

粘性土の動的変形係数に及ぼす異方圧密履歴の影響

EFFECT OF ANISOTROPIC STRESS HISTORY DURING CONSOLIDATION ON DYNAMIC MODULI OF COHESIVE SOIL

赤井浩一*・辻 泰志**

By Koichi AKAI and Taishi TSUJI

The paper explains the phenomenon that the dynamic moduli of cohesive soil consolidated anisotropically depend on the strain history, through a series of triaxial vibration tests. First, by the deduction of constitutive relation for drained shear of clay, it is concluded that the difference of strain history between isotropic and anisotropic consolidation causes the characteristics of mechanical behavior of each soil. Then, the undrained vibratory test with the strain level of 10^{-4} indicates that the dynamic rigidity of K_0 -consolidated clays is as high as 1.5 times that of isotropically consolidated ones. The dependency of the dynamic rigidity on the confined stress and the void ratio is also investigated using the test results.

Keywords: anisotropic stress history, deviatoric strain, dynamic moduli, K_0 -consolidation

1. 序

一次元圧密 (K_0 圧密) によって形成された正規圧密粘性土が等方圧密履歴のものとは異なったせん断特性を示すことは周知であり、それが K_0 圧密という異方圧密過程で発生する構造の異方性によるものとする説明がなされているが、本研究では、このような異方圧密粘性土の動的変形係数が示す応力履歴依存性を実験的に究明する。特に、偏差ひずみが応力経路に大きく依存する事実が、粘性土の動的変形係数に著しい影響を及ぼすことを明らかにするため、等方圧密試料と K_0 圧密試料の両者について、繰返しせん断時における応力-ひずみ関係を中心に考察する。

2. 原位置 PS 検層データとその解釈

関西国際空港建設のための地盤調査において、泉州沖海底地盤に多くのボーリングが実施されたが、No. 56-2 (海面下深度 150 m) と No. 56-7 (152 m) で孔内 PS 検層が行われている¹⁾。この検層システムは狐崎と中西²⁾

による漂遊型のものであり、孔内水を介して孔壁に力を加える間接加振型振源と、孔内水の動きを検出する漂遊型受振器が組み込まれたプローブを主体とし、軟弱な沖積層においてみられる秒速数十 m 程度の低い波速をも高精度で捕捉することができる。

Fig. 1 に No. 56-7 (水深 18.3 m) の計測結果を示すが、

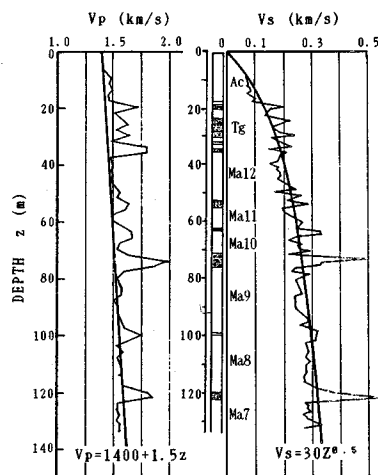


Fig. 1 Results of PS-logging at the boring site of Senshu-oki seabed.

* 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科
(〒606 京都市左京区吉田本町)

** 学生会員 京都大学大学院工学研究科学生 修士課程土木工学専攻 (同上)

これより次のような考察が可能である。

1) 海底面からの深さを z (m) とすると、横波速度 v_s (m/s) と動的変形係数 G (tf/m²) との関係は、 ρ を地盤の密度として大略次式で定式化することができる。

$$\left. \begin{aligned} v_s &= 30 z^{0.5} \quad (z=100 \text{ m}; v_s=300 \text{ m/s}) \\ G &= 900 \rho z \approx 900 \times 1.7 z = 1530 z \end{aligned} \right\} \dots\dots(1)$$

2) 縦波速度 v_p についても、同様に深度との相関がある。すなわち、 v_p は $z=0$ (海底面) で 1400 m/s (水中音波速度) であり、以下深さに比例して漸増し、 $z=100$ m で $v_p=1550$ m/s となる (ただし、砂層を除く)。

3) 中世古ら³⁾による微化石総合調査からは、上部洪積層粘土 Ma 12 の上部部は順調な海退経歴を示さず、一部地層が侵食された傾向がうかがえるが、その程度は過圧密比に反映するほど大きいものではないと思われる。なお、Ma 12 の下部および Ma 11 全層にはナンノ化石が現われず、これらの堆積層が浅海での堆積か、あるいは淡水性ないし汽水性の環境下にあったことを示唆している。しかし、PS 検層の結果は、そのような堆積環境の区別まで反映するものでない。

4) 一般に、砂層では粘土層に比べて波速が大きく出ており、実験式 (1) は砂層には適用できない。しかし、泉州沖海底地盤は圧倒的に粘土層が優勢であるので、式 (1) はこの地域の大板層群全般について近似的に適用し得るものと考えてよいであろう。

3. 偏差ひずみの応力経路依存性

(1) 状態限界面と排水せん断経路

間隙比-応力 ($e \sim p \sim q$) 状態空間 (Fig. 2(a)) において、等方圧密試料がせん断中にたどる経路は、状態限界面 (SBS) と $p (= \sigma'_m)$ 一定平面との交線 IF となるが、深草粘土 (LL=46.0%, PI=27.0%) に対する実験では、これは Fig. 2(b) のように直線となり、その傾斜がダイレイタンス係数を表わす。一方、異方圧密

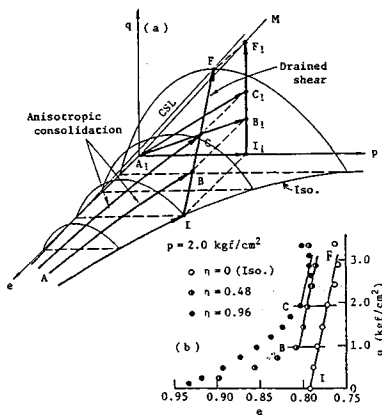


Fig. 2 State boundary surface in the state space.

試料では、圧密中の状態経路は SBS 上にあり、これを $p \sim q$ 面に投影すれば原点を通る応力比 $\eta (= q/p)$ 一定の直線 A_1B_1 または A_1C_1 等であり、圧密終了点 (せん断開始点) B または C (Fig. 2(a) 参照) はさきの等方圧密試料のせん断時の経路 (IF) 上にある。すなわち、異方圧密試料がせん断中にたどる経路 BF または CF は等方圧密試料のものの後半に重なる。従来提案されているこのような状態限界面の概念に従うと、等方・異方両圧密試料の排水せん断時の経路は完全に同一とならなければならないが、Fig. 2(b) および後述の Fig. 6(b) に示した深草粘土に対する実験結果はそのようになっていず、必ずしもこの概念が正しくないことを示している。これは両試料の圧密履歴である等方圧密と異方圧密のそれぞれの期間中のせん断ひずみの大きな差異と関連している。特に異方圧密の一種である K_0 圧密試料は、後述のようにせん断開始点において、等方圧密試料のせん断途中の同一応力点のものよりはるかに大きい偏差ひずみを有している。これは異方圧密中に生じた累積ひずみであり、これがその後のせん断挙動に与える影響は著しく大きい。

(2) 正規圧密粘性土の排水せん断試験

深草粘土に対し一連の平均有効主応力 (p) 一定排水せん断試験を行い、その応力経路と各荷重段階におけるひずみ増分ベクトルを圧縮側についてのみ示したものが Fig. 3 である。供試体は直径 5 cm、高さ 10 cm で、その外周に巻いた滌紙により 1.0 kgf/cm² または 2.0 kgf/cm² の平均有効主応力および 0.5 kgf/cm² の背圧のもとで側方排水による等方圧密または異方圧密 (応力比 $\eta=0.48$ または 0.96) を行い、その後のせん断は 1 段階 ($\Delta q=0.48$ kgf/cm²) に各 1 週間を要した。

Fig. 3 の応力経路上の各点で算出したひずみ増分ベクトルより、塑性ひずみ増分比 $dv^p/d\varepsilon^p$ と応力比 η との関係を求めると Fig. 4(a), (b) が描かれる。これより、深草粘土の圧密に対しては

$$\frac{dv^p}{d\varepsilon^p} = \frac{M^2 - \eta^2}{\eta} \dots\dots(2)$$

が、また、せん断に対しては圧密履歴のいかんにかかわらず

$$\frac{dv^p}{d\varepsilon^p} = M - \eta \dots\dots(3)$$

が成立し、限界状態線 (CSL) の傾斜は圧縮側について $M^c = 1.65$ 、伸張側について $M^E = 1.00$ となる (Fig. 3 参照)。式 (2) はかつて大槇⁴⁾が示したものであり、また式 (3) は周知の original Cam clay モデルのものと同じ。これらの式により、深草粘土の圧密とせん断に対する塑性ポテンシャル関数を、それぞれ別個に定めることが可能となる。

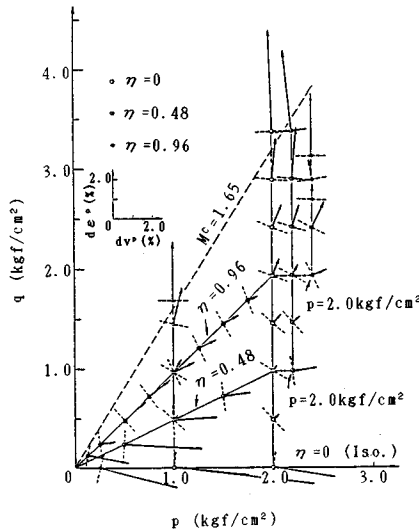


Fig. 3 Stress paths during a series of tests and strain increment vectors.

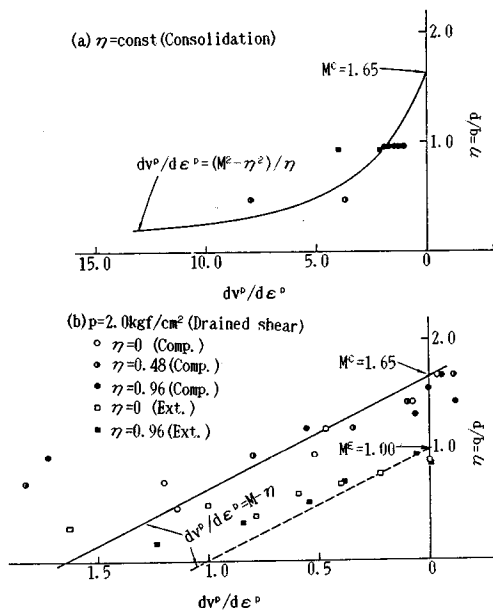


Fig. 4 Correlation between the plastic strain increment ratio $dv^p/dε^p$ and the stress ratio $η = q/p$.

次に、Fig. 5(a) は $p = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$ を一定に保つ排水せん断試験の応力-ひずみ曲線であり、等方圧密試料と2種類の応力比で異方圧密された試料とを比較することができる。異方圧密中の応力-ひずみ曲線は、後のせん断時と異なり初期の部分を除いてわずかに上に凹である。 $η = 0.96$ に対する異方圧密終了時 (C点) の偏差ひずみは、圧密開始時のひずみをゼロとする原点補正を行い $ε_c^* = 4.1\%$ となるが、一方、この点の応力レベルに

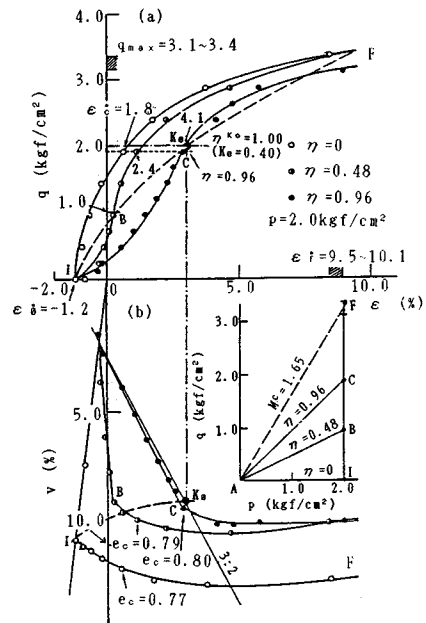


Fig. 5 Stress-strain curves and dilatancy behavior during all stages of p -const. drained shear test.

において等方 ($η = 0$) および $η = 0.48$ の異方圧密試料はそれぞれ1.8%および2.4%の偏差ひずみを示すにすぎない。つまり、有効応力経路上の同一点でも、圧密時の応力比に応じて偏差ひずみの量が著しく異なるという応力経路依存性が明らかである。また、最大強度と破壊時のひずみは3種類の圧密履歴をもつ試料について、それぞれ $q_{max} = 3.1 \sim 3.4 \text{ kgf/cm}^2$ および $ε_c^* = 9.5 \sim 10.1\%$ で大差ない。これより、応力比の大きい異方圧密粘土は、せん断中にわずかの偏差ひずみの増加で破壊点に達することがわかる。

Fig. 5(a) 中の破線は、応力比によるせん断開始点 (圧密終了点) の右上方への移動を示す。一方、Fig. 5(b) は体積ひずみ (v)-偏差ひずみ ($ε$) の関係を示し、破壊時の体積ひずみは等方圧密試料の方が若干大きくなっている (Fig. 2(b) に対応)。なお、 $v : ε = 3 : 2$ の制約条件⁵⁾ を用いて深草粘土の静止土圧係数 K_0 を求めると、Fig. 5(a), (b) の鎖線により $K_0 = 0.40$ ($η^{K_0} = 1.00$) が得られ、CSLの傾斜が圧縮側で $M^c = η_{max} = 1.65$ であることを考慮すれば、 K_0 圧密はかなり応力比の大きい異方圧密であることがわかる。

ここで、式 (2), (3) の関係を含めて構成式の誘導に必要な関数をまとめて列記すると、次のようである。

A. 圧密に対するもの (添字 c)

1) 降伏関数 (修正 Cam clay モデルを採用)

$$f_c = \frac{p}{p_v} - \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} = 0 \dots \dots \dots (4)$$

2) 塑性ポテンシャル関数 (式 (2) より)

$$g_c = \eta^2 - 2M^2 \log_e \frac{p_y}{p} = 0 \dots\dots\dots (5)$$

3) 硬化関数 ($e \sim \log p$ 関係の直線性より)

$$h_c = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \frac{M^2 + \eta^2}{2M^2(M^2 - \eta^2)} \frac{p_y}{p} \dots\dots\dots (6)$$

B. せん断に対するもの (添字 s)

1) 降伏関数 (Pender⁶⁾ により, 原点を通る直線群)

$$f_s = A(\eta - \eta_0) = 0 \dots\dots\dots (7)$$

2) 塑性ポテンシャル関数 (式 (3) より)

$$g_s = \eta - M \log_e \frac{p_y}{p} = 0 \dots\dots\dots (8)$$

3) 硬化関数 (指数型応力-ひずみ関係を仮定)

$$h_s = \frac{1}{AG^*} \frac{M - \eta_0}{M - \eta}, \quad G^* = \left(\frac{d\eta}{d\varepsilon^p} \right)_{\eta = \eta_0} \dots\dots\dots (9)$$

これらの諸式中, e_0 は初期間隙比, p_y は圧密に関する降伏応力, λ, κ はそれぞれ圧縮指数および膨潤指数を表わす。また, $d\eta > 0$ (圧縮側) に対し $A=1$, $d\eta < 0$ (伸張側) に対して $A=-1$ 。 η_0 は圧密時の η の値。

塑性ひずみ増分ベクトルを与える非関連流動則は, 塑性体積ひずみ増分 dv^p と塑性せん断ひずみ増分 $d\varepsilon^p$ のそれぞれに対して,

$$\left. \begin{aligned} dv^p &= h_c \frac{\partial g_c}{\partial p} df_c + h_s \frac{\partial g_s}{\partial p} df_s \\ d\varepsilon^p &= h_c \frac{\partial g_c}{\partial q} df_c + h_s \frac{\partial g_s}{\partial q} df_s \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

となるから, 結局, 圧縮側載荷における深草粘土の構成式が下記のように求められる⁷⁾。

$$\left. \begin{aligned} dv^p &= dv_c^p + dv_s^p \\ &= \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \left(\frac{dp}{p} + \frac{2\eta d\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \\ &\quad + \frac{1}{G^*} (M - \eta_0) d\eta \\ d\varepsilon^p &= d\varepsilon_c^p + d\varepsilon_s^p \\ &= \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \frac{\eta}{M^2 - \eta^2} \left(\frac{dp}{p} + \frac{2\eta d\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \\ &\quad + \frac{1}{G^*} \frac{M - \eta_0}{M - \eta} d\eta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (11)$$

最終的に, 弾塑性体としての全ひずみは, 弾性成分と式 (11) の塑性成分の和として求められる。前述の深草粘土の等方圧密または異方圧密排水せん断 (平均主応力一定) における応力-ひずみ関係の実測値 (Fig. 5(a), (b)) と, 上記の諸式による計算値を比較したものが Fig. 6(a), (b) であり, 計算値は実験結果をかなりよく説明していることがわかる。ただし, 計算には次の材料定数を用いている。

$$e_0 = 1.05, \quad K_0 = 0.40 \quad (\text{ポアソン比 } \nu = K_0 / (1 + K_0) = 0.286),$$

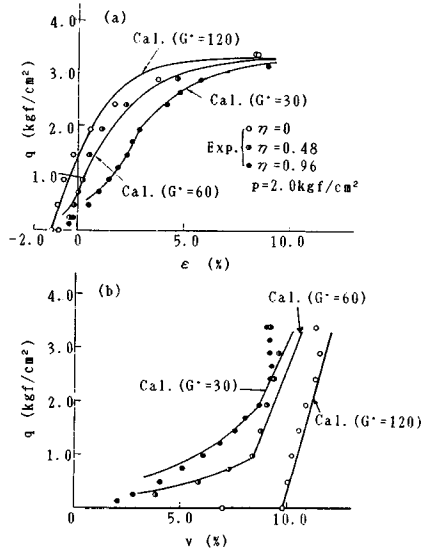


Fig. 6 Comparison of the analytical computation of the proposed constitutive relation with the test result.

$$\lambda = 0.092, \quad \kappa = 0.019, \quad M = 1.65,$$

$$G^* = \begin{cases} 120 & (\eta = 0) \\ 60 & (\eta = 0.48) \\ 30 & (\eta = 0.96) \end{cases}$$

4. 等方圧密試料と K_0 圧密試料の動的変形係数の比較

前章で述べた正規圧密粘性土の排水せん断試験の結果から, 自然堆積地盤が生成される K_0 圧密が応力比の大きい異方圧密であり, 圧密中に破壊ひずみの約 1/2 に近い累積偏差ひずみを発生することが知られた。このような粘土試料を静的に非排水せん断すると, せん断初期にはほとんど間隙水圧が発生せず, 応力-ひずみ曲線は顕著な locking 挙動⁸⁾を示し, あたかも試料が脆性材料と化したように, きわめて小さいひずみでせん断破壊を生じることが認められる。Pender⁶⁾ はこのような異方圧密履歴をもつ粘性土の挙動を降伏面の拡大という観点からとらえ, 一種の先行効果がそこに生じていると説明している。

異方圧密粘性土の非排水せん断強度がせん断方向やせん断試験の方法により異なることはかなり以前から周知であり, Skempton と Sowa⁸⁾ や Henkel と Sowa⁹⁾ の詳細な実験的研究をはじめ, 既往の研究成果の多くは Bjerrum¹⁰⁾, 柴田¹¹⁾, Ladd ら¹²⁾ によりまとめられている。このように強度が異方性を示す原因としては, 土質が元来もっている固有異方性と, 異方的な初期応力状態に起

注 1) ひずみも間隙水圧も生じないまま, 応力が急速にピークに到達することをいう。

因する応力誘導異方性の2つがあり、 K_0 圧密粘性土がもつ異方性は後者によるものである。たとえば、中瀬と亀井¹³⁾は種々の塑性指数(PI)をもつ正規圧密粘性土について、等方圧密試料と K_0 圧密試料の非排水せん断強度 c_u/p がPIの関数として整理できることを示した。また、最近 Ampadu と竜岡¹⁴⁾は正規圧密カオリンの非排水せん断挙動と変形係数に及ぼす異方圧密履歴の影響を調べ、同一のせん断応力レベルでは異方圧密試料の静的変形係数が等方圧密試料のものよりはるかに大きいことを報告している。

本研究では、このような異方圧密履歴が粘性土の動的変形係数に及ぼす影響を調べるため、乱さない正規圧密粘土を用いて一連の振動三軸実験を行った。試料は徳山市東部浄化センターの埋立地(14 ha)の基礎となる海底面直下の沖積粘土で、その物理的性質は $G_0=2.65$, $LL=100\sim 130\%$, $PI=80\sim 90\%$, $LI=1.0$ の正規圧密状態のものである。実験の手順としては、まず粘土供試体(直径5 cm, 高さ10 cm)を平均有効主応力 $p=3.0\sim 5.3$ kgf/cm²の範囲で等方圧密あるいは K_0 圧密した後、 $\Delta q \approx p/4$ の大きさの一定軸差応力振幅、3 Hzの振動数で2時間軸方向に振動を繰り返し与え、引き続き非排水せん断を行って破壊点に到達させた(CIRUまたは CK_0RU)。ここで採用した振動数と加振時間は、高精度での計測と動的経路の影響を明瞭にみるために選定されたものである。さらに、せん断挙動を比較するため、通常の等方圧密または K_0 圧密静的非排水せん断試験(CIUまたは CK_0U)と、等方圧密試料について非排水せん断経路の途中で2時間の振動(CIRU, CK_0RU の場合と同様)を与えた後、破壊点まで非排水せん断する試験(CIURU)をもあわせて行った。Fig. 7はこれらの実験における応力経路を模式的に示したものである。

実験に用いた振動三軸装置では、軸荷重は油圧シリンダーにより載荷される。シリンダーの最大出力は300 kgf, 最大ストロークは50 mmである。載荷は荷重制御の場合には、ロードセル、ひずみアンプ、フィードバック

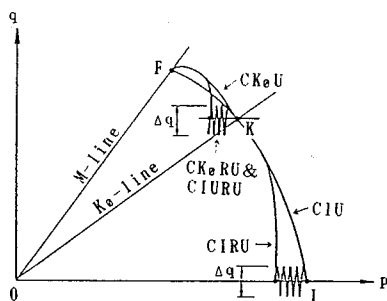


Fig. 7 Schematic diagram of stress paths for each undrained shear test.

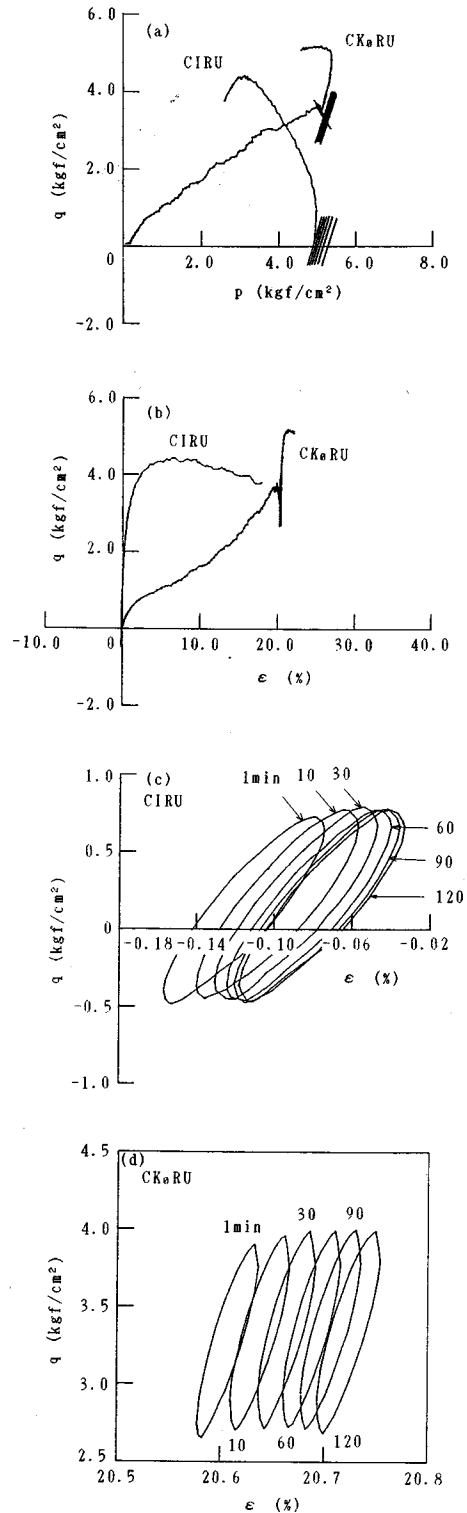


Fig. 8 Comparison of the results of triaxial vibratory test for cohesive soil with different stress history during consolidation.

クコンディショナー、軸圧用サーボコントローラおよびサーボ弁によるフィードバック回路によりなされる。また変位制御の場合には、LVDT、直流アンプ、フィードバックコンディショナー、軸圧用サーボコントローラおよびサーボ弁によるフィードバック回路を用いる。制御信号は、荷重制御・変位制御のいずれの場合においても、関数発生器による任意波形を軸圧用サーボコントローラに入力させる。

ロードセルはひずみゲージ型で、その特性は容量 500 kgf、許容負荷 150 % F.S.、定格出力 2 mV/V、非直線性およびヒステリシス 0.05 %/F.S. であり、変位計としては非接触型の差動トランス (LVDT) を採用している。その定格変位 ± 25 mm、出力 ± 5 V/F.S.、非直線性 ± 0.5 %/F.S. 以下である。なお、三軸セルの軸荷重載荷ロードにはボールベアリングを備えた支持装置とベロフラムシールを採用することにより、载荷の際セル上蓋部分との摩擦を消去するようにした。

振動三軸実験データの一例 ($p = 5$ kgf/cm²) を等方圧密試料 (CIRU) と K_0 圧密試料 (CK₀RU) の両者について Fig. 8(a), (b) に示す。また $p = 4$ kgf/cm² 付近の応力状態で、上記 5 種類の試験について有効応力経路と応力-ひずみ曲線をまとめて示したのが Fig. 9(a), (b) である。これらの図より、以下の考察が可能である。

1) 一連の K_0 圧密実験により、この粘土試料の静止土圧係数は $K_0 = 0.50 \sim 0.55$ であることがわかるが、 K_0 圧密期間中、主応力差 q にほぼ比例して偏差ひずみが発生する。平均有効主応力の最も大きい $p = 5.3$ kgf/cm² の場合、偏差ひずみの量は $\epsilon = 19.6$ % にも達する (Fig. 8(b) 参照)。

2) 振動による繰返し载荷時の有効応力経路の移動を比較してわかるように、等方圧密試料 (CIRU および CIURU) では繰返し载荷による間隙水圧の蓄積があり、応力経路は p 軸に平行に左方へ移動し、ことに非排水せん断途中で振動を与えたものではその量は顕著である (Fig. 8(a), Fig. 9(a) 参照)。これに反して、 K_0 圧密試料 (CK₀RU) では繰返し载荷時には間隙水圧の発生が少なく、応力経路の左方への移動はわずかである。

3) その後の非排水せん断においては、 K_0 圧密試料はせん断開始から破壊時に至るまで著しい locking があり、ひずみも間隙水圧も発生しないまま急速に最大応力に到達する (Fig. 8(b) 参照)。この現象は、 K_0 圧密後振動を与えずにただちに非排水せん断した場合 (CK₀U) よりさらに顕著である (Fig. 9(a), (b) 参照)。一方、等方圧密試料はそれほど顕著な locking を示さず、せん断時の間隙水圧の発生はかなり大きい。

4) 限界状態線 (CSL) の傾斜 M は、 K_0 圧密後の繰返し载荷試料 (CK₀RU) に対して $M = 1.15$ 、それ以

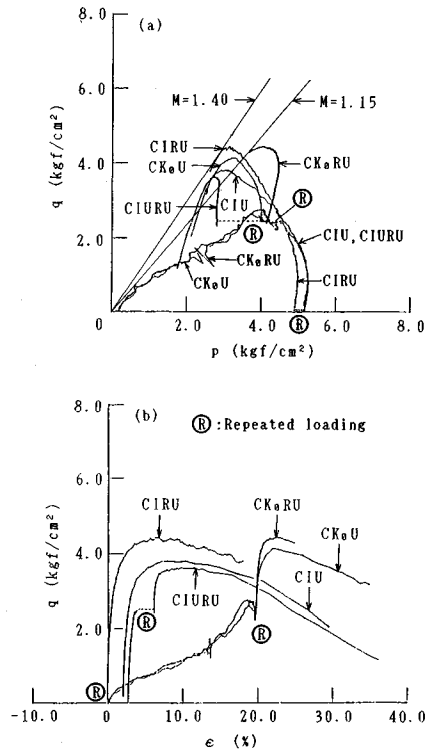


Fig. 9 Results of a series of triaxial test for cohesive soil with different stress history during consolidation and undrained shear.

外のすべてのケース (CIU, CIRU, CIURU, CK₀U) に対して $M = 1.40$ である (Fig. 9(a) 参照)。ちなみに従来、 K_0 圧密試料の強度 (c_u/p) が等方圧密試料より若干小さくなるという報告¹⁵⁾がある。一方、破壊時のひずみは等方圧密または K_0 圧密という経歴によって大いに異なり、前者では $\epsilon_f = 6 \sim 8$ % 程度であるが、後者では圧密時の平均有効主応力に応じて $\epsilon_f = 15$ % または 20 % 程度にも達する (Fig. 9(b) 参照)。

Fig. 10(a), (b) は、非排水せん断過程における有効応力経路に、せん断開始時をゼロとした等偏差ひずみ線を記入したものである。等方圧密試料、 K_0 圧密試料のいずれも、振動を加えていないもの (図中の点線) より若干過圧密的な挙動を示す。また、等方圧密試料では 6.0 % の等ひずみ線が破壊線とほぼ一致し、 K_0 圧密試料ではひずみが約 1.0 % となる点からようやく間隙水圧が発生することがわかる。

次に、振動による繰返し载荷中の 1 サイクル当たりの応力-ひずみループを等方圧密試料と K_0 圧密試料について比較すると、それぞれ前掲の Fig. 8(c) および (d) となる。これらはいずれも 2 時間の振動繰返し载荷 (3 Hz) の各時刻におけるものであり、ひずみレベルは両

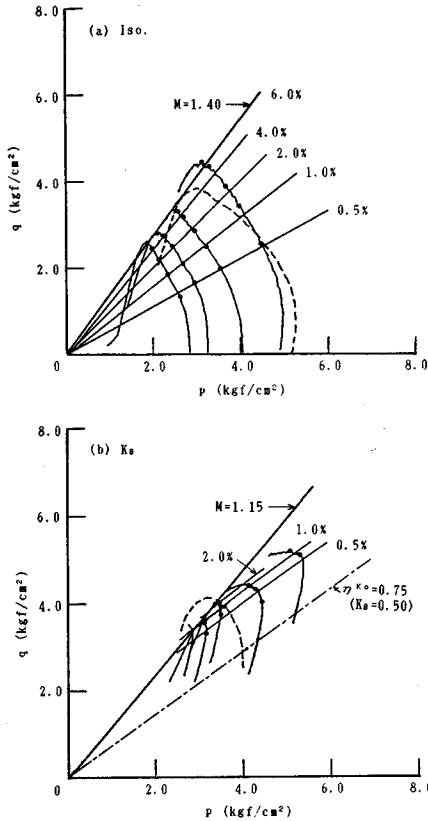


Fig. 10 Effective stress paths and equi-deviatoric strain lines during undrained shear.

者とも片振幅で $(3\sim 4) \times 10^{-4}$ の次数である。前述したように、 K_0 圧密試料はせん断時に著しい locking を示すので、等方圧密試料のそれと完全にひずみレベルをそろえて比較することには元来無理があり、またそのことの意義も少ない。両図より、等価変形係数の平均値はそれぞれ $G=492 \text{ kgf/cm}^2$ (等方圧密試料) および $G=739 \text{ kgf/cm}^2$ (K_0 圧密試料)、等価減衰比は $h \approx 24\%$ および 26% と計算される。ほぼ同一の平均有効主応力に対して、減衰比は圧密時の応力経歴によって大差はないが、変形係数には約 1.5 倍の相違があり、 K_0 圧密履歴が動的変形係数を著しく増大させていることがわかる。これは K_0 圧密という応力比の大きい異方圧密により生じた累積偏差ひずみの効果であると推論される。

5. 動的定数の拘束圧および間隙比依存性

2. において考察したところによると、式 (1) により現地地盤の動的変形係数 G が深さ z に比例するという事は、地層の密度 ρ が深さ方向にあまり大きく変化しないところでは、 G が平均有効主応力 (拘束圧) p に比例すると換言することができる。

ところで、土の動的変形係数 G および減衰比 h に影響を及ぼす因子としては、一般に①拘束圧、②間隙比、③応力履歴 (OCR や動的経歴)、④飽和度、⑤せん断応力、⑥粒度分布、⑦振幅、⑧振動数、⑨時間効果 (二次圧密)、⑩土の構造、⑪温度などが挙げられ、Whitman¹⁶⁾ は G について、それを上記の順序で次のように表示した。

$$G = f(p, e, H, S, q/2, C, A, F, T, \theta, K) \dots \dots \dots (12)$$

砂質土では拘束圧、間隙比ならびにひずみ振幅の大きさの影響が大きく、一方、粘性土ではこれらのほか、応力履歴や時間効果などが加わることが知られている。したがって、ひずみレベルをそろえたとき、砂質土では

$$G = Af(e)p^n \dots \dots \dots (13 \cdot a)$$

また、粘性土では

$$G = A(t)(OCR)^k f(e)p^n \dots \dots \dots (13 \cdot b)$$

なる一般式が提案されている。これらの式の中で、間隙比 e の関数 $f(e)$ については、

$$f(e) = \frac{(B-e)^2}{1+e} \quad (B: \text{定数}) \dots \dots \dots (14)$$

なる形が一般的であり、拘束圧 p のべき数 n については、せん断ひずみ振幅 10^{-4} 未満に対して約 1/2 であるとするデータが多い¹⁷⁾。ひずみの増加とともに G が減少することは周知であるが、 n 自身の拘束圧依存性については、砂質土に対する岩崎ら¹⁸⁾の研究では、 $10^{-4} \sim 10^{-3}$ のひずみの範囲で $n=1/2 \sim 3/4$ をとるという報告がある。

本論文の対象である正規圧密粘性土に対しては、Hardin と Black¹⁹⁾ は一次圧密終了時において $A=330$, $B=2.97$, $n=1/2$, また、二次圧密の効果を調べた Marcuson と Wahls²⁰⁾ は $A(t)=45$, $B=4.4$, $k=1/2$, $n=1/2$ をそれぞれ与えている。ただし、これらはいずれも共振法による振動三軸実験で得られたもので、せん断ひ

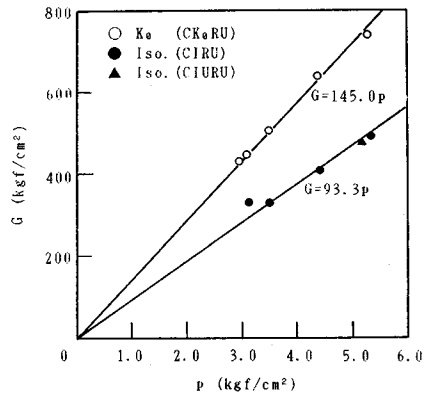


Fig. 11 Correlation between the dynamic rigidity and the mean effective principal stress.

ずみのレベルは 10^{-4} 未満である。さらに、前者の研究では、式(12)の右辺の諸因子の中のせん断応力 $q/2$ の影響を調べた結果、用いたカオリン粘土ではその影響は無視し得ると結論している。しかし、その実験の過程から推して、等方圧密またはそれに近い状態からせん断応力を与えたものであり、圧密の過程において K_0 圧密のような高い応力比の異方圧密を行ったものではない。すでに3.(2)において詳しく検討したように、この両者の過程では動的載荷時に累積されている偏差ひずみは著しく相違しており、 K_0 圧密粘性土が事前に有する偏差ひずみがその後の動的特性に及ぼす影響は非常に大きいのである。

さて、4.で述べた振動三軸実験の結果から、徳山沖積粘土について拘束圧 p に対する動的変形係数 G の依存性を求めるとFig.11が得られ、等方圧密試料、 K_0 圧密試料とも両者は比例関係にあり、前述したように、同一の拘束圧に対して後者は前者の約1.5倍の変形係数を示している。次に、Fig.12はこの徳山粘土のほかに、泉州沖積粘土($G_s=2.67$, $LL=40.3\%$, $PI=21.1\%$, $w=32.2\%$)に対して実施した同様な振動三軸実験の結果をも合わせて、動的変形係数と間隙比との関係を示したものである。これより、正規圧密沖積粘土の等方圧密試料に対して

$$G = 0.37 \frac{(33.1 - e)^2}{1 + e} p^{2/3} \dots \dots \dots (15)$$

として定式化すれば、最もよく実験結果を説明できるであろう。すなわち、間隙比 e に対して正規化した動的変形係数 $G/f(e)$ は拘束圧 p の $2/3$ 乗に比例することになる(Fig.13参照)。本研究の振動三軸実験における偏差ひずみが半振幅で $(3\sim 4) \times 10^{-4}$ の次数であること

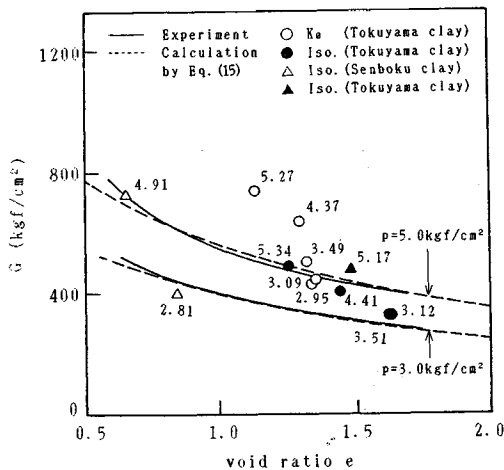


Fig.12 Correlation between the dynamic rigidity and the void ratio.

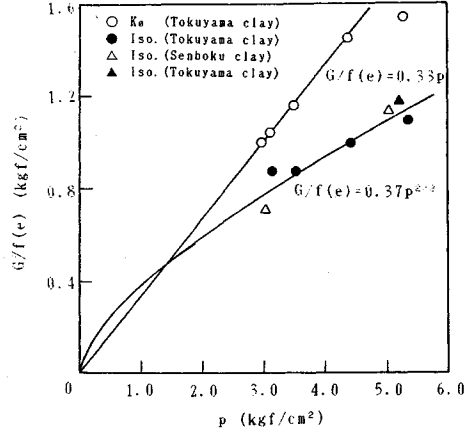


Fig.13 Correlation between $G/f(e)$ and the mean effective principal stress.

を考慮すると、この結果は岩崎ら¹⁸⁾の砂質土に対する前述の実験結果と一致する。しかし、一方、徳山沖積粘土の K_0 圧密試料では、Fig.13にみられるように、正規化した後の動的変形係数も p にほぼ比例することが知られる。

なお、本研究における振動三軸実験のひずみレベル(10^{-4} の次数)は、泉州沖海底地盤を構成する大阪層群粘土層(Ma12~Ma6)(Fig.1参照)が、その入力基盤(Ma3)に十勝沖地震(1968.5.16)の際の八戸における記録程度の設計地震入力(最大約200gal)を受けるとしたとき、海底面直下の沖積粘土層(Ac)に生じる平均的な応答ひずみの次数に相当している²¹⁾。

6. 結 論

本研究は、 K_0 圧密を受けた自然地盤に代表される異方圧密粘性土の動的変形係数がひずみ履歴に依存する現象を振動三軸実験により究明したものである。まず、深草粘土の排水せん断に関する弾塑性構成式の誘導において、等方圧密と異方圧密のそれぞれの過程に生じるひずみ成分を考察し、 K_0 圧密が応力比のかなり大きい異方圧密であるので、その間試料が受けるひずみ履歴が等方圧密試料のものとはかなり異なる力学的挙動の原因となっていることを推論した。

このような前提のもとで、正規圧密沖積粘土に対して実施した振動三軸実験(10^{-4} の次数のひずみレベル)による等方圧密試料と K_0 圧密試料の動的応答特性の比較の結果は、次のようにまとめられる。

(1) 実験に用いた徳山粘土の K_0 圧密期間中(静止土圧係数 $K_0=0.50\sim 0.55$)、主応力差の増加にほぼ比例して偏差ひずみが発生し、その量は平均有効主応力(拘束圧) $p=3.0\sim 5.3$ kgf/cm²に対して $\epsilon=15.0\sim 19.6\%$

に達している。

(2) 等方圧密試料では振動繰返し载荷により間隙水圧の蓄積があり、ことに非排水せん断途中で振動を与えたものではその量は顕著であるが、 K_0 圧密試料ではそれがほとんど認められない。

(3) その後の非排水せん断においては、 K_0 圧密試料は等方圧密試料と異なってせん断開始より破壊時に至るまで著しい locking があり、ひずみも間隙水圧も発生しないまま急速に最大応力に到達する。

(4) 繰返し载荷履歴のある試料の限界状態線の傾斜は、等方圧密試料に対して $M=1.40$ 、 K_0 圧密試料に対して $M=1.15$ であり、前者は等方・異方両圧密経歴をもつ試料の静的载荷時のものと一致している。また、破壊時のひずみは K_0 圧密試料の方がはるかに大きい。これは (1) で述べたように圧密中に生じた偏差ひずみが大部分含まれるためである。

(5) 振動三軸実験で得られた等価減衰比は、等方圧密あるいは K_0 圧密という応力経歴によって大差はないが、等価変形係数は同一の拘束圧のもとで K_0 圧密試料の方が約 1.5 倍の大きさとなる。

(6) この動的変形係数の拘束圧および間隙比依存性も、圧密時の応力経路により大きく異なる。等方圧密試料では、徳山沖積粘土と泉北沖積粘土に対する実験データを用いて式 (15) の関係が成立し、間隙比に対して正規化した動的変形係数が拘束圧の 2/3 乗に比例することを示した。一方、 K_0 圧密試料では、それが拘束圧にほぼ比例して増加しており、この傾向は泉州沖海底地盤に対して実施されたボーリング孔内 PS 検層の結果と相似している。

以上の結果は、いずれも異方圧密中に粘性土が受けるひずみ履歴、ことに偏差ひずみの累積が動的変形係数ならびにその拘束圧依存性に大きい影響を与えることを示しており、粘性土地盤の動的挙動を評価するうえでこれが重要な因子となると結論される。したがって、たとえば地盤や土構造物の耐震設計や動的安定解析において必要となる土の動的定数を定めるのに、従来のように等方圧密試料に初期応力状態に相当するせん断応力 (sustained stress とよばれるもの) を後から与えて振動繰返し载荷を行う方法は、現地の土質がもつ応力誘導異方性を十分再現していないので、採用されるべきではないと考えられる。

Fig. 1 に掲げた孔内 PS 検層データは (財) 大阪土質試験所 岩崎好規氏より提供されたものである。また、実験について本学交通土木工学科 矢野隆夫技官と同土木工学科学生 新一真君の助力に負うところが大きい。さらに、昭和 63 年度文部省科学研究費 (総合研究 A) 「海底地盤情報のデータベース化と設計パラメーターの選定

に関する研究」の援助に対しても謝意を表する。

記号の説明

CIRU: 等方圧密繰返し载荷後非排水せん断

CIU: 等方圧密静的非排水せん断

CIURU: 等方圧密非排水せん断途中で繰返し载荷

CK₀RU: K_0 圧密繰返し载荷後非排水せん断

CK₀U: K_0 圧密静的非排水せん断

CSL: 限界状態線

c_u : 非排水せん断強度 (粘着力)

dV^p : 塑性体積ひずみ増分

$d\varepsilon^p$: 塑性偏差ひずみ増分

e : 間隙比

e_0 : 初期間隙比

f_c : 圧密に関する降伏関数

f_s : せん断に関する降伏関数

G : 動的変形係数 (等価変形係数)

G^* : 無次元応力-ひずみ曲線の初期勾配 (式 (9))

G_s : 土粒子の比重

g_c : 圧密に関する塑性ポテンシャル関数

g_s : せん断に関する塑性ポテンシャル関数

h : 等価減衰比

h_c : 圧密に関する硬化関数

h_s : せん断に関する硬化関数

K_0 : 静止土圧係数

k : 式 (13·b) のべき数

LI: 液性指数

LL: 液性限界

M : 限界状態線の傾斜

M^c : 同上 (圧縮側)

M^E : 同上 (伸張側)

n : 式 (13·a), (13·b) のべき数

OCR: 過圧密比

PI: 塑性指数

p : 平均有効主応力 (拘束圧)

p_v : 圧密降伏応力

q : 主応力差

q_{max} : 最大主応力差

SBS: 状態限界面

v : 体積ひずみ

v_p : 縦波速度

v_s : 横波速度

w : 含水比

z : 深さ

ε : 偏差ひずみ ($=\varepsilon_1 - v/3$; ε_1 : 軸ひずみ)

ε_1^* : C 点 (Fig. 5) における偏差ひずみ (原点補正を行ったもの)

- ϵ_f : 破壊時の偏差ひずみ
 ϵ_f^* : 破壊時 (Fig. 5 の F 点) における偏差ひずみ
 (原点補正を行ったもの)
 ρ : 密度
 λ : 圧縮指数
 κ : 膨潤指数
 ν : ポアソン比
 σ_m : 平均有効主応力 ($=p$)
 η : 応力比 ($=q/p$)
 η_0 : 圧密時の応力比
 η^0 : 静止土圧状態における応力比

参 考 文 献

- 1) 中世古幸次郎・岩崎好規：大阪湾海底堆積地盤の弾性波速度に関する特性，海底地盤に関するシンポジウム発表論文集（土質工学会関西支部刊行），pp. 79~84, 1987.
- 2) 狐崎長琅・中西庄一：2 振源式漂遊型ソナデによる S 波検層，秋田大学鉱山学部資源地学研究施設報告，No. 52, pp. 25~48, 1987.
- 3) 中世古幸次郎ほか：関西国際空港地盤地質調査—微化石総合調査，災害科学研究所報告，pp. 7~12, 1984.
- 4) 大槻正紀：飽和粘性土の変形特性に関する研究，京都大学学位論文，pp. 138~139, 1979.
- 5) 赤井浩一・佐野郁雄：二次圧密における粘性土の状態変化，土木学会論文集，No. 364, pp. 123~131, 1985.
- 6) Pender, M. J. : A unified model for soil stress-strain behaviour, Proc. 9th Intern. Conf. SMFE, Specialty Session 9, pp. 213~222, 1977.
- 7) Akai, K. and Yano, T. : A contribution to constitutive relation of cohesive soil based on elasto-plasticity theory, Memoirs, Faculty of Engrg., Kyoto Univ., Vol. 47, Pt. 1, pp. 58~68, 1985.
- 8) Skempton, A. W. and Sowa, V. A. : The behaviour of saturated clays during sampling and testing, Geotech., Vol. 13, pp. 269~289, 1963.
- 9) Henkel, D. J. and Sowa, V. A. : The influence of stress history on stress paths in undrained triaxial tests on clay, ASTM STP, No. 361, pp. 280~291, 1977.
- 10) Bjerrum, L. : Problems of soil mechanics and construction on soft clays, SOA Report, Proc. 8th Intern. Conf. SMFE, Vol. 3, pp. 109~159, 1973.
- 11) 柴田 徹：飽和土の強度増加率 c_u/p について，第 20 回土質工学シンポジウム発表論文集，pp. 129~137, 1975.
- 12) Ladd, C. C. *et al.* : Stress-deformation and strength characteristics, SOA Report, Proc. 9th Intern. Conf. SMFE, Vol. 2, pp. 421~494, 1977.
- 13) Nakase, A. and Kamei, T. : Undrained shear strength anisotropy of normally consolidated cohesive soils, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 1, pp. 91~101, 1983.
- 14) Ampadu, S. I. K. and Tatsuoka, F. : The influence of anisotropic consolidation on the stiffness of normally consolidated kaolin, 土木学会第 43 回年次学術講演会講演概要集，III, pp. 532~533, 1988.
- 15) 中瀬明男・小林正樹・兼近明男：粘土の非排水せん断強度と変形係数，港湾技術研究所報告，Vol. 11, No. 2, pp. 243~259, 1972.
- 16) Whitman, R. V. : Some considerations and data regarding the shear strength of clays, Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, pp. 581~614, 1960.
- 17) Kokusho, T. *et al.* : Dynamic properties of soft clay for wide strain range, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 4, pp. 1~18, 1982.
- 18) 岩崎敏夫・竜岡文夫・吉田精一：地盤の動的変形特性に関する実験的研究 (I)，土木研究所報告，No. 148, pp. 1~46, 1977.
- 19) Hardin, B. O. and Black, W. L. : Vibration modulus of normally consolidated clay, Proc. ASCE, SM2, pp. 353~369, 1968; Closure—SM6, pp. 1531~1537, 1969.
- 20) Marcuson, W. F. III and Wahls, H. E. : Time effects on dynamic shear modulus of clays, Proc. ASCE, SM12, pp. 1359~1373, 1972.
- 21) 赤井浩一・田村 武：正規圧密またはそれに近い過圧密地盤の動的応答解析への一寄与，土木学会論文集 (ノート)，No. 394, pp. 131~134, 1988.

(1989. 3. 28・受付)