

## 砂の静的繰返し異方圧密特性

(Deformation Behavior of Sand under Cyclic Anisotropic Consolidation)

劉 朝 鋼<sup>1)</sup> (Chaogang Liu)  
土 岐 祥 介<sup>11)</sup> (Shosuke Toki)  
三 浦 均 也<sup>111)</sup> (Kinya Miura)

キーワード：圧密／応力経路／間隙比／砂／静的／  
塑性／ダイレイタンス／内部摩擦角 (IGC : D 6)

## 1. ま え が き

基礎地盤や土構造物の静的あるいは動的な変形挙動は種々の数値解析手法により解かれるが、土要素の変形特性は非線形的である上に、著しく応力条件に依存しているため、数値解析手法に組み込まれる構成モデルがいくら精巧であっても、解析結果の信頼性は結局、いかにして適切に基礎地盤および土構造物内の初期応力条件を設定するかにかかっている。例えば、飯塚ら<sup>1)</sup>は異方圧密地盤の支持力を有限要素法を用いて解析する際、水平地盤上の基礎の荷重～沈下曲線は地盤の静止土圧係数  $K_0$  値に大きく依存していると指摘した。

このように、地盤および土構造物内の初期応力条件をできるだけ正確に評価することは変形挙動を推定する上で極めて重要で、現在、その進展が急がれている課題の一つである。原位置地盤内の土要素は、多くの場合、地盤の堆積・侵食などの過程において異方的な圧密および膨張の過程を経て現在に至っていると考えられる。したがって、基礎的な研究としてまず異方的な载荷条件にある土の変形挙動を実験的に明らかにする必要がある。本研究ではこのような異方载荷、除荷の過程、および载荷、除荷に伴う変形現象を「 $K$ 一定異方圧密」あるいは単に「異方圧密」と呼ぶ。

砂のような粒状体の異方载荷・除荷時の変形挙動は El-Sohby ら<sup>2),3)</sup>、Barden ら<sup>4)</sup>によって三軸せん断試験装置を用いて調べられ、主応力比一定条件における一般的な挙動がある程度明らかにされた。また、最近では、Negussey and Vaid<sup>5)</sup>が種々の密度の砂供試体について異方圧密試験を実施し、変形挙動の推定式を提案してい

る。しかし、これらの研究を含めて今までの研究は比較的狭い範囲内の異方応力条件のもとで行われたものであり、また、除荷および再载荷時の変形挙動はまだ十分に調べられてはいない。そこで、本研究では、応力条件を精密に自動制御できる三軸試験装置を用いて、より広い範囲の主応力比  $K$  一定条件で繰返して载荷・除荷試験を行って、初期異方構造を有する砂の変形挙動を調べている。その結果、砂の基本的な変形挙動についていくつかの知見が得られ、正規異方载荷時の変形挙動はそれ以後の除荷・再载荷時の変形挙動に比べてかなり塑性的であり、異方性の影響が強く現れること、また、異方载荷中は応力比を一定に保っているにもかかわらず、ダイレイタンス、即ち体積膨張現象が認められ、ダイレイタンスの大きさは  $K$  値に依存する等の点が明らかにされた。

## 2. 主なパラメータの定義

本論文に用いた主なパラメータは次のように定義されている。

$$\text{平均有効主応力} \quad p = (\sigma_a + 2\sigma_r)/3$$

$$\text{主応力比} \quad K = \sigma_r/\sigma_a$$

$$\text{体積ひずみ} \quad \varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r$$

$$\text{動員内部摩擦角} \quad \phi_{\text{mob}}$$

$$\sin \phi_{\text{mob}} = (1-K)/(1+K), \quad K < 1$$

$$\sin \phi_{\text{mob}} = (K-1)/(K+1), \quad K > 1$$

ここで、 $\sigma_a, \sigma_r$  はそれぞれ軸方向、半径方向の有効応力、 $\varepsilon_a, \varepsilon_r$  はそれぞれ軸方向、半径方向の主ひずみである。特に言及しない限りすべての応力は有効応力を表し、また、変形はすべて圧縮を正とする。

## 3. 試験方法

図-1 に本研究で使用した試験装置のシステム図を示す。装置は通常の三軸圧縮試験機に自動計測および自動制御部を加えたものである。体積変化は電子天秤を用いて計測し、すべての測定値はアンプを介してコンピューターに送られ、A/D 変換される。コンピューターは計算結果と設定条件とを比較・判断した上、軸応力  $\sigma_a$  お

i) 元 北海道大学工学部土木工学科 大学院生 (札幌市北区北 13 条西 8 丁目)

ii) 北海道大学工学部土木工学科 教授

iii) 北海道大学工学部土木工学科 講師

(1988. 11. 4 原稿受付・討議期限 1990. 10. 1, 要請があれば 1 か月の期限延長可能)

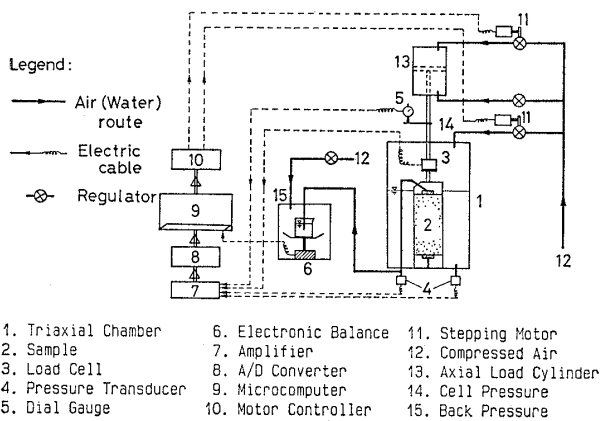


図-1 Schematic diagram of automatic triaxial compression test apparatus

よび側方応力  $\sigma_r$  をステッピングモーターと連動するレギュレータの操作により調整して、設定条件が満足されるように自動的に制御する。この装置は予め設定された任意の応力経路あるいはひずみ経路に沿って、応力制御方式あるいはひずみ制御方式のどちらでも供試体の応力状態または変形状態を細かく制御することができる。

この装置の優れた点として、体積変化の測定に電子天秤を使用したことによって、従来測定精度を上げるのに最も困難なこの部分を改善し、装置全体としての精度を高めたこと（電子天秤の精度：0.001 gf；体積ひずみの測定精度：0.005% 以内）、および、圧力の調整はステッピングモーターを用いて行われているので、かなり安定した制御ができることなどが挙げられる。

試験に用いた試料は予め水洗いして炉乾燥した豊浦標準砂 ( $G_s=2.64$ ,  $e_{\max}=0.988$ ,  $e_{\min}=0.616$ ) である。多重ふるい落下法<sup>6)</sup>によって異方圧密開始時の相対密度が、 $D_r=50\%$ ,  $70\%$ ,  $90\%\pm 3\%$  の三種類となるように直径 70mm, 高さ 170mm の供試体を作製した。ただし、 $D_r=50\%$  のケースで  $K=0.25$  および 3.0 では、動員

されている内部摩擦角  $\phi_{\text{mob}}$  が破壊時の内部摩擦角  $\phi_f$  に近く、低い密度で実験ができなかったために、密度を  $D_r=60\%$  と高くしている。

三軸装置にセットされた供試体は 9.8kPa の等方自立応力下で、 $\text{CO}_2$  と脱気水を通し、196kPa のバックプレッシャーを供給して飽和される。

9.8kPa の有効応力のもとで等方圧密された供試体は、所定の主応力比  $K$  に応じて、それぞれの圧密開始状態に持って行かれる。具体的に説明すると、すべての試験はまず、図-2 (a) に示すように A 点から B 点まで等方圧密を行う。その B 点では、 $\sigma_a=\sigma_r=49K(K<1)$  あるいは  $49/K(K>1)$  である（応力の単位はすべて kPa）。その後、 $\sigma_r$  一定で C 点 ( $K<1$ ) または  $\sigma_a$  一定で C' 点 ( $K>1$ ) まで载荷する。 $K=1$  の場合は、B 点から直接 C'' 点まで等方圧密を行う。このような経路を選んだ理由は、1) 異方圧密経路の出発点に至るまで供試体に過圧密履歴を与えることなく、かつ試験手順が単純である、2) 圧縮側と伸張側の圧密経路を対称にする、ことにある。異方圧密開始状態を  $\sigma_1=49$  (kPa) の比較的高い応力状態にした理由は、応力の低い段階では、わずかの载荷荷重の誤差によって供試体に過大な変形が生じてしまうのを防ぐことにある。これは特に  $K=0.25$ ,  $K=3.0$  など破壊状態に近い試験を成功させるのに重要である。

異方圧密開始点 C, C' または C'' 点で 30 分間ほど応力状態をそのまま維持し、供試体の変形を安定させてから、図-2 (b) に示す各応力経路に沿って、载荷・除荷を 4 回（一部は 15 回）繰り返して行っている。

载荷、除荷の方法として、1 ステップについて見ると、まず、側圧を約 1kPa 増加（载荷）、または減少（除荷）させてから、ひずみと応力の計測と計算を行い、設定した応力比  $K$  ( $K$  値の許容誤差：0.005) が満足されるま

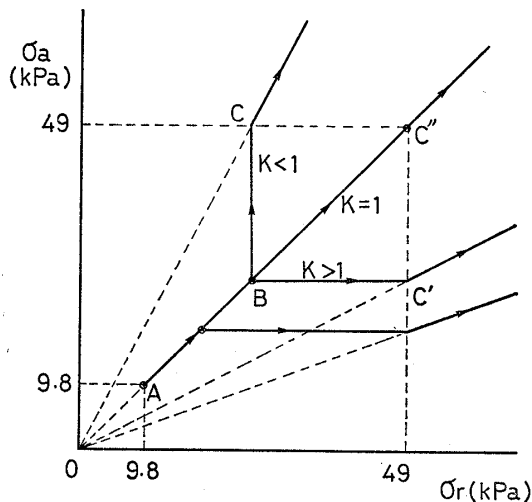


図-2 (a) Details of stress paths for starting status

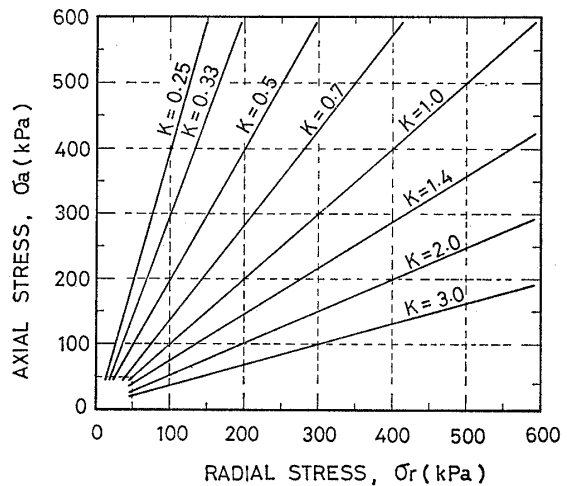


図-2 (b) Stress paths used in the  $K$ -constant consolidation tests

表-1 Test cases

$K$	$D_r=50\%$		$D_r=70\%$		$D_r=90\%$	
	No.	$D_r(\%)$	No.	$D_r(\%)$	No.	$D_r(\%)$
0.25	30	58.6	48	68.7	27	91.9
0.33	15	52.2	57	69.3	32	92.8
0.50	17	49.2	51	69.2	20	91.9
0.70	14	50.3	52	71.1	21	93.2
1.00	10	46.7	60	67.8	33	92.3
1.40	49	48.7	54	68.0	44	89.8
2.00	38	49.7	55	67.3	31	91.0
3.00	28	60.1	65	72.8	46	88.9

で、軸圧の微調整 (1kPa ぐらい) が自動的に行われる。載荷、除荷の速度はともに約 9.8kPa/min である。

試験ケースの一覧は表-1 に示す。

三軸試験において、圧密過程中に有効拘束圧が変化する場合、体積変化量の中にメンブレン貫入による誤差が生じるため、その量を補正する必要がある。ここで示しているすべての試験結果は測定された体積変化量に対して、Frydman<sup>7)</sup>が提案した方法で求めたメンブレン貫入量と拘束圧  $\sigma_r$  との関係<sup>8)</sup>を用いて補正を行っている。

一般に、端面摩擦を除去するため、供試体の端面にグリースを塗布したメンブレンを敷く方法があるが、その結果、軸方向の変形量の測定に望ましくない誤差が生じる恐れがある。本研究における試験条件では、供試体の高さとの比 ( $H/D=17/7=2.4>2.0$ ) が十分に大きいこと、および側方向の変形量が非常に小さいこと、などの理由により、端面摩擦の影響が考慮されていない。

#### 4. 試験結果とその考察

##### 4.1 $e \sim \log \sigma_1$ 関係

$K$ 一定圧密試験で観察された間隙比  $e$  の変化挙動を、最大主応力  $\sigma_1$  との関係で図-3 に示した。試験は圧密開始時の相対密度  $D_r$  によって 3つのグループに分けられる。本研究で採用した供試体作成法の多重ふるい落下法では、砂試料の落下流量を変えることによって初期間隙比  $e_i$  をかなりの精度で調節することができるが、厳密に設定することができないため、試験で得られた曲線は上下に多少散らばっている。

図-3 に実線で示している 載荷時の 体積変化挙動を明らかにするため、すべての試験の載荷開始点を揃えて体積変化量だけを図-4 (a)~(c) に示している。これらの図に注目すると、体積変化傾向は応力比  $K$  に強く依存していることが認められる。ほとんどのケースにおいて、 $K$ 一定載荷によって土は収縮する傾向にあるが、収縮の程度は  $K$  値によって異なっており、破壊条件に近い  $K=3.0$  および  $K=0.25$  のケースでは収縮量が小さい。特に、 $D_r=50\%$  および  $D_r=70\%$ ,  $K=0.25$  のケースで

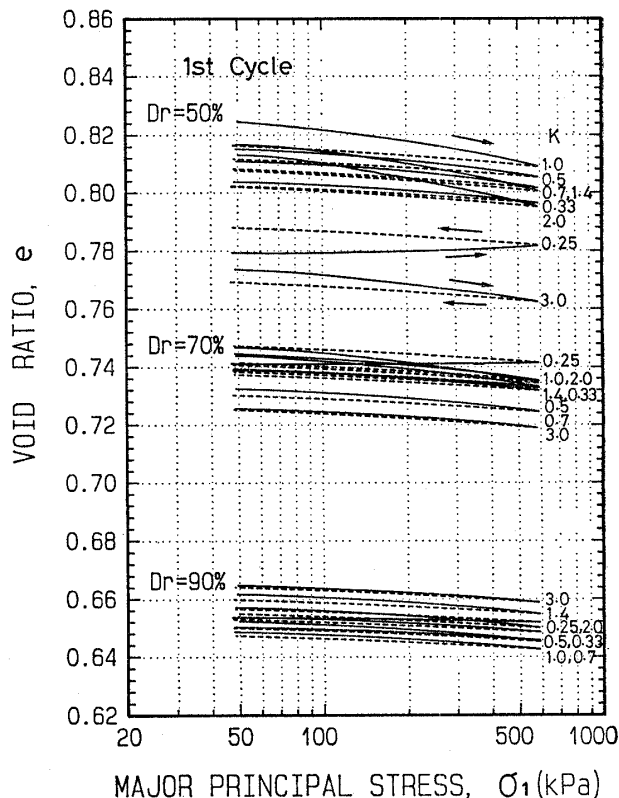


図-3 Relationships between void ratio  $e$  and major principal stress  $\sigma_1$  during first cycle

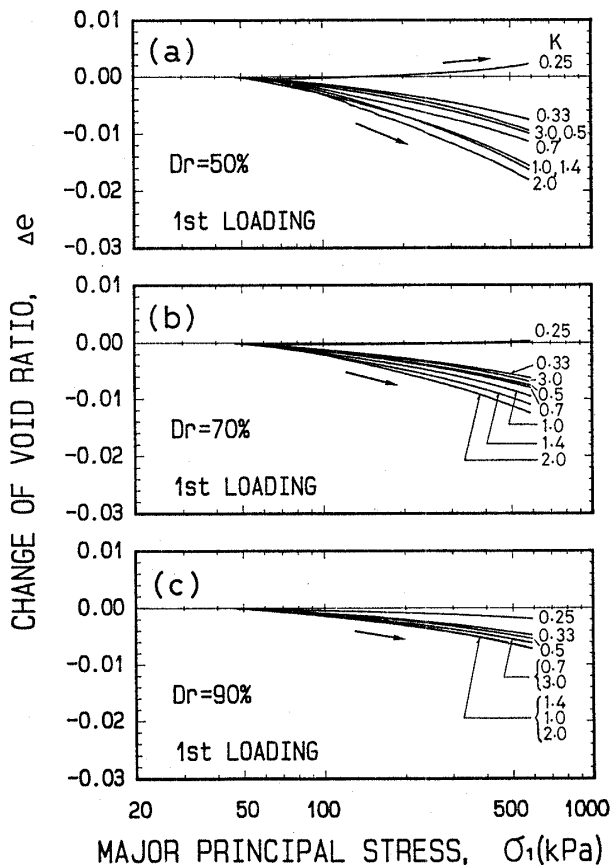


図-4 Relationships between void ratio change  $\Delta e$  and major principal stress  $\sigma_1$  during first loading for; (a)  $D_r=50\%$ , (b)  $D_r=70\%$ , (c)  $D_r=90\%$

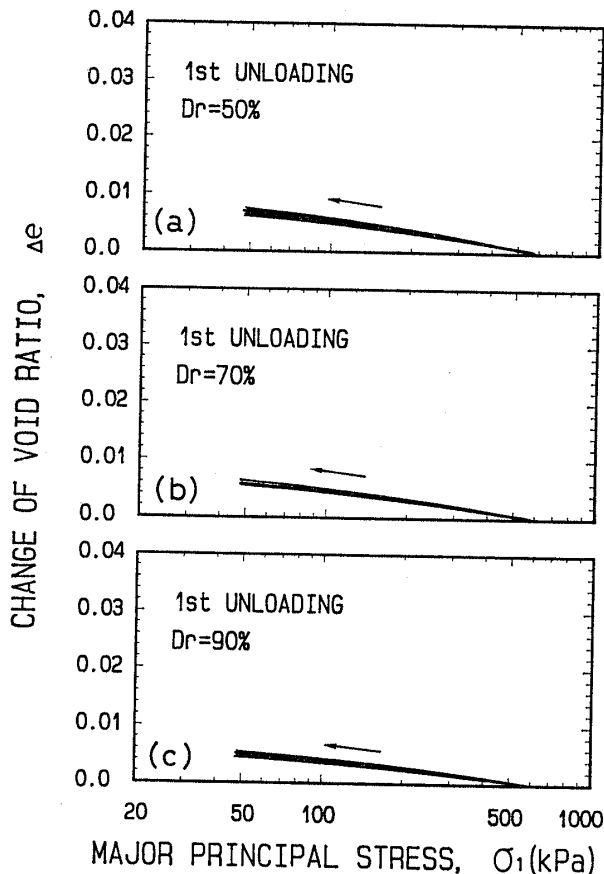


図-5 Relationships between void ratio change  $\Delta e$  and major principal stress  $\sigma_1$  during first unloading for; (a)  $D_r = 50\%$ , (b)  $D_r = 70\%$ , (c)  $D_r = 90\%$

は、載荷中における体積の膨張傾向がはっきりと示されている。

除荷する時には体積は図-5 (a)~(c) に示すように、一様に膨張していて、 $\Delta e \sim \log \sigma_1$  関係は  $K$  値にほとんどよらないことが認められる。即ち、 $K$  値の違う試験結果の間の相違は極めて小さく、しかもその僅かな相違においても  $K$  値との間に有意な関係が認められない。同じ傾向は後の体積ひずみと最大主応力との関係においても明瞭に示される。

図-6、図-7 にそれぞれ第2サイクルの載荷および除荷時の  $\Delta e \sim \log \sigma_1$  関係を示す。これらの図から、再載荷過程において  $\Delta e \sim \log \sigma_1$  関係に及ぼす  $K$  値の影響は載荷段階のものほどではないが多少見られる。再除荷過程においては第1回除荷過程と同じように  $K$  値の影響は見られない。

粘性土の圧密挙動は  $e \sim \log p$  面上における直線関係によってモデル化される場合が多いが、図-3~図-7 が示すように砂質土の  $e \sim \log \sigma_1$  関係は直線関係では近似できないことが分かる。本報告で体積変化挙動を最大主応力  $\sigma_1$  との関係で整理したのは、図-2 (b) に示すような対称応力経路を扱っている場合、試験結果の考察の都合がよいためである。なお、一例として図-8 に示す

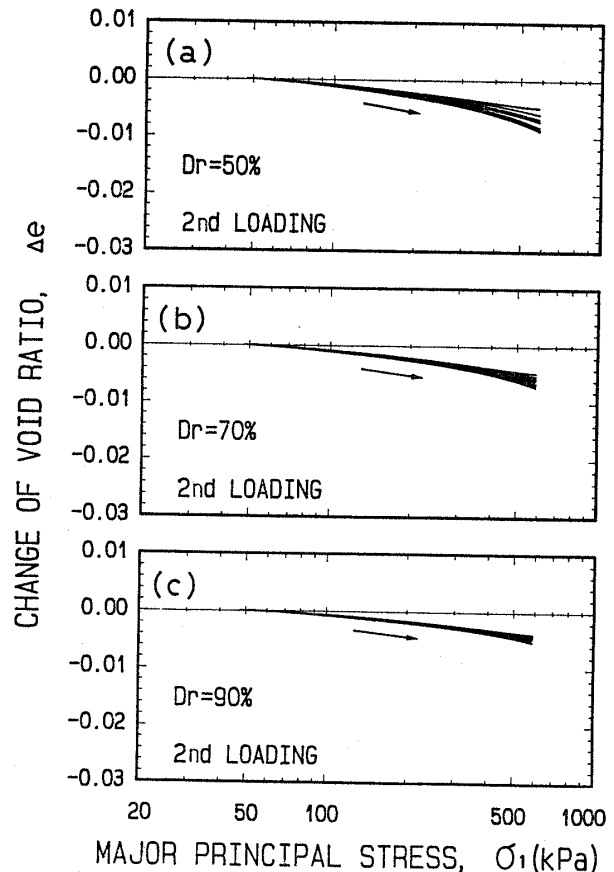


図-6 Relationships between void ratio change  $\Delta e$  and major principal stress  $\sigma_1$  during second loading for; (a)  $D_r = 50\%$ , (b)  $D_r = 70\%$ , (c)  $D_r = 90\%$

ように、載荷・除荷の全過程において砂質土の  $e \sim \log p$  関係も直線で近似できないことが分かる。

#### 4.2 $e_v \sim \sigma_1$ 関係

図-9 (a)~(c) には、4 サイクルの載荷・除荷過程における体積ひずみ  $\epsilon_v$  と  $\sigma_1$  との関係を示している。図の右側に矢印で示すように、繰返し回数の増加とともに、 $K = 0.25$  のすべてのケースにおいて体積は膨張、 $K = 1.0$  のすべてのケースにおいて体積は収縮する傾向にあるので、体積の変化傾向は  $K$  値に依存するように見えるが、 $K = 3.0$  のケースを見ると、 $D_r = 60\%$  では体積は収縮、 $D_r = 70, 90\%$  では、体積は膨張することが分かる。したがって、体積変化の方向は  $K$  値のみならず、密度の影響も受けると言えよう。また、 $K > 1$  と  $K < 1$  の対称応力比において、体積変化の傾向が異なっている。その理由として、1) 応力系が異なっている (中間主応力の相対的な大きさが異なる)、2) 供試体に異方性がある、などが考えられる。

砂の載荷・除荷特性の全体像を知るために、第1サイクル載荷および除荷の終了時点で測定された体積変化量  $\epsilon_{vc}, \epsilon_{vs}$  と  $K$  との関係を図-10 (a) に、また、載荷・除荷サイクル終了時に生じる非回復性の体積ひずみ  $\epsilon_v = \epsilon_{vc} - \epsilon_{vs}$  を図-10 (b) に示している (膨張側にある値を負

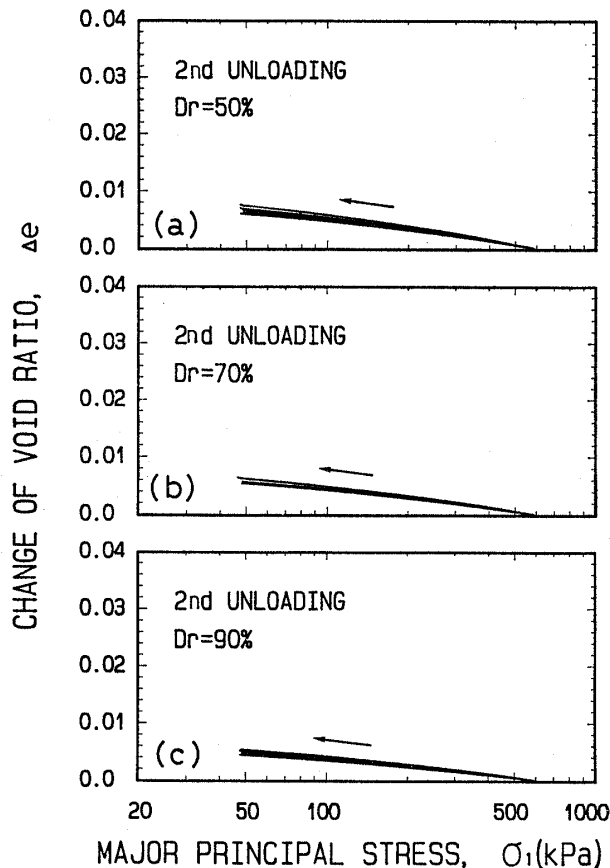


図-7 Relationships between void ratio change  $\Delta e$  and major principal stress  $\sigma_1$  during second unloading for; (a)  $D_r=50\%$ , (b)  $D_r=70\%$ , (c)  $D_r=90\%$

とする)。図-10 (a) から明らかなように、除荷時の体積変化  $\epsilon_{vs}$  は  $K$  値によらずほぼ一定であり、密度の相違によっても大きく変化しないが、載荷時の変化量  $\epsilon_{vc}$  は  $K$  に大きく依存して  $K=2.0$  付近で最大値を示しており、更に、密度の相違によっても体積変化量は大きく変化している。一方、図-10 (b) においてははっきり分かるように、 $\epsilon_v$  も  $K$  に大きく依存して  $K=2.0$  付近で最大値を示し、 $D_r$  の増加に伴い非可逆的な体積変化量の絶対値は小さくなると言える。

ここで、各ケースの載荷および除荷の終了時点の最大

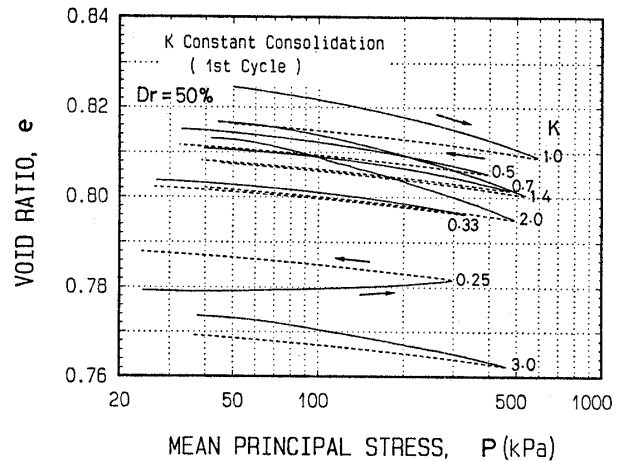


図-8 Relationships between void ratio  $e$  and mean principal stress  $p$  during first loading for  $D_r=50\%$

主応力  $\sigma_1$  は同じ値 (588 kPa および 49 kPa) を有するが、平均主応力  $p$  はそれぞれ異なっている。図-11 には初期載荷過程中的  $p=294$  kPa における体積ひずみ  $\epsilon_{vc}$  と主応力比  $K$  との関係を示す。この図においても、 $K \sim \epsilon_{vc}$  関係にはやはり図-10 (a) に示すのと同じ傾向が見られる。したがって、 $K$  一定圧密の際の変形挙動を定性的に論ずる場合には、最大主応力で整理しても平均主応力  $p$  で整理しても差し支えないと考えられる。

先にも述べたが、載荷時の体積変化量  $\epsilon_{vc}$  が  $K$  値によって小さくなったり、あるいは  $K=0.25$  のケースのように膨張側にあったりすることは興味深い実験事実で次のように説明できる。

砂質材料の降伏線の形状は図-12 に示すように等方応力状態 ( $\sigma_a = \sigma_r$ ) を囲むような外側に凸な曲線群であると言われており<sup>9)</sup>、 $K$  一定載荷中に  $\phi_{mob}$  が一定値であるにもかかわらず、載荷の進行と共に応力経路が降伏線を横切るため、供試体の降伏が進行し、せん断応力を加えることによって変形が発生するのと同様なメカニズムで変形は生じているのであろう。また、 $K$  値によって応力経路に横切られた降伏線の数が違うため、せん断強度の動員率の変化の程度も  $K$  値によって異なるはずであ

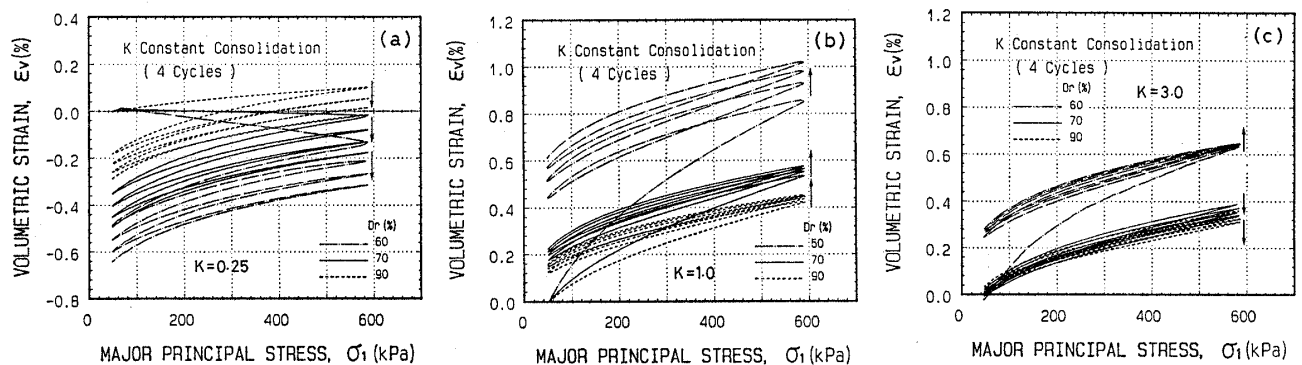
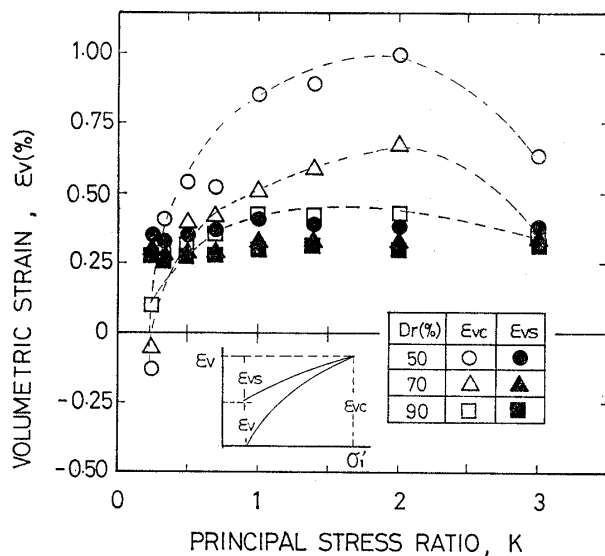
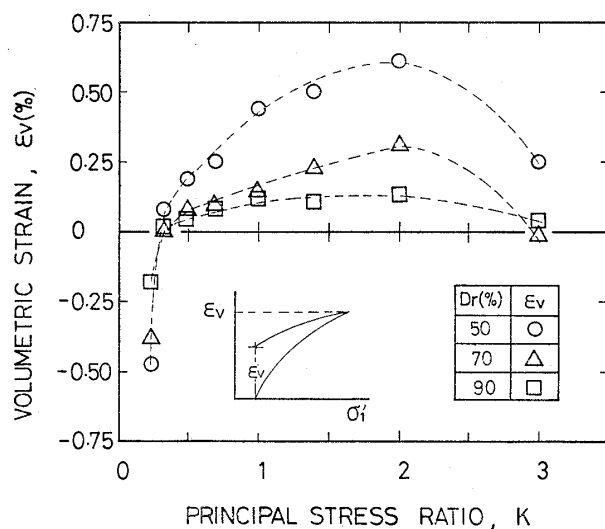


図-9 Relationships between volumetric strain  $\epsilon_v$  (%) and major principal stress  $\sigma_1$  for; (a)  $K=0.25$ , (b)  $K=1.0$ , (c)  $K=3.0$



(a)



(b)

図-10 Volume change characteristics in loading and unloading procedure for different  $K$  and  $D_r$  values, represented by ; (a)  $\epsilon_{vs}, \epsilon_{vs} \sim K$  relationships, (b)  $\epsilon_v \sim K$  relationships

る。すなわち、降伏線の一番外側に曲線状の破壊包絡線が存在すると考え、ある時点に動員されているせん断応力の破壊時のせん断応力に対する比をせん断強度動員率と定義すれば、載荷の進行とともに動員率が増加し、その増加の程度は $K$ 値によって異なることになる。その結果、 $K$ 一定載荷試験の体積ひずみの中に含まれるダイレイタンス成分の大きさが $K$ 値によって異なると考えられる。ここで、体積膨張傾向の最も明らかなケース、すなわち、 $K=0.25$ について見ると、動員された内部摩擦角は $\phi_{mob}=37^\circ$ であり、それは圧密終了後に続いた側圧一定( $\sigma_r=98\text{ kPa}$ )排水せん断試験から得たせん断抵抗角 $\phi_d=41^\circ$ の90%に相当する。つまり、この場合、供試体の応力状態は破壊条件に近いことになる。このように $K$ 一定圧密中に $\phi_{mob}$ が一定値であるに

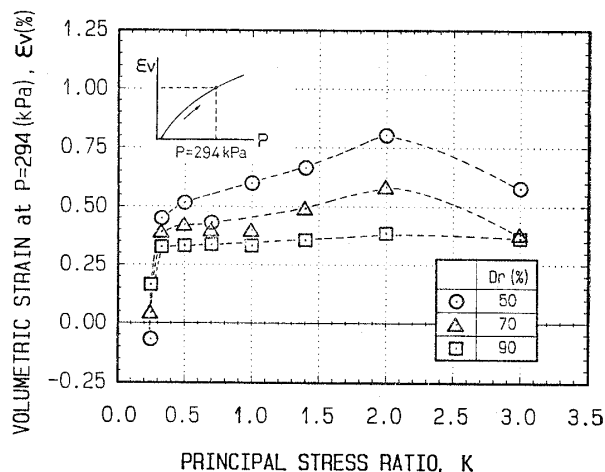


図-11 Volume change characteristics at  $p=294\text{ kPa}$ , during first loading process, represented by  $\epsilon_v \sim p$  relationships

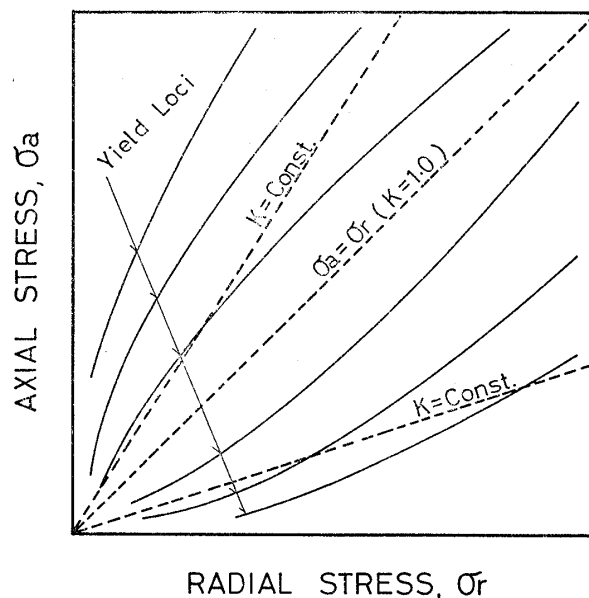


図-12 Schematic illustration of yield loci in  $\sigma_a \sim \sigma_r$  plane

もかわらず、供試体は大きなせん断応力を受ける時と同じように、正のダイレイタンス成分が卓越しているため、体積が膨張したのであろう。

$K$ 値が等方状態から離れるに伴い、せん断強度の動員率も次第に高くなるため、体積収缩量の中に占めるダイレイタンス成分が大きくなる。したがって、図-10(a)に示された傾向、即ち体積ひずみ $\epsilon_v$ は $K$ 値が等方状態から離れるに伴い小さくなり、極端な場合には供試体が膨張するということが理解できる。この説明によれば、 $K=1.0$ 等方応力状態でのダイレイタンス成分が最も小さいため、 $\epsilon_v$ は最も大きいはずであるが、実際には図-10(a)に示すように $\epsilon_v$ が最大のケースは $K=2.0$ である。その理由は本研究で用いた供試体の異方性にあると思われる<sup>6)</sup>。

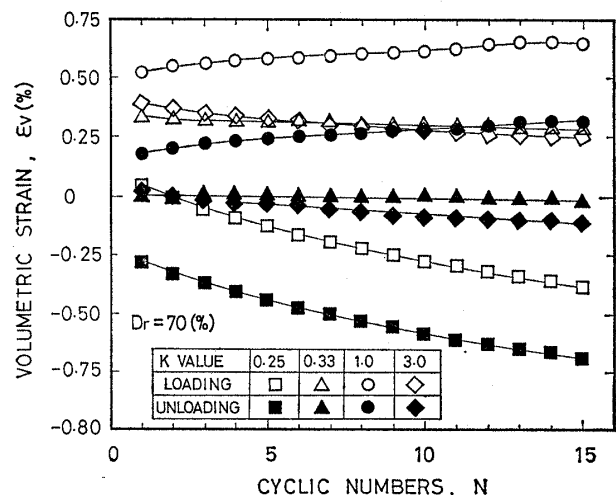


図-13 Volume change characteristics in cyclic  $K$ -constant consolidation

#### 4.3 繰返し載荷・除荷時の体積変化挙動

図-13 には、 $D_r=70\%$  の供試体について、15 回繰返して載荷・除荷を行った試験結果から、載荷および除荷終了時までそれぞれで生じた体積ひずみ量  $\varepsilon_v$  と繰返し回数  $N$  との関係をまとめている。図-13 によると、 $K=1.0$  の等方圧密の場合、体積変化は常に圧縮側にあって、回数  $N$  の増加とともに徐々に圧縮側に増加して行く。即ち、体積変化は  $N$  の増加とともに蓄積している。一方、 $K=0.33$  と  $K=3.0$  の場合では、 $N$  の増加に対してわずかに膨張することが見られる。更に、 $K=0.25$  のケースでは、初期載荷以後体積の変化は常に膨張側にあり、 $N$  の増加とともに膨張し続ける明瞭な傾向が見られる。 $D_r=50\%$  および  $D_r=90\%$  の供試体についても同じことが言える。多くの研究者（例えば、El-Sohby<sup>8)</sup> など）は除荷時の砂の挙動が弾性的なものであり、塑性成分を無視できるとしているが、ここで示した試験結果によれば、多数回繰返し載荷・除荷が行われても、砂供試体の変形の塑性成分は僅かながら生じていることが明らかである。繰返し載荷・除荷過程では、 $K$  値に依存して、体積は収縮するケースもあれば、膨張するケースもある。その傾向は図-10 (b) に示す 1 回目の傾向と類似しており、多数回繰返す載荷・除荷過程においてもダイレイタンスのメカニズムが働いていると言える。

#### 4.4 $K$ 一定圧密時における軸ひずみと側方ひずみ

図-14 には表-1 に示すすべてのケースについての試験結果を第 1 サイクルの載荷・除荷時のひずみ経路で表している。全体的に見ると、載荷時のひずみ経路はいずれも直線状を呈している。その方向は主に  $K$  値によって決められるが、 $D_r$  に依存する場合もあるようである。そして、 $K$  値の増加に従って、載荷段階のひずみ経路の方向角は時計まわりの方向に回転していく傾向が見られ、その方向角の変化の幅は  $180^\circ$  近くにも達することが分

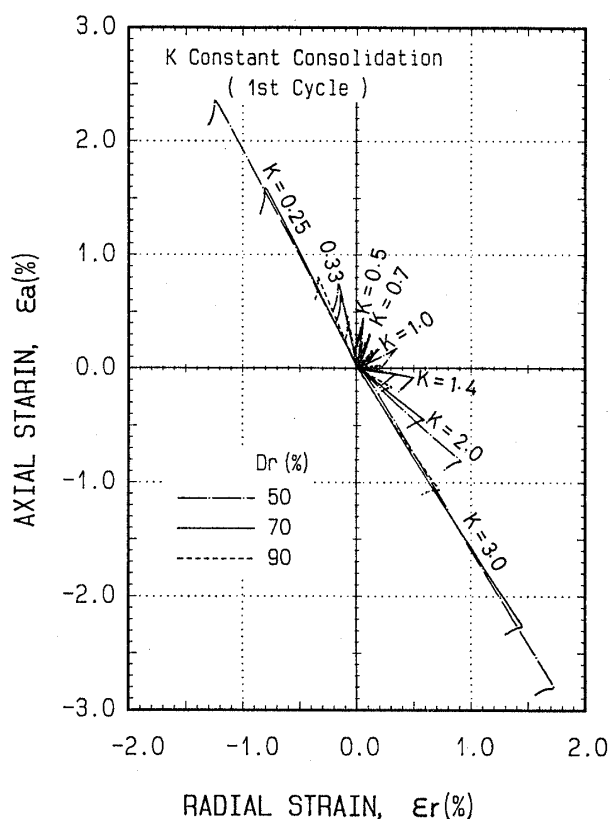


図-14 Strain paths during first cycle for different  $K$  and  $D_r$  values

かる。

図-15 (a), (b), (c) はそれぞれ、 $K=0.25$ ,  $K=1.0$  および  $K=3.0$  のケースについて、 $\varepsilon_a$  と  $\varepsilon_r$  との関係を図-14 から取り出して示したものである。異方載荷中は  $K$  一定の条件のもとで、 $\sigma_a, \sigma_r$  がともに増加しているにもかかわらず、 $K=0.25$  (図-15 (a)) の場合は側方ひずみが、また  $K=3.0$  (図-15 (c)) の場合は軸ひずみが負となっていることが分かる。

図-16 に各  $K$  値における載荷および除荷時のひずみ量  $L$  (ひずみベクトルの長さ) を示す。 $K=1.0$  付近のケースで、載荷中に発生するひずみ量は小さいが、 $K$  値が等方応力状態から離れるに従って次第にひずみ量は大きくなり、 $K=0.25$ , あるいは  $K=3.0$  ではひずみ量が急激に増大する傾向にあることが示されている (この場合、 $K=1.0$  の約 10 倍のひずみが生じている)。

同じ  $K$  値について見ると、 $K$  が特に大きい、あるいは  $K$  が特に小さい (いずれも動員された内部摩擦角  $\phi_{mob}$  が大きい) 場合では、 $D_r$  によって、載荷時のひずみの大きさは異なるが、ひずみ経路の方向は  $D_r$  によらずほぼ同じである。しかし、 $K=1$  付近のケースでは、同じ  $K$  値に対して、ひずみの大きさだけでなく、ひずみ経路の方向も  $D_r$  に依存している。 $D_r$  が違うと、供試体の持つ初期構造異方性の強さは異なると考えられるが、 $K=1.0$  付近のケースでは、圧密中に発生するひずみ量は

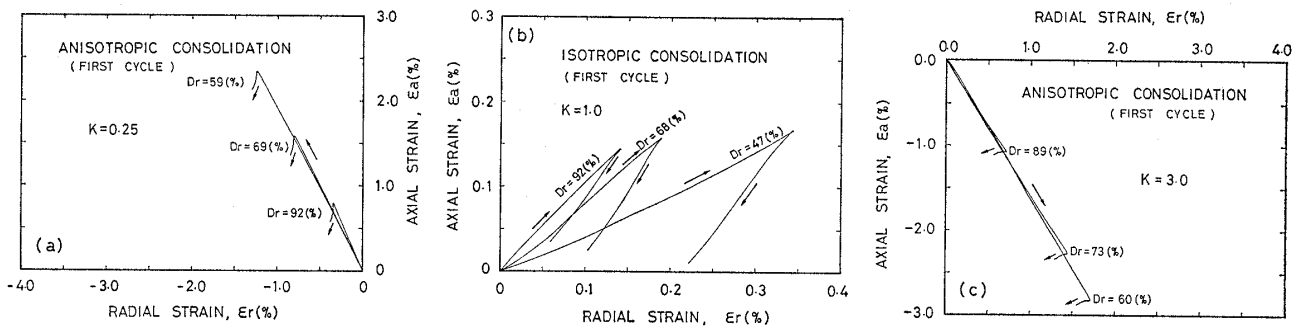


図-15 Strain paths during first cycle for ; (a)  $K=0.25$ , (b)  $K=1.0$ , (c)  $K=3.0$

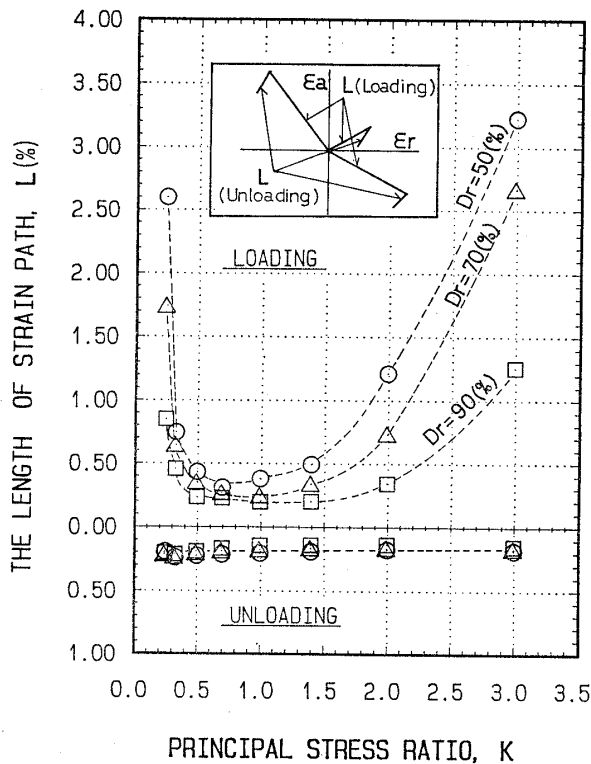


図-16 The length of strain paths during first loading and unloading

非常に小さく、供試体の初期構造異方性の乱れが少ないため、 $D_r$  の相違による初期構造異方性の相違は顕著に現れてくる。一方、 $K$  値が等方応力状態から離れるケースでは、圧密中、動員された内部摩擦角が大きくなり、発生するひずみ量も大きい。このため、供試体の内部では、砂粒子の再配列が著しく起こっていて、 $D_r$  の相違による初期構造異方性の差は見られなくなると考えられる。

ここで、図-15 (b) に示す  $K=1.0$  の等方圧密において、主ひずみ比  $\varepsilon_r/\varepsilon_a \neq 1$  という事実に注目してみる。供試体が等方的な構造を持っているならば、 $\sigma_a = \sigma_r$  の載荷に対してひずみが  $\varepsilon_r = \varepsilon_a$  と応答するはずである。しかし、多重ふるい落下法により作製した供試体は、鉛直方向には圧縮しにくく膨張しやすいが、水平方向には圧縮しやすく膨張しにくいという初期異方構造を有してい

る<sup>4)</sup> ため、側方向のひずみ量が軸方向より大きいという結果になる。また、 $D_r$  値が小さいほど、ひずみ経路が  $\varepsilon_r/\varepsilon_a = 1$  の等方変形の線から離れていく。圧密時の変形挙動を見る限り、密な供試体よりも緩い供試体のほうが初期構造の異方性が強いと言える。同じ現象は Negussey and Vaid<sup>5)</sup> らも観察している。

図-17 は図-14 に示すひずみ経路の除荷部分だけを除荷開始点を座標原点に揃えてまとめたものである。図-14 に示す載荷部分のひずみ経路の長さは  $K$  値および  $D_r$  値によって大きく異なっていたことに対し、ここで示す除荷時のひずみ経路の長さは、 $K$  値および  $D_r$  値によって載荷時ほど違ってない。また、除荷時における体積ひずみ  $\varepsilon_v$  も  $K$  値および  $D_r$  値の影響をほとんど受けない

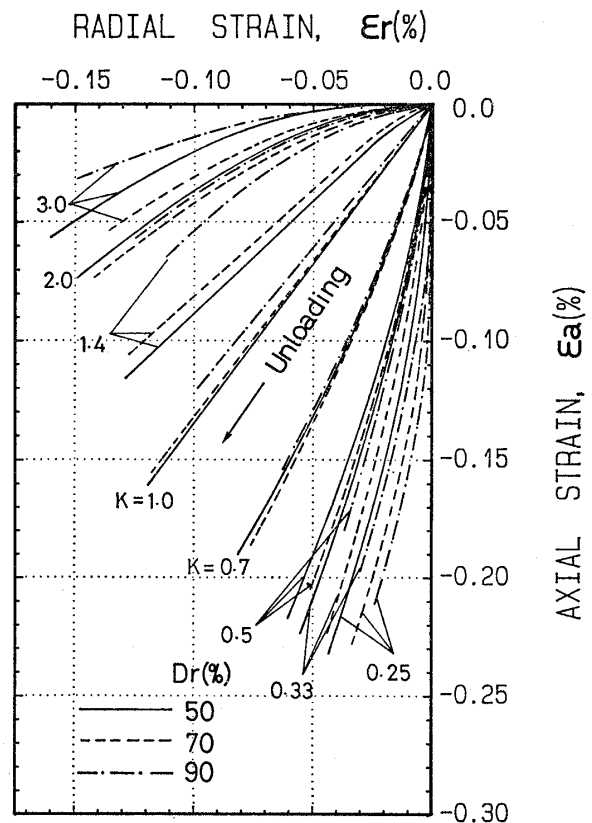


図-17 Strain paths during first unloading for different  $K$  and  $D_r$  values by shifting all of the start points of path to the origin

ことは前の図-10 (a) に示されている。これらのことは載荷段階に生じる変形の大きさが除荷時のひずみの大きさにあまり影響しないことを表している。

しかし、厳密に見れば、除荷時のひずみの大きさには  $K$  値と  $D_r$  値の影響を多少受けているようである。 $K$  値が大きくなるに従って、ひずみ量は小さくなる。また同じ  $K$  値の場合は  $D_r$  が大きいほどひずみ量が若干小さいという結果が伺える。

除荷時には、すべてのケースにおいて、軸ひずみと側方ひずみがともに膨張側にある。その結果、ひずみ経路の方向の変化の幅は  $90^\circ$  以内に収まり、載荷時のひずみ経路の方向の変化幅と比べかなり狭くなっている。除荷時の変形にはせん断変形の回復成分と除荷に伴う応力解放による等方膨張変形成分が含まれていると思われるが、除荷時の応力解放による等方膨張成分の大きさがせん断変形の回復成分より卓越しているため、軸ひずみと側方ひずみがともに膨張することが考えられる。

除荷時のひずみ経路は載荷時と比べその方向の変化の幅がかなり狭くなっているが、ひずみ経路の方向と  $K$  値との関係には載荷時のものと同じように、明らかに  $K$  値の増加に従って時計まわりの方向に回転する傾向が見られる。データには多少ばらつきがあるが、ひずみ経路の方向には相対密度  $D_r$  の影響がほとんどないと言える。また、図-17 によると、ひずみ経路の形状は  $K=1.0$  付近のケースにおいて直線的であるが、両側のケースに行くとほぼ対称的に曲がっており、すべての試験ケースのひずみ経路は等方変形のものと同様になる傾向が見られる。

#### 4.5 方向角 $\tan^{-1}K \sim \tan^{-1}\epsilon_r/\epsilon_a$ 関係

図-14 に示すように、異方載荷中のひずみ経路は直線状であり、それらの直線の傾きは  $K$  値によって異なっている。ここで、ひずみ経路の平均の傾きを定量的に求め、それと  $K$  値との関係を調べた。図-18 (a), (b) は第1サイクルの載荷および除荷時の結果を示す。図-18 (a) によると、 $\tan^{-1}K$  と  $\tan^{-1}\epsilon_r/\epsilon_a$  との関係のプロットは一本の帯状の範囲に入っているが、同じ  $K$  値において、 $\tan^{-1}\epsilon_r/\epsilon_a$  の値は  $D_r$  によって多少異なるケースが多い。また、 $\tan^{-1}\epsilon_r/\epsilon_a$  値の  $D_r$  に対する大小順序関係は  $\tan^{-1}K=45^\circ$  (等方応力状態) と  $\tan^{-1}K=35^\circ$  ( $K=0.7$ ) との間で逆転しており、交差する点が存在することが分かる。交差点の近傍、および帯状の範囲の両端部において、 $D_r$  による  $\tan^{-1}\epsilon_r/\epsilon_a$  の値の相違は小さくなり、ひずみの増分方向は相対密度に依存しない傾向が見られる。

これは、前節にも述べたように、帯状の範囲の両端部における  $\phi_{mob}$  が大きいこと、 $D_r$  による初期構造の異方性の相違が失われ、ひずみ経路の方向決定に与えた

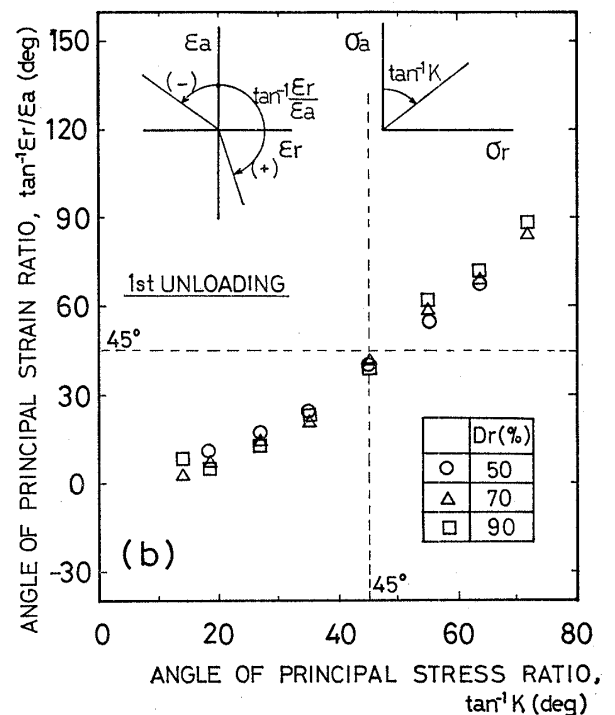
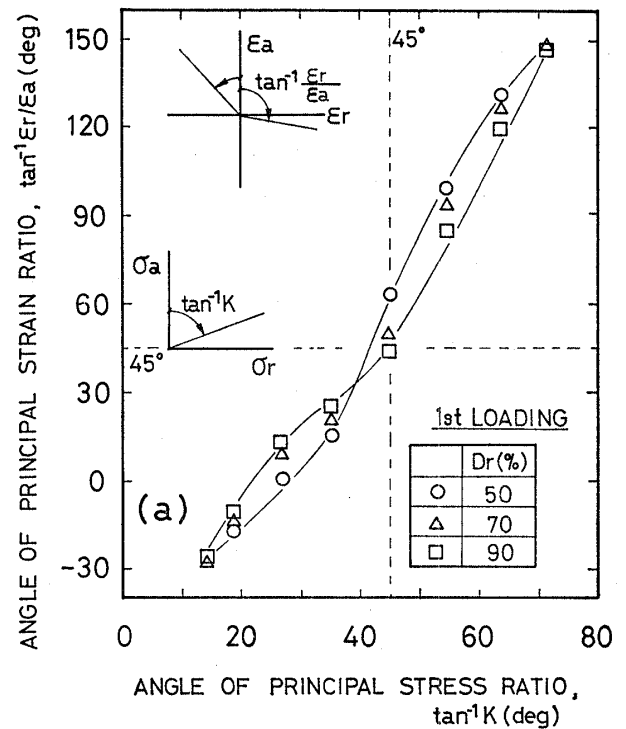


図-18 Relationships between principal strain ratio and principal stress ratio for; (a) first loading, (b) first unloading

$D_r$  の影響がなくなるためと考えられる。交差する点では、 $D_r$  の相違に基づく初期構造の違いがひずみ経路の方向に影響を及ぼさない状態を表す。また、前節で等方応力載荷の結果から導いた“緩い供試体のほうは異方性が強い”という結論を用いれば、図-18 (a) に示す  $D_r$  の影響を受けるケースにおいて、 $D_r$  の小さいほうはい

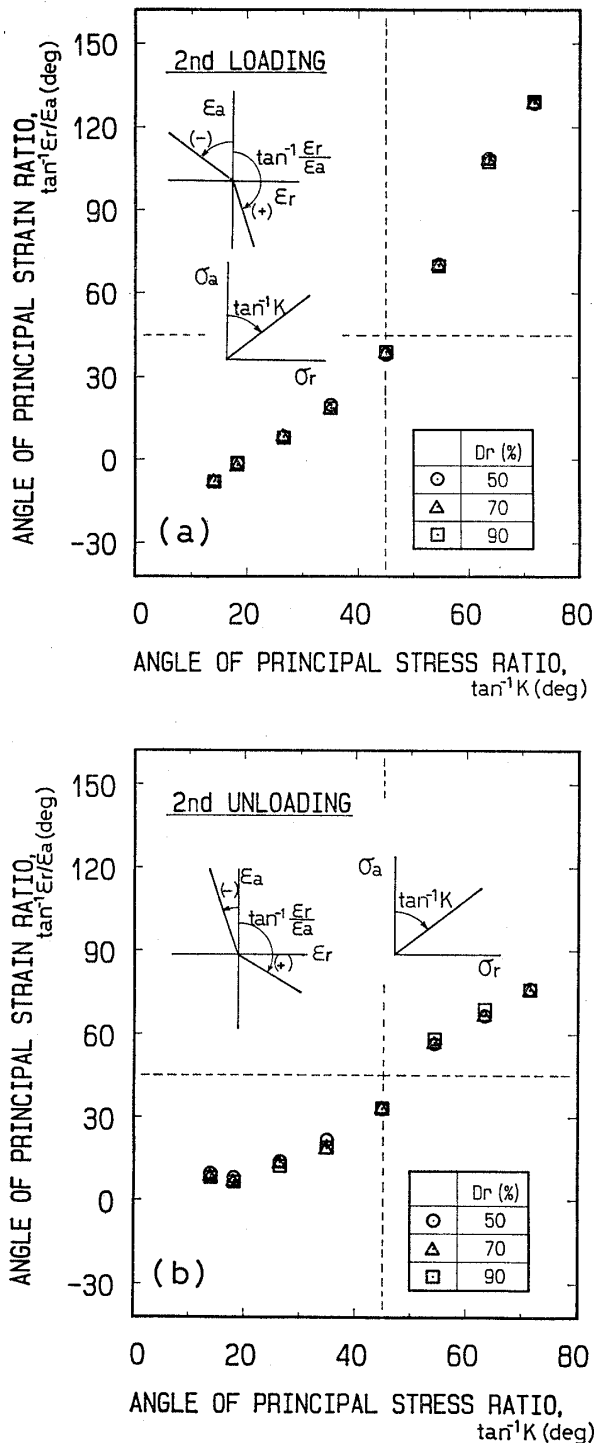


図-19 Relationships between principal strain ratio and principal stress ratio for ; (a) second loading, (b) second unloading

つもひずみ経路の方向が等方状態から離れていることが理解できる。

しかし、図-18 (b) に示す除荷時の結果と、図-19 (a), (b) に示す第2サイクルの載荷および除荷時の結果によると、ひずみ比と応力比との関係は  $D_r$  の違いによる影響をほとんど受けていないことが分かる。第1回目の載荷過程において砂粒子が回転したり、滑り込んだりして発生した供試体の変形は主に塑性的なものであ

って、供試体の構造は刻々変化しているのに対して、その後の除荷、あるいは再載荷過程では、砂粒子間の滑りなどが極めて少なく、変形はほとんど回復性変形、すなわち弾性変形であり、供試体の構造も載荷終了時点に形成された状態からの変化が少ないと考えられる。

## 5. 結 論

応力経路の自動制御が可能な三軸試験機を用いて、砂の繰返し異方載荷・除荷特性を調べた結果、次のような結論が得られた。

体積変化と最大主応力との関係について：

(1)  $K$ 一定載荷においては、 $\phi_{mob}$  が一定値であるにもかかわらず、応力経路が降伏線を横切るため、供試体はせん断応力を加えられることによって変形が発生するのと同様なメカニズムでダイレンタンスが生じることが認められた。圧密中に生じるダイレイタンスは、 $\phi_{mob}$  が大きくなるような  $K$  値の場合に大きい。

(2)  $e \sim \log \sigma_1$  関係は直線状ではなく、載荷および除荷の過程において、ともに曲線状となっている。

(3) 載荷段階において  $e \sim \log \sigma_1$  関係は  $K$  値に最も大きく依存するが、除荷時には依存しないようである。再載荷過程の  $e \sim \log \sigma_1$  関係に及ぼす  $K$  値の影響は、載荷段階のものほどではないが多少見られる。一方、再除荷過程においては第1回除荷過程と同じように  $K$  値の影響が見られない。同じ傾向は  $\epsilon_v \sim \sigma_1$  関係において、一層はっきりと認められる。

(4) 繰返し  $K$  一定載荷・除荷の各サイクルにおいては、変形の弾性成分はほぼ一定であるが塑性体積ひずみが僅かながら引続き生じるため、 $K$  値に依存して体積は圧縮あるいは膨張しつづける傾向が認められた。

$K$  一定圧密中のひずみ経路について：

(1) 主応力比  $K$  一定載荷中のひずみ経路は直線状であり、それらの直線の方法は主に  $K$  値に依存し、 $K$  値の増加に従って時計回りの方向に回転していく。

(2) 除荷時のひずみ経路の方向は載荷時のものと同じように、 $K$  値の増加に従って時計まわりの方向に回転している。せん断変形の回復成分と等方膨張成分との合成によって、軸ひずみと側方ひずみがともに膨張側にあり、そのため、載荷時のひずみ経路方向の変化は  $180^\circ$  近くの範囲にあるのに対し、除荷時のひずみ方向の変化幅は  $90^\circ$  以内にある。

(3) 圧密過程に発生したひずみの大きさ(ひずみ経路の長さ)は、 $K$  値と  $D_r$  の両方に大きく依存する。しかし、除荷および再載荷以後の段階に発生したひずみの大きさは  $K$  値、 $D_r$  のいずれにもあまり依存しない。

(4) 載荷時において、ひずみ増分比と  $K$  値との関係には初期構造異方性の影響が現れている。 $K=1.0$  の載

荷時の変形挙動を見る限り、密な供試体よりも緩い供試体のほうは初期構造異方性の影響が強いことが分かる。他の $K$ 値について見ても、 $D_r$ の小さいほうはいつもひずみ経路の方向が等方状態から離れる方向にあることが認められる。ただし、 $D_r$ の影響が見られなくなるケースは、 $\phi_{mob}$ が大きくなるような $K$ 値のほかに、 $K=0.7$ と $K=1.0$ の間にも一つ存在する。除荷および再載荷以後の段階では、ひずみ増分比と $K$ 値との関係には初期構造異方性の影響がほとんど見られない。

## 6. 謝 辞

本研究を進めるにあたり、数々のご教示を頂いた室蘭工業大学三浦清一先生に感謝します。試験装置の作製にあたり、多くの助言を頂いた東京大学生産技術研究所(当時)のプラダン・テージ先生、東急建設(株)技術研究所 大河内保彦氏、また、実験で多大な協力を受けた本学卒業生勝俣年行君および長谷川敬寿君に感謝の意を表します。

## 記 号 説 明

$K$ =主応力比 ( $K=\sigma_r/\sigma_a$ )

$N$ =載荷・除荷の繰返し回数

$p$ =平均有効主応力

$\sigma_1$ =最大有効主応力

$\varepsilon_{vo}, \varepsilon_{ao}, \varepsilon_{rc}$ =載荷時の体積ひずみ, 軸ひずみ, 側ひずみ

$\varepsilon_{vs}, \varepsilon_{as}, \varepsilon_{rs}$ =除荷時の体積ひずみ, 軸ひずみ, 側ひずみ

## 参 考 文 献

- 1) 飯塚 敦・太田秀樹・良峰 透 (1987): 有限要素法による異方圧密地盤の極限支持力, 「第 22 回土質工学研究発表会講演集」, pp. 1101—1104.
- 2) El-Sohby, M. A. (1969): "Deformation of sands under constant stress ratios," 7th ICSMFE, Vol.1, pp. 111—119.
- 3) El-sohby, M. A. and Andrawes, K. Z. (1972): "Deformation characteristics of granular materials under hydrostatic compression," Canadian Geotechnical Journal, Vol.9, No.4, pp. 338—350.
- 4) Barden, L., Khayatt, A. J. and Wightman, A. (1969): "Elastic and slip components of the deformation of sand," Canadian Geotechnical Journal, Vol.6, No. 3, pp. 227—240.
- 5) Negussey, D. and Vaid, Y. P. (1986): "Sand deformation under proportional loading," Canadian Geotechnical Journal, Vol.23, No.1, pp. 155—163.
- 6) Miura, S. and Toki, S. (1982): "A sample preparation method and its effect on static and cyclic deformation-strength properties of sand," Soils and Foundations, Vol.22, No.1, pp. 61—77.
- 7) Frydman, S., Zeitlen, J. G. and Alpan, I. (1973): "The membrane effect in triaxial testing of granular soils," Journal of Testing and Evaluation, Vol.1, No. 1, pp. 37—41.
- 8) 三浦清一・彦坂 茂・土岐祥介・山下 聡・鎌田 強 (1988): 密な砂の非排水三軸挙動に及ぼすメンブレンの影響, 「第 23 回土質工学研究発表会講演集」, pp. 659—662.
- 9) Tatsuoka, F. and Ishihara, K. (1974): "Yielding of sand in triaxial compression," Soils and Foundations, Vol.14, No.2, pp. 63—76.