

# 堆積軟岩(多孔質凝灰岩)の弾・塑性挙動

## ELASTO-PLASTIC BEHAVIORS OF SOFT SEDIMENTARY ROCK (POROUS TUFF)

赤井浩一\*・足立紀尚\*\*・西好一\*\*\*

By Kouichi AKAI, Toshihisa ADACHI and Kouichi NISHII

### 1. 序 論

わが国で建設途上にある青函トンネルや一部着工した本州四国連絡橋の建設では、新第三紀に堆積した軟岩や強風化花崗岩が問題となる主たる岩盤である。すなわち、青函トンネルでは訓縫層、黒松内層など第三紀層中にトンネルを開削する際の切羽の安定性やトンネル土圧の問題が、他方、本州—四国連絡橋の建設では第三紀堆積の神戸層あるいは残積土としての風化花崗岩が一部基礎支持岩盤となるために、その支持力、変形問題が軟岩の力学特性の把握に大きく依存している。

岩盤が堅固な岩石から成る場合は節理、断層など地質分離面が岩盤の力学挙動を支配するとされ、それが研究の主な課題であった。ところが、いわゆる軟岩では岩石そのものの力学特性が岩盤の力学挙動に大きく反映するから岩石の室内実験結果と実際の岩盤の挙動との相関が比較的高いと考えられている。ところで軟岩とは何をいうのか厳密な定義はない。また筆者も無理に定義づける必要があると思わないが、あえてといえば岩石の一軸圧縮強度が 100 kg/cm<sup>2</sup> 以下で、間隙水の影響が大きいものとしておく。したがって、半固結状態にある堆積岩とか、風化花崗岩など土と岩石との中間に位置するものといった漠然とした定義で十分であると考える。

これまで、土木、鉱山また地球物理の分野で岩石に対する研究は広く行われてきている。硬、軟にかかわらず、岩石材料はダイレイタンシーを示しかつ時間依存性を有する非弾性材料であることが明らかにされてきた<sup>1)~3)</sup>。Brace<sup>3)</sup>ら<sup>3)</sup>や Bieniawsky<sup>4)</sup>は硬岩の破壊機構を実験的に調べ高い拘束圧のもとでも破壊に至る際に体積膨張が生ずることを見出ししている。また Heard<sup>5)</sup>は Yule

marble の塑性降伏はひずみ速さの影響を受けることを指摘しており、その他高い拘束圧下で顕著な時間依存性を示すことは多くの研究者によって周知の事実とされてきた<sup>6)~9)</sup>。このような研究を背景にして、岩石材料の応力—ひずみ—時間関係(構成式)の研究もレオロジカルモデルを用いて行われてきている<sup>8),10)~12)</sup>。この流れにもとづき、岩塩が低い拘束圧下でも延性を示すことに着目して、それを理想岩石材料として用い、三主応力を制御できる三軸装置によって行った研究がある<sup>12)~14)</sup>。この研究の結果、粘弾塑性体とした岩石の構成式が誘導されている。

しかるに、以上述べた研究は結晶質の硬い岩石がおもで、間隙を有する軟岩の研究は少ない。Handin ら<sup>15)</sup>は堆積岩を用いた実験を通し、Terzaghi<sup>16)</sup>の有効応力の考え方が適用できることを示しており、また Bruhn<sup>17)</sup>は砂岩を用いた実験によって有効応力の適用性について論じている。

このように岩石の力学挙動を現象論的に概観すると、定性的には何ら土質材料の力学挙動と変らず、それらの差異は外作用力としての応力レベルの大小ということのみである。このような立場から、土質材料、軟岩、硬岩を一線上に並べて、軟岩の力学挙動を明らかにして、軟岩を対象とする構造物の強度・変形問題に適用できる、より一般性をもつ構成式の確立を目的とした研究を行ってきている<sup>19)~21)</sup>。本論文ではまず軟岩の弾・塑性挙動に着目した実験によってその解明を行い、軟岩の構成式を誘導するための基礎資料を提供するものである。

なお、実験には第三紀堆積の多孔質凝灰岩である大谷石を使用した。これは多数の均質な試料を準備できること、また堆積軟岩の力学挙動の下敷づくりに最適であると判断したからである。実験はすべて水で飽和した試料に対して行った。

論文の内容は有効応力の適用の是非、弾—塑性挙動に基づきその弾性定数ならびに塑性降伏値の決定、ひずみ

\* 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科

\*\* 正会員 Ph.D 京都大学助教授 防災研究所

\*\*\* 正会員 工修 電力中央研究所 土木技術研究所

硬化による塑性降伏面の拡大と最後に塑性理論による塑性降伏関数の決定までを述べたものである。なお、この塑性降伏関数は構成式を誘導する際にその役割を果たす重要なものである。本研究で用いた大谷石も明らかに時間依存性を示す。しかし、ここでは単に指摘することどもめ、あくまで弾・塑性体としての議論に終始することを断っておく。

2. 実験装置<sup>22)</sup>と試料

力学試験は通常の三軸圧縮試験によって行ったが、それは土質試験用のものと同様で、単に側圧・軸荷重の容量の大きなものにすぎない。工夫を施した一つに側圧の制御がある。図-1は側圧の制御を中心に示す試験装置の模式図である。側圧の制御はまず空気圧制御弁(1)(air pressure regulator)によってコンプレッサーからの空気圧を制御し、その空気圧で空気圧駆動油圧ポンプ(2)(air pressure driven oil pump)を作動して一次圧を得る。その一次圧はポンプ作動時の衝撃圧の吸収と一定油量を確保するために蓄圧器(3)(accumulator)に蓄圧される。その蓄圧された一次圧は高精度の油圧制御弁(4)(oil pressure regulator)で所定の圧力に制御され油圧水圧変換器(5)(water tank)を通して水圧に変換されて三軸室(6)(triaxial cell)の側圧を与えるものである。

軸荷重載荷はペロフラムシリンダーによる応力制御と電動モーター駆動による載荷装置を用いるひずみ制御とに分けられる。

間隙水圧の計測は力学挙動を有効応力によって整理することから最も大切なものの一つである。図-2に示すように供試体底面の中央部の間隙水圧変化として半導体小型圧力変換器を用いて測定している。この変換器の受圧面の直径は5mmであり、受圧面の圧力変化による体積変化は0~30 kg/cm<sup>2</sup>のもので6×10<sup>-7</sup> cc/kg/cm<sup>2</sup>、0~100 kg/cm<sup>2</sup>容量のもので2×10<sup>-7</sup> cc/kg/cm<sup>2</sup>と水の圧縮率に比較して小さく正確な計測が行える。

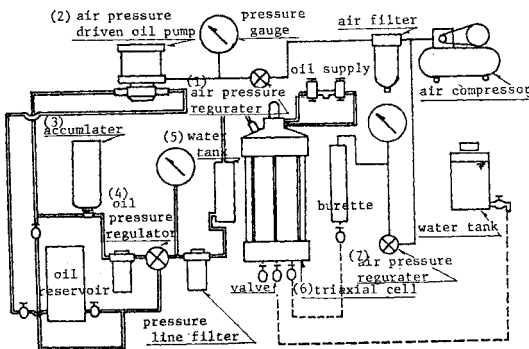


図-1 側圧制御系を中心とした三軸装置の概略図

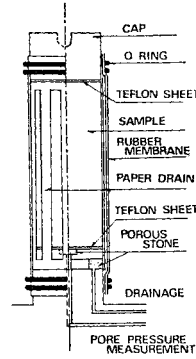


図-2 供試体セット状況図

供試体の吸排水は図に示すように供試体周面に施したペーパードレインによるが、間隙水圧の正確な計測のため図-1の空気圧制御弁(7)(air pressure regulator)によりビューレットに任意のバックプレッシャーを適用できる構造にしてある。ここでの実験は5 kg/cm<sup>2</sup>(50 m水頭)のバックプレッシャーを適用して行った。

用いた試料は多孔質凝灰岩の大谷石で、堆積軟岩の力学挙動を解明するに適したものであると考えて選んだ。その物理諸量は表-1にまとめて示す。

供試体は直径5 cm、高さ10 cmの円柱形である。また水面下の軟岩の挙動を考えるから供試体は水で飽和したものをを用いた。飽和は容器内に供試体を水浸させ、容器にサクシオンを作用させて強制的に行った。

3. 実験結果と考察

軟岩の弾・塑性挙動を明らかにするべく各種の三軸圧縮試験を行った。実験はTerzaghiの有効応力を適用できるかどうか、また供試体が飽和しているかどうかを調べるためのB値試験、等方圧力による体積変化をみる等方圧密試験、せん断応力による弾・塑性挙動を調べるせん断試験の3種に大別できる。せん断試験はさらにせん断時の排水条件によって非排水試験(UD)と排水試験(D)の2つに分けられる。せん断応力の載荷は所定の等方圧σ<sub>3</sub>で圧密した後、側圧σ<sub>3</sub>を一定に保って軸応力σ<sub>1</sub>を増加させる三軸圧縮である。また軸応力σ<sub>1</sub>の載荷方法は一定のひずみ速さによるひずみ制御、σ<sub>1</sub>を段階的に増加させる応力制御を目的別に採用した。さらに、塑性降伏応力値の決定方法を調べるため繰返し載荷-除荷試験とひずみ硬化による降伏曲面の拡大の様子を知る目的で載荷径路を変化させた排水せん断試験も行った。

(1) B値と有効応力

B値は非排水条件のもとで供試体に作用する等方圧力σ<sub>3</sub>をΔσ<sub>3</sub>だけ変化させたときの間隙水圧uの変化Δu

表-1 物理諸量

間隙率	<i>n</i>	36.9%
湿潤密度	<i>γ<sub>t</sub></i>	1.86 g/cm <sup>3</sup>
乾燥密度	<i>γ<sub>d</sub></i>	1.52 g/cm <sup>3</sup>
粒子比重	<i>ρ<sub>s</sub></i>	2.38

の比として次式で定義づけられる<sup>23)</sup>。

$$B = \Delta u / \Delta \sigma_3 \dots \dots \dots (1)$$

Bishop ら<sup>24)</sup>は間隙体に対する  $B$ -値は間隙体の圧縮率  $C$ 、間隙流体の圧縮率  $C_w$ 、間隙体を構成する固体実質部の圧縮率  $C_s$  と間隙率  $n$  により次式で表わされるとした。

$$B = 1 / [1 + n(C_w - C_s) / (C - C_s)] \dots \dots \dots (2)$$

この場合に体積変化を支配する有効応力  $\sigma'_{ij}$  は近似的に次式となる。

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u(1 - C_s/C)\delta_{ij} \dots \dots \dots (3)$$

ここに  $\sigma_{ij}$  は全応力成分、 $\delta_{ij}$  はクロネッカーのデルタである。 $C_s$  が  $C$  と  $C_w$  に比較して十分小さいときに式 (2) は

$$B = 1 / [1 + n(C_w/C)] \dots \dots \dots (4)$$

となり、式 (3) は Terzaghi の有効応力式となる。すなわち、

$$\sigma'_{ij} = \sigma_{ij} - u\delta_{ij} \dots \dots \dots (5)$$

このように  $B$ -値を調べる意義は飽和度のチェック、水で飽和しておけば間隙体の圧縮率  $C$  の評価ならびに Terzaghi の有効応力の適用の是非を論ずることができる。

図-3 は試験結果を与えている。 $B$ -値は低圧レベルで 0.95、高圧力レベルで 0.88 と  $\sigma_3$  の増加とともに減少している。 $B$ -値が 1 より小さいのは水で飽和していても  $C_w$  と  $C$  の相対的な大きさによるもので、 $C$  が土質材料より小さい岩石材料で一般的に認められる傾向である。

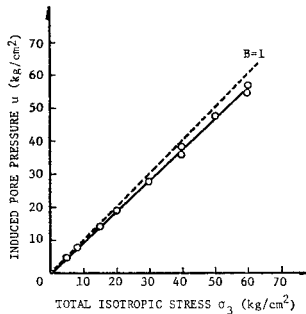


図-3 B-値試験結果

後述するように等方圧密試験によって求まるこの試料の圧縮率  $C$  は低圧から高圧へ圧力レベルによって  $C = 6.8 \sim 2.5 \times 10^{-4}$  と変化する。 $C_w = 49 \times 10^{-6}$ 、 $C_s = 2.7 \times 10^{-6}$  と仮定すると式 (2) と式 (4) の差は微小で  $B = 0.98 \sim 0.94$  となる。またより正確な体積変化を測定できたと考え得る排水せん断試験の結果から求まる  $C$  は  $C = 1.6 \sim 1.1 \times 10^{-4}$  であり、これによると  $B = 0.90 \sim 0.85$  となる。いずれにしても式 (3) における  $C_s/C$  の値は 0.01 のオーダーになるから Terzaghi の有効応力がこの試料に適用できるものと結論づける。

(2) 等方圧密試験

等方圧の作用により、どの程度体積変化が生ずるかを調べるのが、この等方圧密試験である。すなわち、等方

圧と体積ひずみの関係を求め、その関係が弾性的でかつ材料の等方性が仮定できればその関係の勾配として体積弾性係数  $K$  が決定できる。

そこで、以後の議論にも関係するから弾性定数の決定方法について述べておく。本実験のような軸対称三軸応力下で、材料が等方性で、かつ厳密には微小変位・微小ひずみで、応力-ひずみ関係が線形であれば、体積弾性係数  $K$  とせん断弾性係数  $G$  は次式で与えられる。

$$\epsilon_{kk} = v = \sigma'_{kk} / 3 \quad K = \sigma'_m / K \dots \dots \dots (6)$$

$$e_1 = \epsilon_1 - v / 3 = (\sigma_1 - \sigma_3) / 3 \quad G \dots \dots \dots (7)$$

ここに  $\epsilon_{kk} = \epsilon_1 + 2\epsilon_2 = v$  は体積ひずみ、 $\sigma'_m = \sigma'_{kk} / 3$  は平均有効応力、 $e_1$  は偏差ひずみ、 $\epsilon_1$  と  $\epsilon_3$  は軸方向ひずみと側方ひずみ、 $\sigma_1$  と  $\sigma_3$  は軸方向ならびに側方応力成分である。したがって、体積ひずみ  $v$  と平均有効応力  $\sigma'_m$  の関係から  $K$  が、せん断時の偏差ひずみ  $e_1$  と軸差応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  から  $G$  がそれぞれ決定できる。

図-4 は等方圧密試験結果を平均有効応力  $\sigma'_m = \sigma'_3$  と体積ひずみ  $v$  の関係として与えたもので、その非線形性が明らかである。この図に式 (6) を適用して体積弾性係数  $K$  を求めるとこの圧力の範囲では初期の  $1.5 \times 10^3$  (kg/cm<sup>2</sup>) から  $4 \times 10^3$  (kg/cm<sup>2</sup>) まで変化することがわかる。 $K$  は圧縮率  $C$  と  $C = 1/K$  の関係にあるから前項の  $C = 6.8 \sim 2.4 \times 10^{-4}$  はこの結果を用いたものである。

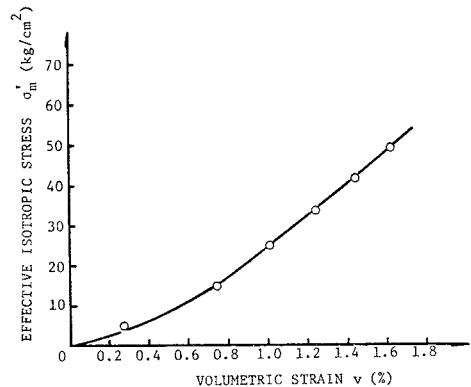


図-4 等方圧密時の体積変化

ところが、図-2 に示す排水のためのペーパードレンにろ紙を用いる方法には問題があることが明らかとなった。すなわち、土質材料に比較して体積変化の少ない岩石材料では、供試体をセットする際にろ紙に含まれる水の圧力による排水が無視できない量であることと、圧力が增大するにつれろ紙の透水係数の低下によって圧密に要する時間が次第に増加することが判明した。したがって、これを解決するには第 1 にろ紙を使用する場合にはその影響を補正する、第 2 はこの影響の少ない材料をペーパードレンに用いる、第 3 にこの影響を考えな

くてよい試験方法を採用するなどが考えられる。第1の補正は金属製の供試体を用いたまったく同様の試験を行っている紙の排水量を測定して行う。第2はナイロンメッシュのように繊維が硬くドレイン自体の体積変化が小さく、高压のもとで透水系数の低下の小さいものを用いる。第3は後述するように  $\sigma_3$  を一定に保ち  $\sigma_1$  のみを増加させる通常の排水せん断試験の結果から体積圧縮率を求める方法によるものである。

本節で述べた実験結果は第1の補正を行ったが、それに用いた補正式は  $\Delta v = C_{pe} \log_{10} \sigma_m'$  (cc) で  $C_{pe} = 0.7$  を用いた。しかし、初期のぬらし方によって大きく異なるなどその補正が十分であったかどうか疑問を残していることを断っておく。

(3) 非排水せん断試験

軟岩のせん断特性、すなわち応力-ひずみ関係と強度特性を明らかにするために行った試験の一つである。本試験は 5, 20, 28, 47 kg/cm<sup>2</sup> の側圧で等方圧密した後、側圧を一定に保ち、非排水条件でひずみ制御により行った。用いたひずみ速度は 0.04%/min である。

図-5 は軸差応力と発生間隙水圧の軸ひずみによる変化を示している。明らかに応力-ひずみ関係は拘束圧の大きさによる影響を受け、また典型的なひずみ硬化-軟化型である。すなわち、応力-ひずみ関係は初期のほぼ直線関係から次第に離れ、ひずみ硬化によって最大強度に達し、それ以降ひずみの増大とともに応力は減少して最終的に応力がほぼ一定となる残留応力状態に至る。一方、間隙水圧は初期に増大するが、この場合 28 kg/cm<sup>2</sup> 以下の拘束圧ではその最大値に達した後に減少をはじめ最終的には残留応力状態に対応して一定値となるこ

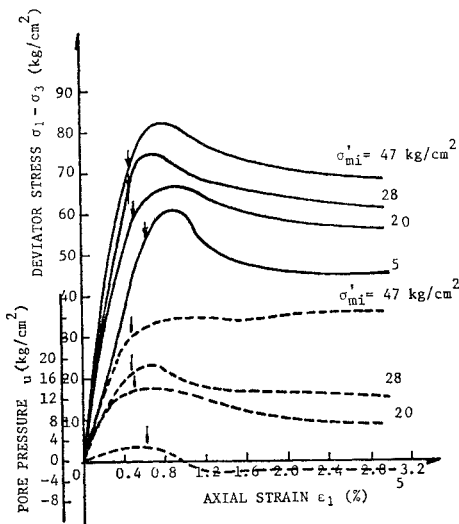


図-5 非排水圧縮せん断過程の応力-ひずみ、応力-間隙水圧曲線

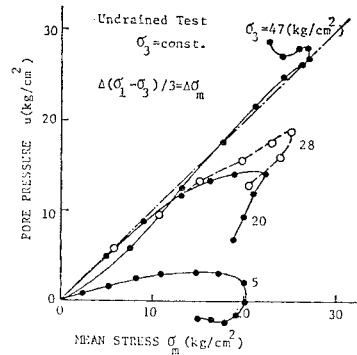


図-6 非排水圧縮せん断過程の平均応力増分と間隙圧変化関係

とがわかる。この間隙水圧の減少は軟岩がせん断応力による体積膨張、いわゆるダイレイタンスーを呈す傾向にあることを示している。また残留応力状態では軸差応力も間隙水圧も変化しない(有効応力が変化しない)で体積変化も生じない単にせん断変形のみが継続する状態と定義づけられ、土質材料に対して Cambridge 学派の提称する極限状態 (critical state) に相当する<sup>25)</sup>。

このせん断過程の間隙水圧の挙動を別の面から検討してみよう。このような側圧  $\sigma_3$  を一定に保ち軸圧  $\sigma_1$  のみを増加する圧縮試験では軸差応力 ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) の増加とともに平均応力  $\sigma_m$  も  $\sigma_1/3$  だけ増大することになる。この  $\sigma_m$  の増加によって間隙水圧がどの程度発生するかをみるために準備したのが 図-6 である。図中の 45° の直線は間隙圧の発生量が  $\sigma_m = \sigma_1/3$  の増分に等しい場合に対応する。したがって、 $\sigma_3 = 5 \text{ kg/cm}^2$  の場合を除くと、その初期にはほぼ  $\sigma_m$  の増分に見合う間隙水圧が生じ、排水条件であれば  $\sigma_m'$  に応じた体積変化が見込まれる。また 45° 線から下方への離脱は間隙水圧の減少、すなわち体積膨張傾向を、上方への離脱は体積圧縮傾向を表わし、せん断応力による体積変化、いわゆるダイレイタンスー挙動を示している。

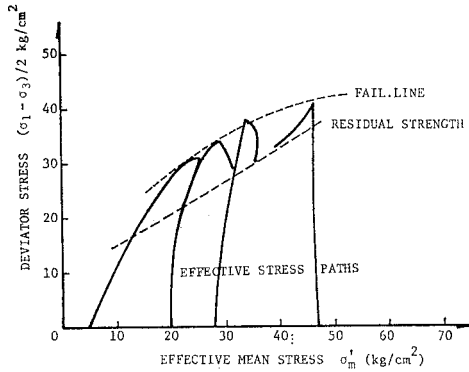
$B=1$  の場合でせん断応力の増加によって間隙水圧がどの程度発生するかを表わす係数として Skempton<sup>23)</sup> は間隙圧係数  $A$  を次のように与えた。

$$\Delta u = \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \dots \dots \dots (8)$$

また Henkel<sup>26)</sup> は間隙圧の発生は平均応力  $\sigma_m$  と軸差応力によるものと考え、次式で表わされるように間隙圧係数  $a$  を与えている。

$$\Delta u = (\Delta \sigma_1 + 2 \Delta \sigma_3)/3 + a(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \dots \dots \dots (9)$$

両式から明らかに  $A = a + 1/3$  の関係があって、この軟岩では応力の初期で  $A = 1/3$ 、すなわち  $a = 0$  で理想弾性体としての挙動をしていることがわかる。このように  $\Delta u = \Delta \sigma_m$  が成立する部分で排水試験を行うと  $\Delta \sigma_m'$  に対応する体積変化が生ずるから式 (6) によって体積弾

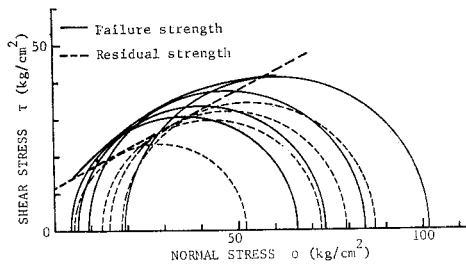


図一七 非排水圧縮せん断試験における有効応力径路、破壊強度線と残留強度線

性係数  $K$  を決定することができるといえる。

さて、図一七にはこの非排水せん断過程における有効応力径路と最大強度点から成る破壊線と残留応力点から求まる残留強度線を示してある。先の  $\sigma_m$  の増分に等しい間隙圧の発生は有効応力径路が  $\sigma_m'$  軸に垂直となることを意味しており、それから右へ離れることは体積膨張傾向を、左への離脱は圧縮傾向に対応する。また、この有効応力径路の形状は過圧密土の径路と類似であることが明らかである。

破壊線は  $\sigma_m'$  と非線形の関係にあるが、残留強度線は  $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$  と  $\sigma_m'$  との直線関係と与えられることは興味深い。そこで、通常の Mohr の応力円表示を用いると結果は図一八となる。この図からも明らかに破壊包絡線は非線形の包絡線となるが、残留強度の包絡線は直線となって Mohr-Coulomb の破壊規準で表わされる。その残留時の強度定数を  $c_R'$ ,  $\phi_R'$  とすると  $c_R' \approx 10 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\phi_R' \approx 30^\circ$  となる。



図一八 非排水圧縮せん断試験による破壊強度と残留強度の Mohr の応力円による表示

さて、弾性係数  $K$ ,  $G$  について考えてみる。この試験は水で飽和しておれば固体実質部の圧縮率が水の圧縮率より小さいから、水の体積圧縮量に近い変化しか生じない。したがって、通常体積変化がない  $\nu = 0$  として扱う。すると式 (7) で軸ひずみ  $\epsilon_1$  と偏差ひずみ  $e_1$  が等しいから、せん断弾性係数  $G$  は図一五の応力-ひずみ関係の初期の直線部分の勾配として決定できる。しかし、それに対応する初期の段階では間隙水圧が  $\sigma_m$  の増

表一 弾性係数

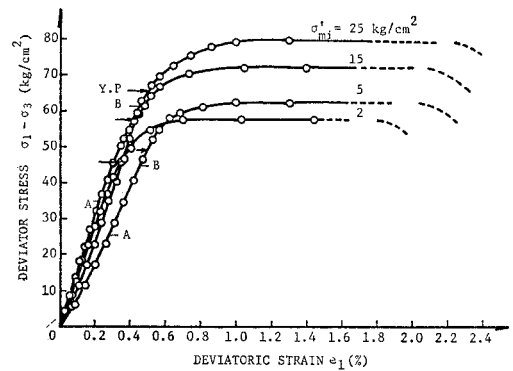
	側圧 $\sigma_3$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$G$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$K$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$E$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\nu$
非排水	5	$2.83 \times 10^8$	.....	$8.49 \times 10^8$	0.50
	20	$4.08 \times 10^8$	.....	$12.24 \times 10^8$	0.50
	28	$4.92 \times 10^8$	.....	$14.76 \times 10^8$	0.50
	47	$5.33 \times 10^8$	.....	$15.99 \times 10^8$	0.50
排水	2	$4.00 \times 10^8$	$9.52 \times 10^8$	$10.53 \times 10^8$	0.32
	5	$3.12 \times 10^8$	$7.41 \times 10^8$	$8.21 \times 10^8$	0.31
	15	$5.00 \times 10^8$	$6.45 \times 10^8$	$11.92 \times 10^8$	0.19
	25	$4.17 \times 10^8$	$8.70 \times 10^8$	$10.79 \times 10^8$	0.29

分だけ発生するから  $\sigma_m'$  は変化しないことになって  $K$  は確定できない。逆の見方をすると式 (6) の  $\nu$  が 0 となるためには体積圧縮係数  $K$  が見掛け上大きくなっている帰結によるとも考えられるが、いずれにしても非排水試験では骨格構造の体積圧縮係数が決定できないことである。

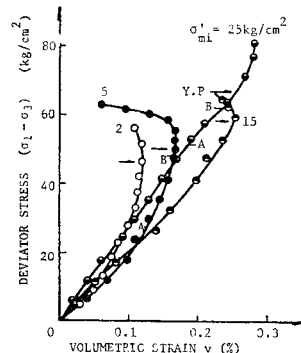
以上求めた弾性係数  $G$  は後の排水試験の結果とともに表一にまとめておく。

(4) 排水せん断試験

排水せん断試験を初期拘束圧  $\sigma_3 = 2, 5, 15, 25 \text{ kg/cm}^2$  で圧密した後、軸応力  $\sigma_1$  を段階的に載荷する応力制御により行った。この際の載荷条件を平均化してひずみ速さに換算すると約  $0.00035 \text{ \%}/\text{min}$  に相当するが、破壊



(a) 軸差応力-偏差ひずみ曲線



(b) 軸差応力-体積ひずみ曲線

図一九 排水圧縮せん断過程

近傍ではひずみ速さは増加する。

図-9 (a), (b) は軸差応力と偏差ひずみ  $e_1$  ならびに体積ひずみ  $v$  との関係をそれぞれ与えている。図から破壊応力は拘束圧の増加とともに大きくなるが、応力制御試験のため応力-ひずみ関係は非排水の場合と異なり、弾-完全塑性型の関係となつて、残留強度をこの種の試験で求めることはできない。体積ひずみは初期には圧縮を示すが拘束圧によって変化する限界応力（体積最大圧縮応力）から体積膨張が顕著になって破壊に至ることがわかる。

せん断弾性係数  $G$  は (a) 図の曲線の勾配  $3G = (\sigma_1 - \sigma_3)/e_1$  として、また体積弾性係数は (b) 図の曲線の勾配  $3K = (\sigma_1 - \sigma_3)/v$  として決定できる。体積弾性係数  $K$  がこのようにして決定できることはすでに述べたように、 $\sigma_3$  を一定に保ち  $\sigma_1$  のみを増加させるこの試験では  $(\sigma_1 - \sigma_3)/3 = \sigma_m'$  の関係が初期の弾性部分で成立することが判明しているからである。このようにして求めた弾性係数は表-2 に与えるが、拘束圧によるばらつきがみられより精度の高い実験を行う必要性を示している。なお、表にはヤング率  $E$  とポアソン比  $\nu$  も与えるが、これは次の周知の関係から求めた。

$$\left. \begin{aligned} E &= 9KG / (3K + G) \\ \nu &= (3K - 2G) / (2(3K + G)) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

このせん断過程をより詳細に検討してみよう。図-10 (a), (b) は側圧  $5 \text{ kg/cm}^2$  と  $25 \text{ kg/cm}^2$  の結果を縦軸上方に体積ひずみ  $v$  を横軸は偏差ひずみ  $e_1$  を取ってそれらの関係を示したものである。この  $v \sim e_1$  の関係に注目すると図中に示す A 点まで  $\alpha$  の角度をもつ直線関係がある。ところが A 点からは  $\alpha'$  の異なる角度の直線関

係に変化して B 点に至り、それ以降は急激に非線形の関係となる。この直線部分の勾配  $\tan \alpha (\tan \alpha')$  はポアソン比  $\nu$  と次の関係がある。

$$\nu = -\Delta \epsilon_3 / \Delta \epsilon_1 = \left(1 - \frac{2}{3} \tan \alpha\right) / 2 \left(1 + \frac{1}{3} \tan \alpha\right) \dots\dots\dots (11)$$

ところで、式 (10)<sub>2</sub> からは次の関係

$$\nu = \left(1 - \frac{2}{3} \frac{G}{K}\right) / 2 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{G}{K}\right) \dots\dots\dots (12)$$

があるから、

$$G/K = \tan \alpha \dots\dots\dots (13)$$

で、 $\tan \alpha$  が一定であるということは  $G, K$  が変化するとしてもその比が一定であるように変化していることになる。この試料について、 $\tan \alpha$  が一定の部分から  $15 \text{ kg/cm}^2$  の場合を例外として  $\nu \approx 0.3$  が求まり、表-2 の結果によく対応している。それ以降の  $\tan \alpha'$  が一定の部分からは体積膨張を示す拘束圧の低い場合 ( $\leq 15 \text{ kg/cm}^2$ ) は  $\nu = 0.4$ 、体積圧縮の生ずる  $25 \text{ kg/cm}^2$  の場合には  $\nu = 0.17$  へと変化し、B 点を過ぎると非線形関係に移行する。このことはせん断応力がある応力 (A 点に相当) まで骨格構造は弾性挙動を示すが、その応力以上となると拘束圧が小さいときには構造の局部的破壊が体積の膨張として現われ、見掛上のポアソン比を増加させ、拘束圧が大きいと構造の局部的破壊が体積の圧縮となりポアソン比の減少を示すと考えられる。

この現象はすでに図-6 に示す非排水試験結果に現われている。すなわち、拘束圧の大小によって力学挙動が変化するが、この値は過圧密土の先行圧縮応力に対応するもので、岩石の応力と時間履歴によって決っている値と考えられる。

さて、A 点から B 点までのせん断過程を図-9 (a) のせん断応力-偏差ひずみ関係上でみても、それはまだ初期のほぼ直線関係の成立する範囲にある。すなわち、B 点以降で非線形関係が顕著になっており、B 点は直線部からの離脱の開始点に対応している。そこで初期の直線関係がその後も成立するとし、それからの離れは塑性ひずみ  $e_1^p$  であると考え。このようにして求めた  $e_1^p$  を縦軸下方に取って図示したのが図中の  $e_1 \sim e_1^p$  関係である。さらに弾性成分は  $e_1^e = e_1 - e_1^p$  として求まり、それから  $e_1^e \sim v$  が与えられる。 $e_1^e \sim v^e$  の関係は図中の  $\tan \alpha = \text{const.}$  の直線がそれを表わすとすれば塑性体積ひずみ成分  $v^p$  は  $e_1^e \sim v$  関係のその直線からの離れとして決定できる。このように決定した  $v^p$  と  $e_1^p$  の関係が最後に求まる。なお、 $e_1 \sim e_1^p$ 、 $e_1^p \sim v^p$  関係は B 点以降に対応するものであることに留意されたい。

さて、 $e_1^p \sim v^p$  関係に着目してみよう。 $\sigma_{m0}' = 5 \text{ kg/cm}^2$  では塑性せん断ひずみ  $e_1^p$  の増加とともに塑性体

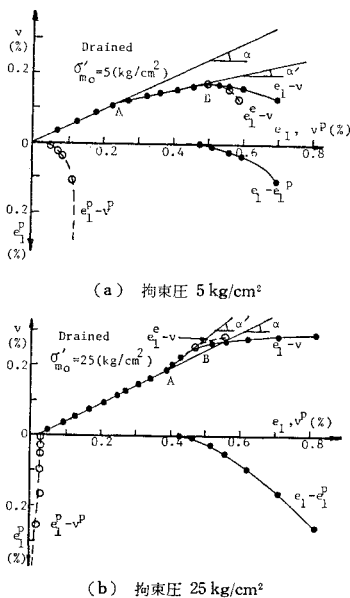


図-10 排水圧縮せん断過程の体積ひずみ-偏差ひずみ関係

積膨張  $v^p$  も増加するが、 $e_1^p$  が大きくなるにつれ  $v^p$  は変化しない状態に移行する。一方、 $\sigma_{mo}' = 25 \text{ kg/cm}^2$  の場合には塑性体積圧縮が生じ、 $e_1^p$  の増加につれてやや膨張して一定値に落ち着く傾向を示す。

以上をまとめるとA点は体積変化の比例限界、B点はせん断変形の比例限界でB点までは安定な変形過程、B点以降は不安定な変形過程になるといえる。いずれにしても、応力一ひずみ関係、または体積ひずみ  $v$  と偏差ひずみ  $e_1$  関係の線形性のずれによって弾塑性だとして話を進めた。しかし、これは厳密には正しくない議論であるので次により正確に塑性降伏について考えてみる。

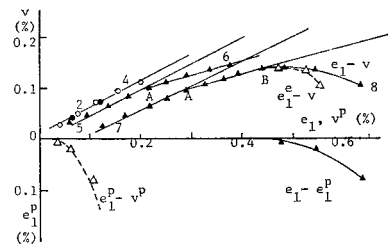
(5) 繰返し載荷試験と降伏応力の決定

塑性降伏応力を弾・塑性体理論の定義に従って決定するために繰返し載荷一除荷試験を行った。この試験は  $10 \text{ kg/cm}^2$  の等方圧力で圧密した後、側圧  $\sigma_3$  を一定に保ち、排水条件で軸応力  $\sigma_1$  の載荷、除荷を繰返すものである。図一11 (a),(b) は結果を軸差応力と偏差ひずみならびに体積ひずみの関係として与えたものである。試験の繰返し載荷一除荷の方法は図一11 (a) に示すように  $10 \text{ kg/cm}^2$  で等方圧密した後、まず2の応力レベルまで載荷し、再び元の等方応力状態3まで除荷する。その後、先の2の応力レベル以上の4まで載荷を行い、また5の等方応力状態まで除荷するという繰返しを続けて載荷一除荷の過程で永久変形（塑性変形）が顕著に生

ずる応力をとらえようとするものである。

実験結果をみると軸差応力が  $40 \text{ kg/cm}^2$  と  $60 \text{ kg/cm}^2$  の間、すなわち6と8の応力レベルの間に永久変形がせん断ならびに体積変形双方に明確に生ずることがわかる。むしろ、その応力状態以下においても若干の永久変形は生じているが、その応力以上に達してからはそれに比較すると小さい。

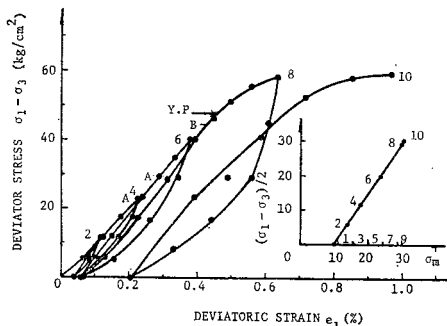
前項の図一10と同様にこの実験結果を体積ひずみ一偏差ひずみ関係として与えたのが図一12である。初期にはどの載荷過程でも前と同様、直線関係が認められるが、載荷回数の増加とともに直線が右に移動している。これは図一11 (a), (b) を検討すると、偏差ひずみは載荷とともに増加するが、体積ひずみは3~4の載荷まで圧縮が増加する方向に変化したものが、5~6, 7~8の載荷過程で圧縮量が減少を示したためによるものである。



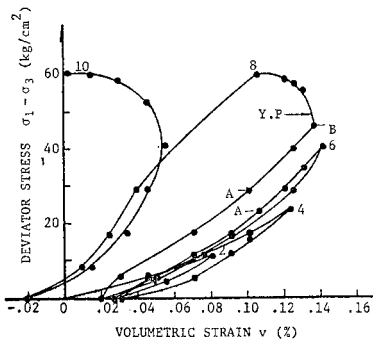
図一12 繰返し載荷試験過程の体積ひずみ一偏差ひずみ関係

この繰返し載荷試験の結果においても図一10で求めたA点が、5~6と7~8の載荷過程に現われ、7~8の載荷過程ではB点が認められ、それ以後急激に非線形の関係となる。このA点、B点を図一11 (a), (b) の応力一ひずみ関係上に与えているが、B点は応力一偏差ひずみ関係が非線形となるとともに応力一体積ひずみ関係においても圧縮から膨張への変曲点に対応していることがわかる。

このようにA、B点はともに変形に関する特異点で、土に対する村山、柴田<sup>27)</sup>の下限ならびに上限降伏値、また岩石材料に対する Bieniawsky<sup>4)</sup> の crack initiation と initiation of unstable deformation に相当するものと考えられるが、より総合的に解明すべき課題として以後の研究にゆだねる。B点は体積ひずみ、偏差ひずみとも塑性変形となる降伏点と考えてもよいが、ここでは以下の方法で決定したものを塑性降伏応力とする。すなわち、図一11 (a) の軸差応力一偏差ひずみ関係を両対数紙上にプロットすると図一13に示す明瞭な折点が6~8の応力レベル間に現われる。この折点の応力をもって塑性降伏値と定義づけることにする。この方法は村山、柴田<sup>27)</sup>が、粘土の上限降伏値を決定するのに用い、Singh<sup>28)</sup>も岩石の長期強度の一決定方法として紹介してい

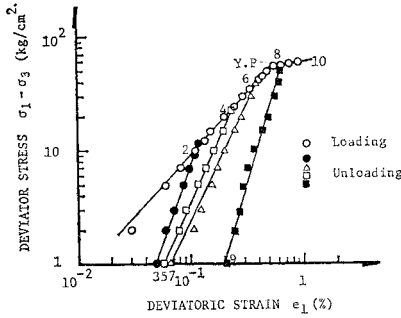


(a) 応力一偏差ひずみ関係



(b) 応力一体積ひずみ関係

図一11 繰返し載荷試験過程



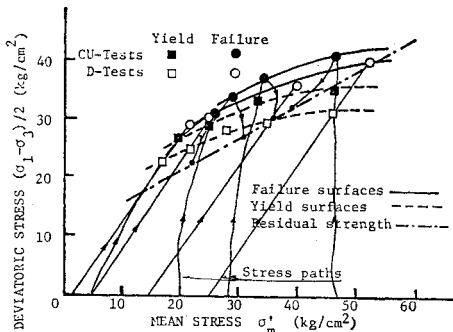
図一13 塑性降伏応力の決定法

る。いずれにしても6と8の応力レベルの間に永久変形が顕著となる塑性降伏応力があることはこれまでの議論で明らかである。

この両対数プロット法によって、先の非排水と排水試験結果の塑性降伏応力を求めた。その応力値は応力-ひずみ関係、すなわち図-5と図-9(a),(b)ならびに図-11(a),(b)に矢印で示してある。その塑性降伏応力の値は図-10, 図-12で求まる。B点の応力値よりやや大きい値となっているが、体積膨張が顕著になる応力値にほぼ対応していることがわかる。

このようにして決定された塑性降伏値が応力面内で、どのような形状となっているかを調べてみよう。図-14は非排水と排水試験結果求まった降伏値、最大応力点としての破壊強度値と先にもすでに示した非排水試験結果得られた残留強度値を与えている。これら各点を連ねて求まる塑性降伏線、最大強度線と残留強度線から次の結論が得られる。

- ① 塑性降伏値より求まる塑性降伏線も破壊強度値から得られる破壊線も有効平均応力  $\sigma_m'$  に関して非線形の曲線となる。
- ② 残留強度はすでに述べたように一本の直線となり、 $\sigma_m'$  と線形関係にあって Mohr-Coulomb の規準で表わされる。
- ③ 塑性降伏曲線も破壊線も試験条件の差異(本研究



図一14 非排水、ならびに排水圧縮せん断試験における有効応力経路、初期降伏面、破壊面と残留強度面

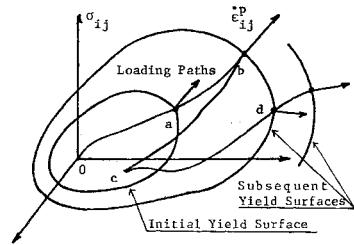
ではひずみ制御の非排水、応力制御による排水試験の差異)による影響を受ける。すなわち、排水試験結果も降伏値、破壊強度値とも非排水のそれらに比べて小さい値である。

④ この理由として、間隙比とひずみ速さの差異の二つが考えられるが、間隙比の影響は少なくとも降伏値に対しては逆の効果を与えるから除外され、ひずみ速さの差異、すなわち非排水試験に用いたひずみ速さが、排水試験時の平均的なひずみ速さより大であることによると思われる。

(6) ひずみ硬化と随伴降伏面

軟岩の塑性降伏値の決定方法を前項で定義づけ、それを用いて決定される降伏面はひずみ速さに依存することが明らかになった。本論文ではひずみ速さ依存性を考慮せず、初期塑性降伏後のひずみ硬化に基づく降伏曲面の拡大の様子を検討してみる。

一般に弾・塑性体理論では降伏関数と呼ぶスカラー関数  $f=0$  が存在すると考える。すなわち、図-15に示される応力空間内で閉じた曲面を形成し、例えば応力がその曲面上のa点に達したときにはじめて塑性変形が生ずるものとする。さらに応力がその降伏曲面の外側に向かって増大するとき、さらなる塑性変形を伴い材料はひずみ硬化を示して新たな他の応力状態bに達するが、その間  $f=0$  の降伏曲面は拡大してb点を通る  $f=0$  の降伏曲面となる。他方、b点から降伏曲面内のc点に応力が変化する除荷過程やc点から再び任意の径路を通してb点を通る  $f=0$  上のd点に達するまでの再載荷過程において材料は弾性挙動を示すものとする。

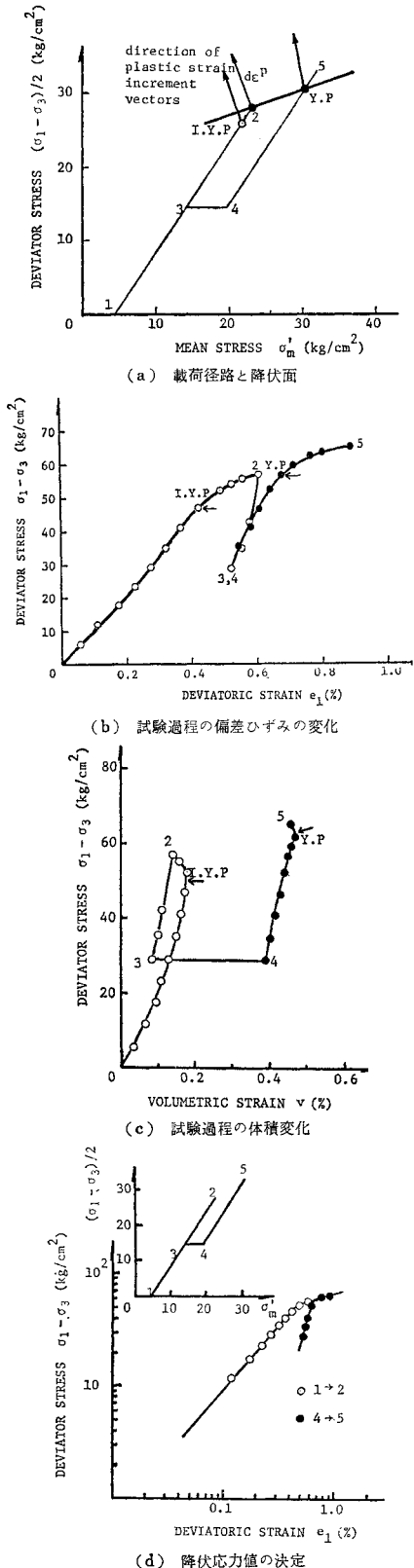


図一15 応力空間内における初期降伏面と随伴降伏面

ここではこのような弾塑性理論における随伴降伏曲面の特性、すなわちひずみ硬化による降伏曲面の拡大について検討を加えるために以下の実験を行った。

図-16(a)に示すように、5 kg/cm<sup>2</sup> で等方圧密した1の状態から応力制御による排水せん断を行って、初期降伏応力(図-16(d)で決定)以上の2の応力レベルまで載荷する。その後3の応力までいったん除荷し、軸差応力を一定に保ち平均応力  $\sigma_m'$  を4まで増加した後、その応力状態から5までせん断を行う。図-16(b),(c)





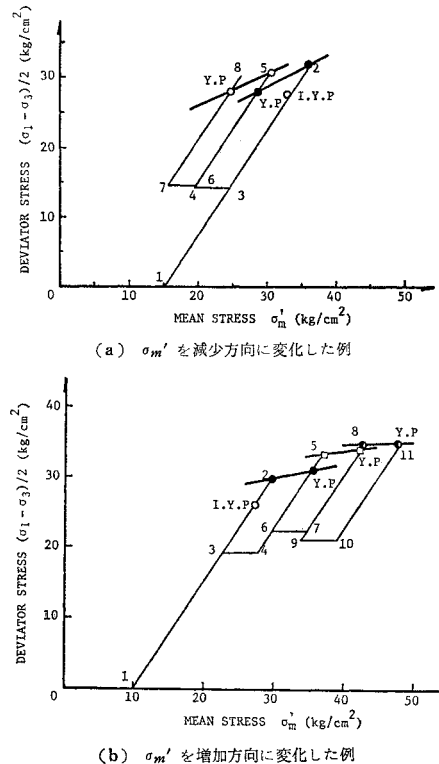
図一16 応力経路を変化させる載荷試験による降伏面の拡大

はこの過程の軸差応力—偏差ひずみと軸差応力—体積ひずみ関係を与えている。

さて塑性降伏値をこの過程で求めてみる。すなわち、1→2と4→5のせん断過程における降伏値は図一16(b)を両対数紙上に求めた図一16(d)の折点の応力値として決定される。このように求められた降伏点を図一16(a)にI.Y.P.(初期降伏点)とY.P.としてそれぞれの載荷径路上に示している。図一15で説明したように2の応力点はb点に、Y.P.はd点に対応すると考えられ、理論に従うと同一の降伏面上にあることになる。そこで、その2つの点を結ぶ直線で便宜的に対応する降伏面を表わしている。このI.Y.P.とY.P.を図一16(b),(c)の応力—ひずみ関係中に矢印で示すが、とくに図一16(c)の体積ひずみの変化に注目すると、これらの降伏点が全体積変化の膨張に転ずる応力レベルにほぼ対応していることはこれまでの議論のとおりである。

なお、後で降伏関数を決定する際に用いる Normality Rule を検証する意味で、図一16(a)内に塑性ひずみ増分ベクトルの方向を与えている。ただし矢印は単に方向を示すものであってひずみの大きさを与えてはいない。これから、Normality(降伏曲面と塑性ひずみ増分ベクトルの直交性)がほぼ成立することが理解できる。

図一17(a),(b)はまったく同様の目的で行った実験の結果得られた降伏面の拡大の様子を示したものであ



図一17 応力経路を変化させる載荷試験による降伏面の拡大

る。すなわち 図-17 (a) 載荷—除荷—載荷を 2 サイクル  $\sigma_m'$  を減少させる方向で行った結果を、また 図-17 (b) は  $\sigma_m'$  を増加させる方向に 3 サイクル行った結果をそれぞれ示している。以上のことをまとめると。

- ① この岩石はひずみ硬化によって降伏曲面は拡大する。
- ② それら 随伴降伏面は 前項での 降伏面の傾向と同様、 $\sigma_m'$  と非線形の関係となる。

ここでは最大強度に至るまでのひずみ硬化の過程のみについて議論した。しかし、図-5 にみられるようにひずみ軟化が最大応力値に到達後生ずることが知られている。ここで用いた応力制御による試験ではこの軟化過程の結果が求まらないのでひずみ制御で行った試験によらなければならない。その議論は本論文では扱わないことを断っておく。

#### 4. 塑性降伏関数の決定

前節の実験結果により、塑性降伏応力に達するとせん断変形ならびに体積変形も顕著な永久変形を示すことが明らかとなった。また拘束圧が大きくなると塑性体積膨張が生じないようにすることも示されていた。しかし、本論文では前節の塑性降伏の決定法を用い、塑性体積膨張の生ずる応力範囲内に限定して話を進める。

さて、ここでの降伏関数の決定は以後の構成式の誘導に直接結びつくよう弾塑性理論における associated flow rule すなわち、塑性ポテンシャル関数と降伏関数が一致するものと仮定して行う<sup>29)</sup>。

Associated flow rule の立脚する normality rule (塑性ひずみ増分ベクトルの方向は塑性ポテンシャル面に直交する) は降伏関数が第 1, 第 2 応力不変量の関数であると仮定すると次の関係式で表わすことができる。

$$dv^p / \sqrt{2I_2} = -d(\sqrt{2J_2}) / d\sigma_m' \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 $\sqrt{2J_2} = s_{ij}s_{ij}$  は応力の第 2 不変量、 $\sqrt{2I_2} = de_{ij}^p de_{ij}^p$  は塑性偏差ひずみ増分 ( $de_{ij}^p$ ) の第 2 不変量である。したがって、式 (14) の左辺が応力の関数として決定できれば式 (14) は応力のみ関数として積分でき降伏関数が求められる。

そこで、降伏以後は全ひずみから先に求めたせん断ならびに体積弾性係数を用いて計算した弾性ひずみ成分を差し引いたものが塑性ひずみであるとして、初期降伏直後の微小塑性ひずみ増分  $dv^p$  と  $de_1^p$  の比  $dv^p/de_1^p$  と初期降伏応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{iy}$  の関係を与えたものが 図-18 である。図から明らかにそれは次の直線関係で表わしうることがわかる。

$$\sigma_1 - \sigma_3 = -\lambda \left( -\frac{dv^p}{de_1^p} \right) + (\sigma_1 - \sigma_3)_c \dots\dots\dots (15)$$

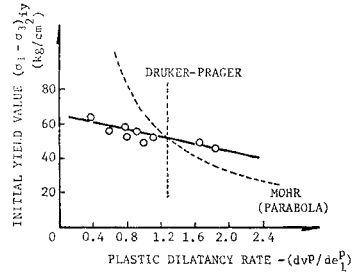


図-18 初期降伏時の降伏応力と塑性ひずみ増分比の関係

ここに  $\lambda$  と  $(\sigma_1 - \sigma_3)_c$  は材料定数である。

なお、図には式 (16) で表わされる Druker と Prager<sup>30)</sup> が与えた一般化した Von Mises の降伏規準と式 (17) で示される Mohr の放物線型の降伏基準を点線と与えているが、いずれにしても実験結果を表わすことができない。

$$f = \alpha \sigma_m' + \sqrt{2J_2} - k = 0 \dots\dots\dots (16)$$

$$f = (\sqrt{2J_2})^2 + \alpha \sigma_m' - k = 0 \dots\dots\dots (17)$$

式中の  $\alpha$  は材料定数、 $k$  はひずみ硬化パラメーターである。

ところで、Roscoe らも用いているように土質材料では  $dv^p/de_1^p$  と応力比  $[(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_m']$  の関係づけをよく用いる。図-19 はその関係を与えたものであり、ややばらつきはあるがやはり直線で近似できそうである。すなわち、次の関係が成立する。

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_m'} = \alpha \left( -\frac{dv^p}{de_1^p} \right) + \left( \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_m'} \right)_c \dots\dots\dots (18)$$

ここに  $\alpha$  と  $[(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_m']_c$  は材料定数でこの岩に対しては

$$\alpha = 0.75, \quad [(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_m']_c = 1.25$$

となる。ここで興味のあることはこの関係が  $\alpha = 1$  の場合には Roscoe らの energy equation に一致することであり、また  $(\sigma_1 - \sigma_3)/\sigma_m' = 1.25$  のときには塑性体積膨張がないか、 $de_1^p$  が非常に大きい場合に相当することである。

このように実験によって求めた式 (15), (18) を不変量表示すると次の 2 式が得られる。

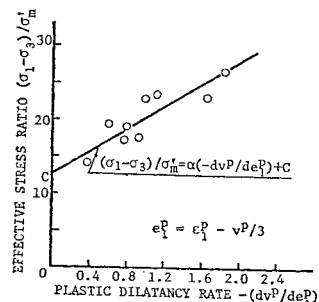


図-19 初期降伏時の有効応力比と塑性ひずみ増分比の関係

$$\sqrt{2}J_2 = -\lambda^* (-dv^p / \sqrt{2}I_2) + (\sqrt{2}J_2)_c \dots (19)$$

$$\frac{\sqrt{2}J_2}{\sigma_m'} = \alpha^* \left( -\frac{dv^p}{\sqrt{2}I_2} \right) + \left( \frac{\sqrt{2}J_2}{\sigma_m'} \right)_c \dots (20)$$

これらは先に望んだ式 (14) の左辺を応力の関数で与える関係式である。これらの関係をそれぞれ式 (14) の左辺に代入して積分を行うと次の関係式が与えられる。

すなわち、式 (19) (式 (15)) の場合

$$\sigma_m' + \lambda^* \ln \{ \sqrt{2}J_2 - (\sqrt{2}J_2)_c \} = C_1 \dots (21)$$

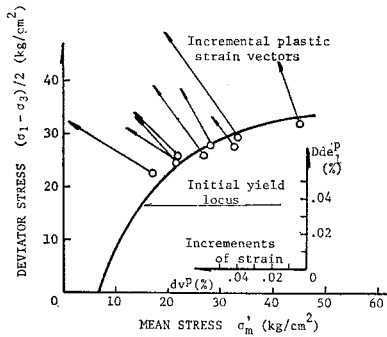
また式 (20) (式 (18)) に対しては

$$\sigma_m' \left\{ \frac{1}{\alpha^*} \left( \frac{\sqrt{2}J_2}{\sigma_m'} \right)_c + \frac{\alpha^* - 1}{\alpha^*} \left( \frac{\sqrt{2}J_2}{\sigma_m'} \right) \right\}^{\alpha^*} = C_2 \dots (22)$$

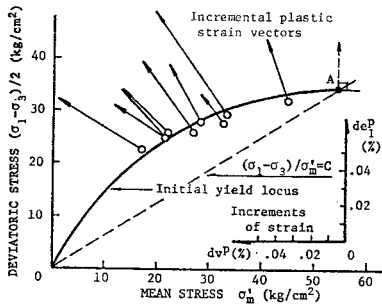
ここに  $C_1$  と  $C_2$  は積分定数である。これらの2式は降伏関数である。

図-20 (a), (b) はこれらの降伏関数を応力面内に求めた降伏曲面を示しているが、図中には  $dv^p$  と  $de_1^p$  で決定される塑性ひずみ増分ベクトルも同時に示している。双方において、降伏面と塑性ひずみ増分ベクトルの直交性と初期降伏応力点をこの程度の近似度で表わしうるといことがわかる。ところが、図-20 (a) では降伏面が  $\sigma_m'$ -軸と交わり、低い等方応力状態ですでに塑性域にあるということで実験事実と反するものである。そこで式 (21) で求まる降伏関数を用いず、この軟岩に対する降伏関数は式 (22) で与えられるものとする。

式(22)の積分定数  $C_2$  は  $\sqrt{2}J_2/\sigma_m' = (\sqrt{2}J_2/\sigma_m')_c$  のときに塑性体積ひずみが生じないということから、次の

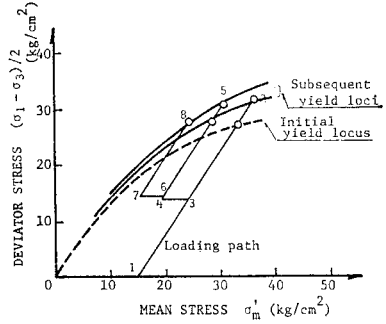


(a) 降伏関数式 (21) による

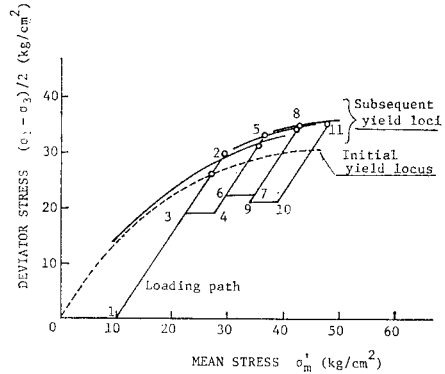


(b) 降伏関数式 (22) による

図-20 初期降伏曲面と対応する塑性ひずみ増分ベクトル



(a) 図-17 (a) の結果との比較



(b) 図-17 (b) の結果との比較

図-21 降伏関数式 (24) で与えられる初期ならびに随伴降伏面と実験結果との比較

条件で決定する。

$$\sqrt{2}J_2 = k \text{ at } \sqrt{2}J_2/\sigma_m' = (\sqrt{2}J_2/\sigma_m')_c \dots (23)$$

したがって、終局降伏関数は次のように決定される。

$$f = C^* \cdot \sigma_m' \left\{ \frac{1 + \frac{\alpha^* - 1}{C^*} \left( \frac{\sqrt{2}J_2}{\sigma_m'} \right)}{\alpha^*} \right\}^{\alpha^*} - k = 0 \dots (24)$$

ここに  $C^* = (\sqrt{2}J_2/\sigma_m')_c$ ,  $k$  はひずみ硬化パラメーターである。

初期降伏後の随伴降伏曲面もこの関数形でよいかを調べてみよう。このために準備したものが図-21 (a), (b) である。図は図-17 (a), (b) に対応するものでそのひずみ硬化による降伏曲面の拡大の様子もこの程度によく記述できることがわかる。その際のひずみ硬化パラメーターの決定は構成式の誘導とともに残された課題である。

## 5. 結 論

間隙を有する軟岩の弾・塑性挙動を明らかにする本研究において種々の点に関する議論を行った。その結果を以下にまとめてみる。

(1) 堆積軟岩は水で飽和していれば Terzaghi の有効応力を用いてその力学挙動を記述できる。

(2) 通常の非排水圧縮せん断過程で Henkel のいう平均応力  $\sigma_m$  の増分  $\Delta\sigma_m$  に見合う間隙水圧増分  $\Delta u$  のみ生ずる領域があり、その過程は完全な弾性体としての挙動をしていると考えられる。したがって、排水試験を行うと  $\Delta\sigma_m'$  による体積圧縮が生ずるはずである。

(3) 通常の排水圧縮せん断試験の結果を用いて、体積ひずみと偏差ひずみの初期の比例する領域で弾性定数  $K, G (E, \nu)$  を決定できる。

(4) (2), (3) の結果を考慮すると弾性係数  $K$  の決定に対しては、側圧  $\sigma_3$  を変化させる試験で問題となるペーパードレイン自体の排水量や砂質資料に対して行うメンブレンミスフィットなどを考慮しなくてもよい、側圧  $\sigma_3$  を一定に保つ通常の三軸圧縮試験の利点が明らかとなる。

(5) 軟岩の応力-ひずみ関係は初期の弾性挙動からひずみ硬化を伴う塑性変形に入り、最大応力値に達した後ひずみ軟化により応力は減少し、最終的には応力が変化しないで体積変化も生じない単にせん断変形のみを継続する残留応力状態に達する。

(6) 塑性降伏応力は偏差応力-偏差ひずみ関係を両対数紙上に求めて得られる折点の応力値として決定した。この値は全体積ひずみが膨張に転ずる応力値に近い。しかし拘束圧が大きくなると塑性体積膨張が生じないようになる。

(7) このようにして決定した降伏値から求める降伏曲面、と最大強度点を連ねて求まる破壊曲面は  $\sigma_m'$  と非線形関係となるが、先の残留強度は Mohr-Coulomb 型の線形関係で表わされる。

(8) 降伏面と強度面は明らかにひずみ速さの影響を受ける。この点は本論文で論じなかった。

(9) 塑性体積膨張が生ずる拘束圧の範囲内で、ひずみ硬化による随伴降伏面についての考察を行い、初期降伏面と同様の形状をとることが明らかとなった。

(10) 弾・塑性理論と実験結果から実験事実を説明できる塑性降伏関数を決定した。この降伏関数は随伴降伏面をもよく表現できるものである。

#### 参 考 文 献

- 1) Handin, J. and Hager, R.V. Jr. : Experimental Deformation of Sedimentary Rocks under Confining Pressures : Test at Room Temperature on Dry Samples, Bull. A. Ass. Petrol. Geol. 41, 1957, pp. 1~51.
- 2) Heard, H.C. : Transition from Brittle Failure to Ductile Flow in Solenhofen Limestone as a Function of Temperature, Confining Pressure and Interstitial Fluid Pressure, Geol. Soc. Am. Mem. 79, 1960, pp. 193~266.
- 3) Brace, W.F., Paulding, B.W. and Scholtz, C. : Dilatancy in the Fracture of Crystalline Rocks, J. Geophysical Research, Vol. 71, No. 16, 1966, pp. 3939~3953.
- 4) Bieniawsky, Y.T. : Mechanism of Brittle Fracture of Rock, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 4, 1967, pp. 395~430.
- 5) Heard, H.C. : Effect of Large Changes in Strain Rate in the Experimental Deformation of Yule Marble, Geol., Vol. 71, No. 2, 1963, pp. 162~196.
- 6) Griggs, D. : Experimental Flow of Rocks under Conditions Favoring Recrystallization, Bull. Geol. Soc. Am., Vol. 51, 1940, pp. 1001~1022.
- 7) Robertson, E.C. : Creep in Solenhofen Limestone under Moderate Hydrostatic Pressure, Geol. Soc. Am. Mem., Vol. 79, 1960, pp. 227~244.
- 8) Nishihara, M. : Rheology of Rocks, Prof. J. Makiyama's Memorial Volume, Kyoto Japan, 1961, pp. 325~332.
- 9) Misra, A.K. and Murrell, S.A.F. : Time-Dependent Strain or Creep in Rocks and Similar Non-Metallic Materials, Trans. Inst. Min. and Met., Vol. 71, 1962, pp. 353~378.
- 10) Price, N.J. : A Study of the Time-Strain Behavior of Coal Measure Rocks, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 1, 1964, pp. 277~303.
- 11) Shoua, E.A. : Effects of Confining Pressure on Polycrystalline Rock Behavior, Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 4, 1966, pp. 199~231.
- 12) Sakurai, S. : Time-Dependent Behavior of Circular Cylindrical Cavity in Continuous Medium of Brittle Aggregate, Ph. D. Thesis, Michigan State Univ., 1966.
- 13) Adachi, T., Serata, S. and Sakurai, S. : Determination of Underground Stress Field Based on Inelastic Properties of Rocks, Proc. 10th Symp. on Rock Mech., Berkeley, 1969, pp. 293~328.
- 14) 足立紀尚・世良田章正 : 岩石材料の粘塑性と直接せん断試験, 材料, Vol. 20, No. 209, pp. 151~155, 1971, pp. 151~155.
- 15) Handin, J., Hager, R.V. Jr., Friedman, M. and Feather, J.N. : Experimental Deformation of Sedimentary Rocks under Confining Pressure : Pore Pressure Tests, Bull. A. Ass. Petrol. Geol., Vol. 47, 1962.
- 16) Terzaghi, K. : Erdbaumechanik, 1925.
- 17) Bruhn, R.W. : A Study of the Effects of Pore Pressure on the Strength and Deformability of Berea Sand Stone in Triaxial Compression, Corps. of Eng., Missouri River Div. Lab., Tech. Report. MRDL, 1962.
- 18) 赤井浩一・足立紀尚・西 好一 : 軟岩の降伏特性, 第 10 回土質工学研究発表会講演集, 1975, pp. 791~794.
- 19) 赤井浩一・足立紀尚・西 好一 : 軟岩のクリープ特性, 第 10 回土質工学研究発表会講演集, 1975, pp. 795~798.
- 20) 赤井浩一・足立紀尚・藤本和義 : 軟岩の構成式, 第 11 回土質工学研究発表会講演集, 1976, pp. 933~936.
- 21) 足立紀尚・西 好一・藤本和義 : 軟岩の構成式と長期強, 変形特性, 第 5 回岩の力学国内シンポジウム講演集, 1977, pp. 139~144.
- 22) 赤井浩一・足立紀尚・田伏宣夫 : 空気圧制御方式による三軸試験装置とその適用 (その 1), 土と基礎, Vol. 23, No. 3, 1975, pp. 39~45.
- 23) Skempton, A.W. : The Pore-Pressure Coefficients A and B, Géotech. Vol. 4, No. 4, 1954, pp. 143~147.

- 24) Bishop, A.W. and Eldin, G. : Undrained Triaxial Tests on Saturated Sand and Their Significance in the General Theory of Shear Strength, *Géotechnique*, Vol. 2, No. 1, 1950, pp. 13~32.
- 25) Roscoe, K.H. and Burland, J.B. : On the Generalized Stress-Strain Behavior of 'Wet' Clay, *Engineering Plasticity*, Cambridge University Press, pp. 535~609.
- 26) Henkel, D.J. : The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays, *Proc. ASCE Research Conf. on the Shear Strength of Cohesive Soils*, 1960, pp. 533~554.
- 27) Murayama, S. and Shibata, S. : Flow and Stress Relaxation of Clays, *IUTAM, Rheology and Soil Mech. Symp.*, Grenoble, 1964, pp. 99~129.
- 28) Singh, D.P. and Beamford, W.E. : Prediction and Measurement of the Long-Term Strength of Rock, *Proc. 1st Australia-New Zealand Conf. Geomechanics*, 1971, pp. 37~44.
- 29) Naghdi P.M. : Stress-Strain Relations in Plasticity and Thermoplasticity, *Proc. 2nd Symp. on Naval Structural Mechanics*, Pergamon Press, 1960, pp. 121~169.
- 30) Drucker, D.C. and Prager, W. : Soil Mechanics and Plastic Analysis or Limit Design, *Quart. Appl. Math.*, Vol. 10, No. 2, 1952, pp. 157~165.

(1977.3.31・受付)

---