

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

原 忠¹・國生 剛治²

¹正会員 工修 (株)ニュージェック 技術開発部 (〒542-0082 大阪府大阪市中央区島之内 1-20-19)

²正会員 工博 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)

3 種類の粒度分布の異なる砂礫材料について、三軸試験機を用いた液状化試験を行い、均等係数や相対密度などが強度に与える影響を調べた。そしてこれら砂礫材料の液状化強度は、粒度分布の違いにも関わらず、相対密度によりほぼ統一的に評価できることが示された。一方、同一材料の同程度の相対密度を有する供試体で液状化試験後に非排水単調載荷試験を行った結果、均等係数の大きい砂礫材料は均等係数の小さい砂礫材料のそれに比べて格段に大きい値を示し、粒度分布の違いが大きな差異をもたらすことも明らかになった。本試験で得られた液状化強度を既往の研究成果と組み合わせたと、砂地盤と礫質地盤が同じ標準貫入 N 値を持つ場合、前者の方が強度は大きくなる傾向があることが分かった。

Key Words : *liquefaction, triaxial test, sandy-gravel, uniformity coefficient, relative density, SPT N -value, S -wave velocity*

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め立て地において、礫分を 30% ~ 60% と多く含み、シルト分までの広範囲な粒度分布を有するまき土が大規模に液状化し、構造物等に甚大な被害を与えた。同様な礫質地盤の液状化は、1987 年の米国ボラーピーク地震での河川堆積礫の液状化¹⁾や 1993 年の北海道南西沖地震の森町赤井川地区での岩屑なだれ礫の液状化²⁾など、近年の地震においても少なからずみられるようになり、決してまれな現象であるとは言いがたい。一般的に、このような礫質地盤は均等係数が大きく、乾燥密度が砂に比べて大きなことから、砂のような液状化は生じにくいと考えられてきた。しかし、前述の液状化した礫質地盤においては、その標準貫入試験の N 値は 5 ~ 10 程度、 S 波速度も 60 ~ 200 m/s 程度の低い値を示している³⁾。

ところで、礫分を含んだ試料の力学的性質、特に液状化強度特性に関する研究は、近年、不攪乱供試体を用いた非排水繰返し三軸試験⁴⁾や、礫分含有率を変化させた系統的な実験⁵⁾などいくつか行われるようになった。しかし、これらの多くは主として平均粒径のみに注目しているケースが

多い。通常、自然地盤は礫とともに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。すなわち、砂から礫分が増加していくに従い、平均粒径とともに均等係数も大きくなるのが通例である。このような粒度構成に注目した砂礫材料についての系統的な実験は、現在まで多くはない。

本研究では、3 種類の粒度分布の異なる砂礫材料について、供試体径 100 mm、高さ 200 mm の中型繰返し三軸試験機を用いた液状化試験を行い、均等係数や相対密度が液状化強度に与える影響について考察する。また、これらの液状化試験結果と既往の研究成果を結びつけ、砂礫材料の貫入試験に基づいた液状化強度の簡易判定法への適応を検討する。さらに、一部供試体では繰返し載荷後に非排水単調載荷試験を行い、粒度分布の違いが強度に与える影響を調べる。これら一連の試験結果より、砂礫地盤の地震時安定性に及ぼす粒度分布の影響を明らかにすることを目指す。

2. 実験材料

図-1に、本研究で用いた砂礫材料の粒径加積曲

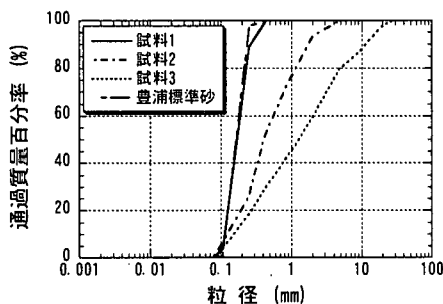


図-1 砂礫材料の粒径加積曲線

表-1 砂礫材料の物理特性

	$D_{50}(\text{mm})$	U_c	ρ_s (g/cm^3)	ρ_{dmax} (平均値) (g/cm^3)	ρ_{dmin} (平均値) (g/cm^3)	e_{max} (平均値)	e_{min} (平均値)
試料1	0.14	1.44	2.696	1.502	1.198	1.250	0.794
試料2	0.40	3.79	2.697	1.839	1.421	0.898	0.467
試料3	1.15	13.1	2.655	2.038	1.675	0.585	0.303

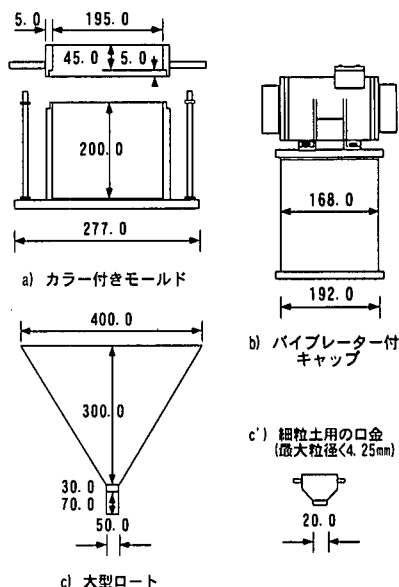


図-2 最大・最小密度試験装置 (単位:mm)

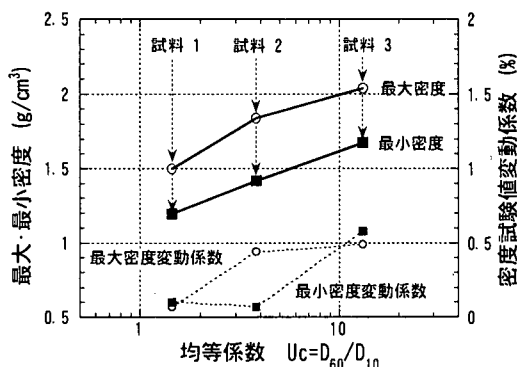


図-3 最大・最小密度、変動係数と均等係数の関係

線を示す。試料は利根川砂礫などから人工的に粒度配合して作成した堅硬な（主に安山岩、チャート、流紋岩などからなる）粒子を有する砂または礫質土である。各試料とも最小粒径は 0.075 mm に設定し、粒度分布を 3 段階に変化させた。これら試料の物理特性を表-1 に示す。

3 種類の異なる粒度分布を有する試料の最大・最小密度は、粒径が 2 mm 以上の礫を含む礫質土の試験法が基準化されていないことから、図-2 に示す、直径 195 mm、高さ 200 mm の中型モールドとバイブレーター付きキャップ、大型ロートを用いた密度試験法を開発し⁶⁾、これにより設定した。試験は、各回ごとの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 9 回、最小密度試験を 18 回繰り返した。図-3 は、これらよ

り得られた最大密度と最小密度の平均値及び変動係数を、均等係数に対して整理したものであるが、均等係数が大きい試料ほど最大・最小密度ともに大きくなる当然の結果が得られている。また、均等係数の大きい試料ほど密度測定の際のばらつきが大きい、変動係数はおおよそ 0.5% 以下であり、小さなばらつきで試験が行われていることがわかる。なお、豊浦標準砂による予備試験により、4 分間の加振により最大密度は一定値に達し、また 5 層を締め固めた時点での密度は、地盤工学会 (JGS) の定めた基準値にほぼ一致することを確認した。

液状化試験中のメンブレン貫入効果は、各試料毎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⁷⁾を施した。しかし、試料側面の平坦度は全体的に良く、メンブレン貫入補正の影響はそれほど大きくはなかった⁸⁾。

3. 液状化試験

供試体は、粒子分級による影響を最小限に押さえるため、別途用意した容器内において試料を含水させた後、モールド内で一定に締め固めるウェットタンピング法により作成した。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、相対密度を $Dr = 10\%, 30\%, 50\%, 60\%, 70\%, 90\%$ の 6 段階に変化させた。相対密度 $Dr = 90\%$ 供試体は、モールドでのタンピングが困難な

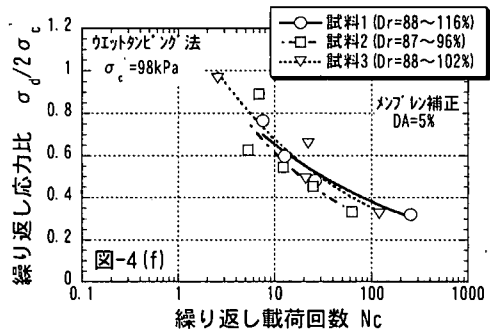
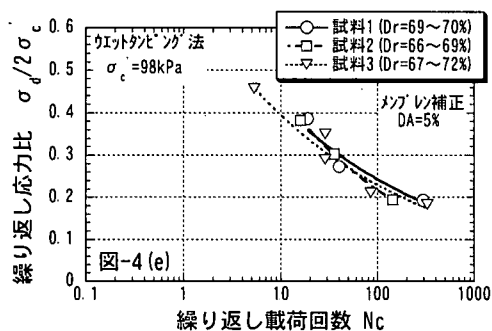
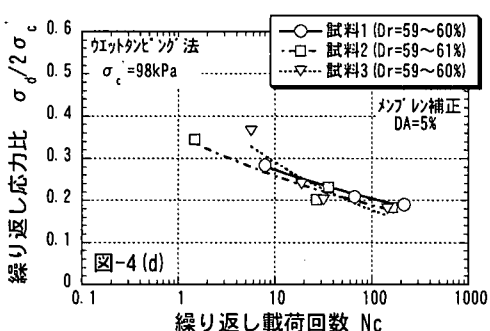
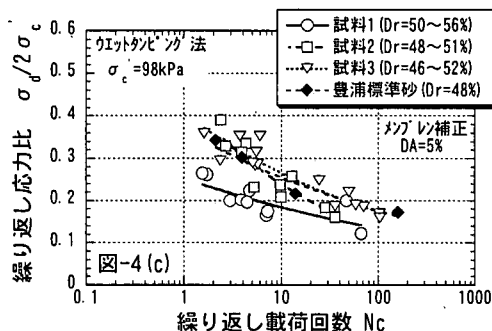
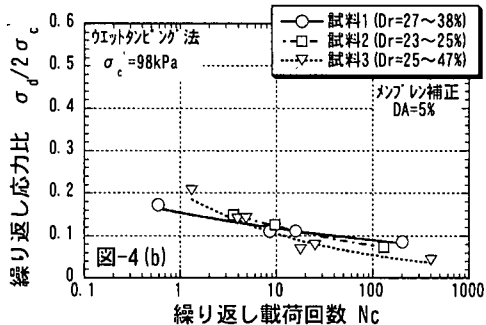
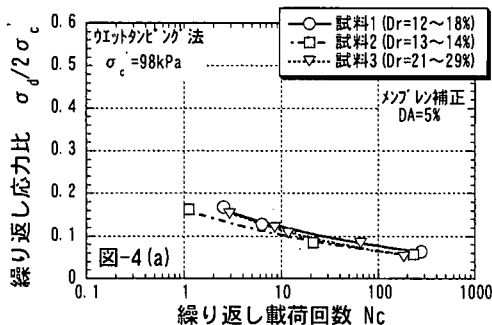


図-4 砂礫材料の液状化試験結果 (DA=5%)

ため、予め直径 100 mm、高さ 200 mm のコンクリート用モールドを用いて試料を不飽和状態で作成し、 -25°C のフリーザーにより凍結させた。その後、凍結した供試体を試験機にセットした後に 29.4kPa で 8 時間程度放置し解凍した。背圧は 294kPa に設定し、その下で間隙水圧係数 B を 0.95 以上にすることを目標としたが、 $Dr \approx 90\%$ 供試体では、所定の間隙水圧係数が得られなかった。國生²⁾は、 Dr が 100% に近い土の場合、 $B \geq 0.95$ の厳密な達成は、液状化試験試料が完全飽和で間隙水圧システムの剛性が無限大においても不可能であることを、砂礫材料の間隙比 $\sim B$ 関係により示している。本研究ではこの検討結果に基づき、相対密度 $Dr \approx 90\%$ 供試体については $B \geq 0.95$ の達成は困難であると考え、 $B=0.90$ 以上の条件を基準

とした。各試料とも有効拘束圧 98kPa で等方圧密し、液状化試験は 0.1Hz の正弦波軸応力を非排水条件で加えて行った。

図-4(a)～(f)は、異なる 3 種類の砂礫材料により得られた液状化試験結果を、両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に対応する繰返し載荷回数と繰返し応力比の関係として整理したものである。図-4(a) (b) の $Dr \approx 10\%, 30\%$ 供試体においては、粒度分布の異なる 3 種類の試料とも $DA=5\%$ で定義された液状化強度はほぼ等しく、繰返し載荷回数に対する繰返し応力比の変化傾向も類似している。図-4(c) の $Dr \approx 50\%$ 供試体においては、試験結果に開きが見られ、繰返し載荷回数 $N_c=10, 20$ における繰返し応力比 R_{L10}, R_{L20} で比較した場合、試料 1, 2 のデータのばらつきが大きく、ある程度差が

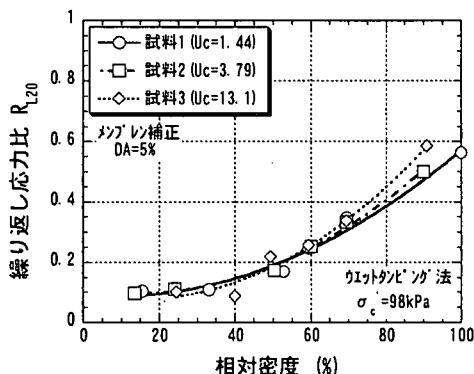


図-5 相対密度と繰り返し応力比 R_{L20} の関係 (DA=5%)

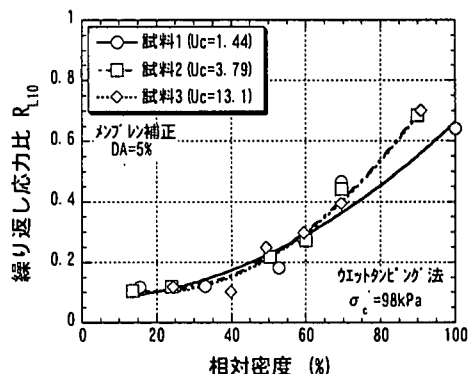


図-6 相対密度と繰り返し応力比 R_{L10} の関係 (DA=5%)

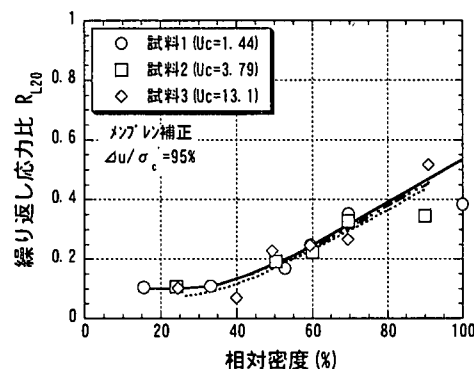


図-7 相対密度と繰り返し応力比 R_{L20} の関係 ($\Delta u / \sigma'_c = 95\%$)

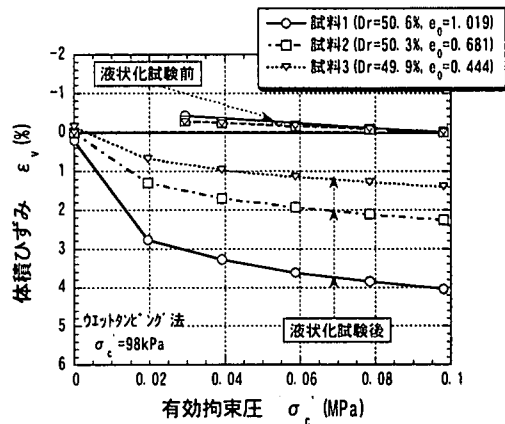


図-8 砂礫材料の圧密試験結果

見られる。同図中には、砂礫材料同様、ウェットタンピング法により作成した豊浦標準砂の液状化試験結果を示すが、繰り返し载荷回数 $N_c=10$, 20での液状化強度は試料2, 3とほぼ一致している。しかし、特に繰り返し载荷回数 $N_c=10$ 以下では、均等係数の小さい砂礫試料1は、均等係数がほぼ同程度の豊浦標準砂のそれに比べて小さくなる傾向を示した。図-4(d) (e) (f)の $Dr \approx 60\%$, 70% , 90% 供試体では粒度分布の違いによる液状化強度への影響が再び小さくなる⁽⁹⁾⁽¹¹⁾。

図-5に、砂礫材料の相対密度と両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に至るまでの繰り返し载荷回数 $N_c=20$ に対する繰り返し応力比 R_{L20} との関係をまとめる。各試料とも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。これより、相対密度 $Dr \approx 50\%$, 90% 程度でデータにばらつきが見られるが、砂礫材料の液状化強度は、粒度分布が異なっているにもかかわらず、相対密度をパラメータとした場合、ほぼ一致した結果が得られている。図-6には、砂礫材料の相対密度と両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ に至

るまでの繰り返し回数 $N_c=10$ に対する同様の繰り返し応力比 R_{L10} の関係を示すが、液状化強度は繰り返し回数の比較的小さな範囲でも、粒度分布によらず、相対密度に対してほぼ等しい値を得た。図-7は、砂礫材料の相対密度と間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_c$ が 95% に至るまでの繰り返し応力比 R_{L20} との関係をまとめたものである。両振幅軸ひずみ DA で定義された液状化強度に比べてばらつきは大きいものの、粒度分布の違いによる液状化強度の差異はそれほど見られない。従って、今回行った実験の範囲では、砂礫材料の液状化強度は試料の粒度分布が異なり、表-1の最大・最小密度から分かるように間隙比が大きく異なるにも関わらず、相対密度のみの一義的な関係を示すことがわかる。

図-8に、相対密度 $Dr \approx 50\%$ 供試体の一部について、液状化試験前後に行った圧密試験結果を、体積ひずみと有効拘束圧の関係で示す。液状化試験前の圧密曲線は供試体セット時の 29.4 kPa から試験時の 98 kPa まで描かれているが、試料1～3の差はきわめて小さい。液状化試験では各試料と

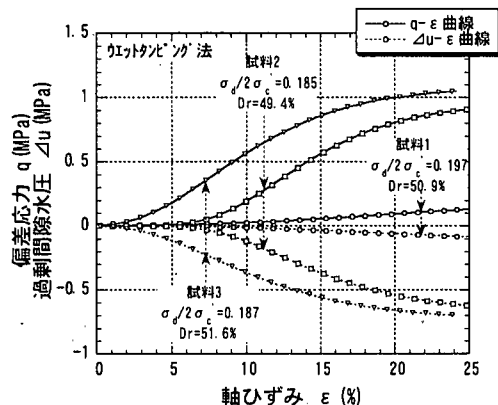


図-9 液状化試験後の偏差応力、
過剰間隙水圧-ひずみ曲線

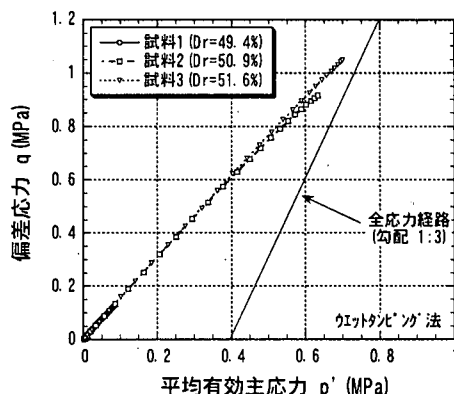


図-10 液状化試験後の有効応力経路

も両振幅軸ひずみを 10%まで繰り返し繰り返し載荷した結果、間隙水圧はほぼ 100%上昇しており、その状態から圧密試験を行っている。液状化後の圧密曲線は試料毎異なり、試料 2、試料 1 と初期間隙比が大きくなるに従い、特に圧密の初期段階において体積ひずみの変動量が大きい。これらのことから、液状化後の体積変化特性は粒度分布毎に異なり、液状化により同じ大きさのせん断ひずみが生じていても均等係数の大きい砂礫材料ほど液状化による体積変化が小さく、地盤の沈下量も小さいことが推定される¹²⁾。

4. 液状化後の静的強度

砂礫材料の液状化後の力学特性を検討するため、相対密度 $Dr \approx 50\%$ 供試体の一部で、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%まで生じた後にそのまま非排水状態を保ち、ひずみ制御による非排水単調載荷三軸圧縮試験 (CU 試験) を行った¹³⁾。液状化試験は、両振幅軸ひずみ DA が 10%に達したサイクルの軸応力を除荷した時点で終了している。

図-9に、液状化試験後に行った非排水単調載荷試験結果の代表的な偏差応力、過剰間隙水圧-ひずみ曲線を示す。ここでの過剰間隙水圧のプロットは、各試料とも非排水単調載荷試験により生じた過剰間隙水圧を、液状化直後を原点として示したものであり、軸ひずみは液状化試験終了後の供試体高さを基準に算出している。各試料とも両振幅軸ひずみ $DA=10\%$ のひずみ履歴を受けているため土の軟化が進んでおり、試料 1、2 の場合は軸ひ

ずみ $\varepsilon=5\%$ を越えてからようやく偏差応力 q と負の過剰間隙水圧 Δu がはじめ、 $\varepsilon=25\%$ に至っても少しづつ増加している。一方、試料 3 の場合は $\varepsilon=1.5\%$ 付近から q と Δu がはじめ、 $\varepsilon=25\%$ 付近では q はほぼ最大強度に達していると判断できる。このことから、液状化試験での載荷応力比のほぼ等しいデータと比較した場合、 q の最大値は、少なくとも $\varepsilon \leq 25\%$ の範囲では均等係数の大きい砂礫材料ほど卓越しており、同じ砂礫材料においても、粒径と粒度の違いによっては液状化後の静的強度が 10 倍程度異なることがわかる。

図-10に、液状化後の静的試験における有効応力経路を示す。得られたストレスパスは、粒度分布の異なる試料においてもほぼ一致している。 $p'-q$ 平面上での破壊包絡線の傾きより推定される試料の内部摩擦角 ϕ は、粒径の異なる試料においても粒度分布の違いに関わらず $\phi=39^\circ$ 程度のほぼ等しい角度を示している。また、同じ相対密度にも関わらず、試料 1 に比べ、試料 2、3 はダイレイタンシー特性による間隙水圧の減少量が大きいため、有効応力経路が破壊包絡線に沿って大きく延び、ひずみが増加しつつも偏差応力 q は増大していくことがわかる。

図中には同じ試験での全応力経路も示されているが、今回の試験では背圧 294kPa を加えているため、有効応力と比較してわかるように、間隙水圧が大きく減少してもその絶対値は負にはなっていない。実際の地盤条件においては、地下水位や荷重条件などにより、間隙水圧の大きさを含めた絶対値がマイナスになる場合も考えられる。この場合には間隙水中にキャビテーションが生じ、その時点で非排水条件がくずれ、破壊が生じるものと

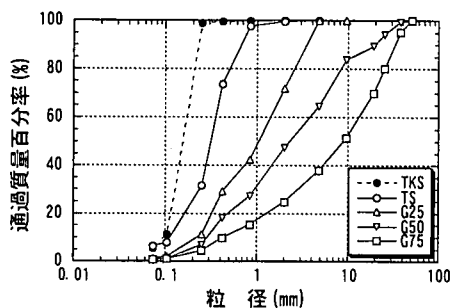


図-11 大型土槽実験に用いた地盤材料の粒径加積曲線¹³⁾

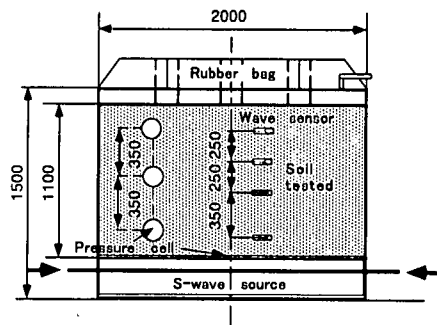


図-12 実験に用いた大型円形土槽¹³⁾

思われる。しかし、今回のようにキャピテーションが生じない $\varepsilon \leq 25\%$ の範囲では、均等係数の大きい砂礫材料の液状化後の静的非排水強度は均等係数の小さい砂礫材料に比べ、遙かに大きくなることが分かった。

5. 既往の研究成果を用いた砂礫材料の液状化強度と V_s , N 値の関係

貫入試験に基づいた礫質地盤の液状化強度評価を行った研究例は多くはなく、未だ確立された評価法があるとは言い難い。

國生ら¹⁴⁾は、礫質地盤の土質力学的特性を原位位置での標準貫入試験により評価できるようにするために、図-11に示す粒度分布の異なる5種類の砂礫材料を対象として、図-12の直径2m、高さ約1.5mの大型円形土槽を用いた基礎実験を行い、 N 値、 S 波速度と密度との関係式の誘導を試みている¹⁴⁾。一連の土槽実験は、最初の実験シリーズ (LC と略称) では上載圧 200kPa が上限の低圧の土槽で行い、その後、1MPa までかけられる高圧の土槽に改造して2度目の実験シリーズ (HC と略称) を実施している。土槽実験は地盤作成の後通水し、水浸状態でやっている。

図-13は、粒度分布の異なる試料からなる土槽中の人工地盤について多数回行った実験に基づき、間隙比 e と鉛直、水平応力 σ_v , σ_h で基準化した S 波速度 V_{s0} との関係を整理したものである。ここで、基準化 S 波速度 $V_{s0} = V_s / \{ (\sigma_v / p_0) (\sigma_h / p_0) \}^m$ であり、 m はベキ定数¹⁴⁾、 $p_0 = 98\text{kPa}$ である。ベキ定数 m は相対密度により変化し¹⁴⁾、その値の範囲は $m = 0.10 \sim 0.15$ である。 $V_{s0} \sim e$ 関係は各粒度毎に線形関係を示すが、粒度分布の異なる試料毎にその関係は全く異なっている。各試料の最小、最大間隙比、 $e_{\min}$, $e_{\max}$ に対応した最大、最小の基準

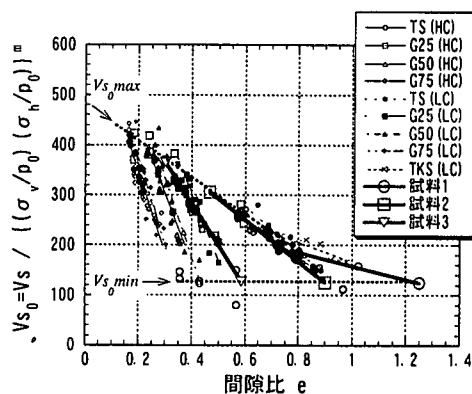


図-13 せん断波速度 V_s と間隙比 e の関係

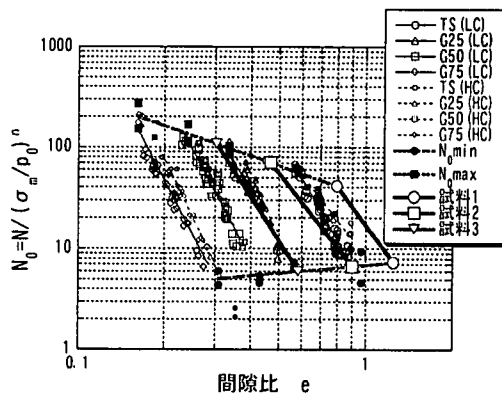


図-14 標準貫入 N 値と間隙比 e の関係

化 S 波速度 $V_{s0\max}$, $V_{s0\min}$ は、 $V_{s0\min}$ が間隙比の違いにも関わらず、砂から礫質土まではほぼ一定の値をとるのに対し、 $V_{s0\max}$ は、均等係数が大きくなり、最小間隙比が小さくなるに従い増大することが分かる。なお、國生らの研究での試料の最大・最小密度は、直径 299 mm、高さ 354 mm のモールドを用いて求めた値¹⁴⁾であり、本研究での図-2の装置を用いた場合は多少異なる可能性はあるが、以下の定性的検討には適用可能と考えている。

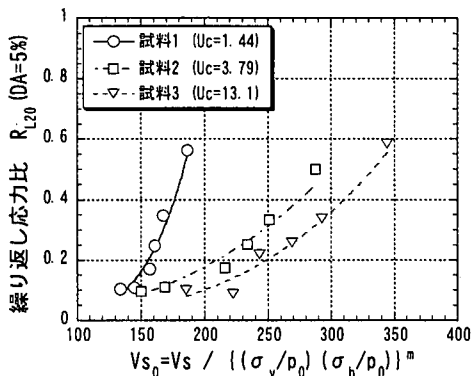


図-15 せん断波速度 V_s と繰り返し応力比 R_{L20} の関係

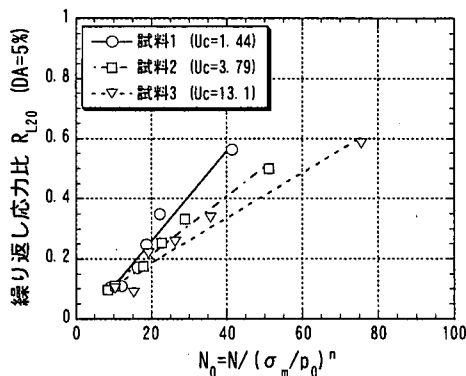


図-16 標準貫入 N 値と繰り返し応力比 R_{L20} の関係

図-14は、粒度分布の異なる材料からなる土槽中の人工地盤について多数回行った実験に基づき、間隙比 e と標準貫入試験の N 値を平均主応力で正規化した基準化 N 値 N_0 を両対数軸上でプロットしたものである。ここで $N_0 = N / (\sigma_m/p_0)^n$ であり、 n はベキ定数¹⁴⁾である。ベキ定数 n は相対密度により変化し¹⁴⁾、その値の範囲は $n=0.20 \sim 0.60$ である。これより、各試料毎の最小、最大間隙比、 e_{min} 、 e_{max} に対応した最大、最小の基準化 N 値、 N_{0max} 、 N_{0min} は、 N_{0min} が間隙比 e の大幅な違いに関わらず、砂から礫質土まで5程度のほぼ等しい値をとる一方、 N_{0max} は均等係数が大きくなり最小間隙比が小さくなるに従い大幅に増大することが分かる。つまり、均等係数の大きい礫質土ほど N_0 値のとりうる値の幅が大きいことを示している。

本研究では以上の既往の研究結果に基づき、図-13、14により、ここで用いた試料1～3の最小、最大間隙比、 e_{min} 、 e_{max} から、最大、最小の基準化 S 波速度、 V_{S0max} 、 V_{S0min} や最大、最小の基準化 N 値、 N_{0max} 、 N_{0min} を読みとる。そして、最小、最大間隙比、 e_{min} と e_{max} の間の任意の間隙比 e に対する S 波速度と N 値を、これらが e と線形グラフまたは両対数グラフ上で直線関係にあるとの実験事実に基づき、図-5、6、7での各三軸試験結果の平均相対密度より算出した間隙比 e に対応する V_{S0} 、 N_0 を図-13、14より読みとり、本研究での三軸試験より得られた液状化強度との関係を検討した¹⁴⁾。なお、土槽中の人工地盤の作成法は足踏み法や機械式タンパーを用いており、三軸試験での供試体作成法であるウェットタンピング法にほぼ対応していると解釈している。

図-15は、図-5と図-13を組み合わせ得られた基準化 S 波速度 V_{S0} と繰り返し応力比 R_{L20} ($DA=5\%$, $N_c=20$) の関係を示している。これより、

V_{S0} に対する R_{L20} の関係は、粒度分布の違いにより明らかに異なる傾向を示していることが分かる。また均等係数の小さい砂礫試料1、砂礫試料2は、 V_{S0} の狭い範囲で R_{L20} が急激に変化しているのに対し、均等係数の大きい砂礫試料3では V_{S0} のとりうる範囲が広がり、 V_{S0} に対する R_{L20} の増加割合が緩やかになっていることが分かる。

図-16は、図-5と図-14を組み合わせ得られた基準化 N 値 N_0 と繰り返し応力比 R_{L20} ($DA=5\%$, $N_c=20$) の関係を示している。これより、 N_0 値と R_{L20} との関係は、粒度分布の違いにより異なる傾向を示すことが分かる。すなわち、砂礫材料の繰り返し応力比 R_{L20} は同一の N_0 値で比較した場合、均等係数の小さい砂礫材料に比べ均等係数の大きい砂礫材料ほど小さな値をとり、 N_0 値に対する増加割合も小さい。

図-15と図-16を導出するにあたっては、本研究とは異なった材料を用いた大型土槽実験の結果を用いており、粒度分布や締め固め法などいくつかの点で誤差要因を含んでいる可能性がある。従って、これらの関係はあくまでも定性的なものと考えべきである。しかし、同一の N_0 値または V_{S0} のもとでは、均等係数の小さい砂礫試料に比べて均等係数の大きい砂礫試料の方が両振幅軸ひずみ5%に至るまでの繰り返し応力比で定義した液状化強度が小さく、 N_0 値または V_{S0} が大きい密な地盤でその差が大きくなる定性的傾向が存在することは、図-15、図-16から結論づけてよいものと考えられる。

6. 結 論

3種類の異なる粒度分布を有する砂礫材料を用

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) 砂礫材料の液状化強度は、粒度分布が異なり、間隙比が大きく異なる場合においても、相対密度によりほぼ一義的に表せる。
- (2) 一方、液状化により両振幅軸ひずみが 10%までのひずみ履歴を受けた後の、さらに大きなひずみ領域における非排水せん断強度は、同じ相対密度であっても粒度分布により大きく異なり、均等係数の小さい砂礫材料に比べ、均等係数の大きい砂礫材料は格段に大きなせん断抵抗を示す。
- (3) すなわち、両振幅軸ひずみ 5%程度のひずみ領域においては、飽和砂礫地盤の地震時強度特性は粒度の差異よりは相対密度に支配されるが、大変形を伴う液状化直後の破壊を考えた場合は、同じ相対密度であっても均等係数の大きい砂礫材料の方が著しい正のダイレイタンス特性を示し、間隙水のキャビテーションが生じない限り、非常に大きな非排水せん断強度を示す傾向にある。
- (4) 本研究結果と既往の土槽実験による結果を組み合わせることにより、砂礫材料の液状化強度と標準貫入 N 値、 S 波速度 V_s の定性的関係を導いた。それによれば、同じ N_0 値、あるいは同じ V_{s0} を有する均等係数の小さい砂礫材料と大きいそれとを比べた場合、前者の方が大きな液状化強度を示す傾向にあり、 N_0 値、あるいは V_{s0} が大きいほど顕著になることが分かった。

以上はあくまで細粒分を含まない、室内人工調整した砂礫材料を用いた限られた条件での実験結果から導いた結論である。さらに一般的かつ定量的な関係を導くために、今後、細粒分を含んだ試料や原位置からの不攪乱試料による実験を重ねていく必要がある。

謝辞：本研究は文部省科学研究費、基盤研究 (b) (2)、課題番号 09450184 による援助を受けました。また関西電力(株)からも本研究に多大な技術的協力を受けました。併せて謝意を表します。

参考文献

- 1) Ishihara, K., Kokusho, T. and Silver, M.L.: Recent developments in evaluating liquefaction characteristics of

local soils, *State-of-the-Art Report Proc. 12th International Conference on SMFE*, pp.783-786, 1989.

- 2) Kokusho, T., Tanaka, Y., Kawai, T. et al.: Case study of rock debris avalanche gravel liquefied during 1993 Hokkaido-Nansei-Oki earthquake, *Soils and Foundations*, Vol.35, No.3, pp.83-94, 1995.
- 3) 國生剛治, 吉田保夫: 液状化の可能性のある緩い礫質土の基本特性, 第 32 回地盤工学研究発表会概要集, pp.797-798, 1998.
- 4) 田中幸久, 工藤康二, 吉田保夫, 片岡哲之, 國生剛治: 砂礫地盤の力学的特性に関する研究 - 凍結サンプリングによる不攪乱試料の力学的特性とその簡易評価法 -, 電力中央研究所 研究報告 U88021, 1988.
- 5) Evans, M.D. and Zhou, S.: Liquefaction behavior of sand-gravel composites, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.121, No.3, 1995.
- 6) 國生剛治, 原 忠: 礫質土の最大・最小密度試験法の検討, 土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集, III-(a), pp.20-21, 1997.
- 7) 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.
- 8) 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, III-(a), pp.148-149, 1998.
- 9) 國生剛治: 砂質・礫質土の飽和度の違いによる P 波速度と B 値の関係, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, 第 1 分冊, pp.249-252, 1999.
- 10) 原 忠, 國生剛治: 三軸試験による礫質土の液状化強度特性, 日本地震工学シンポジウム論文集, 第 2 分冊, pp.1313-1318, 1998.
- 11) 原 忠, 國生剛治: 粒度分布の異なる砂礫材料の液状化強度, 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論文報告集, pp.395-398, 1999.
- 12) 原 忠, 國生剛治: 粒度分布を変化させた砂礫材料の力学特性, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, 第 1 分冊, pp.257-260, 1999.
- 13) 吉田保夫, 國生剛治: 砂礫地盤への貫入試験の適応法の提案, 電力中央研究所 研究報告 383026, 1982.
- 14) Kokusho, T. and Yoshida, Y.: SPT N -value and S -wave velocity for gravelly soil with different grain size distribution, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.4, pp.105-113, 1997.
- 15) 池見元宣, 工藤康二, 國生剛治: 砂礫材料の相対密度試験について, 第 19 回土質工学研究発表会講演集, pp.127-128, 1984.

(1999. 6. 15 受付)

EFFECT OF PARTICLE GRADATION ON LIQUEFACTION AND POST-LIQUEFACTION STRENGTH BY MEANS OF TRIAXIAL TEST

Tadashi HARA and Takaji KOKUSHO

A series of undrained cyclic triaxial tests were performed in this study on sand-gravel materials with different particle gradation and different relative density. Despite large differences in particle gradation, a good agreement in the liquefaction strength was obtained for specimens having the same relative density. The post-liquefaction undrained strength, also measured after each liquefaction test, was much larger for gravelly soils than that for sands having the same relative density. Empirical correlations were made between the liquefaction strength and the SPT N-value or S-wave velocity, which indicate that, for the same N-value and S-wave velocity, gravelly soils tend to exhibit smaller liquefaction strength than sands.