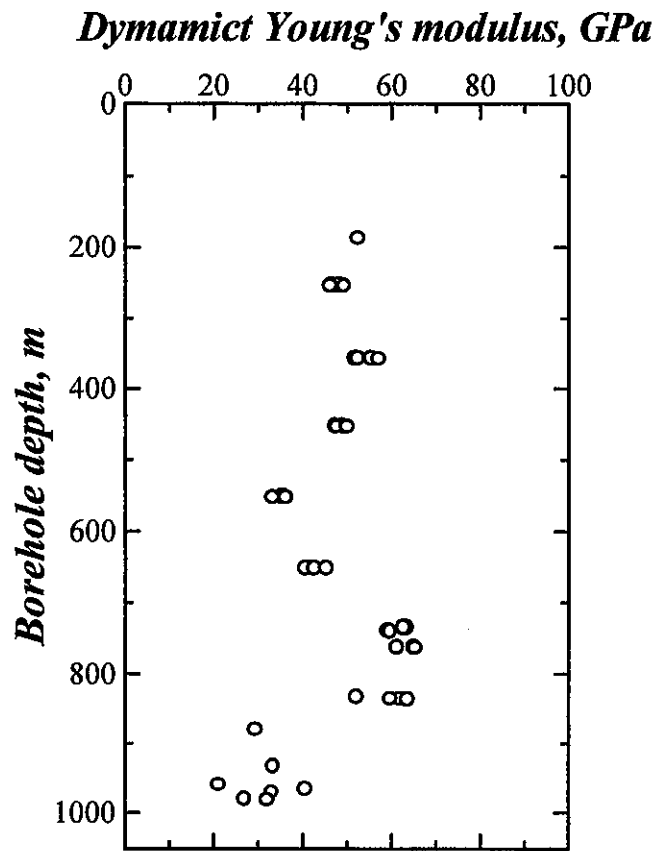


図 2.3.4 試験片の動的ヤング率と採取深度の関係。

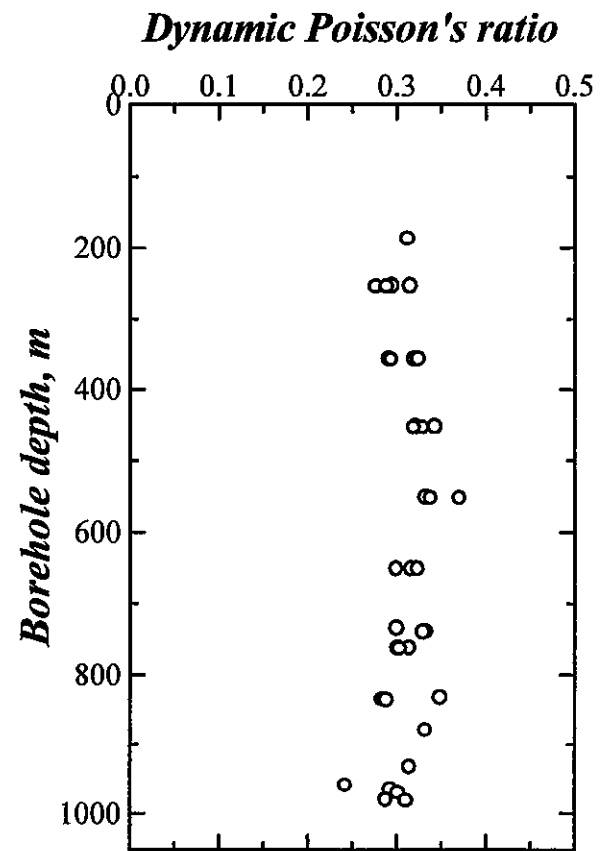


図 2.3.5 試験片の動的ポアソン比と採取深度の関係。

(4) 周方向の弾性波速度分布

コアの軸方向と直交する平面内のコアの中心点を通して伝播するP波の速度分布は図 2.3.6 のようである。ここで、縦軸はP波速度、横軸はコアをコア軸の孔口側から見たとき、コアの側面に設けた任意の基準点から時計回りに計った測線までの回転角度である。また、横軸に平行な破線は、周方向の速度分布と同時に測定されたコアの軸方向（鉛直方向）におけるP波速度である。

これらのグラフに破線で示した軸方向の弾性波速度は、表 2.3.1 に示した V_p の値よりも全体的に数パーセントだけ大きい。これは、図 2.3.6 の弾性波速度が岩石試験片を切り出す前のボーリングコアについて測定された値であるのに対して、表 2.3.1 の V_p はコアリングおよび端面整形後の室内乾燥状態における試験片について測定された値であるため、測定時における両者の含水状態の違いが弾性波速度の変化として表れたと考えられる。

図 2.3.6 をみると、各深度において採取されたボーリングコアの円周方向の速度分布には、周期 π の顕著な速度異方性が認められ、P波速度の最小値 V_{pmin} と最大値 V_{pmax} は 3209～5765m/s の範囲に分布する。表 2.3.2 は、コアの軸方向と直交する平面内の速度分布に非線型最小二乗法によって正弦曲線を当てはめたときの極値である。P波速度の V_{pmax} と V_{pmin} から、水平面内の速度異方性を $(V_{pmax}/V_{pmin} - 1)$ (%) で評価すると、採取深度 879.45m のコアの異方性は 32.7% となり、他のコアと比較してきわだって大きい。しかし、採取深度がわずかに 2.27m だけ深い深度 881.72m のコアの速度異方性は 6.2% であり、他のコアの速度異方性と同程度のオーダーである。したがって、深度 879.45m のコアの速度異方性が特に大きいのは、880m 付近から採取されたコアの不均質性が大きいことに原因があると考えられる。

水平面内におけるP波速度の最大値 V_{pmax} 、最小値 V_{pmin} およびコア軸方向（鉛直方向）の速度 V_{pv} と深度との関係は図 2.3.7 のようである。各速度の大きさを比較すると、深度 253.76m、552.33m、651.52m および 762.00m の4深度で $V_{pmax} > V_{pv} \geq V_{pmin}$ であって、他の8深度では $V_{pv} \geq V_{pmax}$ である。弾性波速度に異方性が生じる原因は、コアの内部に配向性のマイクロクラックが存在するためであると考えられるので、コアの軸方向（鉛直方向）の弾性波速度が V_{pmax} よりも大きいかあるいはほぼ等しい試験片が全体の 66% であるということは、地下深部から大気中に採取されたコアの内部に含まれるマイクロクラックが、水平面内よりも鉛直面内でよく発達していることを示している。

さて、岩盤内部の初期応力の急激な解放にともなって生じるマイクロクラックの発生や既存のマイクロクラックの伸長を仮定して、岩石に静水圧をかけたときのひずみテンソルから初期応力を推定する方法として DSCA (Differential Strain Curve Analysis) 法^[1]がある。この方法では主応力に垂直にクラックが生じ、その量は主応力の大きさに比例すると仮定する。ここで測定した V_{pmax} 、 V_{pmin} および V_{pv} は、コアの内部の配向性マイクロクラックの分布に関する情報を含んでいると考えられるので、もしも DSCA 法の仮定

が正しく、かつ主応力軸のひとつがボーリング孔軸の方向と大きく違わなければ、初期応力状態が $S_H > S_v \approx S_h$ のときは $V_{pmax.} \approx V_{pv} > V_{pmin.}$ 、 $S_H > S_v > S_h$ の横ずれ断層型のときは $V_{pmax.} > V_{pv} > V_{pmin.}$ となることが期待される。表 2.3.2 の右の欄に印された○印と×印は、水圧破碎試験から決定された地下の応力環境と、ここで測定した弾性波速度の異方性の関係が一致する場合とそうでない場合とを示している。深度 762.0m までは、8 個のコアのうち 6 個で速度異方性から推定される応力環境と水圧破碎試験から推定された応力環境とが一致し、このことはコア内部のマイクロクラックが初期応力の解放にともなって伸長するという仮定を支持しているように思われる。しかし、835.86m 以下で採取された 4 個のコアにはこのような対応関係はみられず、すべて $V_{pv} > V_{pmax.} > V_{pmin.}$ となった。このような速度異方性は、835.86m 以下の応力環境が逆断層型であることを示唆するが、水圧破碎試験によって測定された応力環境は明らかに横ずれ断層型である。

弾性波速度の異方性から推定された応力環境が、深度 835.86m 以下における水圧破碎試験の結果と異なる原因のひとつは、それぞれの測定方法に関する岩石の体積が大きく異なるからではないかと考えられる。具体的には、弾性波速度の測定では 0.02m^3 程度、そして水圧破碎試験の場合は数 m^3 程度の領域の平均的な応力場を対象としている。したがって、弾性波速度には岩石の空隙の構造の変化がより敏感に反映されるといえる。図 2.3.7 をみると、深度 835.86m から 881.72m にかけて、コアの弾性波速度は約 5600m/s から 3200m/s まで急激に低下する。このことは、コアに含まれるマイクロクラックがこの区間で急激に増加し、深度 835.86m よりも下部の花崗岩の空隙の構造が、それよりも上部の花崗岩と著しく異なっていることを示唆している。図 2.3.1 の見かけ比重が深度 840m 付近で不連続的に減少するのも、このことを裏付けるように思われる。一方、840m 付近における水圧破碎試験の測定結果には応力環境の変化は認められず、深度 600m 以下の応力環境は横ずれ断層型である。したがって、深度 835.86m 以下の空隙の構造の変化をもたらした原因は、応力環境の変化ではないように思われる。

最後に、水平面内の速度異方性と採取深度を、それぞれを横軸と縦軸にとって表すと図 2.3.8 のようである。ただし、速度異方性が異常に大きい深度 879.45m のデータは除外した。全体的な速度異方性の分布傾向をみると、深度 600m を境にして速度異方性は約 10% から 5% まで不連続的に減少する傾向が認められる。このような深度 600m 付近を境にした速度異方性の不連続的な変化傾向は、水平面内の初期応力の大きさが 600m 付近から全体的に低応力側にシフトする傾向や応力環境が逆断層型から横ずれ断層型に変化する傾向と比較的良好な対応関係にある。

表 2.3.2 コアの軸方向および軸方向と直交する平面内の P 波速度

採取深度 (m)	V_{pv} (m/s)	$V_{pmin.}$ (m/s)	$V_{pmax.}$ (m/s)	$(V_{pmax.}/V_{pmin.}-1)$ (%)	弾性波速度と応力 環境の対応関係
187.05	5267	4465	5359	20.0	○
253.76	4871	4903	5422	10.6	×
357.52	5386	4872	5352	9.8	○
452.22	5418	4894	5428	10.9	○
552.33	4661	4326	4883	12.9	○
651.52	4932	4795	5095	6.3	○
739.00	5757	5459	5734	5.0	×
762.00	5712	5513	5765	4.6	○
835.86	5642	5338	5579	4.5	×
879.45	4419	3255	4319	32.7	×
881.72	3956	3209	3408	6.2	×
970.64	4380	4066	4304	5.9	×

V_{pv} : コア軸方向の P 波速度。

$V_{pmax.}$: コア軸方向と直交する平面内のコアの中心点を通して伝播する P 波の最大値。

$V_{pmin.}$: コア軸方向と直交する平面内のコアの中心点を通して伝播する P 波の最小値。

○ : $V_{pmax.}$ 、 $V_{pmin.}$ および V_{pv} の大小関係が水圧破碎試験から推定された応力環境と対応する。

× : $V_{pmax.}$ 、 $V_{pmin.}$ および V_{pv} の大小関係が水圧破碎試験から推定された応力環境と対応しない。

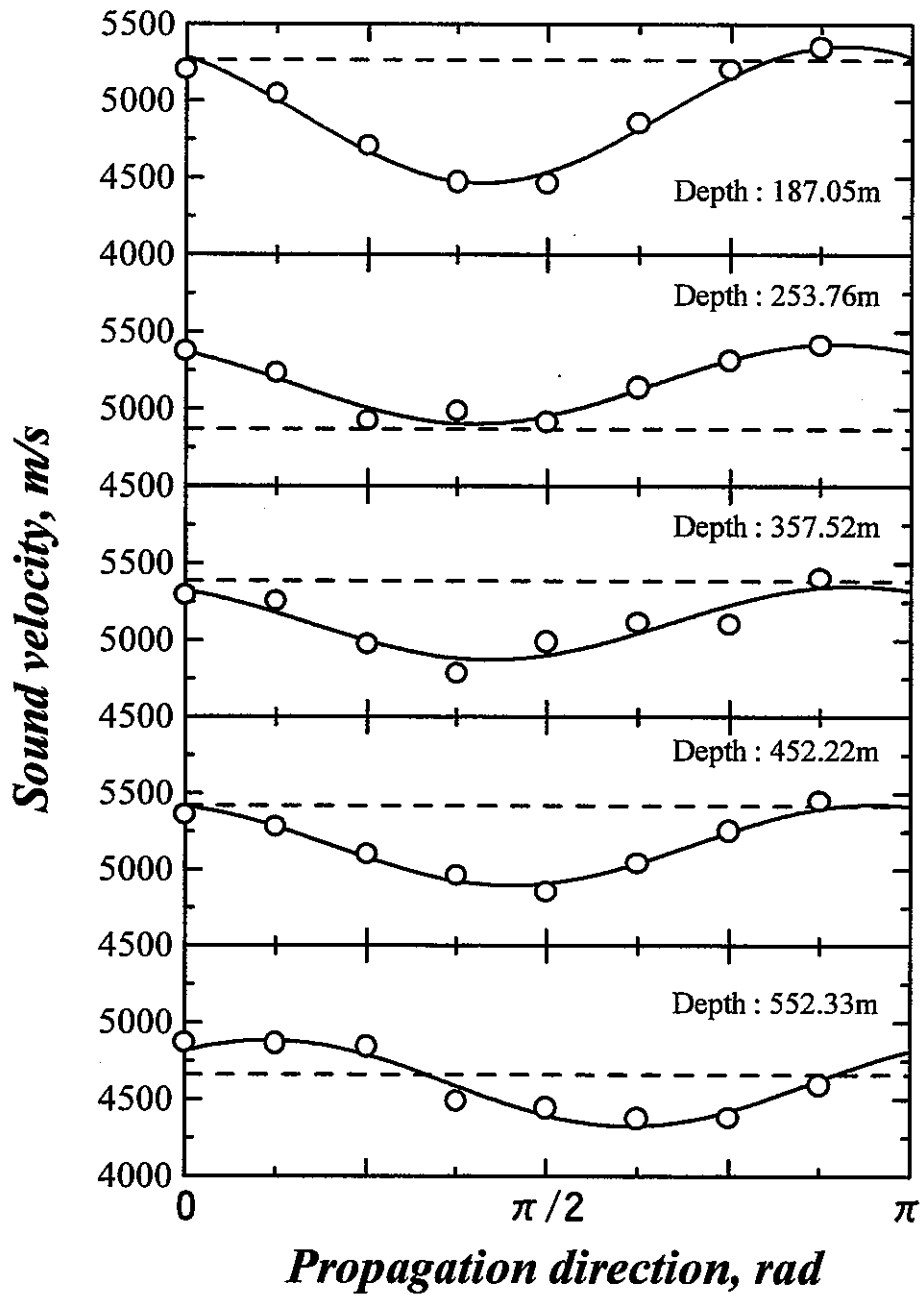


図 2.3.6 (1) コアの軸方向と直交する平面内をコアの中心点を通して伝播するP波の速度分布。破線はコアの軸方向のP波速度。

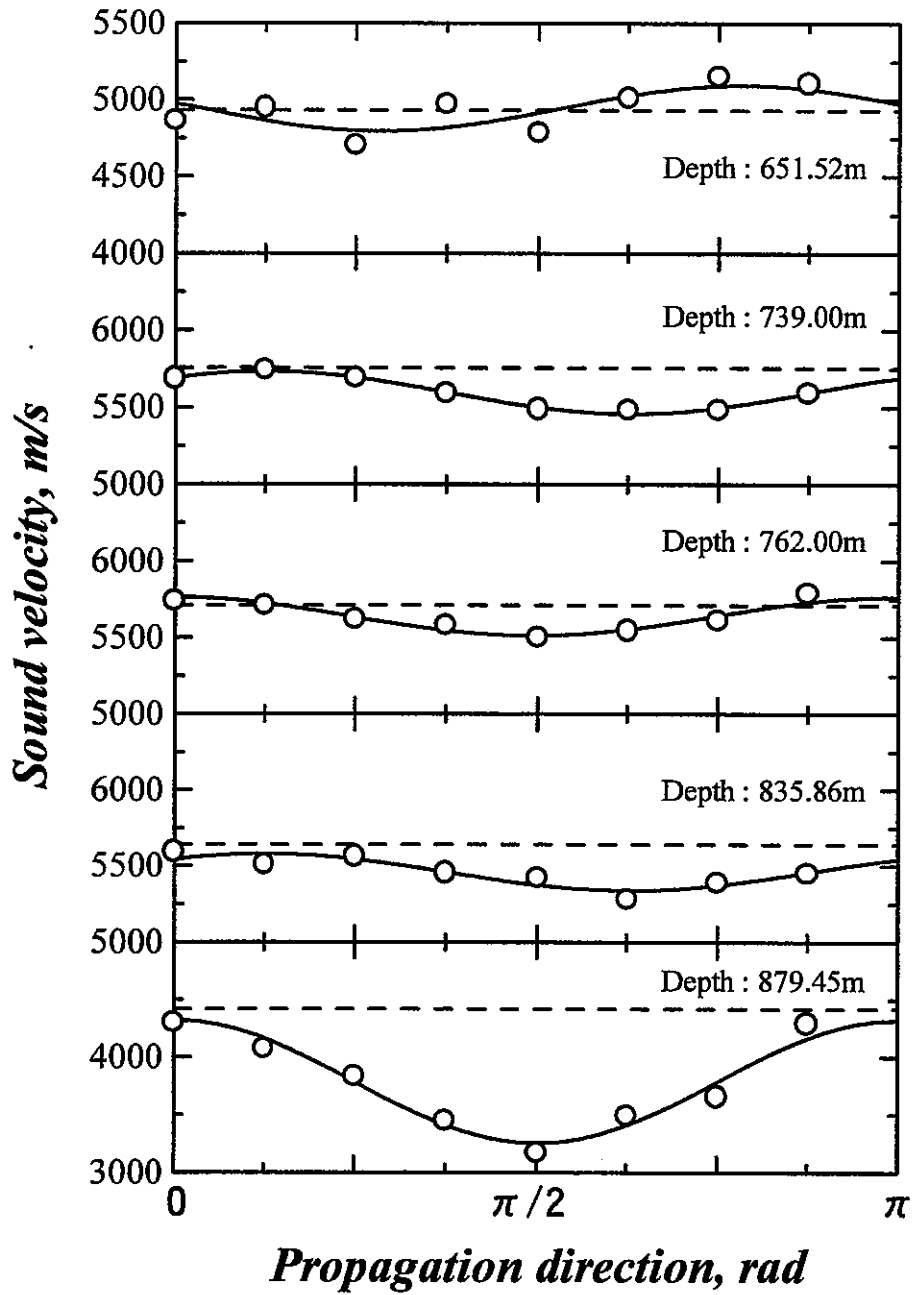


図 2.3.6 (2) コアの軸方向と直交する平面内をコアの中心点を通して伝播するP波の速度分布。破線はコアの軸方向のP波速度。

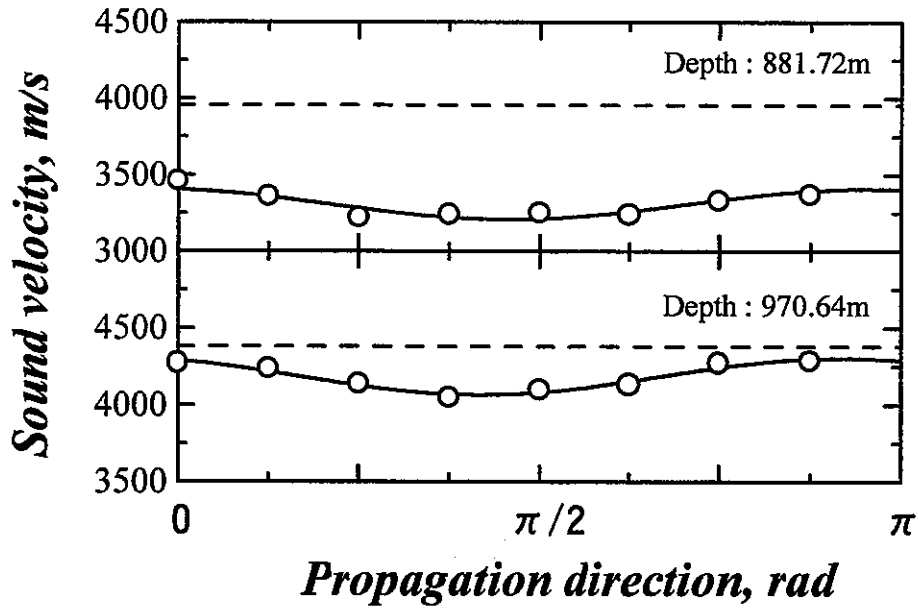


図 2.3.6 (3) コアの軸方向と直交する平面内をコアの中心点を通して伝播するP波の速度分布。破線はコアの軸方向のP波速度。

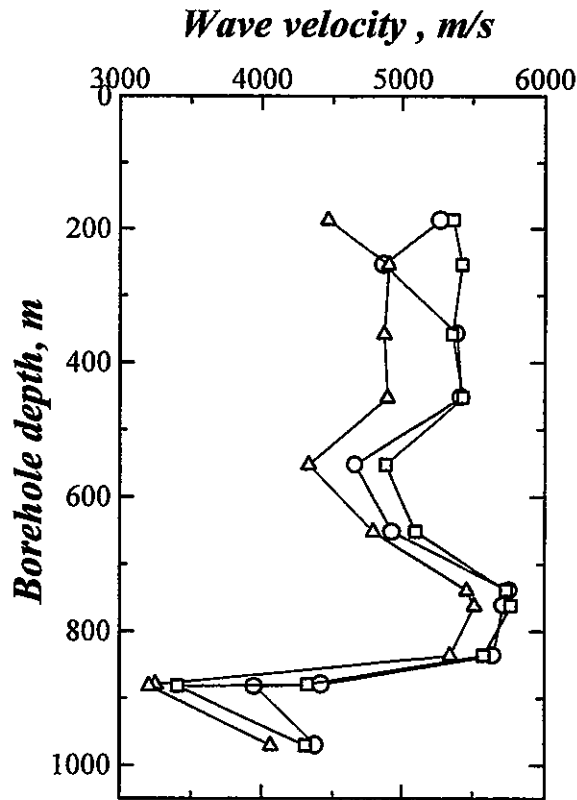


図 2.3.7 水平面内における P 波速度の最大値 $V_{p,max}$ (Δ 印)、最小値 $V_{p,min}$ (\square 印) およびコア軸方向 (鉛直方向) の速度 V_{pv} (\circ 印) と深度との関係。

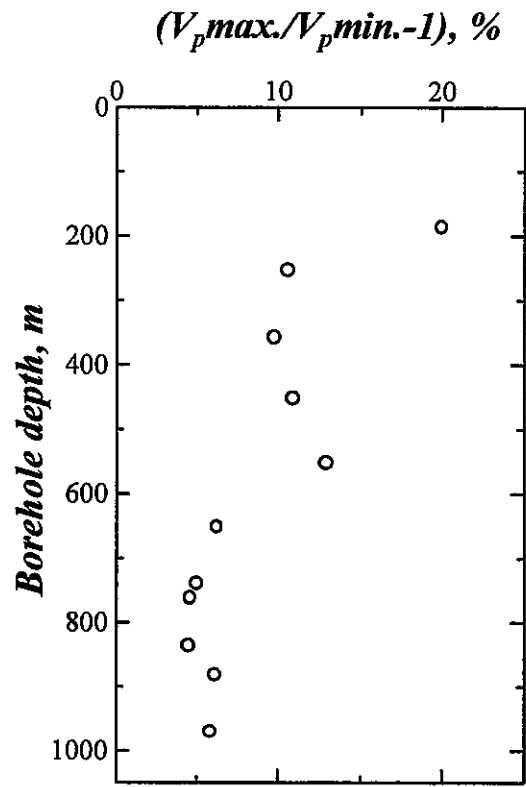


図 2.3.8 水平面内の速度異方性と採取深度の関係。

(5) 3次元的な弾性波速度分布

深度 452.5m から採取された花崗岩を 50 面体に整形し、25 測線の P 波の速度を測定した。これらの速度を上半球ステレオネット上にプロットし、等速度線を描くと図 2.3.9 のようである。ここで、X、Y および Z 軸は試験片の中心に固定された直交座標系で、Y-Z 平面はボーリング孔軸と垂直で、X 軸はボーリング孔軸と一致する。

まず、P 波の空間的な速度分布に注目すると、そこには明瞭な 3 つの極値が存在し、それらの方向はお互いにほぼ直交していることが認められる。すなわち、最も速度の大きい極 P1 および最も速度の遅い極 P3 は、それぞれ Z-X 平面および X-Y 平面にほぼ含まれ、極 P1 と P3 を含む平面は水平面から約 20° 傾斜している。そして、中間の速度を示す極 P2 は極 P1 および P3 を含む平面にほぼ垂直で鉛直方向から約 20° 傾斜している。岩石の弾性主軸に垂直な面内を伝播する弾性波速度は、剛性率が極度に大きい場合および小さい場合を除くと、主軸の方向だけで極値を取る^[2]から、図 2.3.8 の 3 つの極の方向はそれぞれ本試験片の弾性主軸の方向と一致すると考えられる。さらに、弾性主軸の方向がお互いに直交することから、図 2.3.8 の速度分布は土岐花崗岩がほぼ直交異方性を有することを示している。

次に、弾性波速度の大きさについてみると、Z-X 平面内および X-Y 平面内の速度異方性はそれぞれ 11.8% および 2.8% である。したがって、いくつかの極値は存在するものの、X-Y 平面内における速度異方性は小さく、弾性波速度は Z-X 平面内よりもかなり等方的である。すなわち、本試験片はほぼ横等方性体である。しかも、最も速度の遅い極 P3 がほぼ水平面内にあることから、配向性のマイクロクラックが最も発達する等方面はコア軸を含む鉛直面とほぼ一致する。

前節で述べたように、12 個のボーリングコアのうち 8 個の軸方向（鉛直方向）の弾性波速度 V_{pv} が水平面内における P 波速度の最大値 V_{pmax} よりも大きいかあるいはほぼ等しかった。 $V_{pv} > V_{pmax}$ の場合であっても、881.72m のコアを除けば、 V_{pv} は V_{pmax} のわずか 1.02 倍以下であって、コアの軸方向と V_{pmax} の方向を含む平面内の速度異方性は非常に小さい。したがって、深度 452.5m から採取された試験片の横等方性体としての性質は、この深度から採取された花崗岩だけのものではなく、MIU-2 孔から採取された土岐花崗岩にみられる一般的な性質であるように思われる。将来的には、広い深度の範囲から採取されたコアについても同様の試験をおこない、土岐花崗岩の異方性体としての分布傾向を把握することが重要であると考えられる。

弾性波の速度分布に異方性をもたらす原因は、花崗岩内部の配向性のマイクロクラックにあると考えられるが、弾性波速度の 3 次元的な分布から逆解析によって直交異方性を有する岩石の弾性率^[2,3] および岩石に含まれるマイクロクラックの密度分布^[4]（ただし、クラックの影響のない状態の弾性波速度が必要）が決定できる。しかし、ここでは土岐花崗岩に含まれるマイクロクラックの大まかな分布傾向を把握することを目的としたので、

弾性波速度の測定結果について述べるにとどめた。

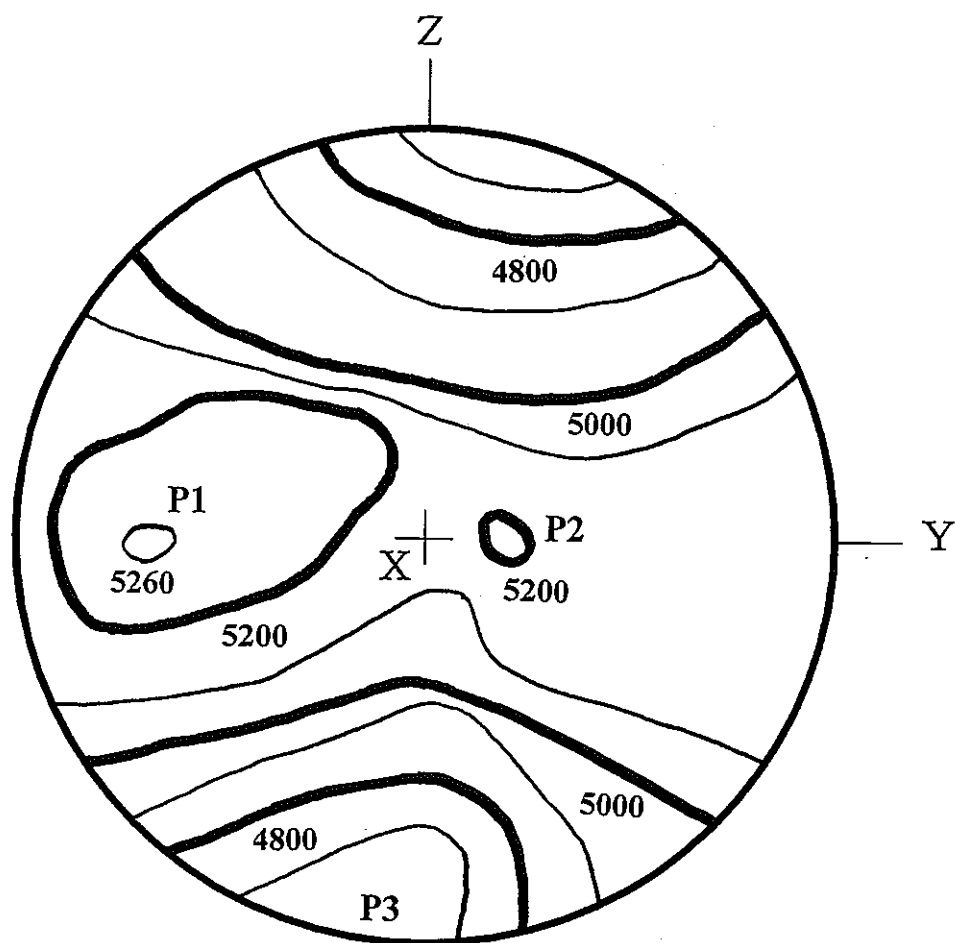


図 2.3.9 花崗岩（深度 452.50m）の弾性波速度の上半球ステレオ投影図。弾性波速度の単位は m/s。ここで、X、Y および Z 軸は試験片の中心に固定された直交座標系で、Y-Z 平面はボーリング孔軸と垂直で、X 軸はボーリング孔軸と一致する。

引用文献

1. 例えば、Strickland, F.D. and N.-K. Ren, Use of differential strain curve analysis in predicting the in-situ stress state for deep wells, Proc. of 21st US Symp. on Rock Mech., Rolla, p.523-532, 1980.
2. 佐野修,工藤洋三,河嶋智,水田義明、異方性体としての花崗岩の弾性率に関する実験的研究、材料、第37巻、第418号、p.84-90, 1988.
3. Sano O., Kudo Y., Mizuta Y., Experimental determination of elastic constants of Oshima Granite, Barre Granite and Chelmsford Granite, J. Geophys. Res., 97,p.3367-3379,1992.
4. Sayers C.M., Inversion of ultrasonic wave velocity measurements to obtain the microcrack orientation distribution function in rocks, Ultrasonics, Vol.26, p.73-77, 1988.

2.3.2 力学試験

一軸圧縮試験における応力-ひずみ曲線は、APPENDIX Vの通りである。ここで、グラフの左上に印された記号の2文字は試験片の試験番号を表している。この試験番号は、試験結果をまとめた表 2.3.3 に記載されている試験番号と対応している。この表については後で述べる。 ϵ_a 、 ϵ_θ および ϵ_v は、それぞれ軸ひずみ、横ひずみおよび体積ひずみである。

三軸圧縮試験の応力-ひずみ曲線は APPENDIX VIに示す通りである。縦軸は軸圧 σ_3 と封圧 σ_0 の差すなわち差応力である。また、応力-ひずみ曲線の実線、破線および点線は、それぞれ封圧 σ_0 が29.42、19.61 および9.81 MPaであることを示している。これらの応力-ひずみ曲線から、封圧の増加に伴って破壊に至るまでの差応力およびひずみが急激に増加すること、そして封圧の増加に伴って軸ひずみの傾きが徐々に増加し、ヤング率が封圧に依存して増加していることが読み取れる。このことは、試験片内部に比較的多くの空隙あるいはマイクロクラックが存在することを示唆している。

一軸圧縮試験および三軸圧縮試験から、封圧 σ_0 と試験片が破壊するときの軸圧 σ_3 を用いて破壊応力円を描くと APPENDIX VIIのようである。これらの破壊応力円をみると、軸圧 σ_3 が封圧 σ_0 の10~15倍以上あるため、封圧 σ_0 を表す破壊応力円上の点は軸圧 σ_3 の大きさに関わらず原点に接近して分布する傾向がある。このような破壊応力円群の包絡線を放物線で表すことは困難なので、ここでは直線包絡線によって岩石試験片の破壊条件を表した。

APPENDIX VIIIは一軸圧縮試験および三軸圧縮試験後の試験片のスケッチである。ほとんどの試験片はクサビ形の破断面から破壊を起こしている。

一軸圧縮試験および三軸圧縮試験の結果を試験片の採取深度別にまとめると表 2.3.3 のようである。ここで、試験片の採取深度は試験片の上端面の位置と一致する。封圧の値が0 MPaである場合が一軸圧縮試験、9.81、19.61 あるいは29.42 MPaと記載されている場合が三軸圧縮試験の結果である。ここで、これらの表に記載された主な測定項目について説明する。まず、破断荷重 P_c とは圧縮試験における最大荷重である。軸圧は試験片の軸方向の応力であって破断荷重 P_c を試験片の初期の断面積 A で除した値である。 S_c は一軸圧縮強度であり軸圧と一致する。 E_s は割線ヤング率であり、応力-軸ひずみ曲線の原点と S_c の点の間の勾配から決定される。 E_0 および E_{50} は接線ヤング率である。すなわち、 E_0 および E_{50} は、それぞれ原点および S_c の1/2の応力における応力-軸ひずみ曲線上の接線ヤング率である。 E_{50} は $S_c/2$ 近傍の応力-軸ひずみ曲線を、また E_0 は原点の近傍における応力-軸ひずみ曲線をそれぞれ10次の多項式で最小2乗近似し、その近似式の1次導関数から決定した。Poisson比 ν は、原点と最大荷重の近傍を除いた中間部分の応力-軸ひずみおよび横ひずみ曲線から、次式にしたがって計算される。

$$\nu = - (\Delta \sigma_a / \Delta \epsilon_a) / (\Delta \sigma_a / \Delta \epsilon_r) \quad (2.3.1)$$

ここで、 $\Delta \sigma_a$ は選定された応力-ひずみ曲線の範囲における軸方向の応力の増分、 $\Delta \varepsilon_a$ および $\Delta \varepsilon_r$ は同一の範囲における軸ひずみおよび横ひずみの増分である。一軸圧縮試験から求められる諸力学特性を図式的に示すと図 2.3.10 のようである。

次の節では、以上のようにして決定された諸力学特性と試験片の採取深度との関係について述べる。

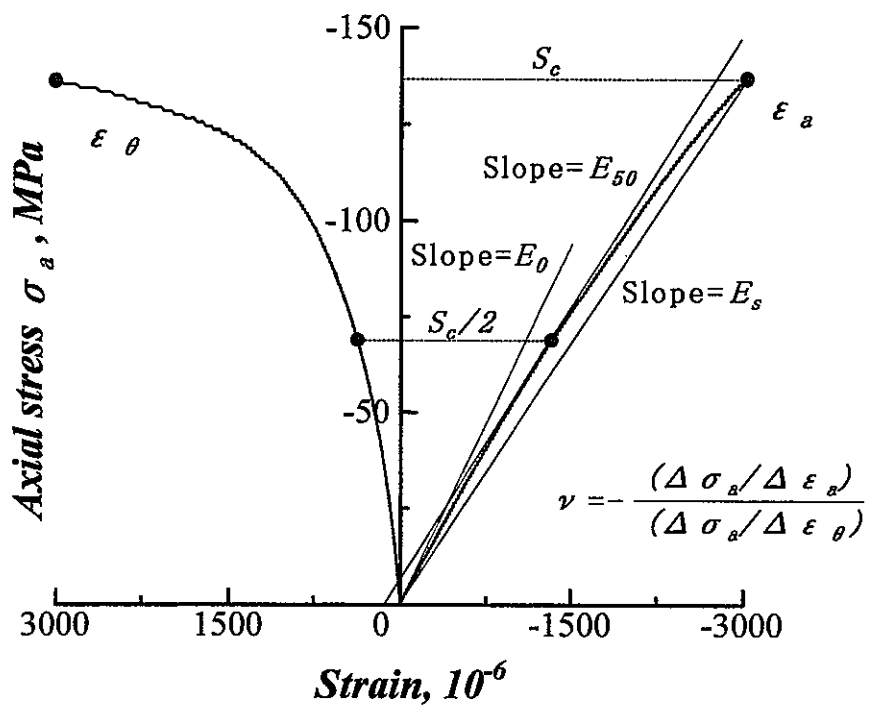


図 2.3.10 一軸圧縮試験から決定される諸力学定数。

表 2.3.3 (1) MIU-2孔 一軸および三軸圧縮試験結果

番号	採取深度 (m)	直径 (mm)	長さ (mm)	封圧 (MPa)	軸圧 (MPa)	S_c (MPa)	E_s (GPa)	E_0 (GPa)	E_{50} (GPa)	ν	ϕ (Deg)	S_{c3} (MPa)
A0	187.05	36.52	78.95	0.00	169.7	169.7	51.6	47.1	53.4	0.43		
B0	253.46	36.57	79.75	0.00	121.9	121.9	41.1	25.1	45.3	0.48	58.1	18.9
B1	253.56	36.60	80.33	9.81	246.0		38.0	41.4	45.1			
B2	253.66	36.60	78.03	19.61	363.1		44.5	60.6	50.2			
B3	253.76	36.57	78.30	29.42	437.2		43.2	62.3	52.9			
C0	357.28	36.57	78.43	0.00	161.0	161.0	50.6	48.1	51.7	0.41	61.4	25.0
C1	357.40	36.60	78.38	9.81	340.1		45.4	55.0	56.1			
C2	357.52	36.57	78.95	19.61	299.1		57.8	58.5	57.6			
C3	357.64	36.60	78.43	29.42	331.3		57.7	59.5	58.8			
D0	452.10	36.58	78.10	0.00	128.7	128.7	50.8	47.1	53.5	0.41	54.7	22.4
D1	452.22	36.55	79.35	9.81	278.1		47.4	73.0	50.8			
D2	452.34	36.60	79.20	19.61	359.5		42.2	56.6	51.0			
D3	452.46	36.60	79.30	29.42	431.7		42.2	79.8	62.7			
E0	552.33	36.60	77.30	0.00	104.6	104.6	39.1	19.1	43.8	0.41	54.6	20.2
E1	552.45	36.60	79.05	9.81	244.0		51.6	42.5	53.2			
E2	552.57	36.57	78.20	19.61	291.4		53.6	50.1	55.4			
E3	552.69	36.60	76.15	29.42	390.3		42.9	55.2	48.3			
F0	651.52	36.57	78.95	0.00	163.4	163.4	47.1	32.7	52.7	0.39	57.1	26.0
F1	651.64	36.60	78.30	9.81	302.9		49.6	58.9	57.4			
F2	651.76	36.58	77.83	19.61	411.6		48.3	42.1	56.6			
F3	651.88	36.60	79.90	29.42	485.5		53.2	43.9	59.9			
G0	734.23	36.60	80.35	0.00	169.9	169.9	49.2	60.4	50.4	0.35	54.0	32.3
G1	734.33	36.58	78.23	9.81	298.0		53.9	67.3	55.6			
G2	738.55	36.60	77.90	19.61	372.4		47.8	67.6	54.8			
G3	739.00	36.57	79.08	29.42	422.2		50.6	78.3	54.9			

表 2.3.3 (2) MIU-2孔 一軸および三軸圧縮試験結果

番号	採取深度 (m)	直径 (mm)	長さ (mm)	封圧 (MPa)	軸圧 (MPa)	S_c (MPa)	E_s (GPa)	E_0 (GPa)	E_{50} (GPa)	ν	ϕ (Deg)	S_{s3} (MPa)
H0	761.80	36.60	78.55	0.00	113.1	113.1	59.7	55.2	62.9	0.28	56.7	25.6
H1	762.00	36.52	78.28	9.81	267.0		37.8	65.5	56.5			
H2	762.12	36.60	77.55	19.61	380.7		53.3	64.6	55.7			
H3	762.24	36.60	78.30	29.42	459.0		48.3	63.1	55.6			
I0	832.50	36.60	56.85	0.00	122.4	122.4	55.0	65.7	53.0	0.39	54.5	26.3
I1	834.68	36.60	78.60	9.81	258.8		46.9	53.6	49.9			
I2	834.80	36.60	78.60	19.61	345.4		47.3	72.3	52.2			
I3	835.86	36.60	78.88	29.42	412.9		51.9	106.0	56.0			
J0	879.45	36.60	77.73	0.00	114.8	114.8	38.8	17.9	41.3	0.37		
K1	932.55	36.60	78.65	9.81	290.4		49.2	45.4	53.2		61.9	19.0
K2	959.58	36.60	74.85	19.61	209.6		38.2	40.4	39.7			
K3	965.70	36.60	77.48	29.42	294.6		59.0	55.0	58.2			
L1	970.22	36.60	78.33	9.81	332.2		56.6	44.9	58.8		56.6	34.2
L2	980.40	36.60	77.15	19.61	416.1		50.8	41.2	57.8			
L3	981.63	36.60	76.78	29.42	537.1		60.0	61.4	64.4			

S_c : 一軸圧縮強度、 E_s : 割線ヤング率、 E_0 : 軸応力がゼロのときの接線ヤング率、 S_{s3} : 一軸および三軸圧縮強度から求めたせん断強度、 E_{50} : 軸応力がの 1/2 のときの接線ヤング率、 ν : ポアソン比、 ϕ : 内部まさつ角。

(1) 一軸圧縮強度 S_c

試験片の一軸圧縮強度 S_c と採取深度の関係は、図 2.3.11 に示す通りである。試験は約 700m の深度区間で 10 個の試験片についておこなわれたに過ぎないが、採取深度に対する一軸圧縮強度の増減傾向は、先に述べた弾性波速度 V_p 、 V_s および後で述べる低応力下における接線ヤング率 E_0 の増減傾向と一致する。したがって、一軸圧縮強度を支配するひとつの因子として、岩石内部のマイクロクラックの存在が推定される。

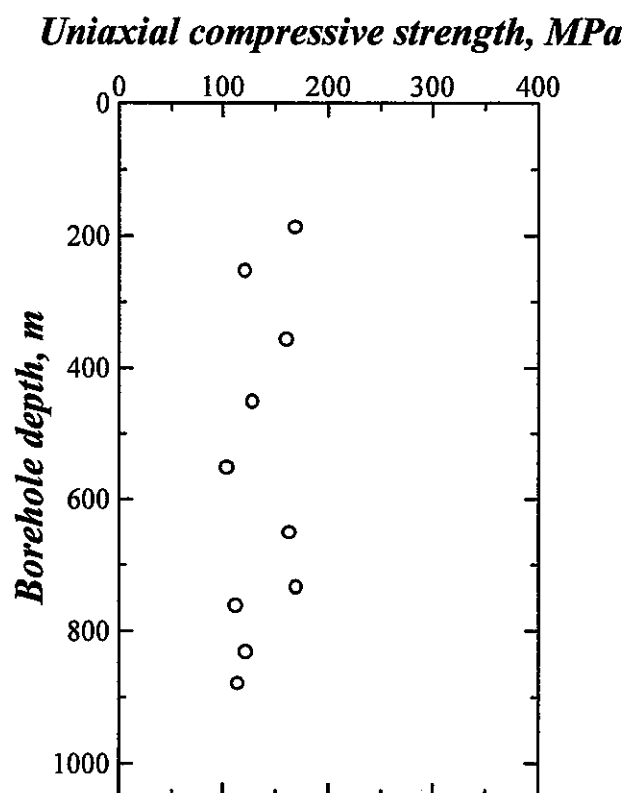


図 2.3.11 試験片の一軸圧縮強度と採取深度の関係。

(2) 割線ヤング率 E_s および接線ヤング率 E_0 と E_{50}

試験片の割線ヤング率 E_s および一軸圧縮強度の 1/2 の応力における接線ヤング率 E_{50} と採取深度の関係は、図 2.3.12(a) および(b) のようである。ここで、○印、△印、□印および×印は、封圧がそれぞれ 0MPa、9.8MPa、19.6MPa および 29.4MPa におけるヤング率である。

E_s は 35~60GPa、 E_{50} は 30~60GPa の範囲に分布していて、 E_s と E_{50} の採取深度に対する分布傾向にあまり大きな違いはみられない。これは封圧を 30MPa 程度まで高めても応力ひずみ曲線に延性的な変化がわずかしか現れないためである。 E_s と E_{50} の深度分布をみると、深度 200m から 800m 付近まで線形に増加しているように見える。

応力-軸ひずみ曲線の原点における接線ヤング率 E_0 と試験片の採取深度との関係は、図 2.3.13 のようである。図中の○印、△印、□印および×印の意味は図 2.3.12 と同じである。試験片の E_0 は全般に封圧が大きくなるにつれて増加する傾向があり、しかも E_s あるいは E_{50} と比較すると 15~105GPa という広い範囲に分布している。このことは、封圧に対する E_0 の依存性が E_s および E_{50} よりも大きいことを意味する。低応力下における軸方向の応力-ひずみ曲線の傾き E_0 は、試験片に含まれるアスペクト比（クラックを扱う分野では短径/長径で定義される）の小さい空隙、しかも配向面が载荷軸と垂直な空隙の閉塞と関係があると考えられる。封圧によってこれらの空隙あるいはマイクロクラックが閉塞すると弾性率は当然に増加する。一方、 E_s あるいは E_{50} は、封圧および軸応力によってアスペクト比の小さいクラックが閉塞した後の比較的高い軸応力レベルのひずみ曲線から決定されるので、封圧の影響は E_0 よりも小さいと考えられる。

深度に対する E_0 のこまかな増減傾向は、図 2.3.2 の弾性波速度 V_p および図 2.3.3 の V_s の増減傾向とよく一致する。この理由は次のように説明することができる。すなわち、 E_s は軸応力を受ける試験片が破壊するまでの変形挙動から、また E_{50} は破壊にいたる途中の軸応力を受けている試験片の変形挙動から決定されるのに対して、 E_0 は軸応力がゼロのときの接線ヤング率をあらわしている。低応力下における応力-ひずみ曲線の傾きは、試験片に含まれるアスペクト比の小さい空隙の閉塞と関係があると考えられる。一方、試験片にマイクロクラックが存在すると弾性率が低下し、弾性波速度も低下する。試験片の接線ヤング率 E_0 と弾性波速度の増減傾向がよく一致するのは、いずれの物性値も試験片内部のマイクロクラックの情報を反映しているためであると推定される。

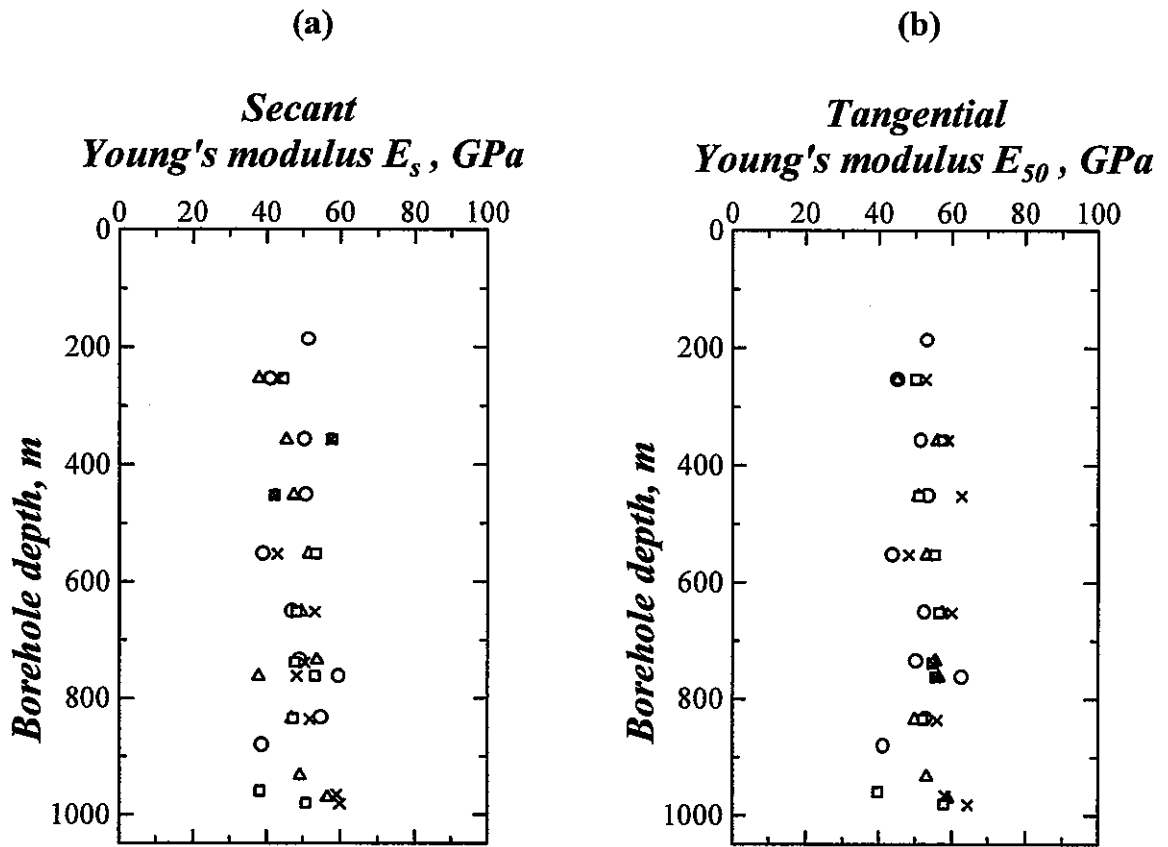


図 2.3.12 試験片の(a)割線ヤング率 E_s および(b)接線ヤング率 E_{50} と採取深度の関係。
 ○印、△印、□印および×印は、封圧がそれぞれ 0MPa、9.8MPa、19.6MPa
 および 29.4MPa におけるヤング率である。

Tangential Young's modulus E_0 , GPa

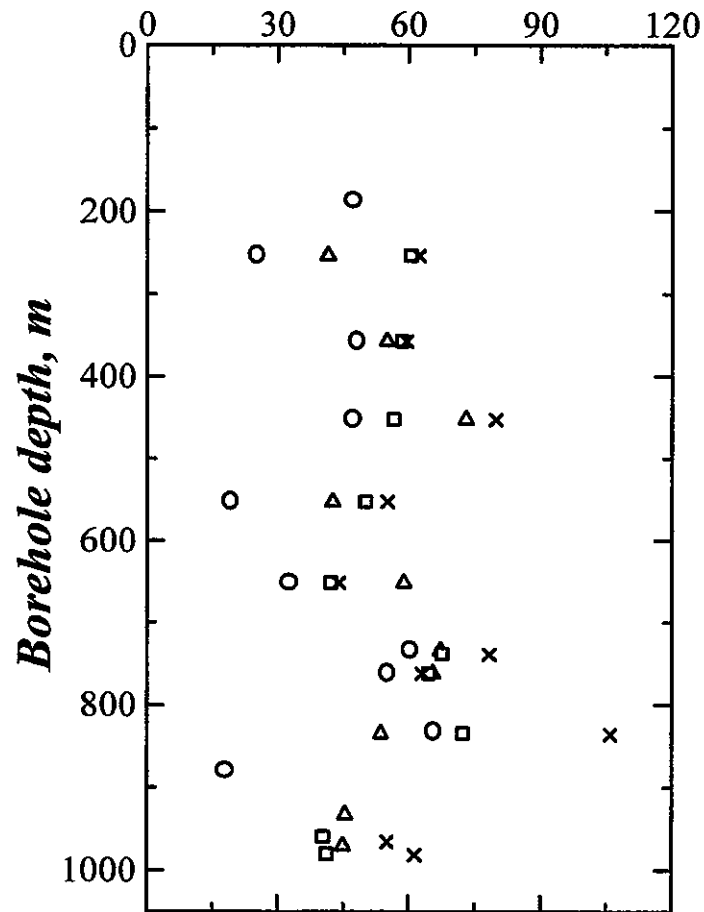


図 2.3.13 試験片の接線ヤング率 E_0 と採取深度の関係。○印、△印、□印および×印は、封圧がそれぞれ 0MPa、9.8MPa、19.6MPa および 29.4MPa におけるヤング率である。

(3) ポアソン比

応力-ひずみ曲線の原点に近い低応力部と破壊に近い高応力部を除く中央部における一軸圧縮試験のデータから、式(2.3.1)を用いて計算したポアソン比を採取深度の関数として表示すると図2.3.14のようである。深度600m付近まではほぼ0.4であるが、600mよりも深いところでポアソン比はそれよりも小さくなる。このような深度に対する分布傾向は、図2.3.5の動的なポアソン比と類似している。

ポアソン比の大きさをみると0.35から0.4の範囲に分布していて、土岐花崗岩の大気中における横方向への変形性は比較的大きい。この原因は、2.3.1(4)で述べたように試験片に含まれるマイクロクラックの配向面がボーリング孔軸、言い換えれば載荷方向とほぼ平行なために、配向面と垂直な方向への変形性が特に大きく現れるためであると考えられる。

動的なポアソン比が0.3前後であるのと比較すると大きい。これは、静的な応力と動的な応力(弾性波)に対する試験片の変形挙動が異なることに原因があると考えられる。

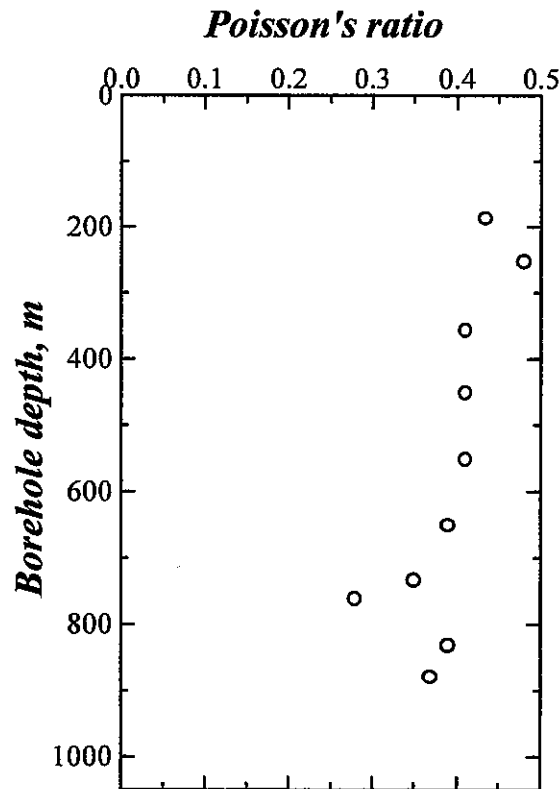


図 2.3.14 試験片のポアソン比と採取深度の関係。

(4) せん断強度および内部まさつ角

一軸圧縮試験および三軸圧縮試験から求めた破壊応力円に直線包絡線を適用し、岩石試験片のせん断強度と内部まさつ角を求めた。採取深度とせん断強度および内部まさつ角の関係を描くと図 2.3.15 および図 2.3.16 に示す通りである。せん断強度の増減傾向は、先に述べた弾性波速度 V_p 、 V_s および低応力下における接線ヤング率 E_0 の増減傾向と一致する。内部まさつ角は採取深度に関わらずほぼ 55° である。

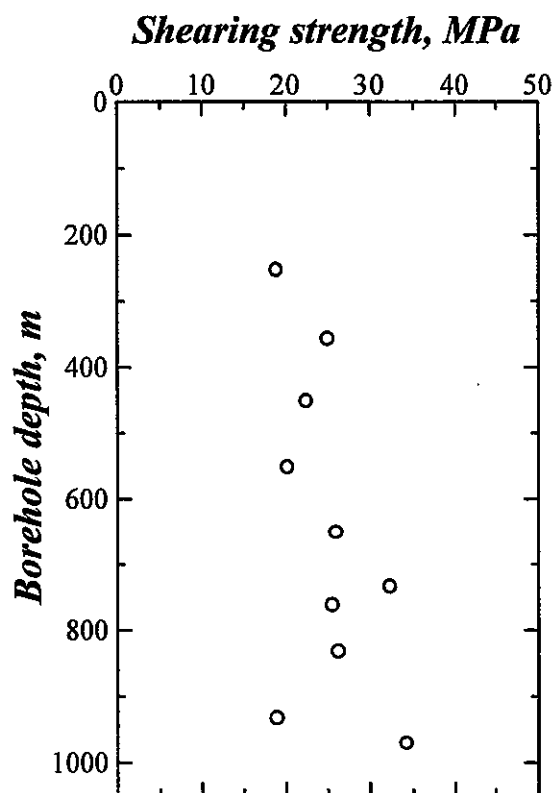


図 2.3.15 一軸および三軸圧縮強度から求めたせん断強度。

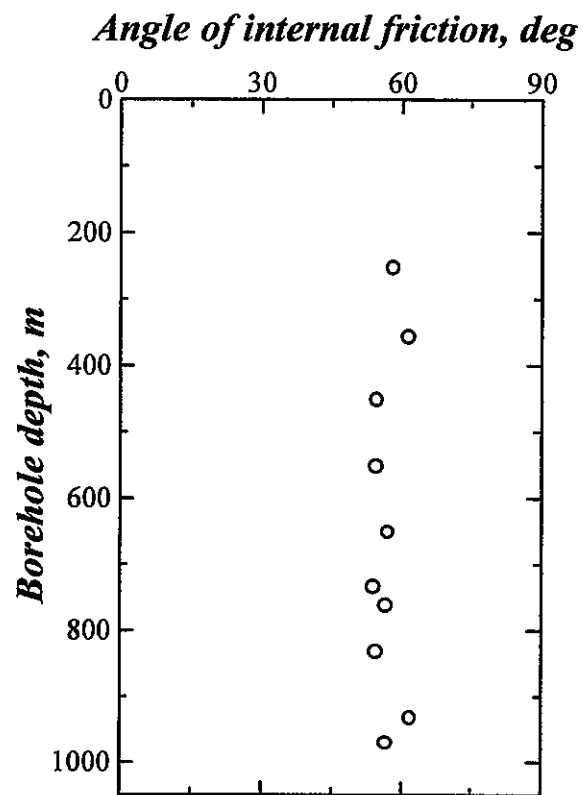


図 2.3.16 一軸および三軸圧縮強度から求めた内部まさつ角。

(5) 横等方性岩石の弾性定数

2.3.1 (5) で述べたように、深度 452.5m から採取された試験片の弾性波速度分布は、この試験片がほぼ横等方性体であって、配向性のマイクロクラックが最も発達した等方面がコア軸を含むことを示していた。この試験片の水平面内の速度異方性は 11.8%であった。深度 600m よりも浅いところに分布する花崗岩の速度異方性の大きさは約 10%である(図 2.3.8 参照) から、この試験片は深度 600m までに分布する花崗岩の平均的な異方性を示すとみなすことができる。ここでは、2.2.2 (2) の試験方法に基づいて、花崗岩を横等方体とみなし、一軸圧縮試験から弾性定数を決定した結果について述べる。

一軸圧縮試験に用いた供試体の形状は直方体の角柱であり、採取深度 452.5m の HQ ボーリングコアを整形したものである。まず、ボーリングコアの円周方向に 22.5° 間隔で 8 測線の P 波速度を測定し、P 波速度が極値を示す方向からコア軸を含む等方面の方向を決定した。さらに、コアの側面にこの等方面の方向を印してから、コア軸に垂直に切断し、厚さ約 30mm の円盤を 3 個製作した。次に、これら 3 個の円盤から各 1 本ずつ角柱の試験片を切り出した。すなわち、①試験片の 3 辺を対称軸にとり角柱の長軸が等方面を含むもの、②試験片の 3 辺を対称軸にとり長軸が等方面と直交するもの、そして③試験片の 1 辺を対称軸にとり長軸と等方面が 45° をなす試験片である。最後に、これらの試験片の表面を平面研削盤によって研磨して仕上げた。試験片の寸法などは表 2.3.4 の通りである。試験片のひみずみは角柱型試験片の側面に接着した 2 軸直交ひずみゲージあるいは単軸ひずみゲージ (いずれもゲージ長 10mm) で検出した。ひずみゲージは、向かい合う側面にそれぞれ同一のパターンで配置し、ひずみの測定精度を向上させるようにした。試験片は、40°C の乾燥炉 (ISUZU 製作所製乾燥炉 U-2) の中で 5 日間乾燥させた後、試験に供した。

表 2.3.4 弾性定数を求めるための一軸圧縮試験に用いた試験片

番号	試験片の寸法(mm)	自然重量(g)	備 考
AN1	26.05×26.80×55.25	100.71	角柱の長軸が等方面含む
AN2	25.70×27.30×54.60	100.01	角柱の長軸が等方面と直交
AN3	26.50×26.05×57.00	103.13	角柱の長軸と等方面が 45°

3 つの試験片の応力-ひずみ曲線は、図 2.3.17 のようである。応力-ひずみ曲線の左上に記載された AN1 などは、表 2.3.4 の試料番号と対応する。いくつかの軸応力レベルにおけるひずみを用いて式 (2.2.5) から弾性定数 a 、 b 、 c 、 d 、 e を求め、次に式 (2.2.4) からヤング率やポアソン比を求めると図 2.3.18 のようである。ここで、 x および y 軸は図 2.2.3 にしたがって等方性面内にとり、 z 軸は x および y 軸に垂直である。先に述べたように、本試験片を切り出したボーリングコアは等方面がボーリング孔軸を含むので、図 2.2.3 において、例えば x 軸を鉛直なボーリング孔軸と一致させると、 $y-z$ 平面は

水平面とみなすことができる。図 2.3.18 をみると、ヤング率およびポアソン比は軸応力の増加とともに緩やかに増加し、それぞれある値に収斂する傾向が認められる。また、弾性異方性は軸応力の増加とともに減少し、60MPa 以上で試験片はほぼ等方的になる。

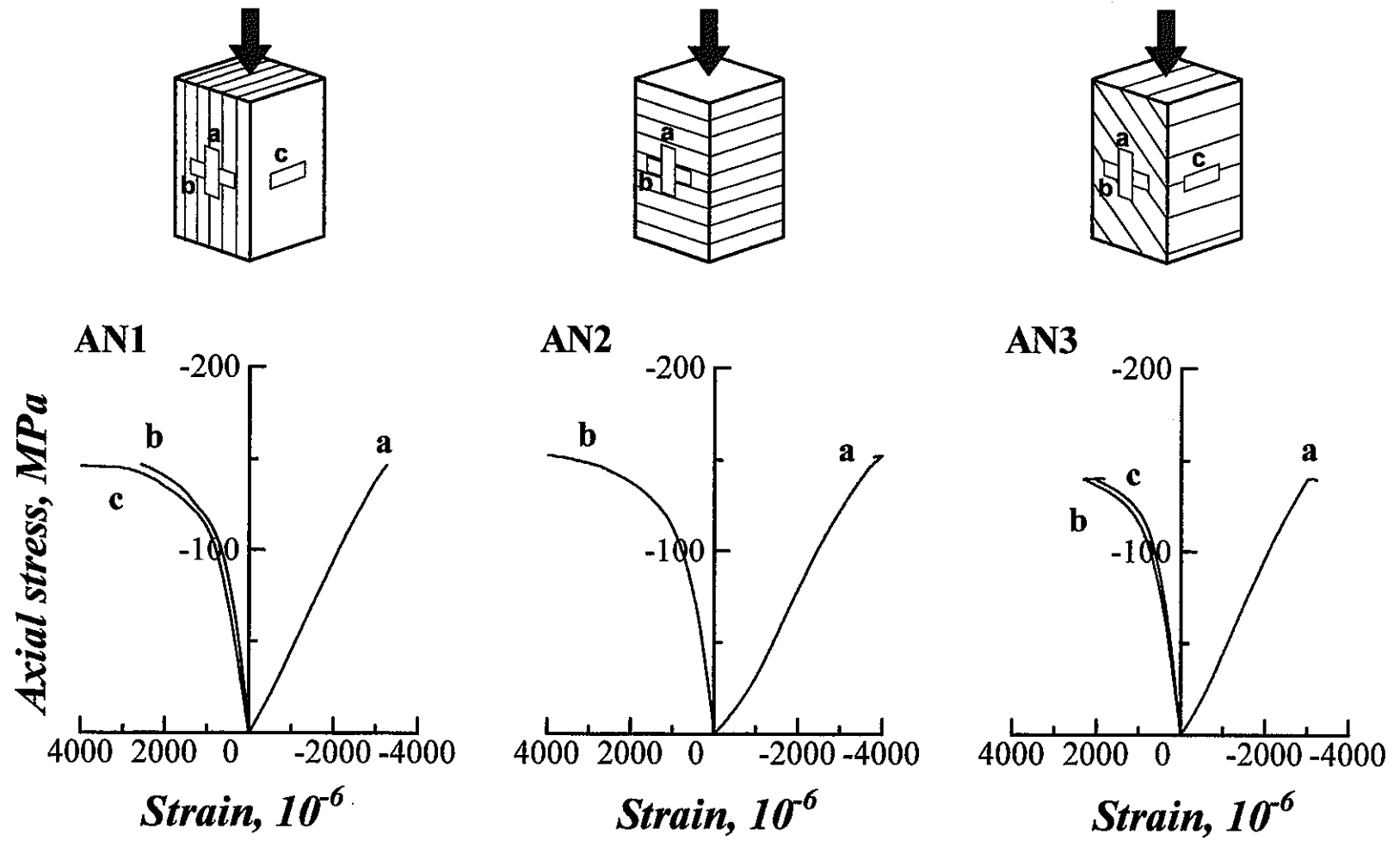


図 2.3.17 角柱型試験片の応力-ひずみ曲線。

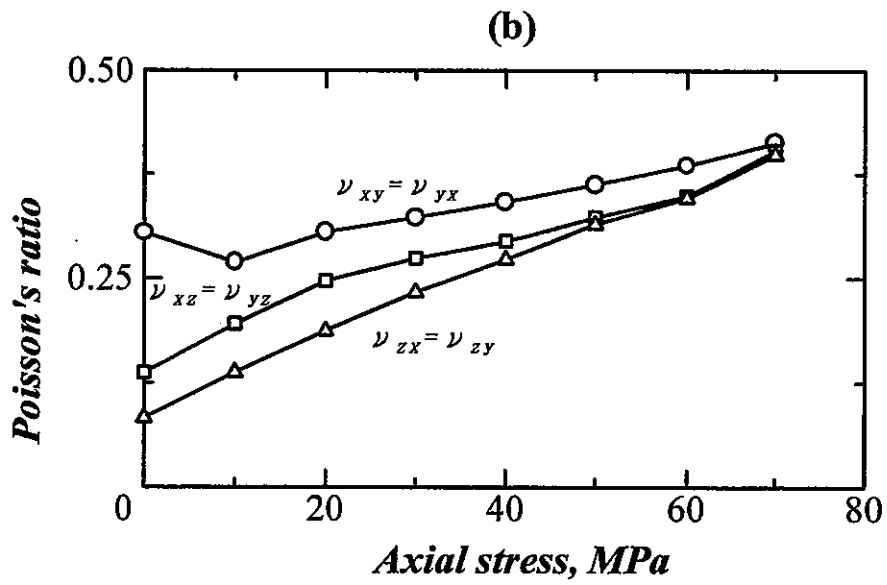
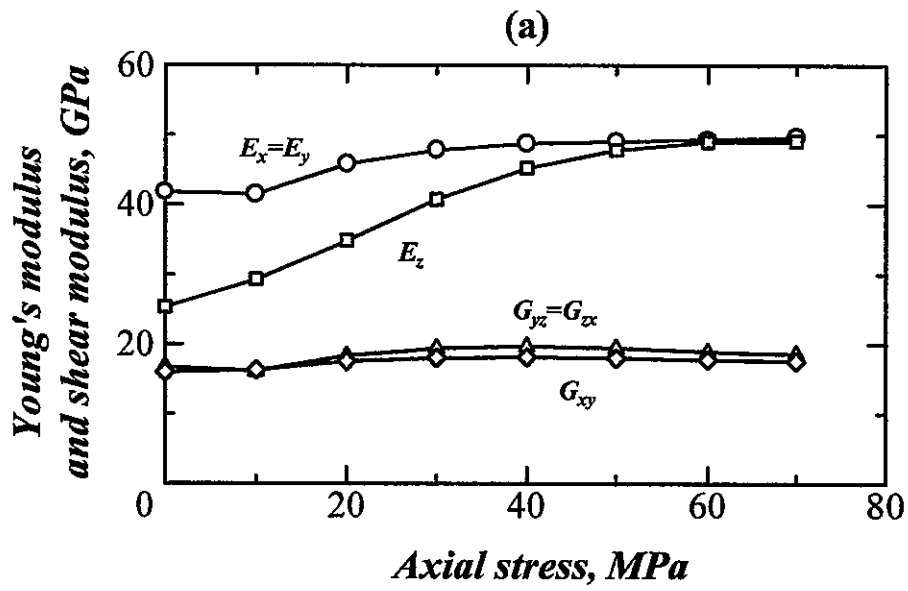


図 2.3.18 軸応力と(a)ヤング率と剛性率および(b)ポアソン比の関係。

2.4 結言

土岐花崗岩の殆どの物理特性および力学特性の深度分布には共通した変化傾向が認められた。すなわち、試験片軸方向の弾性波速度 V_p および V_s 、ボアホール軸と直交する平面内の弾性波速度、動的ヤング率、低応力における接線ヤング率 E_0 、試験片の一軸圧縮強度 S_0 およびせん断強度は、いずれも深度 250m 付近から 360m まで増加してから 550m 付近でいったん減少した。そして深度 760m 付近までふたたび増加してから 1000 m にかけて減少した。動的ポアソン比および静的ポアソン比は、全体的に前者が後者よりも小さかったが、いずれも深度 200m から深度 550m まで殆ど変化せず、550m から 970m にかけて減少するという共通した傾向を示した。

土岐花崗岩の弾性波の速度分布が詳しく調査された。水平面内における P 波速度の最大値 V_{pmax} 、最小値 V_{pmin} およびコア軸方向（鉛直方向）の速度 V_{pv} の大きさを比較すると、66%の試験片で $V_{pv} \geq V_{pmax}$ であり、大気圧下のコアに含まれるマイクロクラックは、水平面内よりも鉛直面内でよく発達していた。速度異方性を $(V_{pmax}/V_{pmin} - 1)$ で定義すると、深度 600m を境にして速度異方性は約 10% から 5% まで不連続的に減少する傾向が認められた。また、深度 452.5m から採取されたコアの 3 次元的な弾性波速度分布は、土岐花崗岩がほぼ横等方性体に近いことを示していた。最後に、花崗岩を横等方性体とみなして角柱型試験片を用いた一軸圧縮試験をおこない、諸弾性率を決定した。

3. 岩石物性値と初期応力値との関係

第1章で述べたように、MIU-2孔の初期応力環境は深度600mを境にして $S_H > S_h \approx S_v$ の遷移型から $S_H > S_v > S_h$ の横ずれ断層型に変化するとともに、深度の増加に伴う初期応力分布は低応力側にシフトする。また、深度1000mという比較的広い領域にわたって採取された土岐花崗岩の大気圧下における岩石物性値も、初期応力分布と同様に深度600mでその分布傾向が変化するものがある。

岩盤内の初期応力は、重力起因の応力(Gravitational stresses)と過去の褶曲運動や断層形成、および現在の地殻変動に起因する地殻構造的応力(Tectonic stresses)に分解される^[1]が、その分布には地質構造、岩盤の不均質性および異方性、地形などが影響を及ぼす^[2]ことが知られている。MIU-2孔が掘削された地域は地形がなだらかであり、たとえば深度500m以下の地下深部の初期応力状態にまで地形の影響が及ぶとは考えにくい。また、MIU-2は深度890~915mで月吉断層と交差しているが、水圧破碎試験はこの断層の影響を避けるために交差部よりも上部で実施された。したがって、MIU-2孔の初期応力場に影響を及ぼす可能性のある因子として岩盤の不均質性あるいは異方性が考えられ、それらが深度に依存して変化すれば、初期応力もそれと相関した分布傾向を示すことが推定される。岩盤の不均質性あるいは異方性は、当然に岩石物性値の分布に影響を及ぼすから、岩石物性値と初期応力の分布傾向にも相関関係が生じるであろう。

以上は、岩盤の不均質性あるいは異方性が初期応力の分布傾向を規定する場合であるが、これとは逆に、初期応力の分布傾向が、採取された岩石の物性値の分布に影響を及ぼす場合が考えられる。すなわち、ボーリングによる急激な応力解放によって地下深部にあった岩石は初期応力状態から、短時間であるがコアリングに伴う複雑な応力履歴を受けて、無応力状態にいたる。この過程で岩石の内部にマイクロクラックが発生し、その方位分布と密度が初期応力の影響を強く受けることが考えられる。マイクロクラックは岩石物性値の分布に影響を及ぼすから、この場合も岩石物性値と初期応力の分布傾向に相関関係が生じる。

もしも前者が正しければ、土岐花崗岩の物理特性値を用いて初期応力の分布が説明できる可能性があり、後者が正しければ、マイクロクラックの分布から初期応力に関する情報が得られるとともに、大気圧下で評価される岩石試験片の物理特性値と地下深部における岩石の特性値との間に違いが生じることになる。また、このことは、初期応力を急激に解放した結果生じるマイクロクラックの伸長あるいは発生を仮定するコアを用いた初期応力測定法の信頼性に関わる基本的な問題でもある。

そこで、この章では、MIU-2孔の初期応力と採取されたコアの物理特性値の分布の間にみられる相関関係について概観し、本水圧破碎試験で得られた種々の測定データを用いてこのような相関関係が成立する原因について考察する。

3.1 ポアソン比および速度異方性と初期応力分布

第 2 章で述べた物理特性値の深度分布をみると、動的ポアソン比と ($V_pmax./V_pmin.-1$) で定義される速度異方性は深度 600m 付近でその分布傾向がはっきりと変化し、初期応力と類似した分布傾向を示すことが認められる。すなわち、ボーリング孔軸方向の弾性波速度から求めた動的ポアソン比は深度 550m まで 0.29 から 0.33 までほぼ線形に増加した後、970m までほぼ 0.3 のまま変化しない。一方、ボーリング孔軸方向と垂直な平面内の弾性波の速度異方性は、深度 600m を境にして約 10% から 5% まで不連続的に減少する。これら 2 つの特性値の深度に対する細かい増減傾向をさらに詳しく比較すると、それらは一致している。

速度異方性は岩石内部の配向性のマイクロクラックに関する情報を反映する値であるから、深度 600m より浅い深度から採取されたコアの $V_pmin.$ の方向と垂直な配向面を有するマイクロクラックが $V_pmax.$ と垂直な配向面を有するマイクロクラックよりも相対的に良く発達し、深度 600m よりも深いところから採取されたコアでは、この 2 組のマイクロクラックの発達の程度の差は小さいことが推定される。また、速度異方性と動的ポアソン比の増減傾向が一致するという事実は、ボーリング孔軸に平行な配向性マイクロクラックが相対的に良く発達していれば動的ポアソン比は大きくなること、したがって、動的ポアソン比の深度分布を支配する主要な因子はこの配向性のマイクロクラックの発達の程度であることを示唆している。実際、岩石試験片を大気中で軸方向に載荷すると、試験片の長軸が配向面を含む場合と、長軸が配向面と垂直な場合とでは、前者の横方向への変形性が大きい。このことは図 2.3.17 (b) の ν_{xy} と ν_{xz} の大きさを比較すれば明らかである。

なお、動的ポアソン比と速度異方性を求めるために用いた弾性波速度の深度分布 (図 2.3.2、図 2.3.3 および図 2.3.7 参照) には、350m と 750m の付近に極大値があり、2 つの物理特性値 (したがって、初期応力) の分布傾向と異なっている。

次に、力学特性値をみると、深度 600m 付近でその分布傾向に変化がみられるのは静的ポアソン比のみであって、一軸圧縮強度、ヤング率、せん断強度の分布傾向は、いずれも試験片の弾性波速度分布と酷似している。静的ポアソン比に初期応力と類似した分布傾向をもたらした原因は、前述の動的ポアソン比および速度異方性と同様に、配向性のマイクロクラックの発達の違いにあると考えられる。

3.2 配向性のマイクロクラックに起因する異方性と初期応力分布

MIU-2 孔から採取されたボーリングコアのポアソン比と速度異方性という無次元の物性値と初期応力は、深度 600m 付近から減少するかあるいは増加しないという類似した分布傾向を示した。このことから、岩石のポアソン比と速度異方性を支配している配向性のマイクロクラックの大気圧下における分布状態は、採取前の地下深部における分布状態と同じであって、それが水圧破碎試験によって決定された初期応力分布に反映されたのか、あるいは逆に、初期応力状態にあった原位置の岩石がボーリングによる応力解放によって変質し、初期応力環境を反映したマイクロクラックの分布を持つようになったのかという問題が生じる。言い換えると、土岐花崗岩に含まれるマイクロクラックの成因は何かということである。

岩盤内の初期応力は、重力起因の応力と過去の褶曲運動や断層形成、および現在の地殻変動に起因する地殻構造的応力に分解される^[1]が、地殻構造的応力は地域的な変動が大きいためモデルを用いて推定することが難しいように思われる。そこで、ここでは配向性のマイクロクラックによって岩盤が異方性を呈するとき、重力起因の初期応力場がどのような分布傾向を示すかを、簡単なモデルを用いて推定する。これによって、MIU-2 孔における初期応力分布を岩石の異方性によってどの程度まで説明できるか検討する。

まず、土岐花崗岩の速度異方性とポアソン比の深度分布を支配する配向性のマイクロクラックがコア軸を含む鉛直面内で最も発達しているという測定結果（2.3.1(5)参照）に基づいて、等方面が鉛直な横等方性体を仮定したときの初期応力分布を推定する。弾性対称軸を図 3.2.1 に示すようにとり、x および y 軸は水平面に含まれ、y-z 面は等方面と一致するものとする。岩盤は重力のみを受け、x および y 方向の変位は x および y に無関係であって z のみに依存すると仮定する。この場合、x、y および z 方向の応力が主応力となり、それぞれ $\sigma_z = \rho g z$ 、 $\sigma_x = K_x \rho g z$ 、および $\sigma_y = K_y \rho g z$ である。ここで、 K_x および K_y は式(3.2.1)のように表される^[3]。

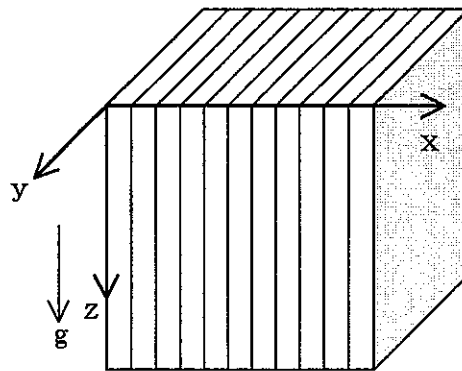


図 3.2.1 等方面が鉛直軸を含む横等方性岩盤の重力起因応力を求めるための座標系。

$$K_x = \frac{\sigma_x}{\rho g z} = \frac{\nu'(1+\nu)}{1-\nu'^2(E/E')} \quad (3.2.1)$$

$$K_y = \frac{\sigma_y}{\rho g z} = \frac{\nu+\nu^2(E/E')}{1-\nu^2(E/E')}$$

ここで、 ρ は岩石の密度、 g は重力加速度、 z は深度、 E および E' は横等方面内および横等方面に垂直な方向のヤング率、 ν および ν' は横等方面にそれぞれ平行および垂直に応力が作用するとき、横等方面内に生じる横方向のひずみを表すポアソン比である。

2.3.2.(5)の一軸圧縮試験結果では、軸応力が 0 から 70MPa まで変化したときの弾性率を求めたが、ここでは軸応力が 20MPa のときの弾性率を用いて K_x および K_y を求める。この軸応力は試験片の採取深度である 452.5m 付近の初期応力レベルである。このときの弾性率、 $E=46\text{GPa}$ 、 $E'=35\text{GPa}$ 、 $\nu=0.31$ および $\nu'=0.19$ より、式(3.2.1)から $K_x=0.26$ および $K_y=0.38$ が得られる。

これから明らかなように、重力のみを受ける横等方性岩盤の水平面内における最大主応力は σ_y であり、その方向は等方面の走向、土岐花崗岩でいえばマイクロクラックの配向面と平行である。このことは、初期応力の急激な解放にともなって主応力に垂直にマイクロクラックが伸長するという DSCA 法の基本的な仮定と整合しない。ただし、重力のみを考慮した場合の水平面内の最大主応力は被り地圧の 38%と小さいので、地殻構造的な応力を受ける一般の岩盤では、この程度の大きさの異方性によって初期応力の方向が決定されるとは考えにくい。例えば MIU-2 孔で測定された水平面内の最大主応力の方向は広域的な応力場と調和的であって、土岐花崗岩は明らかに地殻構造的な応力の影響を強く受けているが、最大水平応力の大きさは被り地圧の 2 倍程度ある。これは上記のモデルから導かれる水平応力の 5.3 倍である。

前述の横等方性モデルは、深度によって弾性率が変化する場合の岩盤の不均質性を表すことができないので、次に図 3.2.2 のような水平に堆積した地層からなる不均質な弾性異方性岩盤を考える。ただし、水平方向の変位は拘束されていて、この場合も重力のみが作用すると仮定する。また、等方面は水平である。各地層は横等方性を有していて、水平面内および地層に垂直な方向のヤング率とポアソン比をそれぞれ、 E_i 、 E'_i および ν_i 、 ν'_i とする。各地層間の境界において変位の連続性が保たれているとすると、 i 番目の地層の深度 z における応力状態は次式で表される^[3]。

$$\sigma_{hi} = \nu_i \frac{E_i}{E'_i} \cdot \frac{1}{1-\nu_i} \cdot \sigma_{zi} \quad (3.2.2)$$

$$\sigma_{zi} = \rho_i g z + \sum_{j=1}^i (\rho_j - \rho_i) g h_j$$

ここで、 ρ_i は*i*番目の地層の密度、 h_i は地層の厚さである。

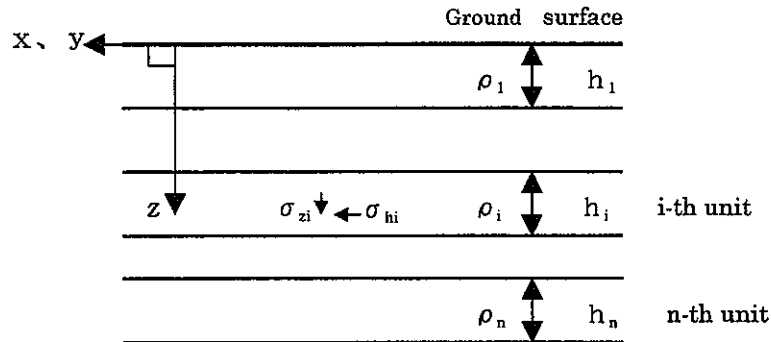


図 3.2.2 水平に堆積した不均質な地層から構成される岩盤^[3]。

図 3.2.2 のモデルは、等方面が水平であるために、厳密に言えば当該地域のようにほぼ鉛直な等方面を有する岩盤に適用できない。そこで、式 (3.2.2) の鉛直方向と水平面内のヤング率の比 E_i/E'_i が取り得ると考えられる最大値および最小値から各地層の水平応力を求め、大まかな分布傾向を推定した。すなわち、ヤング率は弾性波速度の 2 乗に比例するので、表 2.3.2 から $(V_{pv}/V_{pmax.})^2$ および $(V_{pv}/V_{pmin.})^2$ を求め、各ボーリングコアの深度に近い試験片の E_i/E'_i とした。また、 ν_i は表 2.3.1 の動的ポアソン比を用いることとし、 ν'_i は ν_i の 2/3 とした。地層の厚さ h_i は、深度の浅い方から *i* 番目の試験片の採取深度を d_i とすると、 $h_i = (d_{i+1} - d_i) / 2$ として求めた。

表 2.3.1 の見かけ比重と上述のようにして求めた弾性率を式 (3.2.2) に代入して、水平方向の応力と深度との関係を描くと図 3.2.3 のようである。ここで、○印および●印は、 E_i/E'_i をそれぞれ $(V_{pv}/V_{pmin.})^2$ および $(V_{pv}/V_{pmax.})^2$ から推定した水平応力であることを意味する。水平面内の応力は深度 550m まで深度とともにほぼ線形に増加するが、550m 以下でその増加率は低下し、初期応力と類似した分布傾向が認められる。したがって、マイクロクラックの発達程度の違いに起因する弾性率の変化によって、初期応力の分布傾向をある程度は説明することができるように思われる。しかし、このモデルも重力起因の応力場を対象とするために、水平応力の大きさは被り地圧のわずか 1/3 程度しかない。

上述の考え方とは逆に、コア内部のマイクロクラックが初期応力の解放にともなって伸長すると仮定すると、弾性波の速度異方性から得られるマイクロクラックの方位分布と初期応力の環境は対応するはずである^[4]。2.3.1(4)で述べたように、深度 762.0m よりも浅い深度から採取されたボーリングコアの速度異方性と水圧破碎試験から決定された応力環境は比較的良好一致を示した。このことは、マイクロクラックが主応力に垂直に生じ、そ

の量が主応力の大きさに比例するという仮定をある程度支持するように思われる。

以上の考察から、本水圧破碎試験から得られた少ないデータだけからマイクロクラックの成因を確定することは困難であるように思われる。土岐花崗岩のマイクロクラックが初期応力の解放によって伸長したものであるかどうかを間接的に推定するための方法の一つとして、初期応力分布が明らかになっている岩盤に掘削されたボーリング孔から方位が既知のコアを採取し、そのコアのマイクロクラックの方位分布を調査する方法が考えられる。マイクロクラックの配向面が水平面内の最大主応力方向と垂直であれば、そのマイクロクラックは初期応力の解放によって伸長した可能性が高いといえる。より直接的にクラックの成因を究明する方法として、地上に回収された方位既知のコアの経時的ひずみ変化を利用する ASR(Anelastic strain recovery)法¹⁰⁾を実施することが考えられる。ASR は時間に依存したマイクロクラックの進展と関連しているといわれているので、ASR が最大の伸びを示した方向と弾性波速度分布とを対比することで、マイクロクラックの成因に関する詳しい情報が得られると思われる。このような測定に加え、重力起因の応力と地殻構造的応力とを考慮したより現実的な数値モデルを構築して、岩石物性値が初期応力分布に及ぼす影響を詳しく調査することも重要であると考えられる。このためには 2.3.2(5)で述べたような異方性弾性率の決定を多くの深度から採取されたコアについておこなう必要がある。これらは、マイクロクラックの成因を解明するうえで今後に残された課題である。

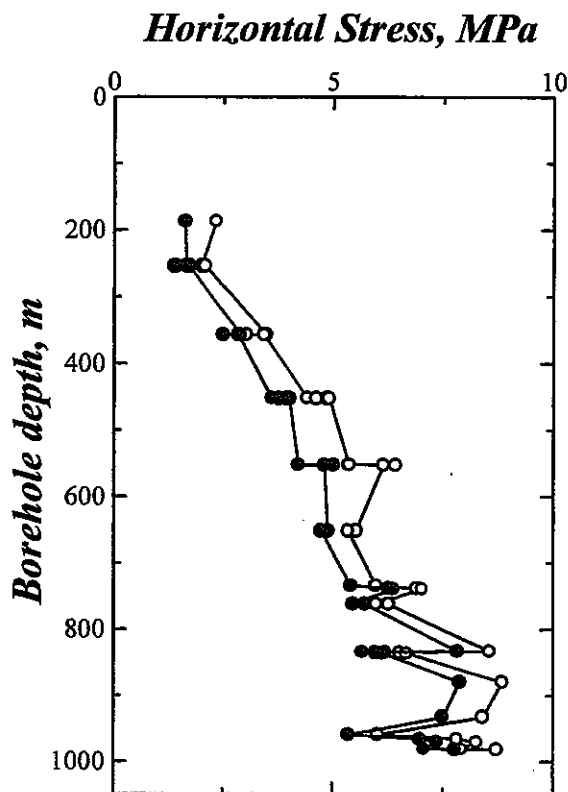


図 3.2.3 水平に堆積した不均質な地層から構成される岩盤のモデルから計算した水平応力分布。○印および●印は、 E_i/E_j をそれぞれ $(V_{pv}/V_{pmin.})^2$ および $(V_{pv}/V_{pmax.})^2$ から推定した。

3.3 結言

MIU-2 孔の初期応力環境は深度 600m を境にして $S_H > S_h \approx S_v$ の遷移型から $S_H > S_v > S_h$ の横ずれ断層型に変化するとともに、深度の増加に伴う初期応力分布は低応力側にシフトする。静的ポアソン比、動的ポアソン比および $(V_pmax./V_pmin.-1)$ で定義される速度異方性という岩石物性値と初期応力との間には類似した分布傾向が認められた。これらの物性値の深度分布を支配する主要な因子は、岩石に含まれる配向性のマイクロクラックの発達程度であること、そして、マイクロクラックの成因を究明するためには、初期応力分布が既知である岩盤から方位が既知のコアを採取し、そのコアを用いて ASR 法およびマイクロクラックの分布測定をおこなうことが必要であることを指摘した。

引用文献

1. 菅原勝彦, 岩盤応力測定に関する研究の動向, 資源と素材, Vol.114, p.834-844, 1998.
2. Amadei, B. and Stephansson, O., Rock stress and its measurement, Chapman & Hall, London, Chapter 2, p.23-76, 1997.
3. Amadei, B. and Pan, E., Gravitational stresses in anisotropic rock masses with inclined strata, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.29, p.225-236, 1992.
4. 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・素材学会 (秋季大会), 1994.
5. 松木浩二, 岩石の非弾性ひずみ回復を用いた三次元地圧計測法の理論的検討, 資源と素材, Vol.108, p.41-45, 1992.

4. 水圧破砕法における異方性の影響について

応力解放法では応力の解放にともなうひずみを計測するので、その精度はヤング率、ポアソン比、剛性率などの岩盤の弾性率の正確な情報に依存する。しかし、水圧破砕法は直接に応力を測定するので、物性の評価の誤りに基づく誤差が原理的に存在しないことが応力解放法と比較して特に優れた点のひとつである。水圧破砕法で唯一必要な岩盤物性である引張強度に関する知識は、 P_r (Re-opening pressure)を採用すれば不要である。

しかし、水圧破砕法で得られたデータの解釈は等方弾性体の解に基づいており、完全な等方性体とみなせない岩盤の場合には、ある程度の誤差が含まれる。異方性の顕著な岩盤ではこの誤差は必然的に増加する。ここでは、直交異方性岩盤内で水圧破砕をおこなった場合を想定して 2.3.2 (5) の実験結果に基づいて応力解析をおこない、等方弾性体の解に基づいたとき、ボーリング孔の壁面にき裂が発生する圧力およびき裂が発生する位置にどの程度の誤差が生じるか検討する。

4.1 解析理論と解析モデル

水圧破砕法によって 3 次元の初期応力を算定する方法がいくつか開発されている^[1]。しかし、いまだにひとつの主応力を鉛直方向と仮定し 2 次元問題としたものが多い。しかも、地下深部における初期応力は、主応力のひとつを鉛直方向と仮定できる場合も少なくない。さらに、異方性の主軸もまた、重力の方向あるいは水平方向と関連するものが多いので、解析にあたっては、直交異方性岩石のひとつの主軸に垂直な平面における 2 次元モデルを考察する。

直交異方性の主軸を x 、 y および z 軸とすると、ひとつの円孔の孔軸が x 軸と一致し、 y - z 平面に垂直な場合を考える。以下に内圧が作用した場合および外力が作用した場合の、この円孔の壁面に生じる接線応力分布^[2]について述べる。

4.1.1 円孔内に内圧が作用した場合

円孔内の孔壁に内圧 Q が均一に作用するとき、 y 軸から θ をなす直線と孔壁との交点に生じる接線応力 σ_θ は、 E_y を y 軸方向のヤング率、 E_θ を y 軸と θ をなす直線と孔壁との交点における接線方向のヤング率とすると、次式で与えられる。

$$\sigma_\theta = Q[-k + n(\sin^2 \theta + k \cos^2 \theta) + (1 + (\mu_1)^2)(1 + (\mu_2)^2) \sin^2 \theta \cos^2 \theta] (E_\theta / E_y) \quad (4.1.1)$$

ただし、 μ_1 、 μ_2 、 k 、 n は弾性率と次の関係を持つ。

$$(\mu_1)^2 + (\mu_2)^2 = 2 \nu_{yz} - E_y / G_{yz} \quad (4.1.2)$$

$$k = -\mu_1 \mu_2 = (E_y / E_\theta)^{1/2} \quad (4.1.3)$$

$$n = [2(E_y / E_\theta - \nu_{yz}) + E_y / G_{yz}]^{1/2} \quad (4.1.4)$$

ここで、 ν_{yz} は y 軸方向に関するポアソン比、 G_{yz} は y 軸および z 軸に対する剛性率である。また、 y 軸と θ をなす直線と孔壁との交点での接線方向のヤング率 E_θ は次式で表さ

れる。

$$1/E_\theta = \sin^4 \theta / E_y + (1/G_{yz} - 2\nu_{yz}/E_y) \sin^2 \theta \cos^2 \theta + \cos^4 \theta / E_z \quad (4.1.5)$$

4.1.2 円孔から十分に離れて外力が作用する場合

y 軸から角度 ϕ だけ傾いた方向から圧縮応力 S_H が作用する時、y 軸から θ の位置に生じる接線応力 σ_{P1} は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} \sigma_{P1} = S_H \{ & n(1+n-\mu_1\mu_2) \sin \phi \cos \phi \sin \theta \cos \theta \\ & - [\cos^2 \phi + (\mu_1\mu_2 - n) \sin^2 \phi] \mu_1\mu_2 \cos^2 \theta \\ & - [(1+n) \cos^2 \phi + \mu_1\mu_2 \sin^2 \phi] \sin^2 \theta \} E_\theta / E_y \end{aligned} \quad (4.1.6)$$

さらに、 P_1 と直交する方向に圧縮応力 S_h が作用するとき、y 軸と θ をなす直線と孔壁との交点に生じる接線応力 σ_{P2} は次式のようになる。

$$\begin{aligned} \sigma_{P2} = S_h \{ & n(1+n-\mu_1\mu_2) \sin \phi \cos \phi \sin \theta \cos \theta \\ & + [\sin^2 \phi + (\mu_1\mu_2 - n) \cos^2 \phi] \mu_1\mu_2 \cos^2 \theta \\ & + [(1+n) \sin^2 \phi + \mu_1\mu_2 \cos^2 \phi] \sin^2 \theta \} E_\theta / E_y \end{aligned} \quad (4.1.7)$$

したがって、 S_H と S_h が同時に作用する 2 軸応力下では、接線応力 σ_P は式(4.1.6)と(4.1.7)から、次式で表される。

$$\sigma_P = \sigma_{P1} + \sigma_{P2} \quad (4.1.8)$$

通常の水圧破碎理論にしたがって、孔壁の接線応力と岩石の引張強度 S_t が等しくなったときに破壊が起こるものとする。すなわち、

$$\sigma_\theta + \sigma_P \geq S_t \quad (4.1.9)$$

実際の岩石には引張強度にも異方性があるので、その時は S_t を θ の関数として表すことによって評価することができる。ただし、引張強度の異方性はき裂が生じる方向の精度にほとんど影響しないこと^[3]がわかっている。

本解析では、異方性の主軸と水平面内の主応力軸とのなす角度 ϕ をパラメータとして、弾性率、水平面内の初期応力および孔壁の引張強度が表 3.2.1 のような値を取るとき、式(4.1.9)を満足する内圧 Q およびき裂の生じる位置を求めた。なお、表 4.1.1 の弾性率は、図 2.3.17 において弾性異方性が最も大きい軸応力がゼロのときの値を採用した。水平面内の初期応力の大きさは、水圧破碎試験の測定結果に基づいて深度 450m 付近の応力値を求めた。また、岩石の引張強度 S_t は MIU-2 孔から採取された岩石の力学試験結果を参考にした。

表 4.1.1 本解析に用いた弾性率、初期応力および岩石の引張強度

弾性率	初期応力	引張強度
$E_y = 41.8 \text{ GPa}$	$S_H = 26 \text{ MPa}$	$S_t = 8 \text{ MPa}$
$E_z = 25.3 \text{ GPa}$	$S_h = 11 \text{ MPa}$	
$G_{yz} = 16.8 \text{ GPa}$		
$\nu_{yz} = 0.137$		

4.2 解析結果

異方性の主軸（y軸）と水平面内の主応力軸とのなす角度 ϕ 、孔壁の接線応力が岩石の引張強度 S_t に達したときの内圧 Q 、y軸から計った破壊が生じる点の角度 θ などは表 4.2.1 の通りである。なお、等方弾性体の場合、引張破壊が生じる方向は水平面内の最大主応力の方向と一致するから ϕ と θ は等しくなり、 $\phi - \theta$ はゼロである。また、等方弾性体の場合、孔壁の引張応力が引張強度に達する時の内圧 Q は、式(1.6.1)より 15.0MPa である。

表 4.2.1 解析結果

ϕ (deg)	Q (MPa)	θ (deg)	$\phi - \theta$ (deg)
0	17.96	0	0
10	17.29	15	5
15	16.58	22	7
20	15.74	28	8
30	14.03	38	8
45	11.97	52	7
60	10.91	64	4
75	10.69	77	2
90	10.75	90	0

横軸に異方性の主軸と主応力軸とのなす角度 ϕ 、縦軸に孔壁が引張破壊するときの内圧 Q (□印) および主応力軸の方向と破壊が生じる角度との差 $\phi - \theta$ (○印) をとると、図 4.2.1 のようである。ここで、横軸に平行な点線は、岩盤を等方弾性体と仮定したときに、孔壁に破壊が生じる内圧である。

まず、等方弾性体と異方弾性体で、破壊が生じる位置にどの程度の差が生じるかを検討する。図 4.2.1 をみると、 ϕ が 0° および 90° のとき、言い換えると最大主応力の方向と異方性の主軸の方向が一致するとき $\phi - \theta$ はゼロとなり、破壊が生じる位置と最大主応力の方向は一致する。しかも、最大主応力の方向と等方面がほぼ垂直のとき ($\phi = 90^\circ$)、土岐花崗岩でいえばマイクロクラックの配向面と垂直に最大応力が作用するとき、最も低い内圧で破壊が生じる。それ以外の角度では等方弾性解との間に差が生じる。 $\phi - \theta$ は主応力軸と異方性の主軸とのなす角度が約 30° のとき極大値をとり、その大きさは 8.3° である。これは、水圧破碎試験によって孔壁に誘起されたき裂の方位から、等方弾性体の解に基づいて水平面内の最大主応力の方位を決定するときの誤差となる。しかしながら、インプレッションパッカーに写し取られる人工き裂のうねりが、算定される縦き裂の方位に $\pm 10^\circ$ 程度の誤差を与える (図 1.6.2 参照) ことを考慮すると、工学的に許容される程度の誤差である。

次に孔壁が引張破壊するときの内圧 Q についてみると、 ϕ が 0° から 90° まで変化するとき、17.96MPa から 10.7MPa までほぼ単調に減少し、等方弾性体を仮定したときの Q (15MPa) の 72%から 120%の範囲で変化する。孔壁が引張破壊するときの内圧を用い

て初期応力の大きさを推定する場合、この食い違いは無視することができないほど大きい。したがって、異方性岩盤の孔壁にき裂が生じるときの圧力データに、等方弾性解を適用して算定した初期応力の大きさには大きな誤差が含まれる可能性がある。しかし、通常の水圧破碎試験においては、孔壁が引張破壊するときの内圧 Q 、すなわち P_b は組織感性を有しているので初期応力の算定に用いない。一般には、いったん誘起されたき裂が孔壁において再開するときの圧力 P_r (Re-opening pressure)を採用することで、 P_b および岩石の引張強度を用いずに初期応力の大きさを算定する。したがって、内圧 Q に関する誤差はあまり問題にならないと考えられる。

なお、本解析に用いた土岐花崗岩の弾性率は、大気圧下において最も弾性異方性の大きい無応力状態における値である。クラックの配向性により大気圧下で大きな異方性を示す土岐花崗岩も、地下深部では初期応力による偏平なクラックの閉塞により異方性は減少し、より等方的な性質になっていることが考えられる。その場合、等方性の解に基づく誤差はさらに小さくなると思われる。

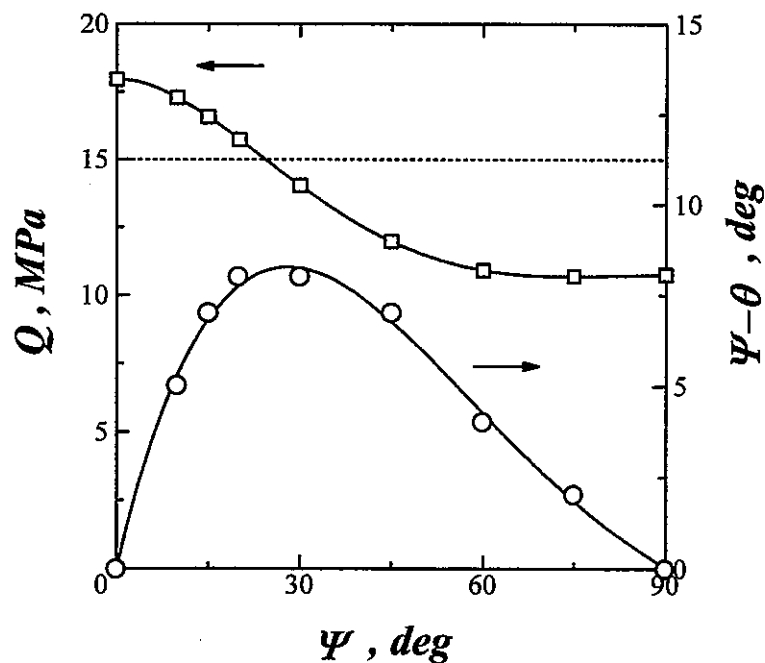


図 4.2.1 弾性異方性の主軸と主応力軸とのなす角度 ψ を変化させたときの、孔壁が引張破壊するときの内圧 Q (□印) および主応力軸の方向と破壊が生じる角度との差 $\psi - \theta$ (○印)。

4.3 結言

直交異方性岩盤内でおこなった水圧破砕試験に等方弾性体の解を適用したとき、ボーリング孔の壁面にき裂が発生する圧力およびき裂が発生する位置にどの程度の誤差が生じるか検討した。土岐花崗岩について求めた弾性率を用いて計算すると、破壊が生じる方向、すなわち水平面内の最大主応力の方位に及ぼす誤差は工学的には問題とならないことが明らかになった。また、孔壁が破壊するときの圧力の大きさ P_b に関しては、等方性の解に基づく誤差は±30%程度であるが、通常解析では初期応力の算定に P_b は用いないので問題にならないと考えられた。

引用文献

1. 例えば、Mizuta, Y., Sano, O., Ogino, S. and Katho, H., Three dimensional stress determinatio by hydraulic fracturing for underground excavation design, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol.24, No.1, p.15-29, 1987.
2. Lekhnitskii, S.G., Theory of Elasticity of an Anisotropic Elastic Body, Holden-Day, 1963.
3. 田辺正文, 原位置応力測定とその信頼性の検討, 山口大学大学院工学研究科 修士論文, 1986.

5. 結論

土岐花崗岩体の深度 1000m までの初期応力状態、岩盤物性およびそれらの相関関係を把握するために、正馬様用地内の MIU-2 孔の深度 138.2m から 878.1m の 20 点において水圧破碎試験を実施するとともに、水圧破碎試験を実施した深度の近傍から天然き裂を含まないコアを選定し、物理試験および力学試験を実施した。これらの試験から得られた知見をまとめると次のようである。

- (1) 水圧破碎試験によって測定された MIU-2 孔における初期応力の環境は深度の増加とともに変化し、地表から深度 200m までは $S_H > S_h > S_v$ の逆断層型、深度 200m から 500m までは $S_H > S_v \approx S_h$ の遷移型、そして 550m から 900m までは $S_H > S_v > S_h$ の横ずれ断層型である。
- (2) S_H の方位は深度 200m から 900m までほぼ NW-SE 方向を中心に分布し、当該地域の発震機構解析の結果および測地結果から導かれる広域的な水平最大主応力の方向とほぼ一致する。
- (3) MIU-2 孔から採取された岩石試験片の軸方向の弾性波速度 V_p および V_s 、コア軸と直交する平面内の弾性波速度、動的ヤング率、低応力における接線ヤング率 E_0 、一軸圧縮強度 S_c およびせん断強度は、いずれも深度 250m 付近から 360m まで増加してから 550m 付近でいったん減少した。そして深度 760m 付近までふたたび増加してから 1000m にかけて減少した。
- (4) 大気圧下におけるボーリングコアの鉛直方向および水平面内の弾性波速度分布を測定し、配向性のマイクロクラックが水平面内よりも鉛直面内でよく発達しているものが多いことを明らかにした。また、深度 452.5m から採取されたコアを 50 面体に整形し、25 測線の弾性波速度を測定した。3 次元的な弾性波速度分布は、土岐花崗岩がほぼ横等方性体に近いことを示していた。
- (5) 静的ポアソン比、動的ポアソン比および $(V_{pmax}/V_{pmin} - 1)$ で定義される速度異方性という岩石物性値と、水圧破碎試験で測定した初期応力との間には類似した分布傾向が認められた。これらの岩石物性値の深度分布を支配する主要な因子は、岩石に含まれる配向性のマイクロクラックの発達の程度であること、そして、マイクロクラックの成因を究明するためには、初期応力分布が既知である岩盤から方位が既知のコアを採取し、そのコアを用いて ASR 法およびマイクロクラックの分布測定をおこなうことが必要であることを指摘した。
- (6) 直交異方性岩盤内でおこなった水圧破碎試験に等方弾性体の解を適用したとき、ボーリング孔の壁面にき裂が発生する圧力およびき裂が発生する位置にどの程度の誤差が生じるか検討し、水平面内の最大主応力の方位に及ぼす誤差は工学的には無視できることを示した。また、孔壁が破壊する圧力の大きさ P_b に関しては、等方性の解に基づく誤差は $\pm 30\%$ 程度であるが、通常の水圧破碎試験のデータ解析では初期応力の算定

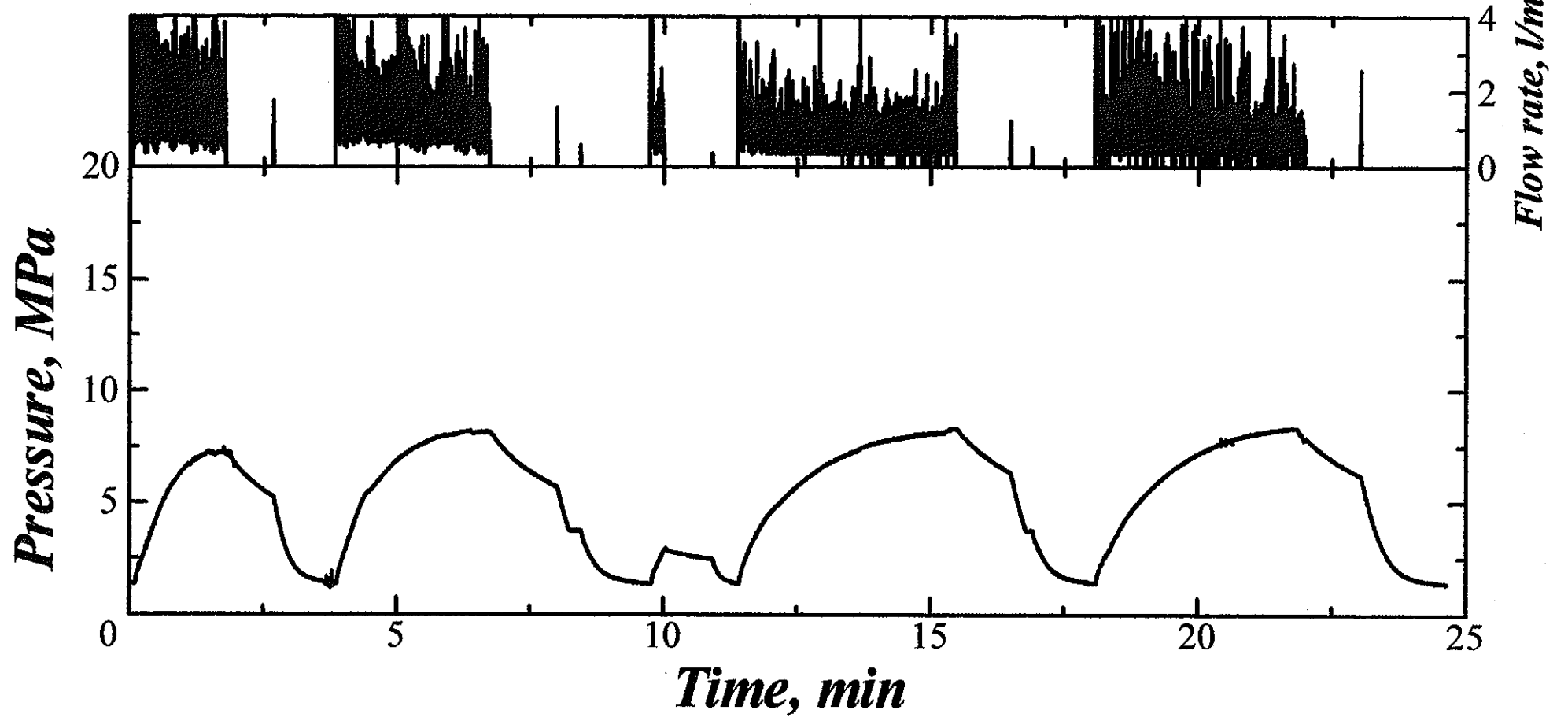
に P_b は用いないので、測定データの品質保証の観点では問題にならないと考えられる。

APPENDIX I

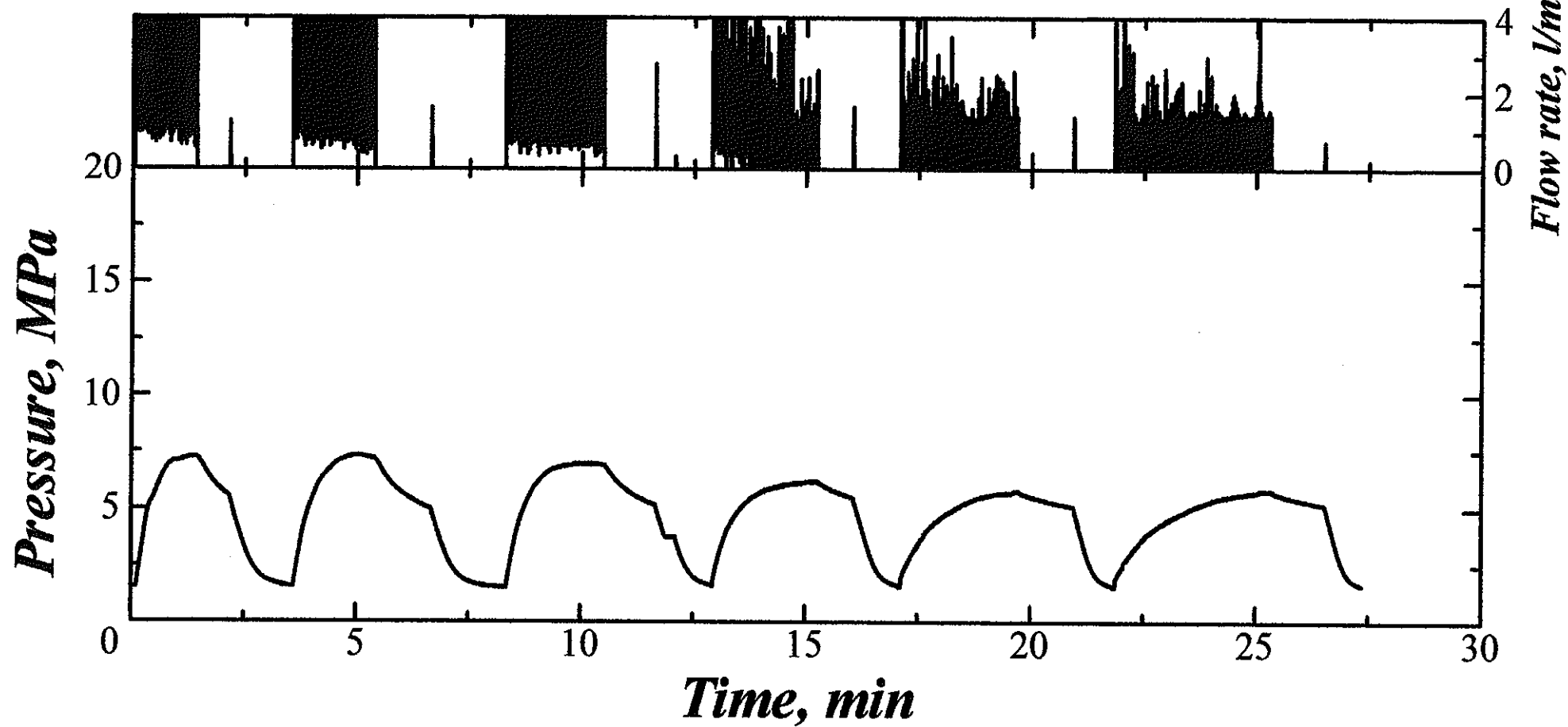
圧力-時間、流量-時間曲線

1-V

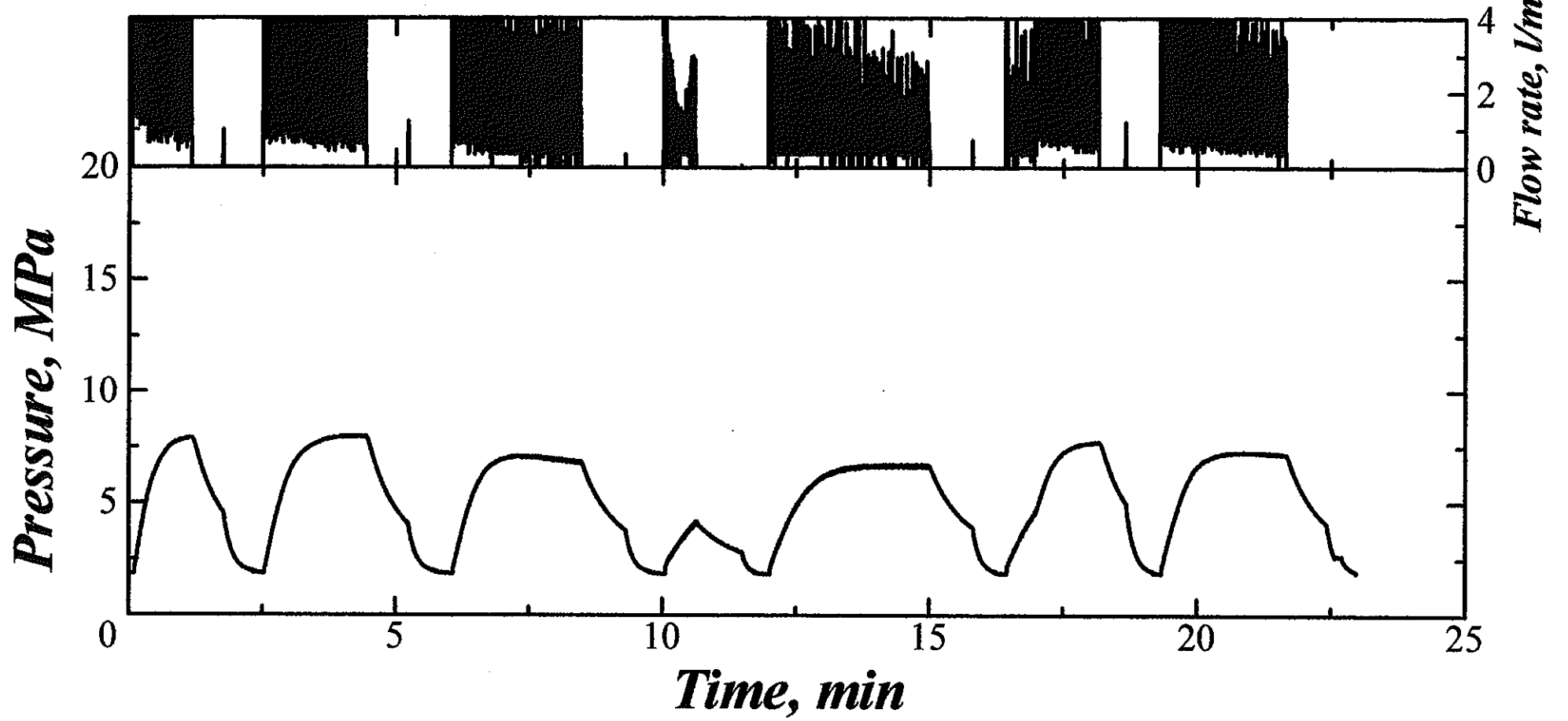
MIU-2 138.2m



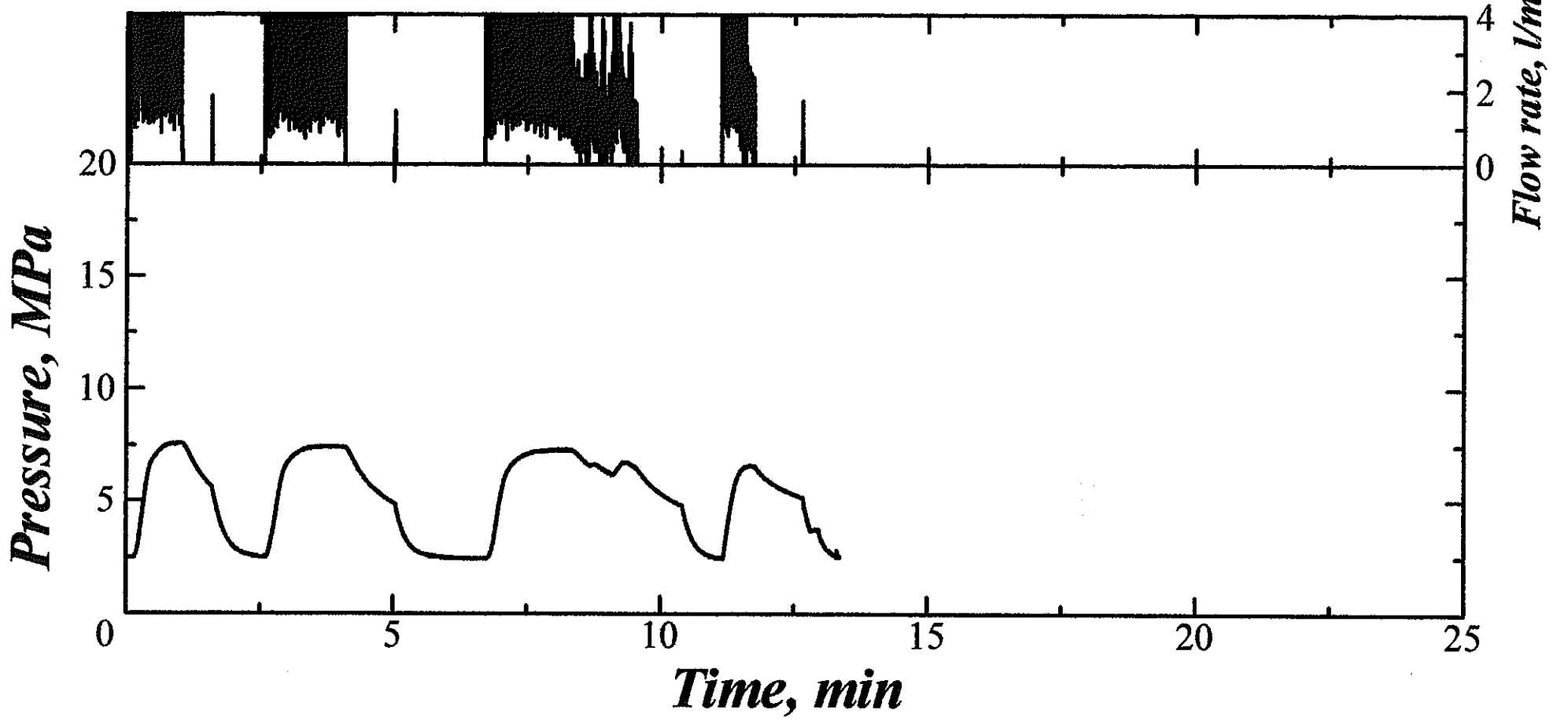
MIU-2 158.0m



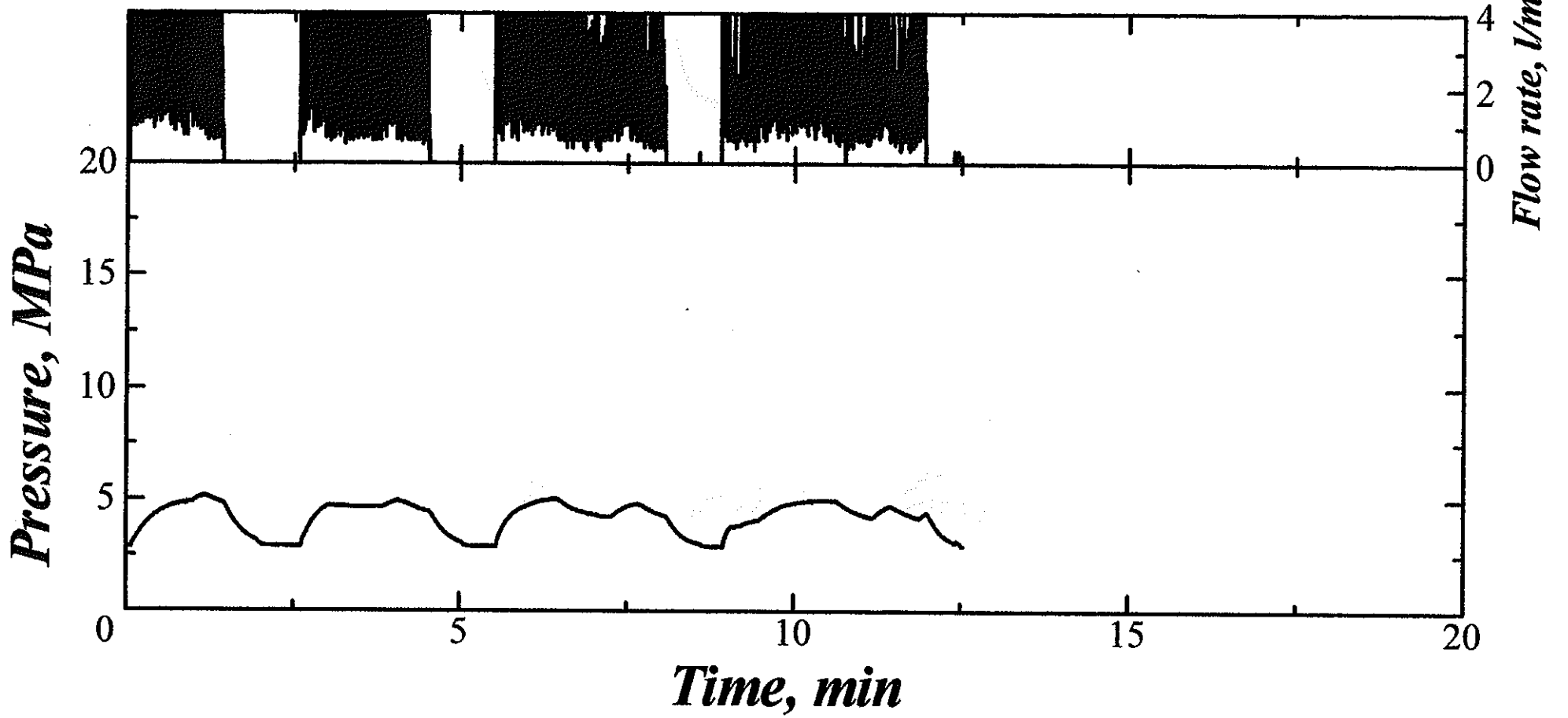
MIU-2 187.3m



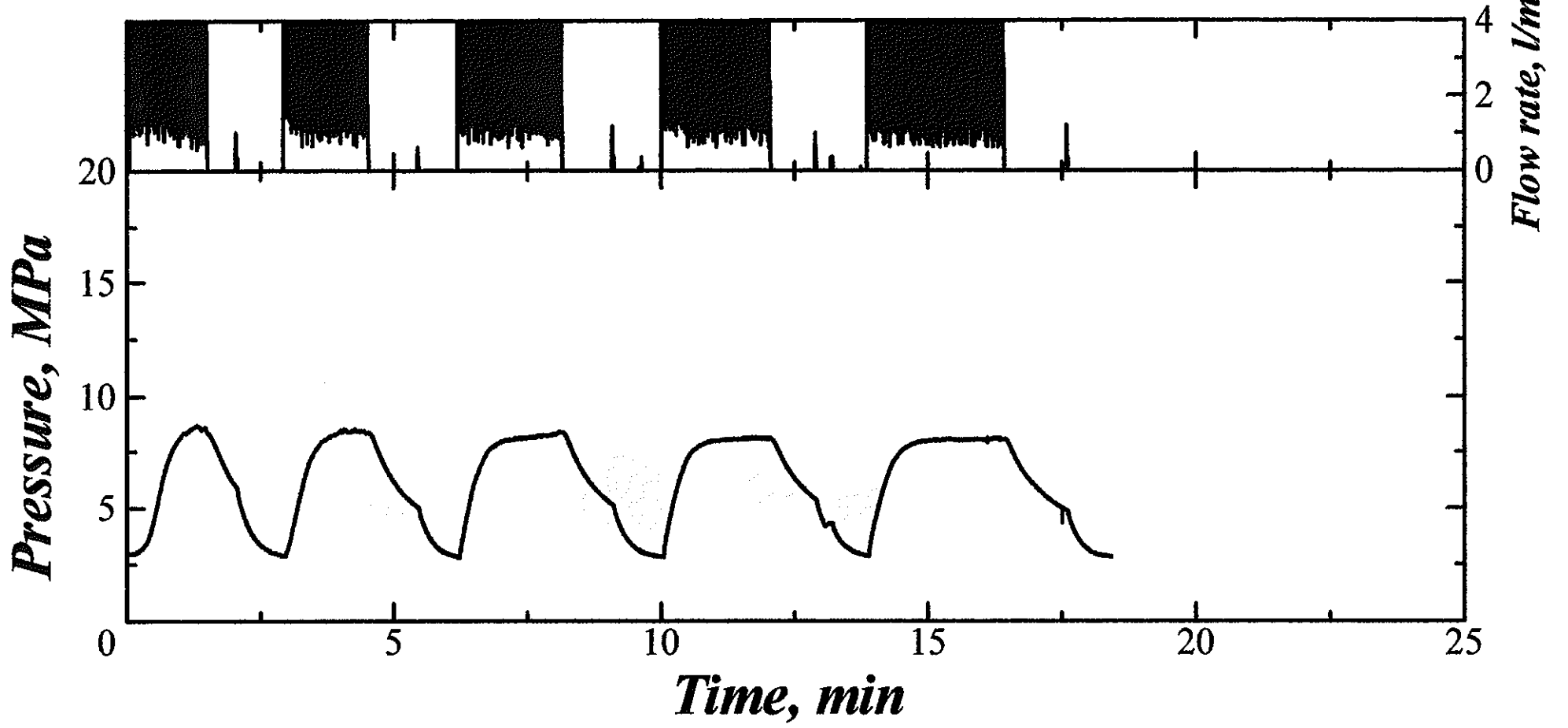
MIU-2 254.0m



MIU-2 294.0m

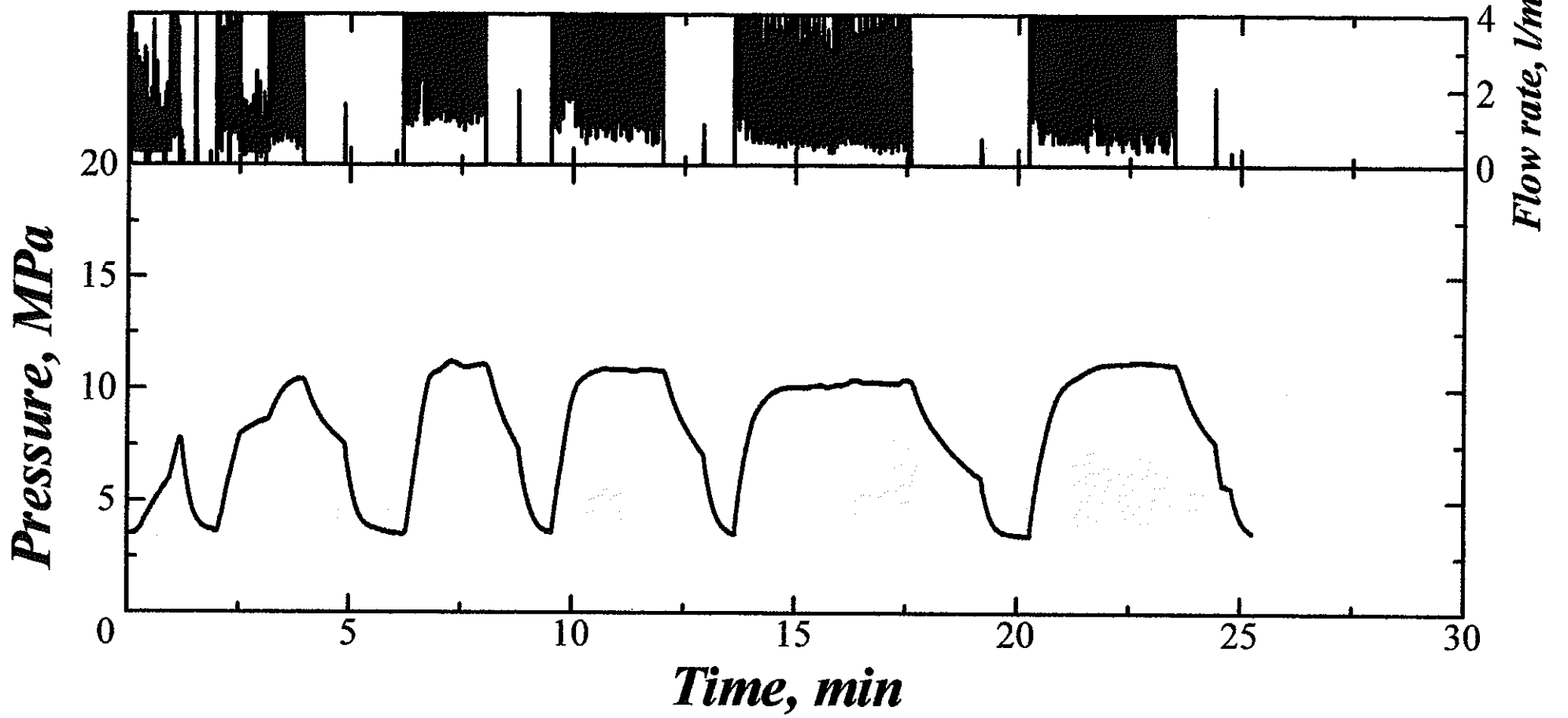


MIU-2 301.5m

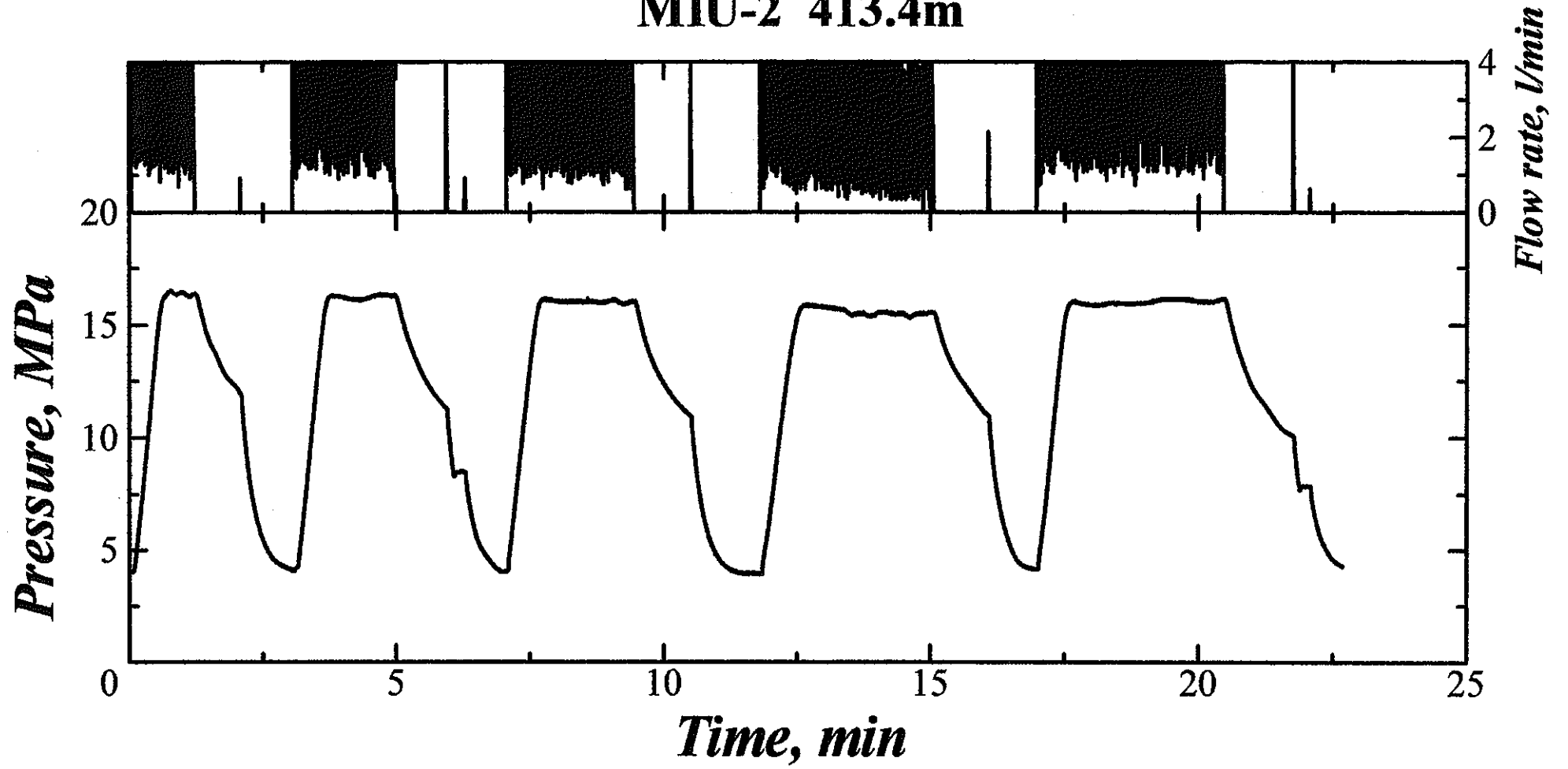


MIU-2 356.4m

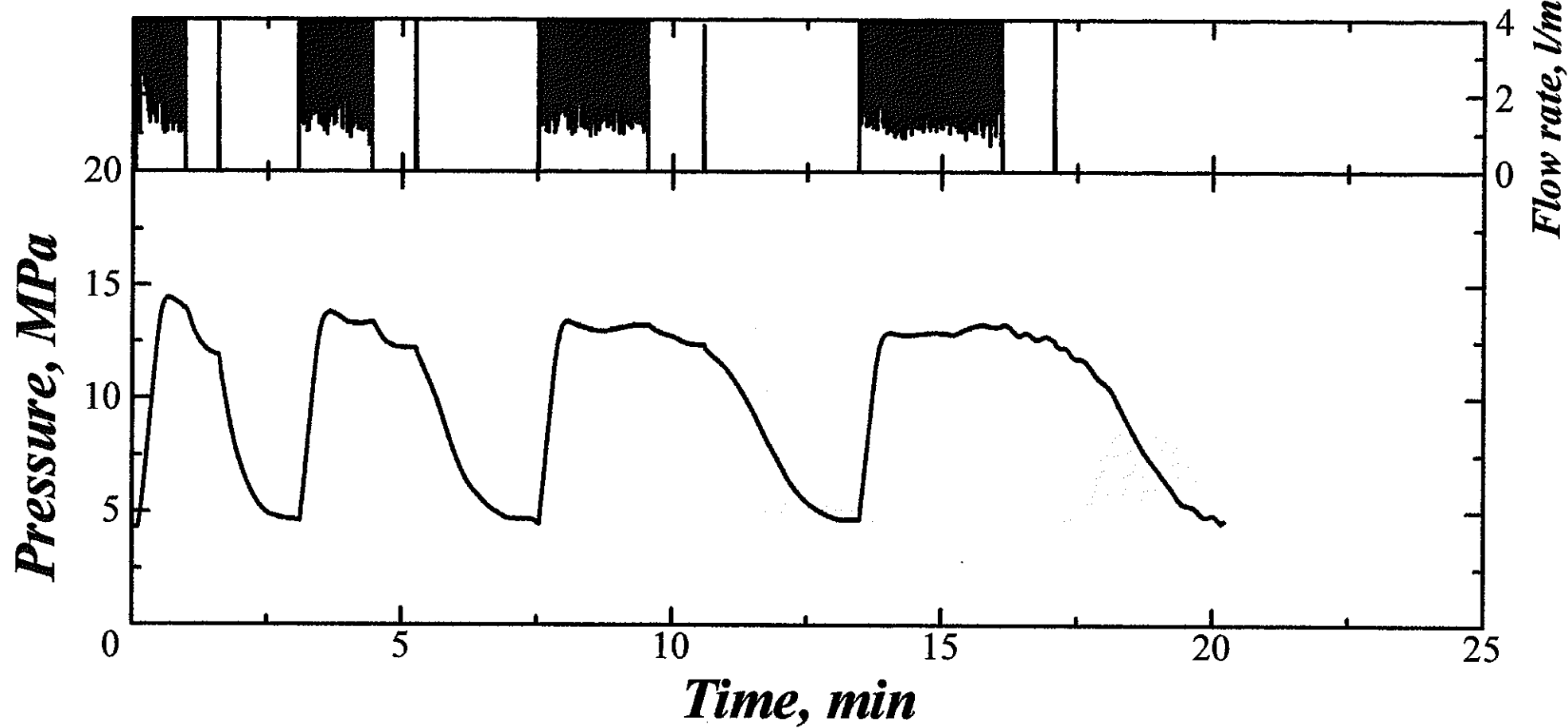
A-7



MIU-2 413.4m

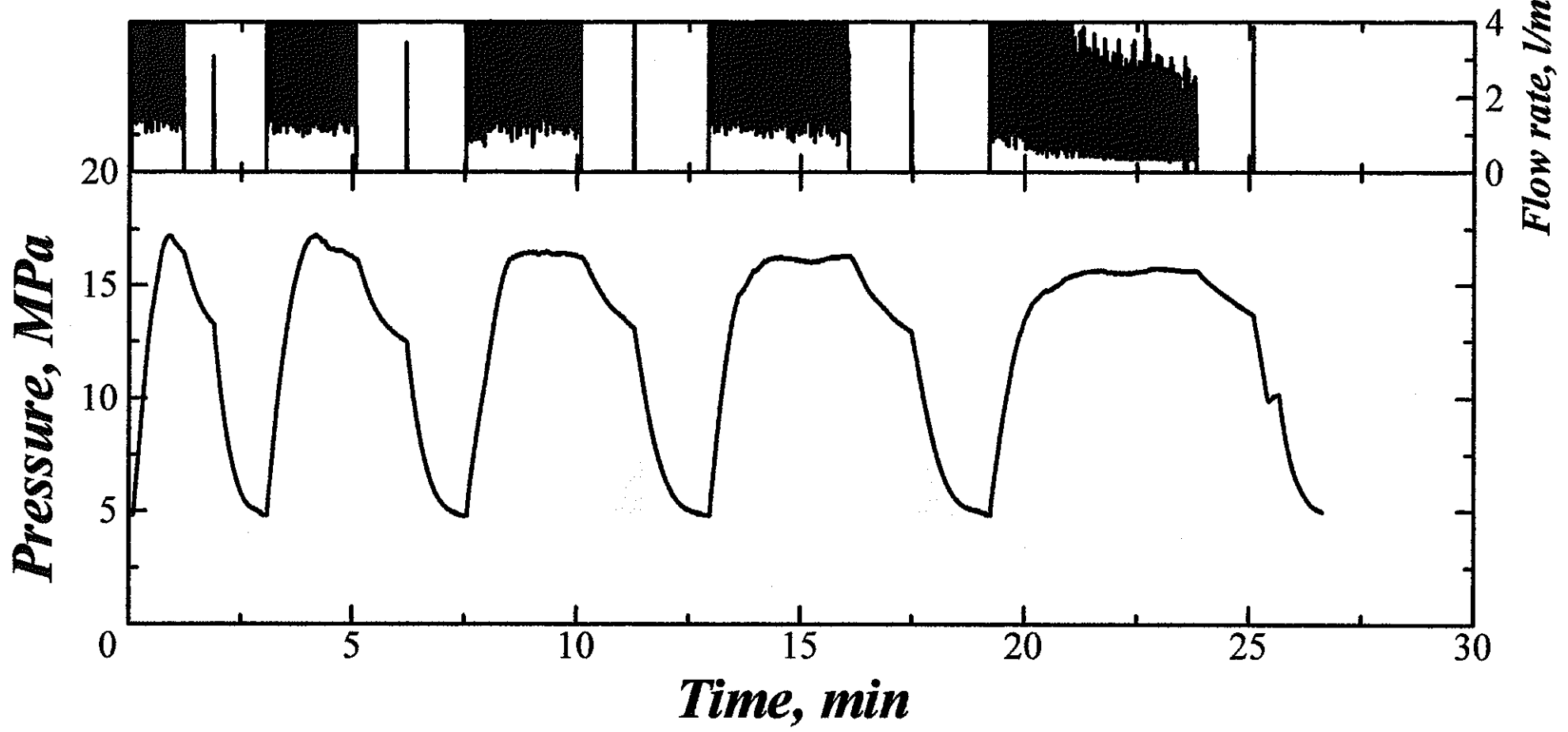


MIU-2 452.0m

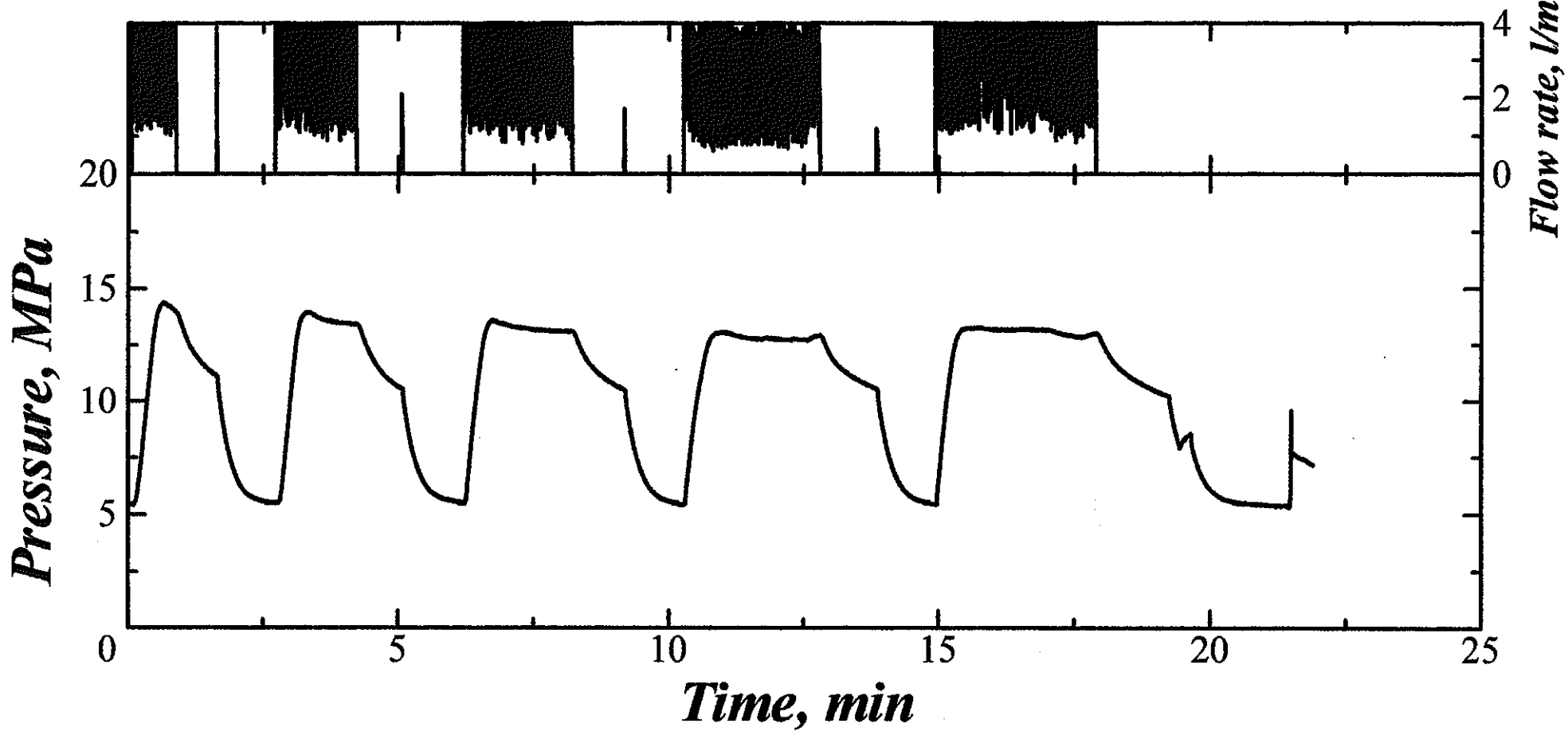


A-10

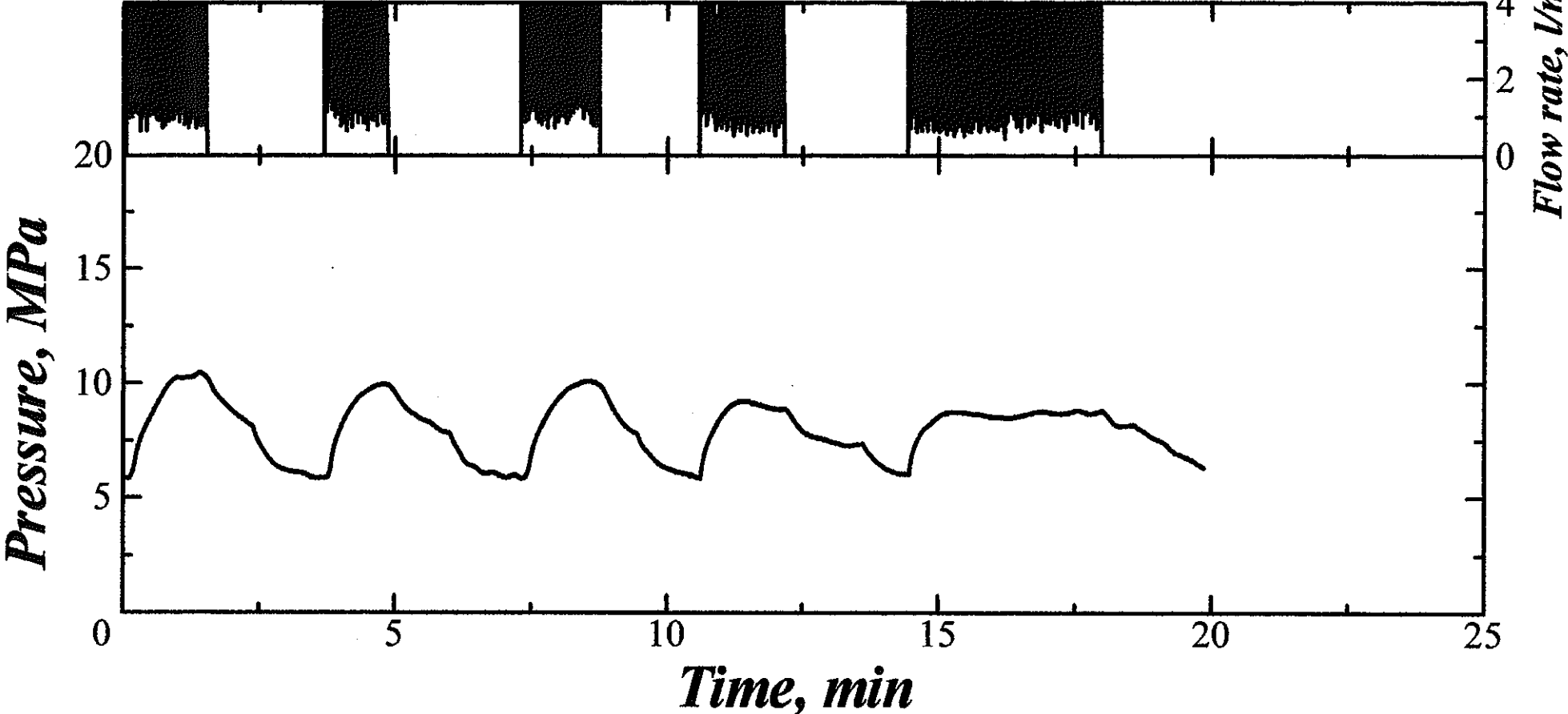
MIU-2 491.0m



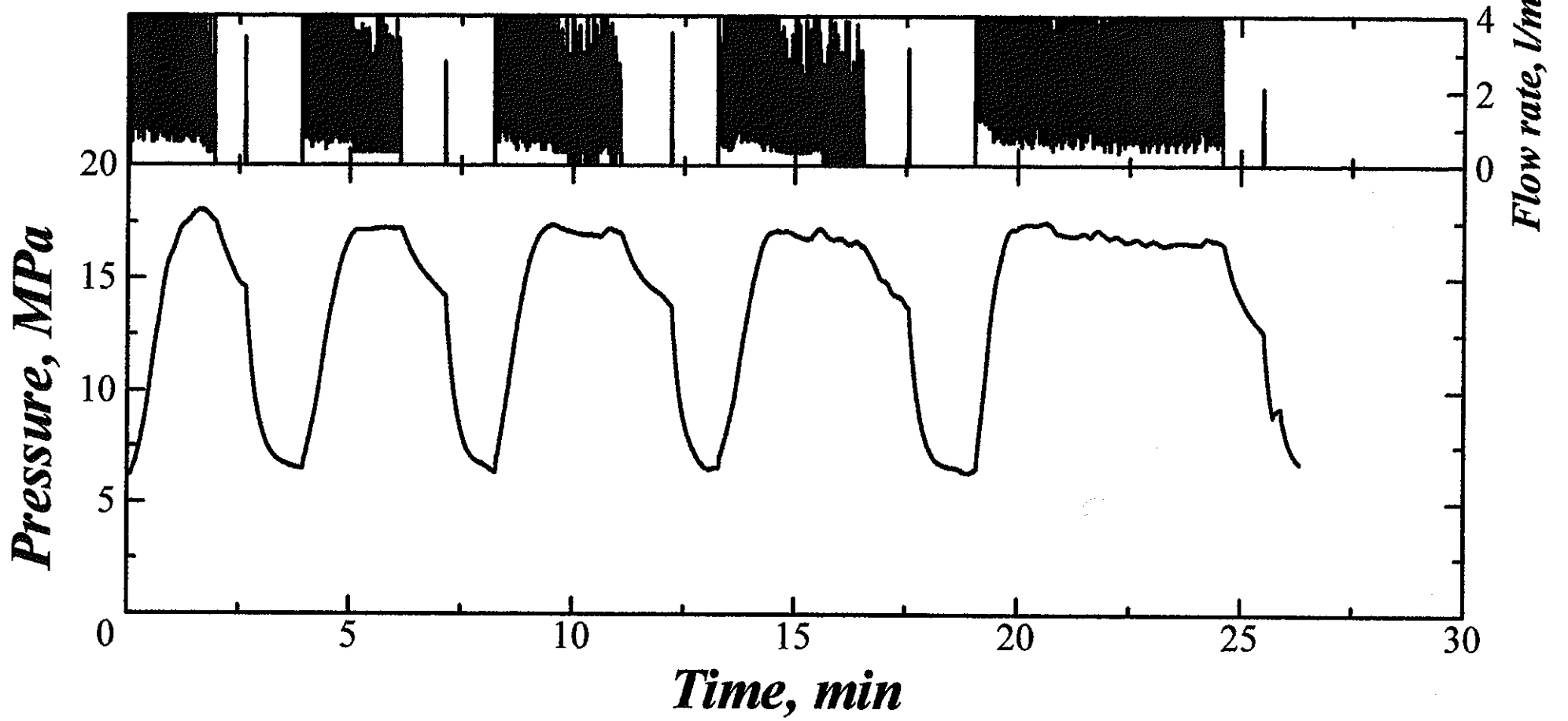
MIU-2 555.0m



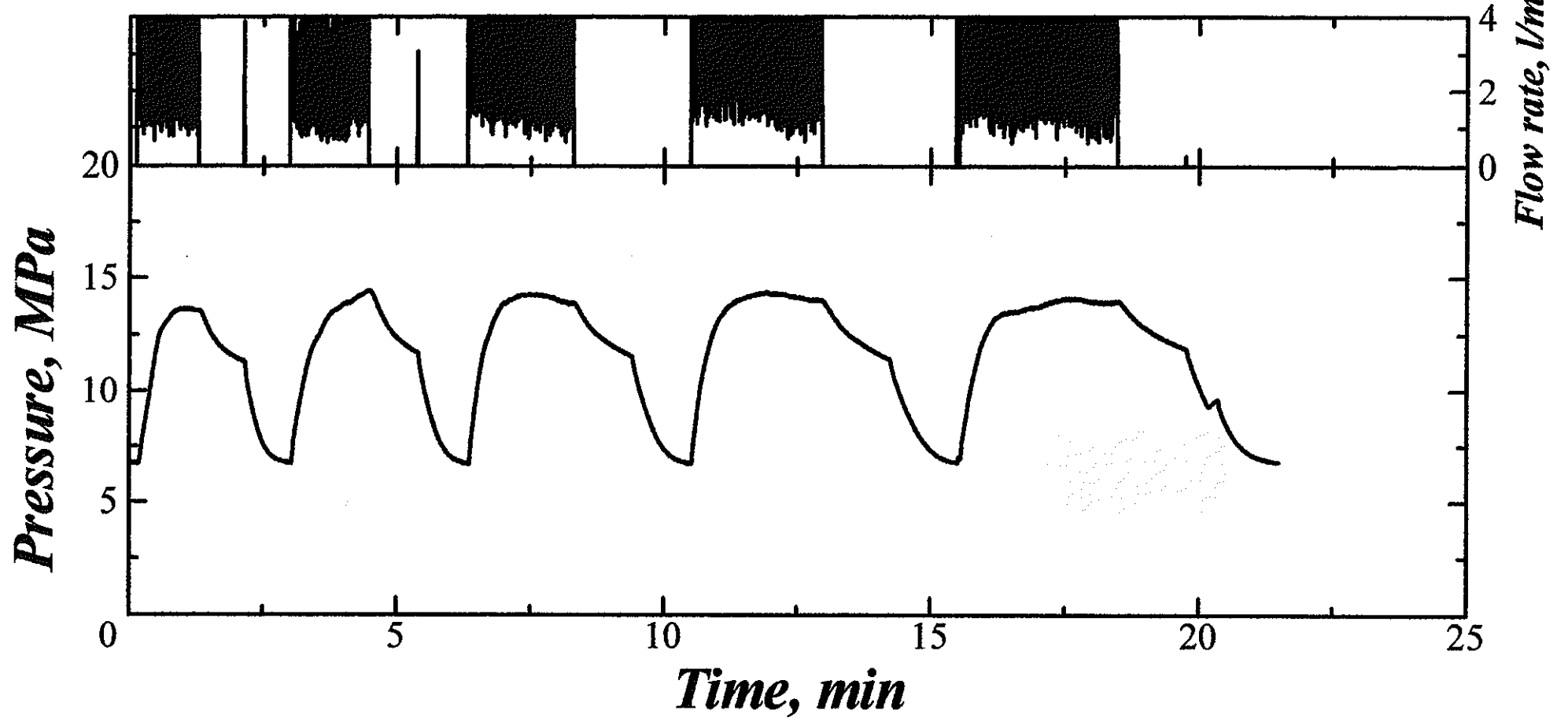
MIU-2 604.0m



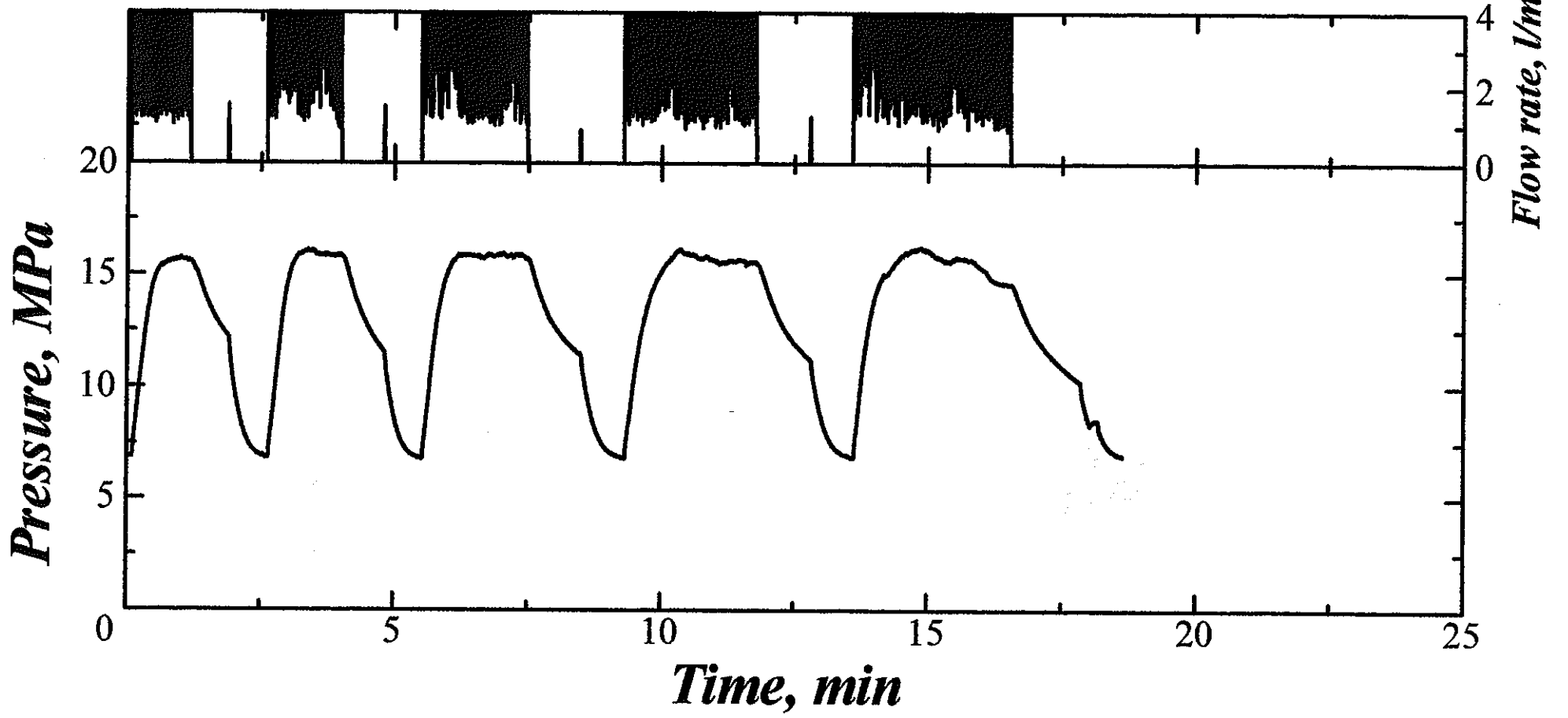
MIU-2 651.0m



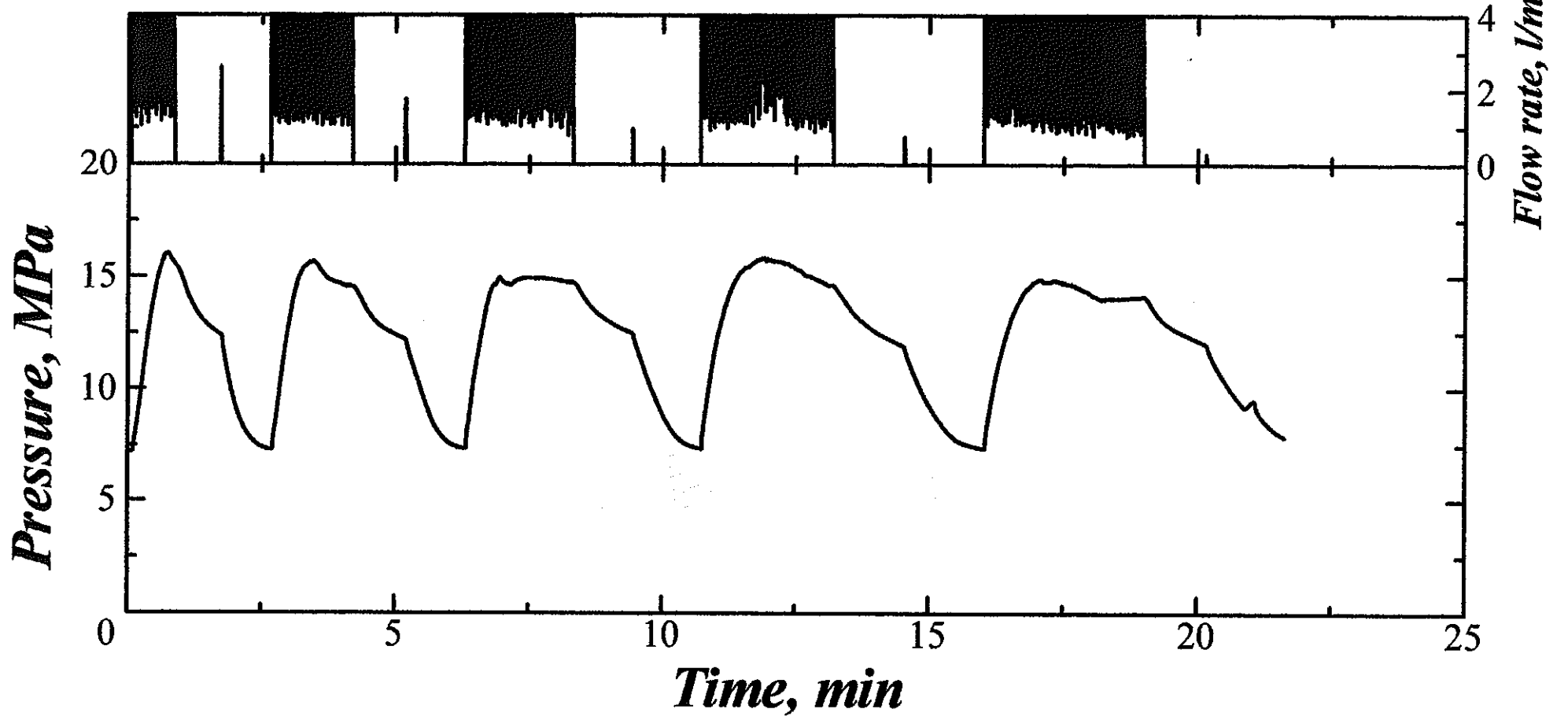
MIU-2 682.0m



MIU-2 698.5m

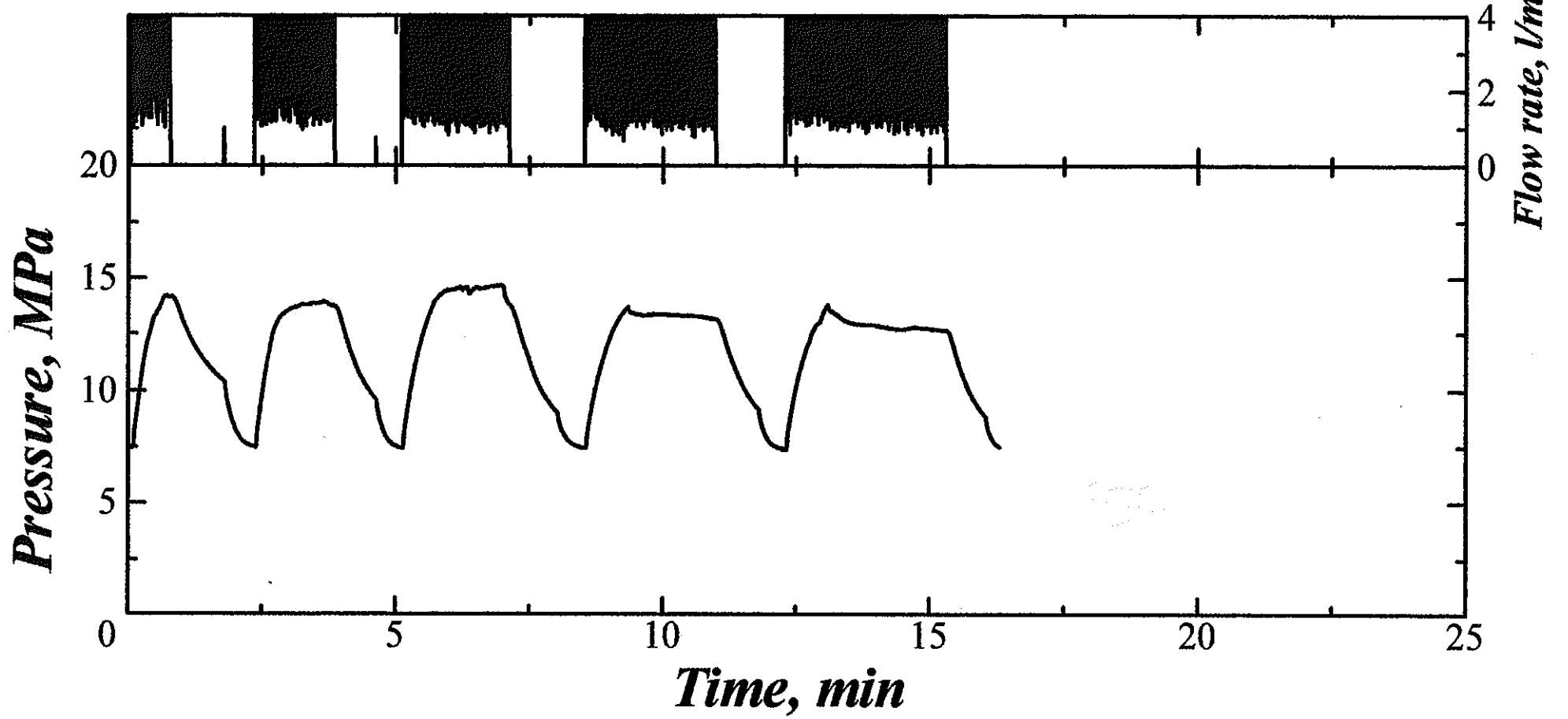


MIU-2 733.7m

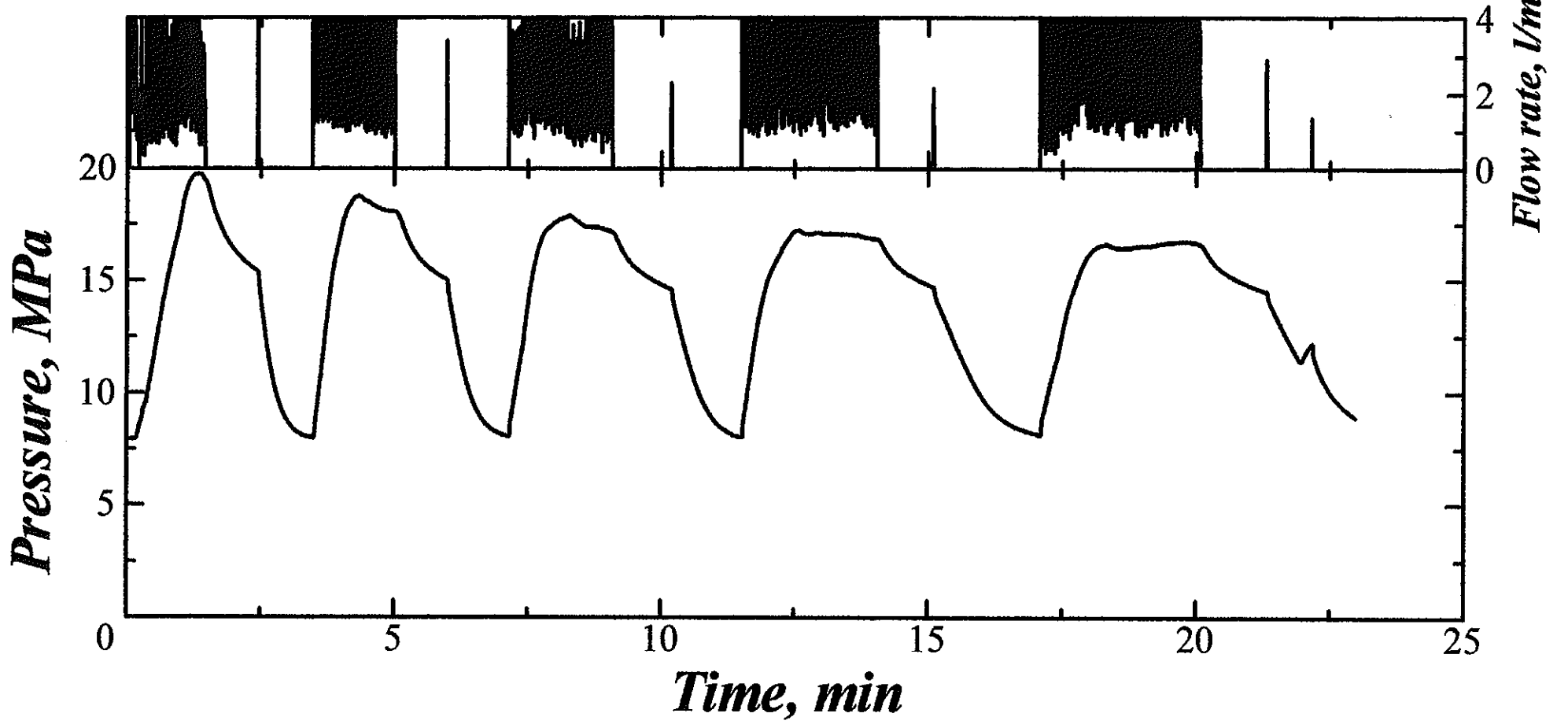


A-17

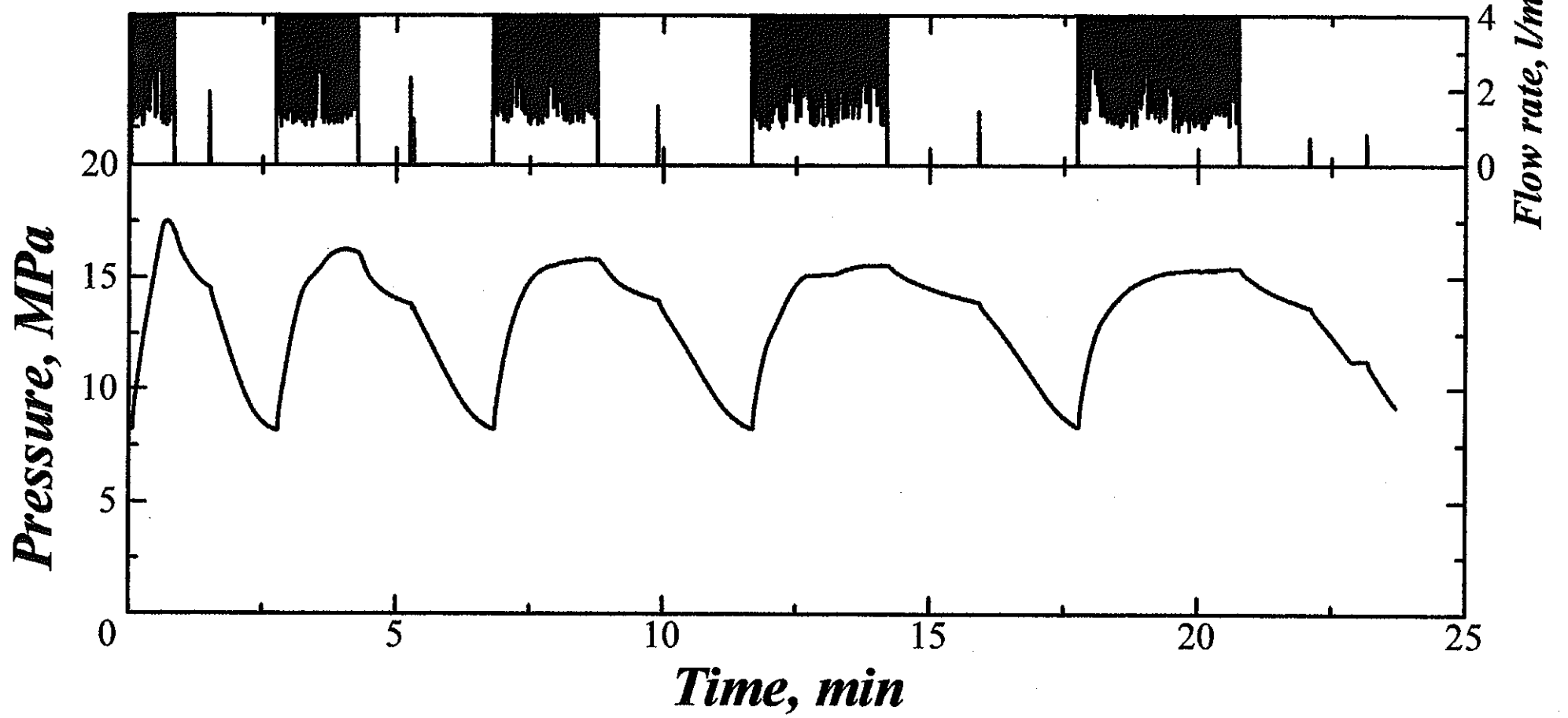
MIU-2 761.3m



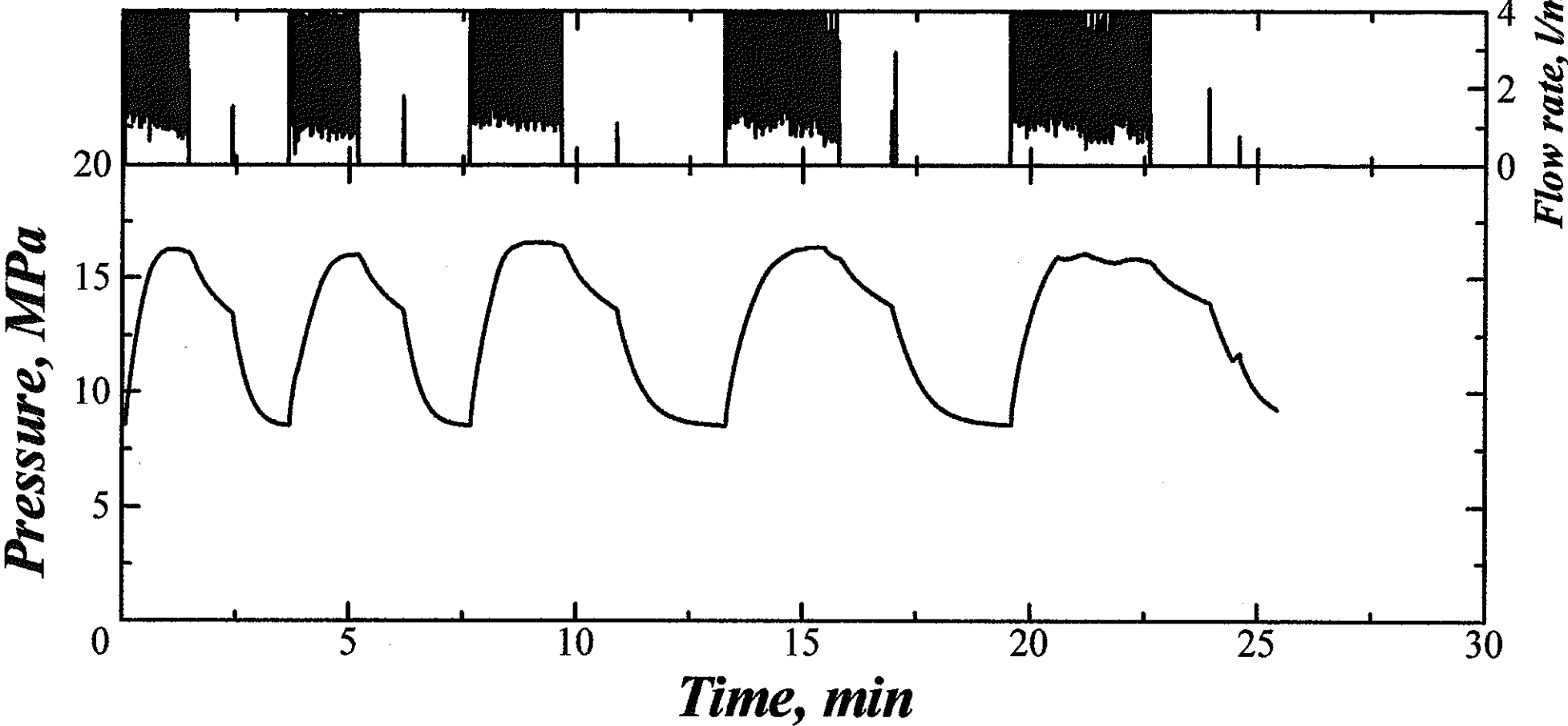
MIU-2 811.3m



MIU-2 837.7m

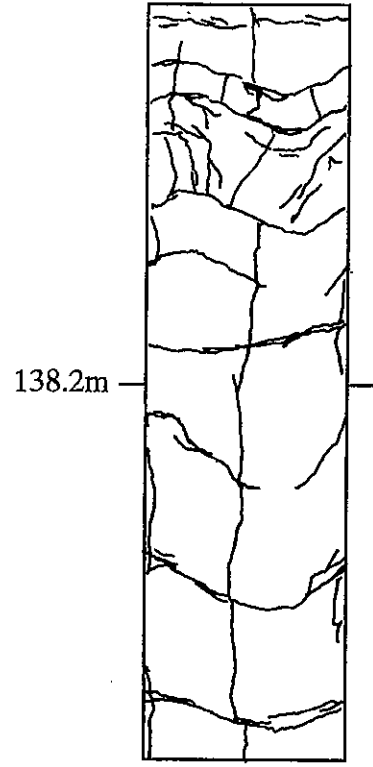


MIU-2 878.1m

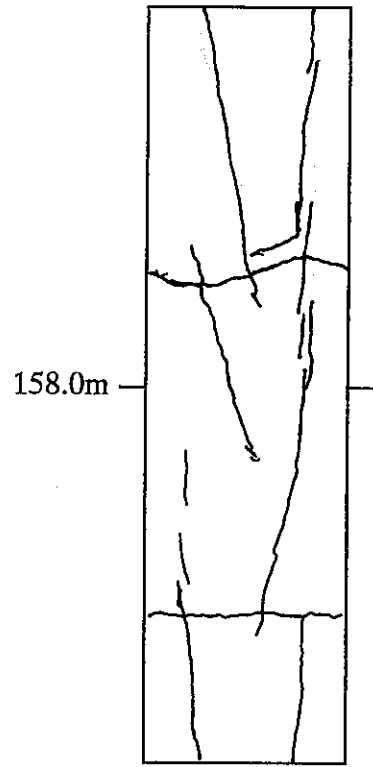


APPENDIX II

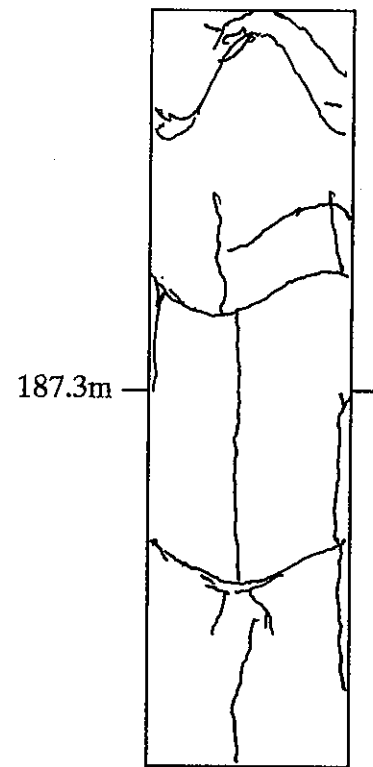
水圧破碎によって造成されたき裂のスケッチ
赤く着色したき裂が造成されたき裂



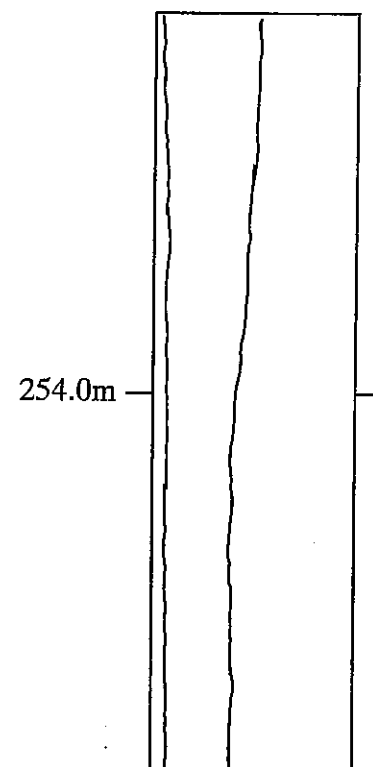
S7W



S84E

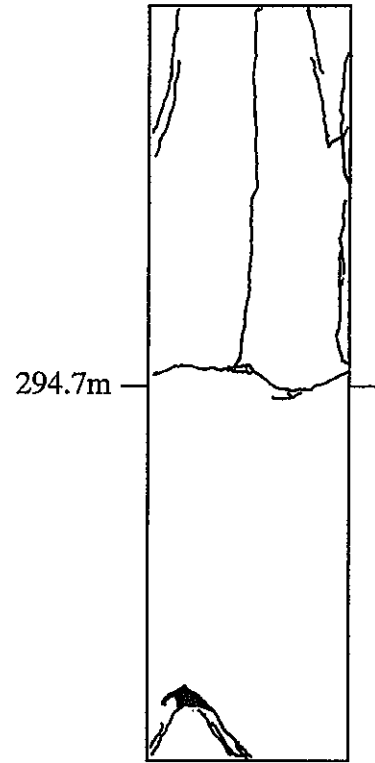


S45E

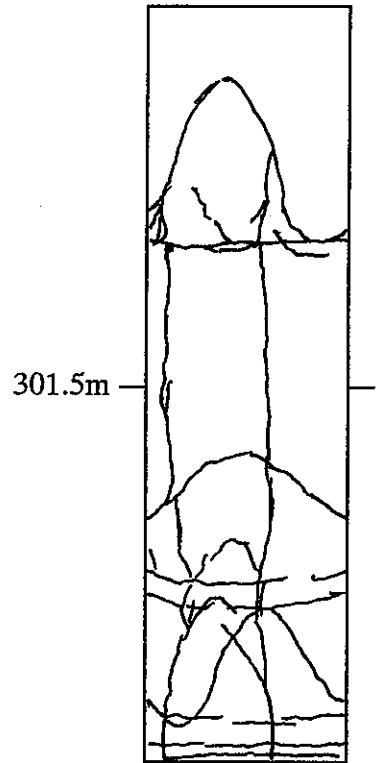


N15W

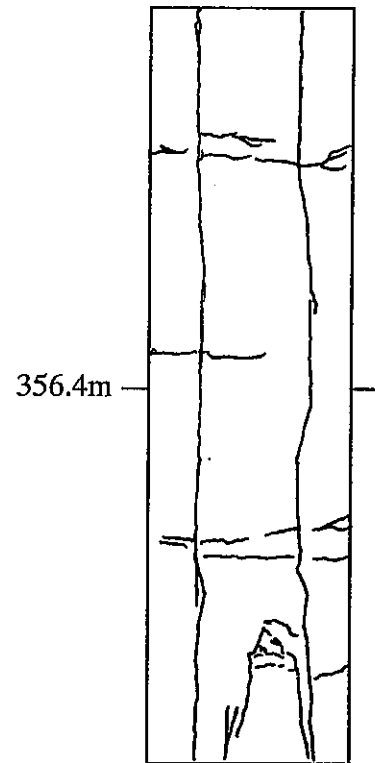




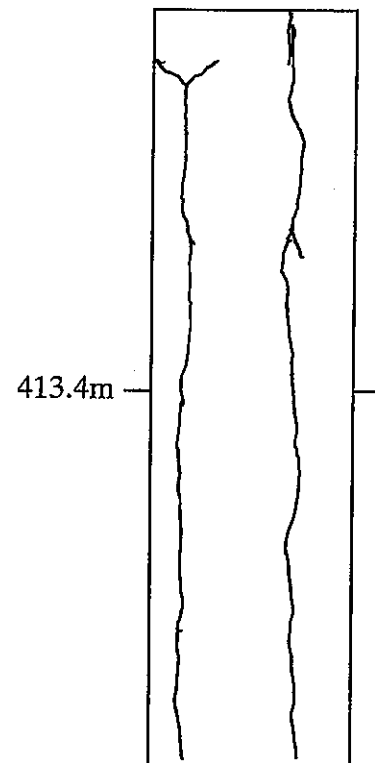
S65E



S21E

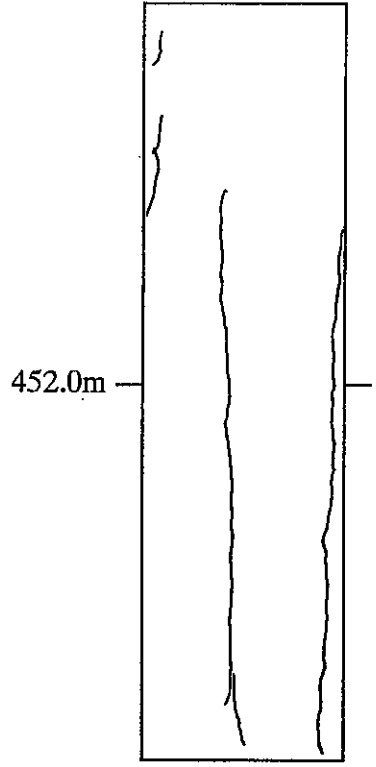


S35W

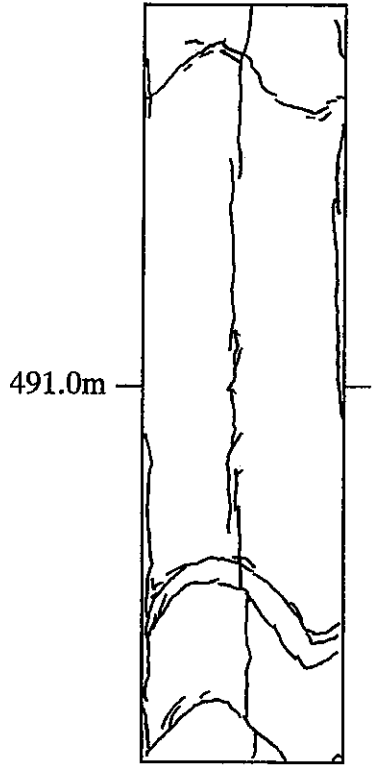


S57W

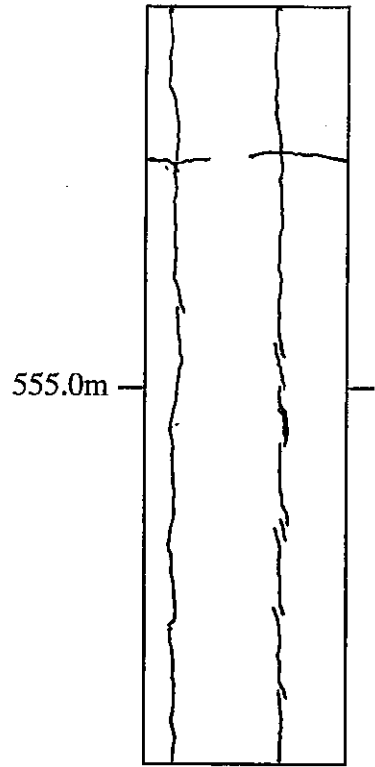




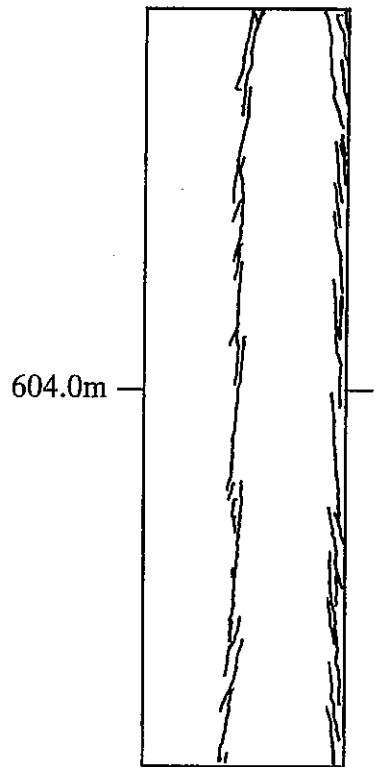
N40W



N65W

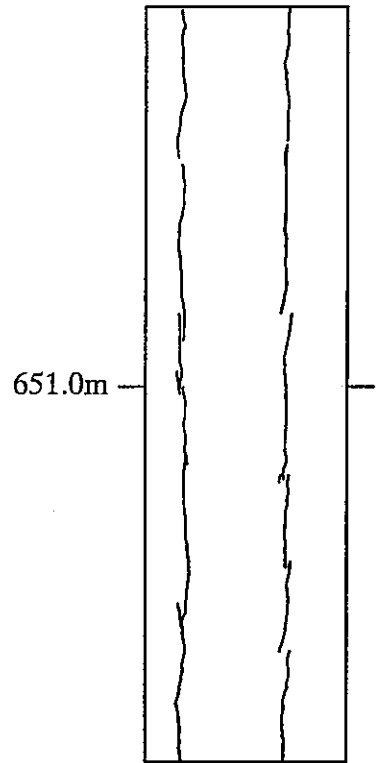


N8E

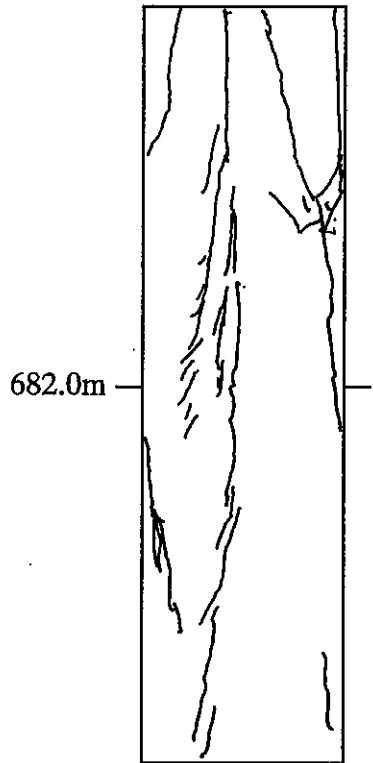


N61W

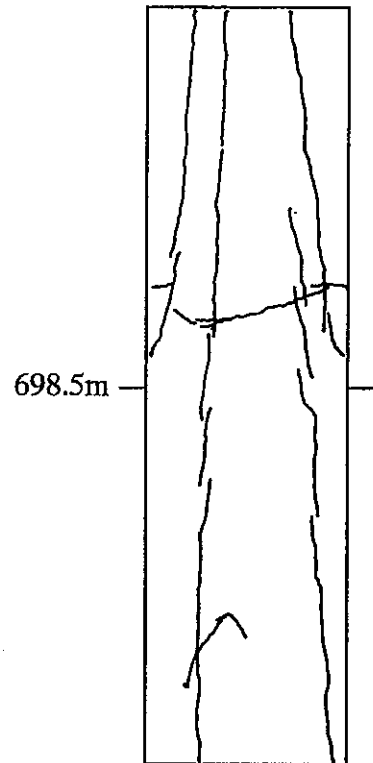




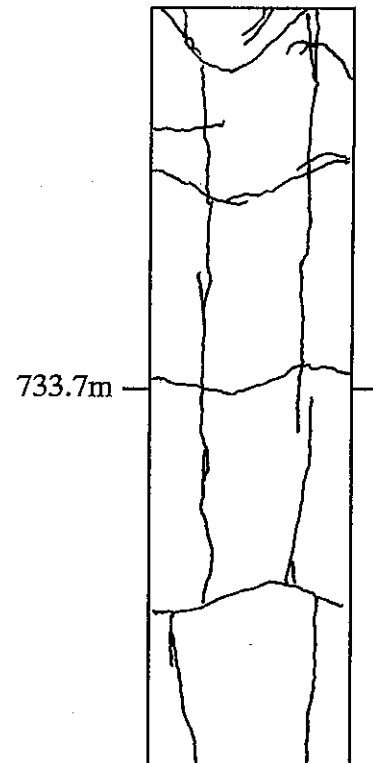
N10E



E

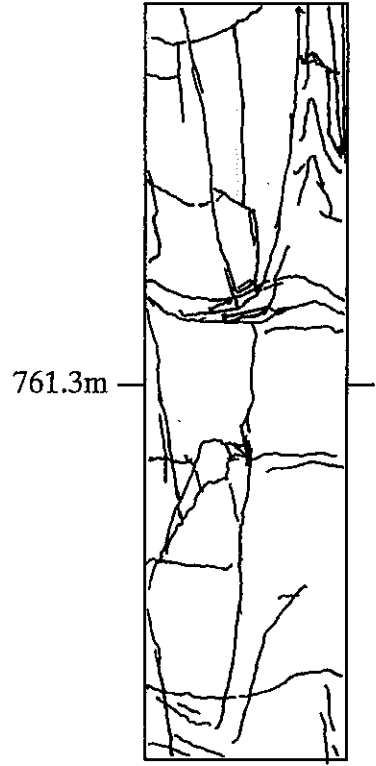


N83E

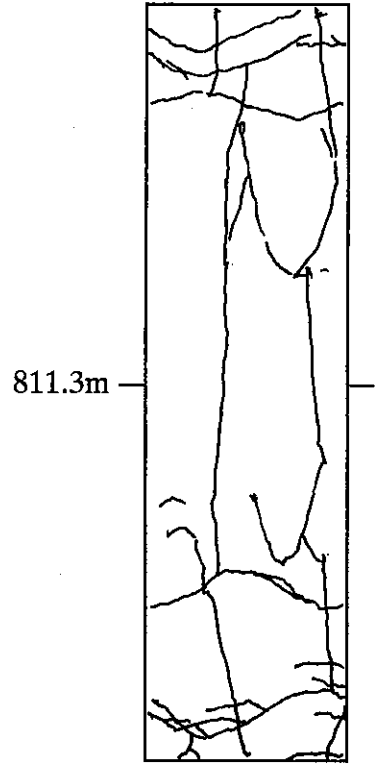


S54W

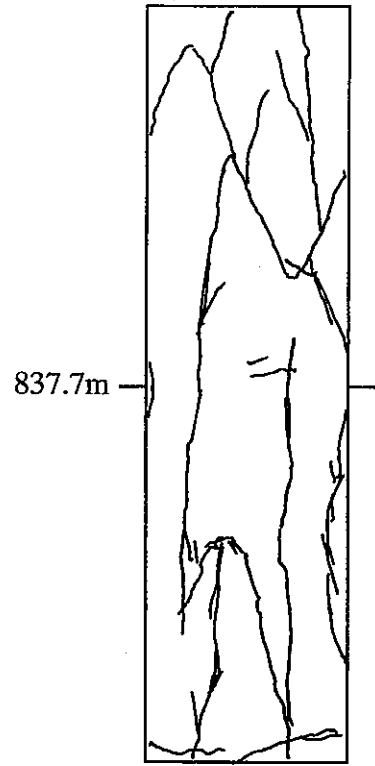




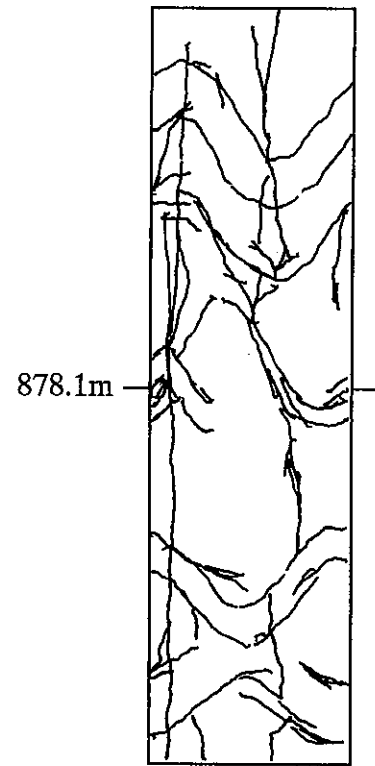
N40W



E



N51E

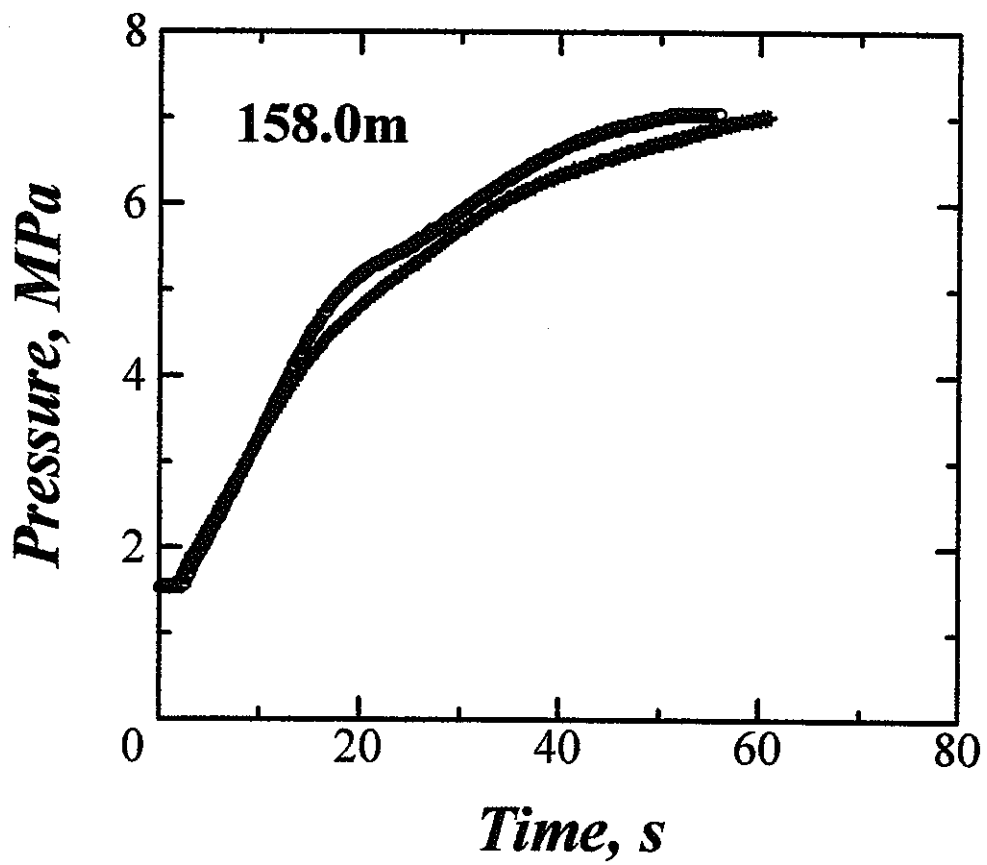
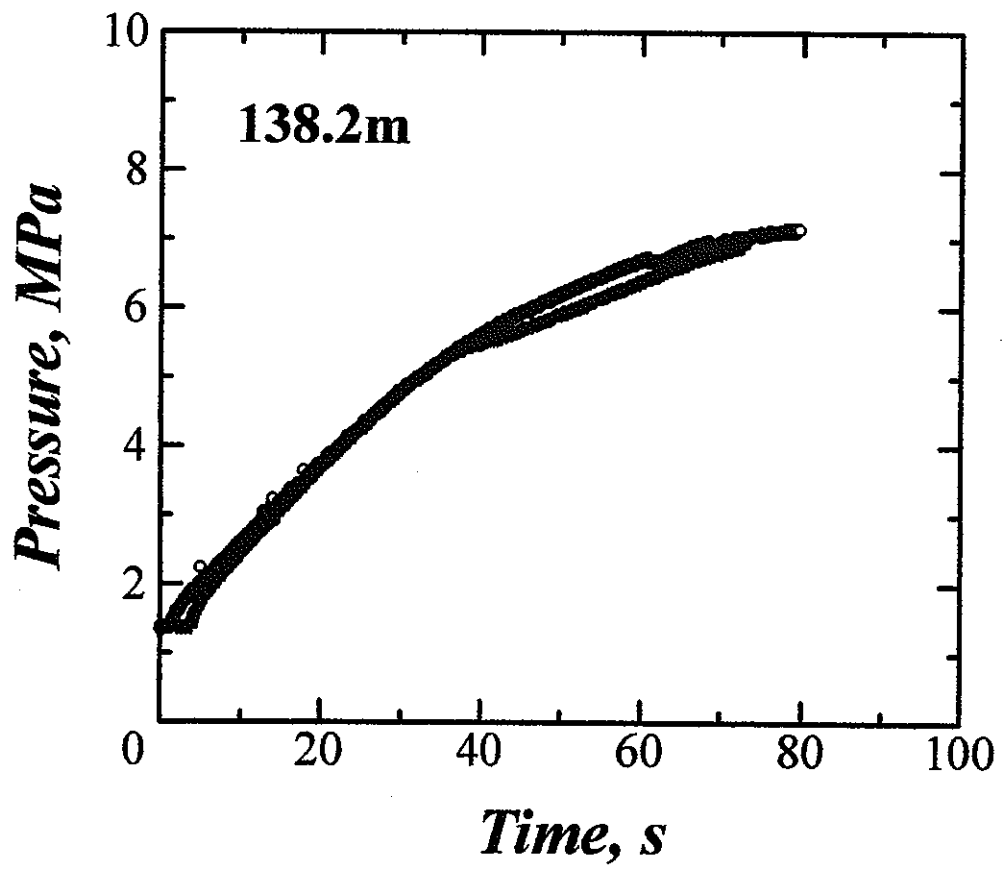


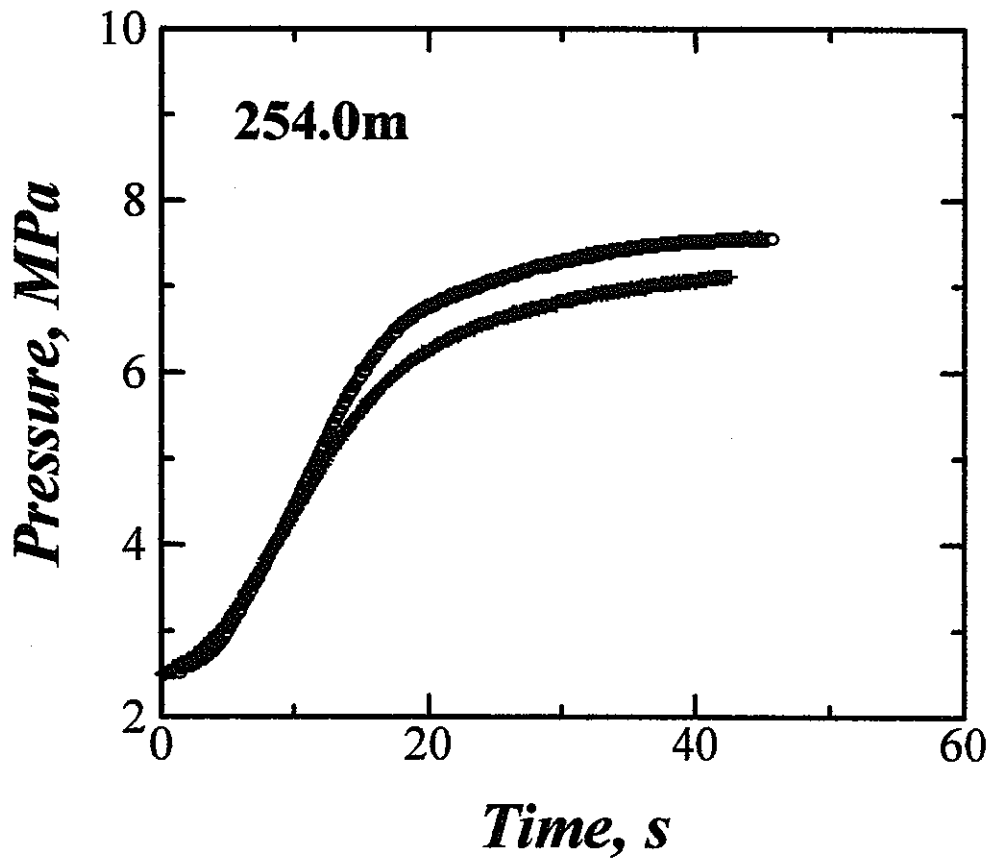
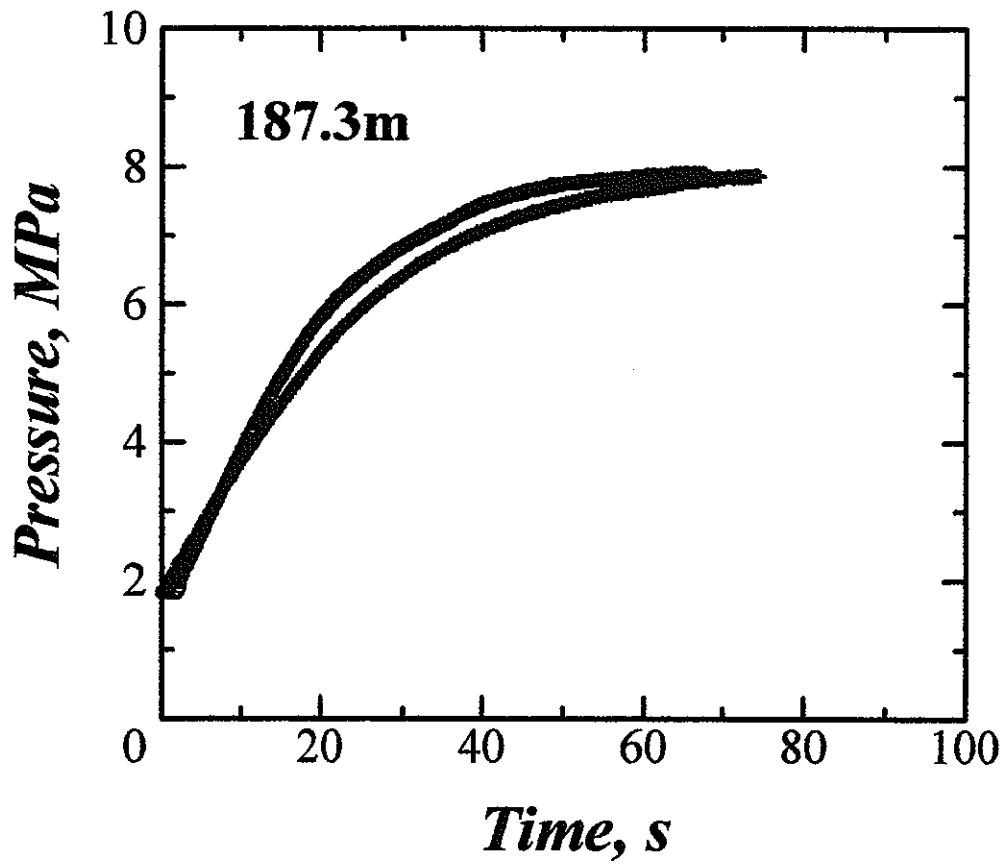
S10W

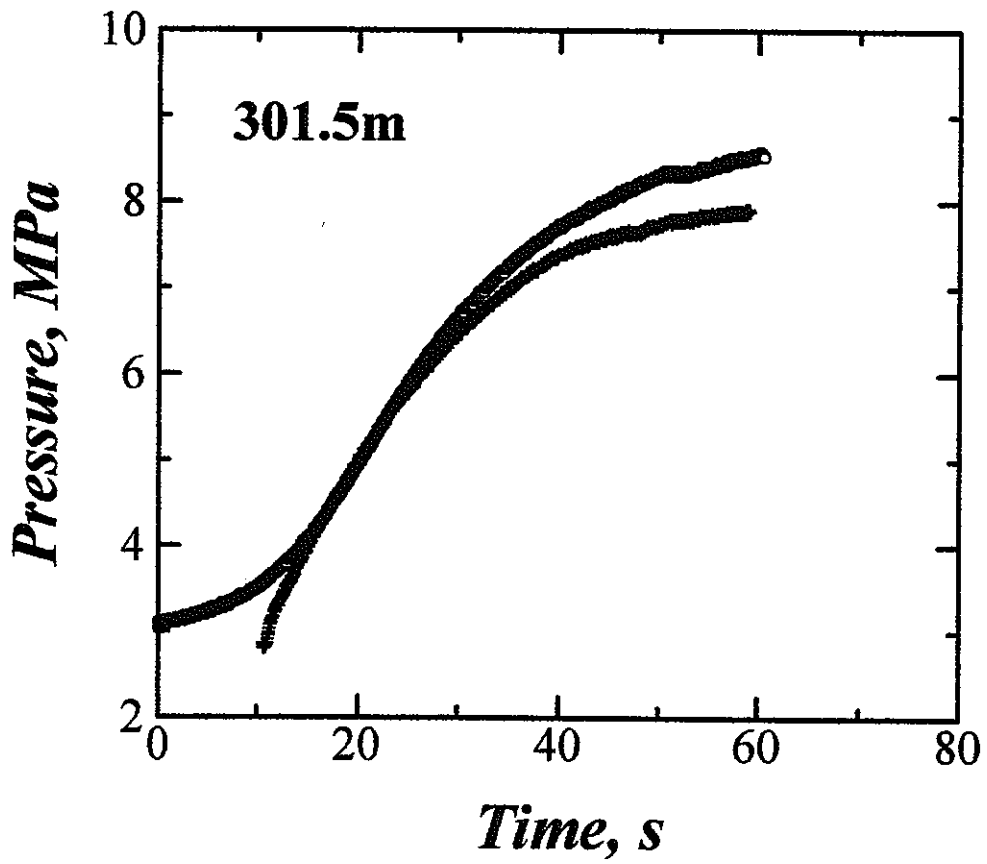
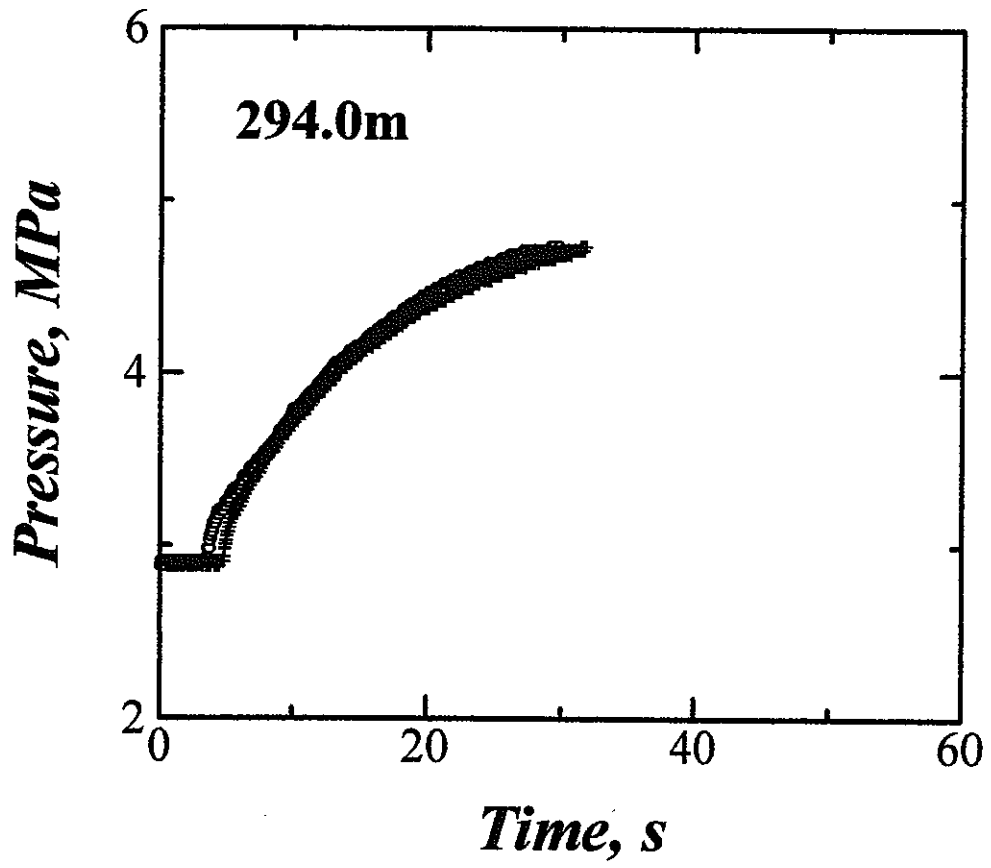


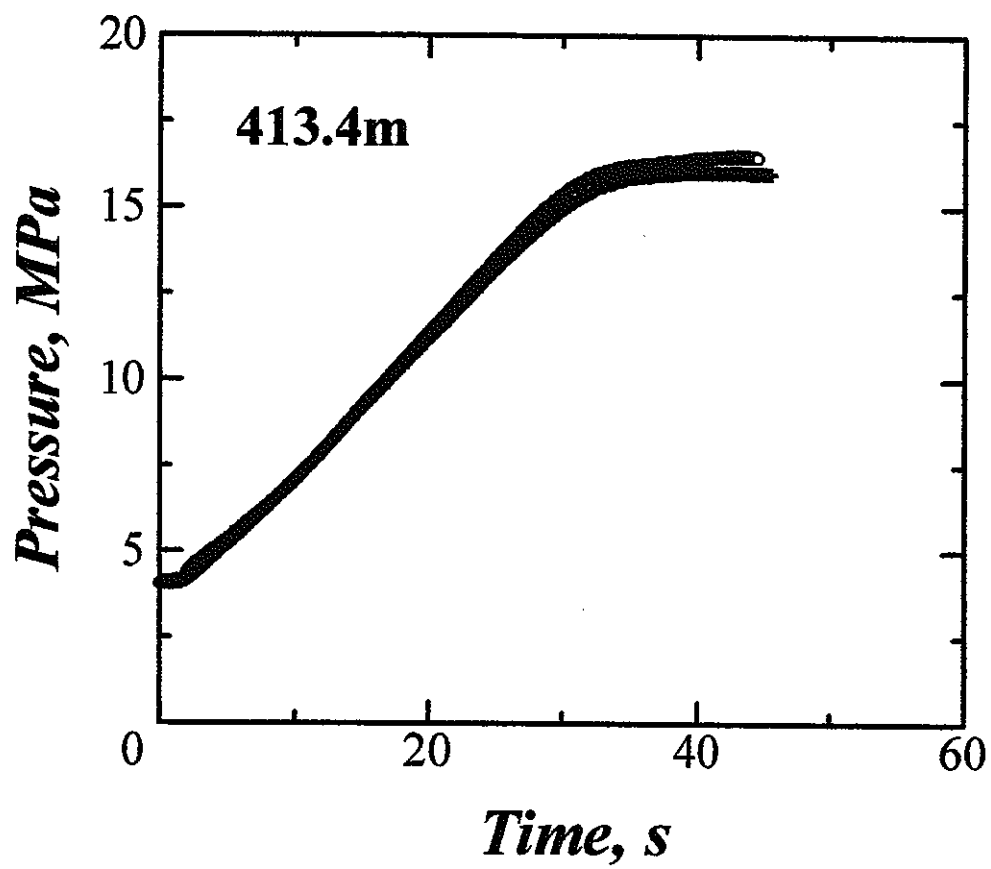
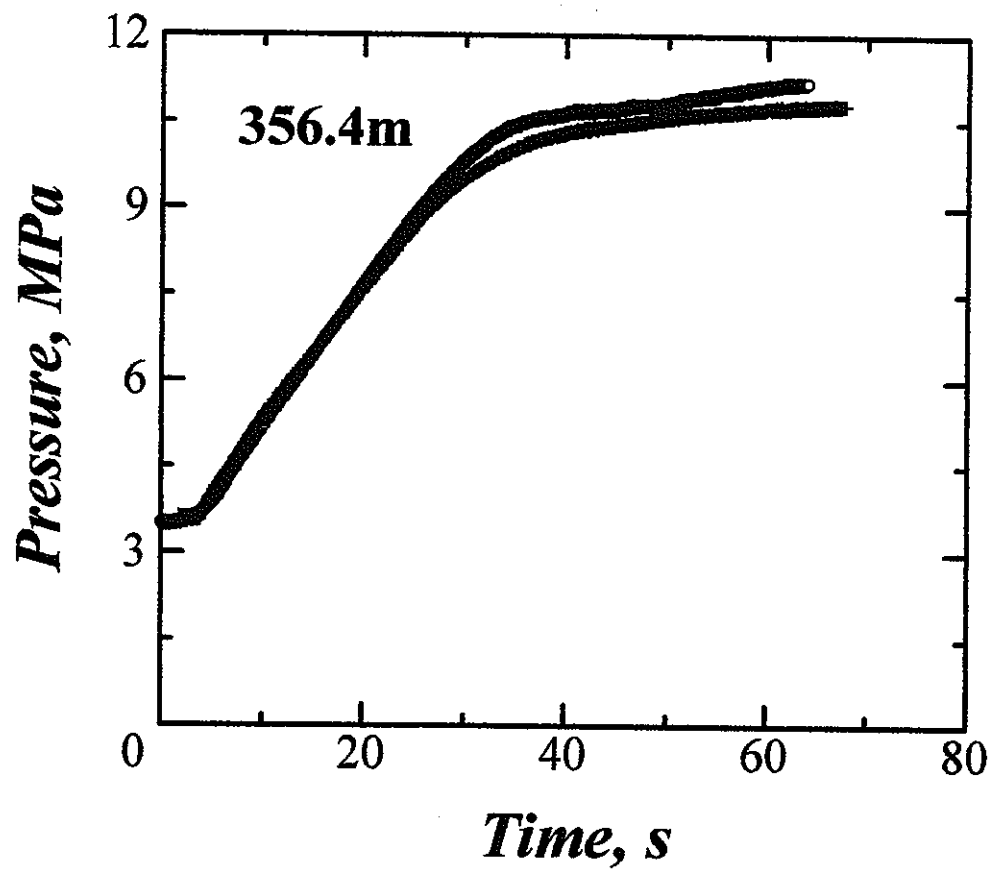
APPENDIX III

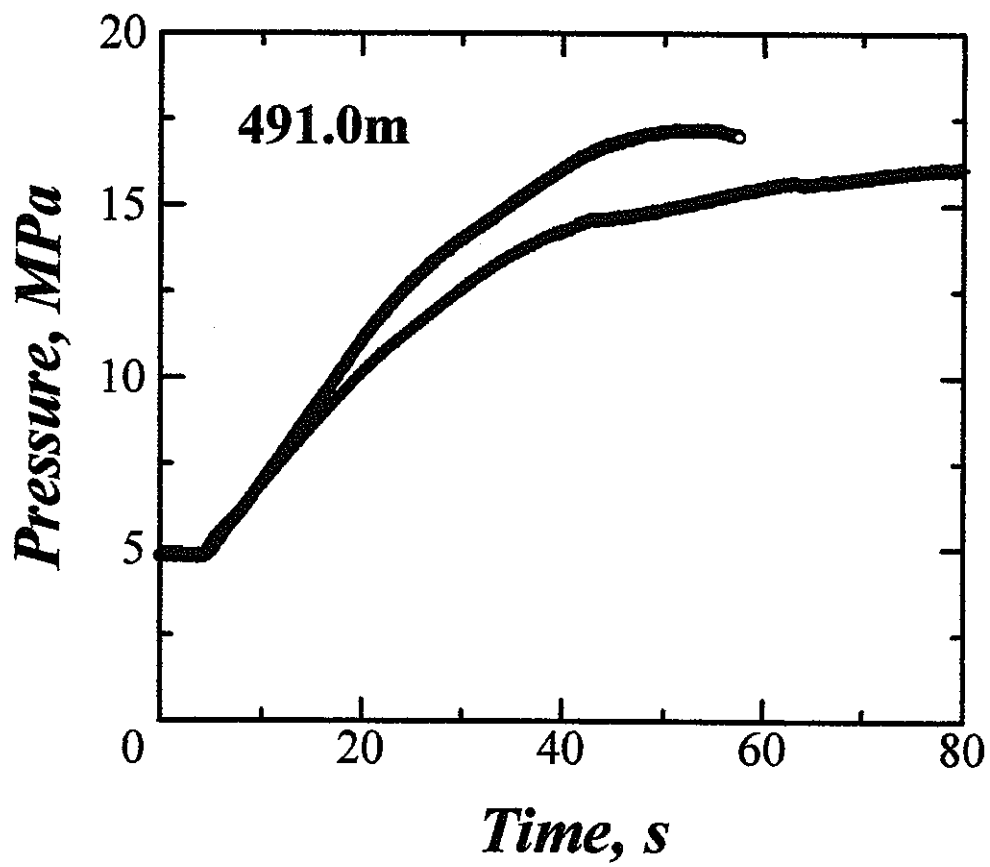
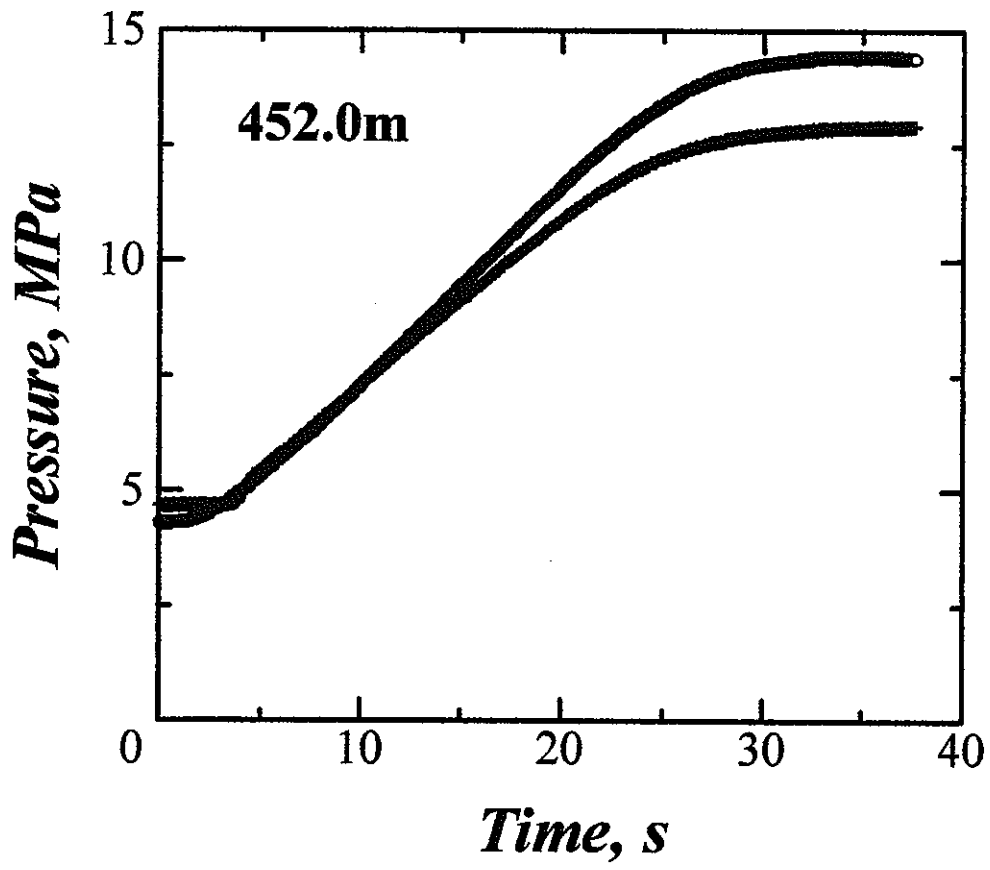
Breakdown および re-opening における圧力-時間曲線の重ね合わせ

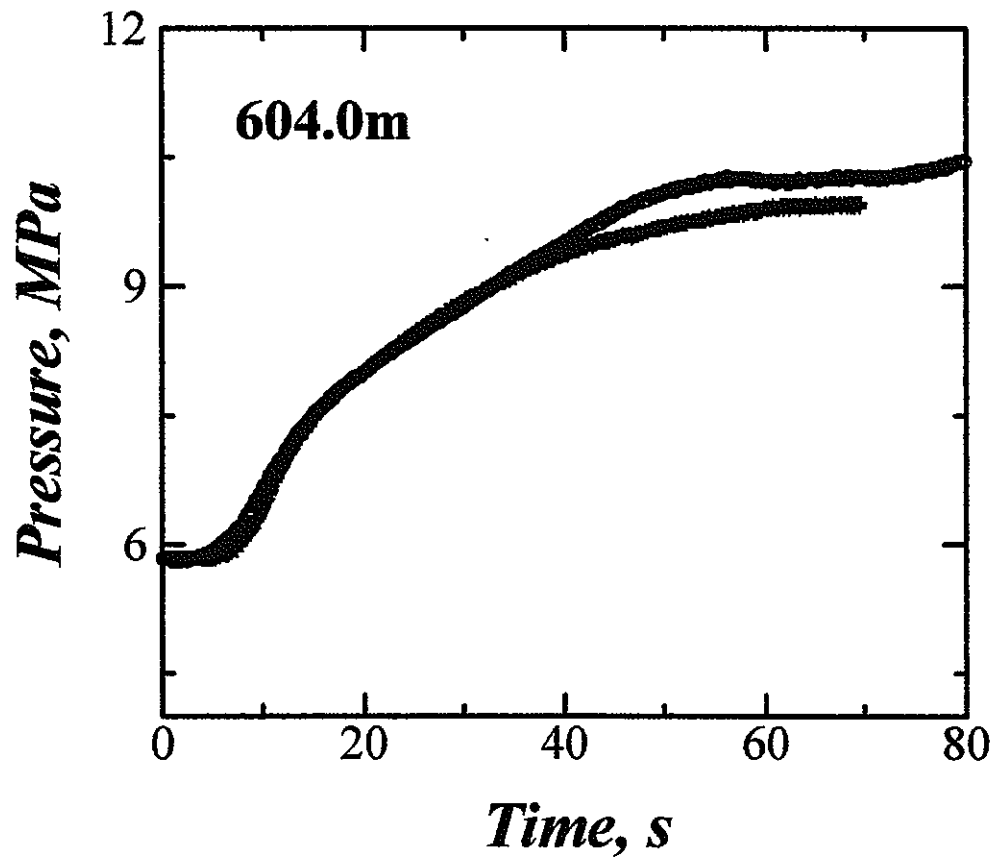
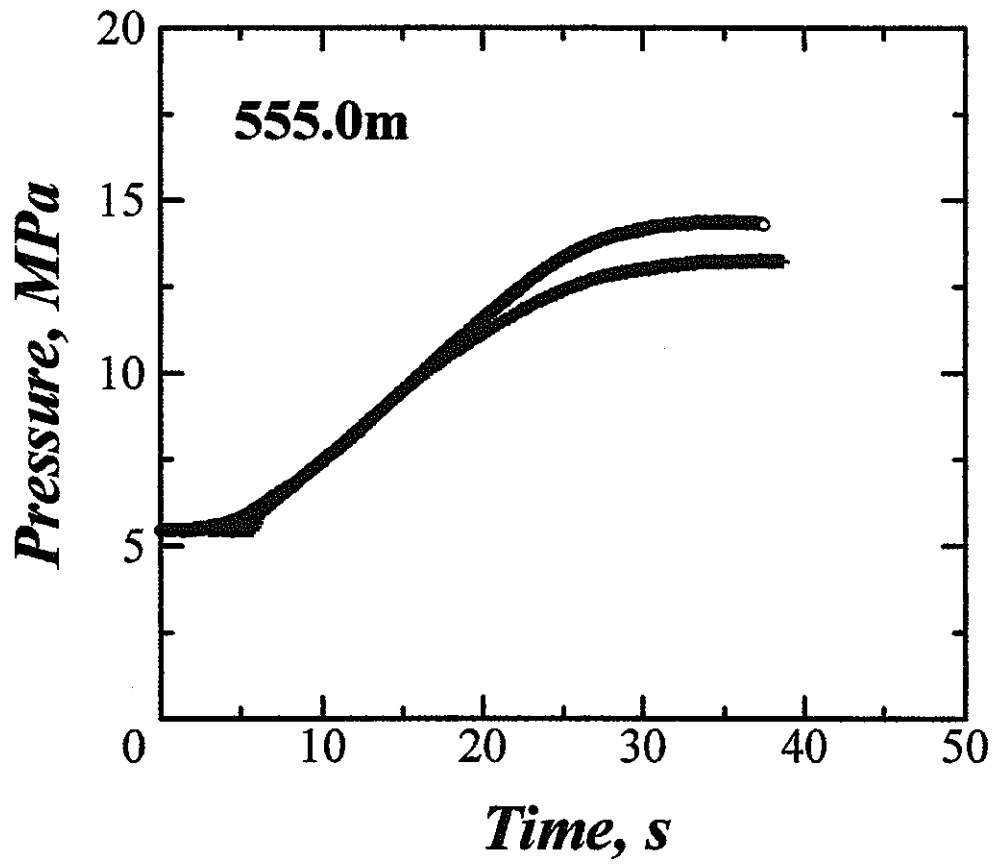


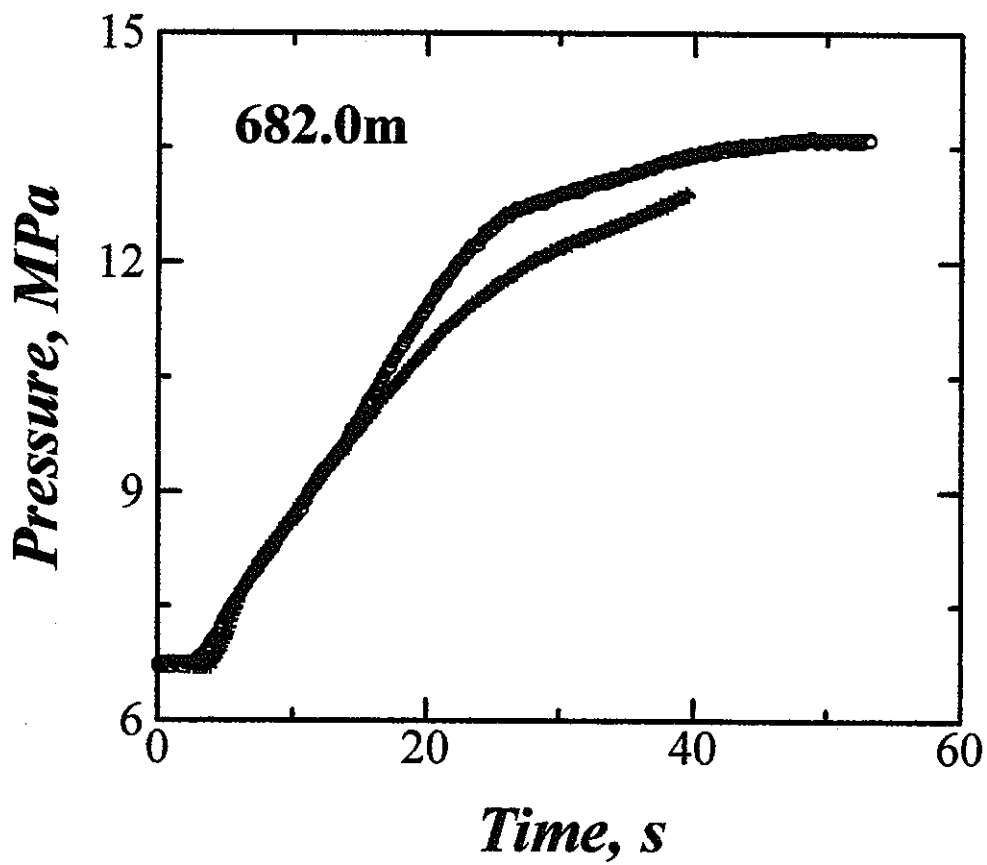
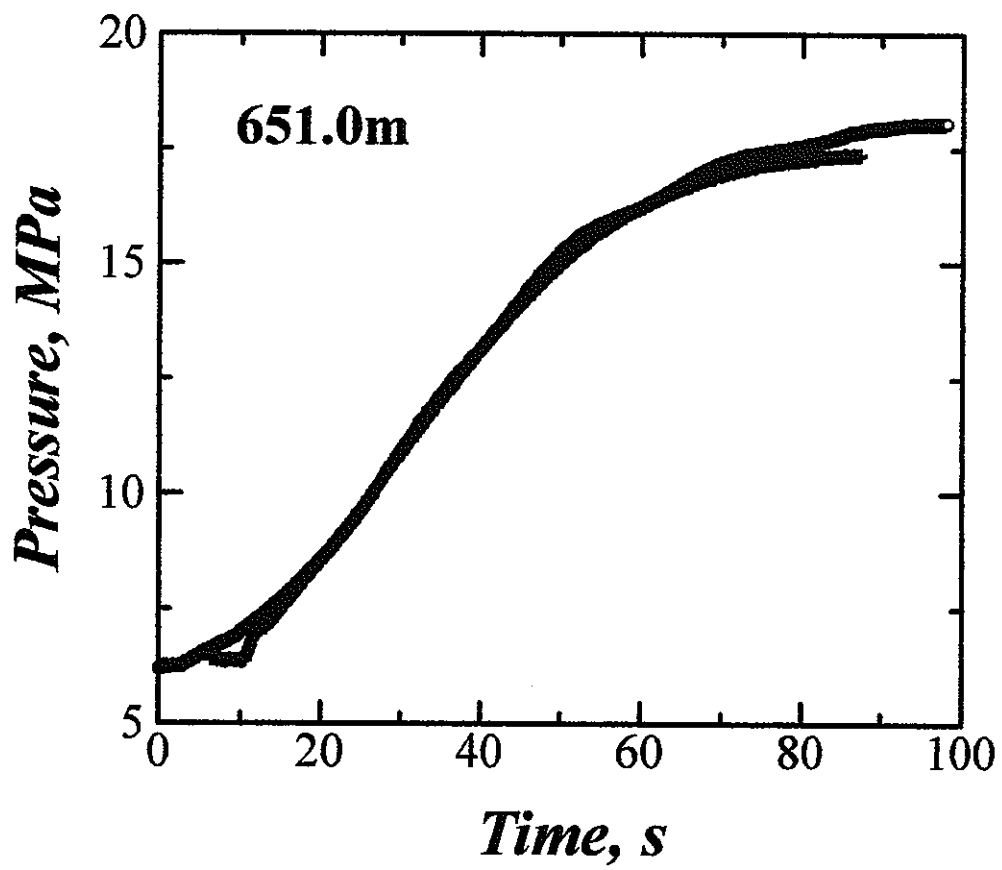


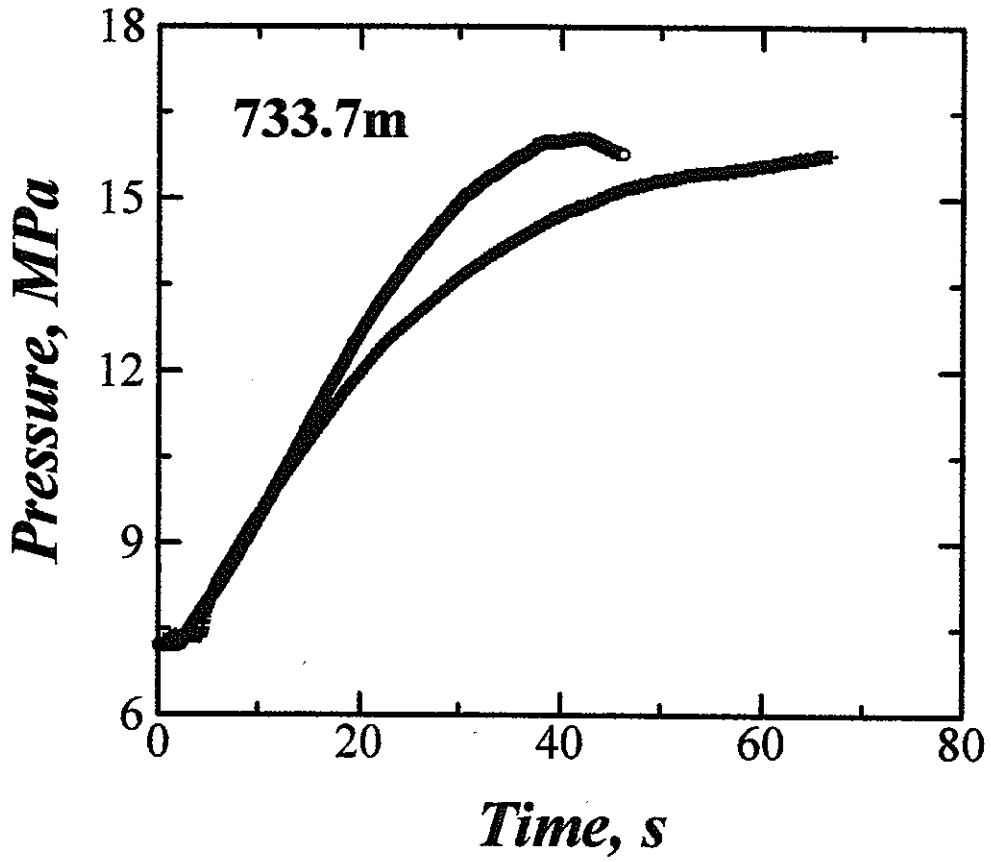
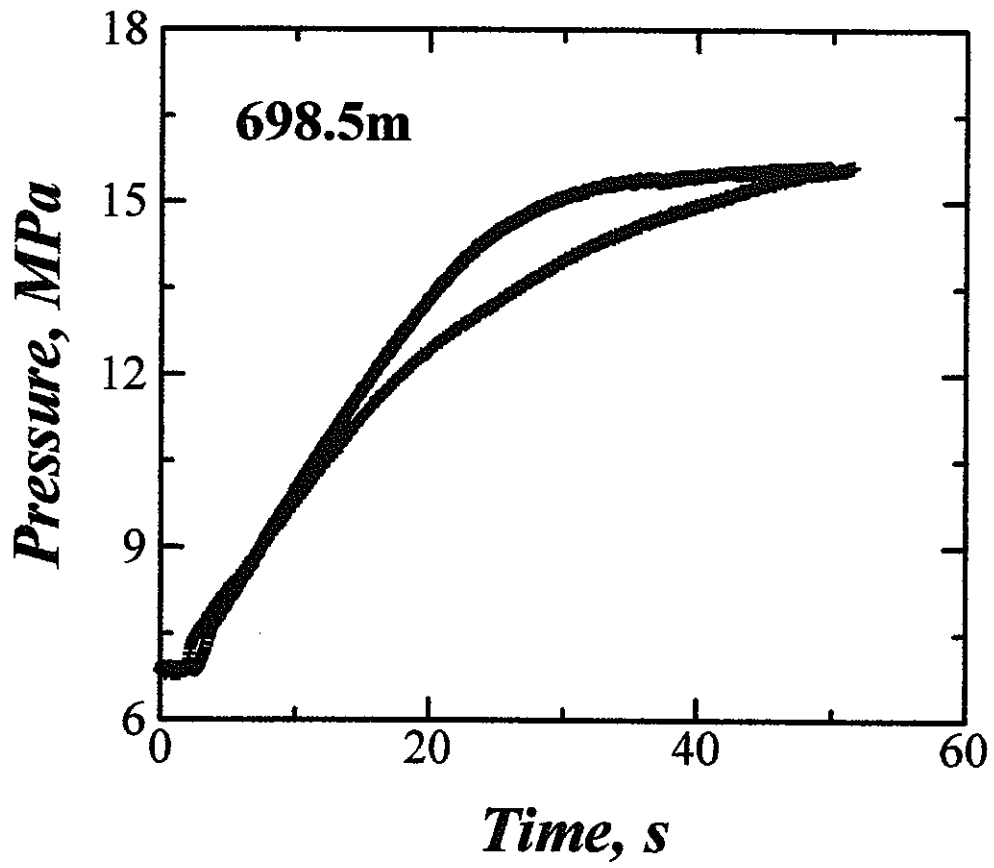


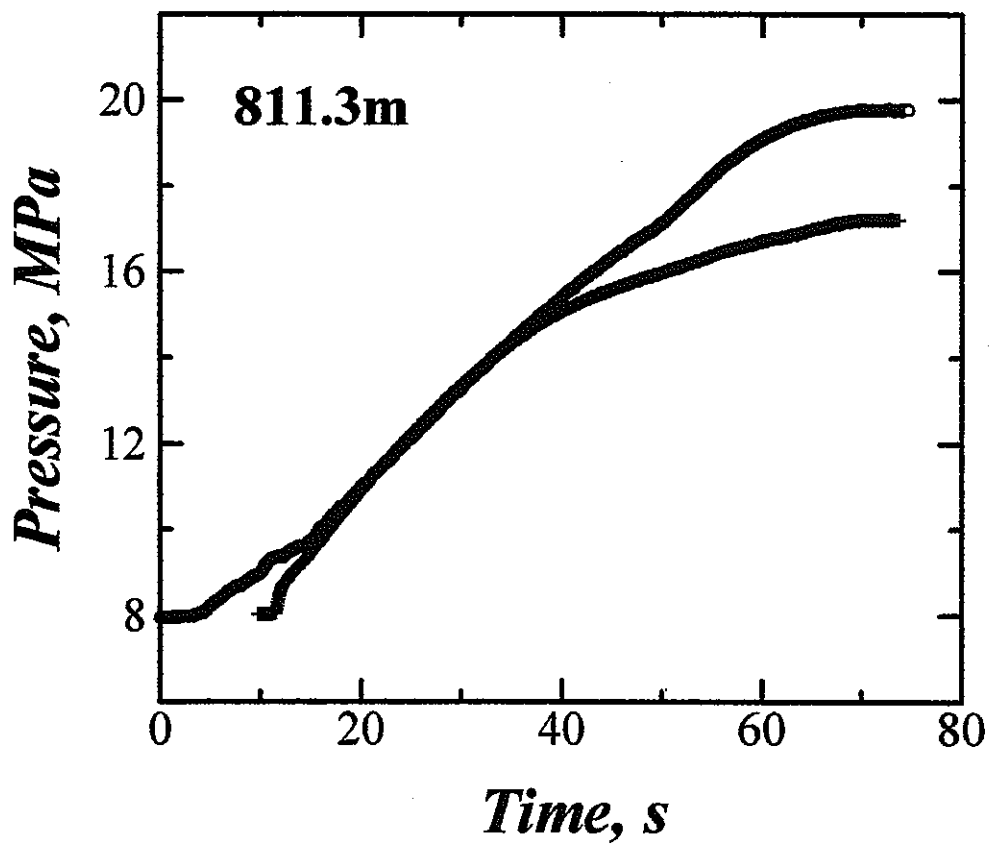
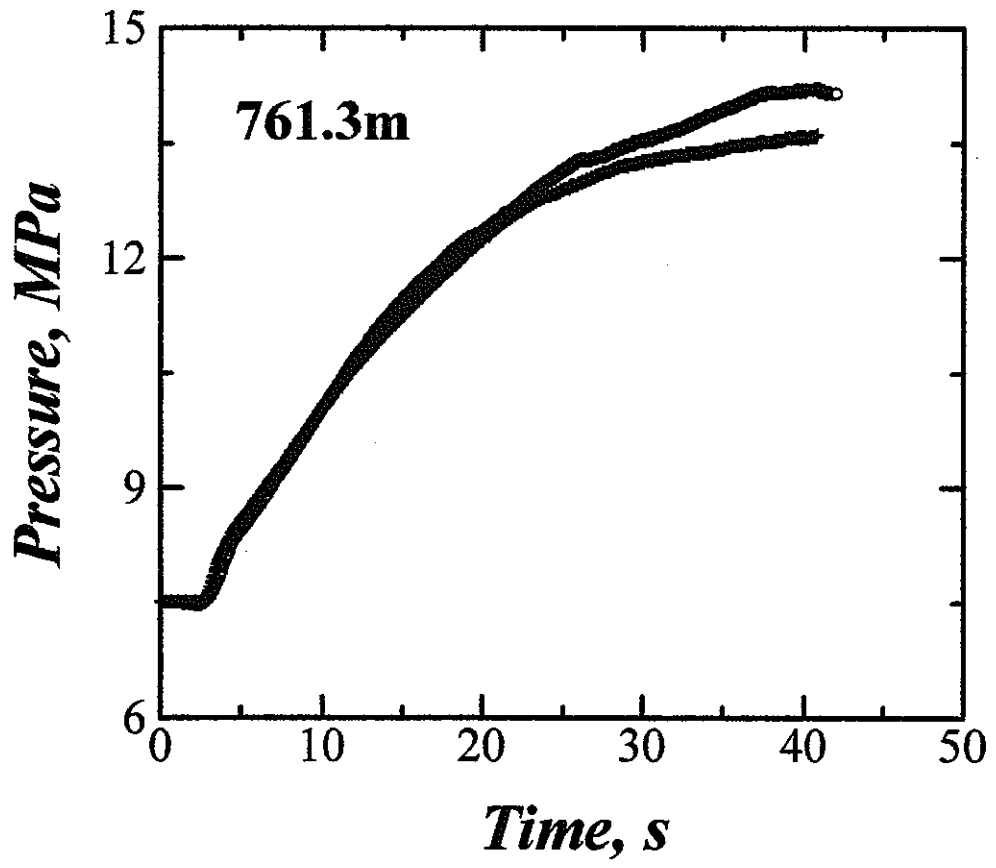


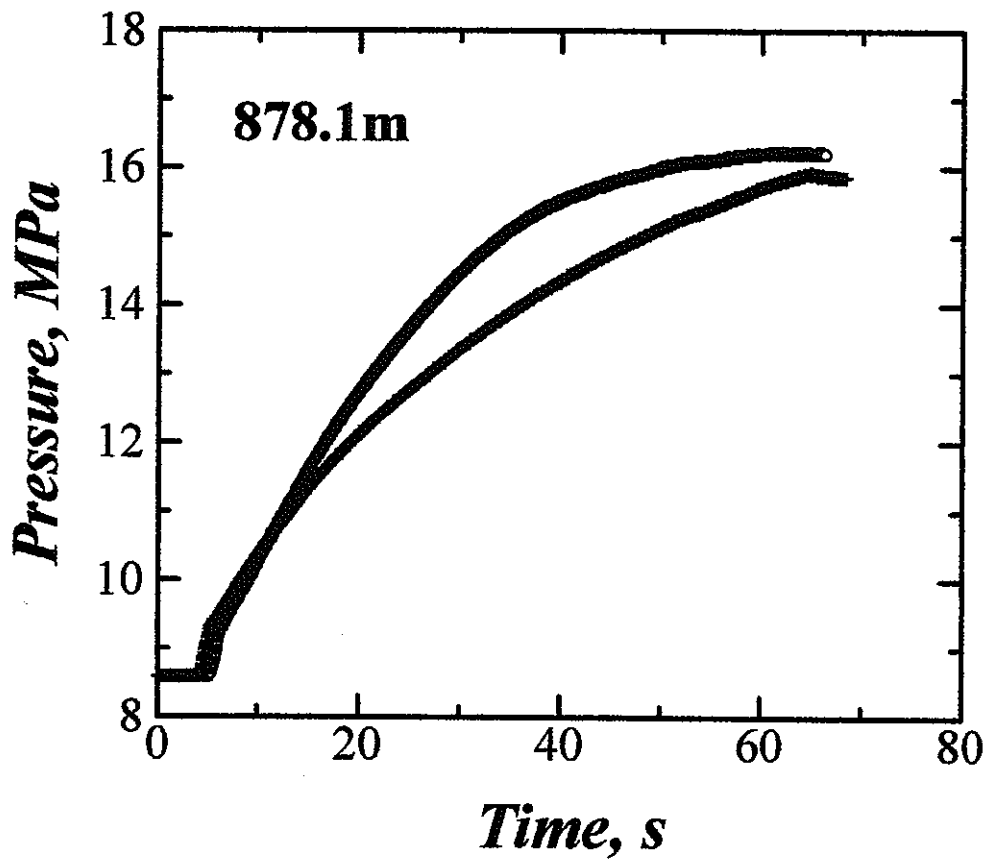
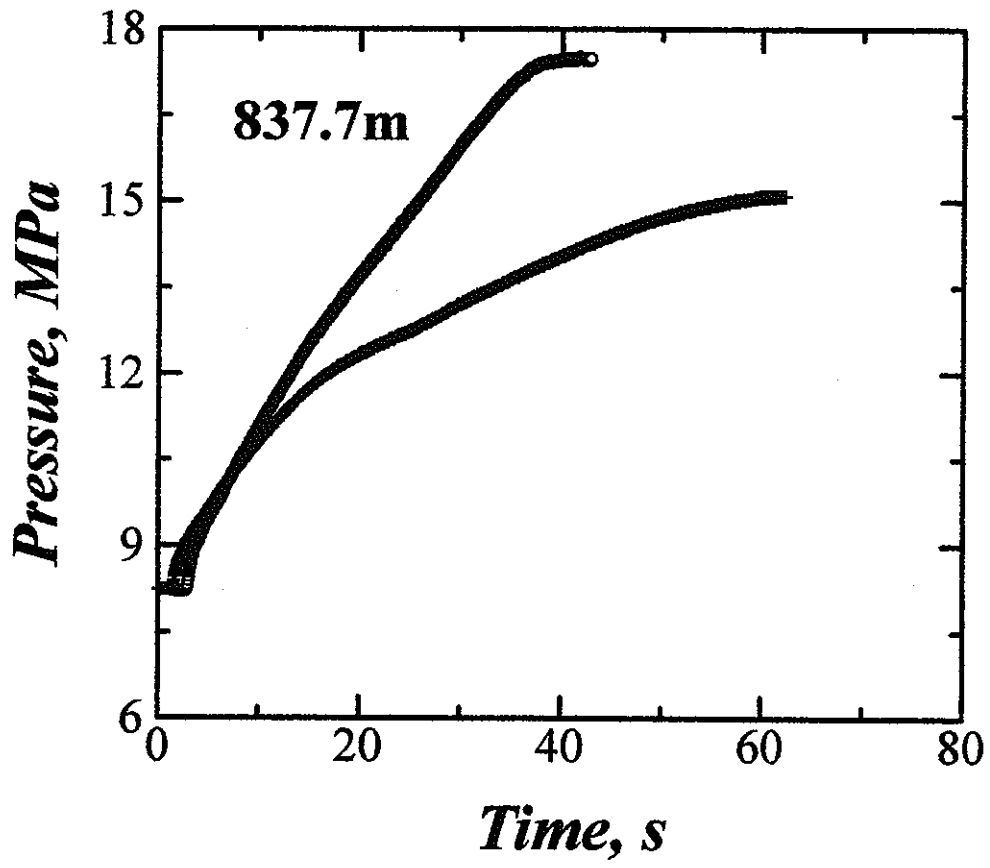






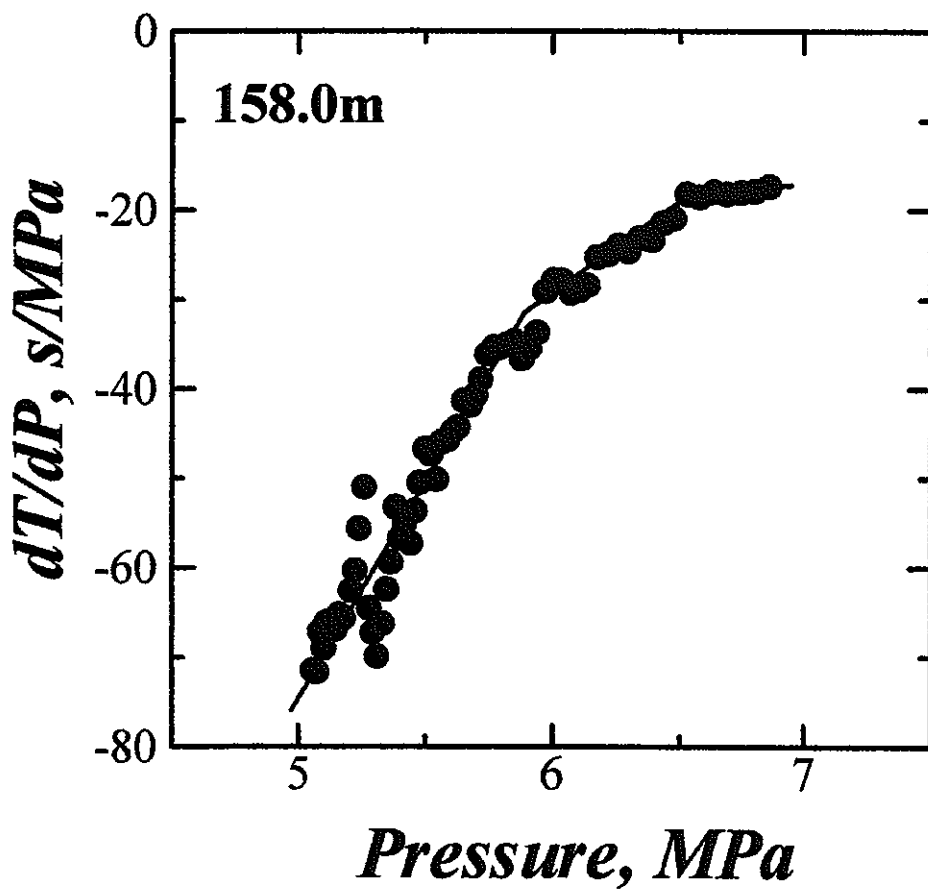
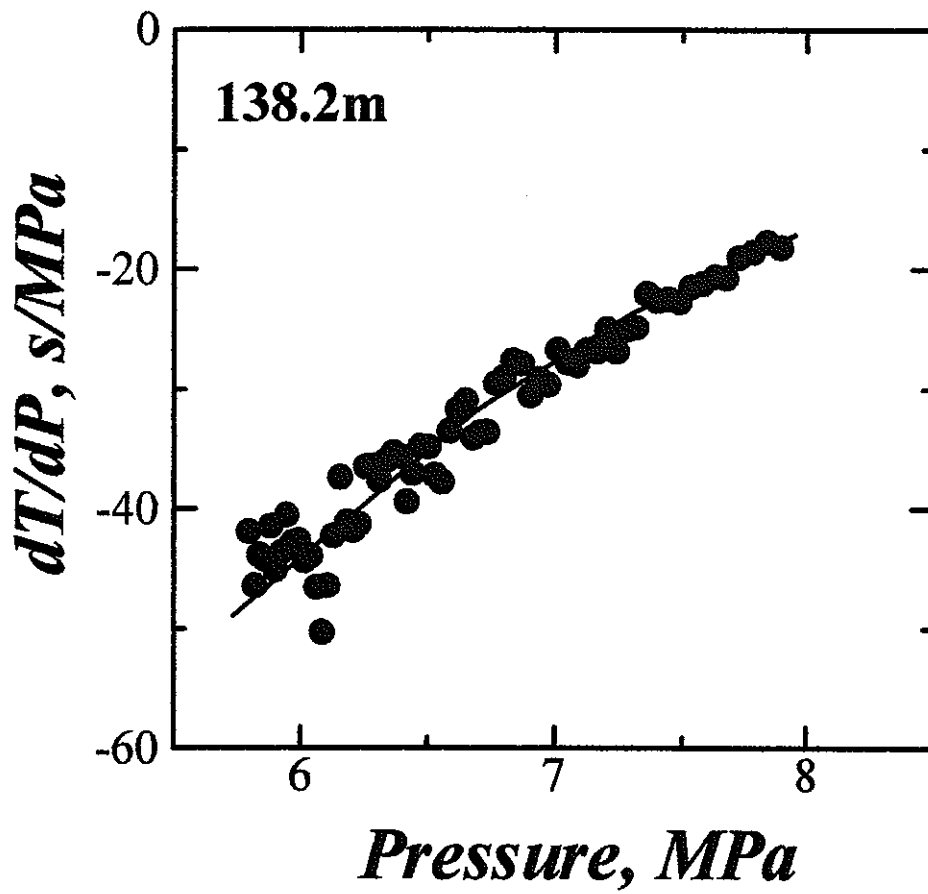


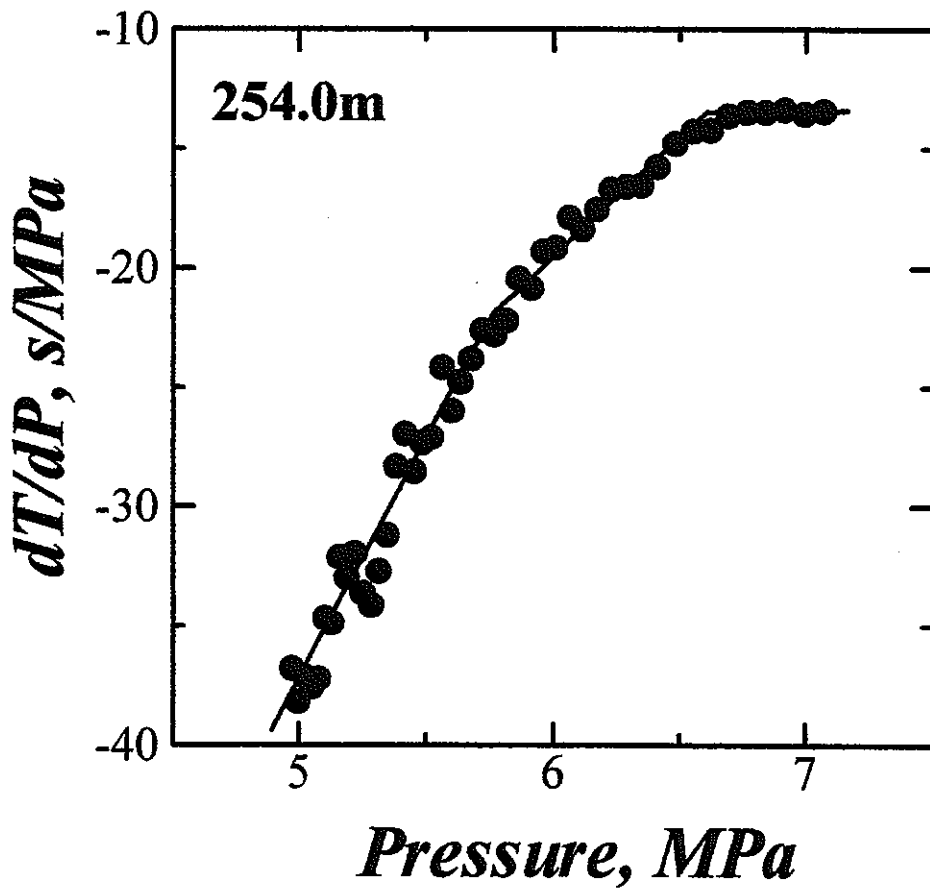
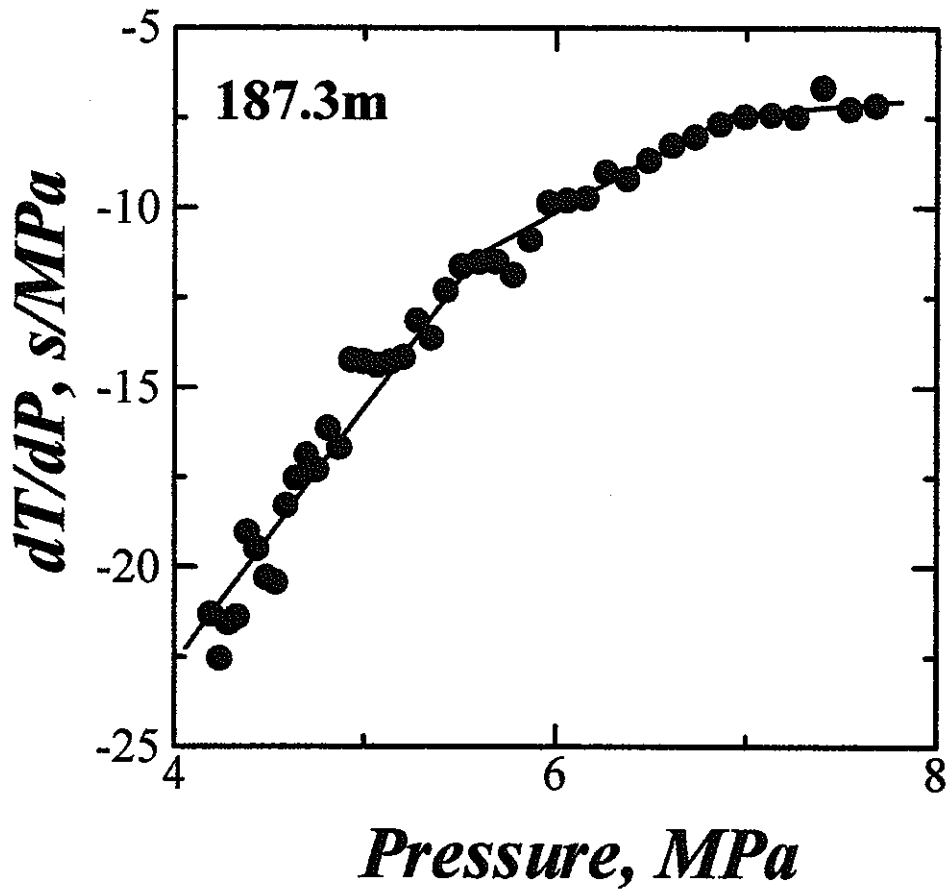


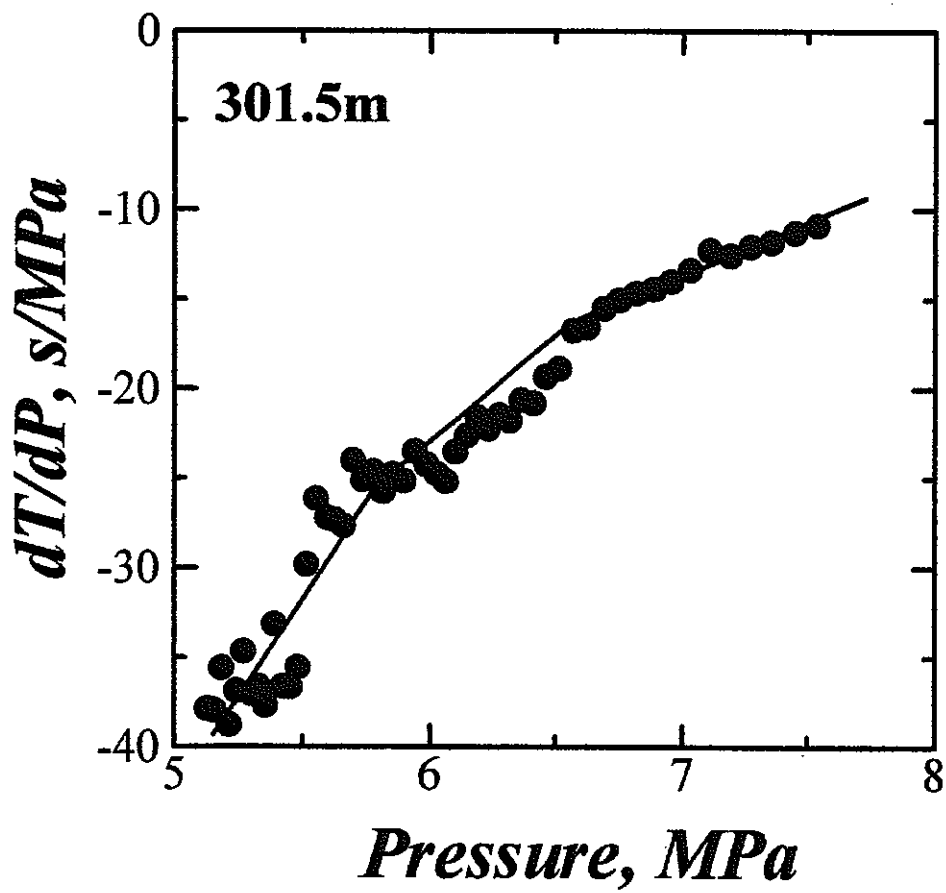
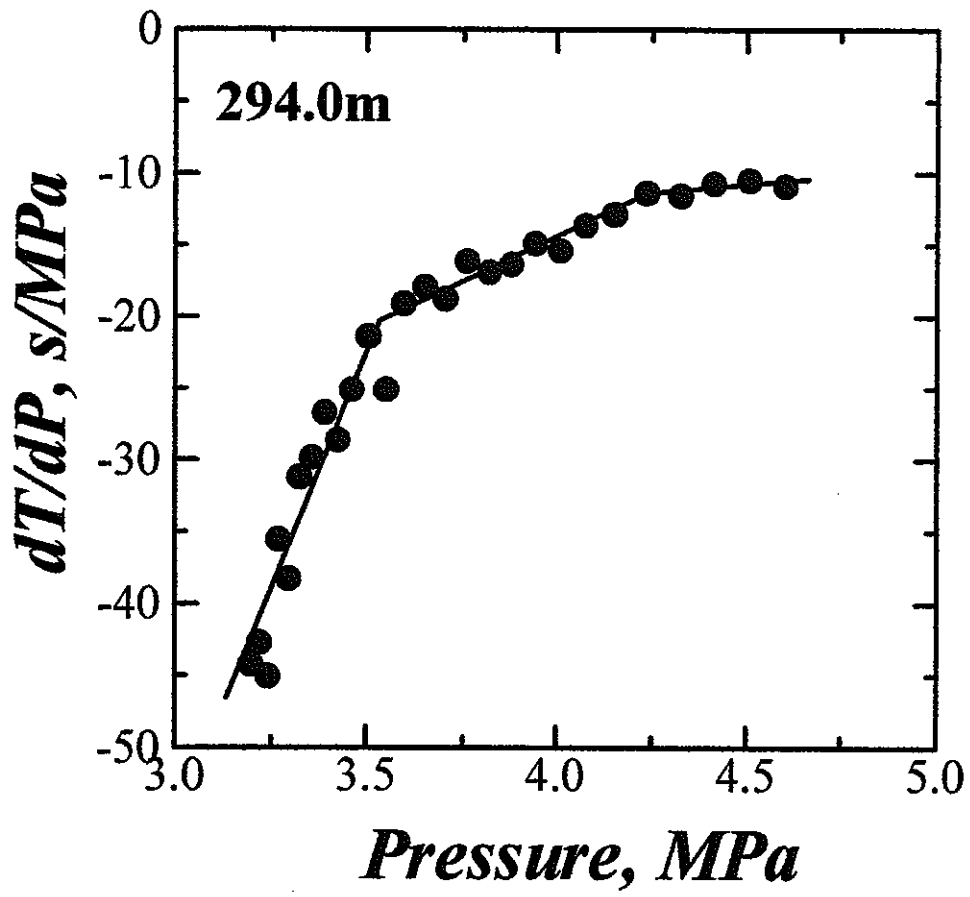


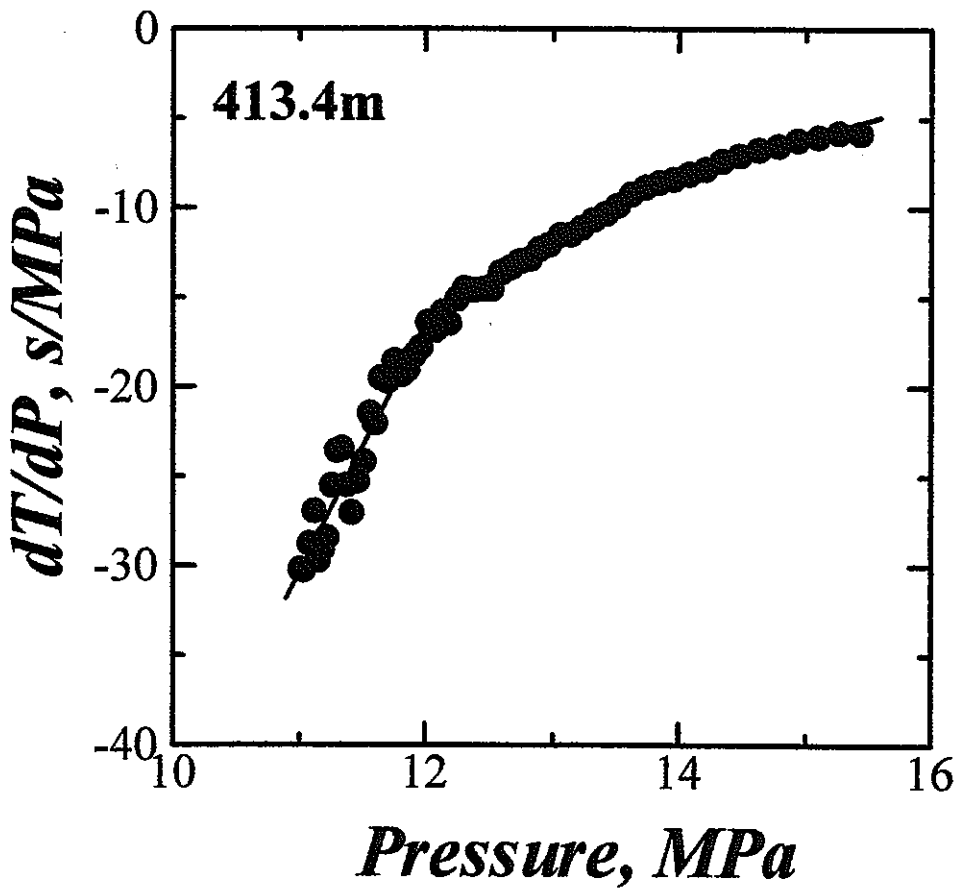
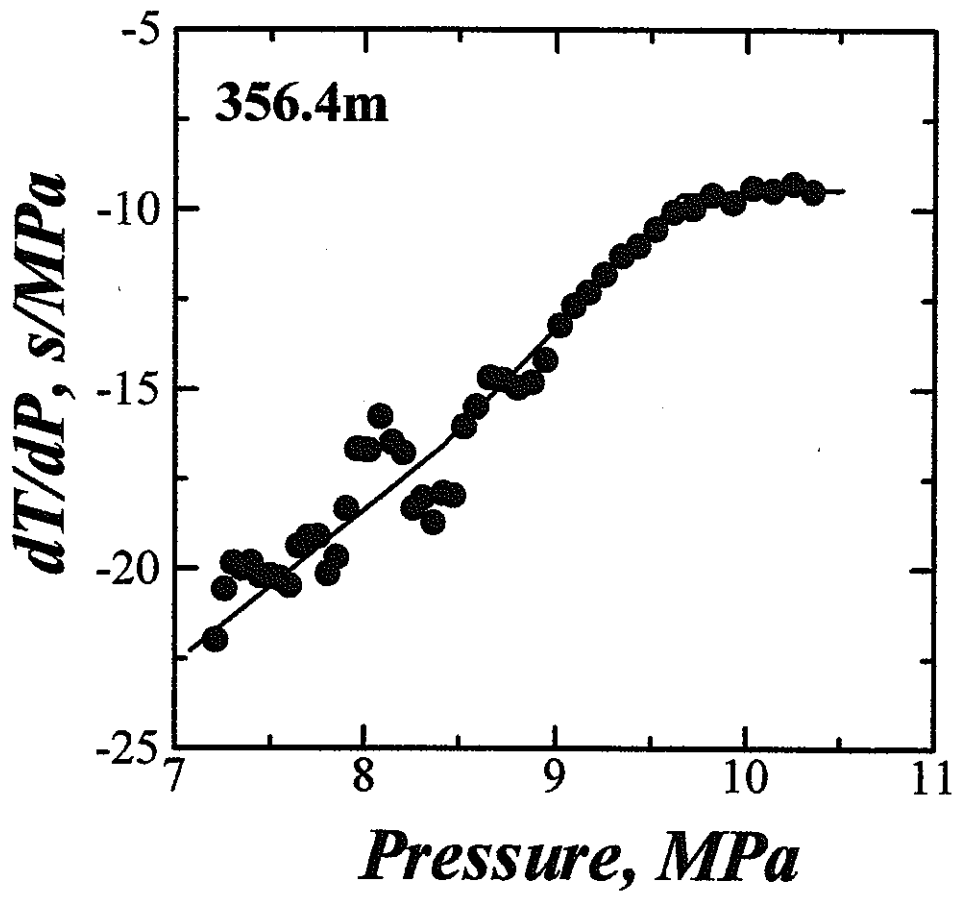
APPENDIX IV

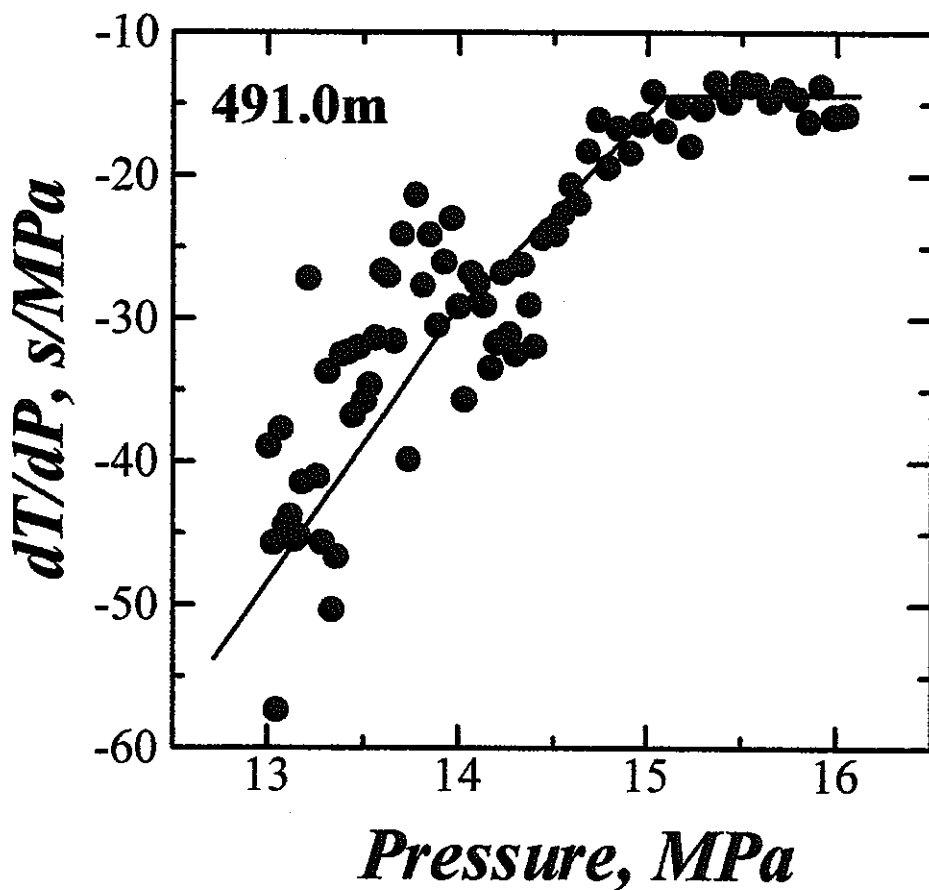
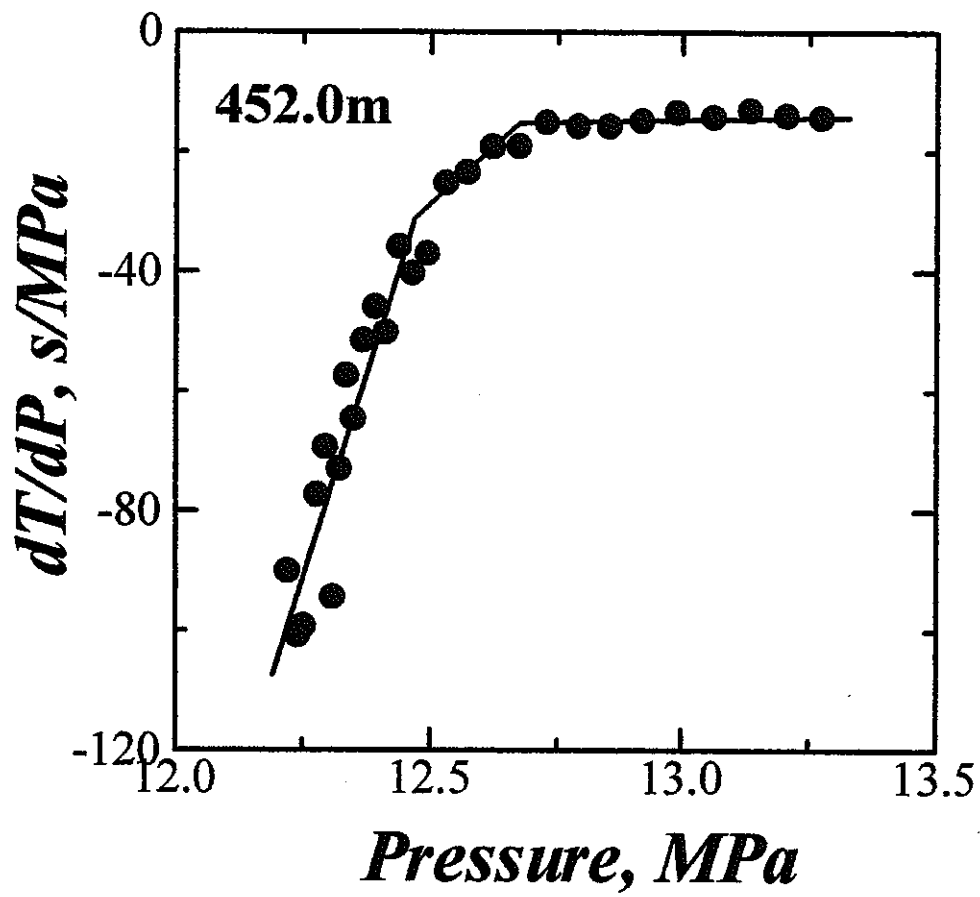
Shut-in 後の圧力減衰速度の逆数と圧力の関係

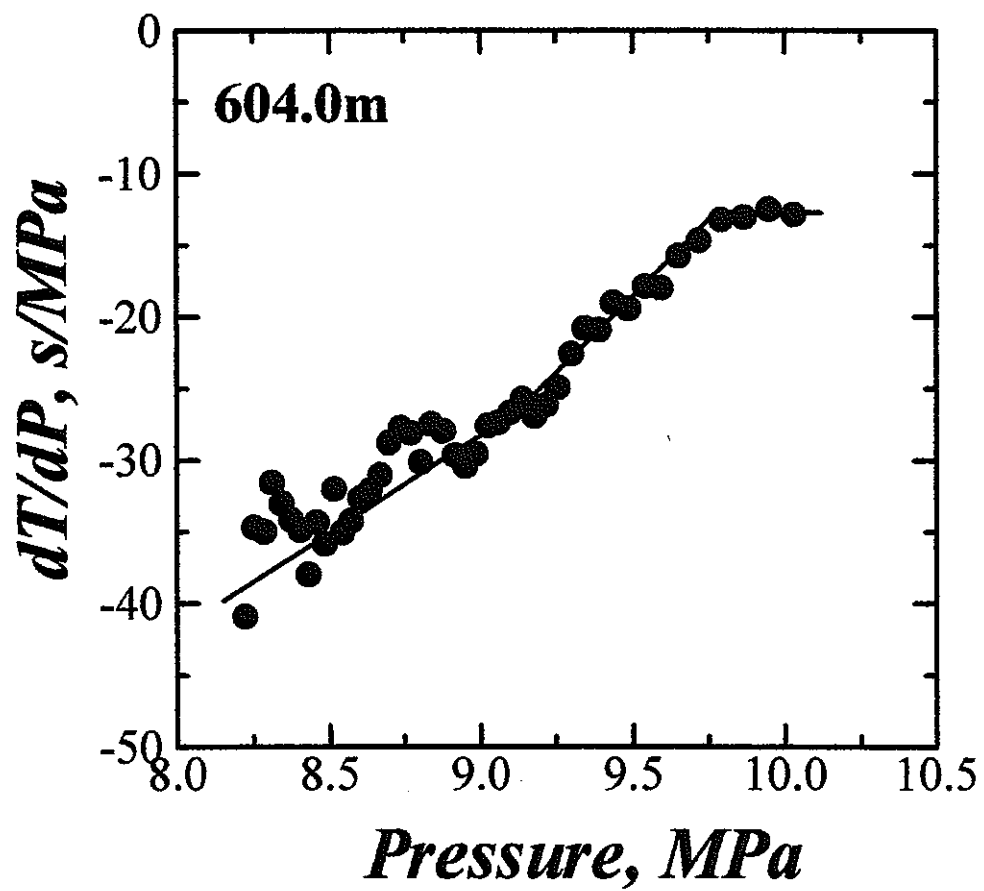
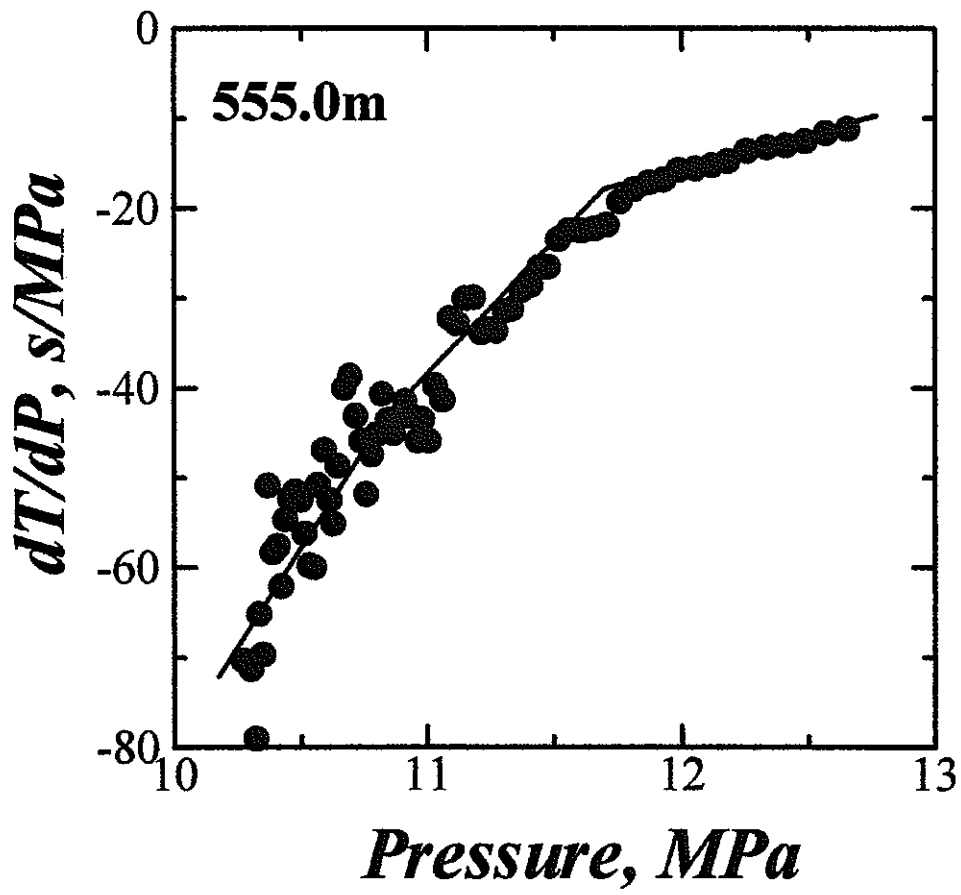


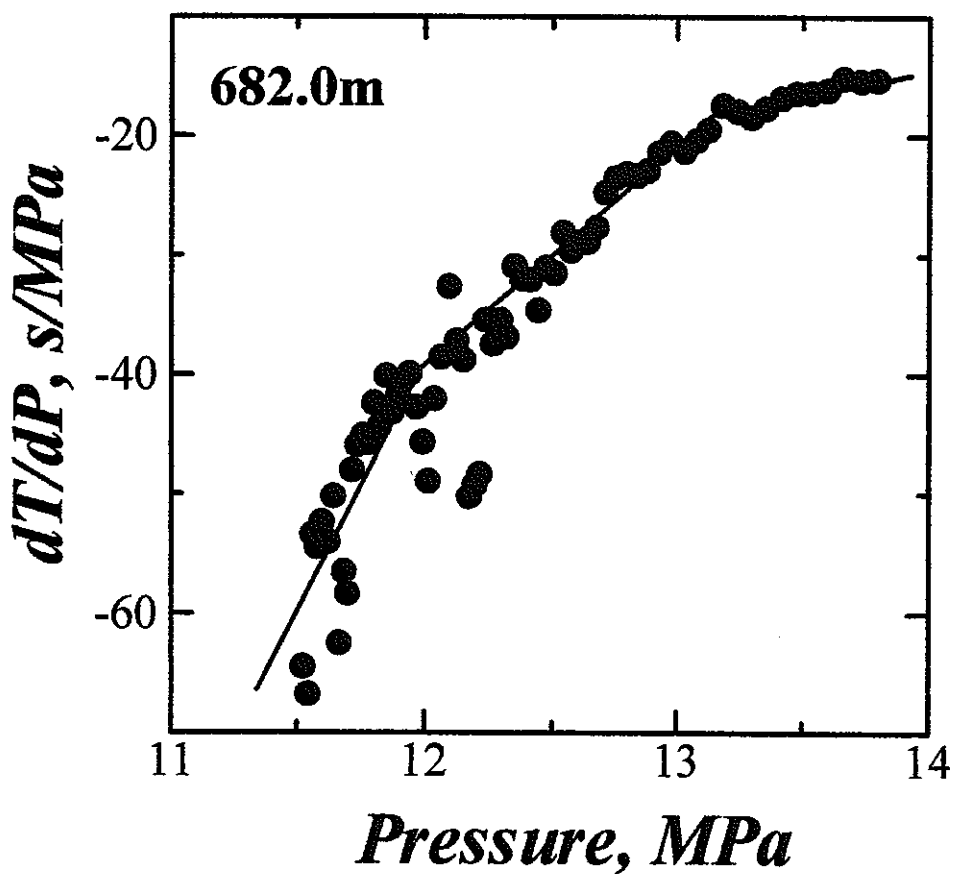
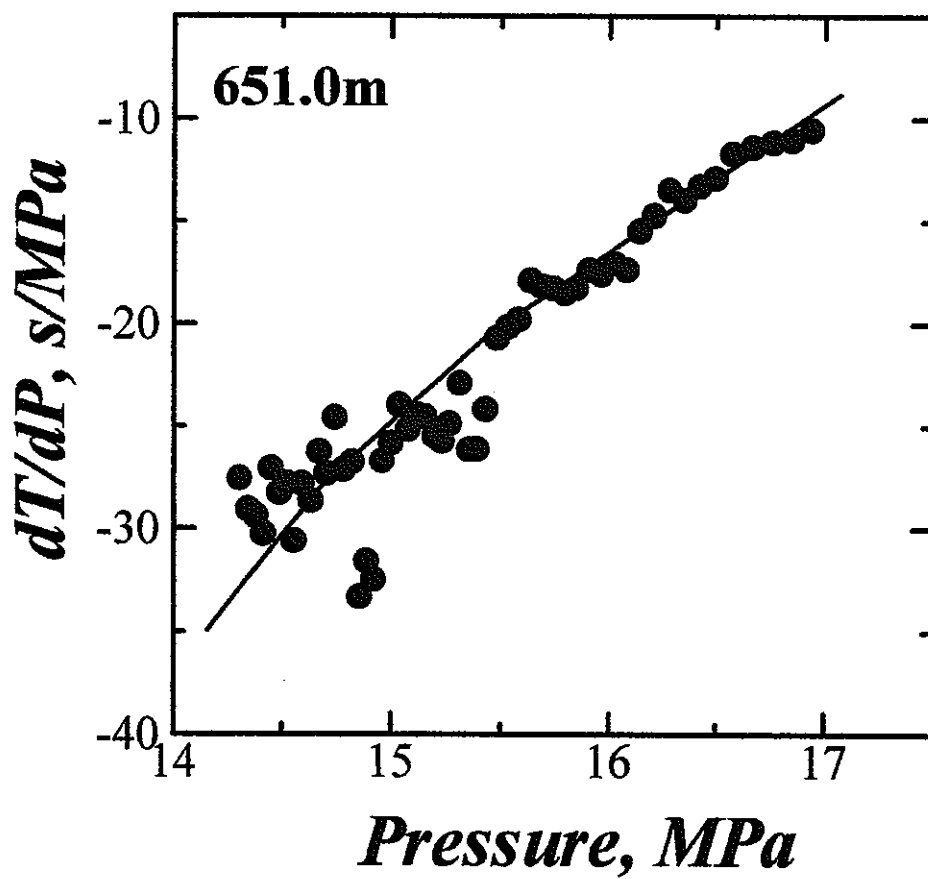


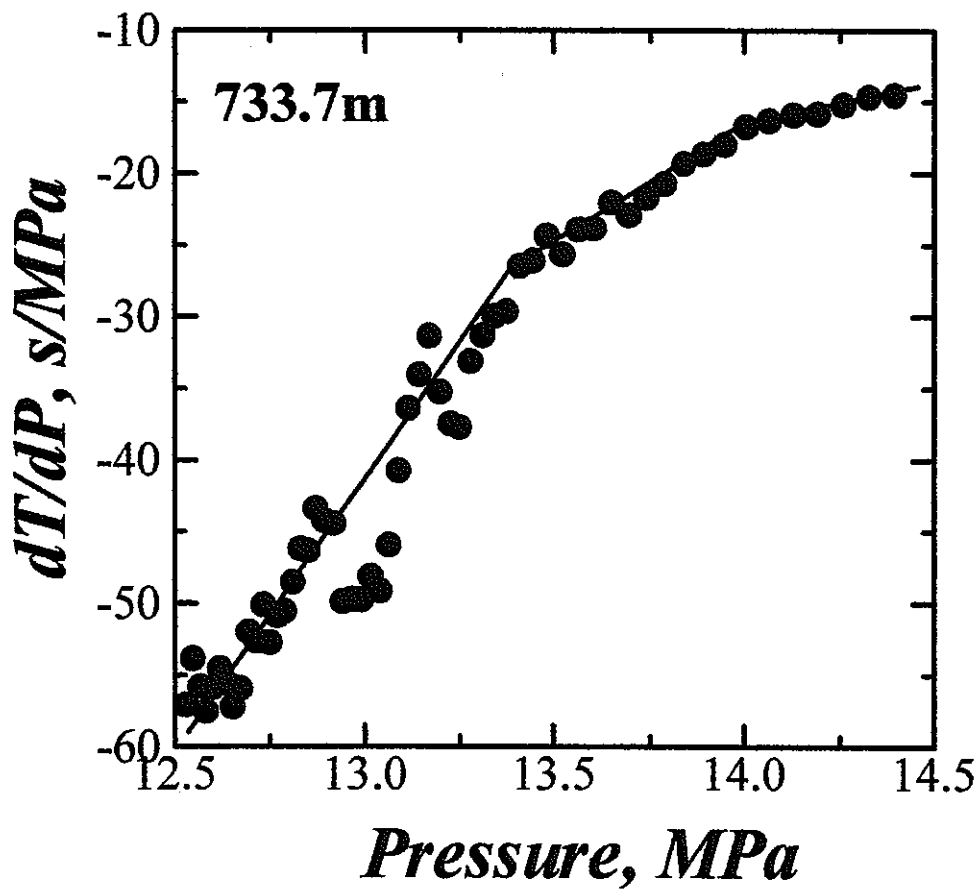
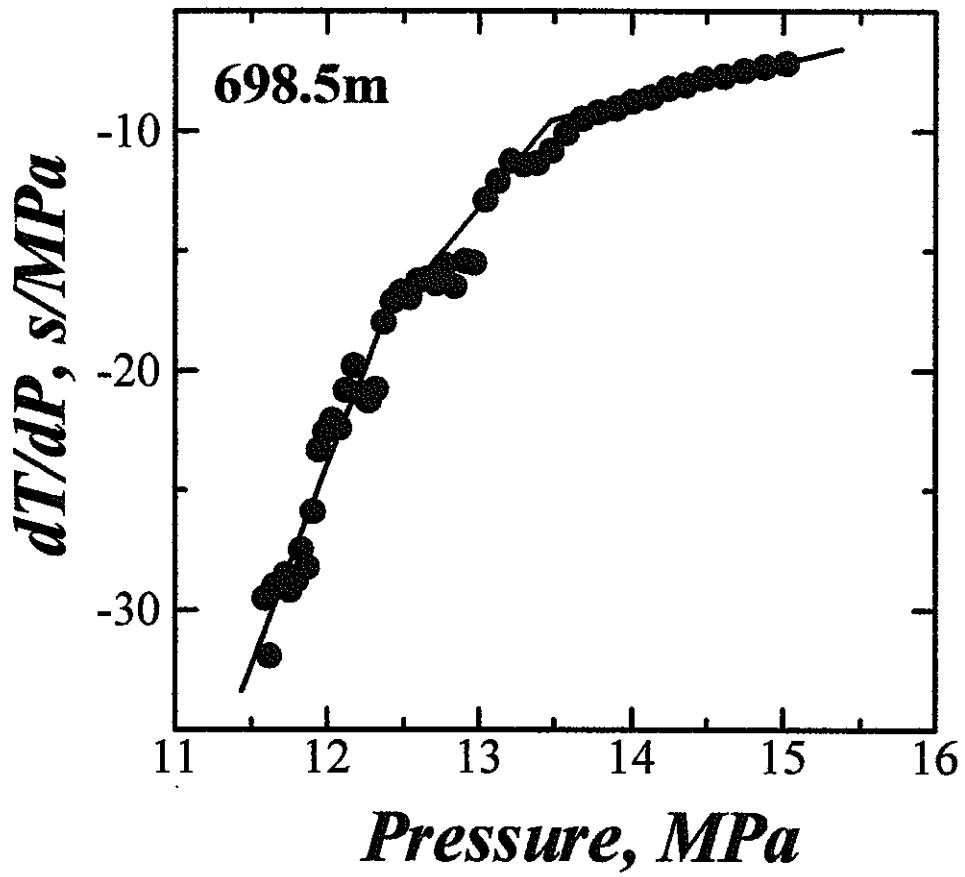


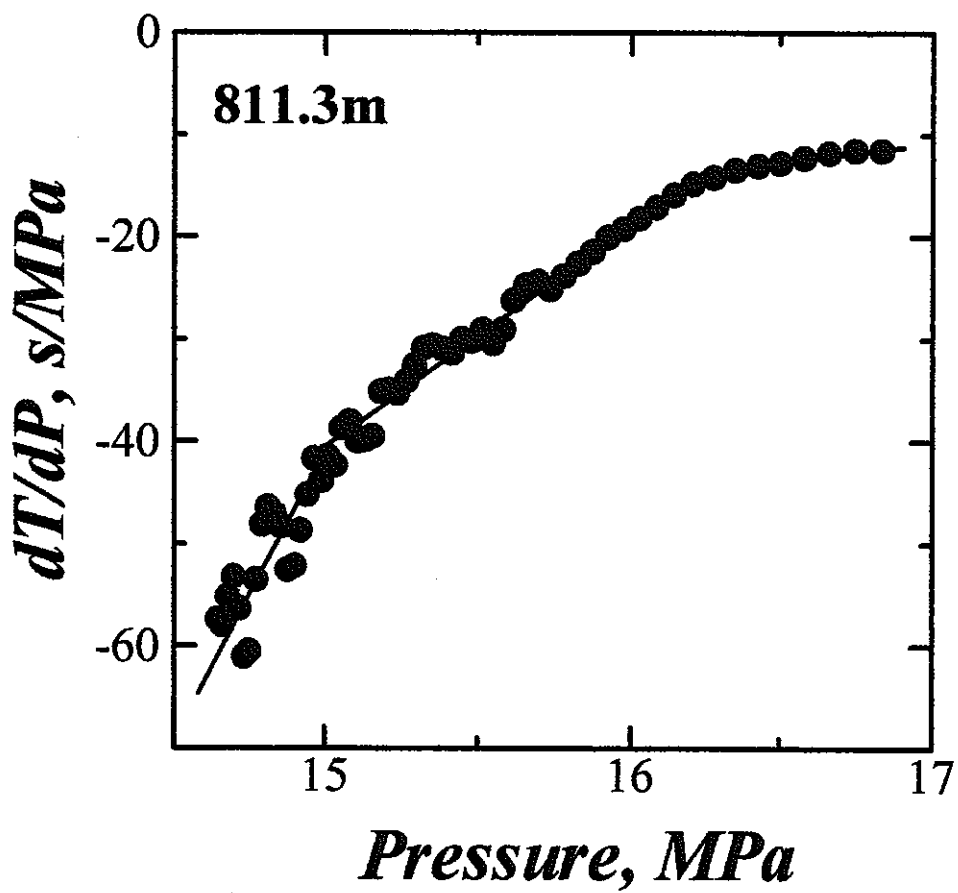
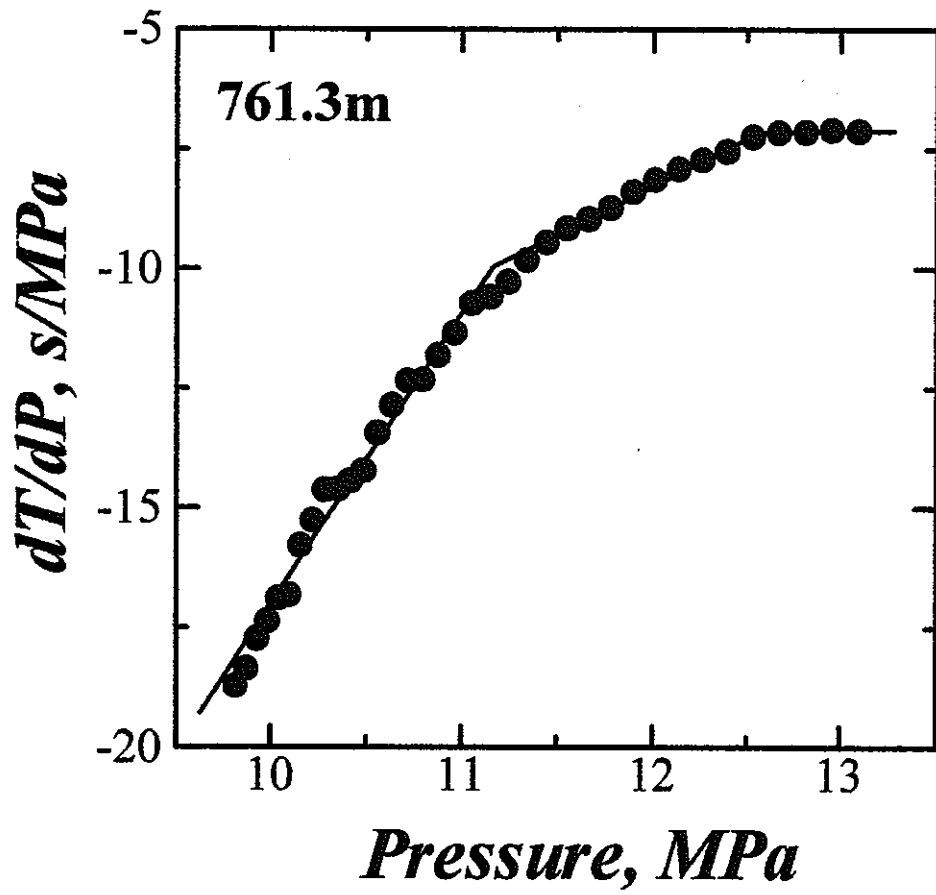


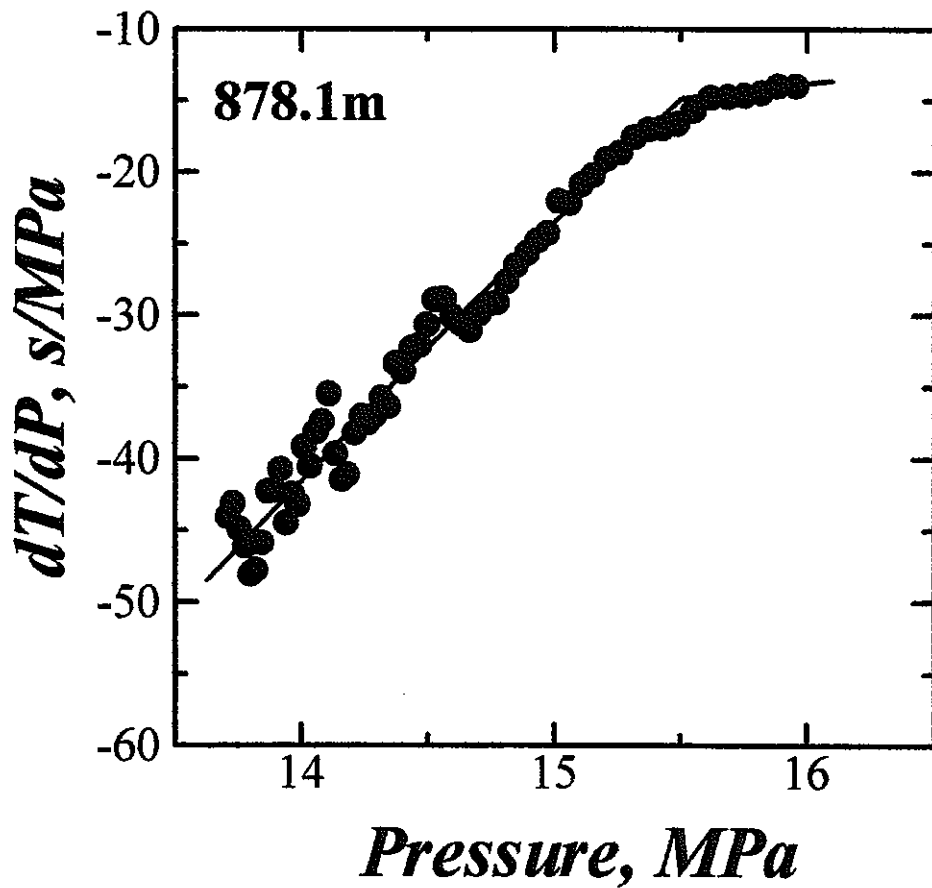
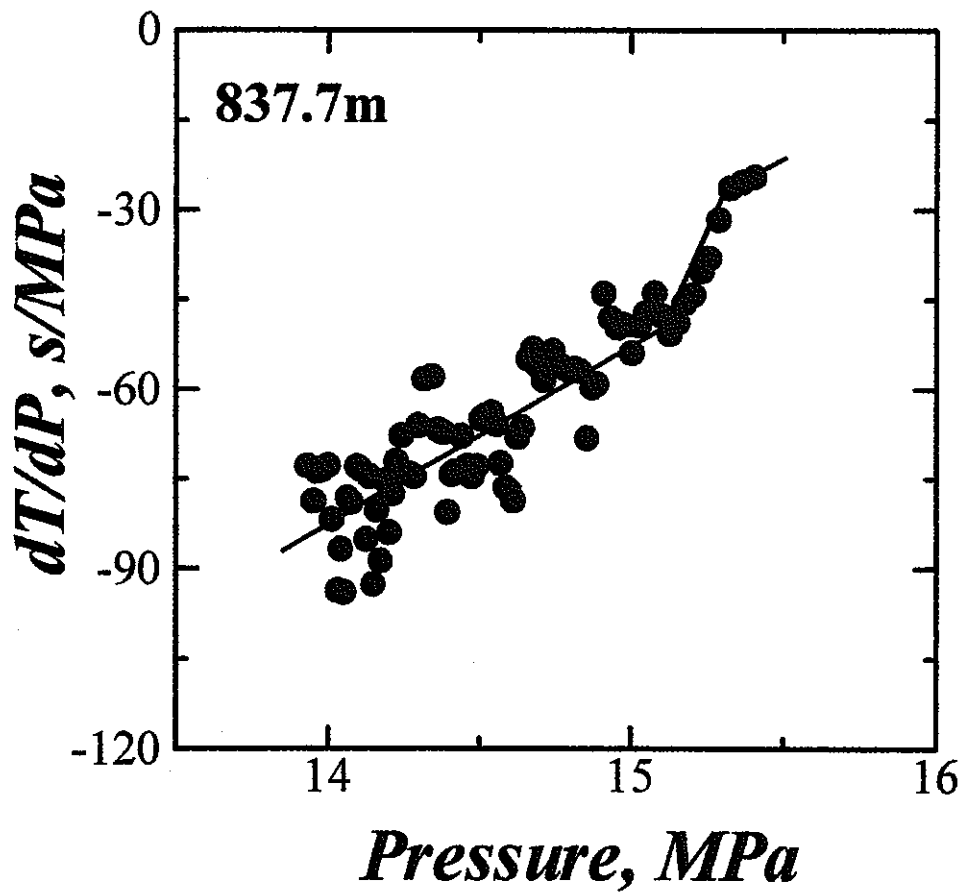










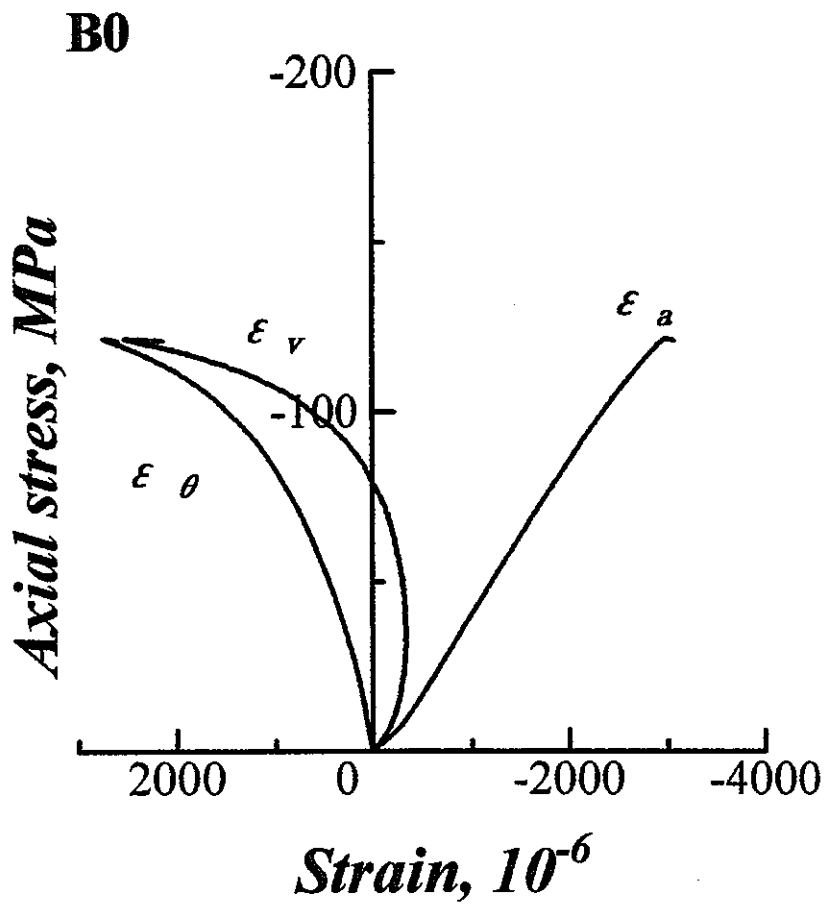
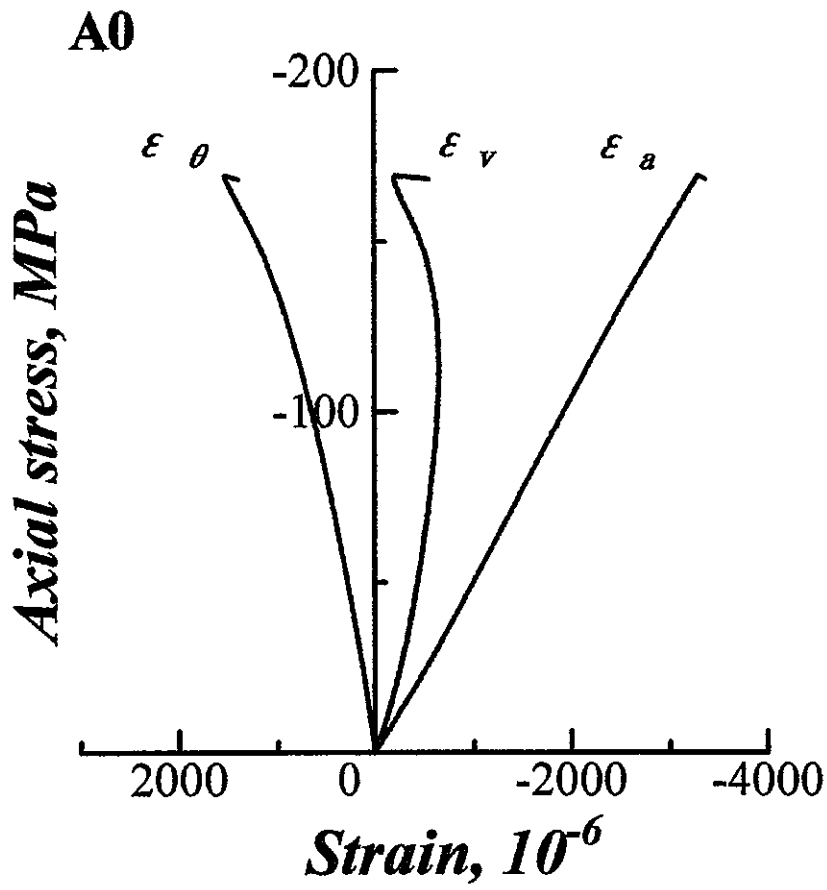


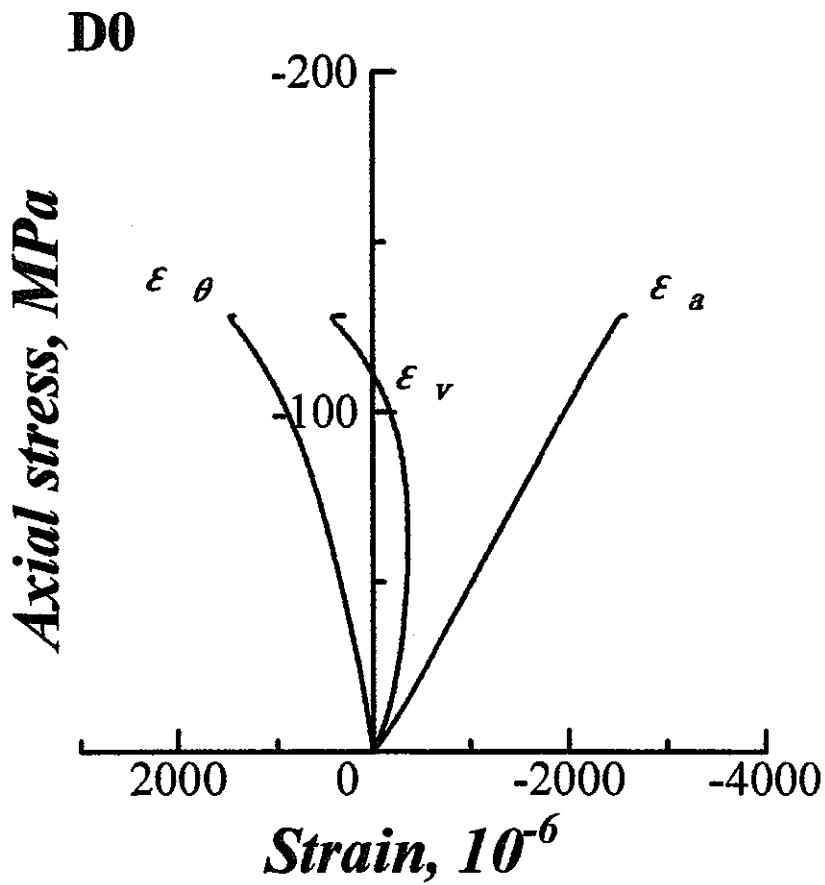
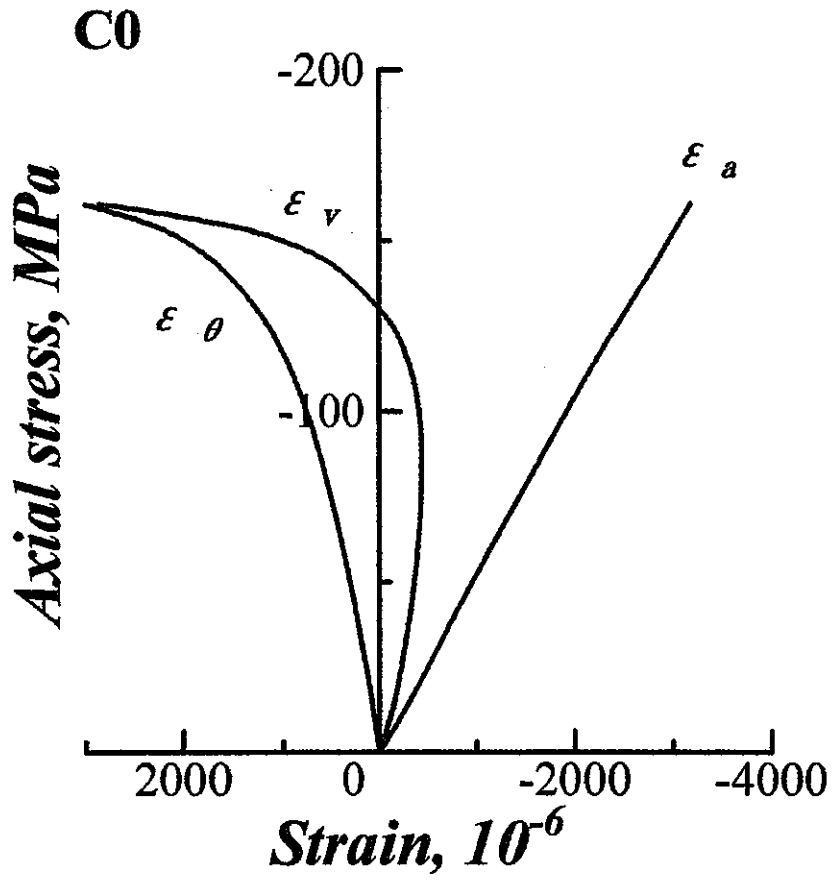
APPENDIX V

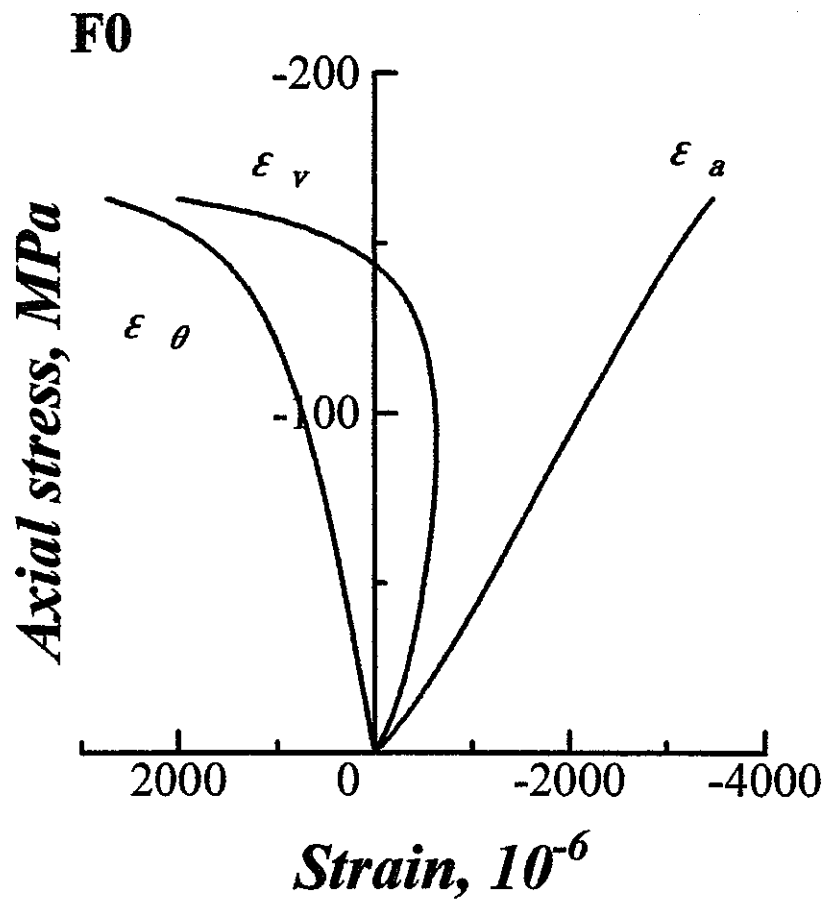
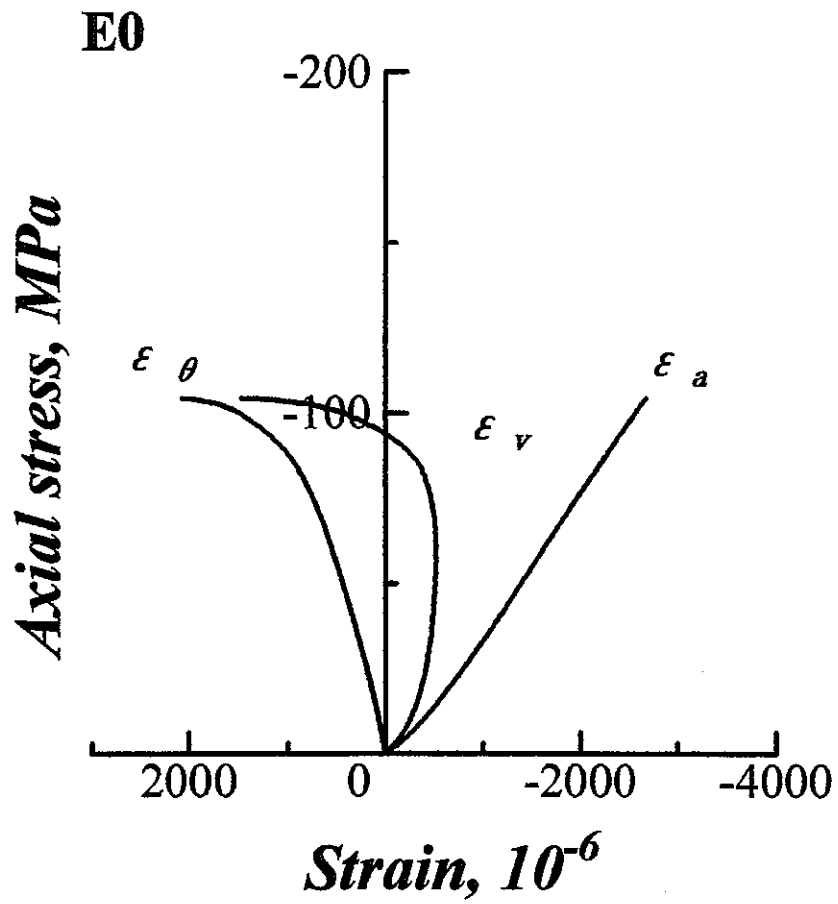
一軸圧縮試験における応力-ひずみ曲線

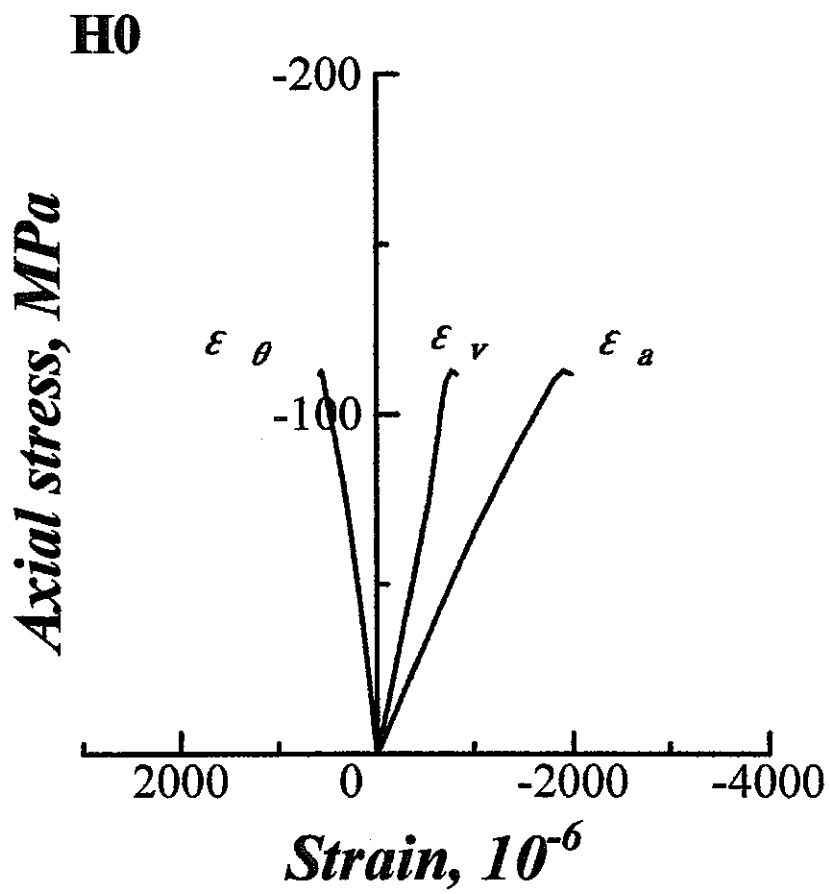
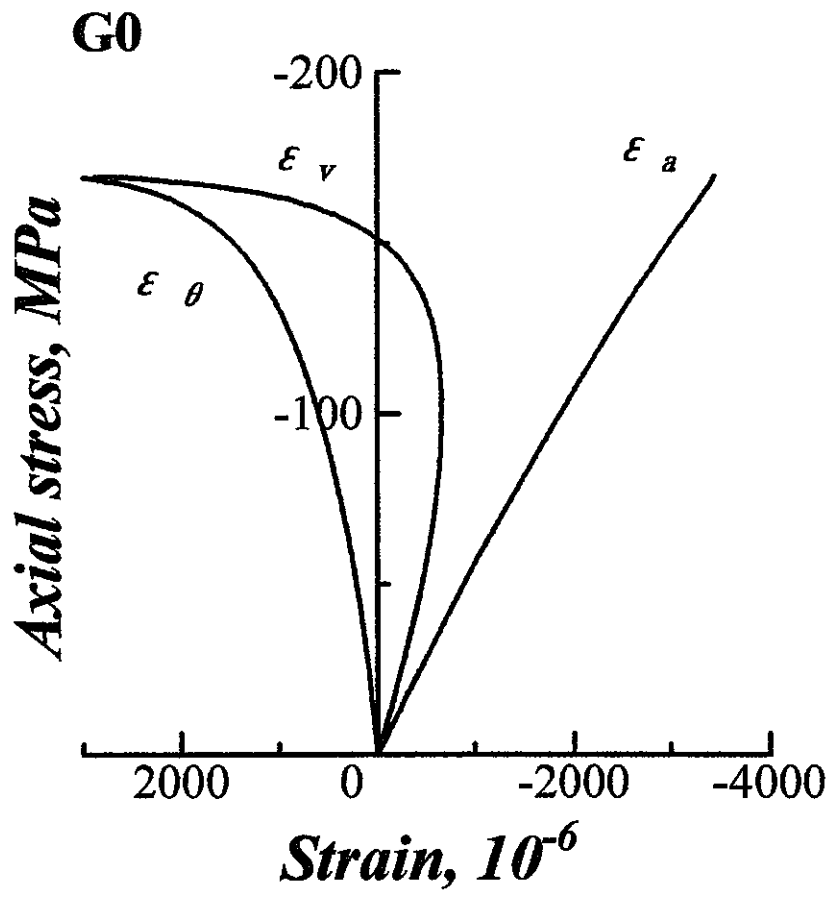
応力およびひずみは、正が引張、負が圧縮を表す。

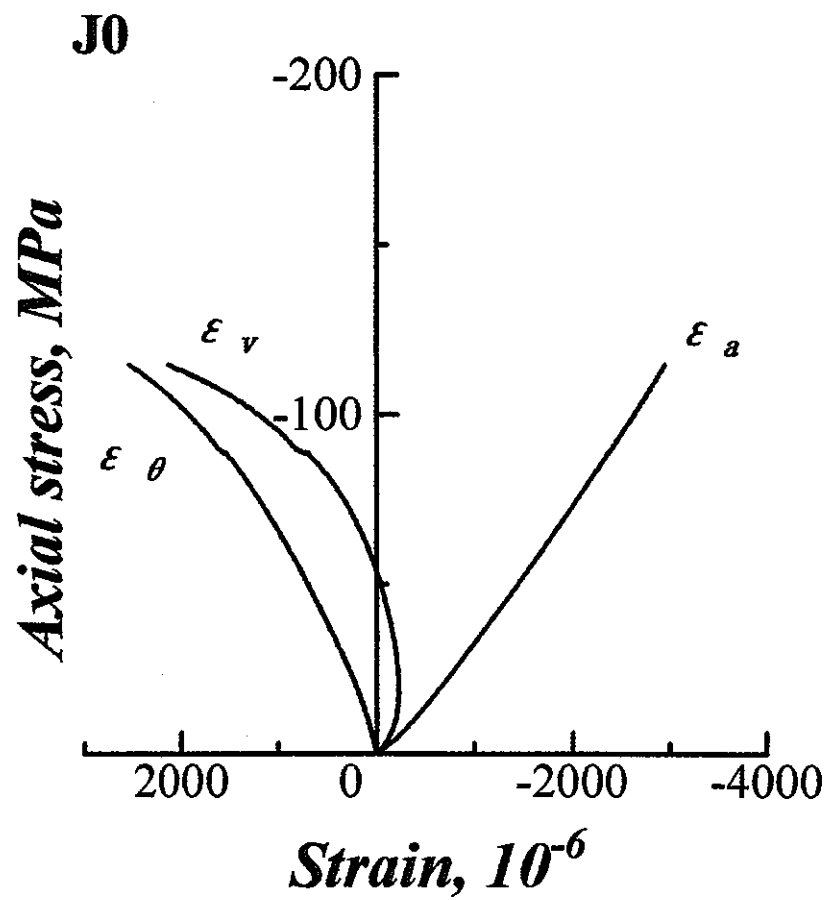
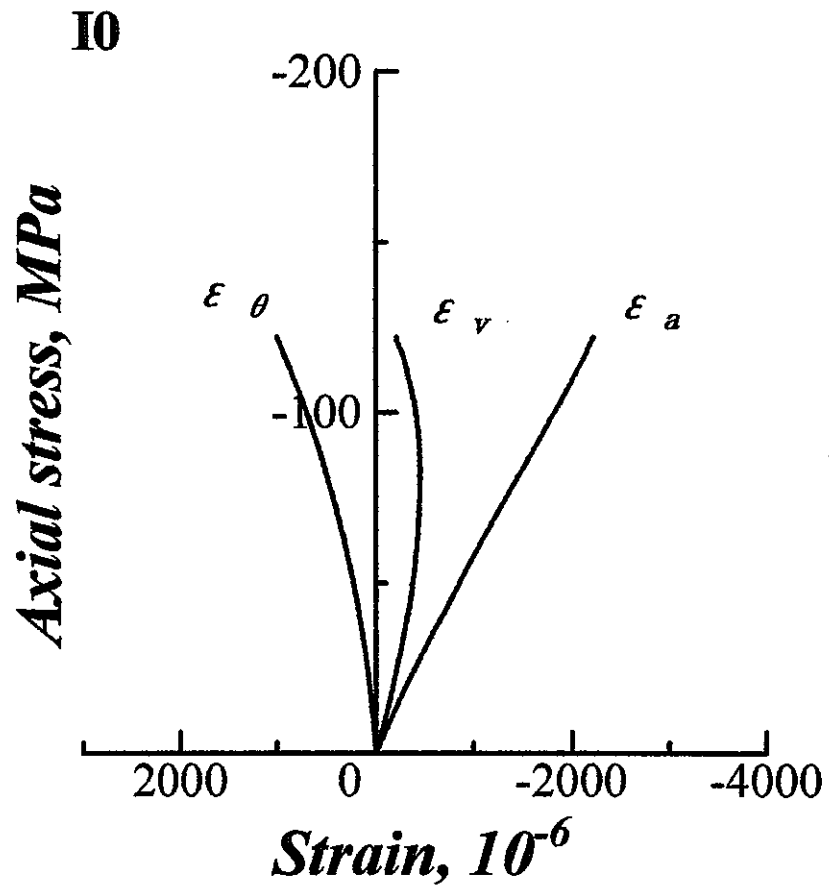
ε_x 、 ε_θ および ε_v は、それぞれ軸ひずみ、横ひずみおよび体積ひずみである。











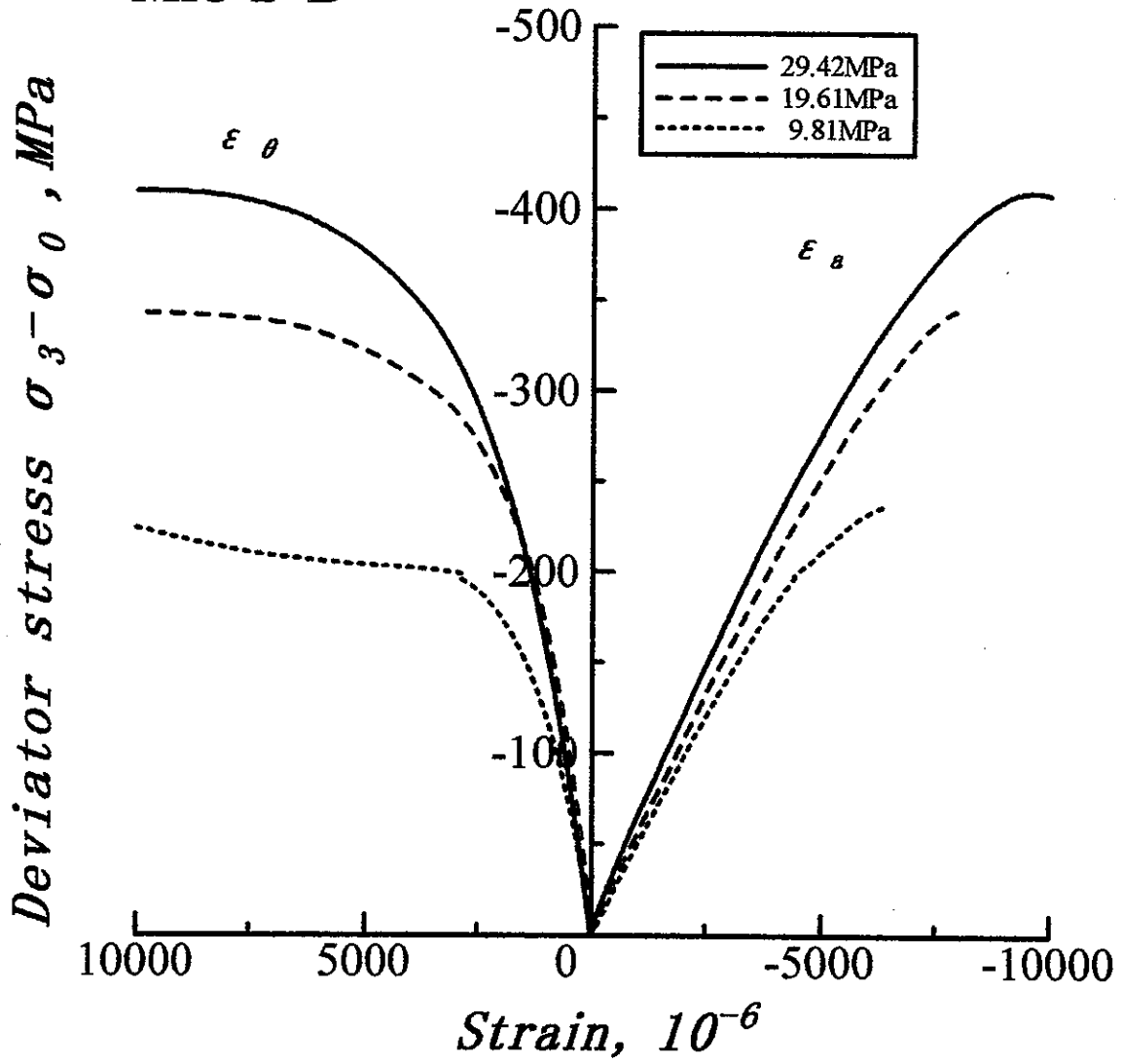
APPENDIX VI

三軸圧縮試験における応力-ひずみ曲線

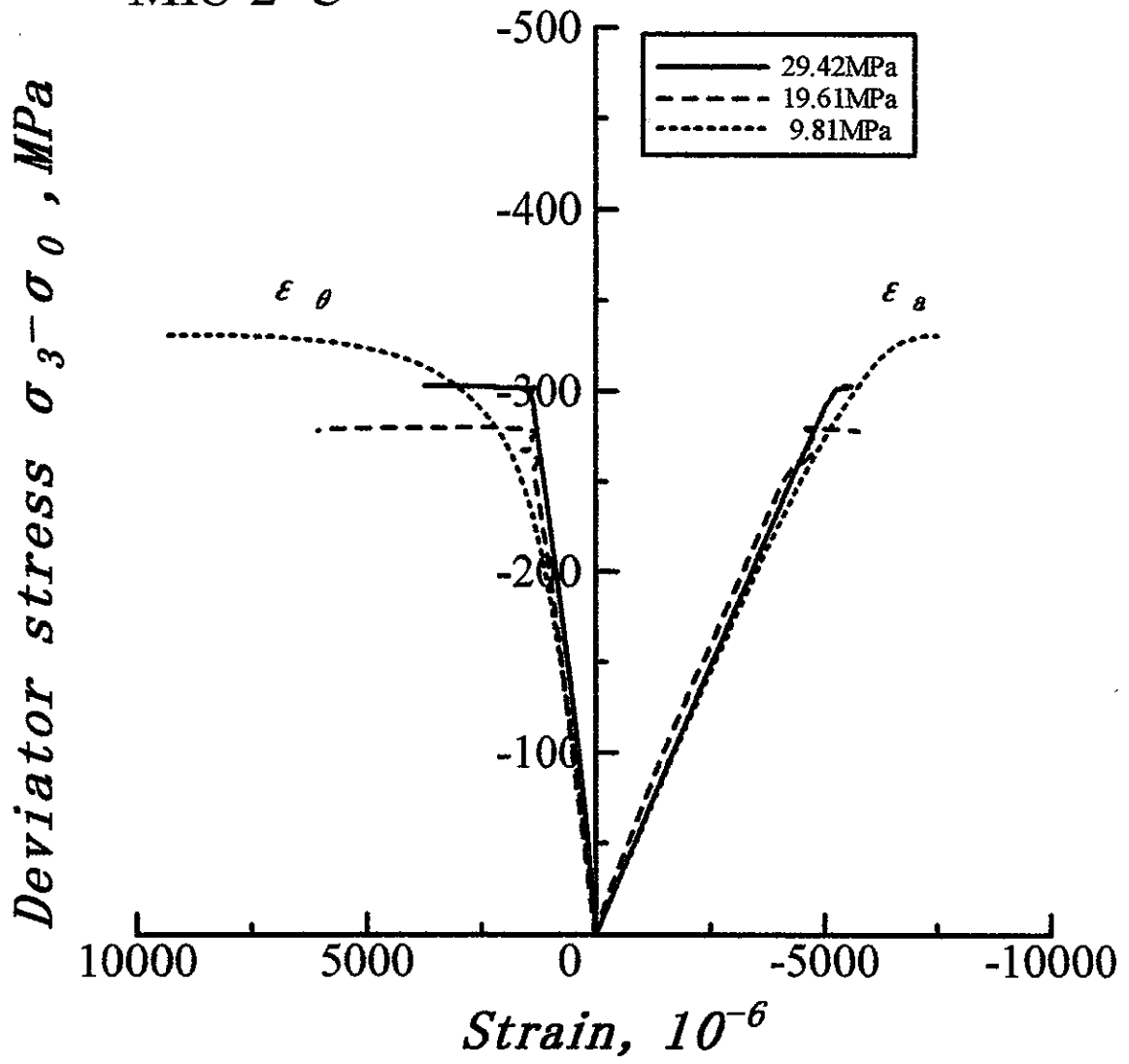
応力およびひずみは、正が引張、負が圧縮を表す。

ε_a および ε_p は、それぞれ軸ひずみおよび横ひずみである。

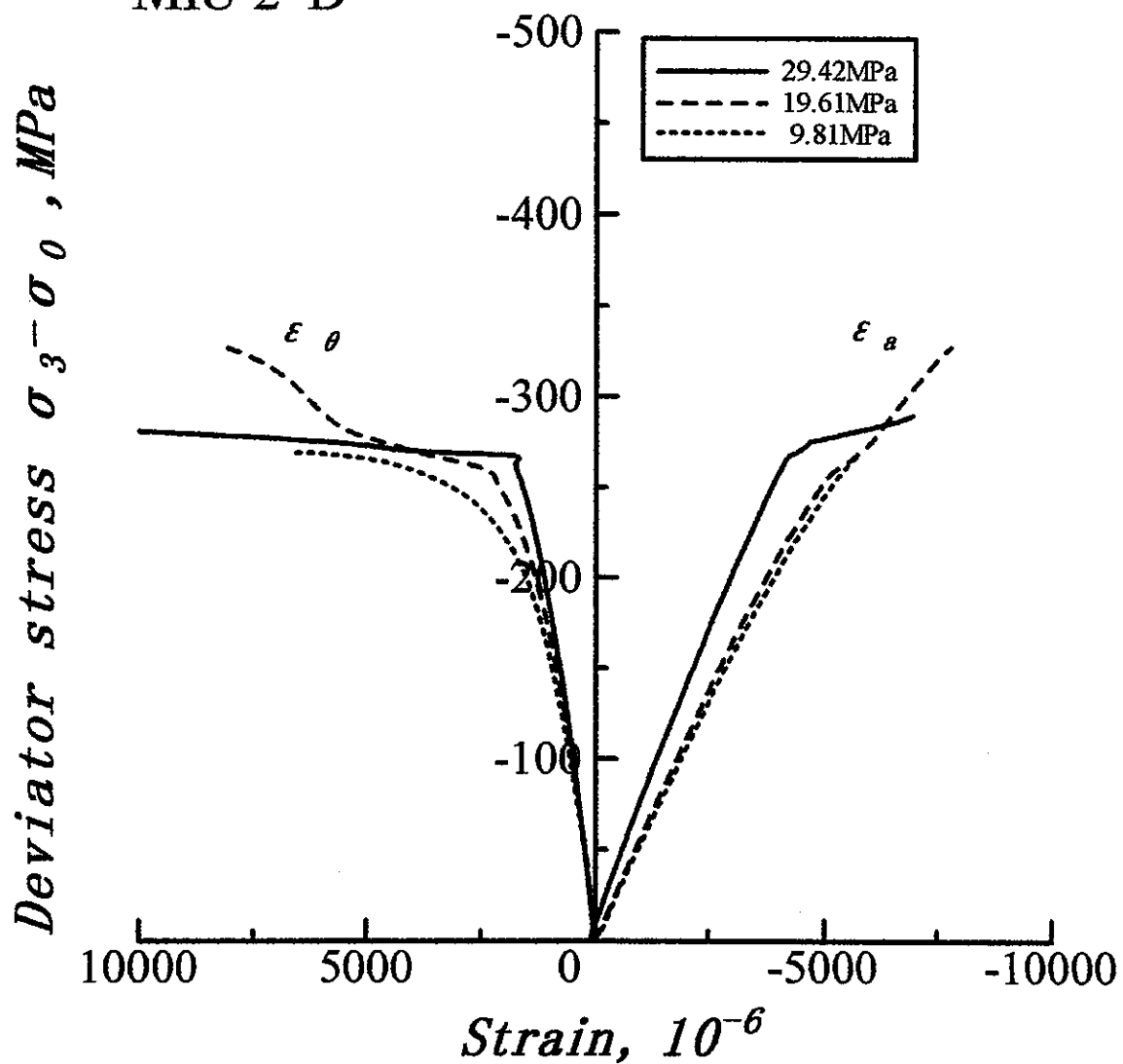
MIU-2 B



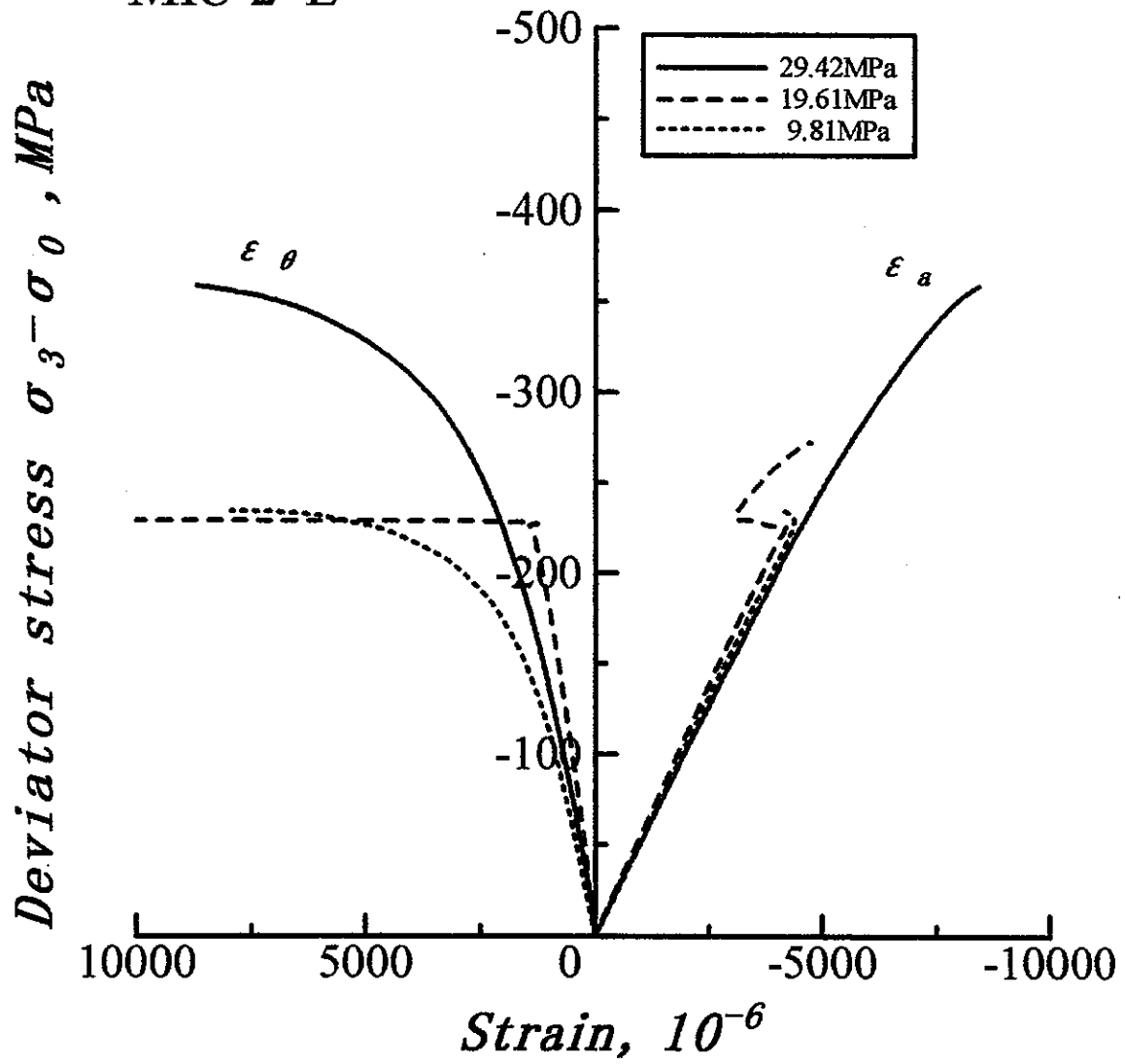
MIU-2 C



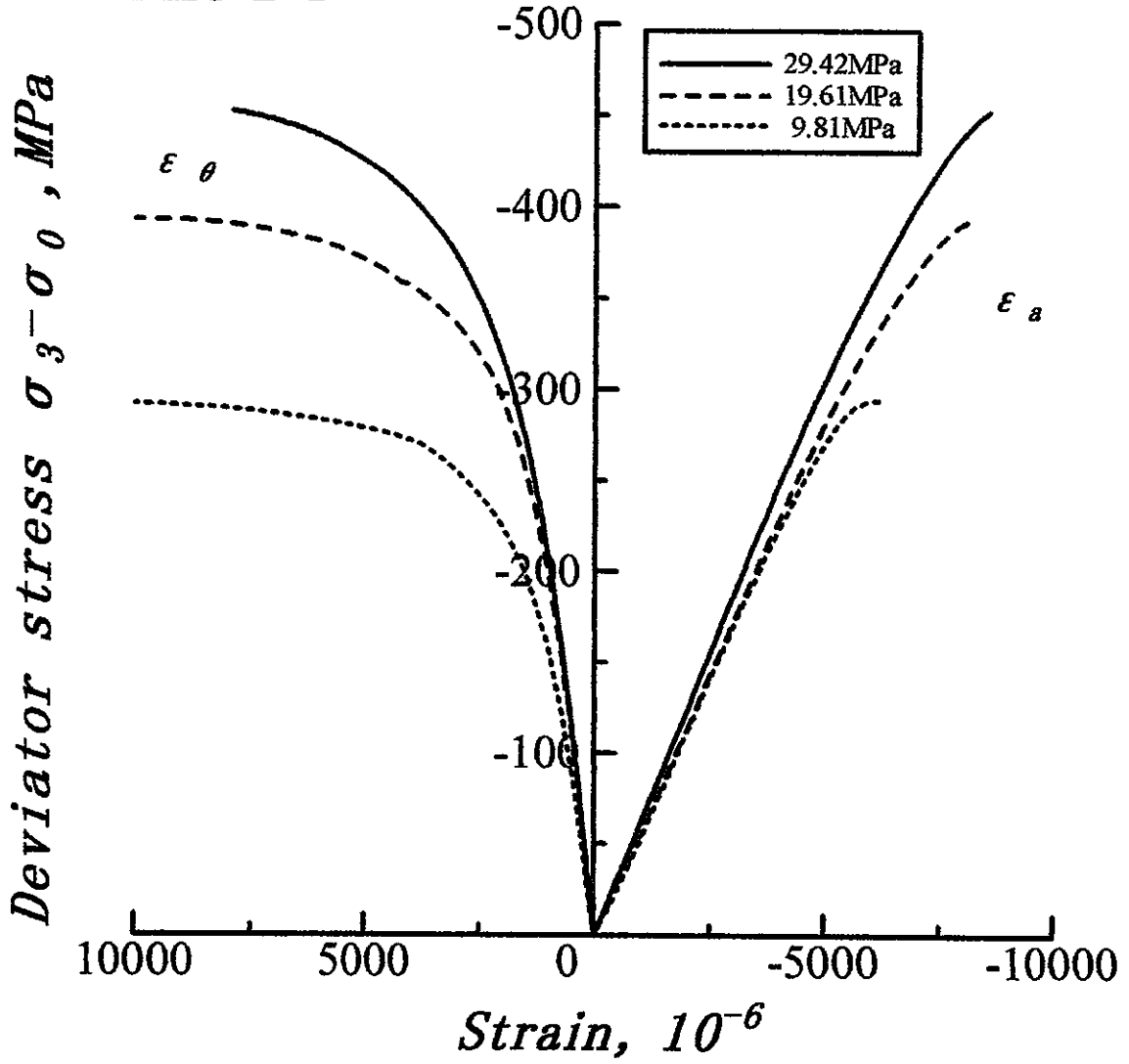
MIU-2 D



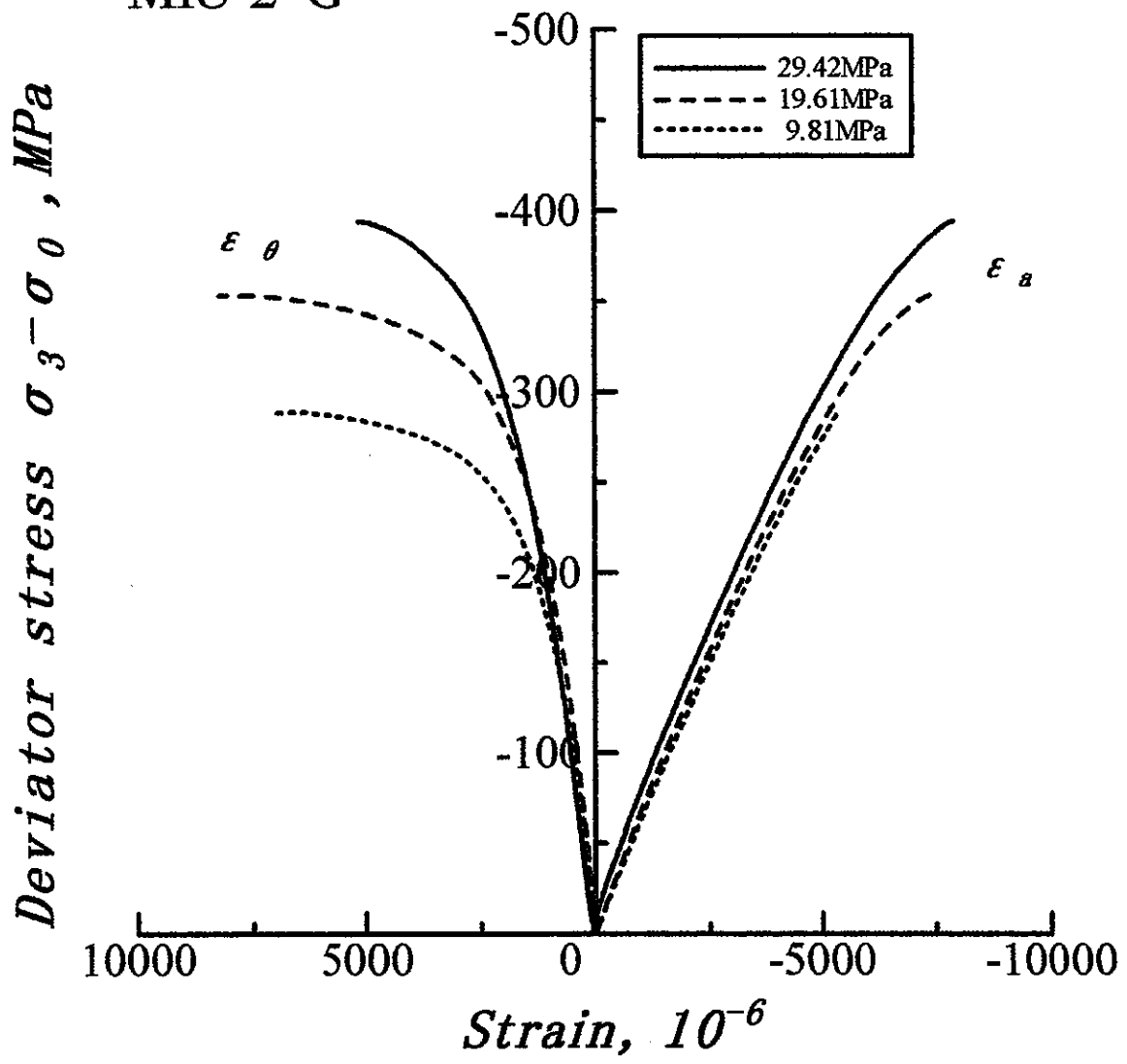
MIU-2 E



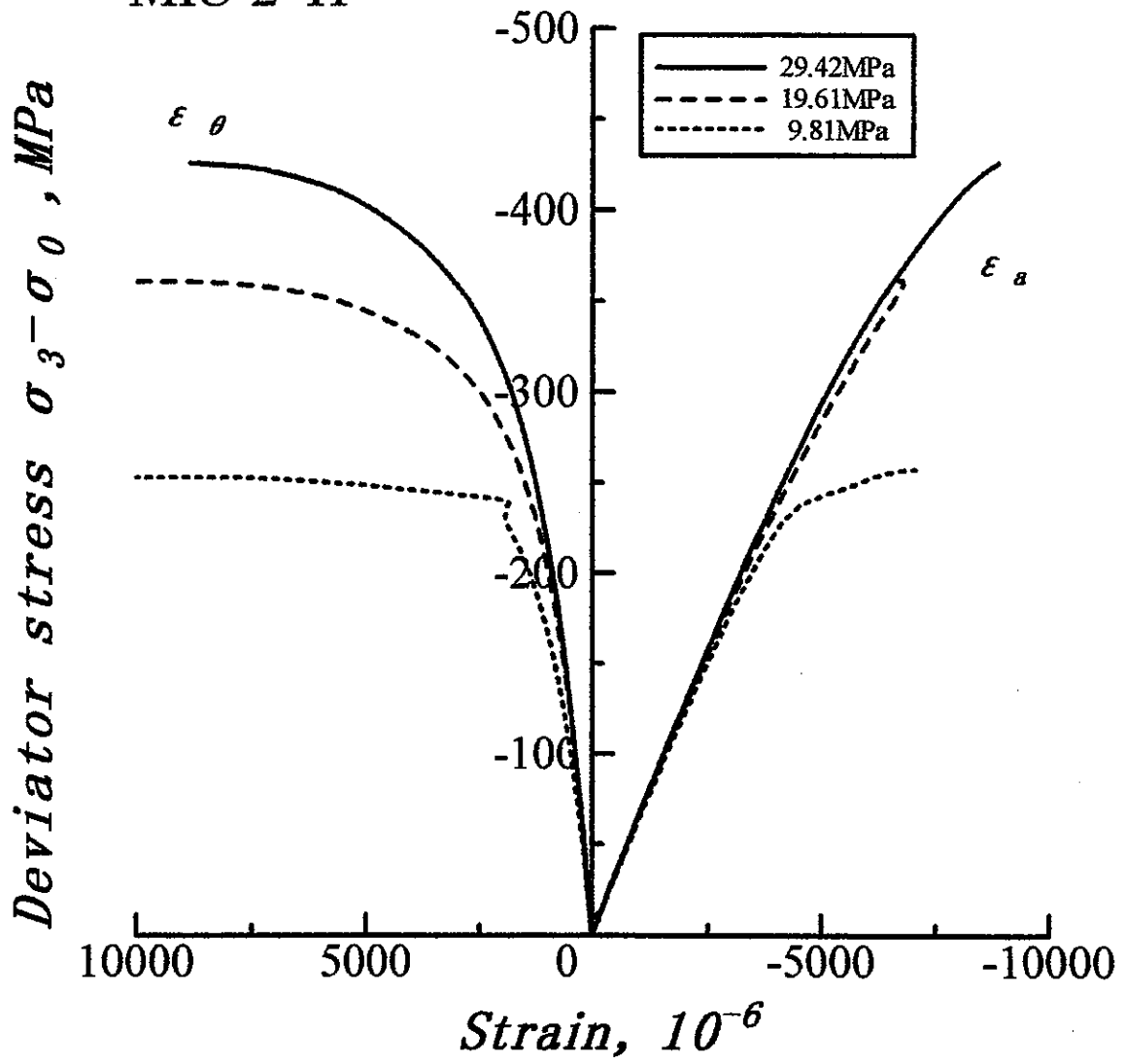
MIU-2 F



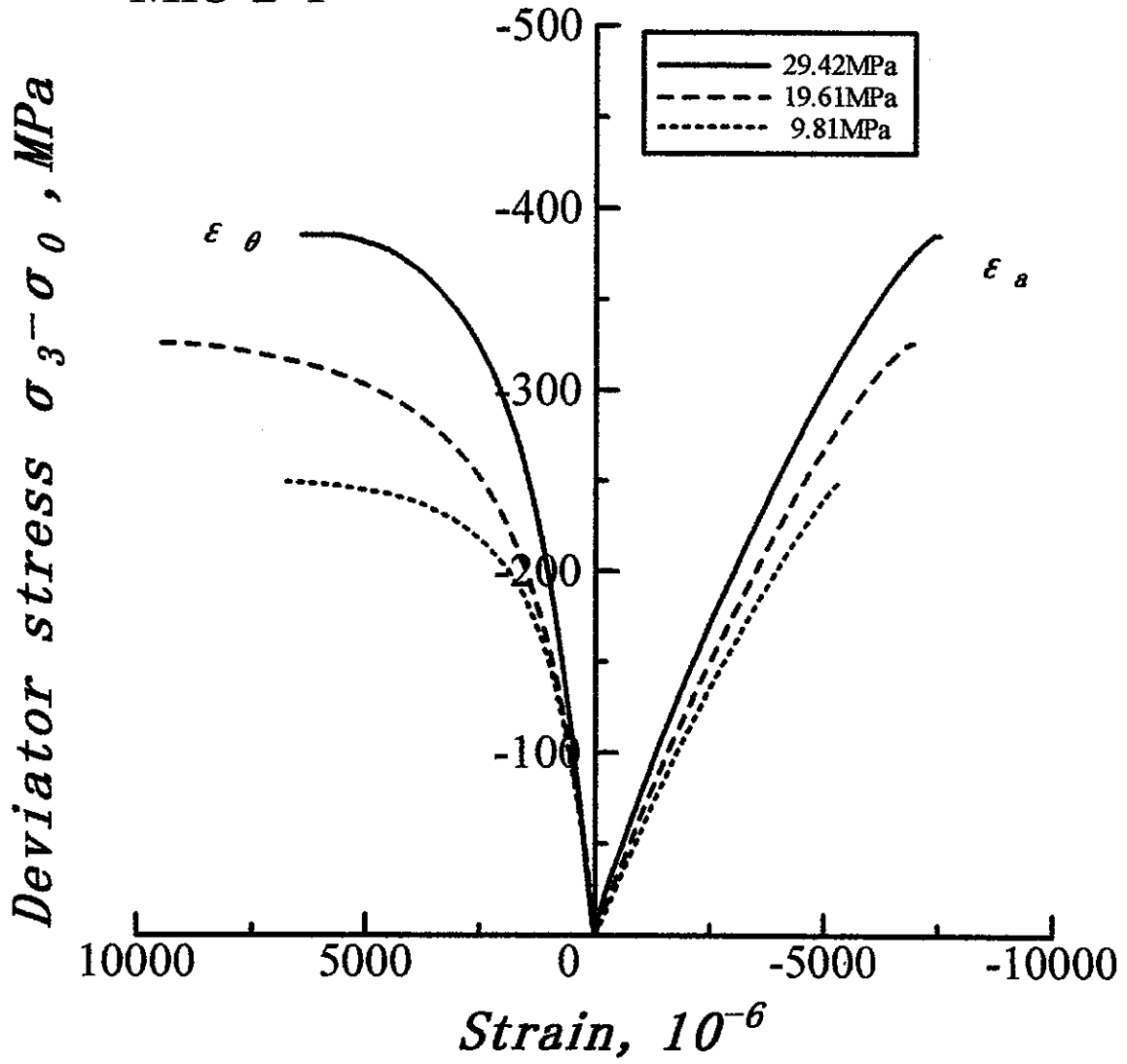
MIU-2 G



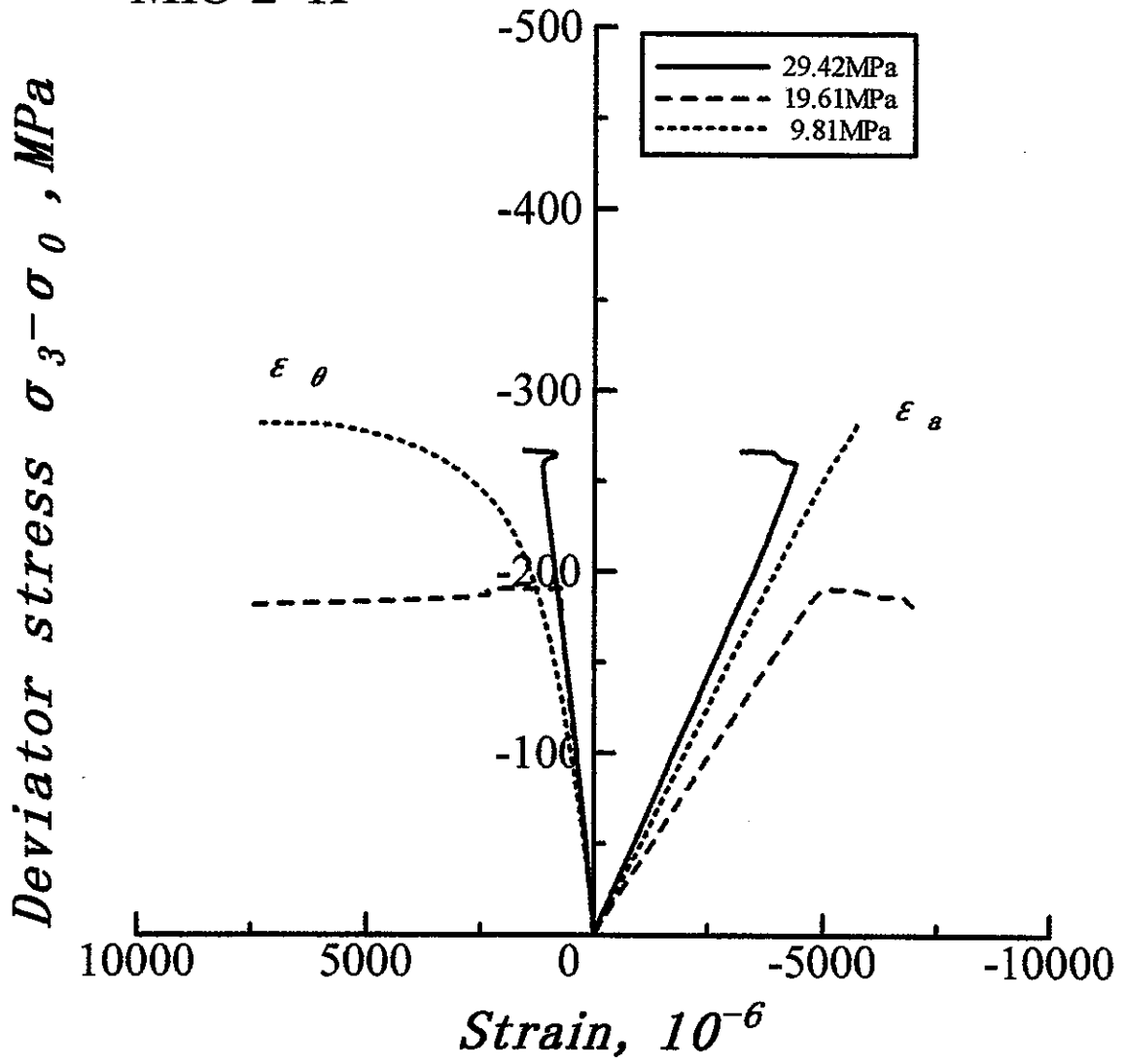
MIU-2 H



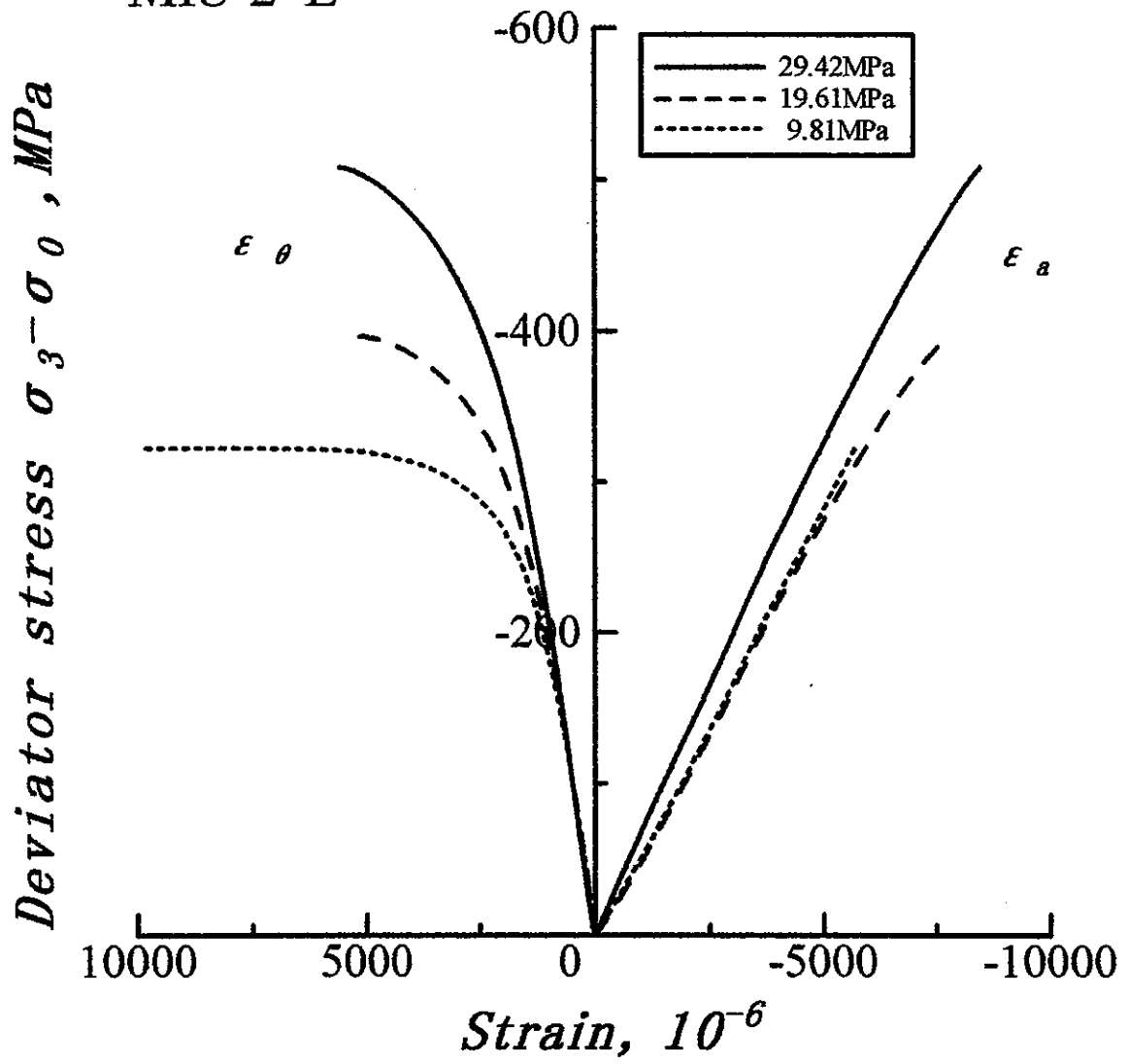
MIU-2 I



MIU-2 K

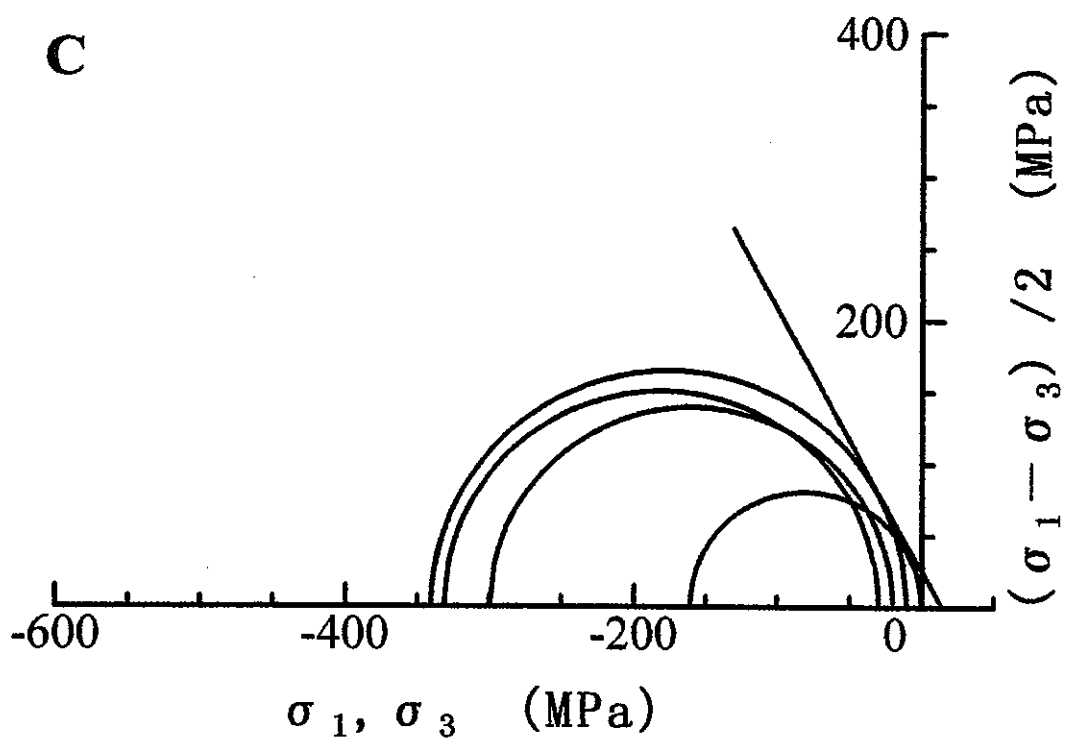
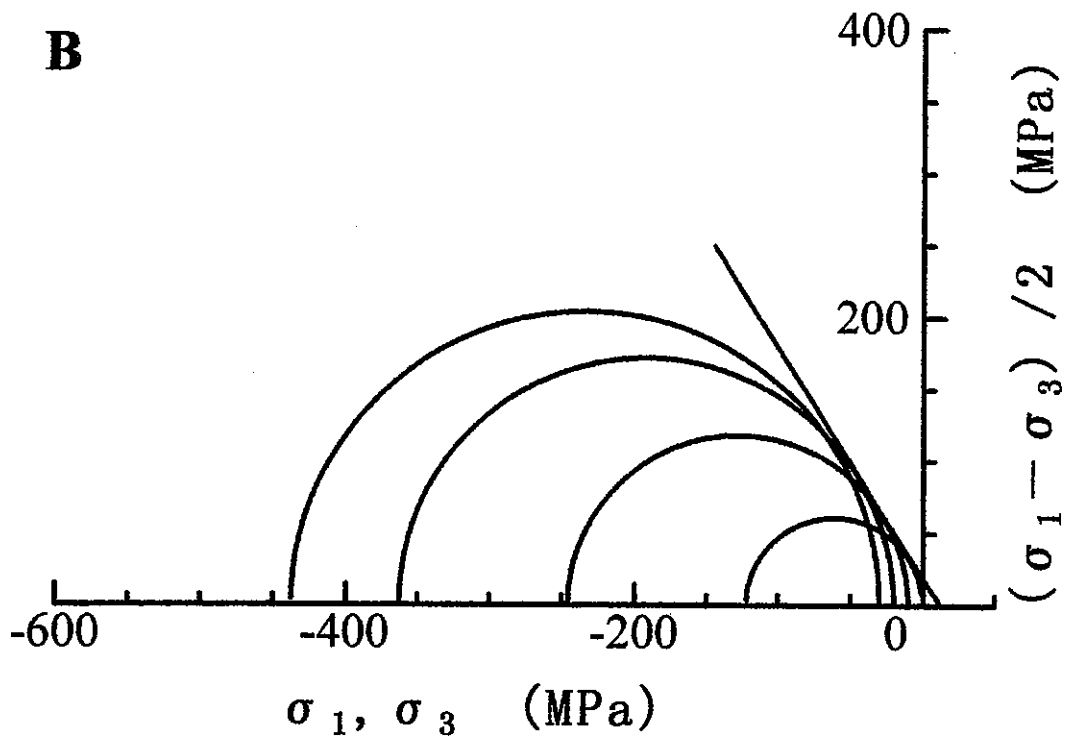


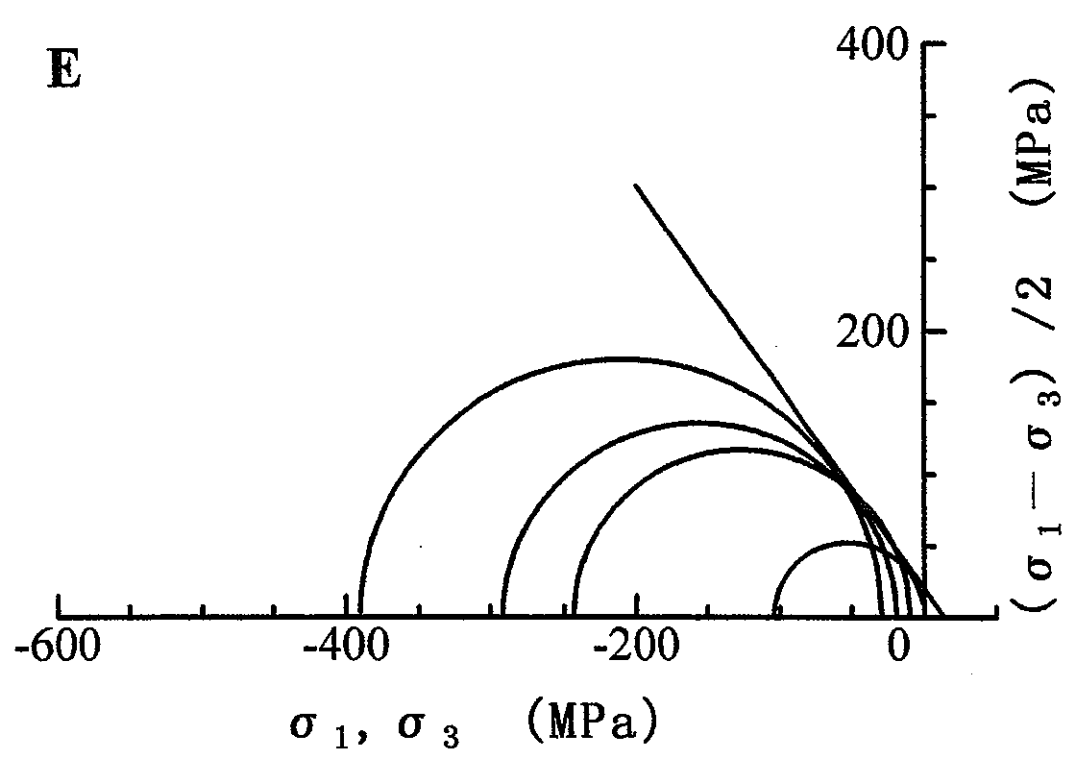
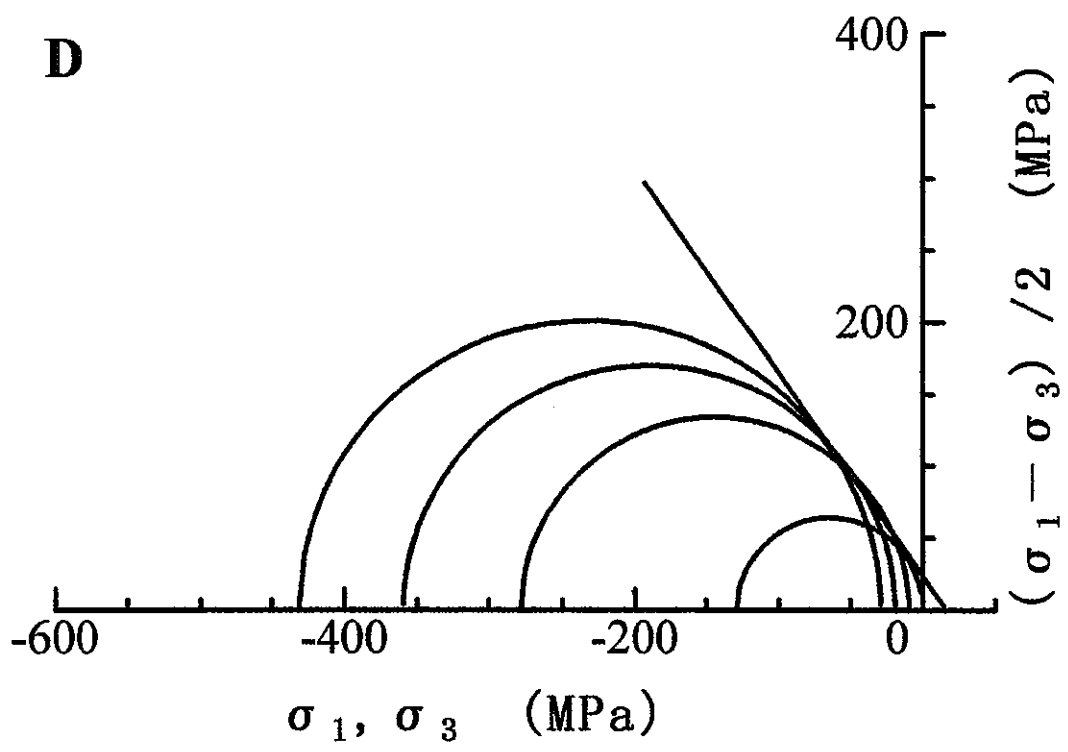
MIU-2 L

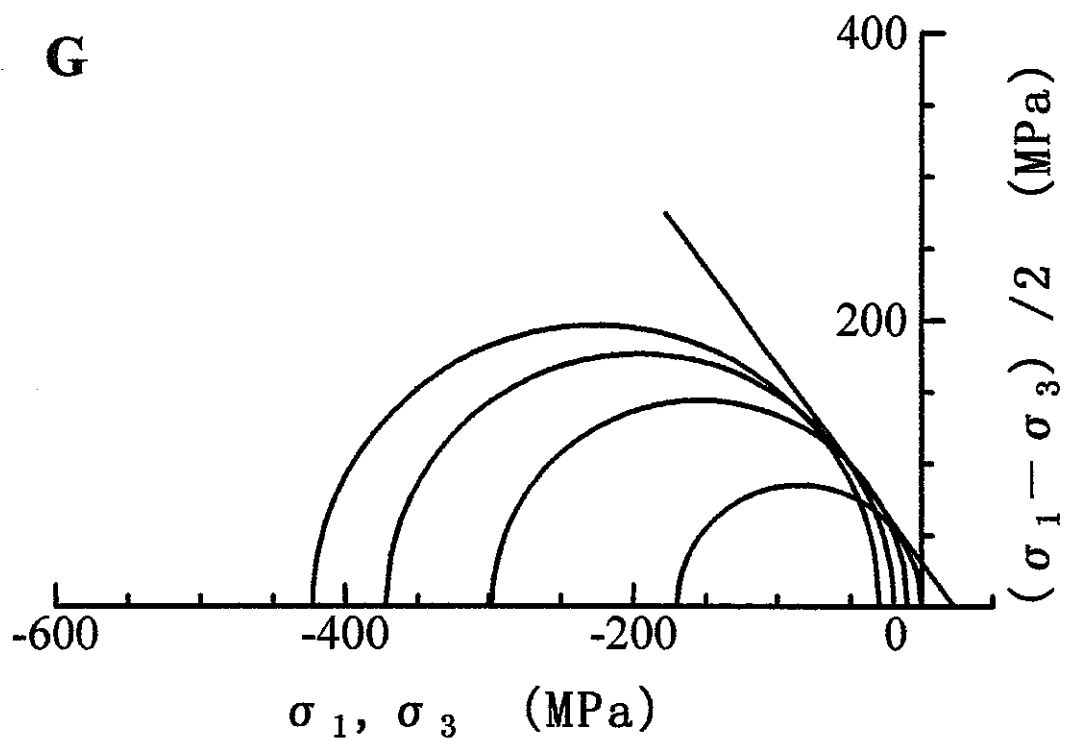
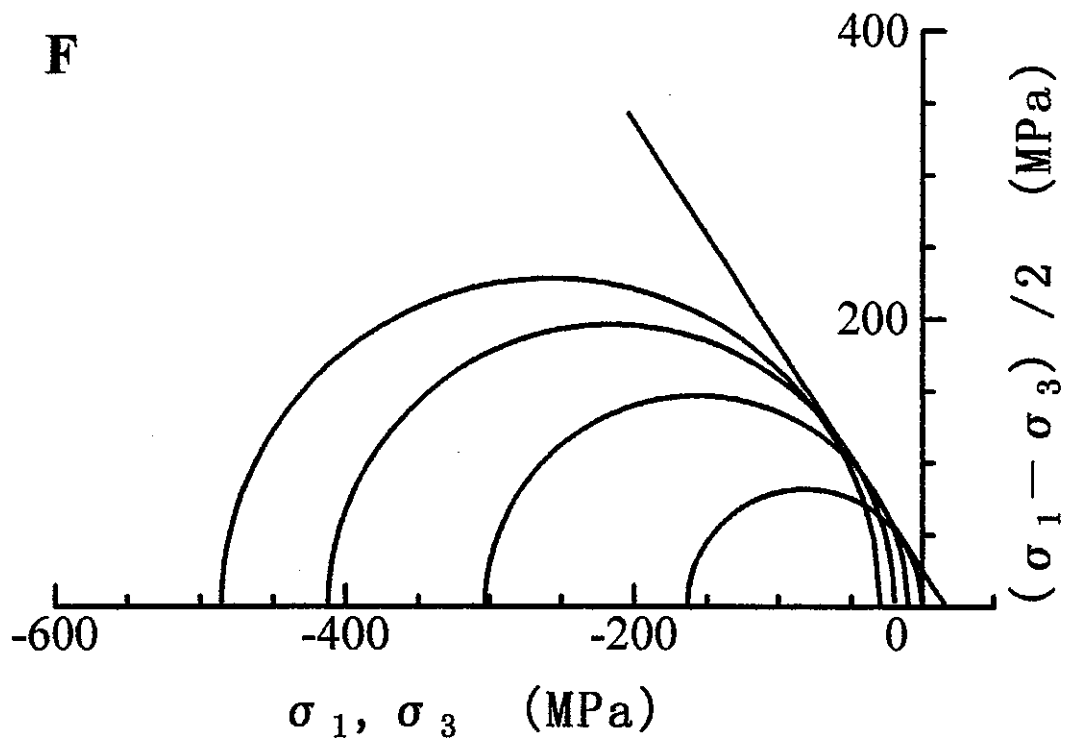


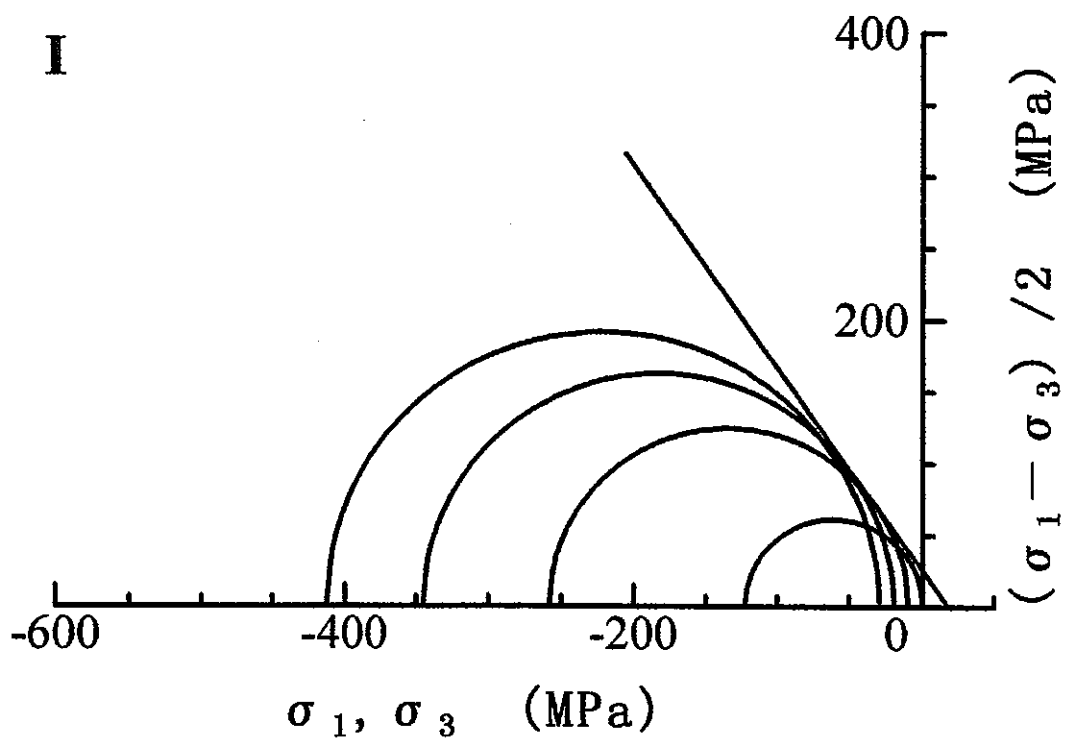
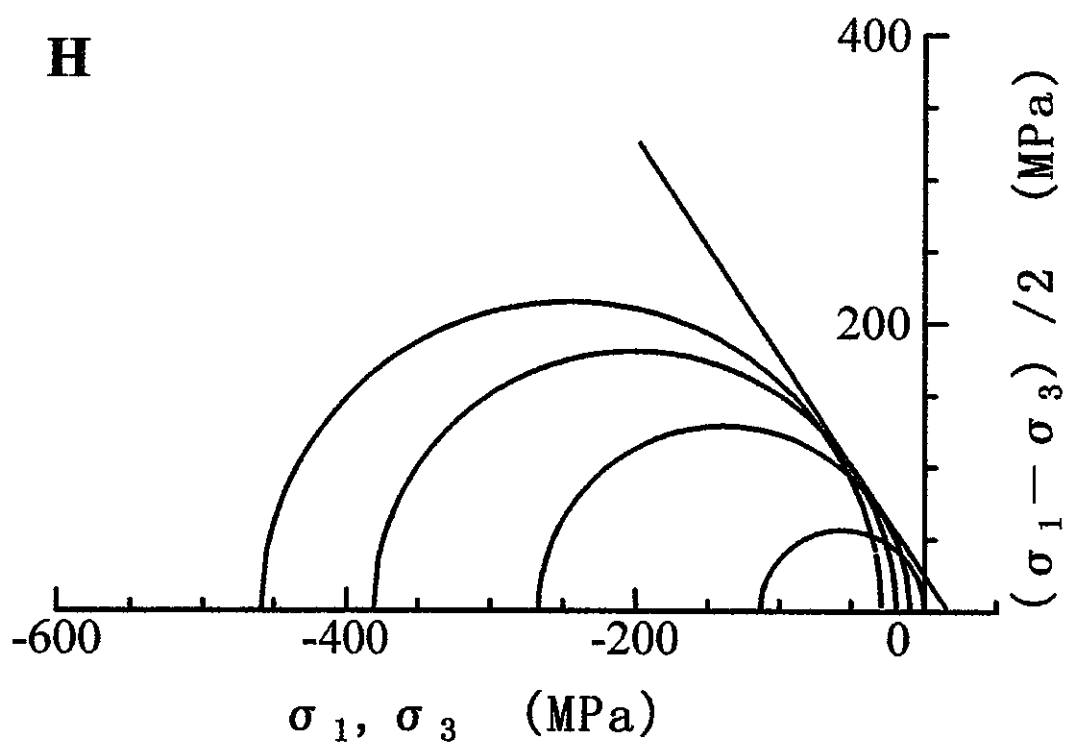
APPENDIX VI

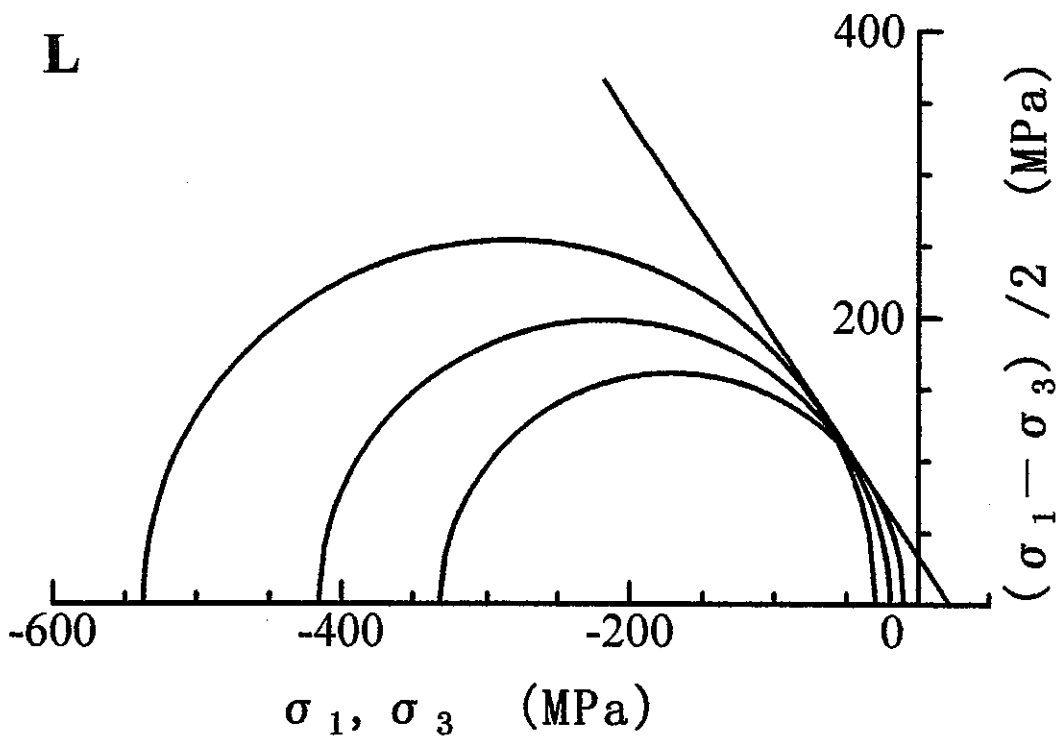
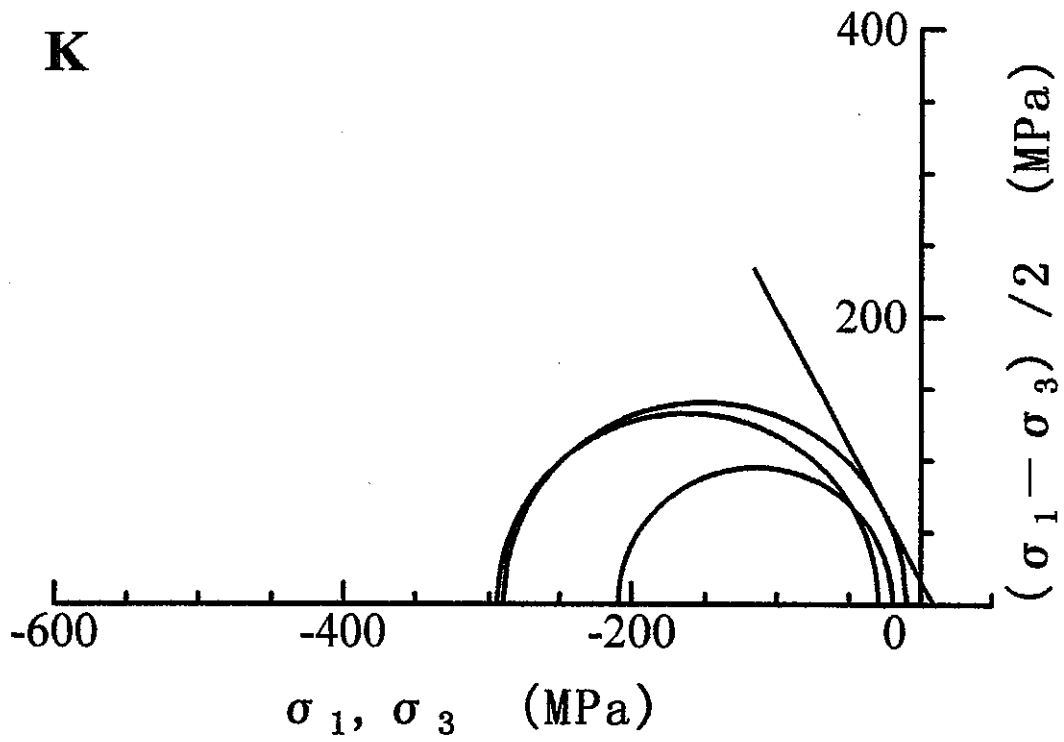
破壊応力円








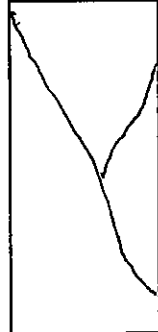

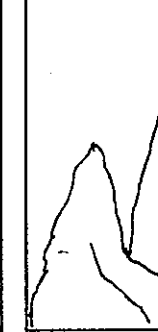



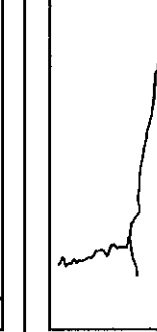






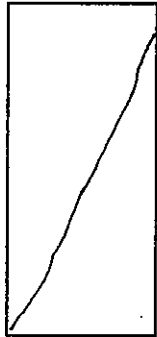
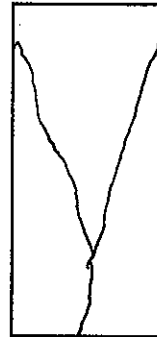





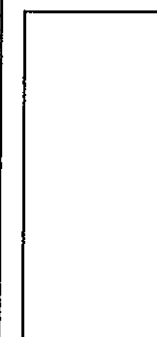
APPENDIX VIII

一軸および三軸圧縮試験後の試験片のスケッチ




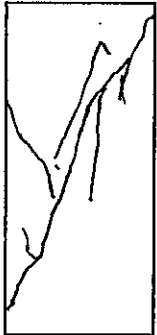



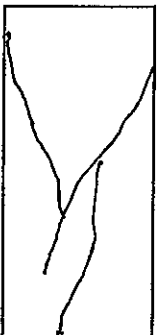
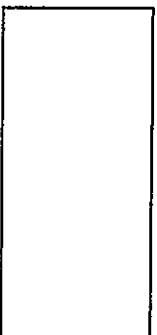
一軸および三軸圧縮試験結果

試料番号	A0	B0	B1	B2	B3	C0	C1	C2	C3
採取深度 (m)	187.05	253.46	253.56	253.66	253.76	357.28	357.40	357.52	357.64
封圧 (kg/cm ²)	0	0	100	200	300	0	100	200	300
試験後の状態									
試験前	き裂なし	同左	同左	同左	同左	同左	同左	同左	同左
試験後	せん断	せん断	せん断	くさび形	せん断	せん断	せん断	たて割れ	たて割れ
破断荷重 (kg)	17850	12800	25700	38100	46100	17000	35900	32100	35600
破断角度 (度)	21	25	17	15	23	23	25	10	15
備考									

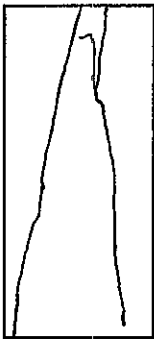


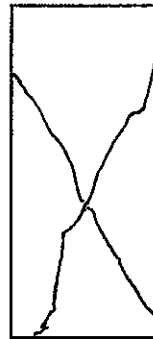





一軸および三軸圧縮試験結果

試料番号	D0	D1	D2	D3	E0	E2	E1	E3	
採取深度 (m)	452.10	452.22	452.34	452.46	552.33	552.45	552.57	552.69	
封圧 (kg/cm ²)	0	100	200	300	0	100	200	300	
試験後の状態									
試験前	き裂なし	同左	同左	同左	同左	同左	同左	同左	
試験後	せん断	せん断	くさび形	くさび形	せん断	せん断	せん断	せん断	
破断荷重 (kg)	13500	29150	37800	45650	10980	25400	30400	41000	
破断角度 (度)	20	24	14	17	8	23	30	23	
備考									


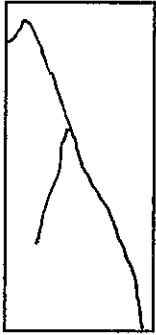
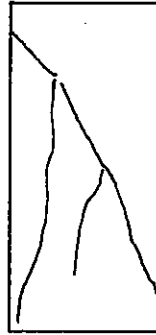




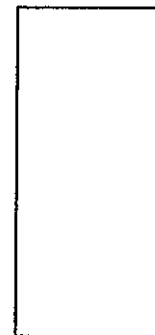

一軸および三軸圧縮試験結果

試料番号	F0	F1	F2	F3	G0	G2	G1	G3	
採取深度 (m)	651.52	651.64	651.76	651.88	734.23	734.33	738.55	739.00	
封圧 (kg/cm ²)	0	100	200	300	0	100	200	300	
試験後の状態									
試験前	き裂なし	同左	同左	同左	同左	同左	同左	同左	
試験後	せん断	せん断	せん断	くさび形	せん断	せん断	せん断	くさび形	
破断荷重 (kg)	17250	31800	43450	51400	17960	31300	39300	44550	
破断角度 (度)	15	27	25	30	28	25	25	22	
備考									

一軸および三軸圧縮試験結果

試料番号	H0	H1	H2	H3	I0	I1	I2	I3	
採取深度 (m)	761.80	762.00	762.12	762.24	832.50	834.68	834.80	835.86	
封圧 (kg/cm ²)	0	100	200	300	0	100	200	300	
試験後の状態									
試験前	き裂なし	同左	同左	同左	同左	同左	同左	同左	
試験後	せん断	せん断	せん断	せん断	くさび型	せん断	せん断	せん断	
破断荷重 (kg)	11900	28100	40000	48300	12880	26950	36100	43400	
破断角度 (度)	11	14	21	26	20	32	24	23	
備考									

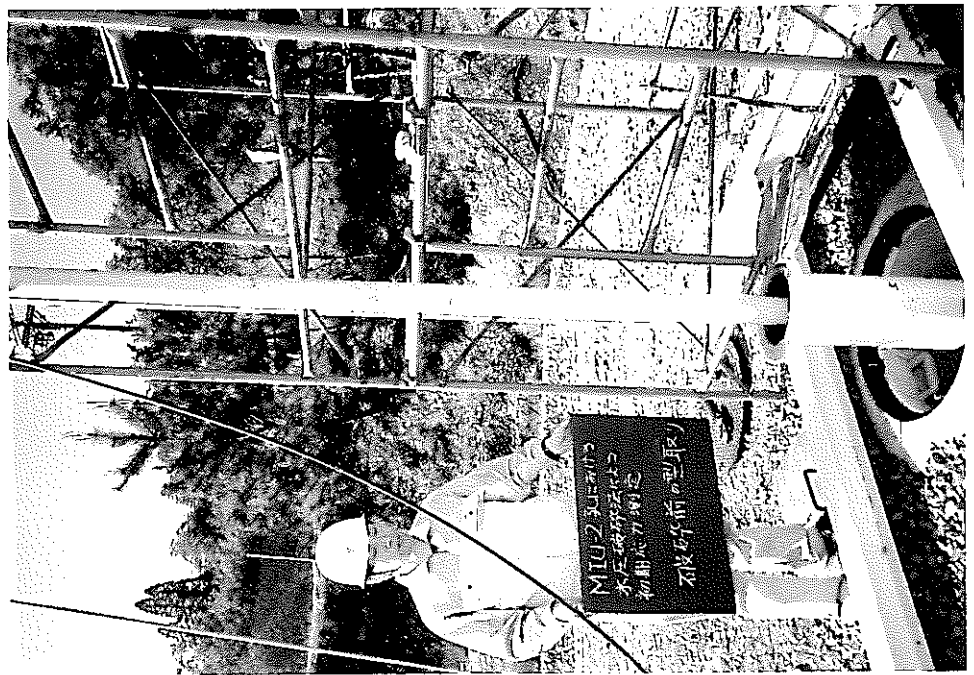
一軸および三軸圧縮試験結果

試料番号	J0	K1	K2	K3	L1	L2	L3		
採取深度 (m)	879.45	932.55	959.58	965.70	970.22	980.40	981.63		
封圧 (kg/cm ²)	0	100	200	300	100	200	300		
試験後の状態									
試験前	き裂なし	同左	同左	同左	同左	同左	同左		
試験後	せん断	せん断	せん断	せん断	たて割れ	せん断	くさび型		
破断荷重 (kg)	12080	30550	30600	30850	35100	44050	56700		
破断角度 (度)	22	13	20	28	13	27	13		
備考									

APPENDIX IX

写真集

破碎前の型取り



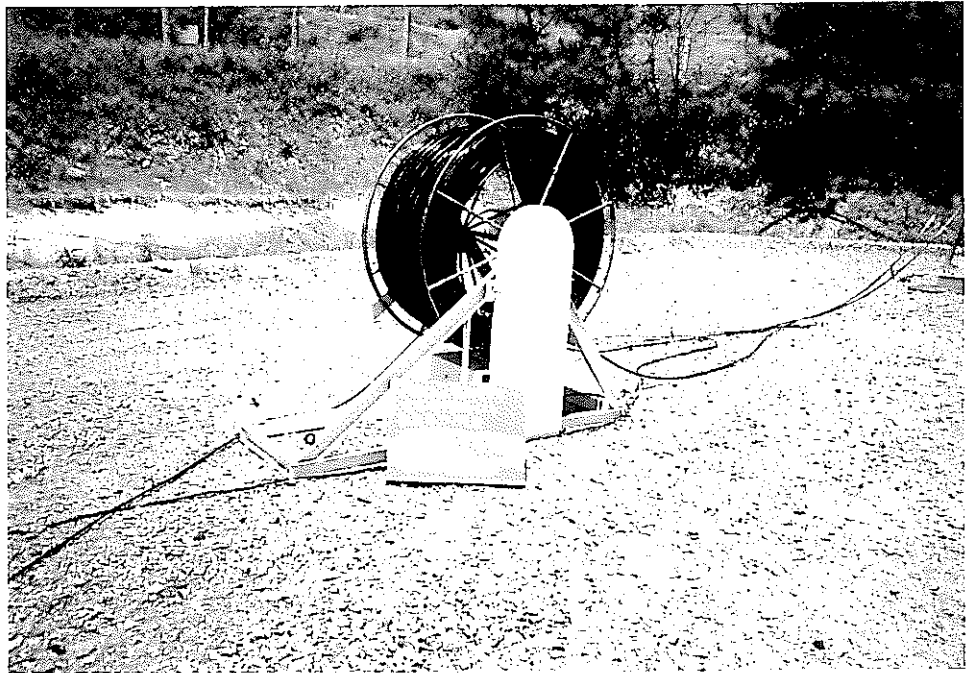
破碎後の型取り



破碎後の型取り
シングルショット



高圧ホースリール



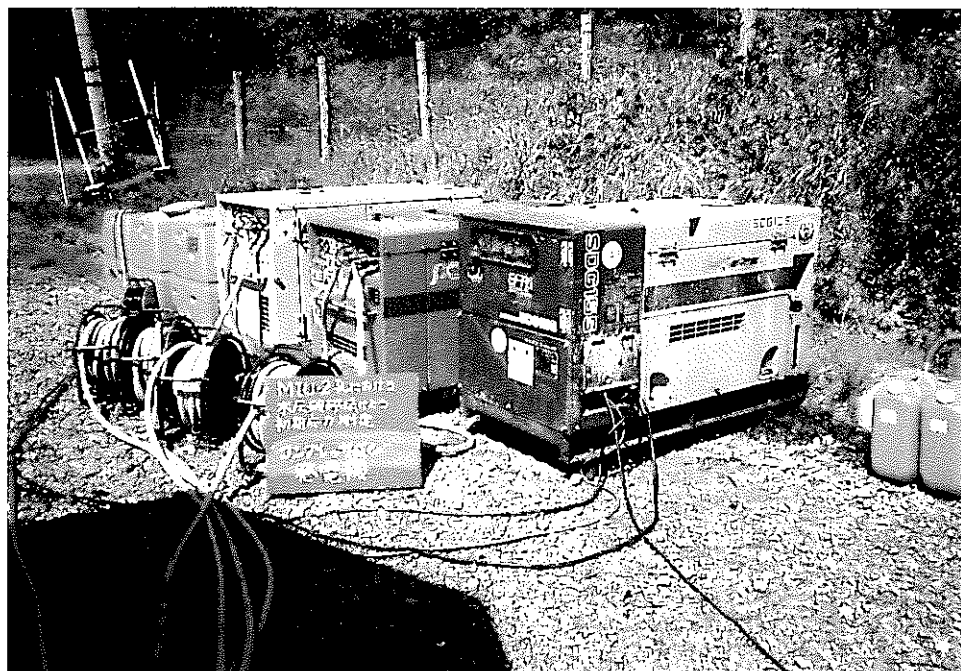
水圧破碎計測システム



ダミーパッカー降下



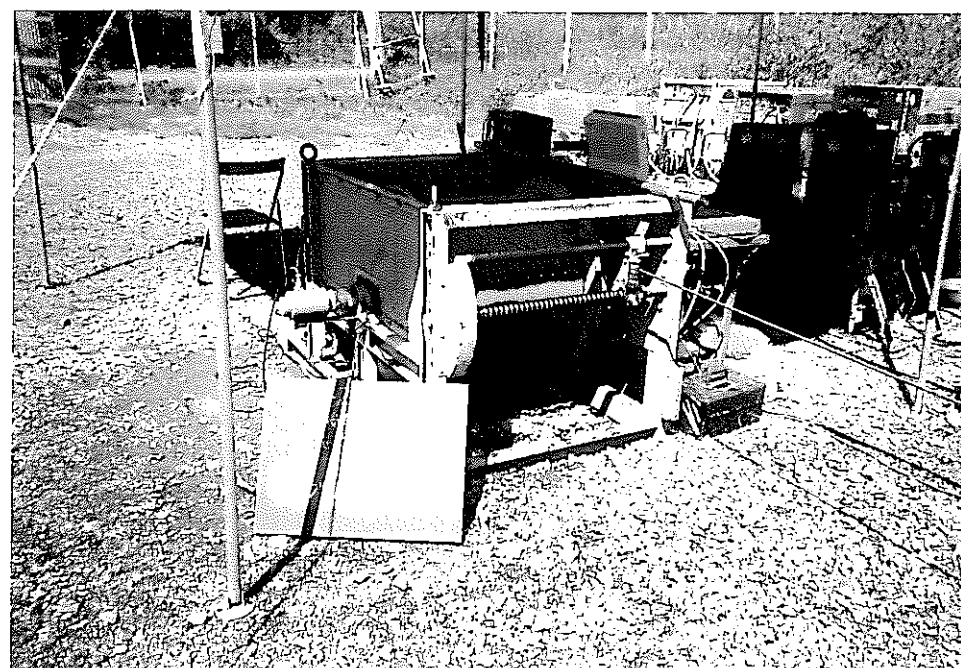
コンプレッサー及び
発電機



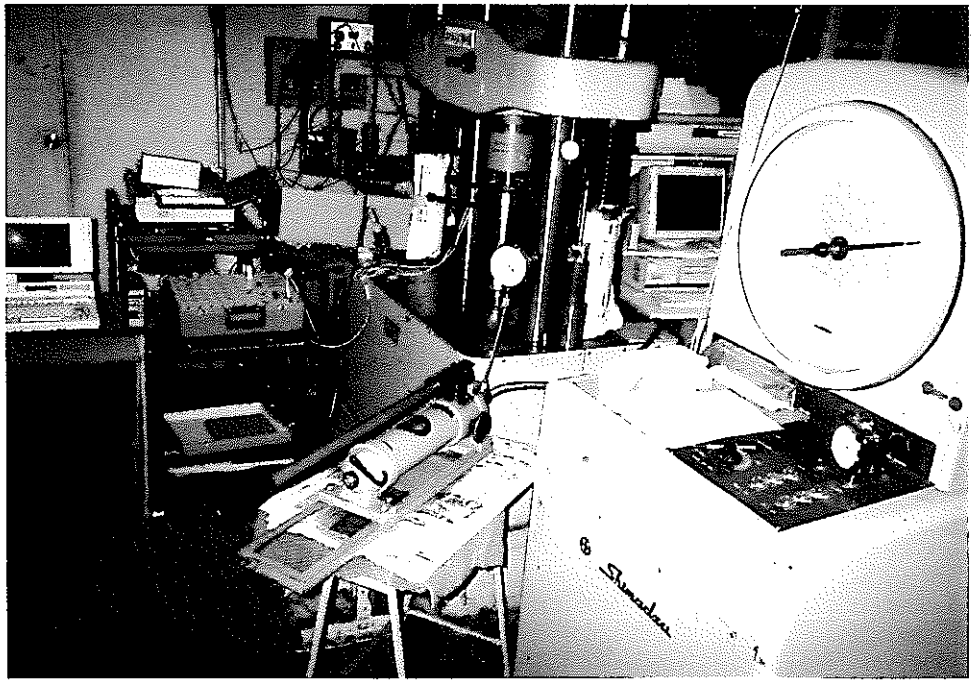
水圧破碎用高圧ポンプ



水圧破碎用ケーブル
ウィンチ



アムスラー型
材料試験機



ソニックビューア-SX
MODEL-5251A

