

首都高速道路公団 正員 中川誠志

1 まえがき

カク乱されたまれいな砂の液状化強度に関する試験は数多く行なわれ2113が不カク乱砂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た振動三軸試験によりその液状化傾向についてしるす結果について述べて、つぎに完全液状化にいたる前にくり返し載荷をやめ2静的載荷試験を引続き行ない応力とひずみの関係をしるす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カ所をとりアルミニウムサンプラーにより行った。試料は沖積上部砂層で深度1.8~6.0 m, N値4~19, 細粒分が比較的に少な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脱水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 $\sigma'_v = 0.5 \text{ kg/cm}^2$ とし正歪波形状を用いた。供試体の間隙水圧係数 $D \leq 0.95$ と確保している。不カク乱供試体による試験の終了後粒度細取をかね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2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2113。

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2まとめる2表-1のとうりであるか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。筆者はこれまで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2113がこれらは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。今回の砂はこれより比較的に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あらわしたものである。今回の本木砂については一ミリスズ4本の供試体から30回強度を求め2113。

図中に示したまれいな砂について2の分布線は従来のまれいなカク乱砂について2の多くの試験データをもとめ2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なした結果応力比は $D_r = 50\%$ 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測のういふまれいなカク乱砂の範囲内にみえ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%程度と高くなっている2応力比は平均的に0.3程度確保であることがわかる。(たか

試料	深度	N値	粒度特性			相対密度		応力比
			FC	U _c	D ₅₀	原位置	試験時	
T1-1	3.0~3.65	4	23	19	0.16	62.2	73.2	0.32
T1-2	3.5~4.1	10	12	4	0.22	82.3	81.1	0.335
T2-1	1.3~3.0	19	9	3	0.23	87.5	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 カク乱	4.5~6.0						76.6	0.23

表-1 液状化試験結果

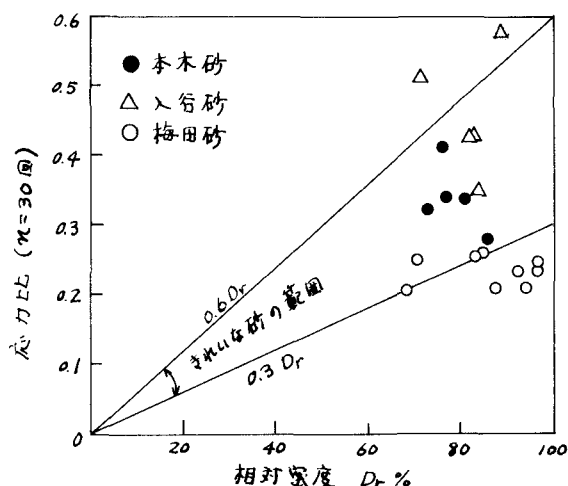


図-1 液状化強度と相対密度(不カク乱)

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される場合がある。図-2 はカク乱供試体の結果である。不カク乱の状態にくらべ、2 確定に強度は減少すること、またまた小いカク乱砂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と重要であるがさらに振動時の砂層と基礎構造物の連成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、それとまでは何らかの対策法がとられるかどうかでない場合は無対策のまま終ることになる。しかしくり返し載荷による完全液状化が生じる前に終る（つまり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）のである。実際今回の実験でも、液状化回数は20回で初期の $E_{eq} = 325 \text{ kg/cm}^2$ から8サイクル後に $E_{eq} = 140 \text{ kg/cm}^2$ に減少した。このような観測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 $u/\sigma'_v = 1.0$ に達するまでとし、くり返し載荷を行った u/σ'_v の値を所定のレベルまで上げた後一定軸圧とゼロにして（この後通常の静的載荷を行う）、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。

不カク乱試験の結果を図-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液状化した場合 ($u/\sigma'_v = 1.0$) は供試体の変形が大きくなり比較かみつきくとも場合もある。図-4 はヒズミ2%のときの割断変形係数と u/σ'_v の関係を示したものである。カク乱試験のデータも記入してあるが、いかにして部分的液状化によって間隙水圧が上昇して変形係数がその結果減少する事が確かめられた。

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）で終ること、部分的液状化でも変形係数の低下のみが示されることを示した。実際の設計面においてもこの点の処理の方法について今後の課題としたい。尚本実験は安田 達臣（基礎地盤）の協力を得た。

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

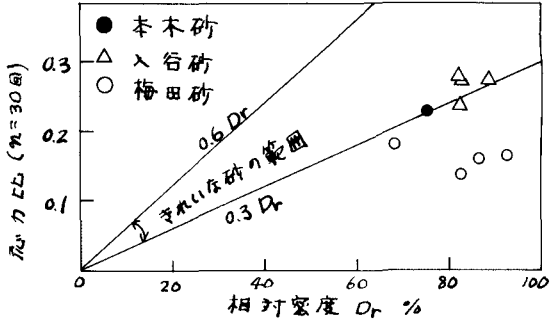


図-2 液状化強度と相対密度(カク乱砂)

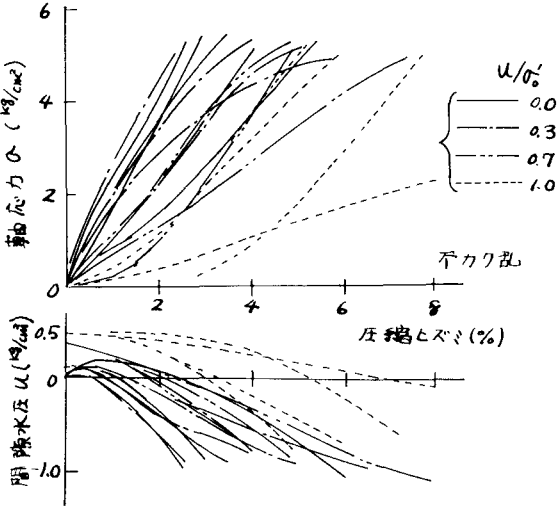


図-3 くり返し載荷後の静的圧縮試験

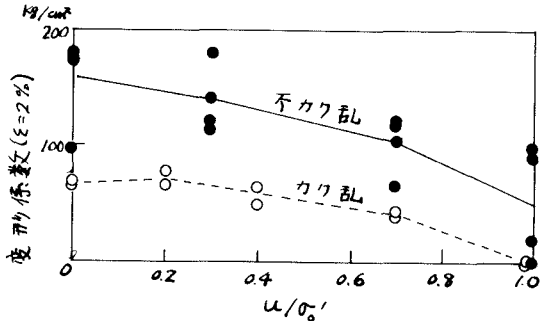


図-4 くり返し載荷後の変形係数