

飽和粘土の力学的特性に及ぼす動的応力履歴の影響

EFFECTS OF DYNAMIC STRESS HISTORY ON MECHANICAL
CHARACTERISTICS OF SATURATED CLAYS松井 保*・小原 秀夫**・伊藤 雷雄***
By Tamotsu MATSUI, Hideo OHARA and Tomio ITO

1. ま え が き

近年、土の動的特性に対する関心が急速に高まり、数多くの研究が報告されている。なかでも、砂の液状化に関する研究は新潟地震（1964 年）を契機として盛んに研究され、Seed ら¹⁾をはじめ数多くの研究者によって液状化の発生機構、影響する因子および予測法等がしだいに明らかにされたことは高く評価されている。このような背景のもとに、砂質土のみならず粘性土に対する繰り返し載荷試験もしばしば実施されてきた。その際、粘性土では砂のような液状化現象は生じないと考えられてきたので、繰り返し載荷による変形係数やせん断強度などの変化がもっぱら注目され、その研究成果がいままでに数多く得られている。しかし、粘性土の動態時過剰間隙水圧の測定が困難であるとされていることもあって、繰り返し載荷による有効応力の変化はあまり注目されなかった。

しかるに、飽和粘土地盤が、地震力はもちろん交通荷重²⁾、潮波力³⁾、風荷重、杭打時の振動⁴⁾などにより、動的環境に置かれるケースが多く見られる。また、最近では飽和粘土地盤表面に衝撃力を加えて地盤改良を行う工法^{5), 6)}さえも開発されている。以上のような動的応力履歴を受ける飽和粘土地盤では、通常、液状化現象が生じないまでも地盤中の過剰間隙水圧が上昇し、有効応力の低下により土のせん断抵抗が減少する。さらに、その後、発生した過剰間隙水圧の消散する現象が生じると思われる。このような動的応力履歴を受ける飽和粘土の力学的挙動の解明には有効応力の立場からのアプローチが必要であると考えられる。しかし、その研究は現在十分とはいえない。最近、Sangrey ら⁷⁾（1969）や Wilson ら⁸⁾

（1974）は繰り返し載荷時の過剰間隙水圧が十分測定できるような遅い載荷速度の繰り返し載荷試験、Taylor ら⁹⁾（1969）、柴田ら¹⁰⁾（1973）や Brown ら¹¹⁾（1975）は比較的速い載荷速度の繰り返し載荷試験をそれぞれ行い、飽和粘土の動的挙動を有効応力の立場から解明することを試みている。

もとより、動的載荷時の粘性土の力学的挙動を有効応力の立場から一般的に説明するためには、動態時の過剰間隙水圧を十分な精度で測定することが不可欠である。さらに、砂の液状化現象において主たる役割を果たす要因は、ダイレイタンシーに起因する過剰間隙水圧の上昇である。以上のことを考え合わせると、粘性土に対する動的せん断試験に際しては、まず、十分な信頼性をもって供試体内に発生する過剰間隙水圧を測定し、その挙動を検討することが当面の課題であると考えられる。

本論文においては、以上のような観点から、特に繰り返し載荷により発生する過剰間隙水圧に着目して、飽和粘土の力学的特性に及ぼす動的応力履歴の影響について検討した。すなわち、振動三軸試験機を用い、正規圧密飽和粘土の非排水繰り返しせん断試験を行う。その際、圧縮および伸張が交互に作用する平均主応力一定の応力状態で繰り返し載荷される。以上の実験結果に対して、まず、過剰間隙水圧への載荷速度の影響との関連において、これまで一般に困難であるとされている飽和粘土の動態時間間隙水圧測定の問題に対処する著者らの立場を明らかにする。次に、この立場に立って、非排水繰り返し載荷時の過剰間隙水圧の挙動を明らかにし、飽和粘土の液状化現象の可能性を検討するとともに、繰り返し載荷時の過剰間隙水圧挙動の推定法を示す。さらに、非排水繰り返し載荷により蓄積される過剰間隙水圧の繰り返し載荷後の挙動およびその消散による圧密に着目し、このような動的応力履歴が飽和粘土の静的な力学的特性に及ぼす影響について検討を加える。なお、本文の内容は著者らによってすでに報告されたもの^{12)~15)}にその後の成

* 正会員 工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科

** 正会員 電源開発（株）

*** 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科

果を加えて取りまとめたものである。

2. 繰り返し応力を受ける三軸供試体の応力状態

本研究では、すべての供試体について、図-1 に示すような繰り返し載荷法により、繰り返しせん断試験を行う。すなわち、等方圧密圧 σ_c で正規圧密された供試体に対して、 σ_c を中心に軸圧 σ_a と側圧 σ_r の振幅の比が 1:1/2、位相差が 180° となるように正弦波応力を与える。供試体に作用する平均主応力 σ_m および最大せん断応力 τ_{max} は、図-1 (a) の圧縮状態に対し、

$$\sigma_m = (\sigma_a + 2\sigma_r)/3 = \{(\sigma_c + \Delta\sigma) + 2(\sigma_c - \Delta\sigma/2)\}/3 = \sigma_c$$

$$\tau_{max} = (\sigma_a - \sigma_r)/2 = \{(\sigma_c + \Delta\sigma) - (\sigma_c - \Delta\sigma/2)\}/2 = (3/4)\Delta\sigma$$

となる。同様にして図-1 (b) および (c) の状態の σ_m および τ_{max} を求めると、表-1 のようになる。したがって、繰り返し載荷時のあらゆる瞬間で、 σ_m は σ_c に等しく一定となる。以下では、このような応力状態を平均主応力一定の応力状態と称する。また、繰り返し載荷時のせん断応力については、せん断応力振幅 $\tau_d (= \tau_{max})$ を用いて表わす。

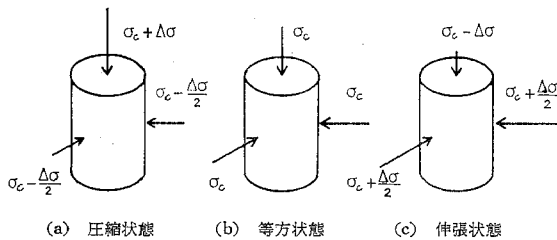


図-1 平均主応力一定の繰り返し載荷法

表-1 供試体の応力状態

	(a)	(b)	(c)
σ_m	σ_c	σ_c	σ_c
τ_{max}	$\frac{3}{4}\Delta\sigma$	0	$-\frac{3}{4}\Delta\sigma$

非排水繰り返し載荷試験において、過剰間隙水圧の挙動に着目して検討を進める際、三軸供試体が平均主応力一定の応力状態にあることは好都合である。なぜなら、三軸供試体に発生する過剰間隙水圧が等方応力成分とせん断応力成分の和で表わされると考えると、平均主応力一定の応力状態では等方応力の変動がないので、もっぱら繰り返しせん断のみに起因する過剰間隙水圧挙動を調べることができるからである。

従来、地震時を想定する繰り返しせん断試験において、地盤内要素の応力・変形状態を図-2 のように理想

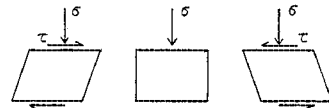


図-2 理想化した地震時の地盤内応力状態

化して考えることがしばしば行われる¹⁾。このとき、土要素の水平面には、垂直応力 σ が一定のまま一連の周期的せん断応力 τ が作用する。一方、平均主応力一定の繰り返し載荷試験においては、供試体内の正八面体面 (octahedral plane) に対し、正八面体垂直応力 $\sigma_{oct} (= \sigma_m)$ は一定で、正八面体せん断応力 $\tau_{oct} (= (2\sqrt{2}/3)\tau_{max})$ が繰り返し作用する。したがって、図-2 のような応力状態は平均主応力一定の繰り返し載荷を受ける供試体内の正八面体面に再現されることになる。

3. 実験装置

本研究に使用した実験装置は電気・油圧サーボ式振動三軸試験機であり、その機構系統を図-3 に示す。供試体に作用する軸方向荷重および側圧はそれぞれ独立に油圧により与えられる。軸方向荷重は荷重制御およびひずみ制御の両方で可能である。したがって、繰り返し載荷試験のほかに定ひずみ速度、定荷重速度、リラクゼーション、クリープなどの各試験も行うことができる。なお、軸圧、軸変位および側圧の各検出器を介して、サーボアンプ内に組み込まれたフィードバック回路が常に作動し、これらの試験の制御精度をあげている。振動波形としては、正弦波、三角波、矩形波およびランダム波を与えることができる。最大軸荷重、最大軸変位および最大側圧はそれぞれ 300 kg、60 mm および 10 kg/cm² である。周波数は 0.001~10 Hz の間で、位相差は 0°~360° の間で、それぞれ連続的に可変である。

図-4 に示すように、三軸室はセル内にある 3 本の支柱で上蓋が常に固定されており、その上部の台座に軸圧検出用のロードセルが設置されている。三軸室の組立ては、三軸室側壁の円筒セルを上下にスライドし、ワンタ

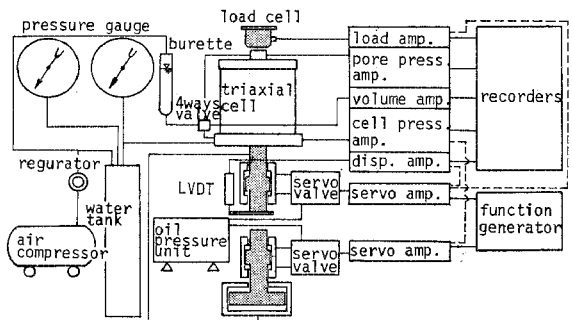


図-3 振動三軸試験機の機構系統図

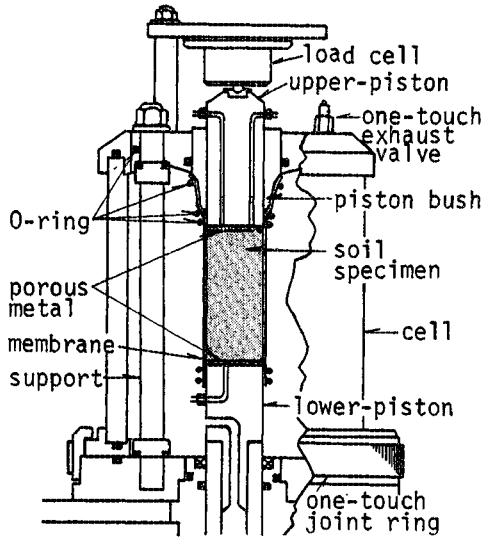


図-4 三軸室

ッチ式ジョイントリングで固定することにより行われる。供試体は上下部両ピストン間にセットされるが、供試体を覆うゴムスリーブの上端はそのままピストンブッシュに被せられ、ピストンとの間の止水の役目を果たしている。供試体上部のピストンは摩擦削減と重量軽減のためテフロン材を使用している。三軸室をこのような構造にすることによる大きな利点は、上部ピストンの摩擦をほぼ完全に除去できるので供試体に作用する軸力を正確に測定できること、およびピストンを固定した状態で供試体をセットできるので供試体の乱れが軽減できることである。供試体寸法は直径 50 mm、高さ 125 mm であるが、上下部両ピストンの径は供試体の径に等しくしてあるので、軸方向圧力が側圧の影響を受けることはない。測定系としては、軸圧および軸方向変位はそれぞれロ

ードセルおよび差動変位計によって、側圧および間隙水圧はともに半導体小型圧力変換器によって検出される。半導体小型圧力変換器の受圧面の容積変化は 1.8×10^{-6} cc/(kg/cm²) で非常に小さく、変換器の動的応答性は良好である。排水量は主として容積 50 cc のビュレットを用い、ビュレットの水位をペローズ型差動トランスによって電気的に検出するが、このほかに容量 15 cc、測定精度 1/100 cc の測定装置も用意されている。なお、バックプレッシャーはエアレギュレーターにより排水系を通じて加えることができる。測定の記録は、静的載荷試験では主として打点式記録計に、動的載荷試験では主として電磁オシログラフに自記記録される。そのほか、給排水系の配管にはサランチューブとスライドコックを用い、系の組立てを随意かつ容易にし、系の汎用性を期している。

4. 試料と実験方法

用いた試料は、液性限界以上の含水比で練り返し、大型圧密容器により再圧密（圧密圧約 1.2 kg/cm²）した千里粘土であり、その物性は LL : 93%, PL : 38%, PI : 55%, G_s : 2.68, 粘土分 (<2μ) : 43% である。

実験方法は、供試体を有効圧密圧 2.0 kg/cm² で 24 時間等方圧密した後非排水状態にし、平均主応力一定の応力状態で練り返し載荷を行う。このときの載荷方法は 2. で詳述したとおりである。飽和粘土の動的挙動に影響する因子は数多く考えられるが、ここでは初期状態は同一とし、練り返し載荷時の載荷速度（周波数）、せん断応力振幅、練り返し回数の影響等を検討する。各供試体に対するこれらの値は表-2 の練り返し載荷条件の欄に示されている。

非排水練り返し載荷によって過剰間隙水圧が発生する

表-2 練り返し載荷条件と実験結果

試料	練り返し載荷条件			実験結果				
	周波数 (Hz)	せん断応力振幅 τ_d (kg/cm ²)	最終練り返し回数 N(回)	残留過剰間隙水圧 du (kg/cm ²)	残留軸ひずみ $\epsilon_r \times 10^{-2}$	e_r に起因する過剰間隙水圧 $[du_{er}]$ (kg/cm ²)	体積ひずみ $\frac{\Delta V}{V} \times 10^{-2}$	せん断強度 τ_f (kg/cm ²)
千里粘土	0.5	0.52	80*	1.70	—	—	6.67	0.83
	0.5	0.49	330*	1.62	-0.37	0.25	5.00	0.96
	0.5	0.40	100	0.81	-0.19	0.19	2.17	—
	0.5	0.40	10 ³	0.72	-0.17	0.07	0.91	—
	0.5	0.40	2×10 ³	1.26	-0.41	0.04	2.34	—
	0.5	0.35	5×10 ⁴	1.13	-0.70	0.15	1.96	—
	0.5	0.34	10 ³	0.55	0.08	0.03	0.81	0.85
	0.5	0.33	2×10 ³	0.58	-0.08	0.01	0.77	0.88
	0.5	0.27	5×10 ⁴	0.57	-0.02	0.05	0.68	0.81
	0.5	0.24	2×10 ³	0.33	0.01	0.08	0.30	—
土	0.2	0.34	10 ³	0.68	-0.02	0.05	0.96	0.83
	0.05	0.40	2×10 ³	1.46	-0.94	0.12	2.87	1.02
	0.05	0.34	10 ³	0.77	0.01	0.05	1.21	0.85
	0.02	0.34	10 ³	0.94	-0.17	0.07	1.61	0.87

* 練り返し載荷中に破壊に至ったケース

が、所定の繰り返し回数で繰り返しを停止するとある値の過剰間隙水圧が残留する。次に、約1時間放置し過剰間隙水圧が一定値となることを確かめた後、排水ロックを開放すると、過剰間隙水圧の消散により圧密が生じる。そこで、この圧密による体積変化量（圧密時間4時間）を測定する。さらに、再び非排水状態にして静的強度試験を行う。各供試体から得られたこれらの値は、表一2の実験結果の欄に示されている。なお、過剰間隙水圧は供試体上端において計測し、一連の実験にはすべて1.0 kg/cm²のイニシャルバックプレッシャーをかけた。繰り返しせん断前の供試体の初期間隙比 e_0 は 1.46 ± 0.09, 間隙圧係数の B 値は 0.93 ~ 0.97 であった。

5. 実験結果と考察

(1) 非排水繰り返し載荷時の過剰間隙水圧挙動

a) 載荷速度の影響

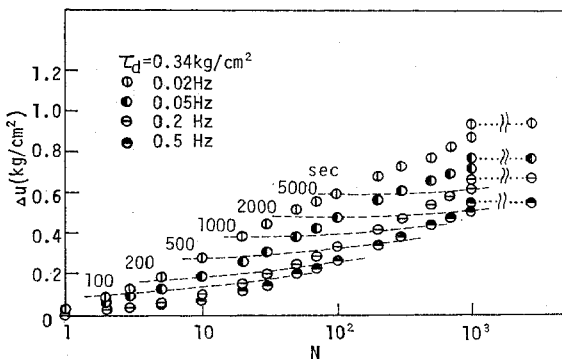
一般に、粘性土の動態時過剰間隙水圧の測定は困難な問題として残されている。その主な理由は、粘性土の繰り返し載荷試験における載荷速度が速いために“計測の時間的遅れ”が生じるのではないかという考え方によっている。これに対し著者は、動態時に発生する過剰間隙水圧をもっぱら繰り返し載荷によって蓄積累加していく値として捉えれば、十分な精度で測定できるという立場で検討を進める。

まず、載荷速度のみを変化させた実験結果について述べる。図一5は、0.02~0.5 Hzの4種の載荷速度（周波数）による繰り返し載荷時に累加する過剰間隙水圧 Δu を繰り返し回数 N に対してプロットしたものである。せん断応力振幅および最終繰り返し回数は同一で、それぞれ $\tau_d = 0.34$ kg/cm² および $N = 1000$ 回である。図中の点線は、それぞれ1000回の繰り返し回数で繰り返し載荷を停止し静置すると、過剰間隙水圧が一定値となることを示している。なお、 $N = 1000$ 回のプロット

が2点あるのは最終繰り返し回数における過剰間隙水圧の平均値と停止直後の値とが異なるためである（繰り返し載荷時の過剰間隙水圧はそれぞれの繰り返し回数における最大値と最小値の平均値をプロットしている）。また、図中の破線は載荷時間が等しいときの値を結んだものである。図一5より、繰り返し回数とともに過剰間隙水圧が増加し、同じ繰り返し回数に対しては載荷速度が遅いほど、また同じ載荷時間に対しては載荷速度が速いほど、過剰間隙水圧が大きく発生していることがわかる。したがって、載荷速度が異なる場合、過剰間隙水圧は繰り返し回数によっても載荷時間によっても一義的に表わすことができないようである。

しかるに、このような動態時過剰間隙水圧の載荷速度による差異は、いわゆる“計測の時間的遅れ”に起因するものではないと考えられる。なぜなら、図一5の点線で示すように、 $N = 1000$ 回繰り返し載荷後では、過剰間隙水圧が一定値でかつ静的定常状態で測定された信頼度の高い値であり（ B 値から判断して）、また、これらの値に動態時とほぼ同様な載荷速度による差異が残っているからである。さらに、動態時の1サイクルにおいて記録される過剰間隙水圧の振幅は蓄積累加する過剰間隙水圧増分よりも十分大きな値である事実などを考え合せると、図一5の結果において“計測の時間的遅れ”による計測誤差が有意なほど含まれていないと考えられる。言い換えれば、図一5の動態時過剰間隙水圧挙動は飽和粘土の本質的な過剰間隙水圧発生機構に依存するものと考えられる。したがって、動態時の過剰間隙水圧の測定値は、繰り返し載荷によって蓄積累加していく値に着目すれば、十分信頼性を有すると考えられる。動態時の過剰間隙水圧に対するこのような取扱いはBrownら¹⁴⁾によっても行われている。

また、繰り返し載荷が飽和粘土供試体に与える影響を過剰間隙水圧の蓄積累加としてとらえるとき、これを供試体に残留するせん断変形に起因する過剰間隙水圧と区別することができれば都合がよい。本実験で採用している平均主応力一定の載荷法によると、繰り返し載荷時の供試体は圧縮・伸張にわたりほぼ対称な変形挙動を示し、繰り返し載荷を停止すると軸圧および側圧が最初の拘束圧に戻る。表一2よりわかるように、このとき供試体に残留する軸ひずみ ϵ_r は非常に小さい。また、表一2において、この ϵ_r に起因する過剰間隙水圧 Δu_r が、繰り返し載荷時最終サイクルの軸圧載荷時および除荷時において、軸ひずみが0のときに残留するそれぞれの過剰間隙水圧の平均値と、繰り返し載荷後残留した全過剰間隙水圧 Δu の差として推定されている。これらの値の比較から、 Δu は Δu_r より数倍以上大きいことがわかる。したがって、このように蓄積累加する過剰間隙水圧



図一5 過剰間隙水圧に及ぼす載荷速度の影響

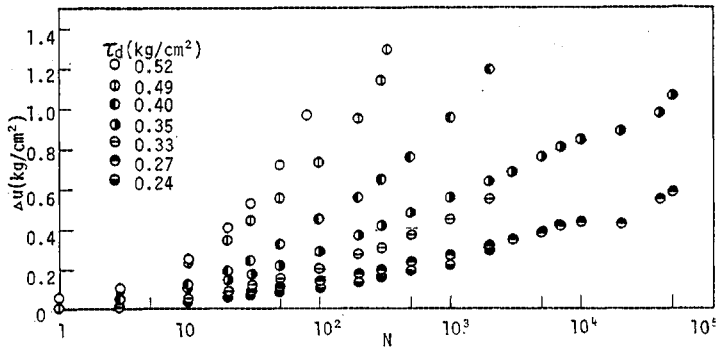


図-6 過剰間隙水圧に及ぼすせん断応力振幅の影響

の大部分は繰り返し載荷に起因するものと考えられる。このことは、飽和粘土の力学的特性に及ぼす動的応力履歴の影響を調べる際、平均主応力一定の繰り返し載荷の応答として、過剰間隙水圧挙動に着目することに対する妥当性を示すものである。

以下の検討においては、以上の観点に立脚して、繰り返し載荷により蓄積累加する値にのみ着目して、議論を進めることにする。また、本節の以下では、載荷速度をすべて 0.5 Hz とし、せん断応力振幅を種々変化させた際の過剰間隙水圧挙動について述べる。

b) せん断応力振幅の影響

図-6 は、せん断応力振幅 τ_d をパラメーターとして、繰り返し載荷時の過剰間隙水圧 Δu を繰り返し回数 N に対してプロットしたものである。 τ_d が 0.49 kg/cm² 以上の 2 つの供試体では、実際に繰り返し載荷時に供試体の変状を観察していると、変形が著しく増大し破壊が

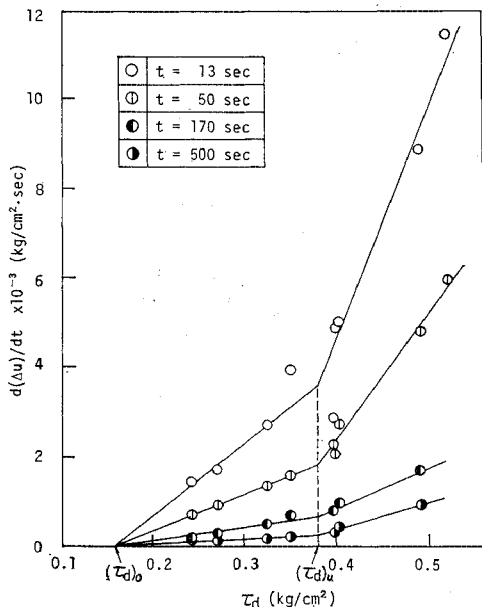


図-7 過剰間隙水圧の増加速度とせん断応力振幅の関係

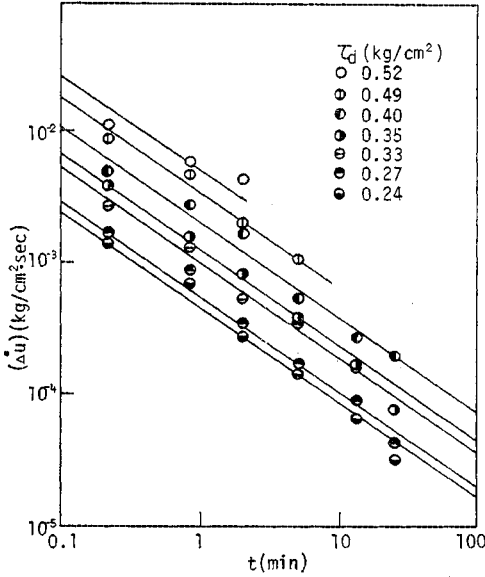
生じたと判断されたので、途中で繰り返し載荷を停止した。また、 τ_d が 0.40 kg/cm² 以下の各供試体については、それぞれ最終の繰り返し回数では破壊が生じなかった。ただし、 $\tau_d=0.40$ kg/cm² の場合の変形は相当大きく、さらに繰り返し載荷を続ければ、やがては破壊が生じることが予想された。種々の τ_d に対するこのような変形挙動の相違は、図-6 の過剰間隙水圧の上昇の傾向の相違と対応している。すなわち、動態時に破壊が生じる場合には、 Δu が $\log N$ の増加

とともに上に凹の曲線で増加し、動態時に破壊が生じない場合には、 $\log N$ の増加とともにほぼ直線的に増加している。

以上のような動態時過剰間隙水圧の時間依存的な応答は、粘土のクリープにおける軸ひずみ挙動に類似している。そこで、この点に着目して、動態時過剰間隙水圧の挙動を以下に検討する。図-7 は、図-6 の結果より時間 t をパラメーターとして、過剰間隙水圧の増加速度 $d(\Delta u)/dt$ と τ_d の関係を求めて図示したものである。図-7 に見られるように、 $d(\Delta u)/dt$ は τ_d の増加とともに上に凹に増加するので、これらのプロットを直線で近似すれば、2 種の限界値、すなわち $(\tau_d)_u (=0.38$ kg/cm²) および $(\tau_d)_0 (=0.16$ kg/cm²) が存在することが明らかになる。これらの $(\tau_d)_u$ および $(\tau_d)_0$ はそれぞれ非排水クリープの上限降伏値および下限降伏値に相当するような値であると考えられる¹⁸⁾。そこで、 $(\tau_d)_u$ を動的上限降伏値、 $(\tau_d)_0$ を動的下限降伏値と称することにする。本実験結果では、 $(\tau_d)_u$ は静的圧縮試験から得られた強度の 48%、 $(\tau_d)_0$ は同じく 20% である。

粘土のクリープの上限降伏値のもつ意味から類推すれば、繰り返し載荷による過剰間隙水圧の上昇の傾向が動的上限降伏値のせん断応力振幅を境にして異なることを意味する。したがって、図-6 の過剰間隙水圧挙動の実測値の傾向に対して、 $(\tau_d)_u=0.38$ kg/cm² が妥当な値であることがわかる。以上のことから、 $(\tau_d)_u$ より大きなせん断応力振幅で繰り返し載荷を行うと、最終的には過剰間隙水圧が拘束圧に等しくなる意味での液状化が生じること、および $(\tau_d)_u$ より小さなせん断応力振幅で繰り返し載荷を行うと、過剰間隙水圧の平衡値が存在することが推測される。一方、動的下限降伏値については、このせん断応力振幅以下の繰り返し載荷では過剰間隙水圧が全く発生しないことを意味する。

Larew ら¹⁷⁾ および Sangrey ら²⁾ は、粘性土の非排水繰り返し載荷試験において、破壊を起こさない繰り返し応力の限界値が存在することを指摘している。一方、



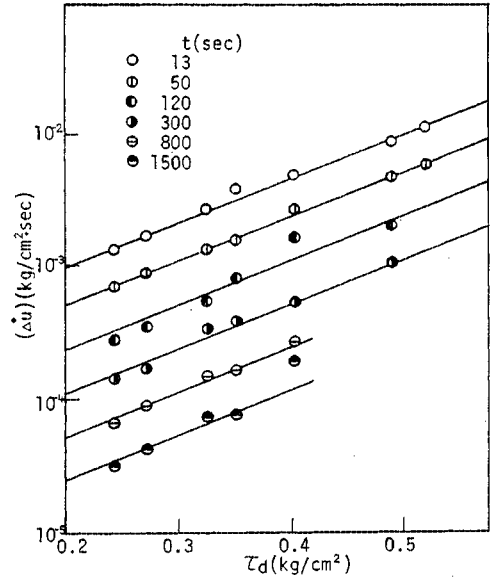
図一八 過剰間隙水圧の増加速度と時間の関係

Wilson ら⁸⁾は、以上のような限界値は明確ではなく、非排水繰り返し載荷時の過剰間隙水圧とひずみは、2次圧密の排水過程と同様、時間とともに増加しつづけると述べている。本実験結果においては、Wilson らの指摘するように、最大 5×10^4 回の繰り返し載荷に対しても過剰間隙水圧が増加しつづけている。しかし、前述した動的上限降伏値を Larew らおよび Sangrey らの指摘する限界値に対応させて考えることができると思われる。なぜなら、これらの値はともに、動態時に過剰間隙水圧の平衡値が生じ破壊を起こさないような限界の繰り返し応力を意味しているからである。

次に、繰り返し載荷によって累加する過剰間隙水圧挙動の推定式を、クリープ挙動の予測に対する Singh・Mitchell¹⁸⁾の方法を参考にして、現象論的に導く。まず、図一六の結果より、過剰間隙水圧の増加速度 $\dot{\Delta u} (=d\Delta u/dt)$ と時間 t の関係を両対数紙にプロットしたものが図一八である。この図より、せん断応力振幅にかかわらず、 $\log(\dot{\Delta u})$ が $\log t$ に対して一定の傾きで減少することがわかる。このような関係は次式で表わされる。

$$\ln(\dot{\Delta u}) = \ln(\dot{\Delta u})_{(t_1, \tau_d)} - m \ln\left(\frac{t}{t_1}\right) \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 m は比例係数で、図一八における直線の傾き、 t_1 は単位時間である。図一九は図一六の結果を $\log(\dot{\Delta u})$ と τ_d の関係でプロットしたものである。図一八



図一九 過剰間隙水圧の増加速度とせん断応力振幅の関係

と同様に平行直線群が得られ、これより次式を得る。

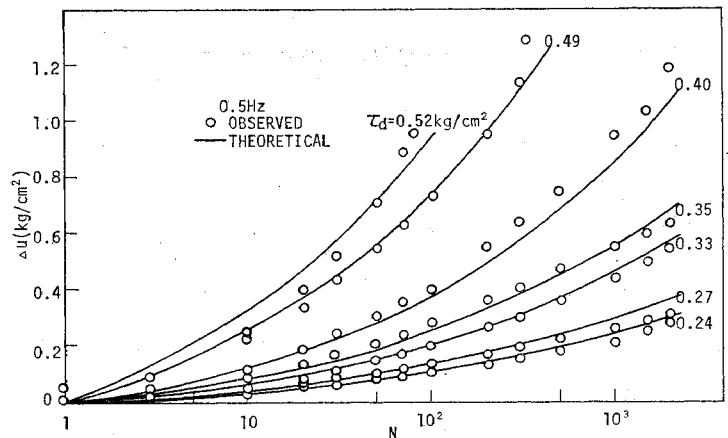
$$\ln(\dot{\Delta u}) = \ln(\dot{\Delta u})_{(t, \tau_{d0})} + \alpha \tau_d \dots \dots \dots (2)$$

ここに、 $(\dot{\Delta u})_{(t, \tau_{d0})}$ は $\tau_d=0$ における $\dot{\Delta u}$ の仮想値、 α は比例係数で、図一九の直線の傾きである。式(1)および式(2)より $\dot{\Delta u}$ を消去すれば、 $\tau_d=0$ の場合に対して次式が得られる。

$$\ln(\dot{\Delta u})_{(t, \tau_{d0})} = \ln(\dot{\Delta u})_{(t_1, \tau_{d0})} - m \ln\left(\frac{t}{t_1}\right) \dots \dots (3)$$

ここに、 $(\dot{\Delta u})_{(t_1, \tau_{d0})}$ は単位時間 t_1 における $\log(\dot{\Delta u})$ と τ_d の直線関係を外挿して得られる $\tau_d=0$ における $\dot{\Delta u}$ の値である。式(3)を式(2)に代入し、 $\dot{\Delta u}$ を求めれば、次式が得られる。

$$\left. \begin{aligned} (\dot{\Delta u}) &= A e^{\alpha \tau_d} \left(\frac{t_1}{t}\right)^m \\ \text{ここに、} A &= (\dot{\Delta u})_{(t_1, \tau_{d0})} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4)$$



図一〇 過剰間隙水圧の計算値と実験値の比較

式 (4) を積分すれば、過剰間隙水圧と時間との関係式が得られる。すなわち、

$$du = Ae_{\alpha\tau_d}(t_1)^m \left(\frac{1}{1-m} \right) t^{(1-m)} + \text{constant} \quad (m \neq 1)$$

.....(5)

式 (5) に含まれる 3 つのパラメーター m, α, A の値は少なくとも 2 種の τ_d に対する繰り返し載荷試験より求まる。このようにして求まる m, α, A の値を式 (5) に代入し、各せん断応力振幅に対する過剰間隙水圧の値を計算すると、図-10 の実線で示されるような曲線群が得られる。なお、この場合、式 (5) の積分定数は、 τ_d の大きさにかかわらずすべて $N=1$ すなわち $t=2 \text{ sec}$ のとき $du=0$ において求めた。図-10 において計算値と実験値を比較すれば、両者はほぼ一致している。したがって、このような方法によって比較的広範なせん断応力振幅に対する過剰間隙水圧の経時変化を近似的に推定することができる。

いうまでもなく、以上のような手法は過剰間隙水圧をクリープの軸ひずみに対応させた現象論的なフィッティングであり、繰り返し載荷時に累加する過剰間隙水圧の本質的な発生機構に言及するものではない。しかし、広い意味で、繰り返し応力を受ける粘土の挙動とクリープ挙動の間には類似点が多く、今後繰り返し応力を受ける粘土の種々の現象が粘土のクリープ現象との関連において説明される可能性があると思われる。たとえば、Taylor ら⁹⁾によれば、繰り返し載荷による過剰間隙水圧の増加、すなわち有効応力の減少は粘土粒子の再配列に基づくものであると述べている。一方、Arulanandan ら^{19), 20)}によれば、零軸差応力下の 2 次圧密時に非排水状態で過剰間隙水圧が時間依存的に累加する現象の存在を明らかにし、たとえせん断応力が作用していなくても土粒子構造の変化の微視的挙動が無視できないことを指摘している。特に、このことは平均主応力一定の繰り返し載荷時の過剰間隙水圧の発生機構を考える際に示唆するものが少なくない¹²⁾。

(2) 動的応力履歴の効果

a) 過剰間隙水圧とその消散による圧密量の関係

非排水繰り返し載荷により蓄積された過剰間隙水圧は、供試体を排水状態にすると消散し、圧密が生じる。このような圧密現象は、残留する過剰間隙水圧 du の消散による有効応力の増加として理解できる。図-11 は、対数表示の有効応力の増加量 $\log(\sigma_c/(\sigma_c-du))$ と体積ひずみ $\Delta V/V$ の関係を、各供試体に対してプロットしたものである。ここに、 σ_c は圧密圧力である。この図より、動態時に破壊が生じない場合 (○印)、 $\log(\sigma_c/(\sigma_c-du)) \sim \Delta V/V$ が比例関係にあることがわかる。この図には、種

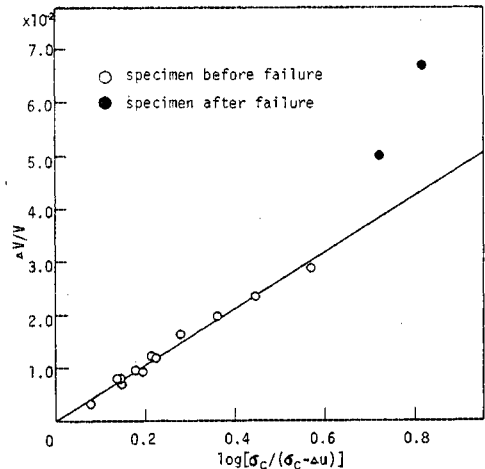


図-11 有効応力の増加量と体積ひずみの関係

々異なるせん断応力振幅、繰り返し回数および載荷速度を与えた場合が同時にプロットされている。したがって、動態時に破壊が生じない場合の過剰間隙水圧の消散による有効応力の増加量と圧密量との間に繰り返し載荷条件の違いによらないユニークな関係が存在することになる。一方、動態時に破壊が生じた場合 (●印) には、同様な比例関係は存在せず圧密量が相対的に大きくなる。

次に、以上のような動的応力履歴を受けた飽和粘土の圧縮指数 $\Delta e/\log(\sigma_c/(\sigma_c-du))$ を C_d とし、動態時に破壊が生じない場合、図-11 の直線の傾きから C_d を求めると 0.120、また、動態時に破壊が生じる場合の 2 つのプロットに対する C_d は 0.186 (平均値) となる。千里粘土に対して、通常の三軸供試体の等方圧密試験から得られた圧縮指数 C_c および膨張指数 C_s はそれぞれ $C_c=0.597$ および $C_s=0.115$ である¹⁴⁾。したがって、破壊が生じない場合の C_d 値 (0.120) が C_s 値 (0.115) にほぼ一致するので、動態時に蓄積された過剰間隙水圧の消散による圧密挙動は通常の圧密履歴による過圧密状態の膨張曲線に沿って生じるものと思われる。この意味において、動態時に破壊が生じない場合、動的応力履歴を受けた飽和粘土は通常の圧密履歴による過圧密状態にほぼ等しい状態にあるといえることができる。一方、動態時に破壊が生じる場合の C_d 値 (0.186) は C_s 値 (0.115) よりも大きくなる。これは、繰り返し載荷により飽和粘土供試体が破壊に近づき、その構造が乱されることによるものと思われる。

b) 動的応力履歴による過圧密状態

同一供試体に対する一連の実験過程を間隙比と有効拘束圧の推移で示すと、図-12 (a) の破線のようなになる。すなわち、曲線 adb を正規圧密曲線、曲線 bcg が過圧密曲線とする。a 点で示される正規圧密の供試体に、非排水状態で平均主応力一定の繰り返し載荷が行われる

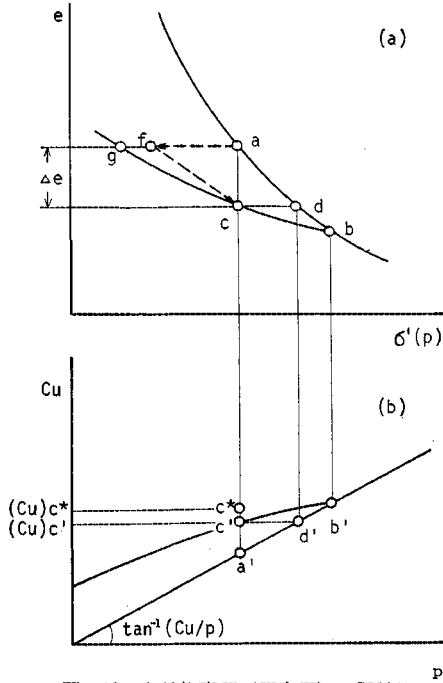


図-12 有効拘束圧（圧密圧）と間隙比および非排水せん断強度の関係

と、過剰間隙水圧が累加する。ある繰り返し回数で繰り返し載荷を停止すると、もとの等方的な拘束圧の下で最終的に過剰間隙水圧 du が残留する。したがって、供試体は a 点の状態から σ' 軸に平行に f 点の状態に移り、一種の過圧密状態になる。ここで排水状態にすると圧密を生じ、 du は消散して c 点の状態に至る。結局、このような動的応力履歴により拘束圧 σ_c は一定のまま間隙比が de だけ小さくなるので、この状態もまた一種の過圧密状態にあると考えられる。5. (2) a) の考察により、上述の過圧密状態は、飽和粘土が動態時に破壊に至らないならば、通常圧密履歴による過圧密状態にほぼ一致する。言い換えれば、図-12 (a) の f 点が g 点にほぼ一致することになる。また、動態時に破壊を生じない場合、動的応力履歴を受けた正規圧密粘土は“古い”正規圧密粘土²⁾に類似した状態に変化していくといえる。

しかるに、長年月にわたる視点に立てば、地震などによる動的応力が自然地盤に対し断続的に何回も繰り返し作用する。すなわち、繰り返し載荷と発生した過剰間隙水圧の消散が繰り返し生じる。そこで、このようなケースを対象として、同一供試体に非排水繰り返し載荷→排水・圧密の操作を 5 サイクル繰り返し実験を行った。各サイクルでの繰り返し載荷条件は周波数 0.5 Hz、せん断応力振幅 $\tau_d = 0.40 \text{ kg/cm}^2$ 、1 サイクルの繰り返し回数は 100 回である。図-13 は、その結果を図-12 (a) の整理法に従って図示したものである。ただし、横

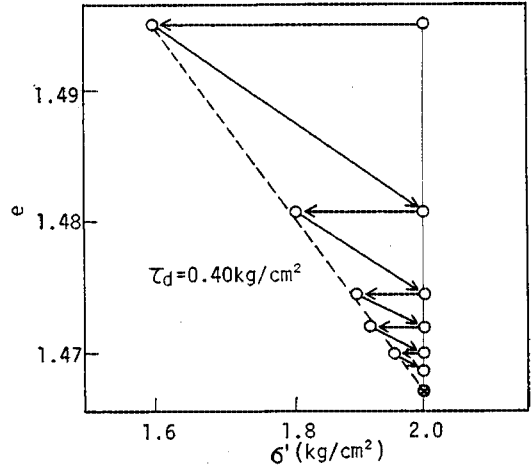


図-13 有効拘束圧と間隙比の関係

軸は対数目盛で示している。実験が進行するに従い、各サイクルで繰り返し載荷後蓄積される過剰間隙水圧が減少し、間隙比の減少量が小さくなっている。

図-13 において、各サイクルの圧密過程を表わす矢印の実線がほぼ平行になっている。これは、同一供試体に非排水繰り返し載荷→排水・圧密の操作を繰り返す場合にも、各サイクルにおいて蓄積された過剰間隙水圧とその消散による圧密量の間にユニークな関係が成り立つことを意味している。このことは前項の図-11 において比例関係が成り立つこと、言い換えれば図-12(a) の \overline{fc} の傾きが f 点の位置によらず一定であることに対応している。図-13 の結果から、動的応力履歴を受けた飽和粘土のそれぞれのサイクルにおける圧縮指数 C_d を求めれば、0.124 (平均値) となる。5. (2) a) で述べたように、この値もまた膨張指数 C_e (0.115) に近似している。したがって、動態時に破壊が生じない場合、動的応力履歴を断続的に繰り返し受けた飽和粘土もまた、通常圧密履歴による過圧密状態にほぼ等しい状態にあると考えられる。

次に、図-13 において、発生する過剰間隙水圧に対し、破線のような包絡線が考えられる。この直線と $\sigma'_c = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ の交点 (図中の ⊗ 印) が存在するので、間隙比にある限界値が存在することが予想される。この場合、この限界の間隙比は 1.466 である。このような“限界間隙比”に達した状態ではもはや同一条件の繰り返し載荷に対し過剰間隙水圧は発生せず、したがって新たな圧密も生じないと考えられ、前述の動的下限降伏値との対応においてその物理的意味は興味深い。

以上のことより、正規圧密粘土は動的応力履歴により結果的に過圧密状態に変化していくことがわかる。このような現象は等方圧を受ける繰り返しされた正規圧密粘土に対して得られたものであるが、自然地盤より採取した

不攪乱試料（等方圧密）に対しても同様な現象を実験的に確認している¹⁹⁾。したがって、自然の粘土地盤は地震などによる動的応力履歴を受けて地盤沈下を生じる。また、一般に自然の粘土地盤の多くは浸食作用、2次圧密効果、地下水面の変動、乾燥などにより過圧密状態にあるといわれているが^{21), 22)}、いま一つ地震などによる動的応力履歴もその一因になると思われる。

c) せん断強度の変化

前述のような動的応力履歴がせん断強度に及ぼす影響について検討する。対象とするのは、動態時に蓄積された過剰間隙水圧の消散による圧密が終了した時点で、非排水状態の静的圧縮試験を行って得られるせん断強度である。すなわち、図-12 (a) を参照すれば、 $a \rightarrow f \rightarrow c$ 径路による c 点に対して得られるせん断強度である。一方、正規圧密状態 b 点より膨張曲線に沿って同じく c 点に至る場合のせん断強度も考えられる。 c 点では両者（動的応力履歴による過圧密状態と通常の圧密履歴による過圧密状態）の有効拘束圧および間隙比はともに等しい。これらに対する非排水せん断強度 c_u を圧密圧力 p に対して示すと 図-12 (b) のようになる。図-12 (a) の c 点に対する強度については、通常の圧密履歴の $b \rightarrow c$ 径路によるものが 図-12 (b) の c' 点に、動的応力履歴の $a \rightarrow f \rightarrow c$ 径路によるものがたとえば c^* 点のようにプロットされる。このようにして得られた $(c_u)c^*$ と $(c_u)c'$ を比較することにより、飽和粘土のせん断強度に及ぼす動的応力履歴の影響が検討できる。

しかるに、図-12 (a) の c 点に対する通常の圧密履歴によるせん断強度は、過圧密比が小さいとき、同じ間隙比をもつ正規圧密状態 d 点でのせん断強度よりやや小さいが近似的に等しいと置くことができる^{23), 24)}。したがって、図-12 (b) において $(c_u)c' \approx (c_u)d'$ となるので、 $(c_u)c^*$ と $(c_u)c'$ の比較は $(c_u)c^*$ と $(c_u)d'$ の比較で近似的に代用できる。そこで、等方圧密試験より得られる $e \text{-log } p$ 関係より de に対する圧密圧の増加分 Δp (図-12 (a) の \overline{cd}) を求め、千里粘土の強度増加率 $c_u/p (=0.40)$ より図-12 (b) における $(c_u)d'$ を推定して $(c_u)c^*$ との比較検討を行う。

以上のごとく得られた $(c_u)d'$ を横軸に、 $(c_u)c^*$ を縦軸にとれば、図-14 が得られる。図中の直線は $(c_u)c^* = (c_u)d'$ を示すので、動態時に破壊が生じない場合 (○印)、 $(c_u)c^*$ は $(c_u)d'$ よりやや小さい傾向にあるが、両者はほぼ等しいと考えられる。前述のように、 $(c_u)c'$ は $(c_u)d'$ よりやや小さいがほぼ等しいことを考えると、 $(c_u)c^*$ は $(c_u)c'$ にほとんど等しいものと考えられる。したがって、動態時に破壊が生じない場合、発生した過剰間隙水圧の消散にともなって生じる強度増加量が通常の圧密履歴による $e \text{-log } p$ 関係および強度増加率 c_u/p

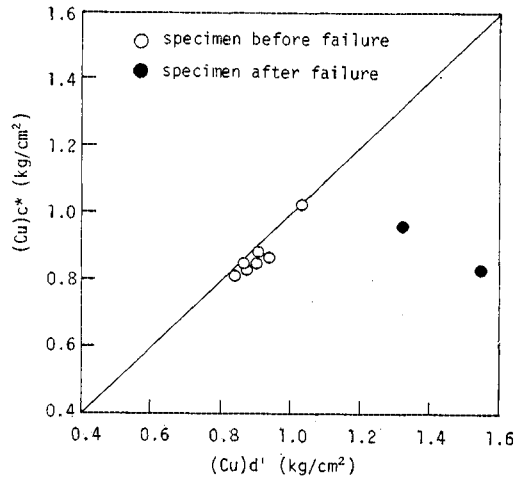


図-14 動的応力履歴と通常の圧密履歴の非排水せん断強度の比較

の値から近似的に推定できることになる。言い換えれば、動態時に破壊が生じない場合、動的応力履歴および通常の圧密履歴による過圧密状態が、せん断強度の点でも、ほとんど同一の過圧密状態にあると考えられる。しかるに、Shenら²⁰⁾によれば、2次圧密の中断により過剰間隙水圧が発生し軽く過圧密された状態の飽和粘土のせん断強度と同じ間隙比をもつ正規圧密粘土のそれはほぼ等しい。これらのことから、飽和粘土の動的応力履歴による挙動とクリープによる挙動の類似性が、せん断強度の点でも認められる。

一方、動態時に破壊が生じた場合 (●印)、 $(c_u)c^*$ は $(c_u)d'$ ($= (c_u)c'$) よりかなり小さくなっている。すなわち、動的応力履歴による過圧密状態のせん断強度が通常の圧密履歴によるそれよりかなり小さい。この原因としては、5. (2) a) において動的応力履歴を受けた飽和粘土の圧縮指数が通常の圧密履歴の膨張指数より大きくなるのと同様、飽和粘土供試体が破壊によって大きく乱されて初期状態とは異なった粒子構造になることが考えられる。このため、通常の圧密履歴を受ける飽和粘土の圧密・強度特性 ($e \text{-log } p$ 関係および c_u/p) から推定されたせん断強度は過大な値を与えるものと思われる。

6. むすび

本論文においては、飽和粘土の動的挙動を有効応力の立場から説明するために、特に繰り返し載荷により発生する過剰間隙水圧に着目し、その挙動を明らかにするとともに、飽和粘土の力学的特性に及ぼす動的応力履歴の影響について検討し考察を加えた。その結果を要約すれば以下のとおりである。

(1) 飽和粘土の非排水三軸繰り返し載荷時に発生す

過剰間隙水圧は、繰返し載荷によって蓄積累加していく値に着目すれば、十分な信頼性をもって測定できる。

(2) 同じせん断応力振幅に対する動態時過剰間隙水圧は、同じ繰返し回数に対しては載荷速度が遅いほど、また同じ載荷時間に対しては載荷速度が速いほど大きな値になる。

(3) 動態時過剰間隙水圧の増加速度に関して、せん断応力振幅に2種の限界値、すなわち動的上限降伏値および動的下限降伏値が存在する。動的上限降伏値以上のせん断応力振幅で繰返し載荷を行うと、しだいに有効応力が減少し破壊が生じ、最終的には過剰間隙水圧が拘束圧に等しくなる意味での液状化が生じる。一方、この降伏値以下では破壊に至らず、しだいに平衡状態に移行するものと思われる。特に、動的下限降伏値以下では動的応力履歴を受けても過剰間隙水圧が発生しない。

(4) 動態時の過剰間隙水圧挙動は、種々のせん断応力振幅および載荷時間に対し、式(5)によって近似的に推定できる。

(5) 動的応力履歴を受ける飽和粘土の挙動は、飽和粘土のクリープ挙動と現象的に類似する点が多く、また両者の本質的な機構が同じである可能性が指摘される。

(6) 動態時に破壊が生じない場合、動態時に蓄積された過剰間隙水圧の消散による有効応力の増加量と圧密量の間に繰返し載荷条件によらないユニークな関係が存在する。この動的応力履歴を受けた飽和粘土の圧縮指数は、通常の圧密履歴による膨張指数とほぼ一致するが、動態時に破壊が生じる場合のそれはより大きな値となる。

(7) 動的応力履歴を受ける飽和粘土は一種の過圧密状態にあると考えられる。この過圧密状態は、動態時に破壊が生じないならば、通常の圧密履歴による過圧密状態にほぼ一致する。

(8) 動態時に破壊が生じない場合、動的応力履歴を断続的に繰返し受ける飽和粘土もまた、通常の圧密履歴による過圧密状態にある。この場合、同一条件の繰返し載荷に対し過剰間隙水圧が発生せず圧密も生じないような“限界間隙比”が存在する。

(9) 自然の粘土地盤は、地震などによる動的応力履歴を受けて地盤沈下を生じる。また、一般にその多くが過圧密状態にある原因の一つとして、地震などによる動的応力履歴が新たに挙げられる。

(10) 動態時に破壊が生じない場合、動的応力履歴を受けた飽和粘土の強度は、通常の圧密履歴の圧密・強度特性 (e - $\log p$ 関係および c_u/p 値) から近似的に推定できる。一方、動態時に破壊を生じる場合の強度は通常の圧密履歴のそれよりかなり小さい。

終りに、本研究は文部省科学研究費(昭和47年度一

般研究B, 昭和49年度奨励研究A, 昭和50年度一般研究C)の補助を受けて行ったことを付記し、謝意を表す。また、卒業研究として実験と資料整理などに協力された本学大学院生 常田賢一君および部長次君に感謝する次第である。

参考文献

- 1) Seed, H.B. and Lee, K.L. : Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading, Proc. ASCE, Vol. 92, No. SM 6, pp. 105~134, 1966.
- 2) Knight, K. and Blight, G.E. : Studies of Some Effects Resulting from the Unloading of Soils, Proc. 6th ICSMFE, Vol. 2, pp. 103~107, 1965.
- 3) Eide, O. : Marine Soil Mechanics, N.G.I. Publication, No. 103, pp. 1~20, 1974.
- 4) Croce, A., Viggiani, C. and Carabresi, G. : In-Situ Investigations on Pore Pressures in Soft Clays, Proc. 8th ICSMFE, Vol. 2, pp. 53~60, 1973.
- 5) Ménard, L. and Broise, Y. : Theoretical and Practical Aspects of Dynamic Consolidation, Géotechnique, Vol. XXV, No. 1, pp. 3~18, 1975.
- 6) 森 博 : 衝撃力による地盤改良方法について, 土と基礎, Vol. 23, No. 9, pp. 47~54, 1975.
- 7) Sangrey, D.A., Henkel, D.J. and Esring, M.J. : The Effective Stress Response of a Saturated Clay Soil to Repeated Loading, Canadian Géotech. Jour., Vol. 6, No. 3, pp. 241~252, 1969.
- 8) Wilson, N.E. and Greenwood, J.R. : Pore Pressure and Strains After Repeated Loading of Saturated Clay, Canadian Géotech. Jour., Vol. 11, No. 2, pp. 269~277, 1974.
- 9) Taylor, P.W. and Bacchus, D.R. : Dynamic Cyclic Strain Tests on a Clay, Proc. 7th ICSMFE, Vol. 1, pp. 401~409, 1969.
- 10) 柴田 徹・長谷川元信 : 粘土の動的挙動に関する考察, 第8回土質工学研究発表会講演集, 90, pp. 355~358, 1973.
- 11) Brown, S.F., Lashine, A.K.F. and Hyde, A.F.L. : Repeated Load Triaxial Testing of a Silty Clay, Géotechnique, Vol. 25, No. 1, pp. 95~114, 1975.
- 12) 松井 保・小原秀夫 : 正規圧密粘土に及ぼす振動荷重の影響について, 第9回土質工学研究発表会講演集, 85, pp. 335~338, 1974.
- 13) 伊藤富雄・松井 保・小原秀夫 : 正規圧密粘土に及ぼす振動荷重の影響について(続報), 土木学会第29回年次学術講演概要集Ⅲ, pp. 144~145, 1974.
- 14) 伊藤富雄・松井 保・小原秀夫 : 飽和粘土に及ぼす動的応力履歴の影響, 第10回土質工学研究発表会講演集, 88, pp. 341~344, 1975.
- 15) 伊藤富雄・松井 保・小原秀夫 : 繰返しによって累加する飽和粘土の間げき水圧挙動, 土木学会第30回年次学術講演会概要集Ⅲ, pp. 77~78, 1975.
- 16) 村山朗郎・柴田 徹 : 粘土のレオロジー的特性について, 土木学会論文集, 第40号, pp. 1~31, 1956.
- 17) Larew, H.G. and Leonards, G.A. : A Strength Criterion for Repeated Loads, Proc. HRB, Vol. 41, pp. 529~556, 1962.
- 18) Singh, A. and Mitchell, J.K. : General Stress-Strain-Time Function for Soils, Proc. ASCE, Vol. 94, SM 1, pp. 21~46, 1968.
- 19) Arulanandan, K., Shen, C.K. and Young, R.B. : Undrained Creep Behaviour of a Coastal Organic Silty Clay, Géotechnique, Vol. 21, No. 4, pp. 359~375,

- 1971.
- 20) Shen, C.-K., Arulanandan, K. and Smith, W.S. : Secondary Consolidation and Strength of a Clay, Proc. ASCE, Vol. 99, No. SM 1, pp. 95~110, 1973.
- 21) Bjerrum, L. : Embankments on Soft Ground, ASCE Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue Univ., Lafayette, Ind., Vol. 2, pp. 1~54, 1972.
- 22) Parry, R.H.G. : Overconsolidation in Soft Clay Deposits, Géotechnique, Vol. 20, No. 4, pp. 442~446, 1970.
- 23) Henkel, D.J. : The Shear Strength of Saturated Remoulded Clays, Res. Conf. Shear Strength of Cohesive Soils, Colorado, pp. 533~554, 1960.
- 24) Roscoe, K.H., Schofield, A.N. and Wroth, C.P. : On the Yielding of Soils, Géotechnique, Vol. 8, No. 2, pp. 22~53, 1958.

(1975.12.15・受付)
