

礫質土の液状化特性と液状化後の変形性及び耐流動性

高知大学 正会員 原 忠

学生会員 ○畑山 諒人

株式会社 建設技術研究所 正会員 李 圭太 正会員 岡嶋 義行

国土交通省四国地方整備局 非会員 岡林 福好

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では、埋立地や旧河道部などの若齢な砂質地盤で液状化が生じた¹⁾。千葉県浦安市では細粒分を多く含むシルト質砂が広範囲に液状化し、道路上への大量の噴砂の堆積や埋積管の浮上、建築構造物基礎の不同沈下などの被害が生じた。一方、礫質土の液状化は、1995年の兵庫県南部地震での埋立地盤²⁾や2003年北海道南西沖地震での森町赤井川地区³⁾などいくつか事例が報告されているが、液状化特性や構造物に有害な影響を及ぼす液状化後の変形、耐流動性を系統的に調べた研究例は少ない。

本報では、高知県土佐市仁淀川河口部より攪乱採取した試料の繰返し非排水三軸試験、液状化後の再圧密試験及び単調載荷試験結果から、礫質土の液状化特性と液状化後の変形特性、耐流動性を考察する。

2. 試料採取地点と物理特性

本研究で用いた試料（以下、仁淀川砂礫と称する）は、仁淀川河口から右岸約0.6km地点における新河道部の概ねT.P.-1m付近の沖積砂礫層（Ags層）より掘削採取されたものである⁴⁾。現地の貫入抵抗値の平均は $N=28$ 、せん断波速度 V_s は250m/sである。 N 値は礫当たりによるばらつきが大きい。図-1は仁淀川砂礫の粒径加積曲線を、表-1は仁淀川砂礫の物理特性をそれぞれ示したものである。現地採取土は最大粒度 D_{max} が75mmの礫を含むが、後述の供試体の寸法を考慮し、 $D_{max}=26.5$ mmのせん頭粒度試料に調整した。

3. 礫質土のせん断波速度及び液状化特性

繰返し非排水三軸試験は直径100mm、高さ200mmの中型供試体で行った⁴⁾。供試体はウェットタンピング法により圧密後の密度が所定の相対密度になるように作成した。また、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 $D_r=40\%$ 、 50% 、 60% 、 70% 、 90% の5段階に変化させた。礫を多く含んではいるが供試体側面の凹凸は少ないため、メンブレンペネトレーション補正は行わなかった。三軸試験は、 CO_2 圧入により飽和を促進させ、間隙圧係数 B が0.95に達したことを確認した後、有効拘束圧98kPaで等方圧密させた。せん断試験は0.1Hzの正弦波荷重を非排水条件で繰返し与え、両振幅軸ひずみ $DA=2\sim10\%$ まで載荷した。一部供試体では、等方圧密過程において、供試体側面に貼り付けた小型加速度計によりせん断波速度 V_s を測定した。

図-2に有効拘束圧 $\sigma'_c=98$ kPaで正規化した拘束圧とせん断波速度 V_s の関係を示す。同図中には、 $D_r=50\%$ の供試体作成方法の等しい河床砂、河床砂礫の結果⁵⁾を併せて示す。結果にばらつきが見られるが、既往の研究と同様に拘束圧の増加に応じて V_s が大きくなる。 $D_r=50\%$ 供試体と比較した場合、仁淀川砂礫の $\sigma'/\sigma'_c=1$ での V_s は $U_c=1.44$ の河床砂よりも大きく、 $U_c=14.1$ の河床砂礫よりやや小さい。

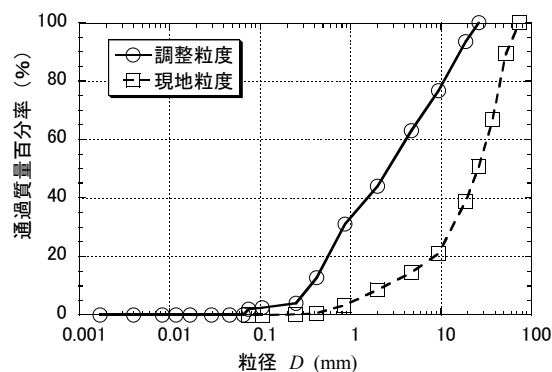
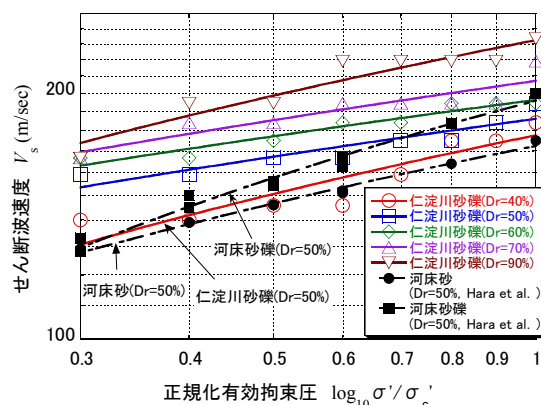


図-1 試料の粒径加積曲線

表-1 試料の物理特性

ρ_s (g/cm ³)	D_{50} (mm)	U_c	G_c (%)	F_c (%)
2.727	2.7	11.4	56	2

図-2 V_s と正規化有効拘束圧の関係

キーワード：礫質土、三軸試験、液状化

連絡先：〒783-8502 高知県南国市物部乙200 高知大学大学院総合人間自然科学研究科

図-3 は、仁淀川砂礫の繰返し非排水三軸試験結果を $DA=5\%$ に達したときの繰返し載荷回数と繰返し応力比で整理したものである⁴⁾。同図中には、供試体作成方法の等しい $D_r=50\%$, 70% の河床砂の同様な関係を併せて示す。仁淀川砂礫の液状化強度は、既往の結果⁶⁾と同様に相対密度の増加とともに大きくなる。繰返し載荷回数 $N_c=20$ に対する繰返し応力比で定義した液状化強度 R_{L20} で比較した場合、 $D_r=50\%$ の供試体の R_{L20} は相対密度の等しい河床砂に類似するが、 $D_r=70\%$ の中密な供試体は砂に比べて小さい。

4. 液状化後の体積変化と残留強度

液状化後の変形や耐流動特性を把握するため、一部供試体で繰返し非排水せん断試験後に再圧密試験及び非排水単調載荷試験を行った。

図-4 は、繰返し非排水せん断後の再圧密試験結果⁴⁾を両振幅軸ひずみ DA が 2% , 5% , 10% に達した時点で計測した体積圧縮ひずみと相対密度で整理したものである。同図中には、Ishihara and Yoshimine により示された砂質土の結果 (ε_v は $DA=10\%$ に換算)⁷⁾も示している。仁淀川砂礫の液状化後の体積ひずみは、相対密度の増加に応じて減少するが、 DA がいずれの場合も砂質土に比べて小さい。また、 ε_v の最大値は、 $D_r=40\%\sim 50\%$ の緩い供試体であっても砂質土のそれより小さく、概ね 3% 以下の範囲に収まる。

図-5 に繰返し非排水せん断後の非排水単調載荷試験の結果を、偏差応力・過剰間隙水圧～軸ひずみ関係で示す。試験は $DA=10\%$ に達し、かつ過剰間隙水圧比がおおよそ 1 に達した後に直ちに載荷を停止し、非排水状態を保ったまま $0.1\%/min$ のひずみ速度で単調載荷した。同図中には、細粒分を含まない河床砂、河床砂礫の同様な関係も示している。仁淀川砂礫の残留強度は、既往の結果⁶⁾と同様に相対密度の増加に応じて最大偏差応力が大きくなり、軸ひずみの増加に応じて正のダイレイタンスが生じている。また、河床砂に比べ、軸ひずみ ε_a が $1\sim 2\%$ の小さな範囲から偏差応力が回復することから、液状化後の耐流動性に富むことが分かる。

5. まとめ

- 1) 礫質土の液状化強度は、相対密度の増加とともに大きくなる。
- 2) 礫質土の液状化後の変形量は、相対密度の増加に伴い小さくなる。
- 3) 礫質土の液状化後に生じる体積圧縮ひずみの絶対量は砂質土に比べ小さい。
- 4) 礫質土の液状化後の耐流動性は、相対密度の等しい砂質土より大きい。

[参考文献]

- 1) 例えば、原忠：地盤災害と構造物の関係、木材工業、Vol.66, No.11, pp.492-497, 2011.
- 2) 例えば、Ishihara, K.: Geotechnical aspect of the 1995 Kobe earthquake, 14th International conference on soil mechanics and foundation engineering, ICSMFE, Terzaghi Oration, 1997.
- 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) 原忠, 畑山諒人: 礫質土の液状化強度と液状化後の変形性, 第48回地盤工学学会研究発表会発表講演集, 2013. (投稿中)
- 5) Hara, T., Kokusho, T. and Hiraoka, R.: Undrained strength of gravelly soils with different particle gradations, 13th World Conf. on Earthquake Engineering, WCEE, Paper No.144, 2004.
- 6) 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/III-50, pp.245-253, 2000.
- 7) Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and foundations, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.

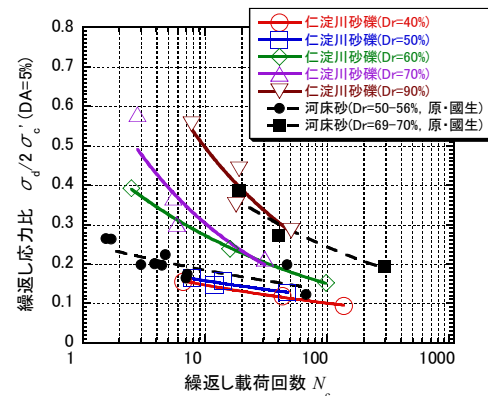


図-3 液状化後の再圧密試験結果

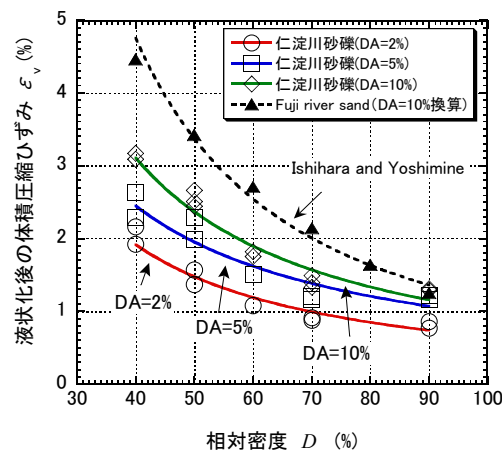


図-4 D_r と液状化後の体積圧縮ひずみ

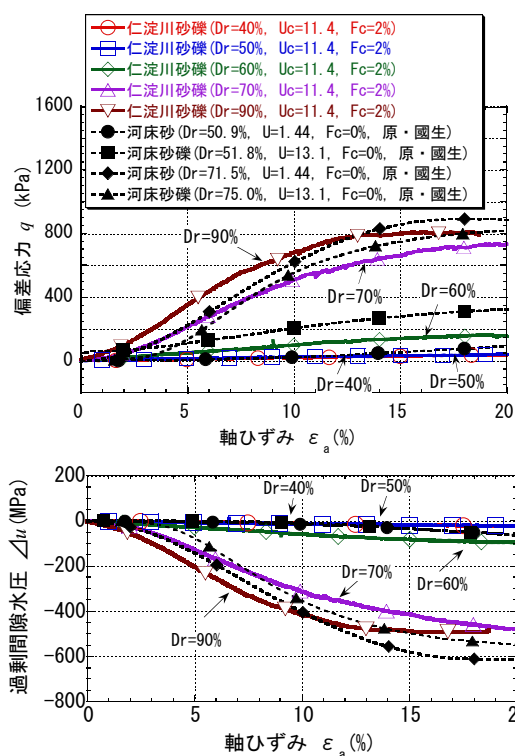


図-5 液状化後の残留強度