

K_0 圧密された細粒分を含む砂質土の 液状化特性に関する一考察

沼田 佳久¹・中根 淳²・矢島 寿一³

¹正会員 鉄建建設(株) 技術センター (〒286-0827 千葉県成田市新泉9-1)

²正会員 鉄建建設(株) 技術センター (〒286-0827 千葉県成田市新泉9-1)

³正会員 博(工) 明星大学助教授 理工学部土木工学科 (〒191-8506 東京都日野市程久保2-1-1)

本研究では、豊浦砂をベースとした細粒分含有率(F_c)の異なる、初期相対密度が一定の砂質土に対して K_0 圧密を行った後、繰返し非排水三軸試験を実施した。その結果、砂質土の挙動は、初期せん断応力と繰返しせん断応力片振幅の大小関係から、破壊と見なせる液状化、繰返し軟化、および、破壊なしに分類できることが確認できた。次に、繰返しせん断応力の伸張側への反転の度合いを示す指標(SRR)を用いて各挙動の変化点を調べた結果、SRRは F_c の違いにより変化することが判明した。さらに、繰返し応力比～繰返し回数との関係において規定される繰返し回数に応じた破壊形態は、場合によっては F_c により液状化または繰返し軟化に分かれ、液状化強度の評価における扱いが異なってくるということがわかった。

Key Words : *liquefaction, fines content, K_0 -consolidation, cyclic undrained triaxial test, cyclic softening*

1. はじめに

1976年の唐山地震において、粒径(D)=0.075mm以下の細粒分を含む砂地盤でも、液状化現象が発生することが知られるようになり¹⁾、最近では、1995年の兵庫県南部地震や、2000年の鳥取県西部地震においても、細粒分を含む砂地盤が液状化を生じたことが明らかにされた^{2,3)}。

このような背景から、細粒分を多く含む砂質土の液状化メカニズムを解明しようとする研究が活発に行われ、多くの知見が得られた。それらの成果は、現行の各種設計指針等⁴⁾に盛り込まれている。

砂質土の液状化強度に影響する要因は、大きくは、土の物理特性、初期応力状態、外的荷重条件・拘束条件に分類される⁵⁾。本研究で着目する細粒分の影響は、物理特性の一つである粒度特性を考慮することに相当する。これまで、これらの研究のほとんどは、等方圧密された砂質土に対し、繰返しせん断試験を行った結果に対する考察であった。この等方応力条件下での繰返しせん断試験は、試験の簡便さ、結果のばらつき少なからず、有効な手法として一般的に用いられている。しかし実際には、現位置の地盤内は鉛直土圧と水平土圧の大きさが異なる K_0 圧密状態になっており、最近になって、砂質土の液状化特性をより正確に把握するには、室内試験においても、現位置の初期応力状態を再現することが重要であ

ると指摘されるようになった。

この、初期応力状態を考慮した液状化特性に関する既往の研究では、兵動ら⁶⁾は、等方圧密を行った後に、側圧を一定として平均有効主応力が100kPaとなるように異方圧密を行った豊浦標準砂に対して、繰返し非排水三軸試験を行っている。これより、砂質土の破壊挙動は、繰返しせん断応力と初期せん断応力の大きさの相互関係から、液状化、残留変形、破壊なしに分類でき、さらにそれらの境界が、緩詰め、密詰めの場合で異なることを明らかにしている。また、吉嶺⁷⁾らは、等方圧密した後に側圧を一定として初期せん断応力を与えた豊浦標準砂に対して繰返し非排水三軸試験を行い、その破壊挙動は伸張側の応力条件に支配されること、および初期せん断応力の作用方向によって得られる液状化強度は異なり、異方性の影響を受けることを明らかにしている。

これらの研究は、等方圧密された砂質土と、初期せん断応力を受けた砂質土とでは、繰返し非排水三軸試験における破壊挙動が、大きく異なることを示している。そこで本研究では、粒径(D)=0.075mm以下をカットした豊浦標準砂に、粒径(D)=0.075mm以下の低塑性のClaysandを混合した、細粒分の異なる砂質土の供試体に対し K_0 圧密を施し、続いて拘束圧一定条件で、非排水三軸圧縮・伸張試験、および、繰返し非排水三軸試験を実施することにより、細粒分含有率の変化が砂質土の破壊挙動に及

ばす影響について調べた。また、伸張側に作用するせん断応力と液化化強度特性との関係に着目し、伸張側に作用するせん断応力の大きさを、応力反転比；SRR(stress reverse ratio)なる指標を用いて整理することで、供試体の破壊挙動とSRRとの関係の評価するとともに、一般的に用いられている、繰返し载荷回数に対して得られる繰返し強度比の取り扱いについて検証した。

2. 試験方法

(1) 使用材料

試験に使用した砂および細粒分は、粒径(D)=0.075mm以下を洗い流して乾燥させた豊浦砂および粒径(D)=0.075mm以上を洗い流して乾燥させた、低塑性(IP=19)のClaysand(クレイサンド)である。それぞれの粒径加積曲線を図-1(a)に示す。なお、Claysandとは、(D)=0.075mmの粒径を主体とする低塑性の粉体状の粘性土である。この豊浦砂とClaysandを重量比で表-1のように混合した。各試料の粒径加積曲線は図-1(b)のようになり、試料番号は、細粒分含有率(Fc)を用いて、それぞれ、T(Toyoura)100-00, T95-05, T90-10, T80-20とした。

(2) 供試体作成方法

K_0 圧密後の供試体の相対密度(D_r)は、昭和62年に飽和砂の非排水繰返し三軸試験方法に関する研究委員会⁹⁾が行った一斉試験条件である等方圧密後の相対密度(D_r)=70%を目標としたが、 K_0 圧密後の供試体の相対密度を統一するのは困難であった。ここでは、 K_0 圧密前の相対密度を初期相対密度(D_n)として70%に統一することにした。各試料の最大間隙比(e_{max})と最小間隙比(e_{min})の関係を図-2に示す。併せて図中には、各供試体の細粒分と間隙部分を併せた領域を間隙と見なして、豊浦砂のみから構成される骨格間隙比⁹⁾の関係を示している。

供試体の作成方法は、直径(ϕ)=50mm、高さ(H)=100mmの二つ割りモールドをセットしたペダスタルを振動台上に固定し、試料により異なる一定の加速度を与えながら、空気乾燥した試料を漏斗により落下高さの無い状態で、円を描くようにモールド内に流下させて密度を整える方法とした。この作成方法により、細粒分の飛散や土粒子の分級を最小限に抑えることができた。

(3) 試験方法

供試体の飽和は、供試体を三軸セル内にセットし、飽和度を高めるために供試体内に二酸化炭素(CO₂)、脱気水を順に流す方法とした。なお飽和度の確認は、背圧を196kPaで加圧して放置した後、拘束圧を29.4kPa加えた時のB値を0.95以上とした。

表-1 試料番号

試料番号	T100-00	T95-05	T90-10	T80-20
重量比(砂:細粒分)	100:00	95:5	90:10	80:20
塑性指数:Ip	NP	NP	NP	NP
D ₆₀ (mm)	0.22	0.215	0.21	0.2
D ₃₀ (mm)	0.16	0.15	0.14	0.12
D ₁₀ (mm)	0.12	0.114	0.075	0.0027
均等係数:Uc	1.83	1.89	2.84	74.1
曲率係数:Uc'	0.97	0.92	1.26	26.7

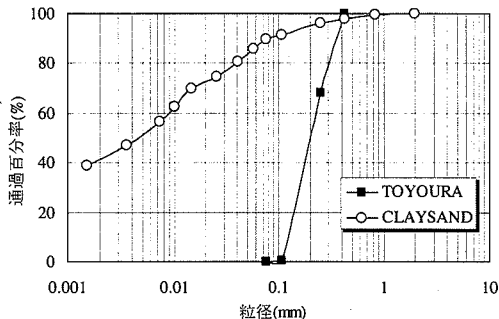


図-1(a) 砂および細粒分の粒径加積曲線

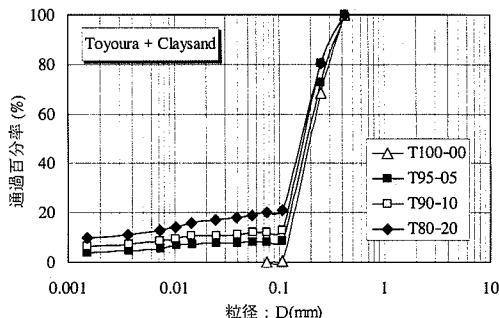


図-1(b) 各試料の粒径加積曲線

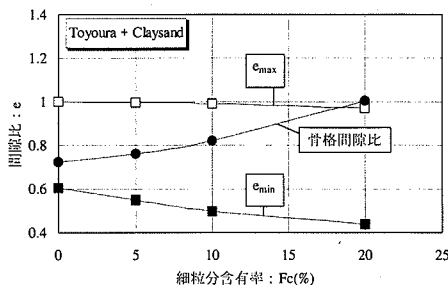


図-2 間隙比と細粒分含有率の関係

試験内容は、 K_0 圧密を終えた各供試体に、非排水三軸圧縮試験(K_0 CUC試験)、非排水三軸伸張試験(K_0 CUE試験)、および、繰返し非排水三軸試験(三軸液化化試験)をそれぞれ行った。 K_0 圧密の方法は、供試体の直径方向のひずみを±0.05%以下に保持するようにセル圧を制御しながら、軸差応力が98kPaになるまで、軸力を軸差応力/载荷時間(kPa/min)の载荷速度で漸増させる荷重制御とし、载荷時間は、過剰間隙水圧の消散を確認した上で、

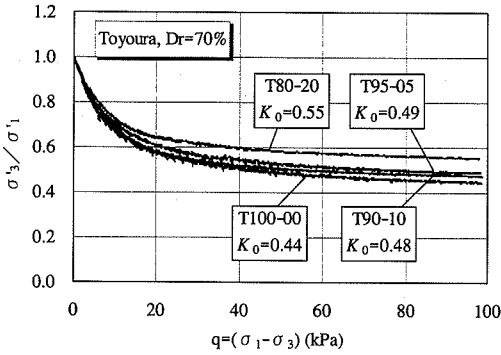


図-3 K_0 圧密曲線

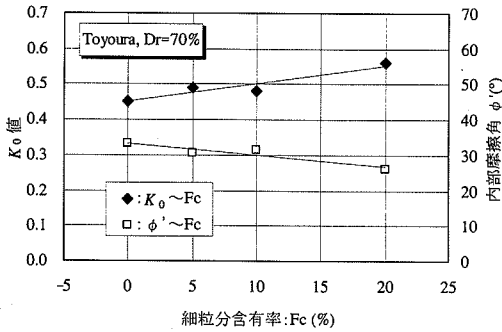


図-4 F_c と K_0 の関係

T100-00, T95-05は180分, T90-10, T80-20は240分とした。 $K_0\overline{CUC}$ 試験および $K_0\overline{CUE}$ 試験では、拘束圧を一定とした条件で、軸ひずみ速度0.25%/minで軸ひずみが15%となるまで載荷した。また、三軸液状化試験では、拘束圧を一定とし、周波数0.1Hzのsin波を繰返し載荷した。この時、繰返しせん断応力振幅比は、試料毎に液状化強度曲線が描けるように調整した。

なお、豊浦砂のような均等係数が小さい試料を用いた場合には、メンブレンの貫入により圧密過程における体積変化量を過大評価することが指摘されている¹⁰⁾。このため、細粒分含有率の低い試料については、 K_0 圧密後の供試体に作用する見かけのせん断応力に影響すると思われる。しかし、 K_0 圧密後の供試体に対するメンブレンの貫入量補正については有効な知見が得られていないことから、特にここでは補正を行っていない。

3. K_0 圧密特性

図-3に各試料における K_0 圧密過程を示す。 σ_v/σ_h (K_0 値)は、どの試料も圧密開始直後より大きく減少した後、ある値に漸近する経路を示しており、軸差応力が98kPaとなる σ_v/σ_h を各供試体の K_0 値とするものである。そ

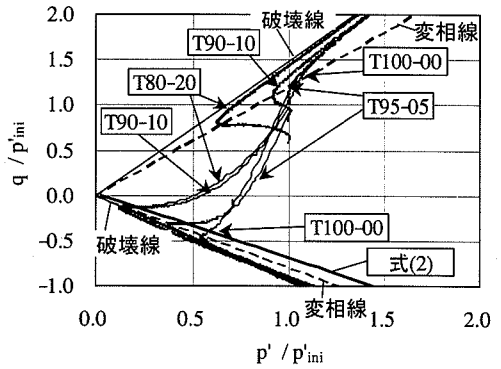
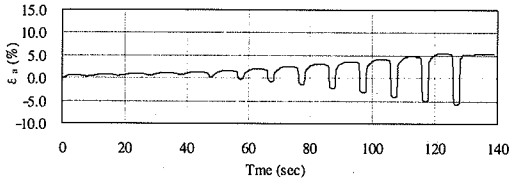
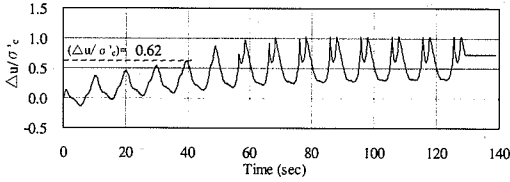
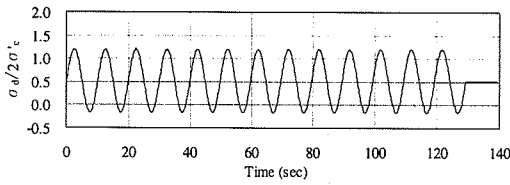


図-5 有効応力経路図

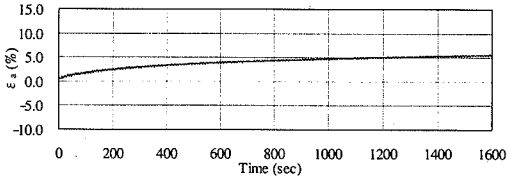
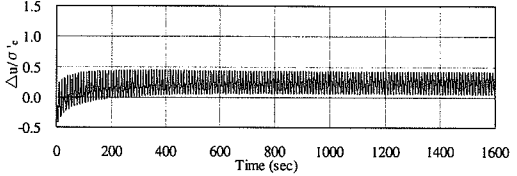
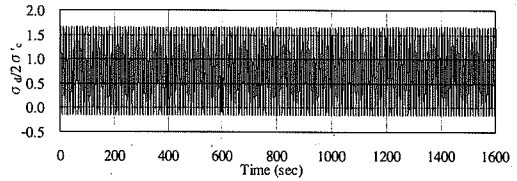
の結果、T100-00では $K_0=0.44$ 、T95-05では $K_0=0.49$ 、T90-10では $K_0=0.48$ 、T80-20では $K_0=0.55$ となった。図-4は、細粒分含有率(F_c)と K_0 値の関係を示したものである。同図には、Jaky(ヤーキー)の式($K_0=1-\sin\phi'$)¹⁰⁾に K_0 値を代入して得られるせん断抵抗角(ϕ')を併せてプロットしてある。これより、 $F_c=0\sim 20\%$ の範囲では、 F_c の増加に伴い K_0 値(0.44→0.56)は増加し、せん断抵抗角($\phi'=34^\circ\rightarrow 26^\circ$)は減少してくる。この ϕ' の減少の原因は、図-2に示したように細粒分含有率の増加に伴い、砂分のみで構成される骨格間隙比が増し、砂粒子間の噛み合わせが緩くなったことによる、せん断抵抗力の低下であると思われる。例えば、T80-20の骨格間隙比は、T100-00の最大間隙比(e_{max})とほぼ等しく、非常に緩い状態にある。これより、本試験条件における細粒分を含んだ砂質土は、 K_0 値が $F_c=0\rightarrow 20\%$ までは単調な増加を示す材料特性を有しているといえる。

4. K_0 圧密非排水三軸圧縮・伸張特性

図-5は、各細粒分含有率(F_c)の $K_0\overline{CUC}$ 試験および $K_0\overline{CUE}$ 試験により得られた有効応力経路($p'/p'_{ini}\sim q/p'_{ini}$ 関係)を示したものである。なお、縦軸、横軸は、共に初期平均有効主応力(p'_{ini})で除して無次元化してある。 $K_0\overline{CUC}$ 試験により得られた有効応力経路は、細粒分の多い試料ほど、せん断初期に左側へ大きくシフトし、それ以降は破壊線(実線)に沿うようにして右側へ上昇している。このことから、本試験条件における砂質土のダイレイタンス挙動は、 $F_c=0\sim 20\%$ の範囲では細粒分含有率の増加に伴い、せん断初期に負のダイレイタンスを強く生じ、更にせん断が進むと正のダイレイタンスに転じることがわかる。このダイレイタンスの反転する部分を連ねた線を変相線と呼ぶが、変相線は F_c によらず一つの線(点線)で示すことができる。



(a) 液状化(SRR=0.175)



(b) 繰返し軟化(SRR=0.160)

図-6 時刻歴図(T100-00)

また、 $K_0 \overline{CUE}$ 試験により得られた有効応力経路は、圧縮側と同様に細粒分の多い試料ほど、大きく左側ヘシフトしており、負のダイレイタンシーを強く生じている。T90-10とT80-20では、 p/p'_m は原点付近にまで左側ヘシフトしてくる。更にせん断が進むと全ての試料は、ほぼ同じ破壊線に沿うようにして右下へと下降し正のダイレイタンシーに転じており、変相線については圧縮側同様、細粒分含有率(F_c)によらず一つの線(点線)で示すことができる。

以上のように、圧縮過程、伸張過程では、共に F_c の高い試料ほど負のダイレイタンシーを強く生じる。これは、 F_c が20%に近づくとも骨格間隙比は $F_c=0\%$ の最大間隙比(e_{max})に近づくため、砂粒子による噛み合わせが緩い骨格構造となり、せん断初期において収縮挙動が卓越するためと考えられる。

5. 繰返し非排水三軸試験結果

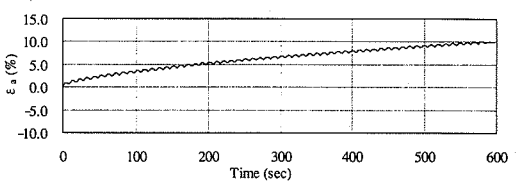
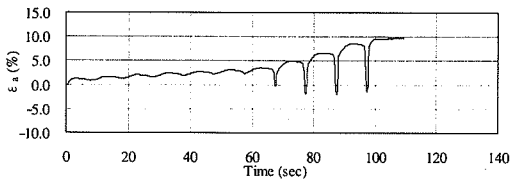
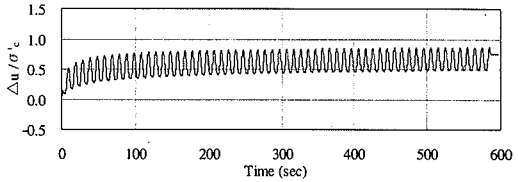
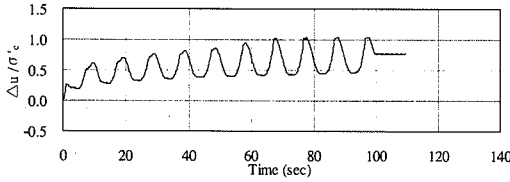
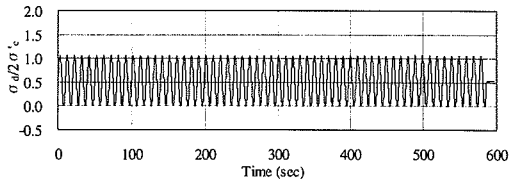
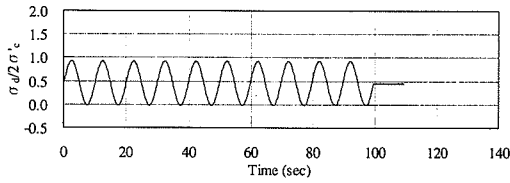
(1) 細粒分含有率による破壊挙動の変化

初期せん断応力が作用する砂質土を対象とした三軸液状化試験における破壊挙動は、①過剰間隙水圧比の上昇により有効拘束圧を消失し、液体的な挙動を呈する場合(いわゆる“液状化”)、②過剰間隙水圧比がある程度上昇した後、横言い状態となり有効応力が残留した状態で、軸ひずみが圧縮側に蓄積される場合⁹⁾(ここでは

“繰返し軟化”と呼ぶ)、③過剰間隙水圧比も軸ひずみも上昇しない場合(ここでは“破壊なし”と呼ぶ)、に分類できることが知られている⁹⁾。

本試験においても、同様の結果が得られており、図-6、図-7、図-8には、各試料における、液状化、繰返し軟化、となった代表的な結果を、図-9には、破壊なしとなった代表的な結果を示す。

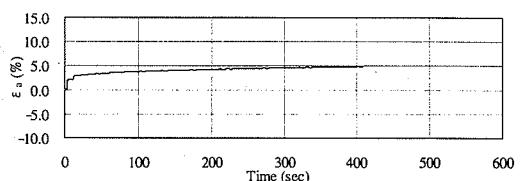
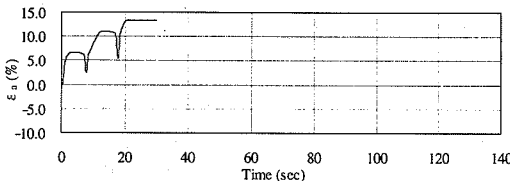
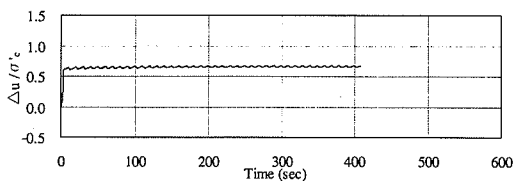
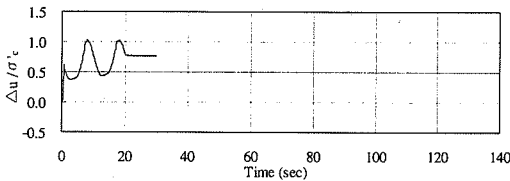
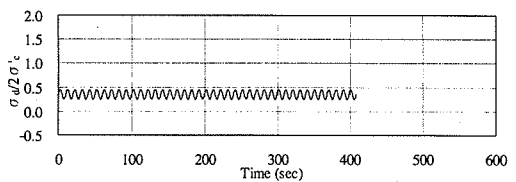
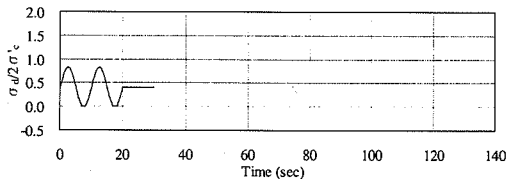
繰返しせん断応力を与えることで完全両振り状態となる、図-6(a)、図-7(a)、図-8(a)では、過剰間隙水圧比($\Delta w/\sigma'_c$)は、繰返し載荷回数増加に伴い上昇し、最終的には $(\Delta w/\sigma'_c)=1.0$ となり液状化に至っている。また、T100-00では、 $(\Delta w/\sigma'_c)=0.6$ に達したあたりより、それまでの緩やかな上昇過程から一変して、一挙に有効拘束圧にまで上昇する経路をたどっている。一方、T90-10では、処女載荷時の上昇量が大きくなり、それ以降は緩やかに有効拘束圧に到達する経路を示している。また、T80-20では、繰返し応力が伸張側へ僅かに反転するだけで、繰返し載荷回数(N_c) ≤ 1.0 の範囲内で $(\Delta w/\sigma'_c)=1.0$ になる極めて脆弱な性質を示した。次に、軸ひずみは、T100-00では、圧縮側においてわずかな増減を繰り返す状態から、 $(\Delta w/\sigma'_c)=0.6$ に到達した直後より、圧縮側、伸張側の両方へ大きく振れ始めて大変形に至っている。これに対し、T90-10では、圧縮側へのみ増大し、伸張側では一定の振幅が保たれており、T80-20では、伸張側への振れはなく、圧縮側へのみ累積するような挙動となった。



(a) 液状化(SRR=0.030)

(b) 繰返し軟化(SRR=0.010)

図-7 時刻歴図 (T90-10)



(a) 液状化(SRR=0.001)

(b) 繰返し軟化(SRR=0.0)

図-8 時刻歴図 (T80-20)

繰返しせん断応力片振幅を初期せん断応力と同程度にすると、図-6 (b)、図-7 (b)、図-8 (b)では、過剰間隙水圧比($\Delta u/\sigma_c$)はある程度まで上昇した後に横這い状態となり、それ以上には上昇することなく有効応力を残した

状態で、いわゆるサイクリックモビリティ現象へと移行している。Fc=20%までは、処女載荷時に $\Delta u/\sigma_c$ の急な上昇をもたらし、高い値を持って横這い状態へと移行する。また、軸ひずみ(ϵ_s)は、 $\Delta u/\sigma_c$ が横這い状態とな

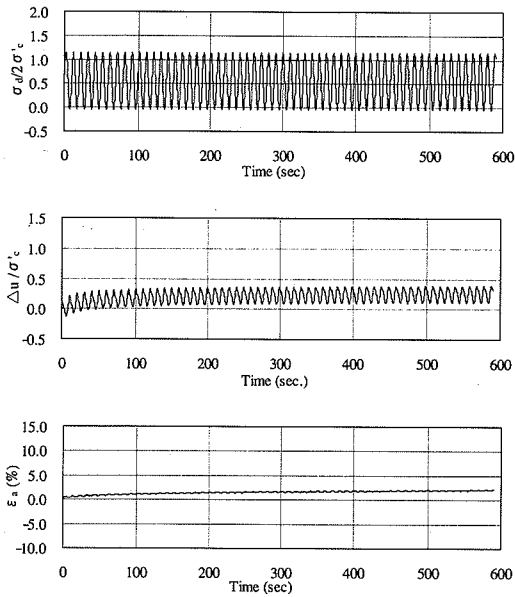


図-9 破壊なしの時刻歴(T100-00, SRR=0.03)

った後も圧縮側へ漸増する挙動を示し、T90-10では、T100-00より軸ひずみの残留量が大きく、T80-20では、処女載荷時に一挙に増大した後に、緩やかに上昇する経路をたどっている。\$K_0\$圧密非排水三軸圧縮試験(\$K_0\$CUC試験)では、軸ひずみ(\$\epsilon_a\$)=5.0%を越えるあたりより、各試料は、有効応力が変化せず、軸ひずみが進行する定常状態へと移行した時点を破壊とみなせるため、繰返し軟化現象における破壊の基準値と定義して良いと思われる。

繰返しせん断応力を完全片振り状態と与えると、図-9に示すように、過剰間隙水圧比(\$\Delta u / \sigma'_c\$)、および軸ひずみ(\$\epsilon_a\$)は、ともに早い段階から横這い状態となり、液状化、繰返し軟化のどちらの挙動も示すことなく、破壊なしとなった。

(2) 応力反転比 (SRR) による破壊挙動の評価

(1)で述べた液状化、繰返し軟化、破壊なしの挙動は、初期せん断応力と繰返しせん断応力片振幅との大小関係に依存し、繰返しせん断応力が伸張側へ反転すると液状化になりやすく、初期せん断応力と同程度になると繰返し軟化や破壊なしになることが、本試験結果からも確認することができた。そこで、初期せん断応力と繰返しせん断応力片振幅との大小関係を表す指標として、式(1)に示す応力反転比；SRR(Stress Reverse Ratio)を用い、細粒含有率(\$F_c\$)との関係を整理した。

$$SRR = (\sigma_d - \sigma_{dini}) / 2\sigma'_c \quad (1)$$

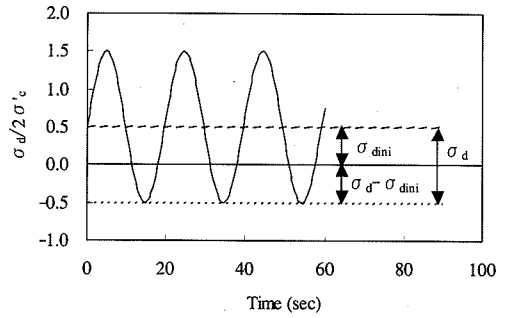


図-10 \$\sigma_d\$と\$\sigma_{dini}\$の関係 (模式図)

ここに、

- \$\sigma_d\$: 繰返しせん断応力片振幅
- \$\sigma_{dini}\$: 初期せん断応力
- \$\sigma'_c\$: 初期有効拘束圧

すなわち、式(1)は、

SRR>0: 繰返しせん断応力の反転あり

SRR=0: 初期せん断応力=繰返しせん断応力片振幅

SRR<0: 繰返しせん断応力の反転なし

である。

また、\$\sigma_d\$と\$\sigma_{dini}\$の関係を示すと図-10のとおりとなる。

図-6～図-9には、与えた繰返しせん断応力をSRR値で示しており、これらの結果から、液状化⇔繰返し軟化⇔破壊なし、とに分類できる各変化点は、T100-00ではSRR>0の範囲内に明確に存在し、T90-10では、SRR>0の範囲内にあるものの極めてSRR=0に近く、T80-20ではSRR>0の範囲で瞬時に液状化、SRR=0の時に繰返し軟化となる。なお、SRR<0では、全ての供試体を破壊なしに分類できることがわかった。

6. 液状化強度の評価

(1) 限界過剰間隙水圧比による液状化の規定

等方圧密後の繰返し非排水三軸試験結果では、供試体の軸ひずみ(\$\epsilon_a\$)は細粒含有率(\$F_c\$)に関係なく、ある時点から(\$\epsilon_a\$)=0%を中心軸として圧縮側と伸張側に振れ始め、次第に伸張側に偏りながら振れ幅を拡大する挙動を示す¹⁾。液状化時点を判断する基準値である両振幅軸ひずみは、この挙動に基づいて提案されており、対象とする構造物の耐力に応じてDA(例えば(DA)=5%や10～25%)の値が決められている。しかし、図-6(a)、7(a)、8(a)に示すように、\$K_0\$圧密後の繰返し非排水三軸試験における軸ひずみの挙動は、繰返し載荷の開始直後の段階

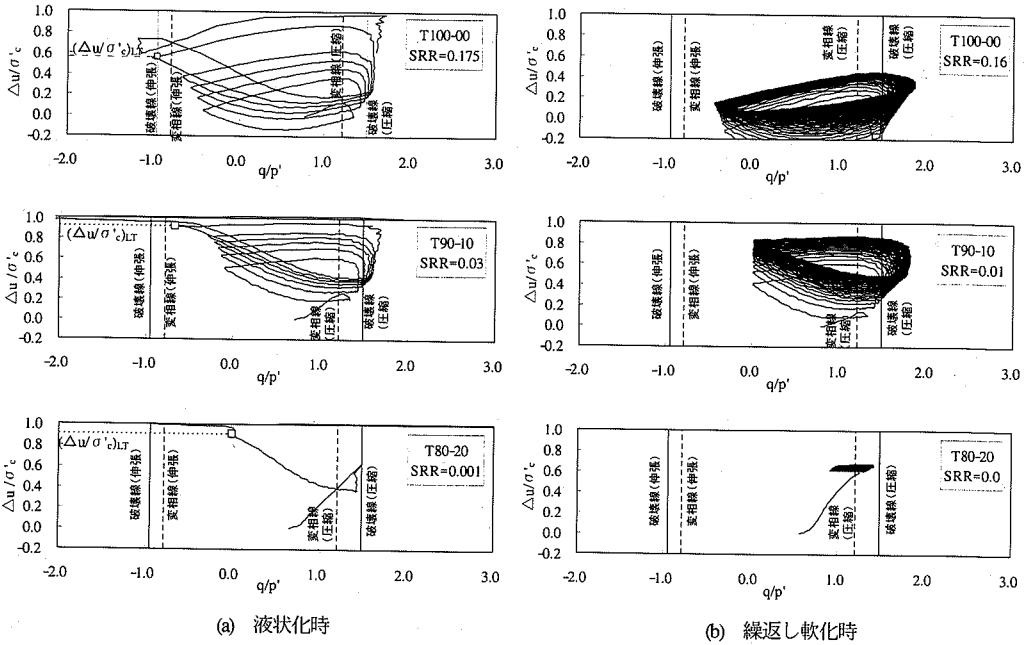


図-11 $\Delta w/\sigma'_c$ と q/p' の関係

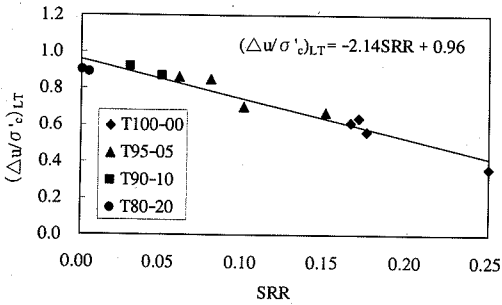


図-12 $(\Delta w/\sigma'_c)_{LT}$ とSRRの関係

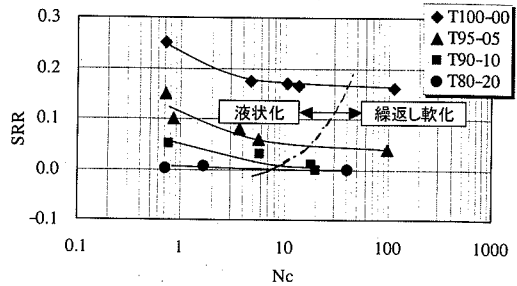


図-13 SRRと N_c の関係

から圧縮側へと偏り、等方圧密の場合とは異ってくる。また、その偏り傾向は、細粒含有率(F_c)の増加に伴い顕著となり、T80-20では、圧縮側の領域のみで増減を繰返しながら軸ひずみが累積していく。このことから、両振幅軸ひずみによって液状化時点を判断するのは困難である。そこで、本試験における供試体の液状化時点を判断する基準値として、間隙水圧の変化に着目することとした。

図-11は、各試料の繰返し載荷過程における過剰間隙水圧比($\Delta w/\sigma'_c$)と有効応力比(q/p')の関係を、破壊と見なすことができる液状化、繰返し軟化、の各状態に分けて整理したものである。図-11(a)に示すように、砂質土が液状化に至る過程では、 q/p' の振幅は、 q/p' が伸張側の破壊線に接近あるいは到達した直後から急激に大きくなる。また、その時を境として $\Delta w/\sigma'_c$ も上昇し、 $(\Delta w/\sigma'_c)=1.0$

に至っている。すなわち、この変化点において、砂質土の挙動は、液体(流動)的な状態に変化していると考えられる。この挙動は、 F_c の違いに関係なく同様の傾向にある。このことから、本試験においては、この $\Delta w/\sigma'_c$ を限界過剰間隙水圧比($(\Delta w/\sigma'_c)_{LT}$)と称して液状化時点を判断する基準値とみなした¹¹⁾。また、砂質土が繰返し軟化を生じる場合は、図-11(b)に示すように、 q/p' は圧縮側破壊線に到達するが、伸張側破壊線からは遠く離れた状態でサイクリックモビリティへと移行し、過剰間隙水圧比($\Delta w/\sigma'_c$)の上昇は抑えられ、有効応力を残留したままとなる。

図-12は図-11(a)に示した過剰間隙水圧比($\Delta w/\sigma'_c$)と有効応力比(q/p')の関係から求まる、限界過剰間隙水圧比($(\Delta w/\sigma'_c)_{LT}$)と、式(1)に示した応力反転比(SRR)との関係を整理したものである。これより、 $(\Delta w/\sigma'_c)_{LT}$ とSRRとの

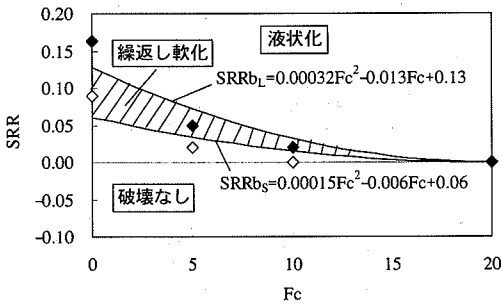


図-14 SRRとFcの関係

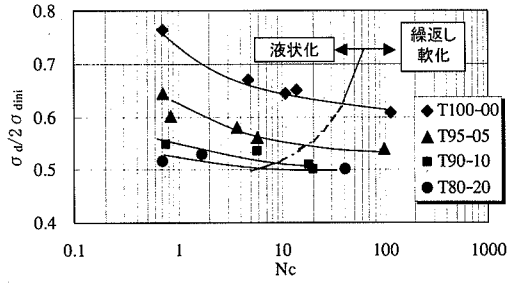


図-16 液状化強度曲線

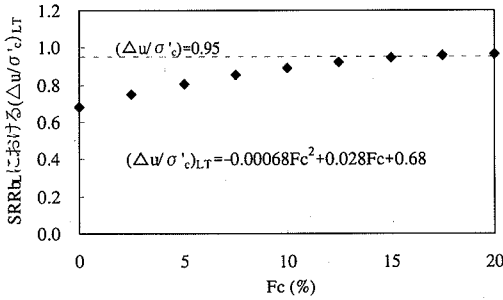


図-15 $(\Delta w/\sigma')_{LT}$ とFcの関係

間には一義的な関係が得られ、この関係は、式(2)で表される。

$$(\Delta w/\sigma')_{LT} = 2.14 \cdot SRR + 0.96 \quad (2)$$

この関係は、初期せん断応力が作用する土に与えられた繰返しせん断応力比に対して、土が液体的な挙動を始める時点の過剰間隙水圧比 $(\Delta w/\sigma')$ を示すものである。また、式(2)と破壊線との関係を見るために式(2)を $qp'_{in} \sim p'/p'_{in}$ 面上に描くと図-5のようになり、式(2)は伸張側の変相線付近を示している。ただし、提案する式(2)については、細粒分が低塑性で相対密度を $(Dr)_r=70\%$ とした砂質土に適用できるものであり、種々の砂や砂質土の液状化挙動を一律に評価できる一般性を持つものではない。

(2) 破壊挙動の変化点の評価

5.(2)では、応力反転比(SRR)の違いによって、砂質土の挙動は、破壊と見なすことができる液状化、繰返し軟化、および破壊なしに分類でき、その変化点はFcによって異なることがわかった。ここでは、図-13に示すように、SRRと繰返し載荷回数(N_c)の関係から、液状化、繰返し軟化の変化点を評価する。なお、 N_c の規定値は、砂質土が液状化となった場合には、6.(1)で述べた限界過剰間隙水圧比 $(\Delta w/\sigma')_{LT}$ に到達したときの繰返し載荷回

数として定義し、繰返し軟化となった場合には、 K_0 CUC試験において、各試料が定常状態に到達し破壊と見なせる、軸ひずみ $(\epsilon_a)=5\%$ となるときに繰返し載荷回数として定義した。

図中には、液状化となったSRRの最小値と繰返し軟化となったSRRの最大値の平均値を両者の境界値(SRR_{bL}:Boundary Liquefaction)と定義してFc毎に求め、それらを一点鎖線で結ぶことにより、液状化と繰返し軟化の境界線として示してある。一点鎖線より左側は液状化を生じた範囲であり、右側は繰返し軟化を生じた範囲を意味する。これより、Fcが増すとSRR_{bL}および繰返し回数(N_c)は共に小さくなり、Fc毎に一つのSRR_{bL}が定まることから、両者の関係を整理すると、式(3)に示す二次関数で近似できる。

$$SRR_{bL} = 0.00032Fc^2 - 0.013Fc + 0.13 \quad (0 \leq Fc \leq 20) \quad (3)$$

同様に、繰返し軟化となったSRRの最小値と、破壊なしとなったSRRの最大値の平均値を両者の境界値(SRR_{bS}:Boundary Softening)として定義し、Fc毎に求めると式(4)に示す関係が得られる。

$$SRR_{bS} = 0.00015Fc^2 - 0.006Fc + 0.06 \quad (0 \leq Fc \leq 20) \quad (4)$$

図-14は、式(3)(4)を応力反転比(SRR)と細粒分含有率(Fc)との関係で示したものである。式(3)の曲線より上側は液状化の領域を、斜線で示した部分は繰返し軟化の領域を、その下側は破壊なしの領域を示している。これより、Fc=0~20%の範囲では、繰返し軟化を生じるSRRの領域は、Fc=0%の時に最も広く、Fc=15%以上では極めて限られた領域に留まることから、この繰返し軟化現象は、本試験条件による砂質土において、細粒分が少なく土粒子間のかみ合わせが比較的強い材料特性を持つ場合に生じる現象であると思われる。

また、式(2)と式(3)より、SRR_{bL}における限界過剰間隙水圧比 $(\Delta w/\sigma')_{LT}$ と細粒分含有率(Fc)との関係は式(5)で表

され、図-15のように示される。

$$(\Delta w/\sigma')_{LT} = 0.00068Fc^2 + 0.028Fc + 0.68 \quad (5)$$
$$(0 \leq Fc \leq 20)$$

これより、本試験条件による $Fc=0\sim 15\%$ の砂質土では、過剰間隙水圧(Δu)が初期有効応力(σ')に到達しない時点より液體的な挙動を始め、その(Δu)は $Fc=0\%$ (T100-00)で最も小さく、 $(\Delta w/\sigma')_{LT}=60\%$ 付近となる。一方、 $Fc=15\sim 20\%$ では、 $(\Delta w/\sigma')_{LT}=95\%$ 程度であり、土の液状化強度を評価する基準値の一つである、 $(\Delta w/\sigma')=95\%$ に見合う程度で液状化に至ることがわかる。

(3) 液状化強度の評価

図-16は、等方圧密による繰返し非排水三軸試験の整理に従い、繰返し応力比($\sigma_d/2\sigma_{vm}$)と前述した定義に基づく繰返し回数(N_c)による液状化強度曲線を示したものである。図中に描いた一点鎖線より左側は液状化、右側は繰返し軟化を示す領域である。これより、本試験条件による砂質土の細粒分含有率(F_c)を $0\rightarrow 20\%$ にまで段階的に増すと、強度曲線は下方へとシフトし、繰返し強度比は低下してくる。また、繰返し強度比を規定するには、本来不規則な波である地震波を等価な一定せん断応力に換算して、マグニチュード $M=7$ 程度に相当する $N_c=10\sim 30$ 回を適用することが多く⁹⁾、図-16において、繰返し強度比の規定値を、例えば(N_c)=20とすると、T100-00では液状化の領域、T95-05～T80-20では繰返し軟化の領域となり、液體的な破壊現象と有効応力を残しつつ軟化する破壊現象とが混在してくる。以上のことから、本試験条件による砂質土の K_0 圧密後の繰返し非排水三軸試験において、規定する繰返し回数(N_c)に応じて得られる液状化強度比は、細粒分含有率(F_c)により液状化または繰返し軟化による破壊形態を示す場合があり、その扱いは異なるべきである。

7. まとめ

本研究では、相対密度を(D_r)=70%として細粒分含有率(F_c)を $0\sim 20\%$ の範囲で変化させた砂質土に、軸差応力を98kPaとする条件で K_0 圧密を行った後、拘束圧一定条件で非排水三軸圧縮試験($K_0\overline{CUC}$ 試験)、非排水三軸伸張試験($K_0\overline{CUE}$ 試験)、および、繰返し非排水三軸試験(三軸液状化試験)をそれぞれ実施した。その結果、本試験条件による砂質土の液状化挙動をまとめると以下のようになる。

(1) K_0 圧密試験により得られた K_0 値は、 F_c の増加に伴い増加し、せん断抵抗角は減少する(Jakyの式)。これは、砂

分から構成される骨格間隙比を調べると、(F_c)=20%では(F_c)=0%の最大間隙比(e_{max})程度に相当するため、砂粒子間の結合が F_c の増加により緩い状態に推移したためと考えられる。

(2) $K_0\overline{CUC}$ 試験および $K_0\overline{CUE}$ 試験による有効応力経路を調べた結果、本試験条件による砂質土では、 F_c の高い試料ほど、せん断初期に負のダイレイタンスを強く生じる。これは、 F_c の増加により砂粒子の構造が緩い状態へと推移するためと思われる。

(3) K_0 圧密後の三軸液状化試験により、本試験条件による砂質土の破壊挙動は、①液状化、②有効応力を残留した状態で軸ひずみが圧縮方向へ蓄積して破壊に至る繰返し軟化、および③破壊なし、の三者に分類することができる。

(4) K_0 圧密後の三軸液状化試験により、本試験条件による砂質土の破壊挙動は、繰返しせん断応力片振幅と初期せん断応力との大小関係を表す応力反転比(SRR)により評価することができ、 $SRR \geq 0$ の領域では液状化および繰返し軟化を、 $SRR < 0$ の領域では常に破壊なしを示す。

(5) K_0 圧密後の砂質土が液状化する場合、供試体が液体(流動的な挙動を始める時点の過剰間隙水圧比を、限界過剰間隙水圧比 $(\Delta w/\sigma')_{LT}$ として定義すると、応力反転比(SRR)の間には、一義的な関係が得られた。

(6) 本試験条件による砂質土で生じる繰返し軟化は、細粒分が少なく、砂粒子間のかみ合わせが比較的強い場合に起こる現象と考えられる。

(7) 液状化と繰返し軟化との境界を表す $(\Delta w/\sigma')_{LT}$ と F_c との関係より、本試験条件による(F_c)=0～15%の砂質土では、過剰間隙水圧(Δu)が初期有効応力(σ')に達しない時点より液體的な挙動を始め、(F_c)=0% (T100-00)における(Δu)は最も小さく $(\Delta w/\sigma')_{LT}=60\%$ 付近となる。また、(F_c)=15～20%では $(\Delta w/\sigma')_{LT}=95\%$ 程度となり、土の液状化強度を評価する基準値の1つである $(\Delta w/\sigma')=95\%$ に見合う程度で液状化に至る。

(8) K_0 圧密後の砂質土の液状化強度曲線は、 F_c の増加により下方へとシフトし、繰返し強度比は低下してくる。また、規定する繰返し回数(N_c)に対して得られる繰返し強度比は、 F_c によって液状化または繰返し軟化による破壊形態をとる場合があり、その扱いは異なるべきである。

参考文献

- 1) 森伸一郎、沼田淳紀、境野典夫、長谷川昌弘：埋立地の液状化で生じた噴砂の諸特性、土と基礎、Vol.39, No.2, pp.17～22, 1991.
- 2) 建設省土木研究所：平成7年(1995年)兵庫県南部地震災害調査報告、土木研究所報告、第196号、1996.
- 3) (社)地盤工学会・調査部：平成12年鳥取県西部地震災害緊急調査団報告、2000.

- 4) 例えば, (社) 日本道路協会: 道路橋示方書 V 耐震設計編, 2002.
- 5) 地盤工学会: 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム, pp.14-51, 1999.
- 6) 兵動正幸, 村田秀一, 安福規之: 初期せん断を受ける飽和砂の動的強度について, 第24回土質工学会研究発表講演集, pp.797-800, 1989.
- 7) 吉嶺充俊, 西田徹: 砂の非排水三軸繰返し試験に及ぼす異方性の影響, 第35回地盤工学研究発表会講演集, pp.761-762, 2000.
- 8) 飽和砂の非排水繰返し三軸試験方法に関する研究委員会: 飽和豊浦砂の共通仕様に基づく全国一斉非排水繰返し三軸試験の結果について, 土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集, (社) 土質工学会, pp.1-35, 1988.
- 9) 佐藤正行, 小田匡寛, 風間秀彦, 小瀬木克己: 細粒分が埋立地盤の液状化特性に及ぼす影響に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.561/III-38, pp.271-282, 1997.3.
- 10) 地盤工学会「土質試験の方法と解説」改訂編集委員会: 土質試験の方法と解説, (社) 地盤工学会, 2000.
- 11) 矢島寿一, 沼田佳久, 中根淳: 細粒分を含む砂質土の液状化特性と液状化強度評価に関する一考察, 土木学会論文集, No.624/III-47, pp.113-122, 1999.6.

(2004. 5. 27受付)

A STUDY ON LIQUEFACTION PROPERTIES OF K_0 -CONSOLIDATED FINE CONTAINING SAND

Yoshihisa NUMATA, Atsushi NAKANE and Juichi YAJIMA

Cyclic Undrained Triaxial Tests were carried out, after performing K_0 -consolidation to fine containing sands, which had different fine content (F_c) and fixed initial relative density. Consequently, it turned out that, as for the size relation between the initial shear stress and the amplitude of cyclic shear stress, the behavior of K_0 -consolidated sandy soil were classified into liquefaction, cyclic softening, and no-failure. And the result of arranging these behaviors using the index (SRR), which indicated the degree of the reversal to the extension side of cyclic shear stress, produced that SRR was by the volume of F_c . Furthermore, it turned out that the failure form according to the specified number of cycles, in the relation between cyclic shear stress ratio and number of cycles, was classified as liquefaction or cyclic softening by F_c , and changed the treatment of liquefaction strength evaluation.