

砂および砂礫の非排水強度特性に及ぼす 非塑性細粒分の影響

原 忠¹・國生剛治²

¹中央大学理工学部土木工学科助手 (〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27)

E-mail:haratd@civil.chuo-u.ac.jp

²中央大学理工学部土木工学科教授 (〒112-8551 東京都文京区春日1-13-27)

E-mail:kokusho@civil.chuo-u.ac.jp

細粒分含有率の異なる砂および砂礫について、三軸試験機を用いた非排水せん断試験を行い、細粒分含有率や相対密度が砂、砂礫の非排水せん断特性に与える影響を調べた。非排水繰返し載荷試験および液状化後の単調載荷試験結果から、液状化強度や繰返し載荷後の単調載荷時の最大偏差応力は、同程度の相対密度を有する供試体においても粒度分布の違いによらず非塑性細粒分が10%~20%程度まで増加する間に大幅に低下することがわかった。このように砂、砂礫に非塑性細粒分が混入した場合、地震による繰返し載荷時や単調載荷時の非排水せん断特性が大幅に変化するので、その影響を適切に評価することが重要であることが明らかになった。

Key Words : *undrained shear strength, post-liquefaction, triaxial test, sand, sandy-gravel, fine contents, relative density*

1. はじめに

兵庫県南部地震(1995年)では、ポートアイランドなどの埋立地において、礫分を30~60%と多く含む、シルト分までの広範囲な粒度分布を有するまさ土が液状化し、多くの土木構造物に甚大な被害を与えた¹⁾。同様な礫質土の液状化は、米国ボラーピーク地震(1987年)での河床堆積礫の液状化²⁾や北海道南西沖地震(1993年)の森町赤井川地区での岩屑なだれ礫の液状化³⁾など近年の地震においても少なからず見られるようになり、決してまれな現象であるとは言い難い。また、兵庫県南部地震での例のように、液状化した砂礫地盤では、砂および礫のみで構成されていることはまれで、シルトなどの細粒分を含んでいるケースが多い⁴⁾。このような背景から、従来砂質土を対象としてきた地震時の動的問題が、礫質土や細粒分を含む土質にまで広まりつつある⁵⁾。

一方、細粒分含有率の違いが液状化強度や液状化後の残留強度に及ぼす影響を調べた事例として、近年シルト分の性質や含有率に着目した研究結果が報告されている。古関ら⁶⁾は、豊浦砂に種類の異なる細粒分を混合した試料の三軸液状化試験を行い、塑性指数の高い試料ほど液状化強度が大きくなるが、低塑性の細粒分を含む試料では細粒分が増えたとかえって低下する事例を示している。黄ら⁷⁾は、シル

ト分の含有量が砂の液状化強度特性に及ぼす影響を調べ、相対密度が等しい場合、非塑性細粒分の増加とともに液状化強度が低減することを、桑野ら⁸⁾は、塑性を有する細粒分を含む砂では、粘土分含有率の増加とともに液状化強度は増加傾向を示すことをそれぞれ報告している。また、佐藤ら⁹⁾は、豊浦砂やまさ土に非塑性細粒分を加え、液状化試験及び静的三軸圧縮($\bar{\sigma}_u$)試験を行っている。その結果、細粒分含有率の増加に伴う液状化強度の減少は、 $\bar{\sigma}_u$ 試験の有効応力経路に見られるダイレイタンシー特性の傾向とほぼ整合しており、負のダイレイタンシーを強く示す材料ほど液状化強度が小さくなること、さらに、相対密度を一定とした場合、液状化強度が最も小さくなる細粒分含有率は、砂の骨格間隙比及び細粒分間隙比を調べることによってほぼ推測できることを示している。しかし、これらは均等係数の小さい砂質土に細粒分を配合した場合の研究例である。通常、自然の砂礫地盤は粒径が2mm以上の礫分や砂以下の細粒分をも含んだ広い連続的な粒度分布を有する場合がほとんどである。このような砂礫の非排水せん断強度に及ぼす細粒分の影響を調べた研究や、細粒分を含む砂との比較事例は少ない^{10),11)}。さらに、地盤改良で密に締固めた場合でも強地震動に対してどの程度まで液状化しにくくなるかについて、細粒分含有率などの影響についてまだ未解明な

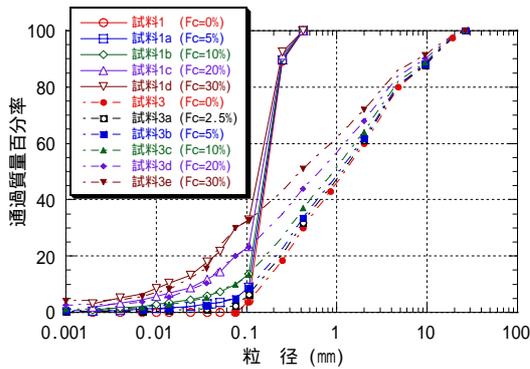


図-1 試料の粒径加積曲線

表-1 試料の物理特性

	F_c (%)	U_c	D_{50} (mm)	s (g/cm^3)	d_{min} (平均値) (g/cm^3)	d_{max} (平均値) (g/cm^3)	e_{max} (平均値)	e_{min} (平均値)	
細粒分含有砂	試料1	0	1.44	0.169	2.696	1.280	1.629	1.106	0.655
	試料1a	5	1.68	0.165	2.699	1.310	1.666	1.060	0.620
	試料1b	10	2.36	0.158	2.701	1.314	1.746	1.056	0.547
	試料1c	20	5.83	0.151	2.706	1.280	1.842	1.114	0.469
	試料1d	30	12.2	0.138	2.711	1.173	1.704	1.311	0.591
細粒分含有砂礫	試料3	0	13.1	1.15	2.655	1.579	2.024	0.683	0.312
	試料3a	2.5	14.3	1.14	2.655	1.629	2.037	0.630	0.303
	試料3b	5	15.5	1.07	2.653	1.669	2.113	0.590	0.256
	試料3c	10	21.0	0.96	2.649	1.685	2.120	0.572	0.250
	試料3d	20	35.2	0.66	2.641	1.624	2.104	0.626	0.255
	試料3e	30	47.4	0.40	2.633	1.545	2.049	0.704	0.285

点が多いにもかかわらず、既往の液状化発生地点の調査などの大まかなデータに頼った液状化判定基準を適用しているのが現状である。

本研究では、非塑性細粒分が砂、砂礫の液状化強度に与える基本的影響を室内要素試験により調べる。ここでは、均等係数の小さい河床砂、および均等係数の大きい河床砂礫に対し、ほぼ非塑性な細粒分を $F_c=0\% \sim 30\%$ と変化させた室内調整試料について、供試体径100mm、高さ200mmの中型三軸試験機を用いた非排水繰返しせん断試験を行い、細粒分含有率や相対密度の違いが液状化強度に与える影響を検討する。また、非排水繰返し載荷直後の単調載荷試験も併せて行い、細粒分含有率が液状化後の非排水せん断強度に与える影響を調べる。これら一連の実験により、地盤の地震時安定性に及ぼす影響因子の一つとして考えられる非塑性細粒分の影響を検討する。

2. 実験材料

図-1に本研究で用いた試料の粒径加積曲線を、表-1にそれら試料の物理特性をそれぞれ示す。試料は豊浦砂とほぼ等しい粒度組成を有する $U_c=1.44$ の河床砂（試料1）、もしくは $U_c=13.1$ の良配合な河床砂礫（試料3）に、まさ土細粒分を細粒分含有率 F_c が2.5, 5, 10, 20, 30%になるよう粒度調整した砂および砂礫である¹⁰⁾。まさ土細粒分は、兵庫県南部地震（1995年）の際、液状化が生じたポートアイランド

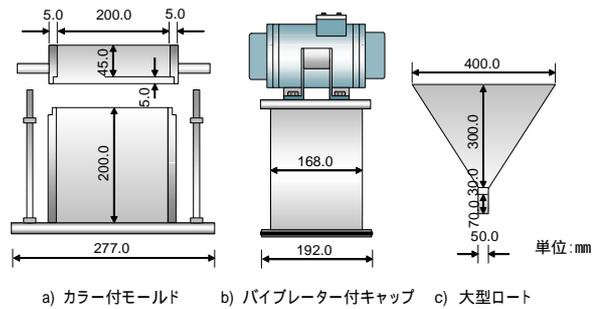


図-2 最小・最大密度試験装置

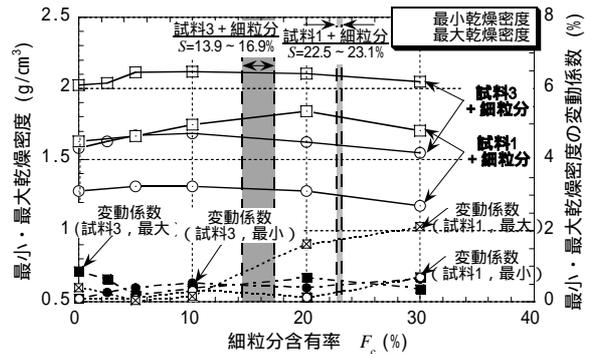


図-3 最小・最大密度試験結果

表-2 試料の限界間隙比

試料名	最小間隙率	最大間隙率
試料1 n_c	0.53	0.36
試料3 n_c	0.41	0.24
まさ土細粒分(試料1) n_f	0.74	0.54
まさ土細粒分(試料3) n_f	0.65	0.47

埋立地盤より採取した試料を0.075mmふるいにて水洗いし抽出したものであり、塑性指数 $I_p=6$ 程度のほぼ非塑性材料と判断できる。

各試料の最小・最大密度は、図-2に示す内径200mm、高さ200mmの鋼製モールドとバイブレーター、大型ロートを用いた試験法¹²⁾により求めた。ここで、両試験とも試験結果のばらつきが大きいことから、各試料について最大密度試験を5回、最小密度試験を10回実施し、それらの結果を統計処理している。図-3に用いた細粒分含有砂、砂礫の最小・最大乾燥密度の平均値と変動係数を細粒分含有率との関係で示す。これより、非塑性細粒分を含む砂、砂礫の最小・最大乾燥密度は、 F_c が砂では20%程度、砂礫では10%程度の範囲まで最小・最大乾燥密度とも増加するが、それ以降では減少傾向を示している。最小・最大密度試験結果の変動係数は、 $F_c=20\%, 30\%$ の試料1c, 1dが2%程度とやや大きいだが、全体的には細粒分含有率によらず、1%未満の小さなばらつきの範囲内に収まる。図-3中には表-2に示す各試料の最小・最大間隙率に基づき計算した理論限界細粒分含有率 S (例えば、¹³⁾)を示す。理論限界細粒分含有率 S は、砂、砂礫および細粒分の間隙率を用いて密度の変化を理論的に説明するものであり、次式により定義し

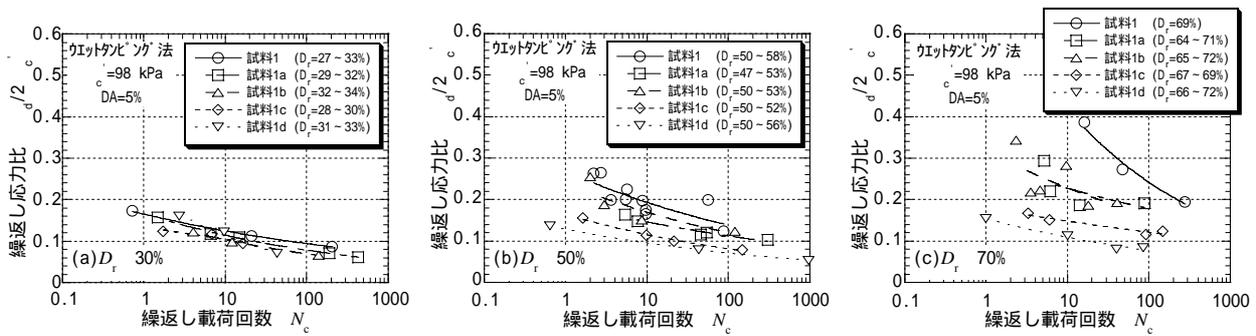


図-4 液状化試験結果（細粒分含有砂，DA=5%）

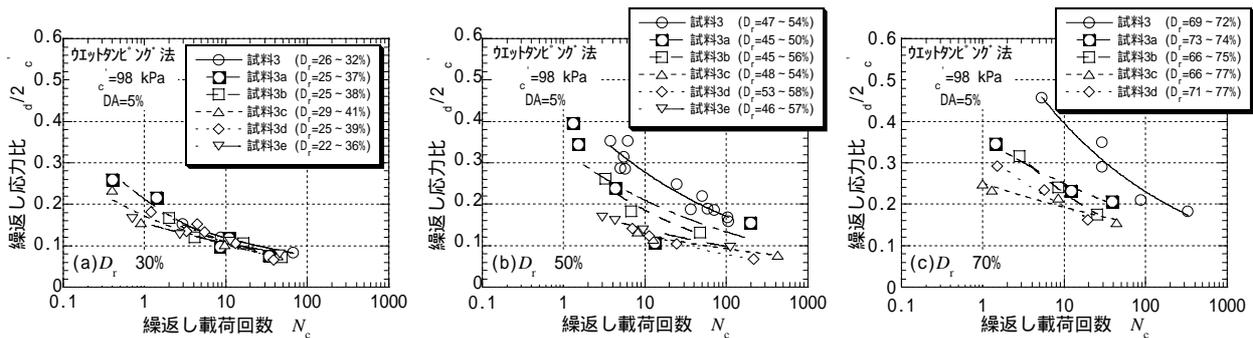


図-5 液状化試験結果（細粒分含有砂礫，DA=5%）

ている。

$$S = \frac{n_c(1 - n_f)}{1 - n_c n_f} \quad (1)$$

ここに、 n_c ：砂，砂礫骨格の間隙率， n_f ：細粒分の間隙率であり，砂，砂礫，細粒分ともに最小・最大密度に応じた固有の間隙率を有すると仮定した場合，式(1)により細粒分が砂および砂礫骨格内を充填する限界値を求めることが可能である．これより，用いた試料の理論限界細粒分含有率は砂で $S=22.5 \sim 23.1\%$ ，砂礫で $S=13.9 \sim 16.9\%$ と計算され，いずれも最小・最大密度試験結果のピーク値にほぼ対応している．つまり，本研究で用いた試料は， F_c が10～20%以上の範囲では，密度の低い細粒分によりマトリックスが形成されると考えられるので，乾燥密度は低下傾向を示すと推察される．なお，間隙比の小さい砂礫は砂に比べ理論限界細粒分含有率が低いので，より小さい細粒分含有率で最小・最大乾燥密度はピークを迎える．

3. 試験方法

細粒分含有試料の供試体作成は，粒子分級の影響を軽減するため，別途用意した容器内において試料を5%程度の含水比になるよう調整した後，質量470gの真鍮製ランマにてモールド内で一定に締めるウエットタッピング法で行った．

砂，砂礫の密度を示すパラメーターには相対密度を選択した．これは，相対密度が砂，砂礫の力学特

性を評価する上でも有効であるとの既往の研究結果^{5),9),10)}に基づいている．

各試料とも相対密度の違いが液状化強度に与える影響を検討するため，圧密後供試体の相対密度が D_r 30%，50%，70%になるよう，供試体作成時の試料投入量を調整した．各供試体とも背圧は294kPaとし，間隙水圧係数B値が0.95以上であることを確認した後，有効拘束圧98kPaで等方圧密した．圧密時間は3時間程度としたが，この時間内で排水量が完全に落ち着くことを確認した．

液状化試験中のメンブレン貫入効果については，均等係数の大きい試料3についてのみ液状化試験前に行う微小振幅載荷時の間隙水圧計測による補正¹⁴⁾を施した．しかし，供試体側面の平坦度は全体的によく，メンブレン貫入補正の影響はそれほど大きくないことを確認した¹⁵⁾．

4. 非排水繰返しせん断試験

図-4(a), (b), (c)に，細粒分含有率の異なる5種類の砂（試料1，試料1a～1d）の D_r 30%，50%，70%供試体について得られた非排水繰返しせん断試験結果を，両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に至るまでの繰返し載荷回数 N_c と繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma_c$ の関係で示す． D_r 30%の緩い供試体では細粒分含有率によらず，繰返し載荷回数がいずれの場合もほぼ同程度の繰返し応力比が得られている．しかし， D_r 50%の供試体では既往の研究結果^{7),9)}同様， $F_c=0\%$ の試料1に比べ，試料1a，1bと細粒分含有率の増加に応じて液状化強

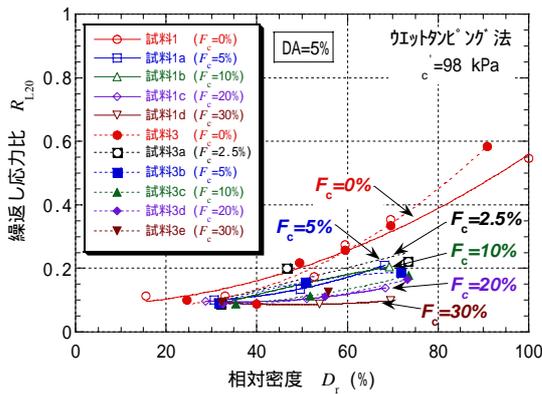


図-6 繰返し応力比 R_{L20} と相対密度の関係

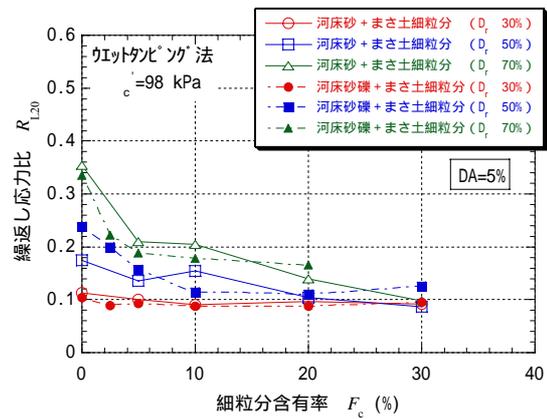


図-7 繰返し応力比 R_{L20} と細粒分含有率の関係

度が大きく低下し、 F_c を20%、30%含む試料1c、1dの液状化強度は、試料1のほぼ半分程度まで低下している。 D_r 70%の供試体では、試験結果にばらつきが見られるが、 D_r 50%の供試体同様に F_c の増加とともに液状化強度が低減する様子が伺える。このように、非塑性細粒分を含む砂の液状化強度の低減傾向は、相対密度の増加とともに大きな差が生じることがわかる。繰返し载荷回数に対する繰返し応力比の変化傾向は、 D_r 30%の緩い供試体では、細粒分の大小を問わず緩やかであるが、 D_r 50%、70%供試体のそれは、細粒分を多く含む砂ほど繰返し応力比の変化が小さい。

図-5(a), (b), (c)に細粒分含有率の異なる6種類の砂礫（試料3、試料3a～3e）より得られた非排水繰返しせん断試験結果を、両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に至るまでの繰返し载荷回数 N_c と繰返し応力比 $d/2$ c との関係でまとめる。ここで、 $F_c=30\%$ の試料3eにおいては、 D_r 70%供試体で締め固後の透水性が低く、B値が0.95以上の達成が不可能なため、その条件のデータは除いている。圧密後の相対密度にはある程度のばらつきが見られるが、各試料の繰返し応力比は D_r の増加とともに大きくなる。また、液状化強度は D_r の等しい試料同士で比較した場合、着目する繰返し载荷回数によりやや異なるケースもあるが、全体的に $F_c=0\%$ の試料3のそれに比べ小さい値を示しており、 $N_c=10$ 以下の繰返し载荷回数に対する繰返し応力比の変化傾向が小さい。

図-6は、図-4、5の細粒分含有砂および砂礫の非排水繰返しせん断試験結果に基づき、各供試体の両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に至るまでの繰返し载荷回数 $N_c=20$ で定義される繰返し応力比 R_{L20} と相対密度との関係をまとめたものである。ここでは各試料の相対密度のある程度のばらつきを平均化して示している。一般に相対密度が等しく、標準貫入試験のN値やコーン貫入試験より得られる先端抵抗値が等しい地盤では、細粒分含有率に応じた補正により液状化強度を大きくする方法が取られている。しかし、本研究で用いた非塑性細粒分を含む砂および砂礫の繰返し応力比 R_{L20} は、 D_r がいずれの場合も細粒分を含まない試料に比べ小さい。また、非塑性細粒分を

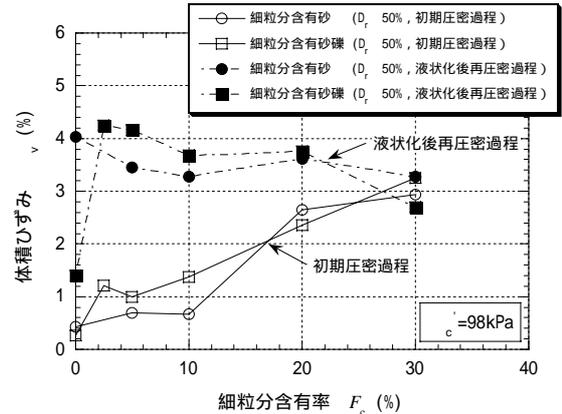


図-8 体積ひずみと均等係数の関係 (D_r 50%)

む砂および砂礫の液状化強度の変化傾向は、全体的には相対密度の増加に応じて大きくなるが、 F_c の増加とともに鈍化している。

図-7は、細粒分含有砂、砂礫の液状化強度曲線より得られた、 $DA=5\%$ に至るまでの繰返し応力比 R_{L20} を細粒分含有率 F_c との関係で整理したものである。これより、細粒分含有砂、砂礫の繰返し応力比は、 D_r 30%供試体では F_c の違いによらず R_{L20} は0.1程度の小さい値を示している。それに対し、 D_r 50%、70%供試体では、 F_c が図-3に示した各試料の理論限界細粒分含有率 (S 10%～20%)付近までは R_{L20} が大幅に低下し、それ以降ではほぼ一定値を示している。ここで、細粒分含有砂礫の細粒分含有率と液状化強度との関係は、 D_r 30%供試体では細粒分含有砂に類似の変化傾向を示す。しかし、 D_r 50%、70%供試体では細粒分含有砂に比べ細粒分含有率の小さい段階から液状化強度が大幅に減少しており、 $F_c=10\%$ 程度でほぼ最小値に達している。細粒分含有率の増加に伴う繰返し応力比 R_{L20} の変化傾向は、砂、砂礫を問わず D_r 30%供試体に比べ、 D_r 50%、70%の中密～密な供試体ほど大きい。 $F_c=10\%$ 以上の範囲では $F_c=0\%$ 供試体より得られたそれに比べ6割程度以下まで低下しており、 D_r 30%供試体の液状化強度とほぼ同程度の値を示している。

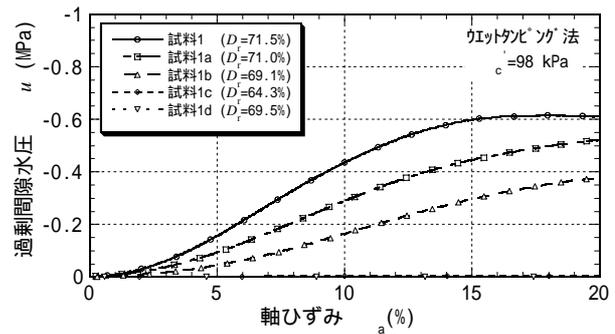
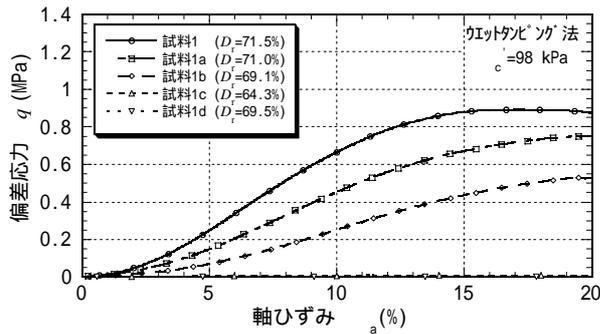


図-9 液状化後供試体の偏差応力・過剰間隙水圧～軸ひずみ曲線（細粒分含有砂， D_r 70%）

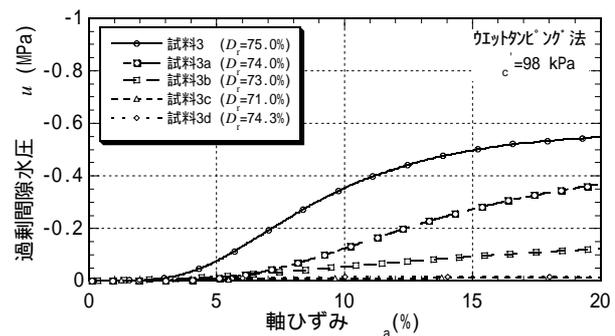
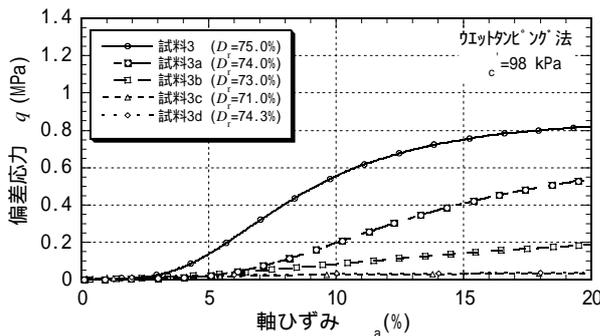


図-10 液状化後供試体の偏差応力・過剰間隙水圧～軸ひずみ曲線（細粒分含有砂礫， D_r 70%）

図-8 は、細粒分含有砂，砂礫の D_r 50%での液状化試験前後の圧密試験結果を、有効拘束圧 98kPa に到達した時点で生じた各供試体の体積ひずみと細粒分含有率との関係で整理したものである。液状化試験前の初期圧密過程での体積ひずみは、砂，砂礫とも F_c の増加とともに大きくなる傾向を示すが、 $F_c=10\%$ までの範囲では、砂に比べ初期間隙比の小さい砂礫の体積ひずみ発生量がやや大きい。

液状化試験後の体積ひずみは、 $F_c=0\%$ の河床砂礫（試料 3）は、 $F_c=0\%$ の河床砂（試料 1）に比べ小さい。しかし、細粒分含有砂礫のそれは非塑性細粒分を含むことにより $F_c=0\%$ の河床砂礫（試料 3）に比べ明らかに大きくなり、 $F_c=2.5 \sim 5\%$ の範囲では液状化試験前の結果と同様に、均等係数の小さい砂の値をやや上回る大きな体積ひずみが生じている。液状化強度が下限値を示す $F_c=10\%$ の試料 3c は、砂とほぼ同程度の体積ひずみが生じているが、 $F_c=30\%$ では砂の値をやや下回る値を示している。

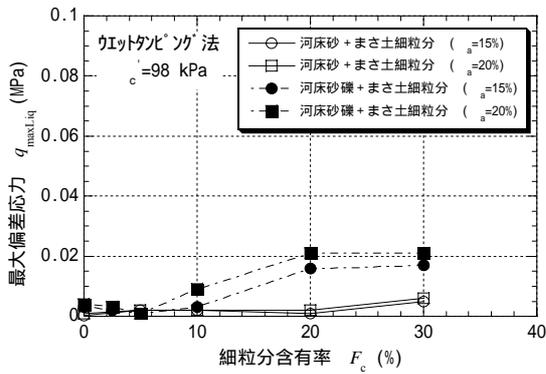
以上の結果から、非塑性細粒分を含む砂，砂礫の体積ひずみ発生量は、液状化試験前の繰返しせん断履歴を受けない試料では、 F_c の増加とともに大きくなる傾向を示すことがわかった。また、同程度の繰返しせん断ひずみ履歴が加わった場合、細粒分を含む砂，砂礫の体積変化は細粒分含有率により大きく異なるが、類似の相対密度を有する場合も F_c を含まないそれに比べかなり大きく、液状化強度がほぼ下限値を示す細粒分含有率付近で概ね上限値を示すことが明らかになった。さらに、非塑性細粒分を含む

砂礫の体積ひずみ発生量は、 $F_c=2.5 \sim 10\%$ の範囲では均等係数の小さい砂に比べやや大きいこともわかった。

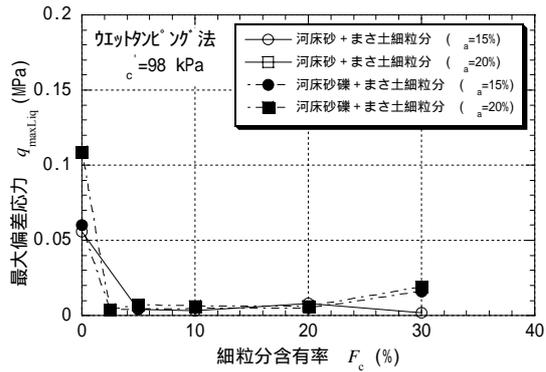
5. 液状化後非排水せん断試験

非塑性細粒分を含む砂および砂礫の流動破壊に対する安定性を検討するため、 D_r 30%, 50%, 70%の一部供試体に対して液状化試験で間隙水圧がほぼ 100%上昇し、両振幅軸ひずみが 10%に達したことを確認した後に直ちに載荷を停止し、そのまま非排水状態を保ち、ひずみ速度 0.09%/min の条件で非排水単調載荷試験（CU 試験）を行った。

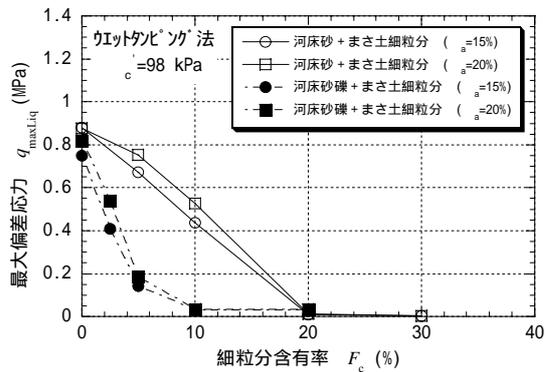
図-9 は、液状化試験後に行った非排水単調載荷試験より得られた砂の偏差応力・過剰間隙水圧～軸ひずみ曲線の一例を D_r 70%供試体について示したものである。ここでの過剰間隙水圧のプロットは、単調載荷試験前に受けた最大両振幅軸ひずみが、比較する供試体毎にほぼ等しいことから、各試料とも液状化後の値を原点としており、軸ひずみは液状化後の供試体高さを基準に算出している。偏差応力～軸ひずみ曲線で比較した場合、各試料とも $DA=10\%$ のひずみ履歴を受けているため土の軟化が進んでいる。これより、 $F_c=0\%$ の試料 1 は a が 2%程度を越えた時点で土粒子の噛み合いが復活し q と Δu が始め、 a 15%でほぼ最大偏差応力を迎える。それに対し、細粒分含有砂は F_c の違いにより



(a) D_r 30%



(b) D_r 50%



(c) D_r 70%

図-11 最大偏差応力と細粒分含有率の関係

強度の回復傾向がかなり異なり、 F_c が 5%、10%の試料 1a、1b で a が 3%程度を越えた時点で q と Δu が始めるが、 F_c が 20%、30%の試料 1c、1d では a が 20%の大きな軸ひずみに達した時点においても強度増加は見られない。

過剰間隙水圧～軸ひずみ曲線で比較した場合、各試料とも負の過剰間隙水圧が生じている。ここで Δu の発生量は $F_c=0\%$ の試料 1 が最も大きく、細粒分含有率の増加とともに減少することがわかる。

図-10 は、液状化試験後に行った非排水単調載荷試験より得られた砂礫の同様な関係を示したものである。偏差応力～軸ひずみ曲線で比較した場合、砂と同様に、各試料とも $DA=10\%$ のひずみ履歴を受けているため土の軟化が進んでいる。ここで、

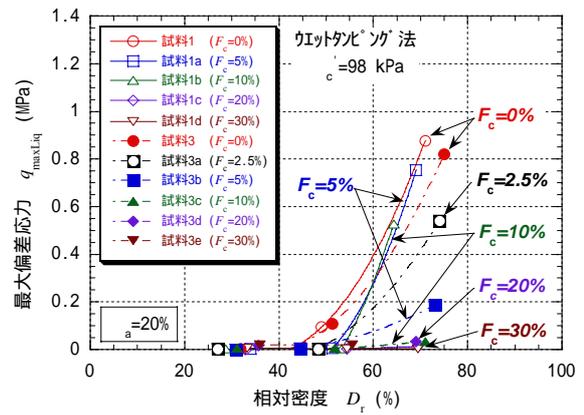


図-12 最大偏差応力と相対密度の関係

$F_c=0\%$ の試料 3 は a が 3～5%程度を越えた時点で土粒子の噛み合いが復活し q と Δu が始まる、 $a=20\%$ でほぼ最大偏差応力を迎える。それに対し、細粒分含有砂礫は D_r 70%の密な供試体では、 F_c が 2.5%、5%の試料 3a、3b で、 a が 5%程度を越えた時点で q と Δu が始めるが、 F_c が 10%、20%の試料 3c、3d では、密な供試体においても a が 20%の大きな軸ひずみに達した時点での強度増加は見られない。

過剰間隙水圧～軸ひずみ曲線で比較した場合、 Δu の発生量は $F_c=0\%$ の試料 3 が最も大きく、細粒分含有率の増加とともに減少することがわかる。

図-11 は、液状化試験後の非排水せん断試験の偏差応力～軸ひずみ曲線より読みとった、軸ひずみ a が 15%、20%に達する時点での最大偏差応力 q_{maxLiq} と細粒分含有率 F_c との関係をもとめたものである。同程度の相対密度を有する試験結果と比較した場合、 D_r 30%の q_{maxLiq} は、試験開始時までに受けた繰返しせん断履歴が、両振幅軸ひずみ $DA=15\% \sim 20\%$ の範囲でややばらついているため、細粒分含有砂、砂礫とも繰返しせん断履歴の小さい $F_c=20\%$ 、30%供試体でやや増加傾向を示している。 D_r 50%、70%の供試体では、均等係数の小さい砂の非排水せん断強度は、 F_c が理論限界細粒分含有率にほぼ等しい 10～20%程度に達するまで最大偏差応力は F_c の増加とともに急激に低下しており、それ以上の範囲では値の増加が見られずほぼ一定値に収束している。それに対し、均等係数の大きい砂礫の最大偏差応力は砂に比べ細粒分含有率の低い段階から大幅に低下しており、 $F_c=5 \sim 10\%$ 程度の細粒分含有率の範囲では、礫分を 40%程度含む砂礫の強度が均等係数の小さい砂よりむしろ低い値を示している。

図-12は、液状化試験後の非排水単調載荷試験結果より得られた砂および砂礫の、偏差応力～軸ひずみ曲線より読みとった、軸ひずみ a が20%に達する時点での最大偏差応力を供試体の相対密度の平均値との関係で示したものである。これより、同程度の相対密度で比較した場合、均等係数の大きい砂礫の液状化後の非排水せん断強度は図-6に示した非排

水繰返しせん断試験結果と同様， $F_c=10\%$ までの範囲では砂に比べ大きく低下しており，密な供試体ほどその差が広がる．また， D_r 30%の緩い供試体では， F_c によらずほぼ程度の $q_{\max\text{Liq}}$ を示しているが， D_r 50%，70%供試体では F_c の増加とともに $q_{\max\text{Liq}}$ の低下が大きくなり， D_r 70%の密な供試体での $F_c=20\%$ ，30%供試体の最大偏差応力は， D_r 30%供試体より得られた値にほぼ類似のきわめて小さな値を示している．

以上の結果から，非塑性細粒分を含む砂，砂礫の液状化後の非排水せん断特性は，液状化強度と同様に細粒分を含まない試料に比べ大きく減少することが明らかになった．また，相対密度がいずれの場合も，非塑性細粒分を含む場合 $F_c=0\%$ の供試体に比べ最大偏差応力 $q_{\max\text{Liq}}$ が著しく低下することがわかった．このような土質を有する地盤では，密な地盤においても液状化後の地盤のせん断抵抗力も大きく低下するので，地盤流動などの大きなひずみを伴う破壊が生じやすいと推察される．

6. 結論

非塑性細粒分を含む砂および砂礫を用いた一連の非排水三軸試験により，以下の主要な知見が得られた．

- (1) 非塑性細粒分を含む砂，砂礫の液状化強度は，相対密度がほぼ同程度の細粒分を含まない砂，砂礫に比べ小さく，密な供試体ほどその低減傾向が大きい．繰返し載荷回数20回で定義される液状化強度は，今回得られた実験の範囲では，細粒分含有率の増加とともに大幅に低下し，各試料の理論限界細粒分含有率付近の $F_c=10\% \sim 20\%$ 程度で最も小さい値を示す．
- (2) 非塑性細粒分を含む砂礫は砂に比べ均等係数が大きく間隙比が小さいが，理論限界細粒分含有率が小さいので， D_r 50%，70%の中密～密な供試体では細粒分を含む砂よりも F_c の低い段階から液状化強度が大きく低下する．
- (3) 非塑性細粒分を含む砂，砂礫の沈下特性は，細粒分含有率の違いにより大きく異なる．砂礫の液状化後の体積ひずみ発生量は，液状化強度が最小値を示す $F_c=10\%$ 以下の範囲では砂に比べやや大きく，地盤沈下も大きいものと推察される．
- (4) 非塑性な細粒分を含む地盤では均等係数の違いによらず液状化後の地盤のせん断抵抗力が小さいので，大きなひずみを伴う破壊が生じやすいことがわかった．
- (5) これらの実験結果から，非塑性な細粒分が混入した地盤は，砂や砂礫のみに比べ非排水せん断特性が大幅に低下するので，構造物の健全性を評価する上ではその影響を適切に評価することが重要である．

謝辞：本研究の一部は，中央大学理工学部の小見山義朗，村端敬太，森山豊，鈴木一義，前田和伸の各氏の卒業，修了研究の一部として実施されたものです．ここに謝意を表します．

参考文献

- 1) Ishihara, K.: Geotechnical aspect of the 1995 Kobe earthquake, *14 th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ICSMFE*, Terzagi Oration, 1997.
- 2) Andrus, R.D.: In-situ characterization of gravelly soils that liquefied in the 1993 Borah Peak earthquake, *Ph.D. Dissertation presented to the University of Texas*, 1994.
- 3) Kokusho, T., Tanaka, Y., Kawai, T., Kudo, K., Suzuki, K., Tohda, S., and Abe, S.: Case study of rock debris avalanche gravel liquefied during 1993 Hokkaido-Nansei-Oki earthquake, *Soils and Foundations*, Vol.35, No.3, pp.83-95, 1995.
- 4) 沼田淳紀，森伸一郎：噴砂の粒度組成，土木学会論文集，No.722/ -61, pp129-147, 2002.
- 5) 原 忠，國生剛治：砂礫の液状化強度および液状化後の非排水せん断強度に及ぼす粒度分布の影響，土木学会論文集，No.645/ -50, pp.245-253, 2000.
- 6) 古関潤一，石原研而，藤井光久：細粒分を含む砂の三軸液状化試験，第 21 回土質工学研究発表会発表講演集，pp.595-596, 1986.
- 7) 黄大振，柳沢栄司，菅野高弘：シルトを含む砂のせん断特性について，土木学会論文集，No.463/ -22, pp.25-33, 1993.
- 8) 桑野二郎，飯村博忠，中沢博志，杉原弘一：カオリンを含む砂の液状化強度，土木学会第 50 回年次学術講演会講演概要集，pp.506-507, 1995.
- 9) 佐藤正行，小野匡寛，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/ -38, pp.271-282, 1997.
- 10) 原 忠，國生剛治，小見山義朗：非塑性細粒分を含む砂礫の非排水せん断特性，土木学会論文集，No.785/ -70, pp.123-132, 2005.
- 11) 原 忠，國生剛治，村端敬太：細粒分を含む砂および砂礫の液状化特性，日本地震工学会・大会-2004 梗概集，pp.222-223, 2005.
- 12) 原 忠，國生剛治：砂礫の最小・最大密度に及ぼす影響因子の分析，土木学会論文集，No.778/ -69, pp.151-162, 2004.
- 13) Skempton, A.W. and Brogan, J.M.: Experiments on piping in sandy gravels, *Geotechnique*, Vol.44, No.3, pp.449-460, 1994.
- 14) 田中幸久，國生剛治，吉田保夫，工藤康二：システムコンプライアンスによる砂礫の動的測定誤差の評価方法，電力中央研究所 研究報告，U89040, 1988.
- 15) 國生剛治，岩澤大，原 忠：応力振幅のメンブレンペネトレーション補正法への影響，土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集，-(a), pp.148-149, 1998.

(2005. 3. 14 受付)

EFFECT OF NON-PLASTIC FINES ON UNDRAINED STRENGTH CHARACTERISTICS OF SAND AND SANDY-GRAVEL

Tadashi HARA and Takaji KOKUSHO

A series of undrained shear triaxial tests were performed in this study on sand and sandy-gravel materials with different fines content and different relative density. According to the undrained cyclic and monotonic loading triaxial tests, liquefaction strength and maximum deviatoric strength considerably reduce as the fine increases from about 10% to 20% having the same relative density. It clarified in this research that, when non-plastic fines are mixed in sand and sandy-gravel, undrained shear characteristics in cyclic loading and monotonic loading for virgin or post-liquefaction soils largely change. Hence, it is important to evaluate the influence of fines fraction on the undrained strength properties appropriately.