動荷重下における過圧密粘土の強度特性

八 木 則 男・行 友 浩

STRENGTH CHARACTERS OF OVERCONSOLIDATED CLAY UNDER OSCILLATING LOAD

By *Norio* YAGI and *Hiroshi* YUKITOMO

Synopsis

This is a report on dynamic strength characters of clay obtained by the triaxial oscillating compression testing apparatus in which the ambient pressure (σ_3) and axial one ($\sigma_1-\sigma_3$) can be controlled seperately so as to oscillte in any same frequency and in each optional amplitude. Undrained triaxial compression tests were carried out on normally consolidated and overconsolidated clay under conditions that the mean ambient pressure σ_3 was kept constant and the mean axial one ($\sigma_1-\sigma_3$) was increased stepwisely, while axial pressure amplitude was kept constant 0, 0.2, 0.6, 1.0 kg/cm^2, which is twith of ambient one, and frequency is held constant 10c. p. s. for all tests.

From these tests following qualitative results are obtained.

(1) The dynamic shear strength decreases with the increase of pressure amplitude.

(2) The decrease of shear strength are caused by the behaviour of pore water pressure under the oscillating pressure for the clay of which the true cohesion is negligibly small.

(3) Change of the true angle of internal friction by oscillating pressure is very small except for the case in which the pressure amplitude is considerablly large compared with the static strength.

1. ま え が き

構造物の基礎となるべき地盤は静荷重の他に種々の動的荷重，例えば地震力，交通荷重，機械振動荷重などを受ける場合がある。このような動荷重を受けた地盤の挙動を究明するには動荷重下における土の力学的性質が静荷重の場合に比べいかに変化するかを調査しなければならない。この力学的性質のうちで強度について考える。破壊は静荷重の下では Hvoslev-Coulomb の規準に従うものとすると次式で示される。

$$\tau_f=c_e+(\sigma-u)\tan\phi_e,\quad \sigma-u=\sigma'$$

ここに τ_f は破壊時におけるセン断強さ，c_e は真の粘着力，σ は全応力，u は間ゲキ水圧，σ' は有効応力，ϕ_e は真の内部摩擦角である。したがって動荷重を受けた場合のセン断強度の変化は c_e, ϕ_e, σ' の変化に依存する。

動態時のセン断強度に関する研究は従来よりなされてきた。例えば，H. B. Seed, 他[1)2)3)] は各種の土に対して繰り返し試験を行ない，間ゲキ水圧の挙動に注目しながら，静的試験と比較し，静的試験結果から土の動的強度を推定しようとしている。また J. Folque[4)] は突固め不飽和土に対して動的三軸試験を行ない，動的強度は側圧の振動より軸圧の振動の影響が大きいことを示し，振動数の増加にともない強度が減少

することを得ている。

以上の他にも種々の研究がなされているが動態時の土の挙動は複雑なため，これらの問題を解決するにはまだ基礎資料が不充分であるように思える。そこで，本文では粘性土が振動荷重を受けた場合の強度の変化を側圧，軸圧を別個に振動させることのできる三軸試験機により調べた結果を報告する。

2. 実験装置，試料

実験装置は防災研究所地盤災害研究室で試作した側圧および軸圧を別個に振動させることのできる振動三軸試験機[5]である。なお三軸セルの一部を改良した。それは **Fig. 1** の点線の丸で範んだところで，間ゲキ水圧測定用の圧力ヘッドを供試体の直下におき，供試体と圧力ヘッドの距離を短くして正確な間ゲキ水圧を測定できるようにした。またピストンと軸受けの間の摩擦を減少させるため，軸受けを回軸するようにした。

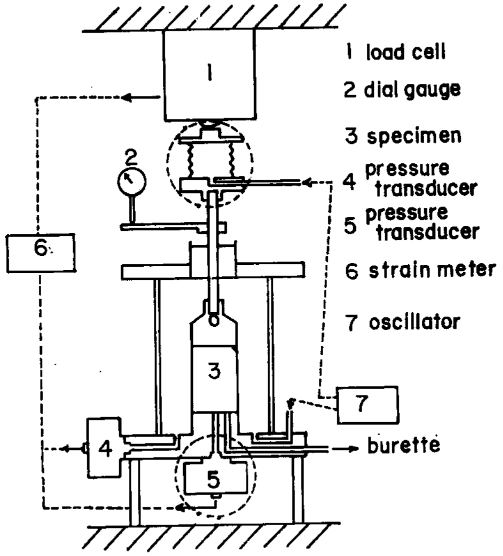

Fig. 1 Triaxial cell.

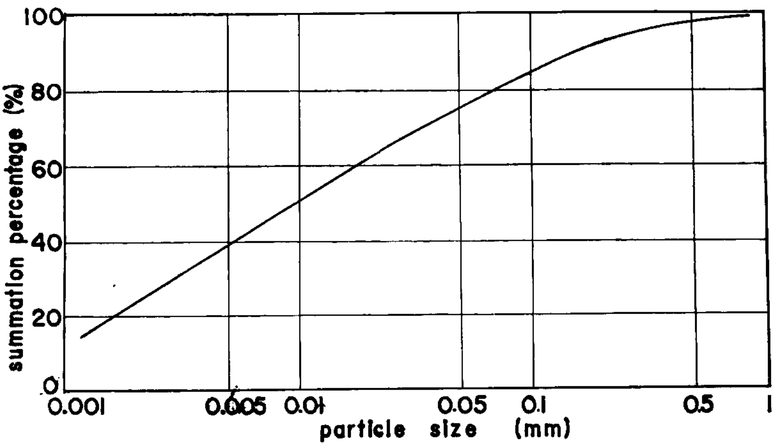

Fig. 2 Particle size distribution curve.

間ゲキ水圧，側圧，軸力は圧力ヘッドおよびロードセルにより電磁オッシログラフに自記させた。軸方向変形および体積変化はダイセルゲージおよびビューレットにより測定した。

試料は防災研究所宇治川水理実験所内の地下3～4 m で採取した粘土でその物性および粒度分布曲線は **Table 1** および **Fig.2** に示されている。

Table 1 Physical properties of clay.

specific gravity	2.73
liquid limit	43%
plastic limit	25%

3. 実験条件

実験条件を例記するとつぎのようである。

（1）試料を三軸セルの中で等方圧力により正規または過圧密状態にしたのち，平均の側圧 $\overline{\sigma_3}$ を一定にして平均主応力差 $(\overline{\sigma_1-\sigma_3})$ を増加させる非排水セン断試験を行なった。

（2）主応力差 $(\sigma_1-\sigma_3)$ の載荷方法は **Fig. 3** に示すように，$(\overline{\sigma_1-\sigma_3})$ を段階的に増加させる応力制御方式である。その一段階の大きさは破壊時の主応力差の 1/13～1/15 である。また一段階の載荷時間は10分

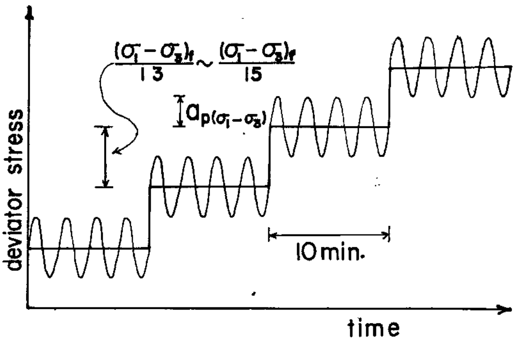

Fig. 3 Testing condition.

Table 2

	pressure amplitude / σ_c consolidation pressure	$\frac{kg}{cm^2}$ 0.2	0.6	1.0	static 0
normally consolidation	2.0 kg/cm²		N2—0.6	N2—1.0	N2—0
	3.0	N3—0.2	N3—0.6	N3—1.0	N3—0
	overconsolidation ratio				
over-consolidation	4		04—0.6	04—1.0	04—0
	6	06—0.2	06—0.6	06—1.0	06—0

である。試験中は軸圧力および側圧の圧力振巾 $a_{p(\sigma_1-\sigma_3)}$ および $a_{p\sigma_3}$ は一定である。

（3）$a_{p(\sigma_1-\sigma_3)}/a_{p\sigma_3}=2$ である。

（4）行なった試験は **Table 2** に示すもので，表中の記号は試験記号である。

（5）すべての試験において，振動数 f は 10 c. p. s. である。

（6）与えた Back pressure の大きさは 1.0 kg/cm² である。

（7）供試体の大きさは高さ 8.0 cm，直径 3.65 cm の円柱形である。

4. 実験結果および考察

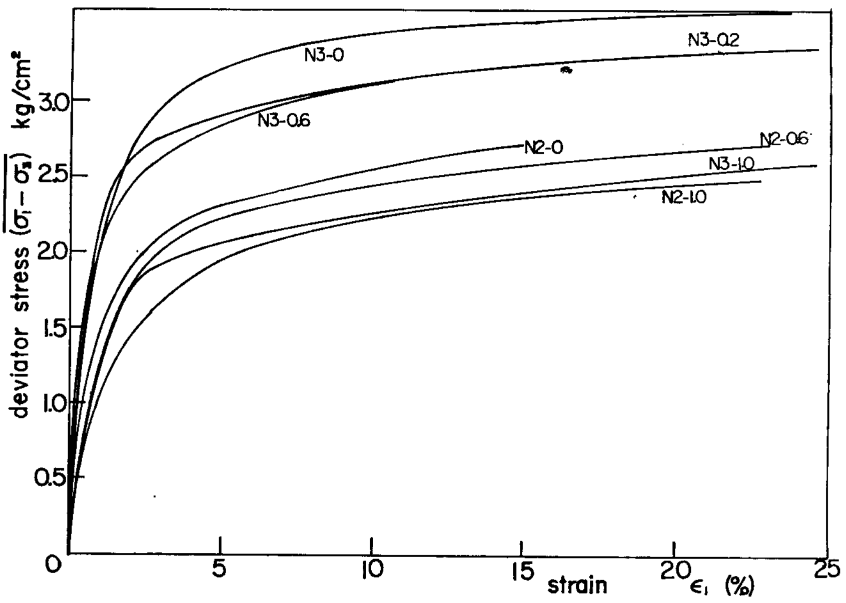

Fig. 4 Stress-strain curve for normally consolidated clay.

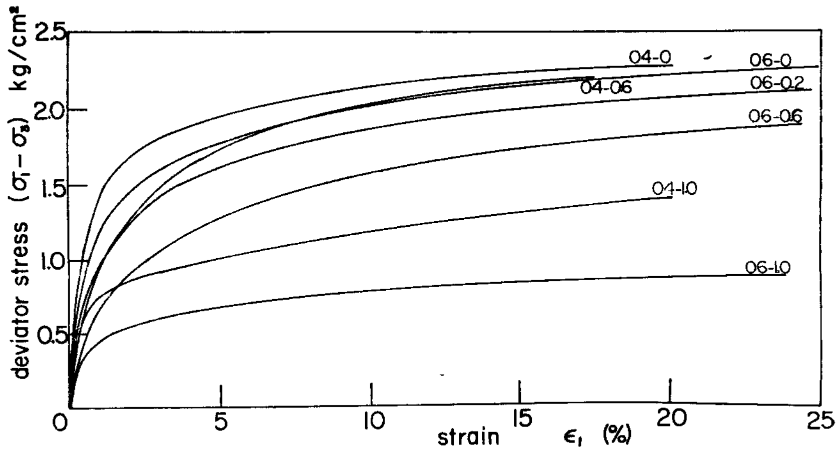

Fig. 5 Stress-strain curve for overconsolidated clay.

各供試体について行なった試験の結果から得られた応力～ヒズミ曲線を示すと正規圧密状態（以下 N.C. と略する）に対して **Fig. 4**, 過圧密状態（以下 O.C. と略すする）に対して **Fig. 5** のようになる。各圧密状態で圧力振巾が大きくなるにしたがって，主応力差の最大値は小さくなっていることがわかる。したがって，振動荷重が作用すると強度の低下が起る。それを示すためにセン断強度 $\tau_f(=(\sigma_1-\sigma_3)_f/2)$ を圧力振巾 $a_{p(\sigma_1-\sigma_3)}$ に対して示すと **Fig. 6** のようになる。これより強度低下は圧力振巾とともに大きくなると同時にはげしくなっている。また N.C. では静態時の強度が大きいものすなわち圧密圧力が大きいものほど強度低下が大きい。一方，O.C. では圧力振巾が小さい範囲ではあまり強度低下がないのに対し，$a_{p(\sigma_1-\sigma_3)}$ がある値を越えると急激に強度低下が起るようである。しかし静態時の強度が大きければ振動荷重による強

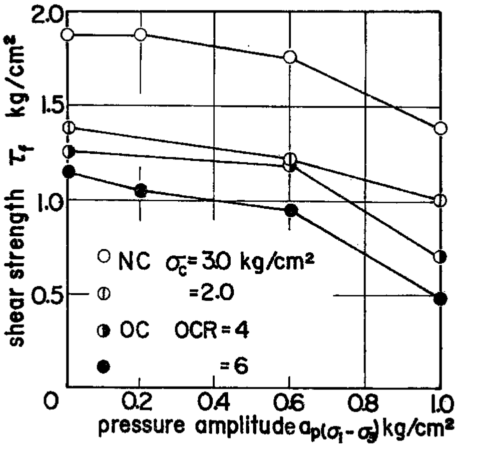

Fig. 6 Variation of shearing strength versus pressure amplitude

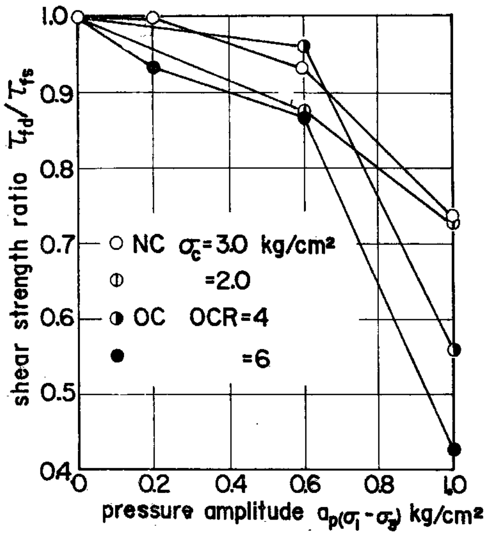

Fig. 7 Variation of ratio of dynamic strength to static one versus pressure amplitude.

度低下も大きいと考えられるので静態時の強度 τ_{fs} で動態時の強度 τ_{fd} を除したものと圧力振巾の関係を示すと **Fig. 7** のようになる。τ_{fd}/τ_{fs} で強度低下を比較すると，N. C. の場合は **Fig. 6** の場合とは逆に τ_{fs} が大きいほど（すなわち圧密圧力が大きいほど）強度低下が小さく，また O.C. の場合でも τ_{fs} が大きいほど（過圧密比 O.C.R. が小さいほど）強度低下は小さい。

上述の強度低下の原因について考えてみる。動態時においても Hvorslev-Coulomb の破壊規準が成立するものとして次式が成立するものとする。

$$\tau_f=c_e+(\sigma-\bar{u})\tan\phi_e \quad \cdots\cdots(1)$$

ここに c_e：真の粘着力，σ：平均の全応力，$\bar{u}$：平均の間ゲキ水圧，ϕ_e：真の内部摩擦角。ここで用いた平均とは各応力はある振巾をもっているが，その最大値と最小値の平均のことである。強度低下の原因は振動荷重による（1）c_e の減少，（2）ϕ_e の減少，（3）$\bar{u}$ の上昇すなわち有効応力の減少である。これらの原因について調べるため，$(\sigma_1'+\sigma_3')/2$ に対し $(\sigma_1-\sigma_3)/2$ をプロットしたのが **Fig. 8** である。この図によると $a_{p(\sigma_1-\sigma_3)}=0$（静態時）の点は N.C. および O.C. を問わずほぼ原点を通る直線上にある。したがってこの粘土の c_e が無視できるほど小さい。また a_p がゼロでない点もほぼ a_p がゼロである場合の原点を通る直線上にあるので，ϕ_e の値は振動圧力によってほとんど影響を受けないことが推察される。しかし O.C.R. =6 で $a_{p(\sigma_1-\sigma_3)}=1.0\,\mathrm{kg/cm^2}$ の場合の値はやや小さくなっているから，これは静態時の強度に比

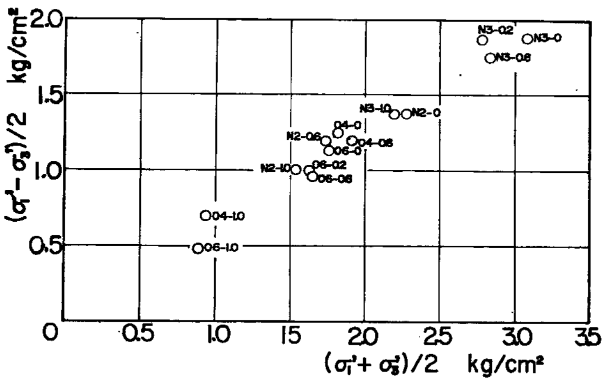

Fig. 8 Relationship between strength and normal stress at failure.

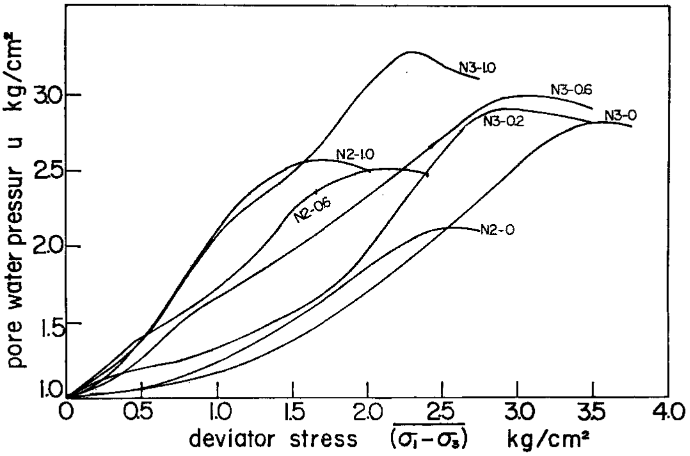

Fig. 9 Pore pressure-deviator stress curve for normally consolidated clay.

べ圧力振巾がかなり大きくなると ϕ_e の値にも振動の影響があるであろうことを示している。しかし今回行なった実験条件の範囲ではこの結論を出すことはできない。また c_e に およぼす 振動圧力の影響についても c_e がゼロであるため究明することが不可能であった。したがって，強度低下の主な原因は上述の（3）の間ゲキ水圧の上昇であると思われる。そこで間ゲキ水圧の挙動について調べるために，間ゲキ水圧と平均の主応力差 $(\overline{\sigma_1-\sigma_3})$ の関係を $a_{p(\sigma_1-\sigma_3)}$ をパラメーターにして示すと，N. C. に対して **Fig. 9**, O. C. に対して **Fig. 10** のようになる。間ゲキ水圧は N. C. の場合はその変化量も大きく，$a_{p(\sigma_1-\sigma_3)}$ が大きくなるにしたがって明確に間ゲキ水圧は大きくなっている。一方，O. C. の場合はその変化量が小さいので，計器の精度も問題があり，圧力振巾に対する傾向も明らかでないが，例えば O. C. R. =6 の場合についてみると，静態時の間ゲキ水圧は減少の方向に発生しているにもかかわらず振動圧力が作用すると徐々に増加の方向に推移することがわかる。また O. C. R. =4 の場合も同様に圧力振巾の 増加とともに間ゲキ水圧も 大きくなっている。したがって，O. C. の場合は振動圧力による間ゲキ水圧の変化は静態時に発生した間ゲキ水圧の方向に進むのではなく，N. C. の場合と同様に増加の方向に進む。ゆえに N. C.，O. C. いずれの場合

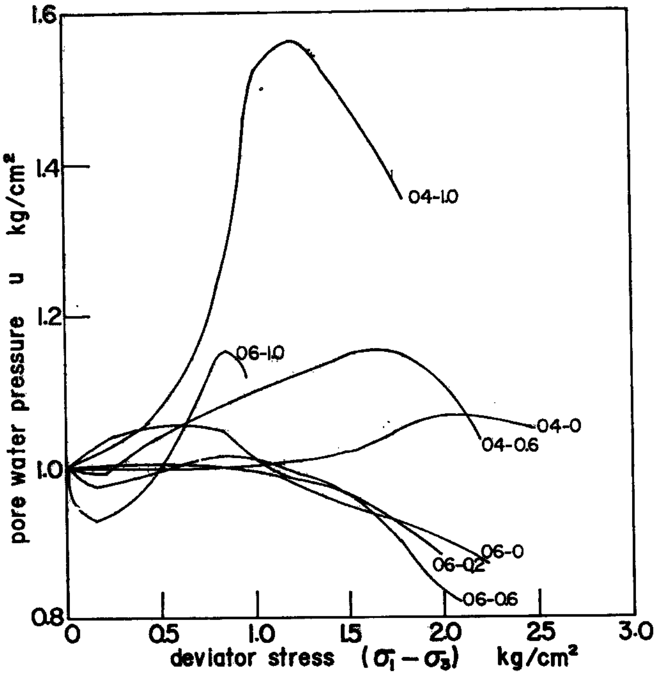

Fig. 10 Pore pressure-deviator stress curve for overconsolidated clay.

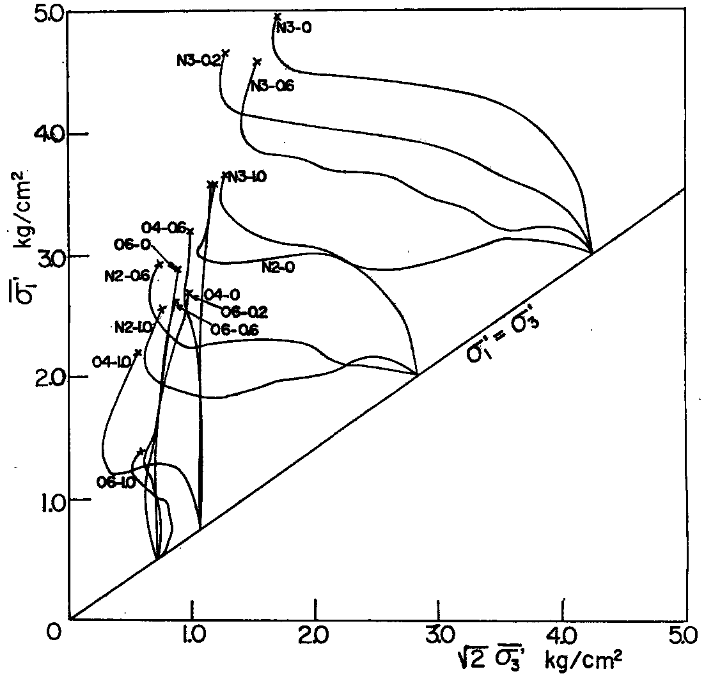

Fig. 11 Effective stress path.

も間ゲキ水圧が強度低下の原因をなしていることがわかる。さらに間ゲキ水圧の影響を一層明確にするために，各試験についての有効応力の径路を示すと **Fig. 11** のようになり，間ゲキ水圧による強度低下の様子がよくわかる。しかしここでは振動圧力の影響を平均の応力で調べてきたが，このような表示法が妥当であるかは問題である。ただ今回は用いた試料が現地から採取したもので，供試体の間にかなりの含水比の変化があったため，定量的な取り扱いは避け，定性的な結果のみを述べた。

5. あとがき

本文では振動荷重を受けた粘土の強度について実験的な研究を行ない，つぎのような定性的結果を得た。

（1）振動荷重を受けると粘土の強度は低下する。その低下の割合は圧力振巾が大きくなるにしたがって激しくなる。特に過圧密粘土の場合はそれが顕微である。

（2）上述の強度低下の主な原因は間ゲキ水圧が振動荷重によって上昇することにある。

（3）真の内部摩擦角 ϕ_e はほとんど変化しない。ただ静態時の強度に対して圧力振巾がかなり大きくなると ϕ_e にも影響を与えるようであるが，今回の実験条件の範囲では結論は得られなかった。

今回は粘土の真の粘着力 c_e がゼロであったため，c_e が振動圧力により受ける影響については調べることができなかった。今後さらに試料や実験条件を種々変化させることにより，粘土が振動圧力を受けた場合の強度低下の原因を究明するつもりである。

終りにではあるが，この研究を進めるにあたり，御指導下さった村山朔郎博士に感謝いたします。

参　考　文　献

1) H. B. Seed and C. K. Chan, "Clay Strength under Earthquake Loading Conditions", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, No. SM6, Nov. 1966, pp. 53—78.

2) H. B. Seed and K. L. Lee, "Liquefaction of Saturated Sand during Cyclic Loading", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, No. SM6, Nov. 1966, pp. 105—134.

3) K. L. Lee and H. B. Seed, "Dynamic Strength of Anisotropically Consolidated Sand", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, No. SM. 5, Sep. 1967, pp. 169—190.

4) J. Folque, "Dynamic Triaxial Tests of Compacted Unsaturated Soils", Proc. of the 6th Int. Conf. on S. M. F. E., Vol. I, 1965, pp. 217—220.

5) 村山朔郎，八木則男，小沢良夫，石崎肇士："土の振動三軸試験"，第10回土質工学会シンポジウム論文集，昭和40年11月，pp. 131—135.