

細粒な土の液状化

飛島建設 沼田淳紀 染谷 昇
嶋本栄治 筒井雅行

1. はじめに

液状化で生じた噴砂を大量に集め粒度組成を分析した結果¹⁾を図-1に示す。噴砂がそのまま液状化しやすい土の特性を示していると必ずしも検証されていないが、これによれば、噴砂には下限値が存在し、その下限値は海岸埋立地に代表されるような若齢な地盤とそれより堆積年代の古い沖積地盤などで異なることを示している。特に、若齢な地盤では、シルトに分類されるような細粒な土も存在している。既往の設計方法^{2), 3), 4)}では、細粒分含有率が増加すると、液状化抵抗が増加することになり、これらの地盤は液状化しにくいことになる。このような液状化抵抗に対する粒径の影響について、今までにも研究がなされてきた^{5), 6), 7), 8), 9), 10)}。これらの結果、塑性指数が大きな土は液状化抵抗が大きくなるが、非塑性で細粒な土の液状化抵抗がどのようになるのかはあまり明確にされていない。特に、既往の研究の多くは、砂質土に粘性土ないしはシルトを人工的に混入させその影響を検討しているが、このような場合、粒度組成は階段粒度になる。実際に液状化した噴砂の粒度組成の分析結果¹⁾は、特に細粒な土の主要部分は均等粒径であり、人工的に作成された粒度組成とはかなり異なっている。

そこで筆者らは、海岸埋立地に代表される若齢な地盤で、その地盤は非塑性で均等粒径な土で構成され、しかも正規圧密状態である地盤を想定し、実際の地盤から採取してきた数種類の土を用いて、中型の土槽に種々の密度の模型地盤を作成し、標準貫入試験を実施するとともに、模型地盤より不攪乱試料を採取し繰返し非排水三軸試験を実施してきた^{11), 12)}。この結果、N値が10程度以下では、細粒分含有率が0~100%近くに変化しても、要素試験結果による液状化抵抗の差はわずかであり、細粒分含有率が増加しても既往の基準類^{例えば2)}に示されるほど液状化抵抗を大きく見込めないことを明らかにしてきた。

しかし、これまでに示してきたものは、液状化抵抗を繰返し回数20回で両振幅軸ひずみが5%になる繰返しせん断応力比で定義してきた。このように定義した場合には、粘性土の繰返し抵抗もそれほど大きな差はない。一般に、粘性土は液状化しないので、緩い砂で生じるような液状化とは区別する必要がある。また、レベル2地震動のような大きな地震動を設計外力として考えるようになってきたこと、予想を超えるような外力が作用した場合には靱性が重要になること¹³⁾を考慮すると、単にこのような液状化挙動のごく一面だけを捉えた液状化抵抗のみで土の液状化特性を評価するのは不適当と考えられる。

ここでは、液状化抵抗とともに靱性といった観点から緩い非塑性で細粒な土の液状化特性について、繰返し非排水試験と簡易な模型振動実験のデジタルビデオ映像より検討を行った。

2. 試料

表-1に用いた試料の物理的性質を示す。また、図-2にはこれらの粒度組成を示す。繰返し非排水三軸試験では、竹内シルト、函館シルト、北海道T砂、利根川砂、豊浦砂に加え、比較のために液状化しにくい土として藤の森粘土(塑性指数 $I_p=35$)¹⁴⁾を用いた。簡易模型振動

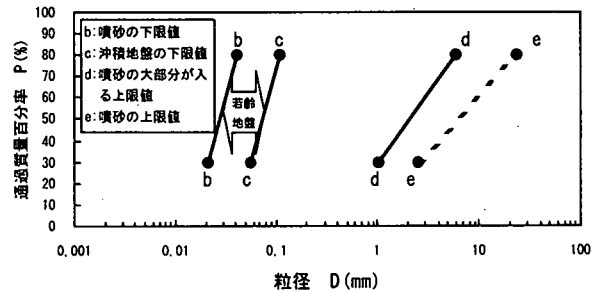


図-1 液状化で生じた噴砂の粒度組成¹⁾

表-1 試料の物理的性質

項目	竹内シルト	函館シルト	北海道T砂	利根川砂	豊浦砂	まさ土
土粒子の密度 D_s g/cm ³	2.640	2.682	2.775	2.754	2.640	2.608
最小密度 (JIS法) $D_{min(JIS)}$ g/cm ³	0.944	0.962	1.055	1.217	1.337	1.696
最大間隙比 (JIS法) $C_{max(JIS)}$	1.797	1.788	1.630	1.263	0.975	0.538
最大密度 (JIS法) $D_{max(JIS)}$ g/cm ³	1.305	1.294	1.411	1.620	1.651	2.038
最小間隙比 (JIS法) $C_{min(JIS)}$	1.023	1.073	0.967	0.700	0.599	0.280
最大密度 (最小法) D_{max} g/cm ³	1.512	1.680	1.765	1.703	—	—
最小間隙比 (最小法) C_{min}	0.746	0.596	0.572	0.617	—	—
最大粒径 D_{max} mm	0.85	2.00	9.50	4.75	0.42	50.8
細粒分含有率 P_{75} %	90	81	25	7	0	12
粘土分含有率 P_{c} %	9	5	7	5	—	5
SOL粒径 D_{50} mm	0.04	0.04	0.12	0.28	0.21	1.17
均等係数 U_c	4.2	3.9	9.6	2.9	1.3	46
液性限界 w_L %	39.6	39.9	28.7	—	—	—
塑性限界 w_p %	NP	NP	NP	NP	NP	NP
塑性指数 I_p	NP	NP	NP	NP	NP	NP
三軸試験の平均的な圧密後相対密度 (最小法) 液状化係数 D_{r0} %	49	58	59	57	35	—
R_{30}	0.125	0.187	0.133	0.149	0.094	—

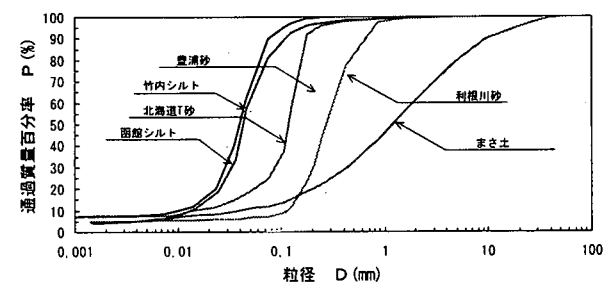


図-2 試料の粒度組成

キーワード：液状化，細粒土，靱性

連絡先：飛島建設技術研究所，〒270-0222 千葉県野田市木間ヶ瀬 5472，TEL 04-7198-7553

実験では、藤の森粘土、竹内シルト、豊浦砂、まさ土を用いた。藤の森粘土とまさ土を除く試料は、いずれも非塑性で粘土分含有率が10%以下と低く均等粒径であるが、細粒分含有率は0~100%と大きく異なり互いにほぼ相似粒度である。竹内シルトは、2000年鳥取県西部地震の際に竹内団地で実際に液状化で生じた噴砂である。函館シルト、北海道T砂、利根川砂、まさ土は、いずれも実際の地盤から採取したものである。したがって、種々の粒径の異なる土を用いているが、試料の多くは基本的には実際に存在している土で、この点が本研究の大きな特徴である。

3. 繰返し非排水三軸試験方法

藤の森粘土、竹内シルト、函館シルト、北海道T砂、利根川砂、豊浦砂について荷重振幅一定の繰返し非排水三軸試験を実施した。供試体寸法は、藤の森粘土が直径5cm×高さ10cmで、その他は直径7.5cm×高さ15cmである。繰返し試験の有効拘束圧は、藤の森粘土が196kPaで、その他は98kPaである。供試体作成方法は次の通りである。藤の森粘土は、直径30cm×高さ50cmの圧密土層に含水比が液性限界の2倍程度(約 $w=125\%$)のスラリー上の試料を投入し、69kPaの予圧密を行い、これより供試体を切り出した¹⁴⁾。その他の試料は、標準貫入試験を実施するために中型の土槽に模型地盤を作成し、標準貫入試験実施後模型地盤より不攪乱試料を採取した^{11), 15)}。模型地盤は、竹内シルトと函館シルトは液状土の埋め立てを想定し液性限界より含水比が20%程度多いヘドロ状の試料を投入した。北海道T砂と利根川砂は最適含水比となるように試料を調整し試料を土槽に投入後、軽く締固めて模型地盤を作成した。豊浦砂は空中落下法で作成した。これらの地盤について、脱気水で飽和後、上載圧98kPaで圧密し、標準貫入試験を実施した。これより得られた本論文で示す不攪乱試料のN値はいずれも5以下と軟弱な地盤で、三軸試験時に正規圧密状態であることを確認している。

不攪乱試料は、函館シルトではシンウォールチューブサンプリングにより、北海道T砂、利根川砂、豊浦砂は凍結サンプリングにより採取した。ただし、竹内シルトについては、シンウォールチューブサンプリングされた試料は三軸試験機セット時に供試体が自立しなかったために、土槽地盤と同程度の密度が得られるように三軸試験機にモールドを設置し空中落下法により供試体を作成した。

表-1には得られた三軸供試体の最小法¹⁶⁾により求めた圧密後の相対密度を併記した。全て最小法による相対密度が $D_{rmin} < 60\%$ であり、緩い状態である。最小法は、試料の土粒子径が小さくなり細粒分含有率が増加するとJIS法の最大最小間隙比試験の適用範囲外となる。この場合でもあえてJIS法により最大最小間隙比を求める場合があるが、このようにすると粒径が小さくなるほど間隙比が大きくなり、かなり緩い状態の試料も相対密度が100%程度の大きな値になるため、これを解消するために、最小間隙比を物理的に得られる最小の間隙比と定義して求めたものである。

以上のように作成された供試体は、海岸埋立地に代表される若齢な地盤で、その地盤は非塑性で均等粒径な土で構成され、しかも正規圧密状態である地盤を想定している。

4. 液状化抵抗の比較

図-3に、繰返し非排水三軸試験より得られた両振幅ひずみ $DA=1\%$ と 5% に至る繰返し抵抗曲線、いわゆる液状化抵抗曲線を示す。(a)の $DA=1\%$ では、液状化抵抗はいずれの曲線もほぼ直線的で、豊浦砂の液状化抵抗が最も低く、藤の森粘土が最も高いことがわかる。しかしながらその差は、繰返し回数1回から100回の範囲で見ると、繰返しせん断応

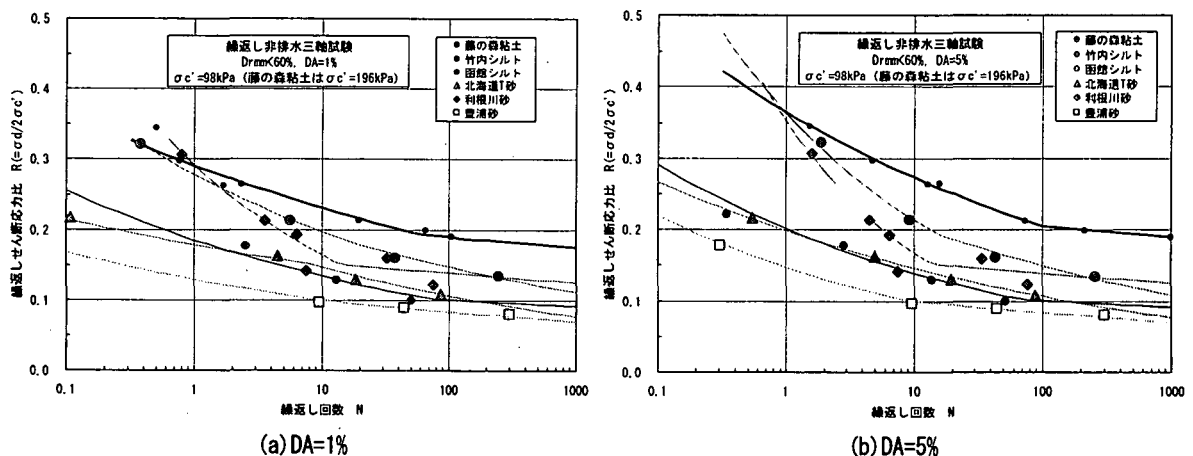


図-3 液状化抵抗曲線

力比の幅で0.1から0.2程度であり、多くの機関が同じ仕様で試験を実施した全国一斉試験のばらつき結果¹⁷⁾などと比較すると、この幅は決して広いとは言えない。特に、50%粒径が最も小さい竹内シルトは豊浦砂と同程度であることがわかる。(b)の $DA=5\%$ についてもほぼ同様なことが認められるが、特に藤の森粘土では $DA=1\%$ のものよりも全体的に液状化抵抗が大きくなっている。

液状化抵抗として、一般に、繰返し回数20回で両振幅ひずみ $DA=5\%$ に至る繰返しせん断応力比が多く用いられている。図-4に、各試料の50%粒径とこのように定義された液状化抵抗を示す。藤の森粘土の液状化抵抗は0.25程度と他と比べてやや大きい。他の試料とそれほど大きな差はなく、藤の森粘土以外のシルトと砂はほぼ同程度の液状化抵抗であり、粒径が小さくとも既往の設計法に示されるように液状化抵抗が急激に大きくならないことがわかる。

5. 靱性の比較

レベル2地震動のような大きな外力を想定した場合、ある荷重までは耐えられるが、それを少しでも超えると途端に急激なひずみの増加が生じるような地盤は、変形があまり許されないような構造物などにとっては大変危険である。ここでは、このように、ある閾値を超えた途端に大きな変形が生じるような地盤を靱性が低い地盤、ある閾値を超えても急激には変形が増加しないような地盤を靱性の高い地盤として以降検討を進める。

図-5に、正規化繰返し回数 $N/N_{DA=1\%}$ と両振幅ひずみ DA の関係を示す。正規化繰返し回数は、繰返し回数を $DA=1\%$ に至る繰返し回数で正規化したものである。竹内シルト、北海道T砂、利根川砂、豊浦砂は、 $DA=1\%$ を越えると急激にひずみが増大し、靱性が極めて低いことがわかる。函館シルトは、他と比較すると大きなひずみに至るのに何回かの繰返しを要し、若干の靱性が認められる。一方、これらと異なり藤の森粘土は、 $DA=1\%$ を超えてからも急激にひずみが増大することなく徐々にひずみが増大し、靱性が高いといえる。

液状化抵抗は、地震時に想定される地盤に作用する繰返しせん断力と比較され、液状化に対する抵抗率 F_L によって液状化の可能性が検討される。図-5に示される緩いシルトや砂の場合には、 $DA=1\%$ 程度のひずみが生じると途端にひずみが増加するので、液状化の定義を $DA=1\%$ としても $DA=5\%$ としても、さらには、過剰間隙水圧比が0.9程度になるとしても液状化抵抗にはほとんど差がなく、 F_L が1.0を下回った途端にひずみが急増することになるので、1.0を下回るかそれとも上回るかが重要であることが理解できる。特に、およそ1995年兵庫県南部地震以前では、液状化の検討は主に緩い砂が対象であったので、このような検討方法で特に問題は生じなかったものと考えられる。しかしながら、レベル2地震動のような大きな外力を想定した場合には、 F_L が1.0を上回るかどうかということに伴って靱性が重要になる。靱性が高ければ、例え F_L が1.0を下回っても急激な変形が生じないであろうし、 F_L が1.0にいたる過程でも急激には変形が生じないと考えられ、いわゆる地盤が液体状になるような狭義の液状化状態には至らないと考えられるからである。

そこで、ひずみの進行する程度を見る指標として $DA=1\%$ から 5% にいたる繰返し回数を軟化繰返し回数 $N_{DA=5\%}/N_{DA=1\%}$ と定義し、繰返しせん断応力比との関係にまとめ、図-6を求めた。ここで、軟化繰返し回数が1.0を下回るものは、 $DA=1\%$ から 5% にいたる繰返し回数が1.0回以下であり極めて靱性が低いといえる。図-5は、繰返し回数10回程度の

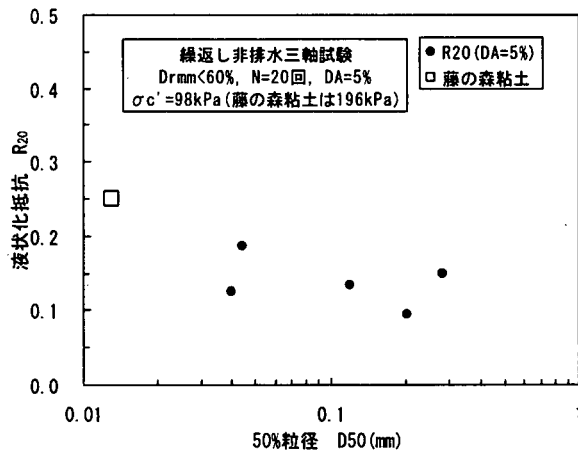


図-4 50%粒径と液状化抵抗の関係

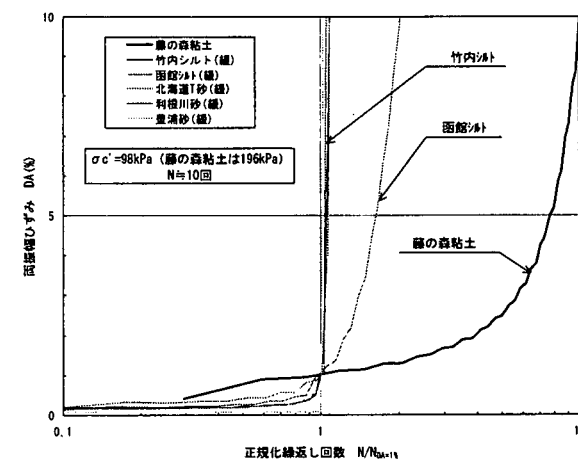


図-5 正規化繰返し回数と両振幅ひずみ

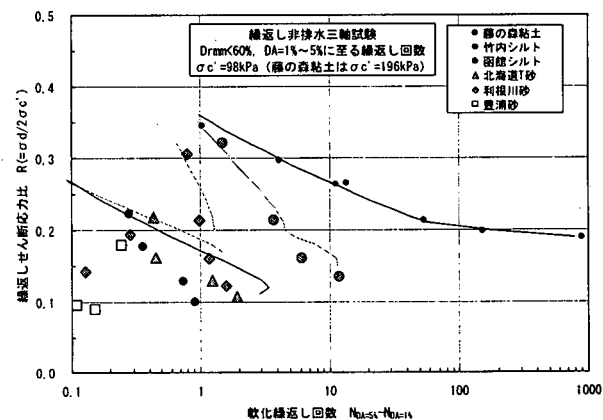


図-6 軟化繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係

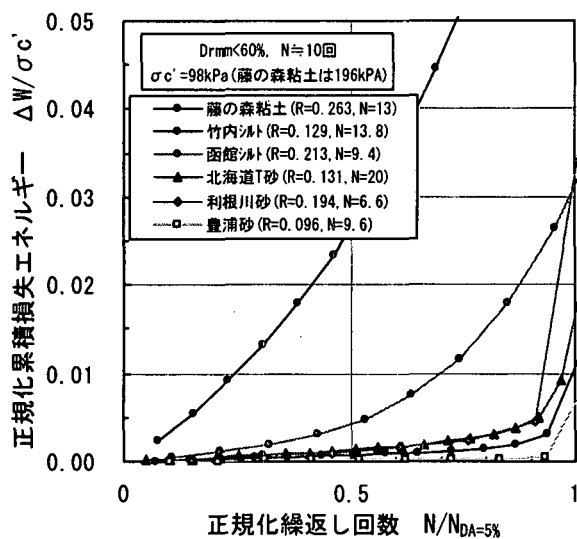


図-7 正規化繰返し回数と正規化累積損失エネルギーの関係

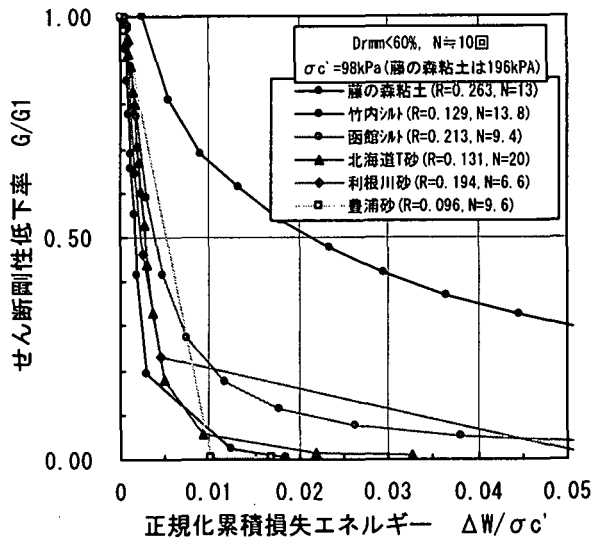


図-8 正規化累積損失エネルギーとせん断剛性低下率の関係

繰返し回数の結果同士のみを比較しているが、この図では全体的な傾向を捉えることができ、液状化抵抗曲線と同様に右上に位置するほど靱性が高いと言える。この図によれば、藤の森粘土は靱性が高く、函館シルトはやや靱性が認められもののそれほど高くはなく、最も細粒な竹内シルトや、やや細粒分の多い北海道T砂は豊浦砂と同様に極めて靱性が低いことが明瞭である。

風間ら^{19), 19), 20)}は、液状化を評価する新しい方法として、累積損失エネルギーに基づく方法を提案している。この方法は、繰返し1回の中で消費される損失エネルギーは、応力ひずみ関係に示される履歴ループで囲まれた面積であることから、要素試験より求められる応力ひずみ関係より累積損失エネルギーとせん断剛性低下率の関係を求め、地震応答解析より求められる地盤の累積損失エネルギーと比較し、せん断剛性の低下を求めようというものである。粘性土のような靱性の高い土は、エネルギー吸収能が高いと考えられることから、靱性を評価する指標の一つとして累積損失エネルギーをここでは考える。

図-7に、正規化繰返し回数と正規化累積損失エネルギーの関係を示す。それぞれの試料を比較するために、横軸は繰返し回数を $DA=5\%$ の繰返し回数で正規化し、縦軸は累積損失エネルギーを拘束圧で正規化した。図-5と同様に繰返し回数10回程度で $DA=5\%$ になる結果を示した。藤の森粘土のエネルギー吸収能が他と比べはるかに高く、函館シルトは他と比べやや高い程度で低く、竹内シルトを含む他の試料はほとんど差が認められずエネルギー吸収能がいずれも低いことがわかる。

図-8に、図-7と同じデータについて正規化累積損失エネルギーとせん断剛性低下率の関係を示す。せん断剛性低下率は、繰返し試験時の第1波目に求められる等価せん断剛性に対する各波の等価せん断剛性の比である。藤の森粘土では正規化累積損失エネルギーが大きくなってもせん断剛性は極端に低下しないが、その他のシルトや砂はせん断剛性の低下が激しく、細粒分含有率の大きい竹内シルトや函館シルトも砂と同程度に低いことがわかる。

以上より、要素実験レベルでは、今回用いた緩い試料については、シルトに分類される細粒な土も砂と同程度に液状化抵抗が低く、また、靱性についても同程度に低く粘性土とは大きく異なることがわかった。

6. 模型振動実験による比較

以上の検討結果は、荷重振幅一定の要素試験結果より得られたものである。このような非塑性なシルトが砂と同程度に液状化するという結果は、あくまでも強制的に荷重振幅一定で制御して求めた要素試験の結果得られるもので、実際の地盤では砂のように、液状化しないのではないかと言った意見もある。

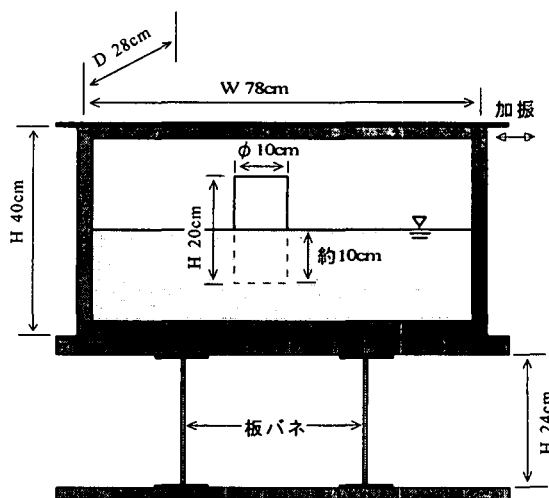


図-9 簡易模型振動実験に用いた土槽の概要

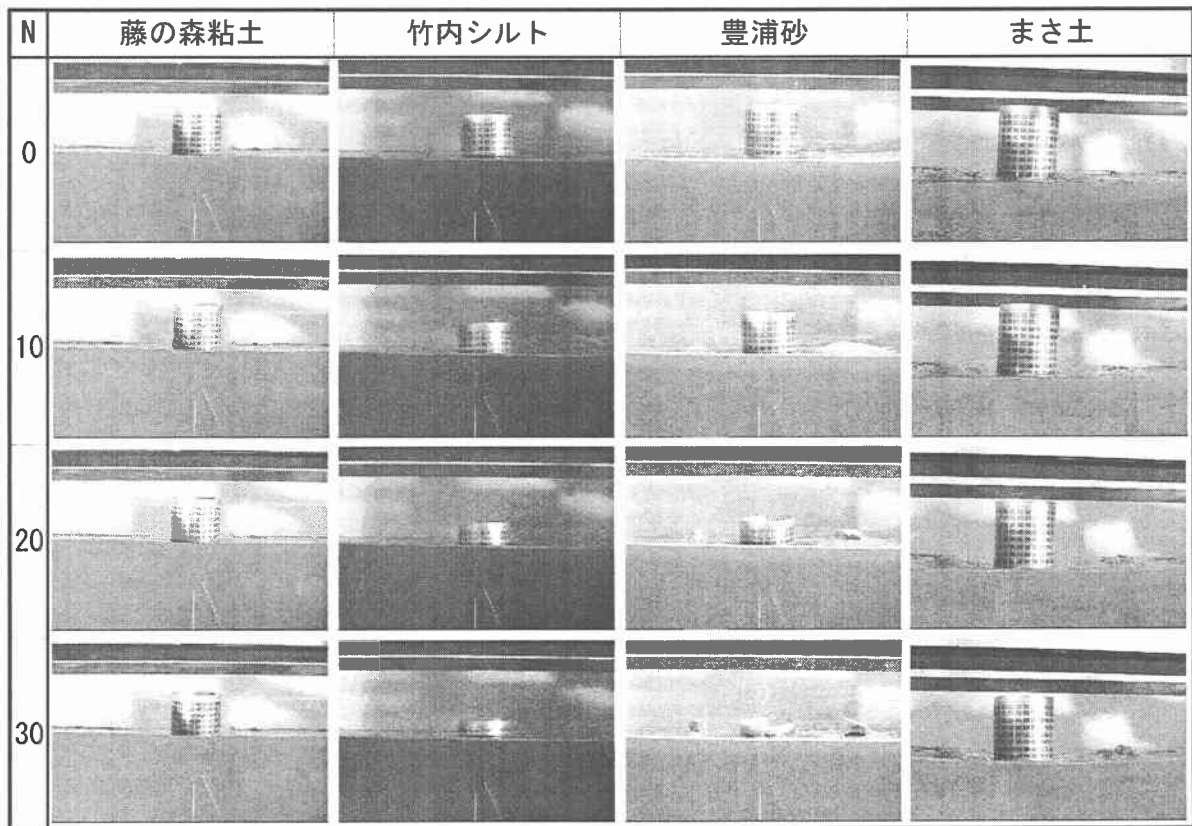


写真-1 加振に伴う繰返し回数と沈下の様子

そこで、藤の森粘土、竹内シルト、豊浦砂、まさ土について簡易な模型実験を実施したときに撮影されたデジタルビデオ映像について分析を行った。本研究の目的のために実施した実験ではないので厳密性に欠けるが、定性的な傾向を示しているのをこのためを用いた。

図-9に、簡易模型振動実験に用いた土槽の概要を示す。高さ40cm、幅78cm、奥行き28cmの土槽に、緩い地盤を作成し、直径10cm高さ20cmのコンクリートテストピース（ビルの様を付けている）を約高さの半分ほど根入れして加振を行った。デジタルビデオ撮影は、動画が30f/sであり、画素数は720W×480Hである。この時の解像度は、0.7~0.8mm/pixelである。地盤密度、加振加速度、間隙水圧などは計測されていない。ただし、地盤作成はいずれも極めて緩く作成されているので、前述した最小法による相対密度は60%以下だと推測される。また、画像より求められた加振加速度は概ね300gal程度であると推測される。

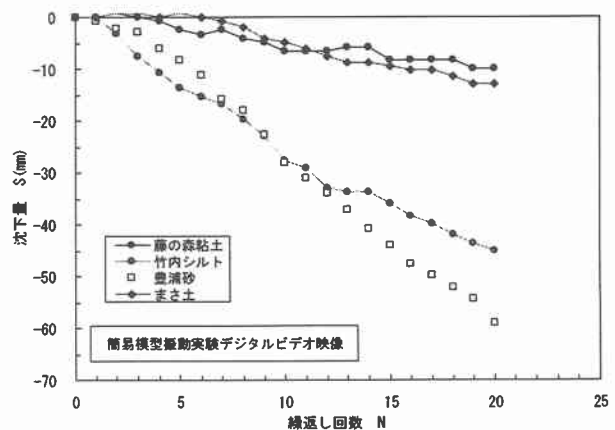


図-10 繰返し回数と沈下の関係

写真-1に加振に伴う繰返し回数とテストピースの沈下の様子を示す。画像から、藤の森粘土とまさ土はあまり沈下していないが、竹内シルトと豊浦砂は同程度に繰返しとともに沈下していることがわかる。竹内シルト、豊浦砂、まさ土については、加振とともに地表に水が湧き出し、明らかに過剰間隙水圧が上昇したことが観察された。図-10は、ビデオ撮影の結果をある程度定量的に示すために、ビデオ画像より沈下量を読み取り繰返し回数との関係を示したものである。藤の森粘土とまさ土は20回の繰返し回数で10mm程度の小さい沈下量でありほぼ同程度であるのに対し、竹内シルトと豊浦砂は両者ともに、繰返し回数とともに直線的に沈下が進み、20回の載荷時点で竹内シルトでは45mm程度、豊浦砂は60mm程度の大きな沈下が生じた。このように、かなり雑な実験ではあるが、要素実験で得られた結果と同様に、簡易模型振動実験においても非塑性なシルトはほぼ砂と同様な液状化変形挙動を示すことがわかった。

7. まとめ

海岸埋立地に代表される若齢な地盤で、正規圧密状態である緩い地盤を想定した条件で、粘性土と非塑性な種々の細粒な土を用いて繰返し非排水三軸試験および簡易模型振動実験のデジタルビデオ映像の分析を行い以下がわかった。

- (1) 両振幅ひずみ 1%や 5%で整理した液状化抵抗は、粘性土が明らかに大きい。他の試料との差はそれほど大きくはなく一般に得られる試験のばらつきの範囲に近い。また、非塑性シルトの液状化抵抗も砂よりやや大きいかほぼ同程度であり低い。
- (2) 靱性を比較すると粘性土は明らかに他の試料より高い。一方、非塑性シルトの靱性は砂と比べやや高いか同程度に低い。
- (3) 以上のように、非塑性シルトの液状化時の変形挙動が粘性土とは異なるが砂とほぼ類似であるという現象は、簡易な模型振動実験によっても確認された。

謝辞

本実験の要素試験は、中央大学国生剛治教授に御指導戴き、当時 CRS の吉田保夫氏、当時中央大学の諏訪正博氏の協力を得て行われたものである。また、簡易模型振動実験は、飛島建設の中西康博氏、柳倫子氏と実験した記録を使用させて戴いた。最後に記して心より感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 沼田 淳紀, 森 伸一郎: 噴砂の粒度組成, 土木学会論文集, No.722/III-61, pp.129-147, 2002.12.
- 2) 日本道路協会: 8.2.3 砂質土層の液状化の判定, 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.121-125, 2002.3.
- 3) 日本建築学会: 4.5 節 地盤の液状化, 建築基礎構造設計指針, pp.61-72, 2001.10.
- 4) 日本港湾協会: 第 13 章地盤の液状化, 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上巻), pp.281-288, 1999.4.
- 5) 森 伸一郎, 沼田 淳紀, 境野 典夫, 長谷川 昌弘: 埋立地の液状化で生じた噴砂の諸特性, 土と基礎, 39-2(397), pp.17-22, 1991.2.
- 6) Lee, K.L. and Fitton, J.A.: Factors affecting the cyclic loading strength of soil, Vibration Effects of Earthquakes on Soils and Foundations, ASTM, STP 450, pp.71-95, 1968.
- 7) 古関 潤一, 石原 研而, 藤井 光久: 細粒分を含む砂の三軸液状化試験, 第 21 回土質工学研究発表会, pp.595-596, 1986.6.
- 8) 桑野 二郎, 飯村 博忠, 中沢 博志, 杉原 弘一: カオリンを含む砂の液状化強度, 土木学会第 50 回年次学術講演会, 第 III 部門, pp.506-507, 1995.9.
- 9) 黄 大振, 柳沢 栄司, 菅野 高弘: シルトを含む砂のせん断特性について, 土木学会論文集, No.463/III-22, pp.25-33, 1993.3.
- 10) 佐藤 正行, 小田 匡寛, 風間 秀彦, 小瀬木 克己: 細粒分が埋立地盤の液状化特性に及ぼす影響に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.561/III-38, pp.271-282, 1997.3.
- 11) 嶋本 栄治, 沼田 淳紀, 染谷 昇, 國生 剛治: 細粒な土の土槽貫入実験(実験方法), 土木学会第 56 回年次学術講演会, 第 3 部, pp.142-143, 2001.10.
- 12) 沼田 淳紀, 嶋本 栄治, 染谷 昇, 國生 剛治: 細粒な土の土槽貫入実験(実験結果), 土木学会第 56 回年次学術講演会, 第 3 部, pp.144-145, 2001.10.
- 13) 吉見 吉昭: 「ねばり強さ」に関する液状化対策の評価基準, 土と基礎, 38-6(389), pp.33-38, 1990.6.
- 14) 粘性土の動的性質に関する研究委員会: EX(試験)部会報告, 粘性土の動的性質に関するシンポジウム, 地盤工学会, pp.20-46, 1995.7.
- 15) 沼田 淳紀, 田雑 満孝, 染谷 昇: 竹内シルトの液状化抵抗, 土木学会第 57 回年次学術講演会概要集, 第 3 部, pp.1153-1154, 2002.9.
- 16) 沼田 淳紀, 染谷 昇, 田雑 満孝, 國生 剛治: 細粒な土に対する最小間隙比定義方法の提案, 第 11 回日本地震工学シンポジウム, pp.665-670, 2002.11.
- 17) 飽和砂の非排水繰返し三軸試験方法に関する研究委員会: 飽和豊浦砂の共通仕様に基づく全国一斉非排水繰返し三軸試験の結果について, 土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム発表論文集, pp.1-35, 1988.12.
- 18) 風間 基樹, 鈴木 崇弘, 柳澤 栄司: 地盤に入力された累積損失エネルギーの評価法と液状化予測への適用, 土木学会論文集, No.631, III-48, pp.161-177, 1999.9.
- 19) 風間 基樹, 柳澤 栄司, 加賀谷 俊和: 靱性を考慮した土の液状化抵抗評価法の提案, 液状化メカニズム・予測法と設計方法に関するシンポジウム発表論文集(地盤工学会), pp.503-510, 1999.5.
- 20) 風間 基樹, 柳澤 栄司, 増田 昌昭: 定ひずみ制御繰返し三軸試験による液状化強度評価の可能性, 土と基礎, 46-4(483), pp.21-24, 1998.4.