

不攪乱砂質土の液状化特性に関する実験的研究

奥村 哲夫 ・ 大根 義男

Experimental Study on Liquefaction Phenomenon
of Undisturbed Saturated Sands.

Tetsuo OKUMURA ・ Yoshio OHNE

本論は筆者らがこの二年間にわたって行なった乱されていない主として砂質試料の液状化特性に関するものである。液状化現象については現在までに多くの研究が行なわれているが、これらは主に乱した試料を対象としている。しかし、現地盤の砂はその推積過程、長年にわたる応力状態の変動等種々な影響を受け、液状化特性が攪乱砂の場合と全く異なるものと推察される。このことから、本研究は不攪乱砂と密接な関係にあると考えられる土質定数を見出し、これと液状化強度の関係を求めることを目的とした。また、液状化に至るまでの残留間げき水圧、液状化時のヒズミ量、供試体の作成方法の相異と液状化強度の関係についても明らかにした。

1. はじめに

近時、地盤や盛土構造物に地震による繰返しせん断力が作用した場合、飽和砂の液状化現象によってその土の強度が低下し、地盤沈下とか地すべり現象などが発生して大きな被害の起こることが認識されている。この被害として、例えば、新潟地震(1964)、十勝沖地震(1968)、チリ地震(1960)、とかアラスカ地震(1964)などが挙げられ、これらはいずれも地震時、または地震直後の液状化現象によるものである(11, 12, 13, 14)。

Seed H.B. や Lee K. L. (1966) は繰返し三軸試験機を用いて飽和した砂試料に繰返し荷重を与えて液状化を発生させる実験を行なった。そして液状化現象は地震によって発生する繰返しせん断応力が非排水の状態で作作用するため、これによって間げき水圧がその内部で次第に増大して発生することを示した。そして液状化発生の主要因として、間げき比、拘束圧、繰返しせん断応力または繰返しせん断ひずみ、および荷回数等を指適した(11)。

SeedやLeeのこの種の研究が契期となり、その後各方面において数多くの研究が行なわれ、現在では液状化現象に関する基礎的な研究はほとんど確立されたと言えるであろう。しかし、現在までのこの種の研究は河口および海岸周辺などで見られるような沖積層を対象としたもので、これ以外のいわゆる洪積および第三紀層など骨格構造を有する砂質土を対称としたものではない。土粒子

の骨格構造の強度などを考えるとこの種のもは沖積層よりはるかに液状化に対する低抗力が大きいものと想像される。

筆者らはこの2年間に亘って洪積ないしは第三紀層から14種類の不攪乱試料を採取していわゆる骨格構造を有する砂質土を対称とし液状化実験を行ってきた。本報文は主にこれらの不攪乱砂質土の液状化特性に関するものである。

2. 試料の性質

実験に用いた試料は図1に示すような粒度組成の砂質土であり、表1にはこれらの試料の物理的および力学的性質が示してある。表1の最大間げき比($e_{max.}$)、および最小間げき比($e_{min.}$)の測定法に関しては土質試験法にその基準がなく試験者によって種々の方法が採用されている。本実験においては現在もっとも広く用いられている下記に示すような方法で $e_{max.}$ 、 $e_{min.}$ を求めた。

最大間げき比($e_{max.}$): 内径 100mm, 高さ 127mm, 容積1000cm³のプロクターモールドに乾燥した試料をスプーンを用いて静かに流し込む方法を採用した。

最小間げき比 $e_{min.}$: 最大間げき比の場合と同じモールドに乾燥した試料を5層に分け各層10回づつ水平に木づちでたたく方法を採用した。

最大および最小間げき比は粒度分布などによって影響

を受けるものである。そこで、各試料の細粒分含有率（粒度試験から得られた粒径 74μ 以下の重百分率）と最大および最小間げき比の関係を求め、この結果を図2

に示した。また、渡辺らによって示された $e_{max} - e_{min} \sim D_{50}$ (D_{50} :平均粒径), $e_{max} - e_{min} \sim e_{max}$, e_{min} 関係を本実験値と対比して図3, 図4に示した(5)。

表-1 試料の性質

試料番号	比重 G_s	粒度組成			三角座標分類	均等係数 U_c	間ゲキ比		変形係数 E_{50}	圧密降伏応力 P_y
		砂分	シルト分	粘土分			e_{max}	e_{min}		
(A)	2.636	72.0%	16.0%	12.0%	Sandy Loam	40.0	1.635	0.780	44.0	0.80
(B)	2.681	89.8	4.7	5.5	Sand	2.8	1.657	0.836	72.3	3.20(1.9, 4.5)
(C)	2.663	97.0	3.0	0	Sand	2.3	1.110	0.610	44.7	1.28(0.93, 1.62)
(D)	2.657	98.0	2.0	0	Sand	2.8	1.025	0.625	88.8	3.25(3.0, 3.5)
(F)	2.672	95.0	5.0	0	Sand	3.0	1.127	0.619	103.3	≈ 10
(G)	2.790	71.0	20.0	9.0	Sandy Loam	46.7	1.317	0.600	20.7	3.4
(H)	2.814	87.0	9.5	3.5	Sand	8.8	1.544	0.860	55.0	2.97(2.04, 2.37, 4.5)
(I)	2.688	93.0	4.0	3.0	Sand	1.7	1.454	0.802	37.6	3.23(2.1, 4.35)
(J)	2.750	90.0	8.0	2.0	Sand	2.1	1.602	0.830	310.0	3.93(2.60, 5.25)
(K)	2.640	99.0	1.0	0	Sand	1.2	0.970	0.630	-	-
(L) ³⁾	2.650	100.0	0	0	Sand	2.0	0.868	0.555	-	-
(M)	2.711	92.6	7.4	0	Sand	2.2	1.490	0.800	28.8	2.09(1.78, 2.40)
(N)	2.700	95.8	4.2	0	Sand	2.2	1.430	0.700	39.3	3.20(3.00, 3.40)
(O)	2.675	92.2	7.8	0	Sand	4.0	1.500	0.805	44.6	2.25(1.90, 2.60)
(P)	2.665	84.0	7.0	9.0	Sand	24.3	1.200	0.580	199.0	≈ 10
(Q)	2.657	70.0	22.0	8.0	Sandy Loam	39.0	1.279	0.782	204.1	≈ 10

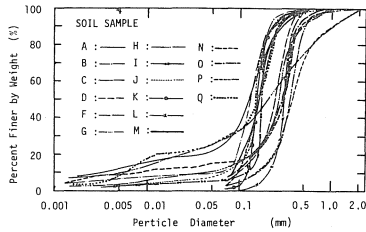


図1 粒径加積曲線

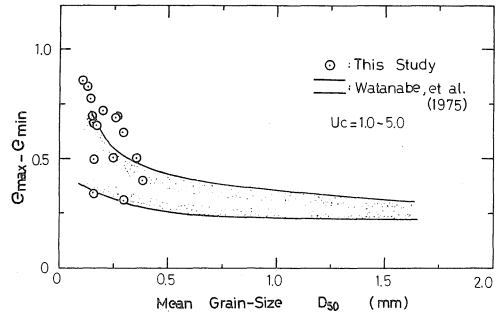


図3 $e_{max} - e_{min}$ と平均粒径の関係

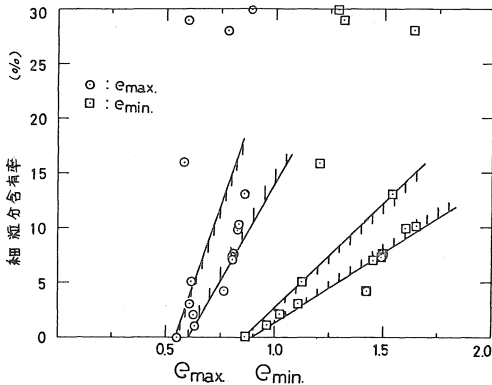


図2 細粒分含有率と最大間ゲキ比および最小間ゲキ比の関係

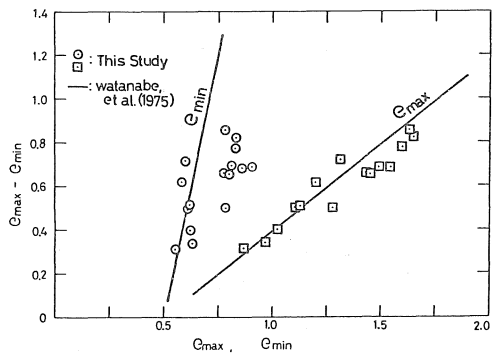


図4 $e_{max} - e_{min}$ と e_{max} , e_{min} の関係

3. 実験装置および実験方法

3.1 実験装置

本実験に使用した装置は電気油圧サーボ方式の振動三軸試験機であり、供試体と軸圧用荷重計（防水加工を施こうして三軸セル内に固定）の直径を等しくして軸圧と側

圧を独立して供試体に繰返しせん断応力を載荷できるようにしたものである(図5)。

軸圧, 側圧, 軸ひずみ, および間げき水圧の測定は各検出器から得られた電流量を動ひずみ計を通じ、電磁オッ

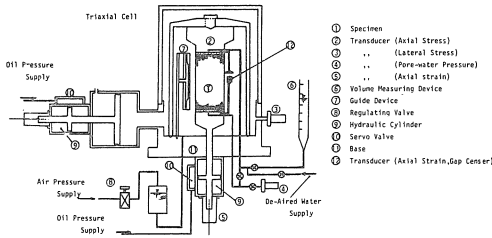


図5 振動三軸圧縮試験機の概要

シログラフとデータレコーダーに記録して行なった。

3.2 実験方法

供試体は、1)攪乱土の場合は煮沸して脱気した試料を三軸セル内に固定した二つ割のモールド(直径50mm, 高さ125mm)の中へスプーンを用いて流し込むことにより作成した。2)不攪乱土に対しては、供試体を現地で成形し、これを試料管で保護し実験室内に搬入した。そして、不攪乱供試体の骨格に構造的変化の起こらないように飽和させなければならないので、あらかじめゴムスリーブをつけた供試体をほとんどすき間なしに密閉できる二つ割のモールドで保護し、この下部から脱気水を供給できるように装置を試作した。この装置を用いて各不攪乱試料に対し適度な水頭差(50~150cm)で約15時間通水を行なって飽和させた。

供試体に対して、攪乱、不攪乱試料ともに、まず、所定の初期有効拘束圧(σ'_0)で等方圧密し非排水状態で同振幅の繰返し軸心力($\Delta\sigma_1$)と繰返し側方応力($\Delta\sigma_3$)を位相差180°, 振動数2 Hzの正弦波形を载荷した。なお、不攪乱試料に対しては完全飽和を期するために、1.0kg/cm²のバックプレッシャーを与えた。代表的な実験記録の一例を図6に示した。

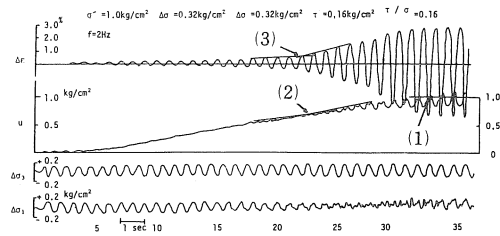


図6 実験記録の一例

4. 実験結果および考察

初期拘束圧および供試体の密度を種々変化させ一連の実験を行なった(不攪乱試料の供試体密度は現地盤の密度である)。その実験結果を応力比($R_{fd} = \tau_d / \sigma'_0 = \sigma_d / 2\sigma'_0$)

と液状化に要する载荷数 N_d (軸ひずみが急増する回数)との関係で整理し、その1例を図7, 図8および図9に示した。

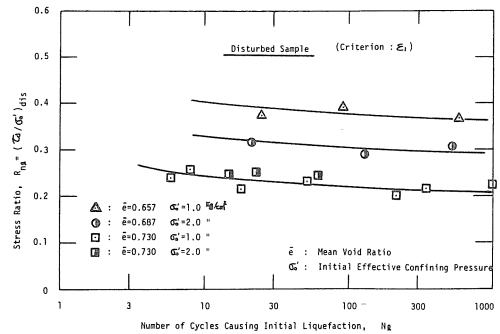


図7 豊浦砂の応力比と液状化回数の関係

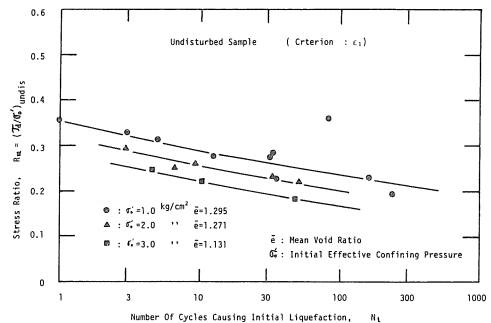


図8 応力比と液状化回数の関係(M試料, 不攪乱)

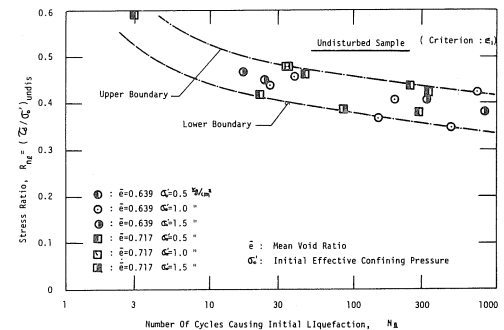


図9 応力比と液状化回数の関係(F試料, 不攪乱)

これらの実験値には多少のバラツキはあるにしても、攪乱試料の場合、初期拘束圧が0.5kg/cm²以上では液状化を生ずるに必要な繰返しせん断応力が初期拘束圧に比例して増大する。すなわち、応力比は初期拘束圧に関係なく同じ試料であればある一定した値を示すという関係から、それらの平均的な値を各々の液状化回数の応力比とした。他方、不攪乱試料では過圧密とか骨格構造強度(セメンテーション)などの影響を受けて繰返しせん断応力と初期拘束圧の関係は攪乱試料のように比例しないことが考えられたため拘束別に整理して示した。しかし、図9のように実験値のバラツキが大きく拘束圧別の整理ができなかったものについては応力比の値にバラツキの

幅をもたせて示した。また、現地盤の密度分布の不均一性によるものと考えられるが、間げき比においても試料によってはかなりのバラツキが認められた。

4.1 他の実験値と本実験値の比較

液状化試験は一般の土質試験に比べて非常に困難であり、得られるデータも試験機の特長、実験方法などによって微妙な影響を受ける。本実験装置を用いて得た試験結果を検討するために他の研究機関で行なわれた試験結果と本試験装置を用いて行なった結果とを比較した。そしてこの結果を図10および図11に示した。

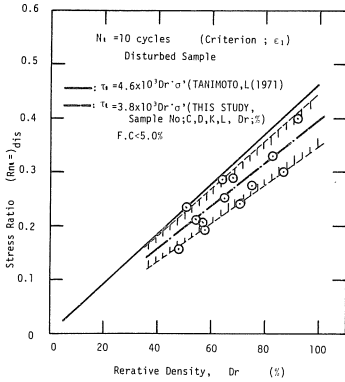


図10 応力比と相対密度の関係

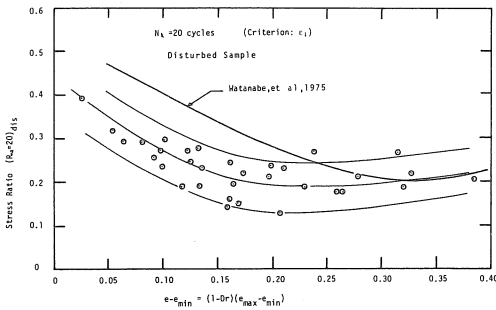


図11 応力比と余裕間げき比の関係

図10は細粒分含有率が5%以下の試料について、10回の繰返し載荷で液状化する時の応力比 ($R_{n1}=10$) と相対密度 (D_r) の関係をプロットしたものである。図中の実線は、液状化を起こす応力比は相対密度にほぼ比例するという実験結果から谷本が提案した $\tau_0 = 4.6 \times 10^{-3} \times D_r \times \sigma'_0$ (D_r : %) の関係を示している。

図11は、液状化に影響を及ぼす相対密度、粒度および粒径などを勘案した形で現した、渡辺、石原らの提案した余裕間げき比、 $e - e_{min}$ ($e - e_{min} = (1 - D_r)(e_{max} - e_{min})$) によって整理したものである (5,7)。

図10および図11から液状化の発生する応力比を相対密度で整理した場合、相対密度が40%以上において本試験

結果は他の結果より応力比において、ほぼ0.03~0.07の範囲で低い値を示している。また、余裕間げき比で整理した場合、余裕間げき比が $e - e_{min} < 0.25$ の範囲において本実験値が低くなっている。

4.2 液状化判定規準の相異と応力比

冒頭で述べたように砂地盤などに発生する液状化現象は、地震によって起こる繰返しせん断応力とその地盤内の飽和砂に非排水の状態で作作用するため、間げき水圧が徐々に上昇し、これに伴ってひずみも増大し有効応力が減少することによって発生する。

このような液状化現象によって引き起こされる地盤や土構造物等の被害を考えると、有効応力がゼロ (完全液状化と定義する) に至らなくても、間げき水圧とかひずみが急増すれば (初期液状化と定義する) 土構造物に何らかの影響が生ずるのであろう。このことから本文においては繰返し載荷回数 N_s 30回で液状化を起こす応力比を以

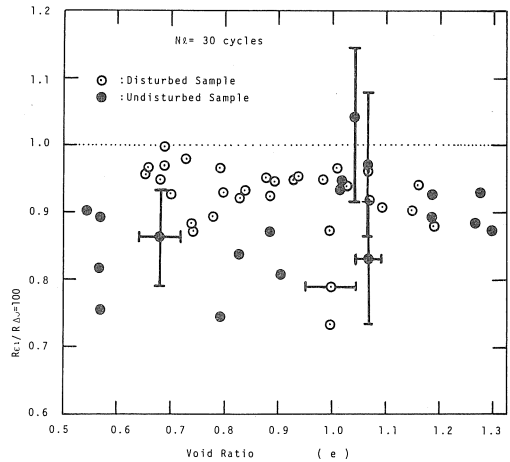


図12 液状化判定の相異による応力比の比較 ($R_{e1} / R_{\Delta u} = 100$)

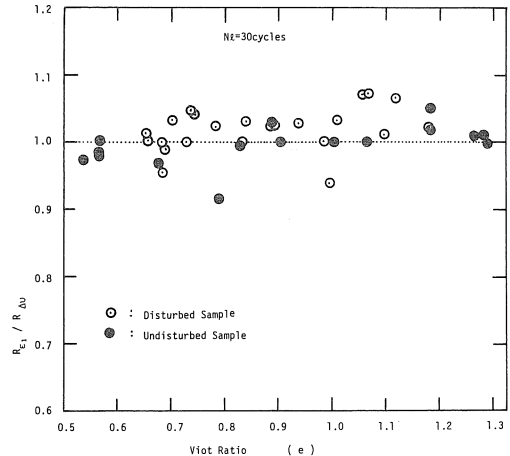


図13 液状化判定の相異による応力比の比較 ($R_{e1} / R_{\Delta u}$)

下に示す3通りの方法で求めてみることにした。そして、それぞれの応力比の値を比較して図12および図13に示した。

- (1) 間げき水圧が初期の拘束圧に等しくなるか、または一定値となった時点を取液状化時点として判定したときの応力比, $R_{\Delta u}=100$, (完全液状化)
- (2) 間げき水圧が急増する時点を取液状化時点として判定したときの応力比, $R_{\Delta u}$, (初期液状化)
- (3) 軸ひずみが急増する時点を取液状化時点として判定したときの応力比, R_{e1} , (初期液状化)

図12は判定方法の(3)と(1)によって求めた応力比の両者の比較をしたものである($R_{e1}/R_{\Delta u}=100$)。図からわかるように $R_{e1}/R_{\Delta u}=100$ の値は大多数のものが1.0より小さく、攪乱試料の場合その値は0.70~1.0、不攪乱試料の場合0.70~1.15の範囲にある。また、図13は判定方法の(3)と(2)によって求めた応力比の両者を比較したものであるが、この場合は $R_{e1}/R_{\Delta u}$ の値は攪乱試料ともほぼ1.0であることがうかがわれる。

以上のことから、初期液状化を起こす応力比は完全液状化の値より最大30%ほど低い値を示すものと考えられる。また、初期液状化として、間げき水圧、軸ひずみのうちどちらで判定しても応力比にはほとんど影響のないことがわかる。

4.3 供試体の作成方法の相異と応力比

ある砂で密度が同じであっても粒子の堆積構造、かみ合いおよび先行的な荷重などの相異によって液状化に対する抵抗力は異なってくるものと予測される。

図14は、飽和した試料(A試料)を水中で落下させ、自然堆積によって供試体を作成した試料に対して試験した結果と自然含水状態の試料を突棒を用いて締固めて供試体を作成し、不攪乱試料の場合と同じ方法で飽和させた試料について試験した結果を、相対密度と応力比の関

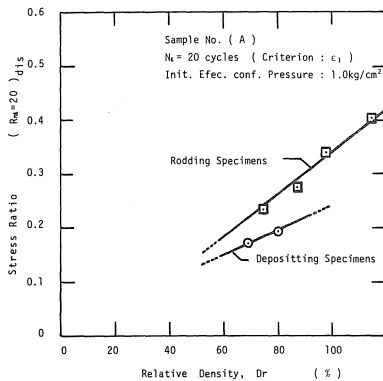


図14 供試体作成方法の違いによる応力比の比較

係でプロットしたものである。図から、同じ密度において突棒によって作成した供試体を用いて得られた応力比は前述の影響を受けて自然堆積によって作成した供試体を用いて得られた応力比より大きく、液状化に対して抵抗力の大きいことがわかる。

4.4 液状化過程における間げき水圧の発生量

細粒分含有率が10%以下の攪乱試料について、完全液状化に至るまでの任意の時間を N/N_i (N :任意の回数, N_i :完全液状化回数)とし、このときの間げき水圧の発生量を $\Delta u/\sigma'_0$ (Δu :回数 N での間げき水圧の値, σ'_0 :初期有効拘束圧)とし、 N/N_i と $\Delta u/\sigma'_0$ との関係を求め、その代表的な結果を示したのが図15である。この図は間げき

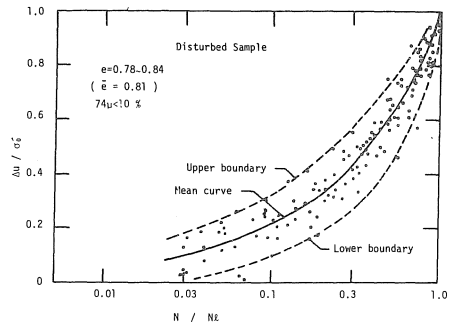


図15 $\Delta u/\sigma'_0$ と N/N_i の関係 ($\bar{e}=0.81$)

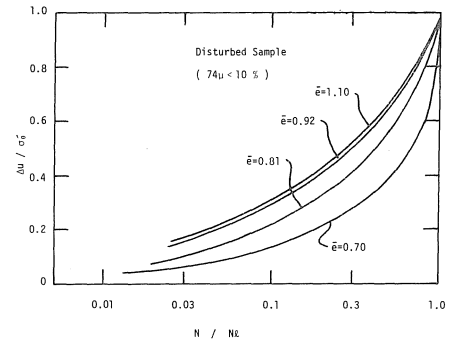


図16 $\Delta u/\sigma'_0$ と N/N_i の関係

比に幅をもたせて整理してあるので当然データにバラツキがみられる。また、他の間げき比の供試体についても同様な結果が得られておりこれらの平均値を図16に示した。この図から、密な試料ほど初期の段階における間げき水圧の発生がゆるやかであり、逆に完全液状化に近づくとその急に上昇することが推測され、さらに、ゆるい試料(間げき比が0.9以上)では間げき水圧の発生型にほとんど差が認められないことがわかる。

また不攪乱試料についても同様の整理を行なったが、図17にみられるようにバラツキが大きく特に傾向らしきものはみうけられない。

これらの傾向は攪乱試料のように骨格構造が比較的単純であり土粒子間の結合力をほとんど保持していないものに一定振幅の繰返しせん断応力が作用した場合、土粒子のかみ合い抵抗は（密度が同じであれば）ある一定の傾向で減少することを示唆するものである。これに対し、不攪乱試料では密度が同じであっても、その土粒子間の結合力は相異なるから、そのかみ合い抵抗はある定まった傾向を示さず、しかも間げき水圧の発生もばらつくことになる（図17）。

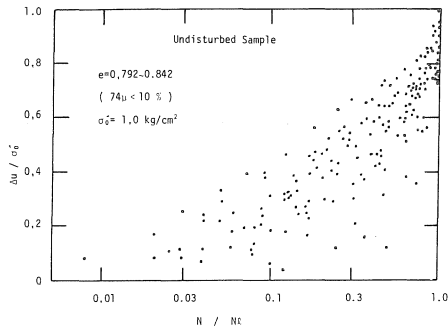


図17 Δu / σ'₀ と N / Nₑ の関係(不攪乱試料)

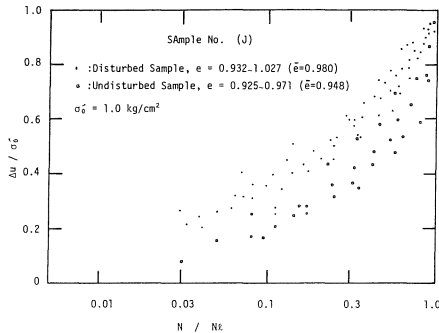


図18 攪乱試料と不攪乱試料の比較(J試料)

図18は(J)試料の攪乱供試体と不攪乱供試体の試験結果を示したものである。両者の間げき比はほとんど同じであるが、間げき水圧の発生は不攪乱供試体の方がかなり小さい。このことは不攪乱試料の液状化に対する抵抗力は攪乱試料の値と比較して常に大きくなることを示唆している。

4.5 初期液状化を起こす応力比とひずみ

初期液状化（ひずみが急増する時点）の発生する応力比と、このときの供試料の軸ひずみ ϵ_{11} (半振幅) の関係を図19に示した。図には(e)試料の攪乱および不攪乱土の結果が示してあるが、攪乱土では応力比と軸ひずみの関係はある一定の傾向を示しており、任意の応力比に対して密度が高いものほど液状化時のひずみは小さくなっている。一方、不攪乱土については、実験値のバラツ

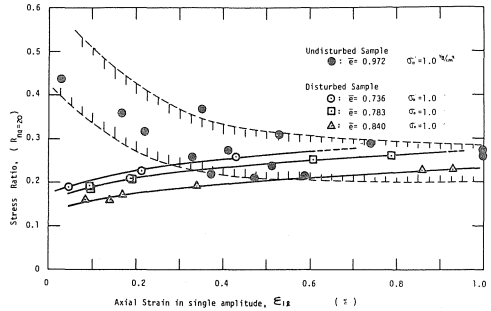


図19 応力比とヒズミの関係

キはあるが、応力比が 0.2~ 0.3の範囲のひずみ量は攪乱土の値にほぼ等しくなっている。しかし、応力比が0.3以上では攪乱土とまったく逆の傾向を示している。このような不攪乱土の性質は他の一部試料においても認められた。このことは、ある骨格強度を持っている試料に0.3 kg/cm²以上の繰返しせん断応力が作用した場合 $\tau_l = 0.3$ kg/cm² は(C)試料に関して言えることである} そのせん断応力が大きいほど骨格構造の破壊が急激に起こるからであると考えられる。

4.6 不攪乱試料の液状化特性

図18に示した結果から推定されるように、不攪乱試料と攪乱試料を比較した場合、その応力比は不攪乱試料の方が大きくなるのであろう。そこで、この関係を明らかにするため同一条件で求めた応力比と相対密度の関係を図20に示した。なお図中直線で囲んだ範囲は攪乱試料の結

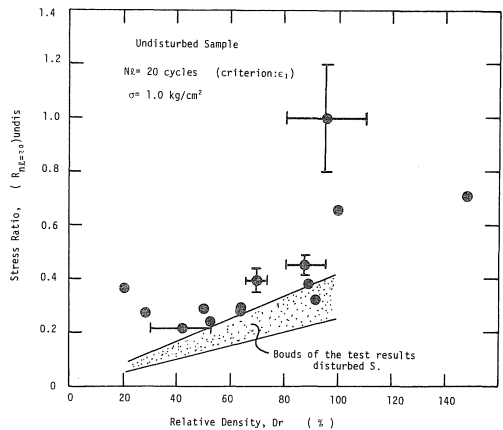


図20 不攪乱試料の応力比と相対密度の関係

果を示している。本図において攪乱試料の結果をみると従来の実験結果と同じように相対密度の増大に判って応力比が大きくなり、相対密度と応力比が比例関係にあることがわかる。一方、不攪乱試料においてはその液状化に対する抵抗力は攪乱試料に比してはるかに大きいことが

わかる。また、攪乱試料でみられるような応力比と相対密度との間に比例関係が存在しないことがわかる。

このように不攪乱試料の液状化特性は攪乱試料と全く異なっている。この原因についてはつぎのようなことが考えられる。すなわち、攪乱試料ではその供試体は飽和砂をモールド中に自然沈降させて作成されたものであり、土粒子はいわゆる単粒構造を形成している。従ってこのような試料の液状化抵抗力は主に土粒子の締り具合、すなわち相対密度に支配される。これに対し、不攪乱試料の形成過程を考えた場合、1)土粒子の推積造とかセメンテーション効果および2)4.3項で示したとき応力履歴すなわち静的および動的なプレストレイン等の影響によりその液状化抵抗力が大きくなり、さらに非常に複雑化するなどである。

以下、不攪乱試料の液状化特性に影響を及ぼすと考えられる細粒分含有率、圧密降伏応力、および変形関数に着目し、不攪乱試料の応力比を整理してみよう。

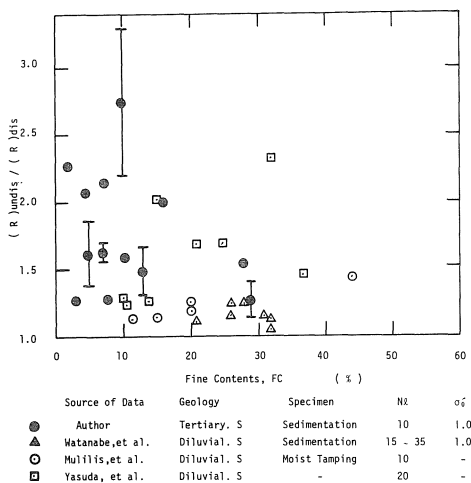


図21 (R) undis / (R) dis の値と細粒分含有率の関係

図21は、不攪乱試料の応力比、(R) undis. と $e \sim (R) dis.$ の関係から推定した同一間げき比での攪乱試料の応力比、(R) dis. (図20参照)との比、 $Ru, d, \{Ru, d = (R) undis. / (R) dis.\}$ を求め、その試料の細粒分含有率に対してプロットしたものである。なお、図中には他の研究機関で得られた沖積層の結果も示している(2.8.9)。これによると、沖積砂では細粒分含有率(74 μ 以下)が10%以下では Ru, d はほとんど1.0に近く、10%以上含まれると Ru, d の値は大きくなるようである。また本実験から得られた洪積および第3紀砂質土の結果は細粒分の少ないところで沖積砂質土の値よりはるかに大きくなっている。また、十分な量の実験データは現在のところ得られてい

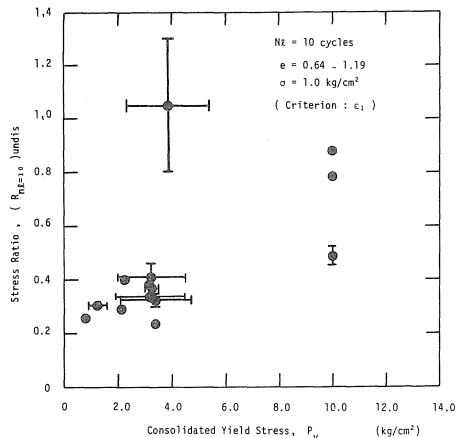


図22 不攪乱試料の応力比と圧密降伏応力の関係

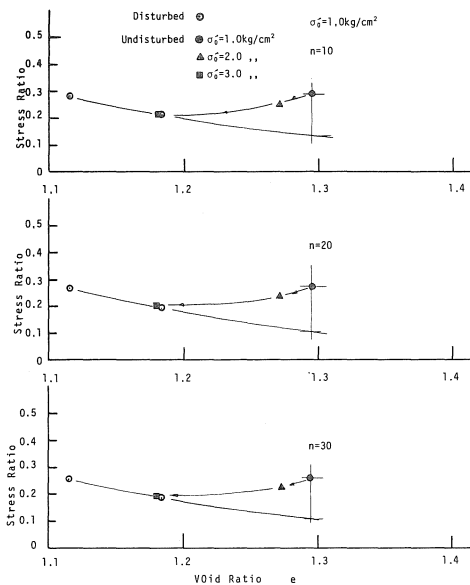


図23 拘束圧の違いと不攪乱試料の応力比(M試料)

ないが、 Ru, d と細粒分含有率の間には何ら特別な関係は認められない。

図22は初期拘束圧 $\sigma'_0 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ のもとで得られた不攪乱試料の応力比、 $(Rn=10) undis.$ 、と圧密試験から求めた圧密降伏応力、 P_y の関係を示したものである。データのバラツキはあるが、傾向として P_y が大きなものほど応力比が大きくなって液状化に対する抵抗力が大きくなっている。しかしながら、図23で示しているように初期拘束圧を 2.0 kg/cm^2 、 3.0 kg/cm^2 のもとで実験を行なった不攪乱試料の応力比は(●印; $\sigma'_0 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$, ▲印; 2.0 kg/cm^2 , ■印; 3.0 kg/cm^2) 拘束圧の増大に伴って減少し、初期拘束圧 3.0 kg/cm^2 の応力比は攪乱試料とほとんど同じ値となっている。このことは(A)試料を除いて全ての不攪乱試料の圧密降伏応力が 1.0 kg/cm^2

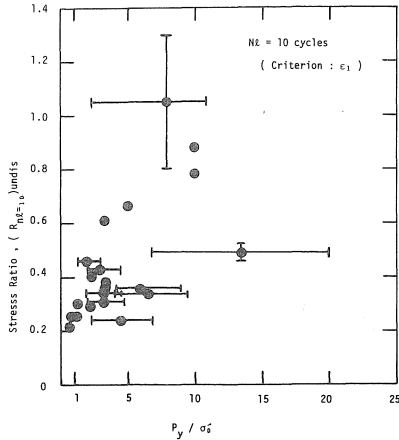


図24 不攪乱試料の応力比と P_y / σ'_0 の関係

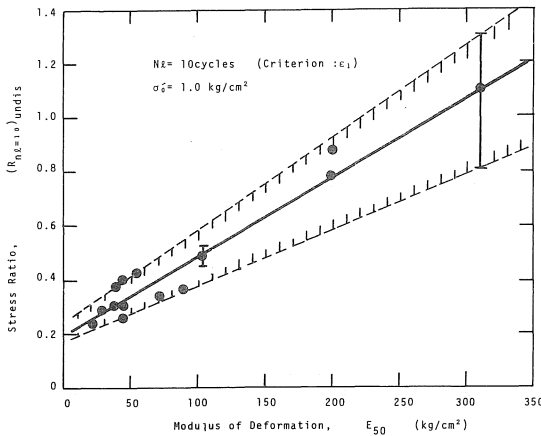


図25 不攪乱試料の応力比と変形係数の関係

であることから、図20, 21, および図22に示した初期拘束圧 1.0 kg/cm^2 の場合は過圧密状態にあると言える。従って、この過圧密の影響が主因となって不攪乱試料の液状化抵抗力を大きくしていると考えられる。図24はこの過圧密の影響を調べるために応力比, $(R_{N=10})_{undis}$ と P_y / σ'_0 の関係を示したものである。なお、応力比と繰返し回数との関係においてバラツキが大きいため初期拘束によって整理できなかったものについては実験値に幅をもたせて示してみた。本図から過圧密の大きさ試料ほど液状化に対する抵抗力が大きいたことが明瞭に知ることができる。

図25は、初期拘束圧 $\sigma'_0 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ のもとで得られた不攪乱試料の応力比, $(R_{N=10})_{undis}$ と一軸圧縮試験から得られる変形係数, E_{50} の関係を示したものである。図より、洪積および第3紀の砂質土の液状化抵抗力を変形係数を用いて整理すると初期拘束圧 $\sigma'_0 = 1.0 \text{ kg}$ の場合に関してほぼ直線関係にあり、 E_{50} の値の増大に伴って応力比は大きくなることがうかがわれる。また、

図26および図27に示すように変形係数は一軸圧縮強度, q_u , および N 値と密接な関係にあることがサウンディング調査結果などから知られている (図26の $q_u \sim E_{50}$ 関係は本実験に用いた不攪乱試料の結果である。このことから、現地盤の変形係数とか N 一値が得られれば図25に示した結果を用いることによって初期拘束圧 $\sigma'_0 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ におけるその液状化強度と推定することが出来る。また、現地盤に等しい応力状態におけるその液状化強度の推定、さらに、将来その地盤の応力状態が変化する場合、例えば、新設構造物等によって上載荷重が増加した場合の液状化強度もその地盤の降伏応力を求め、

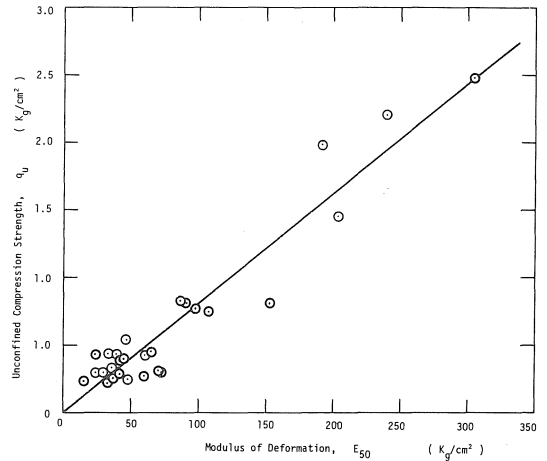


図26 一軸圧縮強度と変形係数の関係

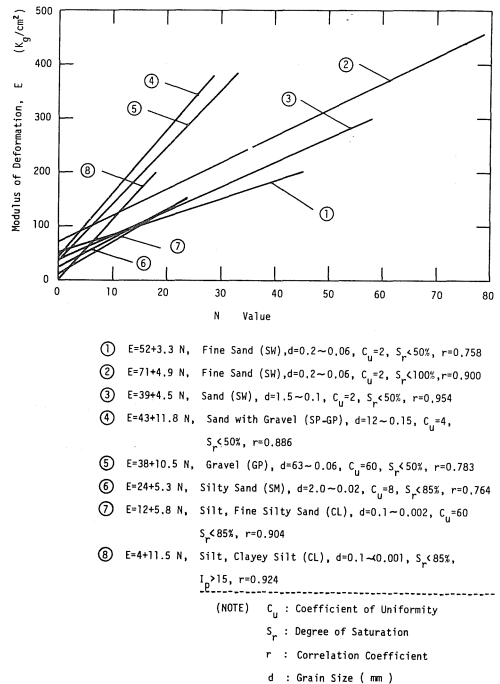


図27 変形係数と N 値の関係 (土質工学会・土質調査法)

図22や図23の結果を用いることによって推定することができよう。

5 まとめ

洪積ないしは第3紀層から採取した14種類の不攪乱試料および攪乱試料と2種類の攪乱試料について振動三軸試験装置を用いて液状化試験を行なった。試験結果と考察をまとめると次のとおりである。

- 1) 本試験装置から得られる応力比は他の研究者によって得られた値より幾分小さく、その値は0.03~0.09の範囲である。
- 2) 初期液状化に対しては間げき水圧または軸ひずみのいずれで判定しても応力比に差は認められない。そして、このことは攪乱試料でも不攪乱試料でも同様である。また、初期液状化の応力比は完全液状化の応力比と比較して最大30%ほど低い値を示す。
- 3) 攪乱砂の場合、供試体の作成方法の違いによって、粒子の堆積構造、かみ合い、および先行的な荷重などが異なり、したがって液状化に対する抵抗力が異なる。
- 4) 不攪乱試料の液状化の応力比はそれを形成する粒子間の結合力(セメンテーション)とか過圧密、強度などの影響により攪乱試料よりはるかに大きな値となり、さらに、攪乱試料で一般に認められているような相対密度との比例関係は存在しない。
- 5) 不攪乱試料の液状化強度を変形係数、 E_{50} 、を用いて整理すると両者はほぼ正比例関係を示す。そして、この結果は現場のN一値分布が得られれば、その応力比の推定に利用できる。ただし、このことは初期拘束圧 $\sigma'_0 = 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の場合に関し言えることである。
- 6) 不攪乱試料の間げき水圧の発生機構および初期液状化時のひずみ量は、4)で示したような種々の影響により攪乱試料のように定まった傾向を示さない。

以上、主として不攪乱砂と攪乱砂の液状化特性について両者を比較して論議したが、本実験は単一拘束圧に対するものであるので、今後拘束圧を変えたこの種の実験を追加実施し、この問題について総合的な論議をしたいと考えている。

参考文献

- 1) H. B. Seed and K. L. Lee, "Liquefaction of Saturated Sands During Cyclic Loading," Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE. Vol. 92 No. SM6, 1966
- 2) H. B. Seed, Ignacis Apango and Clagence Chan, "Evaluation of Soil Liquefaction Potential During Earthquakes", EERC, Report No. EERC75-28, 1975
- 3) 土質工学会, 第16回土質工学シンポジウム, 1971
- 4) J. P. Mililis, H. B. Seed, C. K. Chan, J. K. Mitchell and Kondiah Arulanandan, "Effects of Sample Preparation on Sand Liquefaction", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE Vol. No. GT2, 1977
- 5) 渡辺, 袖川, 田中, 日置, "土の液状化に及ぼす粒度および細粒分含有率の影響", 土と基礎, Vol. 23, No. 6, 1975
- 6) Ishihara, K. and Yasuda, S. "Sand Liquefaction due to Irregular Excitation", Soil and Foundation, Vol. 12, No. 4, 1972
- 7) 石原研而, "土質動力学の基礎", 鹿島出版会, 1977
- 8) 石原, 田中, "細粒分を含む不攪乱砂の液状化", 第8回土質工学研究発表会講演集, 1974
- 9) 酒井, 安田, "不攪乱砂質土の液状化特性", 第12回土質工学研究発表会講演集, 1977
- 10) 土質工学会 "土質調査法", 1972
- 11) Seed, H. B. and Lee, K. L., "Liquefaction of Saturated Sand during Cyclic Loading", Proc. ASCE, SM6, 1966
- 12) Yorihiro, O., "Effects of Sand Compaction during the Tokachioki Earthquake", Soil and Foundations, Vol. 10, No. 2, 1972
- 13) Seed, H. B. and Idriss, I. M. "Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake", Proc. ASCE, Vol. 93, No. SM3, 1967
- 14) Seed, H. B., "Landslides during Earthquake due to Soil Liquefaction", Proc. ASCE, Vol. 94, No. SM5