

花崗岩における岩盤工学に関する調査試験研究 (その6)

(動力炉・核燃料開発事業団 研究委託内容報告書)

1997年3月

技術資料		
開示区分	レポート No.	受領日
Σ	J1559 97-001	9.4.18
この資料は技術管理室保存資料です 閲覧には技術資料閲覧票が必要です 動力炉・核燃料開発事業団 技術協力部技術管理室		

社団法人 システム総合研究所

この資料は、動燃事業団の開発業務を進めるため、特に限られた関係者だけに開示するものです。ついては、複製、転載、引用等を行わないよう、また第三者への開示又は内容漏洩がないよう管理して下さい。また今回の開示目的以外のことには使用しないよう特に注意して下さい。

本資料についての問合せは下記に願います。注)

〒107 東京都港区赤坂1-9-13
動力炉・核燃料開発事業団
技術協力部 技術管理室

花崗岩における岩盤工学に関する調査試験研究（その6）

社団法人 システム総合研究所
理事長 榎 木 義 一

要 旨

花崗岩における岩盤工学に関する調査試験研究は、岩盤物性と地殻応力に関する研究の一環として、結晶質岩系の花崗岩についての岩盤工学の基礎的研究、すなわち岩盤応力、岩盤の長期安定性および岩盤割れ目の透水性や止水性の変化、岩盤内単一不連続面の基本的特性に関する原位置（釜石原位置試験場）や、室内での試験に基づく基礎的・理論的な研究を行うものである。

「岩盤内割れ目の止水性とグラウト材料の流動に関する研究」は、グラウト範囲を自由にコントロール可能な工法を目標に、これまで釜石鉱山550mLの坑道を利用した原位置試験により、グラウト注入試験を繰り返し、実技上の知見取得を試みてきた。本年度も、CGSを注入材料として原位置においてグラウトを実施し(1) CGSに抛るグラウトの再現性の確認、(2) ルジオンテストに抛る効果の判定、(3) 流入観測に基づく割れ目の連絡の判定などを行い、さらに室内実験を中心に、(4) 注入材料の物性測定、(5) 長期安定性の確認について実験を行い取り纏めて報告する。「花崗岩の動的および静的荷重による強度・変形特性への影響と内部亀裂の観察に関する研究」については、釜石鉱山から採取した花崗閃緑岩のクリープ特性と疲労特性を把握し、比較・検討するために、サーボコントロール剛性試験機（MTS社製）を用いてクリープ試験及び疲労試験を行った。さらに、一軸圧縮試験における変形・破壊挙動とクリープおよび疲労過程における変形・破壊挙動との関係を調べるため、クリープ試験および疲労試験の途中から一軸圧縮試験に移行する試験を行った。「坑道周辺岩盤の力学的状況の精密調査」については、坑道周辺岩盤の力学的状況を精密に調査する手法として、地圧測定、高精度クリープ試験、孔内点載荷試験を取り上げた。そして、これらの計測技術の開発を進め、計画釜石鉱山の250mレベル坑道を利用して原位置計測を実施し、現場での適用化試験を進めるとともに、測定データの取得と解析を行った。

「単一不連続面のShear-Flow Coupling特性に関する研究」については、現場における岩盤不連続面は様々な応力状態の下で変形履歴を受けたことがあり、これらの履歴を室内実験により推測することが、深部地下の不連続面の特性を評価するために必要である。しかし現場の不連続面はせん断面積、壁面強度、凹凸の形状等にばらつきがあり、またサンプルの数も限られているので各要素の定量的評価は困難である。そこで、ある程度の再現性を確保するために花崗岩、砂岩中に作成した人工的不連続面を用いてShear test及びShear-Flow Coupling testを行い、不連続面の力学-水理特性におよぼすせん断履歴の影響について考察した。また、岩盤不連続面の表面幾何特性に注目し、フラクタル解析を用いて種々の応力、履歴を与えた状態での力学特性、透水特性及び表面幾何

学の定量化を行った。さらに新しい試みとしてGIS解析を用いて岩盤不連続面の特徴を3次的に解析し、フラクタルモデルによる解析結果との比較を行った。また、現在使用している実験機械の問題点を考慮し、改良することで新しいせん断透水同時試験装置を開発し、実験を行った。

「閉鎖き裂の透水性の経時変化に関する研究」については、地下深部で地圧により閉鎖しているき裂にも間隙があり、地下水はこの間隙を流れる。この間隙は、地圧、岩石の力学的性質、き裂面の形状などに依存する。本研究では、主として一定垂直応力下での引張型き裂の変形と透水性の経時変化に関する実験的・理論的研究を行い、き裂の形状と岩石の力学的性質から地下深部のき裂の透水性の経時変化を予測する手法を開発することを目的とする。本年度は、花崗岩中に作成した水圧破碎き裂に一定の垂直応力を加え、き裂の透水性およびき裂開口変位の経時変化に及ぼす垂直応力の影響に関する実験的研究を行った。なお、実験の前後でき裂面形状や間隙分布を測定し、き裂の幾何学的特徴に及ぼす一定垂直応力下の透水実験の影響も調べた。

本報告書は、社団法人 システム総合研究所が動力炉・核燃料開発事業団の委託により実施した研究委託内容である。

契 約 番 号 : 080D0144

事業団担当部課室および担当者：環境技術開発推進本部 地層科学研究グループ

主 幹 武田 精悦

花崗岩における岩盤工学に関する調査試験研究専門委員会
構 成 員

委員長	岩手大学	工学部建設環境工学科	教授	関本 善則
委員	秋田大学	鉱山学部資源・素材工学科	教授	山下 秀
委員	北海道大学	工学部資源開発工学科	教授	石島 洋二
委員	九州大学	工学部環境土木工学科	教授	江崎 哲朗
委員	東北大学	工学部資源工学科	教授	松本 浩二

(順不同、敬称略)

目 次

花崗岩における岩盤工学に関する調査試験研究 (その6)

1. 岩盤内割れ目の止水性とグラウト材料の流動に関する研究	1
1. 1	はじめに
1. 2	原位置グラウト試験
1. 2. 1	試験孔および確認孔の位置
1. 2. 2	ボーリング孔周辺岩盤の性状
1. 2. 3	グラウト試験
1. 3	割れ目内の流動水観測
1. 4	まとめ
1. 5	今後の課題
1. 5. 1	セメントの長期安定問題
1. 5. 2	割れ目内の地下水の流動問題
1. 5. 3	グラウト効果と材料強度の向上
2. 花崗岩の動的および静的荷重による強度・変形特性への影響と内部亀裂の 観察に関する研究	9
2. 1	はじめに
2. 2	基礎物性試験
2. 2. 1	基礎物性試験
2. 2. 2	試験片
2. 2. 3	基礎物性試験
2. 3	クリープ試験
2. 3. 1	クリープ試験装置および試験方法
2. 3. 2	クリープ試験結果
2. 4	疲労試験
2. 4. 1	疲労試験装置および試験方法
2. 4. 2	疲労試験結果
2. 5	CAL I 試験 (Creep Loading and After Load-Increasing Test)
2. 5. 1	試験装置および試験方法
2. 5. 2	CAL I 試験結果
2. 5. 3	クリープ過程と一軸圧縮試験における応力-ひずみ線図との関係
2. 6	FAL I 試験 (Fatigue Loading and After Load-Increasing Test)
2. 6. 1	FAL I 試験装置および試験方法
2. 6. 2	FAL I 試験結果と考察
2. 7	まとめ
2. 8	今後の課題
3. 坑道周辺岩盤の力学的状況の精密調査	27
3. 1	はじめに
3. 2	地圧計測
3. 2. 1	孔経変化法による下向き地圧測定法の改良
3. 2. 2	現場計測の場所と測定結果
3. 3	高精度クリープ計測
3. 3. 1	計測の目的と開発の経緯
3. 3. 2	計測システム

3. 3. 3	現場計測結果	
3. 4	不連続面の性状の把握に対する孔内点載荷試験の応用	
3. 4. 1	測定方法	
3. 4. 2	測定結果	
3. 5	結論	
4.	単一不連続面のShear-Flow Coupling特性に関する研究	53
4. 1	はじめに	
4. 2	人工的不連続連続面のShear特性, 及びShear-flow coupling特性	
4. 2. 1	Shear-flow coupling実験装置	
4. 2. 2	試験体	
4. 2. 3	不連続面の作成方法	
4. 2. 4	Shear実験方法	
4. 2. 5	A E計測システム及び計測方法	
4. 2. 6	Shear実験の実験結果及び考察	
4. 2. 7	Shear-flow coupling実験方法	
4. 2. 8	透水係数の決定方法	
4. 2. 9	Shear-flow coupling実験の実験結果及び考察	
4. 3	不連続面の表面形状とせん断特性	
4. 3. 1	凹凸計測システム	
4. 3. 2	凹凸の計測方法	
4. 3. 3	せん断実験による凹凸形状の変化の考察	
4. 3. 4	表面形状の定量化について	
4. 3. 5	表面形状とせん断特性の関係	
4. 3. 6	従来表面損傷の研究	
4. 3. 7	表面損傷モデルの提案	
4. 3. 8	せん断における表面損傷の解析結果と考察	
4. 3. 9	G I Sを用いた岩盤不連続面の表面特性の解析	
4. 4	新しいShear-flow coupling実験装置の開発	
4. 4. 1	現在の実験装置の問題点と改良方法	
4. 4. 2	新しいShear-flow coupling実験装置	
4. 4. 3	試験体と不連続面の作成方法	
4. 4. 4	実験方法	
4. 4. 5	実験結果及び考察	
4. 5	まとめ	
4. 6	今後の課題	
5.	閉鎖き裂の透水性の経時変化に関する研究	167
5. 1	はじめに	
5. 2	水圧破碎き裂および試験片の作成	
5. 3	クリープ応力下でのき裂の近傍変位と透水性の測定方法	
5. 4	実験結果	
5. 4. 1	き裂近傍変位の経時変化	
5. 4. 2	き裂透水性の経時変化	
5. 5	透水実験前後におけるき裂形状・間隙の変化	
5. 6	まとめ	
5. 7	今後の課題	

以上

1. 岩盤内割れ目の止水性とグラウト材料の流動に関する研究

1-1. はじめに

岩盤割れ目を流動する地下水の止水する実技としては、例えばダムの基盤グラウトとして長い歴史と実績がある。また割れ目内の流動水を完全に止めるのではなく、制御して一定量の地下水のみの流動を図った事例として石油地下備蓄建設に採用された粘土グラウトがある。しかし、地下空間の周辺のある一定範囲に限ってグラウトし、その範囲以内の割れ目を完全に充填して高い止水性を発現させ、グラウト範囲以外の割れ目内の地下水は従前どおり自由に流動させる、いわばグラウト範囲を自由にコントロールする工法は未だ開発されていない。

本研究では、このグラウト範囲のコントロールが可能な工法の確立を目標に、これまで釜石鉱山 550 mL の坑道を利用した原位置試験により、グラウト注入試験を繰り返し、実技上の知見取得を試みてきた。

その結果、坑道周辺の岩盤に発達する割れ目を通して湧出する地下水の止水のために実施するグラウト法は、本研究の重要目標である、坑道中心から半径方向に一定距離の範囲内のみをグラウトによって止水し、その外側の地下水は従前どおりの流動にまかせる、という制約のもとでは、

本研究で選択したセメント系充填材料（小野田アロフィックスMC、MC+硅砂、小野田CGS、その他試作品）は、いづれもゲルタイムを有しているので、限定充填は可能であり、また、湧水の止水ではどの材料も目的を達成できることが判明したが、その中で充填固化後の充填材料の強度を考慮すれば、小野田アロフィックスCGSが最も優れていると判断された。

注入法については、例えばMCは本来ツーショットで行うのが通例であるが、割れ目の流水速度が大きいときは、ノズル先端で吐出の2液の混合が設計仕様通りに行われず、殆どの実験が失敗した。そこで、その後の注入は従前からのワンショットに変更し、混合槽で予め注入材料の固化が始まる直前まで攪拌し、ポンプで圧入する方法に拠ったので、トラブルの発生はみられなくなった。ただし、一般に使用されるポンプの性能上低圧注入の範囲に止まり、高圧注入はできなかった。

以上の経過を踏まえ本年度も、CGSを注入材料として原位置においてグラウトを実施し、(1) CGSに拠るグラウトの再現性の確認、(2) ルジオンテストに拠る効果の判定、(3) 流水観測に基づき割れ目の連絡の判定などを行い、さらに室内実験を中心に、(3) 注入材料の物性測定、(4) 長期安定性の確認について実験を行ったので、以下に取り纏めて報告とする。

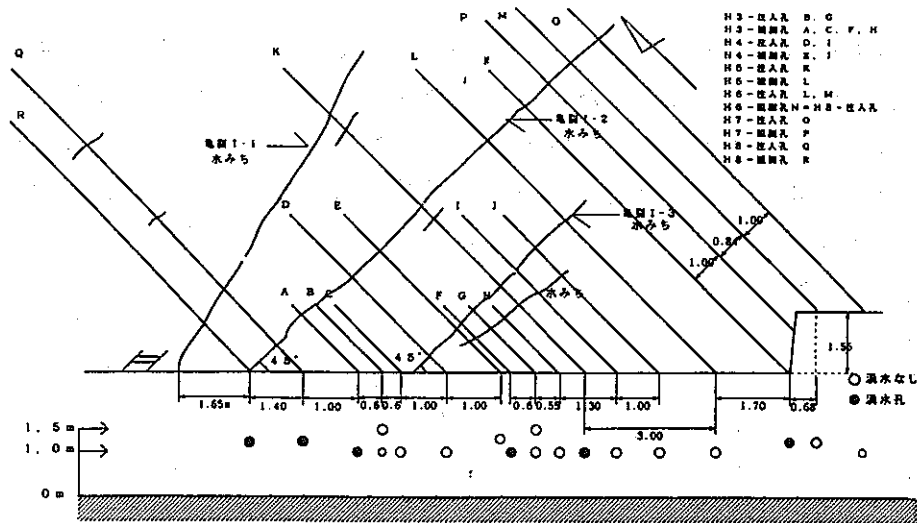
1-2. 原位置グラウト試験

1-2-1. 試験孔および確認孔の位置

前年度までと同様に、550 mL 坑道の最奥部の平成3年度に穿孔した確認孔Aの隣接し、奥部方向に1.40 m離れた地点に孔長10 mの試験孔Qを穿孔した。グラウト終了一箇月後に、試験孔からさらに1.65 m奥部に平行して孔長10 mの確認孔Rを穿孔した。（図1

参照)

図1. 試験孔および確認孔位置図



1-2-2. ボーリング孔周辺岩盤の性状

岩盤性状を把握する目安として、穿孔したQ及びR孔のボーリングコアのRQD値を、表1に示す。表より、Q孔周辺の岩盤は節理や破砕帯が多く、RQD値も49～85とこれまでで最も低い値である。これに対して隣接するR孔は口元から3～4 m間で「非常に悪い」測定値となっているが、他の区間では従来のボーリングコアと同様または以上の評価となっている。

表1. Q及びR孔のコアのRQD値測定結果

孔	Q 孔		R 孔	
	RQD (%)	岩盤分類	RQD (%)	岩盤分類
0～1	70	普通	92	非常に良い
1～2	82	良い	100	非常に良い
2～3	78	良い	63	普通
3～4	49	悪い	13	非常に悪い
4～5	84	良い	59	普通
5～6	58	普通	79	良い
6～7	66	普通	82	良い
7～8	85	良い	51	普通
8～9	84	良い	79	良い
9～10	70	普通	85	良い

1-2-3. グラウト試験

注入試験孔Q孔はRQD値がこれまで最低の値であり、湧水量も従来の試験孔と比べるとかなり多い水量が測定されたので、グラウト材料には速硬性のアロフィックスCGSを使用することとした。また、周囲の岩盤が既にグラウトされている部分の改良を目的に、

平成 6年度に試験を行ったN孔を使用して、超微粒子系のアロフィックスMCの注入を行った。

Q孔は、優勢な湧水箇所を考慮し、口元から 3.5 mの位置にパッカーをセットし、注入前ルジオン試験のための注水を開始したが、口元付近からの漏水が多数みられたので、それを避けるためパッカー位置を口元から 7.5 mに変更して試験を行った。表2に注入前ルジオン試験結果を示す。また、表にはグラウト注入後に実施した注入後ルジオン試験の結果も同時に示してあるので、対比すると、ルジオン値は注入前の 215 (Lu) から注入後は 0.812 (Lu) に減少している。すなわち、グラウトによりルジオン値は 1/260に改善された。これを、透水係数 (ダルシー) でみると 10^{-3} オーダーから 10^{-6} オーダーまで止水性が向上したことになる。また、試験前の湧水量 2.31 ℓ /minは完全に止水され、グラウト効果が確認された。

表2. Q孔のグラウト注入前後のルジオン試験結果

Q孔透水試験 (グラウト注入前)

パッカー位置：口元から7.5 (m)
 設定圧力：2.2 (kg/cm²)
 設定流量：20.0 (ℓ /min)
 測定圧力：0.35 (kg/cm²)
 注入流量：20.0 (ℓ /min)

ルジオン値	215
透水係数	2.15E-03

注入時間 (min)	積算流量 (ℓ /min)
0	0
1	20
2	40
3	60
4	80
5	100

Q孔透水試験 (グラウト注入後)

パッカー位置：口元から7.2 (m)
 設定圧力：2.0 (kg/cm²)
 設定流量：19.7 (ℓ /min)
 測定圧力：2.0 (kg/cm²)
 注入流量：0.50 (ℓ /min) (2'02"56 / ℓ)

ルジオン値	0.828
透水係数	8.28E-06

注入時間 (min)	積算流量 (ℓ /min)
0	0
1	0
2	0
3	1
4	1
5	2
6	2

Q孔へのグラウト材注入は、CGS単味で水セメント比 100、注入圧 2.5 kg/cm² で行ったが、総注入量 264 ℓ に達したところで準備した注入材が不足してしまった。状況から判断して注入はまだ続行できると思われたが、材料が切れたこと湧水が止まったので、注入作業を停止した。

N孔は、平成 6年度の観測孔で空孔のまま放置されていたものである。この周辺の岩盤にはMC+カオリンを注入材としてグラウト済みの場所であるが、材料の浸透具合から完

全にグラウトが設計仕様どおり完結していないことも予想されたので、確認と改善それに超微粒子のMC単味の場合の浸透具合を見る目的で、最初に水セメント比 1:2 で注入量 91 ℓ、続いて水セメント比 1:1、注入量 112ℓ、最後に再び 1:2で115 ℓ、総計 218ℓのグラウトを行った。その結果、表3に示すように、注入前ルジオン値 4.89 (Lu)から注入後には0.674 (Lu)となり 1/7.25 に改善された。これは透水係数 10^{-5} から 10^{-6} に向上したことを表す。このことから、超微粒子系のMCは微細な割れ目にまで浸透し充填効果は抜群で、結果的に透水性を低下させる材料であることが確実となった

表3. N孔のグラウト注入前後のルジオン試験結果

配合割合

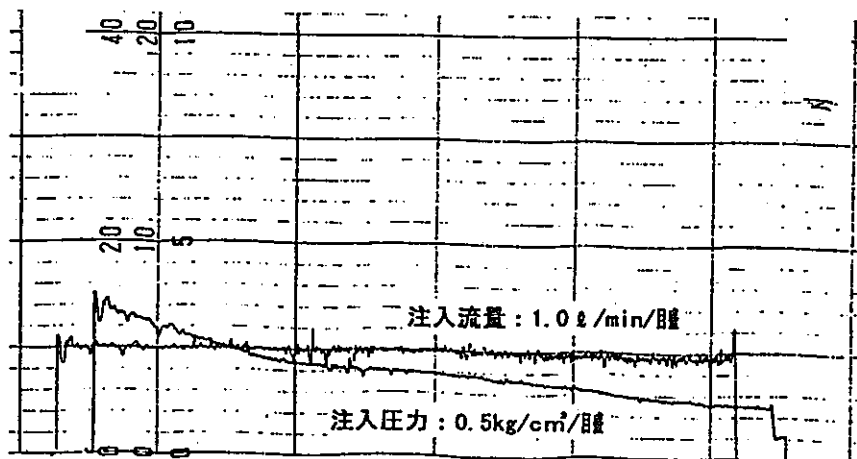
アロフィックスMC	水	水セメント比	注入量(ℓ)
1	2	200	91
1	1	100	112
1	2	200	115

$$\text{水セメント比} = \frac{\text{水}}{\text{アロフィックスMC}} \times 100(\%)$$

グラウト材注入によるルジオン値の変化

試験区間	注入前	注入後	比
1.0~10.0	4.89	0.674	1/7.25

図1 N孔の注入圧力、注入流量の記録



1-3. 割れ目内の流動水観測

Q孔を使用したグラウト注入試験終了後、隣接して確認孔Rを掘削したが、Q孔の未重点部分(口元空 7.5 mmまで区間は材料不足により未充填)とR孔から湧水がみられた。また、この場所から奥に向かって 20 m の地点にある休憩所の水道水(下向きに穿孔し採水)の蛇口の開閉がQ、R孔の湧水に影響を与えていることがかなり前から観察されていたので、確認のために蛇口開閉とQ、R両孔の湧水量との関係を測定した結果を表4に示す。

表4. Q、R孔の湧水量測定結果

Q孔（注入孔）の水量	R孔（確認孔）の水量
水道蛇口（開）・・・42.16 ml/s	水道蛇口（開）・・・82.51 ml/s
" （閉） 5分後・・・43.23	" （閉） 5分後・・・86.81
10分後・・・45.11	10分後・・・91.02
15分後・・・46.07	15分後・・・94.64
20分後・・・46.74	20分後・・・96.74
25分後・・・47.73	25分後・・・99.93
30分後・・・48.44	30分後・・・101.08
35分後・・・49.66	35分後・・・101.59
40分後・・・49.81	40分後・・・102.60
45分後・・・48.80	45分後・・・102.53

※ 水道蛇口-R孔間距離・・・20 m 水道蛇口からの水量・・・114 ml/s

結果をみると、両孔の湧水量はともに飲料水採取ボーリング孔と関連があることがわかる。すなわち、この3本の孔を連絡する流動水を伴う割れ目が存在している。そして、その影響が現れる時間は、約20mの距離区間で、最初の影響と思われる増水が5min、定常状態に達するのが約35minと意外に短いことが判明した。（最も単純な計算では、時速240mとなる）

Q孔とR孔の距離は1.4mであり、両孔内の割れ目は連絡していると判断される。そこで、この両孔を連絡する割れ目内の流動水の状態を把握する目的で、どちらかの孔を塞いだときの推量の測定を行った結果が表5である。

表5. Q孔、R孔の湧水相互影響測定結果

R孔に栓をした場合のQ孔の水量	Q孔に栓をした場合のR孔の水量
2分後・・・78.37 ml/s	2分後・・・98.07 ml/s
5分後・・・81.34	5分後・・・98.94
10分後・・・78.64	10分後・・・105.30
15分後・・・79.03	15分後・・・110.58
	20分後・・・110.09

※ Q孔上部（16cm）の亀裂からの水量

5分後・・・7.2 ml/s

10分後・・・6.0

※ R孔横（25cm）の亀裂からの水量

18分後・・・7.0 ml/s

20分後・・・9.5

※ Q孔、R孔とも栓をした場合の圧力変化・・・無し

結果に明らかなように、R孔を塞いだときのQ孔の水量は、15min後に約37%増加し、Q孔を閉じたときのR孔の増加水量は約34%となっている。したがって、現象的には、Q孔の増加率が大きいのはもともとR孔の湧水量が多く、R孔が閉じられることによるQ孔に流れる水量が、Q孔を閉じたときR孔に流れる量よりも多いためと解釈できる。この解釈も、両孔間の動水勾配が測定できると理論的な裏付けが可能であるが、使用した圧力計では測定不能な微圧であったので、さらに精密型微圧計により測定する必要がある。

1-4. まとめ

本年度のグラウト試験は、湧水量の多いQ孔の急速止水と、既にグラウトが終了しているゾーンに穿孔されたN孔を対象に、さらに透水性の低下（グラウト質の改善）を目的に、Q孔にはCGSをN孔にはMCを注入材として選択、実施した。その結果、 10^{-3} オーダーの極めて透水性の大きいQ孔は、材料不足のため途中でグラウトを打ち切ったにも関わらず、 10^{-6} まで止水性が向上できた。材料を十分用意し完全なグラウトと高圧注入を行えば、この成績はさらに向上する結果であった。

N孔については、微粒子注入材として 10^{-6} までの改善はできたが、これももっと高圧のポンプによる注入を行えば、一層の改善が期待できる。

割れ目内を流動する地下水の観測は、動水勾配の測定が不能であったため、定性的な結果しか得られなかったが、割れ目内の流動水量の変化は変動要因の発生後予想以上の速さで伝達されることなど新しい知見が得られた。また、精密型微圧計でないと測定不能なほど僅かの動水勾配で割れ目内を地下水が流動していることから、実際の割れ目の開口幅（亀裂幅）は意外に大きいとも考えられ、今後の検討課題となった。

1-5. 今後の課題

1-5-1. セメントの長期安定問題

高レベル放射性廃棄物の地層処分に関連してセメント系材料を使用する場合、本研究のように岩盤割れ目からの漏水防止に用いるセメント系グラウト材料や、立坑シーリングおよび試験孔プラグなどに用いるコンクリートの長期安定性を検討する必要がある。

一方、放射性廃棄物処分場で使われる材料の長期安定性の検証は、1000年とも3000年ともいわれる核種の減衰期間を考えれば、実験による確認は難しく、考古学的手法に拠るかナチュラルアナログ呼ばれている自然界の類似物質の年代毎の変化の追跡に拠るしかない。しかし、セメントの考古学的使用例は国内に求めることはできないので、国外の文献調査に拠って検証を進める計画である。また、コンクリートの劣化に関してはかなり研究がなされているので、それを参考に、コンクリートと地下水中の硫酸イオンとの反応、エトリンガイトの生成についての検証を目標としたい。

1-5-2. 割れ目内の地下水の流動問題

岩盤割れ目の連絡状況や開口幅、地下水流動の実際などの問題は多くが不明のまま残されている。そこで、岩盤内に穿孔された2本のボーリング孔を連絡する割れ目（水みち）を利用し、割れ目内の地下水の流動状態と流量、差圧の測定結果およびルジオンテストの解析によって開口幅を求め、実態を明らかにしたい。

1-5-3. グラウト効果と材料強度の向上

これまでの試験におけるグラウトは、第一に止水を目標にしてきたが、最終的には、低透水性、低孔隙率、高強度は勿論、岩盤への高接着性などを有する材料の開発にある。

本研究では、一般に用いられる工法、装置によって試験を続行してきたので、グラウト

効果については透水係数で2オーダー程度の向上結果は得たが、微細粒子材料の特徴を完全に生かし切れない点が残った。そこで、従前のグラウト注入圧を高め（高圧注入）、高密度材料（固練り材料）の注入実技の確立と注入後の低透水率を実現させ、一層の向上を目標とする。

2. 花崗岩の動的および静的荷重による強度・変形特性への影響と 内部亀裂の観察に関する研究

44

2.1 はじめに

岩盤構造物の設計・維持にあたり、従来から行われている岩盤の静的な力学特性のほかにクリープ特性や疲労特性などの時間依存的特性を把握することが必要である。

本研究では、釜石鉱山から採取した花崗閃緑岩のクリープ特性と疲労特性を把握し、比較・検討するために、サーボコントロール剛性試験機 (MTS 社製) を用いてクリープ試験及び疲労試験を行った。さらに、一軸圧縮試験における変形・破壊挙動とクリープおよび疲労過程における変形・破壊挙動との関係を調べるため、クリープ試験および疲労試験の途中から一軸圧縮試験に移行する試験を行った。

2.2 基礎物性試験

2.2.1 基礎物性試験

本研究では釜石鉱山 550mL において採取した花崗閃緑岩の直径 120mm のドリリング・コアから試験片を作製し、各基礎試験に供した。

基礎試験項目は以下のとおりである。

- 三状態比重試験
- 弾性波速度試験
- 一軸圧縮試験
- 繰り返し載荷除荷試験
- 圧裂引張試験

2.2.2 試験片

2.2.2.1 試験片の形状、寸法

各試験に供した試験片の基準寸法は以下の通りである。

- | | | |
|------------|---|----------------|
| 一軸圧縮試験 | : | φ 35mm×70mm |
| 繰り返し載荷除荷試験 | : | φ 35mm×70mm |
| 弾性波速度試験 | : | φ 35mm×70mm |
| 圧裂引張試験 | : | φ 35mm×17.5mm |
| 三状態比重試験 | : | φ 35mm×15~20mm |

2.2.2.2 試験片の整形および保存

釜石鉱山 550mL において採取した直径 120mm のドリリング・コアを原位置の鉛直方向が試験片の載荷軸方向と同一になるように固定し、ポーリング・

マシン（精研ダイヤモンド工業製）を用いて内径 35mm のダイヤモンド・ビットによりコアを採取した。採取したコアをベンチソー（日本地科学社製）により基準寸法より若干長めに切断し、湿式平面研削盤（OKAMOTO:450DX）を用いて切断面を研削し、両端面が試験片軸に垂直に、また 0.05mm 以下の範囲で平行になるように仕上げた。整形を終えた試験片は 3 日間水中養生させた後、一週間室内で自然乾燥させ、その後乾燥剤の入らないデシケータに保存した。

2.2.3 基礎物性試験

2.2.3.1 三状態比重試験

まず、自然含水状態における岩石試料の空気中での重量を測定した後、水中に約 96 時間（重量変化がなくなるまで）放置し、飽和含水状態における水中および空気中での重量を精秤した。次に、約 105℃ に温度設定した乾燥器中で約 72 時間（重量変化がなくなるまで）乾燥させ、デシケータの中で室温まで冷却した後、空気中で重量を精秤した。測定器には精密天秤（島津製作所；LIBROR）を用い、0.001 g まで秤量し、四捨五入で 0.01 g まで記録し、計算に用いた。

三状態比重試験の結果および吸水率、含水比、空隙率を表 2-1 に示す。この結果から、花崗閃緑岩は空隙が少なく、密な岩石であることがわかる。

2.2.3.2 弾性波速度試験

弾性波（P 波、S 波）速度は、sonic viewer（応用地質株式会社；model 170）を使用して求めた。測定の際、P 波速度の測定では試験片と発信子および受信子が密着するように発信子と受信子にワセリンを塗布するとともに、試験片との間にビニール・シートをおいた。

弾性波速度試験結果を表 2-2 に示す。P 波速度の平均値は 4.41km/sec、S 波速度の平均値は 2.67km/sec である。また、動的ヤング率は 47.81GPa となり、動的ポアソン比は 0.21 である。

2.2.3.3 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験では、サーボコントロール式剛性試験機（MTS；310.62）を用い、荷重は試験機に内蔵されている荷重センサー（ロードセル）で、載荷盤の変位は試験機に内蔵されている変位計測器（LVDT）より検出し、検出した信号を MTS のデジタル・コントローラーに入力した。また、試験片の軸ひずみの測定には高感度型変位計（CDP-5；東京測器研究所製）、横ひずみの測定にはカンチレバー式変位計（CE-2；東京測器研究所製）を用いた。さらに、二軸式ストレイン・ゲージ（共和電業；Type KFG-10-120-D16-11）を試験片

の側面に対称に2枚貼り付け、動ひずみ計（共和電業；YA-503A）を介してMTSデジタル・コントローラーへ外部信号として入力した。MTSで検出した荷重と軸変位、変位計により測定された試験片の軸および横変位、ゲージで検出されたひずみはデジタル・コントローラーでA/D変換され、その後マイクロ・コンピューター（コンパック；486/33m）に送られハードディスクに記録される。これらの装置の概要は図2-1に示す。なお、試験結果の整理には、軸ひずみは高感度型変位計、横ひずみはカンチレバー式変位計による計測結果を用いた。

本試験では、ひずみの計測と併用して破壊の進行を観測するために、AE計測装置（フィジカル・アコースティック社製 Locan320）を用い、AEの発生数を計測した。AEセンサーにはフィジカル・アコースティック社製モデル1220aを用いた。センサーの周波数帯域は60~450kHzであり、AEセンサーは試験片側面中央部にゴムのりで接着した。

ひずみ速度 $10^{-4}/\text{sec}$ で行った一軸圧縮試験において得られた代表的な一軸圧縮応力-ひずみ線図をAEの計測結果とともに図2-2に示す。なお、表2-3に示すように一軸圧縮強度の平均値は132.2MPaである。

2.2.3.4 一軸圧縮繰り返し載荷・除荷試験

岩石の降伏応力を評価することを目的として、一軸圧縮繰り返し載荷・除荷試験を行うとともに、試験中に発生するAEの計測も併せて行った。載荷・除荷はひずみ速度 $10^{-4}/\text{sec}$ で行い、最大荷重は、繰り返しごとに、前述の定ひずみ速度一軸圧縮試験で求められた平均一軸圧縮強度の10%ずつ増加させた。なお、ひずみおよびAEの計測には、前述した一軸圧縮試験と同様の測定装置を用いた。

一軸圧縮繰り返し載荷・除荷試験で得られた一軸圧縮応力-ひずみ線図をのAE計測結果とともに図2-3に示す。AEの発生数は、軸方向ひずみに非線形的な塑性ひずみが現れ始めた付近から発生が急激に増えており、この応力レベル以上では不安定な亀裂の発生を伴う破壊が進展すると考えられる。また、AEの発生においてカイザー効果が認められなくなる応力レベルは平均95.3MPa（平均一軸圧縮強度の72%）であり、本研究ではこれを降伏応力と呼ぶこととする。

2.2.3.5 圧裂引張試験

円盤形の岩石試験片を作製し、試験片の直径方向から荷重を載荷し、試験片を破壊するために要する最大荷重から圧裂引張強度 S_t を求めた。

圧裂引張試験で求められた圧裂引張強度を表2-4に示す。圧裂引張強度の平均値は10.1MPaである

2.3 クリープ試験

2.3.1 クリープ試験装置および試験方法

一軸圧縮クリープ試験には、サーボコントロール式剛性試験機 (MTS 社製) を用い、同時に AE 計測も行った。クリープ試験で用いた試験片寸法の $\phi 35\text{mm} \times 70\text{mm}$ であり、ひずみおよび AE の計測方法は一軸圧縮試験と同様である。また、クリープ応力はひずみ速度 $10^{-4}/\text{s}$ の一軸圧縮試験で得られた平均一軸圧縮強度の 95% から 2.5% 毎に設定し、試験期間内に試験片が破壊しない応力まで低下させた。なお、試験時間の都合上 3×10^5 秒 (約 3.5 日) で試験を打ち切り、未破壊として扱った。さらに、ここでは平均一軸圧縮強度に対するクリープ応力をクリープ応力比と呼ぶこととする。

2.3.2 クリープ試験結果

図 2-4~図 2-6 にクリープ試験において得られた軸ひずみ、横ひずみ、および体積ひずみと経過時間の関係を示す。同図において、実線は破壊した試験片、破線は未破壊の試験片で得られたものである。破壊した試験片ではほとんど場合、破断直前で縦ひずみの増加と横ひずみの減少がともに急激に起こり、とくに、破壊に近づくにつれ横ひずみの減少割合が著しく大きくなる。また、クリープ応力比に関わらず短時間で破壊した試験片では初期ひずみが大きく、二次クリープでもクリープ曲線の傾きが大きい。また、未破壊の試験片では軸ひずみおよび横ひずみおよび体積ひずみに大きな変化がみられない。

図 2-7 に軸ひずみに対する横ひずみの比、すなわちポアソン比と経過時間の関係を示す。同図において、破壊した試験片ではポアソン比は時間の経過とともに大きくなり、未破壊の試験片では大きな変化は見られない。また、設定したクリープ応力に到達した時点で、すでにポアソン比が 0.5 を越えている試験片がほとんどである。

図 2-8 に軸ひずみ速度と経過時間の関係を示す。同図において、軸ひずみ速度は初め、時間とともに減少し、最小値を経て増加に移行し、試験片は破壊する。また、破壊までの時間が長くなるにつれて、軸ひずみ速度の最小値が小さくなる。図 2-9 に軸ひずみ速度の最小値と時間の関係を示す。同図で得られる直線の傾きは -1.11 である。

図 2-10 にクリープ応力比と破断までの時間の関係を示す。同図より、バラツキは大きいですが、クリープ応力比が小さくなるにつれて、破断までの時間が長くなる。クリープ応力比 80% で破断しない試験片が見られる。クリープ応力比 S_{σ} (%) と破断までの時間 T_r (sec) の関係は次式で表される。

$$S_{\sigma} = 97.19 - 2.77 \text{Log} (T_r)$$

また、繰り返し载荷・除荷試験においてカイザー効果から評価された降伏応力

はクリープ応力比で 72% 付近にあり、試験期間内に破壊した応力レベルは降伏応力より高い。

なお、AE に関して述べると、クリープ応力载荷直後に少ないながらも発生がみられ、次第に減少していき、その後、AE がほとんど観測されない区間が続く、そして、破断直前になると AE の発生が活発になる。これらはそれぞれ、一次クリープ、二次クリープ、そして三次クリープに相当するものと考えられる。

2.4 疲労試験

2.4.1 疲労試験装置および試験方法

疲労試験では、一軸圧縮試験（ひずみ速度 $10^{-4}/\text{sec}$ ）において得られた平均一軸圧縮強度（132.2MPa）を基準として上限応力を設定した。すなわち、平均一軸圧縮強度に対する上限応力の比を上限応力比 S_{max} (%) とし、その値を 95%、92.5%、90%、・・・と 2.5% ずつ低下させて上限応力を設定し、破壊に至るまで载荷・除荷を繰り返した。疲労試験で用いた試験片の寸法は $\phi 35\text{mm} \times 70\text{mm}$ であり、载荷波形としては周波数を 1Hz のランプ波を用い、荷重制御による片振り疲労試験（なお、試験片の軸と試験機を中心のずれを防ぐために、下限応力は約 1MPa に設定した。）を行った。また、ひずみおよび AE の計測装置および方法は一軸圧縮試験と同様である。なお、試験時間の都合上、繰り返し回数 3×10^5 秒（約 3.5 日）で破壊に至らない試験片はその時点で試験を打ち切り、未破壊として扱った。

2.4.2 疲労試験結果

繰り返し回数－上限軸ひずみ線図を図 2-11 に示す。上限軸ひずみは、上限応力比が高い場合、载荷開始と同時に上限軸ひずみが大きく発生しそのまま破壊に至っている。また、上限応力比が低くなるにつれ、繰り返し回数とともに上限軸ひずみの増加が小さくなり、その後急激に上限軸ひずみが増大して破壊に至る。破壊に至らなかった試験片では、上限軸ひずみの増加はあまりみられない。

繰り返し回数－上限横ひずみ線図を図 2-12 に示す。上限横ひずみの変化挙動は、上限軸ひずみと類似した変化挙動を示し、未破壊のものには急激な減少は見られなかった。

繰り返し回数－上限体積ひずみ線図を図 2-13 に示す。破壊した試験片では、上限体積ひずみは、徐々に減少し、破壊寸前で急激に減少し、破壊に至る。しかし、未破壊の試験片においては急激な変化はみられない。

繰り返し回数とヤング率の関係を図 2-14 に示す。ヤング率は、繰り返し回数の増加に伴い徐々に減少して、破壊寸前に減少の割合が大きくなるが、未破壊のものでは急激な減少はみられない。なお、ヤング率は、各サイクルにおける最大荷重点と最小荷重点を結ぶ直線の傾きから求めた。

繰り返し回数とポアソン比の関係を図 2-15 に示す。ポアソン比は、繰り返し回数の増加とともに伴い、上限軸ひずみや上限横ひずみと同様な傾向を示し、破壊寸前で急激に増加する。なお、ここでの上限ポアソン比は、上限軸ひずみに対する上限横ひずみとして求めたものである。

次に図 2-16 に上限軸ひずみ増加率と繰り返し回数との関係を示す。上限軸ひずみ増加率は繰り返し回数の増加とともに減少するが、破壊した試験片では減少後、最小値をとり、増加傾向となり、試験片は破壊にいたる。未破壊の試験片では軸ひずみ速度が増加する領域には至っていない。また、最小軸ひずみ増加率と繰り返し回数との関係を図 2-17 に示す。同図での直線の傾きは-1.19 となる。

図 2-18 に、上限応力比 S_{max} と繰り返し回数との関係を示す。試験時間の都合上繰り返し回数を 3×10^5 回（約 3.5 日）で打ち切ったが、上限応力比 95%～87.5%までは全て破壊に至り、85%において未破壊の試験片がみられ、80%では全ての試験片が未破壊となった。これらから 3×10^5 回までの繰り返し回数においては上限応力比 82.5%、すなわち上限応力 109.1MPa 付近が疲労限度であると思われる。また、上限応力比 S_{max} と繰り返し回数 N との関係は次式で示すことができる。

$$S_{max} = 95.07 - 2.25 \text{ Log}(N)$$

なお、繰り返し載荷・除荷試験において AE のカイザー効果より評価された降伏点は 95.3MPa（上限応力比 72%）であり、疲労限度は降伏応力よりも高い値である。また、AE の発生状況についてはクリープ試験における結果と同様な傾向を示した。

2.5 CALI 試験 (Creep Loading and After Load-Increasing Test)

2.5.1 試験装置および試験方法

試験片のクリープ載荷による破壊の進行を検討するために、CALI 試験 (Creep Loading and After Load - Increasing Test) を行った。本試験では、試験装置にはサーボコントロール式剛性試験機を用い、ひずみ等の計測装置は一軸圧縮試験と同様である。試験の手順としては、まず定ひずみ速度（ひずみ速度 $10^{-4}/\text{sec}$ ）で一軸圧縮載荷を一定の応力レベルまで行い、その後クリープ試験に移行する。クリープ試験においてある時間が経過した後、再び定ひずみ速度で一軸圧縮試験を行った。なお、試験片は $\phi 35\text{mm} \times 70\text{mm}$ とし、クリープ載荷応力は一軸圧縮試験により得られた平均強度の 90% および 85% とした。

2.5.2 CAL I 試験結果

図 2-19 に一軸圧縮試験で得られた一軸圧縮応力-軸ひずみ線図と、定ひずみ速度の圧縮載荷、クリープ載荷から定ひずみ速度の圧縮載荷と載荷方法を変化させて得られた一軸圧縮応力-軸ひずみ線図および軸ひずみ速度-軸ひずみ線図を示す。同図において①~⑦は一軸圧縮応力-軸ひずみ線図で、②~⑦はクリープ載荷時の軸ひずみ速度-軸ひずみ線図である。

クリープ載荷後の定ひずみ圧縮試験で得られる一軸圧縮応力-軸ひずみ線図は、軸ひずみ速度が最小値に到達する以前、すなわち軸ひずみ速度が減少する軸ひずみ領域では、通常の一軸圧縮試験で得られる一軸圧縮応力-軸ひずみ線図に同線図の Pre-failure 領域で重なり、軸ひずみ速度が最小値を経て増加する軸ひずみ領域では Post-failure 領域で重なる。したがって、軸ひずみ速度が減少を続け、最小点に達していない軸ひずみ領域では岩石の耐載荷能力の低下はみられず、軸ひずみ速度が最小点から増加する軸ひずみ領域では耐載荷能力の低下が認められる。

2.5.3 クリープ過程と一軸圧縮試験における応力-ひずみ線図との関係

図 2-20 は CALI 試験における結果と一軸圧縮試験における完全一軸圧縮応力-ひずみ線図を模式化し、重ね合わせたものである。同図において、クリープ載荷応力を σ_{cr} とすると、その経路はクリープ開始点 a から時間とともに軸ひずみが増し、順次、点 b→c→d を辿り、点 f で Post-failure 領域で完全一軸圧縮応力-ひずみ線図に交差し、以後完全一軸圧縮応力-ひずみ線図に沿ってたどる。したがって、クリープ載荷応力を σ_{cr} とし、一軸圧縮載荷を行なった場合、軸ひずみ速度が減少を続け、その最小点に達するまでの区間では、点 a から b までクリープ変形を生じ、その後、点 b→b'→S と完全一軸圧縮応力-ひずみ線図上をたどり、強度破壊点に至るため、強度に変化がみられない。

また、最小軸ひずみ速度 V を越える点 d' までクリープ載荷した場合、その後一軸圧縮載荷では点 d から完全一軸圧縮応力-ひずみ線図上の Post-failure 領域の点 d' に至り、その後同線図上の点 f を経て曲線 U 上をたどるため、最大強度は一軸圧縮試験における強度破壊点 S まで上がらない。

2.6 FALI 試験 (Fatigue Loading and After Load-Increasing Test)

2.6.1 FALI 試験試験装置および試験方法

本試験では、試験片の繰り返し載荷による破壊の進行を検討するために、CALI 試験(Creep Loading and After Load - Increasing Test)と類似した FALI 試験 (Fatigue Loading and After Load-Increasing Test) を行った。すなわち、まず定ひずみ速度 (ひずみ速度 $10^{-4}/\text{sec}$) で一軸圧縮載荷を一定の

応力レベルまで行い、その後疲労試験に移行し、ある繰り返し回数の載荷・除荷を行った後、再び定ひずみ速度で一軸圧縮試験を行った。FALI 試験での疲労試験の上限応力比としては 95%、85%および 75%を用い、上限応力 S_{max} は定ひずみ速度一軸圧縮試験で得られた一軸圧縮強度（ひずみ速度 $10^{-4}/\text{sec}$ ）を基準に設定した。また、疲労試験から一軸圧縮試験に移行する基準として、上限軸ひずみ増加率が減少していく段階、最小上限ひずみ増加率を経た直後の段階、上限軸ひずみ増加率が増加していく段階に分けた。

なお、試験に供した試験片の寸法は $\phi 35\text{mm} \times 70\text{mm}$ であり、試験装置にはサーボコントロール式剛性試験機を用い、ひずみ等の計測装置は一軸圧縮試験と同様である。

2.6.2 FALI 試験結果と考察

FALI 試験で得られた一軸圧縮応力-軸ひずみ線図と上限軸ひずみ増加率-上限軸ひずみ線図を図 2-21 に示す。なお、一軸圧縮応力-軸ひずみ線図における疲労試験時での応力および軸ひずみは上限応力および上限軸ひずみである。同図において、上限軸ひずみ増加率が減少していく段階において一軸圧縮試験に移行した場合には、通常の一軸圧縮試験の一軸圧縮応力-ひずみ線図と同線図の Pre-failure 領域において重なり、上限軸ひずみ増加率が最小点を越え、増加していく段階では、通常の一軸圧縮試験の一軸圧縮応力-ひずみ線図と同線図の Post-failure 領域において重なる。

また、一軸圧縮試験における一軸圧縮応力-軸ひずみ線図と CALI 試験 (Creep Loading and After Load-Increasing Test) 結果の関係と同様のことが、一軸圧縮試験における一軸圧縮応力-軸ひずみ線図と FALI 試験結果との関係についても認められる。

2.7 まとめ

本研究では、釜石鉱山から採取した花崗閃緑岩について基礎試験、クリープ試験、疲労試験およびクリープ載荷による力学的特性の変化について検討するために、クリープ載荷あるいは繰り返し載荷・除荷載荷後、圧縮試験に移行する CALI 試験および FALI 試験を行った。その結果を要約すると以下通りである。

- ① 花崗閃緑岩は密で硬岩であるが、強度のバラツキが大きい。
- ② クリープ試験において、試験期間内（約 3.5 日）に破壊した試験片では時間の経過とともに軸ひずみ、横ひずみ、体積ひずみおよびポアソン比は変化し、特に破壊直前において変化が著しい。また、未破壊の試験片では、軸ひずみ、横ひずみ、体積ひずみおよびポアソン比に大きな変化がみられない。

最小軸ひずみ速度と時間の関係は両対数グラフ上で傾き -1.11 をもつ直線で表

される。

クリープ試験においては、試験期間内（約 3.5 日以内）に破壊しない試験片がクリープ応力比 80%（応力 105.8MPa）でみられる。

③ 疲労過程において試験期間内に破壊した試験片では、上限軸ひずみ、上限横ひずみ、上限体積ひずみ、ヤング率およびポアソン比は繰り返し回数とともに変化し、特に破壊直前において著しい変化がみられる。しかし、未破壊の試験片ではこれらはほとんど変化がみられない。このように、疲労過程における変形挙動は、クリープ過程と類似している。

最小軸ひずみ増加率と繰り返し回数との関係は両対数グラフ上で傾き-1.19をもつ直線で表される。

繰り返し回数 3×10^5 回（試験日数約 3.5 日）に対する疲労限度は上限応力比 80% (105.8MPa) 付近に存在し、降伏点は 72% (92.5MPa) となり、疲労限度は降伏点よりも高いことがわかった。

④ CALI 試験において、クリープの進行が軸ひずみ速度が減少している軸ひずみ領域である場合には試験片の一軸圧縮強度の低下はみられず、軸ひずみ速度が最小点を経て増加する軸ひずみ領域では強度の低下が認められた。

⑤ FALI 試験において、上限ひずみ増加率が減少していく段階では、一軸圧縮強度に変化はみられないが、上限ひずみ増加率が最小点を経て増加していく段階では強度が低下することが認められた。

⑥ ひずみ速度あるいはひずみ増加率を調べることによって、岩盤における工学的な安全基準に用いることができるものと考えられる。。

2.8 今後の課題

花崗閃緑岩における一軸圧縮試験、クリープ試験、疲労試験を行い、これらの試験における力学特性を把握した。しかし、これらの試験で得られた力学特性の相互の関連性については一部検討を行っただけである。また、それぞれの载荷荷重による試験片内部におけるき裂の状況を観察するまでにいたらなかった。今後の課題として、上記の点が挙げられる。

表2-1 三状態比重試験結果

試料番号	自然含水比重	強制乾燥比重	飽和含水比重	吸水率(%)	含水比(%)	空隙率(%)	自然含水比重 統計結果	
1	2.72	2.72	2.73	0.49	0.15	1.33	試験本数	5
2	2.73	2.73	2.74	0.46	0.13	1.24	平均 (-)	2.73
3	2.72	2.71	2.73	0.63	0.21	1.72	標準誤差	0.0037
4	2.74	2.73	2.74	0.50	0.17	1.37	中央値	2.73
5	2.73	2.73	2.74	0.41	0.15	1.12	標準偏差	0.008
平均	2.73	2.72	2.74	0.50	0.16	1.36		

表2-2 弾性波速度試験結果

試験本数	192	P波の統計結果		S波の統計結果	
P波速度(km/s)	4.41	平均 (km/s)	4.41	平均 (km/s)	2.67
S波速度(km/s)	2.67	標準誤差	0.0270	標準誤差	0.0119
動的ヤング率(GPa)	47.81	中央値	4.49	中央値	2.66
動的ポアソン比	0.21	標準偏差	0.37	標準偏差	0.16

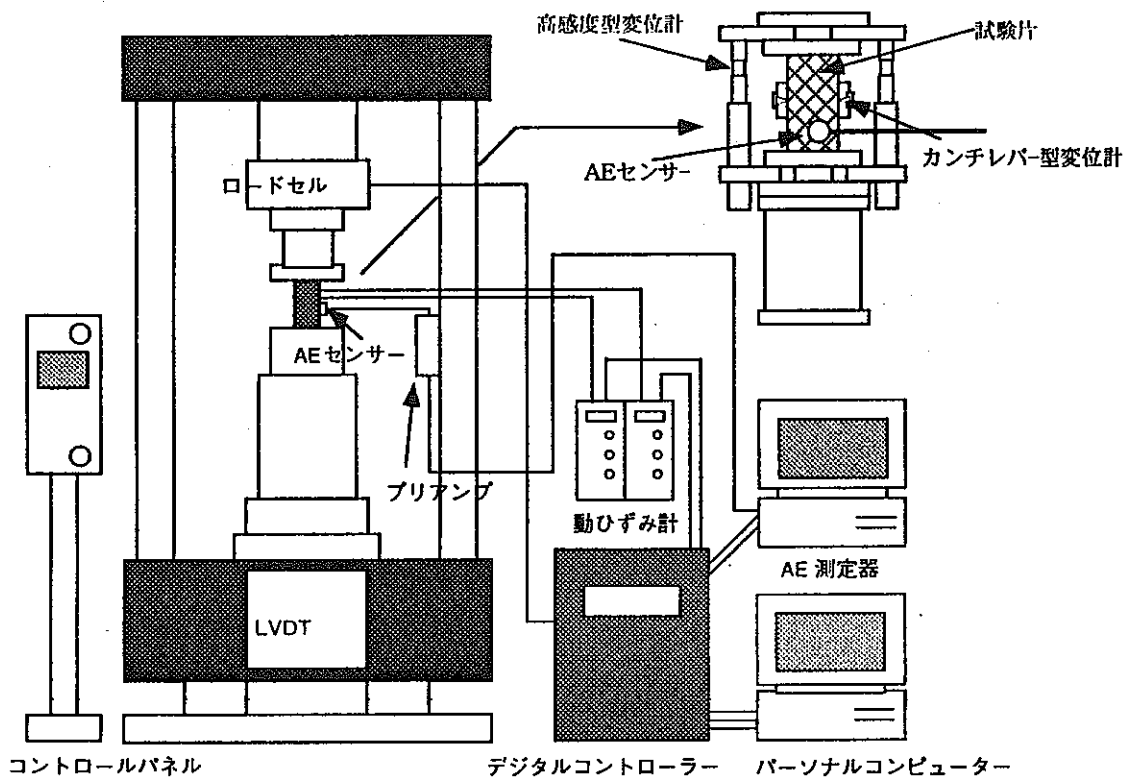


図2-1 サーボコントロール式剛性試験機の概要と系統図

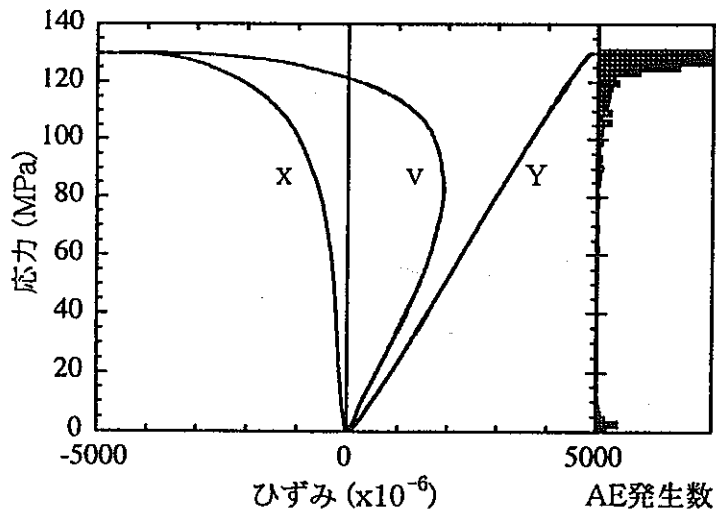


図2-2 一軸圧縮応力～ひずみ線図とAE発生数

表2-3 一軸圧縮試験結果

試験名	一軸圧縮強度 (MPa)	ヤング率 (GPa)	ポアソン比	一軸圧縮強度 統計結果	
1	131.1	54.17	0.22	試験本数	5
2	126.3	54.17	0.20	平均 (MPa)	132.2
3	136.9	50.42	0.20	標準誤差	2.07
4	129.9	48.45	0.20	中央値	131.1
5	137.0	50.80	0.21	標準偏差	4.62
平均	132.2	51.60	0.21		

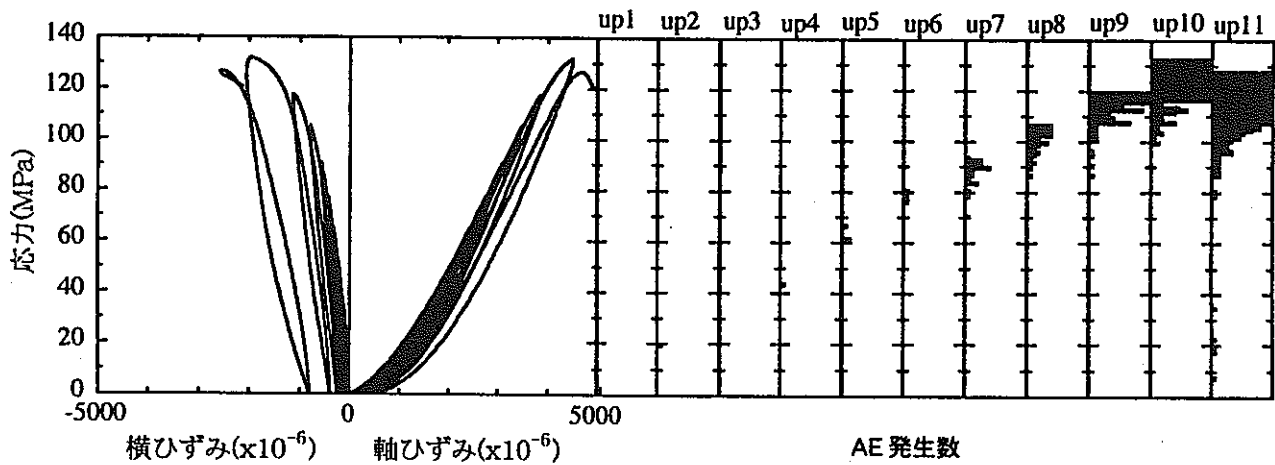


図2-3 繰り返し載荷・除荷試験結果

表2-4 圧裂引張試験結果

試験名	直径 (mm)	厚さ (mm)	圧裂引張強度 (MPa)	圧裂引張強度 統計結果	
1	34.7	12.3	9.8	試験本数	5
2	34.6	12.1	8.4	平均 (MPa)	10.1
3	34.6	12.1	9.6	標準誤差	0.96
4	34.6	12.3	8.7	中央値	9.63
5	34.6	12.4	13.8	標準偏差	2.16
平均値			10.1		

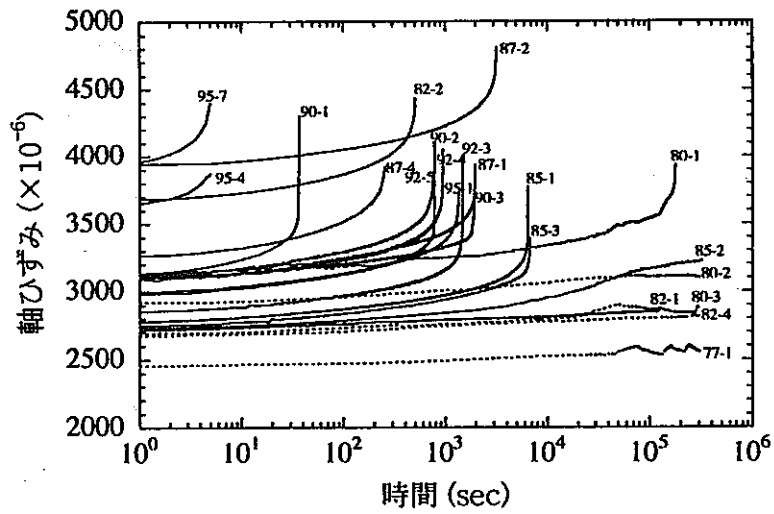


図 2-4 軸ひずみと経過時間の関係

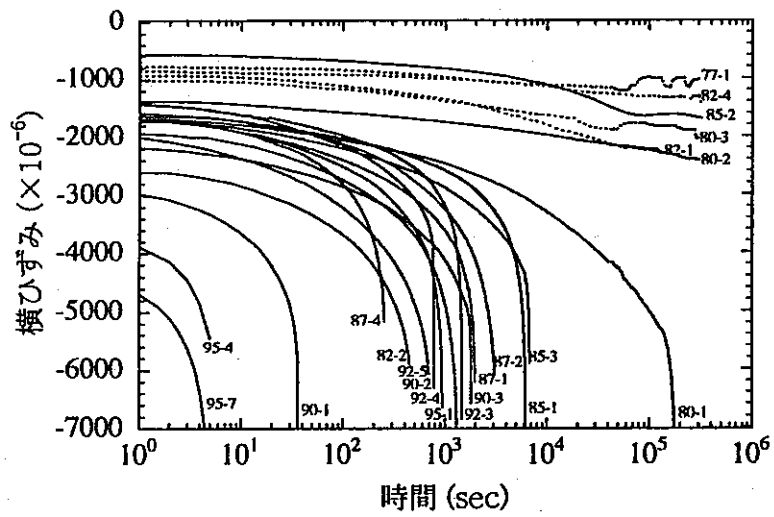


図 2-5 横ひずみと経過時間の関係

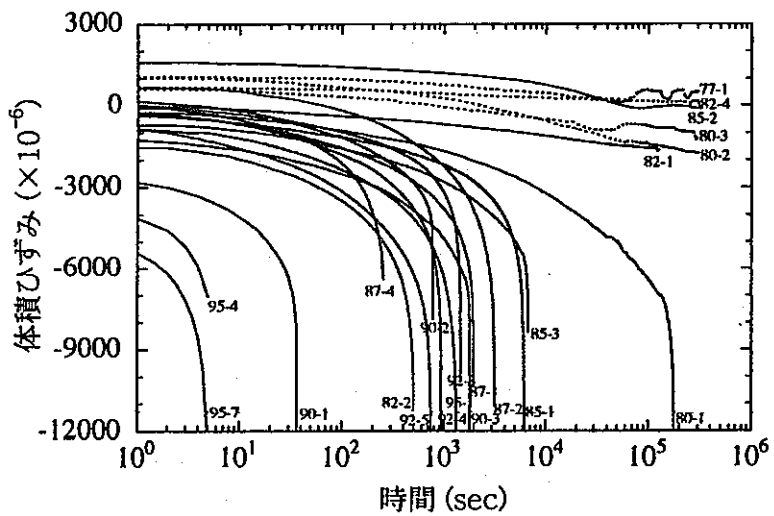


図 2-6 体積ひずみと経過時間の関係

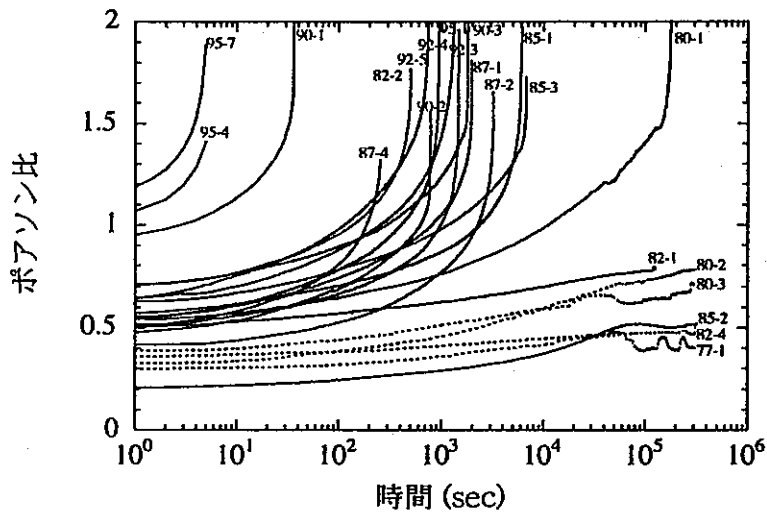


図2-7 ポアソン比と経過時間の関係

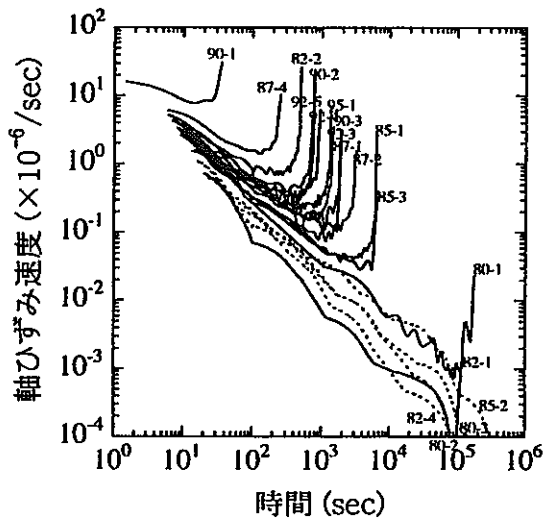


図2-8 軸ひずみ速度と経過時間の関係

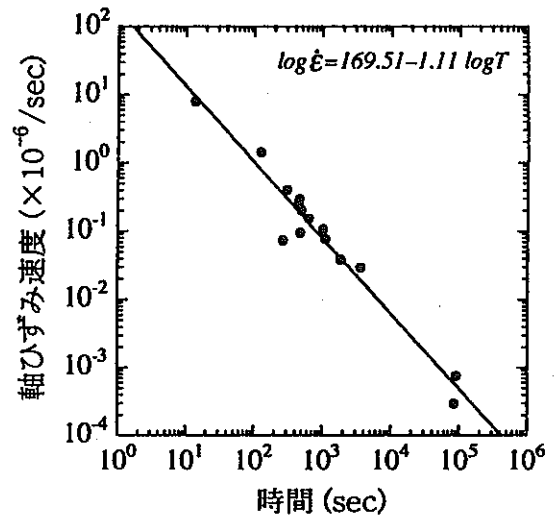


図2-9 最小軸ひずみ速度と時間の関係

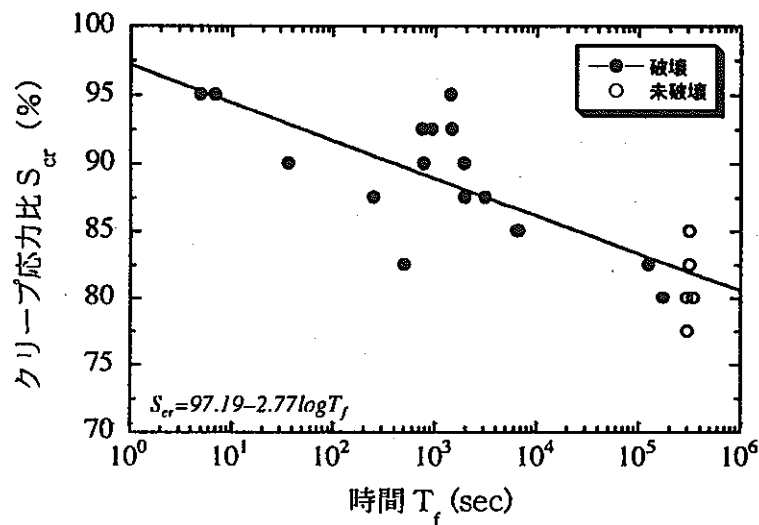


図2-10 クリープ応力比と破断時間の関係

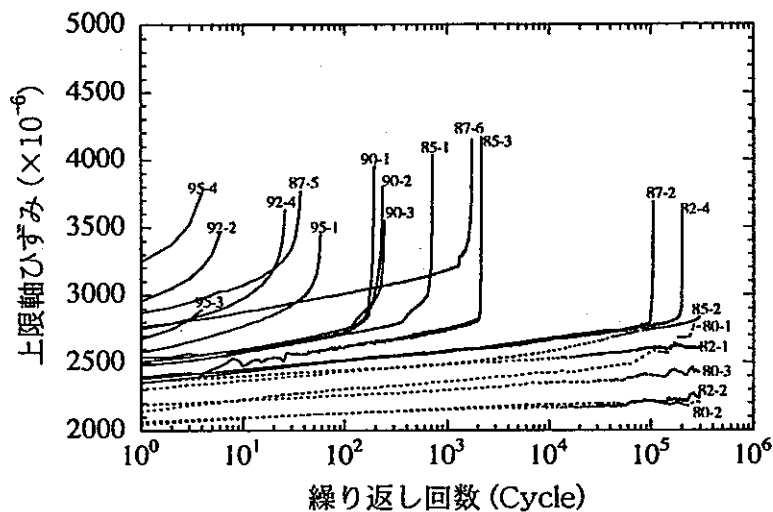


図 2-11 上限軸ひずみと繰返し回数の関係

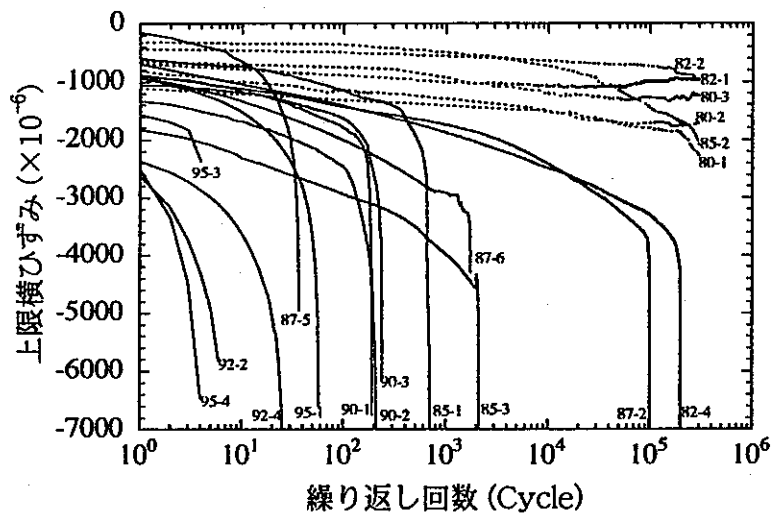


図 2-12 上限横ひずみと繰返し回数の関係

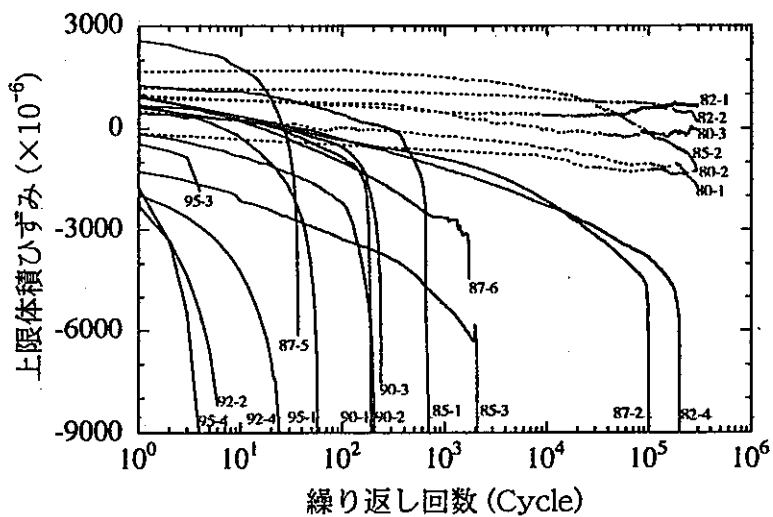


図 2-13 上限体積ひずみと繰返し回数の関係

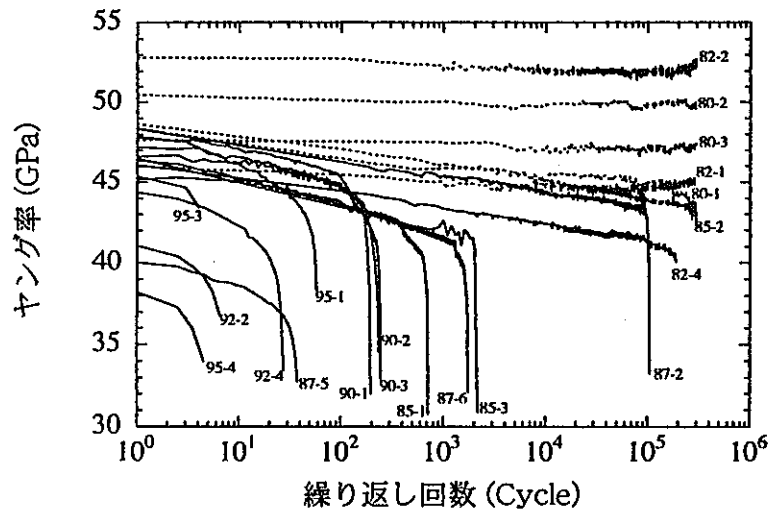


図2-14 ヤング率と繰返し回数の関係

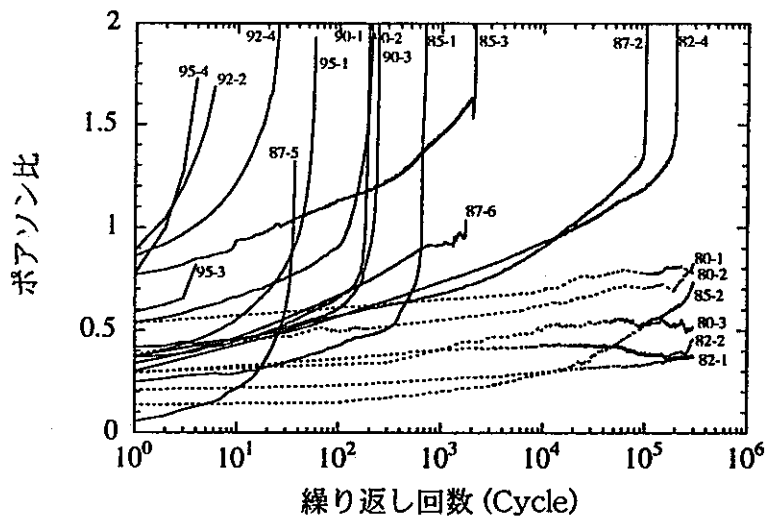


図2-15 ポアソン比と繰返し回数の関係

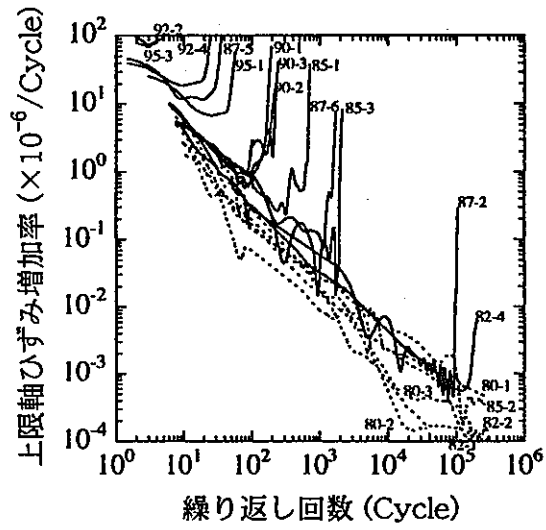


図2-16 上限軸ひずみ増加率と繰返し回数の関係

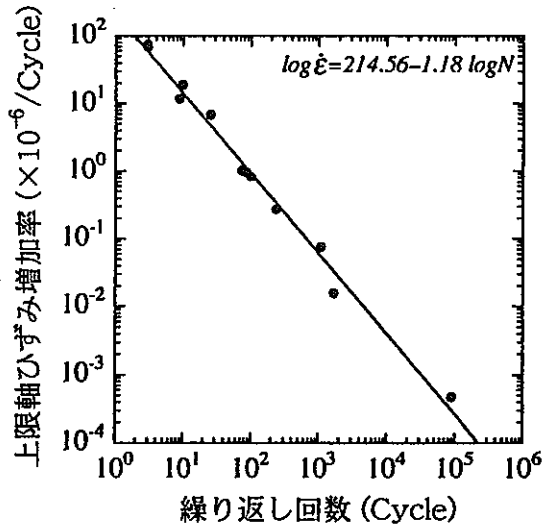


図2-17 最小軸ひずみ増加率と繰返し回数の関係

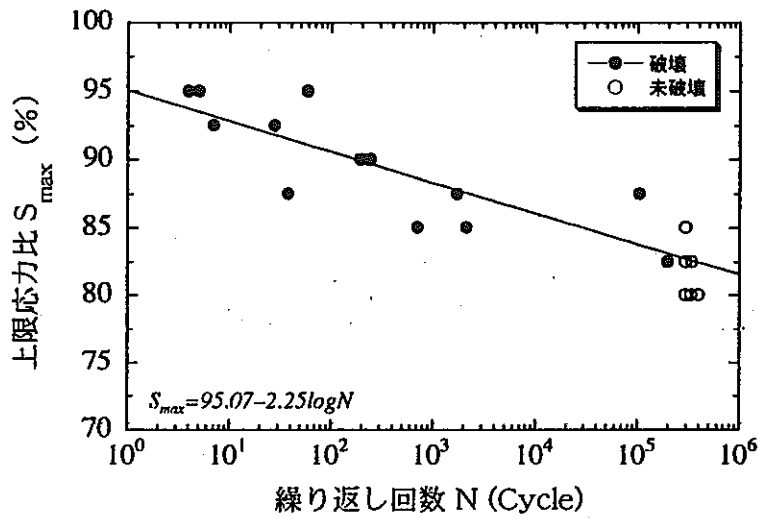


図2-18 上限応力比と繰返し回数の関係

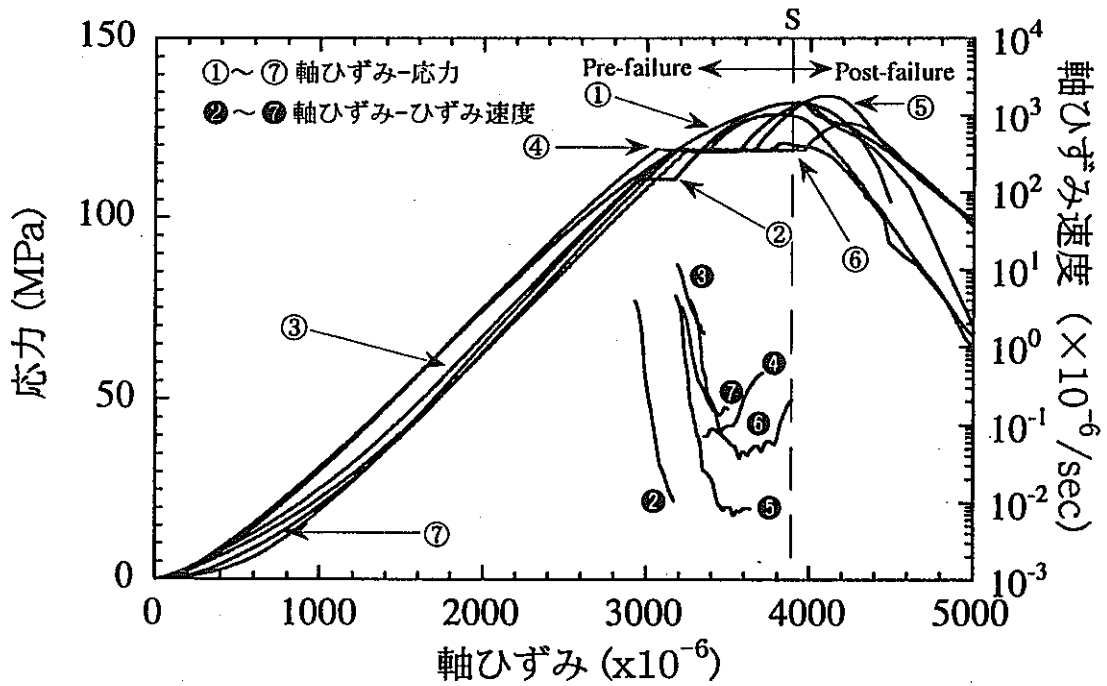


図 2-19 一軸圧縮応力—軸ひずみ線図と軸ひずみ速度—軸ひずみ線図

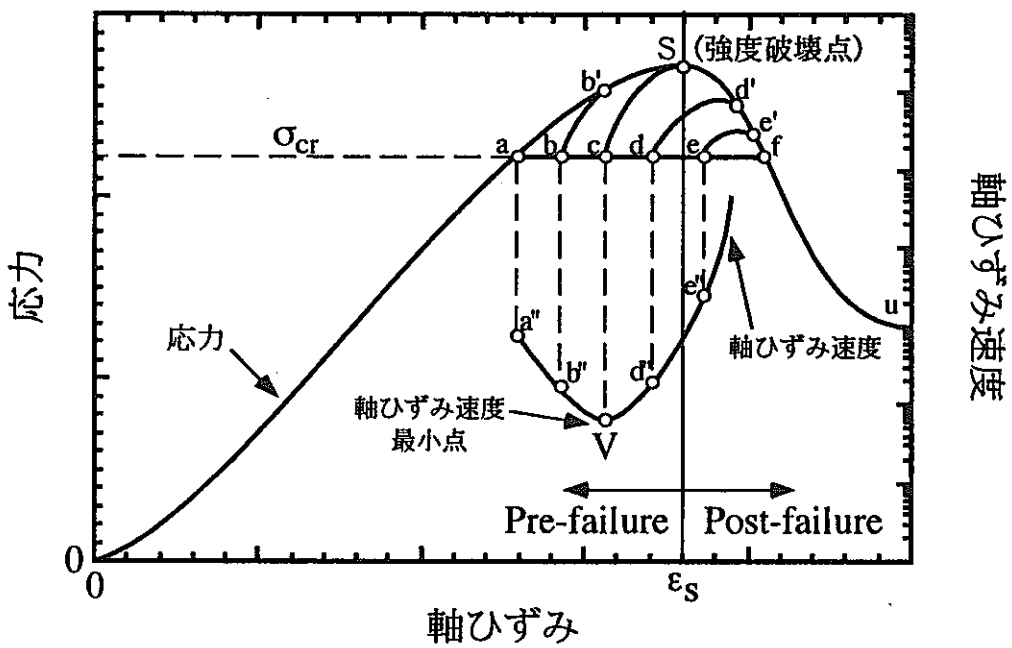


図 2-20 一軸圧縮試験結果と CALI 試験結果の模式図

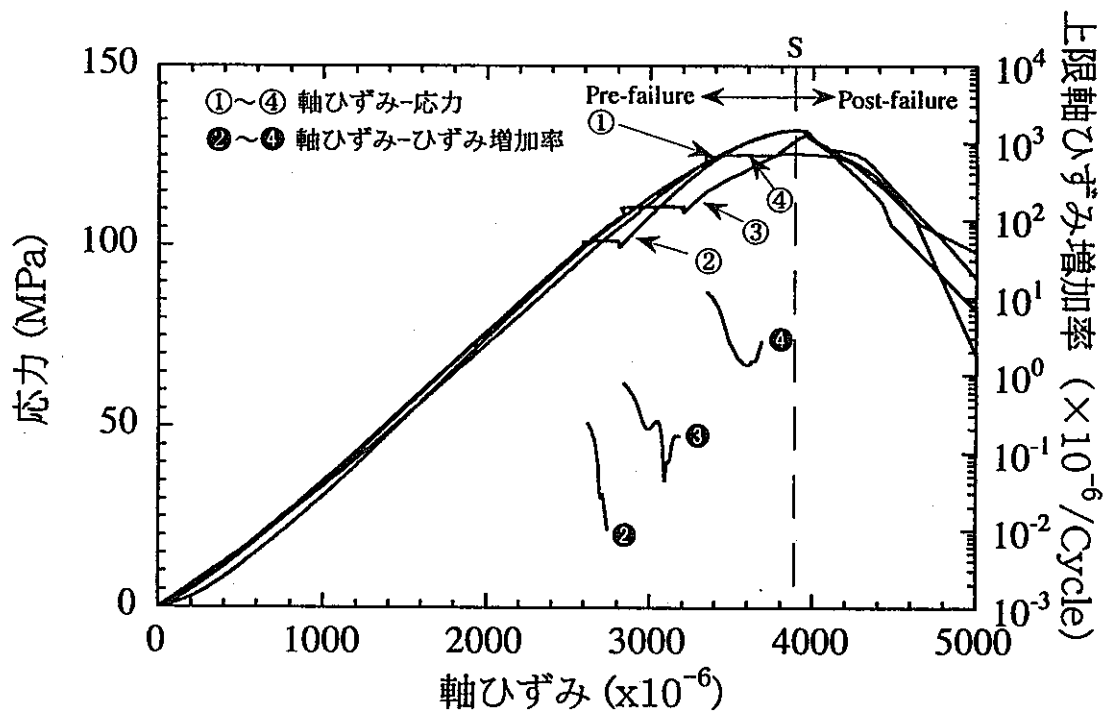


図 2-21 一軸圧縮応力-軸ひずみ線図と上限軸ひずみ増加率-軸ひずみ線図

3. 坑道周辺岩盤の力学的状況の精密調査

3. 1 はじめに

坑道周辺岩盤の力学的状況を精密に調査する手法として、本年度は、下記の原位置計測を研究項目として取り上げた。

- 1) 地圧測定
- 2) 高精度クリープ試験
- 3) 孔内点載荷試験

そして、これらの計測技術の開発を進め、計画釜石鉱山の250mレベル坑道を利用して原位置計測を実施し、現場での適用化試験を進めるとともに、測定データの取得と解析を行った。

釜石鉱山における測定現場は、250mレベルの花崗閃緑岩中の坑道（日峰分岐付近、向きはN13°W、かぶりは約590m）である。敷幅約2.3m、高さ約2.4mの断面が矩形をした無支保の坑道は、掘削後30年以上経過している。坑道壁面上の一部のジョイントからは湧水が見られ、また、壁面の一部は酸化し赤褐色になっているが、坑道の維持状況は概して良好である。測定断面は、昨年実施した測定断面に接近して設けた。

3. 2 地圧計測

3. 2. 1 孔径変化法による下向き地圧測定法の改良

坑道周辺の地圧状態を簡易に計測するために、現在までに、下記の3つを取り上げ、測定器の試作、室内試験による性能の確認、現場試験を行ってきた。

- a) 孔径変化法
- b) 孔壁ひずみ法
- c) ダブルボアホール法

これらの研究開発は、有用な情報の得られる坑道下向きの計測を意識して実施している。孔壁ひずみ法は、下向きの測定孔が水没状態になることから、測定法の対象からはずしていたが、カナダのAECLで、水中で硬化する接着剤の開発に成功したことに鑑み、本方法も測定法として再考慮することにした。本年、少量の接着剤を入手し、室内試験を実施した。しかし、硬化時間を要することから、簡易で能率的な計測には向かないと判断し、今年の主力は、孔径変化法に置くことにした。

孔径変化法による下向き地圧測定の測定精度を向上させ、測定結果の信頼度を上げるために、測定器に改良を加え、測定器の尾部にエアパッカーを取り付けた（図-3-1）。

このパッカーは孔壁に対して常時0.2MPaの圧力を与え、これによって測定器を所定の位置に保持する役目をする。地圧測定の際に、オーバーコアリング作業をすると、測定器を納めた孔が変形（通常は開口）する。従来はバネで測定器を支持する構造であったために、この変形により測定器がずれることがあった。ずれは大きな測定誤差を伴う。これに対して、一定圧力で押しつけるパッカー方式では、孔が変形しても支持条件は変化しないので、測定器がずれる事故は起こらない。さらに、パッカーは、オーバーコアリングの加圧された作孔水が測定部分に進入し測定器に悪影響を与えるのを防ぐ役目をするという利点もある。

エアパッカーへは、ハンディエアコンプレッサ(日立工機社製 EC 6SA1)を用いて圧縮空気を与える。エアパッカーがオーバーコアリング作業中も作動するためには、エアパイプで圧縮空気を送り続ける必要がある。このためには、測定センサーのケーブルの他にエアパイプも作孔用ロッド内を通ることができるように小型化する必要があり、その改良も行った。

片持ち梁式センサーで受感した孔径変化は、サンプリング周期3秒毎にケーブルを介してUCAM-20PC(共和電業社製)に取り込み、計測用パソコン(NEC社製 PC9801)に記憶させる(図-3-2)。

3. 2. 1 現場計測の場所と測定結果

昨年度実施した測定場所に隣接して測点を設けた。昨年度の測定孔を孔1、本年度の測定孔を孔2と呼んで区別する。孔2の向きはN103°W(下向き40°)である。両測定孔とも下向きであるが、それらの位置と座標系を図-3-3に示す。

測定結果を得るための測定作業は、測定孔の作孔、測定器の挿入、オーバーコアリングから成っているが、1回当たりの測定に3時間程度の作業時間を要した。この中で、最も時間がかかるのは作孔作業であるが、作孔長を20cmとして、径110mmのコアビットを用いたオーバーコアリング作業に約60分、直径39mmのコンケーブビットを用いた測定孔の作孔作業に約45分を要した。

測定は、孔口元から奥に向かって30, 75, 100cmの合計3つの深度において実施した。深度30cmの測定では、得られた測定値が小さく、かつオーバーコアリング中に値が乱れた。この現象は、岩盤が浮いた状態になっていたことに対応していると考えられる。したがって、この測定結果は棄却することにした。深度75, 100cmの2点の測定で得られた結果を以下に述べる。

各測定点におけるオーバーコアリング時の孔径変化を図-3-4、推定された孔軸に垂直な面内の各応力成分を表-3-1に示す。なお、応力の評価にあたっては平面応力状態を仮定し、必要なヤング率、ポアソン比は回収した岩心より直径30mm、長さ60mmの円柱形

供試体を作製し、単軸圧縮試験により求めた(表-3-2)。ヤング率、ポアソン比の平均は、それぞれ $E=82.2 \text{ GPa}$ 、 $\nu=0.22$ であった。

最大主応力と最小主応力、および最大主応力の方向を併せて図-3-5に示す。坑道壁面から約2m奥までの最大主応力、最小主応力の大きさの平均値は、それぞれ -60 MPa 、 -94 MPa と見積もられる。最大主応力の大きさは被り圧の数倍あるが、これは坑道の存在による応力集中に起因していると考えられる。

3. 3 高精度クリープ計測

3. 3. 1 計測の目的と開発の経緯

地下空洞を掘削すると、周辺岩盤内には初期地圧とは異なった応力状態が誘起される。この空洞掘削後の新たな地圧変化に対応して、クリープ変形が発生する。

トンネル工学の分野においては、支保の最適打設時期の決定や、トンネルの安定性を判断するために、しばしば、トンネル掘進後に内空変位の経時変化が計測される。

軟岩に設けた坑道が、30年以上前に施工されたにもかかわらず、依然として有意な大きさのクリープ変形をしており、クリープ速度が気圧の変化と強い相関を持っているという測定事例がある。このように、軟岩中に設けた空洞のクリープ変形速度は比較的大きく、工学的に重要なので、しばしば計測される。

硬岩中の空洞では、測定量が小さいこともあって、軟岩中の空洞で実施されるほどにはクリープ計測はなされていない。しかし、硬岩中でも空洞がクリープ変形することは、松木らのボアホールを対象とした研究からも明らかである。

クリープ変形速度は、不連続面を含む岩盤内の方が岩石内よりも大きいと推測される。また、空洞周辺岩盤に緩みが生じた場合、緩み域内とその外ではクリープ変形挙動が異なる可能性がある。これらの現象については、あまり研究されていない。

本研究では、岩盤内または空洞のクリープ速度は、坑道周辺の力学的状態を把握する重要な指標であるとの認識に立って、この速度を簡易にかつ高精度で計測する技術の開発に着手することにした。

当面の目標を、ひずみに換算して、 10^{-8} の精度が得られる計測システムの開発に置くことにした。この程度の精度があれば、潮汐運動で岩盤内に生じるひずみを計測できるといわれている。また、測点間距離は数m以内とした。これは、計測対象を坑道の内空変位や坑道周辺岩盤内の変形に限っているためである。

上記の測定条件を満たすために、2測点間を熔融石英ガラス棒で繋ぎ、測点間の距離の変化をレーザー変位計で計測する方法を開発の対象とした。

測定機には、レーザー変位計(LC-2420、キーエンス社製)を用いる。本機の作動距離

(測定機先端と被測定対象との距離)は10mm、測定範囲は $\pm 300\mu\text{m}$ 、精度は $0.01\mu\text{m}$ である。2測点間を繋ぐための熔融石英ガラス棒は、線膨張係数が小さく、数mの長さのものが入手可能で、比較的低廉である。熔融石英ガラスの線膨張係数、ヤング率、ポアソン比はそれぞれ、 $0.40\sim 0.55\times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ 、73.1GPa、0.17である。

使用する測定機の精度が極めて高いために、室内で測定精度を検定するのは難しい。そこで、検定の目標を、測定値の再現性に置くことにし、図-3-6に示す装置によって検定試験をした。すなわち、測定機は10mm離して置いたマイクロメータの先端を測定対象とし、マイクロメータを最小単位である $10\mu\text{m}$ 刻みで全部で $100\mu\text{m}$ 動かし、その後、逆方向に戻し、この間の距離の変化を測定機で計測した。得られた結果を表-3-3に示す。測定値の再現性はよいと判断される。

3. 3. 2 計測システム

岩盤に固定した2つの測点(アンカ)間の距離の変化を計測するためのシステムは、図-3-7に示すように、一方の測点に取り付けた熔融石英ガラス棒と、他方の測点に取り付けた測定機からなっている。熔融石英ガラス棒の端面は平滑に仕上げられており、この面が測定機の測定対象面となる。距離は1分間のサンプリング間隔で測定し、測定値をアンプで増幅した上で、ノートパソコンのハードデスクに記録する。

坑道で測定する場合には、風などによる影響を受けないように計測部全体をビニールで覆う。また、坑内は湿気が高く埃が多いので、アンプとパソコンは、シリカゲルを入れた密閉用ケースに納めて使用する。

測定環境の変化は測定結果に影響する。このために、変位計測時には、同時に、温度、湿度、気圧をモニタし、必要に応じて測定結果を補正できるようにしておく。温・湿度と気圧の計測には、温湿度・気圧変換器(KHT-300、共和電業社製)を使用した。

坑道側壁には次の要領で測点を設置する。電動ドリルを用い(ドリル径18mm)、深さ70mm前後の孔を作孔し、ハンマを使って70mm長さの円柱形の機械式アンカ(図-3-8a)を孔内に打ち込み固定する。その後、アンカ後部に長さ400mmのステンレス製の丸棒(図b)をねじ込む。このステンレス丸棒に、熔融石英ガラス棒や測定機を固定する。

3. 3. 4 現場計測結果

坑道の東側側壁において、鉛直線上の約1m離れた2点に測点を設け(2測点は床から上向きに測ってそれぞれ、1m、2mに位置する)、測点間の距離の経時変化を24時間連続計測することにした。なお、坑道側壁では、測線から約1m離れた両側に不連続面が見られた。

測定のための準備作業は次の内容から成っている。

- 1)坑道壁面上の2箇所にアンカを設ける
- 2)熔融石英ガラス棒と測定機をアンカにセットする

3)測定機と記録装置をケーブルで繋ぎ、測定部分を保護カバーで覆う

これらの作業を開始してから測定を開始するまでに、約3.5時間しか要さなかった。したがって、簡易な測定方法を開発するという目標は達成されたものと考えられる。

計測は、平成9年3月4日の午後3時から開始し、翌日の午後3時に終了した。なお、坑内作業員によって電源が切断されるというトラブルが発生したため、3月5日午前9時から午前9時30分の間は計測を中断した。

トラブル前の約14時間に亘る計測結果を図-3-9に示す。測定開始後約1時間の間に現れた変化の大きい挙動は、電源を入れた直後の起こる測定システムの過渡的状態を反映したものであり、岩盤の挙動を捉えたものではないと判断される。その後の約7時間は、ほぼ一定の速度で測点間の距離の減少が継続している。この間の減少量は約 $6\mu\text{m}$ (直ひずみに換算して 6×10^{-6})である。その後、距離は伸びに転じる気配を示している(温度、湿度、気圧は記録計のトラブルで計測しなかった)。

トラブル発生後に測定を再開して得られた計測結果を図-3-10に示す。最初の約3時間は距離が減少する傾向をみせている。測定値は、電源を入れた後の不安定な状態を反映している可能性がある。その後、約2.5時間は増加に転じている。この間、温度、湿度はそれぞれ 18°C 、96%を維持しており、変化はいずれも僅少である。気圧の変化は、図-3-11に示すように、2hPaであった。

温度変化は $0.2\sim 3^{\circ}\text{C}$ であり、値が小さいために距離変化の計測結果には温度補正を施していない。計測結果は、全体として(1日サイクルの)周期的変化を示唆していると解釈される。

3. 4 不連続面の性状の把握に対する孔内点載荷試験の応用

3. 4. 1 測定方法

孔内載荷試験は、孔内の一部を載荷し、そのときに生じる孔壁の変形を測定して、荷重-変位線図を求める原位置試験法である。孔内載荷装置には、載荷により孔壁にもたらされる応力・変形状態に応じて、いくつかのタイプがあるが、本年度は、孔内点載荷装置を用いた。これは、半球型の載荷部が1基のピストン(受圧面積 6.42cm^2)によって孔壁に押し付けられる構造になっている。ピストンの押しつけ圧力に対する載荷部の変位(ピストンの軸方向の径変化)が計測される。

測定孔が設けられている岩盤が均一な弾性体と仮定できるならば、測定で得られる線図は直線になり、その傾きから岩盤のヤング率が評価できる。もし、不連続面が測定孔の近傍に存在していたり、貫通している場合には、線図の傾きは方向により異なるはずである。この場合、傾きの異方性の程度などから、逆に、不連続面に関する情報を得ることができ

るであろう。この情報は原位置に置かれた不連続面に関するものなので貴重であり、他の情報（例えば、不連続面の幾何学的状態の観察）と併せて、不連続面の力学的性質を特定できる可能性があると考えられる。

3. 4. 2 測定結果

平成7年度に作孔した径75mm、長さ3.75m、水平より6°上向きの孔を測定孔とした。図-3-12は、コアのスケッチを示したものである。孔内の各断面において、図-3-13に示すように4方向の測定をした。

測点毎に、ピストンに最大40MPaまでの圧力を負荷した後、除荷し、その間の載荷部の径方向の変位を計測した。得られた結果は、図-3-14に示すように、圧力-変位線図として整理した（変位は片持ち梁式変位計で計測した。変位量として、計測されたひずみ値が示されている。変位はこのひずみ値に比例する）。

線図の傾きは、測定方向の剛性を表しており、傾きが大きいほど、剛性が高いことを意味する。近くに不連続面が存在している断面での剛性は、一般に低い剛性が得られており、不連続面と剛性の間に良い相関が認められる。また、同一測定断面で、方向によって線図の傾きが異なっているものがある（例：深度40cm、100cmの測定結果）。また、小破砕帯での計測では、加圧中に特定方向の孔壁が破壊している（深度220cm、240cmの測定結果）。

このように、点載荷試験結果は、孔に沿った岩盤内の不連続面の力学的状態をよく反映しているといえよう。

3. 5 結論

主な結論を簡条書きに示す。

- (1) エアパッカーを装備した測定器を用いた孔径変化法により、信頼性の高い下向きの地圧計測を行える見通しが得られた。
- (2) 坑道から2m以内の岩盤内では、かぶり圧の数倍の応力が測定された。これは、坑道の存在による応力集中に起因していると考えられる。
- (3) 坑道壁面のクリープを高精度（ひずみに換算して 10^{-8} ）で、かつ簡易に測定する計測システムを開発した。
- (4) 坑道壁面は周期性のある変形をしているという測定結果が得られた。
- (5) 孔内点載荷試験は、岩盤内に存在する不連続面による剛性の低下を評価する上で有用である見通しが得られた。

表 - 3 - 1 地圧測定結果 (孔 2)。θ は最大圧縮応力の方向を意味する。

坑壁から75cm奥

方向(θ)	応力解放により生じた変形量(μm)
1, 2(0°)	57
3, 4(-60°)	59
5, 6(60°)	124

変形量より求めた初期地圧(MPa)

σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_1	σ_2	θ(°)
-73	-98	-20	-62	-109	61

坑壁から100cm奥

方向(θ)	応力解放により生じた変形量(μm)
1, 2(0°)	102
3, 4(-60°)	75
5, 6(60°)	92

変形量より求めた初期地圧(MPa)

σ_x	σ_y	τ_{xy}	σ_1	σ_2	θ(°)
-102	-89	-5	-87	-104	19

表 - 3 - 2 花崗閃緑岩の物性値

供試体名	ρ_{app}	σ_c (MPa)	E(GPa)	ν	ϵ_{amax} (%)	ϵ_{cmax} (%)
K1	2.72	176.5	74.2	0.22	-0.26	0.13
K2	2.72	189.2	85.8	0.24	-0.24	0.20
K3	2.72	183.7	88.6	0.18	-0.18	0.10
K4	2.72	187.5	80.0	0.24	-0.24	0.19
平均	2.72	184.2	82.2	0.22	-0.23	0.16

※ ϵ_{amax} 、 ϵ_{cmax} はそれぞれ最大荷重時での軸ひずみと周ひずみ
 ρ_{app} はかさ比重

表 - 3 - 3 レーザ変位計の検定結果 (測定法は図 - 3 - 6 を参照)

A	B1	B2
0	0.75	0.75
10	10.65	9.37
20	19.97	19.53
30	31.92	31.98
40	38.90	36.08
50	48.69	48.55
60	56.77	58.18
70	68.64	69.49
80	78.88	77.52
90	87.81	87.95
100	97.22	

注、 A : マイクロメータの読み (μm)

B1、B2 : レーザ変位計の読み (μm)、B1は往路の測定値、B2は復路の測定値である。

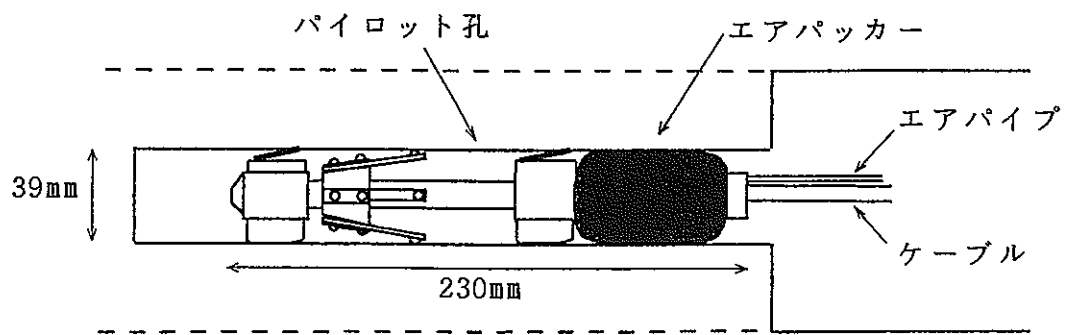


図 - 3 - 1 エアパッカーを用いた孔径変化測定器 (模式図)

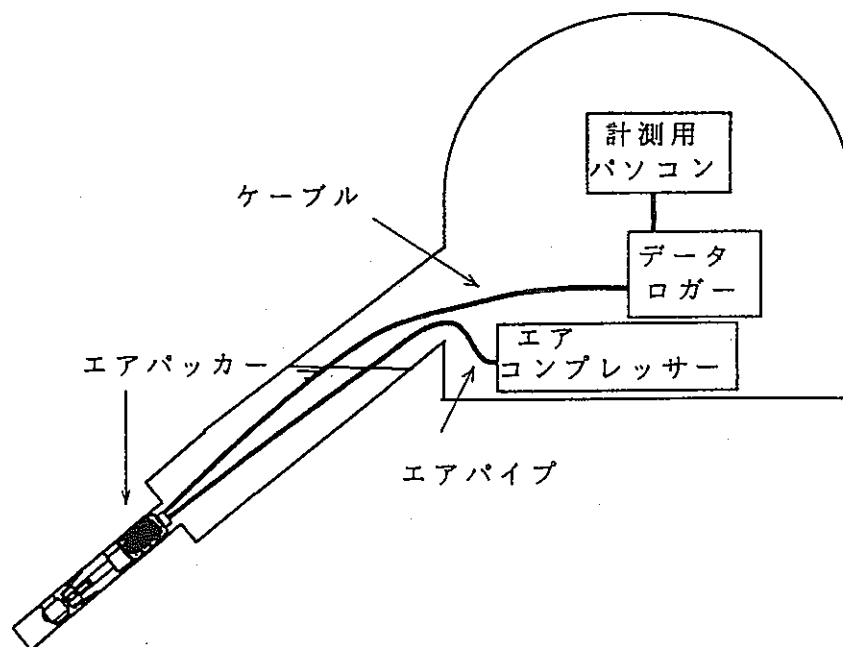


図 - 3 - 2 下向き孔径変化法による計測システムの模式図

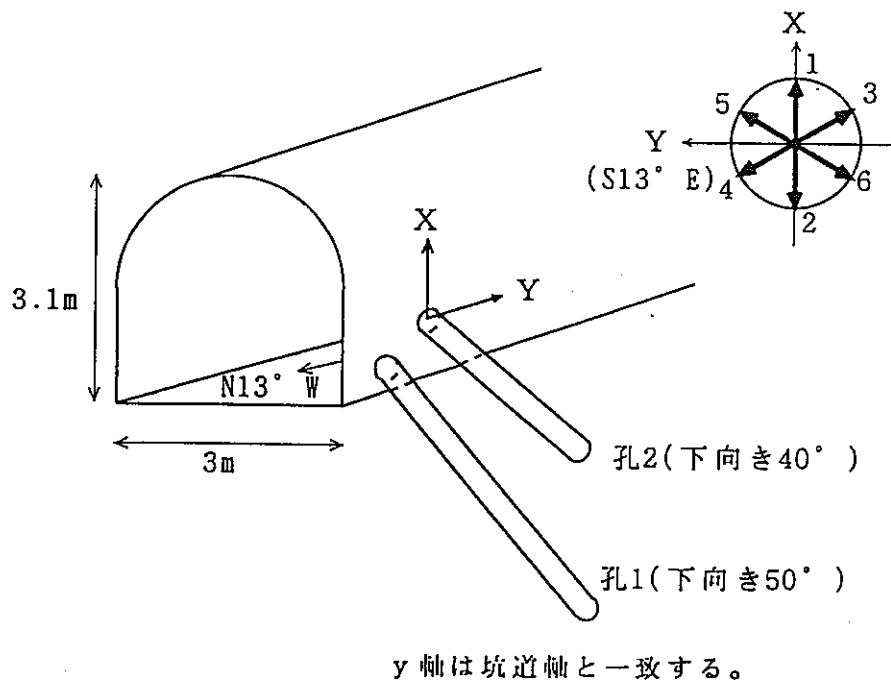
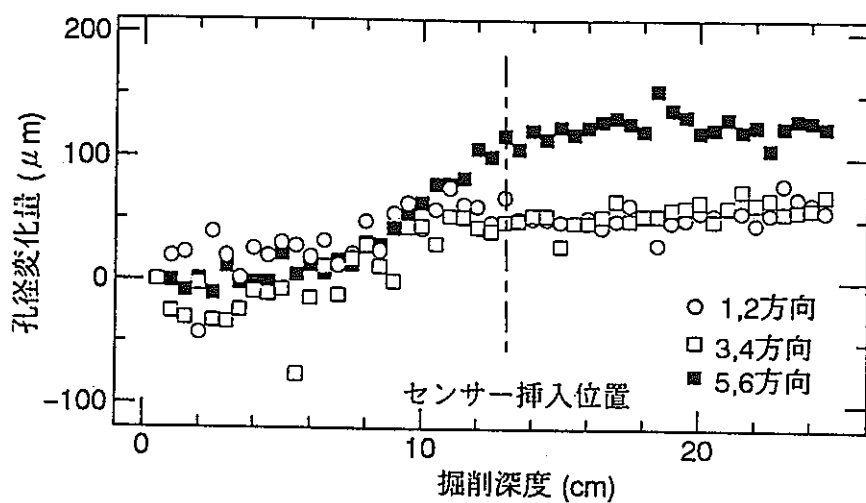
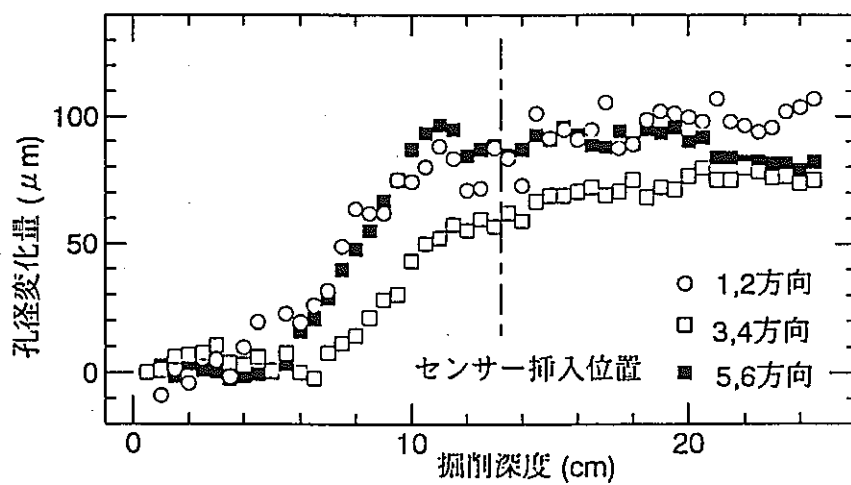


図 - 3 - 3 測定孔と座標系



a



b

図-3-4 オーバーコアリングの作孔深度と孔径変化の関係。aは深度75cm、bは深度100cmの結果

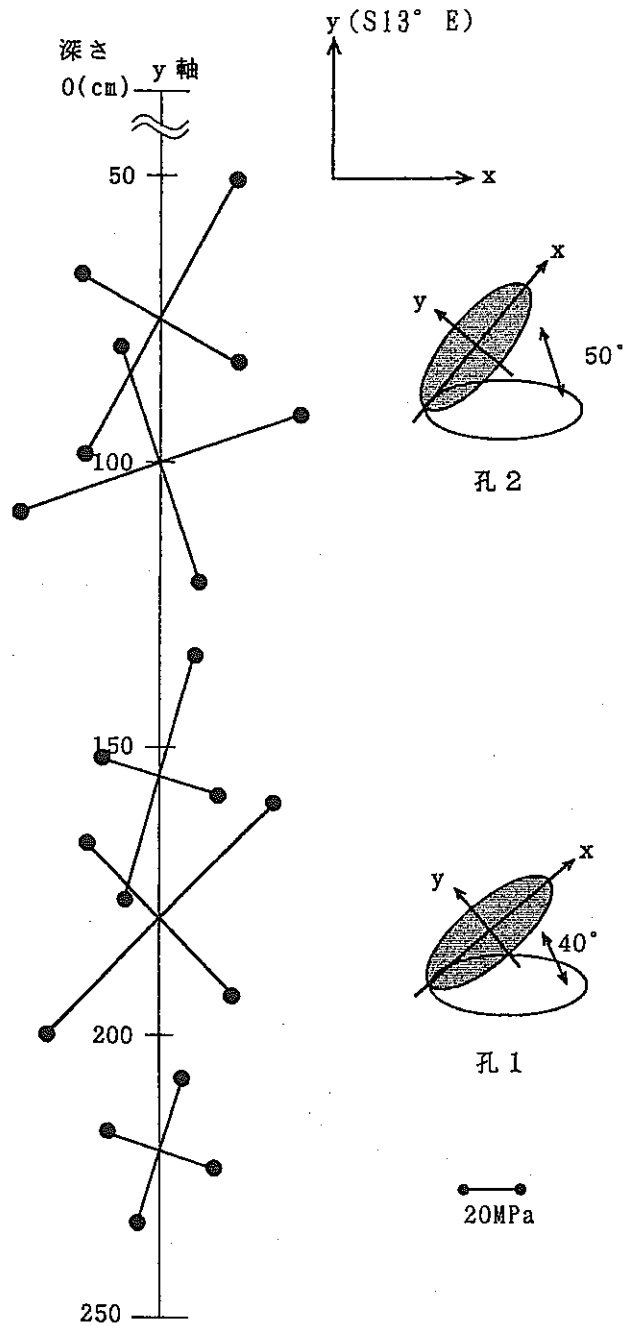


図 - 3 - 5 孔 1、2 において測定された地圧。測定孔に垂直な面における主応力とその向きが示されている。図中の y 軸は坑道軸に平行。

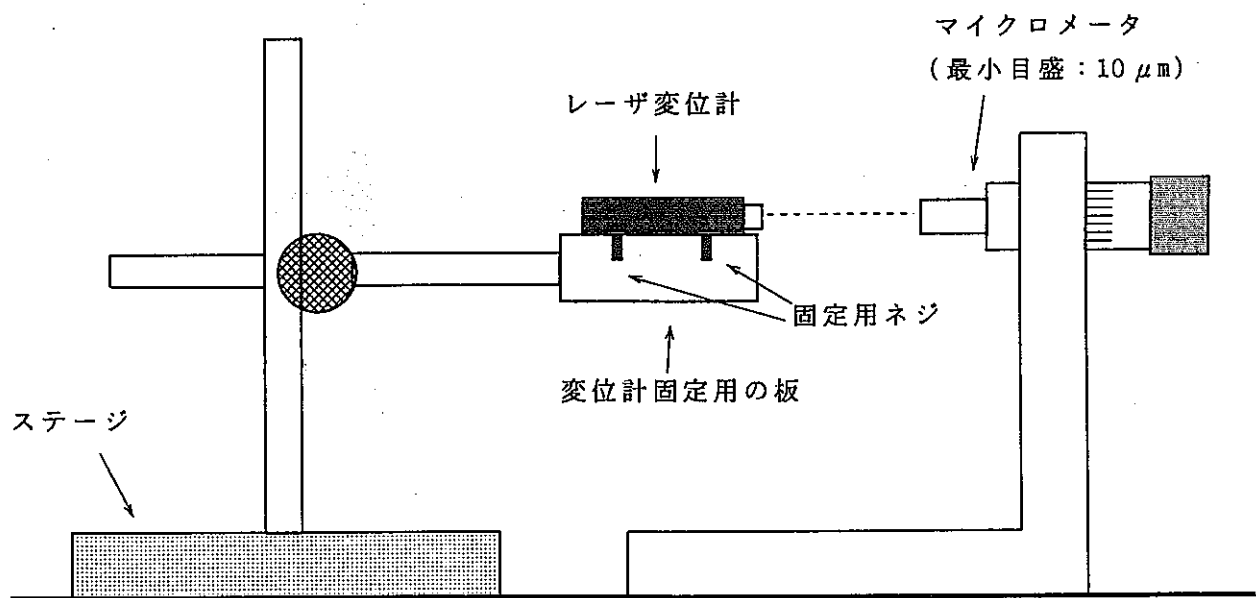


図 - 3 - 6 マイクロメータを用いたレーザ変位計の検定方法。

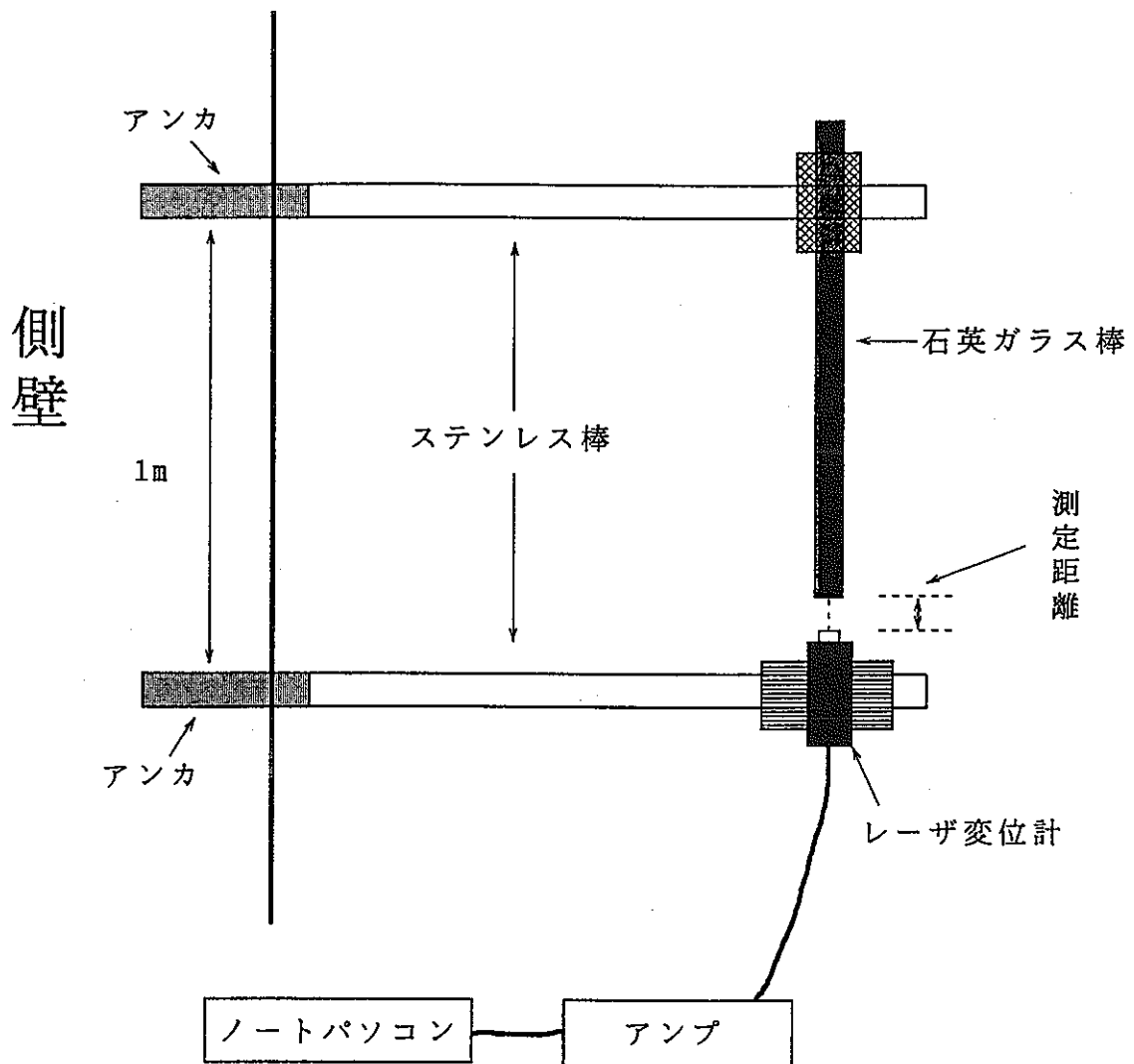
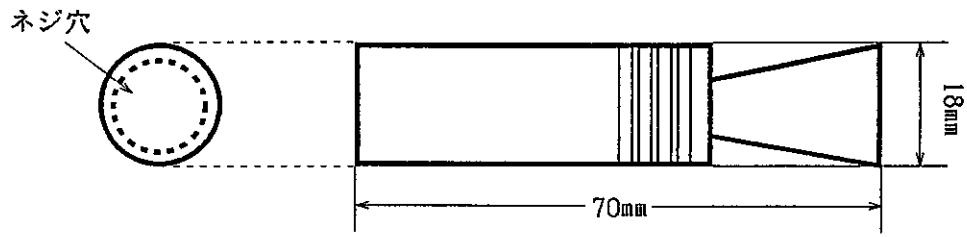
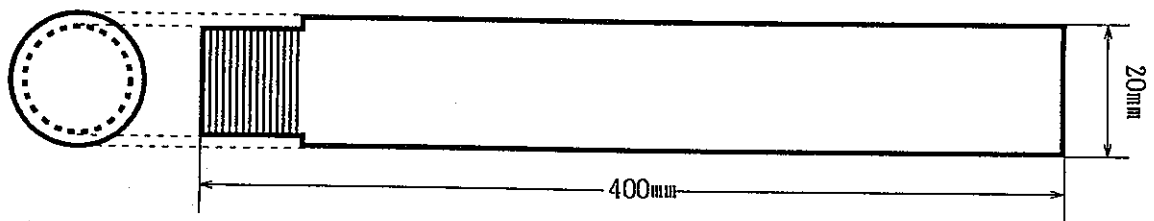


図 - 3i - 7 坑壁上に設けた 2 測点間の距離の変化の測定方法



a



b

図 - 3 - 8 坑壁に設ける測点を作るためのアンカ (a) と測定機や熔融石英棒を設置するためのステンレス棒 (b)

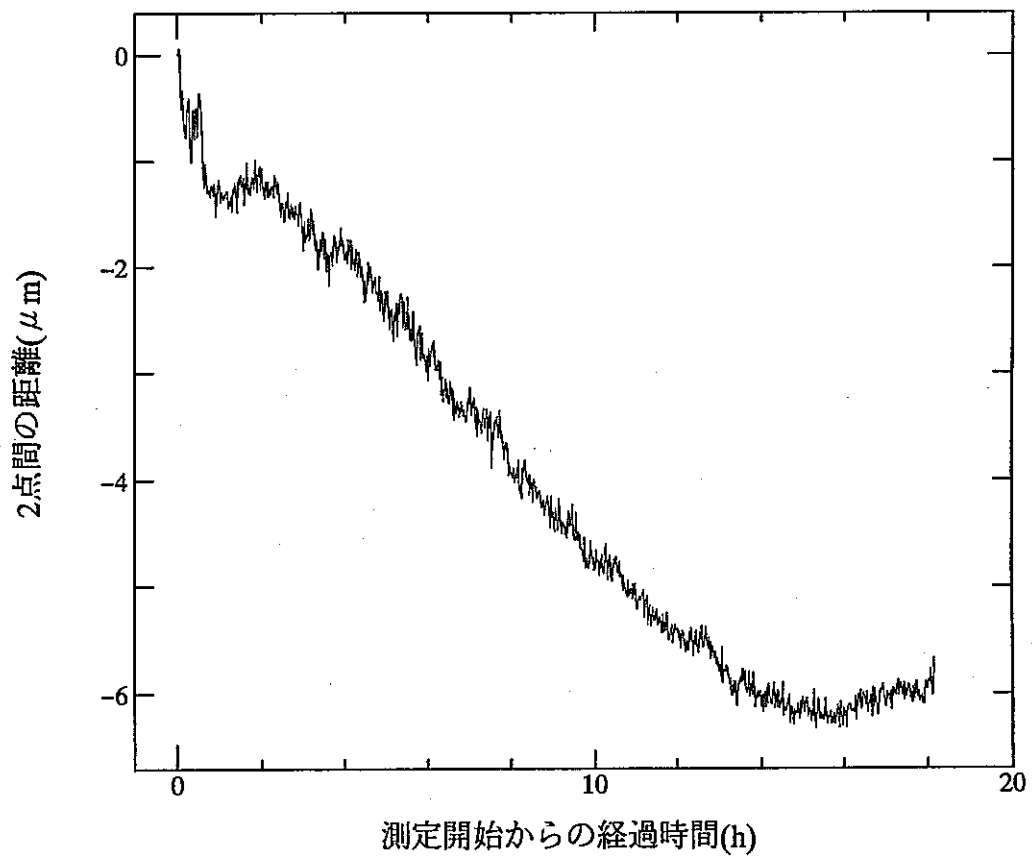


図 - 3 - 9 坑道側壁上において鉛直方向に1m離して配置した2測点間の距離の経時変化
 (1997年3月4日午後3時測定開始)。距離の-は接近を意味する。

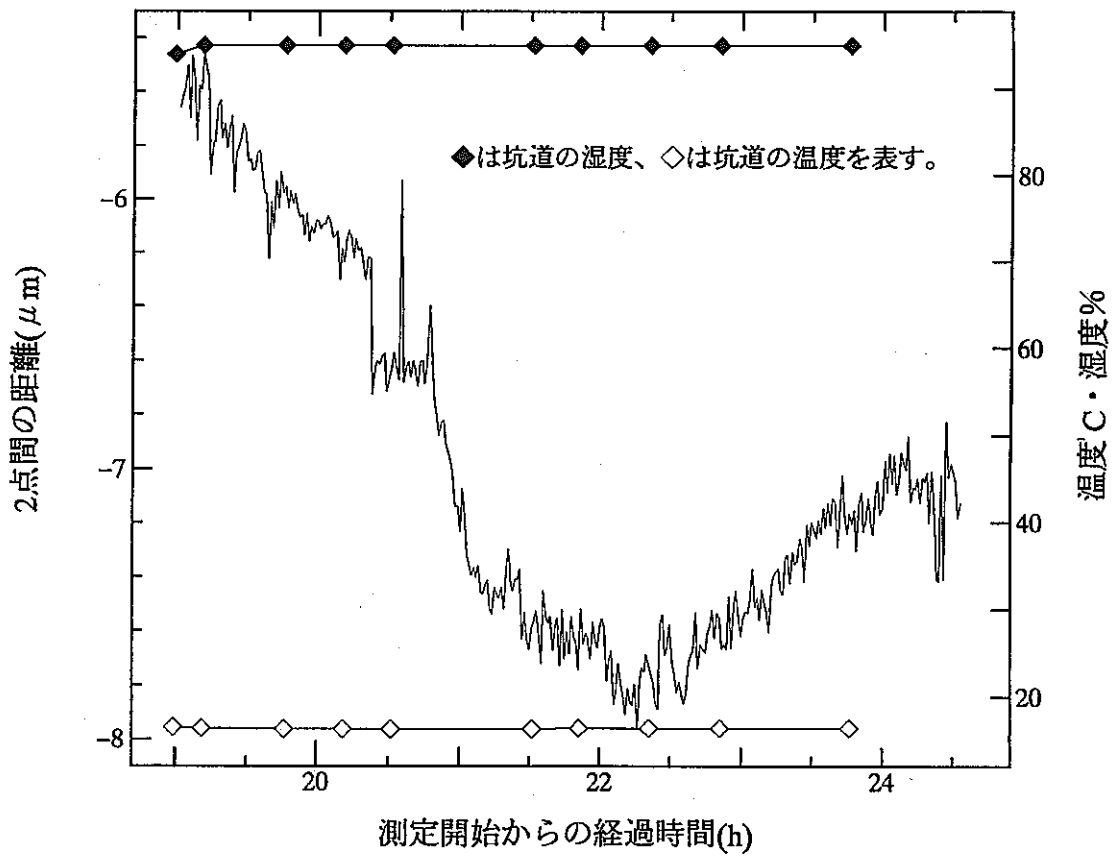


図 - 3 - 1 0 坑道側壁上において鉛直方向に1m離して配置した2測点間の距離の経時変化。横軸の値は1997年3月4日午後3時からの時間を表す。図には温度と湿度の経時変化も示されている。

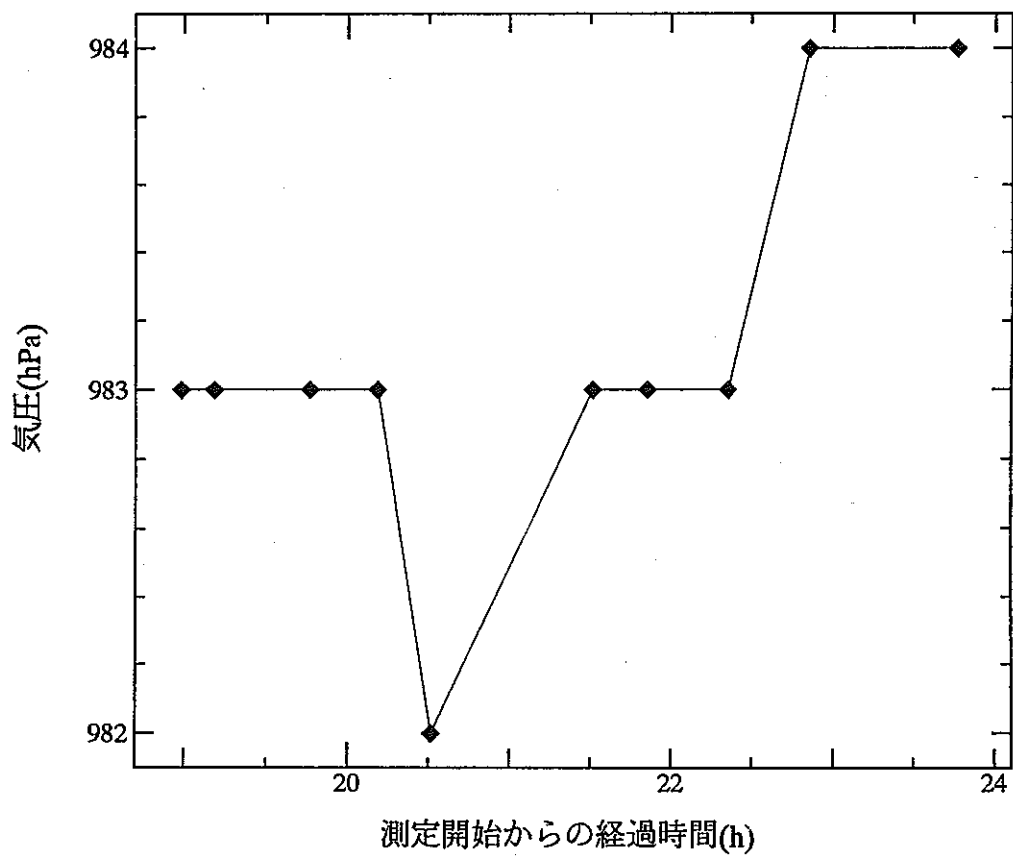


図 - 3 - E 1 坑内の気圧の変化。横軸の値は1997年3月4日午後3時からの時間を表す。

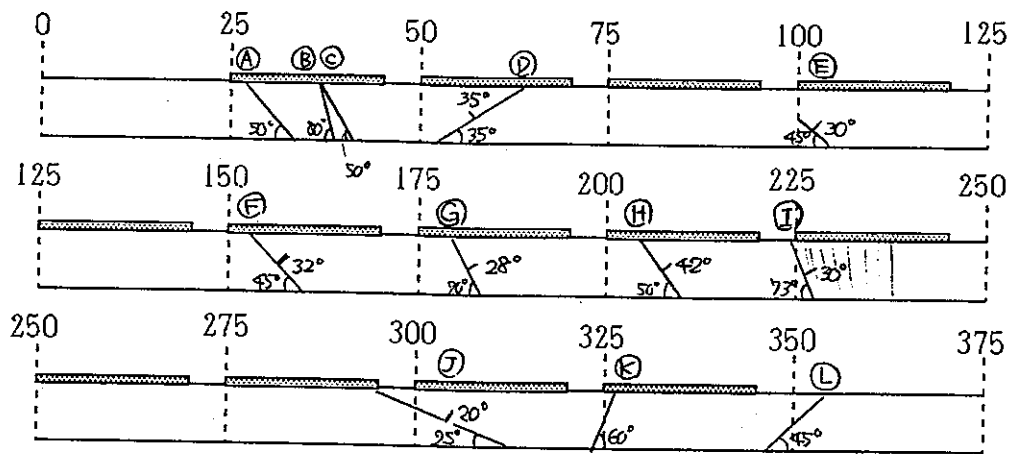


図 - 3 - 1 2 孔内点載荷試験を行った径75mm、長さ375cmの孔のコアの状態。

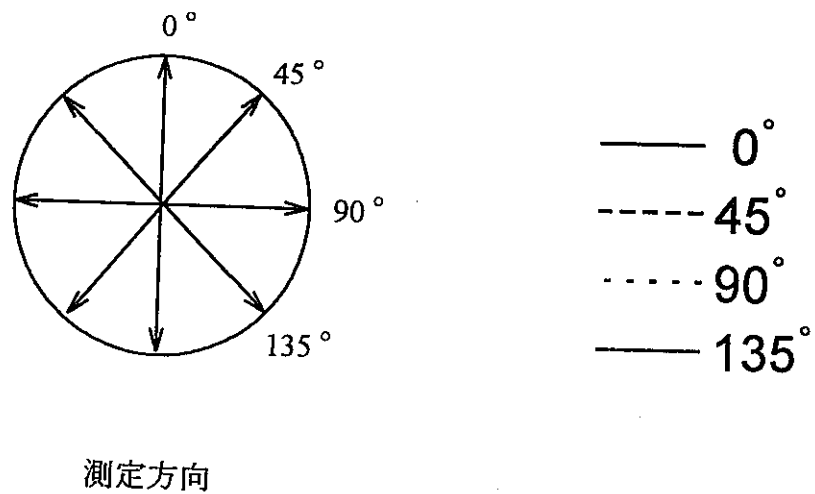


図 - 3 - 1 3 孔内点載荷試験の測定方向。口元から奥に向かう状態の孔が示されている。線の種類は図 - 3 - 1 4 に示した測定方向に対応している。

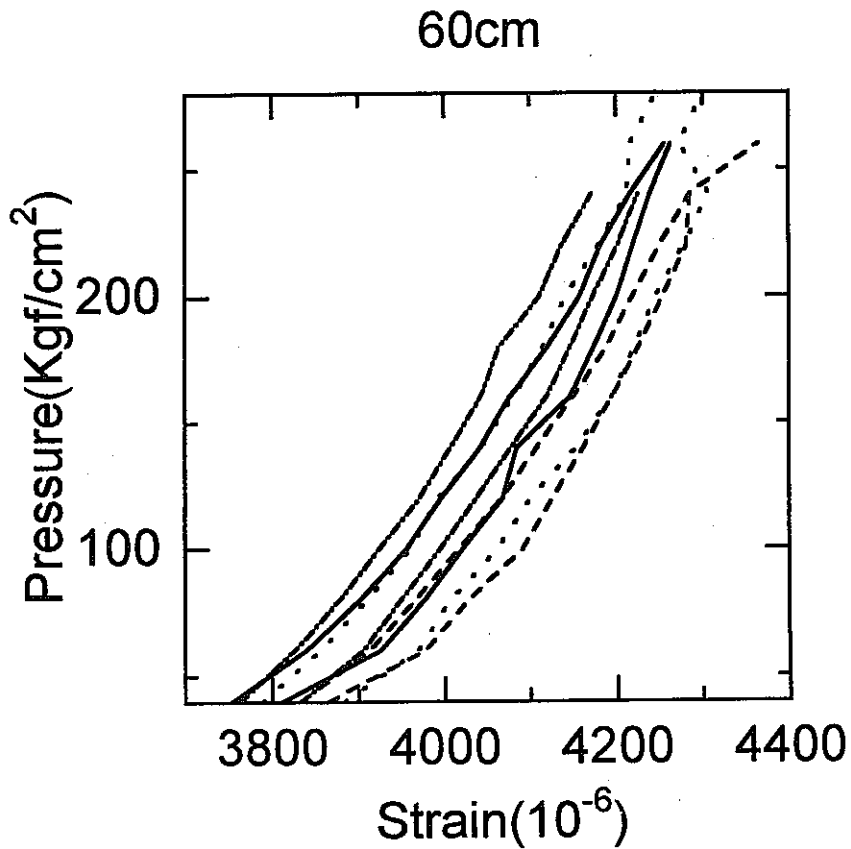
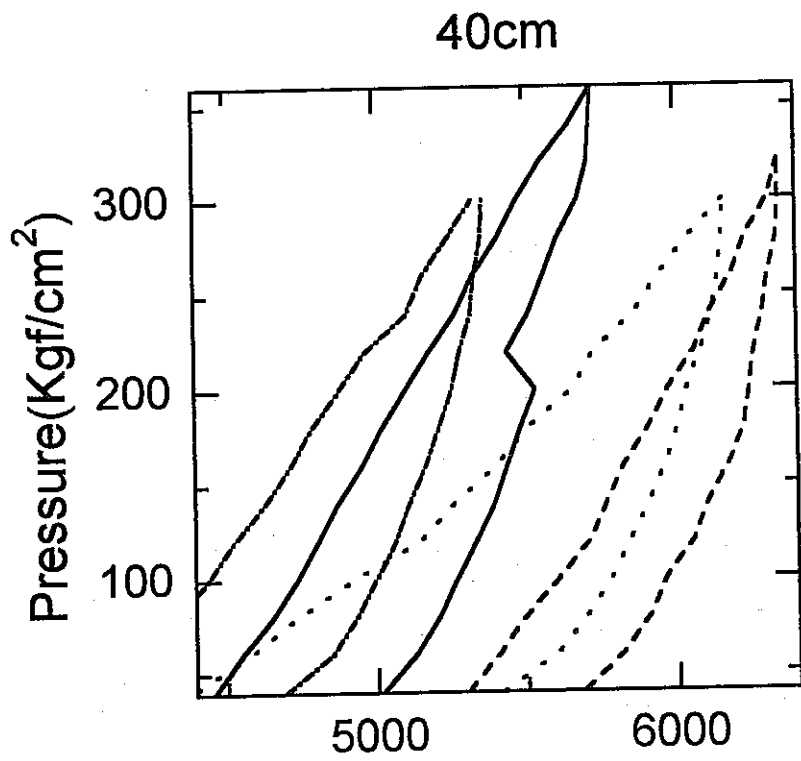


図-3-14 孔内点载荷試験結果(その1)。図の上部の数字は測定断面の深度(cm)。線の種類の意味は図-3-13を参照されたい。

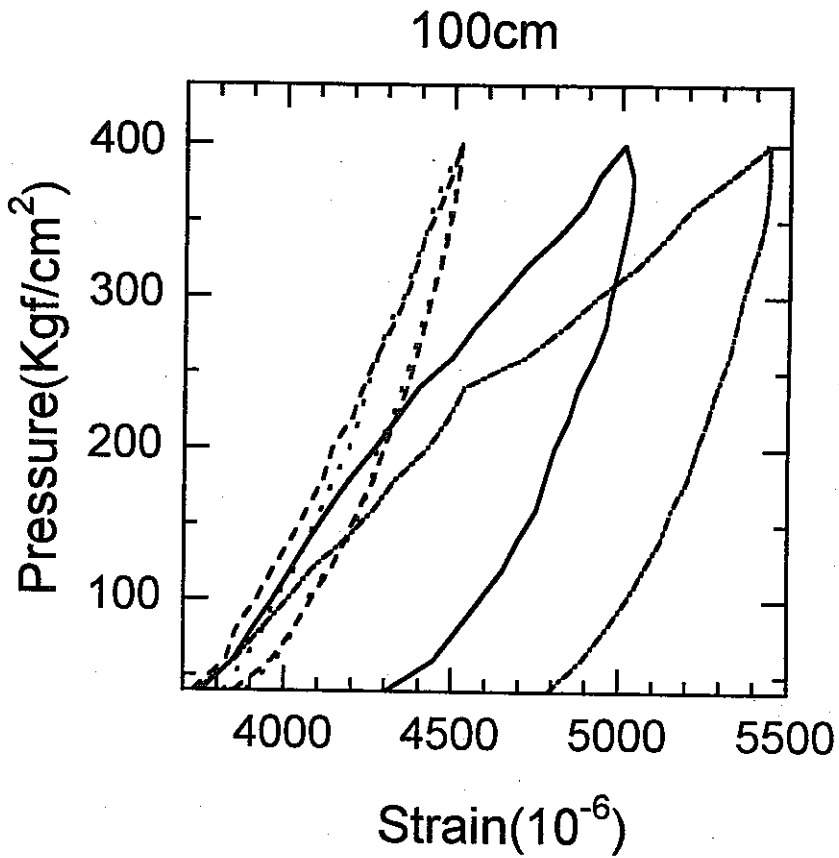
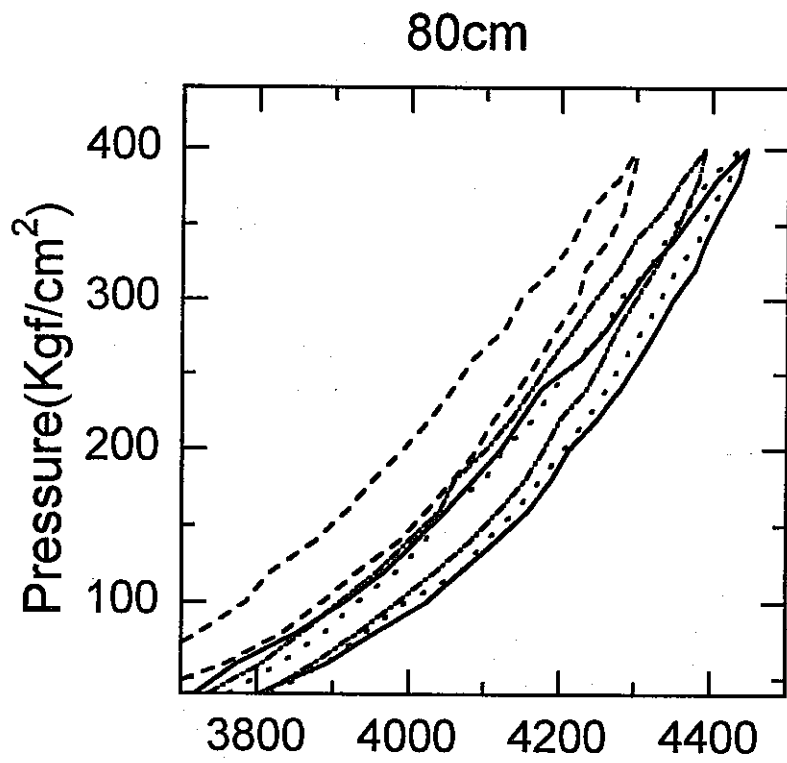


図 - 3 - 1 4 孔内点載荷試験結果 (その 2)。

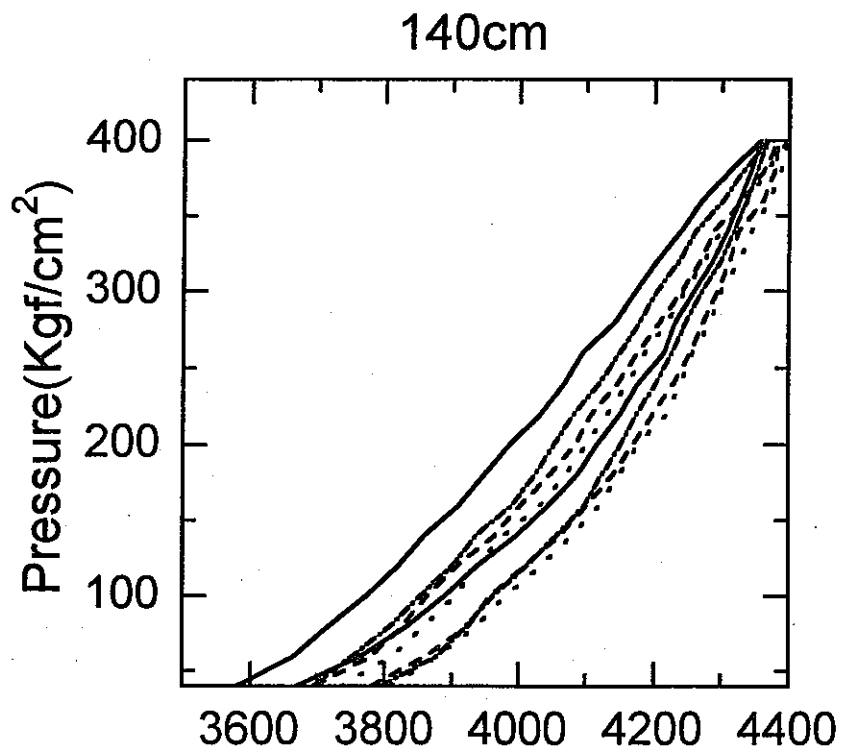
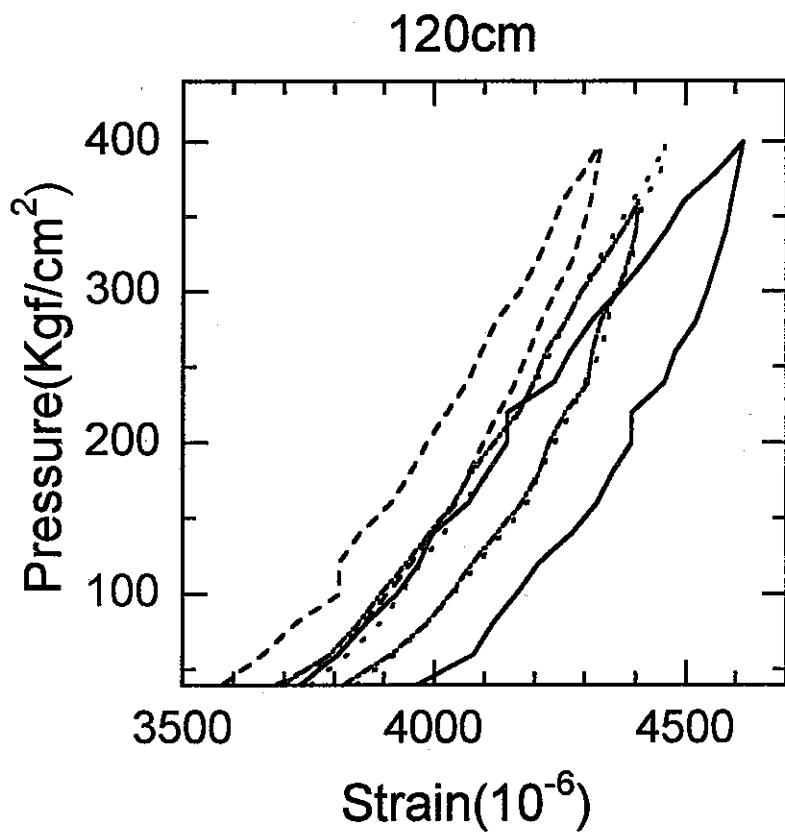


図 - 3 - 1 4 孔内点載荷試験結果 (その 3)。

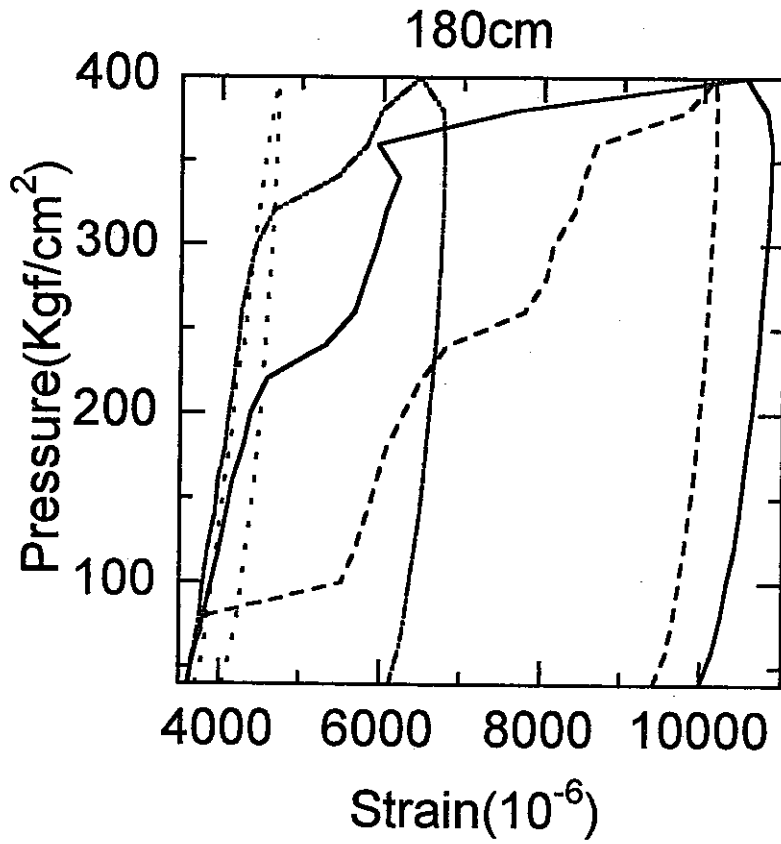
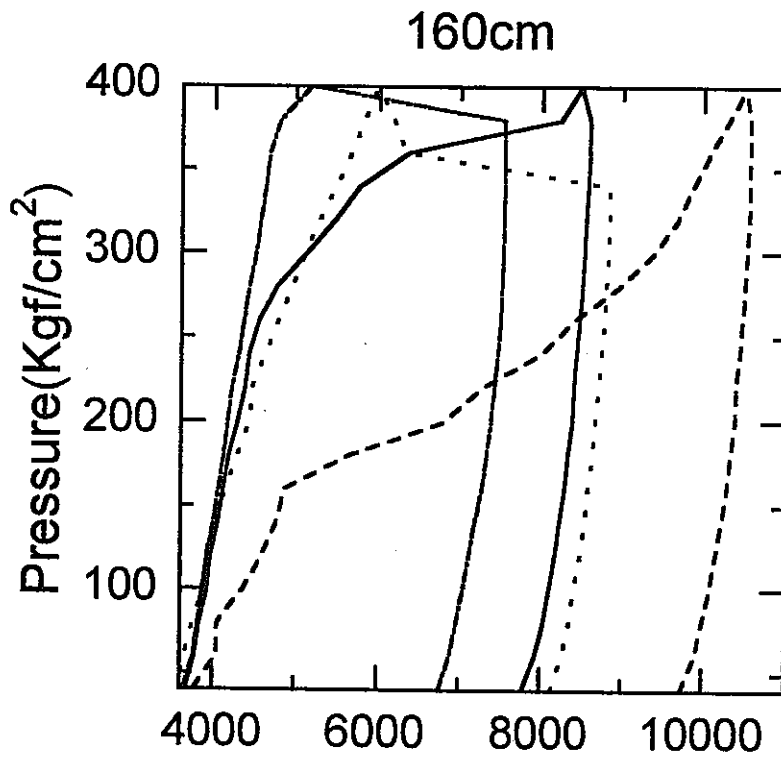


図 - 3 - 1 4 孔内点載荷試験結果 (その 4)。

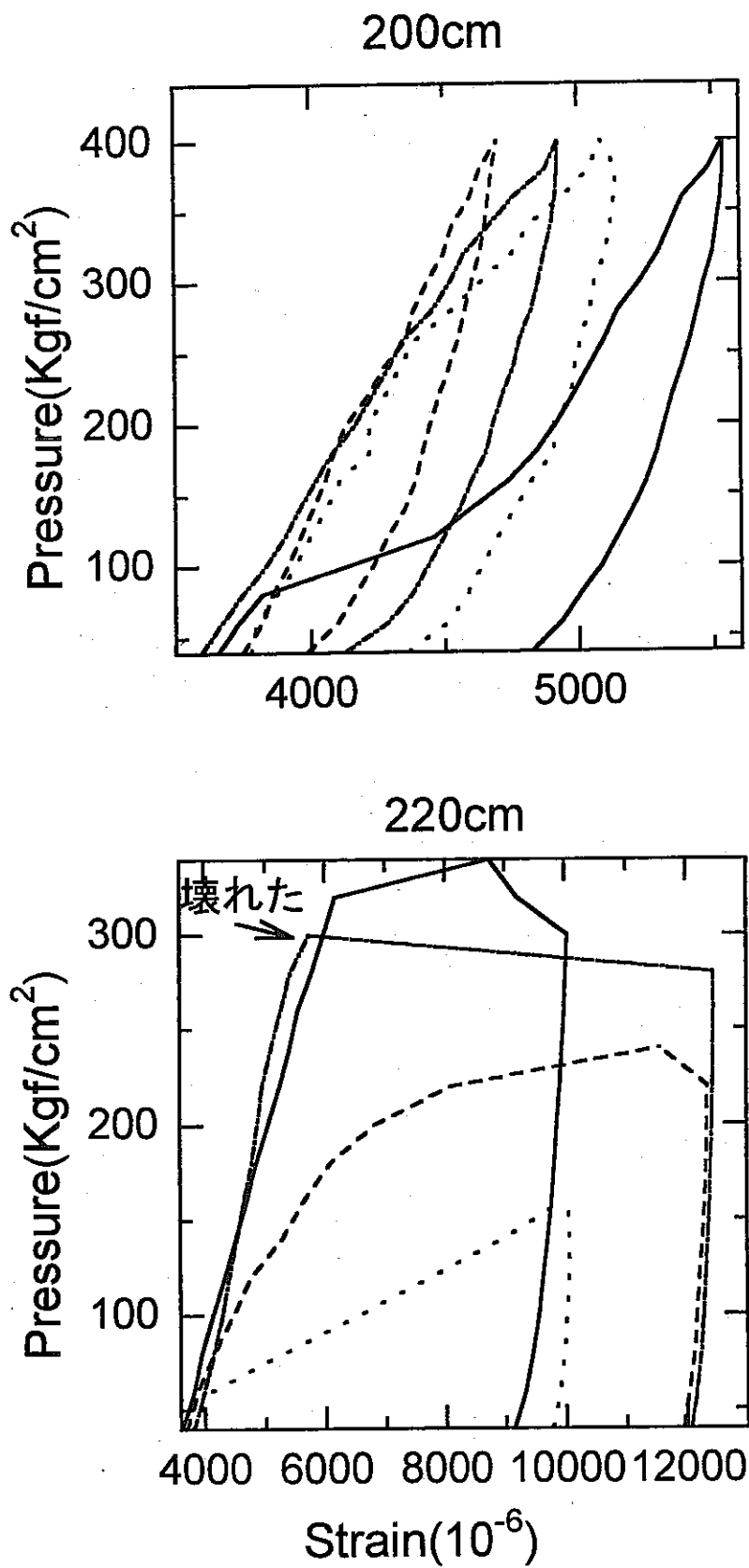


図 - 3 - 1 4 孔内点載荷試験結果 (その 5)。

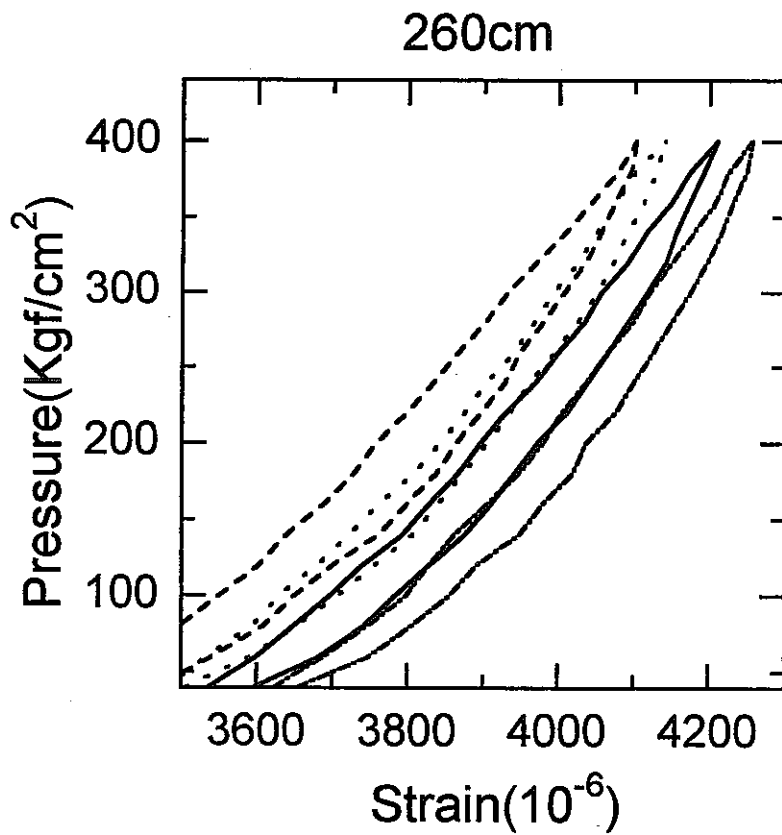
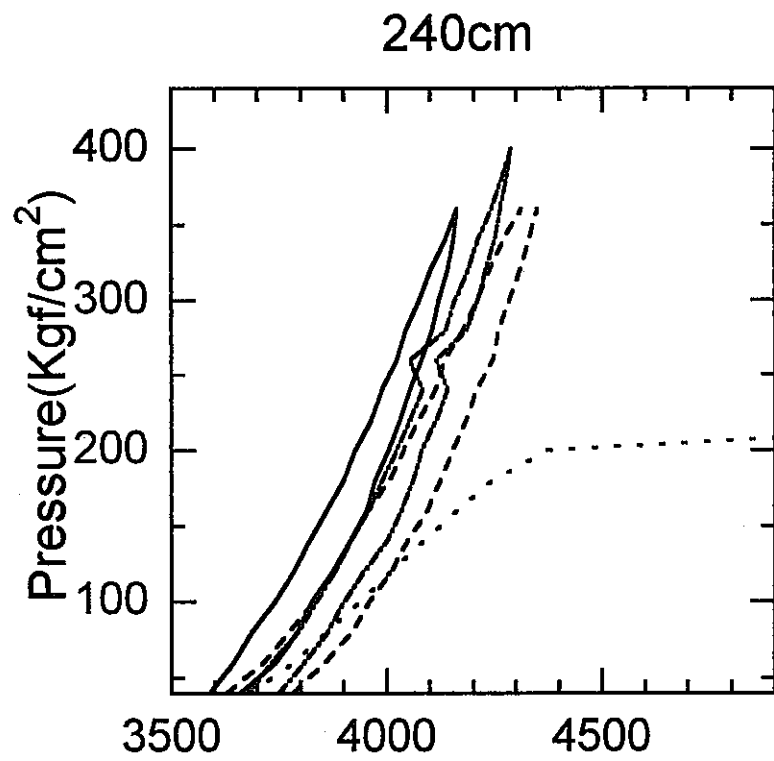


図 - 3 - 1 4 孔内点載荷試験結果 (その 6)。

4. 単一不連続面のShear-Flow Coupling特性に関する研究

4. 1 はじめに

現場における岩盤不連続面は様々な応力状態の下で変形履歴を受けたことがあり、これらの履歴を室内実験により推測することが、深部地下の不連続面の特性を評価するために必要である。しかし現場の不連続面はせん断面積、壁面強度、凹凸の形状等にばらつきがあり、またサンプルの数も限られているので各要素の定量的評価は困難である。そこで4. 2では、ある程度の再現性を確保するために花崗岩、砂岩中に作成した人工的不連続面を用いてShear test及びShear-Flow Coupling testを行い、不連続面の力学-水理特性に及ぼすせん断履歴の影響について考察した。また4. 3では、岩盤不連続面の表面幾何特性に注目し、フラクタル解析を用いて種々の応力、履歴を与えた状態での力学特性、透水特性及び表面幾何特性の定量化を行った。さらに新しい試みとしてGIS解析を用いて岩盤不連続面の特徴を3次元的に解析し、フラクタルモデルによる解析結果との比較を行った。また4. 4では現在使用している実験機械の問題点を考慮し、改良することで新しいせん断透水同時試験装置を開発し、実験を行った。

4. 2 人工的不連続面のせん断 (Shear) 特性及びせん断-透水同時 (Shear-flow coupling) 特性

4. 2. 1 Shear-Flow Coupling 実験装置

本研究で使用する Shear-Flow Coupling 実験装置は、大別して直接せん断装置部、透水加圧装置部、計測・制御装置部および不連続面作成装置部からなり、試験体に人工的な不連続面を作成し、その不連続面に垂直応力、せん断応力を任意に加えることができる。さらに、垂直応力特性、せん断特性の計測と同時にこれらの応力の各段階において不連続面に動水勾配を与え、この時の流量を計測することにより、不連続面の透水試験を行うことができる。Fig.4-2-1に実験装置およびFig.4-2-2にシステム全体の概略図を示す。

(1)直接せん断装置

せん断容器は下箱が移動する構造になっており、上箱はせん断容器を挟み込む形で設置されたせん断荷重計測用の2個のロードセル（引張・圧縮両用型、容量各20ton）を組み込んだロッドによって支持されている。ロッドは十分長く、両端取付部がリンク構造で上箱の上下移動および回転が許されるが水平方向の動きは拘束されている。下箱には透水実験のための給水孔（直径6mm）が設けられており、透水は試験体内部を通して不連続面内を放射状に浸透し、せん断面より約5mm上に設けられた堰から定水位で越流される。载荷はせん断方向、垂直方向ともに油圧サーボ方式であり、制御は、それぞれ変位制御、荷重制御によって行われる。最大载荷能力は、せん断载荷は前進方向40ton、後退方向35tonであり、垂直载荷は200tonである。

(2) 透水加圧装置および計測・制御装置

透水実験は定水位法で行う。その加圧は自動給水のできる容量約10リットルの容器の高さを調節することにより行う。透水量の計測には、透水係数の数オーダーの変化に対応するため、電子天秤（AND社製 FX3000、最小読み取り精度10mg、最大秤量3,100g、安定所要時間約2.5秒）を使用しており、RS-232Cによってパソコンと接続している。計測は、流量に応じて、10-60秒間の平均流量を重量で計測し、その値がほぼ一定になったことをパソコンのCRT上で確認した後、10回程度計測を行いその平均値を透水量とした。垂直変位の計測は、上箱の4隅に設置した4個の変位計（東京測器製 CDP-10、精度 $1,000^{-6} \mu / \text{mm}$ ）を用いて行い、上箱の垂直変位および回転変位を計測した。ロードセル、変位計から得られたせん断、垂直方向の荷重および変位に関するデータはデータロガーを経由してパソコン側に自動記録される。

(3) 不連続面作成装置

不連続面の作成を圧裂で行うと、激しい破壊を生じるので不連続面が大きく離れてしまったり、破片が飛散したりして試験体によって不連続面のばらつきが大きく、その幅の測定も正確とは言えない。そこで、試験体をせん断容器内にセットした後で不連続面を作成することとし、そのために水平方向に一对の油圧ジャッキ（最大載荷能力10ton）が載荷装置に付設されている。また、ジャッキの先端には鋼製のくさびが取り付けられている。

4. 2. 2 試験体

使用した岩石は、韓国南原産花崗岩（比重2.64、吸水率0.37%、飽和状態での一軸圧縮強度190MPa）、長崎相浦産砂岩（比重2.40、飽和状態での一軸圧縮強度72MPa）で、縦120mm、横100mm、高さ80mmの直方体である（Fig.4-2-3）。試験体高さの中央位置には不連続面の作成を容易にするために、深さ10mm、幅1mmのスリットが試験体の4側面に入れられている。したがって、せん断面の大きさは、 $100 \times 80 \text{mm}^2$ である。また、同時に透水試験を行う場合の試験体の下部の中央には、透水実験のための給水孔（直径6mm）が不連続面まで貫通している。

4. 2. 3 不連続面の作成法

まず、試験体をせん断容器内にセットした後、その後の垂直荷重載荷に対して履歴が無視できる程度の垂直荷重(20ton)を加え、さらに水平方向からくさびを介してスリットに圧裂を生じる荷重以上（花崗岩6ton、砂岩3.5ton）の載荷を行う。次に、その水平方向の荷重を一定に保ちながら垂直荷重を徐々に除荷することにより破断が激しく生じない安定した状態で試験体を破断させた。その際、垂直変位－垂直応力の関係及び作成された不連続面の初期開口幅はX－Yレコーダで監視・記録される。その例をFig.4-2-4に示す。破断後、垂直変位および垂直荷重が急激に増加するが、サーボ機構によって直ちに平衡状態が保たれて、間隙幅のばらつきも比較的小さく抑えられている。不連

続面の初期の間隙幅は、この状態から実験を行う所定の垂直応力まで載荷し、不連続面作成以前の垂直変位との差をとることにより決定される。またこの間隙幅は約0.15mmである。

4. 2. 4 Shear 実験方法

本節では垂直応力に注目したCase1, せん断変位に注目したCase2, さらにゲージやかみ合わせに注目してCase1の実験を供試体を取り出さず連続的に行ったCase3の3つのケースの実験を行った。まずCase1の実験では、垂直応力を花崗岩で5, 10, 20, 30MPa, 砂岩で2, 5, 10, 20MPaのもとでせん断を20mm行い、そのあと垂直応力を除荷しせん断変位変位0mmの状態まで戻した。それぞれの実験の前後に試験体を取り出して表面凹凸の計測を合計5回行った。その際に凹凸面の計測を正確にするためゲージは軽く洗い流している。次にCase2の実験では、花崗岩, 砂岩ともに垂直応力10MPaのもとでせん断変位0.7mm, 5mm, 20mmせん断させ、そのあと垂直応力を除荷しせん断変位0mmの状態まで戻した。ここで、せん断変位0.7mmはピーク時のせん断変位であり、5mmは残留せん断応力に達するせん断変位である。それぞれの実験の前後に試験体を取り出して凹凸の計測を合計3回行った。最後にCase3の実験として、花崗岩, 砂岩ともにCase1と同じ状態下で実験を行う。ただしせん断を最大せん断変位20mmまで連続で行い、実験の前後に試験体を取り出して凹凸の計測を合計2回行った。

4. 2. 5 AE計測システムおよび計測方法

本計測は、Shear 実験, Shear-flow coupling実験と並行して行われる。使用したAE計測システムは、NF回路設計ブロック社製のMAGIC(Multi-channel Acoustic-emission Graphic Imaging Computer)システムで、センサー(AE-906: 応答周波数 0.4-2.0MHz), プリアンプ(AE-912:増幅率 40dB), ローカルプロセッサ(9600:4チャンネル, 外部パラメータ入力可), およびパソコンにより構成されている(Fig.4-2-5)。実験時において、試験体はせん断箱で覆われているためセンサーを直接取り付けることができない。そこで、せん断箱の前後左右に感熱式の接着剤を用いて4つのセンサーを取り付けることにした。センサーによって検出されたAE信号はプリアンプで40dB増幅された後、ローカルプロセッサ内のディスクリミネータに送られる。ここで、所定のディスクリレベルを越えた波形についてのみAEイベントが発生され、パルス方式の事象計数法により計数される。収集されたイベントデータはGPIBを介してパソコンに送られる。また、AEの取り込みと同時に外部パラメータとしてせん断変位が入力されるため、せん断変位の増加に伴うAEが記録される。

4. 2. 6 Shear 実験の実験結果および考察

(1)せん断応力-せん断変位の関係

Fig.4-2-6に、せん断応力-せん断変位曲線を示す。Case1の実験について花崗岩, 砂岩ともに垂直応力5MPa時の曲線には鋭いピークが現れている。その

後曲線はピークをだんだん示さなくなる。これは、初めに与えたせん断履歴によって凹凸の表面が滑らかになっていることが原因であると考えられる。Case1の実験では垂直応力10MPaでのせん断でも小さいがピークせん断応力を確認できる。これはグージを洗い流したため、表面のかみ合わない状態が現れ、凹凸面の滑りが悪くなったためであると考えられる。よって、せん断曲線がピークを表す要因としては、凹凸の破壊によることだけでなく、隙間に存在する破片やグージの存在も大きいと考えられる。

Case2の実験についてはせん断変位0.7mm、5mmの時のせん断曲線では鋭いピークをはっきりと確認できた。これより、せん断変位がピークに達するせん断変位（約0.7mm）では凹凸は完全に滑らかにならず、残留せん断応力に達するせん断変位（約5mm）を与えるとピークが現れない程度の表面破壊を起こすことが分かる。

Case3の実験では垂直応力10MPaでせん断履歴を与える実験時には、曲線にピークが現れない。これは垂直応力5MPa載荷時のせん断で凹凸が滑らかになったことと、グージにより凹凸の破壊が不連続面表面が直接接触していないため凹凸による抵抗が小さくなったためであると考えられる。

また残留せん断応力は花崗岩の方が砂岩より若干の大きな値を取る。これは、残留せん断応力が岩盤不連続面の壁面強度に依存することに原因があると考えられる。

(2)垂直変位－せん断変位の関係

Fig.4-2-7に、垂直変位－せん断変位曲線を示す。Case1について5MPaの曲線について垂直変位ははじめに少し減少したあと、徐々に大きくなっている。またダイレーションの変化率も徐々に小さくなっている。これは、せん断が起こるとまずはじめに少し凹凸が破壊してかみ合いが良くなったあと、凹凸の乗り上げによりダイレーションを発生させているものと考えている。2回目からのせん断履歴からその傾向が小さくなっているが、これは凹凸表面が破壊されて滑らかになっているからであると考えられる。Case2の実験では0.7mmと5mmの曲線はほぼ同じ曲線を示す。これは0.7mmのせん断では凹凸破壊はほとんど起こらなかったからであると考えられる。20mmのせん断履歴では5mmのせん断変位に比べてダイレーションの変化率は小さくなっている。これは、残留せん断応力に達するせん断変位を与えた場合に凹凸の破壊が起こることが分かる。Case3の曲線はCase1の曲線とほぼ同様の結果を得ることができた。これより、ダイレーションはあまりグージに依存しないことが分かった。

(3)AEイベントとせん断変位の関係

Fig.4-2-8にAEイベントとせん断変位の関係を示す。ほとんどのケースでAEイベントはせん断開始して約0.5mm経過したあとにピークを迎えている。これはせん断応力がピークに達した直後、ダイレーションの変化率が負から正に変わる点と一致している。これより、せん断変位がピークに達するまでは

凹凸の破壊はほとんど起こらずにその後凹凸の破壊が起こることを示している。垂直応力が大きいケースではせん断応力が残留応力に達したあともAEイベントが多く発生しており、凹凸の破壊が継続的に起こっていることが分かる。また、花崗岩と砂岩を比べると、砂岩のケースでは凹凸が破壊されてもAEイベントはあまり発生せず、花崗岩と同じ傾向は確認できるが顕著ではなくこの計測はあまり向いていないようである。

4. 2. 7 Shear-Flow Coupling 実験の実験方法

本節では、せん断時における凹凸破壊と透水性の関係を調べるために、前節で使用した花崗岩及び砂岩を用いてShear-Flow Coupling 実験を行った。まず垂直応力10,20MPaのもとせん断速度0.1mm/secで20mmせん断後、垂直応力を除荷しせん断変位0mmの状態まで戻す。また、透水量の計測は、せん断途中の1mmごとに各段階で一時的にそのせん断変位を保って行った。

4. 2. 8 透水係数の決定方法

本実験では、直方体の試験体を使用していること、放射流で透水させていること、せん断変位によって透水面積が変化するなどの理由から、直接透水係数を求めることができない。したがって、以下に示すような差分法を用いた近似的手法により透水面の水頭分布を求め、それを用いて間接的に透水係数を求めた。

(1)まず、透水面の水頭分布を求めるにあたり、透水面を単位間隙幅を持つ平行平板と仮定し、透水面をメッシュに分割した(Fig.4-2-9)。また、垂直方向の流速は無視し、メッシュ間のそれがその間の水頭勾配に比例するものと考えた。一つの任意のメッシュ $S_{i,j}$ とそれとなり合うメッシュ、 $S_{i-1,j}$ 、 $S_{i+1,j}$ 、 $S_{i,j-1}$ 、 $S_{i,j+1}$ を取り出すと、 $S_{i,j}$ メッシュにおけるX,Y方向の流量変化 ΔQ_x 、 ΔQ_y は、以下で示される。

$$\begin{aligned} \Delta Q_x &= \Delta Y \cdot C \cdot \left\{ (h_{i-1,j} - h_{i,j}) / \Delta X - (h_{i,j} - h_{i+1,j}) / \Delta X \right\} \\ \Delta Q_y &= \Delta X \cdot C \cdot \left\{ (h_{i,j-1} - h_{i,j}) / \Delta Y - (h_{i,j} - h_{i,j+1}) / \Delta Y \right\} \quad (4.2.1) \\ C &= gd^3 / 12 \nu \end{aligned}$$

ここで

$\Delta X, \Delta Y$: X,Y方向のメッシュの幅

$h_{i,j}$: メッシュ $S_{i,j}$ における水頭値

C : メッシュ相互の透水性に関する係数

g : 重力加速度

d : 平行平板の間隙幅

ν : 水の動粘性係数

定常状態では、

$$\Delta Q_x + \Delta Q_y = 0 \quad (4.2.2)$$

であるので、 $\Delta X = \Delta Y = \Delta$ とすると、

$$h_{i,j} = (h_{i+1,j} + h_{i-1,j} + h_{i,j+1} + h_{i,j-1}) / 4 \quad (4.2.3)$$

が成立する。

従って、注水孔および不連続面の端部の境界条件を設定することにより、単位間隙幅における不連続面の水頭分布を求めることができる。実際の計算では、まず初期水頭を各メッシュに仮定し、収束するまで計算を繰り返す逐次近似法を用いている。初期水頭は実験時の水頭値と管路の摩擦等による損失水頭の差で与えられる。なお、損失水頭 Δh は測定された流量 Q を次式に代入することで得られる。

$$\Delta h = 0.383 \cdot Q + 0.0199 \cdot Q^2 \quad (4.2.4)$$

上式は、せん断箱上部および試験体を取り除いた無負荷の状態で行った透水試験結果(Fig.4-2-10)に最小2乗法を適用して経験的に求めたものである。

(2) 一番外側の任意のメッシュ $S_{s,(i,j)}$ における水頭値を $h_{s,(i,j)}$ 、出力側の水頭値を h_D とすると、 $S_{s,(i,j)}$ からの流量 $Q_{s,(i,j)}$ はダルシー則より、

$$Q_{s,(i,j)} = d \cdot C \cdot (h_{s,(i,j)} - h_D) / \Delta \quad (4.2.5)$$

で表される。したがって全流量 Q_c は、

$$Q_c = \sum Q_{s,(i,j)} \quad (4.2.6)$$

で表される。一般に平行平板流れでは、流量 Q は間隙幅 d の3乗に比例する(Cubic Law)。

$$Q = A \cdot d^3 \quad (4.2.7)$$

従って、式(3.4.7)に、計算により得られた流量 Q_c と単位間隙幅を代入することにより、比例定数 A が求められる。

(3) 比例定数の定まった式(4.2.7)に実際の計測によって得られた流量を代入し、水理の間隙幅 e を逆算する。さらに、得られた間隙幅 e を式(4.2.8)に代入することで不連続面の透水係数は決定される。

$$k = \frac{g \cdot e^2}{12\nu}$$

(4.2.8)

4. 2. 9 Shear-flow coupling 実験の実験結果および考察

(1)せん断応力—せん断変位の関係

Fig.4-2-11に、せん断応力—せん断変位曲線を示す。花崗岩については10MPa時にピークが現れず、20MPa時にピークが現れた。これは10MPa時に本当はピークが現れていたが何らかの理由でピークを計測できなかったか、もしくは不連続面の凹凸を計測するために開けているので、初期の状態凹凸きちんとかみ合わずせん断方向に岩石が滑りせん断方向に抵抗がなかったためかである。20MPaでピークを確認できたのは凹凸計測のためにゲージを洗い流したことが原因であり、これは前項のShear実験と同じ傾向である。砂岩の場合は、最初の履歴である10MPa時にピークが発生しており20MPaではピークを確認できない。これは砂岩の表面は花崗岩に比べて破壊されやすく、凹凸表面が破壊により滑らかになったためであると考えられる。また残留せん断応力はShear実験と同様に砂岩の方が小さくなっている。

(2)垂直変位—せん断変位の関係

Fig.4-2-12に、垂直変位—せん断変位曲線を示す。花崗岩砂岩ともに垂直変位ははじめに少し減少したあと、その後徐々に大きくなっている。またダイレーションの変化率も徐々に小さくなっている。これは、せん断が起こるとまずはじめに少し凹凸が破壊してかみ合いが良くなったあと、凹凸の乗り上げによりダイレーションを発生させているものと考えている。砂岩の20MPaの曲線はあまりダイレーションを起こしていないが、これはせん断に伴う凹凸の破壊が大きくフラットになり凹凸の乗り上げが起こらなくなったためであると考えられる。

(3)透水係数—せん断変位の関係

Fig.4-2-13に、透水係数とせん断変位の関係を示す。履歴のない不連続面である10MPaの曲線は花崗岩、砂岩ともにせん断初期に置いて透水係数は少し減少するか、もしくはほとんど変化していない。その後花崗岩についてはゆっくりと1オーダー、砂岩については急激に透水係数が約2オーダー増加して、そのあと一定値になる。これに対して20MPaの曲線はすでに履歴を受けているので透水係数は緩やかに増加してその後一定値に漸近している。また、砂岩の20MPaのケースでは不連続面の壁面強度に比べ拘束圧が大きいので、不連続面が密着する現象が起きやすくなり、せん断初期において透水係数が急激に下がる現象が見られる。10MPaと比べて残留領域の透水係数は1オーダー近く小さくなった。透水係数の曲線はダイレーションの曲線と似た挙動を示すことも確認できる。

(4) AEイベントとせん断変位の関係

Fig.4-2-14にAEイベントとせん断変位の関係を示す。花崗岩の実験ではAEイベントはせん断開始して約0.5mm経過したあとにピークを迎えている。これはせん断応力がピークに達した直後、ダイレーションの変化率が負から正に変わる点と一致している。これより、せん断変位がピークに達するまでは凹凸の破壊はほとんど起こらずにその後に凹凸の破壊が起こることを示している。垂直応力が大きいケースではせん断応力が残留応力に達したあともAEイベントが多く発生しており、凹凸の破壊が継続的に起こっていることが分かる。砂岩のケースではShear実験のケースと同様に凹凸が破壊されてもAEイベントはあまり発生しない。

4. 3 不連続面の表面形状とせん断特性

4. 3. 1 凹凸計測システム

不連続面の凹凸を計測するための完全自動計測システムを構築した (Fig.4-3-1)。本計測システムは、精密X-Y位置決めテーブル(日本トムソン社製, ストローク長120mm×120mm, 繰り返し位置決め精度±0.002mm), およびレーザー変位計(キーエンス社製, スポット径0.05mm, 分解能0.5 μ m)からなり、試験体をテーブル上に固定し、コントローラーによる自動制御でテーブルを移動させることによって、不連続面の表面形状を1次元のまたは2次元に計測することができる。レーザー変位計によって測定された不連続面のプロファイルは電気信号に変換され、データロガー(東京測器社製, TDS-301)にアナログ出力される。データロガーとパソコンはGP-IBでつながれており、データはデジタル量として取り込まれる。

4. 3. 2 凹凸の計測方法

不連続面供試体として第3章, 第4章で述べた岩石を用いた。せん断による凹凸の変化状況を調べるため不連続面作成後, 及び各ケースで以下のせん断実験を行った後にそれぞれ不連続面両面の表面形状を上下両面について計測した。その際, 4本の測線(長さ100mm)を上下面の同じ位置に設け, 測定間隔0.05mmでせん断方向のみ一次的に読み取った。なお, 計測の際, 正確な値を取るためにせん断時に発生したグージは軽く流し落とすことにした。

1. Case1では花崗岩は垂直応力5, 10, 20, 30MPa, 砂岩は垂直応力2, 5, 10, 20MPaのせん断実験終了後

2. Case2では花崗岩, 砂岩ともに各せん断変位0.7mm, 5mm, 20mmまでのせん断実験終了後

3. Case3では花崗岩は垂直応力5, 10, 20, 30MPa, 砂岩は垂直応力2, 5, 10, 20MPaのせん断実験を連続して行った後

4. せん断透水試験では垂直応力10, 20MPaのせん断実験終了後

4. 3. 3 せん断実験による凹凸形状の変化の考察

Fig.4-3-2に各ケースにおけるLine1の凹凸の破壊状況を, Fig.4-3-3にLine2

～4の凹凸の計測値を示す。また、Fig.4-3-2では下面が左方向に移動することによりせん断を行っている。

まず、花崗岩と砂岩を比べた場合、花崗岩は石英を多く含むためレーザー変位計の値が一定でなく、砂岩に比べて多少の誤差があると考えられる。また、凹凸破壊後の表面は全体的に左上がりのカーブになっているが、これはせん断方向に関係すると考えられる。

Case1において花崗岩、砂岩ともにせん断を繰り返すたびに凹凸が破壊されて滑らかになっている。砂岩の各垂直応力10MPa、20MPa載荷後の曲線は花崗岩の曲線に比べ大きな破壊が起こっていないが、これは花崗岩に比べて砂岩の場合の壁面強度が低く垂直応力5MPaのせん断履歴で主な凹凸はすべて壊れ滑らかになったためであると思われる。Case2においては0.7mm、5mmのせん断変位では大きな凹凸破壊が少ない。花崗岩、砂岩ともに20mmで大きく凹凸破壊をおこしている。これより凹凸破壊はせん断変位に依存することが分かる。Case3では花崗岩で垂直応力5、10、20、30MPa、砂岩で垂直応力2、5、10、20MPaのせん断実験を連続して行っているためかなり大きな破壊を確認することができた。Case1と比較すると砂岩において凹凸の破壊量が小さい。これよりせん断時に発生したグージがせん断による凹凸破壊を小さくしていると考えられる。花崗岩は全体的に表面の起伏が大きいため、大きい凹凸の部分が著しく破壊される。しかしその他の部分の破壊はCase1の花崗岩とくらべて小さい。これより砂岩と同様のことが考えられる。

次にShear-flow coupling実験のケースであるが、透水を行わない場合に比べ凹凸破壊が大きい。これはせん断中のグージの流出や、水による岩盤の壁面強度の低下などが考えられる。表面を観察しても、水を含んだ不連続面の方が破壊されやすいことが確認できた。これは、堆積岩である砂岩だけでなく、火成岩である花崗岩についても確認できた。釜石花崗岩については、特に大きい表面破壊を確認できた。これは不連続面に厚い充填物が存在していたことが原因であると思われる。この破壊は岩の基底面の破壊でなく充填物の破壊が主だったと考えられる。充填物は乳白色で厚さは約2,3mm、強度的にはかなり脆い物質であった。また、グージもせん断において大量に発生した。

4. 3. 4 表面形状の定量化について

岩盤不連続面の力学的特性、水理的特性を調べるにあたり表面形状の評価方法が問題となるが、その評価方法の一つとしてパワースペクトルが挙げられる。パワースペクトルの基本的な性質として、プロファイルの凹凸間隔や振幅（凹凸の高さ）によるパワースペクトルの変化が挙げられるがその変化の特徴を以下に述べる。

1. パワースペクトルの振幅が大きければ卓越振動を保持しながら、パワースペクトルはそのまま上側に平行移動する。つまり、振幅の大きさによりパワーの強さが左右される。

2. 規則的なプロファイルにおいて、凹凸形状が同じであれば凹凸間隔（周期に相当）は大きくなるほど、周波数特性が低い周波数側へ平行移動する。

規則的な粗さを有するモデルについてパワースペクトルのピーク値を結んだ直線による評価方法がよく用いられる。しかし実際の不規則なプロファイルについては、その周波数特性からも分かるように、規則的モデルのような明確なピークが現れないためどの点をプロットするかを決定できない。そのため、周波数特性における振幅成分が白色雑音の影響を受ける10-2mm以下のものを除いたすべての点についてプロットし、最小二乗法で近似した直線を用いる。しかしパワースペクトル法は、不連続面の形状特性の定性的評価に止まっている。表面形状の定量的評価についてフラクタルモデルによる方法がある。

(1) 従来のフラクタルモデル

フラクタル次元は一つの集合(set)が占有する空間の大きさを表現し、非常に小さい尺度で示される不規則的な測度である。幾何統計学の観点でみると、不連続面は二つの基本的な幾何学的特性のランダムプロセスを示している。

- ① ランダムアスペクト(random aspect)：ラフネス面は空間で任意に変化するため、その幾何学的特性は空間関数(spatial function)を用いて表すことができない。
- ② 構造アスペクト(structural aspect)：ラフネス面の分散(variance)は空間位置(spatial position)と完全に独立せず、両方の関係は水平間隔によって決定される。

もし、 x 点に対応するラフネスの高さ $Z(x)$ の単値関数 $V(h)$ が上述の二つの性質を満足できるのであれば、不規則なラフネス線上に置いて $Z(x)$ は x につれてランダムな方式で変化する。なお、ラフネスの分散 $V(h)$ は水平間隔 h である两点の高さの平方偏差によって表される。

$$V(h) = \frac{1}{N-j} \sum_{i=1}^{N-j} [Z(x_i+h) - Z(x_i)]^2 \quad (4-3-1)$$

ここで、 h は両測点間の水平間隔、 $Z(x)$ は x 点に対応するラフネスの高さ、 N は測点の総数である。

次式(2)を用いると、分散からフラクタル次元を求めることができる。

$$V(\Delta x) = \left\langle |Z(x_2) - Z(x_1)|^2 \right\rangle \propto |x_2 - x_1|^{2H} \quad (4-3-2)$$

ここで三角括弧 $\langle \rangle$ は $Z(x)$ の数多いサンプルの平均値を示している。 H はアフィン指数(affine exponent)である。単値関数 $Z(x)$ に対して、フラクタル次元は $D=2-H$ となることが証明されているから、分散 $V(h)$ は次式によって表されるようになる。

$$V(h) = A \cdot h^{2(2-D)} \quad (4-3-3)$$

したがって、 $V(h)$ と水平間隔 h の両対数プロットにおいては、 A は縦軸 $V(h)$ の切片、 $2(2-D)$ は対数曲線の傾きとなる。

(2) 新しいフラクタルモデル

以上のフラクタルモデルを用いた場合、フラクタル次元のみで不連続面の

ラフネス特性を述べることは十分ではなく、縦軸 $V(h)$ の切片 A も重要なパラメータであることが指摘されている。また、既存のフラクタル理論は、岩盤不連続面の表面特性とせん断特性との関係の定量的説明に至っていない。

ここでは、岩盤不連続面の平均ラフネス角が不連続面のせん断力学特性に直接に影響すると考えて、フラクタルパラメータ及び平均ラフネス角と岩盤不連続面のせん断力学特性との関係を明らかにするために、新しいフラクタルモデルの提案を試みる。

このモデルでは、ラフネスの高さ $Z(x)$ の単値関数 $U(h)$ は前述の二つの幾何学的性質（ランダム特性と構造特性）を満足し、水平間隔 h だけ離れている両測点の高さの差のルート平方偏差(RMS)で定義されるとする。

$$U(h) = \left\{ \frac{1}{(N-j)} \sum_{i=1}^{N-j} \left[\frac{Z(x_i+h) - Z(x_i)}{h} \right]^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (4-3-4)$$

上式によって定義される $U(h)$ は岩盤不連続面の平均ラフネス角とも言え、 $U(h)$ と $V(h)$ の定義より、両者には次式のような関係が得られる。

$$U(h) = \frac{\sqrt{V(h)}}{h} \quad (4-3-5)$$

式(3)を上式に代入すれば、平均ラフネス角 $U(h)$ とフラクタルパラメータとの関係が求められる。

$$U(h) = \sqrt{A} \cdot h^{1-D} = B \cdot h^{1-D} \quad (4-3-6)$$

$U(h)$ と h の対数座標系では振幅 B が縦軸 $U(h)$ での切片で、 $1-D$ が曲線の傾きを示している。なお、 D はフラクタル次元である。

一般に $U(h)$ は h の増加につれて初期段階においては線形的に減少し、水平間隔 h が一定の値に達すると、不規則な変化が現れる。なおフラクタル次元 D は $U(h)$ と h の双対数曲線の直線部分の傾きによって求められ、振幅 B は $h=1$ の時の $U(h)$ である。

$$B = U(h=1) \quad (4-3-7)$$

理論的に厳密な自己相関となるラフネス次元はスケール効果を示さない。しかし、自然の不連続面はある程度の自己相似特性を持っているため、スケールの異なる岩盤不連続面はフラクタル次元が違ふことがある。自己相似フラクタルモデルを用いて岩盤不連続面の表面ラフネス特性を表す場合には、スケール効果は供試体の長さ、測点の最小間隔 h と測定装置の精度に依存していると考えられる。測定する供試体の長さが短いほど、求められたフラクタルパラメータは局部のラフネスの影響を大きく受ける。しかしながら、供試体の長さ L が一定に達した後では、フラクタルパラメータはある一定値に次第に近づくと考えられる。

Fig. 4-3-4に代表例としてCase 1の花崗岩におけるLine 1の $U(h)$ と h の関係を示す。せん断履歴を与えるごとに $U(h)$ の値が小さくなっている。またそれぞれの履歴後のフラクタル次元 D はあまり差がなく、振幅 B の違いが直接 $U(h)$ の

違いになっていることが分かる。

4. 3. 5 表面特性とせん断特性の関係

岩盤不連続面のせん断強度の影響要素として、

- 1) 不連続面に加えた垂直応力 σ_n
- 2) 不連続面の表面ラフネス特性 (平均ラフネス角 $U(h)$)
- 3) 不連続面の材料特性 (壁面圧縮強度 σ_j と基本摩擦角 ϕ_b)

が挙げられ、それらを総合的に考えると、せん断強度は以下の式によって表すことができると考えられる。

$$\tau_m = \sigma_n \tan \left\{ a [U(h)]^c \log \left(\frac{\sigma_j}{\sigma_n} \right) + \phi_b \right\} \quad (4-3-8)$$

ここで、 a 、 c は実験定数である。 $U(h)$ は不連続面表面の凹凸形状を測定した結果に基づいて、二つのフラクタルパラメータから式(4-3-6)を用いて求められたため、これはBartonらが提案したJRC値よりも適用範囲が広がり、しかも観測者の主観による影響が小さい。そのため、式(4-3-8)は不連続面のせん断強度を客観的に決めるために有効であると考えられる。

Fig.4-3-5、4-3-6にCase1とCase2の場合のピークせん断角 ϕ_m と平均摩擦角 α の関係を示す。各ケースともせん断履歴を与えるにつれてピークせん断角は低下するが、特に1回目の履歴を与えた場合の減少量が大きく、起伏の激しい部分の凹凸が破壊されたことが分かる。各ケースの1回目の履歴後のせん断強度は式(5-2-8)で近似することができる。

Fig.4-3-7にCase1とCase3を比較した場合のピークせん断強度 τ_m と平均摩擦角 α の関係を示す。各履歴段階でのピークせん断強度を見てみると、砂岩の場合はCase1とCase3でそれほど違いがなく、グージの影響が小さいことが分かる。また花崗岩の場合は3回目、4回目の履歴を与えた場合、Case3の方がピークせん断強度の値が大きくなっていることが分かる。これは、通常はグージを取り除かないCase3の方が履歴を与えるごとにピークせん断強度の値が小さくなるが、不連続面作成時の平均摩擦角を比較した場合Case3の方が大きく、凹凸面の起伏が激しかったことが原因と考えられる。

また、Table4-3-1に各ケースにおける上下面のLine1~4の計8本のフラクタルパラメータの平均値を、Table4-3-2に各ケース、各Lineごとのフラクタルパラメータを、Table4-3-3に各ケースにおけるせん断応力、せん断変位のピーク値及び残留値、またピークせん断角を示す。尚、Tableの中で値が存在しないものは空白としている。

4. 3. 6 従来の表面損傷の研究

不連続性岩盤内に発生するダイランシー変形もしくはその発生傾向は、不連続面において複雑な力学的、水理学的挙動が生じる原因となる。凹凸面の滑り部分が受ける様々な形での損傷もしくは破壊は、応力や先行履歴の影響を受けていることが多く、ダイランシーが純粋な動的現象であるとは言い難い。凹凸面の表面損傷

(表面粗さの低下)は次に述べる要素のうちの1つもしくは2つが原因となり生じる。1つは微小なせん断変位の増加による摩擦滑りによって発生する磨耗であり、もう1つは大規模なせん断による凹凸面の破壊である。またせん断過程で発生するグージも凹凸面の表面形状やその後の挙動に影響を及ぼす新しい接触面を生じる。

Huang(1993)の実験によると、低い応力条件下では、損傷は主に磨耗が原因となり、高い応力条件下では損傷はより早く起こり、凹凸面がせん断すると示している。また適度な応力条件下では、最初は磨耗が生じるが、次第に凹凸面の破壊に移行すると示している。この実験はまた損傷を受けた凹凸面は不連続面のかみ合わせを維持しようとするために、新しい接触面の形成や表面形状の変化といった続いて起こる不連続面挙動に重要な役割を果たすと示している。

Plesha(1987)は実験結果に基づき、表面損傷に指数則の関係があることを示した。

$$\alpha = \alpha_0 \exp(-c W^p) \quad (4-3-9)$$

ここに、 α_0 は履歴を受けていない凹凸面の初期平均摩擦角であり、 α は履歴後の凹凸面の平均摩擦角である。また W^p は摩擦仕事量、 C は実験定数である。

Hutson(1987)は後に次式を立証した。

$$C = -0.014 JRC(N/\sigma_j) \quad (4-3-10)$$

ここでJRCはジョイントラフネス係数であり、Barton(1976)により提案されている。 N はせん断試験時における垂直拘束圧、 σ_j は岩石の一軸圧縮強度である。

Jing(1990)は C を修正し、垂直拘束圧の代わりに標準化した垂直応力を用いることを提案した。

$$C = D_m(\sigma_n/\sigma_c) \quad (4-3-11)$$

ここに、 $D_m (>0)$ はせん断試験によって決定される表面幾何特性に依存する材料定数である。

HutsonとDowding(1990)は損傷の程度を定量化するために相対摩擦角 R を導入し、 R が滑りによる摩擦仕事 W^p 、垂直応力 σ_n 、凹凸面の壁面強度 σ_j の関数となることを示した。

$$R = \frac{\alpha}{\alpha_0} = f(W^p, \sigma_n, \sigma_j) \quad (4-3-12)$$

4. 3. 7 表面損傷モデルの提案

表面損傷は凹凸面にかかる応力状態や摩擦滑りが原因であるため、接触面の表面幾何特性は応力状態や履歴が進むにつれて変化する。この挙動は非常に複雑であり定量化することは難しい。そこで表面損傷のいくつかの特徴を説明するために仮定を用いる。表面損傷、特に磨耗は滑りによる塑性仕事 W^p の作用とみなし、 W^p (せん断による破壊エネルギー)の増加を $dW^p = dW_n^p + dW_s^p$ で定義する。 $dW_n^p = \tau_s du_s^p$ はせん断方向の破壊エネルギーであり、 $dW_s^p = \sigma_n du_n^p$ は垂直方向の破壊エネルギーである。先行履歴を考慮した全体の破壊エネルギーは次式で与えられる。

$$W^p = \int dW^p = \int \tau_s du_s^p + \int \sigma_n du_n^p \quad (4-3-13)$$

ここで τ_s と σ_n はせん断及び垂直応力である。 du_s 、 du_n はそれぞれせん断方向と垂直方向の不可逆的な滑り変位の増加量である。また滑りによる塑性仕事は時間に依存しないとす。

次に凹凸の不均一な不連続性岩盤のせん断試験に基づいてせん断変位と垂直応力の相互作用に特に注目し、凹凸面の粗さの低下のメカニズムを解明する。凹凸面に対し前節で提案したフラクタルモデルを用いると平均摩擦角 α は次のようになる。

$$\alpha = U + \phi_0 = Bh^{1-D} + \phi_0 \quad (4-3-14)$$

初期摩擦角、垂直応力、壁面強度、せん断変位の作用を総合的に考慮し、壁面強度の0.3倍程度の低い垂直応力条件下での不均一な不連続性岩盤のモデル式を提案する。

$$\alpha = \alpha_0 \exp\left(-c_m \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_j}\right)^s (W^p)^t\right) \quad (4-3-15)$$

ここで α 、 α_0 はそれぞれ前節で定義される平均摩擦角、初期平均摩擦角であり、 σ_n は垂直応力、 σ_j は壁面強度、 W^p は履歴によるエネルギーの損失を考慮した全破壊エネルギーである。係数 c_m 、 s 、 t は実験データを重回帰分析することにより決定する。尚、今回の試験では、Case 1～3の計6個の試験体について $c_m=0.06$ 、 $s=0.14$ 、 $t=0.26$ 、重相関係数 $r=0.86$ の値を得た。従って次式を得る。

$$\alpha = \alpha_0 \exp\left(-0.06 \left(\frac{\sigma_n}{\sigma_j}\right)^{0.14} (W^p)^{0.26}\right) \quad (4-3-16)$$

またTable 4-3-4に各ケースにおける破壊エネルギー及び表面損傷のパラメータを示す。尚、Tableの中で値が存在しないものは空白としている。

4. 3. 8 せん断による表面損傷の解析結果と考察

(1) Case 1, Case 3 について

Fig.4-3-8にCase1における相対摩擦角 α/α_0 と垂直応力 σ_n の関係を示す。花崗岩、砂岩ともに最初のせん断履歴後の相対摩擦角の低下が大きく、履歴を重ねるごとに垂直応力に対する相対摩擦角の減少率が小さくなっており、最初の履歴で起伏の激しい部分が破壊されたことが分かる。また砂岩は花崗岩に比べて履歴を重ねるごとの相対摩擦角の減少率が大きくなっているが、これは砂岩の表面破壊特性として、履歴の影響を受けやすいことが考えられる。

Fig.4-3-9に相対摩擦角 α/α_0 と一軸圧縮強度 σ_c に対する垂直応力 σ_n の比との関係を示す。Fig.4-3-8と比較した場合、花崗岩と砂岩の減少曲線が接近しており、このことから垂直応力を一軸圧縮強度で無次元化することにより2種類の不連続面供試体の特性をほぼ近似して表現することができるといえる。

Fig.4-3-10に破壊エネルギー W^p と垂直応力 σ_n の関係を示す。花崗岩・砂岩ともに破壊エネルギーは垂直応力が増加するにつれてほぼ線形的に増加することが分かる。これは、前節で提案した破壊エネルギーの特徴として、履歴を重ねるごとの残留せん断応力の増加によるせん断方向の破壊エネルギーの増加率と、ダイレーションの

低下による垂直方向の破壊エネルギーの減少率がほぼ均衡しているためであると考えられる。

Fig.4-3-11に相対摩擦角 α/α_0 と破壊エネルギー W^p の関係を示す。この図からは Fig.4-3-8 とほぼ同じように W^p の増加に伴って相対摩擦角が同様な傾向で減少し、履歴を重ねるごとに破壊エネルギーの増加量は増えるが相対摩擦角の減少率は小さくなっている。このことから最初の履歴で凹凸が大きく破壊し、その後は履歴を受けることにより破壊エネルギーが増加しても相対摩擦角がそれほど変化しないことが分かる。

Fig.4-3-12に各履歴ごとに試験体を取り出してゲージを取り除いたCase 1 と、同じ垂直応力でゲージを取り除かず繰り返してせん断試験を行ったCase 3 を比較した場合の相対摩擦角 α/α_0 と破壊エネルギー W^p の関係を示す。Case 1 とCase 3 で最大せん断変位に達したときの破壊エネルギーはほぼ同じ値となっている。これは破壊エネルギーを決定するパラメータとしてせん断応力があるが、Case 1 とCase 3 でピークせん断応力の違いがあるほかは残留応力も各履歴段階でほぼ同じ値を取っており、破壊エネルギーのせん断成分にあまり差が出なかったためであると考えられる。ただし相対摩擦角はCase 3 の方が減少率が小さく、ゲージの影響が大きいことが分かる。

Fig.4-3-13に相対摩擦角 α/α_0 と一軸圧縮強度に対する破壊エネルギー W^p の比との関係を示す。Fig.4-3-12と比較してCase 1 とCase 3 ともに花崗岩と砂岩の値が接近しており、Fig.4-3-9と同様、垂直応力を一軸圧縮強度で無次元化する事により花崗岩と砂岩の特性を近似することができるといえる。

(2) Case2について

Fig.4-3-14に相対摩擦角 α/α_0 とせん断変位の関係を示す。花崗岩と砂岩ともにせん断応力がピークに達したとき、相対摩擦角は大幅に減少しているが、これは最初に起伏の激しい凹凸や弱い部分が破壊されたためであると考えられる。その後はせん断変位とともに減少率は小さくなる。

Fig.4-3-15に破壊エネルギー W^p とせん断変位の関係を示す。花崗岩と砂岩ともに破壊エネルギーはせん断変位が増加するにつれて線形的に増加しており、この点はCase 1 と同様の傾向が見られる。

Fig.4-3-16に相対摩擦角 α/α_0 と破壊エネルギー W^p の関係を示す。破壊エネルギーが増加するにつれて相対摩擦角は減少していくが、Fig.4-3-11と比べた場合、破壊エネルギーは花崗岩で約1/4、砂岩で約1/3になっていることからせん断変位による破壊エネルギーへの影響が大きいことが分かる。

(3) Shear-flow coupling実験について

Fig.4-3-17にせん断透水試験時の相対摩擦角 α/α_0 と垂直応力 σ_n の関係を示す。花崗岩と砂岩を比べた場合、各垂直応力に対する相対摩擦角は花崗岩の方が大きく凹凸の起伏が激しいことが分かる。次に各履歴段階での相対摩擦角の減少率は2種類の不連続面供試体でほぼ同じであり、また砂岩の場合、垂直応力に対してゲージの影響は小さいことから、花崗岩、砂岩ともにCase1での同じ載荷状態における減少曲線とほぼ一致することが分かる。

Fig.4-3-18にせん断透水試験時の相対摩擦角 α/α_0 と一軸圧縮強度 σ_c に対する垂直応力 σ_n の比との関係を示す。Fig.4-3-17と比較した場合、花崗岩と砂岩の減少曲線は

同じ曲線で表すことができ、Case1と同様 σ_n を無次元化することにより2つの岩の特性をほぼ近似して表現することができるといえる。

Fig.4-3-19に破壊エネルギー W^p と垂直応力 σ_n の関係を示す。花崗岩、砂岩ともに破壊エネルギーは垂直応力が増加するにつれて増加する。また2種類の不連続面供試体で各垂直応力に対する破壊エネルギーはほぼ同じ値となっている。これは花崗岩の一回目の履歴でピークが現れなかったため、破壊エネルギーのせん断成分が2種類の不連続面供試体ではほぼ同じになったことが原因と考えられる。

Fig.4-3-20に相対摩擦角 α/α_0 と破壊エネルギー W^p の関係を示す。このグラフはFig.4-3-17とほぼ同じ減少率になっており、Case1と同様の傾向が現れることが分かる。

4. 3. 9 GISを用いた岩盤不連続面の表面特性の解析

(1)GISについて

GIS（地理情報システム: Geographic Information System）とは、従来、紙の上や実世界の事象で扱われていた地理情報（データ）をコンピュータを用いて有効利用するためのソフトウェア（ARC/INFO）で、都市計画や環境計画、資源管理、施設管理など地図を用いる様々な分野で幅広く活用されている。地理情報（データ）は実世界の事象を、(a)ある座標系での位置、(b)位置に無関係な属性、(c)各データがどのように接合しているか、またはどのように行き来できるかを表す相対的な空間的位置関係などによって記載する。

ここでは、GISの空間解析 (spatial analysis) 技術を用いることによって、3次元的に分布する複雑な岩盤不連続面の表面形状（データ）から表面幾何学的特性（例えば、空間位置、傾き、間隔幅、接触状況、異方性）を解析することができる。GISを用いた数値シミュレーションにより岩盤不連続面の表面幾何学的特性の定量化及び力学的挙動や透水のメカニズムとの相互関係を求めることができると考えられる。

(2)凹凸の計測方法

本計測では4. 3. 2にて示した4つのケースについて凹凸の計測を実施するが、細かく表面形状解析を行うために1mm間隔の81本の測線を上下面同じ位置にもうけ、測定長100mmを測定間隔1mmでせん断方向に読みとった。その結果、不連続面に $1 \times 1\text{mm}^2$ のメッシュデータを作成した。測点数は縦81列、横101列の計8181個である。なお、計測の際、正確な値を取るためにせん断時に発生したグーじは軽く流し落とすことにした。またそのデータは2次元的なデータシートにまとめた後、ワークステーションにより解析される。

(3)凹凸形状の計測結果及び考察

Fig.4-3-21, 4-3-22, 4-3-23, 4-3-24にそれぞれCase3の場合の花崗岩、砂岩の上下面計4面のせん断前とせん断後の凹凸面表面を3次元化したものを示す。なおせん断方向は図中において下面が左に移動する。花崗岩と砂岩の各面についてせん断前とせん断後を比べた場合、各面ともせん断後に凹凸の破壊がみられるが、その中でも花崗岩は起伏の激しい部分が主に破壊しているのに対して、砂岩は平均的に破壊し

ているのが特徴である。更に上下面とも図中においてせん断方向である凹凸部分の左側がより多く破壊しているのが確認される。また砂岩下面の履歴後の図で、履歴前よりも凹凸が上がっている部分があるが、これは周囲に対する相対変位でみた場合、履歴後は履歴前より凹凸部の変位が小さくなっており、実際は凹凸は破壊しているといえる。

Table4-3-5, 4-3-6に、GIS解析により得られた各ケースにおける凹凸面の高さ凹凸面傾斜の最大値、最小値、平均値および標準偏差を示す。

Fig.4-3-25, 4-3-26にCase1とCase2についてのフラクタル解析より得られた平均摩擦角 α とGIS解析より得られた平均傾斜角 ϕ_{mean} との関係を示す。2つのケースとも花崗岩と砂岩の減少曲線はほぼ一致しており、同一曲線で近似できると考えられる。

Fig.4-3-27に花崗岩、砂岩の各ケースにおける平均摩擦角 α と平均傾斜角 ϕ_{mean} の関係及び直線近似した回帰式を示す。花崗岩、砂岩ともにほぼ回帰式付近にあり、また相関性も高いことから2つの平均角の関係についてのモデル化が可能であるといえる。

4. 4 新しい Shear-flow coupling 実験装置の開発

4. 4. 1 現在の試験装置の問題点と改良点方法

現在の試験装置の主な問題点は次のことがあげられる。

- 1) せん断荷重が端部に集中する。そのためせん断面のせん断応力分布が一様ではない。
- 2) 上箱の荷重は球座を用いて載荷されるが、垂直応力が小さい場合に上箱の回転が生じやすく、垂直応力、変形が一様でない。また、これが制御できない。
- 3) 透水に放射流を用いているが、実際には一方向流が望ましい。
- 4) せん断面の長さが短い。

Kovariら(1984)らは、せん断応力分布を一様にするため剛体のせん断容器に試験体を固定させ、水平方向から長いジャッキで垂直応力を載荷し垂直方向から載荷することによってせん断試験を行った。(Fig.4-4-1)しかし、この実験は装置が巨大になることや、載荷装置がサーボシステムでない。垂直方向の載荷は制御できるが、その修正がせん断方向の載荷に影響するという欠点が見られる。

本章では1) 2) の問題を解決するため、垂直応力を載荷するジャッキを2本にして荷重だけでなく変位による制御及び回転角の制御も行えるようにする。また、垂直変位を保持したままでの実験も可能となる。また、ゴムバッグなどを使用することにより透水試験の際の境界部の密閉性を向上させ一方向流による透水実験を実現させる。また、スケール効果を実験的に求めるために、寸法は最大でせん断方向に200mmまで対応できる装置の開発を行う。

4. 4. 2 新しい Shear-flow coupling 実験装置

本章で開発する Shear-Flow Coupling 実験装置は、大別して直接せん断装置部、透水加圧装置部、計測・制御装置部および不連続面作成装置部からなり、試験体に人工的な不連続面を作成し、その不連続面に垂直応力、せん断応力

を任意に加えることができる。さらに、垂直応力特性、せん断特性の計測と同時にこれらの応力の各段階において不連続面に動水勾配を与え、この時の流量を計測することにより、不連続面の透水試験も同様に行うことができる。Fig.4-4-2とFig.4-4-3に実験装置を示す。

(1)直接せん断装置

せん断容器は下箱が移動する構造になっており、上箱はせん断容器を挟み込む形で設置されたせん断荷重計測用の2個のロードセル（引張・圧縮両用型、容量各20ton）を組み込んだロッドによって支持されている。ロッドは十分長く、両端取付部がリンク構造で上箱の上下移動および回転が許されるが水平方向の動きは拘束されている。垂直载荷は上箱上部に各々2本のピンによって取り付けられた2本のジャッキによって制御される。2本で各々制御することによって応力の均一化を図ることや上箱の変位を制御できる。下箱には透水実験のための給水孔（直径8mm）が2つ設けられている。1つは下箱中央部にあり透水は試験体内部を通して不連続面内を放射状に浸透する。もう1つは試験体後端部にあり不連続面内をせん断方向に一方向流で浸透する。またこのとき試験体側面から漏水しないようにゴム製のエアバックを備え付けることで防ぐ。ゴムバックには透水実験の圧力よりやや高い0.2~0.3気圧を加える。不連続面を浸透した水は共にせん断面より約5mm上に設けられた堰から定水位で越流される。载荷はせん断方向、垂直方向ともに油圧サーボ方式であり、制御は、それぞれ変位制御、荷重制御によって行われる。最大载荷能力は、せん断方向は前進方向40ton、垂直方向は1本20tonで合計40tonである。

(2)透水加圧装置および計測・制御装置

透水実験は定水位法で行う。その加圧は自動給水のできる容量約10リットルの容器の高さを調節することにより行う。透水量の計測には、透水係数の数オーダーの変化に対応するため、電子天秤（AND社製FX3000、最小読み取り精度10mg、最大秤量3,100g、安定所要時間約2.5秒）を使用しており、RS-232Cによってパソコンと接続している。計測は、流量に応じて、10-60秒間の平均流量を計測し、その値がほぼ一定になったことをパソコンのCRT上で確認した後、10回程度計測を行いその平均値を透水量とする。垂直変位の計測は、上箱の4隅に設置した4個の変位計（東京測器製CDP-10、精度 $1,000^{-6}\mu/\text{mm}$ ）を用いて行い、また前後の変位計の計測結果から上箱の回転変位も評価する。ロードセル、変位計から得られたせん断、垂直方向の荷重および変位に関するデータはデータロガーを経由してパソコン側に自動記録される。

(3)不連続面作成装置

不連続面の作成を圧裂で行うと、激しい破壊を生じるので不連続面が大きく離れてしまったり、破片が飛散したりして試験体によって不連続面のばらつ

きが大きく、その幅の測定も正確とは言えない。そこで、試験体をせん断容器内にセットした後で不連続面を作成することとし、そのためにせん断方向の一方に油圧ジャッキ（最大載荷能力20ton）が載荷装置に付設されている載荷枠を作成した。この装置をFig.4-4-4に示す。また、ジャッキの先端には鋼製のくさびが取り付けられている。くさびの角度は約60度である。

4. 4. 3 試験体と不連続面の作成方法

使用した岩石は、韓国南原産花崗岩（比重2.61, 吸水率0.37%, 飽和状態での一軸圧縮強度162MPa）で、縦200mm, 横100mm, 高さ80mmの直方体である。試験体高さの中央位置には不連続面の作成を容易にするために、深さ10mm, 幅1mmのスリットが試験体のせん断前後面の2側面に入れられている。したがって、せん断面の大きさは、180×100mmである。まず、試験体をせん断容器内にセットした後、その後の垂直荷重載荷に対して履歴が無視できる程度の垂直荷重(10MPa)を加え、さらに水平方向からくさびを介してスリットに圧裂を生じる荷重以上(8ton)の載荷を行う。次に、その水平方向の荷重を一定に保ちながら垂直荷重を徐々に除荷することにより安定した状態で試験体を破断させた。その際、垂直変位－垂直応力の関係及び作成された不連続面の初期開口幅はX-Yレコーダで監視・記録される。破断の瞬間、垂直変位および垂直荷重が急激に変化するが、サーボ機構によって直ちに平衡状態が保たれて、間隙幅のばらつきも比較的小さく抑えられている。

4. 4. 4 実験方法

本章では、いままで数多く実験してきた中でも代表的なケースである垂直応力5MPa, せん断変位20mmの実験を行い、従来の試験機で行った実験との比較を行った。本実験では、まず不連続面作成後、垂直応力を10MPa載荷のまません断変位20mmまでせん断を行い、そのあと垂直荷重を除荷し、せん断変位0mmの状態まで戻した。なお、今回は透水試験の設備が完成していないのでせん断試験だけ行った。

4. 4. 5 実験結果及び考察

(1)不連続面作成時の垂直応力－垂直変位の関係

Fig.4-4-5に、不連続面作成時の垂直応力－垂直変位の関係を示す。垂直応力が増加するにつれ、垂直変位は圧縮の方向に進んでいる。垂直応力を除荷時、約2MPaのところで垂直変位は一気に膨張の方向へ動いている。これは約2MPaの時点で不連続面が作成されたことを示している。また、垂直応力0MPaの地点での垂直変位量の差より、初期間隙幅は約1.2mmであることが分かる。

(2)せん断実験過程における垂直応力－垂直変位の関係

Fig.4-4-6に、せん断実験過程の垂直応力－垂直変位の関係を示す。垂直応力が増加するにつれ、不連続面は非線形的には圧縮される。5MPa時の圧縮量は約1.3mmである。また、せん断試験終了後は垂直変位約0.5mm増加してい

る。垂直応力0MPaでの試験前と試験後の量の差は約0.2mmであり、せん断での不連続面の開口は今回の試験では小さかったことが分かった。

(3)せん断応力－せん断変位の関係

Fig.4-4-7に、せん断応力－せん断変位曲線を示す。全体的な形としてはいままでの実験データと同様に、まずせん断初期にせん断応力はピークを示し、その後残留せん断応力に漸近していく。また、ピークせん断応力を示すせん断変位は今までの供試体(120×100×80mm³)の場合より大きくなっている。つまりせん断剛性については低い値を示している。これは、今回のせん断面の全長が200mmといままでの2倍以上になっているからであると考えられる。同じ理由で残留せん断応力も若干低い値を示している。

せん断中にせん断応力が一時的に低下する現象が見られるが、これはスティックスリップ現象であるとみられる。スティックスリップ現象とは、すべりの間に摩擦抵抗力があると、動的な不安定が生じることがあり、ストレスドロップを伴う非常に急激な滑りが発生する。この現象は、しばしば繰り返して起こる。すなわち、不安定すべりのあと、運動がとまり応力が再び蓄積される時期があり、引き続いて次の不安定が生じることという。花崗岩のように石英を多く含む不連続面でよく発生する。今までより不連続面の面積が大きくなり滑りが減少しせん断抵抗力が増加したため、実験全体での弾性が大きくなり発生したと考えられる。

(4)垂直変位－せん断変位の関係

Fig.4-4-8に、垂直変位－せん断変位曲線を示す。垂直変位ははじめに少し減少したあと、その後徐々に大きくなっている。またダイレーションの変化率も徐々に小さくなっている。これは、せん断が起こるとまずはじめに少し凹凸が破壊してかみ合いが良くなったあと、凹凸の乗り上げによりダイレーションを発生させているものと考えている。ダイレーションが増加をはじめるとせん断変位は大きくなっているが、これは剛性に影響をもたらす凹凸の破壊は今までより長い変位で発生したのが原因であると考えられる。また、スティックスリップ現象が発生するとせん断変位も戻りを示す。

4.5 まとめ

本研究では、不連続性岩盤の力学特性を調べるために、凹凸面の表面幾何特性に注目し、種々の垂直応力及びせん断変位過程によって変化する表面形状の変化を、フラクタル解析を行うことで定量化することを目的とした。また新しいパラメータを定義し、これらのパラメータと表面形状及びせん断特性、透水特性との関係性を評価した。更に凹凸面表面の特徴を3次的に解析するためにGIS解析を導入し、フラクタルモデルによる解析結果との比較を行った。

また、現在使用している実験装置の問題点を考慮し、改良することで新しいせん断透水同時試験装置を開発し、実験を行った。

以下に本研究より得られた知見を各節ごとに列挙する。

第2節

各ケースについて、花崗岩、砂岩ともに同じ垂直応力及びせん断変位では、ほぼ同じ残留せん断応力値を示した。

履歴のない不連続面ではせん断初期にせん断応力は鋭いピークを示し、履歴を与えるごとにピーク値は下がってくる。また、履歴を受けた不連続面はピークを示さないが、不連続面を開いてゲージを取り除いたものは小さいピークを確認できた。

せん断応力がピークに達しないせん断では凹凸は完全に破壊されない。せん断応力がピークせん断応力を示すせん断変位から残留領域に達するまでにおいて凹凸は破壊され、それ以上のせん断変位では凹凸破壊は小さい。

ダイレーションはせん断初期で始め少し減少したあと、増加してその後増加率は小さくなる。この現象は履歴のない不連続面のケースで顕著である。またダイレーションの増加率は初期傾斜角に依存する。

AEイベントについては、ピークせん断応力を示すせん断変位で最も頻繁に発生しており、残留せん断応力に推移するまでこの状態が続き、不連続面の凹凸破壊と相関が高い。また、砂岩では岩石の基質が弱いためイベントが発生しにくく評価のためには使いづらい。

透水係数はダイレーションと同様にせん断初期で始め少し減少したあと、増加してその後増加率は小さくなる。また、砂岩の20MPaについては、破壊よりもむしろ磨耗が卓越しているためダイレーションは発生せず、不連続面も閉塞しやすくゲージも大量に発生するので、透水係数は約1オーダー低くなっている。

第3節

花崗岩、砂岩ともに凹凸破壊はせん断履歴に依存する。特に砂岩は壁面強度が低いため弱い垂直応力によるせん断でも主な凹凸はすべて破壊される。

凹凸の破壊状況に関して花崗岩は起伏の激しい部分が破壊されるが、砂岩ではすり減りが卓越している。

ゲージがせん断破壊に及ぼす影響に関して、花崗岩は履歴を与えるごとにゲージによるピークせん断応力の低下が顕著に見られる。

せん断透水実験に関して、透水を行わない場合に比べて花崗岩、砂岩ともにゲージの流出及び壁面強度の低下により凹凸の破壊が大きい。

凹凸面の表面幾何特性に関して、提案したフラクタルモデル及びフラクタルパラメータを用いて表面形状を定量化することができる。

不連続面に加わる垂直応力、表面特性、材料特性を総合的に考慮することにより不連続面のピークせん断強度を求めることができる。

花崗岩、砂岩ともに1回目のせん断履歴で凹凸の起伏の激しい部分が破壊されピークせん断強度の著しい低下が見られる。

破壊エネルギー及び初期平均摩擦角を求めることにより各垂直応力に対する平均摩擦角を推定することができる。

垂直応力を一軸圧縮強度で無次元化することにより花崗岩と砂岩の岩盤特性を近似することができる。

破壊エネルギーに関して、花崗岩、砂岩ともに破壊エネルギーは垂直応力の増加と共にほぼ線形的に増大することが分かる。

先行履歴を与えた供試体では、花崗岩、砂岩ともに破壊エネルギーの増加に対して相対摩擦角が目立った減少は見られない。

ゲージが相対摩擦角及び破壊エネルギーに及ぼす影響に関して、Case1とCase3を比較した場合、花崗岩、砂岩ともにそれぞれのケースで破壊エネルギーはほぼ同じ値をとったが、相対摩擦角は花崗岩、砂岩ともにゲージを取り除かないケースが減少率が小さかった。

透水が相対摩擦角及び破壊エネルギーに及ぼす影響は、透水を行わない場合と比べて目立った相違は見られない。

GIS解析に関して、Case3の場合、花崗岩は履歴の前後で凹凸の局所的な破壊が起こっているのに対して、砂岩は全体的なすり減り破壊が目立つ。

GIS解析により得られた平均傾斜角とフラクタル解析により得られた平均摩擦角との間には、高い線形的相関性が確認できた。

第4節

いままでのせん断透水実験装置の問題点を改良して新しい実験機械を設計、制作した。せん断応力分布が一様になるように垂直応力を2点で載荷することにした。また、透水試験方法をいままでの放射状流から、1方向流に対応できるようにした。今回は透水装置の制作が間に合わなかったのでせん断試験のみを行った。

せん断応力-せん断変位の関係に関して、ピークせん断応力時のせん断変位は、今までの試験体に比べ大きくなっている。またせん断試験中にスティックスリップ現象と見られるせん断応力の挙動が確認された。

ダイレーションはいままでの実験と同じ傾向を示した。しかし、寸法効果のためピークせん断応力を示すせん断変位は大きくなった。

4.6 今後の課題

今回提案したピークせん断強度のモデル式は最初の履歴のみにしか対応しておらず、今後モデル式の改良が必要となる。また、自然岩への適用も必要である。

GIS解析とフラクタル解析とのそれぞれのパラメータ間での経験式の導出、またGIS解析用いた各履歴段階での凹凸破壊や透水状況の表示などのGIS解析手法の確立が必要となる。

新しい実験装置に関しては、不連続面の安定した作成、せん断透水同時試験方法の確立が必要となる。またスケール効果について、既存のデータと比較検討を行う。

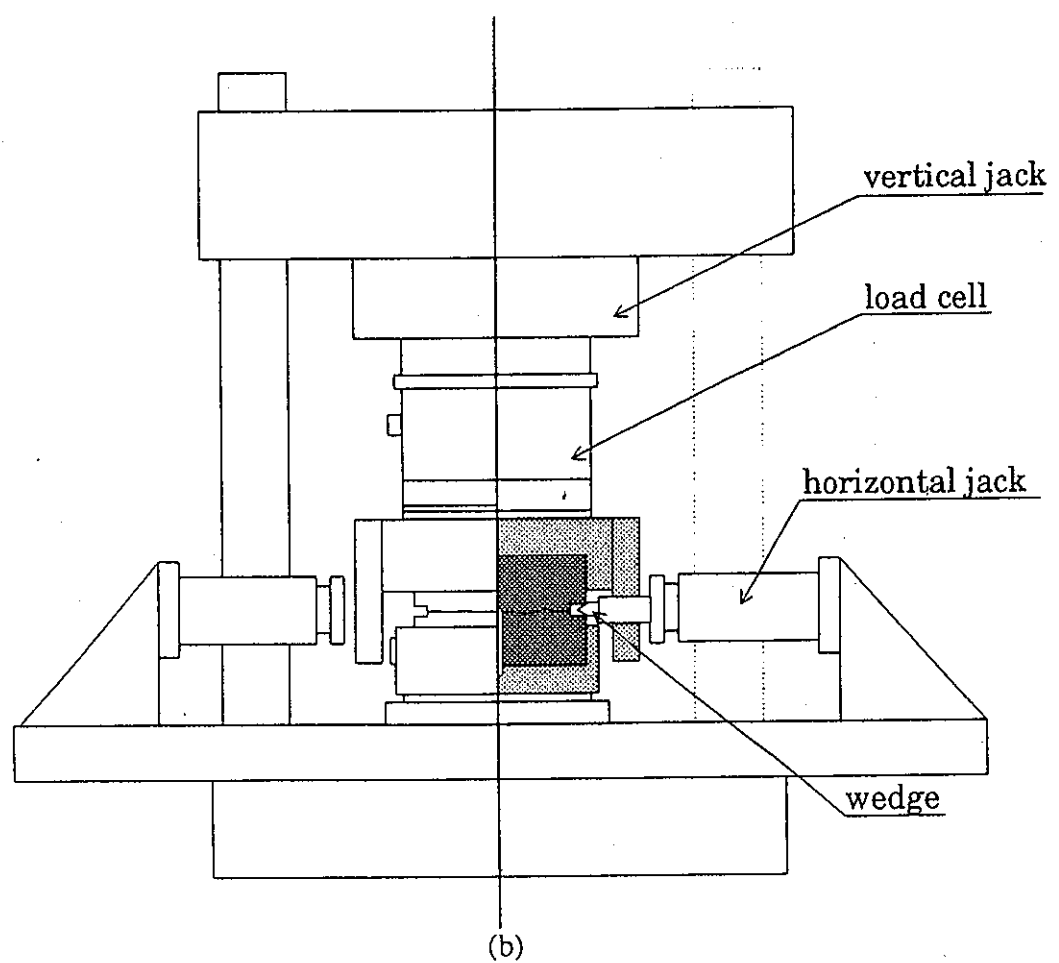
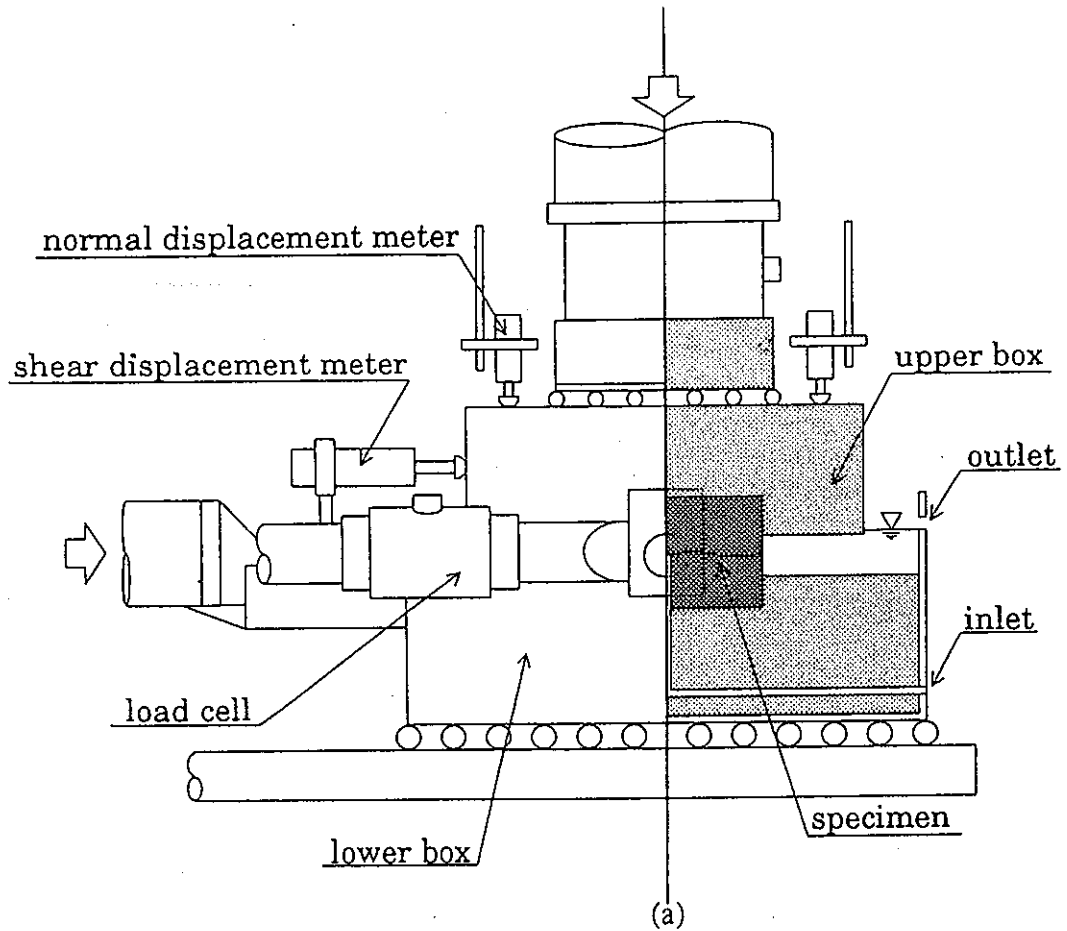


Fig.4-2-1 Shear-flow coupling test apparatus (a)side view ,(b) front view.

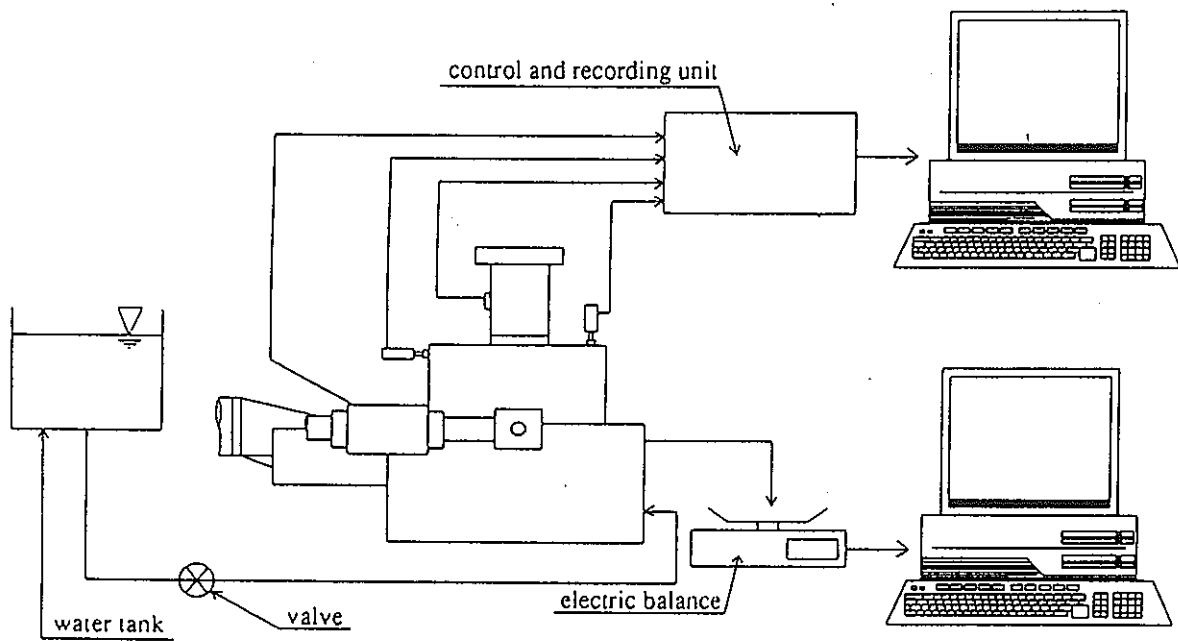


Fig.4-2-2 Schematic view of shear-flow coupling test system.

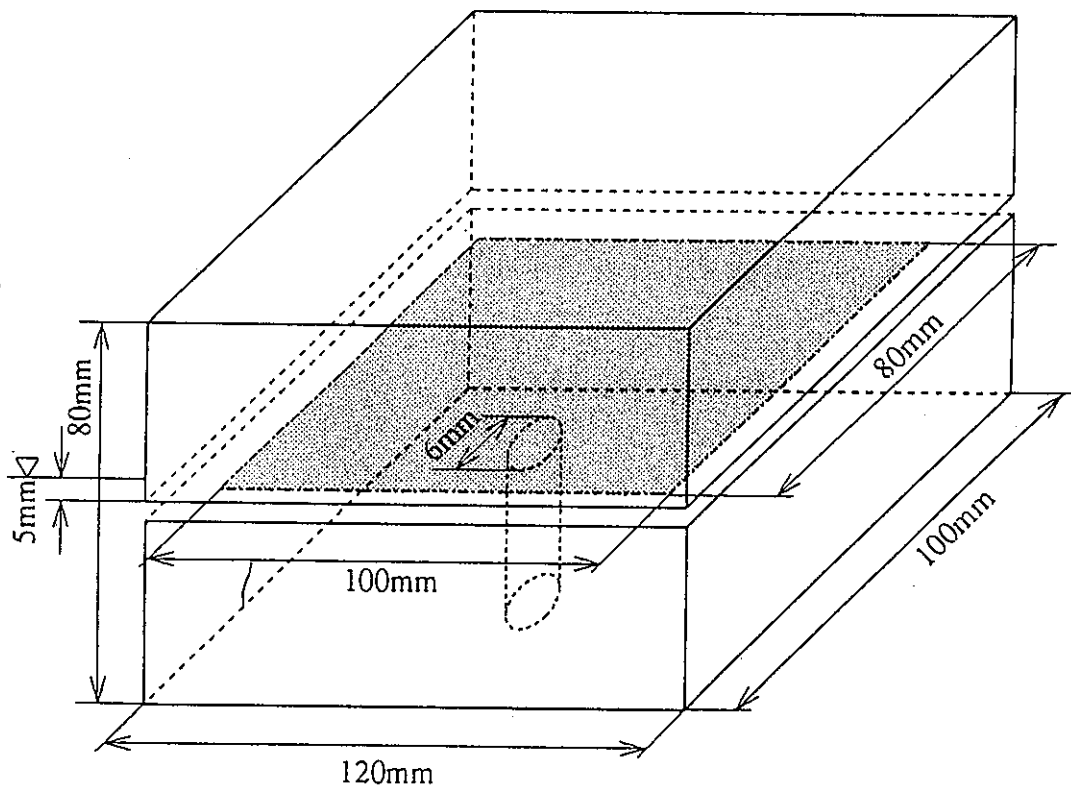


Fig.4-2-3 Specimen for shear test and shear-flow coupling test.

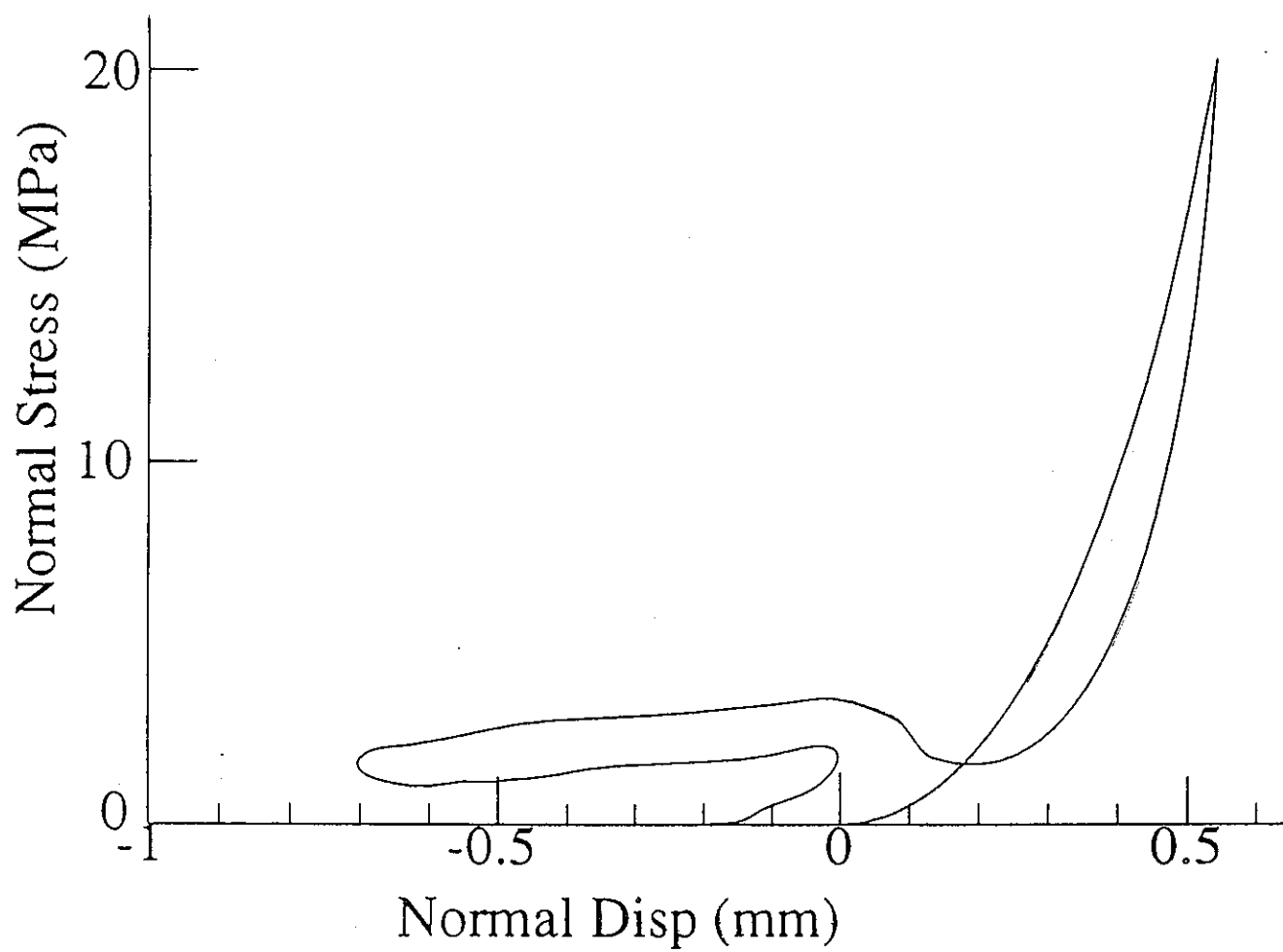


Fig.4-2-4 Normal stress vs. normal displacement curves at the time of break.

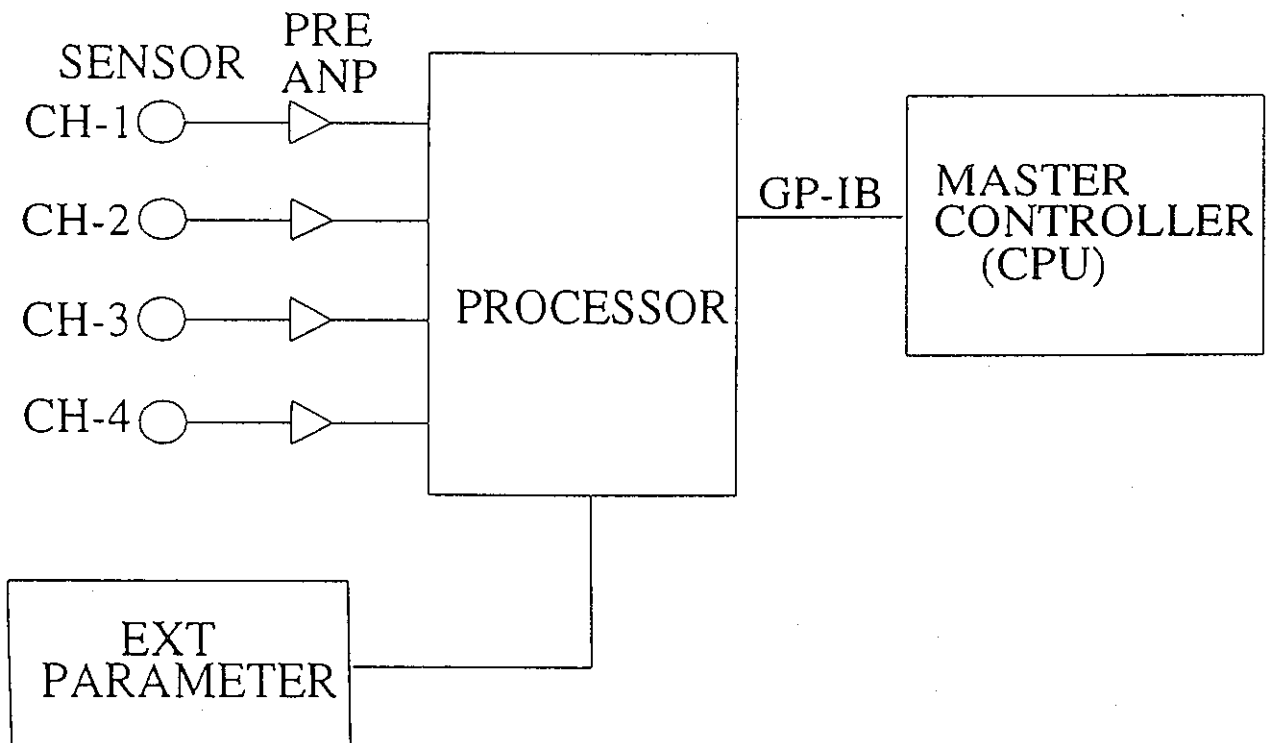


Fig.4-2-5 Schematic view of AE measurement system.

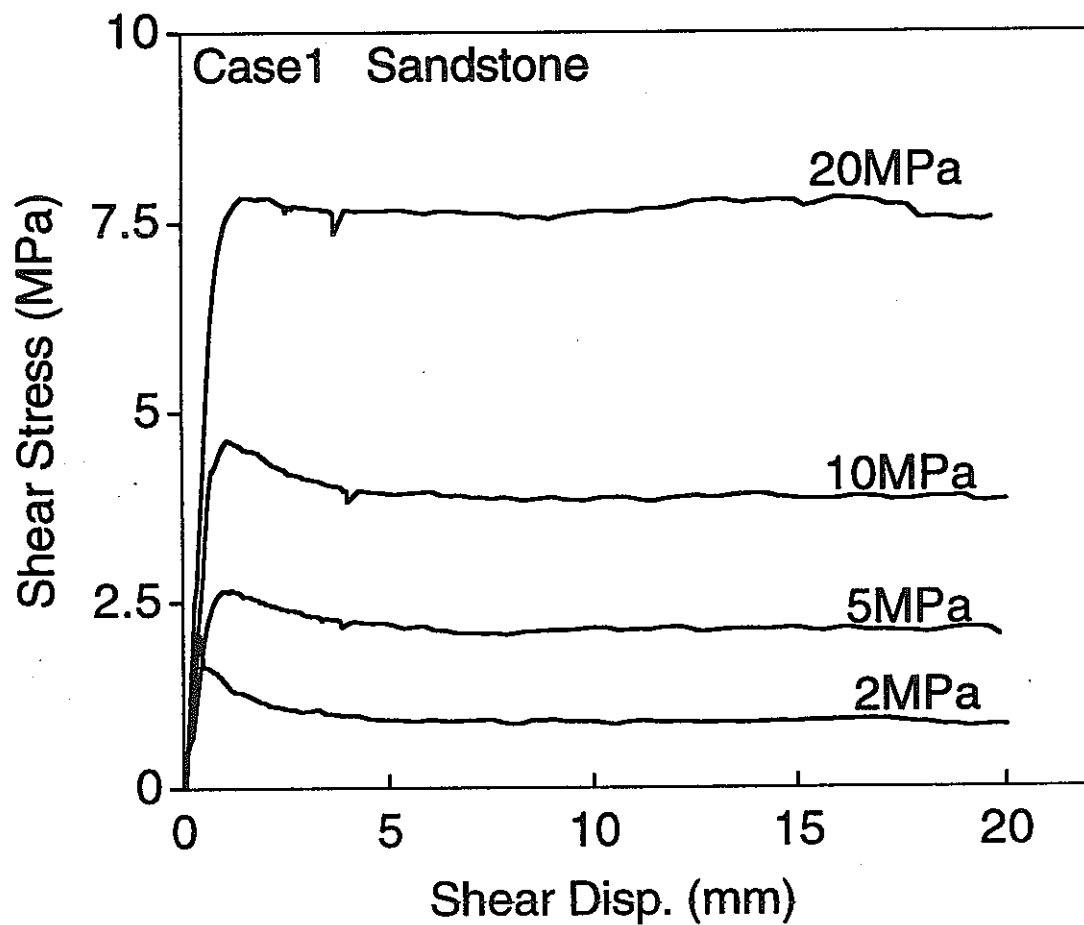
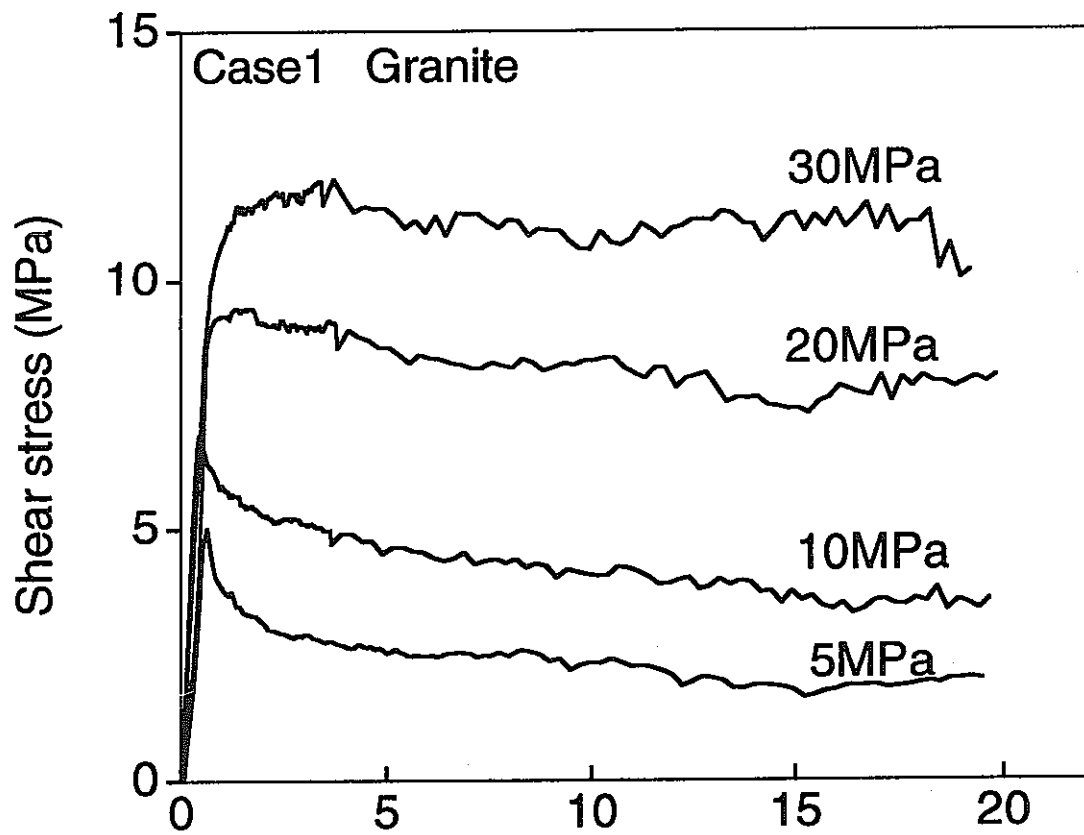
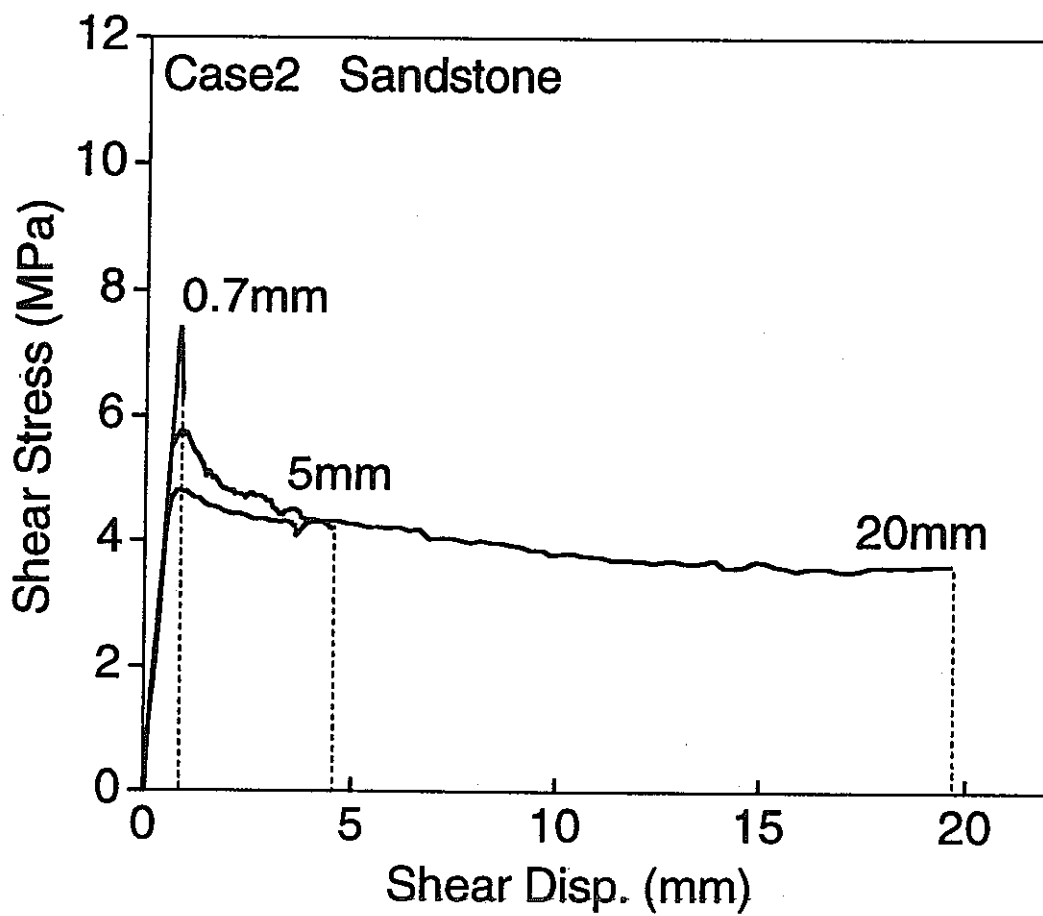
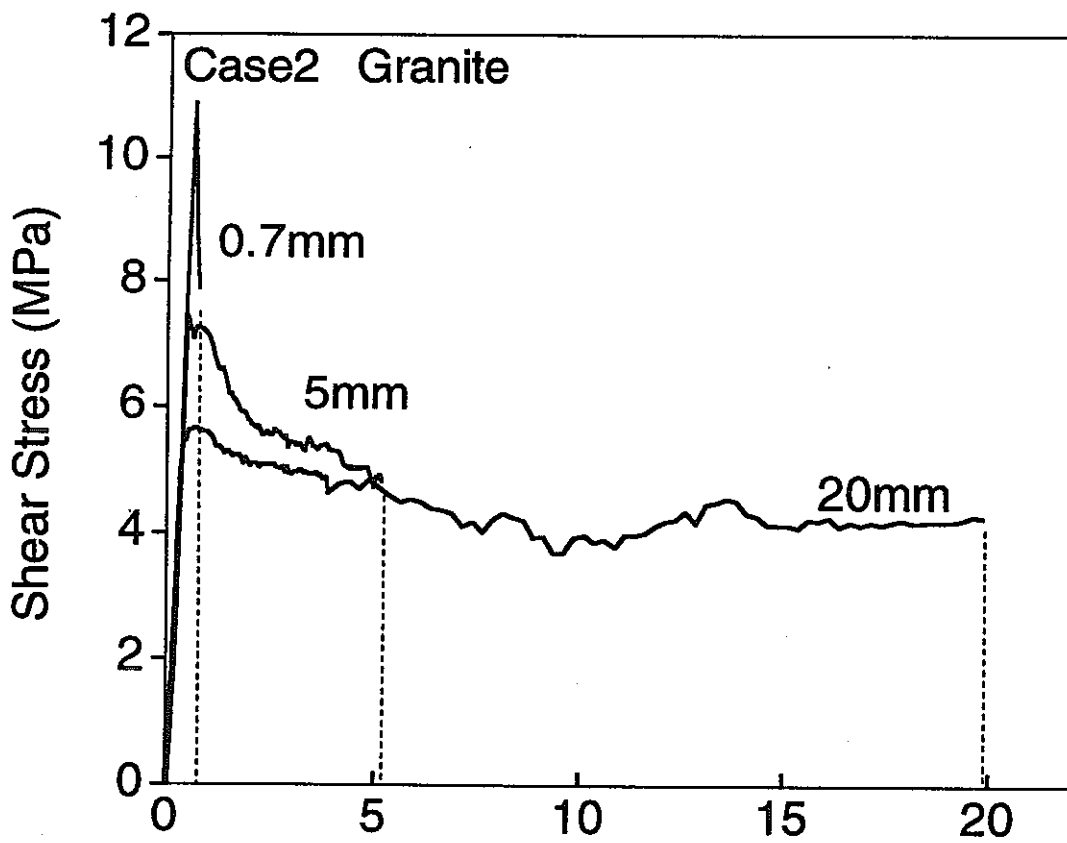
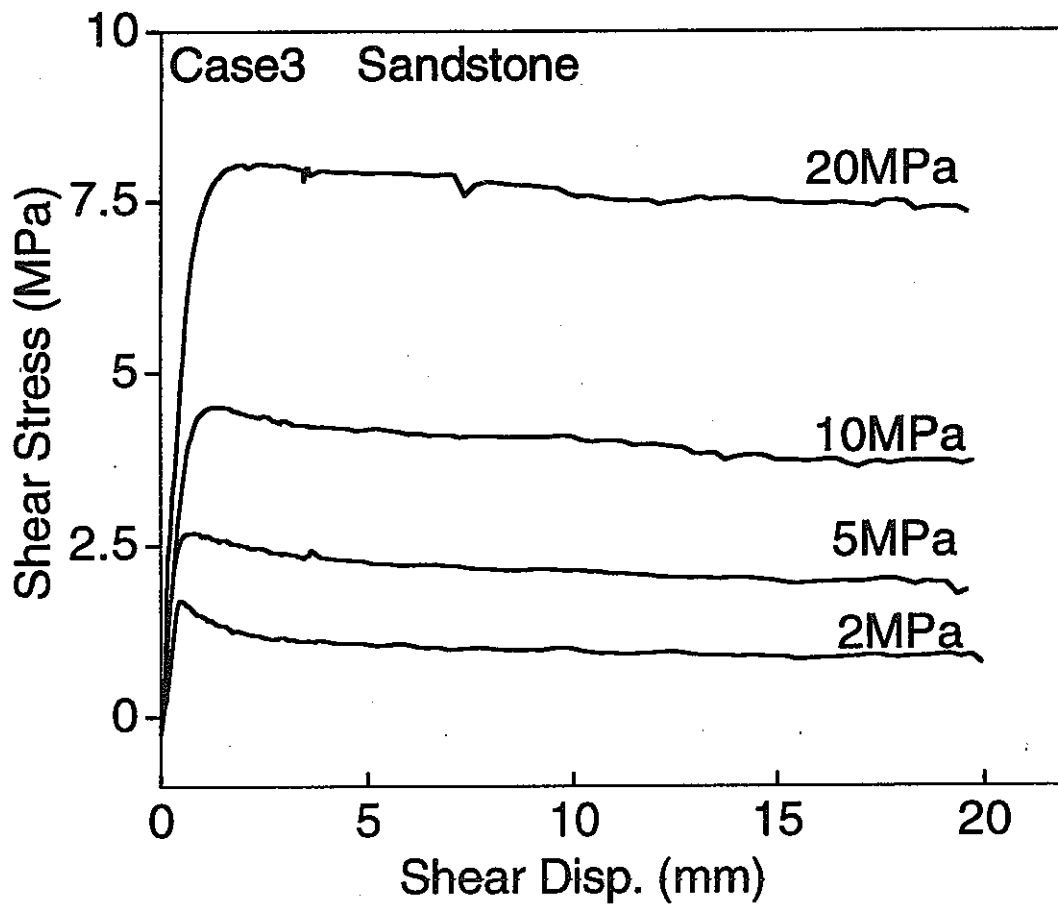
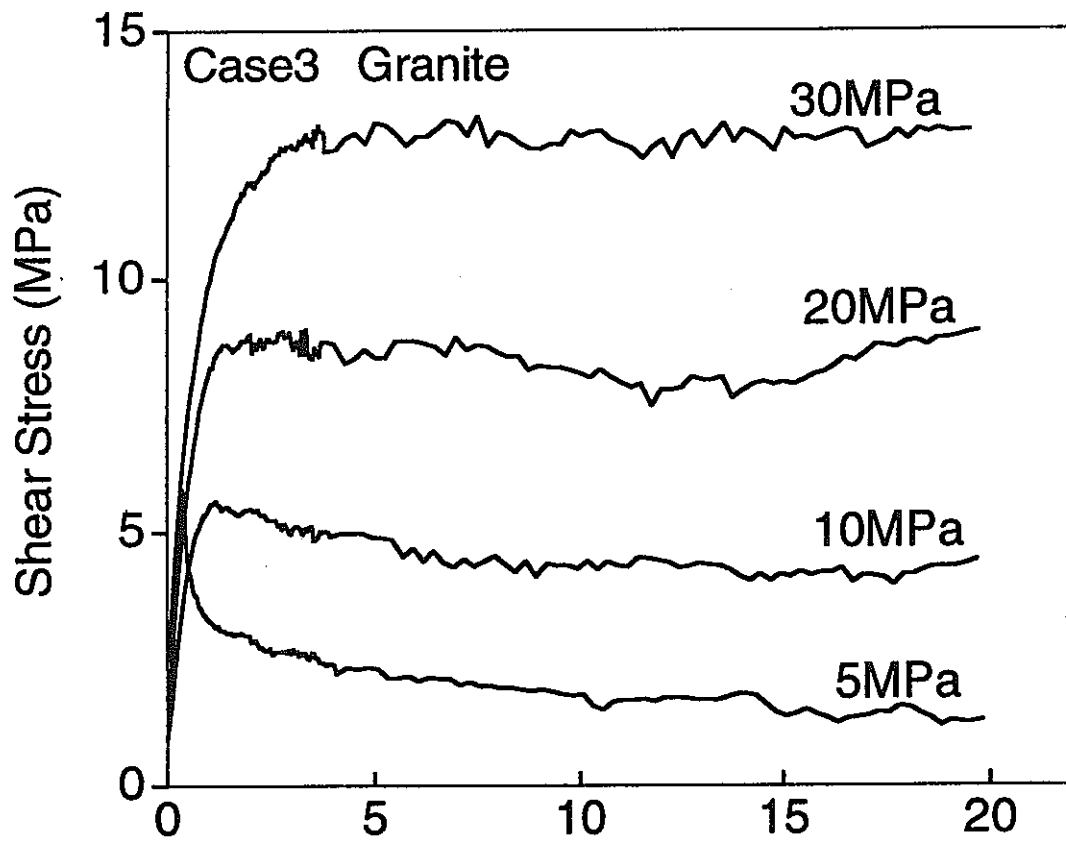


Fig.4-2-6 Shear stress vs. shear displacement curve for different constant normal stresses.





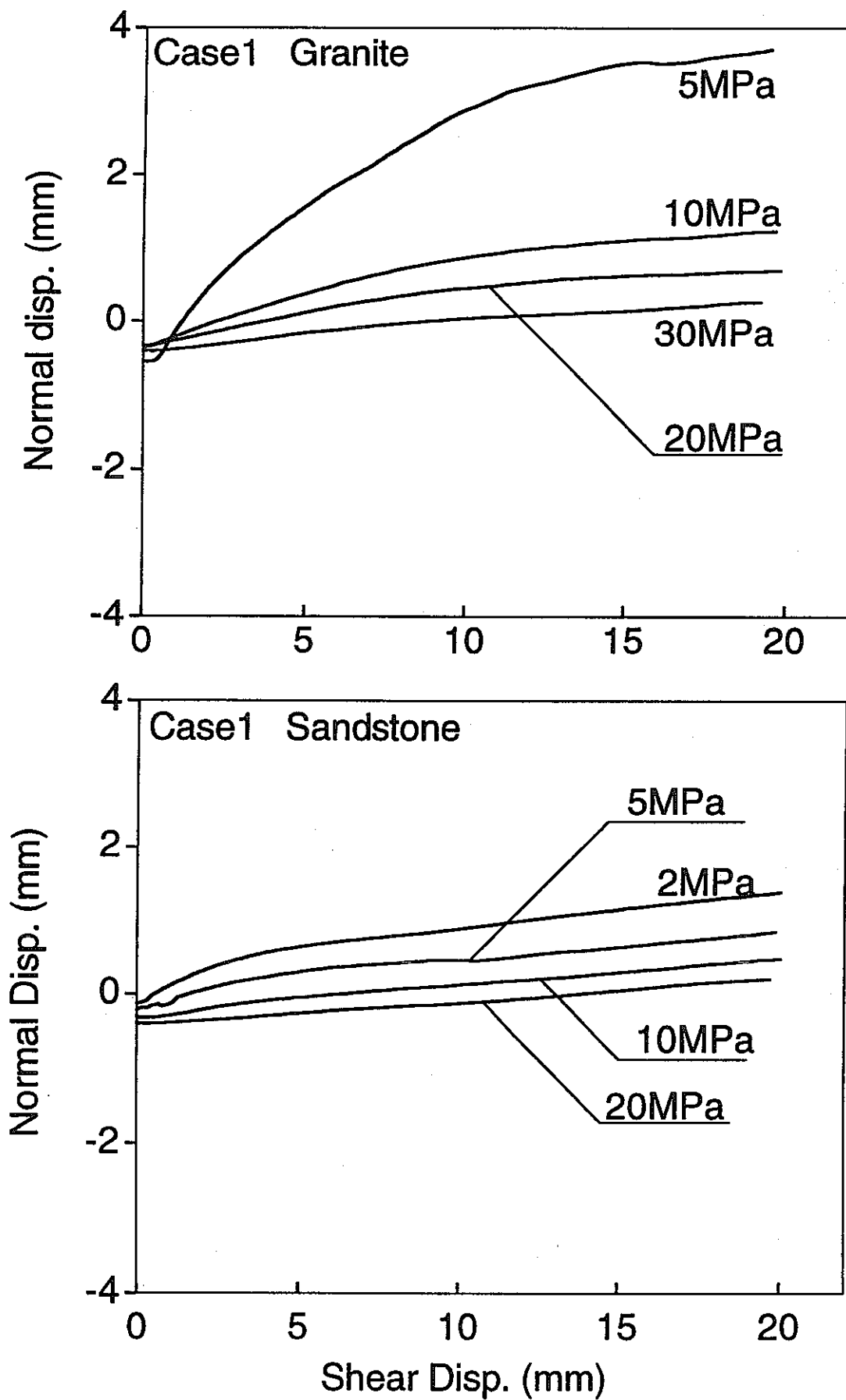
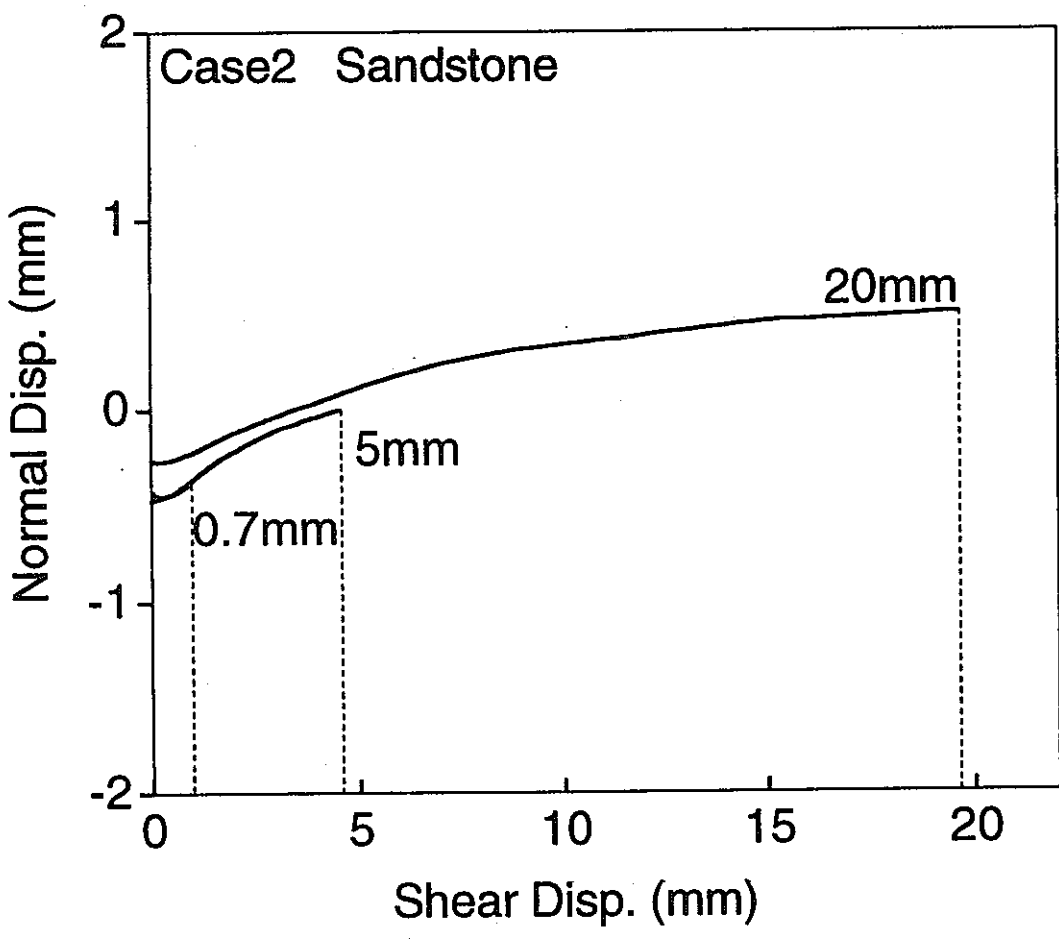
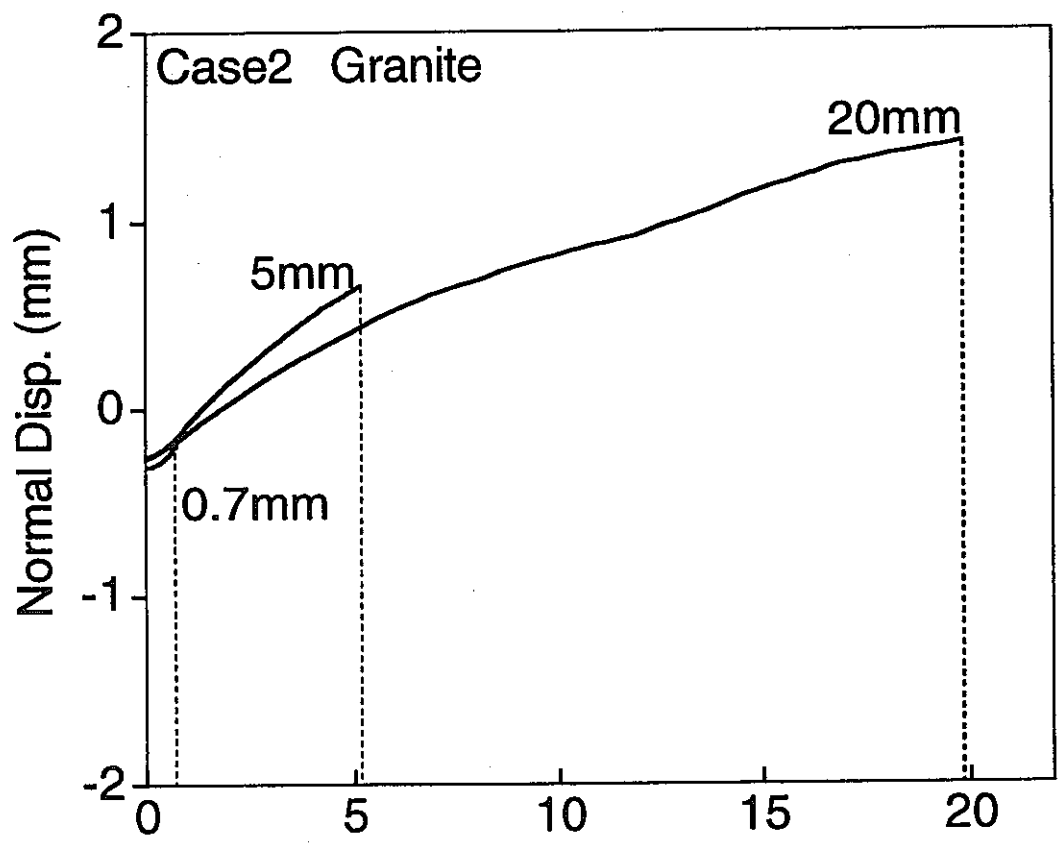
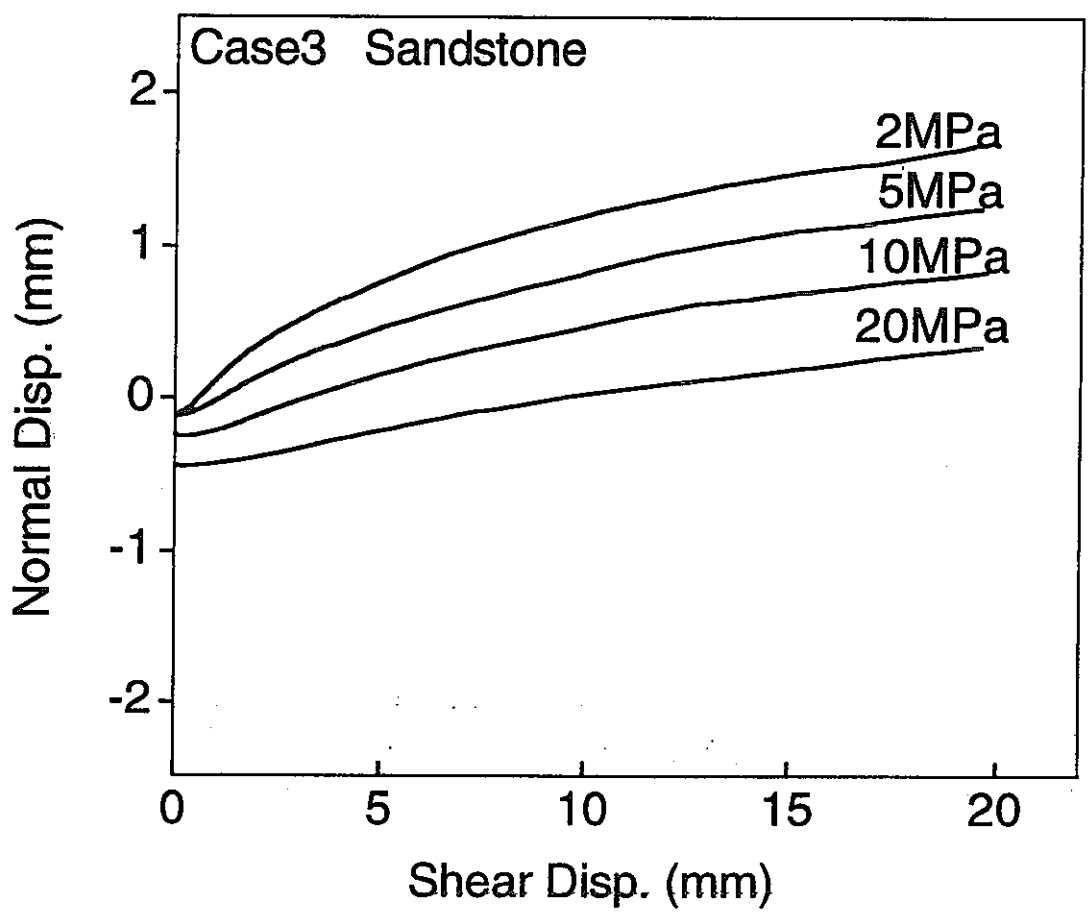
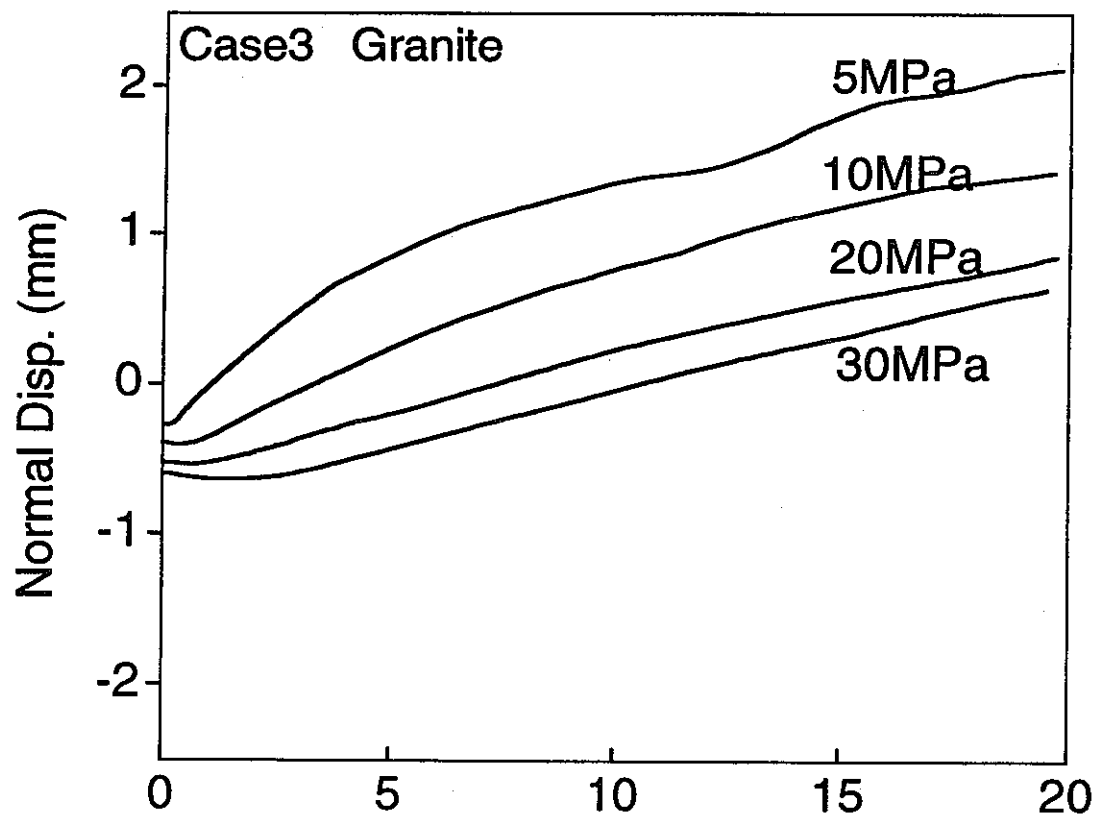


Fig.4-2-7 Normal normal displacement vs. shear displacement curve for different constant normal stress.





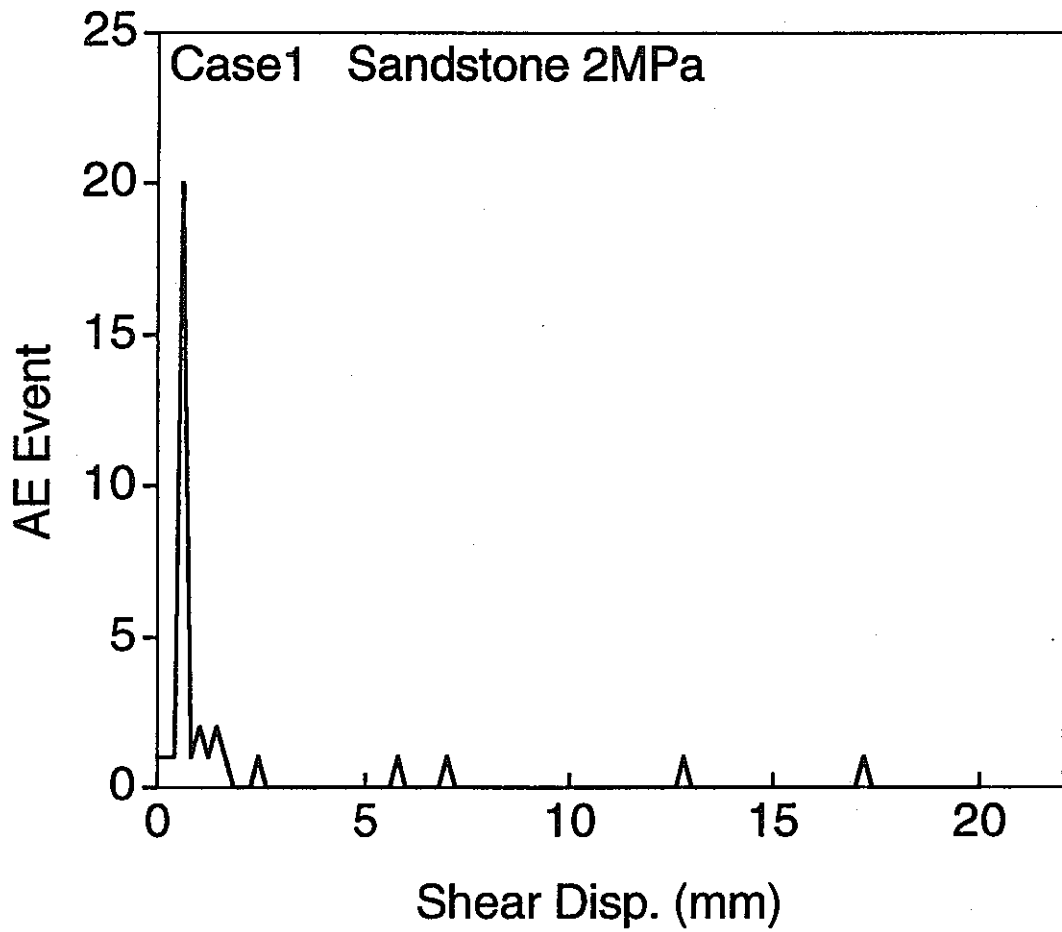
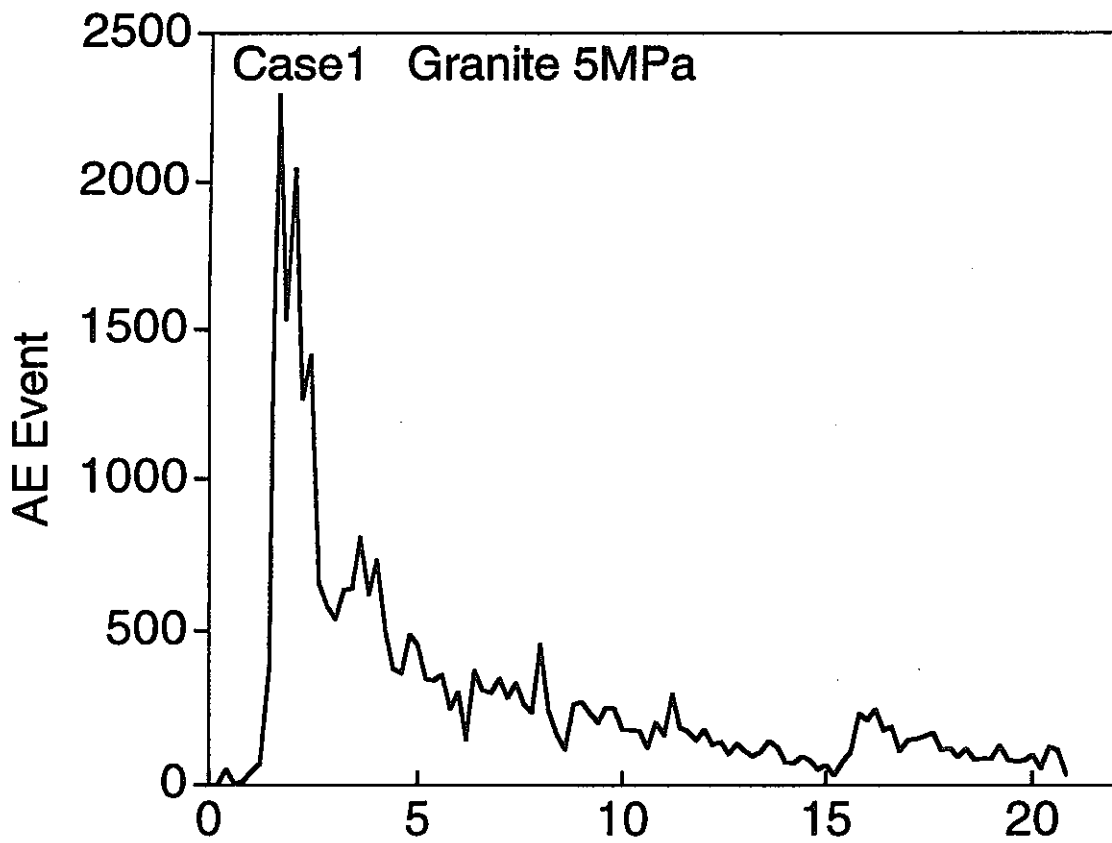
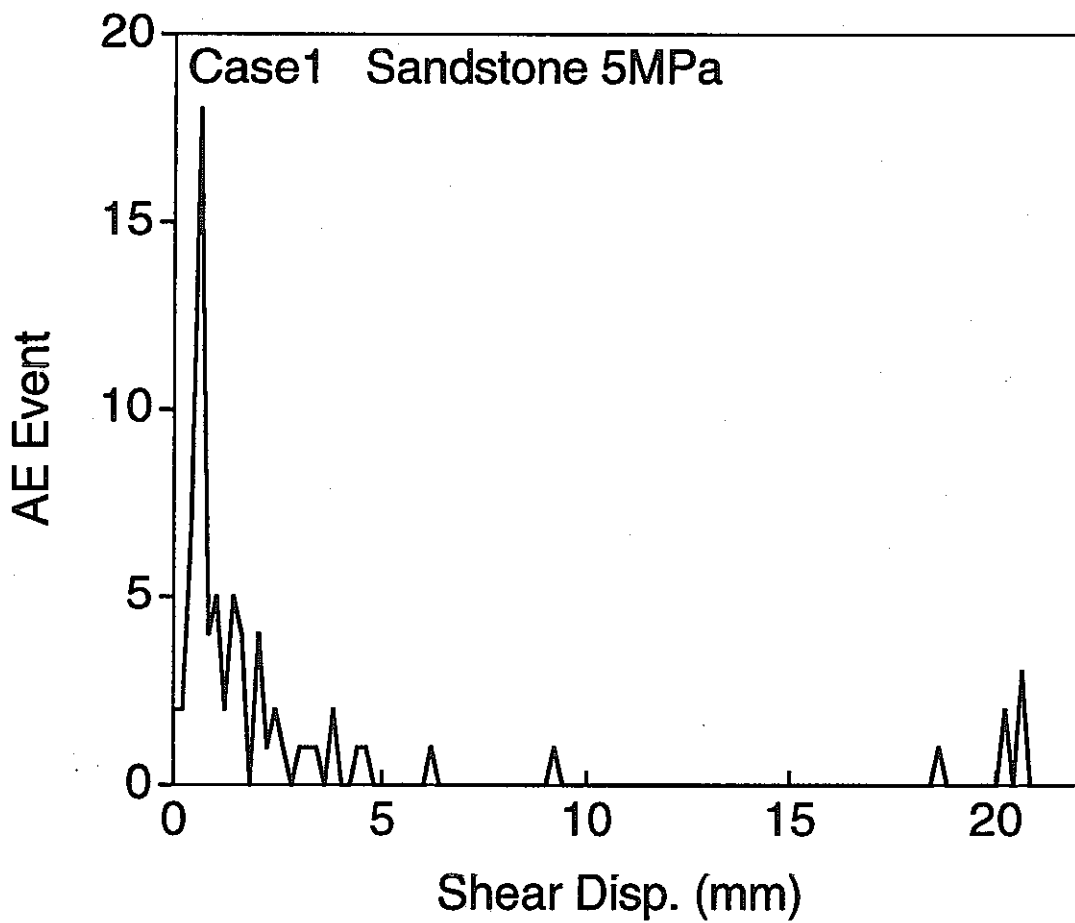
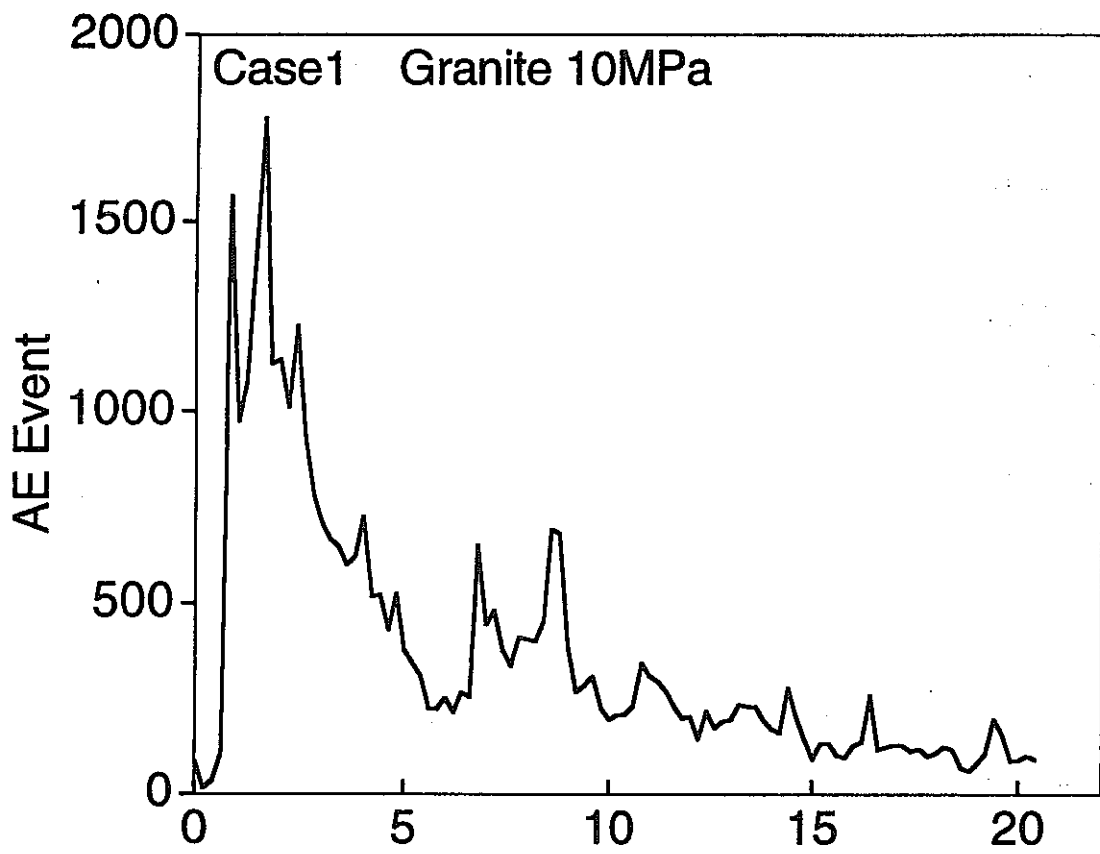
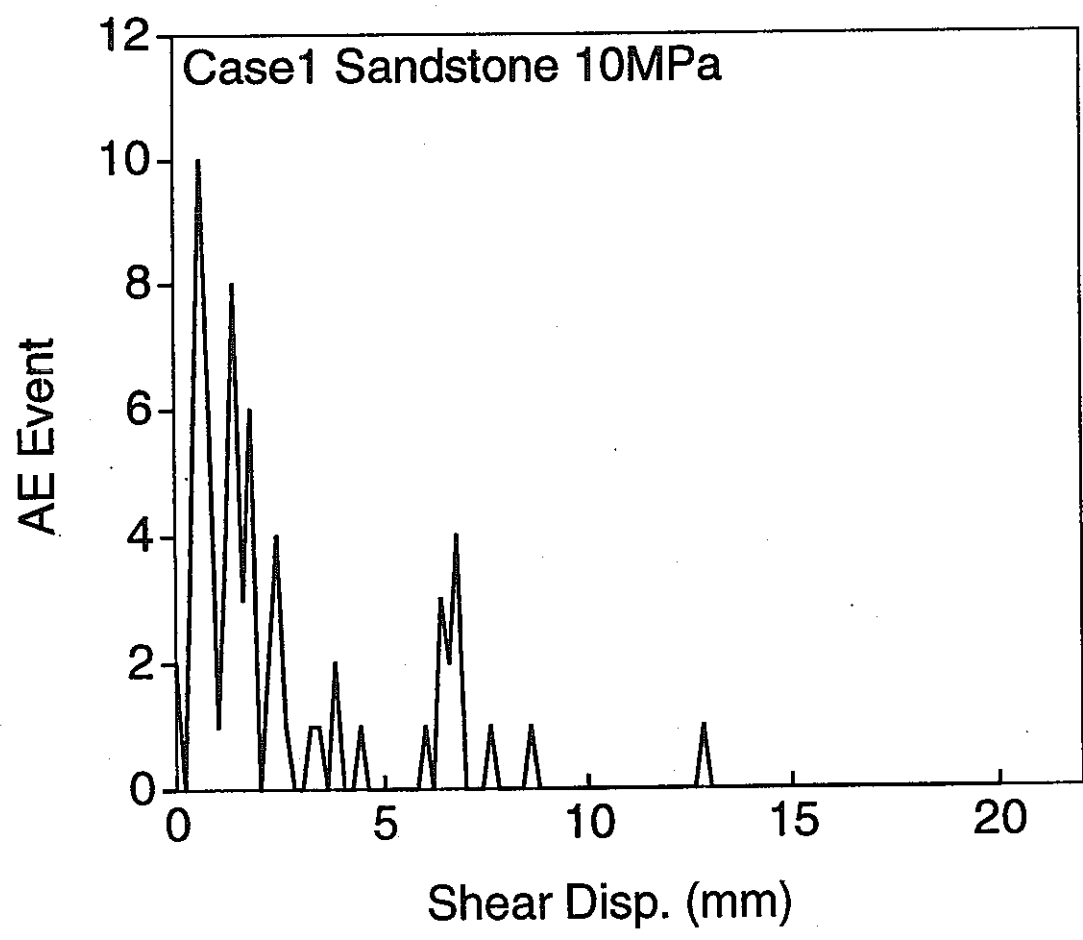
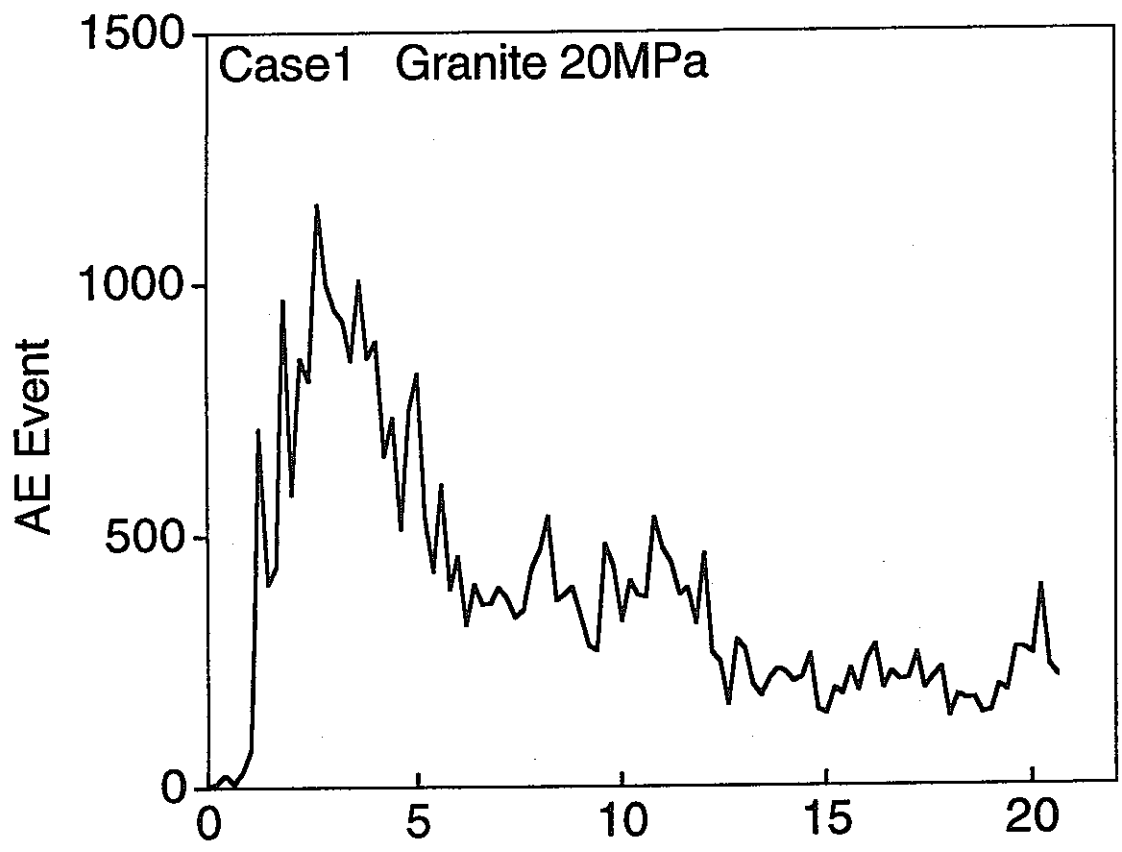
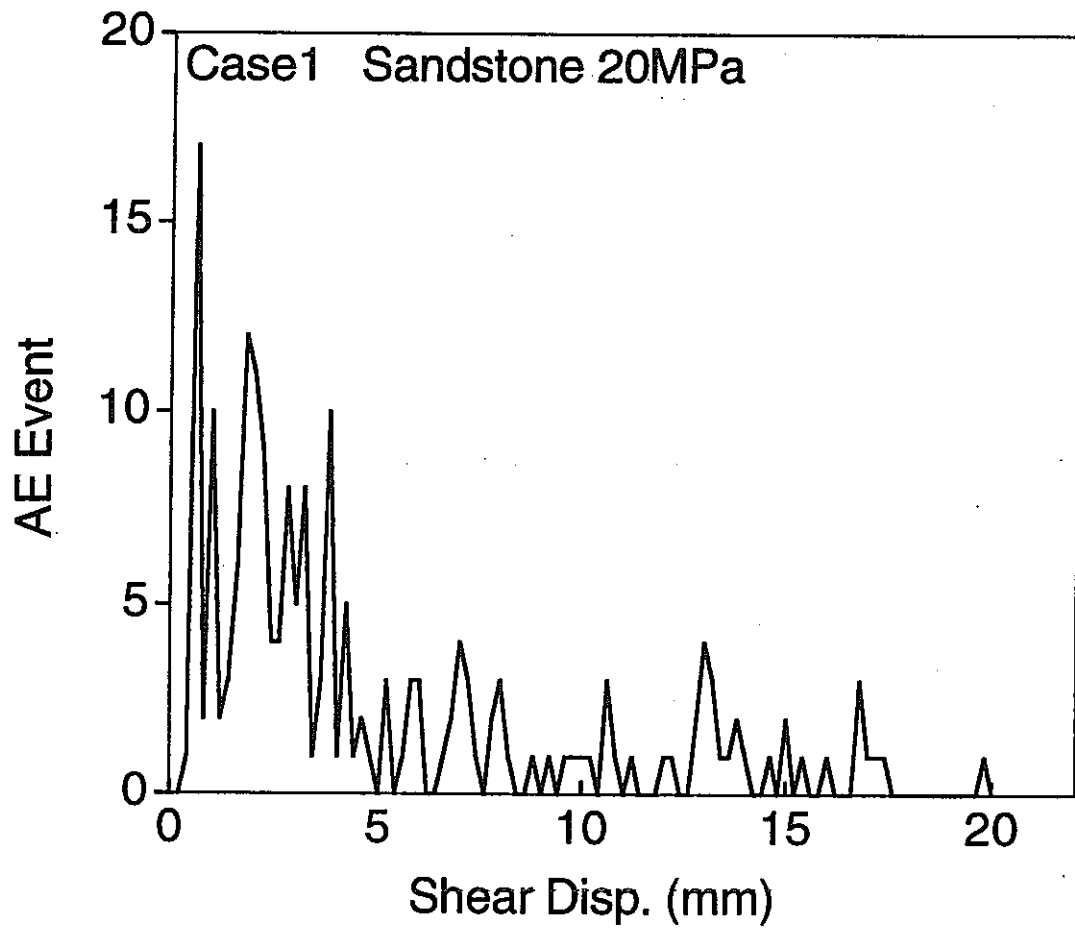
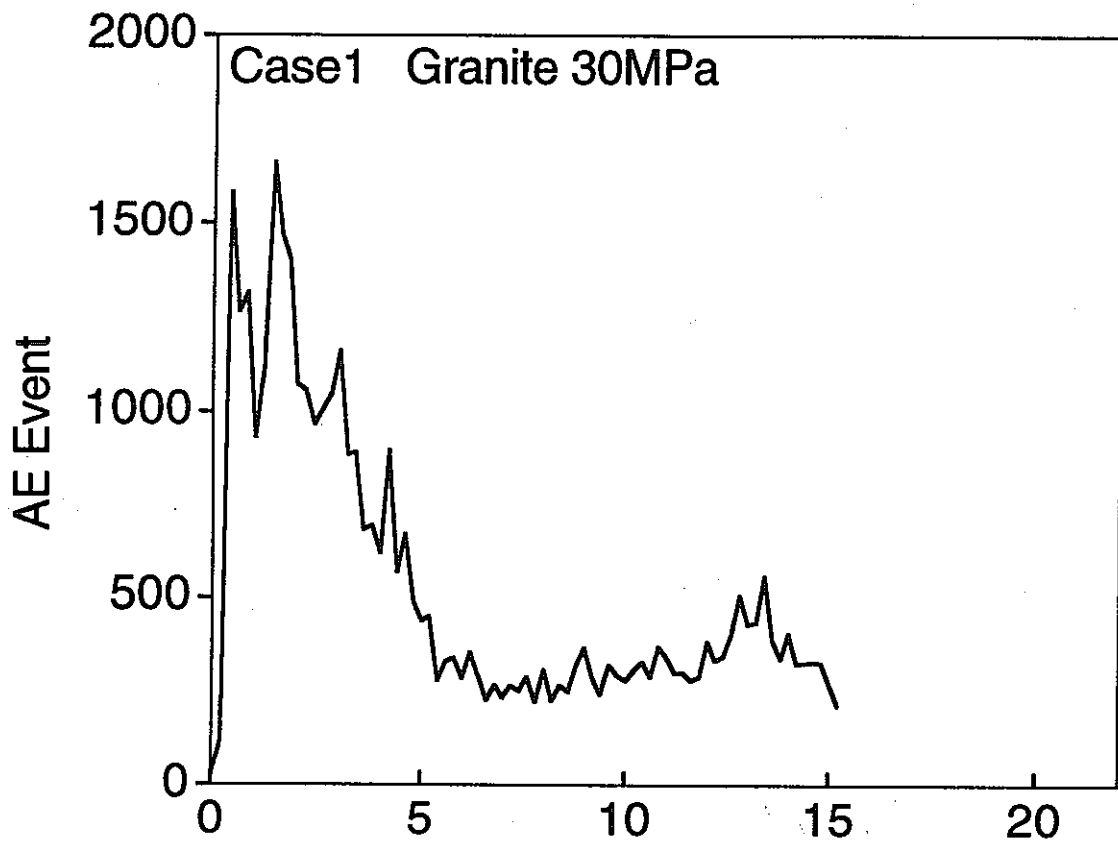
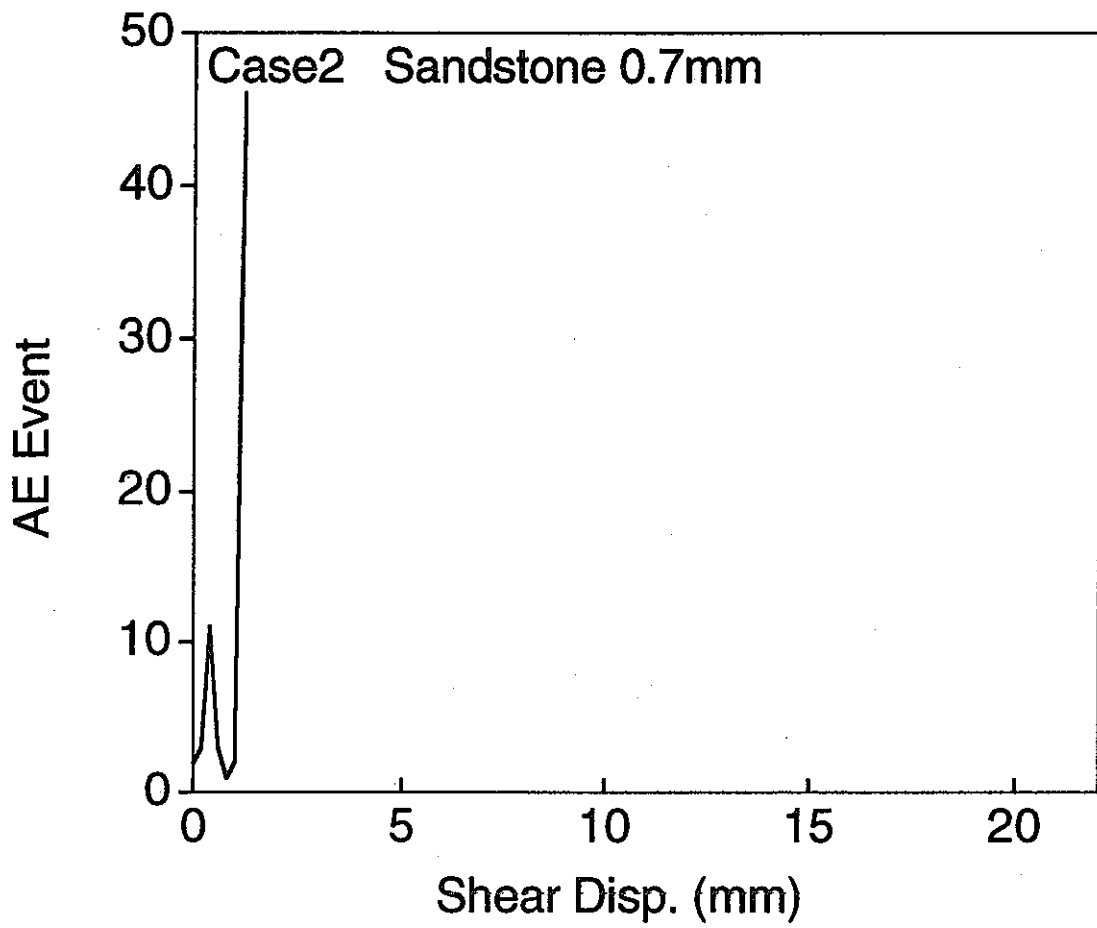
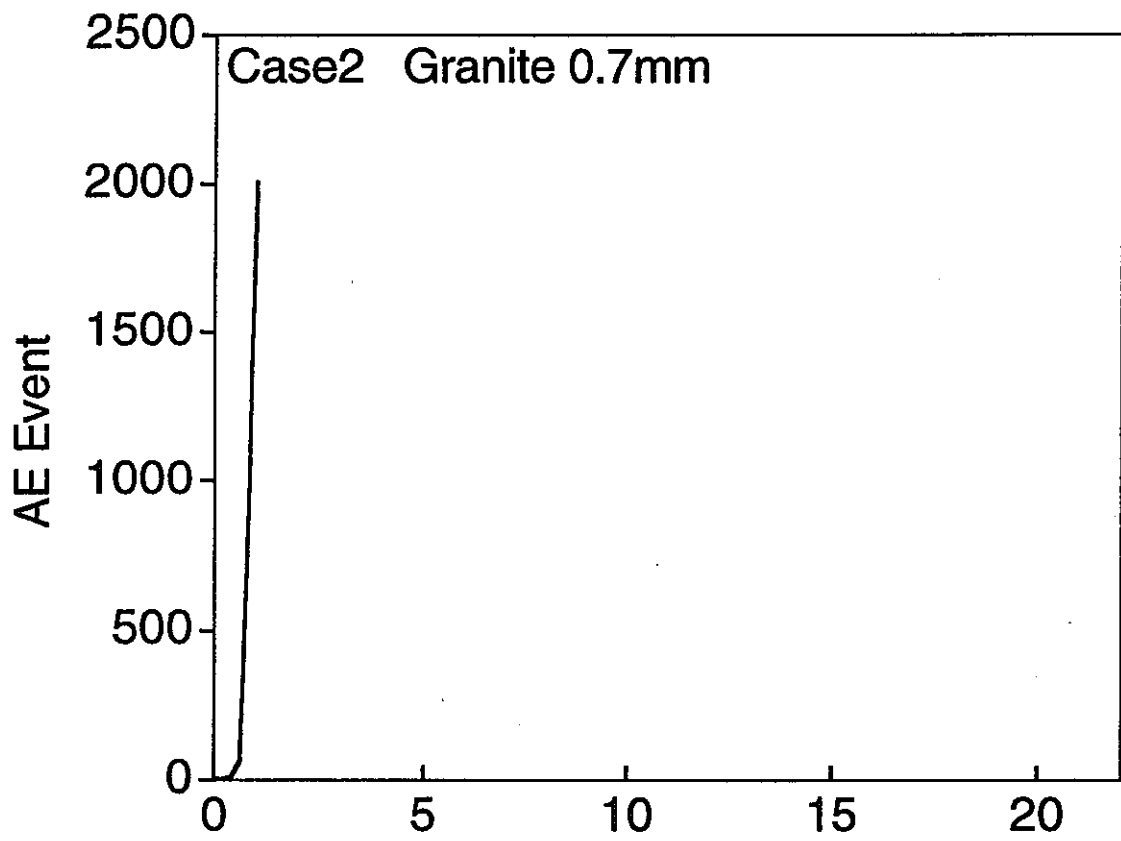


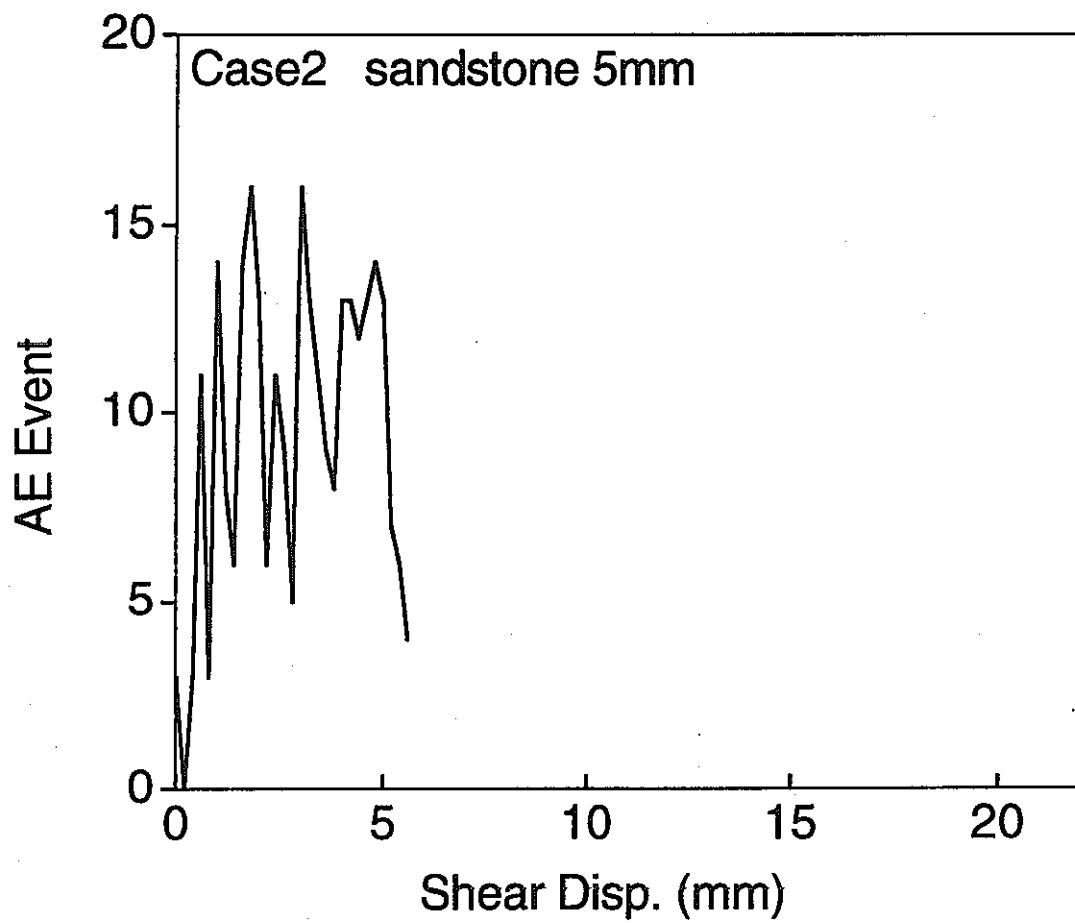
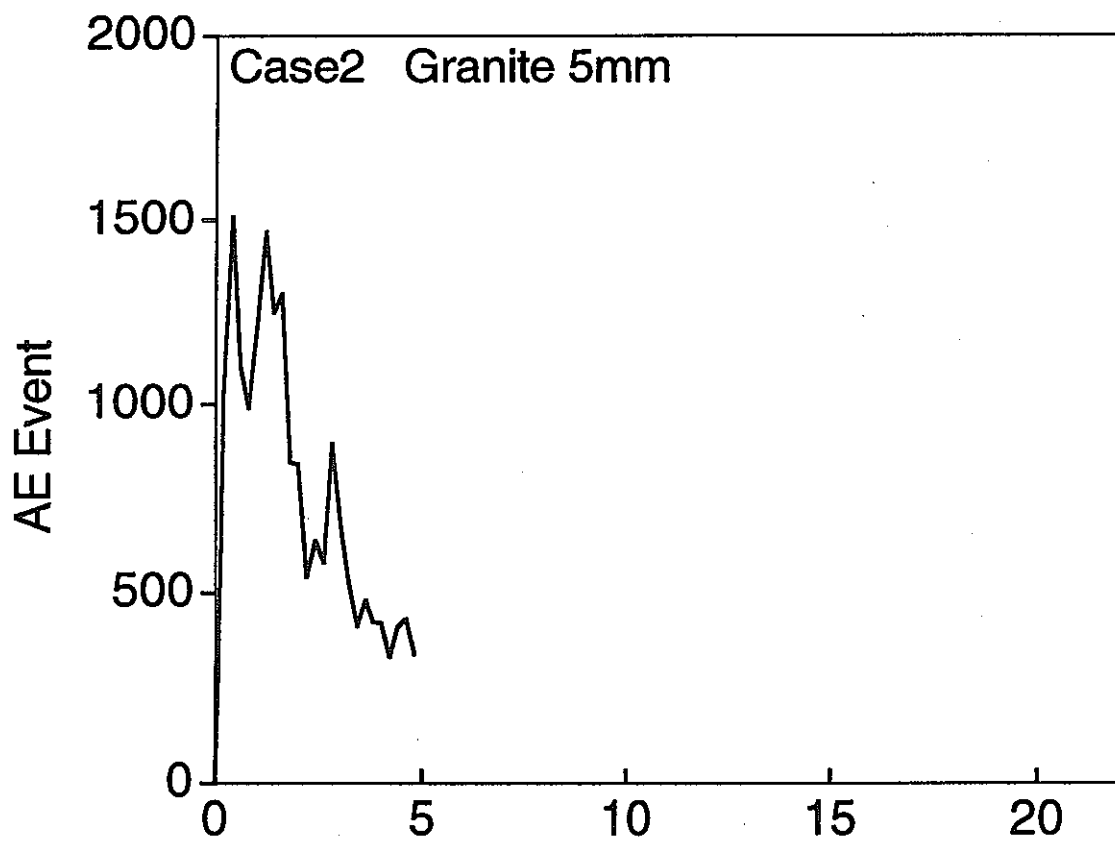
Fig.4-2-8 Relationship between AE event and shear displacement for constant normal stress.

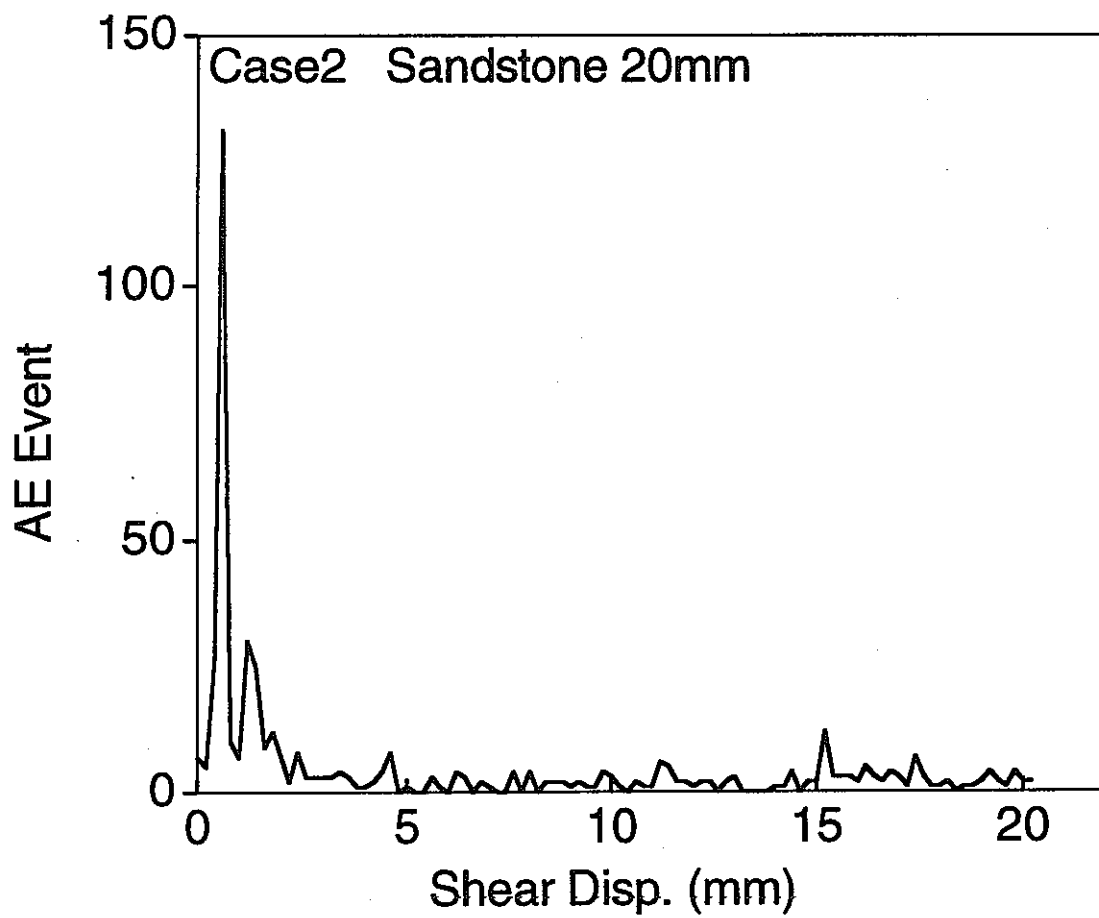
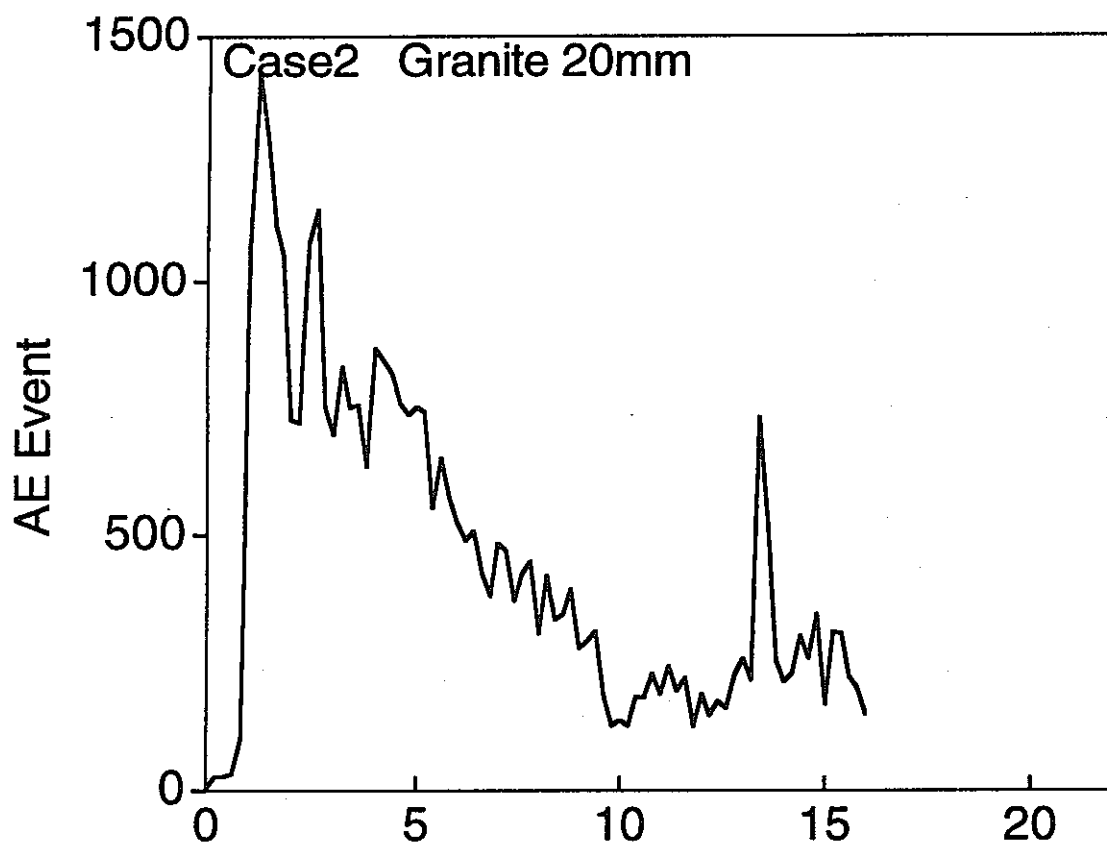


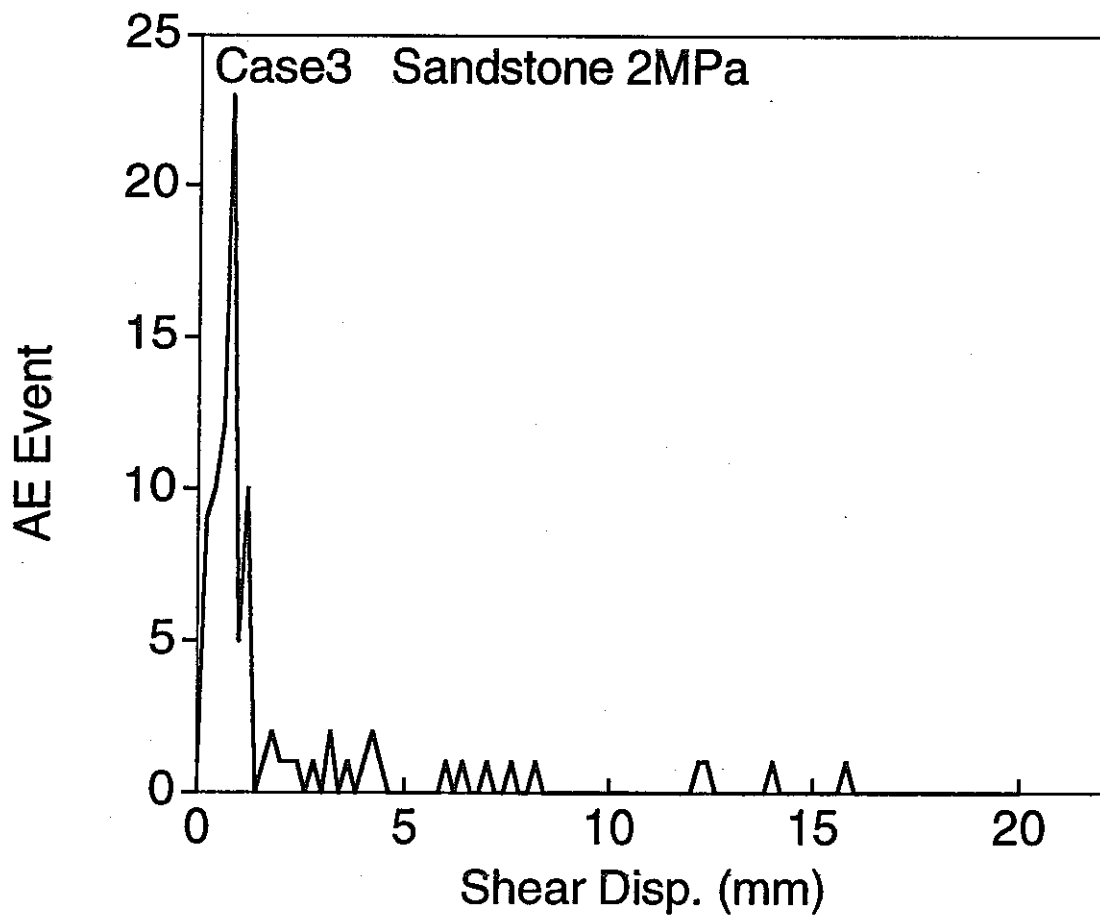
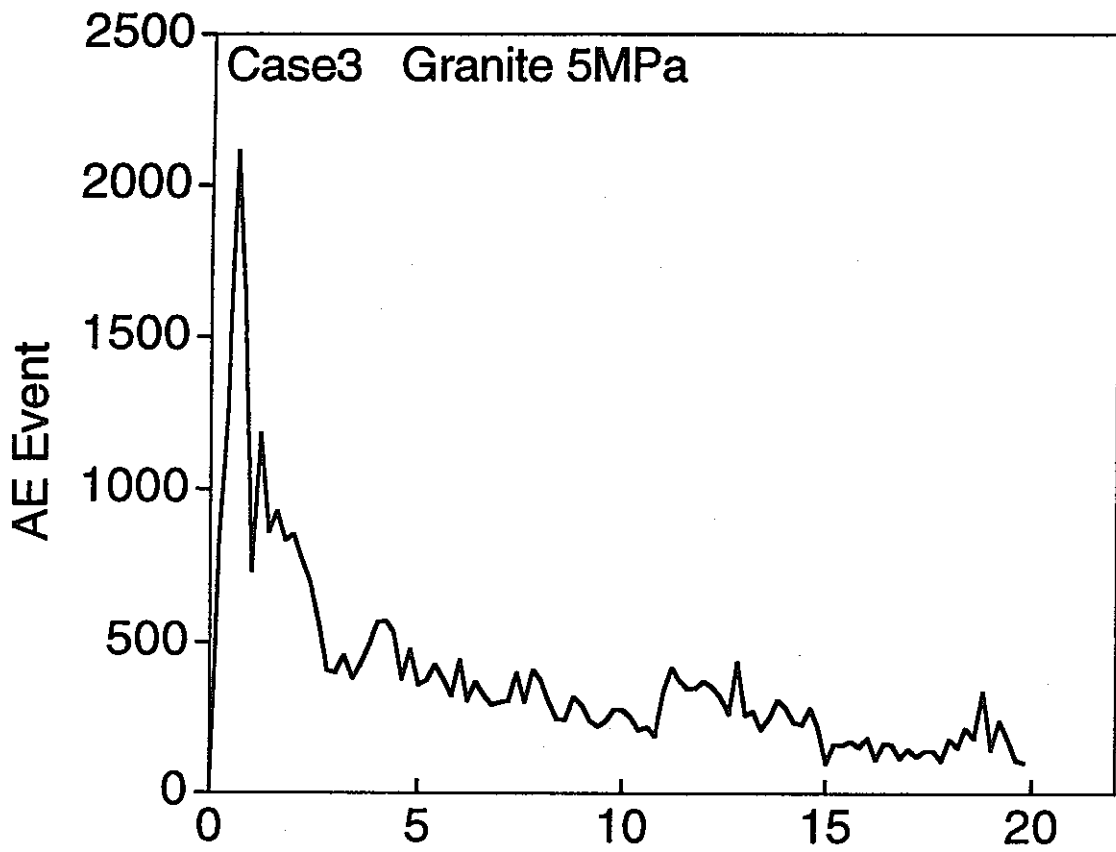


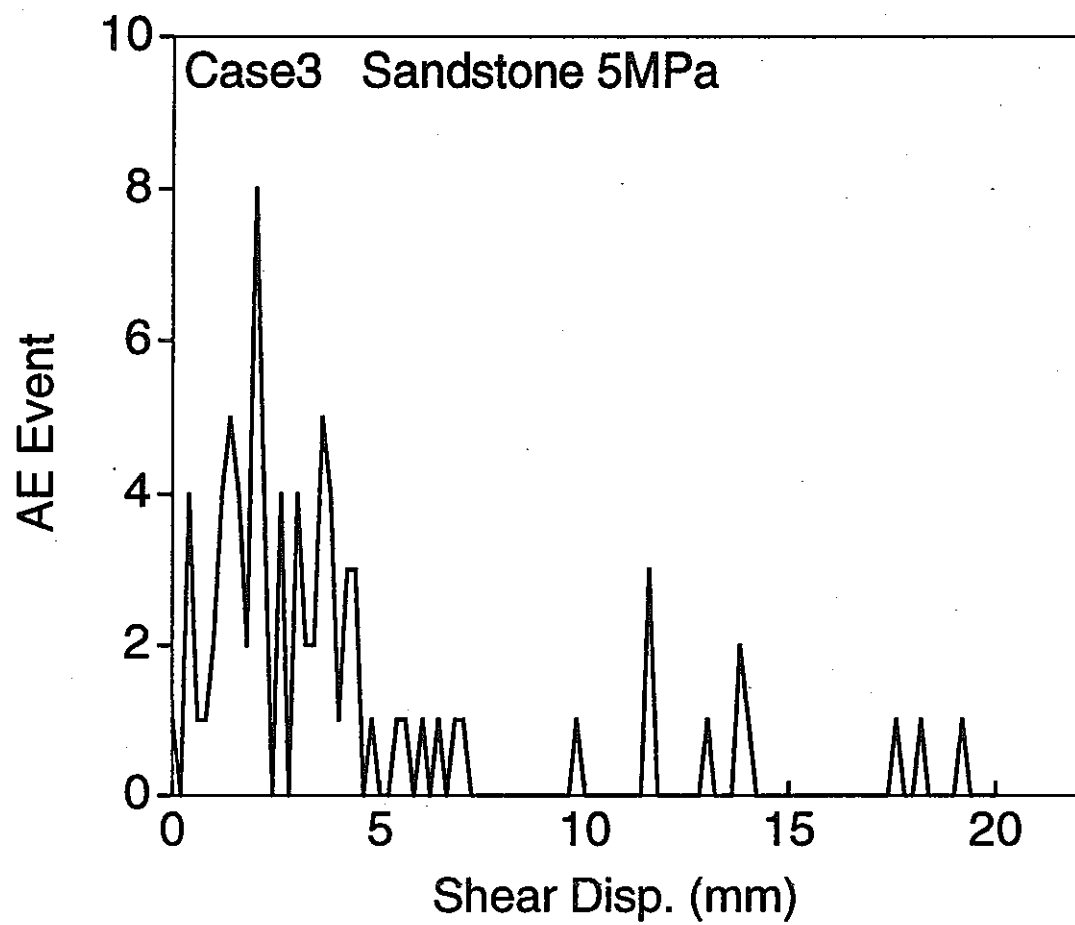
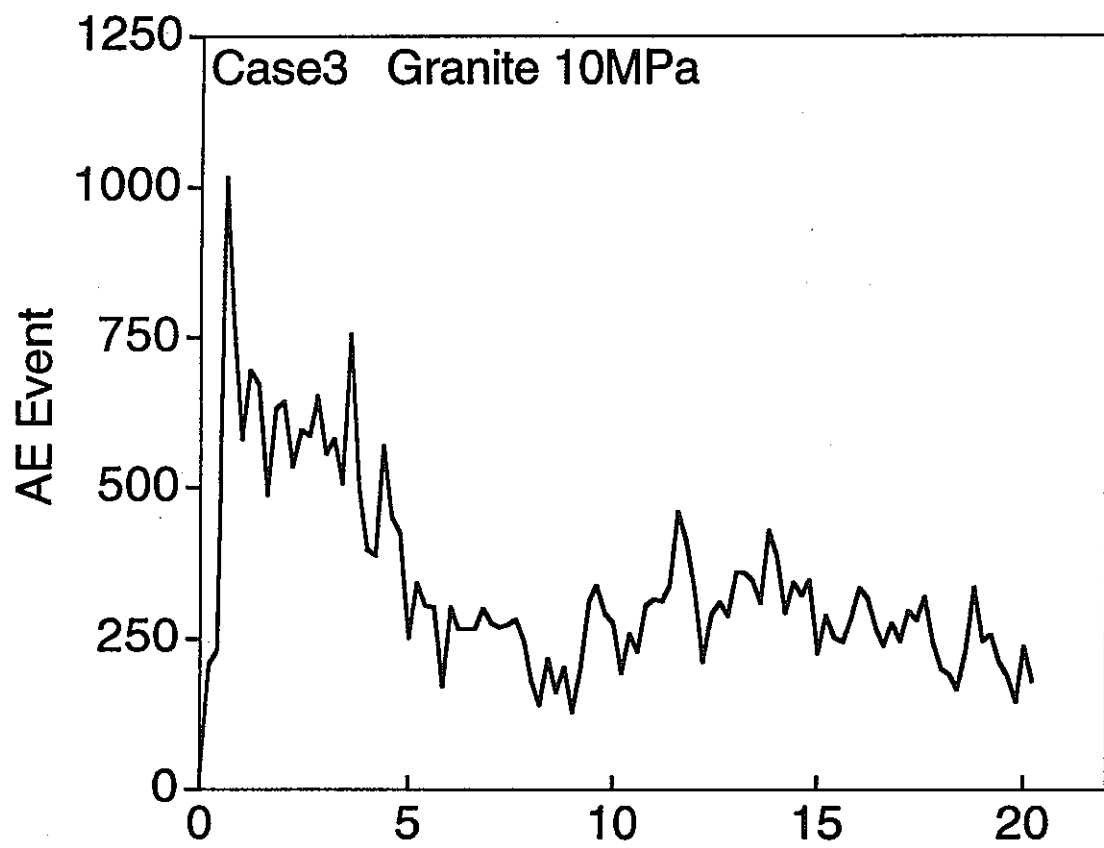


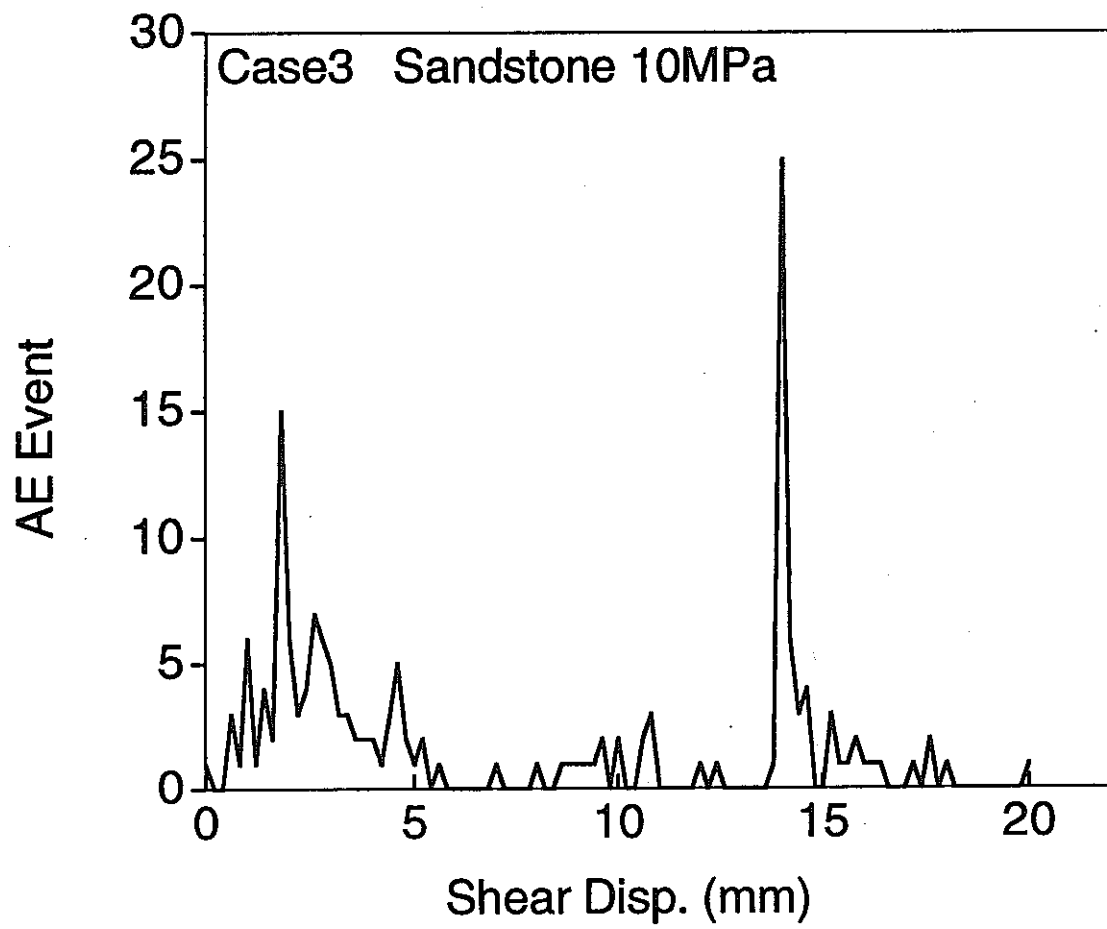
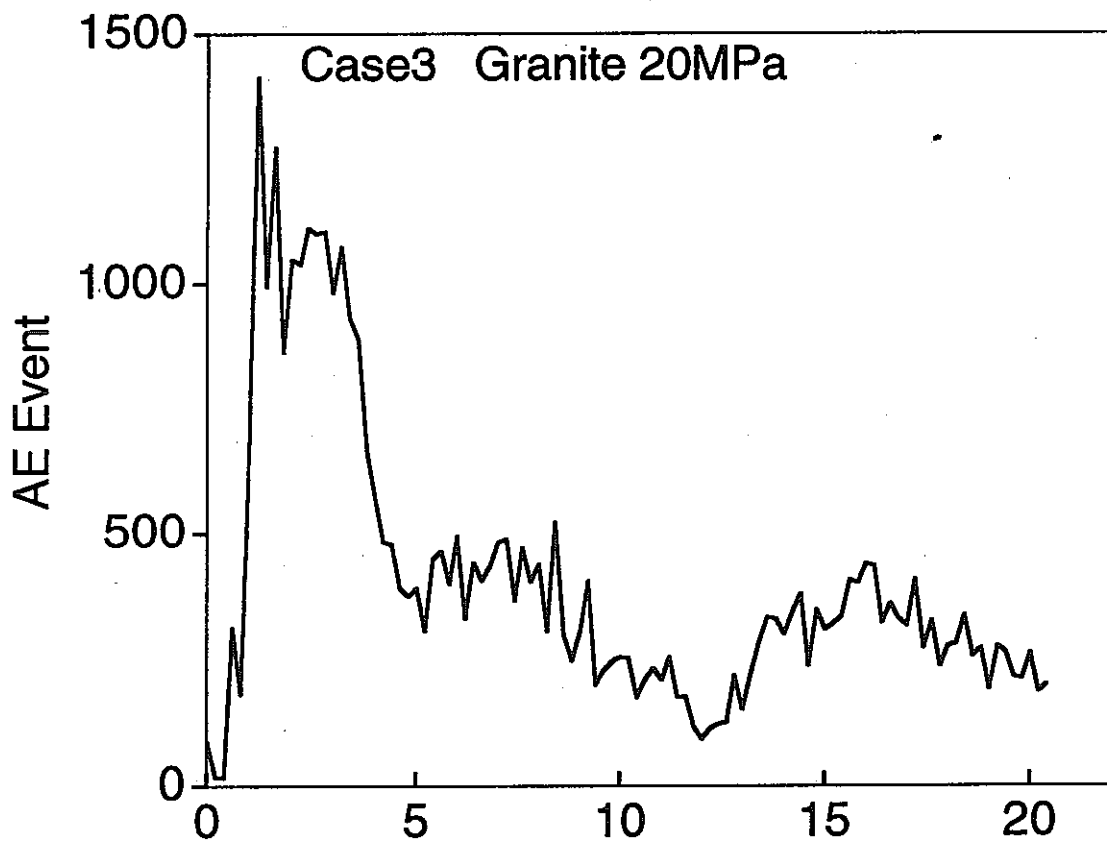


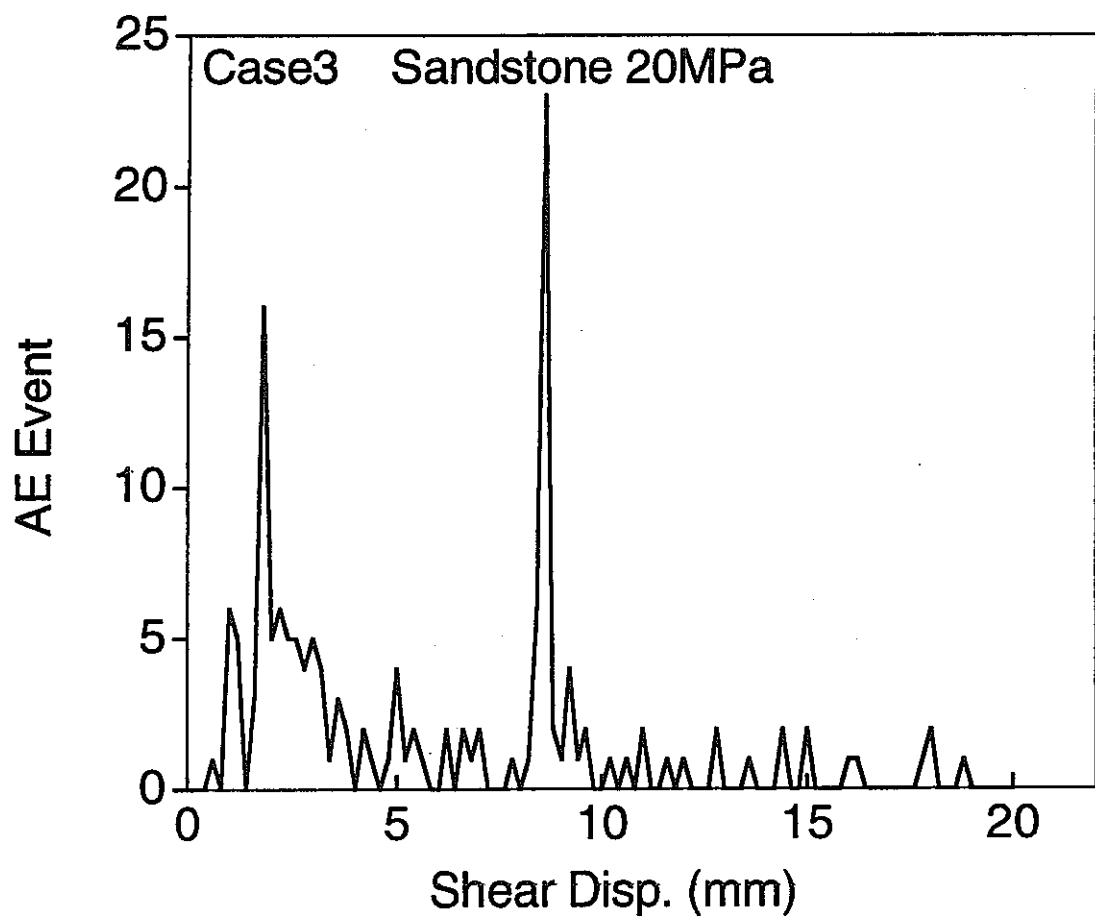
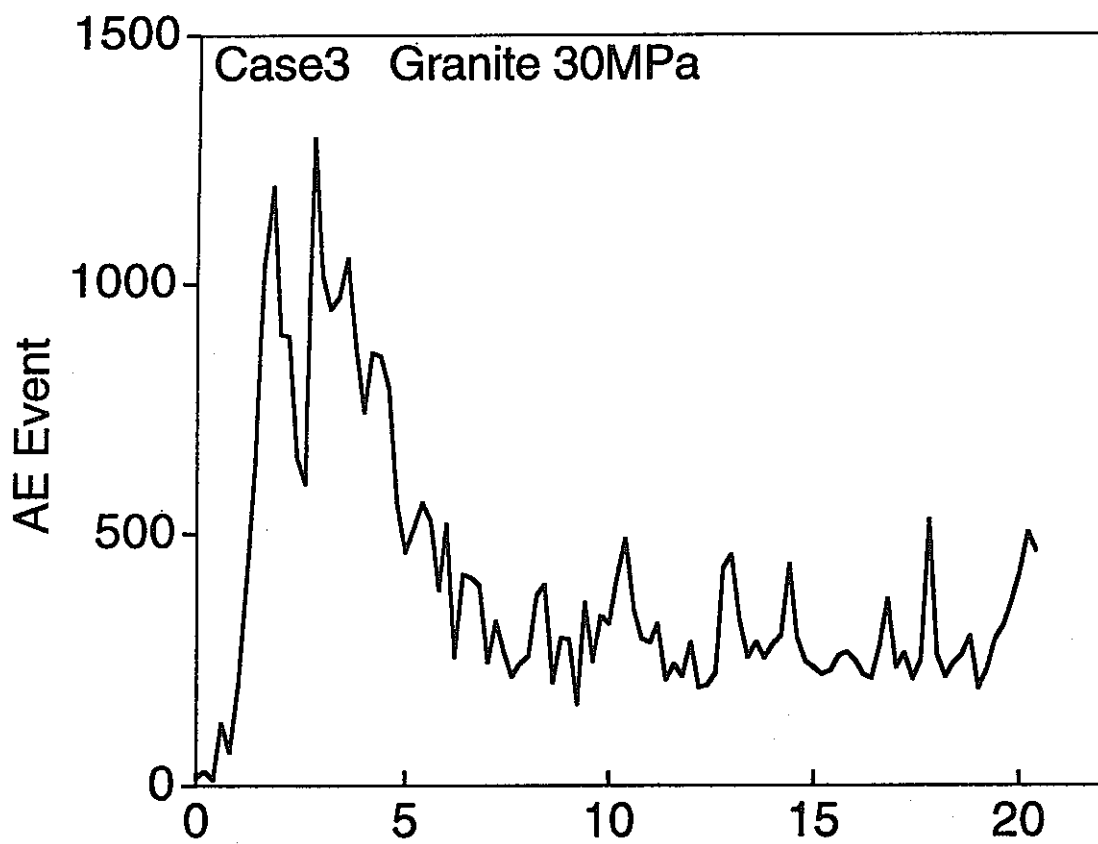












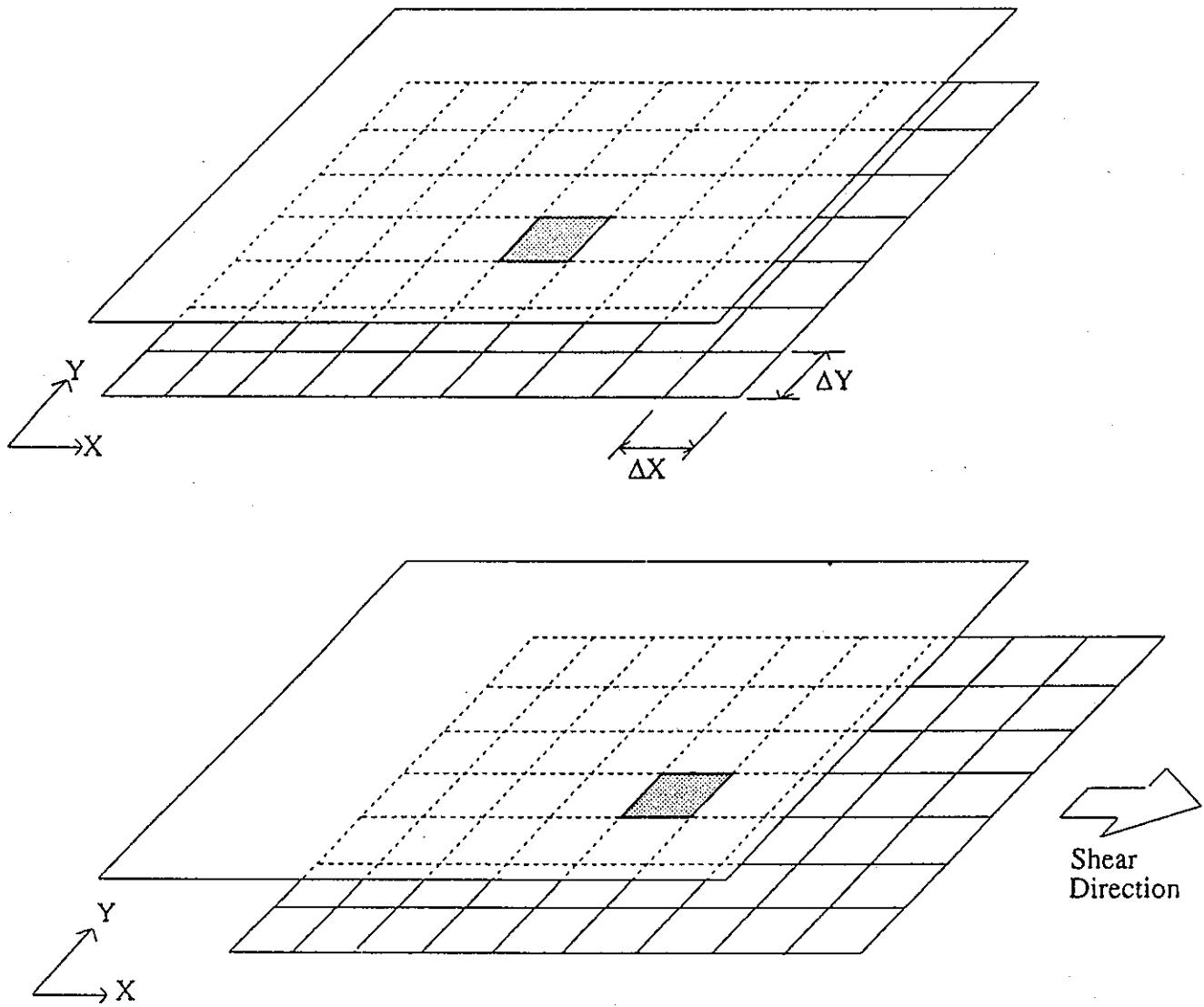


Fig.4-2-9 Fracture model divided into square mesh for calculation of hydraulic conductivity.

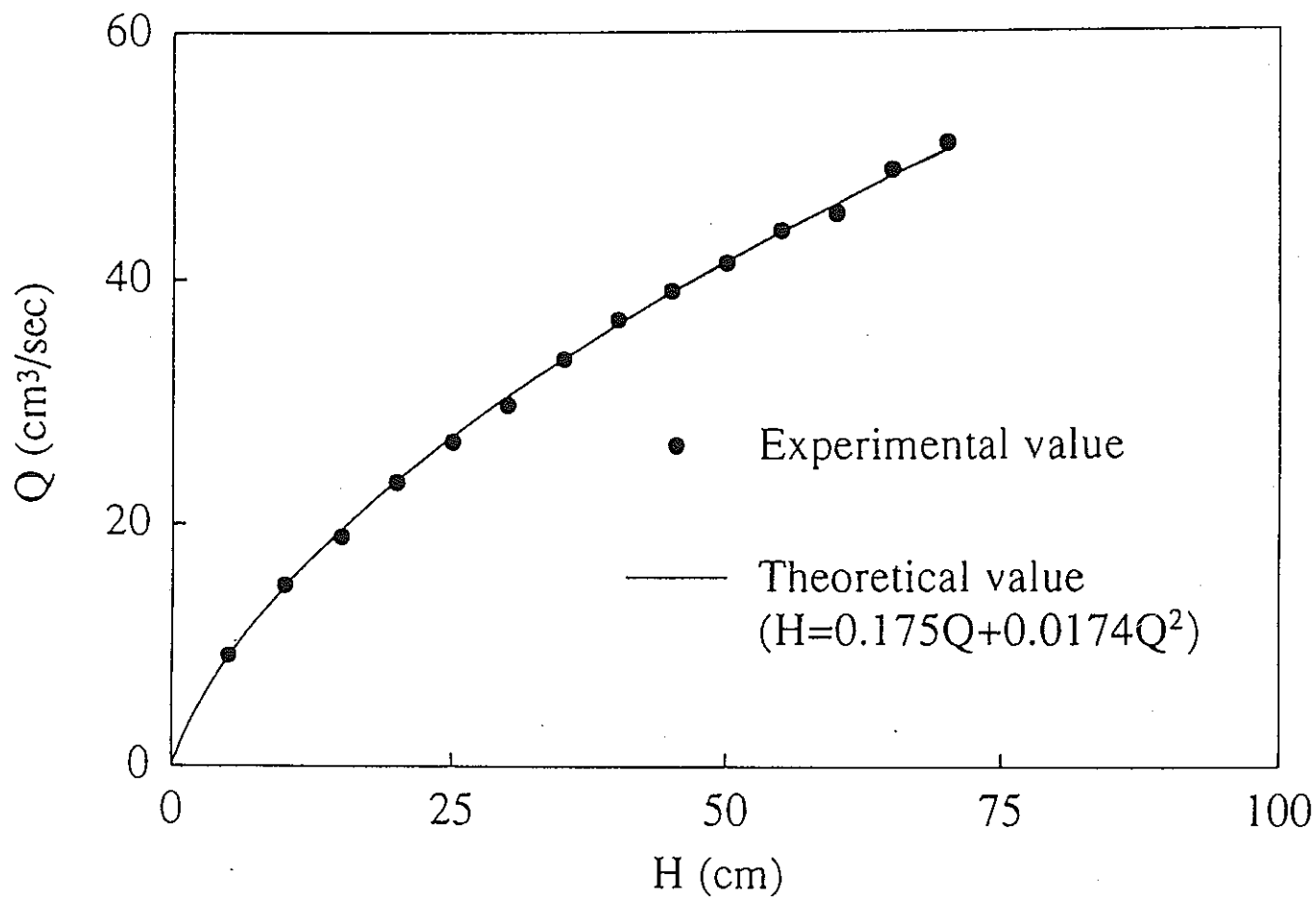


Fig.4-2-10 Relationship between flow rate and water head obtained from flow test when normal stress is not applied.

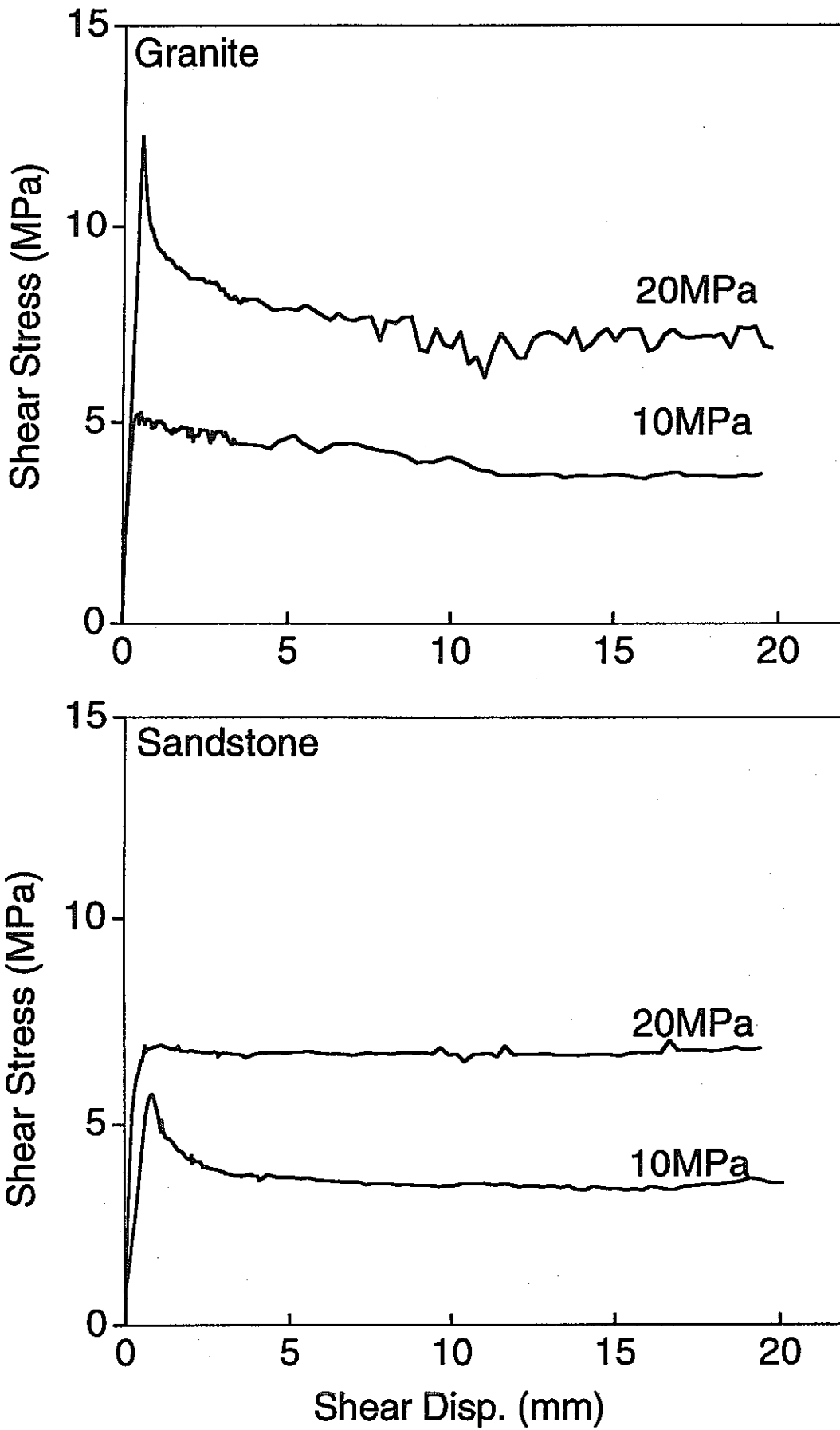


Fig.4-2-11 Shear stress vs. shear displacement curve for different constant normal stress.

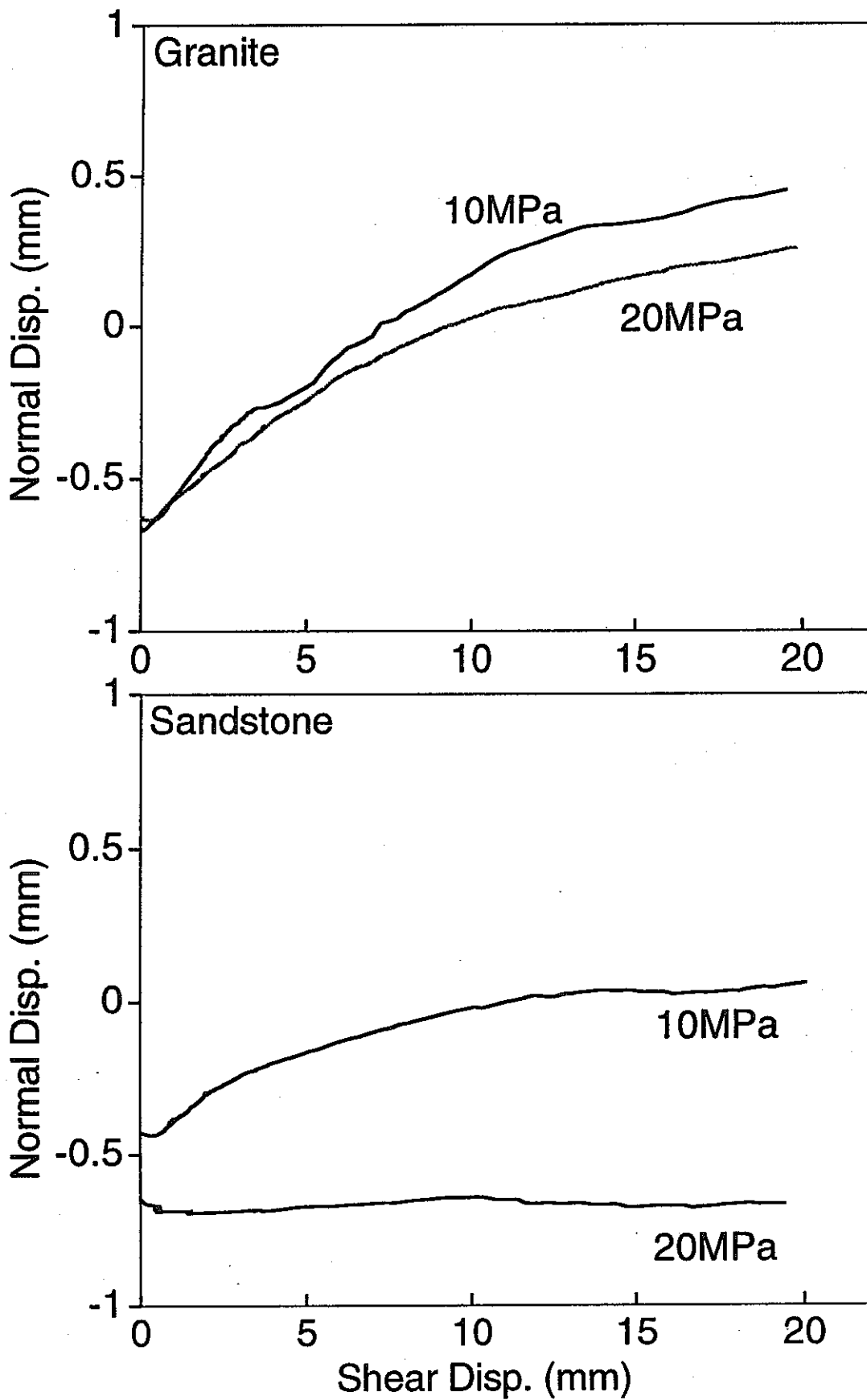


Fig.4-2-12 Normal displacement vs. shear displacement curve for different constant normal stress.

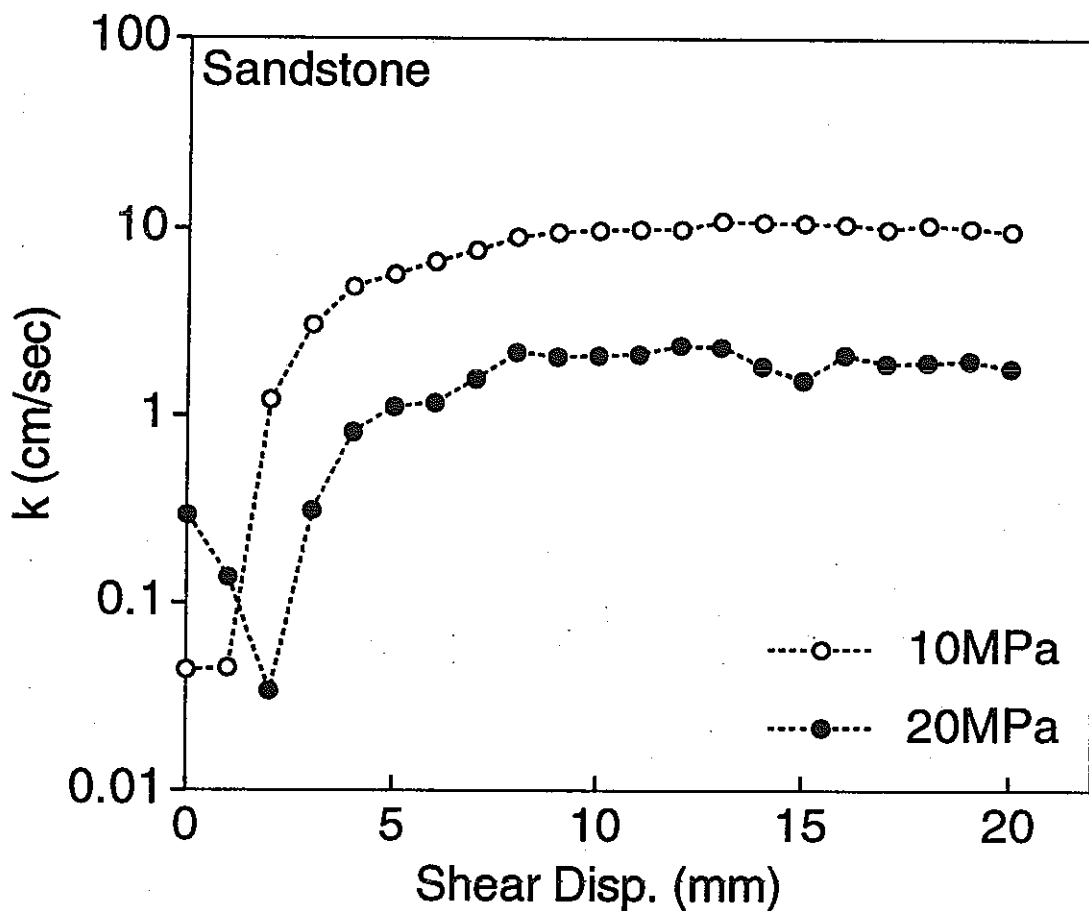
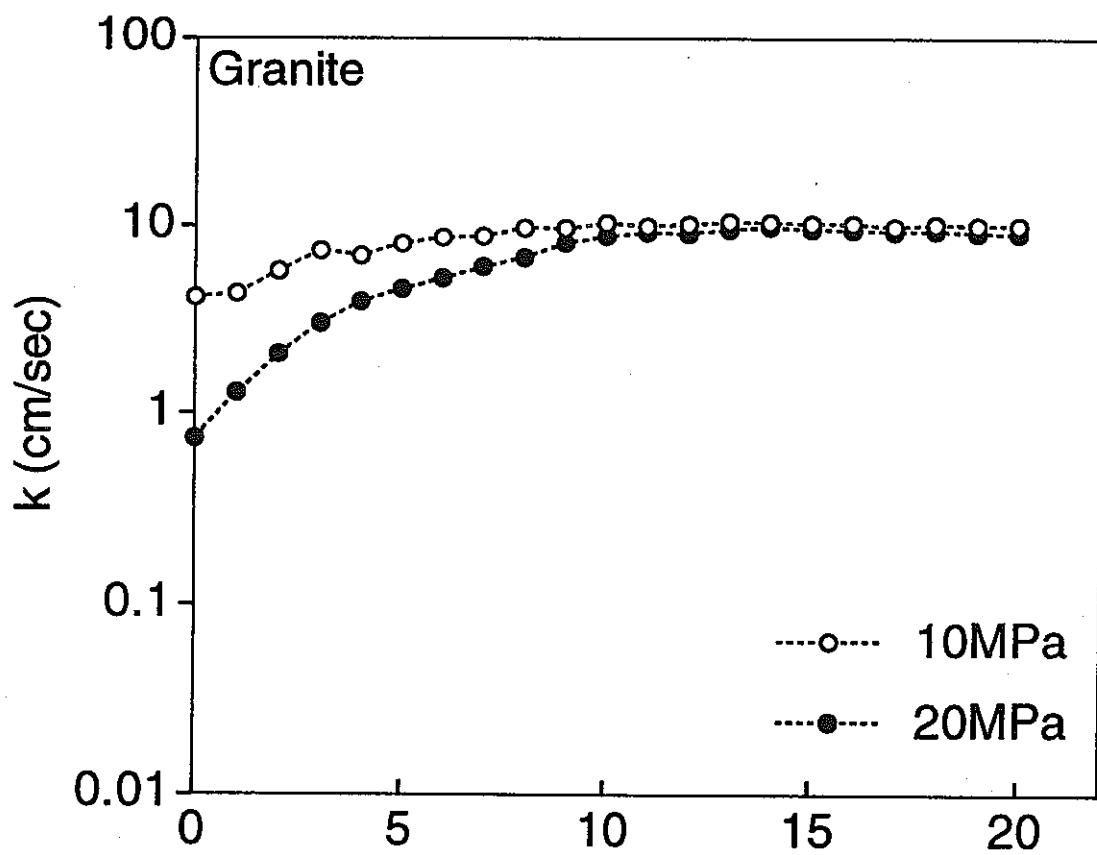


Fig.4-2-13 Hydraulic conductivity vs. shear displacement diagram for constant normal stress.

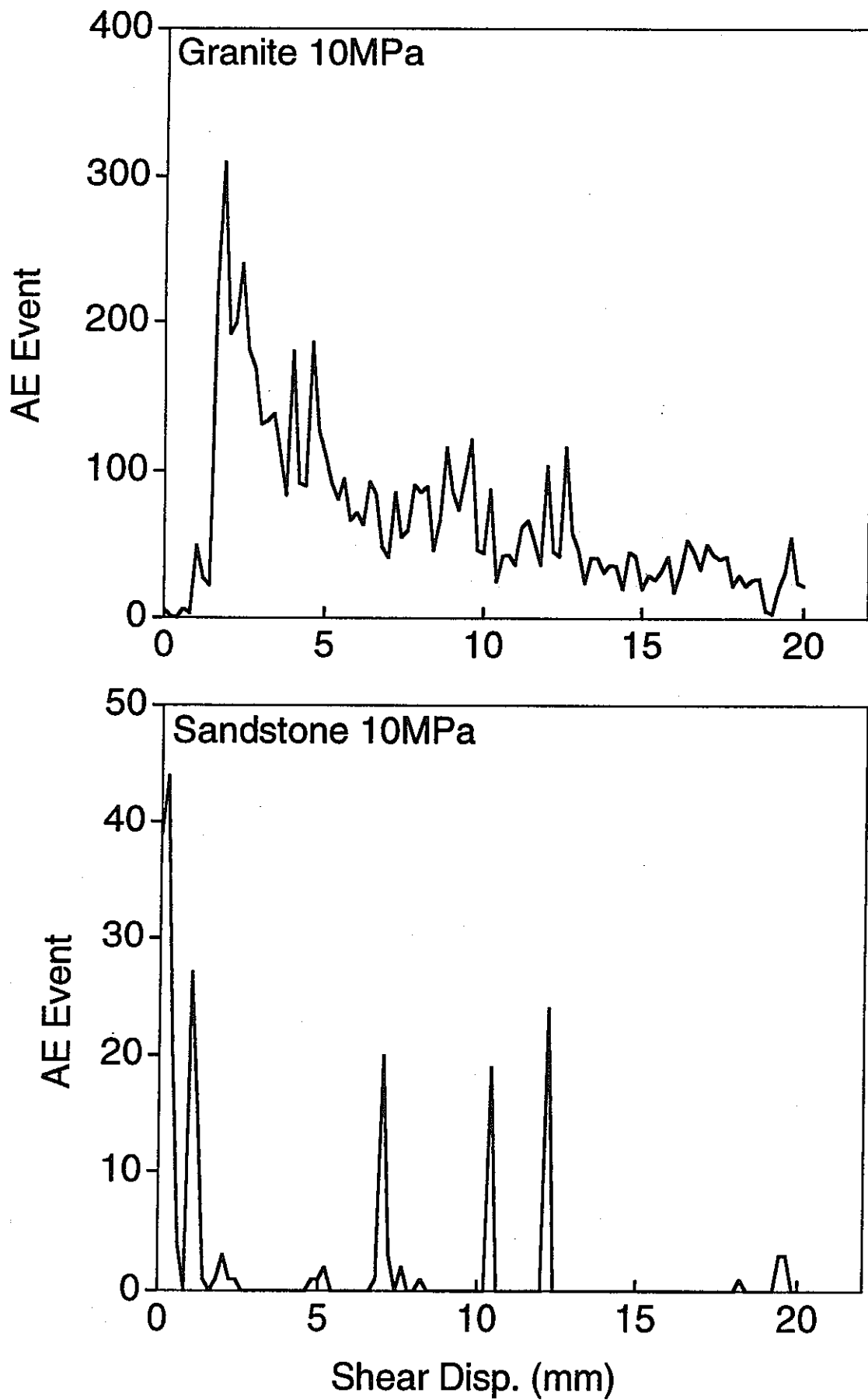
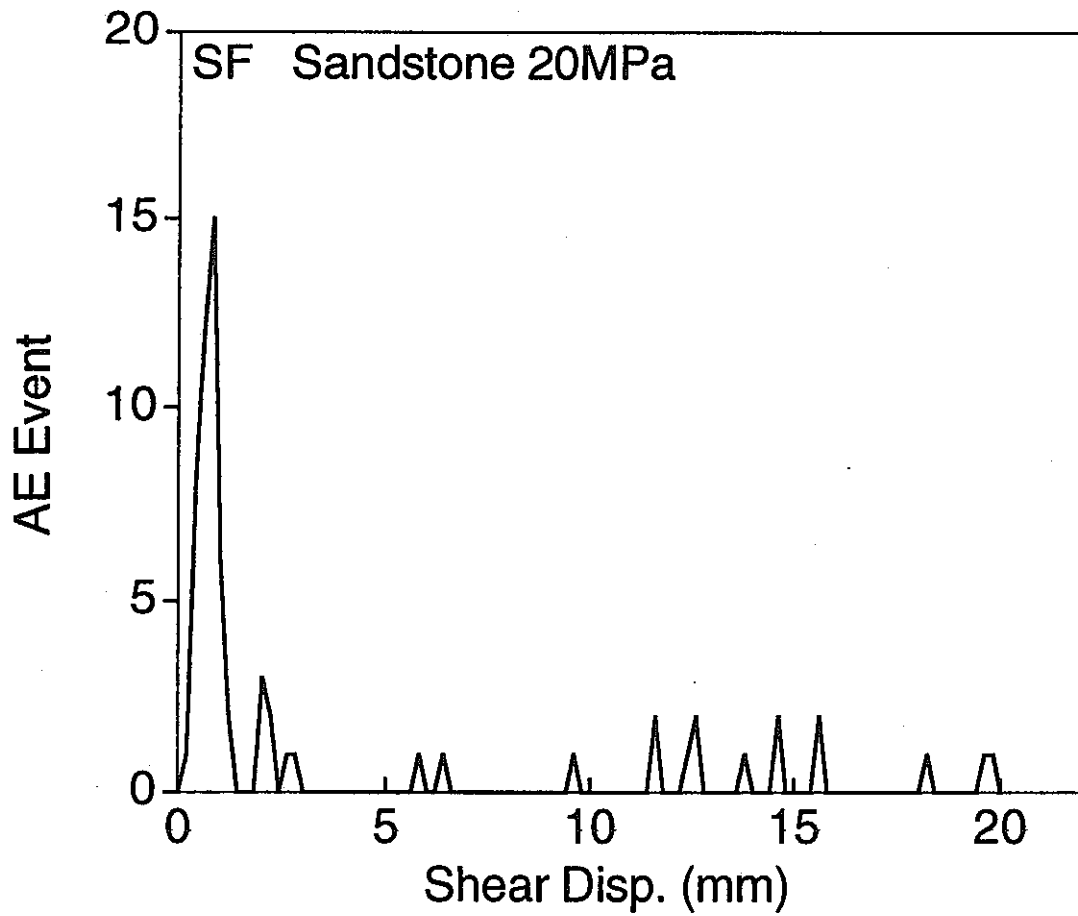
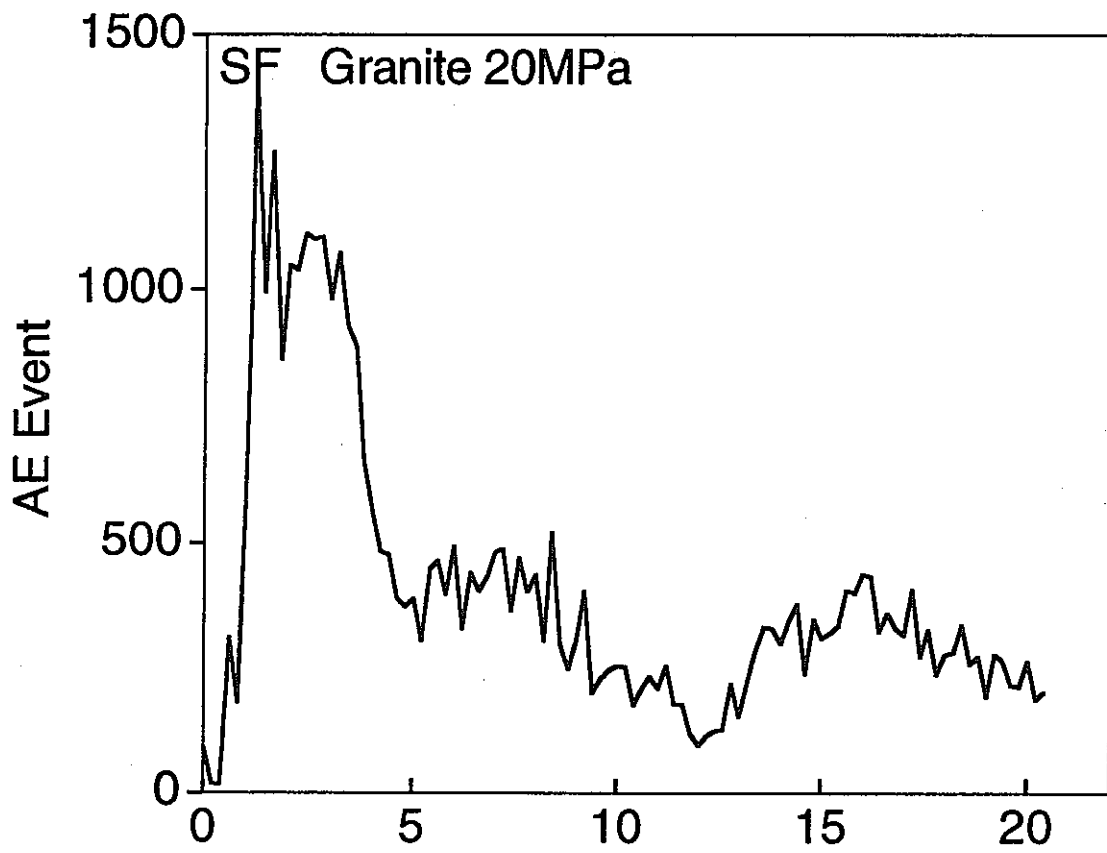


Fig.4-2-14 Relationship between AE event and shear displacement for constant normal stress.



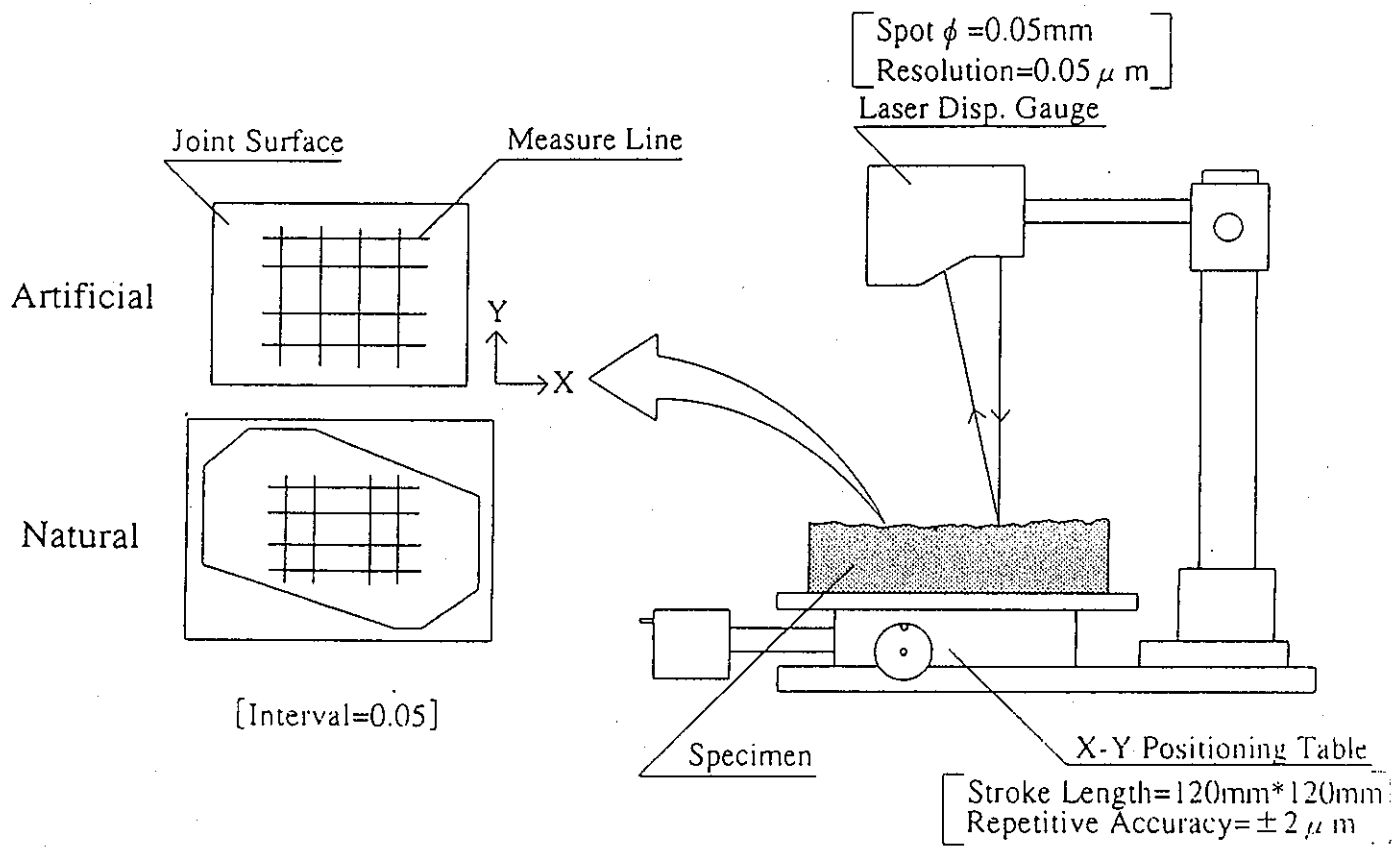


Fig.4-3-1 Schematic view of the measuring for fracture surface profiles

Case1 Granite Line1

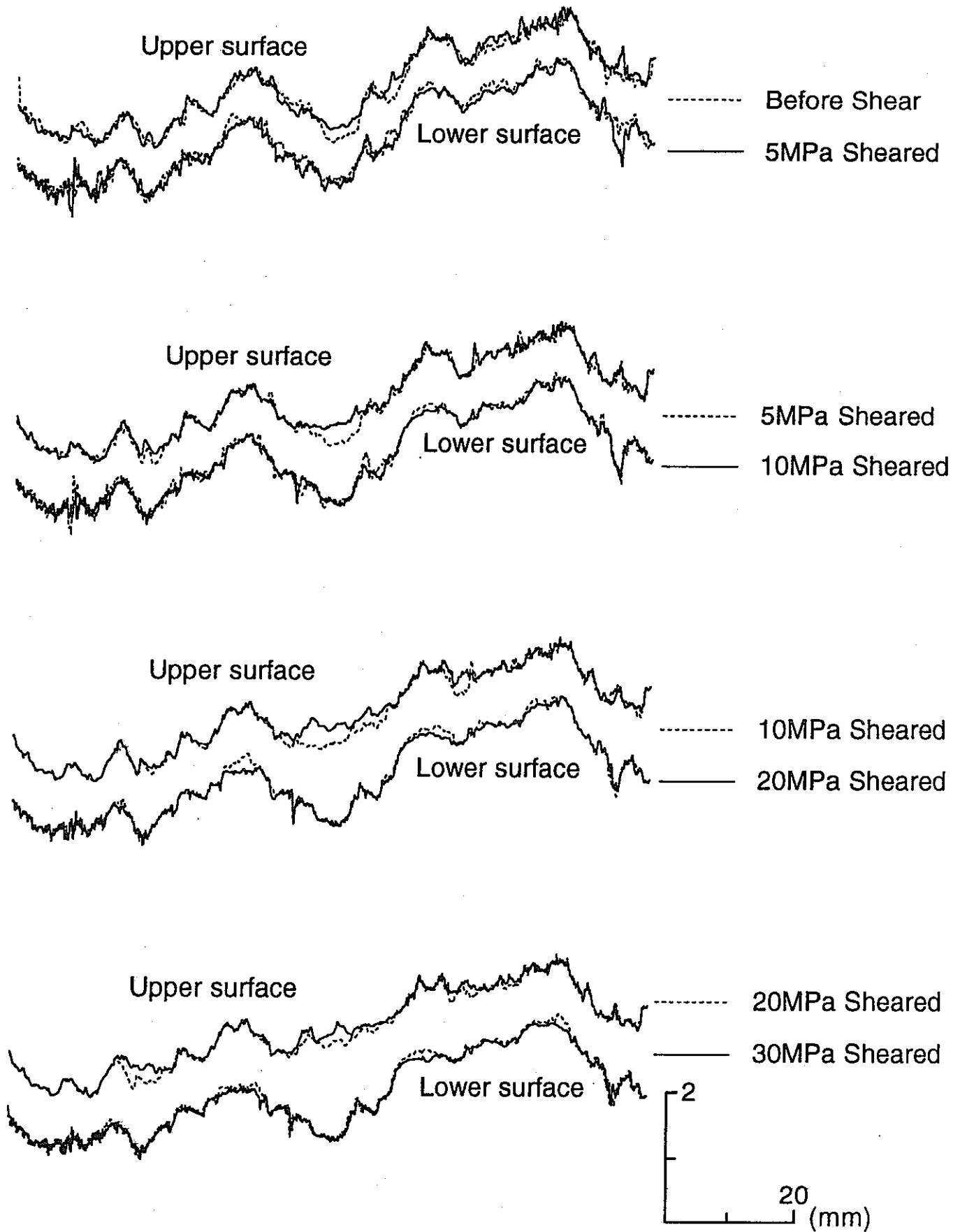
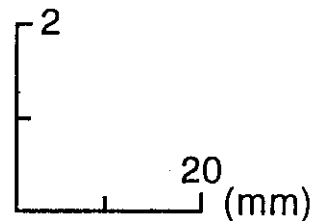
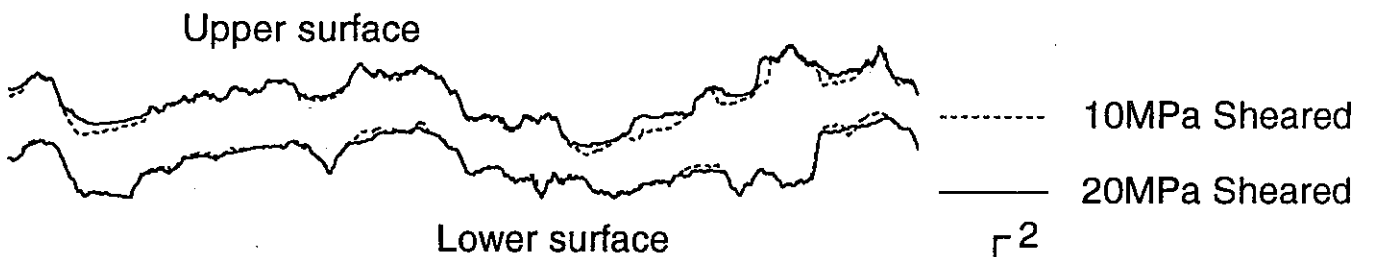
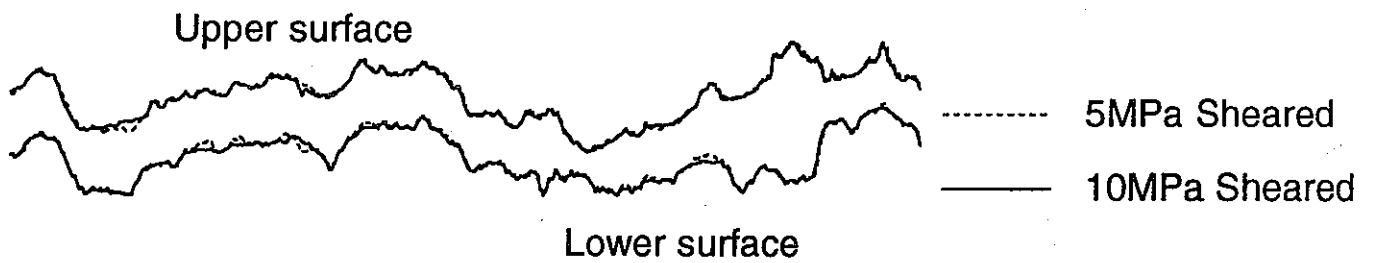
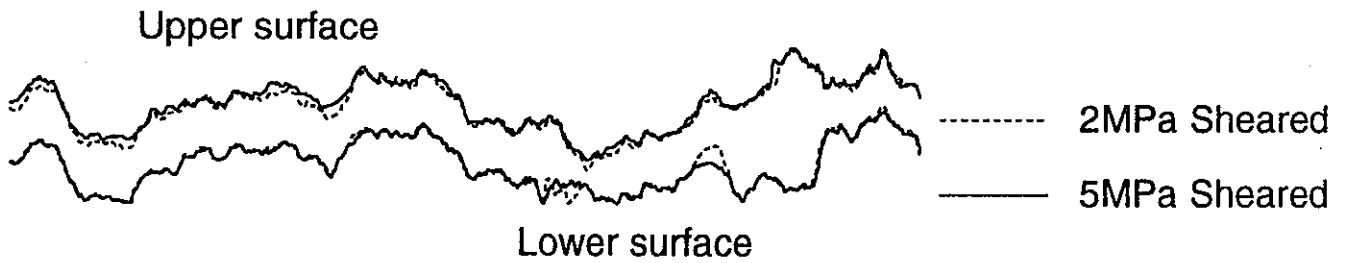
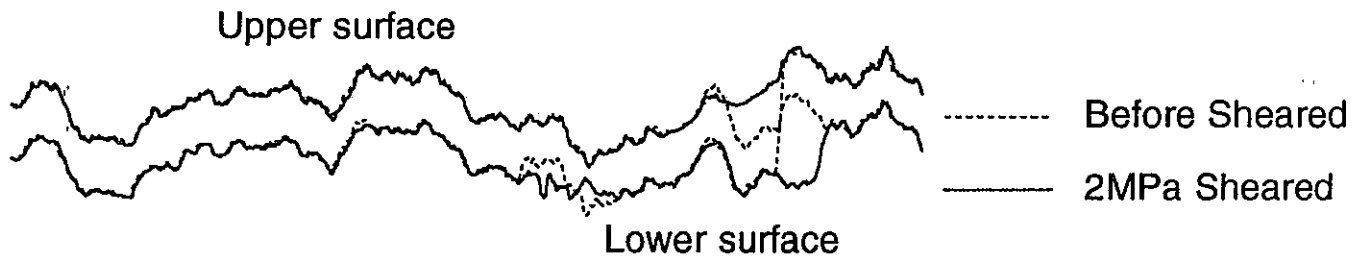
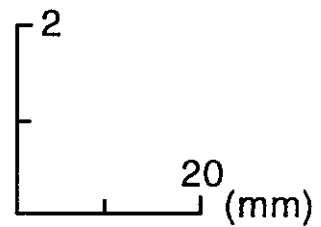
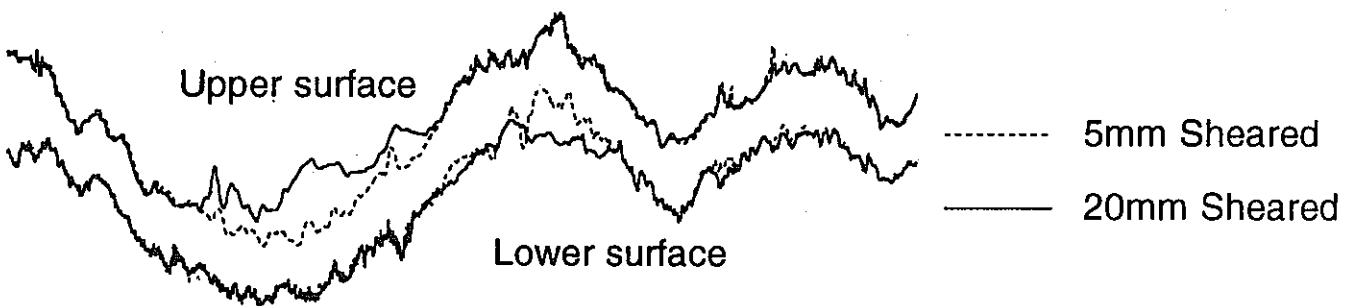
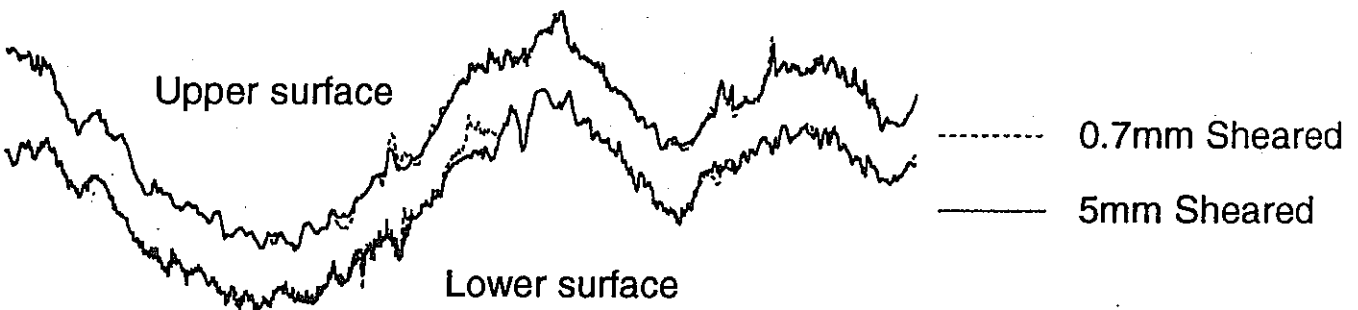
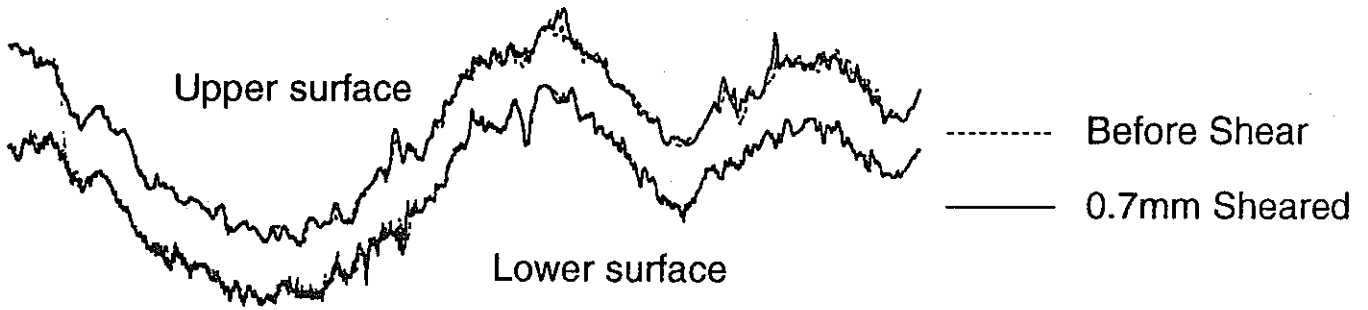


Fig.4-3-2 Roughness profile obtained from the measurement of joint surface shearing under different constant normal stresses;Line 1.

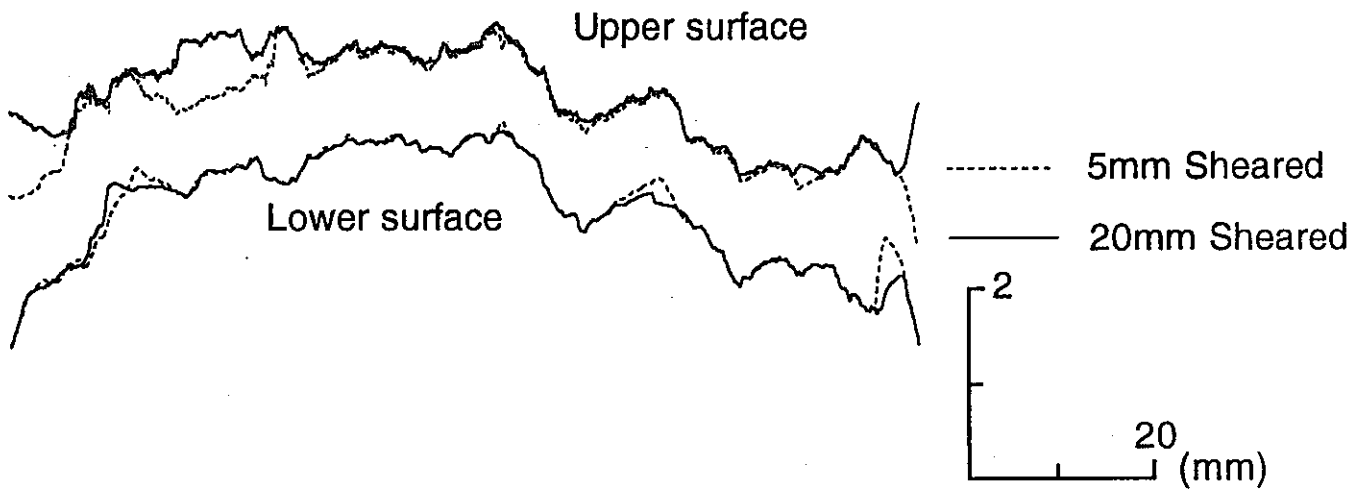
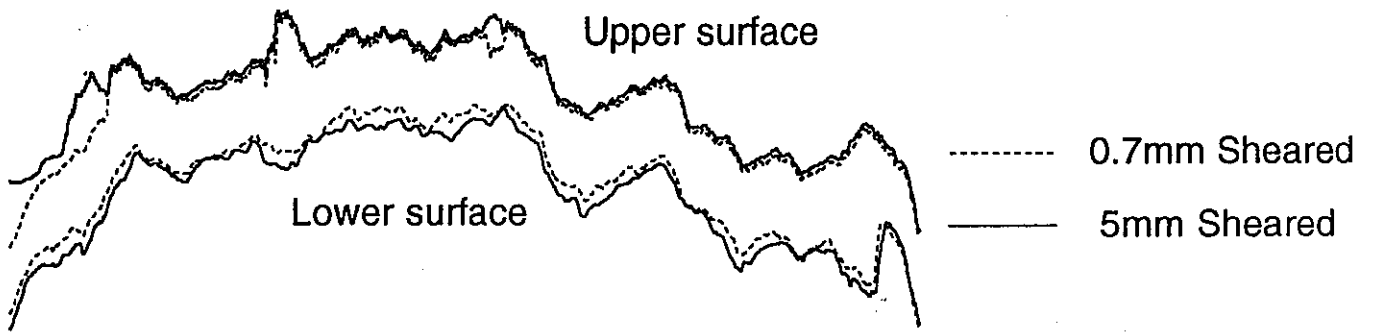
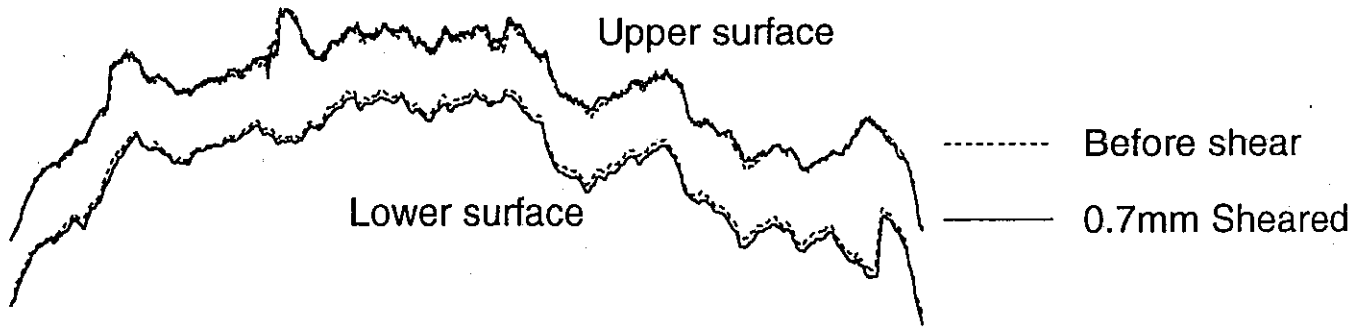
Case1 Sandstone Line1



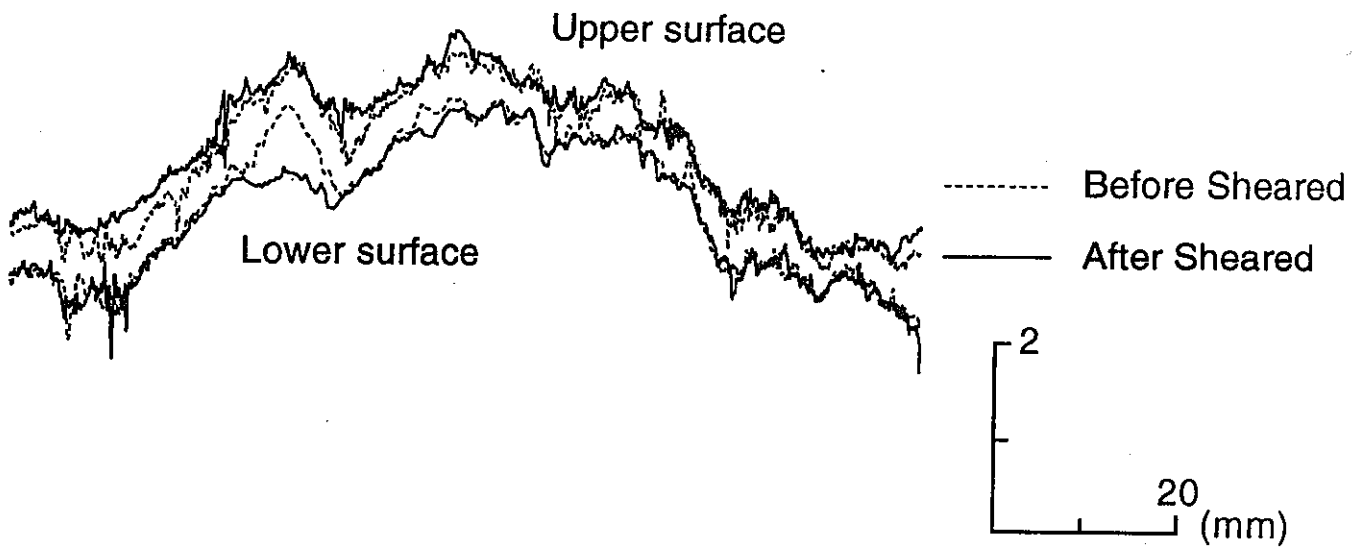
Case2 Granite Line1



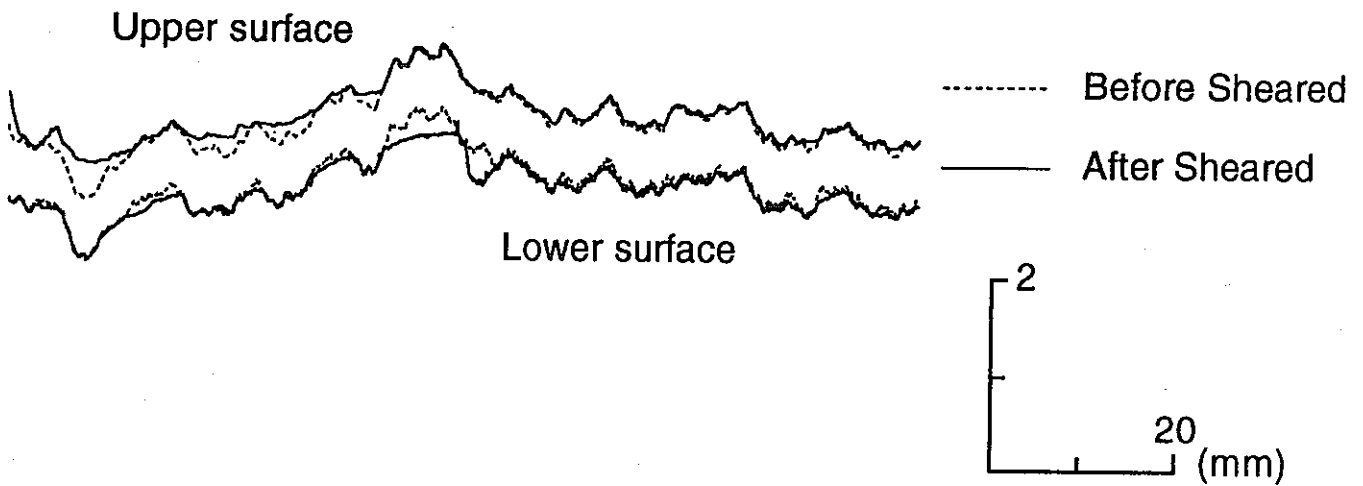
Case2 Sandstone Line1



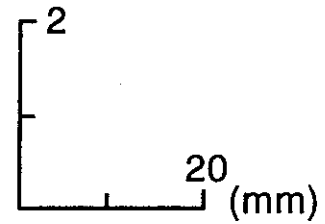
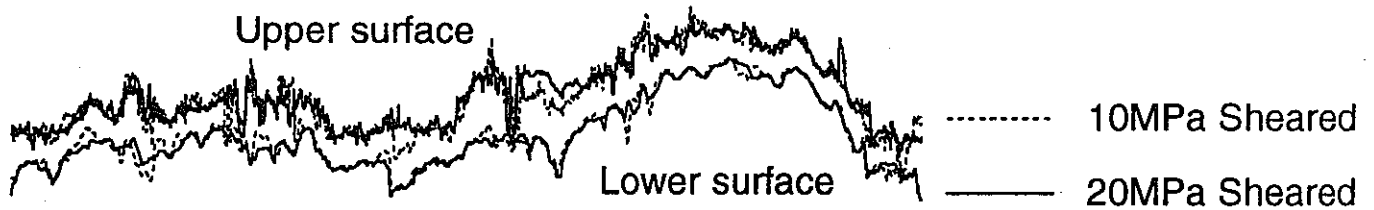
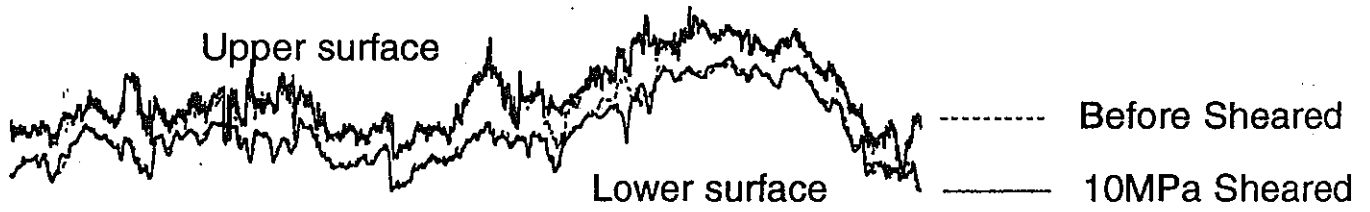
Case3 Granite Line1



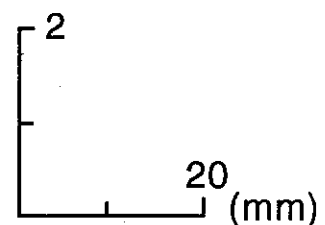
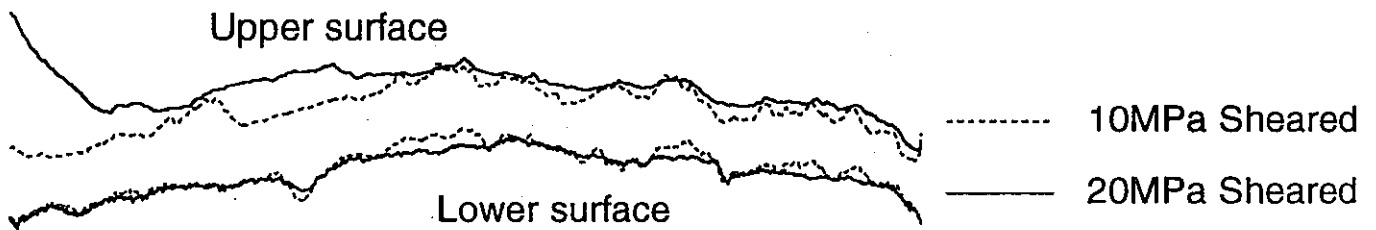
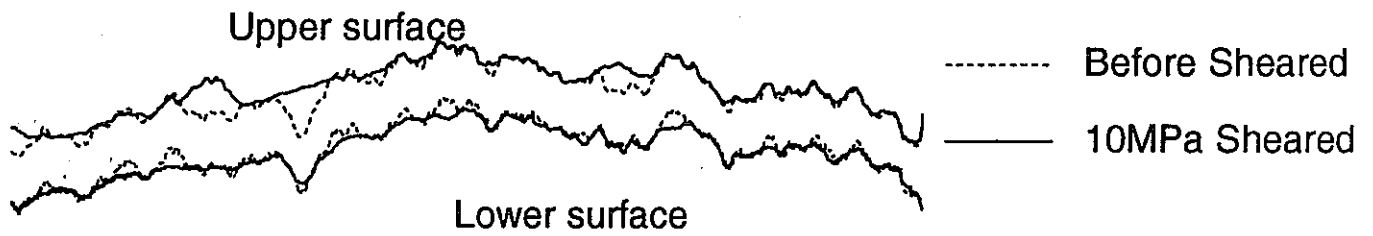
Case3 Sandstone Line1



Shear-flow Granite Line1



Shear-flow Sandstone Line1



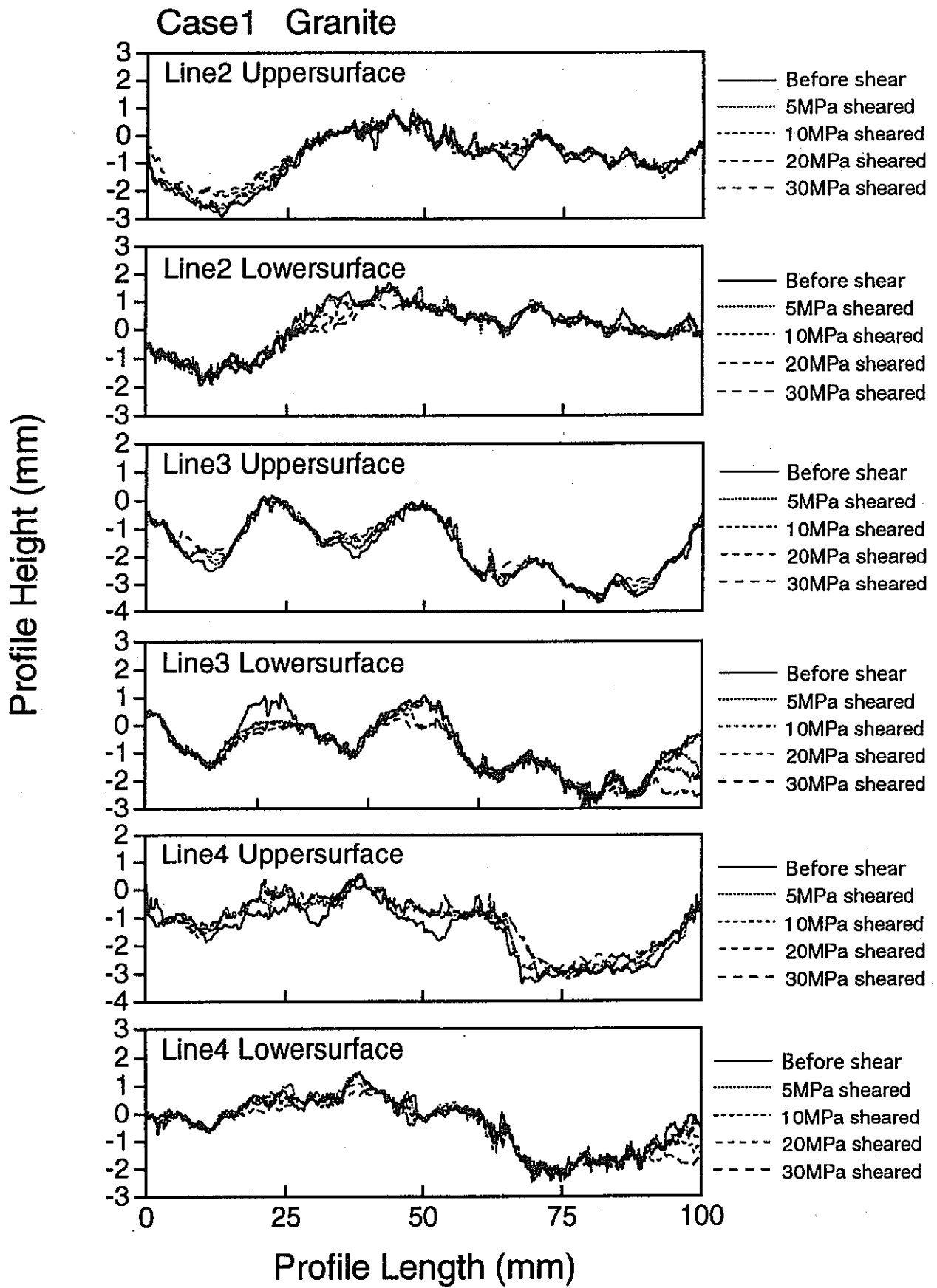
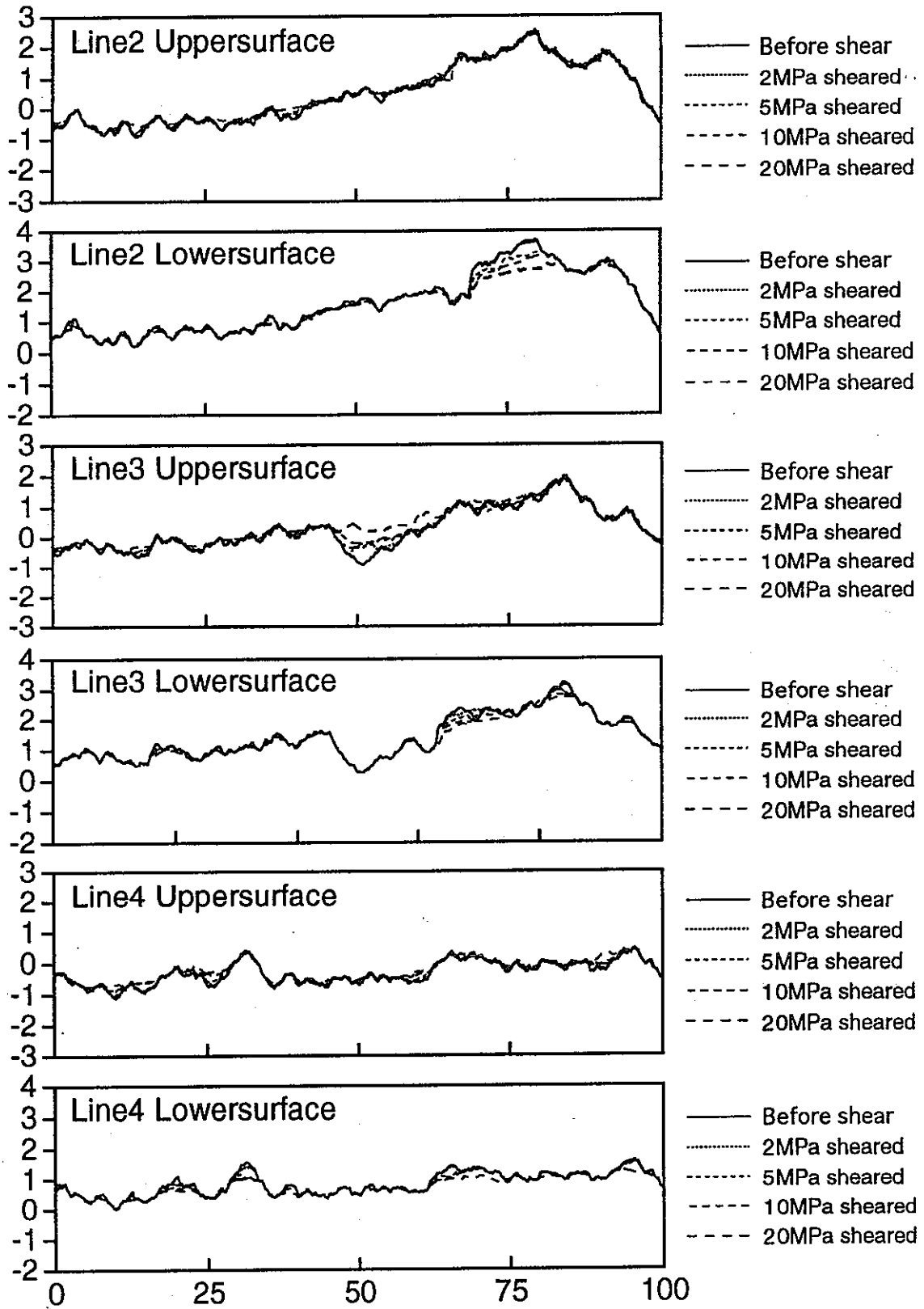


Fig.4-3-3 Roughness profiles obtained from the measurement of joint surfaces.

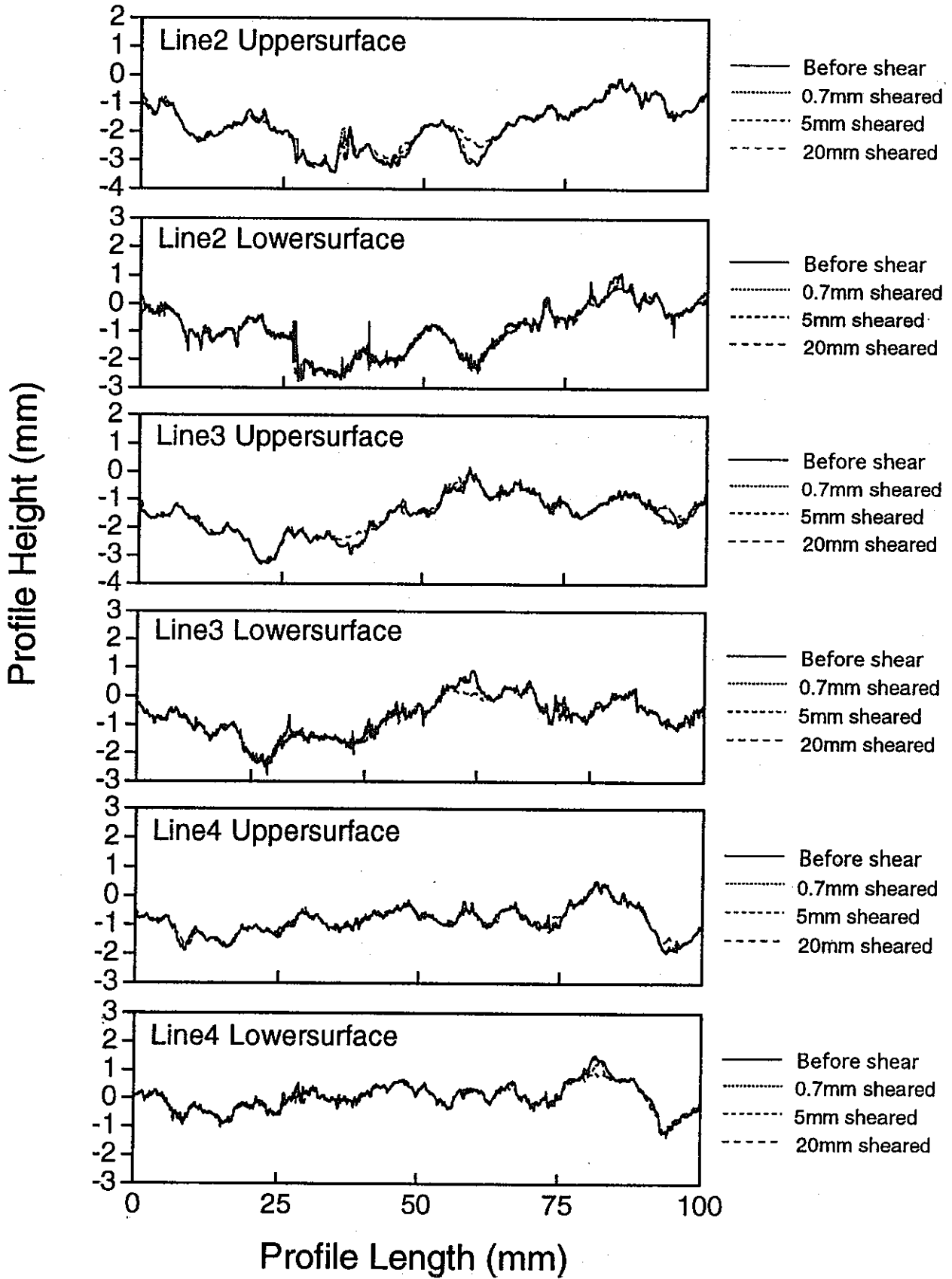
Case1 Sandstone

Profile Height (mm)

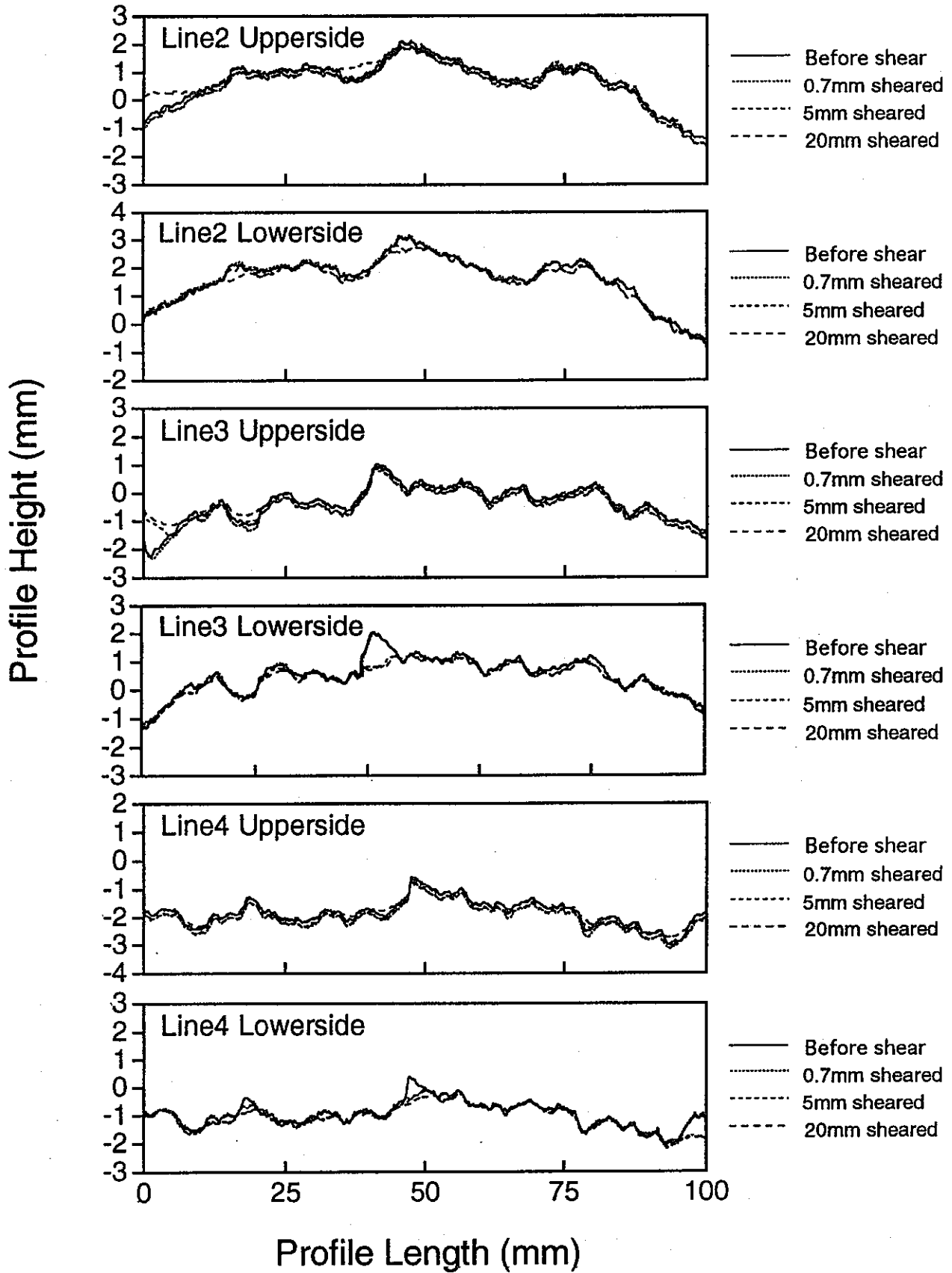


Profile Length (mm)

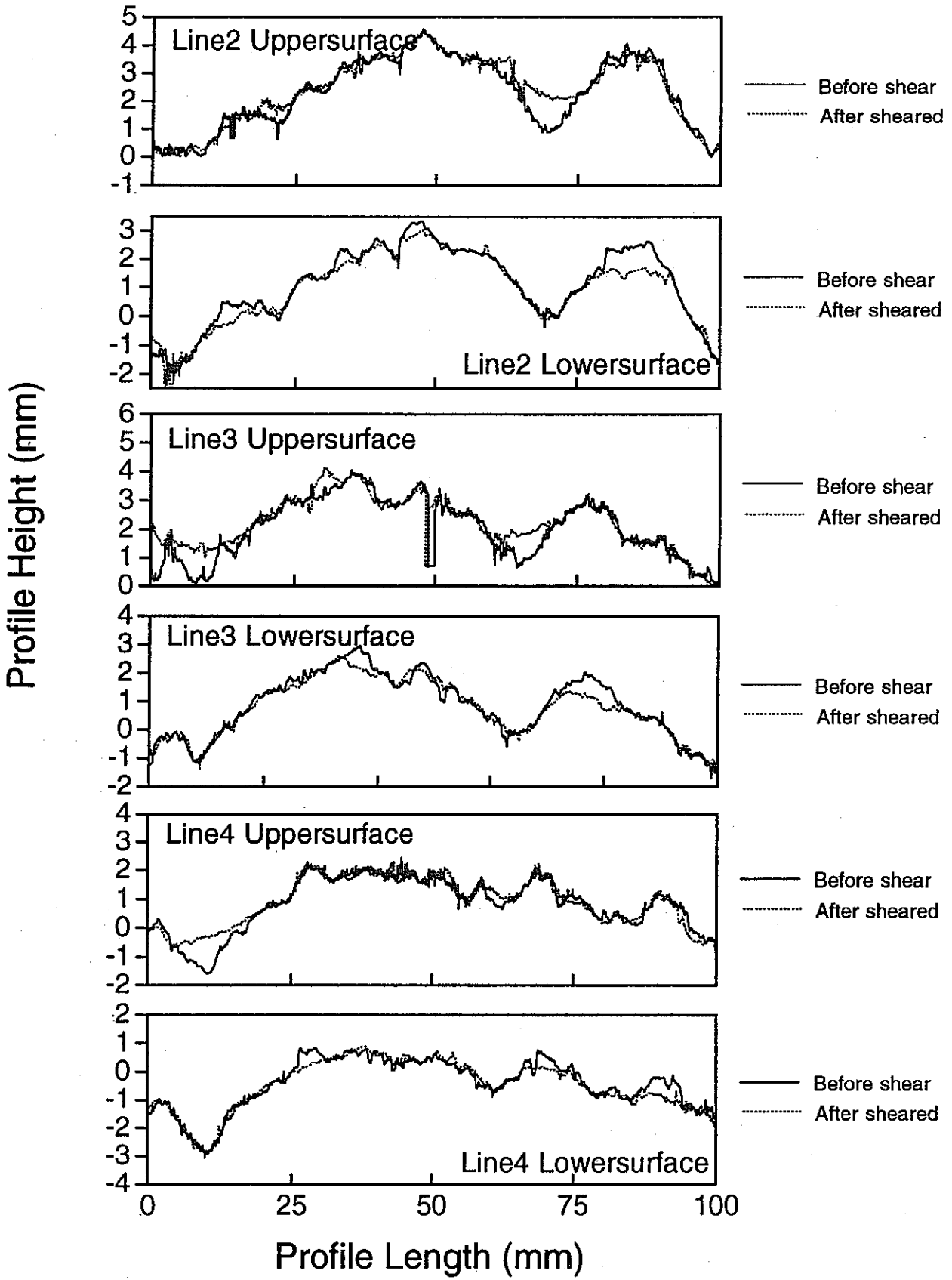
Case2 Granite



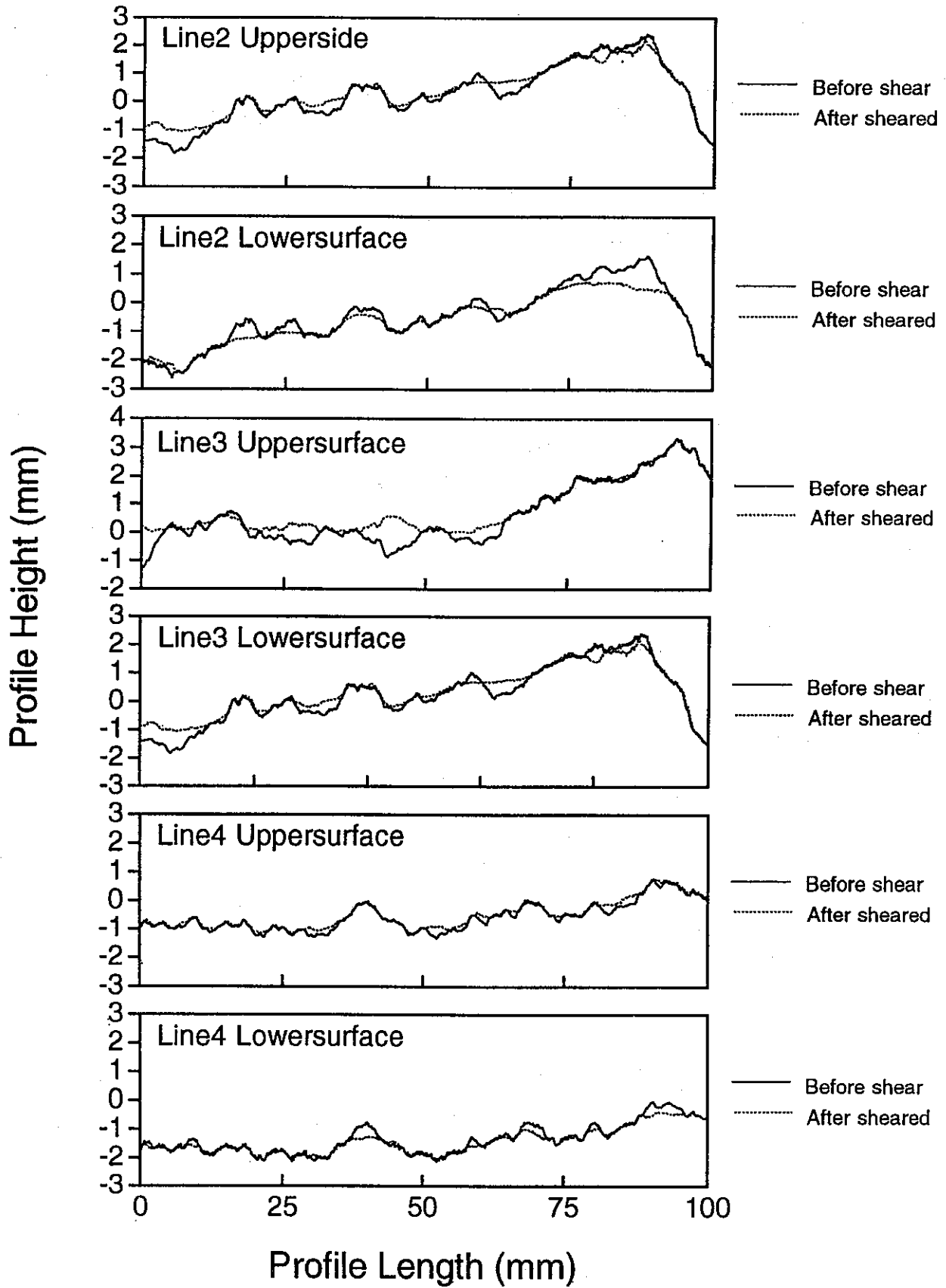
Case2 Sandstone



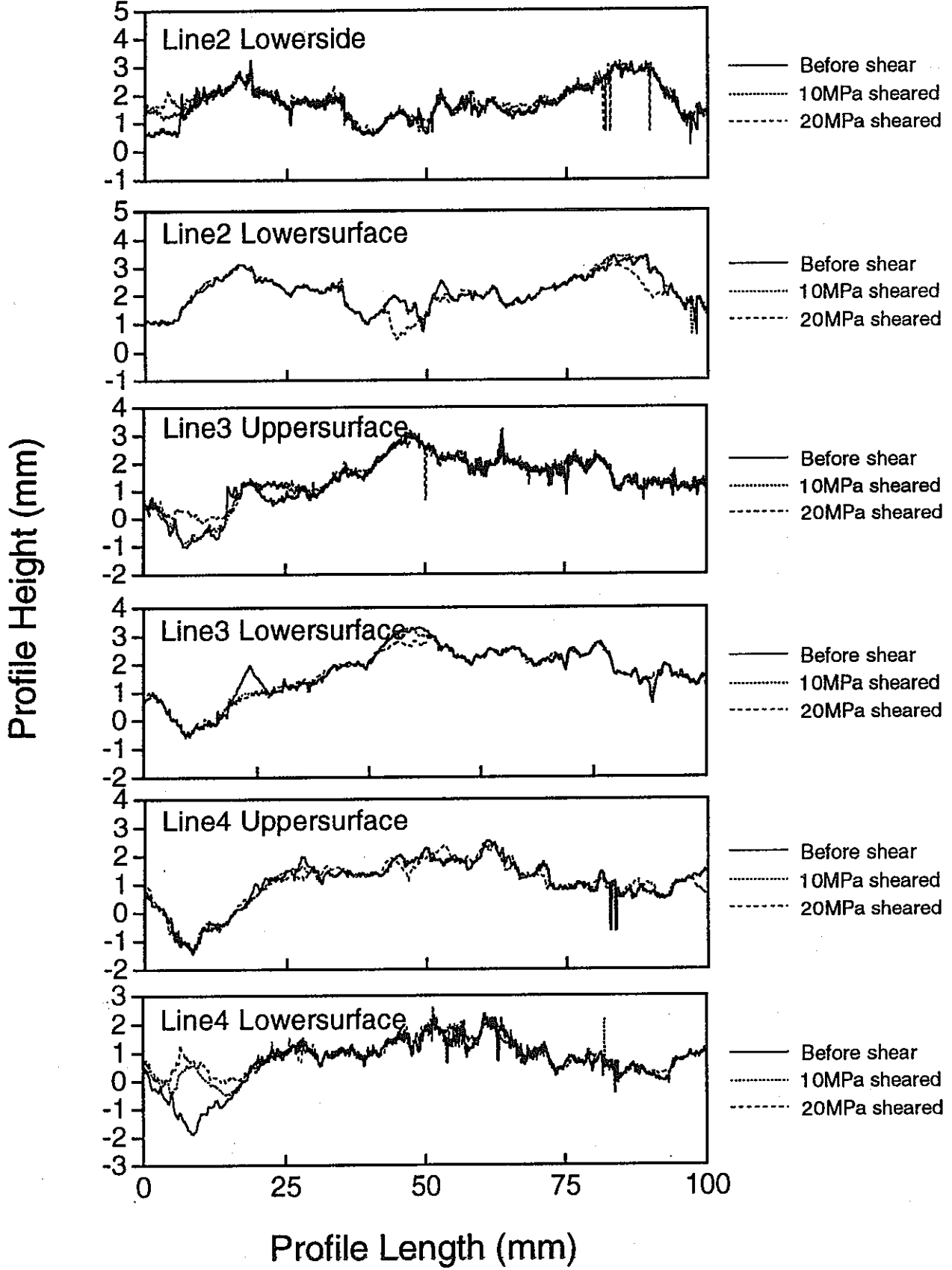
Case3 Granite



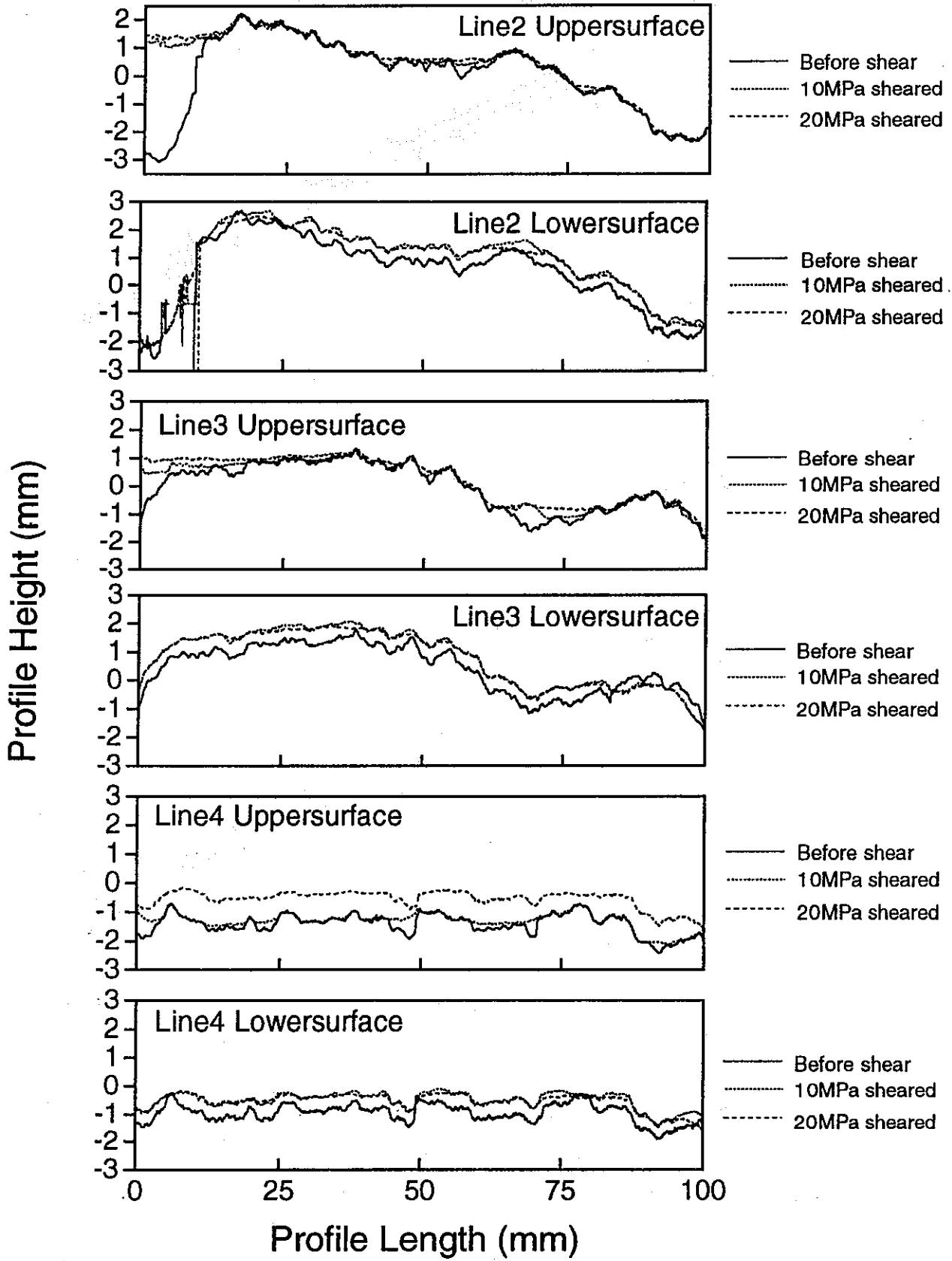
Case3 Sandstone



Shear-flow Granite



Shear-flow Sandstone



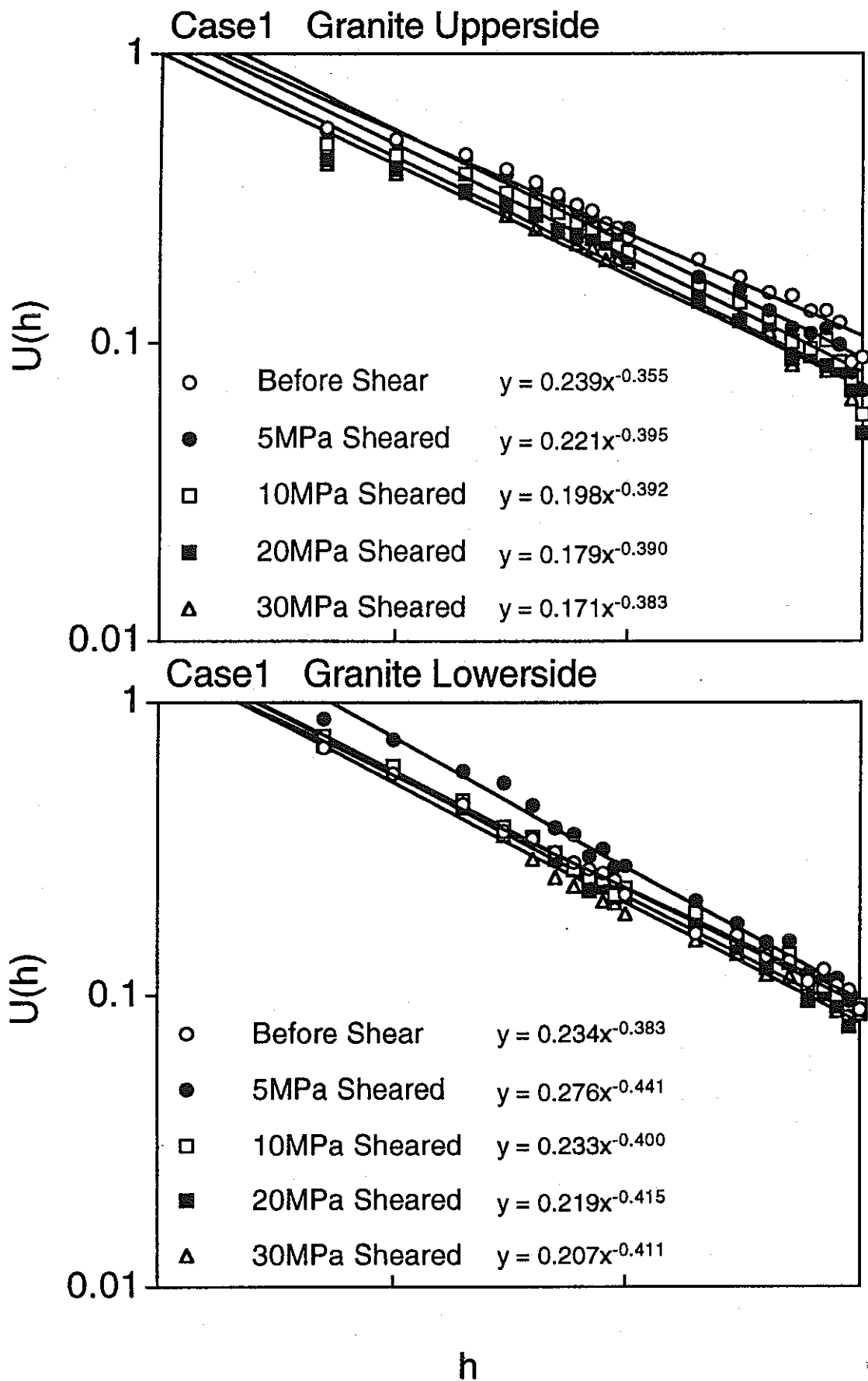


Fig.4-3-4 The log-log plots of average roughness angle U(H) & h.

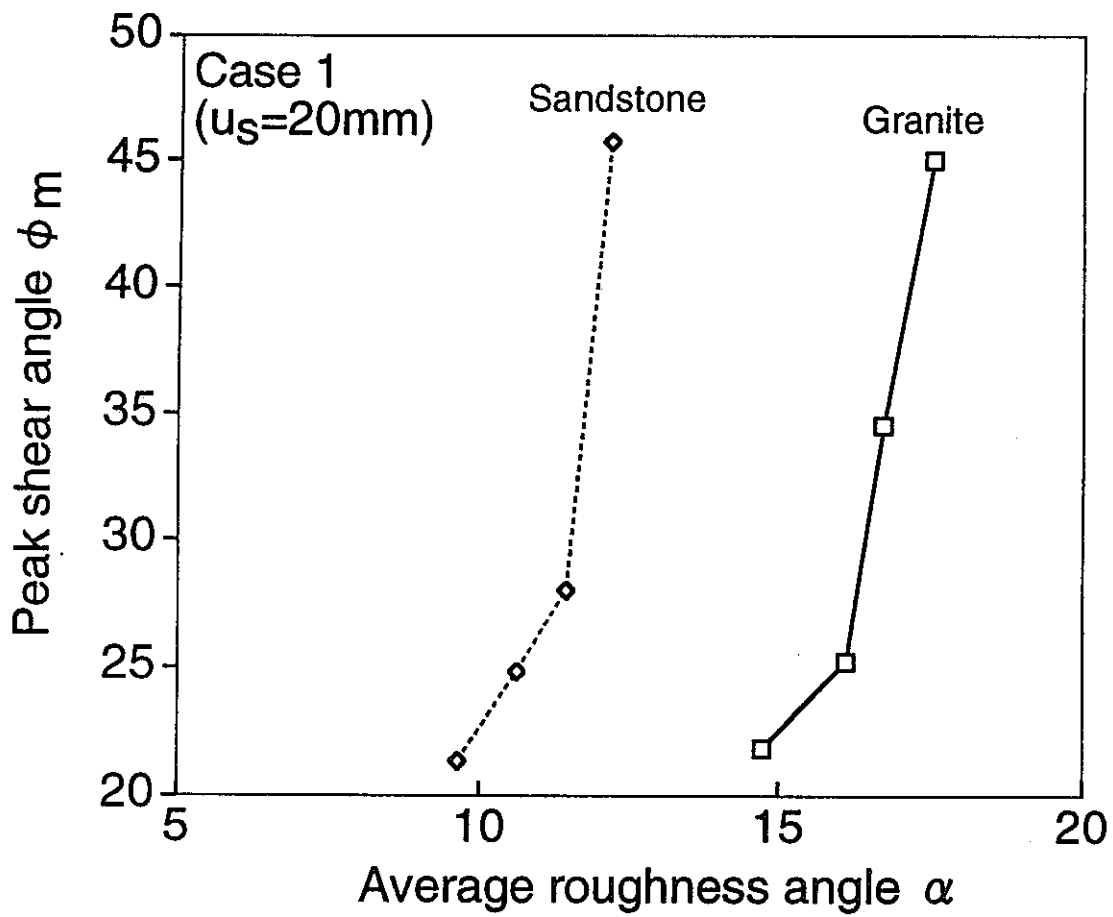


Fig.4-3-5 Peak shear angle & average roughness angle curves for different normal stress

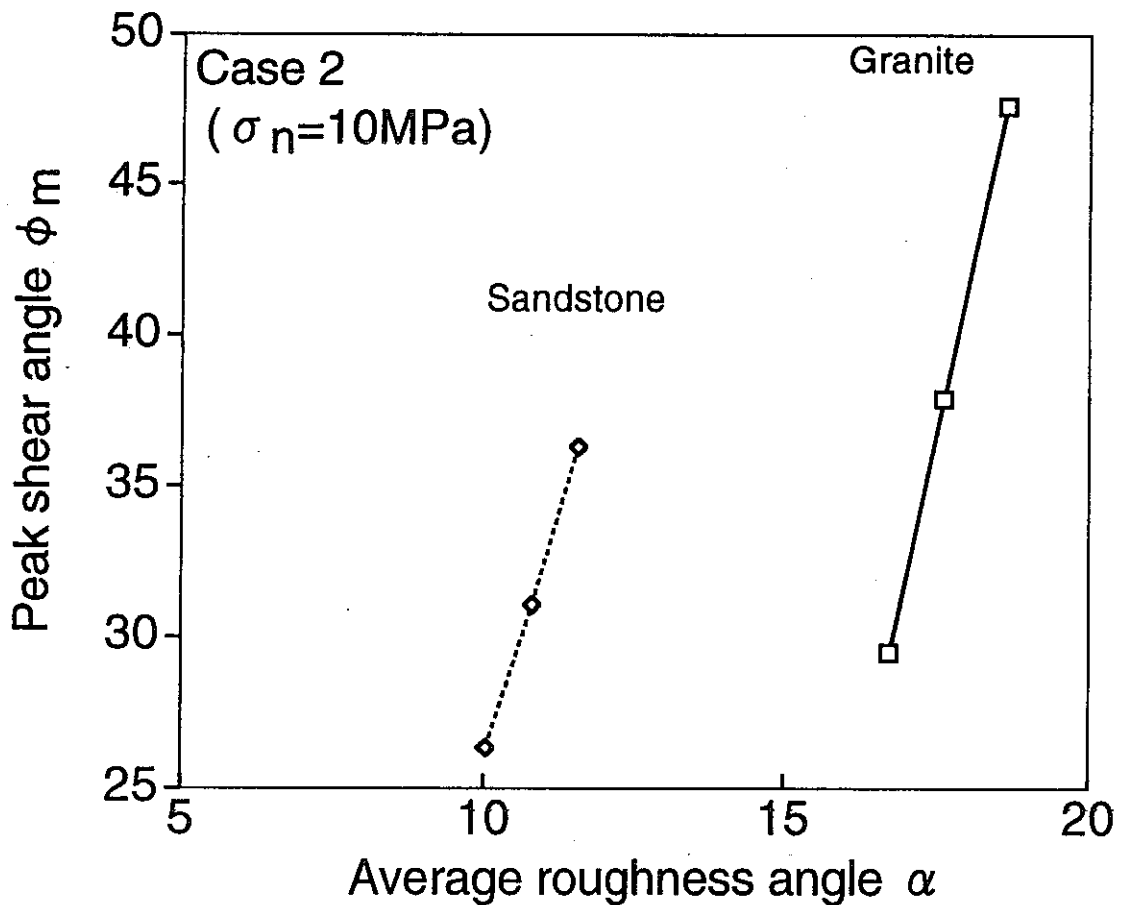


Fig.4-3-6 Peak shear angle & average roughness angle curves for different shear displacement

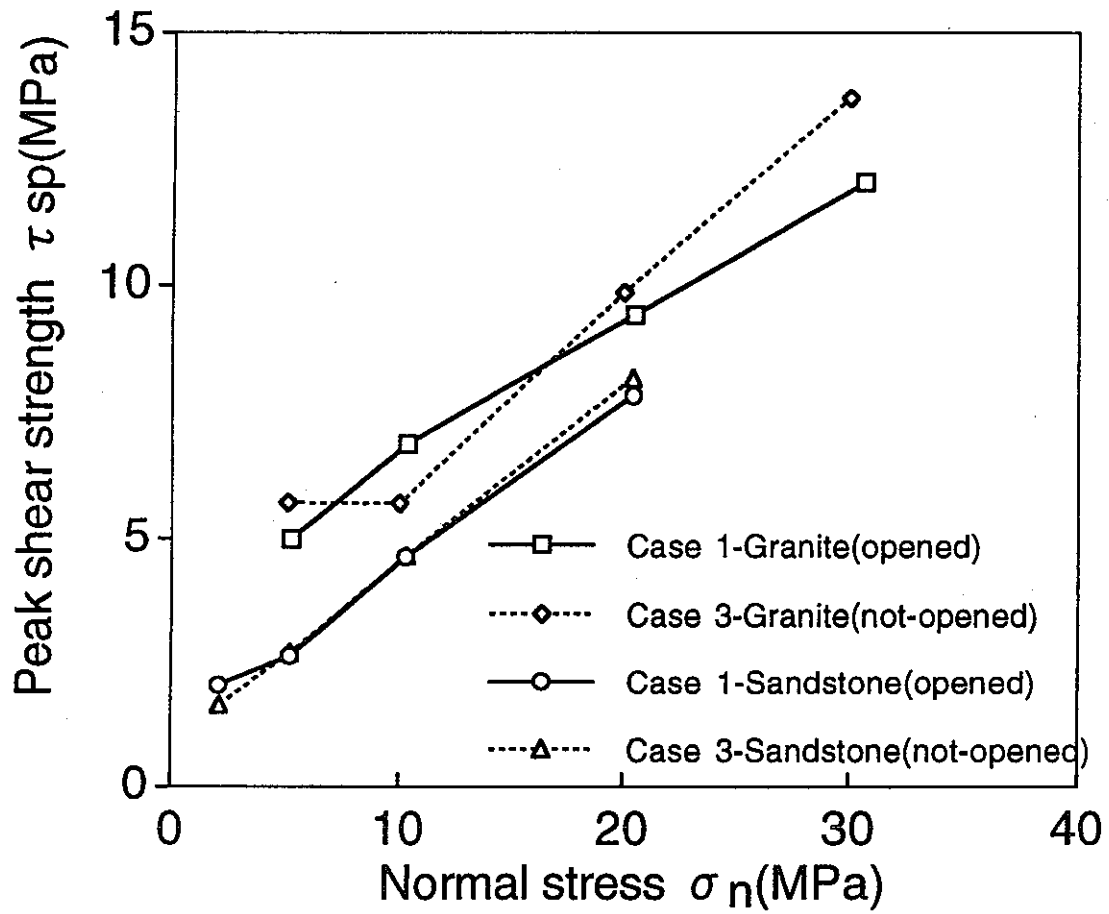


Fig.4-3-7 Peak shear strength & normal stress curves for opened and not-opened case

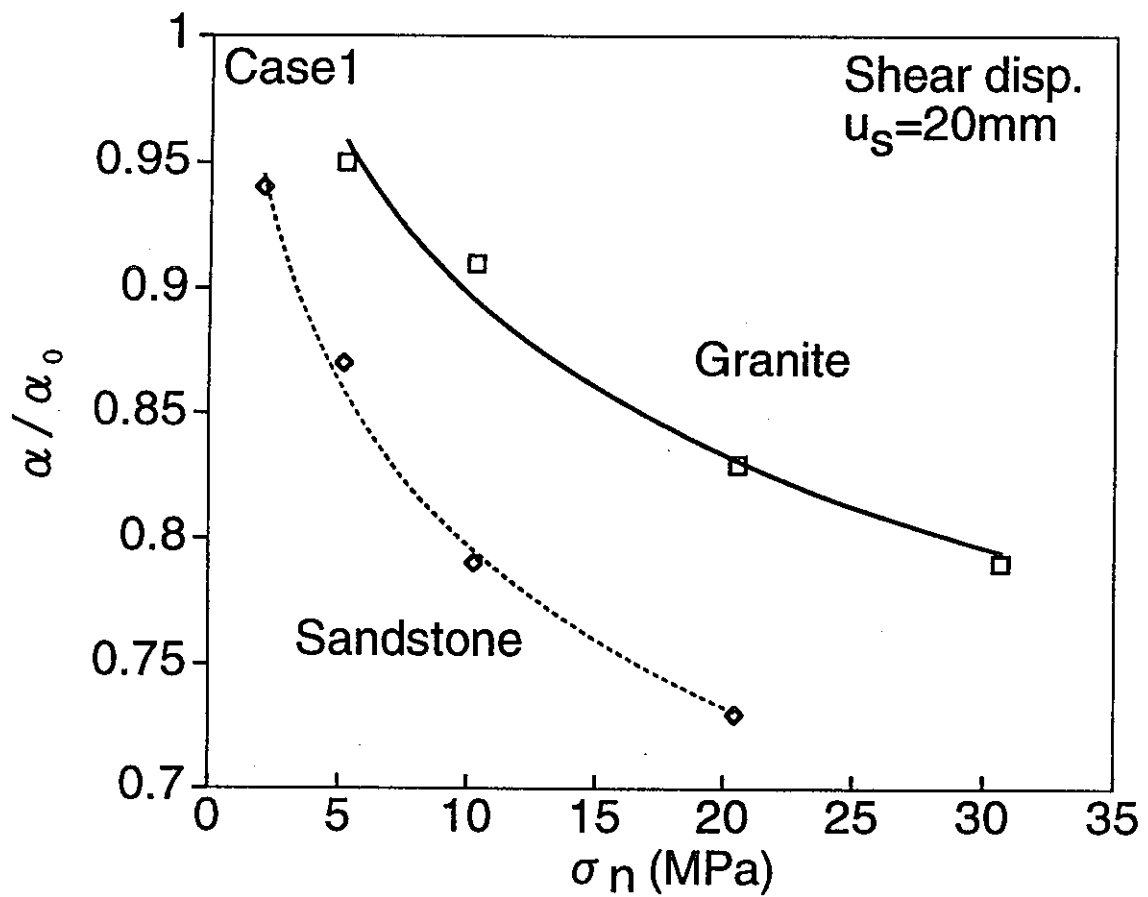


Fig.4-3-8 The relative roughness angular vs. the normal stress curves.

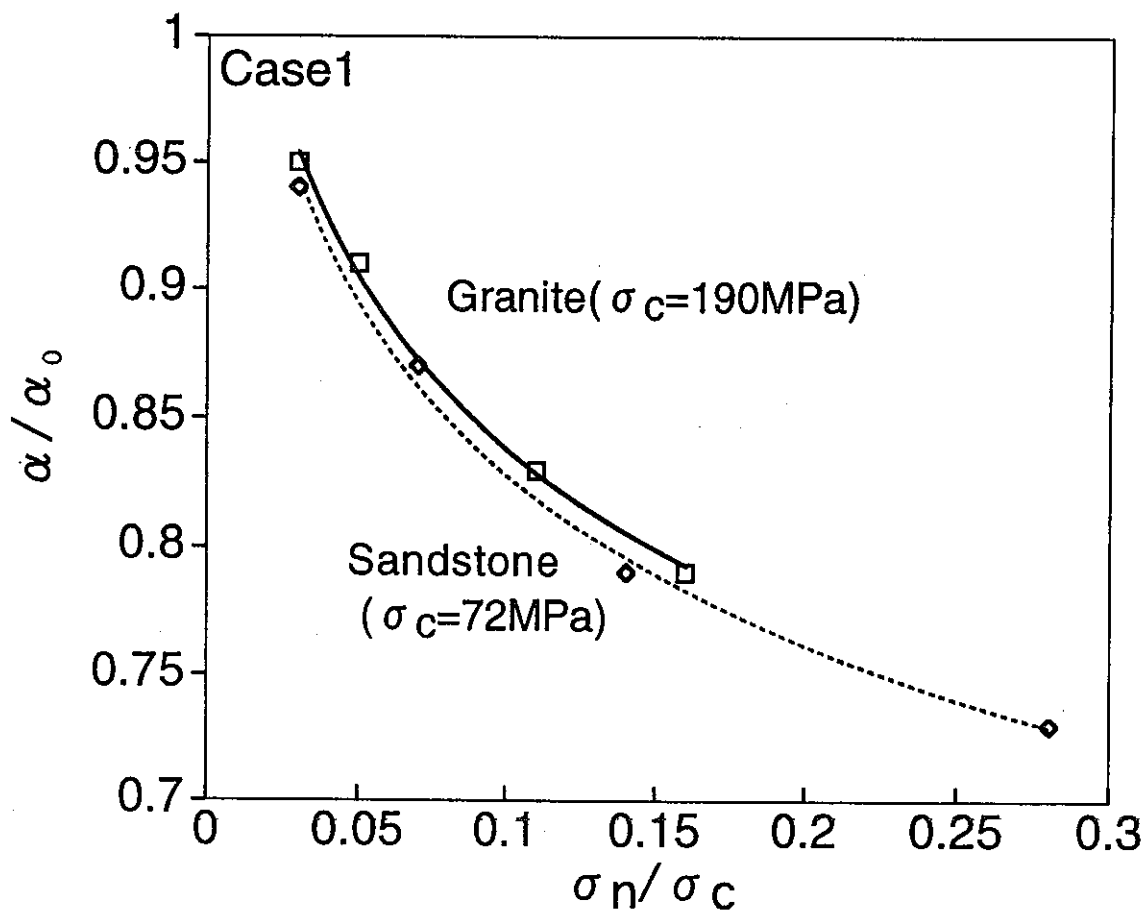


Fig.4-3-9 The relative roughness angular vs. the normal stress curves

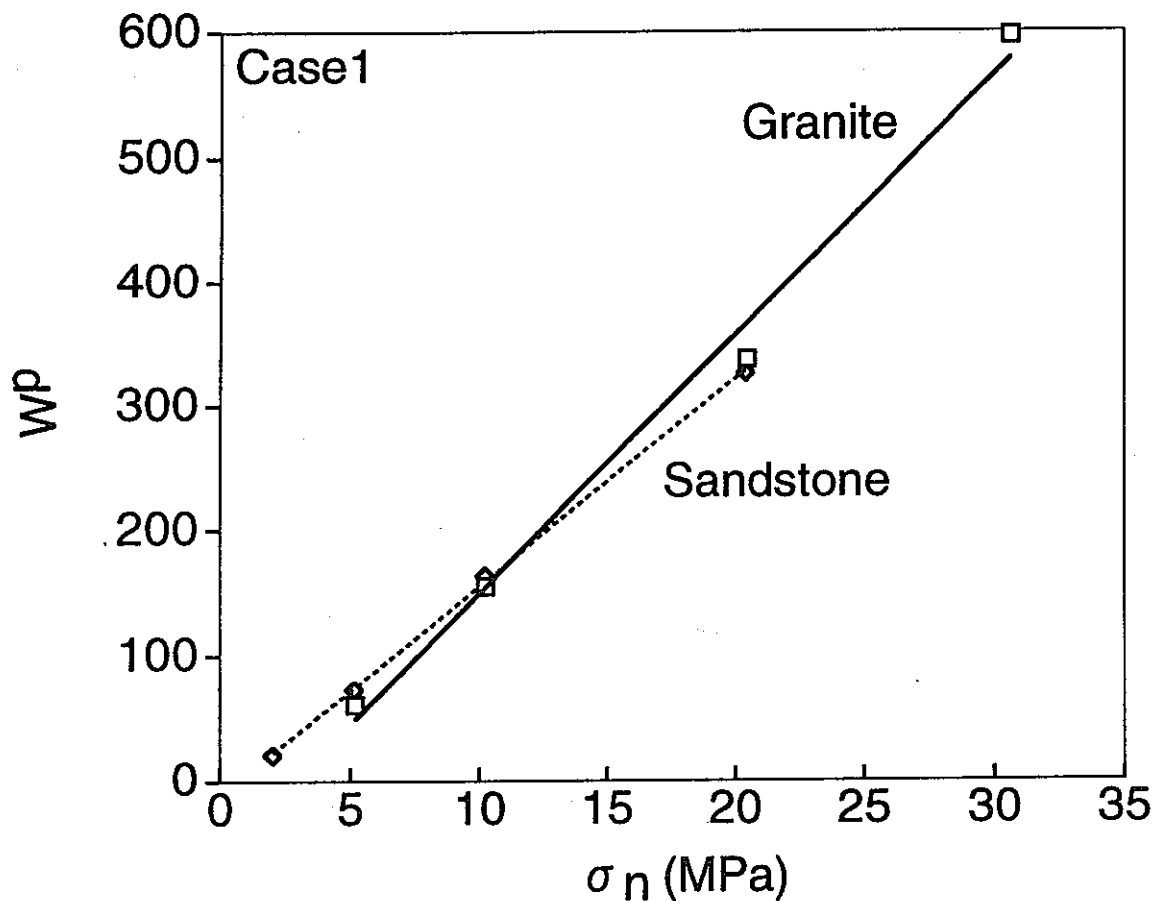


Fig.4-3-10 The accumulated plastic work vs. the normal stress curves.

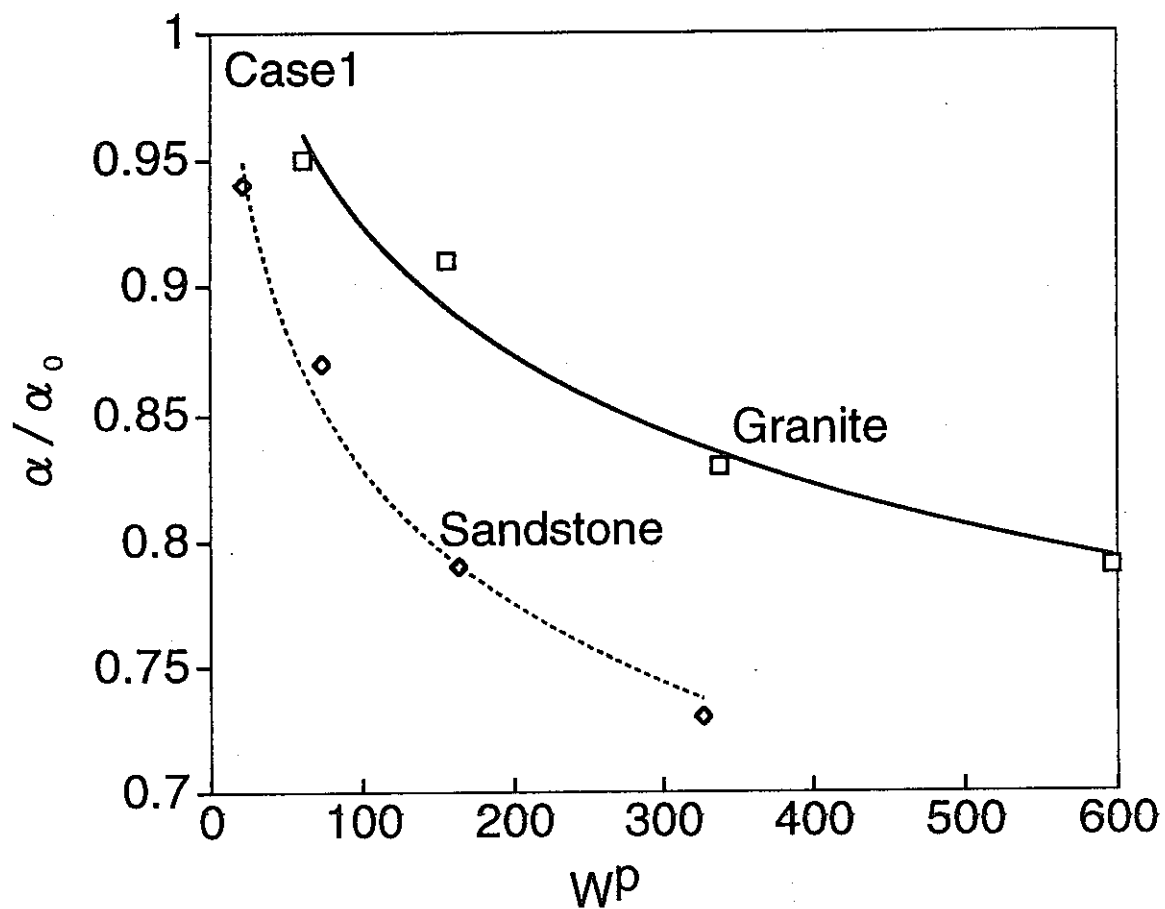


Fig.4-3-11 The relative roughness angular vs. the accumulated plastic work curves

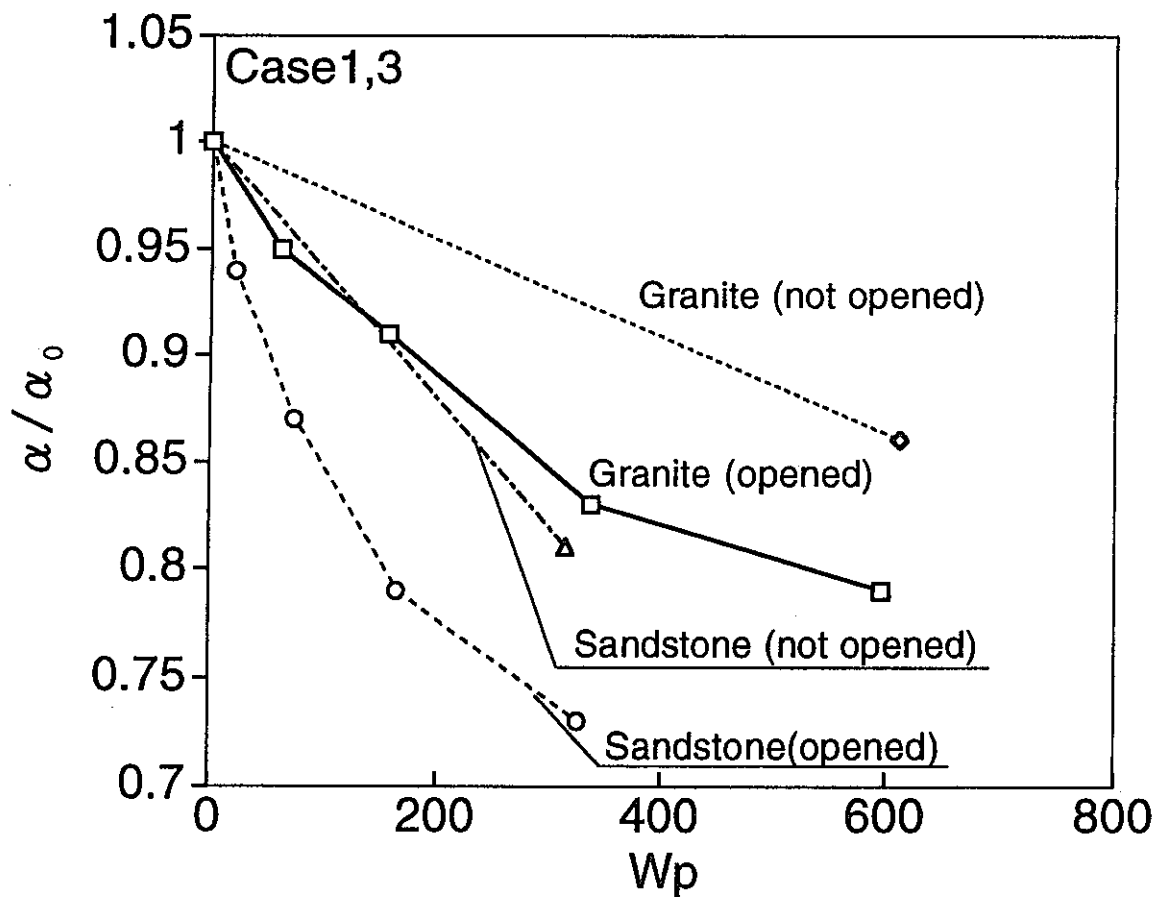


Fig.4-3-12 The relative roughness angular vs. the acculated plastic work curves under opened and not opened case

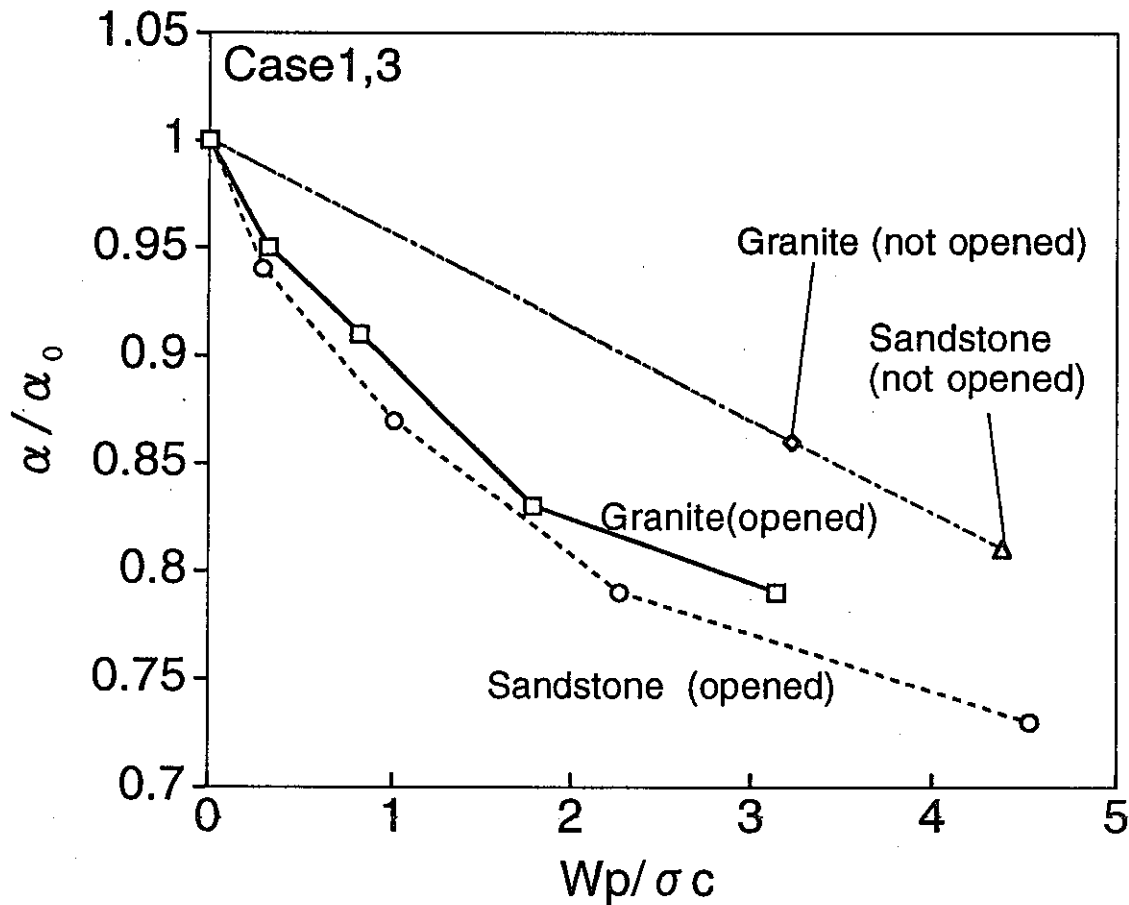


Fig.4-3-13 The relative roughness angular vs. the acculated plastic work curves under opened and not opened case

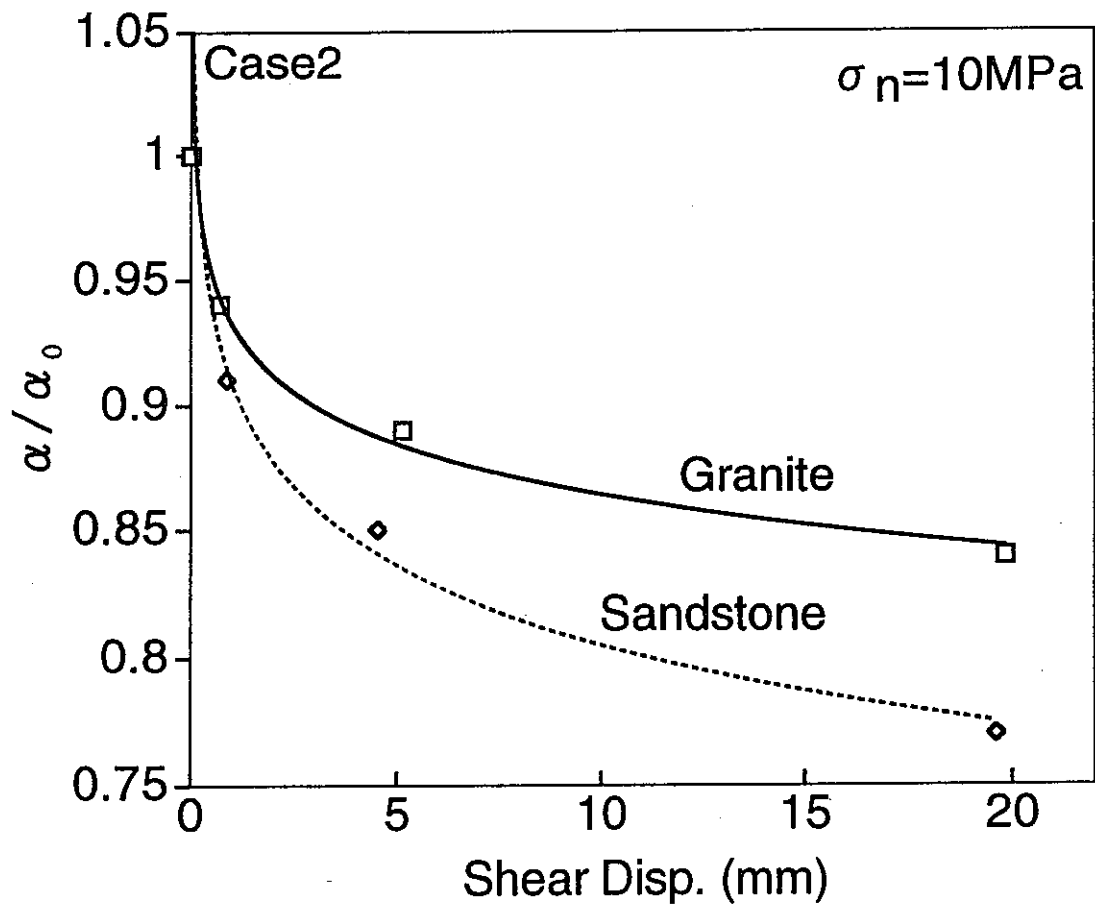


Fig.4-3-14 The relative roughness angular vs. shear displacement curves.

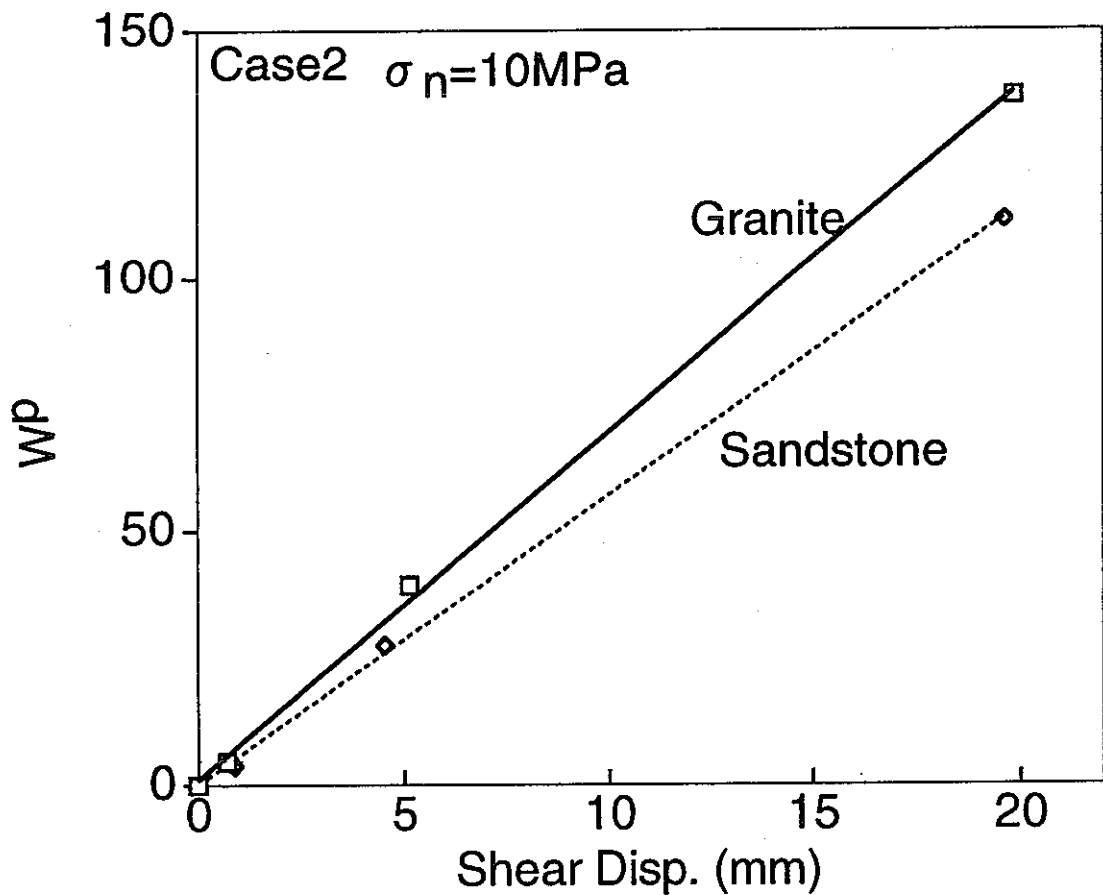


Fig.4-3-15 The accumulated plastic work vs. shear displacement curves.

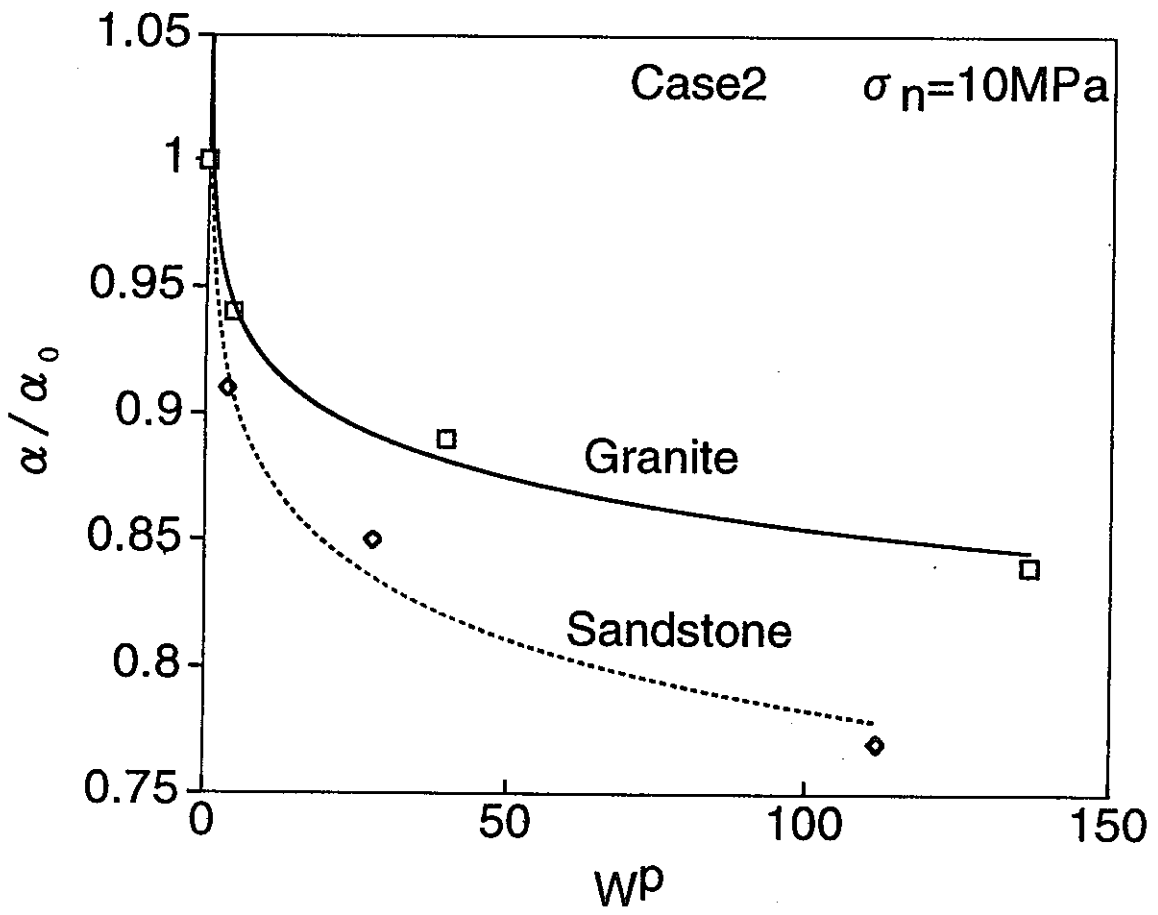
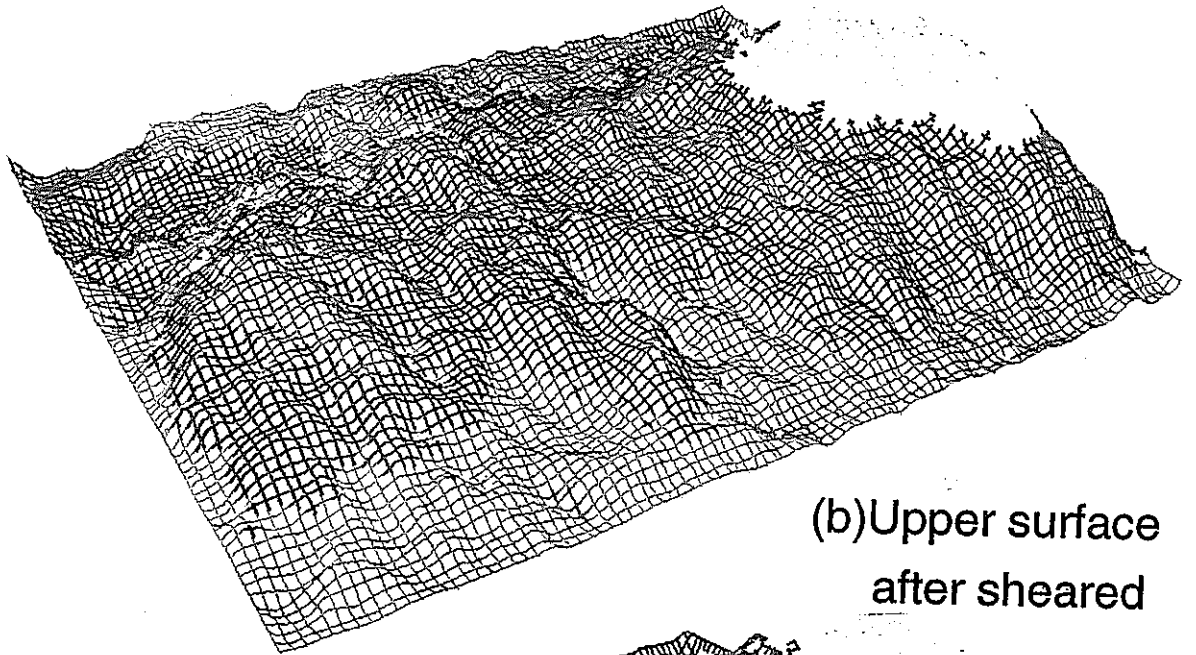


Fig.4-3-16 The relative roughness angular vs. the acculated plastic work curves

Case3 Sandstone

(a)Upper surface
before shearing



(b)Upper surface
after sheared

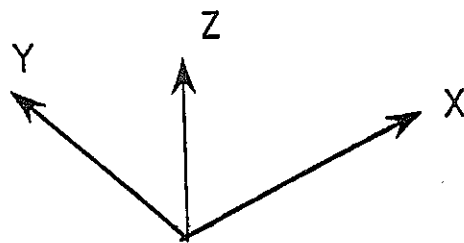
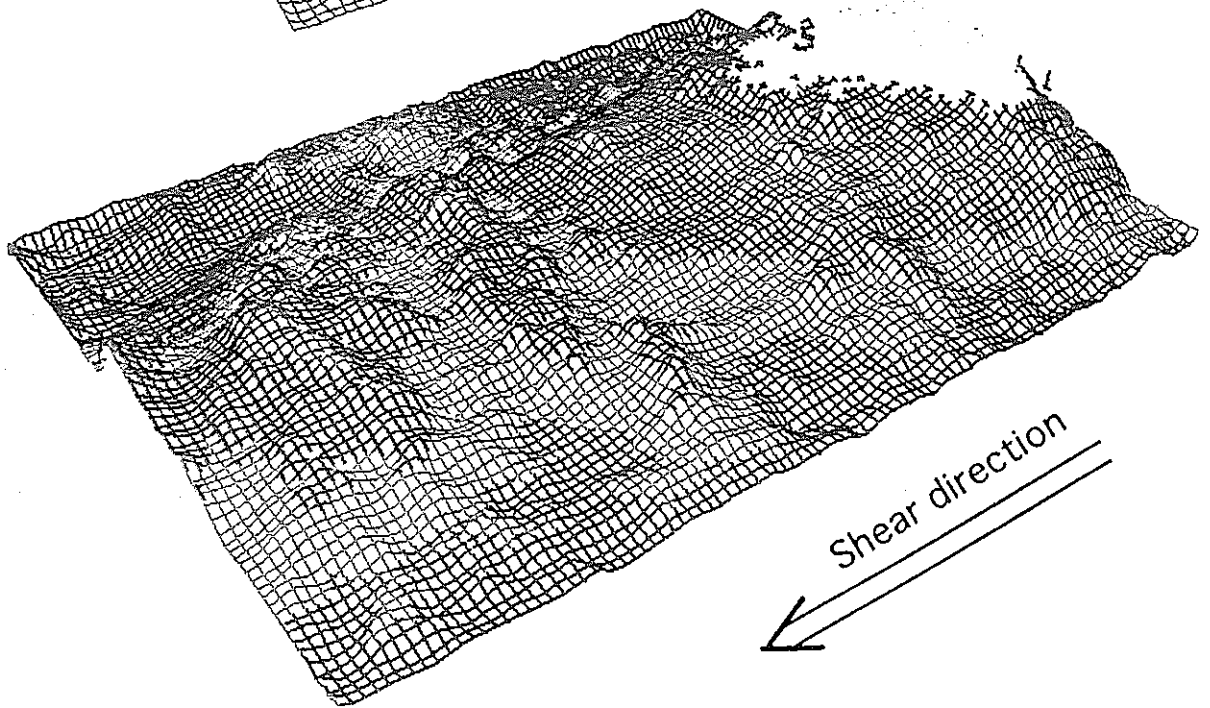


Fig.4-3-23 Three dimensional distribution of roughness of surface topography in Sandstone joint

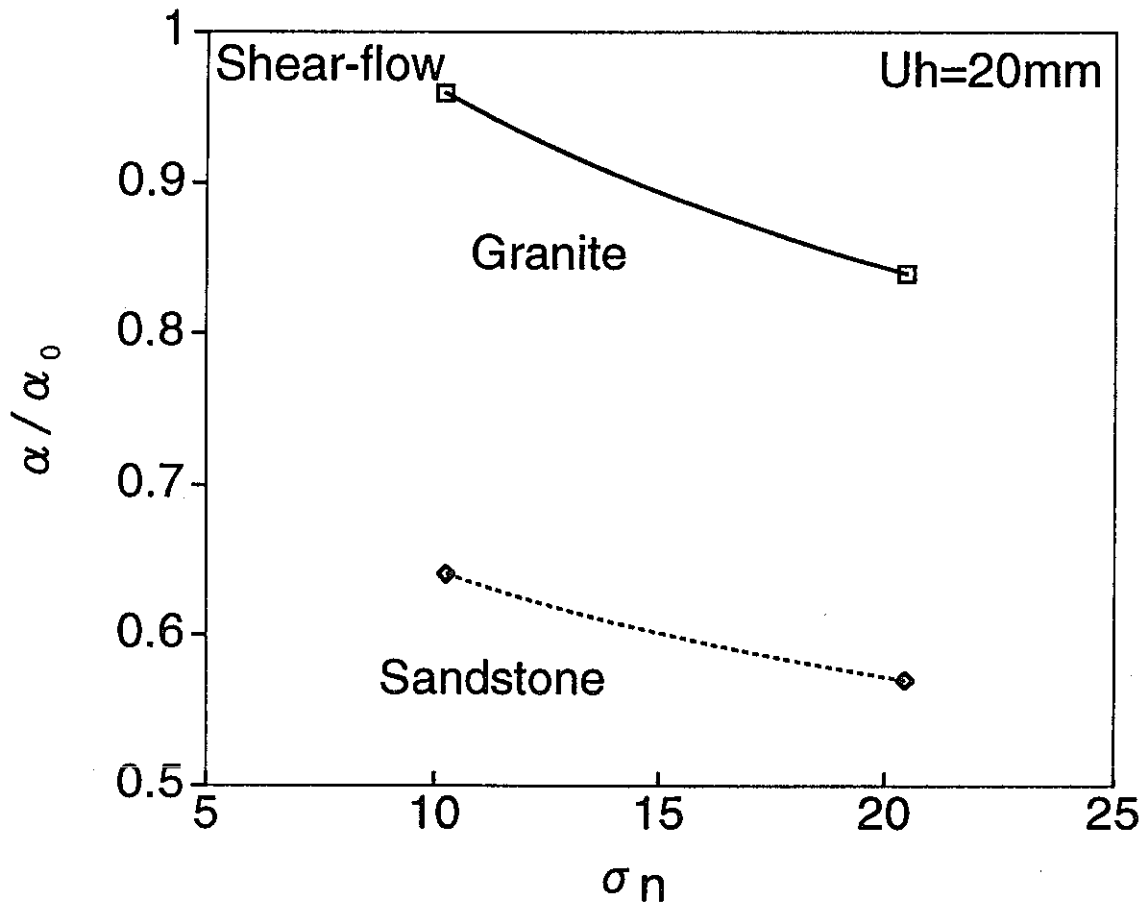


Fig.4-3-17 The relative roughness angle vs. the normal stress curves.

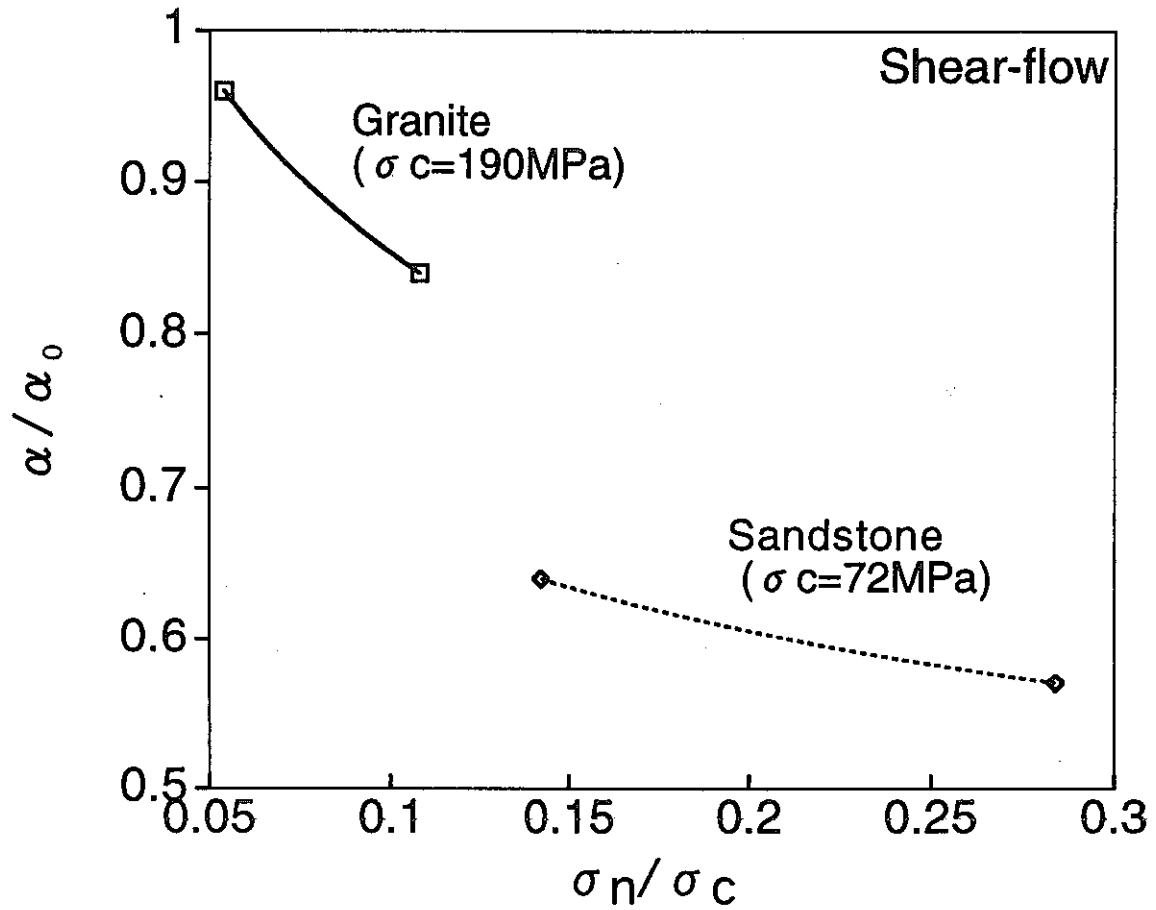


Fig.4-3-18 The relative roughness angle vs. the normal stress curves.

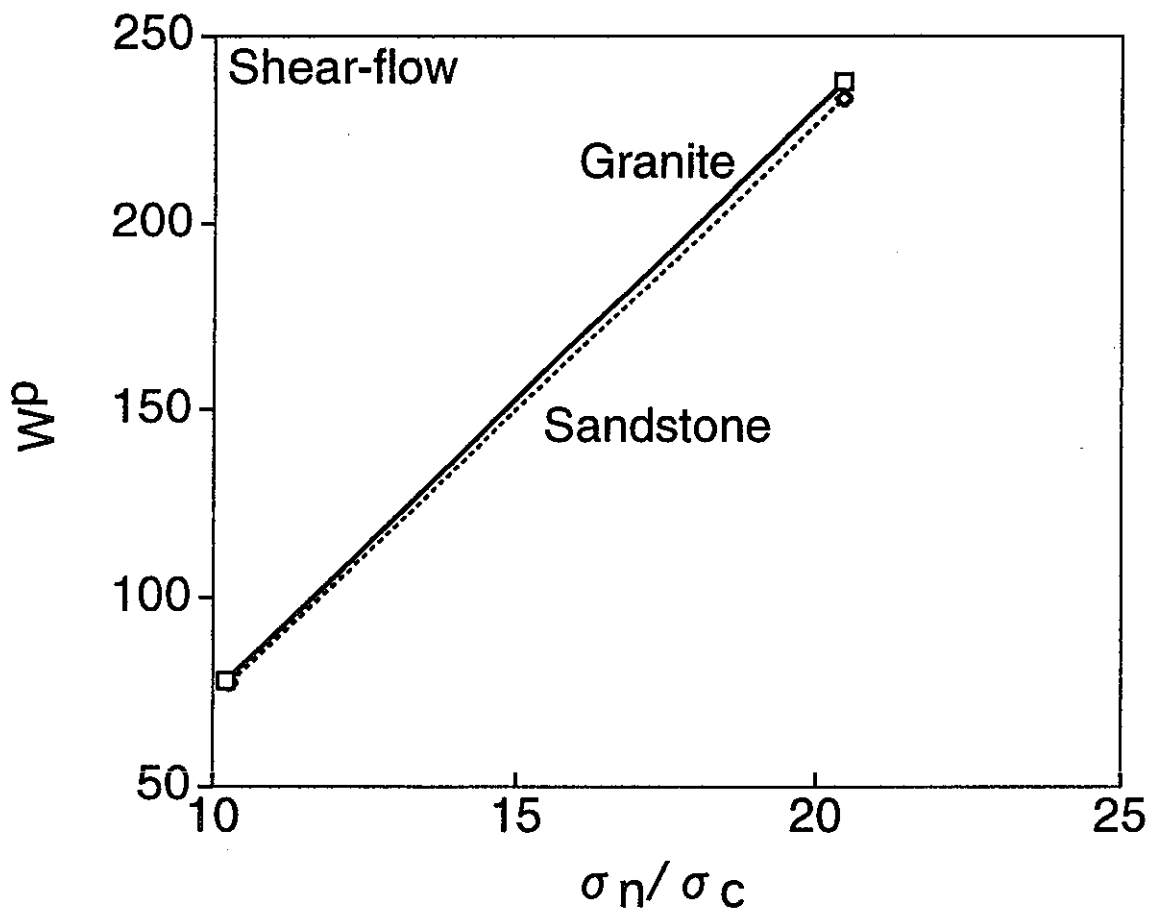


Fig.4-3-19 The calculated plastic work vs. the normal stress curves.

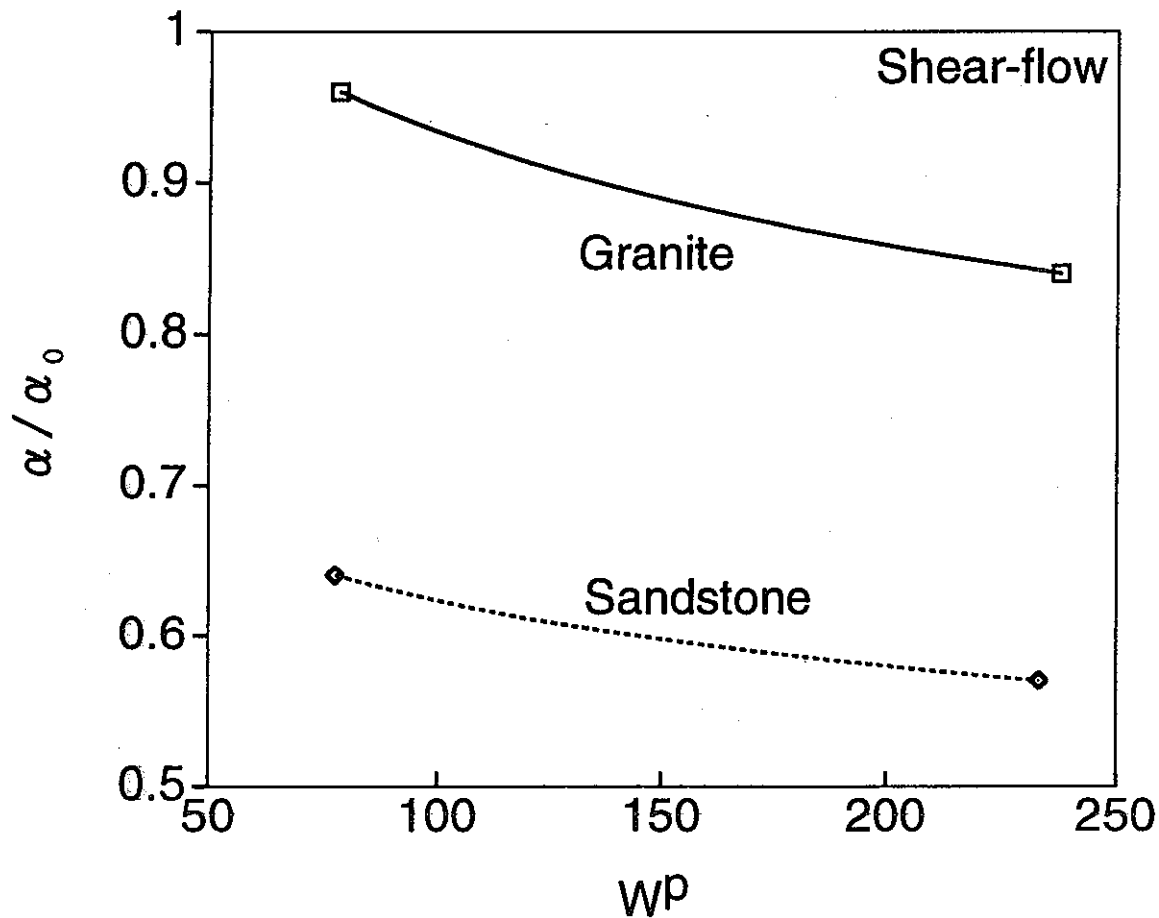
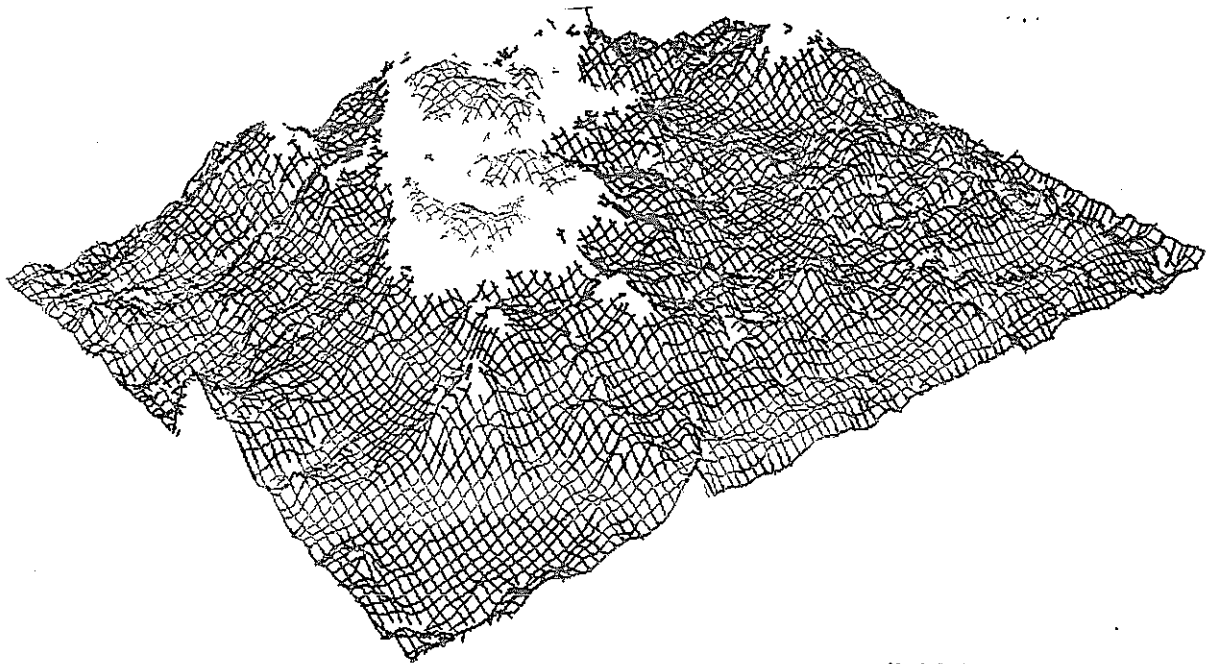


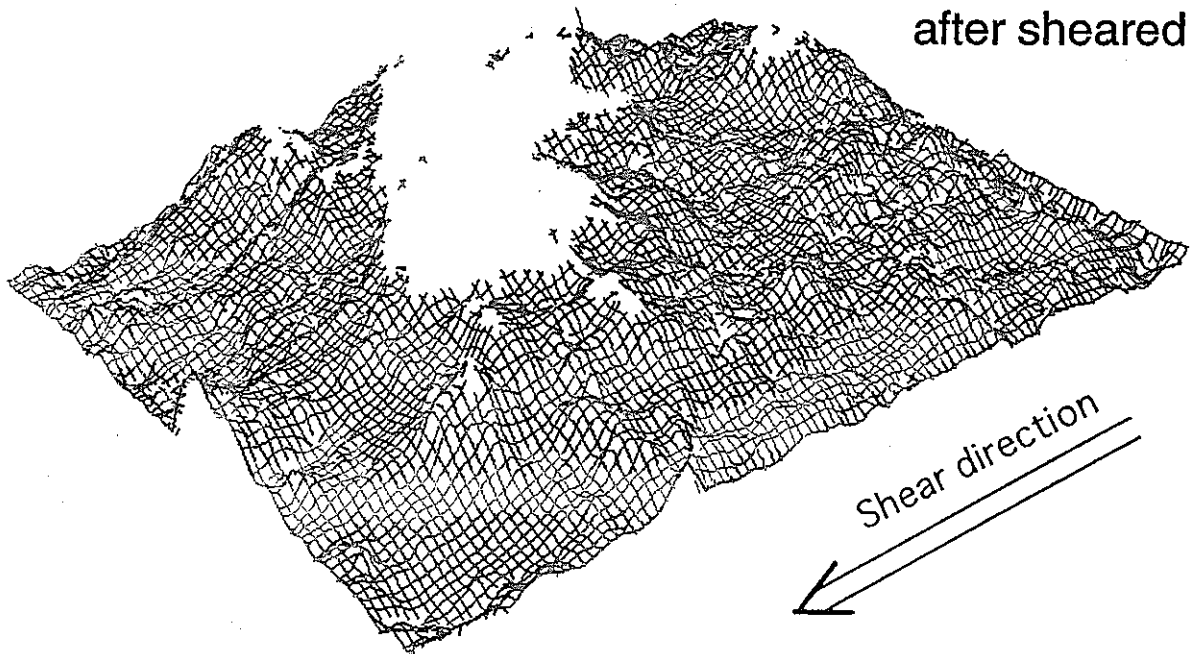
Fig.4-3-20 The relative roughness angle vs. the calculated plastic work curves.

Case3 Granite

(a) Upper surface
before shearing



(b) Upper surface
after sheared



Shear direction
←

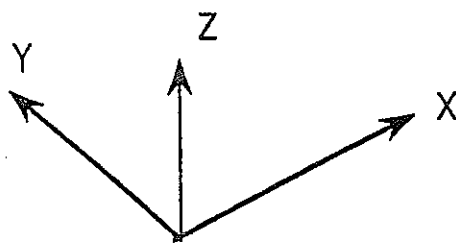
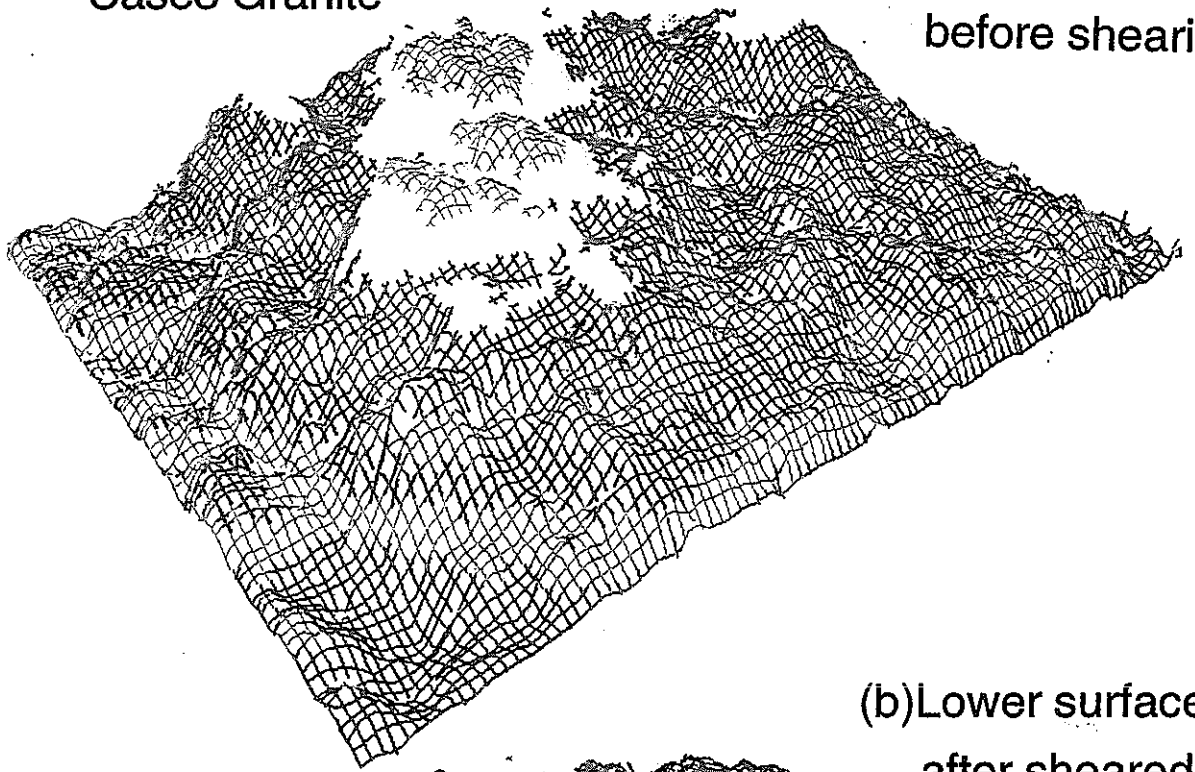


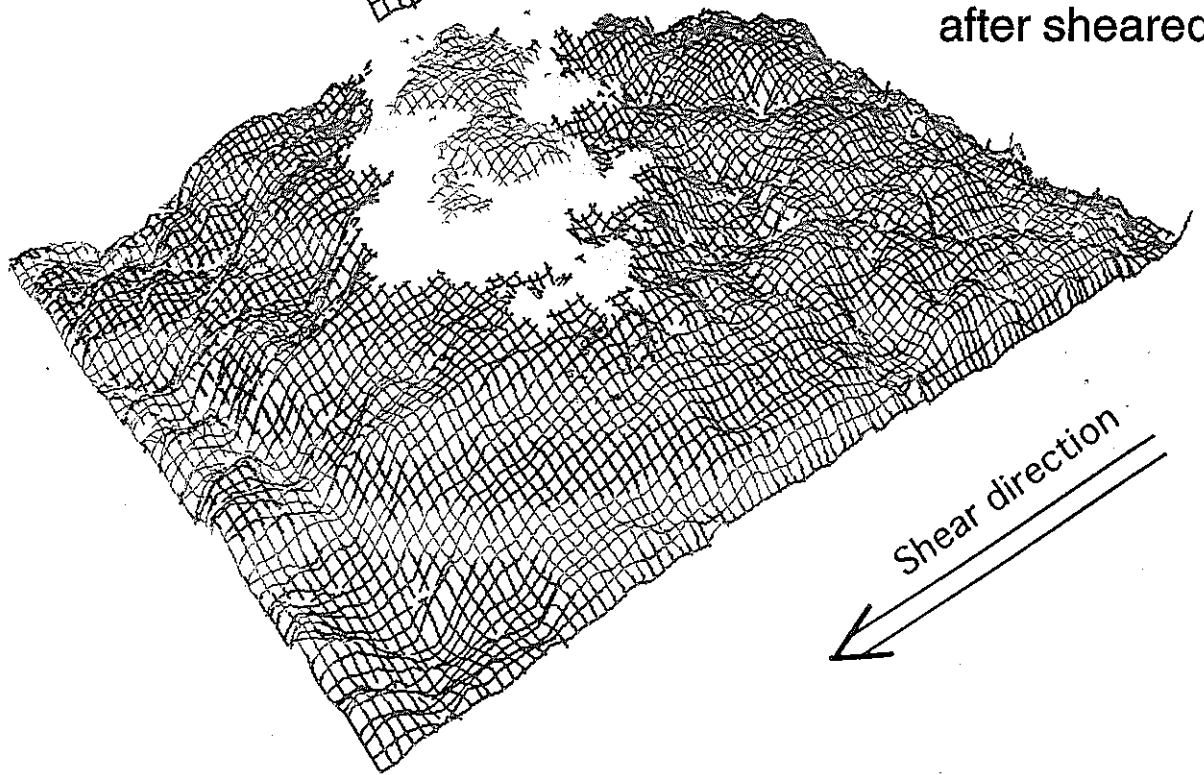
Fig.4-3-21 Three dimensional distribution of roughness of surface topography in Granite joint

Case3 Granite

(a) Lower surface
before shearing



(b) Lower surface
after sheared



Shear direction

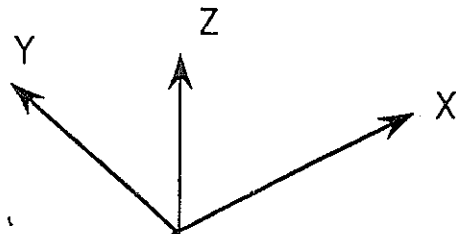
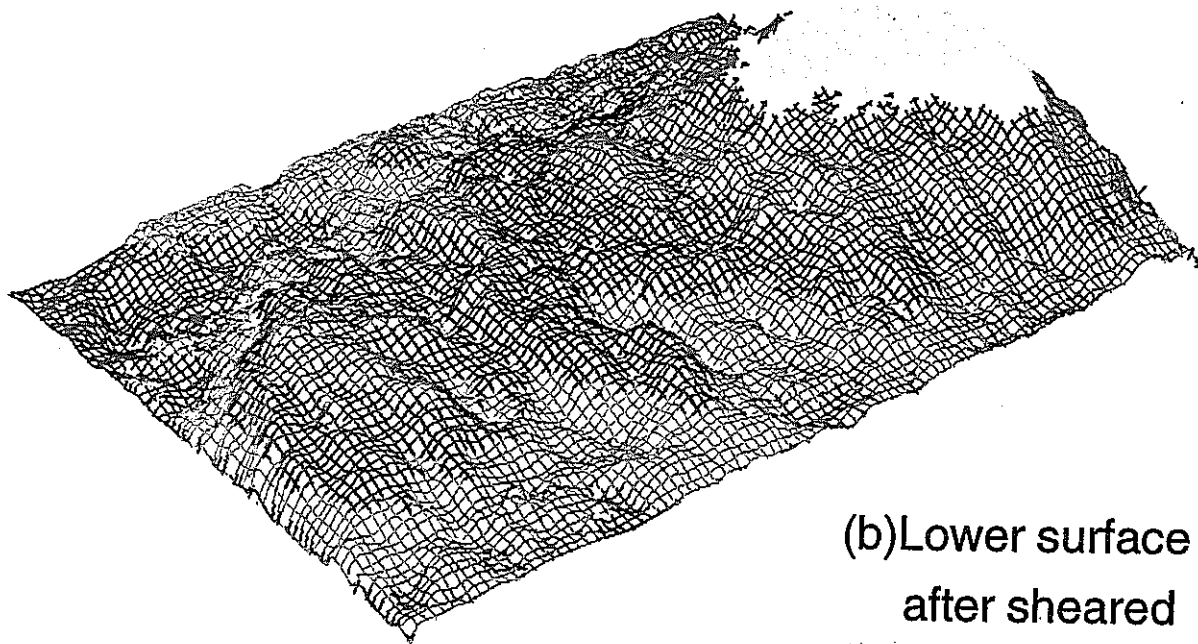


Fig.4-3-22 Three dimensional distribution of roughness of surface topography in Granite joint

Case3 Sandstone

(a) Lower surface
before shearing



(b) Lower surface
after sheared

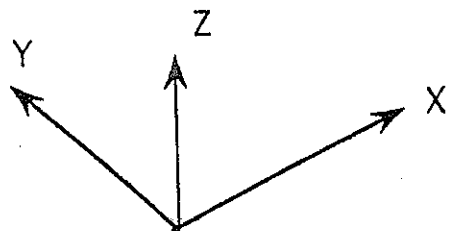
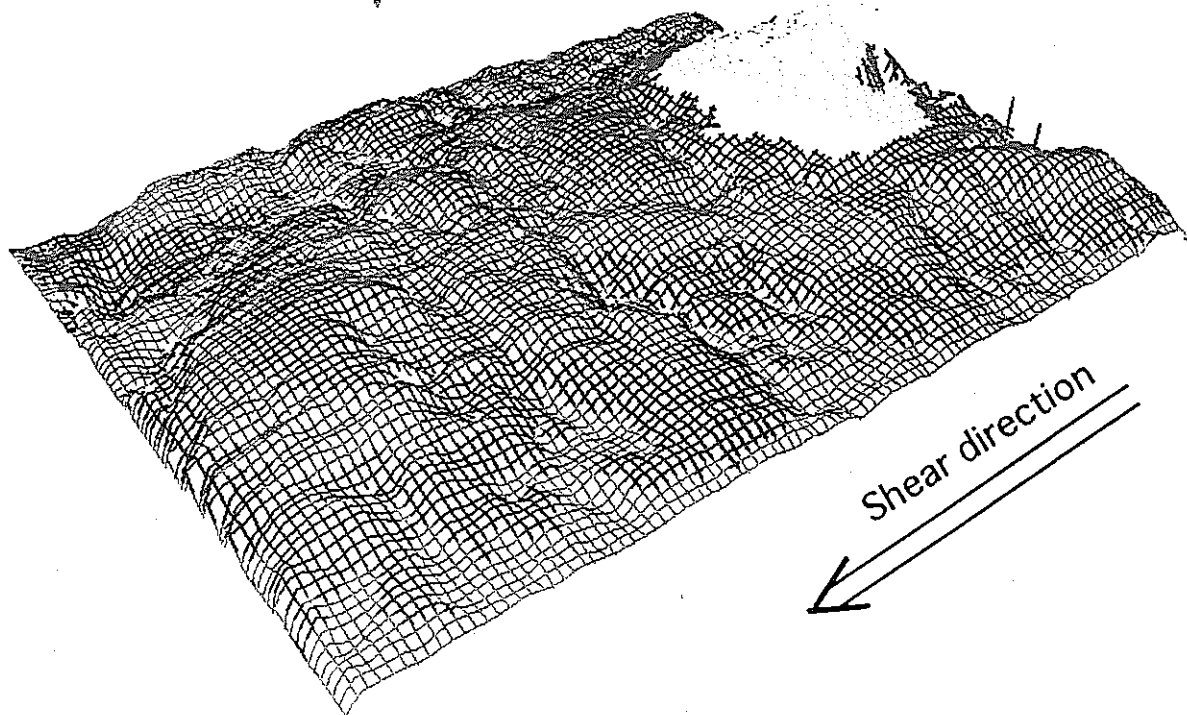


Fig.4-3-24 Three dimensional distribution of roughness of surface topography in Sandstone joint

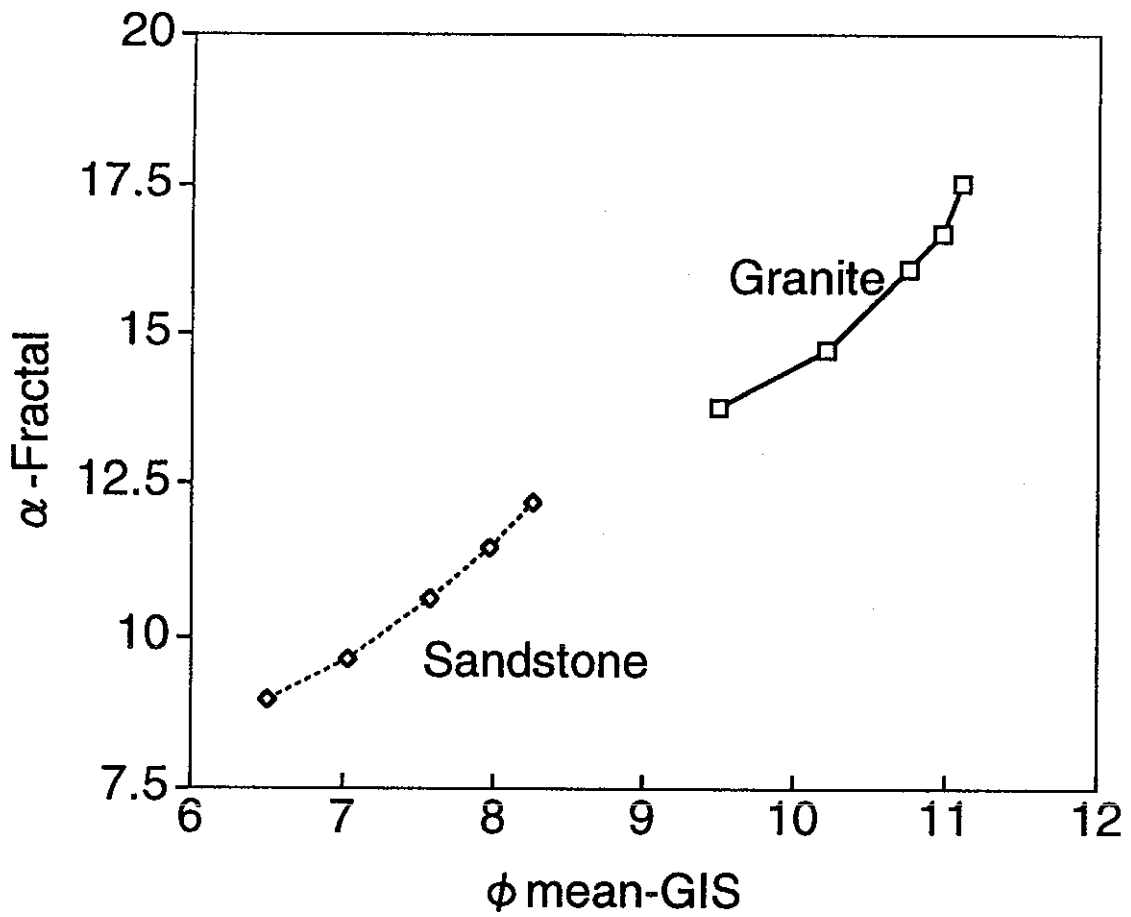


Fig.4-3-25 The distributing relation of average roughness angles for the Fractal and Gis methods in case 1.

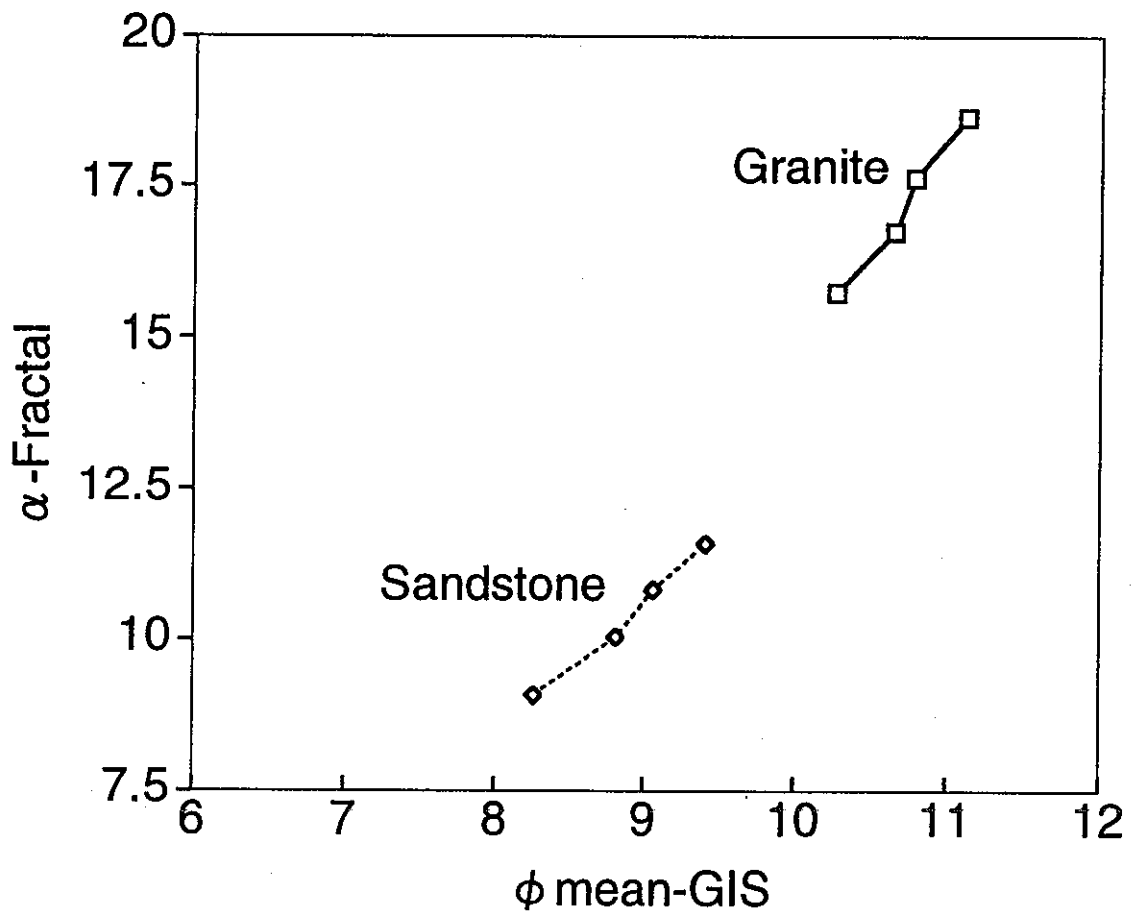


Fig.4-3-26 The distributing relation of average roughness angles for the Fractal and Gis methods in case 2

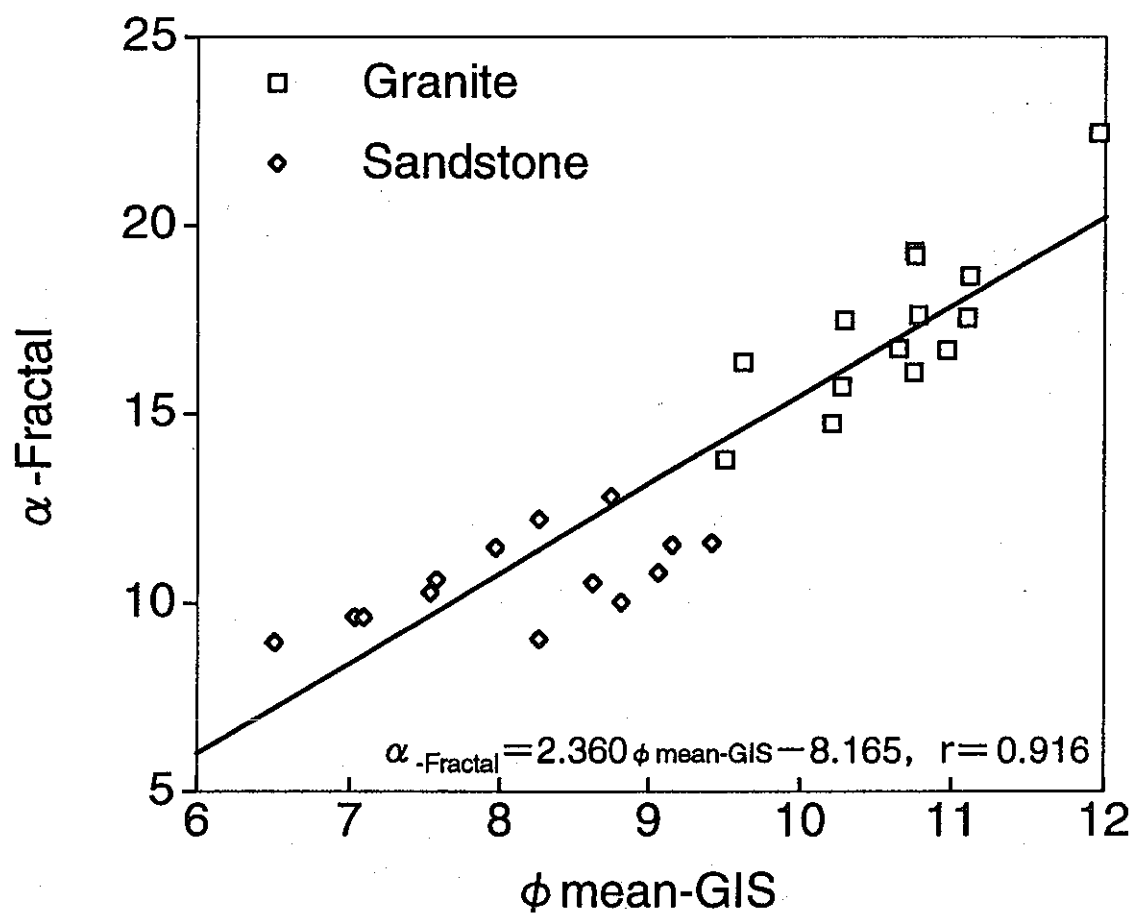


Fig.4-3-27 The distributing relation of average roughness angles for the Fractal and Gis methods.

Table4-3-1 The average values of fractal parameters of granite and sandstone joint in shear test

Case1	Sample's name	ϕ_0	B	D	U (h=0.5%L)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite	Before shearing	0.000	0.246	1.371	0.317	0.317
	5MPa sheared	0.000	0.230	1.387	0.300	0.300
	10MPa sheared	-0.001	0.223	1.382	0.290	0.289
	20MPa sheared	-0.002	0.204	1.382	0.265	0.263
	30MPa sheared	-0.005	0.194	1.388	0.253	0.248
Sandstone	Before shearing	0.014	0.162	1.322	0.202	0.216
	2MPa sheared	0.014	0.152	1.313	0.189	0.203
	5MPa sheared	0.014	0.141	1.298	0.174	0.188
	10MPa sheared	0.013	0.125	1.275	0.157	0.170
	20MPa sheared	0.013	0.120	1.277	0.145	0.158

Case2	Sample's name	ϕ_0	B	D	U (h=0.5%L)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite	Before shearing	0.012	0.238	1.430	0.324	0.336
	0.7mm sheared	0.012	0.239	1.403	0.305	0.317
	5mm sheared	0.012	0.229	1.253	0.286	0.298
	20mm sheared	0.012	0.184	1.396	0.269	0.281
Sandstone	Before shearing	-0.005	0.171	1.284	0.210	0.205
	0.7mm sheared	-0.005	0.184	1.266	0.197	0.192
	5mm sheared	-0.005	0.235	1.258	0.182	0.177
	20mm sheared	-0.007	0.139	1.260	0.167	0.160

Case3	Sample's name	ϕ_0	B	D	U (h=0.5%L)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite	Before shearing	0.003	0.305	1.403	0.389	0.392
	30MPa sheared	0.001	0.251	1.405	0.335	0.337
Sandstone	Before shearing	0.014	0.165	1.317	0.204	0.218
	20MPa sheared	0.014	0.136	1.290	0.166	0.180

Shear-flow	Sample's name	ϕ_0	B	D	U ($h=0.5\%L$)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite	Before shearing	0.011	0.235	1.430	0.399	0.410
	10MPa sheared	0.010	0.239	1.403	0.384	0.394
	20MPa sheared	0.009	0.229	1.253	0.337	0.346
Sandstone	Before shearing	-0.009	0.256	1.284	0.255	0.246
	10MPa sheared	-0.013	0.184	1.266	0.171	0.158
	20MPa sheared	-0.014	0.235	1.258	0.153	0.139

Table4-3-2 Fractal parameters of granite and sandstone joint in shear test along line

Case1

Line1	Sample's name	ϕ_0	B	D	U (h=0.5%L)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	0.028	0.239	1.355	0.306	0.334
	5MPa sheared	0.030	0.221	1.395	0.291	0.311
	10MPa sheared	0.030	0.198	1.392	0.260	0.290
	20MPa sheared	0.030	0.179	1.39	0.235	0.265
	30MPa sheared	0.029	0.171	1.383	0.223	0.252
Granite Lower	Before shearing	0.029	0.234	1.383	0.305	0.334
	5MPa sheared	0.028	0.233	1.418	0.311	0.339
	10MPa sheared	0.028	0.233	1.400	0.307	0.335
	20MPa sheared	0.028	0.219	1.425	0.292	0.320
	30MPa sheared	0.028	0.207	1.411	0.275	0.303
Sandstone Upper	Before shearing	0.003	0.184	1.350	0.234	0.237
	2MPa sheared	0.005	0.140	1.313	0.174	0.179
	5MPa sheared	0.004	0.134	1.312	0.167	0.171
	10MPa sheared	0.003	0.127	1.299	0.157	0.160
	20MPa sheared	0.004	0.116	1.301	0.143	0.147
Sandstone Lower	Before shearing	0.004	0.172	1.344	0.218	0.222
	2MPa sheared	0.001	0.159	1.317	0.199	0.200
	5MPa sheared	0.001	0.145	1.292	0.178	0.179
	10MPa sheared	0.001	0.137	1.267	0.165	0.166
	20MPa sheared	0.001	0.126	1.266	0.151	0.152

Case1

Line2	Sample's name	ϕ_0	B	D	U (h=0.5%L)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	0.012	0.232	1.364	0.299	0.311
	5MPa sheared	0.012	0.216	1.382	0.281	0.293
	10MPa sheared	0.012	0.230	1.386	0.300	0.312
	20MPa sheared	0.010	0.207	1.397	0.273	0.283
	30MPa sheared	0.009	0.196	1.384	0.256	0.265
Granite Lower	Before shearing	0.012	0.207	1.470	0.287	0.299
	5MPa sheared	0.012	0.213	1.470	0.295	0.307
	10MPa sheared	0.012	0.189	1.434	0.255	0.267
	20MPa sheared	0.012	0.172	1.422	0.230	0.242
	30MPa sheared	0.013	0.161	1.437	0.218	0.231
Sandstone Upper	Before shearing	0.027	0.172	1.299	0.211	0.238
	2MPa sheared	0.027	0.166	1.286	0.203	0.230
	5MPa sheared	0.026	0.162	1.275	0.197	0.223
	10MPa sheared	0.026	0.152	1.253	0.181	0.207
	20MPa sheared	0.025	0.155	1.276	0.188	0.213
Sandstone Lower	Before shearing	0.027	0.171	1.249	0.203	0.230
	2MPa sheared	0.027	0.172	1.263	0.206	0.233
	5MPa sheared	0.026	0.157	1.240	0.186	0.212
	10MPa sheared	0.026	0.143	1.212	0.166	0.192
	20MPa sheared	0.025	0.132	1.210	0.153	0.178

Case1

Line3	Sample's name	ϕ_0	B	D	U ($h=0.5\%L$)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	-0.020	0.266	1.244	0.315	0.295
	5MPa sheared	-0.021	0.244	1.231	0.286	0.265
	10MPa sheared	-0.020	0.242	1.222	0.282	0.262
	20MPa sheared	-0.020	0.214	1.179	0.242	0.222
	30MPa sheared	-0.021	0.206	1.207	0.238	0.217
Granite Lower	Before shearing	-0.020	0.281	1.344	0.356	0.336
	5MPa sheared	-0.018	0.247	1.346	0.314	0.296
	10MPa sheared	-0.020	0.246	1.382	0.321	0.301
	20MPa sheared	-0.022	0.223	1.420	0.298	0.276
	30MPa sheared	-0.025	0.209	1.434	0.282	0.257
Sandstone Upper	Before shearing	0.016	0.162	1.331	0.204	0.220
	2MPa sheared	0.016	0.151	1.331	0.190	0.206
	5MPa sheared	0.016	0.140	1.308	0.174	0.190
	10MPa sheared	0.016	0.125	1.282	0.152	0.168
	20MPa sheared	0.016	0.114	0.295	0.139	0.155
Sandstone Lower	Before shearing	0.017	0.160	1.287	0.195	0.212
	2MPa sheared	0.017	0.157	1.288	0.192	0.209
	5MPa sheared	0.017	0.146	1.274	0.176	0.193
	10MPa sheared	0.017	0.135	1.246	0.160	0.177
	20MPa sheared	0.016	0.123	1.233	0.144	0.160

Case1

Line4	Sample's name	ϕ_0	B	D	U ($h=0.5\%L$)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	-0.021	0.262	1.319	0.327	0.306
	5MPa sheared	-0.021	0.230	1.366	0.296	0.275
	10MPa sheared	-0.021	0.224	1.349	0.285	0.264
	20MPa sheared	-0.019	0.203	1.345	0.258	0.237
	30MPa sheared	-0.019	0.201	0.353	0.257	0.238
Granite Lower	Before shearing	-0.020	0.241	1.482	0.336	0.316
	5MPa sheared	-0.022	0.230	1.480	0.320	0.298
	10MPa sheared	-0.022	0.221	1.487	0.310	0.288
	20MPa sheared	-0.023	0.209	1.481	0.292	0.269
	30MPa sheared	-0.025	0.197	1.493	0.277	0.252
Sandstone Upper	Before shearing	0.007	0.138	1.365	0.177	0.184
	2MPa sheared	0.007	0.134	1.353	0.171	0.178
	5MPa sheared	0.008	0.127	1.332	0.160	0.168
	10MPa sheared	0.007	0.113	1.309	0.139	0.146
	20MPa sheared	0.007	0.103	1.298	0.126	0.133
Sandstone Lower	Before shearing	0.008	0.135	1.352	0.173	0.181
	2MPa sheared	0.008	0.134	1.347	0.171	0.179
	5MPa sheared	0.008	0.116	1.347	0.148	0.156
	10MPa sheared	0.008	0.104	1.327	0.131	0.139
	20MPa sheared	0.008	0.090	1.338	0.114	0.122

Case2

Line1	Sample's name	ϕ_0	B	D	U (h=0.5%L)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	0.017	0.277	1.435	0.375	0.392
	0.7mm sheared	0.017	0.246	1.312	0.306	0.323
	5mm sheared	0.017	0.232	1.294	0.284	0.301
	20mm sheared	0.015	0.219	1.301	0.269	0.284
Granite Lower	Before shearing	0.019	0.245	1.422	0.329	0.348
	0.7mm sheared	0.019	0.242	1.407	0.321	0.340
	5mm sheared	0.019	0.232	1.404	0.307	0.326
	20mm sheared	0.018	0.208	1.389	0.268	0.269
Sandstone Upper	Before shearing	-0.009	0.226	1.294	0.277	0.268
	0.7mm sheared	-0.009	0.219	1.282	0.266	0.257
	5mm sheared	-0.012	0.201	1.288	0.245	0.233
	20mm sheared	-0.020	0.180	1.332	0.226	0.206
Sandstone Lower	Before shearing	-0.012	0.202	1.210	0.233	0.221
	0.7mm sheared	-0.012	0.199	1.202	0.229	0.217
	5mm sheared	-0.011	0.204	1.204	0.235	0.224
	20mm sheared	-0.013	0.178	1.189	0.203	0.190

Case2

Line2	Sample's name	ϕ_0	B	D	U (h=0.5%L)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	0.012	0.233	1.303	0.303	0.199
	0.7mm sheared	0.012	0.246	1.357	0.314	0.187
	5mm sheared	0.012	0.220	1.356	0.282	0.172
	20mm sheared	0.013	0.208	1.359	0.267	0.165
Granite Lower	Before shearing	0.014	0.314	1.533	0.454	0.177
	0.7mm sheared	0.013	0.294	1.488	0.412	0.176
	5mm sheared	0.013	0.275	1.468	0.381	0.165
	20mm sheared	0.013	0.263	1.481	0.367	0.157
Sandstone Upper	Before shearing	-0.007	0.153	1.284	0.187	0.180
	0.7mm sheared	-0.006	0.147	1.249	0.175	0.169
	5mm sheared	-0.006	0.136	1.234	0.160	0.154
	20mm sheared	-0.009	0.127	1.262	0.152	0.143
Sandstone Lower	Before shearing	-0.008	0.141	1.212	0.163	0.155
	0.7mm sheared	-0.008	0.143	1.192	0.163	0.155
	5mm sheared	-0.008	0.133	1.185	0.152	0.144
	20mm sheared	-0.008	0.128	1.169	0.144	0.136

Case2

Line3	Sample's name	ϕ_0	B	D	U (h=0.5%L)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	0.013	0.196	1.374	0.254	0.267
	0.7mm sheared	0.013	0.196	1.359	0.251	0.264
	5mm sheared	0.014	0.191	1.360	0.245	0.259
	20mm sheared	0.014	0.187	1.345	0.238	0.252
Granite Lower	Before shearing	0.012	0.238	1.517	0.340	0.352
	0.7mm sheared	0.012	0.228	1.506	0.324	0.336
	5mm sheared	0.012	0.218	1.511	0.311	0.323
	20mm sheared	0.012	0.201	1.493	0.283	0.295
Sandstone Upper	Before shearing	0.005	0.162	1.307	0.200	0.205
	0.7mm sheared	0.004	0.159	1.278	0.192	0.196
	5mm sheared	0.002	0.141	1.266	0.170	0.172
	20mm sheared	0.001	0.133	1.276	0.161	0.162
Sandstone Lower	Before shearing	0.004	0.177	1.284	0.216	0.220
	0.7mm sheared	0.003	0.164	1.256	0.196	0.199
	5mm sheared	0.004	0.141	1.239	0.167	0.171
	20mm sheared	0.004	0.132	1.235	0.155	0.159

Case2

Line4	Sample's name	ϕ_0	B	D	U (h=0.5%L)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	0.005	0.194	1.401	0.256	0.261
	0.7mm sheared	0.005	0.182	1.355	0.233	0.238
	5mm sheared	0.005	0.180	1.349	0.229	0.234
	20mm sheared	0.005	0.165	1.340	0.208	0.213
	Before shearing	0.005	0.206	1.453	0.282	0.287
Granite Lower	0.7mm sheared	0.005	0.204	1.438	0.276	0.281
	5mm sheared	0.005	0.194	1.444	0.264	0.269
	20mm sheared	0.005	0.183	1.458	0.251	0.256
	Before shearing	-0.004	0.152	1.294	0.187	0.183
Sandstone Upper	0.7mm sheared	-0.004	0.144	1.288	0.175	0.171
	5mm sheared	-0.003	0.136	1.265	0.164	0.161
	20mm sheared	-0.003	0.121	1.263	0.145	0.142
	Before shearing	-0.003	0.160	1.387	0.210	0.207
Sandstone Lower	0.7mm sheared	-0.004	0.135	1.380	0.176	0.172
	5mm sheared	-0.004	0.123	1.380	0.161	0.157
	20mm sheared	-0.004	0.114	1.357	0.146	0.142

Case3

Line1	Sample's name	ϕ_0	B	D	U (h=0.5%L)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	-0.004	0.291	1.463	0.401	0.307
	30MPa sheared	-0.008	0.233	1.424	0.313	0.305
Granite Lower	Before shearing	-0.002	0.252	1.365	0.325	0.323
	30MPa sheared	-0.001	0.258	1.436	0.349	0.348
Sandstone Upper	Before shearing	0.005	0.140	1.310	0.173	0.178
	20MPa sheared	0.002	0.124	1.288	0.151	0.153
Sandstone Lower	Before shearing	0.004	0.156	1.428	0.210	0.214
	20MPa sheared	0.004	0.134	1.400	0.177	0.181

Case3

Line3	Sample's name	ϕ_0	B	D	U (h=0.5%L)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	-0.004	0.399	1.558	0.587	0.583
	30MPa sheared	-0.009	0.340	1.578	0.507	0.498
Granite Lower	Before shearing	-0.004	0.250	1.318	0.312	0.308
	30MPa sheared	-0.005	0.212	1.305	0.262	0.257
Sandstone Upper	Before shearing	0.030	0.167	1.316	0.208	0.238
	20MPa sheared	0.029	0.127	1.317	0.158	0.187
Sandstone Lower	Before shearing	0.030	0.166	1.290	0.202	0.232
	20MPa sheared	0.007	0.160	1.241	0.189	0.196

Case3

Line2	Sample's name	ϕ_0	B	D	U (h=0.5%L)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	0.014	0.344	1.383	0.448	0.462
	30MPa sheared	0.013	0.269	1.362	0.346	0.359
Granite Lower	Before shearing	0.014	0.289	1.311	0.359	0.373
	30MPa sheared	0.012	0.268	1.330	0.337	0.349
Sandstone Upper	Before shearing	0.026	0.204	1.226	0.238	0.264
	20MPa sheared	0.021	0.165	1.184	0.188	0.209
Sandstone Lower	Before shearing	0.026	0.202	1.234	0.238	0.264
	20MPa sheared	0.023	0.147	1.186	0.167	0.190

Case3

Line4	Sample's name	ϕ_0	B	D	U (h=0.5%L)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	0.006	0.261	1.423	0.349	0.355
	30MPa sheared	0.002	0.224	1.433	0.302	0.304
Granite Lower	Before shearing	0.006	0.251	1.400	0.331	0.337
	30MPa sheared	0.004	0.202	1.367	0.260	0.264
Sandstone Upper	Before shearing	0.013	0.131	1.324	0.164	0.177
	20MPa sheared	0.014	0.107	1.259	0.128	0.142
Sandstone Lower	Before shearing	0.014	0.152	1.404	0.202	0.216
	20MPa sheared	0.013	0.123	1.440	0.167	0.180

Shear-flow

Line1	Sample's name	ϕ_0	B	D	U (h=0.5%L)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	0.010	0.286	1.614	0.437	0.447
	10MPa sheared	0.010	0.301	1.702	0.489	0.499
	20MPa sheared	0.011	0.261	1.627	0.403	0.414
Granite Lower	Before shearing	0.011	0.199	1.411	0.265	0.276
	10MPa sheared	0.010	0.203	1.430	0.274	0.284
	20MPa sheared	0.011	0.176	1.352	0.225	0.236
Sandstone Upper	Before shearing	0.005	0.128	1.380	0.167	0.172
	10MPa sheared	0.004	0.100	1.334	0.126	0.130
	20MPa sheared	-0.006	0.082	1.136	0.090	0.084
Sandstone Lower	Before shearing	0.006	0.139	1.443	0.189	0.195
	10MPa sheared	0.006	0.102	1.363	0.132	0.138
	20MPa sheared	0.005	0.076	1.381	0.099	0.104

Shear-flow

Line2	Sample's name	ϕ_0	B	D	U (h=0.5%L)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	0.010	0.304	1.561	0.448	0.447
	10MPa sheared	0.010	0.266	1.536	0.386	0.499
	20MPa sheared	0.011	0.348	1.709	0.569	0.414
Granite Lower	Before shearing	0.011	0.326	1.587	0.489	0.276
	10MPa sheared	0.010	0.305	1.586	0.458	0.284
	20MPa sheared	0.011	0.194	1.372	0.251	0.236
Sandstone Upper	Before shearing	0.005	0.255	1.261	0.305	0.172
	10MPa sheared	0.004	0.129	1.307	0.160	0.130
	20MPa sheared	-0.006	0.101	1.268	0.121	0.084
Sandstone Lower	Before shearing	0.006	0.374	1.535	0.542	0.195
	10MPa sheared	0.006	0.281	1.365	0.362	0.138
	20MPa sheared	0.005	0.296	1.531	0.428	0.104

Shear-flow

Line3	Sample's name	ϕ_0	B	D	U ($h=0.5\%L$)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	0.010	0.296	1.520	0.425	0.447
	10MPa sheared	0.010	0.271	1.507	0.385	0.499
	20MPa sheared	0.011	0.279	1.606	0.425	0.414
Granite Lower	Before shearing	0.011	0.212	1.339	0.268	0.276
	10MPa sheared	0.010	0.188	1.342	0.238	0.284
	20MPa sheared	0.011	0.172	1.329	0.216	0.236
Sandstone Upper	Before shearing	0.005	0.176	1.268	0.212	0.172
	10MPa sheared	0.004	0.120	1.297	0.148	0.130
	20MPa sheared	-0.006	0.102	1.275	0.123	0.084
Sandstone Lower	Before shearing	0.006	0.184	1.249	0.219	0.195
	10MPa sheared	0.006	0.140	1.173	0.158	0.138
	20MPa sheared	0.005	0.132	1.154	0.147	0.104

Shear-flow

Line4	Sample's name	ϕ_0	B	D	U ($h=0.5\%L$)	$\alpha = \phi_0 + U$
Granite Upper	Before shearing	0.010	0.320	1.541	0.466	0.447
	10MPa sheared	0.010	0.280	1.657	0.441	0.499
	20MPa sheared	0.011	0.230	1.624	0.355	0.414
Granite Lower	Before shearing	0.011	0.272	1.532	0.393	0.276
	10MPa sheared	0.010	0.276	1.545	0.403	0.284
	20MPa sheared	0.011	0.200	1.350	0.255	0.236
Sandstone Upper	Before shearing	0.005	0.150	1.356	0.193	0.172
	10MPa sheared	0.004	0.096	1.335	0.122	0.130
	20MPa sheared	-0.006	0.077	1.289	0.094	0.084
Sandstone Lower	Before shearing	0.006	0.160	1.418	0.214	0.195
	10MPa sheared	0.006	0.123	1.384	0.160	0.138
	20MPa sheared	0.005	0.099	1.336	0.125	0.104

Table4-3-3 Peak, residual shear stress and shear displacement of granite and sandstone joint

Case1	Sample's name	τ_s^P (MPa)	τ_s^r (MPa)	u_s^P (mm)	u_s^r (mm)	$\alpha(^{\circ})$	$\phi_m = \arctan(\tau_s^P / \sigma_n)$
Granite	Before shearing					17.54	
	5MPa sheared	5.00	2.53	0.60	5.00	16.70	45.00
	10MPa sheared	6.88	4.63	0.41	5.00	16.11	34.53
	20MPa sheared	9.43	8.63	1.31	5.00	14.73	25.24
	30MPa sheared	12.03	11.47	3.71	5.00	13.75	21.85
Sandstone	Before shearing					12.19	
	2MPa sheared	2.06	0.93	0.39	5.00	11.45	45.71
	5MPa sheared	2.67	2.19	1.16	5.00	10.62	28.01
	10MPa sheared	4.64	3.93	1.06	5.00	9.64	24.84
	20MPa sheared	7.83	7.65	1.50	5.00	8.97	21.36

Case2	Sample's name	τ_s^p (MPa)	τ_s^r (MPa)	u_s^p (mm)	u_s^r (mm)	α (°)	$\phi_m = \arctan(\tau_m / \sigma_n)$
Granite	Before shearing					18.64	
	0.7mm sheared	10.96		0.55		17.62	47.62
	5mm sheared	7.78	5.2	0.46	5.0	16.73	37.88
	20mm sheared	5.65	4.7	0.65	5.1	15.73	29.47
Sandstone	Before shearing					11.57	
	0.7mm sheared	7.34		0.81		10.80	36.28
	5mm sheared	6.02	4.5	0.81	4.5	10.03	31.05
	20mm sheared	4.95	4.4	0.77	5.0	9.06	26.34

Case3	Sample's name	τ_s^p (MPa)	τ_s^r (MPa)	u_s^p (mm)	u_s^r (mm)	α (°)	$\phi_m = \arctan(\tau_s^p / \sigma_n)$
Granite	Before shearing					22.30	
	5MPa sheared	5.72	5.0	0.36	5.0		48.28
	10MPa sheared	5.71	5.0	1.43	5.0		29.73
	20MPa sheared	9.87	5.0	2.15	5.0		26.27
	30MPa sheared	13.70		3.85	3.9	19.20	24.54
Sandstone	Before shearing					8.89	
	2MPa sheared	1.65	1.0	0.45	5.0		38.16
	5MPa sheared	2.73	2.3	0.75	5.1		27.70
	10MPa sheared	4.66	4.2	1.21	5.0		24.34
	20MPa sheared	8.17	7.7	1.90	5.1	9.52	21.83

Shear-flow	Sample's name	τ_s^p (MPa)	τ_s^r (MPa)	u_s^p (mm)	u_s^r (mm)	α (°)	$\phi_m = \arctan(\tau_s^p / \sigma_n)$
Granite	Before shearing					23.50	
	10MPa sheared	5.29	4.7	0.52	5.0	22.59	27.74
	20MPa sheared	12.27	7.8	0.55	5.0	19.83	31.53
Sandstone	Before shearing					14.10	
	10MPa sheared	5.84	3.8	0.96	5.0	9.06	30.28
	20MPa sheared	6.92	6.8	0.61	5.0	7.97	18.74

Table4-3-4 The surface damage parameters during shear test

Case1	Sample's name	σ_n (MPa)	α (°)	α / α_0	σ_n / σ_j	W_p (MPa · mm)
Granite	Before shearing		17.54	1.00		0
	5MPa sheared	5.25	16.70	0.95	0.04	61.2
	10MPa sheared	10.36	16.11	0.92	0.08	155.8
	20MPa sheared	20.50	14.73	0.84	0.15	338.5
	30MPa sheared	30.69	13.75	0.78	0.22	596.5
Sandstone	Before shearing		12.19	1.00		0
	2MPa sheared	2.06	11.45	0.94	0.03	21.1
	5MPa sheared	5.18	10.62	0.87	0.08	73.0
	10MPa sheared	10.27	9.64	0.79	0.15	163.6
	20MPa sheared	20.42	8.97	0.74	0.30	326.5

Case2	Sample's name	σ_n (MPa)	$\alpha(^{\circ})$	α/α_0	σ_n/σ_j	W_p (MPa · mm)
Granite	Before shearing		18.64	1.00		0
	0.7mm sheared	10.25	17.62	0.95	0.07	4.5
	5mm sheared	10.25	16.73	0.90	0.07	39.4
	20mm sheared	10.26	15.73	0.84	0.07	136.7
Sandstone	Before shearing		11.57	1.00		0
	0.7mm sheared	10.21	10.80	0.93	0.15	3.7
	5mm sheared	10.20	10.03	0.87	0.15	27.4
	20mm sheared	10.21	9.06	0.78	0.15	111.7

Case3	Sample's name	σ_n (MPa)	α (°)	α / α_0	σ_n / σ_j	Wp (MPa · mm)
Granite	Before shearing		22.53	1.00		0
	5MPa sheared	5.1			0.04	46.3
	10MPa sheared	10.0			0.07	100.7
	20MPa sheared	20.0			0.15	193.3
	30MPa sheared	30.0	19.32	0.86	0.22	271.5
Sandstone	Before shearing		12.49	1.00		0
	2MPa sheared	2.1			0.03	21.4
	5MPa sheared	5.2			0.08	47.4
	10MPa shearing	10.3			0.15	87.7
	20MPa sheared	20.4	10.32	0.83	0.30	158.9

Shear-flow	Sample's name	$\sigma_n(\text{MPa})$	$\alpha(^{\circ})$	α/α_0	σ_n/σ_j	W_p (MPa · mm)
Granite	Before shearing		23.50	1.00		0
	10MPa sheared	10.2	22.59	0.96	0.07	78.0
	20MPa sheared	20.4	19.83	0.84	0.15	237.8
Sandstone	Before shearing		14.10	1.00		0
	10MPa sheared	10.3	9.06	0.64	0.15	77.4
	20MPa sheared	20.4	7.97	0.57	0.30	233.2

Table4-3-5 The calculated values of height in joint surface
with GIS method
Case1

Z		Min(mm)	Max(mm)	Mean(mm)	Stdv
Granite Upper	Before shearing	-3.68	2.37	-1.14	1.00
	5MPa sheared	-3.77	1.97	-1.11	0.99
	10MPa sheared	-3.69	2.31	-1.07	0.99
	20MPa sheared	-3.64	2.43	-1.02	0.97
	30MPa sheared	-3.47	2.11	-0.96	0.94
Granite Lower	Before shearing	-3.03	2.59	-0.16	0.98
	5MPa sheared	-3.21	2.00	-0.24	0.96
	10MPa sheared	-3.13	1.98	-0.29	0.96
	20MPa sheared	-3.10	1.93	-0.35	0.96
	30MPa sheared	-3.43	1.90	-0.43	0.94
Sandstone Upper	Before shearing	-1.69	2.51	-0.02	0.74
	5MPa sheared	-1.58	2.48	-0.04	0.73
	10MPa sheared	-1.40	2.46	0.02	0.72
	20MPa sheared	-1.32	2.44	0.03	0.70
	30MPa sheared	-1.16	2.43	0.08	0.70
Sandstone Lower	Before shearing	-0.55	3.76	1.10	0.75
	5MPa sheared	-0.56	3.62	1.07	0.73
	10MPa sheared	-0.52	3.41	1.05	0.71
	20MPa sheared	-0.55	3.30	1.02	0.69
	30MPa sheared	-0.55	3.14	0.98	0.66

Case2

Z		Min(mm)	Max(mm)	Mean(mm)	Stdv
Granite Upper	Before Shearing	-3.91	1.14	-1.38	0.93
	0.7mm sheared	-3.83	1.33	-1.37	0.93
	5mm sheared	-3.81	1.32	-1.35	0.92
	20mm sheared	-3.76	1.23	-1.32	0.90
Granite Lower	Before Shearing	-4.11	1.84	-0.56	0.90
	0.7mm sheared	-3.80	1.90	-0.57	0.90
	5mm sheared	-3.51	1.91	-0.59	0.90
	20mm sheared	-3.66	1.22	-0.62	0.87
Sandstone Upper	Before Shearing	-3.01	2.92	-0.24	1.30
	0.7mm sheared	-3.16	2.84	-0.20	1.33
	5mm sheared	-3.12	2.85	-0.14	1.30
	20mm sheared	-2.89	2.98	-0.10	1.32
Sandstone Lower	Before Shearing	-2.05	3.77	0.64	1.35
	0.7mm sheared	-2.14	3.83	0.60	1.37
	5mm sheared	-2.16	3.71	0.53	1.33
	20mm sheared	-2.16	3.62	0.51	1.32

Case3

Z		Min(mm)	Max(mm)	Mean(mm)	Stdv
Granite Upper	Before shearing	-1.69	4.96	1.69	1.30
	30MPa sheard	-1.23	4.79	1.74	1.25
Granite Lower	Before shearing	-2.87	3.66	0.51	1.37
	30MPa sheard	-2.85	3.41	0.39	1.32
Sandstone Upper	Before shearing	-3.09	3.38	-0.26	1.14
	20MPa sheard	-2.31	3.44	-0.17	1.09
Sandstone Lower	Before shearing	-3.63	2.72	-1.01	1.16
	20MPa sheard	-3.64	1.26	-1.26	0.87

Shear-flow

Z		Min(mm)	Max(mm)	Mean(mm)	Stdv
Granite Upper	Before shearing	-1.88	3.46	1.33	0.89
	10MPa sheared	-1.44	3.45	1.40	0.75
	20MPa sheared	-0.57	3.56	1.49	0.69
Granite Lower	Before shearing	-1.73	3.72	1.69	0.90
	10MPa sheared	-1.58	3.73	1.659	0.89
	20MPa sheared	-2.27	3.66	1.65	0.87
Sandstone Upper	Before shearing	-3.22	2.56	-0.80	1.14
	10MPa sheared	-2.89	2.61	-0.47	1.22
	20MPa sheared	-2.69	2.46	-0.53	1.15
Sandstone Lower	Before shearing	-2.63	3.10	-0.37	1.18
	10MPa sheared	-2.18	3.36	0.06	1.19
	20MPa sheared	-2.13	3.11	0.00	1.17

Table4-3-6 The calculated values of slope in joint surface
with GIS method
Case1

Slope		$\phi_{\min} (^{\circ})$	$\phi_{\max} (^{\circ})$	$\phi_{\text{mean}} (^{\circ})$	Stdv
Granite Upper	Before shearing	0.10	55.72	11.39	6.08
	5MPa sheared	0.14	45.00	11.25	5.87
	10MPa sheared	0.10	44.54	11.03	6.04
	20MPa sheared	0.17	47.51	10.49	5.82
	30MPa sheared	0.10	53.54	9.85	5.87
Granite Lower	Before shearing	0.00	43.19	10.81	5.71
	5MPa sheared	0.14	34.98	10.69	5.56
	10MPa sheared	0.00	40.54	10.47	5.56
	20MPa sheared	0.19	55.66	9.93	5.74
	30MPa sheared	0.10	42.05	9.14	5.16
Sandstone Upper	Before shearing	0.10	50.18	7.96	4.96
	5MPa sheared	0.00	47.06	7.69	4.59
	10MPa sheared	0.14	45.91	7.37	4.37
	20MPa sheared	0.00	46.34	6.91	4.29
	30MPa sheared	0.00	43.32	6.28	4.19
Sandstone Lower	Before shearing	0.00	41.55	8.57	5.27
	5MPa sheared	0.00	34.78	8.25	4.95
	10MPa sheared	0.10	37.96	7.77	4.75
	20MPa sheared	0.10	32.20	7.15	4.66
	30MPa sheared	0.10	33.20	6.71	4.53

Case2

Slope		$\phi_{\min}(\text{°})$	$\phi_{\max}(\text{°})$	$\phi_{\text{mean}}(\text{°})$	Stdv
Granite Upper	Before Shearing	0.10	35.75	11.13	5.74
	0.7mm sheared	0.14	38.44	10.91	5.89
	5mm sheared	0.23	38.64	10.79	5.70
	20mm sheared	0.10	43.02	10.51	5.61
Granite Lower	Before Shearing	0.14	51.36	10.87	5.65
	0.7mm sheared	0.10	33.77	10.64	5.46
	5mm sheared	0.23	43.50	10.50	5.43
	20mm sheared	0.10	36.56	10.03	5.28
Sandstone Upper	Before Shearing	0.10	56.13	9.59	6.73
	0.7mm sheared	0.00	45.96	8.91	5.16
	5mm sheared	0.10	45.97	8.73	5.15
	20mm sheared	0.10	47.72	8.08	4.81
Sandstone Lower	Before Shearing	0.10	45.53	9.22	5.59
	0.7mm sheared	0.00	45.25	9.21	5.50
	5mm sheared	0.14	46.13	8.89	5.41
	20mm sheared	0.00	48.86	8.43	5.28

Case3

Slope		ϕ min(°)	ϕ max(°)	ϕ mean(°)	Stdv
Granite Upper	Before shearing	0.10	34.48	11.89	5.91
	30MPa sheard	0.20	35.93	10.43	5.39
Granite Lower	Before shearing	0.14	40.30	12.03	6.03
	30MPa sheard	0.10	55.30	11.06	6.16
Sandstone Upper	Before shearing	0.10	50.51	8.56	5.02
	20MPa sheard	0.10	50.12	7.45	4.84
Sandstone Lower	Before shearing	0.00	61.29	8.91	5.58
	20MPa sheard	0.10	42.45	7.61	4.97

Shear-flow

Slope		ϕ min($^{\circ}$)	ϕ max($^{\circ}$)	ϕ mean($^{\circ}$)	Stdv
Granite Upper	Before shearing	0.14	59.24	10.74	5.64
	10MPa sheared	0.10	39.32	10.21	5.52
	20MPa sheared	0.20	43.09	9.54	5.29
Granite Lower	Before shearing	0.10	57.18	10.77	5.91
	10MPa sheared	0.00	58.17	10.37	5.71
	20MPa sheared	0.10	59.78	9.71	5.62
Sandstone Upper	Before shearing	0.14	60.16	8.85	5.57
	10MPa sheared	0.10	40.92	8.23	5.25
	20MPa sheared	0.00	32.86	6.63	3.98
Sandstone Lower	Before shearing	0.20	50.99	9.44	5.95
	10MPa sheared	0.10	53.74	8.38	5.59
	20MPa sheared	0.10	52.39	7.54	5.32

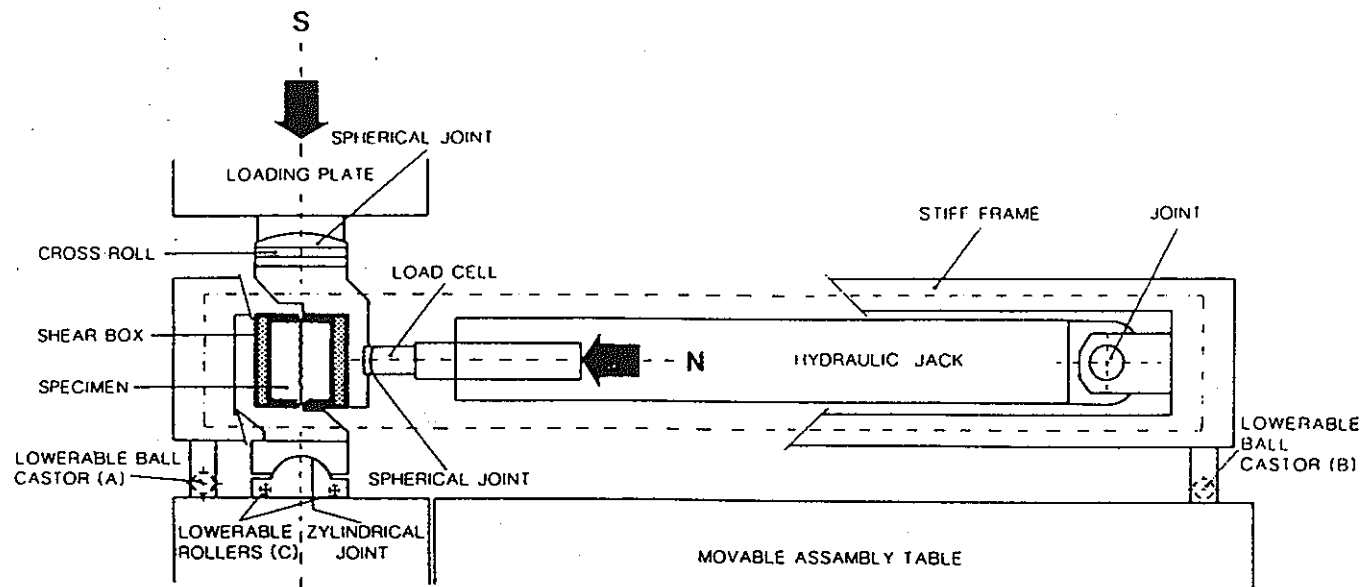


Fig.4-4-1 Schematical view of the shear apparatus used in combination with a loading machine

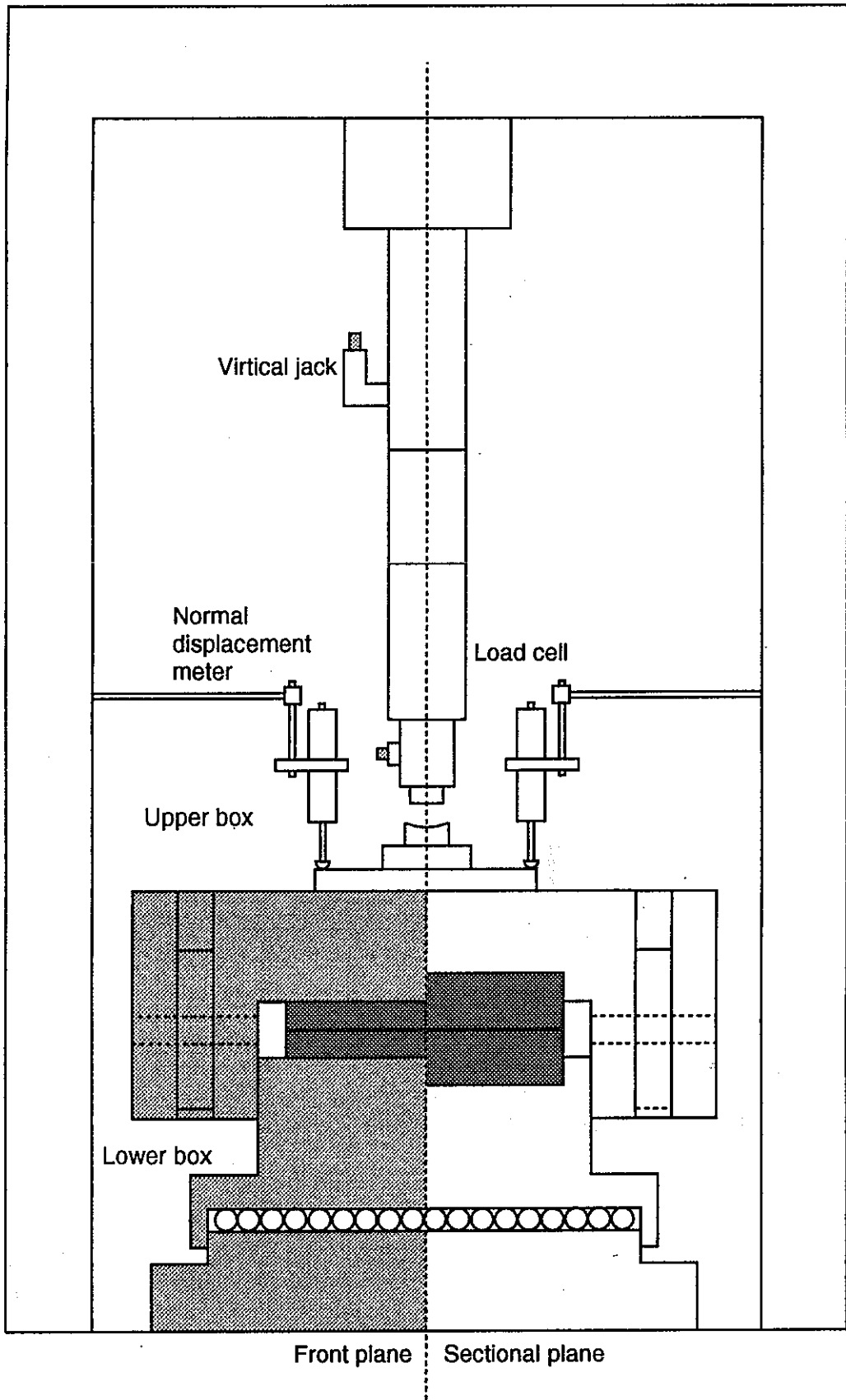


Fig.4-4-2 Front view of new shear-flow coupling test apparatus.

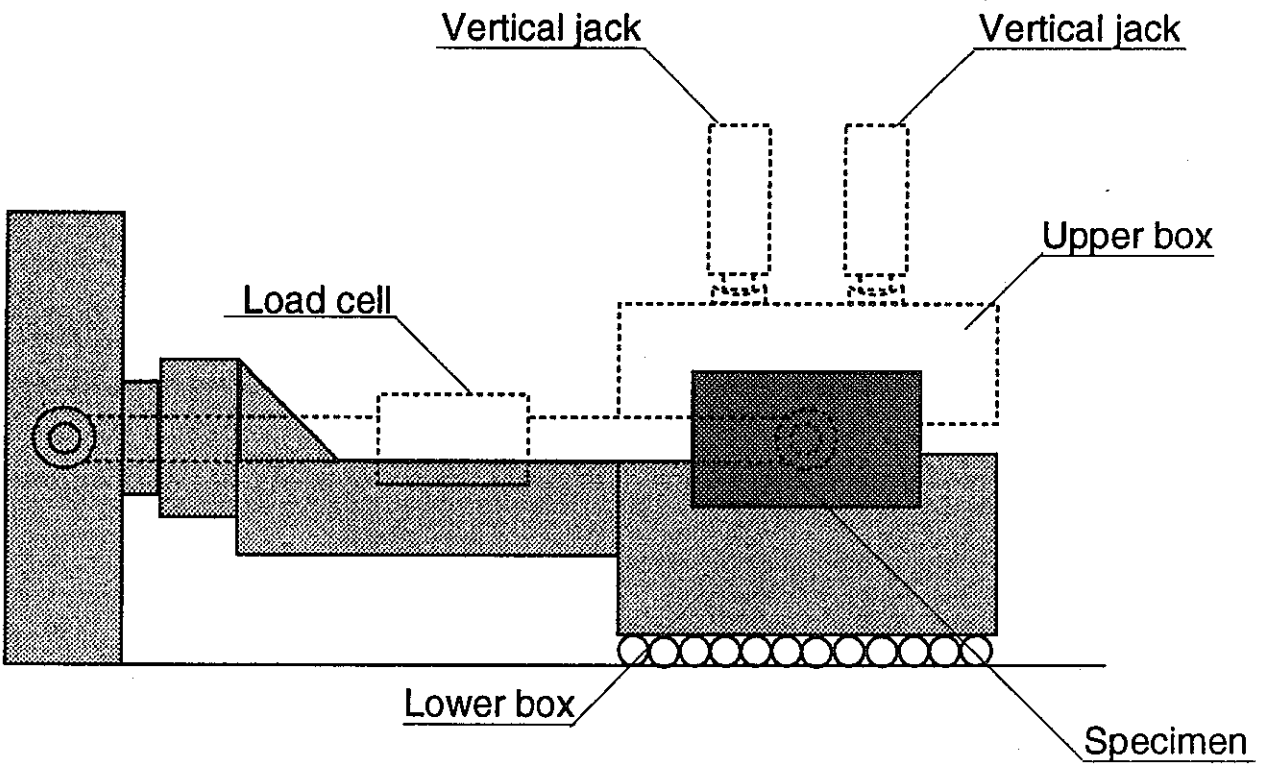
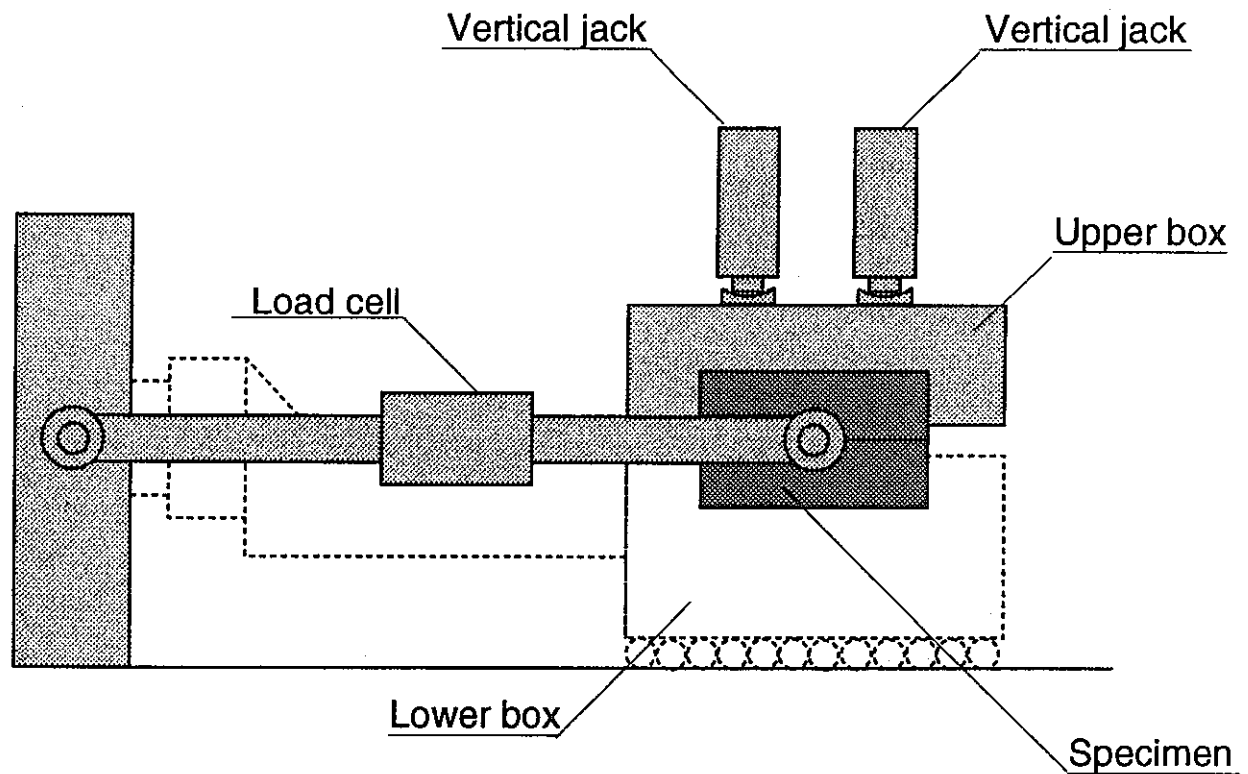


Fig.4-4-3 Side view of new shear-flow coupling apparatus

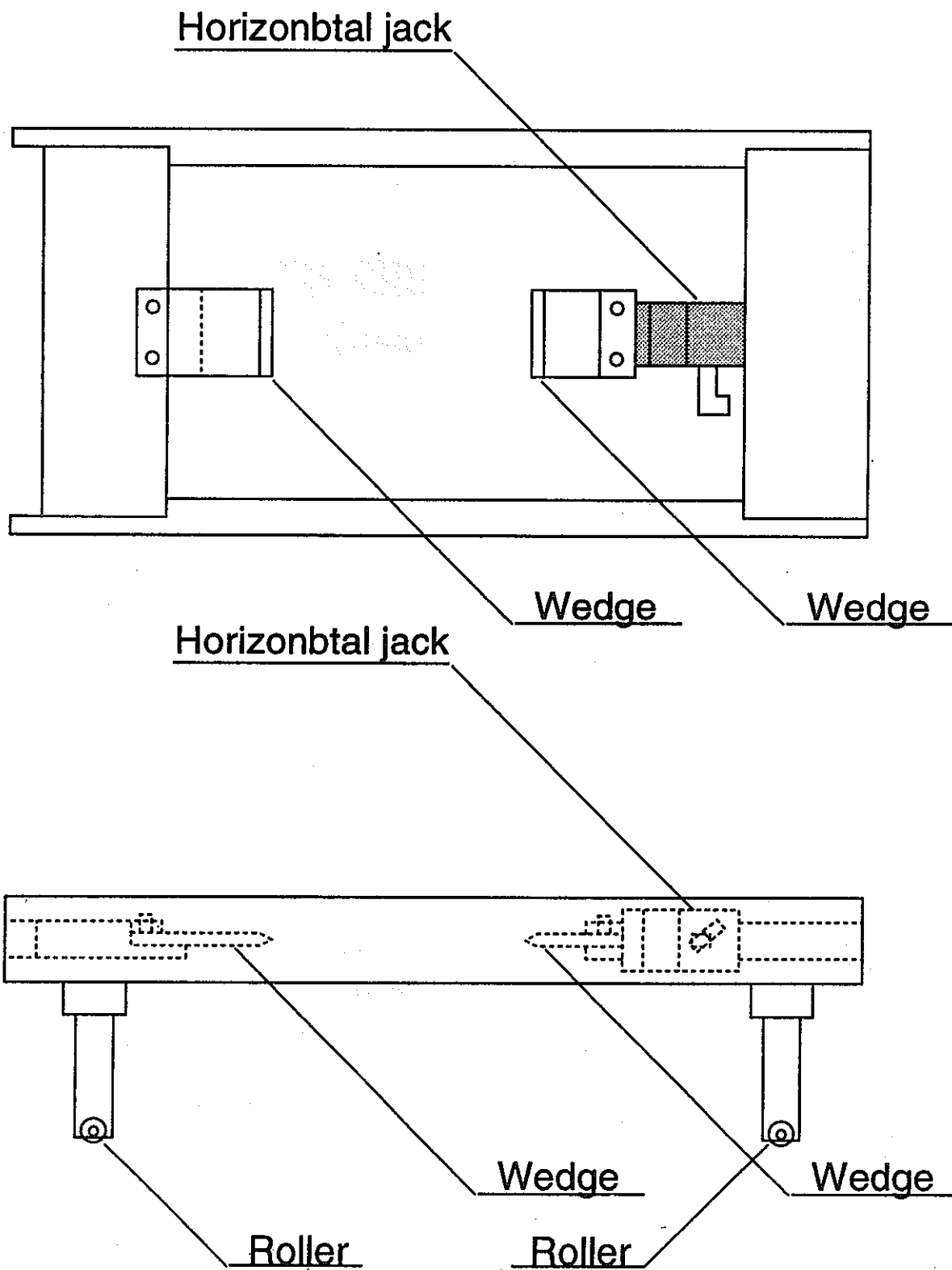


Fig.4-4-4 Apparatus of making joint.

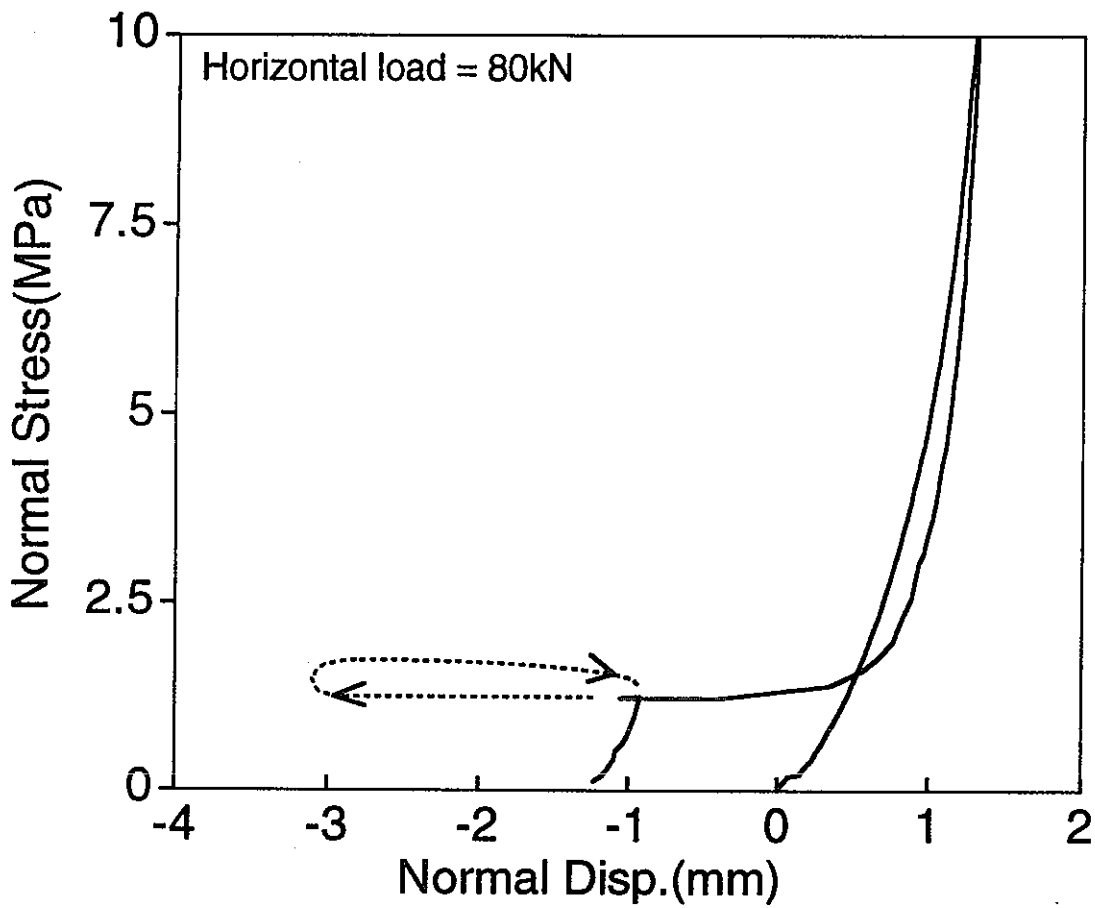


Fig.4-4-5 Normal stress vs. normal displacement curves during making on joint.

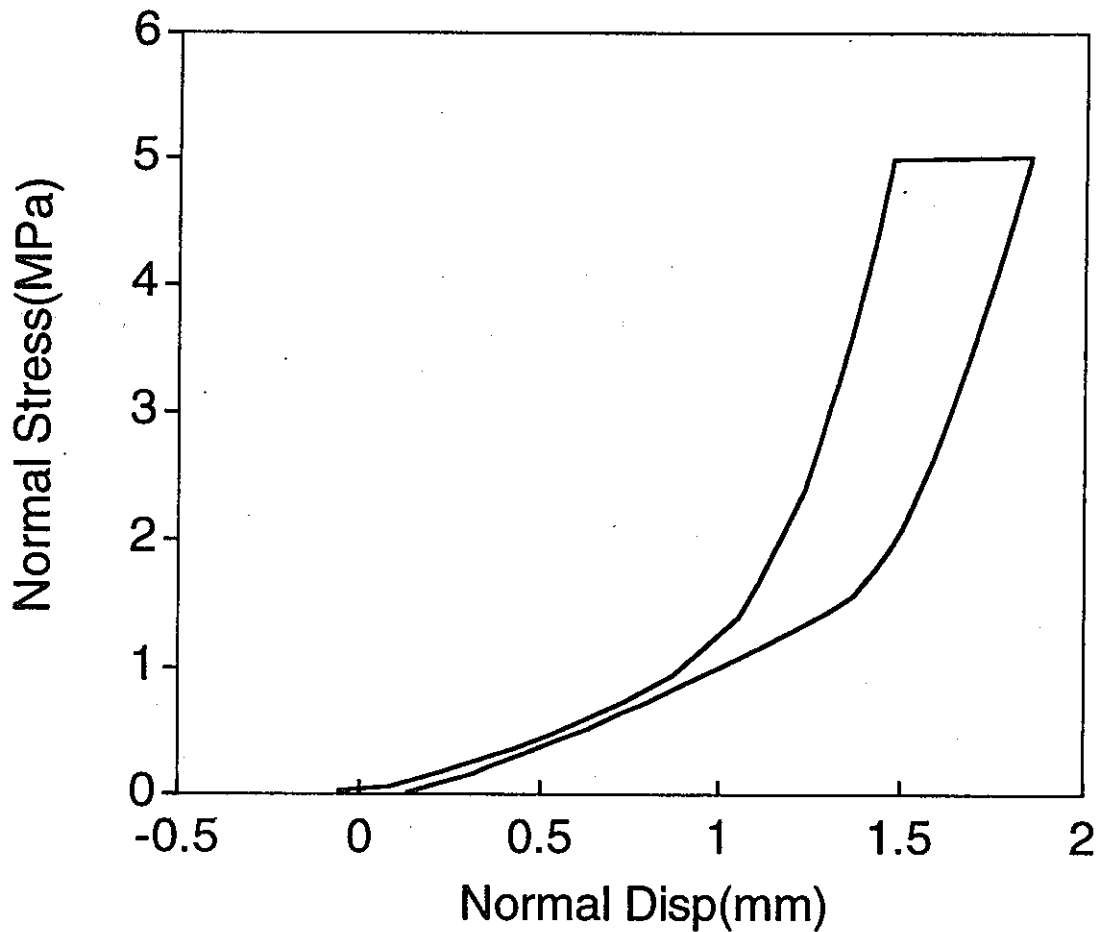


Fig.4-4-6 Normal Stress vs. normal displacement curves at shear test.

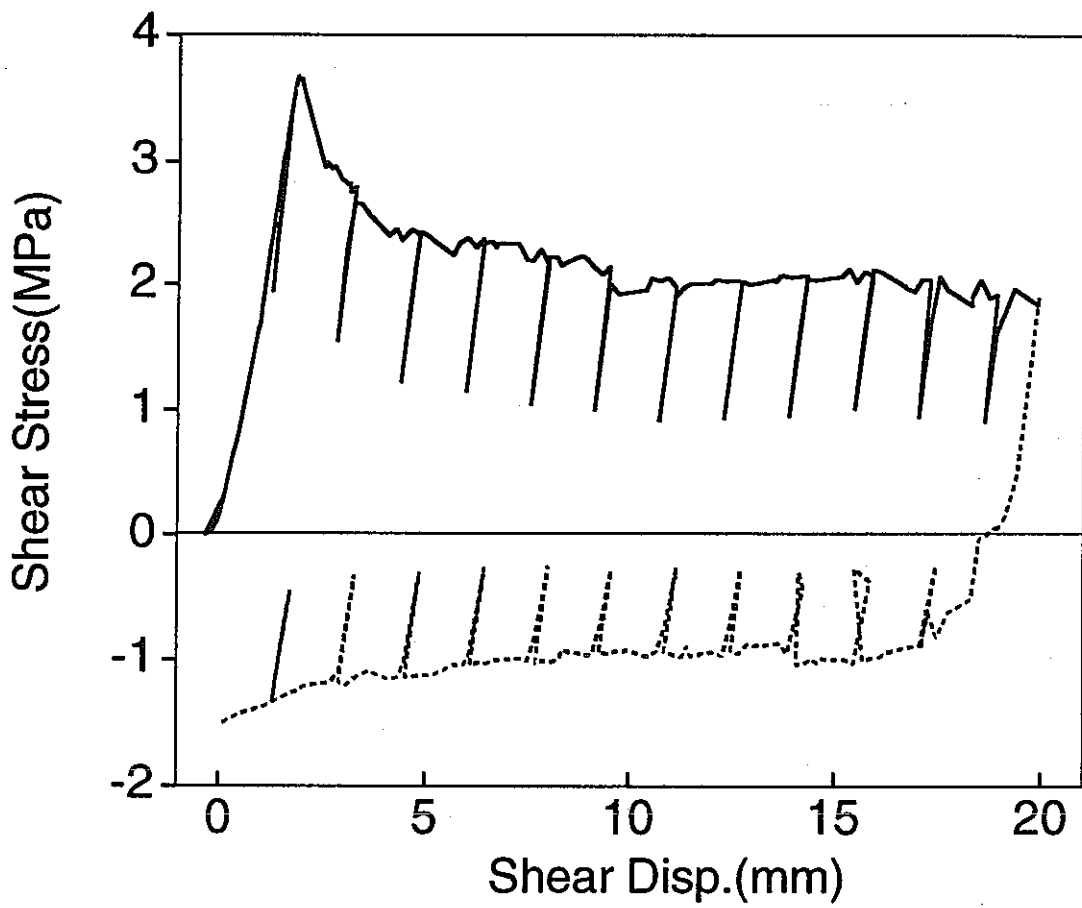


Fig.4-4-7 Shear stress vs. shear displacement curve under constant normal stress of 5MPa.

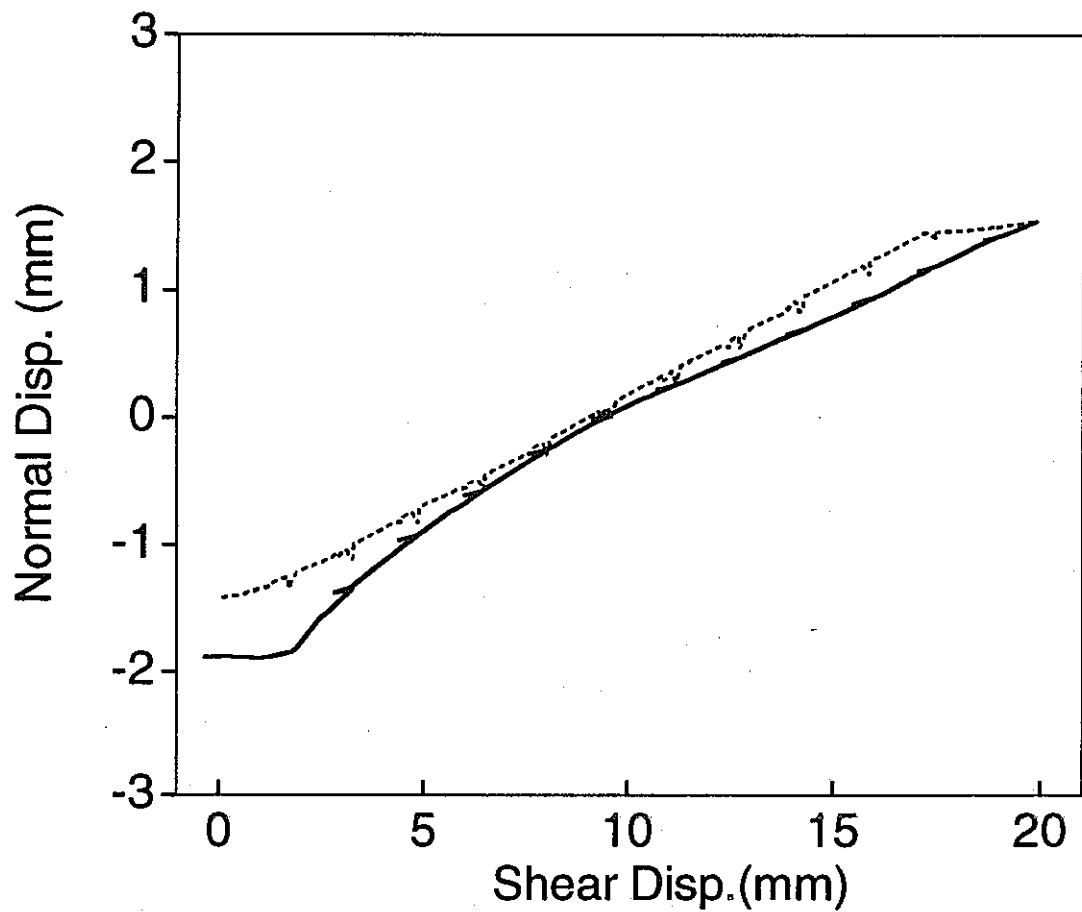


Fig.4-4-8 Normal displacement vs. shear displacement curves under constant normal stress of 5MPa.

5. 閉鎖き裂の透水性の経時変化に関する研究

東北大学大学院地球工学専攻 松木 浩二, 坂口 清敏, 奥村 清彦

5.1 はじめに

地下深部で地圧により閉鎖しているき裂にも間隙があり、地下水はこの間隙を流れる。この間隙は、地圧、岩石の力学的性質、き裂面の形状などに依存する。本研究では、主として一定垂直応力下での引張型き裂の変形と透水性の経時変化に関する実験的・理論的研究を行い、き裂の形状と岩石の力学的性質から地下深部のき裂の透水性の経時変化を予測する手法を開発することを目的とする。本年度は、花崗岩中に作成した水圧破碎き裂に一定の垂直応力を加え、き裂の透水性およびき裂閉口変位の経時変化に及ぼす垂直応力の影響に関する実験的研究を行った。なお、実験の前後でき裂面形状や間隙分布を測定し、き裂の幾何学的特徴に及ぼす一定垂直応力下の透水実験の影響も調べた。

5.2 水圧破碎き裂および試験片の作成

本研究で用いた岩石試料は茨城県笠間市稲田花崗岩である。稲田花崗岩の主成分鉱物は石英、正長石、微斜長石、斜長石、黒雲母であり、その平均粒径及び鉱物組成は表5.1に示す通りである。稲田花崗岩は他形粒状をなしている。長石はへき開が発達しており、石英は割れ目が多い。正長石、微斜長石はパーサイトを成すものもある。なお、表5.2に稲田花崗岩の力学的物性値を示す。

水圧破碎用岩石ブロックの外観を図5.1に示す。岩石ブロックのサイズは断面が約150mm×150mm、高さが約250mmであり、岩石ブロックの側面中央に、直径10mmの水圧破碎孔をリフト面に対して平行方向に作孔した。図5.2に水圧破碎実験装置の模式図を示す。本装置は、ストラドルパッカー、ハンドポンプ、ハイドロパルス型圧縮疲労試験機（容量1000kN）、圧力変換機（容量50MPa）及び配管で構成されている。ストラドルパッカーは直径6mm、長さ350mmのパイプに、直径9.5mmのパッカー及び10mm、20mm、30mm、50mmの4種類の長さのパイプが通してあり、これらのパイプを適当にパッカー間に挟むことにより、パッカー間距離を変えることができる。図中のナット8を締めることによりパッカーを半径方向に膨張させ、パッカー間をシールする。

水圧破碎実験は、ハイドロパルス型圧縮疲労試験機により水圧破碎用岩石ブロックの上下面に約3 MPaの圧縮応力を載荷した後、ハンドポンプによってパッカー間に水を圧入して行った。ポアホール水圧の低下が確認されると、ハンドポンプのバルブを開けて除圧し、その後圧縮応力を除荷した。本研究では、できるだけ大きなき裂を発生させるために、水圧破碎実験はパッカー間の距離を変えて2回行った。すなわち、パッカー間の距離を、1回目は32mmにし、2回目は72mmとした。

透水実験に用いる試験片は、図5.3に示すように外径66.6mm、内径10mm、高さ80mmの中空円筒である。水圧破碎済みの岩石ブロックから水圧破碎き面に対してコア軸方向がほぼ垂直になるようにボーリングして採取した。実際のボーリングに際しては、まず直径10mmのビットで内孔を作孔し、ボーリングによってき裂形状が影響を受けることを避けるため、内孔にボルトを挿入し両端をナットで軽く締めながら、できるだけ水圧破碎孔に近い位置でボーリングを行った。なお、試験片の内孔は透水実験における流出口となる。

採取した試験片のき裂面は完全には分離していなかった。すなわち、き裂はプロセスゾーンを含むものであった。これは、水圧破碎用岩石ブロックのサイズが十分ではなく、十分開口する前にき裂が岩石ブロックの側面に達し、水圧が低下したためと考えられる。そこで、本研究では、図5.4に示す治具に試験片を接着した後、き裂面に機械的に引張応力を作用させ、き裂面を完全に分離させた。このときの強度は稲田花崗岩の一軸引張強度の約2.1%~5.4%であった。本研究では、全部で5つの試験片を用意した。各々Specimen 1, Specimen 2, Specimen 3, Specimen 4, Specimen 5と呼ぶ。なお、この治具は試験片のき裂面の表面形状を測定する際に上下面の測定経路を一致させるための基準面を有している。き裂面形状の測定方法および、透水実験前後の測定結果については、5.5で述べ、次節では、透水試験について述べる。

5.3 クリープ応力下でのき裂の近傍変位と透水性の測定方法

本研究で用いた透水実験装置の系統図を図5.5に示す。本装置は試験片に軸荷重を加えながら透水実験を実施でき、同時にき裂近傍変位および水の温度も測定できるように設計されている。

貯水タンク内のイオン交換水(電気伝導率 $0.1 \mu\text{m}$ 以下)は、高圧定量ポンプによって加圧され、流入口Bから圧力容器に送り込まれる。透水実験は保圧弁及びポンプの回転数を調整することにより、試験片外側の圧力を高め、試験片の内孔へ浸透させることによって行った。本研究においては、試験片内孔の圧力は大気圧である。な

お、外側から内側への流れを選んだ理由は円周方向にも圧縮応力を作用させて、先在微小き裂内の流れを抑制するためである。また、試験片上下端面のパッキンとして厚さ1mmのネオプレンを用いた。き裂を浸透してきた水は流出口Cから排出され、電子天びん(エー・アンド・デイ製、精度0.0001g)を用いて測定した。圧力容器は、その概略図を図5.6に示すように、外径200mm、内径67mm、高さ380mmである。

き裂近傍変位を3個のひずみゲージ式リン青銅製変位計を用いて測定した。その寸法とその取り付け位置を図5.7に示す。この変位計は厚さ0.5mm、幅5mmのリン青銅の板を半径6mmの半円状に加工し、その表と裏にそれぞれ1枚のひずみゲージ(共和電業製KFG-5-120-C1-16)を貼り付けたものである。なお、2枚のひずみゲージはブリッジボックスに2アクティブゲージ法で結線した。なお、水中で使用するため、導電部はTSE397シリコーン(東芝シリコーン製)で被覆してある。黄銅製コマをシアノアクリレート系瞬間接着剤で試験片側面に接着し、3個のひずみゲージ式リン青銅製変位計をコマにネジで止めることにより120度間隔で試験片に取り付けた。

本研究で用いた温度センサは、はり付型温度ゲージ(共和電業製KTB-7-50-A1)であり、測定範囲は -196°C ~ 180°C までである。

試験片に加える垂直応力はロードセルによって計測し、試験片外側の流体圧は配管に取り付けられた圧力変換器(容量1MPa)によって計測した。それぞれの信号は12ビットA/D変換ボードとコンピュータを介して5分間毎にハードディスクに記録した。

垂直応力は5MPa~25MPaまで5MPaごととした。一定の垂直応力は最短で144.5時間(25MPa)、最長で287.5時間(5MPa)加えた。以下に具体的な実験手順を示す。

- ①試験片に3つの変位計を取り付け、試験片と圧力容器下蓋につけた黄銅製リングを合わせて圧力容器内にセットする。
- ②最初、試験片に約196Nの軸荷重を加え、この状態で変位計のバランスを取るにより零点とする。
- ③軸圧を徐々に大きくしながら、高圧定量ポンプを運転する。圧力容器内に水を満たすため、最初空気出口Aのバルブを開けた状態で送水し、その後空気出口Aのバルブを閉めて、温度を零点とする。なお、流出口Cは常に開放した状態である(図5.5を参照)。
- ④試験片外側の流体圧を0.6MPaまで上昇させる。
- ⑤サーボコントロール型材料試験機によりき裂面へ所定の垂直応力を加え、一定荷重で保持する。
- ⑥差圧が定常状態になってから、流量Qの最初の測定を行い、この後一定の時間間隔(約8時間間隔)で流量測定を行う。流量の測定時間はき裂透水性により

3分間～1時間の範囲であった。

5.4 実験結果

5.4.1 き裂近傍変位の経時変化

図5.8は、それぞれの試験片について、所定の垂直応力に達した後のき裂近傍平均変位の経時変化を一緒にプロットしたものである。本変位には、き裂閉口変位とともにき裂周辺実質部の変位が含まれており、き裂閉口変位のみを抽出するために、現在インタクトな岩石のクリープ実験を行っている。なお、specimen2（垂直応力20MPa）の場合以外は、水温の変化による岩石と変位計本体の線膨張係数の差による変動を補正してある。透水実験前の初期間隙の平均値や標準偏差が試験片で異なる（次節参照）など、個体差によると思われるばらつきが認められるが、所定の垂直応力に達した後の時間依存的変位は垂直応力が大きいほど小さいようである。これは、垂直応力が大きいほど大きな接触面積を有し、突起の時間依存的変位が小さくなるためであると考えられる。図5.9にインタクトな岩石のクリープ実験結果の一例として、変位の経時変化を示す。現在、垂直応力が15MPaの場合と25MPaの場合の実験結果が得られている。

5.4.2 き裂透水性の経時変化

本研究では、き裂の透水性を評価するパラメータとして単位水頭当たりの流量（ $Q/\Delta H$ 、以下Flow conductanceと呼ぶ）を用いた。稲田花崗岩のインタクト試験片の透水流量はき裂を含んだ試験片に比べて極めて小さいこと（垂直応力が25MPaの場合のき裂を有する試験片のFlow conductanceと比べても2桁以上小さい）から、本研究でFlow conductanceを求める際には、インタクトな部分の流量は無視した。

図5.10にそれぞれの一定垂直応力下におけるFlow conductanceの経時変化を示す。ただし、Flow conductanceは対数表示してある。垂直応力が大きいほどFlow conductanceは小さく、いずれの場合も時間の経過とともにFlow conductanceは減少し一定値に近づいているが、本実験の範囲では、き裂の閉鎖はまだ不完全であることがわかる。

図5.11は、き裂を平行平板と仮定し、(5-1)式を用いてFlow conductanceから求

めた水理学的間隙 e_h の経時変化である。ただし、Specimen2 (20MPa)の場合は水温測定を行っていないため除いてある。

$$e_h = \{-6\mu Q \ln(r_2/r_1) / \pi \Delta H\}^{1/3} \quad (5-1)$$

ここで、 μ は静粘性係数、 r_1 、 r_2 はそれぞれ試験片の外径と内径である。垂直応力が大きいほど水理学的な間隙は小さくなり、また、それぞれの垂直応力下での経時変化の傾向は類似し、かつ一定値に収束するという傾向が認められる。十分な時間経過後にどの程度の透水性になるかは、実験結果に正確な関数近似をする必要がある。そこで、以下の方法で関数の当てはめを行った。すなわち、本研究のモデルをVoigtモデルが2ヶ直列に連結されたものとし、次式により当てはめを行った。

$$e_h = e_{h0} - A_1(1 - e^{-\frac{t}{\tau_1}}) - A_2(1 - e^{-\frac{t}{\tau_2}}) \quad (5-2)$$

ここに、 e_{h0} は最初（時間0）の水理学的間隙幅、 τ_1 、 τ_2 は遅延時間、 A_1 、 A_2 は係数である。当てはめは非線形最小自乗法により行った。まず、実際のデータ（図中のプロット）のみで最小自乗近似する。次に、その結果を用いて長時間後のデータを人工的に作成し、実際の最後のデータにスムーズに追加した。ただし、ここでは、追加データの時間間隔 Δt を15時間とし、1500時間分追加した。つぎに、追加データを含めて再度最小自乗法近似する。これを、係数が変化しなくなるまで（比が0.0001以下）繰り返した。これらの手順は長時間経過後の時間変化を正確に表わすためのものである。得られた結果を図5.12に示す。実線が当てはめの結果であり、破線は当てはめの結果得られた長時間後の収束値を示している。全てについて良い近似が得られている。垂直応力が25MPaの場合は、本実験の範囲内でほぼ収束値が得られているようである。図5.13は、得られた遅延時間（ τ_1 、 τ_2 ）、係数（ A_1 、 A_2 ）をまとめたものである。遅延時間は現象の時定数であり、(5-2)式は、水理学的間隙の時間変化を、急速に変化する部分（ $\tau = \tau_1$ ）とゆっくり変化する部分（ $\tau = \tau_2$ ）に分けたことを意味し、 A_1 、 A_2 はそれぞれの遅延時間の部分の最大変化量を表わす。従って、同図から垂直応力が小さいときは急速に収束する部分の変化量 A_1 よりもゆっくり変化する部分の変化量 A_2 の方が大きい、垂直応力が大きくなるとそれらの変化量はほぼ同程度になっている。また、急速に変化する部分の遅延時間が垂直応力の影響をあまり受けないのに対し、ゆっくり変化する部分の遅延時間は垂直応力が大きくなるに従い小さくなる。急速に変化する部分が小さな突起を表わし、

ゆっくり変化する部分が大きな突起を表わしていると考え、小さな突起は垂直応力によらず急速に変形するのに対し、大きな突起は垂直応力とともに急速に変形するようになることを表わしているようにも考えられる。ここで、最初（時間0）の水理学的間隙幅（ e_{h0} ）と水理学的間隙幅の収束値（ e_{hf} ）およびそれらの比

（ e_{hf}/e_{h0} ）と垂直応力の関係を求めてみた。結果を図5.14に示す。ただし、垂直応力と水理学的間隙幅は対数表示してある。両者の水理学的間隙幅と垂直応力は両対数でほぼ直線であり、べき乗関係が認められる。そこで最小自乗法近似すると、図中に示す近似式が得られた。また、両者の水理学的間隙幅の比（ e_{hf}/e_{h0} ）は垂直応力に依らずほぼ0.5であった。したがって、地殻応力のもとでの初期のき裂は弾性的な閉口変位以後の時間依存的変形によって、十分な時間経過後は水理学的間隙が半分以下になるといえる。

図5.15はき裂閉口変位が求まっているSpecimen3(15MPa)について、その閉口変位と水理学的間隙幅の関係を示したものである。図中の破線は傾きが-1の直線である。き裂閉口変位が大きくなると水理学的間隙は減少するが、その減少率はき裂閉口変位の増加率より小さい。しかし、図5.8と図5.12を比較してもわかるように、き裂閉口変位の測定値が必ずしも信頼性が高いと言えないことから、現時点ではこの結果を議論することはできない。

5.5 透水実験前後におけるき裂形状・間隙の変化

本研究で用いた3次元輪郭形状測定システムの概略図を図5.16に示す。本測定器のスタイラス移動方向真直度精度は $0.5\mu\text{m}/100\text{mm}$ ，電動テーブル送り方向真直度精度は $1\mu\text{m}/100\text{mm}$ ，測定範囲は $100\text{mm}\times 100\text{mm}$ ，高さ 50mm であり，電動テーブルは最小 $1\mu\text{m}$ 間隔で送ることができる。なお，スタイラス半径は， $25\mu\text{m}$ であり，電動テーブルには剛性直角定規が取り付けられている。

引張試験によって分離した試験片は治具を取り付けたままの状態、図5.17に示すように、剛性直角定規を付けた電動テーブルにセットした。この状態で、触針式のスタイラスが試料表面をなぞることにより1ラインを測定し、電動テーブルが動いて次のラインを測定した。本研究では、スペクトル解析を行うので、エイリアシングによる誤差を防ぐためにはサンプリング間隔をスタイラス半径以下にしなければならない。そこで、x方向のサンプリング間隔を $10\mu\text{m}$ に設定し、y方向への移動量を 0.1mm とした。測定したデータはA/D変換ボードを介してコンピュータに取り込んだ。測定範囲は $41\text{mm}\times 41\text{mm}$ である。なお、はじめに測定した面を上面、後に測定した面を下面とする。電動テーブルは一方向にしか送れないため、下面の測

定は上面の最後の測定の測定ラインに対応するラインから行うことにより、上下面のき裂の同じ位置の高さ分布を測定することができる。また、高さの基準を取り付け治具の共通の基準面に設定することにより、上下面の高さの測定対応点をマッチングさせ、間隙分布を求めた。

透水実験前後の表面形状と間隙の三次元分布を図5.18(a)~(c)に示す。垂直応力が10MPaの場合のものである。これらの図は0.5mm間隔で示したものである。一定垂直応力下の透水実験により、間隙分布がかなり変化しているようである。

図5.19は透水実験前後での間隙の相対度数分布を比較したものである。ただし、各試験片の横軸を適宜平行移動し、一緒にプロットしたものである。一定垂直応力下の透水実験により、標準偏差の値がかなり増加している。

図5.20にき裂の表面粗さのパワースペクトル密度関数のアンサンプル平均の透水実験前後における比較を示す。ただし、き裂の上下面全体の表面粗さのパワースペクトル密度関数の横軸を 10^{-1} mmずつずらして表示してある。5MPaと20MPaについては、一定垂直応力下の透水実験により、高周波数成分（短波長成分）と低周波数成分（長波長成分）が両方とも減衰しており、高周波数成分の減衰は低周波数成分の減衰より大きい。これは、垂直応力によって高周波成分（小さな凸凹）がつぶれたことによるものと思われる。スペクトル法により求めた透水実験前後の表面粗さのフラクタル次元をまとめて表5.3に示す。5MPaと20MPaの場合、透水実験後のフラクタル次元は実験前のそれよりも小さくなっている。これは、相対的に高周波成分が小さくなったことを意味している。

図5.21に透水実験前後における、間隙のパワースペクトル密度関数の比較を示す。5MPaを除けば大きな変化はない。

5.6 まとめ

花崗岩中に作成した水圧破碎き裂に一定の垂直応力を加え、き裂の透水性およびき裂閉口変位の経時変化に及ぼす垂直応力の影響に関する実験的研究を行い、また、実験の前後でき裂面形状や間隙分布の測定から、き裂の幾何学的特徴に及ぼす一定垂直応力下の透水実験の影響を調べた。得られた主な結果をまとめると以下のようである。

- (1) 所定の垂直応力に達した後の時間依存的変位は、垂直応力が大きいほど小さい。これは、垂直応力が大きいほど大きな接触面積を有し、突起の時間依存的変位が小さくなるためであると考えられた。

- (2) 垂直応力を一定に保持すると、時間の経過とともにFlow conductanceは減少し、き裂近傍変位は増加し、徐々に一定値に収束する傾向が見られた。
- (3) 垂直応力が大きいほど水理学的な間隙幅は小さくなった。水理学的な間隙幅と垂直応力は両対数でほぼ直線となっていることから、べき乗関係が認められた。また、水理学的間隙幅の収束値と初期の水理学的な間隙幅の比(e_{hf}/e_{h0})は垂直応力に依らずほぼ0.5であった。
- (4) き裂の表面粗さのパワースペクトル密度関数は、透水実験後では高周波数成分(短波長成分)と低周波数成分(長波長成分)が両方とも透水実験前より減衰しており、高周波数成分の減衰は低周波数成分の減衰より大きかった。これは垂直応力によって高周波成分(小さな凸凹)がつぶれたことによるものと考えられた。また、透水実験後のき裂の表面粗さのフラクタル次元は透水実験前より小さくなった。これは、相対的に高周波成分が小さくなったためと考えられた。

5.7 今後の課題

本年度は、花崗岩中に作成した水圧破碎き裂に一定の垂直応力を加え、き裂の透水性およびき裂閉口変位の経時変化に及ぼす垂直応力の影響に関する実験的研究を行った。今後、透水試験前後の表面形状や間隙分布の変化を詳細に解析し、透水性経時変化の、メカニズムを検討する予定である。

表5.1 稲田花崗岩の平均粒径と鉱物組成

Mineral	Mean grain size (mm)	Mode
Quartz	3.3	36
Alkali feldspar	3.0	28
Plagioclase	2.5	32
Biotite	0.9	4

表5.2 稲田花崗岩の力学的物性値

σ_c (MPa)	163
σ_t (MPa)	5.82
P_v (km/sec)	3.62
γ	2.64
η (%)	0.56
ω (%)	11.3
K (cm/sec)	6.7×10^{-7}

- σ_c : uniaxial compression strength
 σ_t : uniaxial tension strength
 P_v : P-wave velocity
 γ : specific gravity
 η : porosity
 ω : moisture content
 K : permeability coefficient (room temp.)

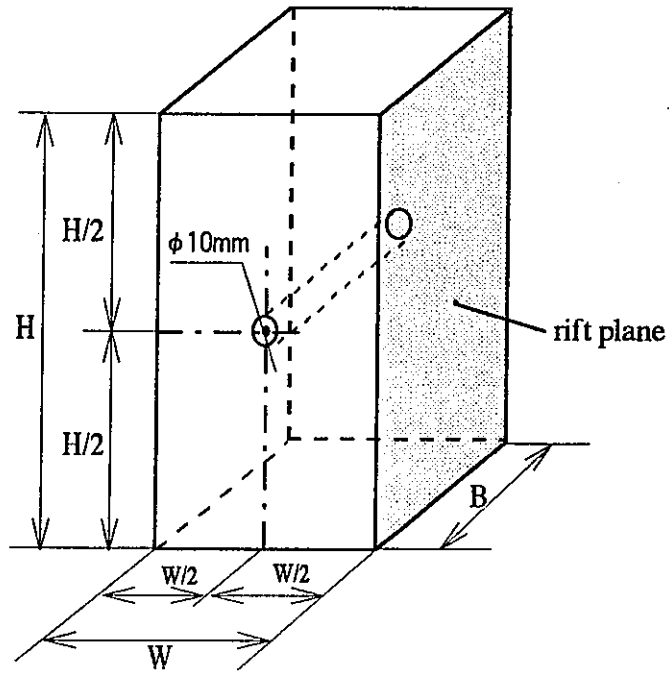


図5.1 水圧破碎用岩石ブロック

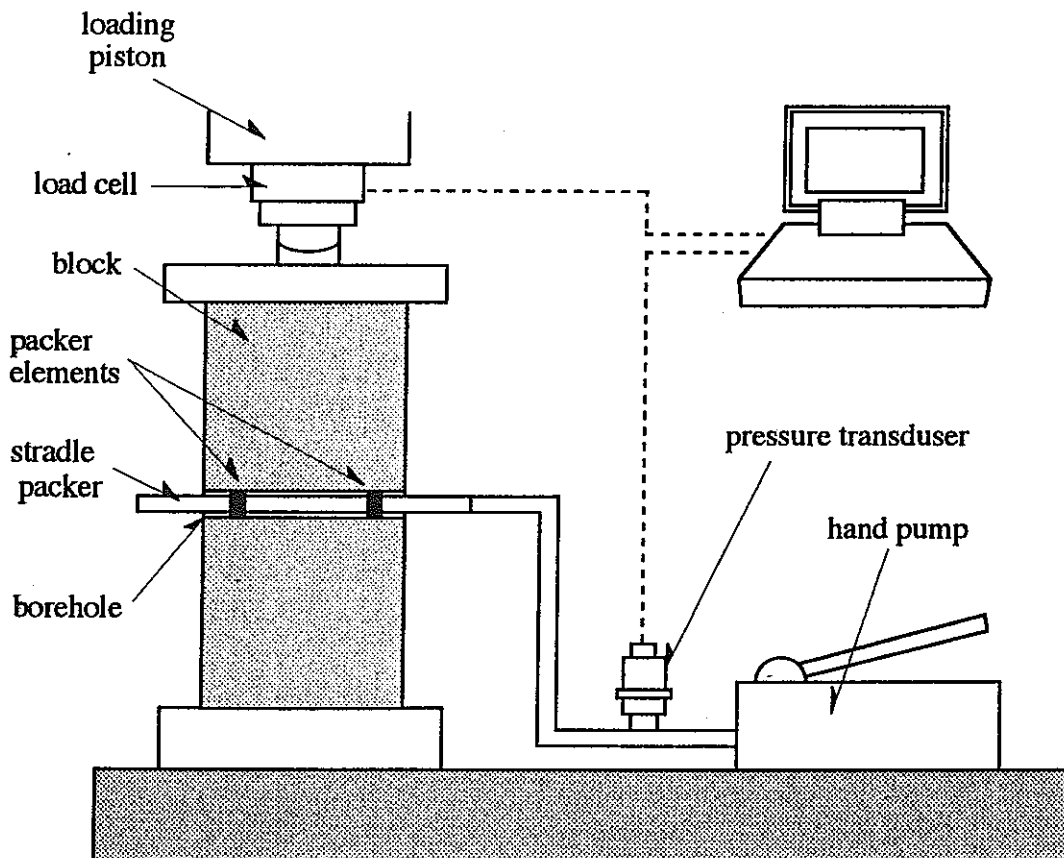


図5-2 室内水圧破碎実験装置

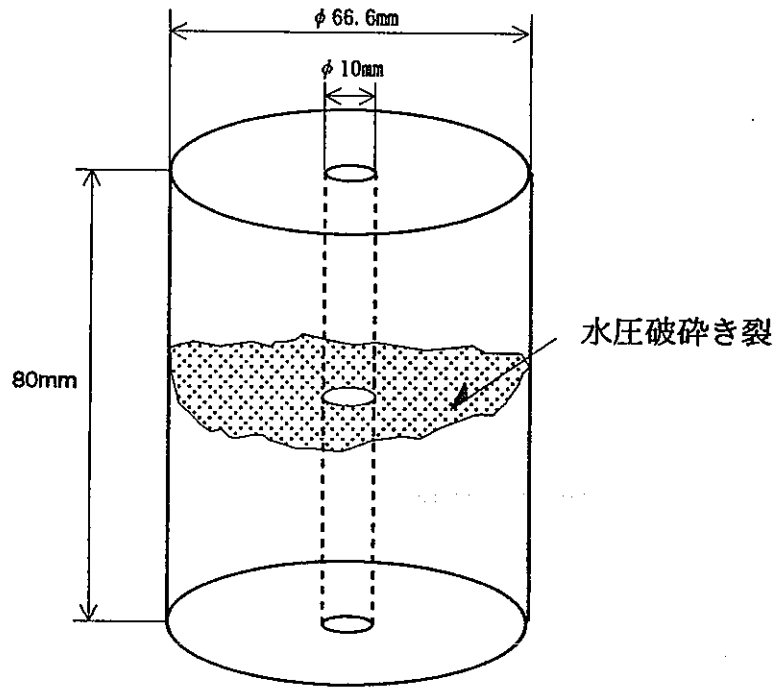


図5.3 試験片

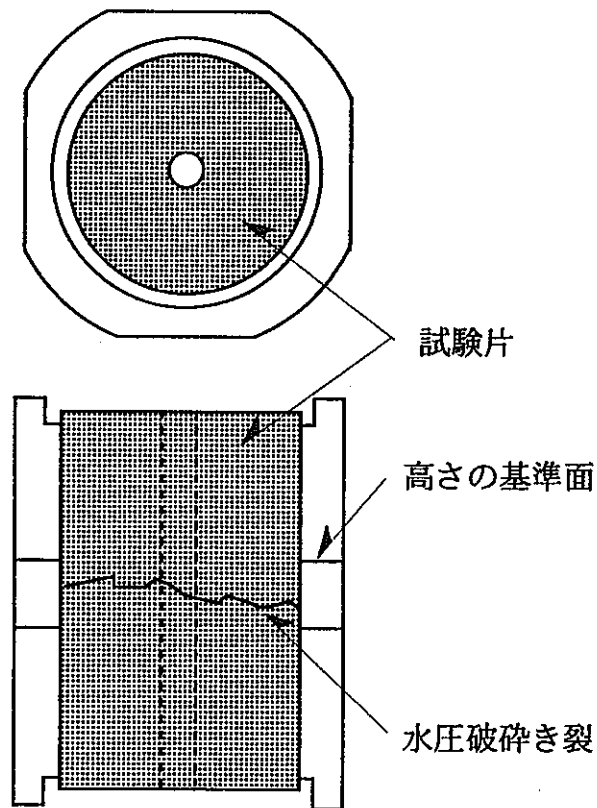
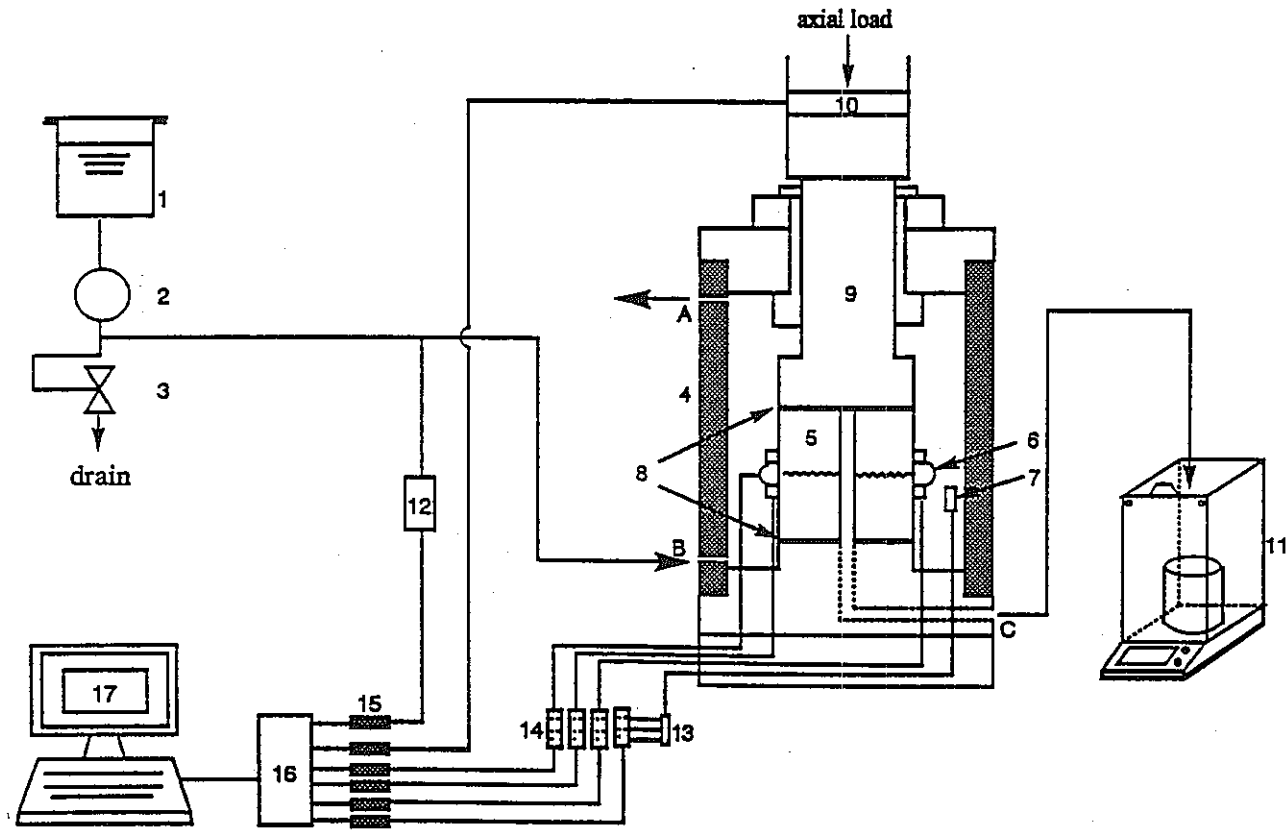
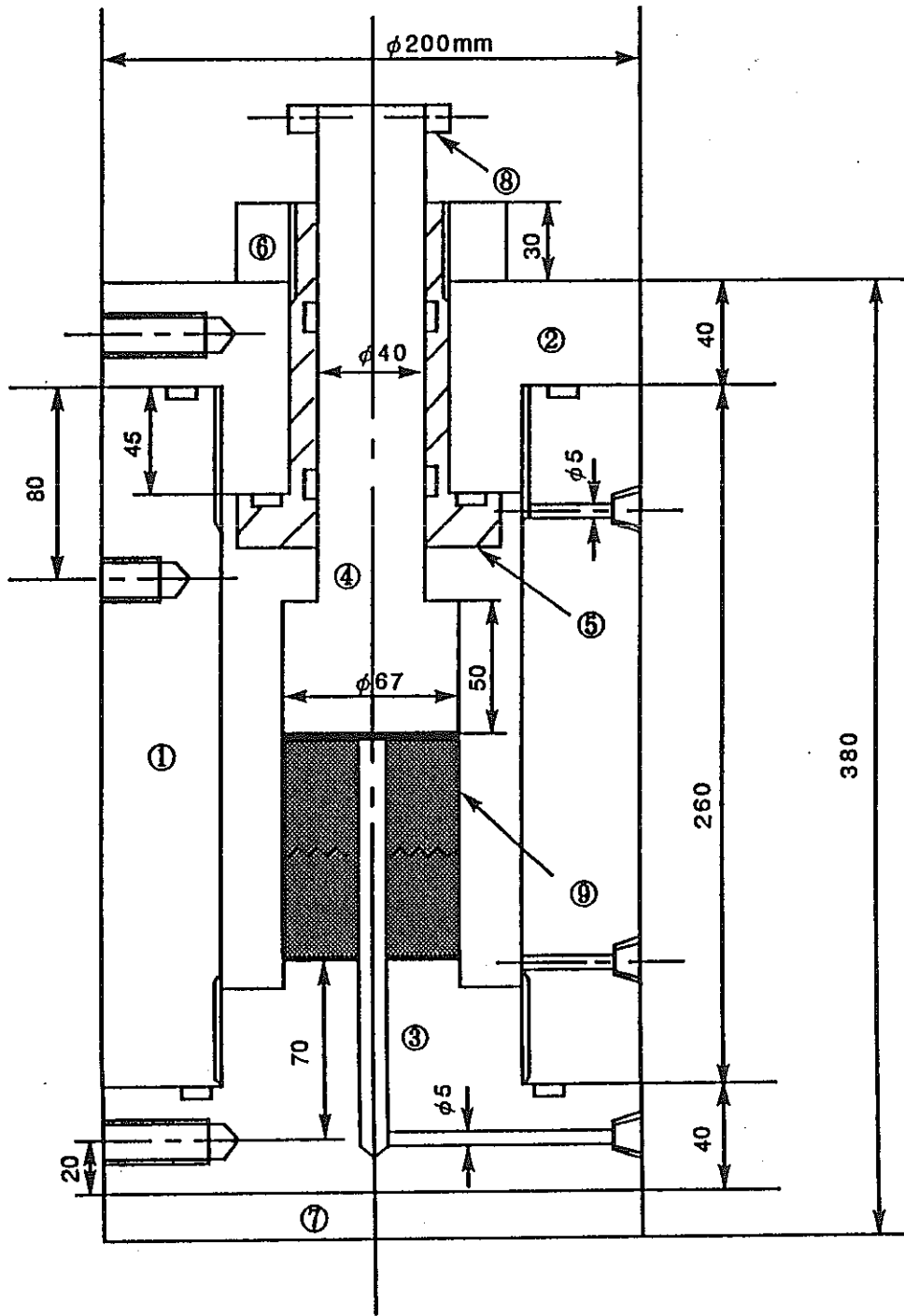


図5.4 試験片固定用治具



- 1、貯水タンク 2、高圧定流量ポンプ 3、保圧弁 4、圧力容器 5、試験片 6、ひずみゲージ式リン膏銅製変位計
7、温度ゲージ 8、パッキン 9、載荷棒 10、ロードセル 11、電子天びん 12、圧力変換器 13、アダプタ
14、ブリッジボックス 15、動ひずみ計 16、A/D変換ボード 17、コンピュータ

図5.5 透水実験装置の系統図



- ① 圧力容器胴部 ② 圧力容器上蓋 ③ 圧力容器下
 ④ 载荷棒 ⑤ プッシュ ⑥ ナット ⑦ ハカマ
 ⑧ ストップ ⑨ 試験片

図5.6 圧力容器

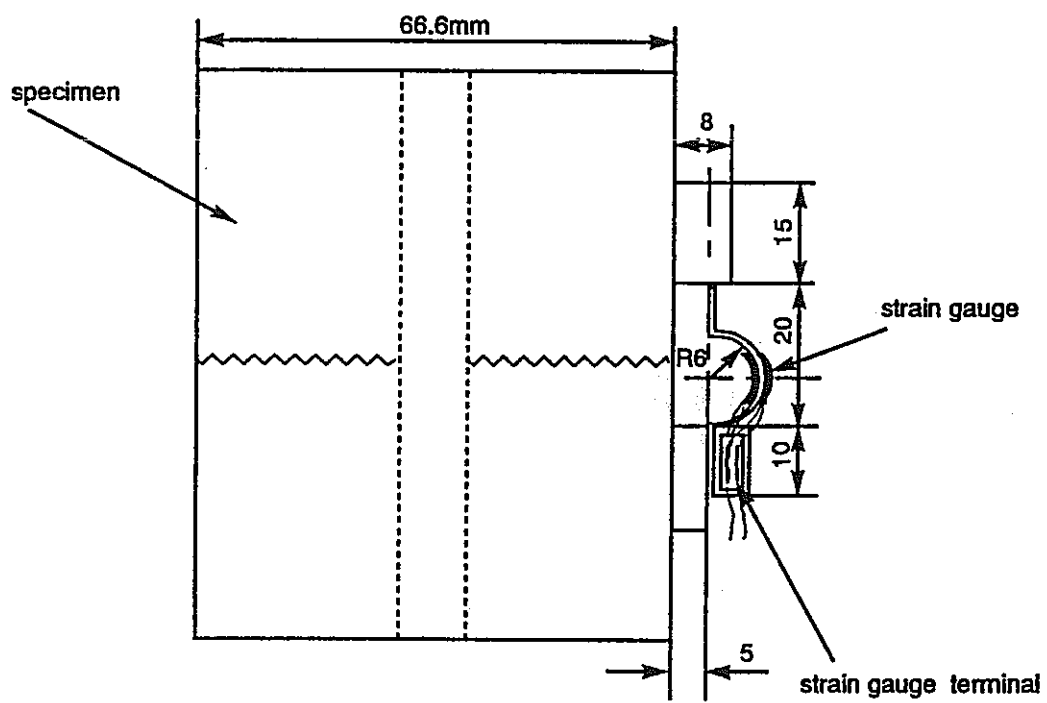


図5.7 ひずみゲージ式リン青銅製変位計とその取り付け位置

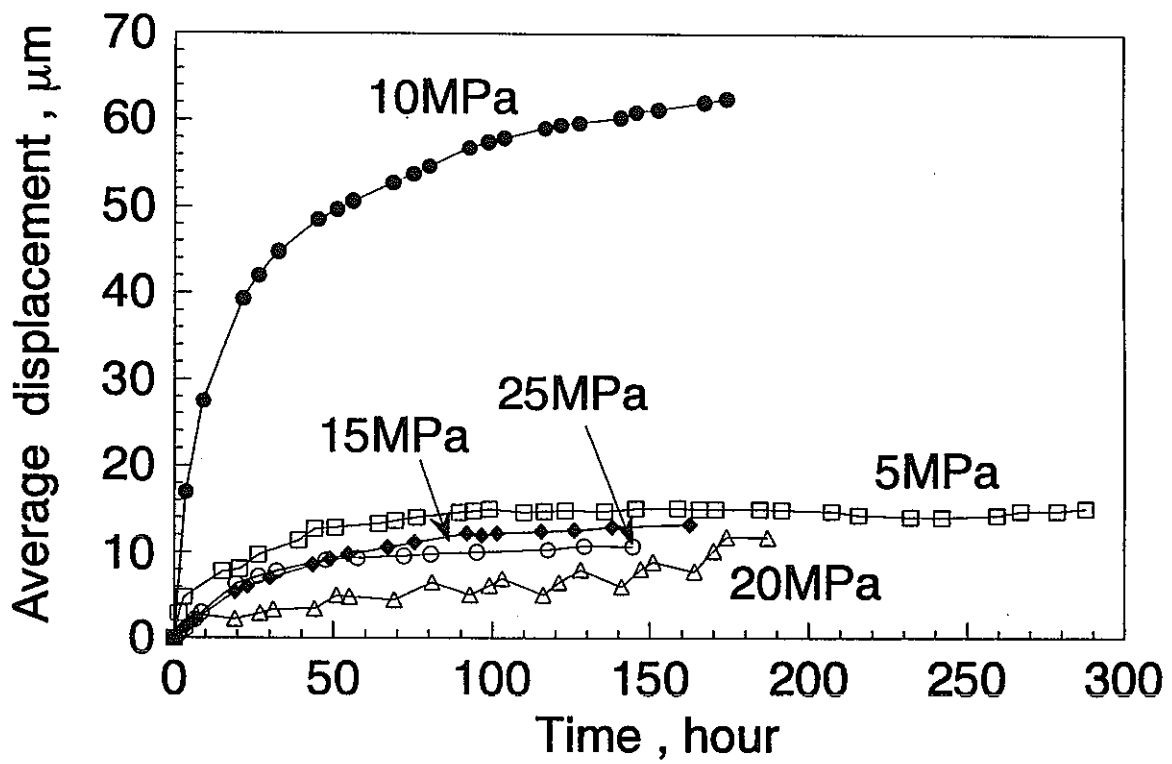


図5.8 き裂近傍平均変位の経時変化

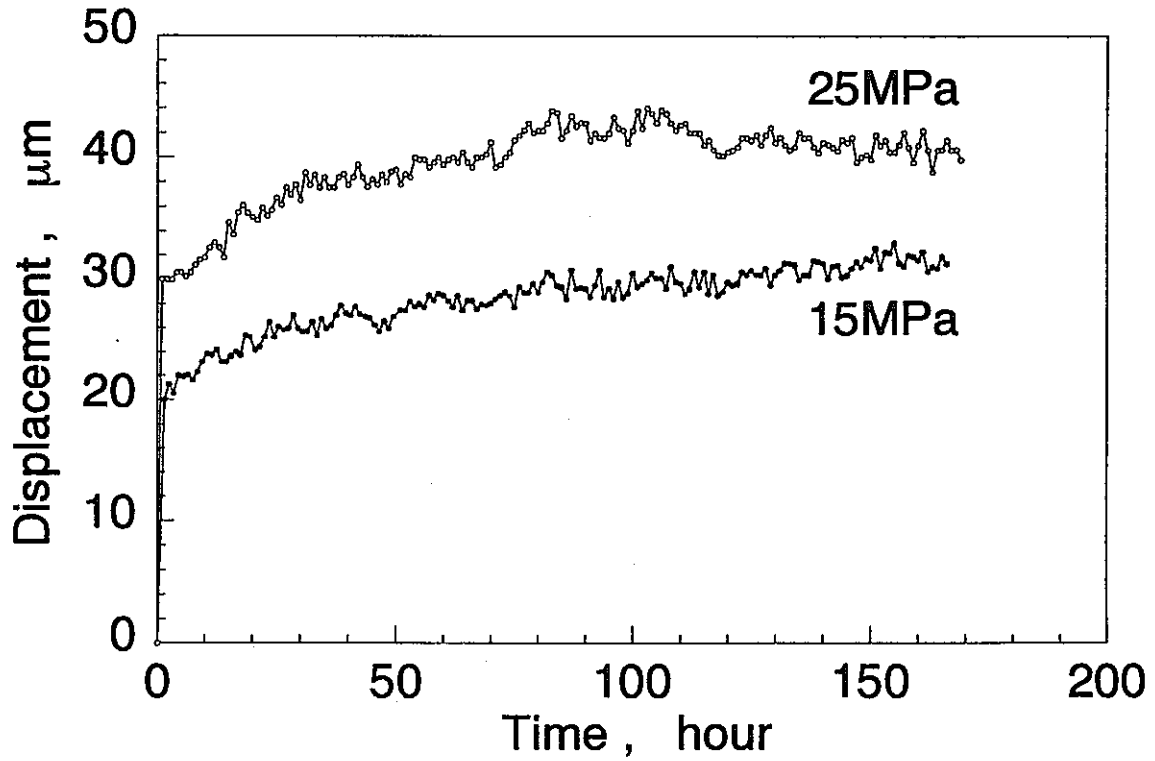


図5.9 インタクトな岩石のクリープ実験結果

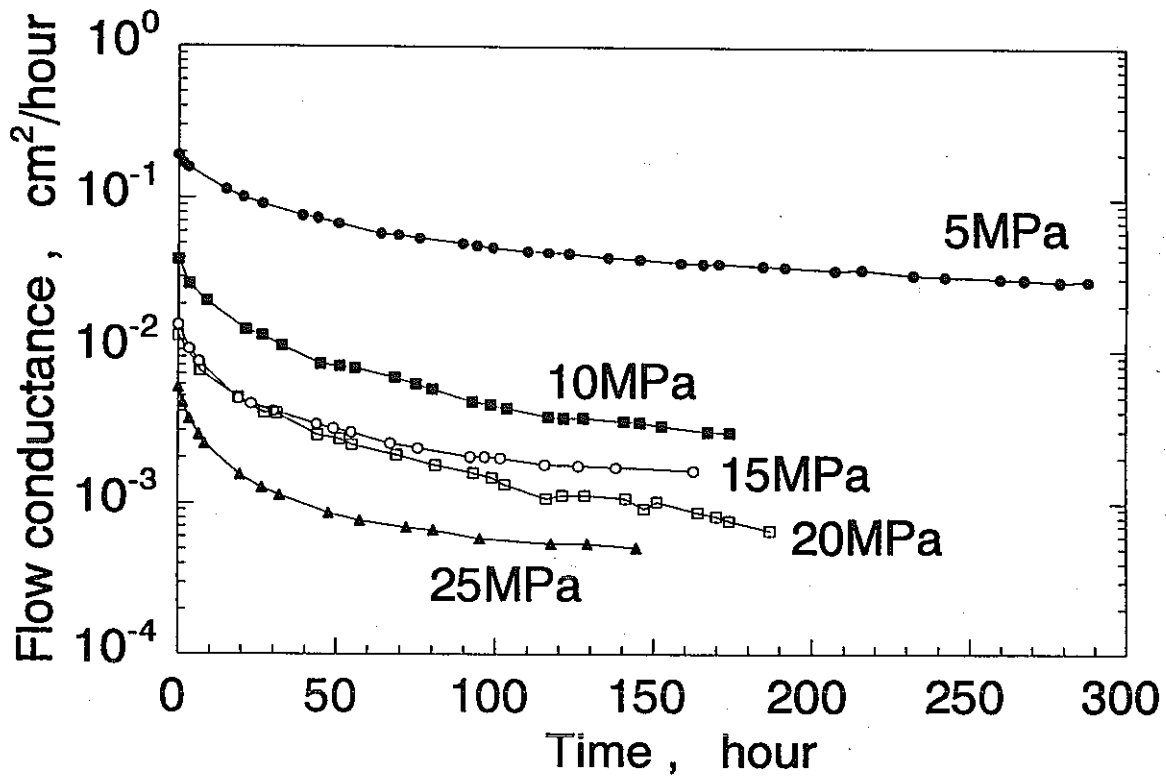


図5.10 Flow conductanceの経時変化

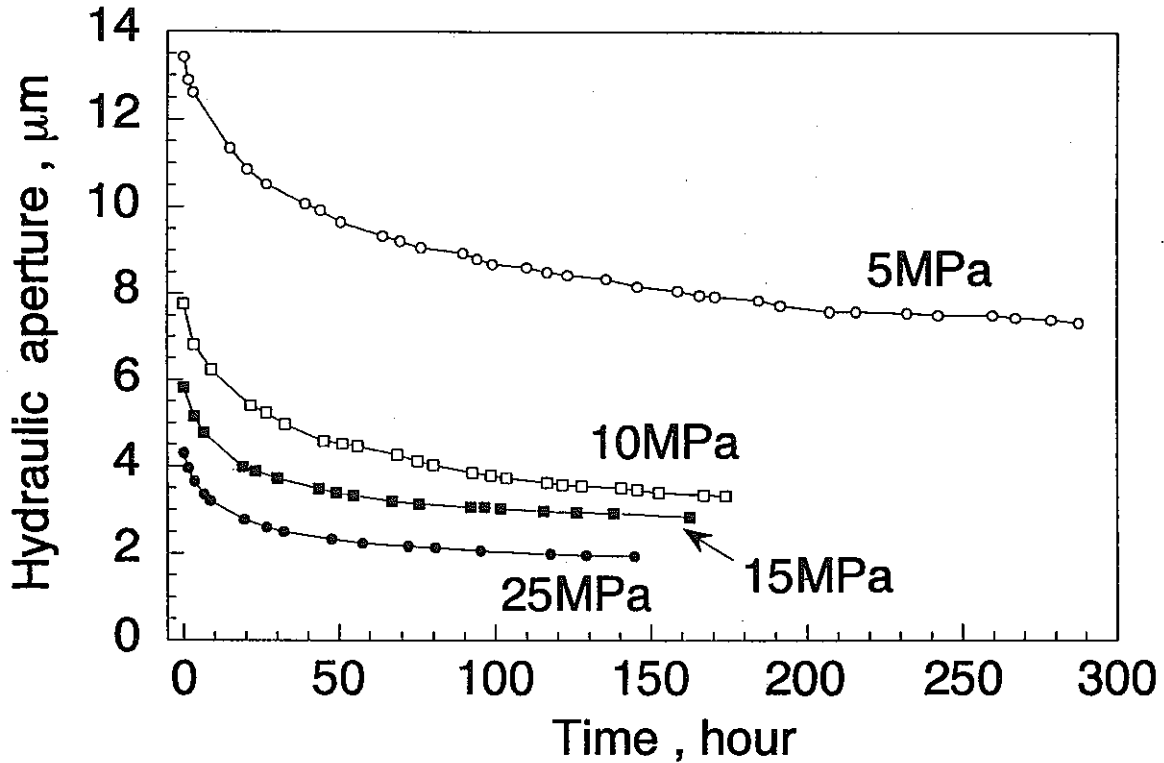


図5.11 水理学的間隙幅の経時変化

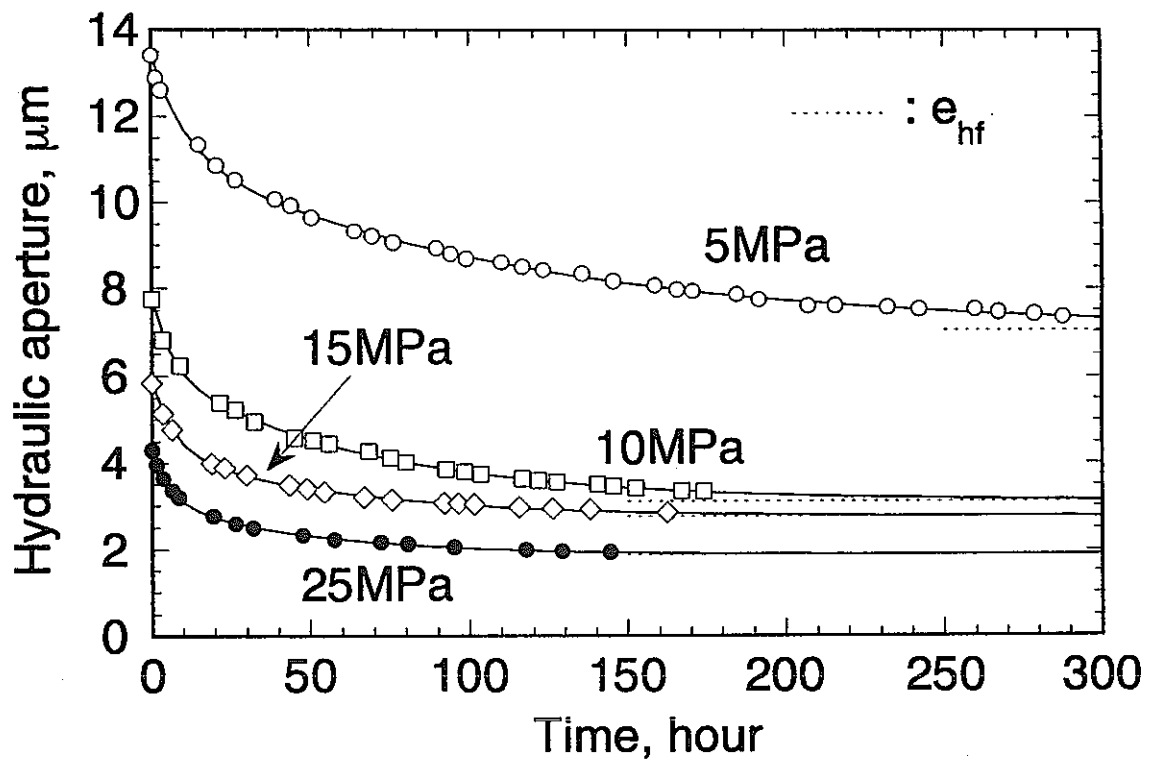


図5.12 水理学的間隙幅の経時変化に対する関数近似結果

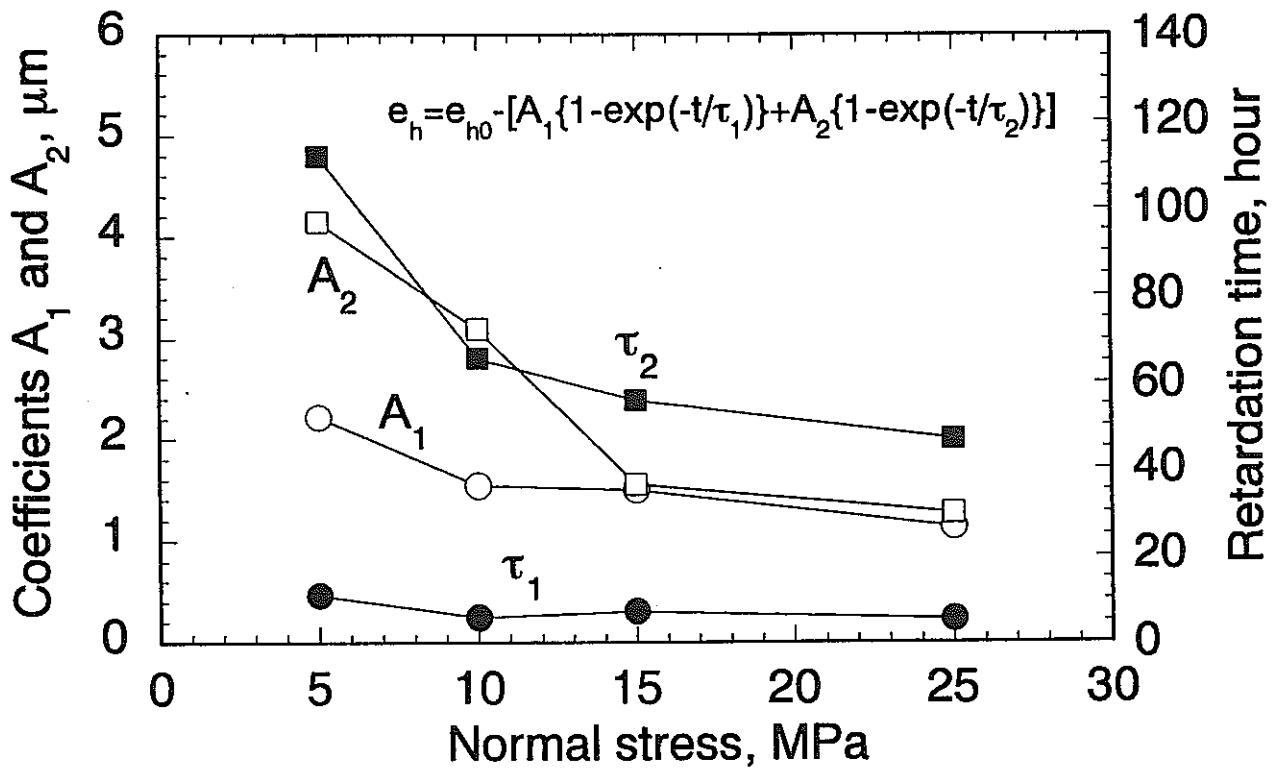


図5.13 各応力レベルにおける係数と遅延時間

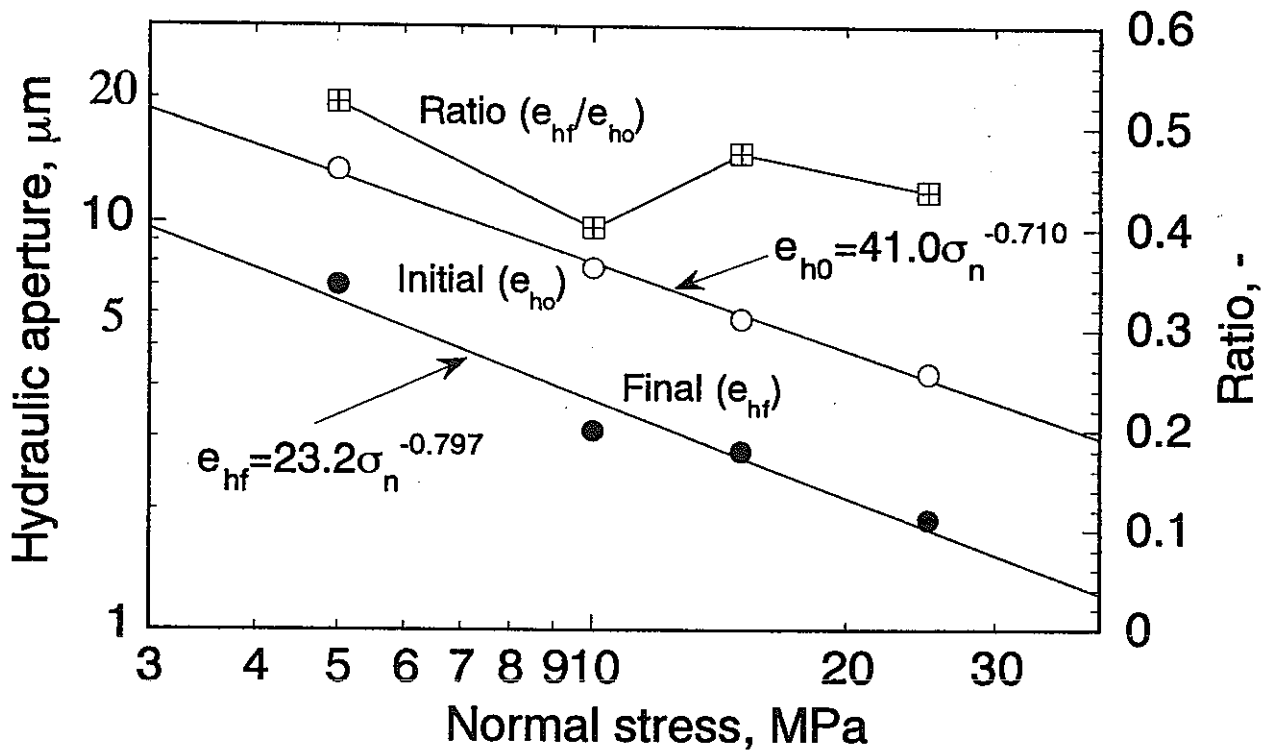


図5.14 垂直応力と初期水理学的間隙および最終水理学的間隙の関係

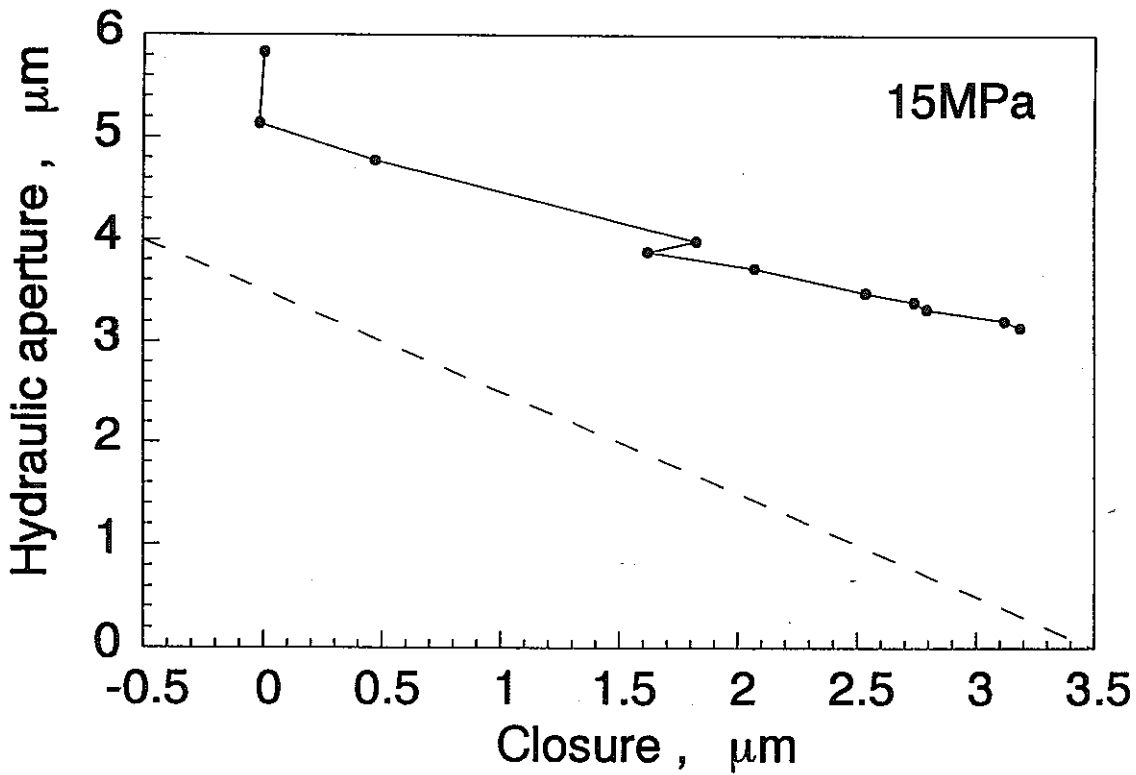
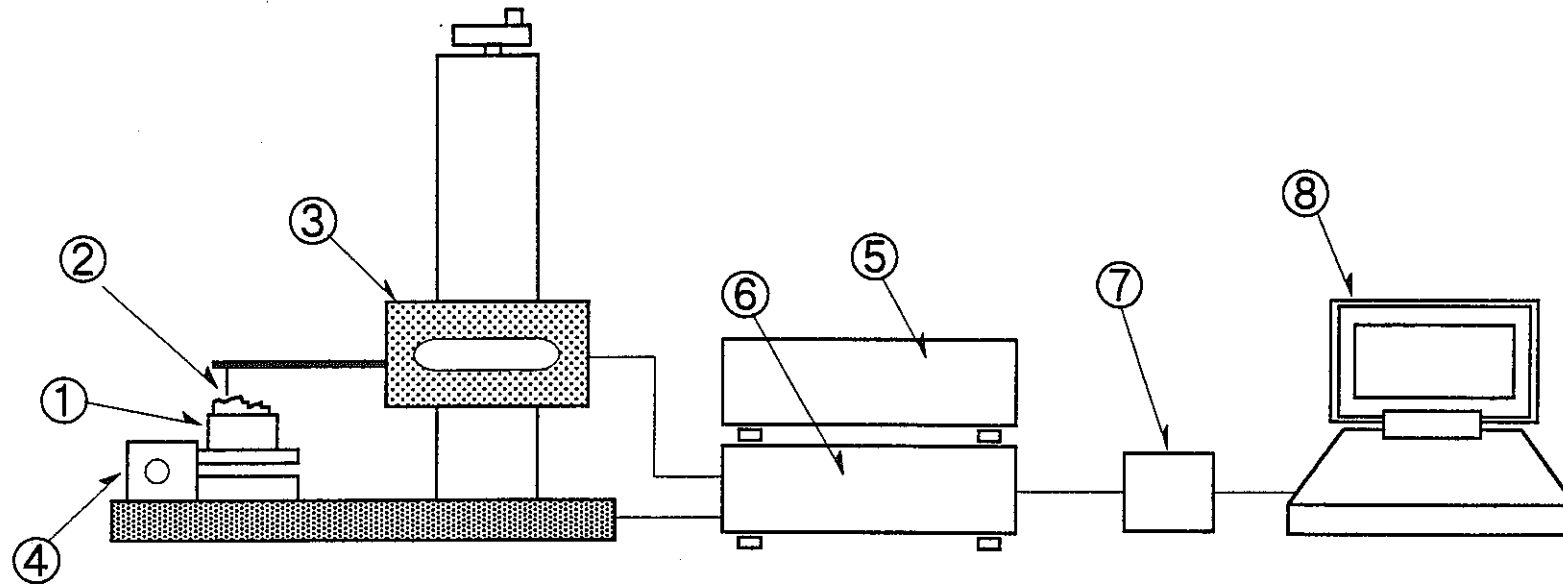


図5.15 水理学的間隙幅とき裂閉口変位の関係 (15MPa)



- ①試験片, ②スタイラス, ③スタイラス送り装置, ④電動テーブル
- ⑤3次元測定制御装置, ⑥輪郭形状測定器, ⑦16ビットA/D変換ボード
- ⑧パーソナルコンピュータ

図5.16 3次元輪郭形状測定システム

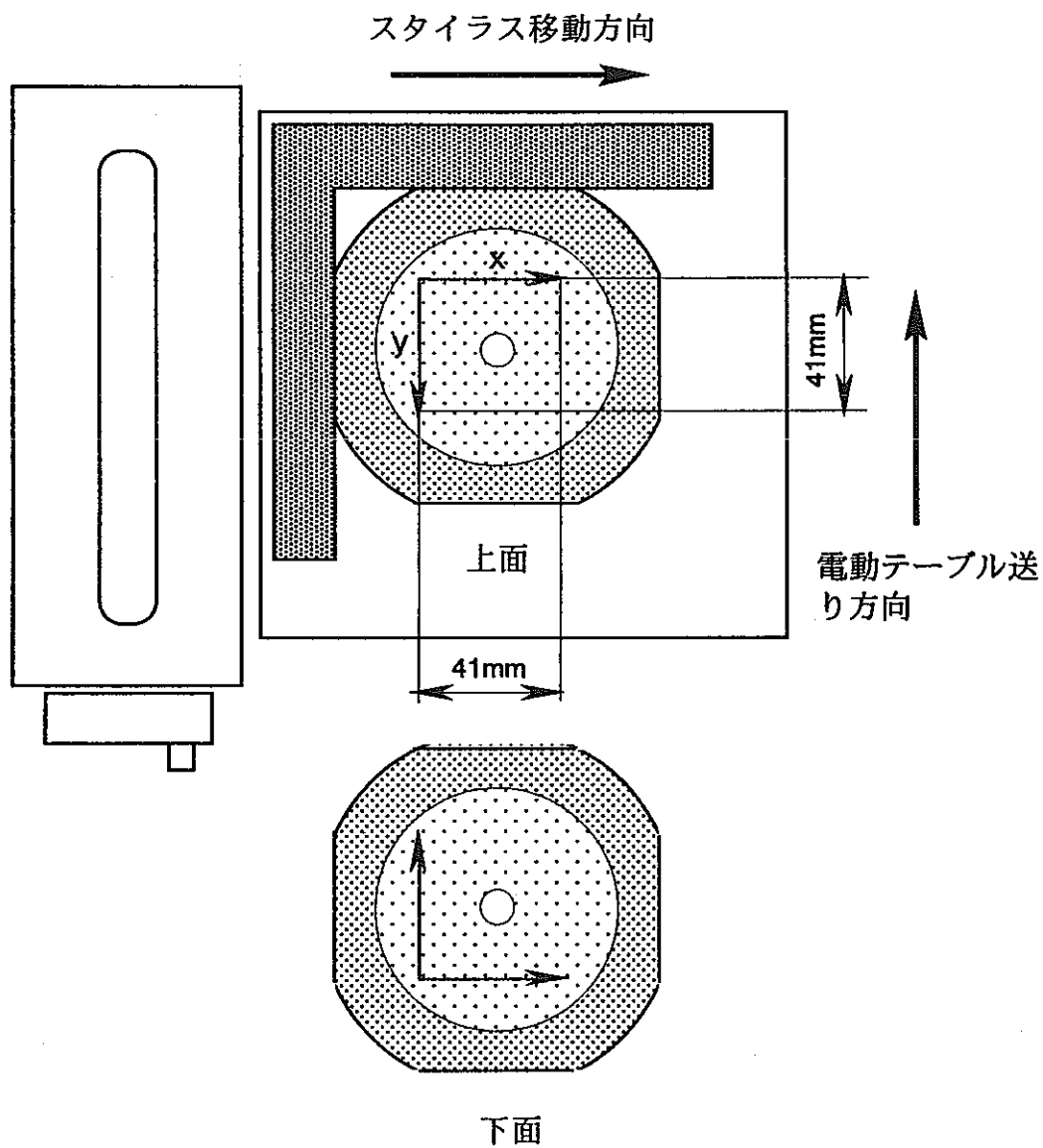


図5.17 試験片のセット方法

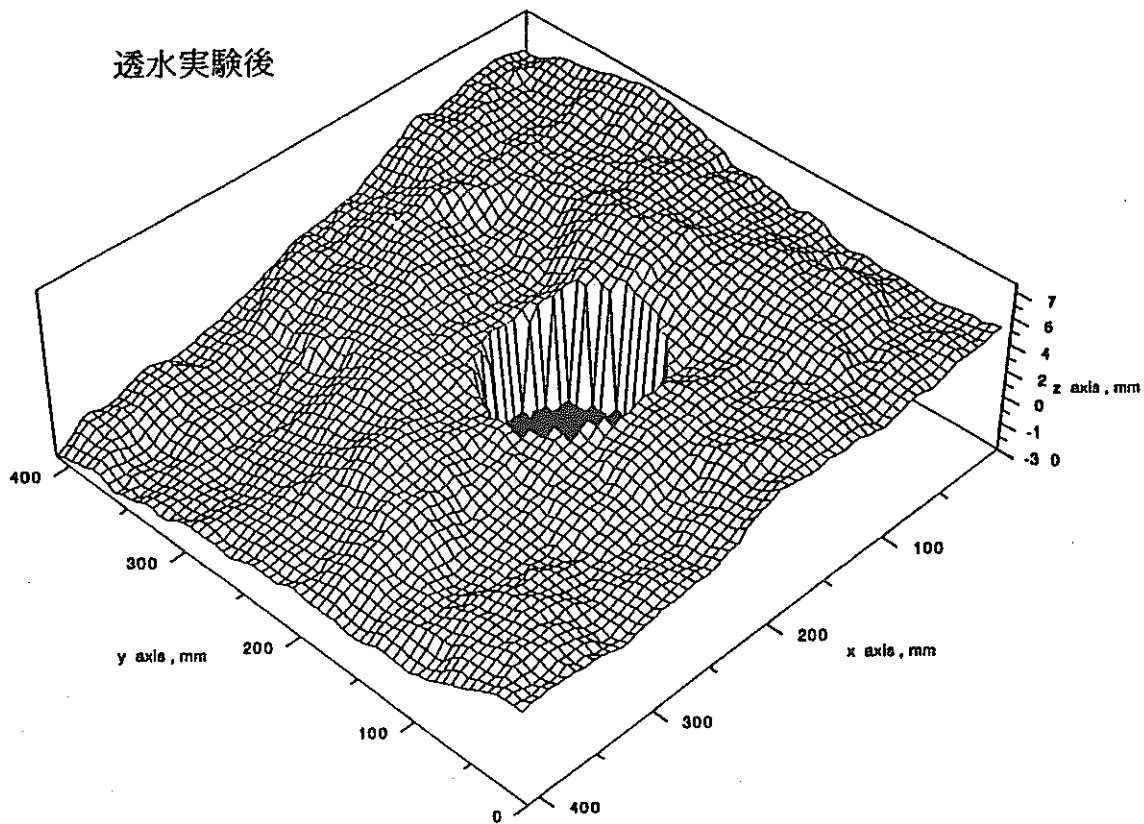
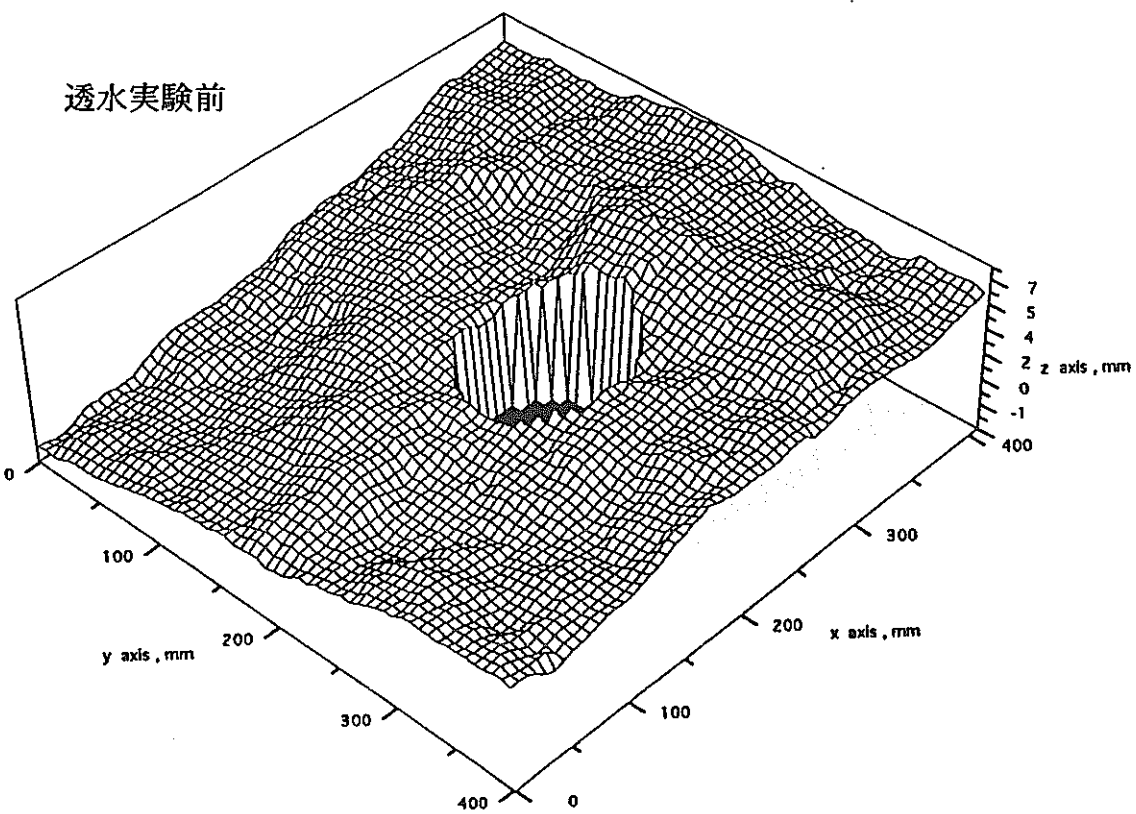


図5.18(a) 透水実験前後の表面形状 (上面, 10MPa)

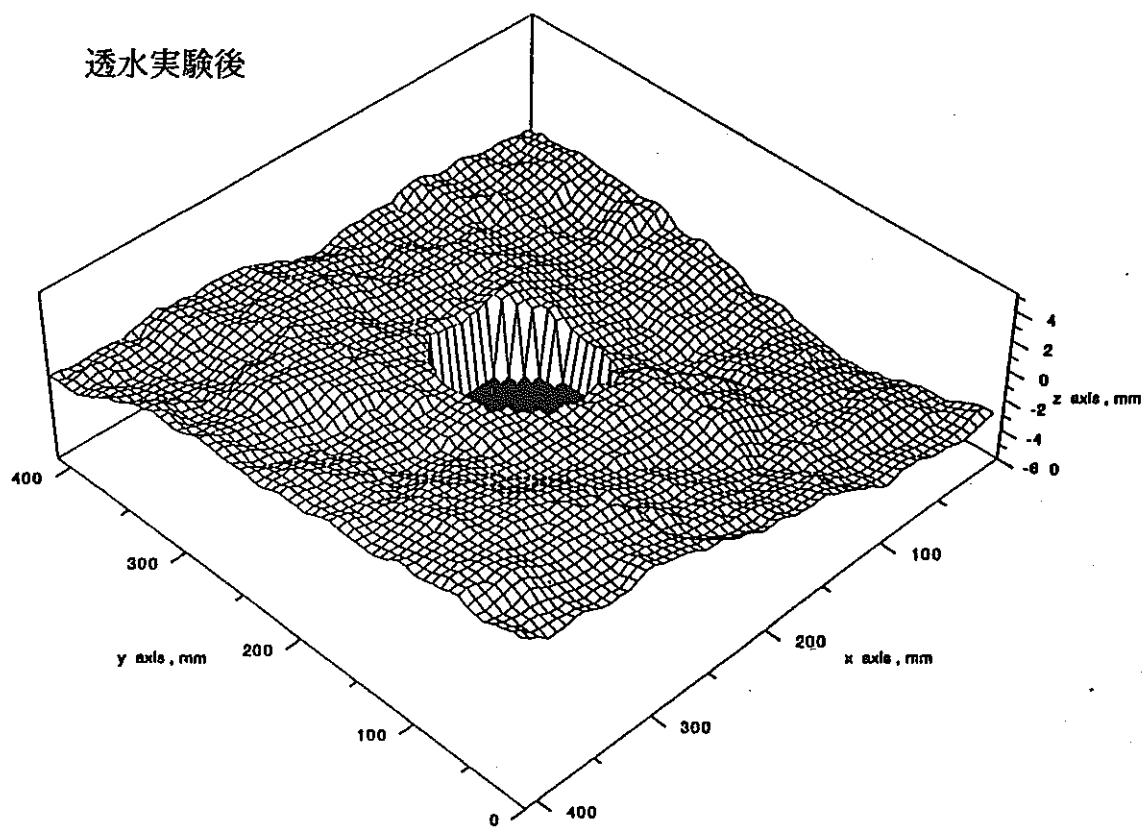
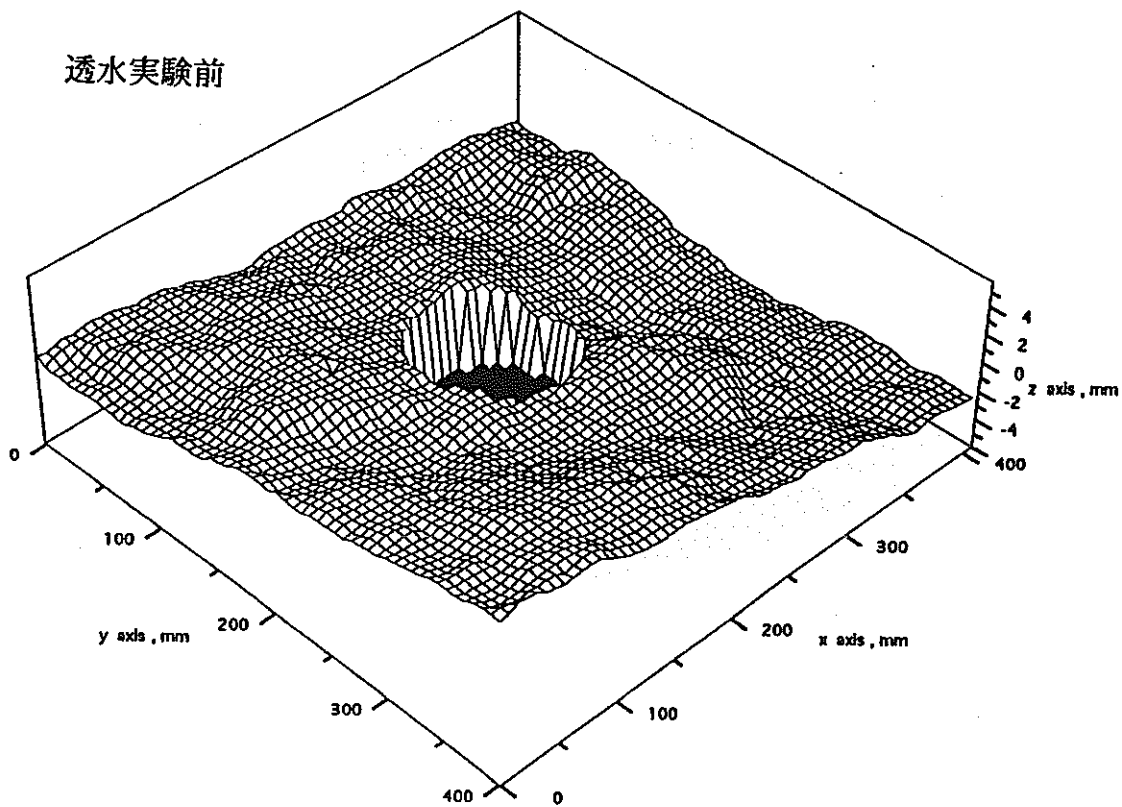
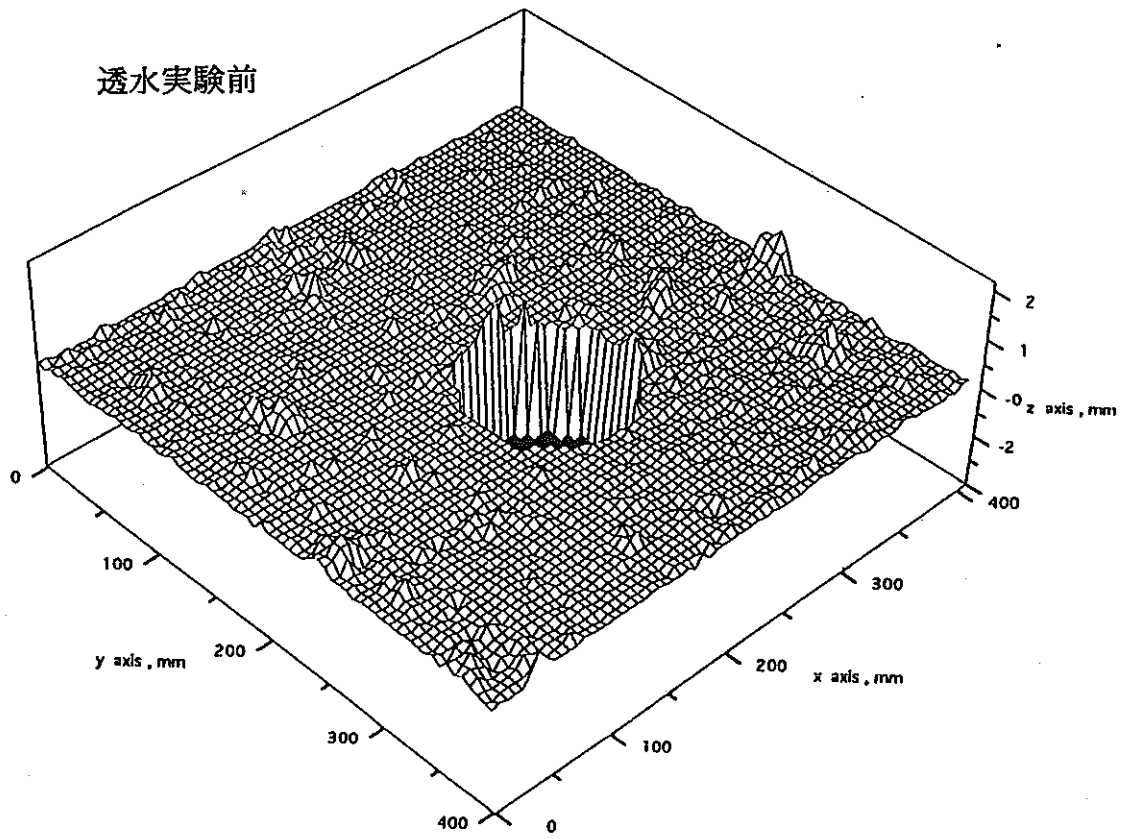


図5.18(b) 透水実験前後の表面形状 (下面, 10MPa)

透水実験前



透水実験後

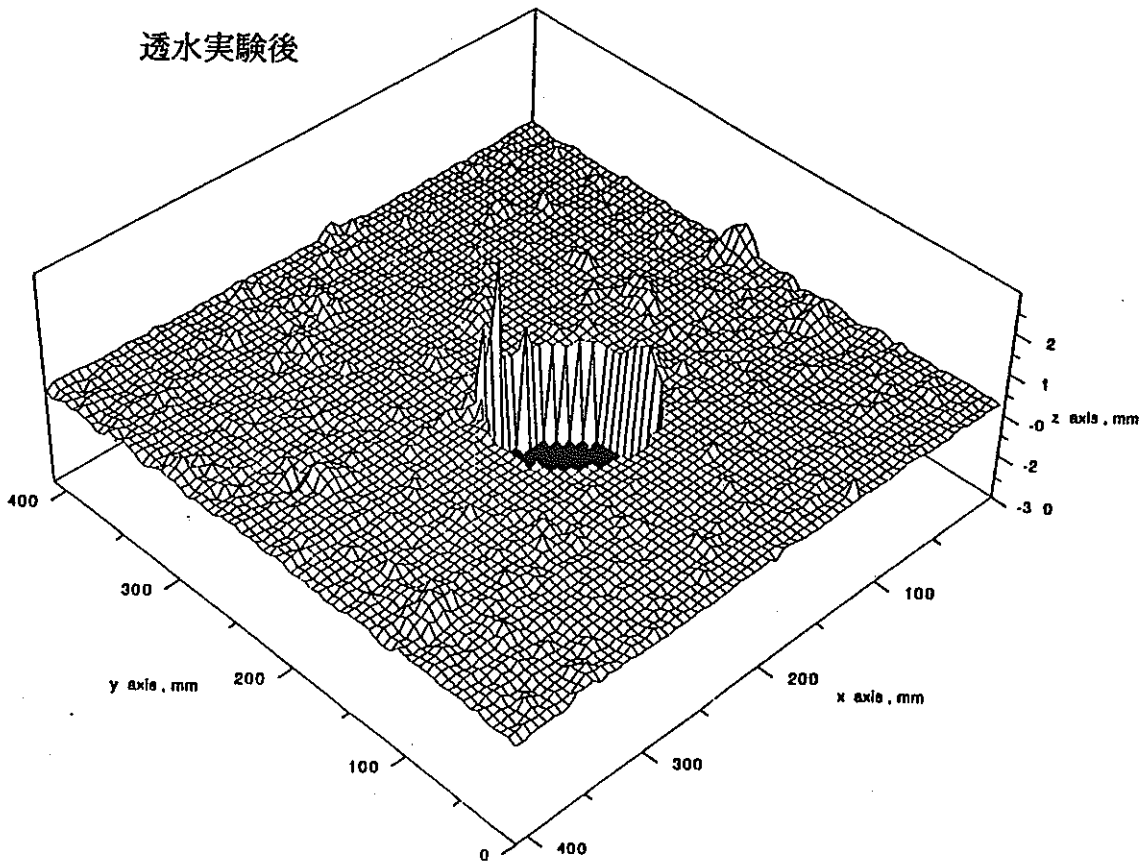


図5.18(c) 透水実験前後の間隙分布 (10MPa)

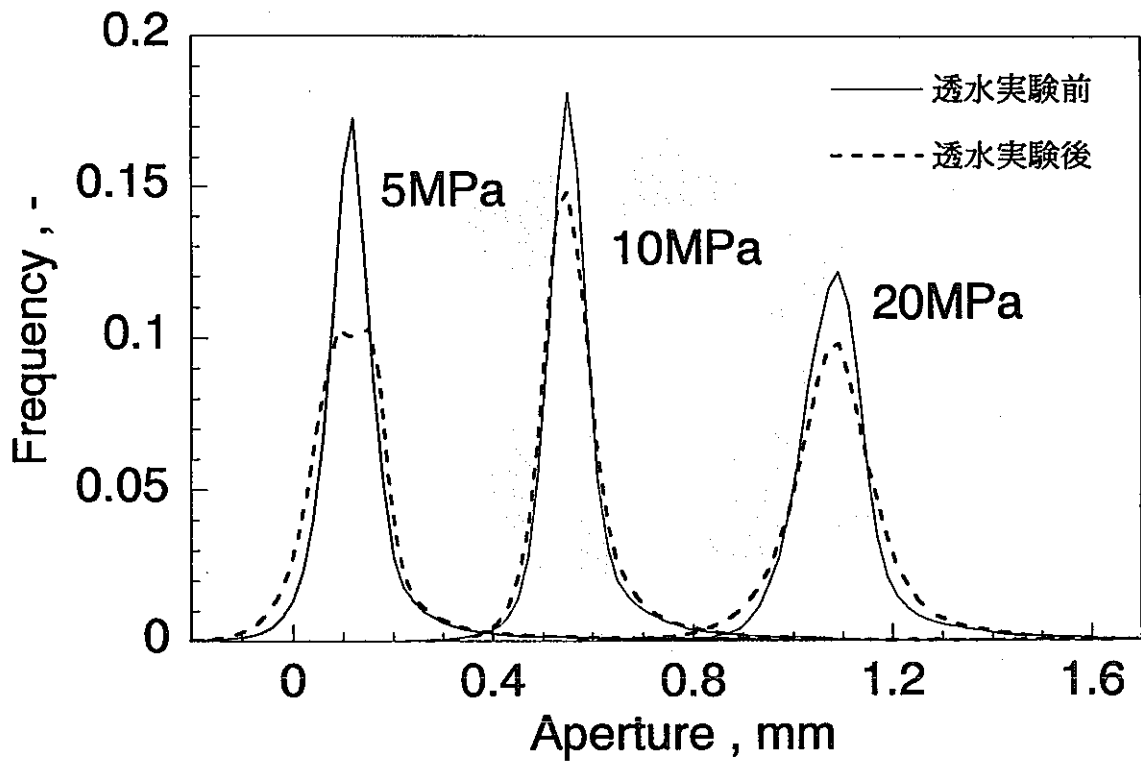


図5.19 透水試験前後の間隙の相対度数分布の比較

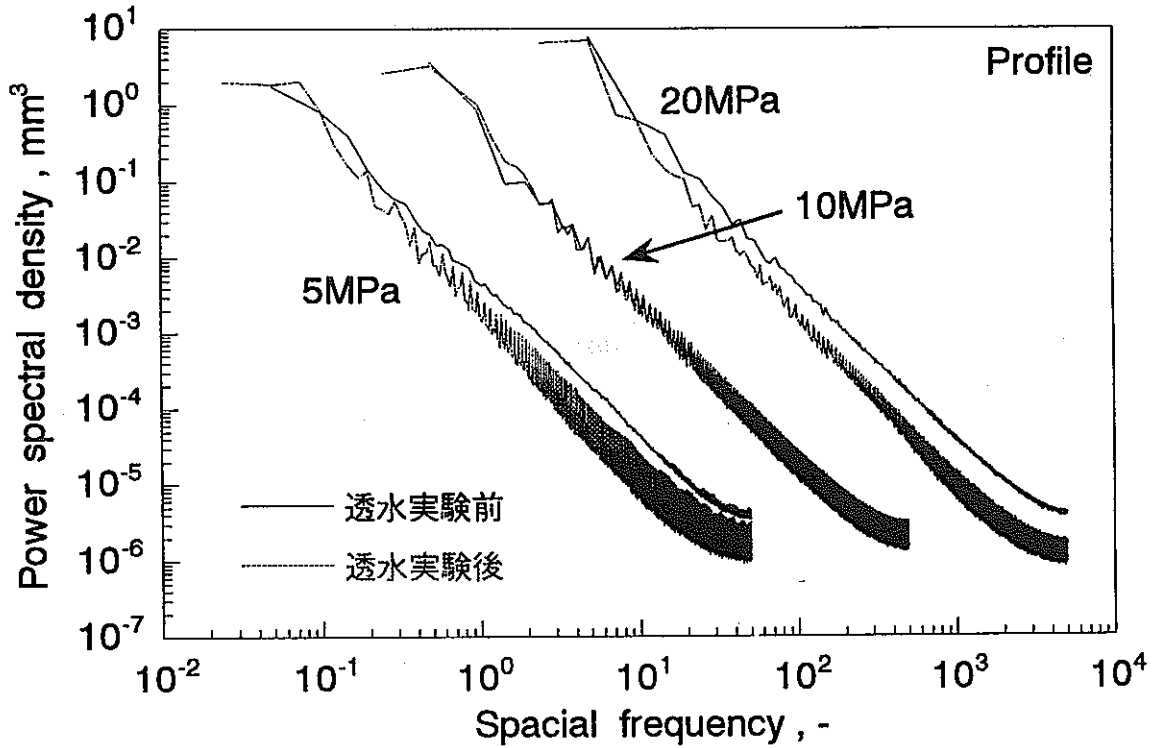


図5.20 透水実験前後における表面粗さのパワースペクトル密度関数の比較

表5.3 透水実験前後の表面粗さのフラクタル次元の比較

	透水実験前	透水実験後
5MPa	1.48	1.44
10MPa	1.47	1.47
20MPa	1.46	1.40

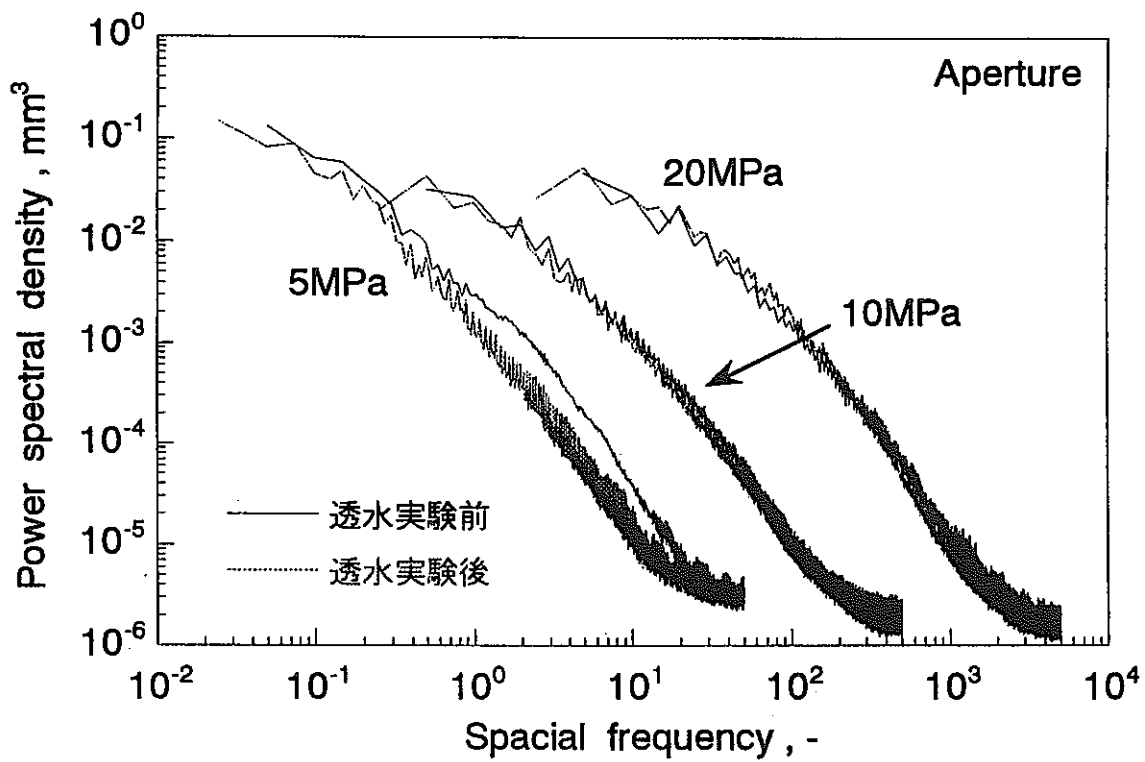


図5.21 透水実験前後における間隙のパワースペクトル密度関数の比較