

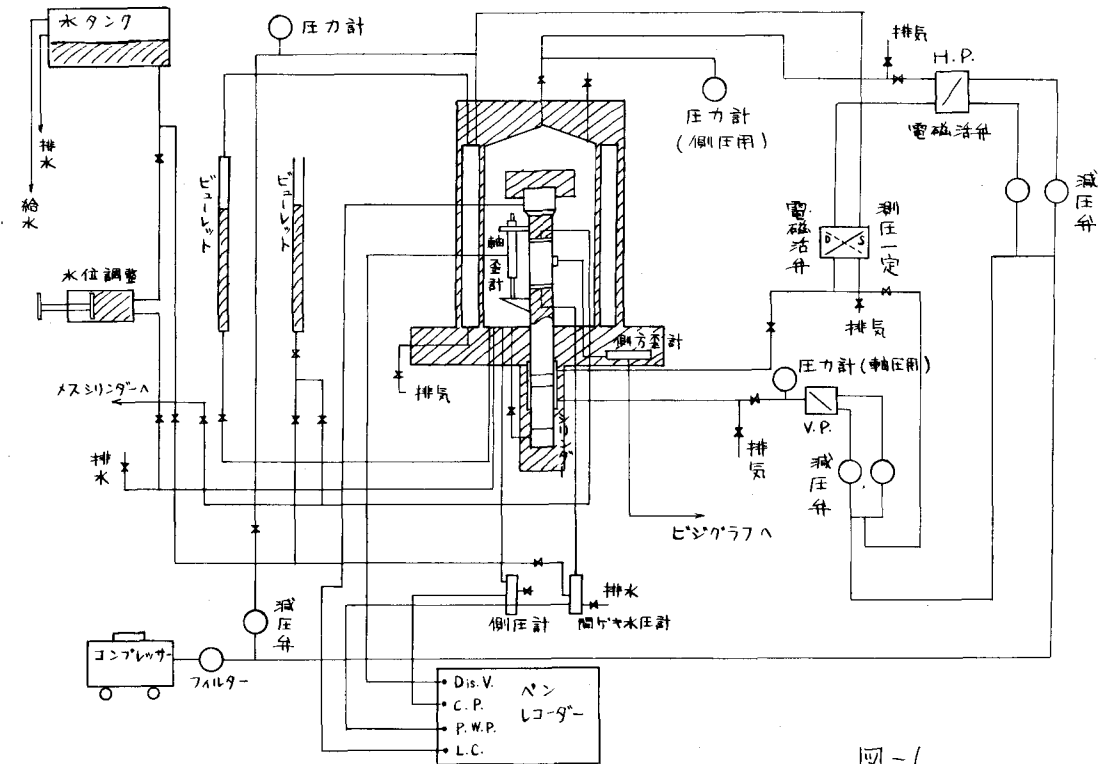
徳島大学工学部 正員 小田英一
 徳島大学大学院 学室員 高橋政一

[1] まえがき

繰返し応力を受ける粘性土は、攪乱作用を受けて静的強度に比べて強度低下があるといわれている。繰返し応力を受ける土のせん断強度を求めらるにあたって、従来多くの振動三軸圧縮試験は供試体に対して軸方向応力のみ、あるいは側圧のみを振動的に加えながらせん断するので、供試体中の潜在すべり面に作用する合成振動力の方向はそのすべり面と一致せず、動的強度の決定が非常にあいまいとなる欠点があった。柴田、行友¹⁾の研究はこの点に注目して砂について軸方向圧力と側圧とを同時に周期的に変化させながら排水状態での三軸試験を行うもので、両方の振動圧力を制御することによって振動中の合成振動応力の傾きをモビライズされる内部摩擦角に一致せしめ、単一の破壊包絡線と容易に見出した。しかしながら飽和粘性土の非排水状態での繰返し三軸試験では生ずる間隙水圧を予想できないので、このような応力状態になるよう制御することは困難であるが、このような状態に近づけて動的強度を求めらる必要がある。このことについて実験的に研究したことについて述べる。

[2] 実験装置と供試体

実験装置は坂田式TZ-117繰返し三軸圧縮試験機を用いた。実験装置の系統図を図-1に示す。



荷重の加え方は電氣的に制御された電磁三方弁によって、壓縮空氣がシリンダーと三軸セル内を交互に送入送出され、それに伴うピストンと側液の断続的な作動によって、供試体に所定の繰返し応力を受けることになる。繰返し応力の波形は矩形波の状態となっている。

使用した土の粒度分析結果は砂分 5.1%, シルト分 69.5%, 粘土分 25.4% でシルト質粘土ロームであつて、 $L.L.=38.6\%$, $P.L.=23.0\%$, $I_p=15.6\%$ で、 $G_s=2.767$ である。この土を含水させて試料作成箱に入れ圧密して得られた土の含水比は 35%, 間隙比は 0.945 のものを供試体とした。供試体の寸法は直径 5cm, 高さ 12cm の円筒形のものであり、供試体上の載荷板は試料直径と同じ直径の内筒状のもので圧力計に直接接続しているため、鉛直圧 σ_1 を直接に測定できるものである。

[3] 実験方法

繰返し三軸圧縮試験において σ_1 : 鉛直方向圧力, σ_3 : 側液圧, σ_{1d} : 鉛直方向振動応力, σ_{3d} : 側液圧の振動応力とすれば、砂の排水試験において側液圧と軸圧とを振動的に変化せしめた場合には、合成された振動力の方向が図-2(c) に矢印で示されたように常に θ と一致せしめる操作を行う。 θ なる角度は土のモビライズされた内部摩擦角 ϕ'_0 と $\tan \theta = \sin \phi'_0$ によって関係づけられる値である。しからばモビライズされた ϕ'_0 によってきまる土塊内の面上に、その面にたてた垂線と ϕ'_0 の傾きで合成振動応力が作用することと同義である。故に

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{\sigma_{1d}}{\sigma_{3d}} = \frac{\sigma_1 \pm \sigma_{1d}}{\sigma_3 \pm \sigma_{3d}} \quad \dots \dots (1)$$

となるから、せん断試験において ε_1 三軸方向ヒズミとすれば、動態時の応力～ヒズミ曲線において $\frac{\sigma_1}{\sigma_3} \sim \varepsilon_1$ 曲線を描けば静態時のものと同様、振幅をもたない曲線が描かれる。せん断試験の σ_1 の増加のしかたは応力制御式であるので図-3

に示すように $\sigma_3 = \text{const.}$ として σ_1 を増加するが、 Δt 時間 Δt で $\Delta \sigma_1$ を段階的に増加する。従つて一つの実験では σ_{3d} を一定に保つて(1)式を満足するように σ_{1d} を増加させることとする。さうして各 σ_1 の応力段階で図-3に示す矩形波の振動応力を与えた。

この矩形波の最大軸圧を σ_{1u} , 最小軸圧を σ_{1L} とする。しかしながら今回の研究は粘性土であり、非排水状態で試験を行うので間隙水圧が発生するが、これを予想できないのでこの場合も一応上述の方法を単用することとする。但し粘性土であるので非排水状態の繰返し三軸圧縮試験を行う前に 24 時間 σ_3 の側液圧で圧密

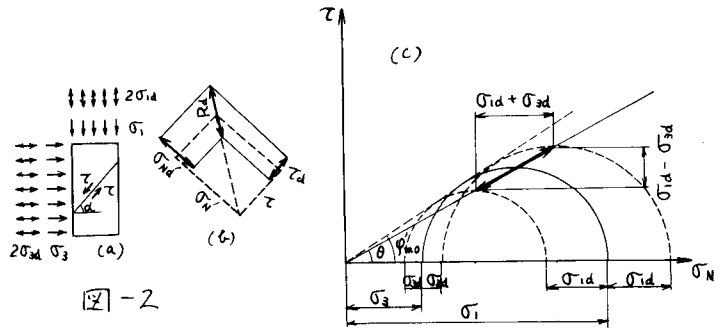


図-2

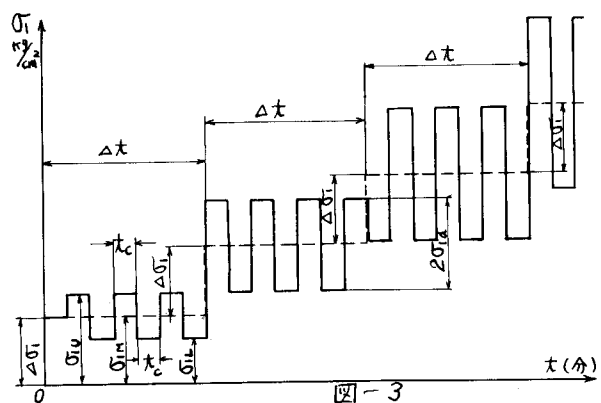


図-3

ますることとした。これにより一次圧密を完了したこととなる。繰返し三軸圧縮試験の各系列の試験ではそれぞれ $\sigma_3 = 0.5, 1.0, 1.5 \text{ kg/cm}^2$ とし、このそれぞれにおいて $\sigma_{3d} = 0.1, 0.2, 0.3 \text{ kg/cm}^2$ とした組合せの試験で9系列の試験を行うこととなる。 σ_1 を段階的に増加する一般階の載荷時間 $\Delta t = 10$ 分ととり、一般階の σ_1 の増分 $\Delta \sigma_1$ のとり方は $\Delta \sigma_1 / \Delta t = 0.01 \text{ kg/cm}^2/\text{min}$ とするようにした。矩形波の時間幅 $t_c = 20$ 秒とした。(図-3参照)

[4] 実験結果及びその考察

粘性土の繰返し三軸圧縮試験では(1)式を適用するとき、 σ_1, σ_3 は全応力としたが、この場合は非排水状態であるから間隙水圧が発生する。 $\tan \theta = (\sigma_{1d} - \sigma_{3d}) / (\sigma_{1d} + \sigma_{3d})$, $\sin \varphi'_m = (\sigma'_1 - \sigma'_3) / (\sigma'_1 + \sigma'_3)$ とするとき $\tan \theta = \sin \varphi'_m$ の条件が満足されない。すなわち図-2の矢印の状態とならない。 σ_{1u} のときの間隙水圧を u_u , σ_{1L} のときの間隙水圧を u_L とすれば、図-4に示すように

$$\tan \theta' = \frac{\sigma_{1d} - \sigma_{3d}}{\sigma_{1d} + \sigma_{3d} - (u_u - u_L)} \quad \dots (2)$$

として θ' を定義し、 $\tan \alpha = \tan \theta' - \tan \theta$ とし

て α を定義して、間隙水圧の影響をみることとする。

図-5には $\sigma_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{3d} = 0.3 \text{ kg/cm}^2$ の場合の $\sigma'_1 / \sigma'_3 \sim \varepsilon_1$ 曲線、 $\tan \alpha \sim \varepsilon_1$ 曲線、

間隙水圧 $u \sim \varepsilon_1$ 曲線を例として示す。

$\sigma'_1 / \sigma'_3 \sim \varepsilon_1$ 曲線は σ_{1L} の場合と σ_{1u} の場合とは破壊時の ε_1 の値が多少ず

れていて、両曲線は一致していないのは間隙水

圧の生じている原因によるもので、その両曲線

の σ'_1 / σ'_3 の差の大きなる ε_1 の所で $\tan \alpha$ が最大値を

示している。さうして σ'_1 / σ'_3 の最大の ε_1 の値より

も $\tan \alpha$ の最大の ε_1 の値が小となっていて、ま

た間隙水圧の最大の ε_1 の値は更に小となってい

る。間隙水圧は u_u が u_L より大となっていて、

σ'_1 / σ'_3 の値は σ_{1L} の場合が σ_{1u} の場合より大

となっている。他の σ_3, σ_{3d} の場合もおおむねこ

のような傾向を示している。 $\tan \alpha$ の値を $\sigma_3,$

σ_{3d} の各場合について表-1に示しているよう

に $0.03 \sim 0.078$ の間の値を示して比較的小さ

な値となっているが、 σ'_1 / σ'_3 の値の σ_{1L} の場合と σ_{1u}

の場合の差は最大のものが 24.5% を生ずる場

合 ($\sigma_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2, \sigma_{3d} = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ の場合)があつて、かな

りな差を生ずるものもあつた。

τ_m : octahedral shearing stress, τ_m : octahedral

shear strain, e_s : 容積変化率とすれば、

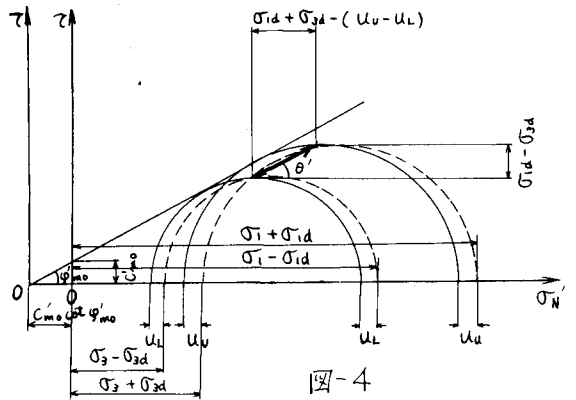


図-4

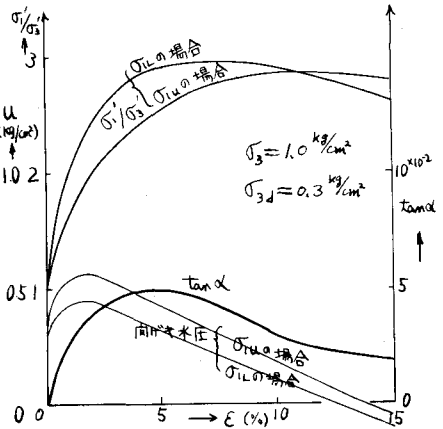


図-5

表-1 $\tan \alpha$ の値

σ_3 (kg/cm ²)	$\sigma_{3d} = 0.1 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_{3d} = 0.2 \text{ kg/cm}^2$		$\sigma_{3d} = 0.3 \text{ kg/cm}^2$	
	最大値	破壊変	最大値	破壊変	最大値	破壊変
0.5	0.047	0.041	0.058	0.047	0.040	0.037
1.0	0.051	0.051	0.061	0.055	0.048	0.037
1.5	0.078	0.076	0.031	0.031	—	—

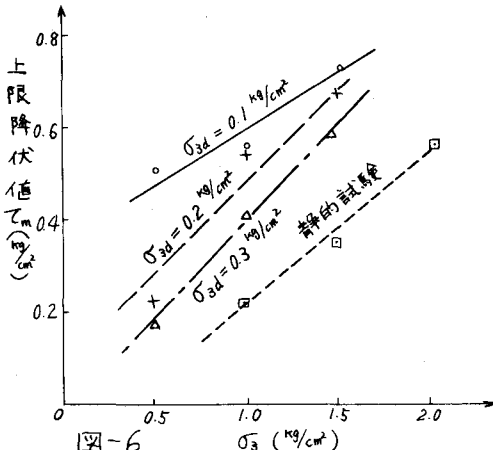


図-6

$\sigma_m = \frac{\sqrt{2}}{3}(\sigma_1 - \sigma_3)$, 非排水試験であるから $e_s = 0$ で,
 $\sigma_m = \frac{\sqrt{2}}{3}(3\sigma_3 - e_s) = \frac{\sqrt{2}}{3}\sigma_3$ となる。応力制御方式の繰返し
 三軸試験を行っていているから, $\log_{10} \sigma_m \sim \log_{10} \sigma_m$ 曲線の
 折点より σ_m で表わした上降伏値を表示して図
 -6となる。この図に静的試験結果を表示している

$\sigma_3 = 2.0$ 程度の矩形波の繰返しでは静的試験の場
 合より上降伏値 σ_m が大となり硬化現象をおこして
 いる。また σ_3 が大となるに従って上降伏値 σ_m が大と
 なっている。

次にせん断強度の全応力解析の粘着力 c と内部摩擦
 角 ϕ の関係は図-7に示す。 σ_{3d} が大になると ϕ は
 大となり, c は小となる傾向があり, 静的試験と比較
 すれば $\sigma_{3d} = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ の場合は c は大で, ϕ は小となり,
 $\sigma_{3d} = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ 以上の場合は c が小で ϕ が大となっ
 ている。 $\sigma_{3d} = 0.1 \text{ kg/cm}^2$ の場合は σ_{1u} の応力レベルの方が σ_{1L}
 の応力レベルの方より c は大となり ϕ は小となっ
 ている。全体としてみた場合 $c \sim \phi$ の関係は真線の曲線で

表わされたと考えられる。表-2に有効応力解析の場合のせん断強度を
 示しているが, 繰返し三軸圧縮試験では粘着力 $c' = 0$ で, 内部摩擦角 ϕ' は σ_{3d} の値にかかわらず約 30° となっ
 ている。静的試験の場合は ϕ' は多少小となっていて, $\phi' = 26.8^\circ$ で, 粘着力は零でなく $c' = 0.162 \text{ kg/cm}^2$ となっ
 ている。図-8には $\sigma_3 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{3d} = 0.3 \text{ kg/cm}^2$ の場合のレンダリツクの応力径路を
 表わしている。これによれば σ_{1u} と σ_{1L} の場合の対応せる真直線は初期は原点を通らず, 破壊状態近くではやや原点を
 通ることになっているが, これは同降圧の影響によるものであると考えられる。さうして応力径路は初
 期は正規圧密状態で, 後半は過圧密状態の応力径路をとることになっている。

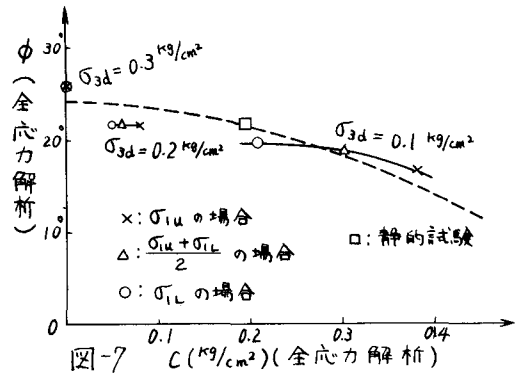


図-7

表-2 有効応力解析のせん断強度

側圧振幅		σ_{1u} の場合	$\frac{\sigma_{1u} + \sigma_{1L}}{2}$ の場合	σ_{1L} の場合
$\sigma_{3d} = 0.1 \text{ kg/cm}^2$	粘着力 c' (kg/cm^2)	0	0	0
	内部摩擦角 ϕ' ($^\circ$)	29.0	29.0	29.1
$\sigma_{3d} = 0.2 \text{ kg/cm}^2$	粘着力 c' (kg/cm^2)	0	0	0
	内部摩擦角 ϕ' ($^\circ$)	29.3	30.2	31.2
$\sigma_{3d} = 0.3 \text{ kg/cm}^2$	粘着力 c' (kg/cm^2)	0	0	0
	内部摩擦角 ϕ' ($^\circ$)	30.0	30.0	31.2
静的試験	粘着力 c' (kg/cm^2)	0.162		
	内部摩擦角 ϕ' ($^\circ$)	26.8		

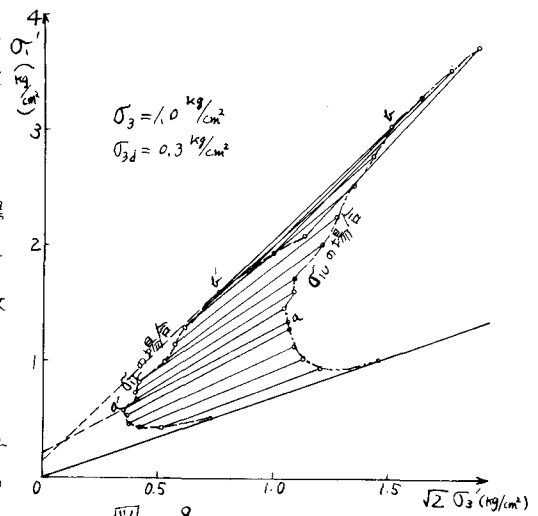


図-8

1) 柴田徹, 行友浩 「砂の動態時強度について」 土木学会論文報告集 No.196, 1970-4