

## 地下 1000 m 程度における砂岩・頁岩の強度・変形特性 に及ぼす中間主応力効果

高橋 学\* 小出 仁\*

TAKAHASHI, M. and KOIDE, H. (1989) Effect of the intermediate principal stress on strength and deformational behavior of sandstone and shale at the depth shallower than 1000 m. *Bull. Geol. Surv. Japan*, vol. 40(4), p. 207-222.

**Abstract :** To clarify the effects of the intermediate principal stress on the strength and deformational behavior of rocks, three types of sandstone (Shirahama, Izumi and Horonai Sandstone) and Yubari shale were deformed under true triaxial stress state in which the intermediate principal stress ( $\sigma_2$ ) is not equal to the minimum ( $\sigma_3$ ) and maximum ( $\sigma_1$ ) principal stress.

Failure strength increased with increase of  $\sigma_2$  in the low  $\sigma_3$  region. But under high  $\sigma_3$ , the failure strength increased with increasing of  $\sigma_2$ , showing the constant value in the particular range of  $\sigma_2$ , then decreased with more increasing  $\sigma_2$ . This  $\sigma_2$  effect on strength was larger in the brittle state compared to that in the ductile state. It was newly observed that  $\sigma_2$  effect on strength increased with increase of  $\sigma_3$ .  $\sigma_2$  induced the transition from the ductile to the brittle state. The principal strain for  $\sigma_2$  direction decreased remarkably with increment of  $\sigma_2$ , and principal strains for  $\sigma_1$  and  $\sigma_3$  direction were not changed at all. Then, the principal strain difference between  $\sigma_2$  and  $\sigma_3$  direction increased markedly with increment of  $\sigma_2$ .

### 1. はじめに

地表では硬くて脆い岩石が、地下深部の高温・高圧下では、「あめのように」曲がって、褶曲することは、地質構造の研究から、古くより知られていたが、実験によって確かめることができるようになったのは、いわゆる三軸試験装置が開発されてからである。三軸試験装置としては様々なタイプのものが考案されたが、もっとも一般的になったものは、流体圧下で一軸試験を行うタイプの装置である。これは中間主応力=最小主応力(時に、中間主応力=最大主応力)という応力条件の制約があるので、真の三軸試験とはいえないが、通常は、三軸試験というこのタイプの試験をいうようになっている。この様な試験結果からは、封圧( $\sigma_2 = \sigma_3$ )の増大は岩石を脆性から延性変形へと移行させたり、破壊時の軸歪が封圧の増加と共に増加するなどの一定の知見が得られた。ところが、地下空洞周辺で測定された絶対応力測定結果は、3つの主応力が異なる場合が多く、地下の岩盤の応力状態は中間主応力と最小主応力が同じという状態からかけ離れていることが明らかとなってきている。特に近年大

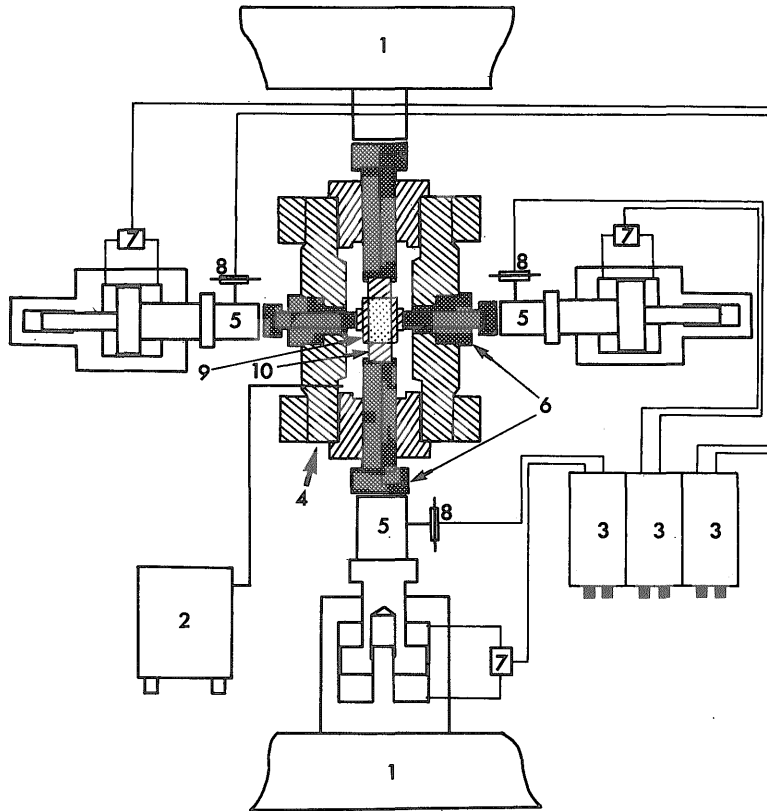
深度における地下空間利用が計画される中で、3つの主応力が異なる真の三軸応力下での岩石の性質を把握することが、工学的に重要となっている。このため3主応力が完全に異なるような応力状態を実現できる実験装置が必要になる。2つの主応力が常に同じという限られた応力条件しか実現できない従来の三軸試験装置(実際は流体圧下で一軸試験)と区別するため、3主応力を独立にコントロールできる試験装置を“一般的三軸試験”装置(茂木, 1971)または“真三軸試験”装置と呼ぶ(高橋ほか, 1988)。しかし、岩石における真三軸試験の歴史は浅く、得られたデータの数はごく僅かである。

真三軸試験が一般化されず、従って多くのデータが蓄積されずにいるのは次の2点によるものと考えられる。

#### ① 試験機が高価で、且つ試験方法が煩雑

中間主応力と最小主応力とを独立に供試体に負荷するために種々の方法が考案された。HOJEM and COOK (1968)は角柱供試体を円筒型反力枠内に設置し、中間主応力と最小主応力は円筒と供試体との間に設置されたフラットジャッキにより載荷され、さらに軸圧方向から載荷する方法(第1図)により、Karoo粗粒玄武岩の破壊強度に及ぼす中間主応力効果を確認した。これと同じ様な方法で立方供試体を用い、三対の剛性ピストンで載荷

\* 環境地質部



第1図 真三軸試験装置の概略図

ハッチ部は压力容器を示す。供試岩石は压力容器内で封圧 ( $\sigma_3$ ) を負荷された状態で上下・左右の2組のピストンにより二軸圧縮応力を受けることになる。 1. 剛性枠上下盤, 2. 封圧発生及び制御装置, 3. 計測及び制御盤, 4. 压力容器, 5. ピストン兼ロードセル, 6. 加圧ピストン, 7. サーボバルブ, 8. 変位変換器, 9.  $\sigma_1$  方向エンドピース, 10.  $\sigma_2$  方向エンドピース

する方法 (例えば, 丹羽 (1966); 赤井・森 (1967); 富田ほか (1970); SERATE *et al.* (1972); 荻野ほか (1979); 大沼・青柳 (1980); 古住・杉本 (1986) 等) も実施され, 岩石やコンクリート材料についての強度, 特に破壊限界に及ぼす中間主応力の影響が具体的に明らかにされた。しかし, 三対のピストンによる荷重方法は構造的な無理があり, 試験片に均一な応力を加えることができない上に, 試験操作も煩雑であった。

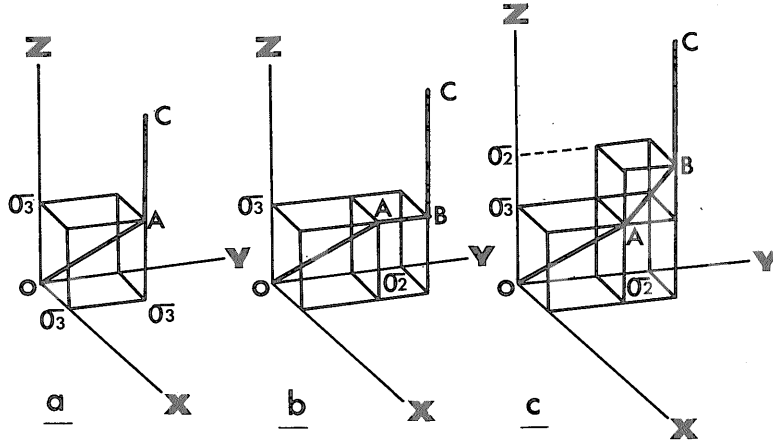
MOGI (1971 a, b) は通常の封圧三軸試験装置にもう1組, 横方向にピストンを組み込むことにより最大・中間主応力を剛体ピストンで, そして最小主応力を压力容器内の封圧にて負荷するという, いわゆる茂木型の真三軸試験装置を開発した。この方法では剛性ピストンは二対ですむので, 三対のピストンを使う方法に比べて, 操作性が向上し, 実験精度もよくなった。茂木の一連の実験により岩石の強度・変形特性に及ぼす中間主応力の影

響が基本的に明らかになった。

しかし, 茂木型の真三軸試験においても, 通常の封圧試験より, 中間主応力軸としての荷重装置が1組多いことは, 全体として高価な試験装置となる。さらに, 従来の封圧試験では静水圧を加えて軸方向のピストンを進行させ, 供試体を加圧する方法に対し, 真三軸試験ではその間に中間主応力の荷重が加わり, 後で述べるように煩雑な操作が要求され, そこには熟練した技術が必要となる。

#### ② 工学的観点からの研究が少ないこと

1960年代後半, 岩石の破壊強度は中間主応力の影響を受けるか否かの論議が起こり, 種々の実験的議論がされた (高橋ほか, 1988 参照) が, これらに終止符を打つ形となったのは MOGI (1971 a, b) の実験結果である。茂木は Dunham 苦灰岩, Mizuho 粗面岩, Solenhofen 石灰岩をもちい, 最小主応力が 15 MPa から最大 115 MPa



第 2 図 載荷経路

岩石の応力負荷の様子を主応力空間でみた場合. X, Y, Z 軸は最終的な主応力軸 ( $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ ) に相当する. a 通常の封圧下の三軸試験, b, c 真三軸試験

までの広い範囲にわたる真三軸試験を実施し、破壊強度に及ぼす中間主応力の影響を明らかにした。一方、真三軸応力下における物性測定については SONDERGELD *et al.* (1980) がパイロフィライトを用い、ダイレータシシー中のマイクロクラックによる弾性波速度 (P 波及び S 波) の変化を湿潤状態で測定し、いわゆる dilatancy-diffusion model の検証を行っている。彼らは SPETZLER *et al.* が実施したホログラフィーによる最小主応力方向の精密な変形測定実験 (16 個) の内の 3 個のデータについてまとめたものである。この様に地球物理学的観点から実施された真三軸試験では、高压下での岩石の変形・破壊の性質の理解に重点が置かれ、工学的に必要な岩石の強度・変形特性に関するデータを蓄積することは、あまり重視されなかった。しかし、実験精度の高い茂木型の真三軸試験装置を用いた、岩石の真三軸試験データの蓄積は工学的にもきわめて重要である。

そこで、筆者らは比較的大きな試験片  $35 \times 35 \times 70$  mm (最大  $50 \times 50 \times 100$  mm, ちなみに MOGI は  $15 \times 15 \times 30$  mm, SPETZLER らは  $31.6 \times 31.6 \times 31.6$  mm) を用いて、真三軸試験としては能率的で且つ実用的試験が可能な茂木型の真三軸試験装置を制作し、工学的に重要と考えられる堆積岩、特に砂岩、頁岩などの比較的軟らかい岩石に注目し、真三軸試験を行った。工学的には地下数 10 m から、せいぜい 1000 m 程度の深さに相当する岩石物性値が得られれば良いので、最小主応力は深度 1000 m に相当する地圧約 25 MPa ないし、応力集中を考慮してもせいぜい 50 MPa 程度までのデータがあれば十分と言える。ここでは主に強度特性と変形特性に及ぼす中間主

応力効果について述べ、それらについての傾向をまとめてみた。

## 2. 実験方法

### 2.1 真三軸試験装置の性能

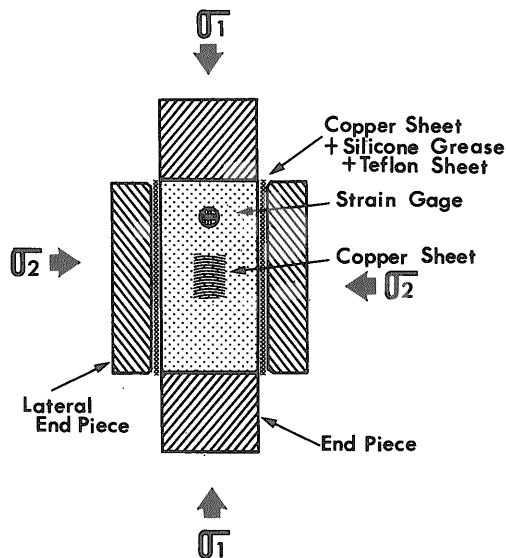
第 1 図は地質調査所に設置されている真三軸試験装置の概念図である。本装置の構成は以下の組合せからなりたつ。

- イ) 剛性枠上・下盤(1)
- ロ) 封圧発生及び制御装置(2)
- ハ) 計測及び制御盤(3)
- ニ) 圧力容器(4)
- ホ) ピストン兼ロードセル(5)
- ヘ) 加圧ピストン(6)
- ト) サーボバルブ(7)
- チ) 変位変換器(8)

なお、同図で上下方向は最大主応力 ( $\sigma_1$ )、左右方向は中間主応力 ( $\sigma_2$ ) となる。(9), (10) は  $\sigma_1$  および  $\sigma_2$  方向のエンドピースである。最大載荷能力は  $\sigma_1$  方向が 250 ton,  $\sigma_2$  方向が 50 ton, そして  $\sigma_3$  は 100 MPa の負荷能力を有している。当試験機はサーボコントロールシステムを有しているため、試験中応力、歪を一定の条件で制御することができる。更に、岩石内の物性変化を同時にかつ大量に測定するためのリード線取り出し口が取り付けられ、歪測定では最大 56 チャンネル分のゲージの出力が可能である。

### 2.2 載荷方法

岩石供試体にどのような順番で応力を加えるかを、主



第3図 試験前の供試体の組立

$\sigma_2$  方向の端面拘束を減ずるために銅箔、シリコングリス、テフロンシートを順に重ねて供試体とエンドピースとの間に挿入。こうして出来上がったものは最終的にシリコンゴムによって全体が被覆される。

応力空間で表示したのが載荷経路である。ここで用いた載荷経路は第2図に示される3つの方法である。同図(a)は通常、封圧試験で用いられる載荷経路である。先ず最初に供試体を所定の大きさの静水圧状態(A)におき、次に軸圧だけを増加し破壊へと至らしめる(A→C)。同図(B)ではA点にいたる間の載荷経路は(a)封圧試験と同じであるが、その後、Y軸の荷重を所定の大きさまで増大させ(B)、ついでZ軸の荷重を破壊に至るまで負荷する(B→C)。本試験ではこの載荷方法を最も多く用いた。しかし、(b)の方法における(A-B)の経路は、(a)の方法における(A-C)の経路と同一であり、この過程で負荷される応力増分が大きいと供試体は破壊に至ってしまう。この場合の応力状態は封圧試験と同一であり、真三軸応力状態、つまり3つの主応力が互いに相異なる状態は実現されないことになる。このため、方法(b)では余り大きな中間主応力を作用させることができない。この欠点を取り除くため、(c)に示す方法も一部採用した。(C)の方法では、(O-A)に至る間の載荷経路は前二者と同じであるが、A点から後はY、Z軸方向の応力を同時に同じ量だけ増し(A-B)、その後Z軸方向の荷重を供試体が破壊するまで増加させる。この方法では(b)に比べ、大きな中間主応力をかけることができる点で優れているが、載荷する操作が煩雑なた

第1表 供試岩石一覧表

岩種	記号	産地
白浜砂岩	SSSI	和歌山県白浜町
和泉砂岩	SSIZ	大阪府泉南郡岬町
夕張頁岩	YUSH	南大夕張炭坑三卸六片本層九立入
幌内砂岩	HOSS	幌内炭坑西部七片立入

め、補助的にしか用いなかった。

強度特性に及ぼす載荷経路の影響については、すでに検討が加えられ(SWANSON and BROWN (1971)), 岩石やコンクリートなどでは影響を及ぼさないことが確認されており、ここでは新たに確認しなかった。

### 2.3 歪計測

本試験では歪は以下の独立な3つの主歪で表される。最大、中間、最小主応力方向の主歪をそれぞれ $\epsilon_z, \epsilon_y, \epsilon_x$ とすると、体積歪 $\epsilon_v$ は3つの主歪の和として表される。

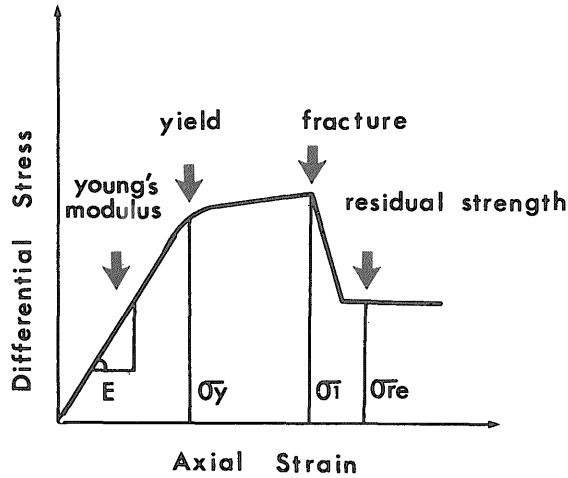
$$\epsilon_v = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$$

第3図は供試体を最小主応力方向からみた場合の概略図で、最小主応力方向の歪のための変位変換器を取り付けた様子が示されている。この変位変換器は精度が高く、再現性に優れた2枚の鱗青銅板と4枚の歪ゲージ(350Ω)から構成されている。捻り等による誤差を取り除き、測定精度を高めるために、4枚のゲージはアクティブダミー法によりブリッジが組まれている。供試体と変換器の接点にはある程度の摩擦抵抗が予想されるので、供試体側面に銅箔を張り両者が滑らかに動くよう工夫した。最大及び中間主応力の歪は供試体の $\sigma_3$ 面上に張られた2枚のクロス型歪ゲージにより検出される。

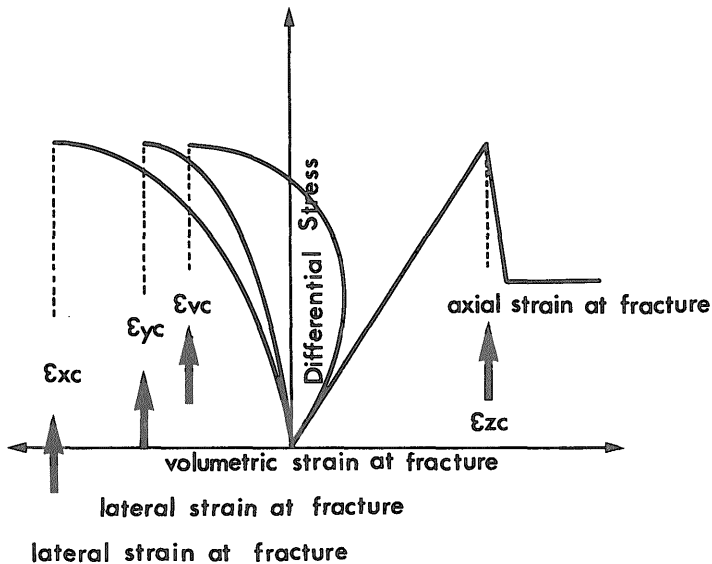
載荷中の歪の測定はデスクトップコンピュータ(HP-9845)によって、1分間隔で行われた。歪ゲージ及び変位変換器からの出力は歪計(東京測器社製-TDS301)を介してコンピュータに取り込まれ、CRT及びプリンターにプリントアウトされた後にフロッピーディスクに保存される。

歪は載荷の全過程を計測対象にしたのではないことを断っておく。すなわち、歪の計測は載荷経路の一部、第2図では(a)の場合(A-C)区間、(b)(c)の場合(B-C)区間に限定し実施した。従って、歪のゼロ点は $\sigma_3, \sigma_2$ を所定の値に維持したのちに設定したわけである。

供試体の組立は以下の順で行う。先ず最初に供試体にクロスタイプの歪ゲージ2枚と変位変換器の接触部のための銅箔を所定の位置に接着する。軸圧( $\sigma_1$ )及び側圧( $\sigma_2$ )方向のエンドピースを取り付け、両者の隙間をエポキシ樹脂で覆う。現在、供試体と $\sigma_1$ 方向のエンドピース



第4図 強度特性量の定義について  
 差応力-軸歪曲線での定義。降伏 (yield,  $\sigma_y$ ), 最大強度 (fracture,  $\sigma_f$ ), 残留強度 (residual strength,  $\sigma_{re}$ ), ヤング率 (Yong's modulus,  $E$ ).



第5図 変形特性量の定義について  
 破壊時の各主応力方向の歪量の定義  
 破壊時の最大主応力方向の歪量 ( $\epsilon_{zc}$ ), 中間主応力方向の歪量 ( $\epsilon_{yc}$ ), 最小主応力方向の歪量 ( $\epsilon_{xc}$ ), 体積歪 ( $\epsilon_{vc}$ )

との寸法差は 1 mm ある。この方法は供試体とエンドピースとの端面拘束を緩和させる方法として用いられている。同様に、 $\sigma_2$  方向の端面拘束を減ずるために供試体と側方エンドピースとの間に厚さ 0.1 mm のテフロンシートと銅箔をシリコングリースを介させて用いている。こうしてでき上がった供試体には圧力容器内部の封

圧流体の浸入を防ぐためにシリコンゴムが全体に塗布される。

### 3. 供試岩石

第1表は供試岩石の名称、記号 (整理上付けた記号) 及び採取場所を示す。北海道の2炭坑で採取した供試岩

石は、以下幌内砂岩、夕張頁岩と略称する。この両岩石は各現場よりブロックとして入手し、大型湿式カッターにより、小割にしたのち、カッターにより寸法が  $51 \times 51 \times 102 \text{ mm}$  程度になるように切り出した。その後、研磨砂(カーボラシム#120, #320, #600)により基準の寸法  $50 \times 50 \times 100 \text{ mm}$  になるように研磨した。この様な堆積岩には、著しい異方性のあることが指摘されているので、切り出しの際には長軸が層理面に対し垂直になるように配慮した。真三軸試験では、当然の事ながら角柱供試体を用いるが、その整形にはかなりの技術的な困難さが伴う。各面間の平行度はもちろんのこと、直角度も要求されるからである。この様にして整形された供試体面間の平行度は  $\pm 1/50 \text{ mm}$  以内の精度に収まるようにした。実験の初期には大型の供試体  $50 \times 50 \times 100 \text{ mm}$  を用いていたが、 $\sigma_2$ 方向の最大載荷能力が  $50 \text{ ton}$  と限定されているので、より広範な $\sigma_2$ 領域での実験に適していなかった。そこで、供試体寸法を  $35 \times 35 \times 70 \text{ mm}$  とすることで、設定できる $\sigma_2$ の領域を約2倍に広げることができた。幌内砂岩以外はすべて  $35 \times 35 \times 70 \text{ mm}$  のものを使用した。幌内砂岩については  $50 \times 50 \times 100 \text{ mm}$  及び  $35 \times 35 \times 70 \text{ mm}$  の両寸法の供試体を用いているが、破壊強度に及ぼす供試体寸法の影響はこの範囲で実用上問題にならない程度であることを確認している。

#### 4. 実験結果

##### 4.1 強度・変形特性量の定義

以下に、岩石の強度・変形特性を特徴づけるいくつかの特性量を導入し、全供試岩石について整理することにする。

(1) 破壊強度；最大強度点における最大主応力を破壊強度と呼ぶ。なお、差応力-歪線図が脆性挙動を示す場合には最大強度点の定義について問題はないが、延性挙動を示す場合には降伏強度を持って最大強度とした。すなわち、応力が変曲点に達し、ついで直線的に推移し始める点を降伏点とし、そのときの応力を降伏強度とした(第4図)。

(2) 限界歪；最大強度点における最小、中間、最大主応力方向の主歪をそれぞれ、 $\epsilon_{xc}$ ,  $\epsilon_{yc}$ ,  $\epsilon_{zc}$  で、また体積歪を  $\epsilon_{vc}$  で表す。 $\epsilon_{xc}$ ,  $\epsilon_{yc}$  を限界横歪、 $\epsilon_{zc}$  を限界軸歪、 $\epsilon_{vc}$  を限界体積歪と呼ぶことにする(以上、第5図参照)。

(3) ヤング率；差応力-軸歪曲線において、初期の直線部分の傾きを持ってヤング率と定義し、 $E$  で表す。

(4) 残留強度；差応力-軸歪曲線において最大強度

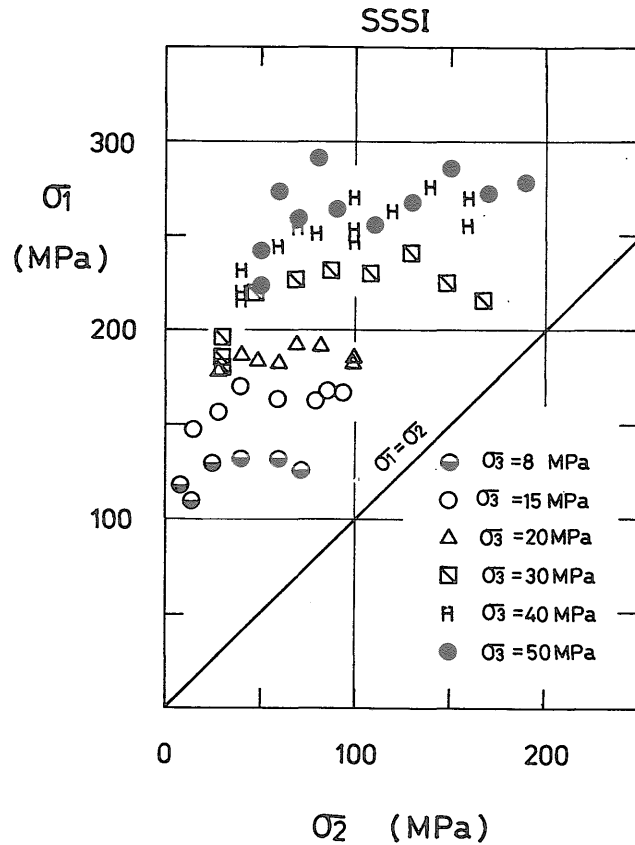
点以後、供試体は応力を解放し、応力低下を起こして一定状態にいたる。この時の差応力を残留強度と定義し、 $\sigma_{re}$  と表す。これは巨視的破断面の持つ剪断抵抗力と考えられている。

##### 4.2 強度特性に及ぼす中間主応力の影響

###### (1) $\sigma_2$ と最大主応力との関係

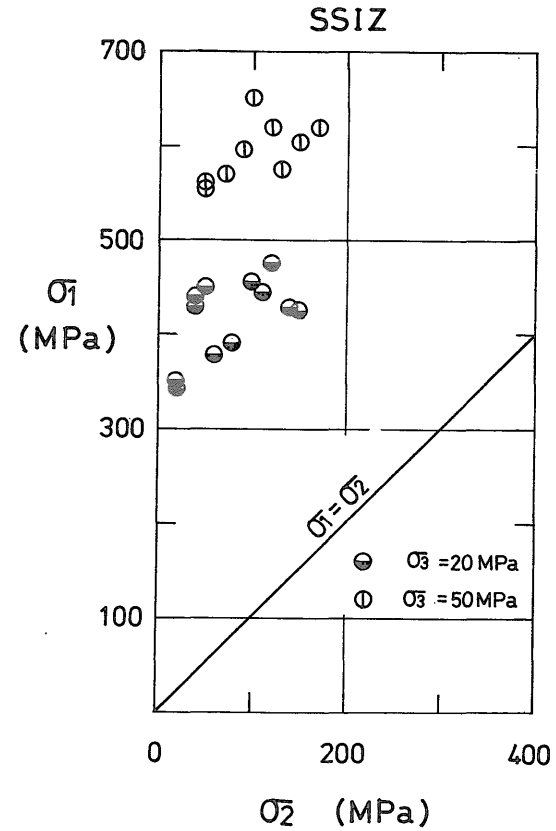
各供試岩石について、破壊時(延性挙動を示したもの)については、ここでは最大応力値に達したときの応力状態を示したのが第6-9図である。強度に及ぼす中間主応力の影響は、最小主応力をパラメータとして、縦軸に最大主応力、横軸に中間主応力をとる表示方法が最も分かりやすく中間主応力の効果を示すものである。従って、以下ではこの方法ですべて表記することにする。

第6図は白浜砂岩(SSSI)の結果を示したものであり $\sigma_3$ は  $8 \text{ MPa}$  から  $50 \text{ MPa}$  までの6段階とした。同図で左端に位置するシンボルは $\sigma_2 = \sigma_3$ 、すなわち通常の封圧下の三軸圧縮試験結果を示すものである。従って、本実験で得られる破壊時の応力場はこの左端から $\sigma_1 = \sigma_2$ の直線の間位置することになる。破壊強度に及ぼす $\sigma_3$ の効果は同図からも読み取ることが可能であり、各 $\sigma_3$ を表すシンボルの左端を順に結んで得られる曲線は封圧条件( $\sigma_2 = \sigma_3$ )下での白浜砂岩の破壊限界線となる。これは同一の $\sigma_3$ のもとで、 $\sigma_1$ に及ぼす $\sigma_2$ 効果よりもかなり大きいことは自明である。いずれの $\sigma_3$ においても、破壊時の $\sigma_1$ は $\sigma_2$ の増加と共に変化しており、一定でないことが認められる。より詳細に観察するならば、 $\sigma_2$ が小さいときは $\sigma_2$ の増加にともない強度が増加する。しかし、 $\sigma_2$ が大きくなるにつれ、強度はほぼ一定となるか( $\sigma_3 = 15, 20, 50 \text{ MPa}$ )あるいは逆に低下する( $\sigma_3 = 8, 30, 40 \text{ MPa}$ )かのいずれかが現れている。前者の挙動が現れたものについては、大きな $\sigma_2$ の領域について実験を行っていない。しかし、この場合にも大きな $\sigma_2$ のもとでは強度の減少が現れる見込みが大きいと思われる。つまり、強度特性を $\sigma_1$ - $\sigma_2$ 軸上に示すと、一般に上に凸の曲線となるようである。この様な強度に及ぼす $\sigma_2$ 効果は $\sigma_3$ の増加と共に変化していることがわかる。すなわち、 $\sigma_3 = 8 \text{ MPa}$ では破壊強度の最大値は $\sigma_2$ が約  $40 \text{ MPa}$  付近にあり、 $\sigma_2 = \sigma_3$ の場合に比べて約  $15 \text{ MPa}$  の増加であるが、 $\sigma_3 = 30 \text{ MPa}$ では $\sigma_2$ が約  $130 \text{ MPa}$  付近となり最大  $50 \text{ MPa}$  の増加であり、 $\sigma_3 = 50 \text{ MPa}$ では $\sigma_2$ が約  $90 \text{ MPa}$  付近で  $70 \text{ MPa}$  の増加が認められる。従って、より高い $\sigma_3$ のもと(地下の地圧で考えれば、より深いところ)では $\sigma_2$ の僅かな増加も強度を著しく増大させることになる。言い換えれば、強度が増加するほど破壊時の応力解放量(破壊強度と残留強度と



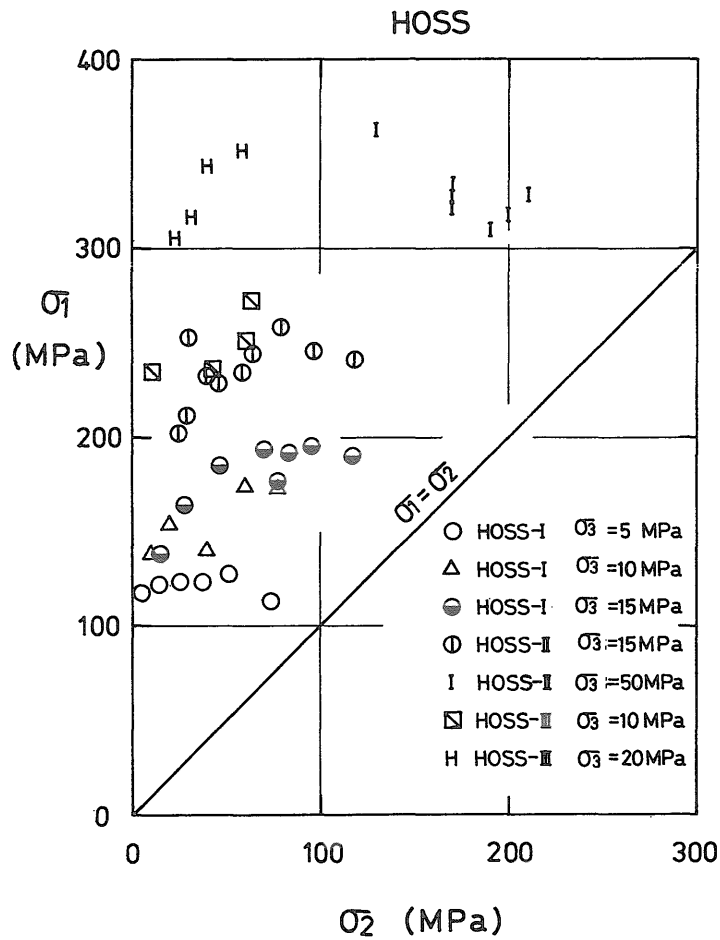
第 6 図 白浜砂岩の中間主応力効果

各シンボルは各  $\sigma_3$  の値を示す。同一シンボルの中で左端は通常の三軸試験を意味し、これより右に位置するシンボルは真三軸試験結果を示す。また、 $\sigma_2$  の増加と共に強度は増加し、この増加の割合は  $\sigma_3$  の増大と共に大きくなる。前者がいわゆる  $\sigma_1$  に及ぼす  $\sigma_2$  効果であり、後者は  $\sigma_2$  効果に及ぼす  $\sigma_3$  効果である。

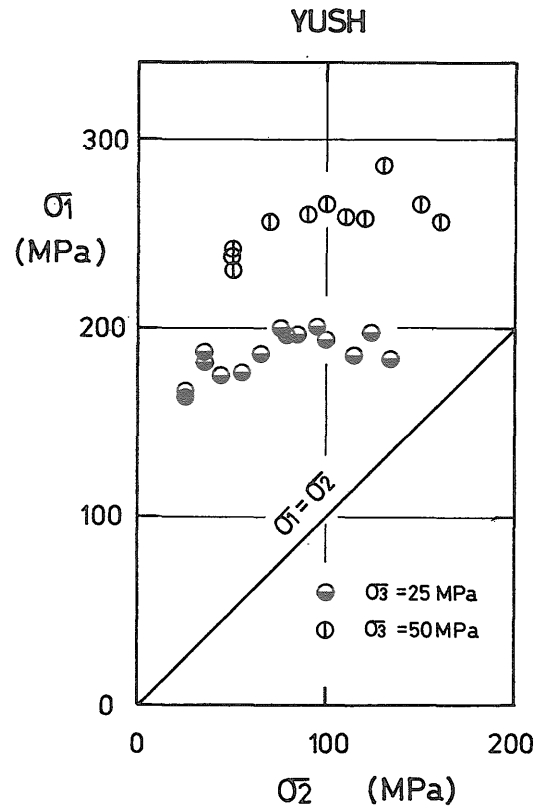


第 7 図 和泉砂岩の中間主応力効果

同供試岩石は  $\sigma_3=50$  MPa においても極めて脆性的な岩石であり、強度に及ぼす  $\sigma_2$  効果も大きい。

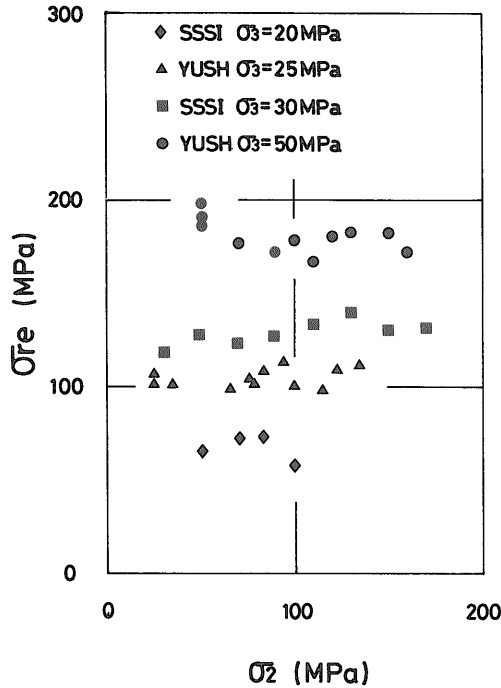


第8図 幌内砂岩の中間主応力効果  
 同供試岩石には、HOSS-I, II, IIIの3岩種存在し、いずれの岩種においても $\sigma_2$ 効果が顕著に現れているものの、系統的な $\sigma_3$ による効果は得られていない。

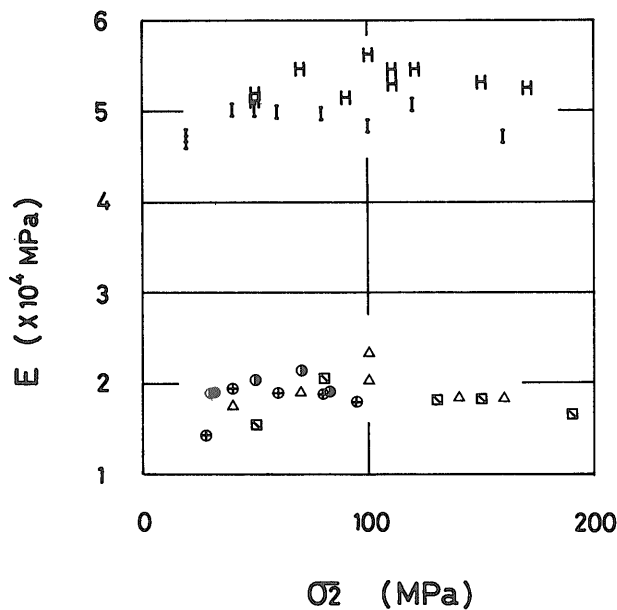


第9図 夕張頁岩の中間主応力効果  
 $\sigma_3 = 25, 50$  MPaの結果である。最大60 MPa程度の $\sigma_2$ 効果を示しているが、砂岩と比べるとその効果の量は小さい。





第 10 図 中間主応力と残留強度との関係  
白浜砂岩と夕張頁岩の 4 段階の  $\sigma_3$  の結果である。全岩種について得られている訳ではないが、 $\sigma_2$  が変化しても残留強度はほぼ一定と見なせる。



第 11 図 中間主応力とヤング率との関係  
和泉砂岩 ( $\sigma_3=20, 50$  MPa) ではヤング率は  $\sigma_2$  の増加にともない明瞭な増加の様子を示している。同供試岩石は強度特性においても著しい  $\sigma_2$  効果を示していた。全岩種を通しては、増加するか、あるいは上に凸な形状で単調増加傾向を示す。

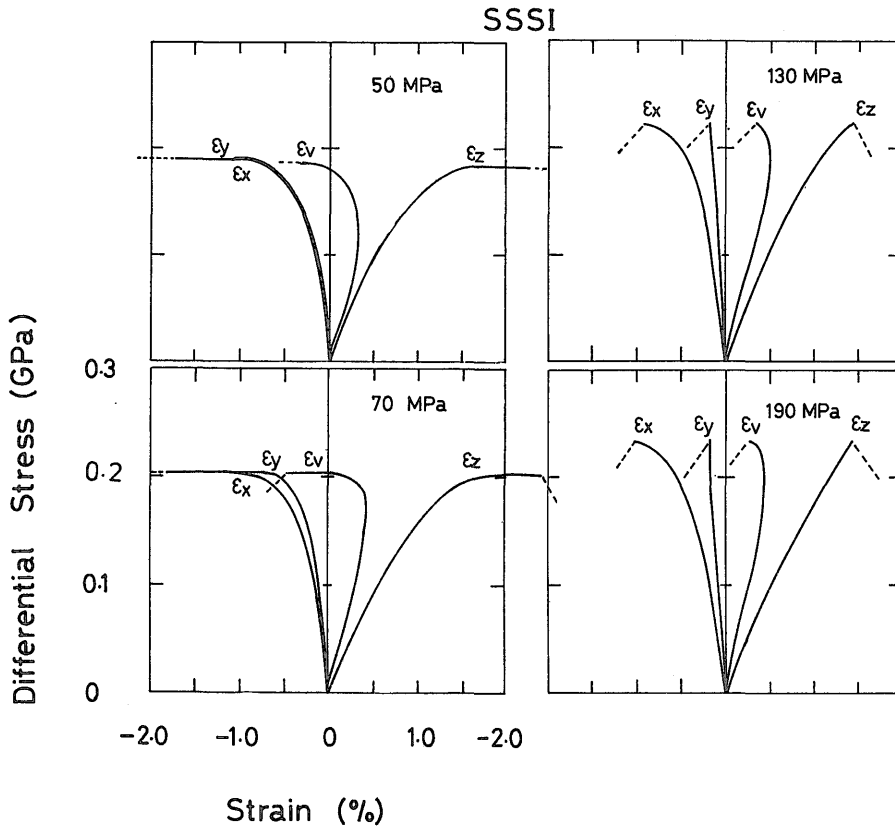
の差) は大きくなることが予想される。

第 7 図は和泉砂岩の結果である。和泉砂岩は均質・緻密な岩石であり、岩石試験の標準的な岩石として従来より多く用いられてきたものである。同図は  $\sigma_3=20, 50$  MPa の 2 段階についての結果を示しているが、いずれの場合も  $\sigma_2$  の存在下で最大 150 MPa 程度の強度増加を示している。和泉砂岩は後で述べるように  $\sigma_3=50$  MPa 程度でもきわめて脆性的な岩石であり、破壊時の応力解放量も花崗岩のそれとほとんど変わらないほどである。

第 8, 9 図はそれぞれ幌内砂岩, 夕張頁岩の結果である。幌内砂岩は比較的均質な中粒砂岩 (HOSS-I) と緻密で異方性のやや強い砂質頁岩 (微細粒砂岩, HOSS-II, III) に分けられる。いずれの岩種についても広範な  $\sigma_2$  に於ける結果は得られていないが、いずれの  $\sigma_3$  においても前述の強度に関する中間主応力の影響が共通して認められる。また、これらの場合には中間主応力の大きな領域では例外なく強度低下を起こしている。

(2)  $\sigma_2$  と残留強度  $\sigma_{re}$  との関係

第 10 図は  $\sigma_2$  と残留強度との関係を示したものである。最大強度 (最大主応力) 値と残留強度値との差は岩石の破壊に伴うエネルギー解放量に比例すると考えることができるので、両強度値の差が大きいほど破壊の規模



第12図 白浜砂岩の差応力-歪曲線

$\sigma_3=50$  MPa の時の差応力-歪曲線であり、図中の数値は  $\sigma_2$  の値を示す。封圧下 ( $\sigma_2=50$  MPa) では横歪 ( $\epsilon_x, \epsilon_y$ ) はほぼ等しいが、 $\sigma_2$  が大きくなるにつれ、 $\epsilon_x > \epsilon_y$  の傾向が強まり、 $\sigma_2$  の増加は変形の大きな異方性をもたらしている。

が大きいことになる。和泉砂岩は強度値が大きく、破壊時には被覆用のシリコンゴムが寸断され、破壊後の供試体内部に封圧流体が浸透することも珍しくはない。従って、第10図からもわかるように残留強度が正確に得られた結果が少なくなっている。白浜砂岩  $\sigma_3=30$  MPa では  $\sigma_2$  の増加と共に残留強度がわずかに増加しているが、その他では逆の傾向がみられる(夕張頁岩  $\sigma_3=50$  MPa) など特定の相関は認められない。従って、岩種や最小主応力によらず、残留強度は中間主応力に対する依存はないようである。これは破断面が常に中間主応力軸と平行にはいることと密接に関連しており、残留強度がおもに最大、最小主応力によって決まる事を示唆していると思われる。

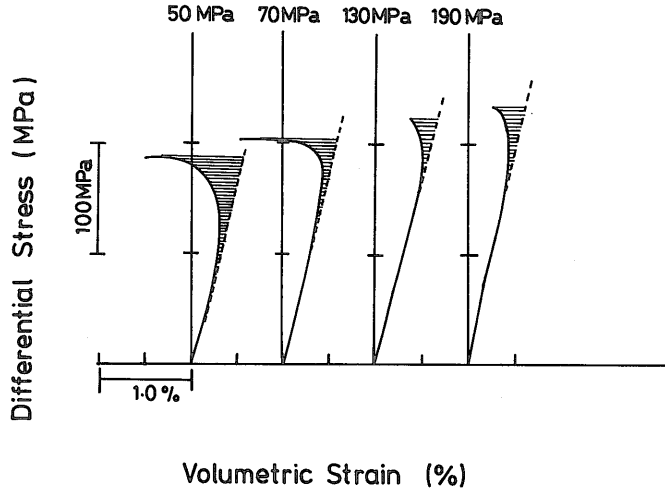
(3)  $\sigma_2$  とヤング率 (E) との関係

第11図は  $\sigma_2$  とヤング率との関係を示したものである。和泉砂岩  $\sigma_3=20, 50$  MPa ではヤング率は  $\sigma_2$  の増

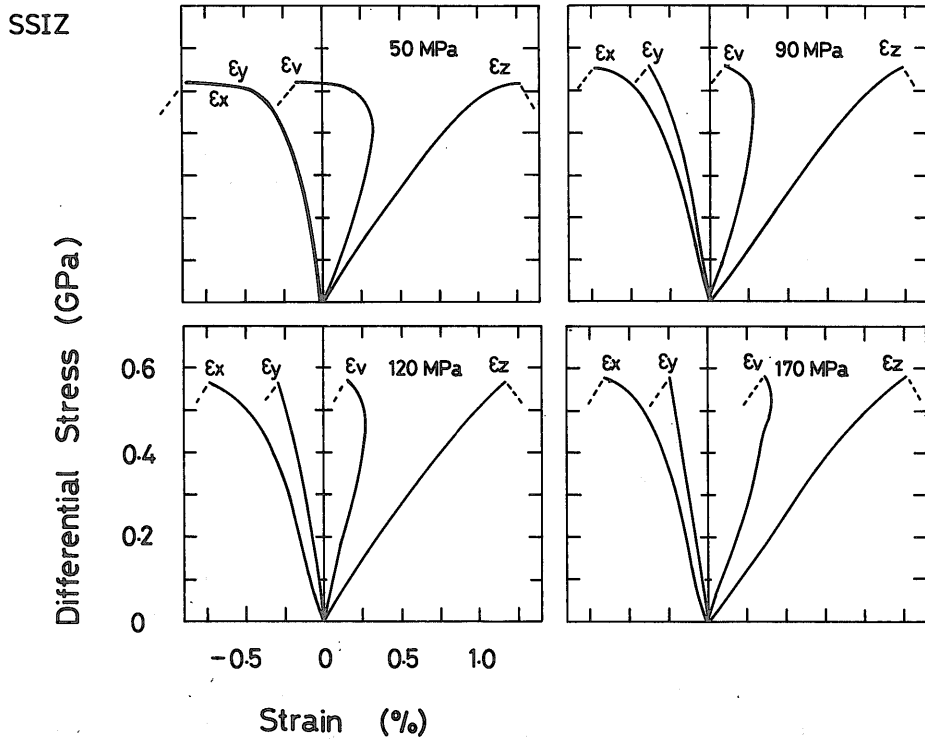
加と共に顕著な増加・減少を示しており、あたかも強度特性と一致するかのごとくである。また、白浜砂岩  $\sigma_3=40, 50$  MPa においても同様な現象が確認される。 $\sigma_3$  が小さく且つ  $\sigma_2$  が 100 MPa 以下の白浜砂岩の結果は、 $\sigma_2$  の増加と共にヤング率も増加していることが認められる。この様に  $\sigma_2$  とヤング率との関係は  $\sigma_2$  と  $\sigma_1$  との関係によく似た特性を示している。

4.3 変形特性に及ぼす中間主応力の影響

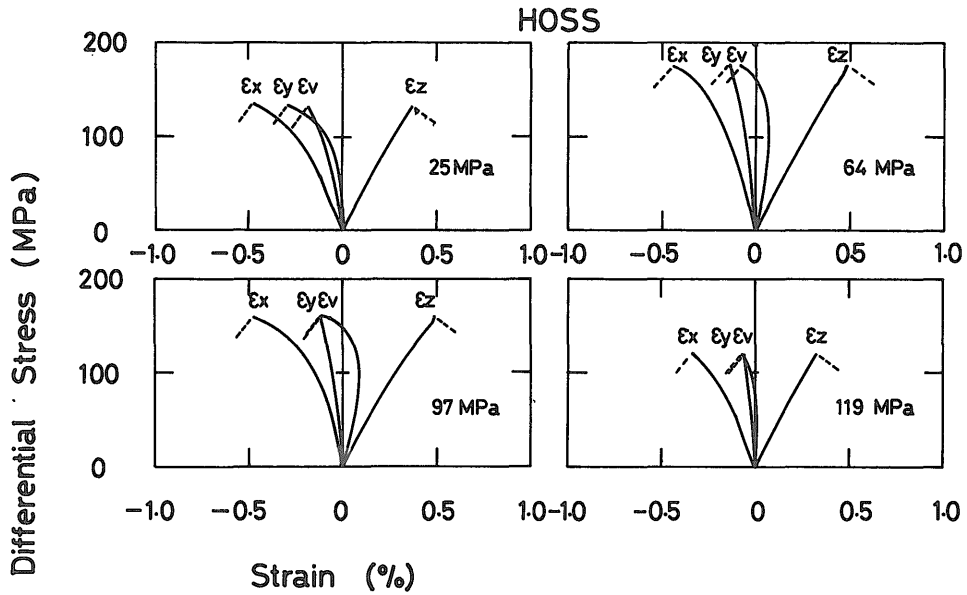
各供試岩石について得られた破壊にいたる間の差応力-歪に関する代表的なものを示すことにする。前述したように、歪の計測は第2図で示したように限られた一部の区間でのみ実施した。従って、応力-歪曲線の表示は縦軸と最大主応力と最小主応力との差； $\sigma_1-\sigma_3$  (载荷経路として第2図の(a), (b)法を用いた場合)、または最大主応力と中間主応力との差； $\sigma_1-\sigma_2$  (载荷経路とした第2図の(c)法を用いた場合) を、横軸に歪をとり、中間主



第 13 図 中間主応力と非弾性体積歪との関係 —白浜砂岩の場合—  
 第 12 図から体積歪だけを抜きだしたもの。得られた体積歪と弾性体積歪との差を非弾性体積歪とし、ハッチ部で示した。非弾性体積歪は  $\sigma_2$  の増加と共に減少する。載荷経路は第 2 図 (b) を採用。

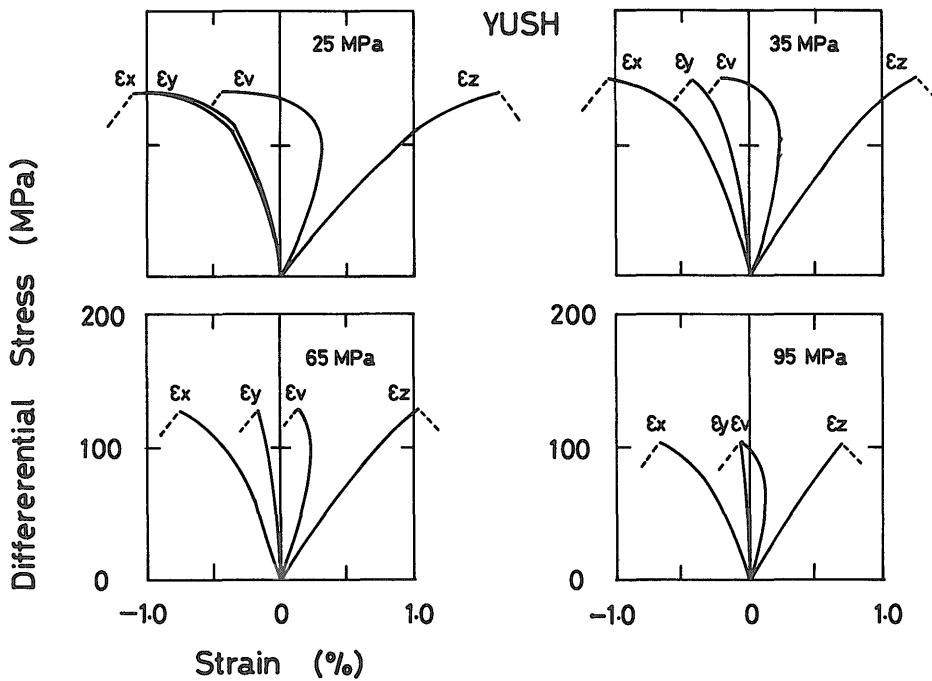


第 14 図 和泉砂岩の差応力-歪曲線  
 $\sigma_3=50$  MPa における 4 段階の  $\sigma_2$  毎の差応力-歪曲線。白浜砂岩同様  $\sigma_2$  の増加と共に  $\epsilon_y$  が急激に減少し、結果として大きな異方性を示す。載荷経路、第 2 図 (b) 採用。



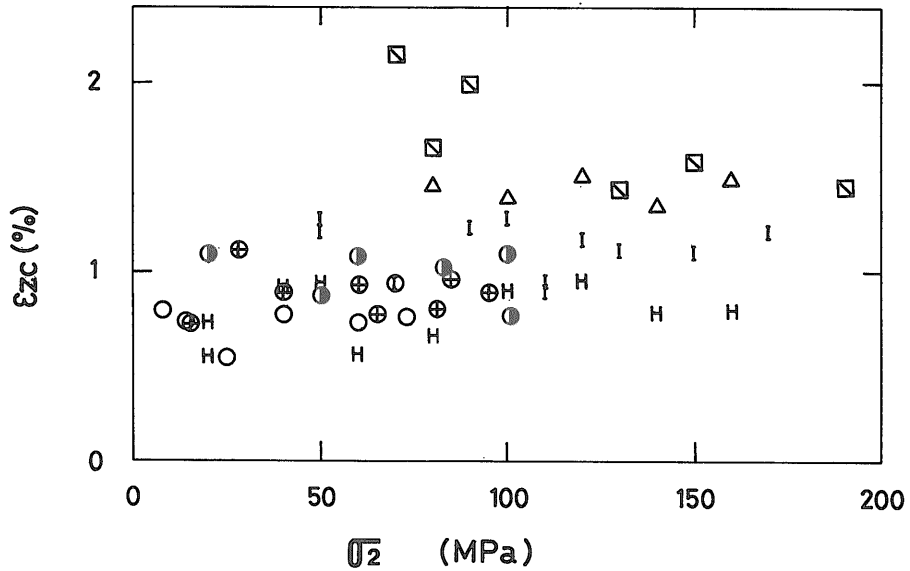
第15図 幌内砂岩の差応力-歪曲線

$\sigma_3=15$  MPa の場合、載荷経路第2図(c)を採用しているため表示される縦軸の差応力( $\sigma_1-\sigma_2$ )は、すなわち原点は $\sigma_2$ 設定状態を意味する。 $\sigma_2$ による $\epsilon_x, \epsilon_y$ の差は白浜砂岩や和泉砂岩ほど顕著に現れていない。



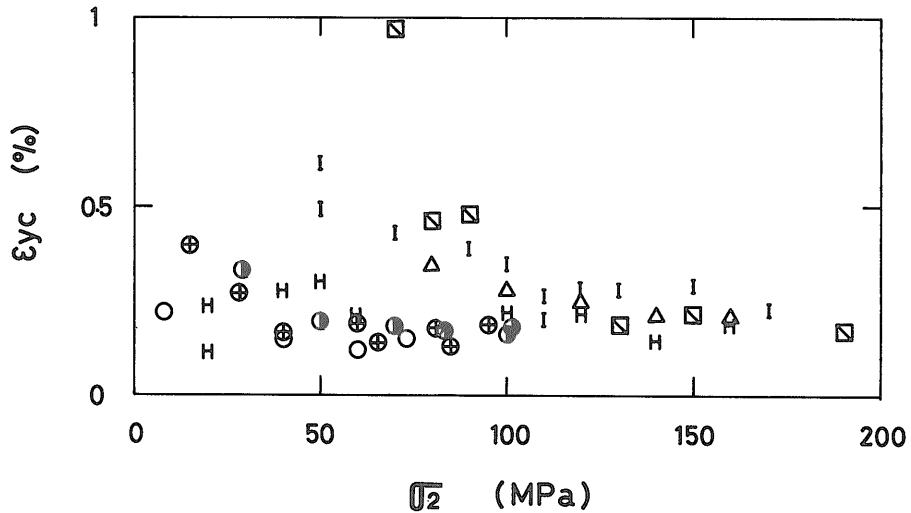
第16図 夕張頁岩の差応力-歪曲線

$\sigma_3=25$  MPa の場合、載荷経路は第2図(c)を採用。 $\sigma_2$ の増加にともない変形の異方性が認められる。



第 17 図 中間主応力と限界軸歪との関係

白浜砂岩  $\sigma_3=50$  MPa では, 第 12 図からもわかるように延性挙動を示しており,  $\sigma_2$  の増加にともない  $\epsilon_{zc}$  が明らかに減少している. そのほかの脆性挙動を示す場合には,  $\epsilon_{zc}$  の明確な変化は生じていない.



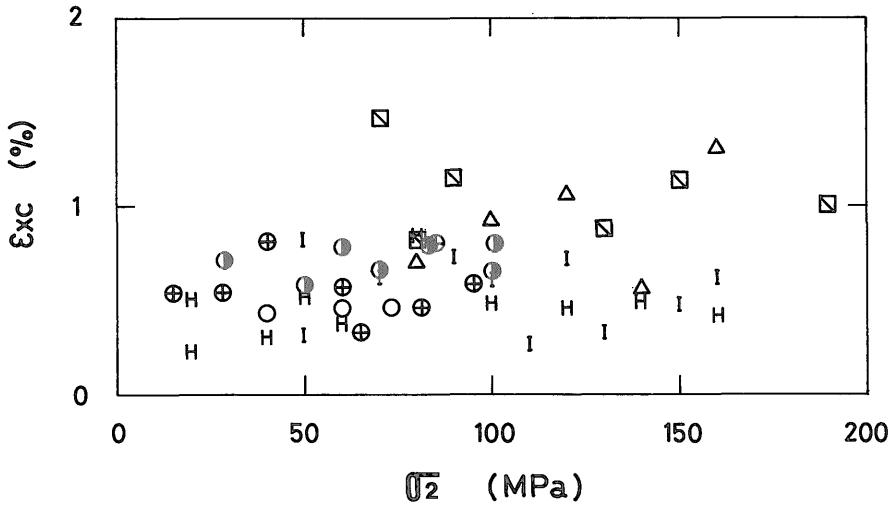
第 18 図 中間主応力と中間主応力方向の限界横歪

何れの岩種, 何れの  $\sigma_3$  においても  $\sigma_2$  の増加と共に  $\epsilon_{yc}$  が減少している. これは変形特性におけるもっとも明瞭で全てに共通する現象である.

応力をパラメータとして表示する方法を用いた. なお縦軸の値は以下一括して差応力と呼称する.

第 12 図は白浜砂岩の結果であり, 4 つの異なる中間主応力に応じ, 差応力-歪曲線に以下に示すような差異が現れている. 最初に応力が最大強度点に達しない場合の

挙動について述べる. 2 方向の横歪  $\epsilon_x, \epsilon_y$  は封圧下 ( $\sigma_2=\sigma_3=50$  MPa) ではほぼ同一で, 等方的な挙動をしているのに対し, 中間主応力の増加と共に両歪の差異が拡大する傾向が認められる. すなわち, 最小歪  $\epsilon_x$  は中間主応力が增大しても余り明瞭な変化をしないのに対



第19図 中間主応力と最小主応力方向の限界歪との関係

白浜砂岩,  $\sigma_3=50$  MPa では  $\sigma_2$  の増加と共に減少する傾向を示しているが, その他では明瞭な関係が得られていない。

し, 中間歪  $\epsilon_y$  は著しい減少をし, 且つ差応力-歪線図はより直線的になる。次に, 応力が最大強度点に達したのちの挙動について述べる。封圧状態下では, 降伏点到達後応力は一定状態となり, その下で軸歪  $\epsilon_z$  が増え続けるという, いわゆる典型的な延性挙動を示す。載荷を打ち切った時点でも依然としてこの状態を保っている。ところが, 中間主応力が 70 MPa の下では, 降伏点以降の挙動は, 最初, 封圧条件の場合とほぼ同一であるが, 軸歪  $\epsilon_z$  が 2.5% に達したときに急激な応力低下を起こした。中間主応力が 130 MPa, 190 MPa になるといま述べた塑性状態が現れなくなり, 最大強度点到達直後に急激な応力低下を起こしている。つまり, 脆性破壊が起こっている。なお, 図中の点線は破壊に際し, 急激に残留強度へと移行する過程を計測システムが追従できなかった事を示しているが, これは試験機剛性の不足, すなわち剛性枠の本質的な剛性不足とサーボコントロール系の系全体の応答速度の不足という見かけ上の剛性不足とに起因するものである。以上の挙動は中間主応力の増加と共に, 次第に脆性化が促進されることを示している。

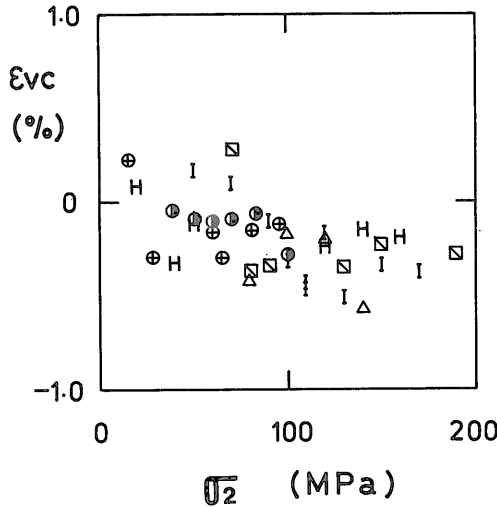
体積歪にも中間主応力の影響が現れている。第 13 図は差応力-体積歪曲線を第 12 図から抜きだして示したものである。いずれの中間主応力の値においても最大強度点付近で体積歪  $\epsilon_v$  は圧縮から膨張へと転ずる傾向を示すが, 中間主応力の増加と共に, ハッチ部で示されるダイレータンス成分が減少する傾向が認められる。

以上の中間主応力による横歪の異方性の強調や脆性化

の促進という現象は岩石内部でどのような変化が生じることによって起きたものなのであろうか? 一般に等方的な応力場(封圧下の三軸試験)に発生するクラックはクラック面が最大主応力面内にランダムに分布するといわれている。中間主応力の増加はこのようなクラックの発生を抑制する(特に, クラック平面が中間主応力方向と一致するクラックについて)ものであることは容易に想像できる。従って, 変形特性において中間主応力の増加は中間主応力方向で最も著しい変化を示すという実験結果とも符合するものである。これらに関しては他の物性変化とも併せて別のところで議論する予定である。

第 14 図は  $\sigma_3$  を 50 MPa としたときの和泉砂岩(SSIZ)の結果であり, 白浜砂岩で得られた傾向はこの場合にも認められるが, 異なる点は封圧状態から極めて脆性的な挙動を示していることである。

第 15, 16 図は幌内砂岩, 夕張頁岩の結果である。これらのデータは第 2 図の(c)の載荷経路を採用している。両岩種についても定性的には白浜砂岩と同様の傾向が窺える。但し, 前者と異なる点は破壊に至るまでの差応力が中間主応力の増加と共に小さくなっていることである。これは載荷経路の差異に由来するものである。すなわち, 載荷経路(c)においては, 中間主応力を増加させる段階(同図, A→B)で, 最大主応力も同じ量だけ増加させるので, 設定する中間主応力が大きいほど, 破壊強度にいたるまでの最大主応力の増分は小さくなるのである。



第 20 図 中間主応力と限界体積歪との関係  
何れの岩種, 何れの  $\sigma_3$  においても,  $\epsilon_{vc}$  は  $\sigma_2$  の増加と共に圧縮から膨張へと転じ, 且つ膨張側へ増加している。

以上述べた歪に関する諸量を具体的に数値化させて, 中間主応力との関係を調べてみることにする。中間主応力依存性を検討する資料として, 供試岩石のうち, 均質等方的かつ異方性の少ない白浜砂岩と和泉砂岩の 2 岩種を選定し, これらに限定して検討を加えたことを断わっておく。

(1)  $\sigma_2$  と限界軸歪 ( $\epsilon_{zc}$ ) との関係

第 17 図は  $\sigma_2$  と最大主応力方向の限界軸歪との関係を示したものである。 $\sigma_3=50$  MPa の下で得られた白浜砂岩の結果を除けば,  $\epsilon_{zc}$  のデータは中間主応力の大きさに関わりなく, ほぼ一定の値に集中しており, この量が中間主応力の影響を受けていないことを示している。これにたいし, 50 MPa の  $\sigma_3$  で得られた白浜砂岩の場合には, 中間主応力の増加にともない軸歪  $\epsilon_{zc}$  が減少する傾向を示している。後者と前者とを比べた場合の, 前者のデータがすべて脆性的挙動を示したのに対し, 後者は延性から脆性へと遷移する過程を扱ったデータである点が異なる。従って, 両者の違いはこれに起因するものと考えられる。

(2)  $\sigma_2$  と限界横歪 ( $\epsilon_{yc}$ ) との関係

第 18 図は  $\sigma_2$  と中間主応力方向の限界歪との関係を示したものである。岩種や最小主応力の値に関わらず, 中間主応力の増加にともない,  $\epsilon_{yc}$  が減少する傾向が認められる。この現象は岩石内部に分布する開口型のクラックの挙動が中間主応力の影響を受けていることを示す 1 つの傍証となっているものと考えられる。

(3)  $\sigma_2$  と限界横歪 ( $\epsilon_{xc}$ ) との関係

第 19 図は  $\sigma_2$  と最小主応力方向の限界横歪  $\epsilon_{xc}$  との関係をしめしたものである。両者の間には, ちょうど, 限界軸歪の場合と同様の関係が認められる。すなわち, 50 MPa の  $\sigma_3$  の下で得られた白浜砂岩の場合を除くと, 限界横歪  $\epsilon_{xc}$  はほとんど中間主応力の影響を受けていないことがわかる。両者の差異は(1)で述べたと同様の理由に基づくものと推察されるが, 事例が少ないので今後追試を行って確認する必要があるだろう。

(4)  $\sigma_2$  と限界体積歪 ( $\epsilon_{vc}$ ) との関係

第 20 図は  $\sigma_2$  と限界体積歪  $\epsilon_{vc}$  との関係を示したものである。限界体積歪は  $\sigma_2$  の増加と共に, 膨張側から圧縮側へと移行する傾向を持っている。この現象も岩石中に分布する開口型クラックの挙動と関連して解釈できるが, これについては別の機会に譲ることとする。

5. 結 論

本論文では, 地下 1000 m 程度の深さにおける地圧を想定した真三軸試験を砂岩及び頁岩について行い, それらの強度・変形特性に及ぼす中間主応力効果に関する実験結果を中心に述べてきた。それらをまとめると以下の通りである。

1.  $\sigma_3$  一定の条件下で,  $\sigma_2$  の増加と共に延性から脆性への転化が生じるか, あるいは脆性度がより顕著となる。
2.  $\sigma_3$  一定の条件下で,  $\sigma_2$  があまり大きくない範囲では,  $\sigma_1$  は  $\sigma_2$  の増加と共に増加する。
3. 残留強度は  $\sigma_2$  の影響を受けない。
4. ヤング率は  $\sigma_2$  の増加と共に増加する。
5.  $\sigma_2$  の増加と共に中間主歪  $\epsilon_y$  は著しく減少する。
6.  $\sigma_2$  が変化しても最大・最小主歪  $\epsilon_z, \epsilon_x$  はほとんど影響を受けない。
7.  $\sigma_2$  の増加と共にダイレーション歪(非弾性体積歪)が減少する。

これらの知見は茂木 (MOGI, 1971 a, b) によって示された一連の結果と一致するものであり, 岩種及び最小主応力によって, その程度がかなり異なるものの, 岩石に共通の性質であることが窺える。更に, 今回の実験結果から新たに以下の諸点が確認された。

8. 最小主応力一定条件の下で, 中間主応力が小さいときは破壊強度は中間主応力の増加と共に増す。しかし, 中間主応力がある値以上になるとほぼ一定の値をとり, さらに中間主応力が増すと, 逆に低下する傾向を持つ。
9. 強度特性に及ぼす中間主応力の影響は脆性的な岩石では小さく, 延性的な岩石では大きい。

10. 同一の岩石でも、最小主応力の増加にともない延性が卓越するようになると、中間主応力の影響が大きくなる。

以上が真三軸圧縮試験装置を用い、破壊にいたる間の砂岩と頁岩の応力と歪を観察することによって得られた強度・変形特性に及ぼす中間主応力効果に関する結果である。

脆性破壊では中間主応力の影響が小さいが、延性的な場合には中間主応力の影響が大きくなるという結果が得られた。高温・高圧下になると一般の岩石は延性的になると考えられているので、一般に地下深部の方が中間主応力の影響が大きいと考えられる。また、一定最小主応力条件下では中間主応力が大きくなるにつれ、より脆性的になるという実験事実は、従来の封圧三軸試験のデータから考えられていたより、より深部まで岩石は脆性的な挙動をする可能性を示唆するものである。これは地震の発生深度との関連においても、また工学的にも重要な事実である。岩石の脆性-延性遷移挙動の応力・温度条件については、真三軸試験による詳細な検討が必要であろう。なお、残留強度には中間主応力の影響がみられないが、これは最終的な破断面が中間主応力と平行な面に形成されるためと考えられる。従って、破断面形成後の応力方向の変化によって、中間主応力が破断面に平行でなくなった場合には中間主応力の影響が必ずしもないとはいえなくなると予想される。

日本のような国土の狭い国では、特に、今後大深度の地下利用を進める必要があるが、そのためには岩石の真三軸試験データをさらに蓄積する必要がある。地質調査所では、さらに、高温下の真三軸試験や、間隙流体圧の効果についても実験を進めている。

#### 文 献

- 赤井浩一・森 寛昭(1967) 組合せ圧縮応力下における和泉砂岩の破壊機構に関する研究. 土木学会論文集, no. 147, p. 11-24.
- 古住光正・杉本文男(1986) 多軸応力下における岩石の破壊条件と中間主応力の影響. 応用地質, vol. 27, p. 13-20.
- HOJEM, J. P. and COOK, N. G. W. (1968) The design and construction of a triaxial and polyaxial cell for testing rock materials. *S. Afr. Mech. Engrs.*, vol. 18, p. 57-61.
- 茂木清夫(1971) 岩石の破壊及び降伏条件(新方式の三軸試験法による研究). 材料, vol. 20, no. 209, p. 37-44.
- MOGI, K. (1971a) Fracture and flow of rocks under high triaxial compression. *J. Geophys. Res.*, vol. 76, no. 5, p. 1255-1269.
- MOGI, K. (1971b) Effect of the triaxial stress system on the failure of dolomite and limestone. *Tectonophysics*, vol. 11, no. 11, p. 111-127.
- 丹羽義次・小林昭一・平島健一(1966) 三軸圧縮応力状態におけるモルタルの破壊条件. 材料, vol. 16, no. 16, p. 108-114.
- 荻野正二・水田義明・浦野洋三(1979) 脆性材料の破壊応力条件について. 日本鉱業会誌, vol. 95, no. 1102, p. 843-849.
- 大沼博史・青柳征夫(1980) 三軸圧縮応力を受けるコンクリートの破壊強度基準について. 土木学会第35回年次学術講演会概要集 第5部, p. 277-278.
- SERATA, S., SAKURAI, S. and ADACHI, T. (1972) Theory of aggregate rock behavior based on absolute three dimensional testing (ATT) of rock salt, basic and applied rock mechanics. *Soc. Min. Eng. ASME.*, p. 431-473.
- SONDERGELD, C. H., GETTING, I. C., SPETZLER, H. A. and SOBOLEV, G. A. (1980) Velocity changes associated with generalized triaxial deformation of pyrophyllite. *Pageoph.*, vol. 118, p. 975-989.
- SWANSON, S. R. and BROWN, W. S. (1971) An observation of loading path independence of fracture in rock. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 8, p. 277-281.
- 高橋 学・小出 仁・星野一男(1988) 岩石における真三軸試験法について. 地質ニュース, no. 401, p. 38-50.
- 富田和政・秋本昌胤・川本眺万(1970) 三軸圧縮応力下におけるモルタルの変形特性. 土木学会論文報告集, no. 175, p. 75-83.

(受付: 1988年12月15日; 受理: 1989年1月27日)