

砂地盤と対比した礫地盤の地震時挙動に関する遠心模型実験（その3）

鹿島建設(株) 正会員 ○朝山勇治 笹岡里衣 岡本道孝
中央大学名誉教授 正会員 國生剛治

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震以降、重要施設の耐震評価では従来の設計基準^{1,2)}では対象外とされてきた条件の考慮が求められるようになった。新たに考慮すべきとされた条件の一つに大径岩砕を含む礫質土の液状化がある。国内でこれまでに報告されている礫質土の液状化は比較的緩い層で生じている可能性が高いことが指摘されているが³⁾、前述した耐震性評価では一定の締め固め品質が付与された礫質土についても緩い砂質土と同様に扱うことが求められる。このような評価条件の妥当性を確認することを目的として、筆者らは礫質土の地震時挙動に関する遠心模型実験を実施している⁴⁾。本報では相対密度 D_r が比較的大きい条件に関する実験結果について述べる。

2. 実験概要

遠心模型実験は50Gの遠心加速度場で実施し、礫質土として最大粒径 $D_{max}=9.5\text{mm}$ のケイ砂(茨城県笠間産)を使用した。また、比較のために豊浦砂を用いた実験も行った。これらに関する物理試験結果を表-1に、粒径加積曲線を図-1に示す。図-1には埋立地¹⁾や道路関係の基準^{2,5)}に記載されている液状化リスクを考慮すべき粒度範囲を併記した。本検討で使用した礫質土の実規模換算粒度はこれらより粗粒であることがわかる。また、液状化現象を対象とした遠心模型実験で使用されることの多い豊浦砂⁶⁾の実規模換算の粒径加積曲線は、上記粒度範囲の粗粒側閾値付近に位置している。定水位透水試験や三軸試験機を用いた加圧式透水試験によって測定した礫質土の透水係数 k は D_r に応じて変化し、 $D_r=60\%$ と 100% で3オーダー異なる。表-1に示した豊浦砂の k は、動粘度50cpのシリコンオイルを用いて得た値だが、 D_r を変化させた場合の k の変化は礫質土より小さい。

模型地盤の断面図を図-2に示す。実験ではせん断土槽(L:650mm, H:300mm, W:200mm)を使用した。模型地盤は厚さ170mmとし、下部160mmを飽和層、上部10mmを不飽和層とした。模型地盤は相対密度 $D_r=60\%$ または 100% となるように締め固めて作製した。さらに模型地盤の表層を2号ケイ砂($D_{max}=2\text{mm}$)で覆土した。その後、土槽を脱気槽内に静置し、底面から間隙流体を浸透させて地盤を飽和させた。本報では礫質土を脱気水で、豊浦砂を動粘度50cpのシリコンオイルで飽和させた実験の結果を述べる。加振実験を行った50Gの遠心加速度場での礫質土の k は豊浦砂に対し $D_r=60\%$ で約3,000倍、 $D_r=100\%$ では約3倍になる。

加振では前報⁴⁾と同様に最大加速度500gal、周期1.2Hzの正弦波を20波入力した。その際、地盤内の3深度で水平方向の加速度と過剰間隙水圧 Δu を計測した。また、レーザー式の非接触式変位計を用いて地表面変位も測定した。変位計のターゲットには底部の4隅に鋼製の針($\phi 1\text{mm}$, $L=15\text{mm}$)を杭状に取り付けた $10\text{mm} \times 10\text{mm}$ の鋼板を用いた。針を前述した覆土上から地盤内に貫入させ、底部が覆土表面と接するように設置した。

表-1 地盤材料の物理試験結果

項目	礫質土	豊浦砂	
土粒子の密度 ρ_s	g/cm^3	2.612	2.642
最大粒径 D_{max}	mm	9.5	0.4
礫分含有率 G_c	%	60.0	0.0
細粒分含有率 F_c	%	7.7	0.4
均等係数 U_c		31.7	2.4
最大間隙比 e_{max}		0.594	0.985
最小間隙比 e_{min}		0.136	0.605
乾燥密度 ρ_{d-Dr60}	g/cm^3	1.980	1.504
乾燥密度 $\rho_{d-Dr100}$	g/cm^3	2.300	1.646
透水係数 k_{Dr60}	m/s	2.10E-04	3.50E-06
透水係数 k_{Dr100}	m/s	1.50E-07	2.60E-06

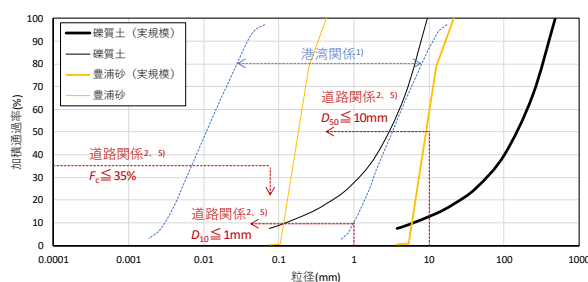


図-1 粒径加積曲線

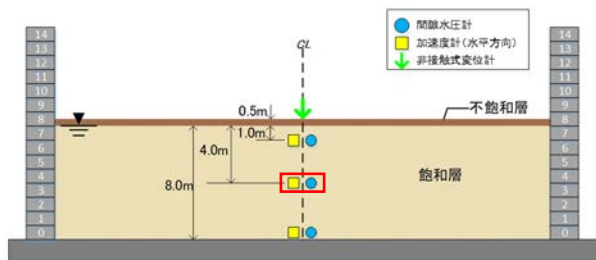


図-2 模型地盤 (寸法: 実規模換算)

キーワード: 礫質土, 液状化, 遠心模型実験

連絡先 〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1 鹿島建設(株)技術研究所 土質・地盤 Gr TEL042-489-6499

3. 実験結果

$D_r=60\%$ のケースでは礫質土、豊浦砂ともに加振中に地表面で間隙水の湧出が確認されたが、 $D_r=100\%$ のケースではそれが見られなかった。図-3 に計測結果の一例として GL-4.5m (飽和層の中央深さ、図-2 中赤枠) における過剰間隙水圧と加速度の時刻歴を示す。豊浦砂の実験では D_r に問わず有効土被り圧 σ_v' とほぼ等しい Δu が発生したのに対し、礫質土地盤で発生した Δu の最大値は σ_v' の 60~75%であった。礫質土では加振中に Δu が大きく増減し、 $D_r=100\%$ のケースでは、加振初期から正のダイレイタンスによって瞬間的に負値を示す挙動も認められる。また、礫質土では、豊浦砂よりも Δu の消散が短時間で生じている。これは礫質土の排水性が豊浦砂よりも高いことによるものと考えられる。

加速度に関して、礫質土のケースでは入力波(振幅 500gal)と同等以上の振幅が計測された。若干の増減は認められるものの、加振中の加速度振幅は概ね一定で推移しているように見える。このことは加振中に剛性が低下していないことを表しており、発生したせん断ひずみ γ が小さかったことを示唆している。豊浦砂の場合、 $D_r=60\%$ のケースでは液状化が発生したと考えられ、ごく僅かな加速度応答しか確認できなかった。また、 $D_r=100\%$ のケース

では比較的大きな加速度振幅が確認できたが、加振中にこれが徐々に減少していることが分かる。これは、加振中のせん断変形の増大に伴って剛性が低下した影響と考えられる。

図-4 に地盤中央部における沈下量の測定結果を示す。 $D_r=60\%$ の礫質土の測定値が大きければつきを示しているが、変位計のターゲットが湧出水に没し、水面に微粒分が浮遊した影響である。間隙水圧や加速度の挙動から $D_r=60\%$ の最終沈下量は豊浦砂の方が大きくなると予想されたが、最終沈下量は礫質土の方が上回った。また $D_r=100\%$ のケースの最終沈下量は、礫質土と豊浦砂でほぼ等しくなった。ただし、豊浦砂のケースでは加振中に礫質土より大きな隆起が発生し、加振終了後に沈下が漸増している。これらの挙動は表層の覆土の局所的な変形の影響とも考えられる。このように非接触式変位計の測定結果は飽和層の沈下以外の影響を受けている可能性が高いため、沈下挙動については別方法での測定結果をもとに検討することとした。

4. おわりに

別報⁷⁾にて、地盤内に埋設したマーカーの移動量をもとに模型地盤の沈下挙動について検討した結果を報告する。

参考文献 1) (財)沿岸開発技術研究センター:埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版), 1997. 2) (社)日本道路協会:道路橋示方書(V 耐震設計編)・同解説, 2012. 3) 田中ら:事例調査に基づく砂礫地盤の液状化発生条件の検討, 土木学会論文集, No.666, III-53, pp.55-72, 2000. 4) 笹岡ら:砂地盤と対比した礫地盤の地震時挙動に関する遠心模型実験, 第74回土木学会全国大会, CS 14-19, 2019. 5) (社)日本道路協会:道路土工 軟弱地盤対策工指針, 2012. 6) 例えば, 川野ら:遠心力載荷装置による杭式改良地盤の液状化実験-その1 実験概要・水圧挙動-, 第46回地盤工学研究発表会, 2011. 7) 岡本ら:砂地盤と対比した礫地盤の地震時挙動に関する遠心模型実験(その4), 土木学会全国大会第75回年次学術講演会(投稿中)

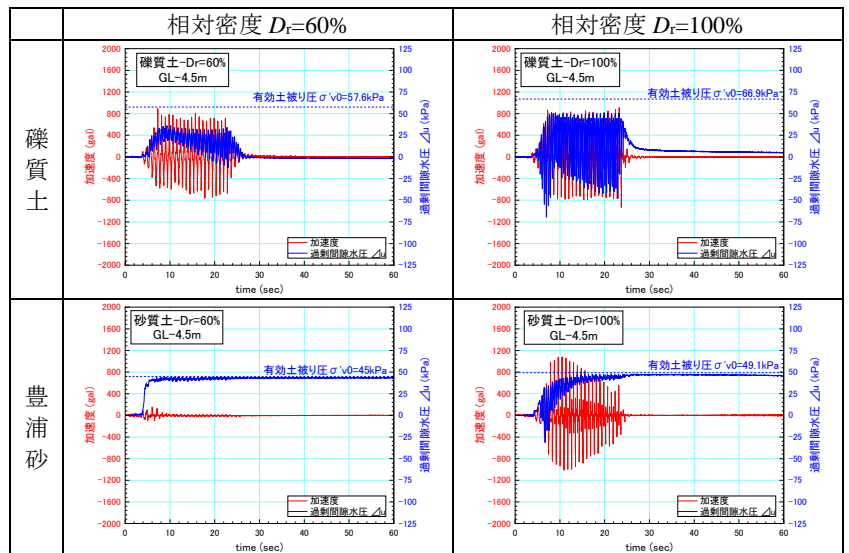


図-3 間隙水圧と加速度の時刻歴 (GL=4.5m)

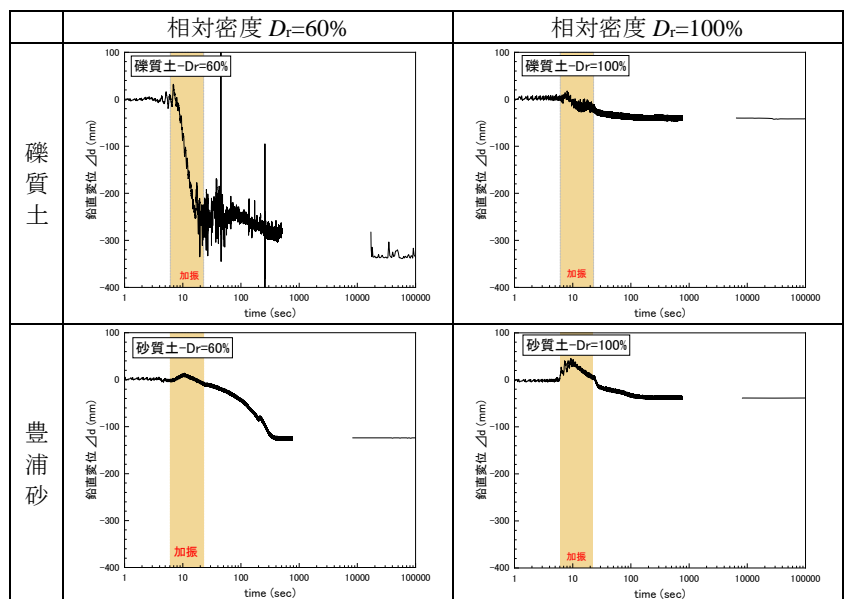


図-4 地表面変位の時刻歴 (模型地盤中央部)