

## 異方圧密粘性土の先行せん断ひずみと それが動的定数に及ぼす効果について

赤井 浩一・辻 泰志

### PRECURSIVE SHEAR STRAIN DURING ANISOTROPIC CONSOLIDATION AND THE EFFECT ON DYNAMIC MODULI OF COHESIVE SOIL

By *Koichi* AKAI and *Taishi* TSUJI

#### Synopsis

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. The undrained vibratory test with the strain level of  $10^{-4}$  for normally consolidated clay indicates that the dynamic rigidity of  $K_0$ -consolidated clays is as high as 1.5 times that of isotropically consolidated ones while the difference of damping ratio is not so much. The dependency of the dynamic rigidity on the confining stress and the void ratio is also investigated using the test results. The remarkable difference of the magnitude and the dependency of the dynamic rigidity between the clays consolidated under isotropic and anisotropic stresses can be attributed to the presence of precursive shear strain during 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、偏差ひずみが応力径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<sup>1)</sup>。この検層システムは狐崎と中西<sup>2)</sup>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、これより次のような考察が可能である。

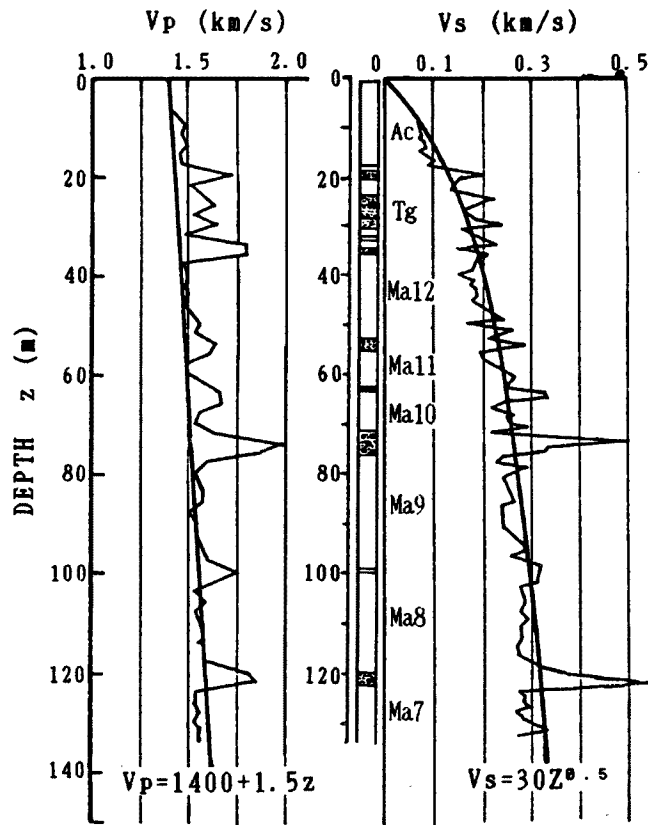


Fig. 1. Results of PS-logging at the boring site of Senshu-oki seabed.

- 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/m<sup>2</sup>) との関係は、 $\rho$ 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。

$$\left. \begin{aligned} v_s &= 30z^{0.5} (z=100\text{m}; v_s=300\text{m/s}) \\ G &= 900\rho z \approx 900 \times 1.7z = 1,530z \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

- 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 1,400 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  $v_p=1,550$  m/s となる (ただし、砂層を除く)。
- 3) 中世古<sup>3)</sup>による微化石総合調査からは、上部洪積層粘土 Ma 12 の上端部は順調な海退経歴を示さず、一部地層が浸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) はこの地域の大坂層群全般について近似的に適用しうるものと考えてよいであろう。

### 3. 等方圧密試料と $K_0$ 圧密試料の動的変形係数の比較

正規圧密粘性土試料を  $K_0$  圧密した後、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（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。Pender<sup>4)</sup> 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 Sowa<sup>5)</sup> や Henkel と Sowa<sup>6)</sup> の詳細な実験的研究をはじめ、既往の研究成果の多くは Bjerrum<sup>7)</sup>、柴田<sup>8)</sup>、Ladd ら<sup>9)</sup> 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<sup>10)</sup> 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<sup>11)</sup> 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なった。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  $G_s = 2.65$ ,  $LL = 100 \sim 130\%$ ,  $PI = 80 \sim 90\%$ ,  $LI = 1.0$  の正規圧密状態のものである。 $K_0$  圧密の制御方法は、供試体の軸方向変位と排水量を測定し、軸ひずみと体積ひずみが等しくなるように側圧を調節する方法を採用した。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  $p = 3.0 \sim 5.3 \text{ kg f/cm}^2$  の範囲で等方圧密あるいは  $K_0$  圧密した後、 $\Delta q = p/4$  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返し与え、引続き非排水せん断を行なって破壊点に到達させた (CIRU または  $CK_0RU$ )。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径路の途中で 2 時間の振動クリープを与えた後、破壊点まで非排水せん断する試験 (CIURU) をもあわせ行なった。Fig. 2 はこれらの実験における応力径路を模式的に示したものである。

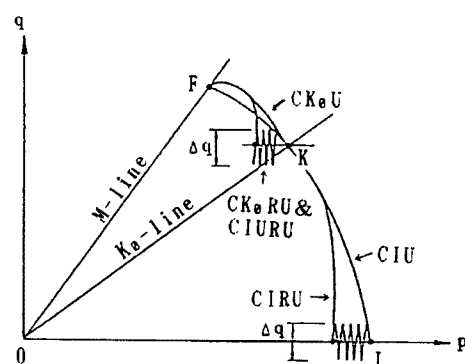


Fig. 2. Schematic diagram of stress paths for each undrained shear test.

振動三軸実験データは Table 1 (a), (b) にまとめられているが、その中の一例 ( $p = 5 \text{ kgf/cm}^2$ ) を等方圧密試料 (CIRU) と  $K_0$  圧密試料 ( $CK_0RU$ ) の両者について Fig. 3 (a), (b) に示す。また  $p = 4 \text{ kgf/cm}^2$  付近の応力状態で、上記 5 種類の試験について有効応力径路と応力-ひずみ曲線をまとめて示したのが Fig. 4 (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  $p = 5.3 \text{ kgf/cm}^2$  の場合、偏差ひずみの量は  $\epsilon = 19.6\%$  にも達する (Fig. 3 (b) 参照)。
- 2) 振動による繰返し载荷時の有効応力径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、応力径路は  $p$  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クリープを与えたものではその量は顕著である (Fig. 3 (a),

Table 1. Test data of a series of triaxial vibratory tests for cohesive soil.  
(a) Isotropic consolidation

		CIRU-1	CIRU-2	CIRU-3	CIRU-4	CIU	CIURU
initial void ratio $e_0$		2.430	2.343	2.155	2.278	2.532	2.384
①	mean effective principal stress $p$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	3.125	3.508	4.409	5.344	5.153	5.171 (3.972)
	axial strain $\epsilon_1$ (%)	9.07	10.04	11.24	10.29	11.82	11.54 (12.69)
	volumetric strain $v$ (%)	22.91	21.25	22.55	31.28	29.35	26.56 (26.56)
	deviatoric strain $\epsilon$ (%)	1.432	2.956	3.728	-0.132	2.03	2.69 (3.84)
	void ratio $e$	1.623	1.632	1.444	1.253	1.495	1.485 (1.485)
②	mean effective principal stress $p$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	2.840	3.254	4.049	4.912		2.794
	deviatoric strain $\epsilon$ (%)	1.426	2.961	3.752	-0.066		6.123
	excess pore water pressure $u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.294	0.271	0.373	0.418		3.341
③	mean effective principal stress $p_r$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	1.78 <1.84>	1.98 <2.16>	2.48 <2.55>	2.91 <3.14>	2.75 <2.90>	2.50 <2.75>
	principal stress difference $q_r$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	2.56 <2.59>	2.74 <2.83>	3.36 <3.38>	4.33 <4.44>	3.72 <3.81>	3.43 <3.64>
	deviatoric strain $\epsilon_r$ (%)	13.11 <9.77>	14.55 <8.48>	13.02 <10.66>	9.92 <6.38>	13.08 <10.27>	16.60 <9.78>
	void ratio $e_r$	1.623	1.632	1.444	1.253	1.495	1.485
	dynamic rigidity $G$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	330.3	328.7	408.5	491.6		474.0
	damping ratio $h$	0.242	0.228	0.243	0.240		0.293
	amplitude of shear strain $\gamma$ (%)	0.058	0.067	0.057	0.063		0.053

Fig. 4(a)参照)。これに反して、 $K_0$ 圧密試料 ( $CK_0RU$ ) では繰返し載荷時には間隙水圧の発生が少なく、応力径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. 3(b)参照)。この現象は、 $K_0$ 圧密後振動を与えずに直ちに非排水せん断した場合 ( $CK_0U$ ) よりさらに顕著である (Fig. 4(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、 $K_0$ 圧密後の繰返し載荷試料 ( $CK_0RU$ ) に対して  $M=1.15$ 、それ以外のすべてのケース (CIU, CIRU, CIURU,  $CK_0U$ ) に対して  $M=1.40$  である (Fig. 4(a)参照)。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<sup>12)</sup>があるが、今回の結果は繰返し載荷がその傾向を助長するものとみなされる。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

(b)  $K_0$ -consolidation

		CK <sub>0</sub> RU-1	CK <sub>0</sub> RU-2	CK <sub>0</sub> RU-3	CK <sub>0</sub> RU-4	CK <sub>0</sub> RU-5	CK <sub>0</sub> U
	initial void ratio $e_0$	2.082	2.184	2.326	2.306	2.070	2.399
①	mean effective principal stress $p$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	3.094 (3.003)	2.951 (3.021)	3.487 (3.607)	4.370 (4.042)	5.274 (5.013)	3.994 (4.021)
	coeff. of earth pressure at rest $K_0$	0.481	0.493	0.536	0.530	0.516	0.556
	effective stress ratio corresponding to $K_0$ $\eta^{K_0}$	0.793	0.767	0.673	0.685	0.715	0.630
	axial strain $\epsilon_1$ (%)	23.49 (21.80)	26.00 (24.23)	29.69 (27.50)	29.80 (28.18)	30.79 (29.31)	30.44 (29.46)
	volumetric strain $v$ (%)	23.65 (21.94)	26.60 (24.84)	30.27 (28.10)	30.59 (28.98)	30.66 (29.15)	31.87 (30.91)
	deviatic strain $\epsilon$ (%)	15.61 (14.49)	17.14 (15.95)	19.60 (18.14)	19.60 (18.52)	20.57 (19.59)	19.81 (19.16)
	void ratio $e$	1.353 (1.406)	1.337 (1.393)	1.320 (1.392)	1.294 (1.348)	1.129 (1.175)	1.316 (1.349)
②	mean effective principal stress $p$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	2.909	2.665	3.256	4.131	5.150	
	deviatic strain $\epsilon$ (%)	15.83	17.72	20.01	19.78	20.72	
	excess pore water pressure $u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.176	0.248	0.215	0.205	0.169	
③	mean effective principal stress $p_i$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	2.94 <3.15>	2.78 <2.78>	3.36 <3.45>	3.66 <3.92>	4.64 <5.12>	2.88 <3.26>
	deviatic stress $q_i$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	3.50 <3.57>	3.52 <3.52>	3.99 <4.01>	4.28 <4.41>	5.14 <5.18>	3.95 <4.14>
	deviatic strain $\epsilon_r$ (%)	20.18 <17.30>	21.34 <21.34>	24.17 <22.21>	24.91 <23.19>	22.34 <21.58>	26.05 <22.17>
	void ratio $e_r$	1.353	1.337	1.320	1.294	1.129	1.316
	dynamic rigidity $G$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	446.5	431.1	505.1	639.1	739.2	
	damping ratio $h$	0.238	0.229	0.238	0.291	0.269	
	amplitude of shear strain $\gamma$ (%)	0.041	0.041	0.042	0.039	0.043	

① End of consolidation, ② End of vibration, ③ At failure ( $\eta = \max$ )( ): value at the end of loading by increasing load, < > : value at  $q = \max$ 

密時の平均有効主応力に応じて  $\epsilon_r = 15\%$  または  $20\%$  程度にも達する (Fig. 4 (b)参照)。

Fig. 5 (a), (b)は、非排水せん断過程における有効応力径路に、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、振動による繰返し載荷中の 1 サイクルあたりの応力-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. 3 (c) および (d) となる。これらはいずれも 2 時間の振動繰返

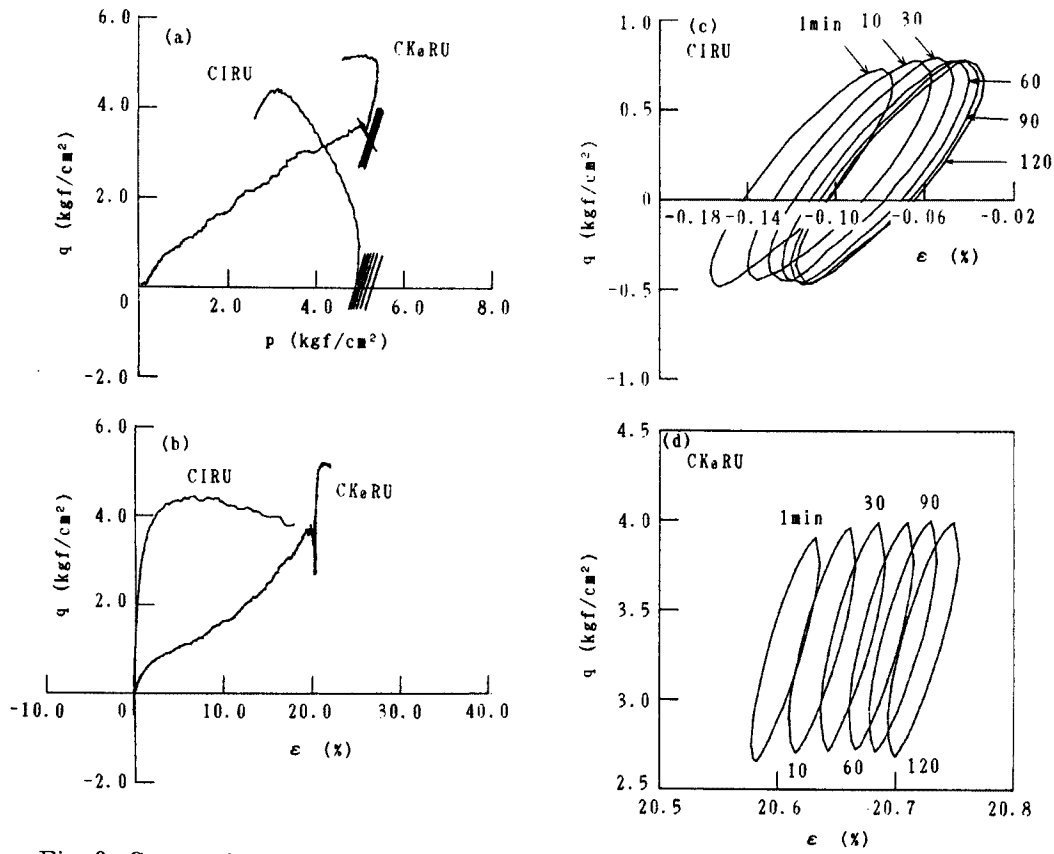


Fig. 3. Comparison of the results of triaxial vibratory test for cohesive soil with different stress history during consolidation.

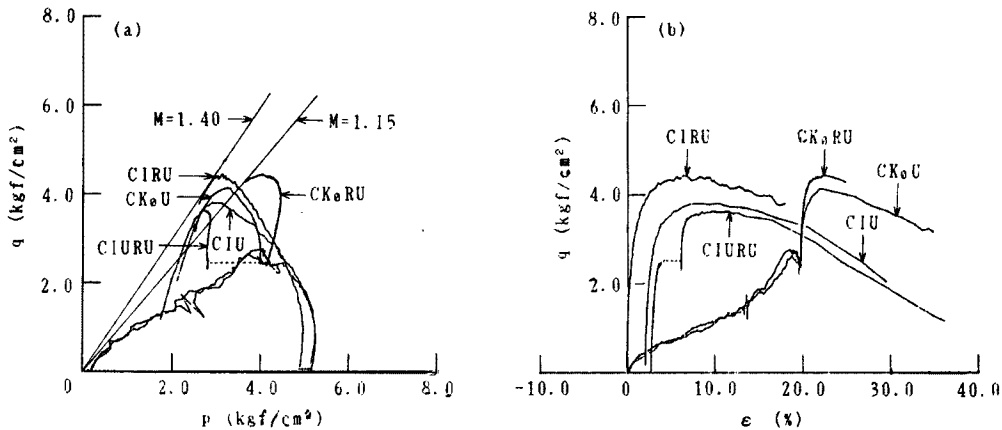


Fig. 4. Results of a series of triaxial tests for cohesive soil with different stress history during consolidation and undrained shear.

し 載荷 (3 Hz) の各時刻におけるものであり、ひずみレベルは両者とも片振幅で  $(3 \sim 4) \times 10^{-4}$  の次数である。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  $h = 24\%$  および  $26\%$  と計算される\*。ほぼ同一の平均有効主応力

\* 等価変形係数  $G$  の算出には、せん断応力として最大せん断応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ , せん断ひずみとして主ひずみ差  $\varepsilon_1 - \varepsilon_3 = 1.5 \varepsilon_1$  (ただし、ポアソン比  $\nu = 0.5$ ) を用いている。

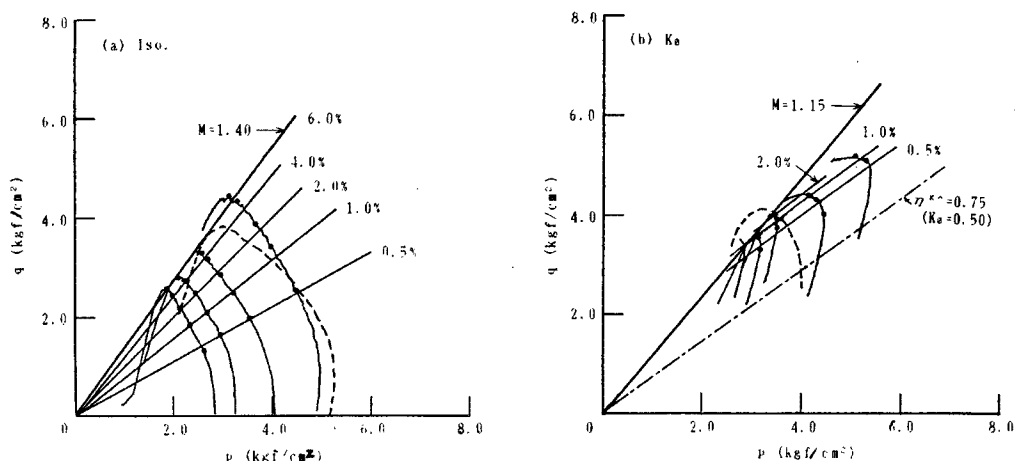


Fig. 5. Effective stress paths and equi-deviatoric strain lines during undrained shear.

に対して、減衰比は圧密時の応力履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。

#### 4. 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  $z$  に比例するということは、地層の密度  $\rho$  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 などがあげられ、Whitman<sup>13)</sup> は  $G$  についてそれを上記の順序で次のように表示した。

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

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、ひずみレベルを揃えたとき、砂質土では

$$G = Af(e)p^n \dots \dots \dots (3a)$$

また、粘性土では

$$G = A(t)(OCR)^k f(e)p^n \dots \dots \dots (3b)$$

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、

$$f(e) = \frac{(B-e)^2}{1+e} \quad (B: \text{定数}) \dots \dots \dots (4)$$

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<sup>14)</sup>。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<sup>15)</sup>の研究では、 $10^{-4} \sim 10^{-3}$  のひずみの範囲で  $n = 1/2 \sim 3/4$  をとると報告がある。

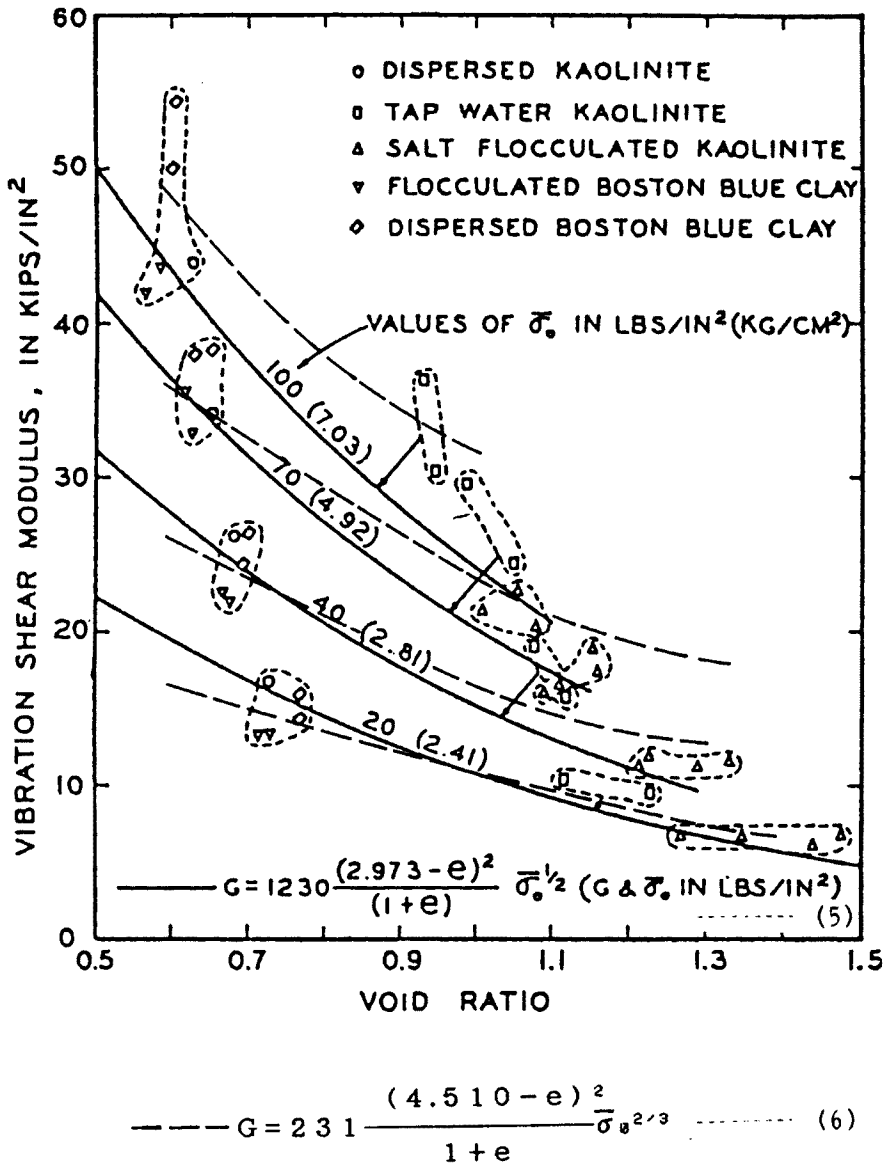


Fig. 6. Effect of void ratio on the dynamic rigidity (Hardin-Black).

Hardin と Black<sup>16)</sup> は Lawrence がカオリンとボストン青粘土の等方圧密試料に対して行なったパルス法による実験結果に対して Fig. 6 内の式 (5) を与え、これを実線で示した。しかし、必ずしも十分に合っているとはいえない。実線よりも図中の破線のほうがより適していると思われる。破線は式 (6) で与えられるが、このように Lawrence の実験結果に対しては、 $n = 1/2$  よりもむしろ  $n = 2/3$  が適当であろう。

本論文の対象である正規圧密粘性土に対しては、Hardin と Black<sup>16)</sup> 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 Wahls<sup>17)</sup> 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 (2) 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ようと結論している。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



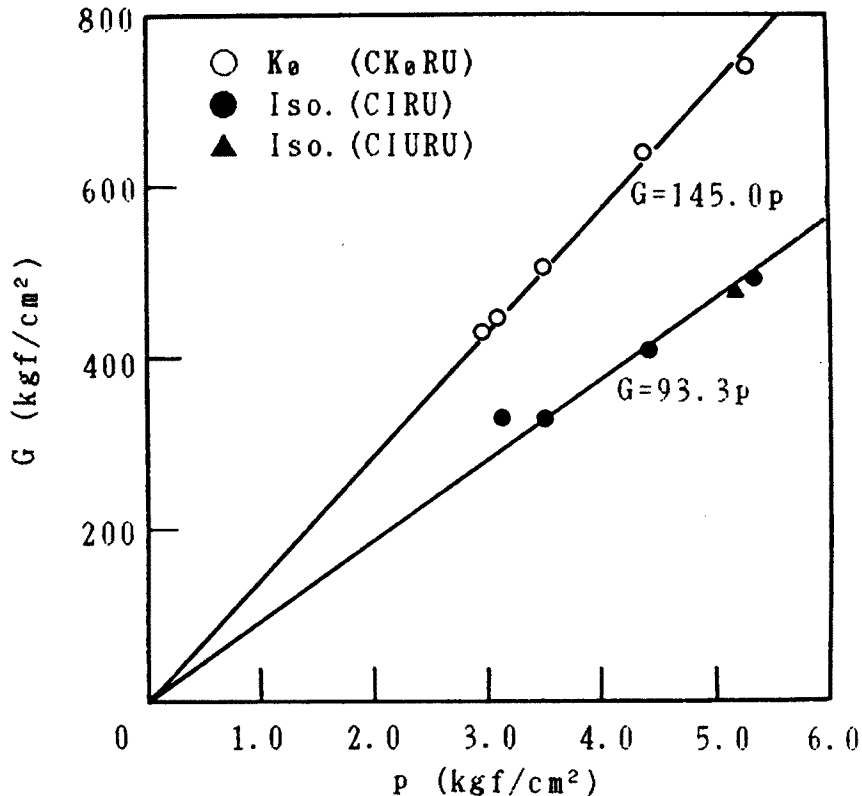


Fig. 7. Correlation between the dynamic rigidity and the mean effective principal stress.

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なったものではない。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と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、3. 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. 7 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. 8 はこの徳山粘土のほか、泉北沖積粘土 ( $G_s=2.67$ ,  $LL=40.3\%$ ,  $PI=21.1\%$ ,  $w=32.2\%$ ) 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

$$G=0.37 \frac{(33.1-e)^2}{1+e} p^{2/3} \dots\dots\dots (7)$$

が成立することがわかる。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. 9 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  $(3 \sim 4) \times 10^{-4}$  の次数であることを考慮すると、この結果は岩崎ら<sup>15)</sup>の砂質土に対する前述の実験結果 ( $n=1/2 \sim 3/4$ ) と一致し、さらに Fig. 6 に示した粘性土に対する Lawrence の微小振幅の実験結果 (式 (6) 参照) 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. 9 に見られるように、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。

Fig. 10 は等価減衰比 $h$ を $p$ に対してプロットしたものである。これより、減衰比については圧密履歴の影響や拘束圧依存性は顕著でないといえる。

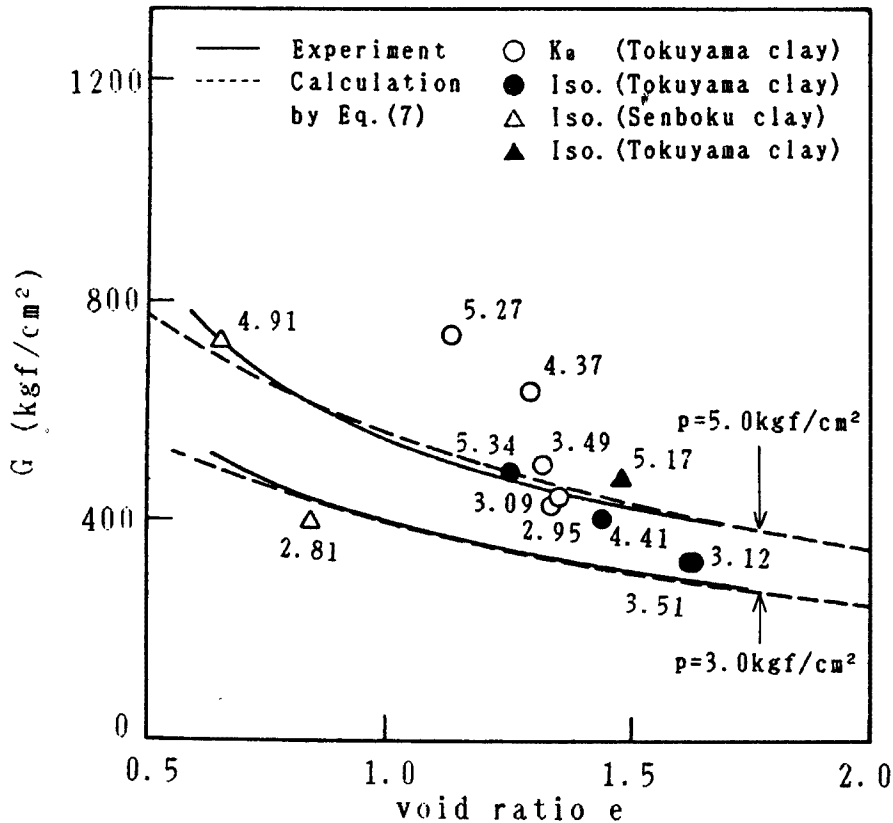


Fig. 8. Correlation between the dynamic rigidity and the void ratio of cohesive soil.

$K_0$  圧密という応力履歴をもつ粘性土の  $G$  が  $p$  にほぼ比例するという実験結果は、対象となるひずみレベルは異なるにせよ、2. で述べた現地地盤における PS 検層の結果と一致しており、自然地盤の動的応答を評価する上で異方圧密履歴の因子をとり入れることの重要性を示唆している。

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 (Ma 12 ~ Ma 6) (Fig. 1 参照) が、その入力基盤 (Ma 3) に十勝沖地震 (1968. 5. 16) のさいの八戸における記録程度の設計地震入力 (最大約 200 gal) をうけるとしたとき、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<sup>18)</sup>。

## 5. 結 論

本研究は、 $K_0$  圧密をう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。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)  $p = 3.0 \sim 5.3 \text{ kgf/cm}^2$  に対して  $\varepsilon = 15.0\% \sim 19.6\%$  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

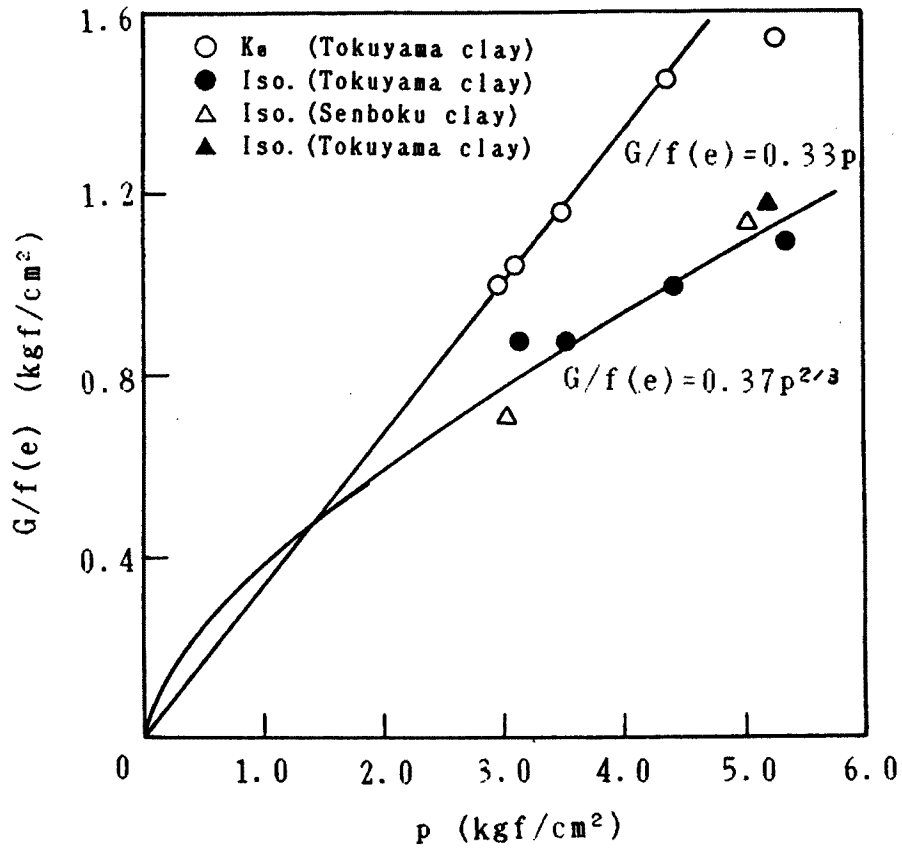


Fig. 9. Correlation between  $G/f(e)$  and the mean effective principal stress.

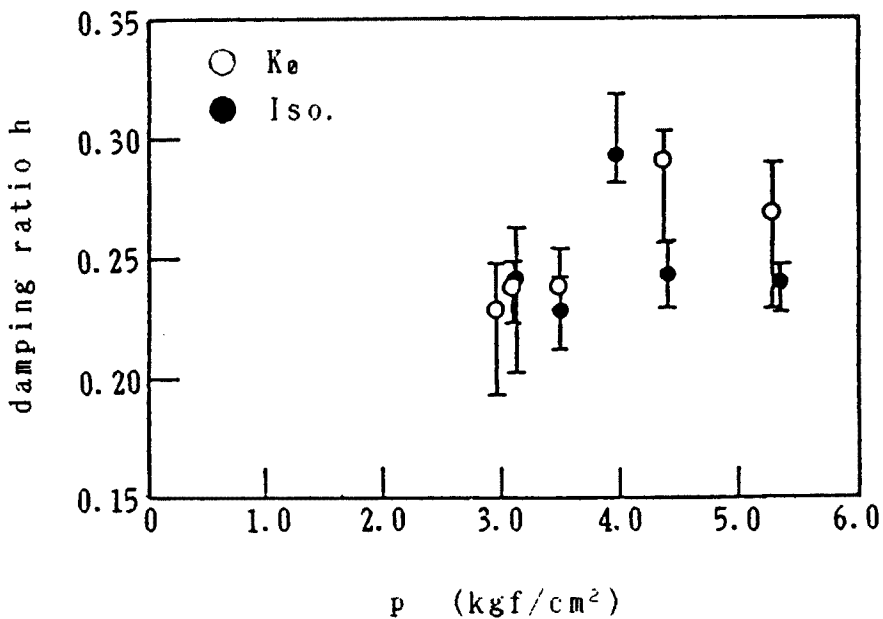


Fig. 10. Correlation between the damping ratio and the mean effective principal stress.

クリープ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) 繰返し載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載荷時のものと一致している。また、破壊時のひずみは  $K_0$  圧密試料のほうがはるかに大きい、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  $K_0$  圧密という応力履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  $K_0$  圧密試料のほうが約 1.5 倍の大ききとなる。
- 6) この動的変形係数の拘束圧および間隙比依存性も、圧密時の応力径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(7)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 検層の結果と合致している。

以上の結果は、いずれも異方圧密中に粘性土がうけるひずみ履歴、ことに偏差ひずみの累積が先行効果となり、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上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必要な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載荷を行う方法は、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所長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眞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の選定に関する研究」の援助に対しても謝意を表す。

#### 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)，1987，pp. 79-84.
- 2) 狐崎長琅・中西庄一：2 振源式漂遊型ゾンデによる S 波検層，秋田大学鉱山学部資源地質学研究所報告，No. 52，1987，pp. 25-48.
- 3) 中世古幸次郎他：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，1984，pp. 7-12.
- 4) Pender, M. J.: A Unified Model for Soil Stress-Strain Behaviour, Proc. 9th Intern. Conf. SMFE, Specialty Session 9, 1977, pp. 213-222.
- 5) Skempton, A. W. and V. A. Sowa: The Behaviour of Saturated Clays during Sampling and Testing, Geotech., Vol. 13, 1963, pp. 269-289.
- 6) Henkel, D. J. and V. A. Sowa: The Influence of Stress History on Stress Paths in Undrained Triaxial Tests on Clay, ASTM STP, No. 361, 1977, pp. 280-291.
- 7) Bjerrum, L.: Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays, SOA Report, Proc. 8th Intern. Conf. SMFE, Vol. 3, 1973, pp. 109-159.
- 8) 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，1975，

pp. 129 - 137.

- 9) Ladd, C.C. *et al.*: Stress-Deformation and Strength Characteristics, SOA Report, Proc. 9th Intern. Conf. SMFE, Vol. 2, 1977, pp. 421 - 494.
- 10) Nakase, A. and T. Kamei: Undrained Shear Strength Anisotropy of Normally Consolidated Cohesive Soils, Soils and Foundations, Vol. 23, No. 1, 1983, pp. 91 - 101.
- 11) Ampadu, S.I.K. and F. Tatsuoka: 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, 1988, pp. 532 - 533.
- 12) 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, 1972, pp. 243 - 259.
- 13) Whitman, R.V.: Some Considerations and Data Regarding the Shear Strength of Clays, Proc. Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 581 - 614.
- 14) Kokusho, T. *et al.*: Dynamic Properties of Soft Clay for Wide Strain Range, Soils and Foundations, Vol. 22, No. 4, 1982, pp. 1 - 18.
- 15) 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, 1977, pp. 1 - 46.
- 16) Hardin, B.O. and W.L. Black: Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay, Proc. ASCE, SM 2, 1968, pp. 353 - 369; Closure—SM 6, 1969, pp. 1531 - 1537.
- 17) Marcuson, W.F. III and H.E. Wahls: Time Effects on Dynamic Shear Modulus of Clays, Proc. ASCE, SM 12, 1972, pp. 1359 - 1373.
- 18) 赤井浩一・田村 武・前河 泉: 海底地盤の動的応答特性と沖合構造物の耐震安定解析, 京大防災研究所年報, No. 31 B-2, 1988, pp. 177 - 191.