

N値の大きな地盤の液状化抵抗の一例

飛鳥建設 正会員 ○沼田 淳紀 飛鳥建設 染谷 昇
 山梨大学 正会員 後藤 聡 東京大学 正会員 若松 加寿江

1. はじめに

近年、レベル2地震動が設計外力として使用されるようになってきた¹⁾。図-1は、1995年兵庫県南部地震の建築物被害と地盤のデータベースより、「設計上液状化する地盤」と「設計上液状化しない地盤」に対して実際にどの程度液状化が生じたかを示したものである。道路橋示方書¹⁾によるの液状化判定をタイプIIの地震動に対して求め、地盤内の最低の F_L 値が1以下であるものを「設計上液状化する地盤」、1を超えるものを「設計上液状化しない地盤」とした。また、実際にどの程度の液状化が生じたかは、地表に生じた噴砂噴水の状況より判別した²⁾。設計上液状化するとされた地盤も、地表の状況より判断する限り、実際には液状化していないか僅かにその兆候が認められた程度であったものが6割程度あることがわかる。レベル2地震動を用いて液状化判定を実施すると、N値が大きな地盤についても液状化が発生することになる場合が多い。しかしながら、この図は、設計上液状化するとされた地盤が実際にはレベル2地震動のような大きな地震外力を受けても、地盤の剛性が極端に低下して生じるような被害が必ずしも起こらないことを示唆している。そこでここでは、N値の大きな地盤について液状化試験を行い、このような地盤の液状化時の挙動について考察を行った。

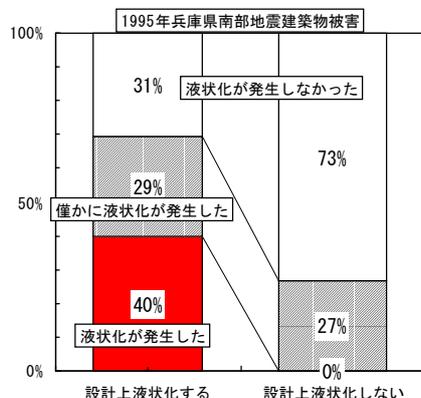


図-1 1995年兵庫県南部地震における地盤の液状化判定結果と液状化状況

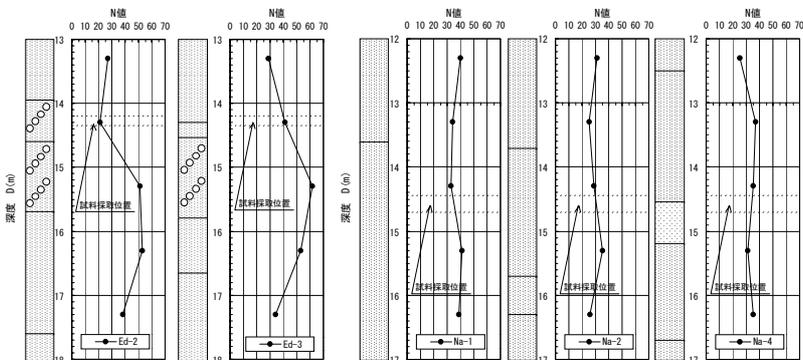
2. 試料と試験方法

試料は、深度約14.2mの洪積層から採取した礫質砂であるEd砂と、深度約14.5mの沖積層から採取した砂であるNa砂である。図-2は、試料採取位置の半径5m以内で実施された採取深度付近における土質柱状図である。Ed砂の不攪乱試料にはN値21が対応し、Na砂の不攪乱試料にはN値29~35が対応している。図-3は、試料の粒度組成である。それぞれの試料採取地盤について液状化判定¹⁾を行うと、Ed砂地盤の場合、タイプI地震動に対して $F_L=0.48$ 、タイプII地震動に対して0.52、Na砂地盤の場合、タイプI地震動に対して $F_L=0.63\sim0.89$ 、タイプII地震動に対して0.82~1.19となる。

この地盤より採取した凍結不攪乱試料より直径5cmの供試体を切り出し、繰返し非排水三軸試験を実施した。Na砂の供試体高さは10cmであるが、Ed砂では、一部細砂層があったので細砂部分を除き、供試体高さは8.3~9.4cmである。試験時の拘束圧は、両者ともに上載圧より147kPaとした。B値はいずれも0.95以上である。ただし、特にEd砂の間隙比は、供試体ごとに礫の大きさや含有量が異なるので大きく異なっている。

3. 試験結果

図-4は、両振幅ひずみ $DA=5\%$ に対する液状化抵抗曲線である。比較のために緩い北海道T砂と、塑性指数 $I_p=35$ の藤の森粘土³⁾を併記した。これらと比較して、Ed砂は大きな液状化抵抗であるが、Na砂の液状化抵抗は緩い砂と比較しそれほど大きくないことがわかる。また、Ed砂とNa砂は、繰返し回数が小さくなると繰返しせん断応力比が急増することがわかる。図-5は、有効応力経路と応力ひずみ関係である。両者ともに有効応力は繰返しとともに徐々に減少し急激に減少しないこと、ひずみも急激には増加せず徐々に増加し、緩い砂に見られるような急激な剛性の低下は認められない。



(a) Ed砂地盤 (b) Na砂地盤
 図-2 採取深度付近のボーリング柱状図

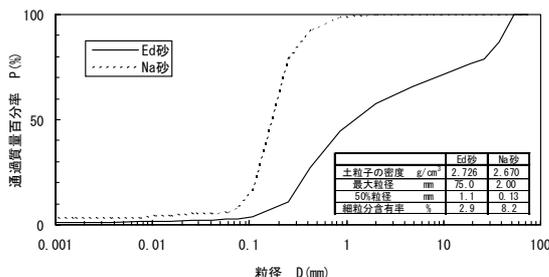


図-3 試料の粒度組成

キーワード：液状化, N 値, 三軸試験, 砂, 不攪乱試料, 礫
 連絡先：〒270-0222 千葉県野田市木間ヶ瀬 5472, TEL 04-7198-7553, FAX 04-7198-7586

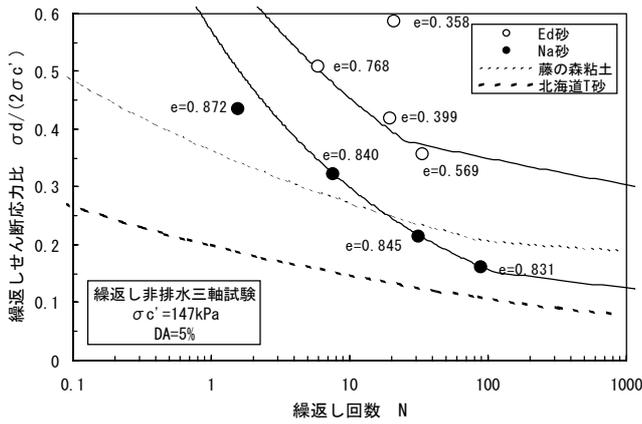


図-4 液状化抵抗曲線 (DA=5%)

4. 設計値との比較

図-6は、道路橋示方書¹⁾の設計に用いられる N 値から推定される液状化抵抗と、実験により求められた液状化抵抗の比較である。実験より求められた液状化抵抗は、繰返し回数20回で $DA=5\%$ に至る繰返しせん断応力比を示した。Ed砂の実験結果は設計値と比較して大きめであり、Na砂の実験結果は設計値と比較してかなり低い。

実験より求められた液状化抵抗を用いて前述と同様に液状化判定¹⁾を行うと、Ed砂地盤の場合、タイプ I 地震動に対して $F_L=0.67$ 、タイプ II 地震動に対して 0.89 、Na砂の地盤の場合、タイプ I 地震動に対して $F_L=0.41$ 、タイプ II 地震動に対して $0.40\sim 0.41$ となり、いずれも F_L は1以下で液状化が生じる可能性が高いことになる。特に、Na砂地盤では、 N 値が大きく N 値による判定では F_L が1前後であったが、実験結果を用いると F_L は1を大幅に下回る。

図-7は、軟化繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係³⁾である。軟化繰返し回数は、 DA が1%から5%に至る繰返し回数で、図中右上になるほど靱性が高いことを表す。図中には、緩い砂と藤の森粘土の結果³⁾も示した。この図より、Ed砂もNa砂も、藤の森粘土以上に靱性が高く、地盤が軟化し始めると急激にひずみが增大する緩い砂とは大きく異なることがわかる。したがって、Ed砂やNa砂の場合、例え F_L が1より小さくなくても、地盤の剛性が極端に低下し地盤が液体状となるような被害は生じないものと考えられる。

5. まとめ

N 値の高い地盤から採取した凍結の不攪乱試料を用いて繰返し非排水三軸試験を行い、これにより求められた液状化抵抗により液状化判定を行った結果、 F_L は1以下であった。しかしながら、繰返しにともなうひずみは急激には増加せず、粘性土以上に靱性が認められることがわかった。このように、例え液状化抵抗がそれほど小さくなく F_L が1以下であっても、粘性土以上に地盤に靱性があつたことが、実際に1995年兵庫県南部地震で設計上液状化するとされた地盤がレベル2の地震動を受けても、多くの地点で噴砂噴水現象がほとんど確認されなかった要因の一つであると考えられる。

謝辞：本研究は、日本学術振興会科学研究費補助金（基盤研究（B）（1））研究課題：土の物性からみたレベル2地震動に対する砂礫や密な砂の動的挙動の補助を受けて実施したものである。建築物被害の分析は、土木学会レベル2地震動による液状化研究小委員会（委員長：國生剛治中央大学教授）のワーキングの一環として実施したものである。また、試料は独立行政法人土木研究所より御提供戴いた。最後にここに記して感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，丸善，2002
- 2) Wakamatsu, K. and Numata, A.: Statistical investigation of the relationship between building damage and ground performance, including liquefaction, during the 1995 Hyogoken-Nambu (Kobe) Earthquake, 8th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Tokyo, 2002 (Submitted)
- 3) 沼田淳紀，染谷昇，嶋本栄治，國生剛治：非塑性な細粒な土と粘性土の繰返し強度の比較，第37回地盤工学研究発表会，pp.1991-1992，2002

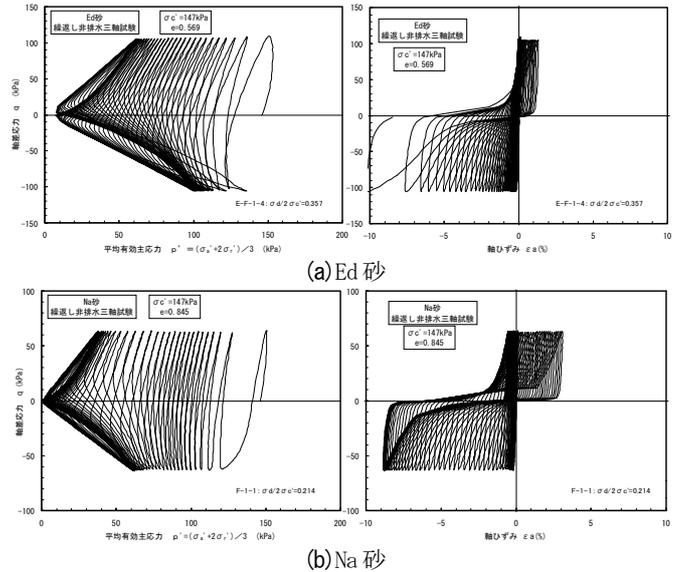


図-5 有効応力経路図と応力ひずみ関係図

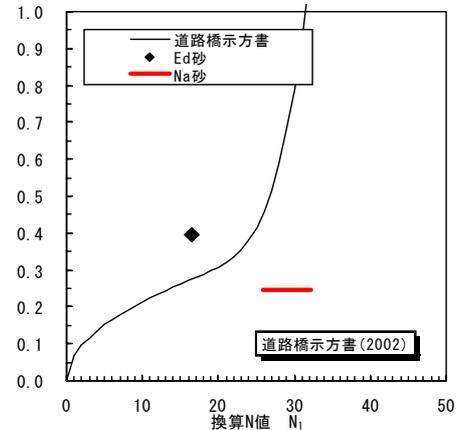


図-6 設計に用いられる液状化抵抗との比較

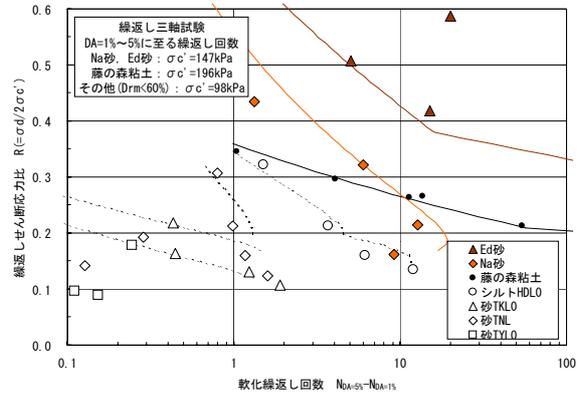


図-7 軟化繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係