



Title	飽和砂の応力～ひずみ～強度特性に及ぼす異方圧密履歴の影響
Author(s)	劉, 朝鋼; Liu, Chao-Gang; 土岐, 祥介 他
Citation	北海道大學工學部研究報告, 135, 1-11
Issue Date	1987-05-30
Doc URL	<a href="https://hdl.handle.net/2115/42034">https://hdl.handle.net/2115/42034</a>
Type	departmental bulletin paper
File Information	135_1-12.pdf



## 飽和砂の応力～ひずみ～強度特性に及ぼす異方圧密履歴の影響

劉 朝綱 土岐 祥介 三浦 清一\*

(昭和61年12月27日受理)

### The Effect of Anisotropic Consolidation on the Stress-Strain-Strength Characteristics of Saturated Sand

Liu CHAO-GANG, Shosuke TOKI and Seiichi MIURA  
(Received December 27, 1986)

#### Abstract

The effect of stress or strain history on the stress-strain-strength characteristics of sand was studied experimentally. The stress or strain history was induced by two series of anisotropic consolidation procedures using triaxial compression apparatus. One is the conventional stress controlled consolidation test which keeps the principal stress ratio constant, and the other is the strain controlled consolidation procedure which keeps the principal strain ratio constant. Both of the tests were carried out with various overconsolidation ratio values.

Experimental results showed that the relationships between principal stress ratio and principal strain ratio in both of the tests were almost identical within the normally consolidated region. Hence it seems reasonable to perform relatively simpler stress controlled tests to evaluate the behavior of sand, such as the coefficient of earth pressure at rest, in normally consolidated region, but the results obtained from stress controlled tests can not be used to represent those obtained from strain controlled tests in the overconsolidated region. The history of anisotropic consolidation affected the deformation behavior within the small shear strain range only where the volume contraction of specimen occurs. It was also clarified that the ultimate shear strength under drained condition was not affected by the stress or strain history.

#### 1. ま え が き

本報告は、原位置における地盤の圧密状態を含む種々の異方過圧密履歴を有する砂の応力～ひずみ～強度特性を解明するための基礎的研究を行った結果を取りまとめたものである。

従来、通常の三軸試験装置を用いた土質パラメータの決定は、等方圧密およびその後の排水あるいは非排水せん断試験によってきたが、原位置の応力状態との対応を考えると、等方圧密ではなく、異方圧密を行うことが望ましい。例えば、水平地盤の場合を考えると、初期応力状態としては有効上載圧  $\sigma_v$  と水平方向応力  $K_0\sigma_v$  が作用している。静止土圧係数  $K_0$  値は Jaky の式 ( $K_0$

$=1-\sin\phi'$ )を用いて推定することが多いが、これは正規圧密状態に対して適用できるもので、過圧密などの応力履歴を受けると適用できないことに注意する必要がある。すなわち、室内において $K_0$ 圧密試験を行う時にも、応力履歴を忠実に再現しないと種々の圧密状態にある原位置の $K_0$ 値を再現したことはならないのである。他のパラメータを求めるときにも同じことが言える。

このようなことから、筆者らは三軸圧縮試験機を用いて、 $K_0$ 圧密を含む種々の異方圧密過程における砂の力学挙動およびそのような異方圧密履歴を持った砂のせん断特性を定量的に評価するための基礎的検討を行ってきた。そのため、主応力比一定圧密(CK test)と主ひずみ比一定圧密(Ca test)の二つのシリーズの試験を実施した。主応力比一定圧密試験は従来広く行われてきたものであるが、主ひずみ比一定圧密試験はこれまでにないおらず、その詳細は不明のところが多い。それはひずみの制御を行う主ひずみ比一定試験は、応力制御の主応力比一定試験と比べ実験がより複雑であること、また、砂の圧密段階における変形が非常に小さいので、高い試験精度が要求されることなどによるものである。

周知のように、 $K_0$ 圧密はある方向の変位を拘束した条件での圧密であるから、これも、三軸供試体要素において、主ひずみ比を一定とした異方圧密条件の一つのケース( $\epsilon_r/\epsilon_a=0$ )にすぎない。主ひずみ比一定試験は土の力学挙動を解明するための一つの有用な新しい手法であり、これからの発展が期待できる。本研究では、この主ひずみ比一定試験に重点を置いて、砂の応力～ひずみ～強度特性に及ぼす異方圧密履歴の影響を調べた<sup>1)</sup>。それによって得られた知見について以下に報告する。

## 2. 主なパラメータの定義

本研究に用いた主なパラメータは次のように定義されている。

軸差応力 $q=\sigma'_a-\sigma'_r$	平均有効主応力比 $\eta= q /P'$
平均有効主応力 $P'=\sigma'_a+2\sigma'_r/3$	せん断ひずみ $\gamma=2 \epsilon_a-\epsilon_r /3$
体積ひずみ $\epsilon_v=\epsilon_a+2\epsilon_r$	過圧密比 $OCR=P'_o/P'_c$
主応力比 $K=\sigma'_r/\sigma'_a$	ひずみ経路方向角 $\alpha=\tan^{-1}(\epsilon_r/\epsilon_a)$
主ひずみ比 $=\epsilon_r/\epsilon_a$	

ここで、 $\sigma'_a, \sigma'_r$ はそれぞれ軸方向、半径方向有効主応力である。 $\epsilon_a, \epsilon_r$ はそれぞれ軸方向、半径方向の主ひずみで、圧縮を正とする。また、 $P'_o, P'_c$ はそれぞれ圧密過程に受けて最大平均有効主応力と圧密終了時、すなわちせん断開始時の平均有効主応力(98 kPa)である。

## 3. 供試体の作製

試験に用いた試料はあらかじめ水洗いして、炉乾燥した豊浦標準砂( $G_s=2.64, e_{max}=0.988, e_{min}=0.616$ )で、供試体は多重ふるい落下法(MSP法)<sup>2)</sup>によって作製した直径70mm、高さ170mmの円筒状のものである。この方法によって作製した供試体では、棒状あるいは扁平状の砂粒子は堆積過程に重力の作用を受けて、その長軸が水平方向へ卓越配列した強い異方的な構造になっている。また、この配列構造は自然堆積砂のそれに類似していることがすでに明らかにされている<sup>3)</sup>。なお本研究で用いた供試体の相対密度は、すべて圧密終了時( $P'_c=98\text{kPa}$ )に $90\pm 3\%$ の範囲にある。三軸装置にセットした供試体には9.8 kPaの等方自立応力下で、 $\text{CO}_2$ と脱気水を通した後、196 kPaのバックプレッシャーを供給し、飽和化を計った。この時点での応力状態( $\sigma'_a=\sigma'_r=9.8\text{kPa}$ )は圧密の基準応力状態であり、すべての試験において同じである。

### 4. 試験方法

#### 4-1 主ひずみ比一定圧密・側圧一定せん断試験(C $\alpha$ test)

圧密は側方ひずみと軸ひずみの比  $\epsilon_r/\epsilon_a$  を一定に保ちながら、軸応力  $\sigma'_a$  と側方応力  $\sigma'_r$  を、基準応力状態から所定の平均有効主応力  $P'_o$  まで段階的に载荷し、過圧密履歴を与える場合は引続き、 $P'_c$  まで除荷するという手法で行った。その後、除荷終了時の側圧  $\sigma'_r$  を一定にして、せん断速度  $\dot{\epsilon}_a=0.25\%/min$ 、排水状態のもとで、圧縮または伸張せん断力を加えて、供試体を破壊させた。軸ひずみ  $\epsilon_a$  は载荷ラムに取り付けたダイヤルゲージによって直接測定し、側方ひずみ  $\epsilon_r$  はビュレットから測定した体積ひずみ  $\epsilon_v$  を用いて、 $\epsilon_v=\epsilon_a+2\epsilon_r$  の関係に基づき、間接的に求めた。ここで、ビュレットから得た体積変化量に対して、メンブレン貫入による誤差の補正（以下MP補正と呼ぶ）を行った。なお、体積変化量の測定精度を上げるために差圧計（富士電機製 model-FFB22）を取り付けた直立型ビュレットを採用した。差圧計の分解能は1mVに対応する水頭変化が0.0633mmであり、本試験に用いた供試体の体積ひずみに換算すれば $\pm 0.0018\%$  という極めて高い精度である。

試験ケースは主ひずみ比を表-1に示すように-0.3, 0 ( $\epsilon_r=0$  の  $K_0$  圧密), 0.5, 1.5, 3.0,  $\infty$  ( $\epsilon_a=0$  の  $K_0$  圧密), -1.3, -0.8とし、各主ひずみ比毎に、過圧密比を1, 2, 4, 8としたものである。

図-1はひずみ経路の模式図である。図中の角度パラメータ  $\alpha$  は  $\epsilon_r \sim \epsilon_a$  平面上における  $\epsilon_r/\epsilon_a$  の方向角を表し、供試体の異方圧密条件を表すのに便利である。等方圧密条件 ( $\epsilon_r/\epsilon_a=1$ ) の  $\alpha$  値は  $135^\circ$  であり、それより  $\alpha$  値が小さいほど供試体はより圧縮されており、 $\alpha$  値が大きいほど供試体はより伸張されていることがわかる。 $\alpha$  値と主ひずみ比  $\epsilon_r/\epsilon_a$  の対応関係は表-1に示す通りである。

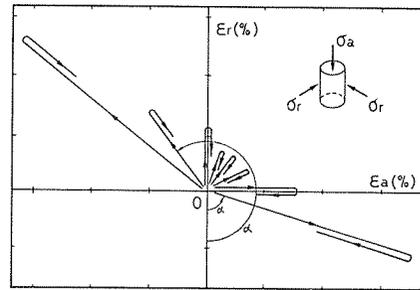


Fig.1 Strain paths in C $\alpha$  tests

Table-1 Relationship between parameter  $\alpha$  and strain ratio  $\epsilon_r/\epsilon_a$

$\epsilon_r/\epsilon_a$	-0.3	0	0.5	1.5	3.0	$\infty$	-1.3	-0.8
$\alpha$ (deg)	73.3	90.0	116.6	146.3	161.6	180.0	217.6	231.3

#### 4-2 主応力比一定圧密・側圧一定せん断試験(CK test)

主ひずみ比一定圧密と同じ基準応力状態から圧密が始まる全圧密過程中、常に主応力比  $K$  を一定に保ちながら、所定の平均有効主応力  $P'_o$  まで軸応力  $\sigma'_a$  と側方応力  $\sigma'_r$  を段階的に载荷し、過圧密履歴を与える場合は引続き、 $P'_c$  まで除荷する。圧密が終わった後、主ひずみ比一定圧密を行った場合と同じ条件でせん断を実施する。 $K$  値は0.35, 0.5, 1.0(等方圧密), 2.0, 2.4で、また、OCR値は1, 2, 4で試験を実施した。図-2はCK試験における圧密(载荷)および除荷の過程の応力経路を示している。

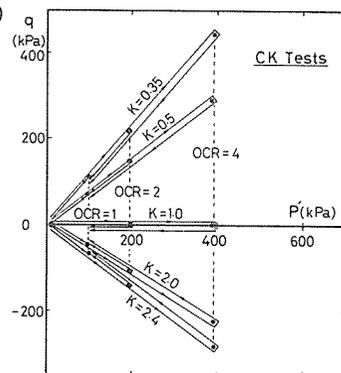


Fig.2 Stress paths in CK tests

## 5. 実験結果および考察

## 5-1 砂の正規圧密挙動

図-3 に主ひずみ比一定の異方圧密中における主応力比  $K$  の変化を示している。載荷初期においては初期応力状態の影響を受けるため  $K$  値の変動が大きいが、圧密応力 ( $P'$ ) の増大に従って、 $K$  はある一定値に収束していく傾向が見られる。異なる  $\alpha$  値で圧密すると、異なる  $K$  値が得られ、この  $K$  値は  $\alpha$  値が小さいと小さく、 $\alpha$  値の増加とともに単調に増加している。このことから、異方圧密時の“異方の程度”を表す指標として、 $\alpha$  と  $K$  が同じ意味を持っていると言える。また、この図は  $K$  値が安定状態に達する早さは  $\alpha$  値によって異なるが、本試験では、平均有効主応力  $P'$  が 196 kPa 以上で、 $K$  値がほぼ一定の値になることを示している。

図-4 は主応力比一定で圧密した場合におけるひずみ経路を  $\epsilon_r \sim \epsilon_a$  平面にプロットしたもので、供試体の受けたひずみ履歴を示している。載荷段階（正規圧密）の後半部において、ひずみ経路はほぼ直線的に変化していることが見られる。ひずみ経路は各々の  $K$  値に対応して別々に存在し、それらのひずみ経路の直線部の勾配は前述した主ひずみ比（図-1 参照）と等価なものであると考えられる。このような主応力比一定圧密中に見られるひずみ経路の線形性は他の研究者<sup>5)</sup> によっても観察されている。ここで、 $K=1$  のケースにおいて、 $\epsilon_r \neq \epsilon_a$  という試験結果は興味深い。等方供試体なら、 $\sigma'_a = \sigma'_r$  の応力状態に対して、 $\epsilon_a = \epsilon_r$  と応答するはずであるが、MSP 供試体は鉛直方向に圧縮しやすく膨張しやすい。また、水平方向に圧縮しやすく膨張しづらいという初期異方構造を有しているため、応力 $\sim$ ひずみ挙動が等方的ではなくなっている。

図-4 のひずみ経路の後半部の直線の勾配、すなわちひずみの増分比を  $\alpha$  で表し、 $\alpha$  値と  $K$  値との関係を図-5 にまとめた。一方、図-3 に示した主ひずみ比一定試験の結果からも、安定状態にある  $K$  値と  $\alpha$  値の関係は一本の曲線で表すことができるのが分かる。その関係も、同図の中に併記している。図より、両圧密試験から得た  $K \sim \alpha$  関係はほぼ一致することが分かる。つまり、正規圧密時の主応力比  $K$  と主ひずみ比  $\alpha$  の関係は応力経路あるいはひずみ経路によら

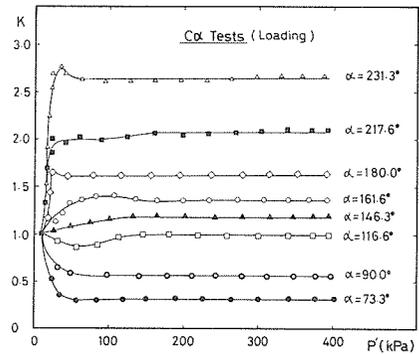


Fig. 3 Effect of strain path on principal stress ratio  $K$ -value

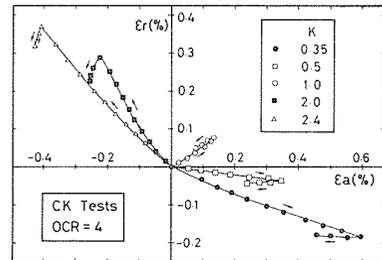


Fig. 4 Observed strain paths during CK-tests

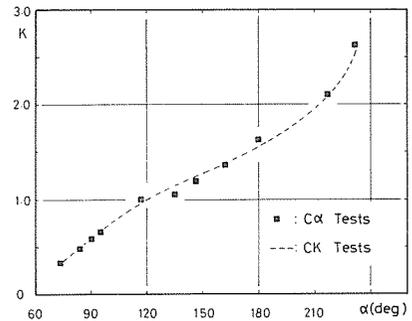


Fig. 5 Relationships between principal stress ratio  $K$  and parameter  $\alpha$  in CK tests and  $C\alpha$  tests

ず、ユニークに定まる。この事実によって、正規圧密段階に限れば、砂の異方圧密挙動の評価は比較的簡単な応力制御試験結果だけによってもよいことが分かる。

三軸試験には、拘束圧力の変化によって供試体を取り巻くゴム製メンブレンが供試体の土粒子の間隙に貫入 (MP) するため、測定した体積変化量あるいは間隙圧に誤差が含まれているという問題点がある。そのMPが本試験のような変形量の非常に小さい砂供試体の圧密試験結果に大きな影響を与えることが考えられ、十分に注意を払う必要がある。本試験で採用したMP補正值はRoscoeら<sup>6)</sup>によって提案された方法を用いて決めたもので、補正量と拘束圧の関係を図-6に示す。図-7には、主応力比一定試験の結果に対して、MP補正を行った場合と行わなかった場合の $K \sim \alpha$  関係を示してある。図から、 $\alpha$ の増加に伴って、 $K$ 値が大きくなる従来の主応力比一定異方圧密試験結果と同様な傾向が認められるが、MP補正の有無によって、同じ $\alpha$ 値における $K$ 値はかなり異なることが分かる。例えば、 $\alpha=90^\circ$ 、すなわち水平方向が拘束された場合の $K (= K_{or})$ 値を見ると、MP補正をしない値は0.39となって、補正をした場合の値0.58に比べて、33%低い値となっている。このことは、圧密試験における適切なMP補正の重要性を示唆している。

図-5の $K \sim \alpha$  関係を用いて、 $K_o$  値を推定することが可能である。ここで、側方向の変形が拘束された場合 ( $\epsilon_r=0$ あるいは $\alpha=90^\circ$ )の $K$ 値を $K_{or}$ 、軸方向変形が拘束された場合 ( $\epsilon_a=0$ あるいは $\alpha=180^\circ$ )の $K$ 値を $K_{oa}$ とすると、 $K_{or}=0.58$ 、 $K_{oa}=1.62$ という結果が得られている。一方、Jakyや大河内ら<sup>7)</sup>によって $K_o$ 値の算定式が次のように提案されている。

$$\text{Jaky の 式} \quad K_{or}=1-\sin\phi' \dots\dots(1)$$

$$\text{大河内らの式} \quad K_{or}=0.52e_i \dots\dots(2)$$

ここで、 $\phi'$  は有効内部摩擦角、 $e_i$  は供試体の初期間隙比である。

後に述べるように、圧密後に行った排水せん断試験から、すべての試験ケースにおいて、排水せん断抵抗角 $\phi_d$ は圧密時の $\alpha$ 値あるいは $K$ 値によらず $44.2^\circ \pm 1^\circ$ という値が得られている。ここで $\phi'=\phi_d$ と考え、式(1)を用いて計算した $K_{or}$ 値は約0.30となり、また、本研究に採用した供試体の圧密開始時の間隙比 $e_i (=0.657)$ を式(2)に代入して求めた $K_{or}$ 値は約0.34である。いずれも本試験より求めた $K_{or}$ 値とかなり異なっている。式(1)には、圧密後のせん断条件に影響されている強度パラメータを用いて圧密中の $K_o$ 値を表すという問題点があり、式(2)はMP補正を行わない試験から得たもので、やはり疑問が残っている。本試験の結果は、金氏ら<sup>8)</sup>が同じ方法でMP補正をして、 $K$ 一定試験から求めたもの( $K_{or}=0.61$ )と近い。

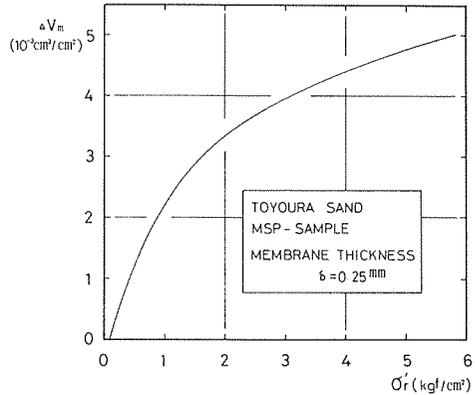


Fig. 6 Relationship between membrane penetration value and confining pressure by Roscoe method

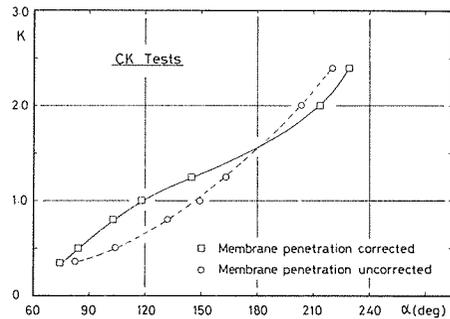


Fig. 7 Effect of MP correction on  $K-\alpha$  relationship

5-2  $K_{Oa}$  値と  $K_{Or}$  値

等方弾性体の場合、 $K_{Oa}$  と  $K_{Or}$  との間には(3)式の関係が成立する

$$K_{Or} = \frac{1}{2K_{Oa}-1} \dots\dots(3)$$

図-8には、式(3)の関係と、主ひずみ比一定試験及び主応力比一定試験で得られた  $K_{Oa}$  と、 $K_{Or}$  値をプロットしてある。実測値は式(3)の理論関係線と一致しないことがわかる。これは、本研究で用いたMSP供試体が強い構造異方性を有しており、等方弾性体の条件を満足していないためである。また、MP補正の有無によって、圧密試験の結果が大きく変わるということも考えるべきであろう。

5-3 砂の過圧密挙動

図-9は主ひずみ比一定の下での圧密及び除荷の過程中的応力経路を示す。図中に  $\alpha = 73.3^\circ$ 、 $161.6^\circ$  及び  $180^\circ$  のケースを例にして、実測値をプロットしてある。図より明らかなように、主ひずみ比一定で圧密した場合に、砂供試体の正規圧密状態における応力経路と過圧密状態(除荷)における応力経路は大きく異なっている。前者は直線的であるが、後者は曲線状を呈している。応力解放のため、すべての試験ケースにおいて、除荷時の応力経路は等方応力の状態に近づこうとする傾向が認められる。また、 $\alpha = 116.6^\circ$ 、 $146.3^\circ$  及び  $161.6^\circ$  のケースにおいて、除荷直後に応力経路の交差現象が見られるが、その原因は現在よくわかっていない。図-9には  $OCR=8$  (一部  $OCR=4$ ) のケースを示したが、 $OCR=2, 4$  についても応力経路の一般的形状には同じ傾向が見られる。

過圧密状態にある砂の主応力比  $K$  値は、粘性土と同様に次式によって表わされることが、在来の研究で報告されている<sup>7)</sup>。

$$K_{oc} = K_{nc} (OCR)^\beta \dots\dots\dots(4)$$

但し、 $K_{nc}$  は正規圧密状態での主応力比、 $K_{oc}$  は除荷(過圧密)時の主応力比で、 $\beta$  は試料によって定まる係数である。

主ひずみ比一定の異方圧密試験結果が式(4)の関係を満足するかどうかを調べるために、図-10に  $K_{oc}/K_{nc}$  と  $OCR$  の関係を両対数紙上にプロットしてみた。 $K_{Or}$  ( $\alpha = 90^\circ$ ) と  $K_{Oa}$  ( $\alpha = 180^\circ$ ) 条件で過圧密する場合にのみ、 $\log(K_{oc}/K_{nc}) \sim \log(OCR)$  関係に明瞭な直線性が見られる。言い換えれば、ある方向の変形が拘束された圧密の場合に、主応力比の変化と  $OCR$  との関係は式(4)

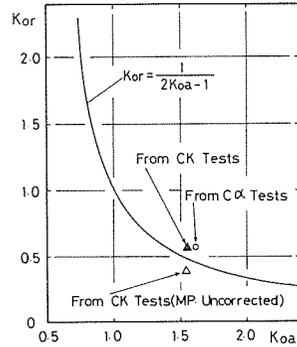


Fig. 8 Comparison of relationship between  $K_{Oa}$  and  $K_{Or}$  derived from isotropic elasticity and from actual consolidation tests

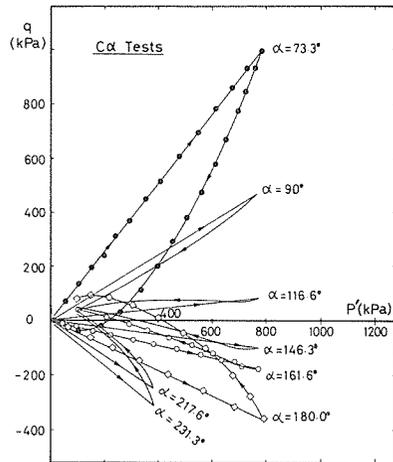


Fig. 9 Stress paths represented by mean principal stress  $P'$  and deviator stress  $q$  during  $C\alpha$  loading and  $C\alpha$  unloading

を満足する。それに対し、他の圧密条件の下では、特に、除荷開始後 OCR=2 程度までは、直線関係があるとは言いがたい。OCR>2 では直線的に変化し、 $\beta$  値が一定になる。ここでは、一応過圧密過程の後半部すなわち OCR>2 の部分に着目して、 $\beta$  値のひずみ経路依存性を調べてみた。その結果が図-11に示してある。図から、 $\beta$  値は $\alpha$  値の増加に対して急激に減少してゆき、しかも符号も正から負に変わることがわかる。このことは、異方圧密の程度によって、 $K_{nc}$  に対して  $K_{oc}$  は増加するケースも、減少するケースも有り得ることを示しており、これは図-10からも明らかな通りである。

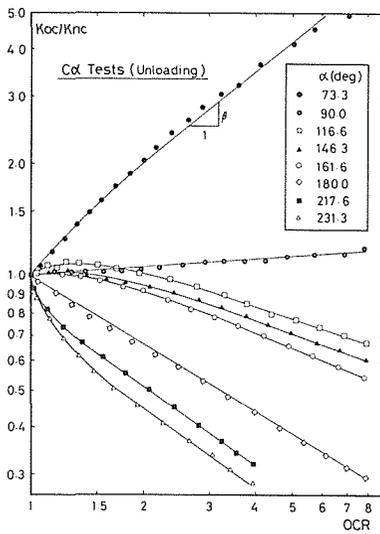


Fig. 10 Relationships between  $\log(K_{oc}/K_{nc})$  and  $\log(OCR)$  for  $C\alpha$  tests

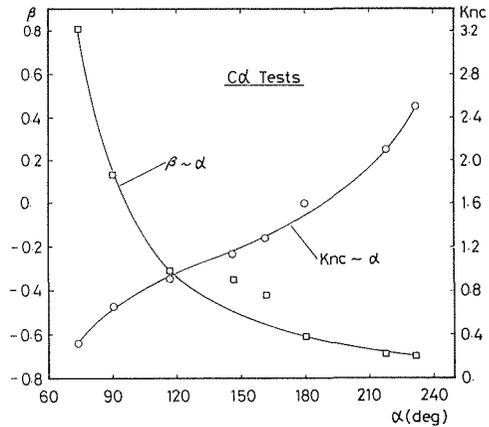


Fig. 11 Changes of parameter  $\beta$  and  $K_{nc}$  values with parameter  $\alpha$

#### 5-4 応力～ひずみ関係に及ぼす異方圧密履歴の影響

次に、種々の OCR 値および主ひずみ比値のもとで供試体に与えた異方圧密履歴が、その後のせん断変形挙動にどのような影響をもたらすかを検討する。

図-12～図-13は主ひずみ比一定圧密および主応力比一定圧密後、側方向応力一定のもとで圧縮および伸張せん断を行った際の  $\eta \sim r$  関係を、OCR=2 のケースを例として示したものである。異方圧密した供試体のせん断開始点が様々であるので、各試験の応力～ひずみ関係を比較するために、 $\eta=0$  の時点で  $r=0$  とした。すなわち、 $\eta \sim r$  線の原点が一致するように  $\eta \sim r$  線を水平方向に移動した。図から分かるように、全体的な傾向として、砂のせん断変形特性に異方圧密履歴による明らかな影響が認められる。図-12に示す圧縮せん断(COMP.)の  $\eta \sim r$  曲線の初期部分を見ると、 $\alpha$  あるいは  $K$  値の小さいケースにおいては、 $\eta \sim r$  線の立ち上がり部分の勾配は急であり、 $\alpha$  あるいは  $K$  値の増加に従って、 $\eta \sim r$  線の立ち上がり部分の勾配はゆるやかになる。 $\alpha$  あるいは  $K$  値が小さいということは供試体が圧縮状態で圧密されたことを意味する。したがって供試体は圧密中に受けた圧縮作用が強ければ強いほど後の圧縮せん断初期に変形しにくくなる。逆に、供試体は圧密段階に受けた伸張作用が強いほど後の圧縮せん断初期に変形しやすくなる傾向があると言えよう。一方、伸張せん断時の  $\eta \sim r$  関係に及ぼす異方圧密履歴の影響は、図-13

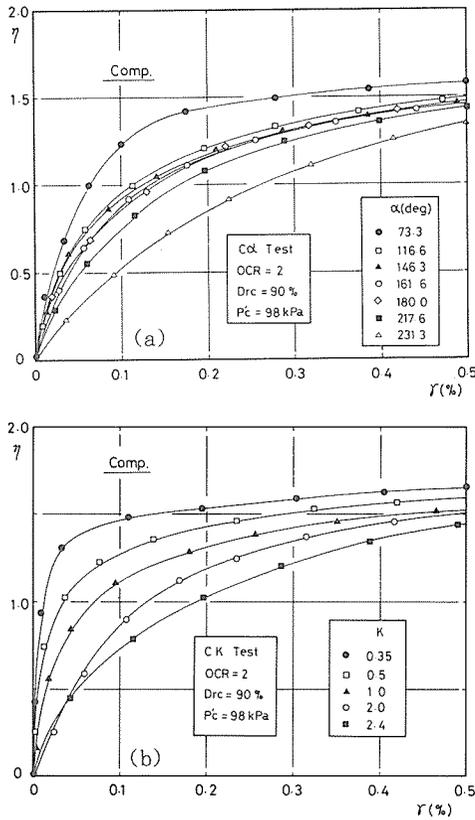


Fig. 12 Stress ratio  $\eta$  vs. shear strain  $\gamma$  at the beginning of compression tests for; (a)  $C\alpha$  consolidated samples, (b) CK consolidated samples

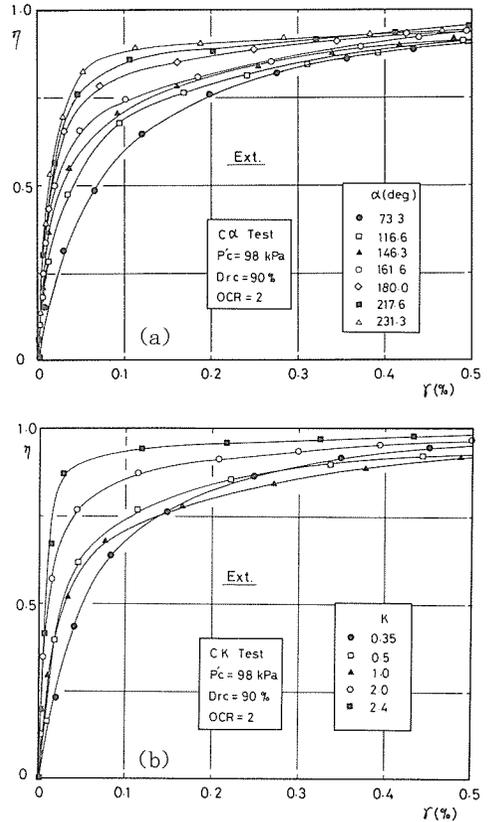


Fig. 13 Stress ratio  $\eta$  vs. shear strain  $\gamma$  at the beginning of extension tests for; (a)  $C\alpha$  consolidated samples, (b) CK consolidated samples

に示すように圧縮せん断時のものと逆になる。つまり、 $\alpha$ あるいはK値が大きいほど $\eta \sim \gamma$ 線の立ち上がり部分の勾配は急であり、 $\alpha$ あるいはK値が小さくなると、勾配はゆるやかになる。

更に、各図における $\eta \sim \gamma$ 線の後半部に着目すると、せん断の進行とともに各 $\eta \sim \gamma$ 線はしだいに近付いていくような傾向があり、図の範囲には示されていないが、大よそせん断ひずみ量 $\gamma > 4\%$ では、すべての $\eta \sim \gamma$ 線はほぼ一致し、異なる異方圧密の履歴の影響が失われることが分かる。このように、せん断変形挙動に及ぼす圧密の影響はせん断初期のある変形範囲内に限られていると言える。

5-5 応力比～ひずみ増分比関係

一般に砂の応力比～ひずみ増分比関係は次のように表せる<sup>4)</sup>。

$$d\varepsilon_v^p/d\gamma^p = C_d(m-\eta) \dots \dots \dots (5)$$

ここで、 $d\varepsilon_v^p$ はせん断変形による塑性体積ひずみ増分、 $d\gamma^p$ は塑性せん断ひずみ増分、 $C_d, m$ はそれぞれ $\eta \sim (-d\varepsilon_v^p/d\gamma^p)$ 関係を近似する直線の勾配の逆数、および直線の $\eta$ 軸切片である。 $\varepsilon_v^p, \gamma^p$ を求めるために、弾性成分 $\varepsilon_v^e, \gamma^e$ を評価する必要があるが、それはきわめて困難なことであるのでここでは近似的に $d\varepsilon_v^p = d\varepsilon_v, d\gamma^p = d\gamma$ として、実験データを整理する。即ち

$$d\varepsilon_v/d\gamma = C_d(m-\eta) \dots \dots \dots (5)'$$

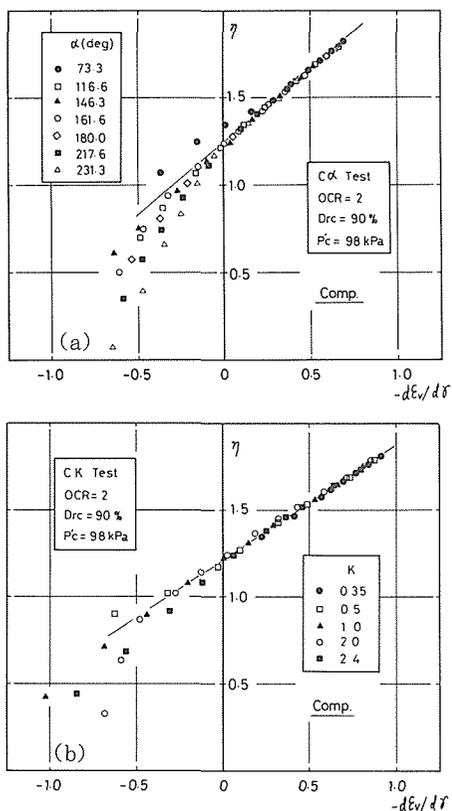


Fig. 14 Stress ratio  $\eta$  vs. strain increment ratio  $(-d\epsilon_v/d\gamma)$  for compression tests for; (a)  $C\alpha$  consolidated samples, (b) CK consolidated samples

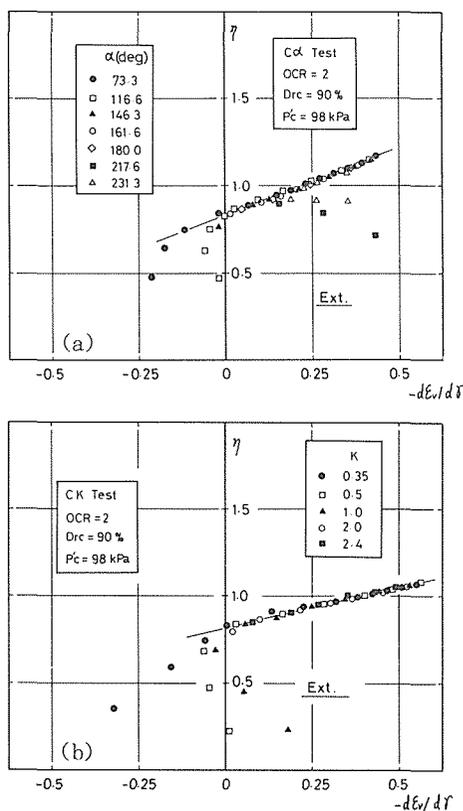


Fig. 15 Stress ratio  $\eta$  vs. strain increment ratio  $(-d\epsilon_v/d\gamma)$  for extension tests for; (a)  $C\alpha$  consolidated samples, (b) CK consolidated samples

図14～図15は圧縮と伸張せん断試験における  $\eta \sim (-d\epsilon_v/d\gamma)$  関係を OCR=2 の例でプロットしたものである。どのケースにおいても、前半部では直線関係からの外れがかなり認められるが後半部では一本の直線となっている。また、直線上に乗り始める時点ではほとんど、 $-d\epsilon_v/d\gamma=0$  という特徴が見られる。即ち、 $-d\epsilon_v/d\gamma=0$  を境界として、その左側では異方圧密履歴の影響が現れ、またその右側では異方圧密履歴の影響が無くなる。 $-d\epsilon_v/d\gamma=0$  の状態はせん断時に体積収縮から体積膨張に転じる時点を表しており、せん断時の体積収縮段階ではせん断前の圧密履歴の影響がまだ残っているが、体積膨張段階に入るとその影響が消えるということである。このことは異方圧密履歴の影響がどこまで及ぶかという一つの判断基準を与える興味深い事実である。

$-d\epsilon_v/d\gamma=0$  のところでの圧縮および伸張せん断の有効主応力比  $\eta$  はそれぞれ 1.25 と 0.83 となり、これは、破壊時の  $\eta_r$  の 69% および 75% である。また、この時の  $r$  値は大よそ 0.1% ~ 0.3% の範囲内にある。

### 5-6 排水せん断強度

最後に、種々の異方圧密履歴を有する供試体の排水せん断抵抗角  $\phi_d$  を検討する。図16(a), (b) はそれぞれ主応力比一定と主ひずみ比一定の圧密を受けた供試体の圧縮排水せん断抵抗角  $\phi_d$  と  $K$  および  $\alpha$  の関係を示している。図によると、 $\phi_d$  の大きさは  $K$  値あるいは  $\alpha$  値によらず、ほぼ同じ値を示している。つまり、砂の圧縮排水せん断強度は以前に受けた圧密履歴と無関係で、

試料の物性を表すパラメータの一つとして、一定値であると言える。これを理解するため、圧密段階のひずみ発生量とせん断破壊時のせん断ひずみ量を比較してみると、前者は0.1~1%, 後者は5~6%ぐらいで、両者の大きさは格段に違う。このため、圧密履歴の影響は静的せん断破壊段階に至らず、せん断初期の供試体変形過程にのみ影響を与えることになる。本研究では、 $D_{rc} = 90\%$ の豊浦砂の排水圧縮せん断試験から得た $\phi_d$ は、圧密時のK値、 $\alpha$ 値およびOCR値によらず $44.2^\circ \pm 1^\circ$ であるという結果を得た。

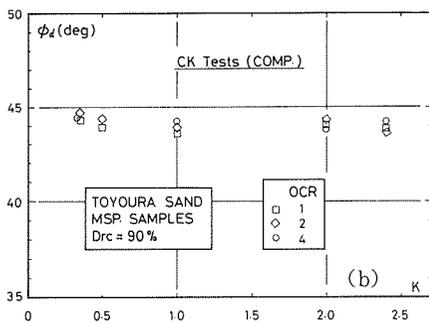
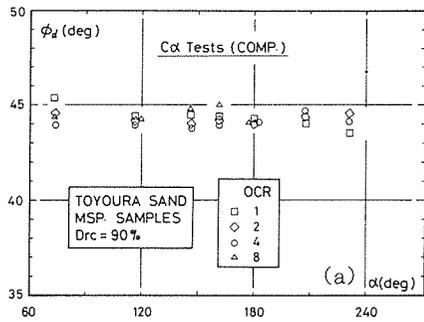


Fig. 16 Angle of drained compressional shear resistance for; (a) Ca consolidated samples, (b) CK consolidated samples

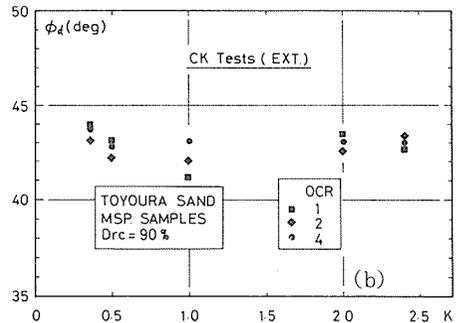
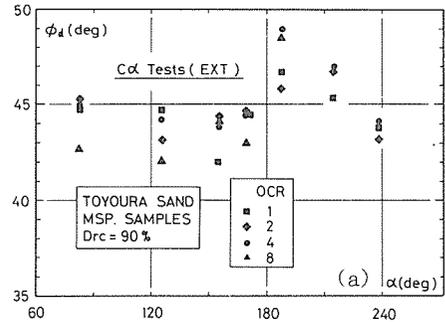


Fig. 17 Angle of drained extensional shear resistance for; (a) Ca consolidated samples, (b) CK consolidated samples

一方、図-17に見られるように、伸張せん断試験において、 $\phi_d$ と $\alpha$ 、KおよびOCRとの関係には、ばらつきが大きくて、有意な傾向は認められない。このことが異方圧密履歴に起因するかどうかは断言できないが、圧縮試験と比べて伸張試験は実施が難しく、その信頼性が低いことや伸張試験が構造異方性を持つ供試体の弱い面上に最大主応力を加えるため、構造の変化を大きく生じさせたことなどが考えられる。これについては今後さらに検討する必要がある。

## 6. ま と め

砂の応力~ひずみ~強度特性に及ぼす異方圧密履歴の影響を種々の観点から調べ、いくつかの知見を得た。その主なものを要約すると以下のようなものである。

(1) 主ひずみ比一定圧密試験の載荷段階において、主応力比は圧密の進行とともに一定値Kに収束する。また主応力比K一定圧密試験の正規圧密段階においても、ひずみ経路はほぼ直線であり、両種試験のK~ $\alpha$ 関係はよく一致する。

(2) 豊浦標準砂のような平均粒径が比較的小さな砂に対しても、異方圧密試験( $K_o$  圧密を含む)においては、妥当なMP補正が非常に重要である。MP補正を行わない場合および行った場合の $K_{or}$ 値はそれぞれ0.39と0.58で、圧密特性の検討上影響が大きい。

(3) 主ひずみ比一定試験の過圧密段階において、 $K_{oa}$  圧密条件および $K_{or}$  圧密条件に対しては $K_{oc}=K_{nc}(OCR)^\beta$ という関係が成立するが、他の条件では除荷初期に $\beta$ が一定とならないため、上式の関係が成立していない。

(4) 異方圧密履歴の影響はせん断初期に強く現われ、せん断変形の増加と共に次第に減少して行く。その影響がほぼ消滅する点は、せん断に伴う供試体の体積変化が収縮から膨張に転じる点と対応している。

(5) 密な飽和砂の排水圧縮せん断強度は異方圧密履歴の影響を受けないことが明らかにされたが、伸張せん断試験の結果には有意な傾向が認められなかった。

最後に、実験の実施にあたって、種々の協力を頂いた山下 聡助手、試験ならびにデータ整理に協力を得た横田聖哉(室工大院生)、村上 毅(当時北大4年)、大石 学、山下賢次(当時室蘭工大4年)の各君に感謝の意を表す。

#### 参考文献

- 1) 劉朝綱(1986): 北海道大学修士論文
- 2) Miura,S. and Toki,S. (1982): Soils and Foundations, Vol.22, No.1, pp.61-77
- 3) Miura,S. and Toki,S. (1984): Soils and Foundations, Vol.24, No.3, pp.69-84
- 4) Miura,S. and Toki,S. (1984): Soils and Foundations, Vol.24, No.2, pp.43-57
- 5) Negussey,D. and Vaid,Y.P. (1986): Can. Geotech. J. Vol. 23, No. 1, pp.155-163
- 6) Roscoe,K.H., Schofield,A.N. and Thurairajah,A. (1963): ASTM. STP 361, pp.111-128
- 7) Okochi,Y. and Tatsuoka,F. (1984): Soils and Foundations, Vol.24, No.3, pp.52-68
- 8) 金氏ら(1979): 第14回土質工学研究発表会, pp.377-380