

堆積構造の異なる非塑性シルト質土の液状化及び液状化後挙動

島袋淳¹・安原一哉²・村上哲³

¹正会員 修(工) 徳山工業高等専門学校助手 土木建築工学科(〒745-8585 徳山市久米高城 3538)

²フェロー会員 工博 茨城大学教授 工学部都市システム工学科(〒316-8511 日立市中成沢町 4-12-1)

³正会員 修(工) 茨城大学助手 工学部都市システム工学科(同上)

本論文は、前報^{1),2)}同様、非塑性シルト供試体に対する応力制御繰返し三軸試験によって、シルト質土の液状化特性、液状化後の体積変化特性および剛性劣化特性を調べた結果を報告したものである。まず、これらの特性は供試体作製法(すなわち、結果的に得られる供試体初期構造)の影響を強く受けることを明らかにした。次いで、液状化後の体積変化特性と剛性劣化特性については、ともに過剰間隙水圧とせん断ひずみをパラメータとした、実用に供する可能性のある簡便な予測モデルに定式化した。

Key Words : *non-plastic silt, sample preparation, liquefaction, post-liquefaction, modulus of deformation, lateral flow*

1. まえがき

最近の大きな地震では、これまで液状化が発生しにくいといわれていた、れきやシルトといった砂以外の粒径を有する土でも液状化が確認されている。その代表的な例を挙げると、千葉県東方沖地震(1987)や北海道南西沖地震(1993)では、海岸埋立地盤を中心に液状化が発生したが、非塑性もしくは低塑性シルトなどの細粒分を含んだ砂質地盤やシルト地盤でも多くの液状化が観測されている^{3), 4)}。また、近年最も大きな被害をもたらした兵庫県南部地震(1995)では、これまで液状化しにくいといわれていたマサ土のような砂礫から細粒砂といった粒径が広範囲にわたって分布している地盤において、液状化がみられたことが報告されている⁵⁾。

このような液状化に伴う大きな被害のうちで最近トピックスとなっているものの1つとして、液状化後に地盤全体が大きく動き出す側方流動がある。この側方流動は、変形の規模が数mから10m以上生じる大変形の問題である。こういった側方流動は地盤が液状化することにより、土が初期の強度や剛性を失い、地盤が水平方向に大きく動き出す現象^{6), 7)}であると説明され、地震時の液状化に伴う強度低下とともに、剛性の低下も深く関わっていると考えられる⁸⁾。それゆえ、砂質土の側方流動問題を解明し、予測するため

には液状化前後の対象土の剛性の変化を詳細に把握する必要がある。

これまで、砂に関しては液状化や液状化後の地盤災害のメカニズムの解明やその予測に関する研究は数多く行われているが、シルト質土のような細粒土に対しては十分な基礎研究がなされていない。システマチックな基礎研究が十分なされていない理由の一つとして、液状化特性及び液状化後特性を室内試験によって調べる際に、密度規定などの供試体作製時の初期条件を統一的に規定する方法が研究者によって異なっていることが挙げられる。例えば、足立ら¹⁾は砂とシルトの密度規定を統一した方法で、締固めた非塑性シルトは、同様に締固めて作られた密な砂よりも液状化しやすいことを明らかにしているが、この方法は供試体を締固めているため、結果は盛土などの人工地盤の問題にしか適用できない。したがって、このような供試体作製法は、自然堆積地盤や埋立地盤といった緩い地盤を再現する目的のためには適切とはいえない。

以上のことから、本報告ではまず、非塑性シルトによって緩く堆積した地盤を想定した場合の室内試験における供試体作製法を提案した。次いで、これによって作製された供試体のひずみ制御単調載荷及び応力制御の繰返し三軸試験を行って、締固め供試体のそれと比較し、供試体作製法の影響を確かめた。さらに、緩く作製した自然落下供試体の液状化後の非排水せん

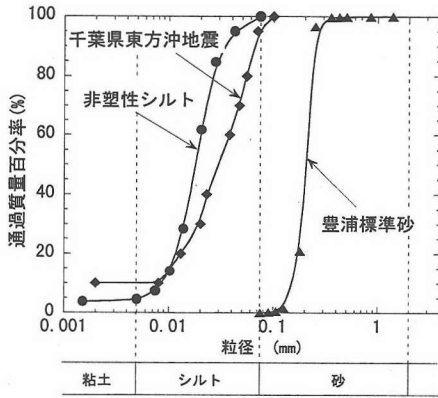


図-1 粒径加積曲線

表-1 用いた試料の物性^{1), 2)}

土粒子密度 ρ (g/cm^3)	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)	最適含水比 w_{opt} (%)	塑性指数	備考
2.53	1.55	21.1	N. P.	岩砕粉末

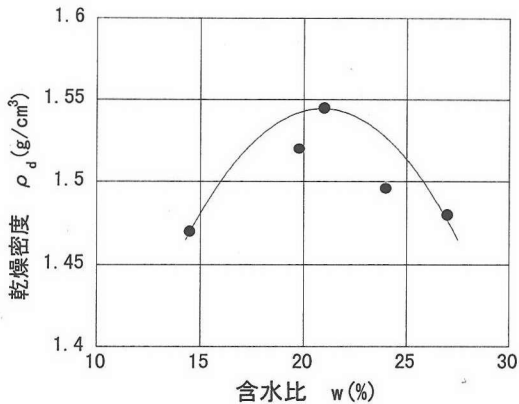


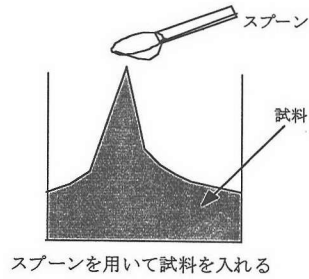
図-2 締固め試験結果^{1), 2)}

断挙動のうち、特に、液状化後の変形係数に注目し、その定式化を試みた。

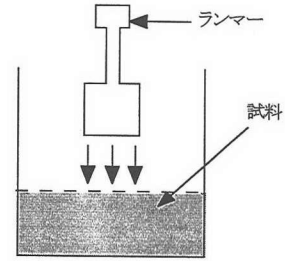
2. 試料及び試験方法

(1) 試料

本研究では、前報^{1), 2)}同様に岩石を粉砕して生成された市販のDLクレーと呼ばれる非塑性シルト質土を用いた。図-1にはDLクレーの粒径加積曲線と、比較のために豊浦標準砂、及び千葉県東方沖地震で液状化により生じた噴砂³⁾のそれも併記している。本研究



(a) 自然落下供試体



ランマーで締固める
(b) 締固め供試体

図-3 供試体作製法

で用いたDLクレーはシルトに属し、千葉県東方沖地震で生じた噴砂と粒度分布が類似しているといえる。また、表-1に試料の物性を示す。ここで、表中の最大乾燥密度、最適含水比はJISで規定された締固め試験(A-a法)によって求めた。用いたシルトの締固め試験結果を図-2に示している。

(2) 供試体作製法

室内試験に用いた供試体は、今回新たに提案した自然落下法と、前報^{1), 2)}で用いた締固め法によって作製したものである。供試体密度を規定するパラメータとして最大乾燥密度 ρ_{dmax} を用いた。一般に砂は最大・最小間隙比が求まるため、異なる砂質土を比較するときの客観的な状態量として相対密度 D_r が用いられるが、ここで用いたシルトに対しては最大・最小間隙比を求めることが困難なため、締固め試験から得られる ρ_{dmax} を用いた。このようにすると、 ρ_{dmax} を用いた場合でも砂等の他の試料との強度特性などの比較が可能である。

本研究で用いられたシルト質土供試体の密度は、自然落下供試体では、締固め供試体よりも緩い供試体を作製するために、 ρ_{dmax} の70%と規定した。なお、比較のために行った締固め法では、前報^{1), 2)}同様に ρ_{dmax} の91%とした。以下にこれらの作製方法を詳述する。

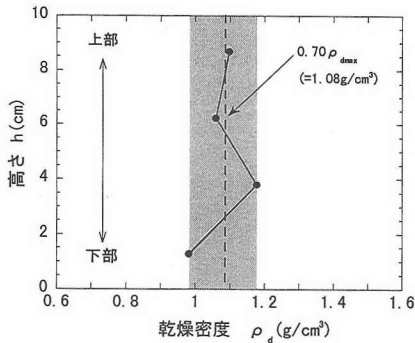


図-4 密度分布

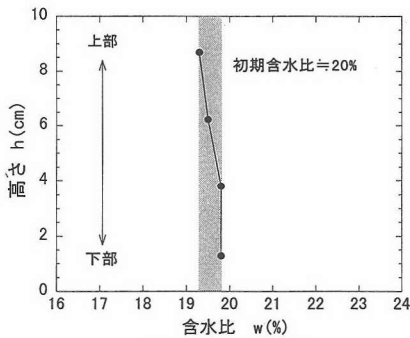


図-5 含水比分布

a) 自然落下法 (図-3(a))

上記の締固め法では、作製時に鉛直方向から加えられる静的な締固め力によって密な供試体になり、堆積した地盤を想定した場合の土供試体の構造を正しく再現できない。そこで、この問題を改善すべく、以下のような供試体作製法を考えた。

①まず、乾燥試料を用意する。目標密度 ($0.70 \rho_{dmax}$) を有する供試体を作製する際、飛散を防ぐために乾燥試料を含水比約 20% になるように調整する。ここで含水比約 20% とした理由は、予め行った予備試験によると、この目標密度にするためには、含水比 20% 前後において、最も容易に供試体作製が可能であったためである。

②試料をスプーンで 3 層に分けて入れる。1, 2 層目を入れ終わったら、その都度モールドの側面をハンマーで適当な回数たたき、たたき終えた後、表面を軽くヘラを用いて乱す。最後の 3 層目ではカラーを用いてすべて入れ、入れ終えたらモデル供試体 (直径 5cm × 高さ 10cm) とその上に重り (1.5kgf) を載せ、所定の高さになるようにハンマーで側面をたたく。

以上のような方法で作製された自然落下供試体に対して、予め行った予備試験結果から得られた供試体内初期密度分布を図-4 に、供試体内初期含水比分布を図-5 に示す。これらの結果はともに 2 本の予備試

験結果を平均したものである。図-4 の密度分布は上部から下部へかけて、図中の点線で比較してみるとほぼ均一に分布している。また、図-5 の含水比分布の状態も併せて考えると、ほぼ一様な供試体が作製できたと判断される。

b) 締固め法 (図-3(b))

この方法は盛土など人工的に締固めた地盤を対象としている。所定量の試料に最適含水比になるよう水を加え、ランマーを用いて試料を締固めて作製する方法である。作製法の詳細については、前報^{1),2)}に述べている。

なお、密度の異なる各供試体作製法において、以後の実験結果を、密度の影響ではなく供試体作製法の影響として議論した理由として、締固め法は静的な締固め力によって、密な供試体になりやすく、本報告で提案した自然落下供試体と同程度の緩い密度の供試体を作製するのが容易ではない。また、外力を作用させて供試体を作製するため、堆積地盤としては想定しにくいなどといった理由が挙げられ、以後の議論を密度の影響ではなく、供試体作製法の影響として議論した。

(3) 試験方法

上記の方法により作製した供試体に CO_2 及び脱気水を通水させ飽和させた後、背圧を 196kPa まで加える。また、通水するときの注意点として、細粒分が移動しないようにポーラスストーンの上に予め、ろ紙を置く必要がある。この状態で締固め供試体は約 8 時間、自然落下供試体は約 12 時間放置した後、B 値が 0.95 以上であることを確認する。ここで、放置する時間が各供試体で異なる理由は、締固め供試体のほうが自然落下供試体に比べて飽和しやすいためである。次いで有効拘束圧 $\sigma'_v = 98kPa$ のもとで供試体を等方圧密させる。圧密時間は排水量が完全に落ち着くまで、すなわち、締固め供試体では平均して約 2 時間 30 分、自然落下供試体では約 3 時間 30 分とした。

a) 非排水三軸圧縮試験

今回提案した自然落下供試体の静的せん断特性を通じて緩い供試体としての特性を示すかどうかを確かめるために非排水三軸圧縮試験を行った。

試験は、ひずみ制御 (軸ひずみ速度 0.1%/min) の非排水単調載荷試験であり、計測は軸ひずみが 15% 以上になるまで行った。

b) 非排水繰返し三軸試験

繰返し載荷後、繰返し載荷中に生じた排水を許すもの、及び許さないものの 2 種類の試験を行った。

①繰返し載荷後、排水を許す試験

圧密終了後、所定の繰返し応力比 $R = \tau_d / \sigma'_v$ ($\tau_d = \sigma'_v / 2$) を破壊 (液状化) に至るまで載荷させた後、

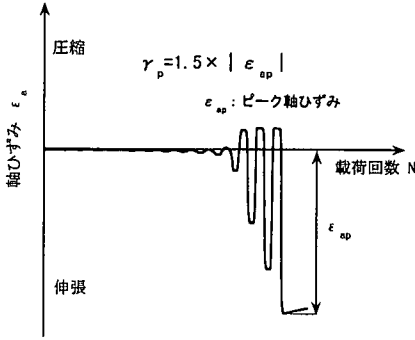


図-6 繰返し三軸試験におけるひずみの定義

コックを開き、排水状態にして間隙水圧を消散させる。体積変化測定用のビュレットの水位が完全に落ち着くまで約5分間放置させた後、最終的な体積変化量を測定する。ここで、本報告での破壊（液状化）の定義はピークの軸ひずみが絶対値で10%以上生じたときとしている。なお、ピーク軸ひずみの定義は、図-6に示している。

②繰返し载荷後、排水を許さない非排水せん断試験

非排水繰返し三軸試験で所定の過剰間隙水圧を発生させた後、非排水状態を保ったまま履歴後の強度・変形特性を調べるため、非排水単調载荷圧縮試験に移行する。この試験の流れを模式的に示したものが図-7である。なお、繰返し载荷試験は応力制御（周波数0.1Hz）で行い、繰返し载荷後の非排水単調载荷試験は、ひずみ制御（軸ひずみ速度0.1%/min）で行った。

3. 静的せん断特性

図-8は締固め供試体及び自然落下供試体に対して行った非排水三軸圧縮試験の代表的な有効応力経路を示している。この図より、締固め供試体では、平均有効主応力 p' が若干減少するが、軸差応力のピーク（軟化開始点）が現れず、直ちに p' が回復する傾向を示しているのに対し、自然落下供試体では、 p' がそのまま減少しながら軸差応力にピークが現れた後、 p' が原点に近づいていくといった異なった傾向が見られる。また、図中には、各供試体作製法における変相線及びその傾きも付記してあるが、応力経路同様、変相線の傾きも全く異なるため、供試体作製法の影響が生じていることがわかる。図-9は両供試体における代表的な軸差応力-軸ひずみ関係を示したものである。この図も図-8の傾向を反映して締固め供試体では軸差応力のピークがみられず、ひずみが増加するにつれて硬化する挙動を示しているのに対し、自然落下供試体では軸差応力のピークがみられる。そして、ピーク後

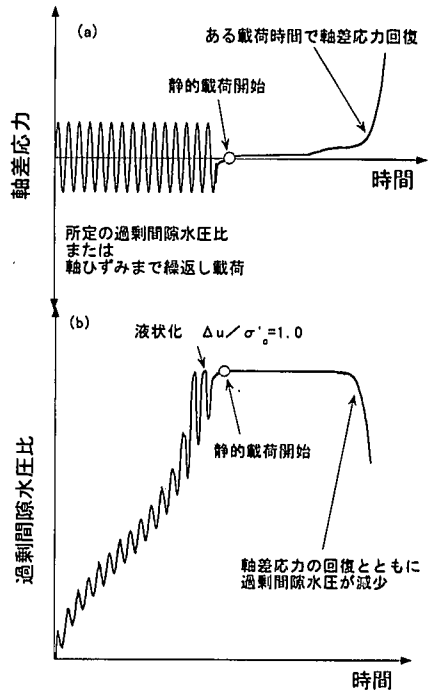


図-7 繰返し及び繰返し試験後の軸差応力と過剰間隙水圧の時系列変化

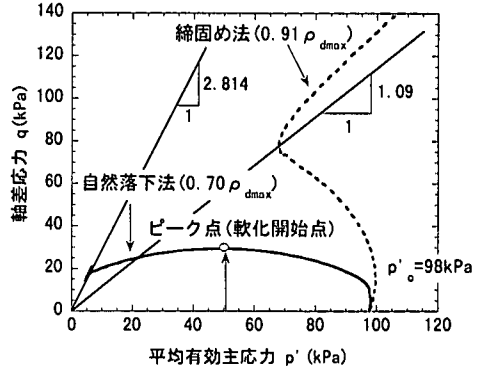


図-8 非排水静的せん断時の有効応力経路に及ぼす供試体作製法の影響

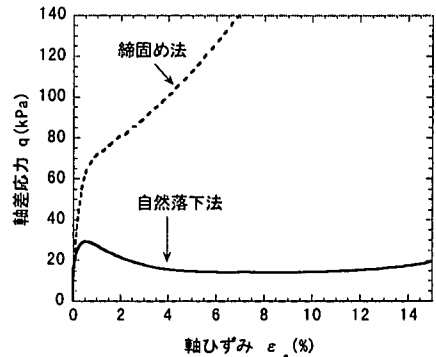
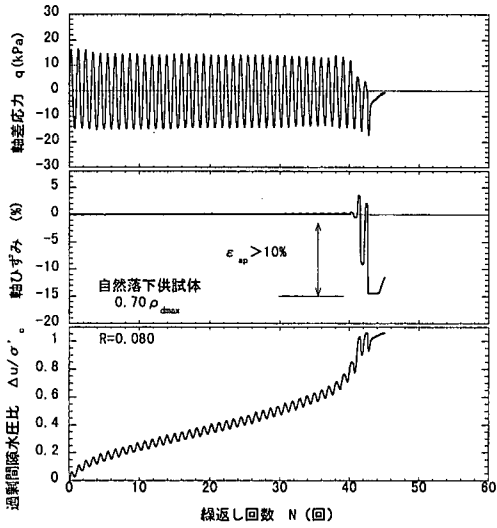
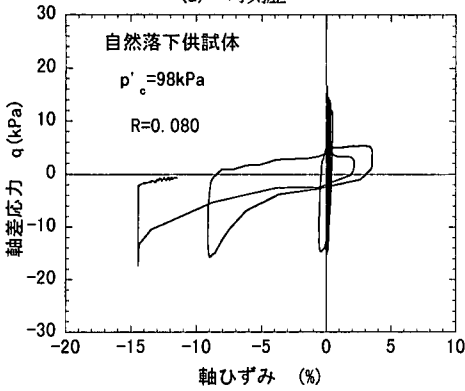


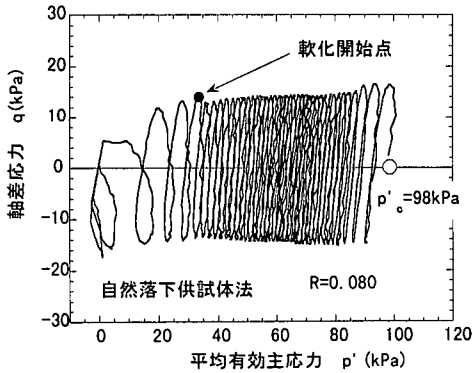
図-9 軸差応力-軸ひずみ関係に及ぼす供試体作製法の影響



(a) 時刻歴

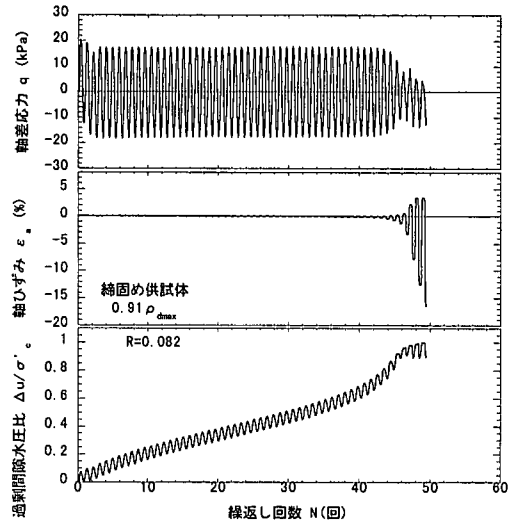


(b) 軸差応力-軸ひずみ関係

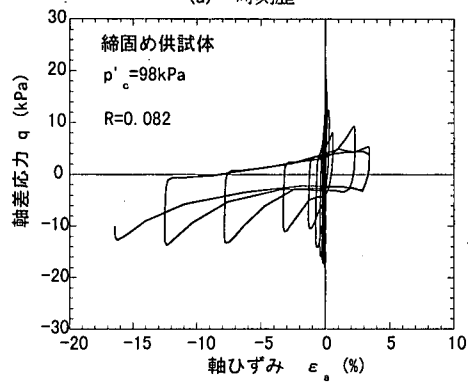


(c) 有効応力経路

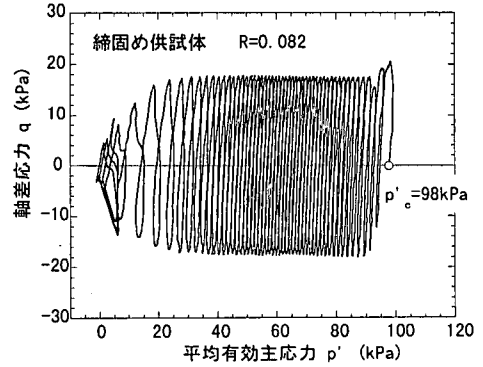
図-10 繰返し三軸試験結果例 (自然落下供試体)



(a) 時刻歴



(b) 軸差応力-軸ひずみ関係



(c) 有効応力経路

図-11 繰返し三軸試験結果例 (締固め供試体)

軟化を示し、そのままひずみの増加とともに流動的な挙動を示していることがわかる。このように、図-8及び図-9の結果から、明らかに供試体作製法の影響がみられ、今回新たに提案した自然落下法による非塑性シルト供試体は十分緩い供試体となっていると考えられる。

4. 液状化特性

図-10(a)は自然落下供試体での非排水繰返し載荷時の時刻歴を示したものであり、図-10(b)に軸差応力-軸ひずみ関係を、図-10(c)に有効応力経路を示す。図-10(a)のように規定した軸ひずみ、すなわちピーク軸

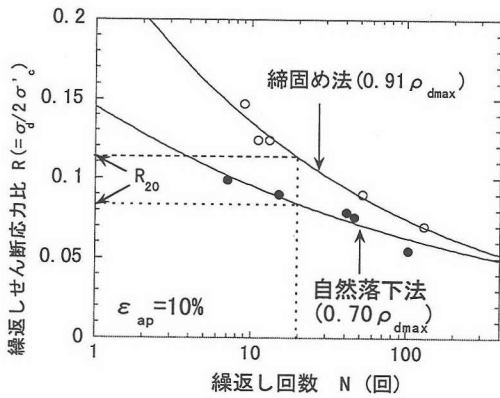


図-12 R-N 関係に及ぼす供試体作製法の影響

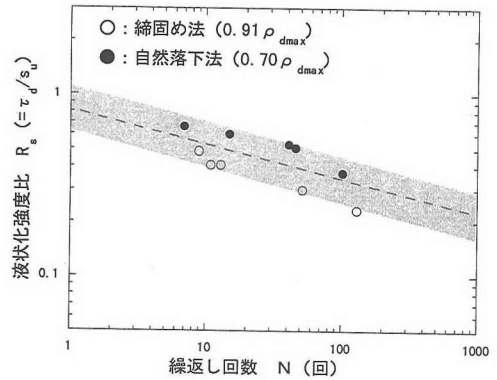


図-13 液状化強度比 R_s - 載荷回数 N の関係

ひずみ 10%をこえたとき繰返し載荷を終了する。図-10(b)の応力-ひずみ関係では伸張側でひずみが生じたあと、次の繰返し載荷で伸張側に 10%付近に達するほど大きくひずみが生じており、最終的に伸張側にひずみが残留するいわゆる液状化破壊が生じていることがわかる。これに対し、締固め供試体は、図-11に示しているように、同じ程度の大きさの繰返し応力比では液状化が生じにくくなっていることがわかる。また、図-10(c)の有効応力経路では平均有効主応力 p' が 30kPa を過ぎた付近から繰返し荷重の波形が乱れ、有効応力が急激に 0 に近づいていくことがみてとれる。このような挙動は、図-10(a)の過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c$ の時刻歴により、水圧比が 0.7 付近を超えたあたりから急激に 1.0 に上昇することと対応している。

以上のような繰返しせん断試験結果を整理して、締固め供試体及び自然落下供試体に対するいくつかの繰返し応力比 R とそれに対応する繰返し回数 N との関係を示したものが図-12 である。ここでは、図-6 に模式的に示したようなピーク時の軸ひずみが絶対値で 10% 生じたときを破壊と定義している。このように、破壊の定義としてピーク軸ひずみ 10% を採用した理由は、従来、液状化破壊の定義として両振幅軸ひずみ DA が用いられているが、初期せん断応力が作用した場合、この DA が大きくなること^{9),10)}や、図-10 の時刻歴より過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_c = 1.0$ に達したときを液状化と定義した場合、そのときピークの軸ひずみが絶対値で 10% 以上生じていることを根拠にして

図-12 からわかるように、締固め供試体では載荷回数 10 回以下で $R-N$ 曲線が急激に立ち上がる傾向があるのに対し、自然落下供試体では曲線は比較的緩やかな勾配になっている。このことから、自然落下供試体では繰返し応力のわずかな差に敏感で、破壊に要する繰返し回数が大きくなると考えられる。また、 $N=20$

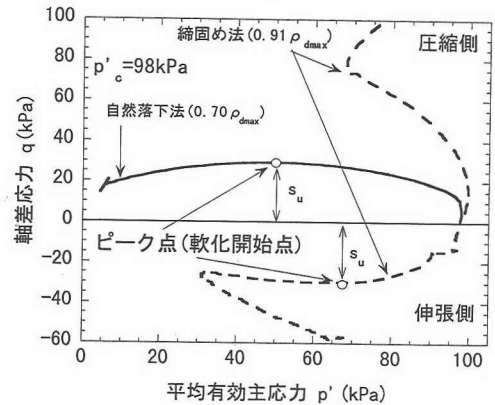


図-14 静的強度の定義

回における応力比を液状化強度 R_{20} と定義して、両供試体を比較してみると、締固め供試体より、自然落下供試体の方が強度は小さく液状化が生じ易いと考えられる。よって、以下に述べる液状化後の挙動を把握する場合、より液状化の危険性が高いと考えられる自然落下供試体に対して検討を進めていく必要があると考えられる。

最後に、図-12 で用いた繰返しせん断応力比 $R (= \tau_d/\sigma'_c)$ の代わりに液状化強度比 $R_s (= \tau_d/s_u)$ を用いて整理したものが図-13 である。このとき、重要なことは正規化するための静的強度 s_u の定義であり、その定義を示したものが図-14 である。前報²⁾においてピーク強度を用いることでユニークな曲線が得られたことから、図-14 のように締固め法では圧縮側でピーク点がみられないため伸張側のピーク強度を、自然落下法では伸張試験を試みたが、緩い供試体密度であったため、伸張強度が得られず、破壊モードが異なるが圧縮側にピーク点がみられたため圧縮側のピーク強度を用いて、それぞれ静的強度と定義した。図-13 により、両対数表示でもに直線で表示できようであり、両供試体に相違が見られるが、狭いバンド内にプ

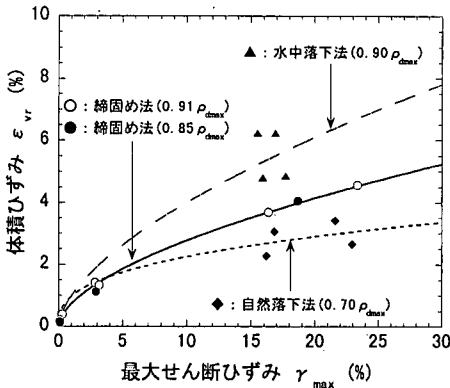


図-15 体積ひずみ-最大せん断ひずみ関係に及ぼす供試体作製法の影響

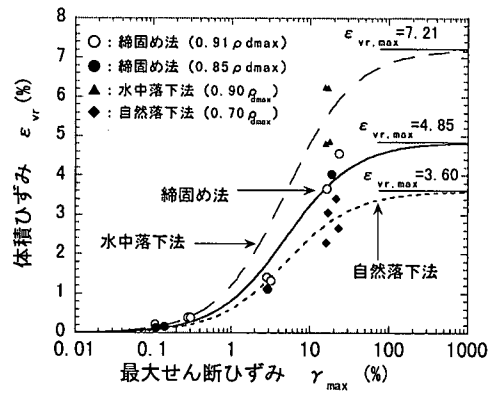


図-16 最大体積ひずみの近似手法

ロットされている。

5. 液状化後特性

(1) 液状化後の体積変化特性

繰返し三軸試験による液状化後の体積変化特性は、液状化後の地盤沈下を予測するために利用される。一般に粘性土では、このようにして測定された体積ひずみは、繰返し載荷時に生じた過剰間隙水圧比をパラメータとして関連付けることが多いが^{11),12)}、砂質土では液状化に至らない場合^{13),14)}の体積ひずみは過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v$ を、また、液状化した場合の体積ひずみは繰返し載荷時の最大せん断ひずみ γ_{max} をパラメータとして論じることが多い^{15),16),17),18)}。本実験では用いたシルトはいずれも液状化が生じているため、液状化後の体積ひずみ ϵ_{vr} と繰返し載荷時のピーク時の最大せん断ひずみ γ_{max} ($=1.5 \times \epsilon_{ap}$) の関係で整理した。その結果をまとめたものが図-15 である。図中には液状化後の体積ひずみに及ぼす供試体作製法の影響を検討するために、前報¹⁾で用いた水中落下供試体の結果も付記している。この図よりいえることは締固め供試体 (初期乾燥密度 $0.85 \rho_{dmax}$ および $0.91 \rho_{dmax}$) の液状化後の体積ひずみは、密度の影響を受けず、ピーク時のせん断ひずみによってユニークな関係で表されるが、密度がほぼ等しい水中落下供試体 ($0.90 \rho_{dmax}$) の結果と明らかに差異が生じている。すなわち、密な水中落下供試体の体積ひずみが最も大きく生じているが、自然落下供試体 ($0.70 \rho_{dmax}$) の体積ひずみは最も小さくなっている。この原因については、各供試体作製法における構造や粒子配列の相違といったものが考えられ、この結果より液状化後の体積ひずみは、供試体作製法に大きく影響を受けることがわかる。次に、供試体作製法によらないユニークな体積ひずみ比-最

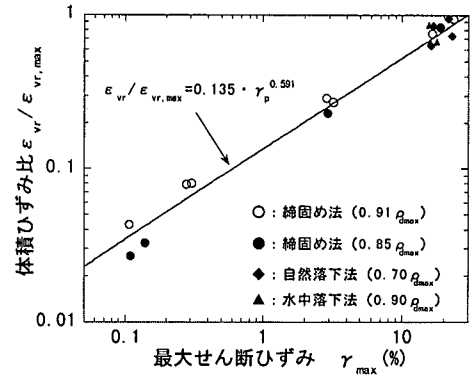


図-17 体積ひずみ比-最大せん断ひずみ関係

大せん断ひずみ関係を得るために、図-15 の各供試体の液状化後に生じた体積ひずみ-最大せん断ひずみ曲線を双曲線関数により近似させた漸近線から最大体積ひずみ $\epsilon_{vr,max}$ を求めたものが図-16 である。この図は、それぞれ異なる作製法による供試体の液状化後に取りうると思われる体積ひずみの最大値を示している。

ここで、図中の曲線は次式のように表される。

$$\epsilon_{vr} = \frac{\epsilon_{vr,max}}{1 + a/\gamma_{max}} \quad (1)$$

ここで、 $\epsilon_{vr,max}$ は外挿してえられる最大体積ひずみ、 a は実験定数である。式(1)によって得られる最大体積ひずみを用いてそれぞれの体積ひずみを正規化し、ピーク時の最大せん断ひずみと関係づけたものが図-17 である。この図より、両対数軸上において次式のようなユニークな関係が得られることがわかる。

$$\frac{\epsilon_{vr}}{\epsilon_{vr,max}} = 0.135 \cdot \gamma_{max}^{0.591} \quad (2)$$

式(1), (2)から式(1)に含まれる実験定数 a は

$$a = \gamma_{max} \left(7.41 \cdot \gamma_{max}^{-0.591} - 1 \right) \quad (3)$$

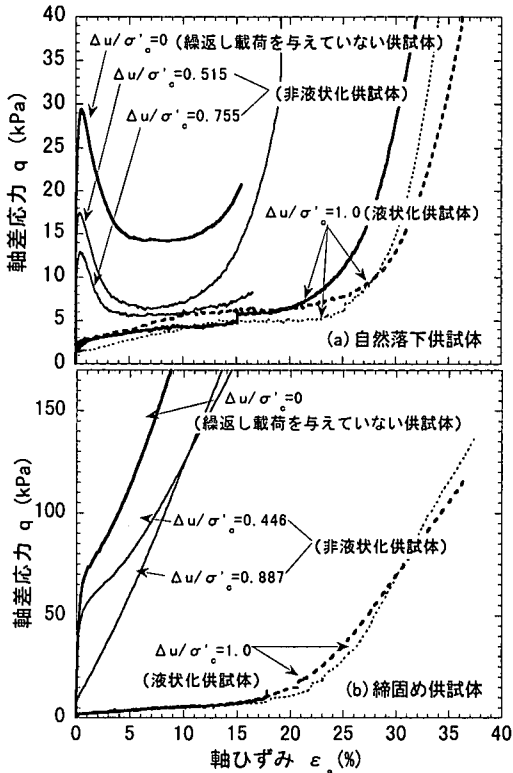


図-18 繰返し試験後の軸差応力-軸ひずみ関係

と表わせる。砂質土において、液状化後の体積ひずみは、繰返し載荷時の最大せん断ひずみが、ある程度増加すると一定に落ち着く傾向¹⁹⁾があり、また、図-16の手法で最大体積ひずみを近似して、最大体積ひずみが求まれば、式(2)により、供試体作製法に関係なくピーク時の最大せん断ひずみを用いて体積ひずみを予測することが可能である。

(2) 液状化後の強度・変形特性¹⁹⁾

流動変形予測に必要なパラメータの算出、及び非塑性シルトの液状化後の挙動を把握するために、前述した図-7のような流れで繰返し試験後に静的圧縮せん断試験を行った。図-18に繰返し載荷後の単調載荷圧縮時における軸差応力-軸ひずみ関係を示す。ここで、図中の $\Delta u/\sigma'_0$ は繰返し載荷時に生じた過剰間隙水圧比であり、予め $\Delta u/\sigma'_0=1.0$ に至ったときを液状化と定義しておく。図-18より、液状化が生じていない供試体の応力-ひずみ曲線では軸差応力のピークが水圧の発生に伴い徐々に低下していくことがわかる。このことから過剰間隙水圧の発生により、強度が低下していくといえる。また、軟化型の応力-ひずみ曲線の形状は履歴を受けない供試体の場合と変わらない。一方、液状化に達した非塑性シルトの応力-ひずみ曲線は、砂の場合²⁰⁾と同様に、せん断初期においては軸差応

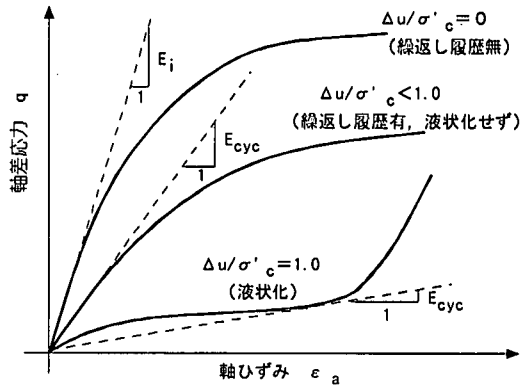


図-19 単調載荷せん断試験結果における接線変形係数の定義

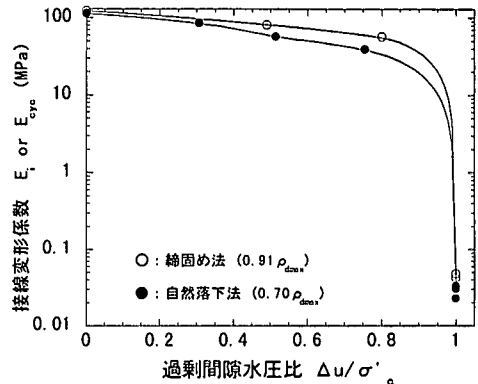


図-20 接線変形係数～過剰間隙水圧比関係

力をほとんど示さずにひずみが進行していき、その後、あるひずみに達すると軸差応力が回復して大きくなっていく傾向を示している。また、せん断初期における軸差応力をほとんど示さないこの領域においては、せん断応力が0になっていないことから、 $\Delta u/\sigma'_0=1.0$ を液状化と定義した場合、液状化に至っても完全な液体状にはなっていないと考えられる。

これらのことを踏まえて、ここでは、側方流動は液状化が生じても完全な液体にはならず、土要素のもつ変形係数が過剰間隙水圧の発生により低下するために生じると考えた。そこで、図-18の応力-ひずみ関係から変形係数を求め、液状化前後の剛性の低下を調べた。算出した変形係数として図-19のような接線変形係数 E_i 、 E_{cyc} を用いた。ここで、液状化後($\Delta u/\sigma'_0=1.0$)の接線係数は、図-18に示すように、液状化供試体の応力-ひずみ曲線の形状が、非液状化供試体の応力-ひずみ曲線の形状と異なっていることがみてとれ、このことを考慮するために、他の二つと異なる図のような接線係数とした。また、この図は、液状化が生じていない場合($\Delta u/\sigma'_0 < 1.0$)においては、図-18の $\Delta u/\sigma'_0 < 1.0$ の応力-ひずみ曲線を模式的に拡大したものである。図-20は図-19に示す方法で求めた変形係数

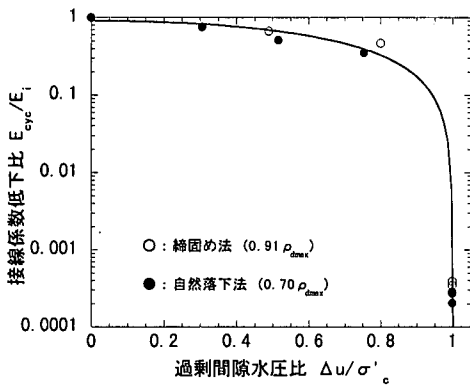


図-21 接線係数低下比～過剰間隙水圧比関係

と繰返し載荷時に発生した過剰間隙水圧比との関係を示したものである。図中には比較のために締固め供試体の結果も付記している。この図より、繰返し履歴を全く受けていない供試体 ($\Delta u/\sigma'_c=0$) における接線変形係数 E_i は 100MPa ほど有しているのに対し、繰返し載荷によって過剰間隙水圧が発生すると変形係数は徐々に低下し、液状化 ($\Delta u/\sigma'_c=1.0$) に至った場合には 0.02MPa 程度 (すなわち 5000 分の 1 程度) になっている。また、繰返し履歴後の変形係数の大きさは供試体の初期構造を反映して締固め供試体のほうが大きい。ここで、図-20 の縦軸が低下割合を示すようにするために、履歴後の値を履歴のない場合の初期接線変形係数 E_i で正規化したものを図-21 に示す。この図から液状化が生じた場合では、ともに 10^4 のオーダーまで急激に低下しており、両供試体とも同じような割合で低下していくことがわかる。このような急激な変形係数の低下により側方流動のような大変形が生じると考えられる。また、図-21 の曲線を定式化すると次式のようになる。

$$\frac{E_{cyc}}{E_i} = 1 - A \cdot \left(\frac{\Delta u}{\sigma'_c} \right)^2 \quad (4)$$

ここで、 $\Delta u/\sigma'_c$ は過剰間隙水圧比、 A は実験定数であり、ここでは、 A の値は 0.9995 であった。また、このときの相関係数 r は 0.945 であった。

6. 液状化後挙動の剛性劣化の定式化

前述のような実験的知見から側方流動は地盤のもつ変形係数の低下により生じるとして、次のように液状化後の変形挙動を予測するための簡易なモデル化を試みた。なお、ここにおける定式化は、粘性土が繰返し荷重によって剛性を劣化させることに起因する沈下予測の考え方²⁾に立脚しているが、基本的なところ

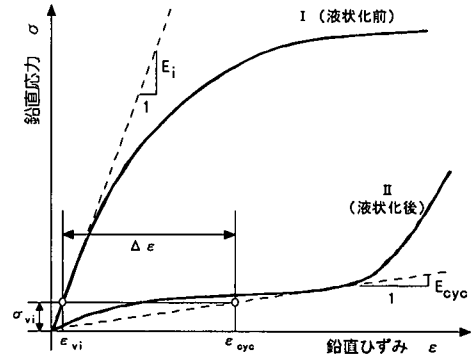


図-22 模式化した液状化前後の応力-ひずみ関係と変形係数低下による鉛直ひずみの定義

では Yasuda ら³⁾の方法とも類似している。

液状化後の流動挙動を簡易的に評価するために図-22 のように液状化前後の応力-ひずみ関係の初期部分を線形弾性体として考えると、曲線 I 及び曲線 II の初期成分はそれぞれ次のように表される。

$$\sigma = E_i \cdot \varepsilon \quad \sigma = E_{cyc} \cdot \varepsilon \quad (5)$$

ここで、 E_i : 初期接線変形係数 E_{cyc} : 繰返し履歴後の変形係数である。

いま、地盤に自重 σ_{vi} が生じると、次式によって与えられる鉛直ひずみ ε_{vi} が液状化前にすでに生じると考えられる。

$$\varepsilon_{vi} = \frac{\sigma_{vi}}{E_i} \quad (6)$$

次に同様の考えで、液状化が生じて変形係数が低下すると、液状化した地盤には

$$\varepsilon_{cyc} = \frac{\sigma_{vi}}{E_{cyc}} \quad (7)$$

なる付加的なひずみが生じる。式(6)、(7)の差を変形係数低下による鉛直ひずみとすると次式を得る。

$$\varepsilon_{cyc} - \varepsilon_{vi} = \frac{\sigma_{vi}}{E_{cyc}} - \frac{\sigma_{vi}}{E_i} = \frac{\sigma_{vi}}{E_i} \left(\frac{E_i}{E_{cyc}} - 1 \right) \quad (8)$$

よって、ある自重 σ_{vi} をもつ地盤で、液状化が生じた場合の変形係数低下による鉛直ひずみ $\Delta \varepsilon$ は式(8)のように表すことができる。

以上のことから、 E_{cyc}/E_i は式(4)によって定義されているので式(8)は

$$\Delta \varepsilon = \frac{\sigma_{vi}}{E_i} \left\{ \left(\frac{E_{cyc}}{E_i} \right)^{-1} - 1 \right\} \quad (9)$$

となる。

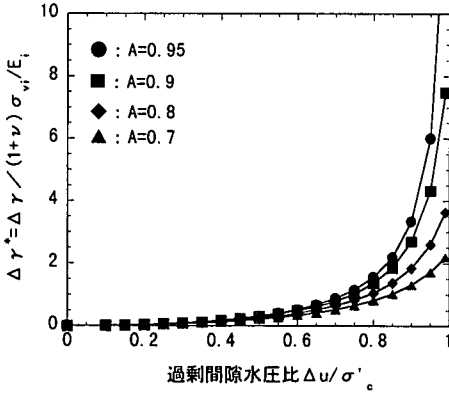


図-23 側方流動によるせん断ひずみを求めるための計算例

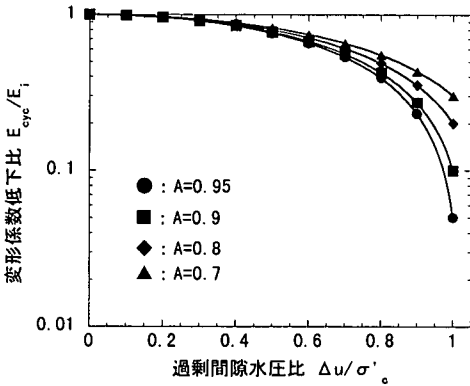


図-24 Aを変化させた変形係数低下比～過剰間隙水圧比関係

式(9)に式(4)を代入すると、次式を得る。

$$\Delta \varepsilon = \frac{\sigma_{vi}}{E_i} \left\{ \frac{A \cdot \left(\frac{\Delta u}{\sigma'_c} \right)^2}{1 - A \cdot \left(\frac{\Delta u}{\sigma'_c} \right)^2} \right\} \quad (10)$$

これによって、変形係数低下によるせん断ひずみ $\Delta \gamma$ ($= (1+\nu)\Delta \varepsilon$)を求めることが可能である。

したがって、側方流動によるせん断ひずみは結局

$$\Delta \gamma = (1+\nu) \frac{\sigma_{vi}}{E_i} \left\{ \frac{A \cdot \left(\frac{\Delta u}{\sigma'_c} \right)^2}{1 - A \cdot \left(\frac{\Delta u}{\sigma'_c} \right)^2} \right\} \quad (11)$$

によって与えられることになる。ここで、 ν はポアソン比である。式(11)において、 A を変数として $\Delta \gamma^* = \Delta \gamma / ((1+\nu)\sigma'_w/E_i)$ とおき、 $\Delta \gamma^*$ と $\Delta u/\sigma'_c$ の関係を計算してプロットすると図-23が得られる。ここで、 A を図-24から考えると、液状化後 ($\Delta u/\sigma'_c=1.0$)の変形係数の低下割合に大きく依存すると考えられる。すなわち、液状化後の変形係数の低下割合が大きい地盤

ほど、 A の値が大きく、液状化後に大きく変形すると考えられる。このような図表を数多く用意しておけば、液状化後のシルト質地盤の側方変位を予測するための手がかりを得ることができよう。

7. 結論

自然落下法と締固め法によって作製された非塑性シルト供試体を用いて、液状化及び液状化後特性を繰返し三軸試験によって調べた結果、以下のことが明らかになった。

- (1) 提案した方法によって作製された自然落下供試体では静的せん断特性において軟化挙動がみられた。したがって、この方法によって緩いシルト質自然堆積地盤を再現できる可能性がある。
- (2) 自然落下供試体と締固め供試体の繰返し三軸試験結果を比較すると、自然落下供試体のほうが液状化強度が小さく、繰返し応力のわずかな差で破壊に要する繰返し回数が大きく変化する。
- (3) 液状化後の体積ひずみと繰返し載荷時の最大せん断ひずみとの関係から、液状化後の体積ひずみは供試体作製法に大きく影響を受けることがわかる。
- (4) 液状化後の体積ひずみ比は繰返し載荷時の最大せん断ひずみと関係づけることができる。したがって、各供試体作製法における液状化後の最大体積ひずみが求まれば、供試体作製法に関係なく、最大せん断ひずみを用いて液状化後の体積ひずみを予測することが可能である。
- (5) 液状化後の単調載荷試験時の軸差応力-軸ひずみ関係を調べてみると、液状化が生じて軸差応力は0にならない。よって本研究では、液状化後に生じる側方流動は、変形係数(剛性)の低下により生じるものであると考え、用いたシルト質土の場合、繰返し履歴前と比較して、液状化後には変形係数が1/5000程度低下することが明らかになった。
- (6) 変形係数の低下を考慮した側方流動予測モデルのための実験式を提案した。

参考文献

- 1) 足立雅樹, 安原一哉, 福島正明: 非塑性シルト質土の液状化とそれに伴う体積変化特性, 土木学会論文集, No.535/III-34, pp.145-154, 1996.
- 2) 足立雅樹, 安原一哉, 島袋淳: 塑性のない細粒分を含む砂質土の液状化とそれに伴う体積変化特性, 土木学会論文集, No.596/III-43, pp.29-38, 1998.
- 3) 森伸一郎, 滝本幸夫, 長谷川昌弘: 1987年12月17日

- 千葉県東方沖地震における液状化調査, 第 23 回土質工学研究発表概要集, pp.943-946., 1987.
- 4) 足立雅樹, 陶野郁雄, 規矩大義, 安原一哉: 北海道南西沖地震において液状化によって発生した噴砂の粒度特性, 第 9 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.781-786, 1994.
 - 5) 例えば, 中村裕昭, 福原誠, 小野諭, 東原純: 1995 年兵庫県南部地震における液状化調査, 土木学会第 50 回年次学術講演概要集, pp.452-453, 1995.
 - 6) 濱田政則, 安田進, 磯山龍二, 恵本克利: 液状化による地盤の永久変形と地震被害に関する研究, 土木学会論文集, 第 376 号, pp.221 - 229, 1986.
 - 7) 石原研而: 液状化による地盤変状と構造物基礎に及ぼす影響, 土と基礎 (地盤工学会誌), 44-2(457), pp.7-9, 1996.
 - 8) Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H. and Uchida, Y.: The mechanism and a simplified procedure for the analysis of permanent ground displacement due to liquefaction, *Soils and Foundations*, Vol. 32, No. 1, pp.149 - 160, 1992.
 - 9) Hyodo, M., Tanimizu, H., Yasufuku, N. and Murata, H.: Undrained cyclic and monotonic triaxial behaviour of saturated loose sand, *Soils and Foundations*, Vol. 34, No. 1, pp.19 - 32, 1994.
 - 10) 安原一哉, 島袋淳, 足立雅樹: 非塑性シルトの繰返し強度に及ぼす初期せん断応力の影響, 土木学会第 51 回年次学術講演概要集, III-A94, pp.188-189, 1996.
 - 11) Ohara, S. and Matsuda, H.: Study on the settlement of saturated clay layer induced by cyclic shear, *Soils and Foundations*, Vol. 28, No. 3, pp. 103 - 113, 1989.
 - 12) Yasuhara, K. and Andersen, K.H.: Recompression of normally consolidated clay under cyclic loading, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.1, pp.83-94, 1991.
 - 13) Lee, K. and Albraisa, A.: Earthquake-induced settlements in saturated sands, *Journal of ASCE*, Vol.100, GT4, pp.387-405, 1974.
 - 14) Nagase, H. and Ishihara, K.: Liquefaction induced compaction and settlement of sand during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.28, No.1, pp.66-76, 1987.
 - 15) Tatsuoka, F., Sasaki, T. and Yamada, S.: Settlement in saturated sand induced by cyclic undrained simple shear, *Proc. of 8th WCEE*, Vol.3, pp.95-102, 1984.
 - 16) Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.
 - 17) Toyota, N., Yasuhara, K. and Murakami, S.: Post-cyclic triaxial behaviour of Toyoura sand, *Proc. of IS-TOKYO96*, Vol. 1, pp. 189 - 195, 1995.
 - 18) Shamoto, Y., Sato, M. and Zhang, J-M.: Simplified estimation of earthquake-induced settlements in saturated sand deposits, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.1, pp.39-50, 1996.
 - 19) 島袋淳, 安原一哉, 村上哲: 非塑性シルトの液状化後の変形特性, 土木学会第 53 回年次学術講演概要集, III-A85, pp.168-169, 1998.
 - 20) Nagase, H., Hiro-oka, A. and Yanagihara, T.: Deformation characteristics of liquefied loose sand by triaxial compression tests, *Proc. Intn'l Symp. Progressive Failure and Deformation of Geomaterials*, Vol.1, pp.559-564, 1997.
 - 21) 安原一哉, 村上哲, 豊田紀孝: 繰返し荷重を受ける粘性土地盤の残留沈下に関する一つの考え方, 粘性土の動的性質に関するシンポジウム論文集, pp.215-220, 1995.

(1999. 5. 20 受付)

EFFECT OF SAMPLE PREPARATION ON LIQUEFACTION AND POST-LIQUEFACTION CHARACTERISTICS OF A NON-PLASTIC SILT

Atsushi SHIMABUKURO, Kazuya YASUHARA and Satoshi MURAKAMI

Two kinds of specimens of non-plastic silt were prepared by different methods (the one, tamping and the other, air-pluviation) to investigate the liquefaction and post-liquefaction characteristics. The former was intended to simulate artificially-made fills, and the latter was to reproduce pluviation of deposits. These specimens were used in cyclic triaxial tests to make clear liquefaction and post-liquefaction characteristics of non-plastic silt. A special attention was paid to post-liquefaction permanent deformation. Based on the results from cyclic triaxial tests, a modeling was made for formulation of post-cyclic shear strain taking into consideration the degradation characteristics in modulus of deformation after cyclic loading history.