

1 まえがき

カク乱されたまきい存砂の液状化強度に関する試験は数多く行なわれ2113が不カク乱での自然砂に関するデータはまだ多くはない。本文では沖積地盤の砂層から不カク乱の状態でサンプリングして振動三軸試験によりその液状化傾向についてしるすた結果について述べ、つぎに完全液状化にいたる前にくり返し載荷をやめた静的載荷試験を引き続き行ない応力比とN値の関係をしるすた結果について述べる。

2 不カク乱砂の採取と振動三軸試験

不カク乱の自然砂の採取は荒川放水路左岸足立区本木町付近の2カ所をトリポルチューブサンプラーにより行った。試料は沖積上部砂層で深度1.8~6.0m, N値4~19, 細粒分が比較的小さい粒径のそろった中砂に属するものである。採取した試料は自然乾燥後ドライアイスで凍結して試験室に運搬して試験に供した。振動三軸試験では圧密応力 $\sigma'_v = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ とし(正弦波形状)を用いた。供試体の間隙水圧係数 D を0.95を確保して11る。不カク乱供試体による試験の終了後粒度細取をひきおして不カク乱とほぼ等しい相対密度をもったカク乱供試体を作りしつ構造骨格の破壊による液状化強度への影響を一部の試料についてしるすた11る。

3 液状化強度の傾向

振動三軸試験の結果を液状化回数30回の応力比に注目してまとめる(表-1)のとうりであるがこれを従来の試験結果と比較するために図-1および図-2を示す。筆者はこまめに沖積砂層の不カク乱試料をボーリングにより採取し液状化強度をしるすた11る⁽¹⁾がこれはN値10程度以下細粒分含有量20~30%程度のものではあった。今回の砂はこまより比較的粒径がそろったものであるといえる。図-1は試験時の圧密終了時点での相対密度と30回液状化応力比を不カク乱試料についてしるすたもの。今回の本木砂については一ミリメートル以下の供試体から30回強度を求め11る。

試料	深度	N値	粒度特性			相対密度		応力比
			FC	UC	D ₅₀	原位置	試験時	
T1-1	3.0~3.65	4	23	19	0.16	67.2	73.2	0.32
T1-2	3.5~4.1	10	12	4	0.22	72.3	81.1	0.335
T2-1	1.8~3.0	19	9	3	0.23	77.5	76.8	0.41
T2-2	3.0~4.6	15	7	3	0.30	91.5	85.6	0.28
T2-3	4.5~6.0	14	9	4	0.27	82.2	77.2	0.34
T2-3 77&L	4.5~6.0						76.6	0.23

表-1 液状化試験結果

図中に示したまきい存砂についての分布線は従来のまきい存カク乱砂についての多くの試験データをもとめ振動三軸試験による相対密度50%の場合の $n=30$ 回の応力比に整理した結果応力比は $D_r = 50\%$ で0.15~0.30の間に分布すること、また応力比と相対密度は正比例の関係にあることを用いて筆者が別に求めたものである⁽¹⁾。図からわかるように沖積の不カク乱砂の液状化強度は相対密度の観点からいへばまきい存カク乱砂の範囲内にみままるようであるといえるが、不カク乱試料の相対密度はN値が低い割には70~90%程度と高くなり2応力比は平均的に0.3程度確保できまることからわかる。(たか)

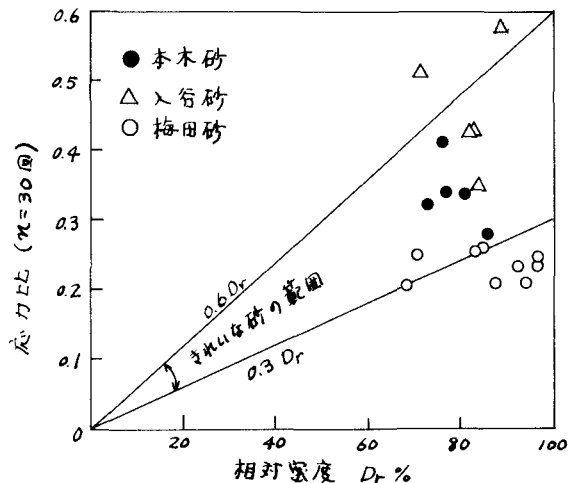


図-1 液状化強度と相対密度(不カク乱)

2 実際の液状化強度の推定には N 値から相対密度を求め、これに対応する液状化強度を求めると実際の強度より過小評価となる場合がある。図-2 はカク乱供試体の結果である。不カク乱の状態に比べて、2 確実に強度は減少すること、またまた水いカク乱の場合より低い強度であることがわかる。

4 くり返し載荷後の静的応力-ヒズミの関係

砂層中にある構造物の設計を行うには地震時の液状化の可能性を判断すること加重要であるが、さらに振動時の砂層と基礎構造物の連合作用の把握も重要な要素である。現行の設計法では完全に液状化すると判断されたとしても何らかの対策をとられるであろうではないか。場合によっては、くり返し載荷による完全液状化が事前に終了し、その間の間隙水圧の上昇により強度や変形係数はいくらか減少するであろう。実際今回の実験では、液状化回数 20 回で初期の $E_{eq} = 325 \text{ kg/cm}^2$ からサイクル後に $E_{eq} = 140 \text{ kg/cm}^2$ に減少している。

このような観点からくり返し載荷後の間隙水圧とヒズミの進行によって、その後の静的載荷による変形係数はどの程度減少するかを明らかにするための実験を行った。試験の手順は完全液状化は $u/\sigma'_v = 1.0$ に達するまで、くり返し載荷を行った後 u/σ'_v の値を所定のレベルまで上げた後、1 軸圧とゼロにして、この後通常の静的載荷を行った。このときのヒズミは $\Delta H/H_0$ (ΔH : 軸変位, H_0 : 初期高さ) で表す。

不カク乱試料の結果を図-3 に示す。 u/σ'_v の値を 0.0, 0.3, 0.7, 1.0 にそれぞれ対して 4 本の供試体を用いた。 u/σ'_v が大きくなるにつれて、応力-ヒズミの傾きは小さくなることから完全に液状化した場合 ($u/\sigma'_v = 1.0$) は供試体の変形が大きく比較かたくなくなる傾向もある。図-4 はヒズミ 2% のときの割線変形係数と u/σ'_v の関係を示したものである。カク乱試料のデータも記入してあるが、水いカク乱にして部分的液状化による間隙水圧の上昇による変形係数の結果減少がより目立って見えた。

5 まとめ

不カク乱の沖積砂は液状化応力比として平均的に 0.3 程度 (三軸試験) を与えること、部分的液状化による変形係数の低下のみが見られることを示した。実際の設計面においては、この点の処理の方法について今後の課題とした。尚本実験は常用 連反 (基礎地盤) の例を挙げる。

参考文献 (1) 海老根 中川 黒原 「不カク乱砂の液状化特性と地震時の応力-ヒズミの推定について」 土木基礎 1979. 2. pp19~24

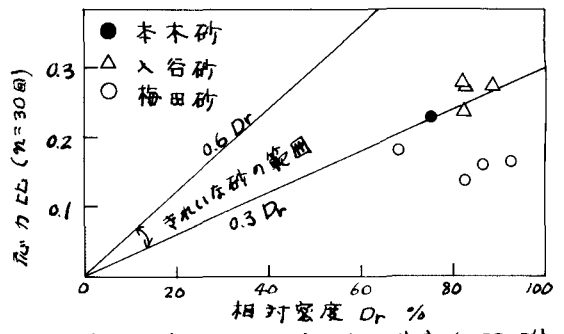


図-2 液状化強度と相対密度 (カク乱砂)

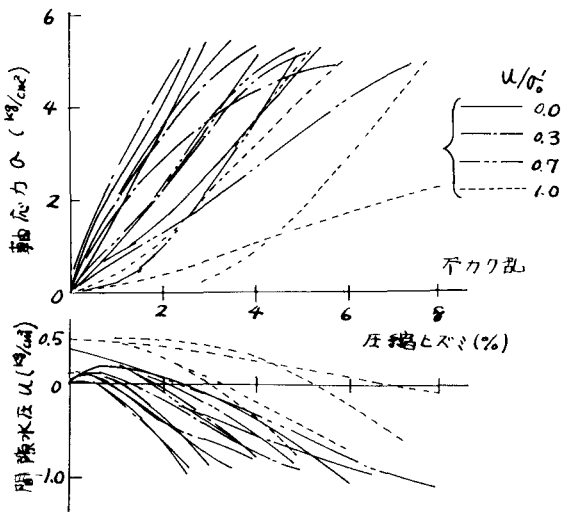


図-3 くり返し載荷後の静的圧縮試験

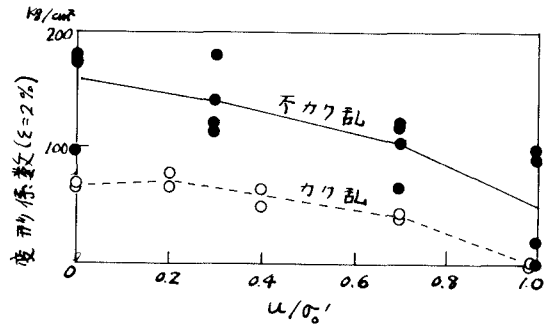


図-4 くり返し載荷後の変形係数