

## 軟岩の力学特性に及ぼす不連続面の影響

## EFFECTS OF JOINTS ON MECHANICAL PROPERTIES OF SOFT ROCKS

足立 紀尚\*・林 正之\*\*

By Toshihisa ADACHI and Masayuki HAYASHI

## 1. 序 論

硬岩からなる岩盤の場合、節理や層理など、地質分離面（弱面）が岩盤の力学挙動を支配するから、その影響を把握して設計・施工に反映することが必要である。ところが、いわゆる軟岩では母岩（intact rock）そのものの力学特性が岩盤の力学挙動を支配する度合が、硬岩に比較して大きいため、室内岩石試験結果の価値があると考えられている。

これまで、理想的堆積軟岩として多孔質凝灰岩である大谷石を選び、三軸圧縮試験を行い、軟岩の力学特性を調べたところ、硬岩や土質材料の力学特性と定性的になら変わらないことを明らかにした<sup>1)~4)</sup>。この結果、対象とする岩石質材料特有の平均有効応力（先行履歴応力<sup>5)</sup>）以下においては、応力-ひずみ関係がひずみ硬化-軟化型となり、最大強度、残留強度ともが工学的に重要な意味をもつことを示した。残留強度は有効応力も体積変化もそれ以上変化せず、せん断変形のみが継続する状態であって、せん断により生じた破断面に沿ってすべっている状態の応力をいう。残留強度状態は破断面により力学挙動が完全に支配されている状態であるから、残留強度は不連続面（弱面）をもつ岩盤の強度としてもその最小値に等しいと考えられる。

換言すると、岩盤強度の下限値は岩石の残留強度に一致するはずである。このことを模式的に示したものが図-1 であって<sup>6)</sup>、不連続面や弱面をもつ岩盤の強度は上限値を岩石（intact rock）の強度に、下限値を岩石の残留強度にとり、一般的にはその範囲内にあることを示したものである。

図-1 の考え方に対しては、資料の集積や既存の不連続面を有する供試体を用いた実験によって、定量的に把

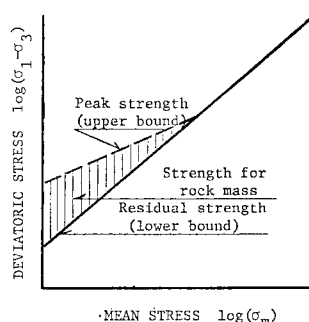


図-1 岩石の強度と岩盤の強度

握することが必要である。本研究はこれまでと同様、多孔質凝灰岩である大谷石を用い、不連続面が軟岩盤の力学特性に及ぼす影響を考察しようとするものである。それは軟岩といえども、対象とするのは地質分離面を含む岩盤であり、不連続面の影響を解明することは重要で、かつ定性的には硬岩からなる岩盤も類似の挙動を示すであろうから、岩盤の力学挙動をともに把握するのに役立つ資料が求まると考えたからである。

そこで、まず岩盤が岩石と不連続面の組合せであることを理想的に表現するため、軸荷重方向に対して種々の角度をもつ切断面をあらかじめ与えた円柱形供試体を準備し、側圧  $\sigma_2$  を変化させて三軸圧縮試験を行った。ついで、実験結果に基づき既存の不連続面が変形挙動や強度特性にいかに関与するかを調べ、図-1 に示す考え方を検討することによって、岩石試験結果を用いて岩盤の強度を推定する手法の確立を試みた。

切断面や弱面を与えて行うこの種の研究は多い<sup>5)~8)</sup>。しかし大半は強度特性、特に最大強度に関するものであって残留強度にまで言及したものは限られている<sup>7)~8)</sup>。また、間隙を有す飽和した軟岩を対象としたものは見当らない。さらに、材料の強度は応力-ひずみ関係における単なる1つの特性点であるから、応力状態のみで論ずるだけでは不十分であって、破壊時における応力とひずみの関係も同時に考慮する必要がある。

\* 正会員 Ph.D. 京都大学助教授 防災研究所

\*\* 正会員 富山県土木部

本研究は以上の観点に立ち、岩盤の変形・強度特性を室内の岩石試験によって定量的に把握する方法論を確立することを目的とし、不連続面が力学挙動にどのように影響するかを考察したものである。

2. 大谷石の力学特性と従来の研究

従来の研究で大谷石の力学特性は明らかにされている<sup>1)~4)</sup>。まず、ある平均有効応力 ( $\sigma_m' \approx 50 \text{ kg/cm}^2$ ) を境に、異なる応力-ひずみ関係を示す。すなわち、平均有効応力が  $\sigma_m' = 50 \text{ kg/cm}^2$  以下であると、過圧密状態にある土質材料と同様の挙動を、それ以上の平均有効応力のもとでは軽く過圧密されたか、正規圧密状態にある土質材料と類似の挙動を示す。より詳しく述べると、 $\sigma_m' = 50 \text{ kg/cm}^2$  以下ではせん断に 従い応力は増加して最大強度 (peak strength) に達するが、それ以降は減少に移り最終的には残留強度 (residual strength) に至るといふ典型的なひずみ硬化-軟化型 (strain-hardening-softening) の応力-ひずみ関係となる。このせん断過程において、体積は初期に圧縮を示すが、最大強度点に至る直前から膨張に転じる。しかしながら残留強度状態に近づくにつれて膨張度合はしだいに減少する。ところが平均有効応力が  $\sigma_m' = 50 \text{ kg/cm}^2$  以上になると、せん断とともに体積圧縮のみが生じ、最大=残留強度状態ではそれ以上の体積変化は生じなくなる。

このように求まる最大強度、残留強度とも平均有効応力が増加するに従い大きな値をとる。また、残留強度状態は有効応力も体積も変化せず、単にせん断変形のみが継続する状態であって、土質材料の critical state に対応する<sup>4)</sup>。

足立・小川<sup>4)</sup>は、最大ならびに残留強度に対する破壊規準は単に応力間の関係のみでは不十分で、応力と体積ひずみの間に成立する関係も同時に規定する必要があることを明らかにした。さらに、Hobbs<sup>9)</sup>、Murrell ら<sup>10)</sup>が岩石質材料に対して提唱しているべき関数型の破壊規準を応力間の関係として適用し、応力と体積ひずみの間に成立する関係には土質材料の critical state に対する平均有効応力と体積ひずみの関係を用いることによって、次のような破壊条件式を与えた。

(1) 最大強度に対する破壊条件式

$$\left. \begin{aligned} \textcircled{1} \quad p' = \sigma_m' \leq \text{先行履歴応力の場合} \\ (q/p_0')_{\text{peak}} = \alpha_P (p'/p_0')^{\beta_P} \\ v_{\text{peak}} = C_S \log_{10} (p'/p_0') \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \textcircled{2} \quad p' = \sigma_m' \geq \text{先行履歴応力の場合} \\ (q/p_0')_{\text{peak}} = (q/p_0')_{\text{residual}} \\ v_{\text{peak}} = C_C \log_{10} (p'/p_0') - v_{0P} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

(2) 残留強度に対する破壊条件式

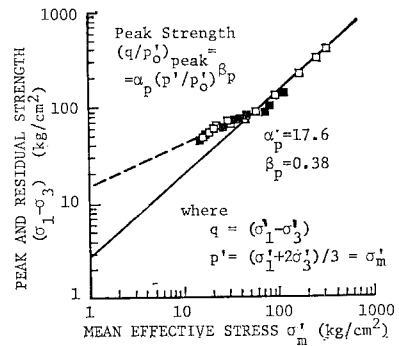
$$\left. \begin{aligned} \textcircled{1} \quad p' = \sigma_m' \leq \text{先行履歴応力の場合} \\ (q/p_0')_{\text{residual}} = \alpha_R (p'/p_0')^{\beta_R} \\ v_{\text{residual}} = C_R \log_{10} (p'/p_0') - v_{0R} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

$$\left. \begin{aligned} \textcircled{2} \quad p' = \sigma_m' \geq \text{先行履歴応力の場合} \\ (q/p_0')_{\text{residual}} = \alpha_R (p'/p_0')^{\beta_R} \\ v_{\text{residual}} = C_c \log_{10} (p'/p_0') - v_{0P} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

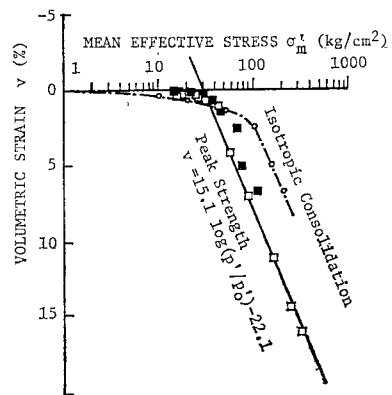
式中では、 $p' = \sigma_m' = (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$ 、平均有効応力  $q = (\sigma_1' - \sigma_3')$ 、軸差応力  $p_0' = \text{単位圧力} = 1 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\alpha_P, \beta_P, \alpha_R, \beta_R, C_S, C_C, C_R, v_{0P}$  は材料定数であって、大谷石に対するこれらの値は、図-2, 3 中に示している。

この破壊条件式は図-2, 3 の実験事実に基づき求められたものである。なお、先行履歴応力は先に述べたとおり、図-2 に示す最大強度線と残留強度線の間交わる点の応力状態と定義づけており、それ以上の拘束圧下では最大強度と残留強度が等しくなる。

Einstein と Hirschfeld<sup>8)</sup> は石膏を用い、あらかじめ弱面を入れた供試体を準備して三軸圧縮試験と直接せん断試験を行った。彼らは直応力とせん断応力の関係において、岩石の変形・強度特性に与える不連続面の影響を論じ、図-4 に示す A, B, C の3領域で力学挙動がい

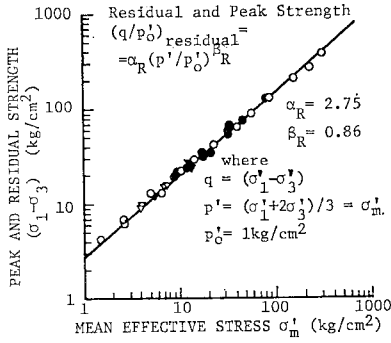


(a) 応力関係

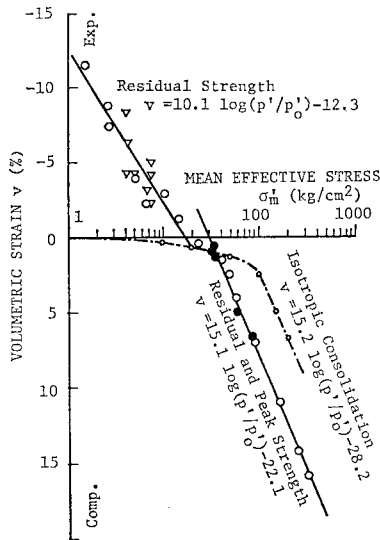


(b) 平均有効応力-体積ひずみ関係

図-2 最大強度 (先行履歴応力以上では残留強度に等しい)



(a) 応力関係



(b) 平均有効応力-体積ひずみ関係

図-3 残留強度（先行履歴応力以上では最大強度に等しい）

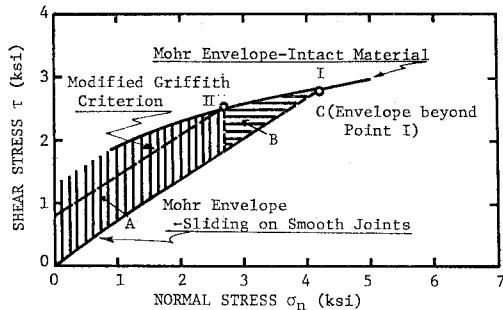


図-4 切断面を有する材料挙動の拘束圧依存性

かに変化するかを次のようにまとめている。

**A領域：**既存の不連続面に沿って破壊が生じるが、それが不可能であると内部構造自体の破壊となり、既存の不連続面に沿う破壊より大きな強度を発揮する。

**B領域：**破壊すべり面が、既存の不連続面と交わらず、不連続面の角度がある範囲内であればそれに沿って破壊するが、一般的には内部構造の破壊となる。この領

域はぜい性破壊から延性破壊への遷移領域である。

**C領域：**材料は延性的挙動を示し、強度は不連続面の影響を受けず、単一の破壊包絡線となる。

A, B 両領域に区分する必要はないと考えるが、参考のためにここに示した。

### 3. 試料と実験方法

試料はこれまでと同様、第3紀堆積の多孔質凝灰岩である通称大谷石を用いた<sup>1)~4)</sup>。この理由は本試料が比較的均質であって、堆積軟岩の理想材料とみなし得るからである。その物理諸量は表-1に示すとおりである。

表-1 物理諸量

間隙比 $e$	0.72
間隙率 $n$	42.0%
湿潤密度 $\gamma_t$	1.86 g/cm <sup>3</sup>
乾燥密度 $\gamma_d$	1.44 g/cm <sup>3</sup>
粒子比重 $G_s$	2.48

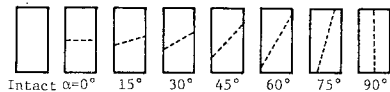


図-5 与えた切断面の角度

供試体は直径 5 cm、高さ 10 cm の円柱形である。本研究においては図-5に示すように軸荷重（最大主応力  $\sigma_1$ ）作用面と種々の角度  $\alpha$  をもつ切断面をダイヤモンドカッターにより入れた供試体と切断面のない岩石 (intact rock) を用いた。したがって、切断面は平坦で滑らかな面である。なお、水で飽和した軟岩を対象とすることから、供試体を容器内に水浸させ 24 時間以上サクションをかけて脱気を行い飽和させた。

実験は 3 kg/cm<sup>2</sup> のバックプレッシャーと有効側圧  $\sigma_3' = 1, 3, 5, 6, 10, 20 \text{ kg/cm}^2$  を作用させ、ひずみ制御による排水せん断試験である。供試体をセットする際、供試体表面のくぼみや、切断面の空隙、排水用のナイロンメッシュとゴム膜の間に残る気泡を抜くため、ゴム膜をかぶせ上端部の O リングをセットしない状態で供試体が水浸する程度まで水を張ってサクションを作用させ、飽和度の向上を図った。その後、所定の側圧で 24 時間等方圧密して、ひずみ速さ一定 ( $\dot{\epsilon}_1 = 0.027\%/min$ ) の三軸圧縮せん断を行った。なお、用いた載荷装置はボールジャッキ (30 t 容量) によるもので、かつひずみ速さ一定の条件はせん断中ほぼ満足されるから、剛性試験と考えてよい。

また、実験した供試体の本数は各側圧、各角度について各 1 本である。

有効側圧  $\sigma_3'$  が 20 kg/cm<sup>2</sup> 以下であると、大谷石は最大強度に達する直前に、1つのせん断面が生じ、以後そ

の面に沿ってすべり破壊に至るから、最大強度以降の応力の算定は堀<sup>(1)</sup>による断面補正方法によった。つまり、図-6に示すように角度 $\alpha$ の破断面が生じた場合、有効断面積 $A_e$ はひずみの増大とともに減少し、軸ひずみが $\epsilon_1$ のときに次式で与えられることになる。

$$A_e = \frac{D^2}{4} (\theta - \sin \theta) \dots \dots \dots (5)$$

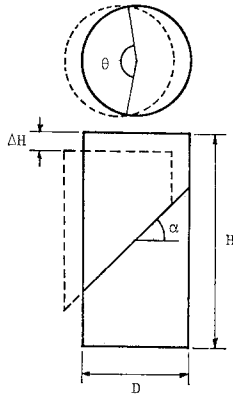


図-6 断面補正

ここに、 $D$  は供試体の直径、 $\theta$  は図-6に示す角度で、次式のように与えられる。

$$\cos \frac{\theta}{2} = \frac{\Delta H}{D \tan \alpha} \left( = \frac{\epsilon_1 H}{D \tan \alpha} \right)$$

あるいは次のようにも書き改められる。

$$\theta = 2 \cos^{-1} \left( \frac{\epsilon_1 H}{D \tan \alpha} \right) \dots \dots \dots (6)$$

なお、破断面が生じるまでは次式による通常の断面補正を行う。

$$A_e = A_0 / (1 - \epsilon_1) \dots \dots \dots (7)$$

式中で、 $A_e$ ：有効断面積、 $A_0$ ：初期断面積、 $\epsilon_1$ ：軸ひずみ、他は図-6に示してある。しかしながら、破断面がどの時点でいかなる角度をもって発生するかを決定するのは困難であるため、式(5)による補正は最大強度点以降に適用し、破断面の角度は実験終了後測定した値を用いた。

4. 切断面を有する軟岩の力学挙動

(1) 切断面の角度ならびに拘束圧と破壊形態

最大主応力作用面と種々の角度をもつ切断面を与え、切断面の存在とその角度が岩石と切断面の組み合わせたった1つの集合体に与える影響を解明することが、本研究の目的である。まず、切断面をもつ供試体がどのように破壊するかをみてみよう。

図-7は実験の結果による破壊形状を示しており、図中の点線は既存の切断面を実線は破壊すべり面を与えている。たとえば、CD-1は1kg/cm<sup>2</sup>の有効側圧で等方圧密排水せん断試験を行ったことをそれぞれ示している。

この図から低側圧 ( $\sigma_3' \leq 10 \text{ kg/cm}^2$ ) の場合、 $\alpha=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ$ の切断面を有する供試体は切断面をもたないものと同様、切断面に関係のない約60°の破断面が生じて

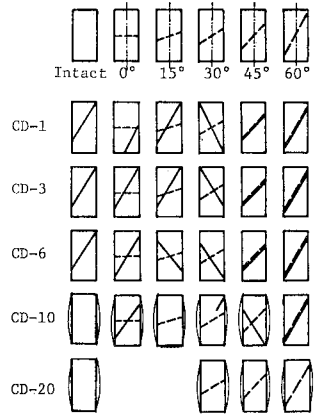


図-7 供試体中に生じた破壊すべり面と既存の切断面

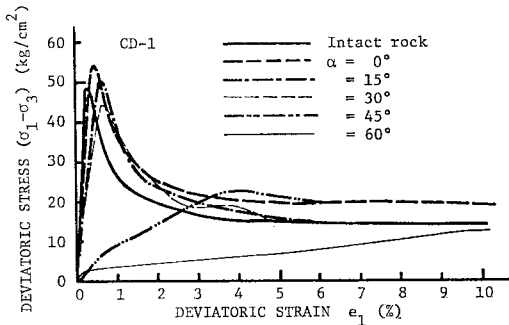
破壊するが、他方、 $\alpha=45^\circ, 60^\circ$ の場合には既存の切断面に沿った破壊であることがわかる。なお、 $\alpha=75^\circ, 90^\circ$ の試料はCD-5の場合のみ実験を行った。結果は新たに約60°の破断面が生じ破壊したが図-7には示していない。ところが $\alpha=45^\circ$ では10kg/cm<sup>2</sup>以上、 $\alpha=60^\circ$ では20kg/cm<sup>2</sup>と側圧 $\sigma_3'$ が高くなると、他の角度の場合と同様に既存の切断面に関係なく60°に近い新たな破断面が生ずるか、ビヤ樽形のせん断破壊を示すようになる。すなわち、大谷石の場合、有効側圧 $\sigma_3'=20 \text{ kg/cm}^2$ に対する最大強度時の応力状態(平均有効応力)は先行履歴応力( $\sigma_m' \approx 50 \text{ kg/cm}^2$ )に近く、力学挙動が切断面(弱面)の有無に影響されない状態に至ったといえる。

(2) 応力-ひずみ関係

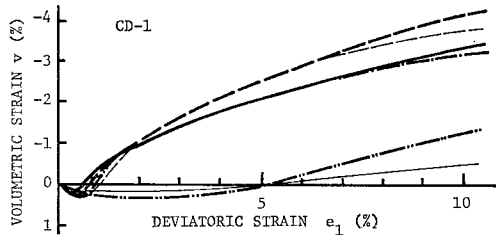
先に述べたように、大谷石は、有効平均応力 $\sigma_m'=50 \text{ kg/cm}^2$ を境に、それ以下ではひずみ硬化-軟化型の応力-ひずみ関係を、それ以上ではひずみ硬化型の関係を示す。図-8~11は実験により求めた応力-ひずみ関係を(a)に軸差応力( $\sigma_1' - \sigma_3'$ )~偏差ひずみ $e_1 (= \epsilon_1 - v/3)$ 関係、(b)に体積ひずみ $v$ ~偏差ひずみ関係としてそれぞれ示している。なお、図-8は、有効側圧 $\sigma_3'=1 \text{ kg/cm}^2$ (CD-1と表示)、図-9は5kg/cm<sup>2</sup>、図-10は10kg/cm<sup>2</sup>、図-11は20kg/cm<sup>2</sup>の結果である。図から得られる知見をまとめると以下のようになる。

① 切断面の角度が $\alpha=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, (90^\circ, \text{CD-5})$ の場合、CD-1~CD-20すべてにおいて、intact rockと同様でほぼ等しい応力-ひずみ関係を示す。

② 一方、切断面の角度が $\alpha=45^\circ, 60^\circ, (75^\circ, \text{CD-5})$ の場合、拘束圧の大小が応力-ひずみ関係に影響する。45°についてみると、側圧が10kg/cm<sup>2</sup>以下であってもひずみ硬化-軟化挙動を示すが、最大強度時の偏差ひずみ $e_1$ は4%と、他の場合の1%前後に比較して大きなひずみ状態で生じている。 $\alpha=60^\circ$ の場合にはひずみ硬化型の単調な応力-ひずみ関係となり、最大強度は残留

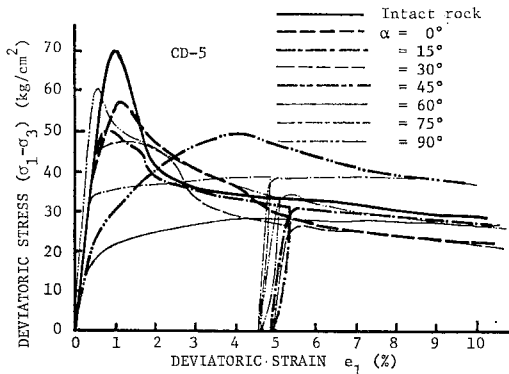


(a) 軸差応力-偏差ひずみ

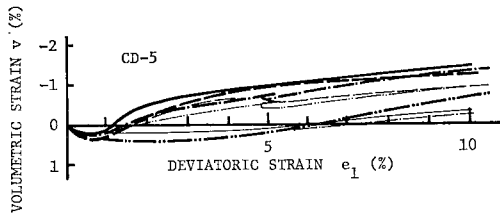


(b) 体積ひずみ-偏差ひずみ

図-8 応力-ひずみ関係 (CD-1)

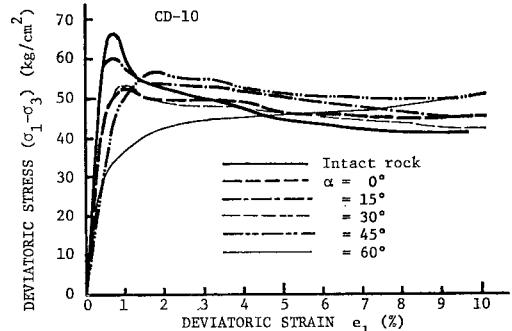


(a) 軸差応力-偏差ひずみ

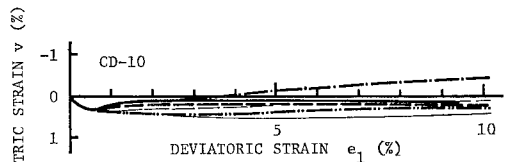


(b) 体積ひずみ-偏差ひずみ

図-9 応力-ひずみ関係 (CD-5)

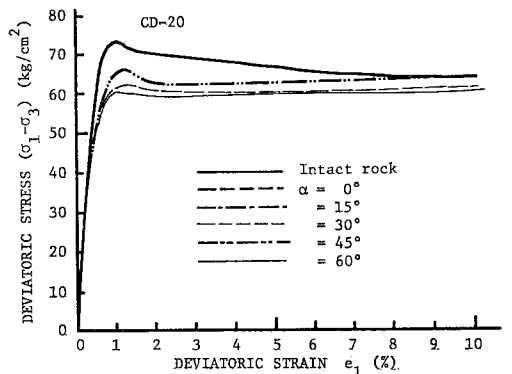


(a) 軸差応力-偏差ひずみ

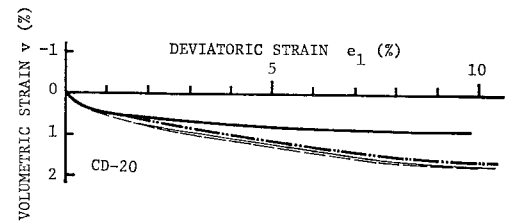


(b) 体積ひずみ-偏差ひずみ

図-10 応力-ひずみ関係 (CD-10)



(a) 軸差応力-偏差ひずみ



(b) 体積ひずみ-偏差ひずみ

図-11 応力-ひずみ関係 (CD-20)

強度に等しい。

③ 側圧が 20 kg/cm<sup>2</sup> になると、図-11(a) のように弾-完全塑性型といってよい応力-ひずみ関係を示し、既存の弱面が力学挙動に影響を与えなくなる。

④ 残留強度 ( $e_1 \approx 10\%$  近傍の軸差応力値) は側圧が等しいと切断面の有無や切断面の角度に関係なくほぼ

等しい値となるが、側圧が 10 kg/cm<sup>2</sup> 以下の  $\alpha=45^\circ$  (75, CD-5) の残留強度は他の場合の値に比較して大きい。これは図-7 に示したように、 $\alpha=45^\circ$  の切断面に沿うすべり破壊であるから、そのせん断抵抗は  $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3) \sin \varphi / 2$  ( $\varphi$ : すべり面の角度) に  $\varphi = \alpha = 45^\circ$  を代入して求め、 $\varphi = 60^\circ$  で計算される他の場合の値より

$2/\sqrt{3} \approx 1.15$  だけ大きな値をとることによるものと考えられる。

⑤ 側圧が  $5 \text{ kg/cm}^2$  以下であるとせん断中の体積変化は切断面の影響を受ける。すなわち、 $\alpha=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, (90^\circ, \text{CD-5})$  の場合は intact rock と同様、せん断過程で大きな体積膨張（ダイレイタンス）が生じるが、 $\alpha=45^\circ, 60^\circ, (75^\circ, \text{CD-5})$  においてはダイレイタンス量が前者に比較して小さい。しかし、側圧が大きくなるとこの差異が認められなくなる。

⑥ 以上を総括すると intact rock、切断面の角度  $\alpha=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, (90^\circ, \text{CD-5})$  の場合と  $\alpha=45^\circ, 60^\circ, (75^\circ, \text{CD-5})$  とでは前者が新たにせん断面が生じ破壊するのに対し、後者は既存の切断面に沿うすべり破壊となり異なる挙動を示すことがわかる。しかし、平均有効応力が先行履歴応力 ( $\sigma_m' = 50 \text{ kg/cm}^2$ ) に近づくと、弱面の影響は消滅する。

⑦ CD-5 の場合には、図-9 に示すとおり偏差ひずみが約 5% に達したところで除荷-再載荷を行った。この過程における応力-ひずみ関係は、初期せん断時の応力-ひずみ関係に比較して立ち上がりの勾配がやや小さいが弾性的挙動であるといえる。このことは、切断面（弱面）を有する供試体も、せん断により新たに破断面が生じたものも、除荷-再載荷過程における弾性係数は intact rock の弾性係数よりは小さいが、オーダー的には同程度の値をとると考えてよいことを示している。

### (3) 切断面の弾性係数に与える影響

切断面によって、せん断弾性係数  $G$  と体積弾性係数  $K$  がいかに影響されるかを調べてみた。種々の角度をもつ不連続面が内在すると材料の力学特性には方向性（異方性）が現れる。しかしながら、ここでは材料は等方性材料と仮定し、その結果求まる材料定数の値の差として異方性が現れるものと考えて議論を進めることにする。

軸対称三軸試験の場合、せん断弾性係数  $G$  は軸差応力 ( $\sigma_1' - \sigma_3'$ ) ~ 偏差ひずみ  $e_1$  関係の初期の勾配から次式によって決定できる。

$$G = (\sigma_1' - \sigma_3') / 3 e_1 \dots \dots \dots (8)$$

体積弾性係数は平均有効応力  $\sigma_m'$  ~ 体積ひずみ  $v$  関係の勾配より次式で求められる。

$$K = \sigma_m' / v \dots \dots \dots (9)$$

図-12, 13 は、このようにして求めたせん断弾性係数  $G$  と体積弾性係数  $K$  を intact rock の弾性係数  $G_c, K_c$  でそれぞれ規準化し、角度をパラメーターに有効側圧  $\sigma_3'$  ごとに示したものである。なお、図中の線は変化の様子を端的に示すために引いたものである。

図から求まる結論は以下のとおりである。

① せん断弾性係数は切断面の角度により変化し、 $\alpha=45^\circ$  で最小値となる。しかし、側圧が大きくなると切断面の存在による差異はみられなくなる。 $\alpha=45^\circ$  で  $G$  が最小値をとる理由は、 $\alpha=45^\circ$  で残留強度が大きな値をとることと表裏をなすものである。すなわち供試体中の最大せん断応力は常に  $45^\circ$  面に作用するから、 $\alpha=45^\circ$  に弱面があるとせん断初期に最も変形しやすく、せん断弾性係数は小さな値をとるものと考えられる。

② CD-1 を例外とすれば体積弾性係数  $K$  は intact rock の値に比較して小さな値となっているものの、切断面の影響は  $G$  に比較して小さい。

③ 図中に黒丸で示す値は、図-9 の除荷-再載荷過程の再載荷時の値として求めた弾性係数である。 $\alpha$  が  $30^\circ$  以下では、白丸で表す初期の弾性係数に比較して小さい値となるが、オーダー的には変わらない。

④ ヤング率  $E$ 、ポアソン比  $\nu$  は  $G, K$  と次の関係にある。

$$E = \frac{9KG}{(3K+G)}, \quad \nu = \frac{(3K-2G)}{2(3K+G)} \dots \dots \dots (10)$$

ここには示さないが、これから求めたヤング率はせん断弾性係数  $G$  と同様に切断面の角度に影響される。しかし、ポアソン比は体積弾性係数  $K$  と同様、切断面の影響度は小さく、intact rock の値よりやや大きい  $0.1 \sim 0.2$  の値となる。

### (4) 切断面の最大ならびに残留強度に及ぼす影響

図-8~11 の応力-ひずみ関係から、最大強度が切断面の角度によって異なる値をとることは明らかである。このことをより明確に示すために図-14 を準備した。図中の白丸は最大強度を、黒丸は残留強度を軸差応力  $q = (\sigma_1' - \sigma_3')$  によりそれぞれ示している。なお、すべての値はその側圧における intact rock の最大強度  $q_c$  で規準化しており、点線で示す円弧は intact rock の残留強度である。

図から得られる知見をまとめると以下のようである。

① 最大強度は切断面の角度により影響を受け、 $\alpha=60^\circ$  で最小値を示すが、その値は intact rock や他の角度の切断面をもつ供試体の残留強度にほぼ等しい。しかし、側圧が増加すると、切断面の有無に関係なく、最大強度と残留強度がほぼ等しい値をとる。

② 残留強度は intact rock の残留強度と変わらず、切断面の角度に影響されない。ただし、 $\alpha=45^\circ$  の残留強度は前述した理由によって、他の角度の残留強度に比較して大きな値をとる。

切断面の角度が最大強度に及ぼす影響を Mohr の応力円の包絡線を用いて検討してみる。図-15(a) は intact rock の最大強度に対する Mohr の応力円と包絡線を

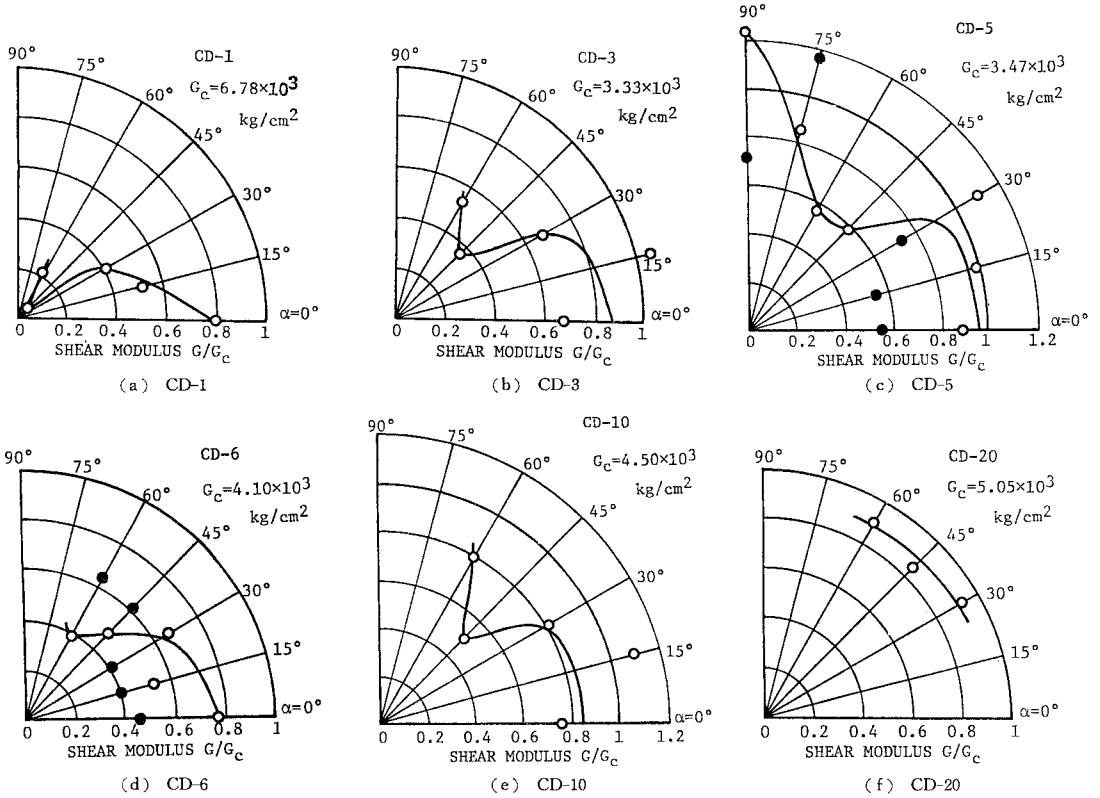


図-12 せん断弾性係数  $G$  に及ぼす切断面の影響

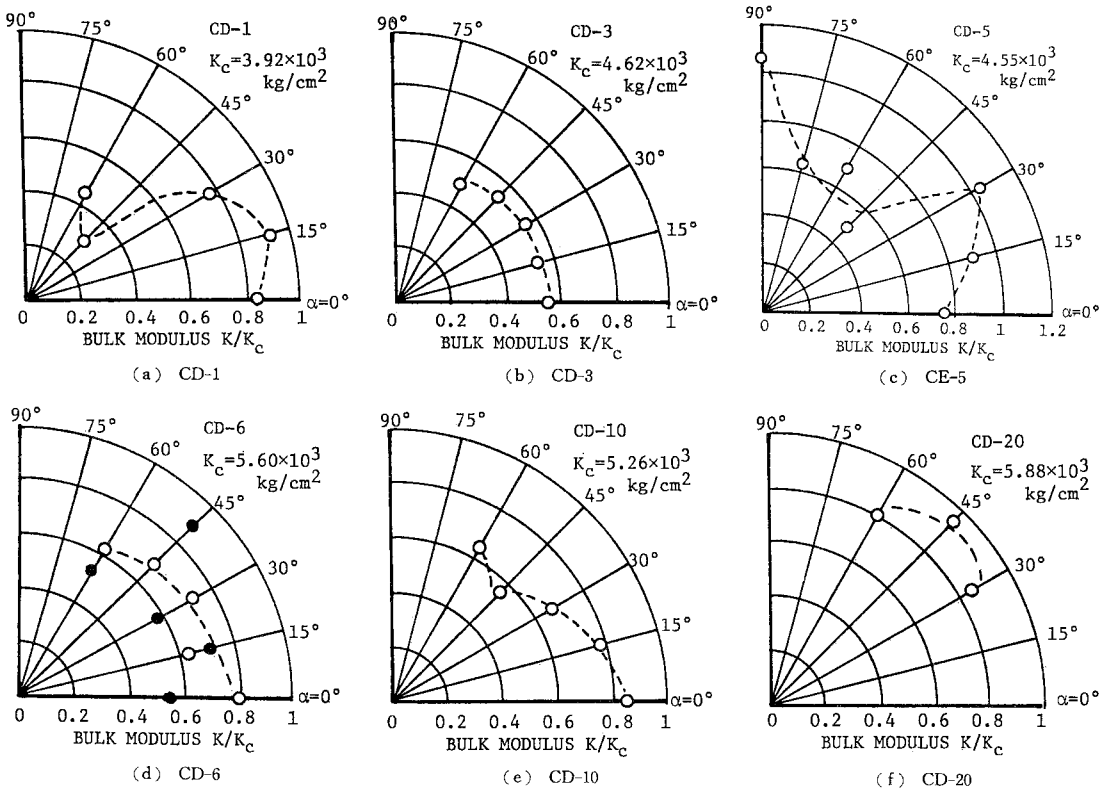


図-13 体積弾性係数  $K$  に及ぼす切断面の影響

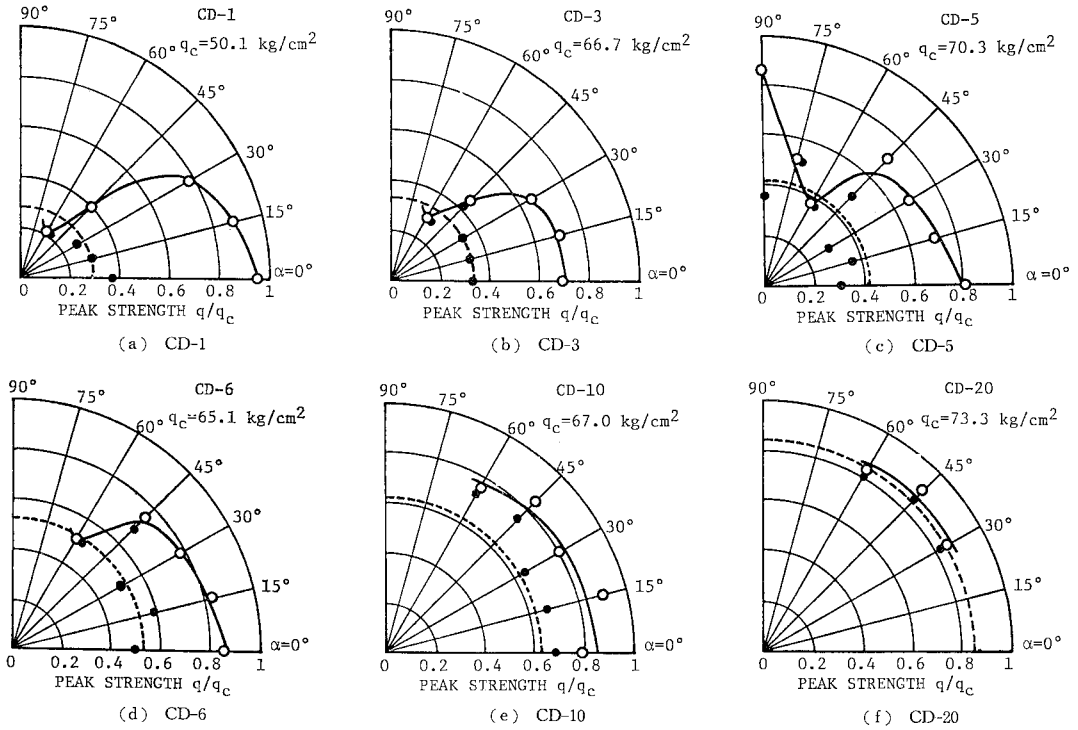


図-14 最大ならびに残留強度に及ぼす切断面の影響

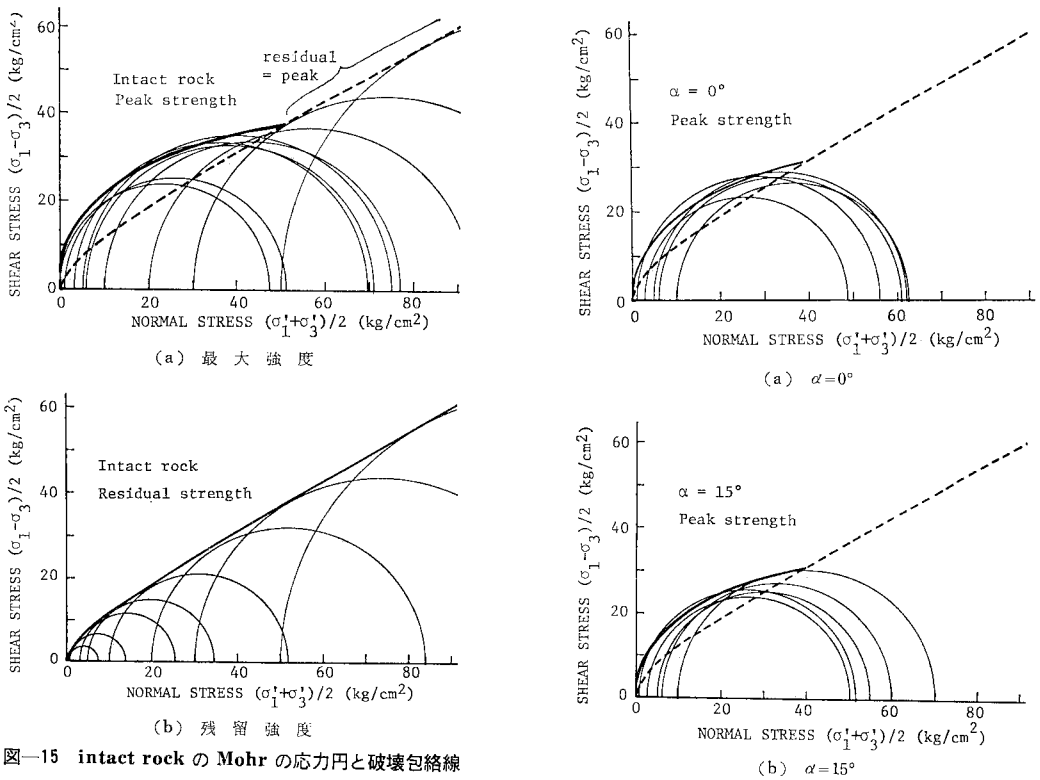
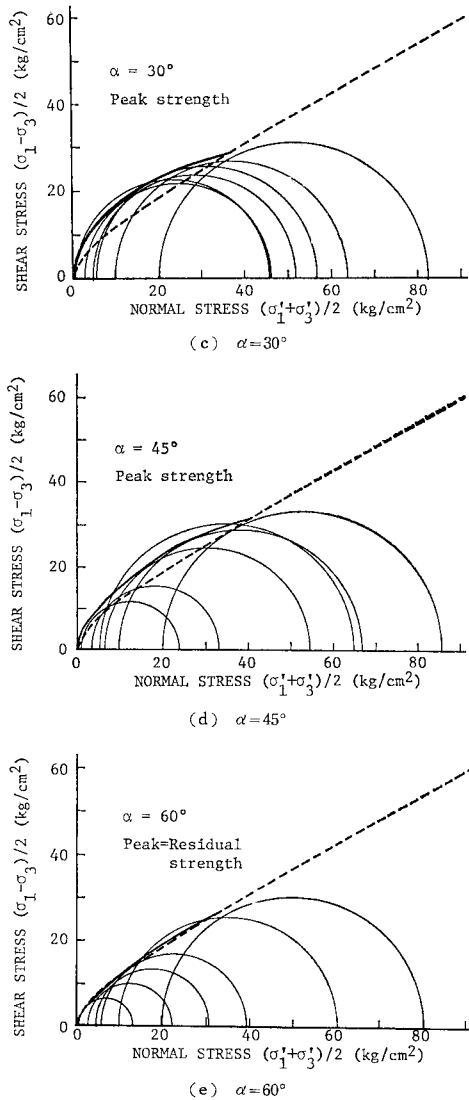


図-15 intact rock の Mohr の応力円と破壊包絡線





図一16 切断面をもつ供試体の最大強度に対する Mohr の応力円と包絡線

図一15 (b) は残留強度に対する Mohr の応力円と包絡線を示している。図一15 (a) の点線は 図一15 (b) で求まる残留強度の包絡線を示すが、先行履歴応力以上では最大強度の包絡線と一致する。図で明らかのように、最大強度、残留強度双方の破壊包絡線はともに曲線であるから、直線で表される Mohr-Coulomb の破壊規準が厳密には適用できない。

図一16 には  $\alpha = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$  の切断面をもつ供試体の最大強度に対する Mohr の応力円と破壊包絡線を実線で、点線は 図一15 (b) に与えた intact rock の残留強度の破壊包絡線をそれぞれ示している。図において破壊包絡線は曲線であって、切断面の角度が  $45^\circ, 60^\circ$  に対する破壊包絡線は点線で表される残留強度の包絡線

に漸近することが明らかである。

以上をまとめると、切断面を有する供試体の最大強度に対する破壊包絡線は intact rock の最大強度の包絡線と残留強度の包絡線の間に位置することがわかる。

### 5. 不連続面を有する軟岩の破壊規準

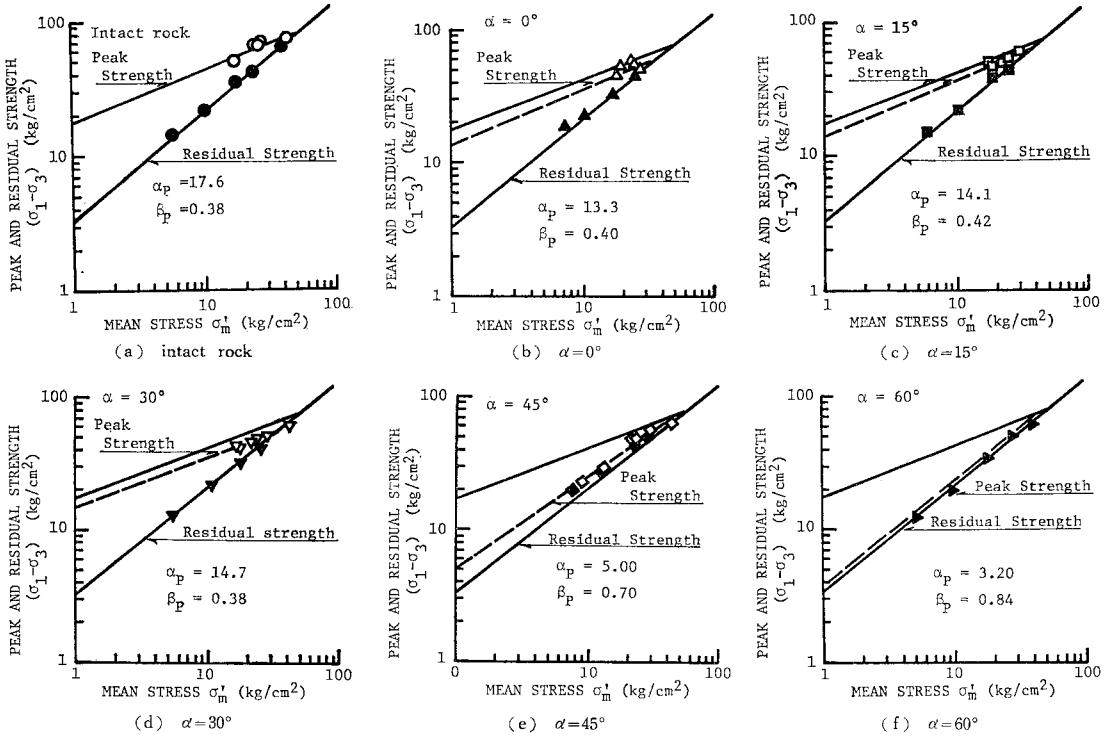
2. で述べたように、足立・小川<sup>4)</sup>は軟岩の破壊規準として、Hobbs<sup>9)</sup>らが岩石質材料に対して提唱しているべき関数形の破壊規準が応力間の条件式に、また、土質材料の critical state に対して成立する体積ひずみが平均有効応力の対数に比例するという関係式が強度と体積ひずみの間の条件式として適用できることを示し、新たに軟岩の最大ならびに残留強度双方に対する破壊条件式を提案した。

この破壊条件式が不連続面を含有する軟岩の破壊条件式として適用できるかどうかを検討するため、図一17, 18 を準備した。

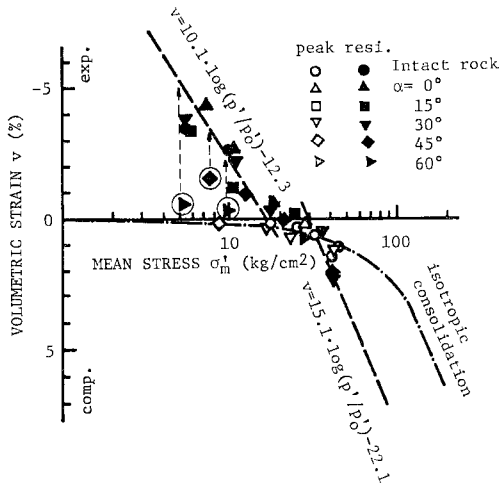
まず、破壊時の応力間に成立する関係を調べてみる。図一17 は切断面の角度ごとの最大強度（白印）ならびに残留強度（黒印）と平均有効応力の関係を両対数紙上に求めたものである。多少のばらつきはあるが、最大強度は切断面の角度によって勾配の異なる点線で示す直線で表すことができ、残留強度は  $\alpha = 45^\circ$  を例外とするが、切断面の有無や角度に関係せず、実線で与える 1 本の直線で表される。

したがって、式 (1)<sub>1</sub> ~ (4)<sub>1</sub> の破壊規準が不連続面を有する軟岩にも適用できることが明らかである。すなわち最大強度定数  $\alpha_P, \beta_P$  は不連続面の角度によって変化するが、残留強度定数  $\alpha_R, \beta_R$  は不連続面の有無や不連続面の角度によらない材料定数として決定できることが明らかである。さらに、図一1 で論じたように、不連続面を有する軟岩の最大強度は図中に実線で与える intact rock の最大強度と残留強度の間に位置することが容易に理解できる。

次に、破壊時に応力と体積ひずみがどのような関係にあるか検討してみる。図一18 は縦軸に体積ひずみ  $v$  を、横軸に平均有効応力  $\sigma_m'$  を対数にとり、最大強度時（白印）と残留強度時（黒印）の関係を与えている。図中の一点鎖線は等方圧密曲線、点線は低い側圧下における残留強度状態線と高い側圧下での最大=残留強度状態線であって、intact rock に対して求められたものである<sup>9)</sup>。有効側圧  $\sigma_s' = 20 \text{ kg/cm}^2$  以下の側圧で行った本研究において、 $\alpha = 60^\circ$  の場合を除いて最大強度はほぼ等方圧密曲線上で生じるが、残留強度は○印で囲んだ低側圧下の  $\alpha = 45^\circ, 60^\circ$  を例外として intact rock に対する次の条件式で与えられる直線上にあることがわかる。



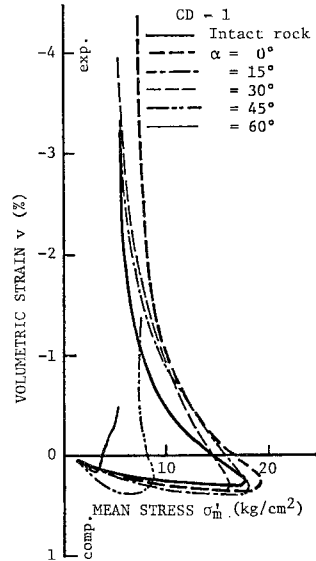
図一七 切断面をもつ供試体の最大強度と残留強度の破壊規準



図一八 切断面を有する供試体の最大ならびに残留強度時の平均有効応力と体積ひずみ関係

$$v = 10.1 \log(p'/p'_0) - 12.3(\%) \dots \dots \dots (11)$$

ここに、 $p' = \sigma'_m$ 、 $p'_0 = \sigma_{m0}' = 1 \text{ kg/cm}^2$  である。  
 低側圧下で、 $\alpha = 45^\circ, 60^\circ$  に対する残留強度時の状態が条件式 (11) からはずれる理由を考察してみる。図一十九は CD-1 のせん断過程における平均有効応力と体積変化の様子を示している。 $\alpha = 45^\circ, 60^\circ$  の場合は、最終到達点である残留強度時の体積変化が他の場合に比較して小さいことは図一八(b) においても明らかである。す



図一十九 せん断過程の体積ひずみ-平均有効応力関係

なわち、 $\alpha = 45^\circ, 60^\circ$  では既存の切断面に沿うすべり破壊であって、他の場合のように顕著な体積膨張を伴わないからである。換言すると、 $\alpha = 45^\circ, 60^\circ$  の場合は内部構造が破壊され新たに破断面が生じる際の体積膨張もすでに終了した後の挙動に相当していると考えられる。このことを模式的に示すと図一二十のようになる。すなわち、実験で求まる  $\alpha = 60^\circ$  の体積変化の軌跡  $\vec{OA}$  は、

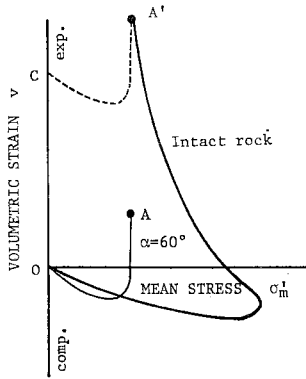


図-20 既存の切断面に沿う破壊時のダイレイタンスの考え方

実際は点線で表す軌跡  $\overrightarrow{CA}$  に相当しており、A' 点で intact rock の残留強度時の値と一致するという考え方である。この考えによると、体積膨張量  $OC$  が新たに破壊面が生じるときのダイレイタンス量である。CD-5 と CD-6 において破壊面が生じた後で行った除荷-再載荷試験により、この考えを検証でき、結果をみる限りにおいてはこの考え方が妥当である。

以上論じた破壊規準を地質分離面などの不連続面を含む岩盤の解析に適用するためには、議論をさらに進める必要がある。

一般的にいって、地盤材料の破壊規準は 図-17 のよ

うな応力の第1不変量である平均有効応力  $\sigma_m'$  を用いるよりは、最大主応力  $\sigma_1'$  と最小主応力  $\sigma_3'$  の平均値  $\sigma_n' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$  を用いて、 $q = (\sigma_1' - \sigma_3')$  との関係で与える方が、三次元応力場の問題への適用性のよいことが知られている。図-21 は 図-17 の関係を  $q/2$  と  $\sigma_n'$  の関係として求めなおしたものである。図より  $q/2$  と  $\sigma_n'$  の間にも  $q$  と  $\sigma_m'$  と同様の関係が成立することがわかりその関係は次式で与えられる。

最大強度に対して

$$(q/2 \sigma_{n0}')_{\text{peak}} = \alpha_P^* (\sigma_n' / \sigma_{n0}')^{\beta_P^*} \dots \dots \dots (12)$$

残留強度に対して

$$(q/2 \sigma_{n0}')_{\text{residual}} = \alpha_R^* (\sigma_n' / \sigma_{n0}')^{\beta_R^*} \dots \dots \dots (13)$$

ここに、 $\sigma_{n0}' = 1 \text{ kg/cm}^2$  である。各切断面の角度に対する強度定数  $\alpha_P^*$ ,  $\beta_P^*$  と  $\alpha_R^*$ ,  $\beta_R^*$  は図中にその値を与えている。なお、図-21 (f) には各角度に対して求めた式 (12) を1つの図としてまとめてあり、不連続面を有する供試体の最大強度は最大主応力作用面となす角度  $\alpha$  によって、intact rock の最大強度と残留強度の間に位置するという 図-1 の考え方を明らかに示している。

次になすべきことは式 (12), (13) に含まれる強度定数  $\alpha_P^*$ ,  $\beta_P^*$ ,  $\alpha_R^*$ ,  $\beta_R^*$  と切断面の角度  $\alpha$  の関係を求めることである。図-22 はその関係を示している。 $\alpha > 60^\circ$  に対しては CD-5 の場合の実験しか行っていない

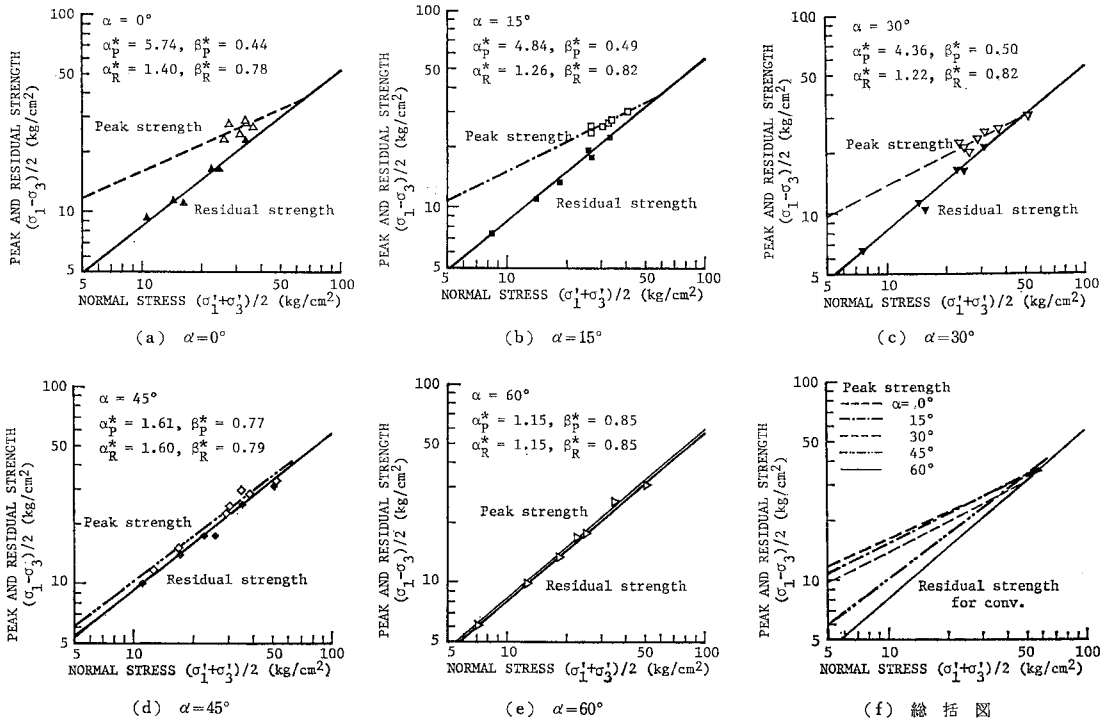


図-21 切断面をもつ供試体の最大強度と残留強度の破壊規準

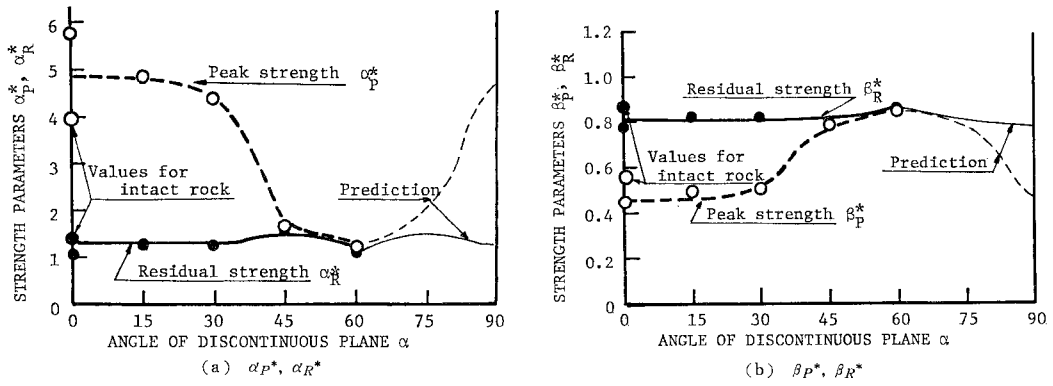


図-22 切断面の角度と強度定数の関係

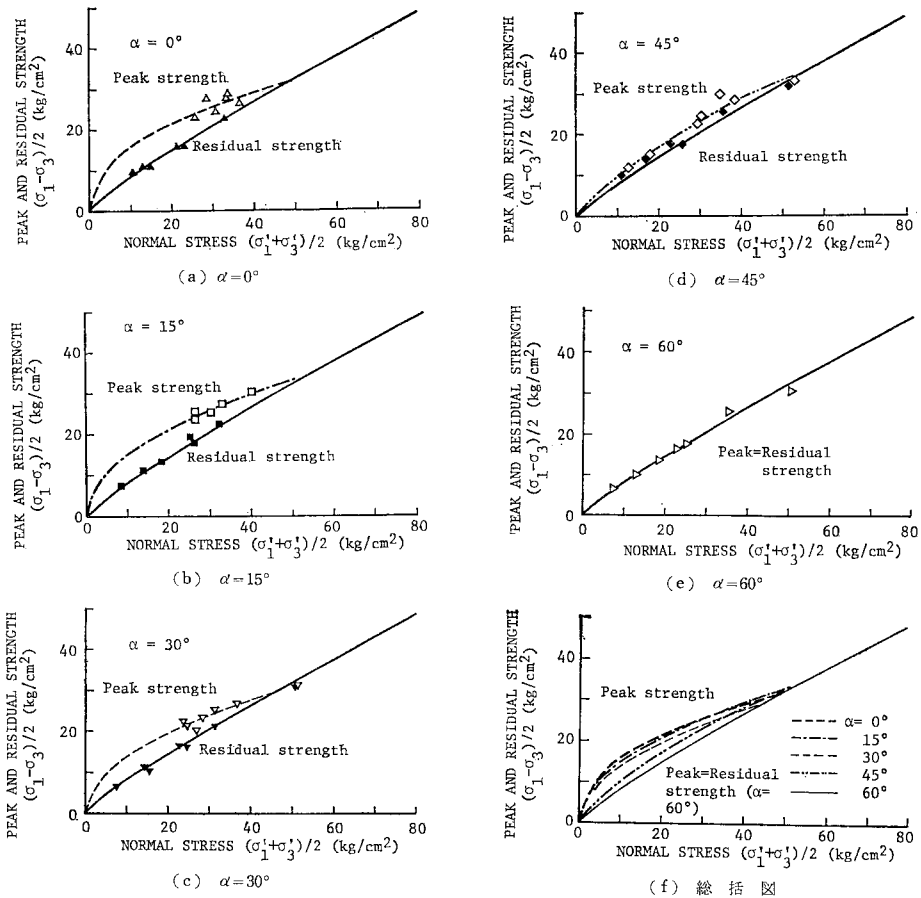


図-23 切断面を有する供試体の破壊規準の適応性

から、図-14 を勘案することで予測線として与えている。

最大強度定数  $\alpha_P^*$  は  $\alpha=30^\circ$  までほぼ一定値をとり、 $\alpha \approx 60^\circ$  で最小値となる関数で表される。この関数形を決定するには不連続面の角度とその面での応力を Mohr の応力円を用いて求め、そこですべるかどうかを判定する Müller ら<sup>5)</sup>や Bray<sup>12)</sup> の考え方を準用する一方、 $\alpha$

$> 30^\circ$  をより細分した角度の切断面をもつ供試体に対して実験を行う必要がある。

残留強度定数  $\alpha_R^*$  は切断面の有無、角度に関係せず、ほぼ一定値をとると考えてよい。

$\beta_P^*$  は  $\alpha_P^*$  と同様  $\alpha=30^\circ$  まで一定値をとり、 $\alpha \approx 60^\circ$  で最大値を示す  $\alpha$  の関数で表されるが、 $\beta_R^*$  は  $\alpha$  に依存せず一定値をとると仮定できる。すなわち、

$$\alpha_{P^*} = \alpha_P(\alpha), \quad \beta_{P^*} = \beta_P(\alpha) \dots\dots\dots(14)$$

$$\alpha_{R^*} = \text{一定(材料定数)}, \quad \beta_{R^*} = \text{一定(材料定数)} \dots\dots\dots(15)$$

の関数形を求めると、不連続面を含有する軟岩の破壊時に応力間に成立する規準は確定され実際の解析に適用できる。先に述べたように、関数形の決定は今後の課題である。また、破壊時の応力と体積ひずみ間に成立する条件式について論じなかったが、図-18に図-20の考え方を適用することによって不連続面の角度を変数に用い統一的に論ずる必要がある。

図-23は図-21で得られる強度定数を用い  $q/2 \sim \sigma_n'$  関係として求まる破壊曲線と実験値を示したものである。本研究で論じた破壊規準がこの程度に切断面を有する軟岩の破壊時の応力状態を表現できることを示している。

地質分離面など不連続面を有する軟岩の力学挙動を、切断面をあらかじめ与えた供試体を用いた実験によって検討した。しかし、前述したとおり岩盤の解析に適用するには強度定数  $\alpha_{P^*}$ ,  $\beta_{P^*}$  の角度  $\alpha$  に関する関数形を決定する必要がある。ここでは、有限要素法を解析に利用する場合を想定して、この成果を実際問題に適用する方法について若干ふれておく。

対象とする岩盤内である方向に卓越する不連続面が存在する場合には、ある領域(要素)内の最大主応力の作用面と不連続面のなす角度  $\alpha$  がわかると、その領域(要素)内の破壊は条件式(12)により規定される。したがって、この条件式を破壊規準として解析に組み込んでおけば各要素内で応力と不連続面との相互作用を勘案した解を求めることができる。この際、厳密には図-18に示す破壊時の応力-体積ひずみ条件式も同時に満足すべきことはいうまでもない。

## 6. 結 論

地質分離面など不連続面や弱面が、軟岩からなる岩盤の力学挙動に及ぼす影響を明らかにするため、大谷石を試料に選び問題を理想化して軸荷重作用面と種々の角度  $\alpha$  をもつ切断面をあらかじめ与えた円柱形供試体を用いて、三軸圧縮試験を行い考察を加えた。この結果得られた知見は以下のものである。

(1) 先行履歴応力以下の平均有効応力のもとでは、 $\alpha$  が  $45^\circ$  と  $60^\circ$  を除く角度の切断面をもつ供試体は intact rock と同様、顕著なひずみ硬化-軟化型の応力-ひずみ関係を示すがそのせん断過程で既存の切断面とは無関係に新たな破断面を生じ、体積膨張(ダイレイタンス)を伴って破壊する。しかし、 $\alpha = 45^\circ$  と  $60^\circ$  では既存の切断面に沿うすべり破壊となり、弾-完全塑性型に

近いが、単調なひずみ硬化型の応力-ひずみ関係を示し体積膨張度合はほかに比較して小さい。

(2) 平均有効応力が先行履歴応力に近いが、それ以上になると既存の切断面は力学挙動に影響を与えない。

(3) 軸差応力-偏差ひずみ関係の初期の接線勾配として求めるせん断弾性係数  $G$  は切断面の影響を受け  $\alpha = 45^\circ$  で最小値となる。しかし、平均有効応力-体積ひずみ関係から決定される体積弾性係数  $K$  は切断面の影響をそれほど受けない。破断面が生じた後行った除荷-再載荷過程で求まる弾性係数  $G, K$  は初期の  $G, K$  に比較して小さいが、オーダー的には変わらない。すなわち、不連続面を含む岩盤の弾性的性質は intact rock のそれとそれほど異なるものではなく、intact rock の値の 40~50% 以上の値と考えてよい。

(4) 平均有効応力が先行履歴応力以下であると、最大強度は切断面の角度  $\alpha$  により変化し、 $\alpha = 60^\circ$  で最小値をとる。他方、残留強度は切断面の有無、角度にほとんど影響されず intact rock の残留強度に等しいと考えてよい。また、切断面を有する供試体の最大強度は intact rock の最大強度を上限値、残留強度を下限値とする範囲内にある。

(5) 切断面を有する材料の最大強度、残留強度とも式(12)、(13)で与えられるべき関数形の破壊条件式で表される。図-22に示すように最大強度に対する強度定数  $\alpha_{P^*}$ ,  $\beta_{P^*}$  は切断面の角度  $\alpha$  の関数となるが、残留強度定数  $\alpha_{R^*}$ ,  $\beta_{R^*}$  は  $\alpha$  に関係せず一定値をとると仮定できる。さらに破壊時の応力と体積ひずみの間にも関係がある。すなわち、平均有効応力が先行履歴応力以下であれば、最大強度状態は等方圧密曲線近傍にある。他方、残留強度状態は既存の切断面以外の破断面が新たに発生して破壊する場合には、intact rock に対する式(11)の規準が適用できる。しかしながら既存の切断面に沿うすべり破壊においては、図-20で論じたダイレイタンス量の補正を行うことで式(11)の条件式を適用できるが、切断面の角度  $\alpha$  との関係などは未解決の問題である。

本研究の成果に基づき、不連続面や弱面を有する地盤材料の力学挙動とそれを対象としたときの安定解析の考え方について若干ふれておく。

不連続面や弱面が問題となる地盤材料には硬岩や軟岩からなる岩盤や亀裂をもつ粘土(fissured clay)などがある。軟岩を含めて、このような材料は小さな供試体を用いた強度試験であっても、結果は非常にばらつくことが知られている。この理由はサンプリングの巧拙や材料の不均質性にもよるが、潜在クラックとか欠陥の存在によることが多いと考えられる。また、弱面を含んだ試料

は供試体の整形も困難であり、結果のばらつきを回避する意味からも不連続面によって2分されないような健全な供試体を選び試験に供するのが普通である。このため岩石試験結果から岩盤の力学挙動を推定することは至難の技とされ、岩石試験の結果を用いる場合には力学定数（強度・変形係数）をどの程度減ずればよいかがおもな課題であった。

このような種々の問題に対して、3私見を述べてみる。

(1) 不連続面や弱面を含む材料の強度試験を行う場合、図-8~11に示す応力-ひずみ関係は最大強度のみならず残留強度も決定できるものであることが必要である。また、図-7の破壊形状を記録すれば応力-ひずみ関係との関連によって弱面によるものか、内部構造の破壊によるものかを識別でき、かつ強度のばらつく理由を確定できる。

(2) 材料の残留強度は不連続面や弱面の有無に関係せず、材料特有の物性である。また、その材料からなる地盤（岩盤）の強度の下限値に相当する。したがって、設計のための地盤の安定解析は下限値を求めるという立場からまず残留強度を用いて行う。ついでその結果を基準にして、上向きに不連続面や弱面の有無とその方向性による強度増分を考慮すべきである。すなわち、従来の岩石強度から下向きに岩盤強度を推定する方法を岩石と岩盤双方の最下限値である残留強度を基準にするという考え方に改めるべきである。

(3) (2)で論じた不連続面の有無とその方向性による残留強度からの強度の割増し量は、種々の角度をもつ切断面を与えた供試体を用いる実験を行うことによって推定できる。

本研究は京都大学防災研究所地盤災害部門で、小川<sup>13)</sup>が実験に着手し、林<sup>14)</sup>により継続された成果をまとめたものである。日頃ご指導をいただいている柴田 徹教授に謝意を表すとともに小川豊和君 (Univ. of Western Ontario) に御礼を申し上げる次第である。

#### 参 考 文 献

- 1) 赤井浩一・足立紀尚・西 好一：堆積軟岩（多孔質凝灰岩）の弾-塑性挙動，土木学会論文報告集，No. 271，pp. 83~95，1978.
- 2) 赤井浩一・足立紀尚・西 好一：堆積軟岩（多孔質凝灰岩）の時間依存特性と構成式，土木学会論文報告集，No. 282，pp. 75~87，1979.
- 3) Akai, K., T. Adachi and K. Fujimoto : Constitutive Equations for Geomechanical Materials Based on Elasto-Viscoplasticity, Proc. Specialty Session 9, 9th Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Eng., Tokyo, pp. 1~10, 1977.
- 4) 足立紀尚・小川豊和：堆積軟岩の力学特性と破壊規準，土木学会論文報告集，No. 295，pp. 51~63，1980.
- 5) Müller, L. and F. Pacher : Modellversuche zur Klärung der Bruchgefahr, Rock Mechanics and Engineering Geology, Suppl. 2, pp. 7~24, 1965.
- 6) Einstein, H.H., R.H. Nelson, R.W. Bruhn and R.C. Hirschfeld : Model Studies of Jointed-Rock Behavior, Proc. 11th Symp. on Rock Mech. (AIME), pp. 83~109, 1970.
- 7) Ladanyi, B. and G. Archambault : Simulation of Shear Behavior of a Jointed Rock Mass, Proc. 11th Symp. on Rock Mech. (AIME), pp. 105~125, 1970.
- 8) Einstein, H.H. and R.C. Hirschfeld : Model Studies on Mechanics of Jointed Rock, Proc. ASCE, SM 3, pp. 229~248, 1973.
- 9) Hobbs, D.W. : A Study of the Behavior of Broken Rock under Triaxial Compression and its Application to Mine Roadways, Int. J. Rock Mech. Mining Sci., Vol. 3, pp. 11~14, 1966.
- 10) Murrell, S.A.F. : The Effect of Triaxial Stress Systems on the Strength of Rocks at Atmospheric Temperatures, Geophys. J., Vol. 10, No. 3, pp. 231~281, 1966.
- 11) 堀 正幸：三軸試験結果に及ぼす面積およびメンブレン補正について，土木学会関西支部年次学術講演会講演概要集，p. III-15，1978.
- 12) Bray, J.W. : A Study of Jointed and Fractured Rock, Parts I and II, Rock Mechanics and Engineering Geology, 5, No. 2, 3, 4, pp. 117~136, pp. 197~216, 1967.
- 13) Ogawa, T. : Mechanical Behavior of Soft Sedimentary Rock, Master Thesis, Kyoto Univ., 1978.
- 14) 林 正之：軟岩の力学特性に及ぼす不連続面の影響について，卒業論文，京都大学工学部，1979.

(1979.9.19・受付)