



再液状化メカニズムに関する実験的研究

山口晶¹⁾、吉田望²⁾、飛田善雄³⁾

1)正会員 東北学院大学工学部、准教授、博士(工学)

e-mail:yamaguti@tjcc.tohoku-gakuin.ac.jp

2)正会員 東北学院大学工学部、教授、工博

e-mail:yosidan@tjcc.tohoku-gakuin.ac.jp

3)非会員 東北学院大学工学部、教授、工博

e-mail:tobita@tjcc.tohoku-gakuin.ac.jp

要約

本研究では、再液状化が発生するメカニズムを検討した。はじめに模型地盤を用いた振動台実験により、再液状化時の噴砂分布を調べた。この実験から、再液状化時は噴砂が発生しやすいことがわかった。次に、再液状化を繰り返した模型地盤の深さ方向のせん断抵抗の分布をハンドベーン試験により調べた。この結果、液状化後の地盤のせん断抵抗は、模型地盤の底面部に近い位置でのみ増加した。上層部でせん断抵抗が増加しない理由を、液状化によって排出された間隙水の上向き浸透流によるものと考え、クイックサンド実験からこの影響を確認した。再液状化が繰り返し発生する理由は、液状化によって発生した上向き浸透流が上層部の密度増加を妨げるためであることがわかった。

キーワード: 噴砂、振動台実験、再液状化、せん断抵抗、上向き浸透流

1. はじめに

1.1 研究の背景

過去に液状化した地盤が別の地震で再度液状化する現象を再液状化という。一般的な液状化の説明では、液状化の過程で緩い砂地盤の間隙は減少する。従って、一度液状化した地盤は間隙が密になり、液状化しにくくなると考えられる。しかし、実際に再液状化が発生した事例は多く報告されている。例えば、阿部と草野¹⁾による文献・遺跡調査から、同一地点で液状化が発生している事例が多数あることが分かっている。Yasuda and Tohno²⁾は、日本海中部地震で液状化した場所を調査した結果、余震でも液状化した場所が多くあったことから、一度液状化した地盤は後にそれより小さい地震を受けても液状化する場合があることを示した。2003年5月の三陸南地震では東松島市(旧鳴瀬町)で液状化が発生しているが、2003年7月におきた宮城県北部地震において同一地点で液状化が発生し噴砂が確認されている³⁾。これらの調査から、同一地点で再液状化が発生するというだけでなく、場合によっては液状化した本震より小さい余震によっても再液状化が発生する場合があることが示されている。

地盤が再液状化するメカニズムを調べた研究は、これまでにいくつか存在する。これらの研究は、大きく分けて2種類に分類できる。土の要素に着目して粒子配列の偏りから再液状化を説明する研究と、地盤

全体を対象として再液状化を説明する研究である。

土の要素を対象とした再液状化の研究は以下の通りである。Finn⁹⁾は、繰返し三軸試験を用いた実験を行っている。最初の液状化実験において生じたひずみの量によって再液状化のしやすさが異なること、ある限界のひずみより小さなひずみしか経験しなかった場合に再液状化しにくいこと、また大きなひずみを経験すると再液状化しやすくなること等を示した。松岡ら⁹⁾は、繰返し単純せん断試験により再液状化のしやすさを検討している。それによると、最初の液状化実験時の残留ひずみが残ったままの片寄った土粒子の骨格構造では再液状化しやすく、再液状化実験を行う際に中立のひずみに戻した場合は再液状化しにくいことを示した。鈴木輝之と鈴木利文⁹⁾は、供試体の砂の粒子構造がランダムな構造をしている方が液状化強度は大きいこと、一度液状化して再堆積すると、粒子方向が揃った構造になること、そしてこのような構造は液状化強度が小さいことを示した。夏井ら⁷⁾は、三軸不規則波載荷試験により、過剰間隙水圧がわずかに発生するような応力比の場合は地盤は締め固まること、完全に液状化した地盤はもう一度同じ大きさのせん断力を受けると液状化することを示した。菅井⁸⁾らも同様に粒子の配列構造に着目し、振動台で再液状化実験を行っている。その結果、締め固めた砂も一度液状化させると再度の振動に対して弱くなることがわかった。処女地盤や一度液状化した地盤は粒子配列が水平方向に揃っているのに対して、締め固めた砂はランダムな配列になっていた。構造の劣化という概念を考えないと再液状化は説明できないとしている。また山本ら⁹⁾は、不攪乱しらすの再液状化特性を調べている。その結果、不攪乱試料では再液状化強度は初回の強度より低下した。これはセメンテーションが破壊されたためであるとしている。また、攪乱試料の場合は再液状化強度が大きくなっているが、これは繰返しせん断により粒子破壊が発生したためであるとしている。

地盤全体を対象とした研究は以下の通りである。Sasaki and Taniguchi¹⁰⁾は、土槽の深さが3mの大型の振動台を用いて振動実験を行い、加振前と液状化後にコーンで地盤の緩さを測定した。これによると液状化後では、模型地盤の上部でコーン指数が減少し、下部ではコーン指数が増大した。Yasuda and Tohno²⁾は、Sasakiら¹⁰⁾の実験結果と観察から、液状化した層のうち下部は間隙水の排出によって密になり、上部は下部の層からの上向き浸透流によって粒子構造が攪拌され、その後緩く再堆積するため上部に再液状化しやすい部分が残るのではないかと考えた。しかし、上向き浸透流と再液状化の関係について、具体的な確認はなされていない。

既往の調査報告から、一度液状化した地盤ではそれ以降の地震においても液状化が発生しやすいことが示されている。ただし、多くの場合液状化の発生を噴砂から判断しているため、一つの懸念が挙げられる。一度噴砂したところからは再度噴砂がしやすくなるという「再噴砂の発生のしやすさ」と、「再液状化自体の発生のしやすさ」の2つを同一視している可能性がある、ということである。噴砂と液状化被害の関係について調べた研究はいくつか存在する^{11), 12), 13)}が、再液状化時の噴砂分布について調べた研究はない。再液状化については、これらの点も明らかにする必要がある。また、既往の研究から、土の粒子構造の異方性と液状化後の地盤の密度分布が再液状化に影響を与えている可能性があることが示されている。液状化時の深さ方向の砂の密度分布に上向き浸透流が影響を与えている可能性について言及している研究はあるものの、どのような影響を与えるかについては具体的には分かっていないのが現状である。

1.2 研究の目的

本研究では、再液状化が発生するメカニズムの解明を目的として振動実験とクイックサンド実験を行った。まず、噴砂の再現実験を行い、再液状化時の噴砂分布の特徴を調べた。このとき、模型地盤中央部に構造物模型を設置することにより、模型の変位と噴砂分布の関係も合わせて調べた。この実験では、噴砂の面積や個数を調べることにより、再液状化と噴砂の関係を確認する。次に振動台と土槽を用いた再液状化実験を行い、ハンドベーン試験器によりせん断抵抗の深さ方向の変化を調べた。さらにクイックサンド実験を行い、動水勾配を与えた後にせん断抵抗の深さ方向の変化を調べることにより、上向き浸透流が地盤のせん断抵抗の変化に与える影響を調べた。これらの実験結果から、再液状化が発生するメカニズムの検討を行った。

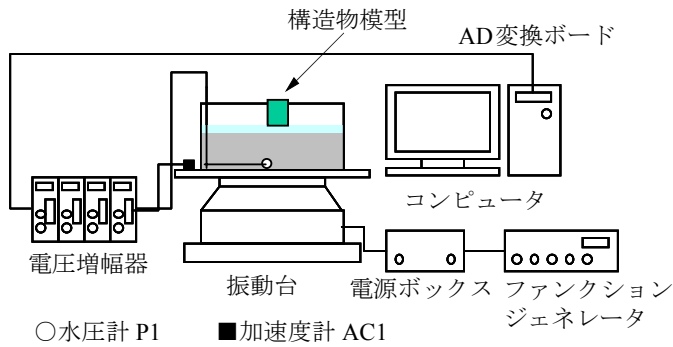


図1 実験システム模式図



図2 構造物模型の写真

2. 再液状化時の噴砂分布に関する実験

2.1 実験条件

本実験では、液状化層の上層に透水性の低い層が存在する地盤について噴砂の再現実験を行った。この実験により、再液状化時の噴砂分布について調べる。また、構造物模型を設置することにより、模型の変位と噴砂の関係も合わせて考察した。

図1に振動台実験システムの模式図を示す。実験装置は、振動台と土槽及び制御計測システム(パーソナルコンピュータ、電圧増幅器、ファンクションジェネレータ、電源ボックス)から構成されている。振動台は上下方向及び水平方向の二次元可動である。振動台の仕様は、上下方向最大変位2cm、水平方向最大変位4cm、最大振動数10Hzである。振動台の架台の上に土槽を載せるための板を敷き、その上に加速度計AC1を、土槽の底部に水圧計P1を設置する。水圧計と加速度計は電圧増幅器からAD変換ボードを実装したコンピュータに接続されており、サンプリング間隔1000Hzで自動計測されている。土槽は幅40.8cm、奥行き30.9cm、高さ21.4cmのプラスチック製の容器である。地表面あるいは地中には実験条件にあわせて構造物模型を設置する。液状化層の砂は、豊浦砂を106 μ mふるい上で洗浄しふるい残留分を用いた。低透水性層に用いた砂は106 μ mふるい通過分の微粉珪砂である。著者らの経験から、液状化層と低透水性層の粒度分布が重ならない方が噴砂が発生しやすいと分かっていたため、豊浦砂と微粉珪砂の主要な粒径を含むように明確に分離できる大きさとして、このふるいの大きさを選んだ。図2に構造物の模型の写真を示す。構造物の見かけの質量は350g、400g、450gとした。これは液状化した地盤と釣り合った状態で数cm沈むことを考えてこの値とした。模型は市販のプラスチック容器を用いた。模型の形状は底面が幅7.5cm、奥行き7.5cm、高さ12cmの直方体である。構造物模型の中に金属製の重りを入れて固定し、所定の質量に合わせた。全ての実験において土槽上部からデジタルビデオカメラで撮影している。

地盤の作製方法は以下の通りである。まず、土槽に所定量の水を入れ、豊浦砂を水面より20cm程度上方から漏斗を用いて落下させる。あらかじめ12cmの層厚となるように計算した所定量の豊浦砂を投入した後、表面を平面になるように静かに均す。その後、珪砂も同様に土槽に堆積させる。地盤条件は水平地盤を想定した。珪砂層は、地表面上の低透水性層となることを想定している。珪砂層厚は1cmおよび2cmとし、豊浦砂層は全て12cmとした。これは著者らの既往の実験¹³⁾から、最も噴砂が目視で観察しやすい状態を選んだためである。低透水性層作製後、地表面と水面が一致するように調整した。再液状化時には地下水位の調整は行っていない。図3に沈下条件と浮上条件の模型の模式図を示す。珪砂層の層厚を変えた条件について、構造物無し、構造物の浮上、構造物の沈下、の3つの条件で実験を行う。なお、浮上実験の場合は、構造物模型を置いた後に液状化地盤を作製し、地表面と模型の上面を一致させた。沈下実験の場合は、液状化地盤を作製した後に地盤が液状化しないように構造物模型を静かに置いた。初回の振動時のみ構造物模型の上下方向の変位量を計測した。変位量は、構造物模型の上面の端部角4点を計測し、その平均として算出した。実験後は、地表面を撮影したビデオカメラから噴砂状況をトレースし、そのトレース図から噴砂個数や噴砂面積を算出する。

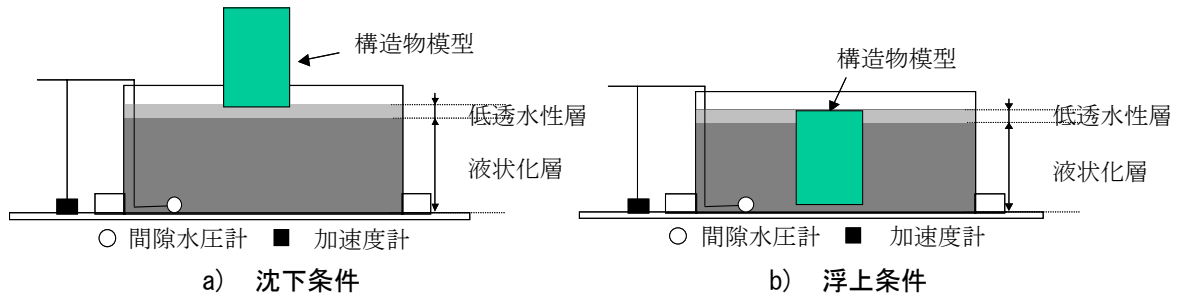


図3 実験条件模式図

表1 実験条件と実験名

実験名	模型質量 (g)	模型変位条件	低透水性層層厚(cm)	相対密度(%)	
				珪砂	豊浦砂
A1.0-nc	なし	---	1	19	57
A2.0-nc		---	2	24	56
A1.0-350s	350g	沈下	1	-6.3	60
A2.0-350s		沈下	2	3.9	56
A1.0-350up	350g	浮上	1	27	64
A2.0-350up		浮上	2	34	75
A1.0-400s	400g	沈下	1	14	48
A2.0-400s		沈下	2	30	45
A1.0-400up	400g	浮上	1	55	77
A2.0-400up		浮上	2	-11	78
A1.0-450s	450g	沈下	1	57	52
A2.0-450s		沈下	2	69	46
A1.0-450up	450g	浮上	1	83	61
A2.0-450up		浮上	2	21	66

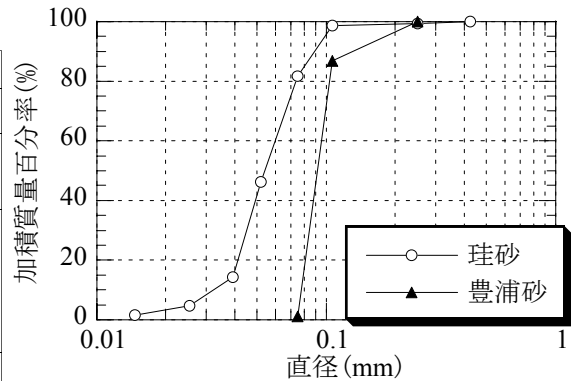


図4 試料の粒径加積曲線

表2 土質特性

	豊浦砂	珪砂
土粒子の密度 (g/cm ³)	2.645	2.675
最大間隙比	0.984	1.618
最小間隙比	0.602	0.876
透水係数(cm/s)	2.26×10 ⁻²	7.96×10 ⁻³

振動条件は、全ての実験で以下の通りの条件で行った。振動加速度は水平方向に約8m/s²、振動数は10Hzとした。振動回数は、1回目の振動回数60回、再液状化の1回目以降を10回とした。構造物モデルのスケールを考えると実際の地震動に対してかなり大きな加震条件となるが、完全に液状化させた場合を想定して実験を行うためである。また、再液状化時に振動回数を減らしているのは、比較的大きめの余震を想定しているためである。再液状化の実験回数は1つのケースにつき5回までとした。振動終了後から次の振動を与える間隔は2分程度とした。実験条件と実験名を表1に示す。なお、本論文では、一回目の実験を第1回目実験とし、それ以降の再液状化実験を再1回～再5回と表現する。実験条件によっては再5回まで記録できなかったものもある。これは、排出された間隙水や砂が地表面に溜まり、噴砂がその回数以上観察できなかったためである。試験時の地盤の相対密度を表中に示した。これは、土の質量と計測した地盤高さから計算した。そのため、特に層厚の薄い珪砂層ではばらつきが大きくなっている。層厚の薄い模型地盤の相対密度の精度の良い計測方法は今後の課題である。

図4に試料の粒径加積曲線、表2に各試料の物理特性を示す。豊浦砂の透水係数は定水位透水試験、珪砂は変水位透水試験で求めた。供試体は、模型土層と同様に水中落下法で作製した。豊浦砂の透水係数は、珪砂のその30倍程度となっている。

2.2 実験結果

ここでは過剰間隙水圧比時刻歴は示さないが、本実験では全ての実験条件で過剰間隙水圧比は1.0を越えており液状化が発生していた。

図5に構造物モデルの沈下量と噴砂個数・噴砂面積の関係を示す。なお、沈下量ゼロは構造物なしの条件

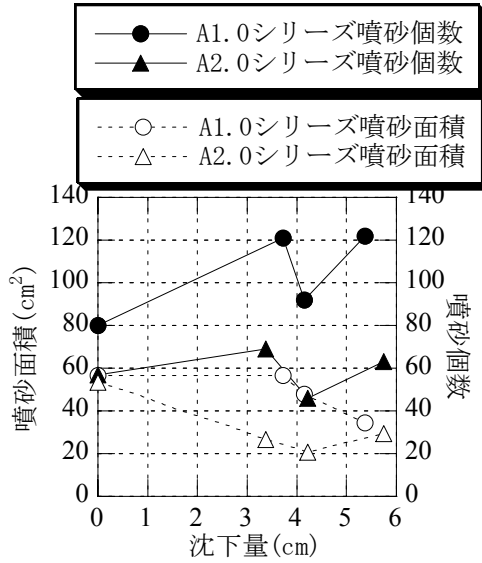


図5 模型沈下量と噴砂個数及び噴砂面積

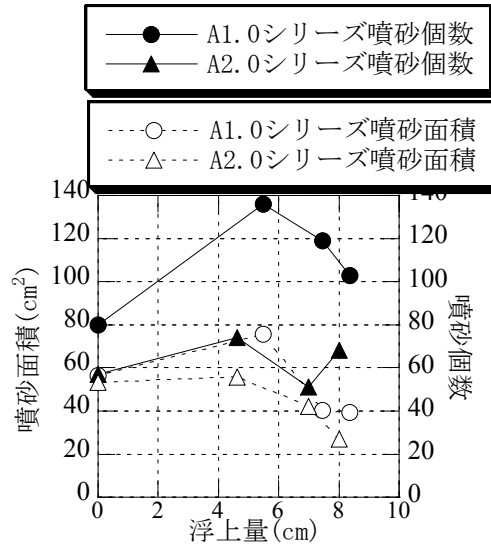


図6 模型浮上量と噴砂個数及び噴砂面積

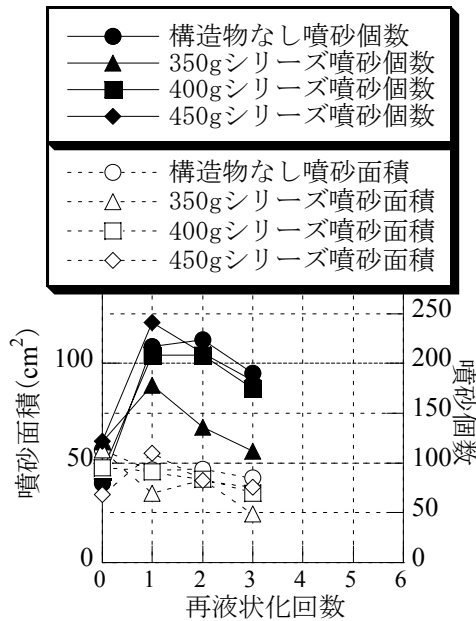


図7 低透水性層1cmの構造物沈下条件の噴砂個数と噴砂面積

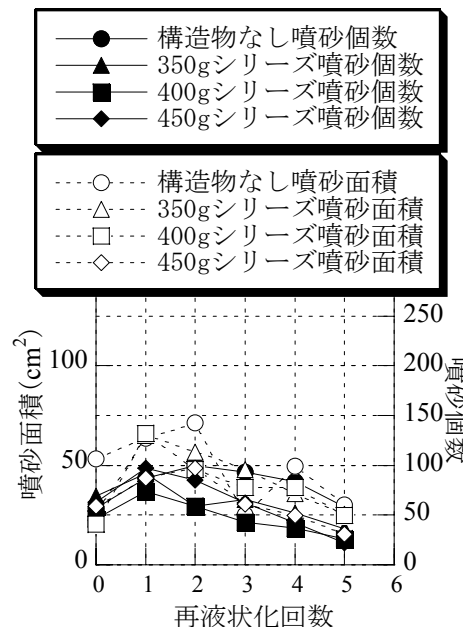


図8 低透水性層2cmの構造物沈下条件の噴砂個数と噴砂面積

の値をプロットしている。噴砂個数は沈下量に依らずほぼ一定値となっているが、噴砂面積が若干減少する傾向にある。しかし、その変化量はあまり大きいものではない。

図6に構造物模型の浮上量と噴砂個数・噴砂面積の関係を示す。構造物なしの浮上量ゼロの部分と構造物がある部分を比較すると、構造物が存在していた方が噴砂個数は多くなっている。これは構造物の振動により低透水性層が乱され、噴砂が噴出しやすくなったためと考えられる。構造物があった場合のみを考えると、浮上量の増加に伴って噴砂個数と面積が若干減少傾向にある。この傾向は沈下時も同様であり、構造物の沈下や浮上に関わらず、変位量が大きいと噴砂面積や個数が減少する傾向にあることが示された。

図7に低透水性層1cmの、図8に低透水性層2cmの再液状化回数と構造物模型沈下条件の時の噴砂個数・噴砂面積の関係をそれぞれ示す。なお、再液状化0回は第1回目実験であり、このときの振動回数は60回である。再1～5回は振動回数10回である。図から再1～2回は第1回目振動よりも噴砂個数が増加

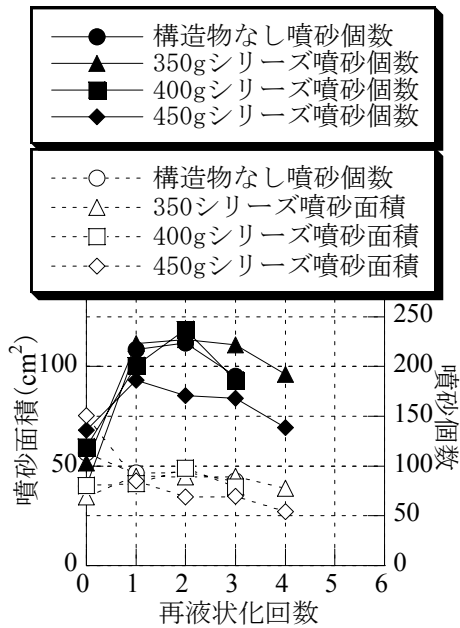


図9 低透水性層1cmの構造物浮上条件の噴砂個数と噴砂面積

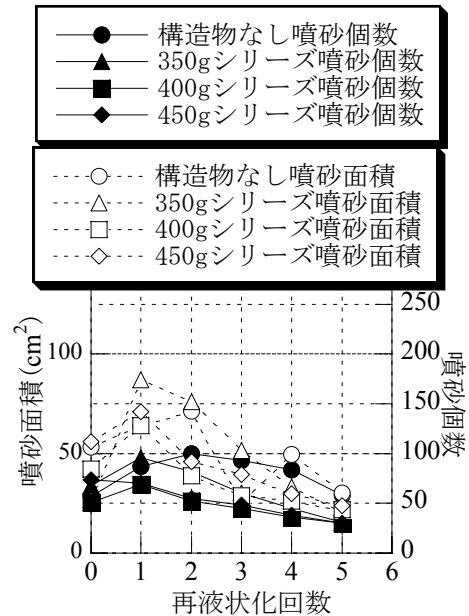


図10 低透水性層2cmの構造物浮上条件の噴砂個数と噴砂面積

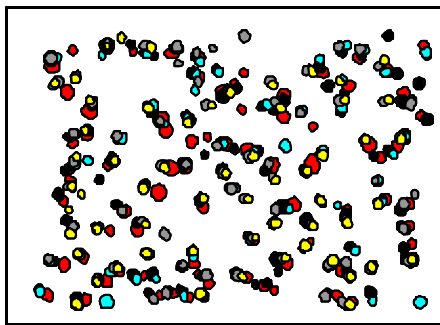


図11 A2.0-nc 噴砂分布図

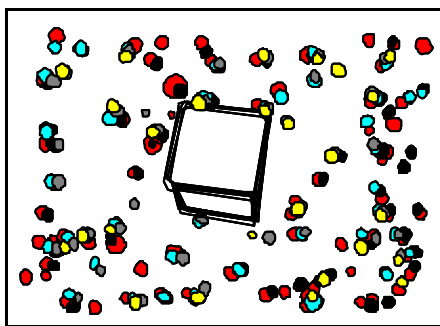
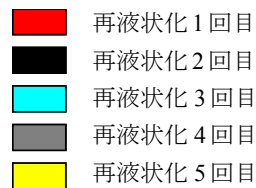


図12 A2.0-400s 噴砂分布図

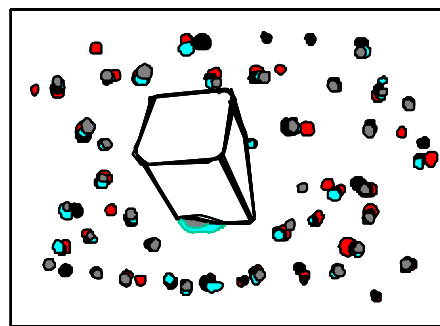


図13 A2.0-400up 噴砂分布図

していることがわかる。また噴砂面積も増加する傾向にある。

図9に低透水性層1cmの、図10に低透水性層2cmの再液状化回数と構造物模型浮上条件の時の噴砂個数・噴砂面積の関係をそれぞれ示す。沈下時と同様に再1~2回は第1回目振動よりも噴砂個数が増加している。また、噴砂面積も増加する傾向にある。再3~5回程度になるとやや減少する傾向にある。これらも沈下条件の実験と同様の傾向である。

図11~図13に低透水性層が2cmの条件の再1~5回までの実験のトレーサ図を重ねたものを示す。この図から、再液状化時の噴砂は前回発生した噴砂とほぼ同じ場所で発生することが分かる。

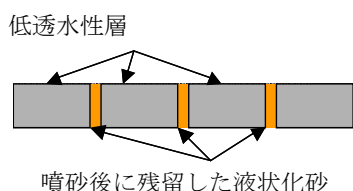


図14 砂脈として残留した液状化砂

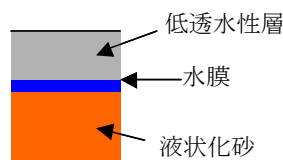


図15 低透水性層下部に残留した水膜

2.3 構造物模型が噴砂に与える影響

実験結果から、構造物模型の変位が大きくなると噴砂回数や噴砂面積が減少する傾向になった。これは、構造物模型が変位することにより、周辺の砂粒子が大きく移動するとともにダイレイタンスを發揮し、間隙水を吸収したと考えると説明できる。一般に噴砂が激しいと液状化が激しく、構造物の変位も大きくなると考えがちであるが、実際の被害現場においては、噴砂の激しさと構造物の変位が一致しないことがあることに注意が必要である。

2.4 再液状化時の噴砂回数・面積に関する考察

実験結果で述べた通り、構造物の沈下・浮上に関係なく、再1～2回目（振動回数10回）は第1回目振動（振動回数60回）より振動回数が少ないにも関わらず、噴砂回数が増加した傾向となった。この理由を考える。

一つ目の理由として、低透水性層が噴砂によって乱されたため砂脈として残留した豊浦砂が透水性層の高い部分となり、そこから噴出したという理由が考えられる。図14にこの説明模式図を示す。また、このような砂脈にならないまでも液状化した砂が噴出した経路は比較的透水性が良い部分となっていると考えられるため、噴砂が発生しやすくなると考えられる。

もう一つの理由として低透水性層の下部に残留した水膜の影響も考えられる。最初の液状化により噴砂が発生するものの間隙水の排水が少なくなると、図15に示したように低透水性層直下に間隙水が貯留される。このように既に間隙水が貯留されている場合、間隙水が追加されることによって上層がより不安定になり、噴砂が発生する可能性がある。これらの水膜が完全に排水される前に再液状化が発生した場合、最初の液状化よりも小さい振動で多くの噴砂が発生すると思われる。この現象は本実験では確認されていないが、低透水性層下部に水膜が発生することは、國生らによって確認されている¹⁴⁾。ただし、これらの実験は振動終了後2分程度静置した後に再液状化させたものである。実現象における液状化は数日から数年単位で起こるものである。また、地盤にセメンテーション等の物理的、化学的作用が働く場合もある。そのため、この理由をそのまま実現象に当てはめることはできない。

2.5 まとめ

以上の結果から、再液状化時には少ない繰返し回数でも、初回と同程度の噴砂が発生する可能性があること、再液状化時には同じ場所から噴砂が発生しやすくなっていることが分かった。一般的な調査では噴砂を見つけることによって液状化を探している場合がほとんどであり、これは再液状化の有無についても同様である。噴砂状況から受ける液状化程度の印象は、噴砂が激しいとそれに応じて液状化も激しいと考えがちであるが、上記の実験から一度液状化した地盤は「再噴砂」が出やすくなることが分かった。

3. 再液状化とせん断抵抗の深さ分布の検討

3.1 実験条件

ここでは、再液状化した地盤の深さ方向のせん断抵抗をハンドベーン試験によって計測し、その値の変化から密度分布の偏りを推定する。この結果から、再液状化が発生するメカニズムを考える。

使用した振動台試験機及び計測システムは2章と同様のものを用いた。なお、土槽は変形を抑えること

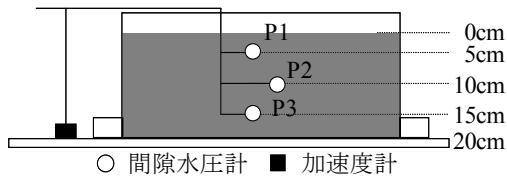


図16 土槽部分模式図

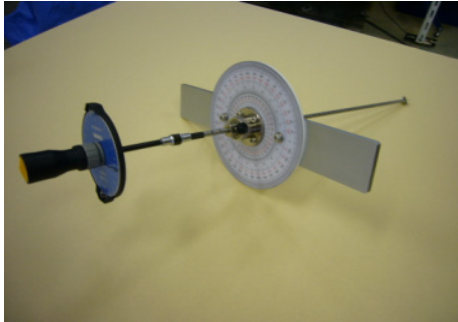


図17 ハンドベーン試験器



図18 ハンドベーン試験器の設置の様子

もに側面からの観察を行うために、厚さ1cmの亚克力板により土槽を作製した。この土槽は幅40.0cm、奥行き32.0cm、高さ30.0cmである。図16に土槽部分の模式図を示す。間隙水圧計P1、P2、P3を、土槽の長辺側に5cm、10cm、15cmの位置に設置した。加速度計については2章と同様である。計測方法も2章と同様とした。

液状化後に地盤のせん断抵抗を計測するためのハンドベーン試験器の写真を図17に示す。ハンドベーン試験器はベーン、ロッド、トルクメータ、握り部が組み合わされている。ベーンは幅1.5cm、高さ1.0cmである。ロッドは直径0.6cm、長さ20.0cmである。トルクメータは最大値が0.05N・m、0.20 N・mの2種類のものを用意した。握り部を回転するとトルクメータに設置された針がトルクに応じて回転し、トルクの最大値を指し示すようになっている。ハンドベーン試験器は、図18のように市販の組立て棚を用いて据付けた。トルクの最大値をせん断抵抗値に変換するために次の計算式¹⁵⁾を用いた。

$$M_{\max} = \tau \left\{ \pi \cdot DH \cdot \frac{D}{2} + 2\pi \left(\frac{D}{2} \right)^2 \frac{2}{3} \cdot \frac{D}{2} \right\} \quad (1)$$

$$\therefore \tau = \frac{M_{\max}}{\pi \left(\frac{D^2 H}{2} + \frac{D^3}{6} \right)} \quad (2)$$

ここで、 τ : せん断強さ(N/m²)、 M_{\max} : 最大回転モーメント(N・m)、 D : ベーンの幅(直径)(m)、 H : ベーンの高さ(m)、となっている。

本章の実験は低透水性層を設けず、2章で用いた豊浦砂で作製した液状化層のみで実験した。模型地盤の作製は2章と同様の方法で行った。地表面と水面を一致させた後、所定の振動数、所定の回数で振動させる。その後ハンドベーン試験器によってせん断抵抗を2cm毎の深さで計測する。振動と計測を4回繰り返すことにより、再液状化時の密度変化を考察する。なお、再液状化時には地下水面は調整していない。図19にせん断抵抗の計測位置を示す。振動前がa、その後b、c、d、e、fという順番で計測を行う。最初はトルクメータ0.05N・mを使用する。地盤が振動により締め固まり、計測トルクが0.05N・mを越えた場合、

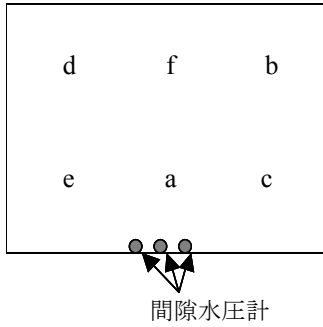


図19 セン断抵抗計測位置

表3 再液状化実験条件

実験名	振動数 (Hz)	加速度振幅 (m/s^2)	振動回数 (回)	相対密度(%)				
				前	1回	2回	3回	4回
SF15-20	10	1.5	20	4.8	22.5	32.0	39.5	45.7
SF15-40			40	3.5	20.4	31.8	39.8	54.0
SF65-20		6.5	20	11.7	31.0	44.6	53.5	65.8
SF65-40			40	1.9	21.7	43.1	53.8	66.0
SF85-20		8.5	20	6.0	29.1	41.8	51.7	63.8
SF85-40			40	20.2	38.9	50.2	60.5	69.7

一度ハンドベーンを引き抜いた後、トルクメータを0.20 N・mに付け替えて、次の位置に移動して(つまりbで計測できなくなったら、トルクメータを付け替えてcの位置で)計測できなくなった深さからせん断抵抗を計測する。この方法により、せん断抵抗の値を深さ方向に連続的にプロットできるようにした。

振動条件は、以下の通りである。振動数は全て10Hzとし、振動回数及び加速度振幅を変化させた。振動回数は20回、40回の2ケース、加速度振幅は水平方向に1.5 m/s^2 、6.5 m/s^2 、8.5 m/s^2 の3ケースである。振動の繰返し回数は、全ての実験で4回である。この実験条件は、同程度の地震が繰返し発生した場合を想定し、このときの深さ方向の地盤状況の変化を読み取る目的で行った。また、合わせて振動の加速度の大小関係と地盤状況の変化も検討を行う。実験条件と実験名を表3に示す。表中には各再液状化後に計測した地盤高さから試料の質量から計算した相対密度を示した。この相対密度は土槽全体の平均的な相対密度である。振動を加える毎に相対密度が徐々に増加していることが分かる。

3.2 実験結果

本論文では示さないが、間隙水圧の計測データから全ての実験で液状化が発生していることが確認できた。

振動の繰返し回数毎のせん断抵抗比-深さ関係について、図20～図25にそれぞれ示す。せん断抵抗比とは、ハンドベーンで計測したせん断抵抗を加震直前のその深さの有効応力で除したものである。せん断抵抗は有効応力の影響を受けるため、これを有効応力で除することによって正規化した。これにより、せん断抵抗比は、試料の密度の影響を大きく反映している値と考えることができる。全ての再液状化実験において、特に深い位置でせん断抵抗比が大きくなっている。繰返し液状化させることによって、模型地盤底層部では地盤が密な状態になることが分かる。しかし、上層部はせん断抵抗比の変化が少ない。また、液状化の回数が1回目と2回目ではほとんどせん断抵抗比に変化は見られない。2回目以降は、振動回数40回の条件の実験の方がせん断抵抗比の増加が大きくなった。また、加速度が大きい条件の方が特に12cm以深の底層部分でせん断抵抗比の増加が著しくなっている。それ以外の部分ではあまり差が見られない結果となった。

図26に液状化の繰返し回数と各回毎の体積ひずみの関係を示す。なお体積ひずみは、一つの実験ケースについて振動前の体積と振動前後の体積変化量から各繰返し回数毎に計算した。液状化回数が増す毎に体積ひずみの発生量は少なくなっているが、4回の液状化ではこれ以降の振動に対しても体積ひずみの発生が予想される傾向となっている。また、加速度や繰返し回数が大きい方が体積ひずみ量は大きい傾向にある。

3.3 考察とまとめ

実験結果から、1)特に加速度や振動回数が大きい場合底層部分のみにせん断抵抗比の増加が見られ、上層部分は変化が少なかった、2)体積ひずみは液状化回数が増加するに従い減少した、3)加速度や振動回数が大きい方が体積ひずみ量は大きくなった、4)数十cmオーダーの小さい模型に対して6.5 m/s^2 や8.5 m/s^2 の大きな加速度を与えているが液状化回数4回以降も体積ひずみの発生を予想させる傾向となった。

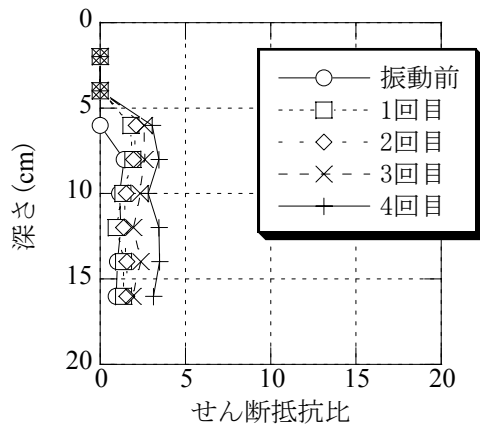


図 20 SF15-20 のせん断抵抗比 - 深さ関係

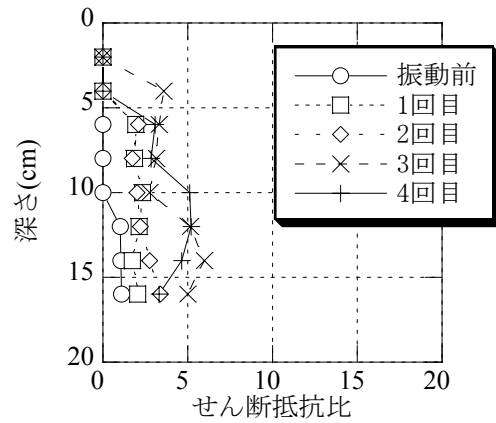


図 21 SF15-40 のせん断抵抗比 - 深さ関係

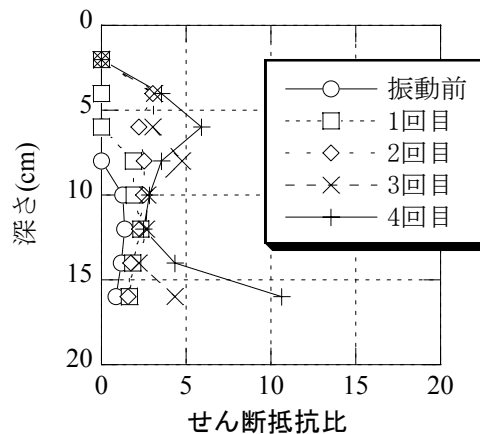


図 22 SF65-20 のせん断抵抗比 - 深さ関係

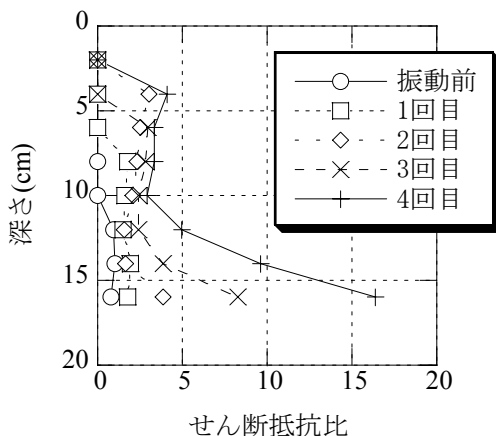


図 23 SF65-40 のせん断抵抗比 - 深さ関係

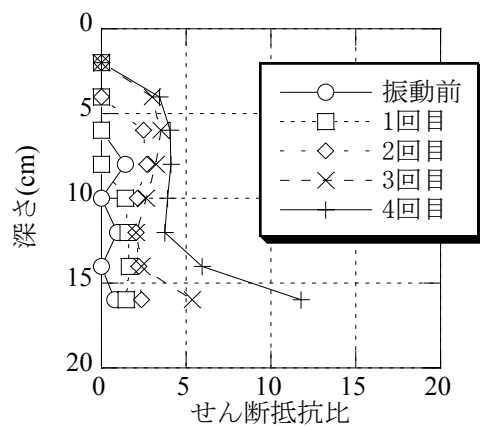


図 24 SF85-20 のせん断抵抗比 - 深さ関係

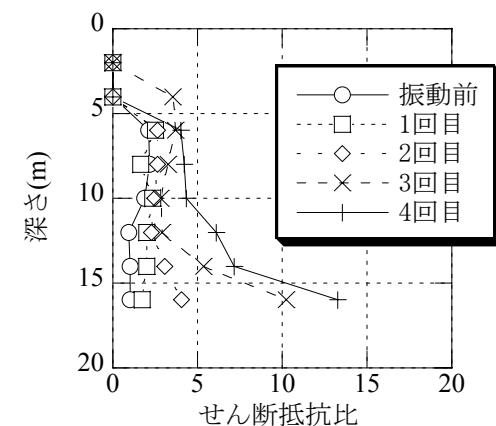


図 25 SF85-40 のせん断抵抗比 - 深さ関係

この実験では、振動が繰り返されても地層全体で振動によるせん断抵抗比の増加が発生するわけではなく、底層部の限られた範囲内のみでせん断抵抗比が増加している。このことから、再液化が発生する理由は、液化化による密度の増加が局所的に発生し液化しやすい密度の部分が残されるためであると考えられる。

なお、本実験結果と同様の傾向は、Sasaki and Taniguchi¹⁰⁾の3mの深さの土槽を用いた実験についても同様の結果が得られている。従って、本実験結果は概ね実サイズの地盤と対応していると考えられる。ただし、本研究では、小さい土槽に比較的大きな加速度を与えることにより、土槽全体を液化化させるよう

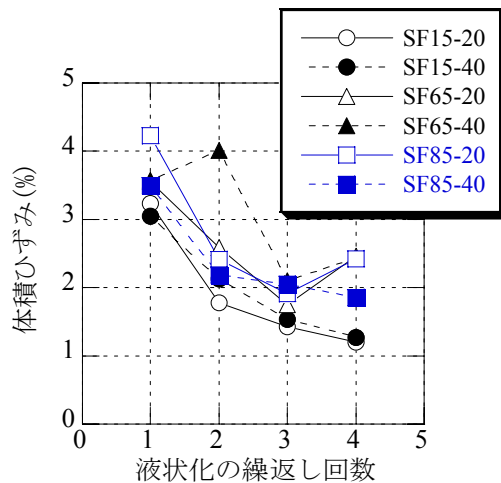


図26 液状化の繰返し回数と体積ひずみの関係

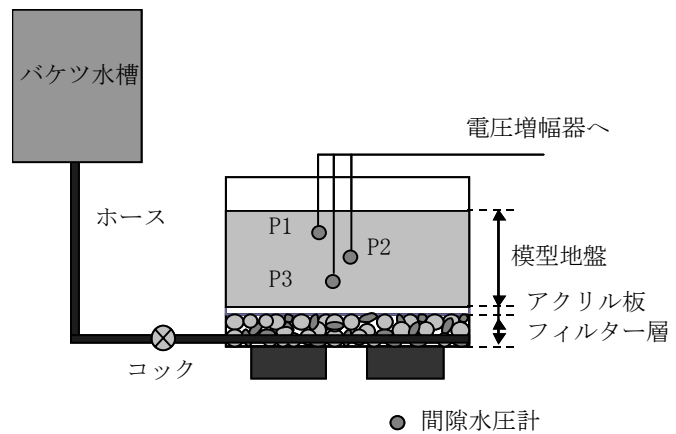


図27 土槽模式図

にしている。実際の地震動の大きさや地盤の堆積状況によっては、本実験のように全体が同時に液状化するとは限らない。そのような理由から、実地盤と本実験で違いが生じている可能性がある。

底層部でせん断抵抗比が増加した理由は、1)底層部が激しく液状化したためせん断応力が上部に伝達されず上層部で砂があまり乱されなかった、2)底層部の液状化により上向き浸透流が発生して上層部で密度が増加しなかった、3)下層部の体積ひずみの発生により上層部の砂粒子は水中を沈降し緩く体積するため、といった理由が考えられる。本研究では、このうち特に2)の上向き浸透流に着目し、この影響を調べることにした。そこで、次章では、地盤中に発生する上向き浸透流が地盤のせん断抵抗にどの程度影響を与えるかを確認することとする。

4. 上向き浸透流がせん断抵抗に与える影響

4.1 実験条件

本実験では、模型地盤に対して動水勾配を与えることにより上向き浸透流を発生させてクイックサンド実験を行い、その後せん断抵抗を調べることにし、上向き浸透流が地盤に与える影響を考察する。

試験システムは、土槽及び制御計測システム(パーソナルコンピュータ、電圧増幅器)から構成されている。土槽は、土槽本体とホース、コック及びバケツ水槽から構成されている。なお、計測システムについては2章及び3章と同様のものを用いた。図27に土槽の模式図を示す。土槽は透明アクリル製で幅40.0cm、奥行き32.0cm、高さ40.0cmである。通水ホースはバケツ水槽から土槽下部の内部までつながっており、土槽内のホースには多数の穴をあけることにより水を土槽内に流入させる。土槽底部には土槽に流入した水が模型地盤に均一に行き渡るように、通水ホースの隙間に粒径1cmから2cm程度の礫を敷き詰めフィルター層とした。フィルター層上部には直径0.8cmの小穴(約250個)の開いたアクリル板を設置した。そのアクリル板には目の細かい金網を貼り付けることにより、豊浦砂がフィルター層に混じらないようにした。ハンドベーン試験器及びトルクメータは、3章と同様のものを用いた。ただし、トルクメータ0.05N・mのみを使用した。トルクからせん断抵抗値への変換の計算式は式(2)を用いる。

フィルター層及び模型地盤の作製方法は、次の通りである。まず、土槽底部に水を供給するために小穴の開いたホースを敷く。その上と隙間にフィルター層として用いる礫を敷き詰める。次に細かい金網を貼り付けたアクリル板をフィルター層上部に設置する。このアクリル板にあけた穴から水が模型地盤に供給されることになる。次に所定量の水(17000g)を入れた後、模型地盤を作製する。本実験では、模型地盤は緩い条件と密な条件の2種類作製した。間隙比の調整は土槽を木槌で叩くことにより行った。模型地盤には、再液状化実験で作製した模型地盤と同じ層厚(約20cm)になるように計算した所定量の豊浦砂(35000g)

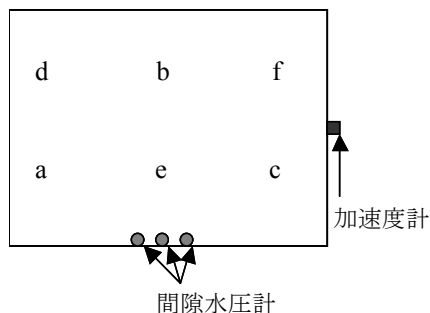


図28 ハンドベーン計測位置

表4 クイックサンド実験の実験条件

実験名	動水勾配	相対密度(%)		ボーリング
		通水前	通水後	
KS-D	限界動水勾配	42.5	58.2	発生せず
KS-D2	限界動水勾配の2倍	44.6	42.8	発生
KM-D	限界動水勾配	57.8	58.2	発生せず
KM-D2	限界動水勾配の2倍	55.5	42.6	発生

を用いた。緩い条件では、水中落下法で緩い地盤を作製した後、土槽側面を木槌で30回叩いて振動を与えて地盤を少し締め固める。このときの相対密度は40～45%である。密な状態の模型地盤を作製するときは、次の通りに行った。まず、所定量の3分の1の豊浦砂を水中落下法により敷き詰める。その後、土槽側面を木槌で20回叩く。これをさらに2回繰返して、密な状態の模型地盤を作製した。このとき、相対密度は55～60%を目標とした。豊浦砂の投入が終わったら、模型地盤表層の水を吸い取り、模型地盤の表面と水位を一致させた。土槽とバケツ水槽をつなぐホースの間のコックを閉じた後、バケツ水槽を設置台に固定する。バケツ水槽に水道水を供給し越流させながら、土槽に動水勾配を与えた。動水勾配を与える開始と終了は、バケツ水槽と土槽をつなぐホースに設置したコックの開閉によって行った。所定の時間動水勾配を与えた後、コックを閉じて模型地盤のせん断抵抗をハンドベーン試験器によって深さ2cm毎に計測する。せん断抵抗の計測位置は、図28に示すようにせん断抵抗の計測により模型地盤を乱した影響を受けないように十分離れた位置で計測した。なお、限界動水勾配を与える前の計測位置がa、b、cで、通水後が、d、e、fである。

実験条件と実験名を表4に示す。クイックサンド実験は、4ケース行った。地盤条件は、緩い条件と密な条件の2ケースである。特に密な地盤のせん断抵抗が、上向き浸透流の影響によりどのように変化するかに着目した。動水勾配は、計算で導いた限界動水勾配を用いる場合と、限界動水勾配の2倍を与える場合の2ケースである。これは液状化時には理論的には動水勾配1.0となるためである。限界動水勾配の2倍の条件は比較のために行った。2章で行った振動実験では過剰間隙水圧比が1.0となる時間は20～30秒程度であったが、動水勾配を安定的に与える時間を確保するために通水時間を1分とした。

4.2 実験結果

本実験では、限界動水勾配に一致させた条件ではボーリングは発生せず、限界動水勾配の2倍の動水勾配を与えた実験ではボーリングが発生した。KS-D2とKM-D2ともに、コックを開けてから20秒後に1つ目、30秒後に2つ目のボーリングが発生した。

表4中には、通水前後の相対密度を合わせて示した。ボーリングが発生した条件では相対密度が減少し、発生していない条件では相対密度が変化しないか、増加している傾向となった。また、全ての実験を土槽側面から観察したところ、ボーリングが発生しない場合でも土槽内の水位が上昇していた。動水勾配を与えると水は模型地盤を浸透し、模型地盤表面から漏出していた。

クイックサンド実験において計測した過剰間隙水圧比を図29～図32に示す。ボーリングが発生しなかった場合の図29(KS-D)と図31(KM-D)を見ると、過剰間隙水圧比は当初1.0付近まで上昇するが、その後減少し、一定値となる。通水の経路が安定するまでに10秒程度掛かっている。また、計算上はKS-DとKM-Dは過剰間隙水圧比1.0と一致した限界動水勾配を与えているが、実際には0.5～1.0程度とばらついた値となった。

ボーリングが発生した図30(KS-D2)と図32(KM-D2)の結果を見ると、コックを開けた直後に限界動水勾配まで達し、さらに20秒程度経過すると、大きく水圧が低下する。これは、コックを開けてから20秒程度でボーリングが発生したという観察結果と一致している。その後、緩やかに水圧が上昇するが、これは

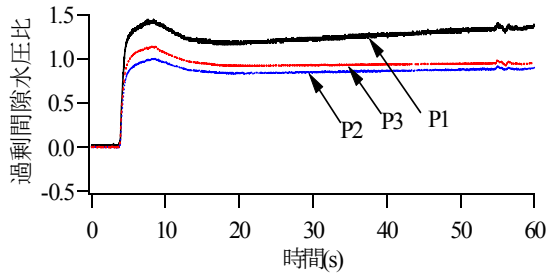


図 29 KS-D の間隙水圧

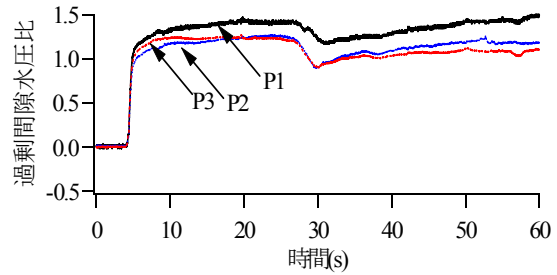


図 30 KS-D2 の間隙水圧

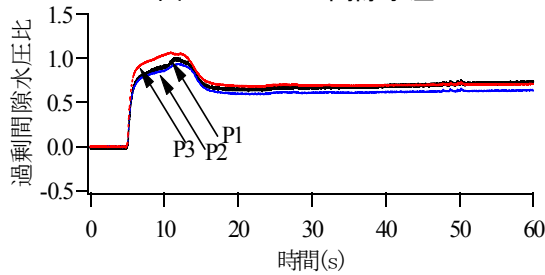


図 31 KM-D の間隙水圧

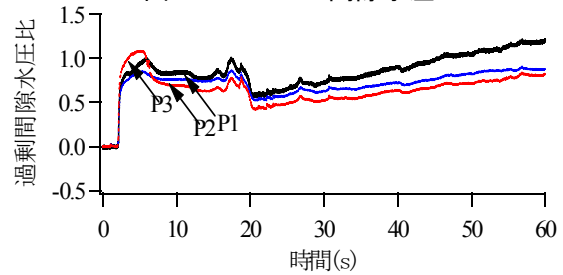


図 32 KM-D2 の間隙水圧

ボーリング発生によって模型地盤表面の水位が上昇するためである。

クイックサンド実験におけるせん断抵抗比—深さ関係を図33～図36に示す。図33をみると、通水前に比べ通水後のせん断抵抗比はあまり変化していない。図34の通水後fはボーリングが発生した地点であるが、せん断抵抗比がほぼゼロである。実際の地盤でも噴砂の周辺地盤は、極端に緩くなっている可能性がある。このような地盤では再液状化が発生しやすくなることが予想される。地盤条件が緩い条件では、ボーリング発生地点以外は、上向き浸透流がせん断抵抗比に与える影響は少ないようである。図35のKM-Dではボーリングが発生していないが、地盤のせん断抵抗比は小さくなっている。これは、通水による上向き浸透流が地盤の骨格構造を緩くしたためと考えられる。図36のKM-D2はボーリングが発生しており、KS-D2よりもせん断抵抗比が減少する割合が全体的に大きい。

4.3 考察

今回行った実験では、ボーリングが発生しない場合はせん断抵抗比が若干減少し、ボーリングが発生した実験では著しくせん断抵抗比が減少した。また、ボーリングが発生した実験では地盤高さが増加した。ボーリングによって地盤が攪乱されるとともに若干ではあるが地盤が膨張するため、せん断抵抗比が減少したと考えられる。ボーリングが発生しない条件では、特に密な条件ではせん断抵抗比が減少した。ボーリングが発生しなくても上向き浸透流による有効応力の減少が発生するため、土粒子のかみ合わせが緩くなることにより、せん断抵抗比が減少したと考えられる。

4.4 クイックサンド実験のまとめ

上記の考察から、過剰間隙水圧比1.0に対応する限界動水勾配に近い値が地盤に与えられた場合、ボーリングが発生しなくても、上向き浸透流により地盤のせん断抵抗比が減少することが分かった。このことから、上向き浸透流が地盤の密度を減少させ再液状化を発生させやすくする作用を持つことが分かった。また、ボーリングした地点では、著しくせん断抵抗比が低下したことから、噴砂の周辺地盤は、他と比較して極端に緩くなっており、局所的に再液状化しやすくなっている可能性があることが分かった。

5. 再液状化発生メカニズムについて

本研究では、模型を設置し一度液状化した地盤が再び液状化する時の噴砂分布を調べる実験、せん断抵

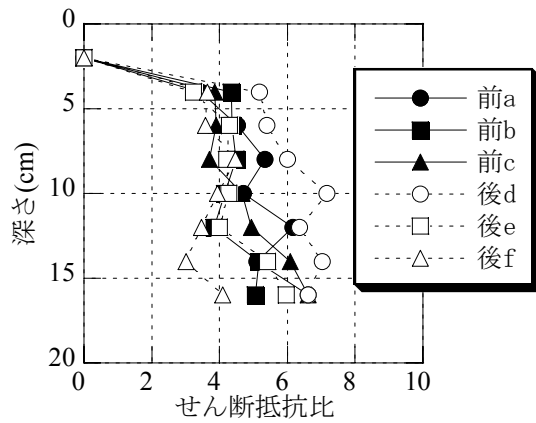


図 33 KS-Dのせん断抵抗 - 深さ関係

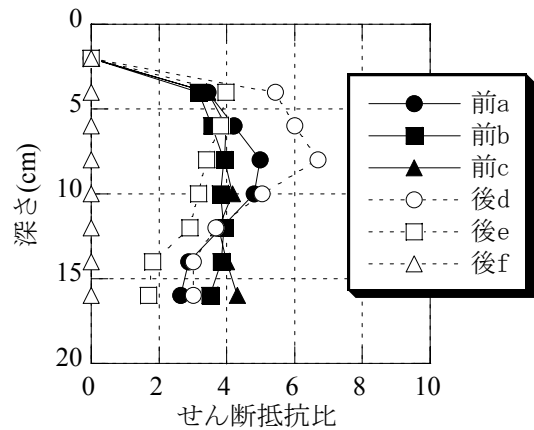


図 34 KS-D2のせん断抵抗 - 深さ関係

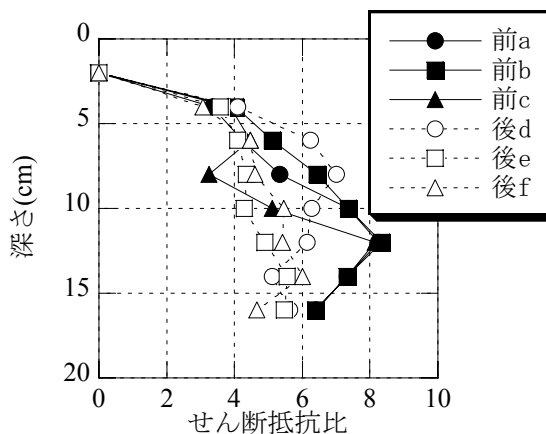


図 35 KM-Dのせん断抵抗 - 深さ関係

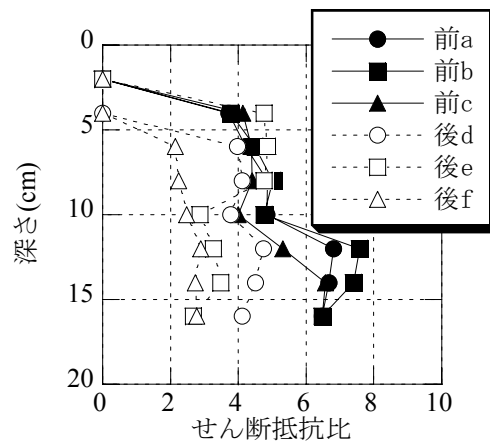


図 36 KM-D2のせん断抵抗 - 深さ関係

抗比の深さ方向の変化を調べる実験を振動台を用いて行った。また、地盤の再液状化と上向き浸透流の関係を調べるためにクイックサンド実験も行った。

噴砂分布を調べる実験では、再液状化時には、それより以前に噴砂が発生した場所から再び噴砂が発生する再噴砂が確認できた。

再液状化のせん断抵抗比を調べる実験では、繰返し振動を与えると特に加速度振幅が大きい場合は底層部でせん断抵抗比が増加した。再液状化が発生する理由は、液状化した後の排水による密度増加が底層部のみに局所的に発生し、中層部と上層部で密度増加が発生しないためであると考えられる。底層部で密度増加が発生した場合、間隙水が排出されるため、上向き浸透流が発生する。中層部と上層部で密度増加が発生しない理由として、この上向き浸透流の影響が考えられる。そこで、上向き浸透流が地盤のせん断抵抗比の変化にどのような影響を与えるのか、クイックサンド実験で確認した。

クイックサンド実験では、緩い地盤と密な地盤に対して、限界動水勾配と限界動水勾配の2倍の水頭差を与える実験を行った。その結果、密な地盤では限界動水勾配の2倍の水頭差によりボーリングが発生すると、著しくせん断抵抗比と相対密度の減少が見られた。ボーリングにより、地盤が激しく攪乱されるとともに若干ではあるが膨張して間隙比が大きくなるため、せん断抵抗比が減少したと考えられる。また、限界動水勾配を与えた実験ではボーリングは発生しなかったが、密な地盤でせん断抵抗比の減少が見られた。これは上向き浸透流による有効応力の減少により、土粒子のかみ合わせが緩くなったためと考えられる。このようにボーリングが発生しなくてもせん断抵抗比が減少することが確認できた。また、ボーリングが発生した場所では、極端にせん断抵抗比が減少した。

液状化した地盤は過剰間隙水圧比が1.0であり、これは限界動水勾配のときの水圧と一致した状態である。また、再液状化実験においても激しいボーリング現象は見られなかった。しかし、本実験から、再液

状化時に中層部と上層部のせん断抵抗比が増加しない理由として、底層部から排出された間隙水が上向き浸透流となって中層部と上層部の密度増加を妨げるとともに、土粒子のかみ合わせを緩くする働きをしている可能性があることを確認できた。

以上をまとめると、再液状化が発生するメカニズムは以下のようにになると考えられる。

- 1) 地震動により地盤が液状化した場合、液状化層の底層部分で局所的に密度が増加する。
- 2) 密度が増加した層からは間隙水が排水される。これは上向き浸透流となり、それより上層の地層に流入し、液状化後の再堆積による密度増加を妨げるとともに、土粒子同士のかみ合わせを緩める。
- 3) この地盤が再度の地震動を受けた場合、底層部かあるいはそれより少し上層が液状化して密度増加を起こすとともに、上向き浸透流を発生させる。上向き浸透流は、液状化後の再堆積による密度増加を妨げるとともに、土粒子同士のかみ合わせを緩める。
- 4) 3) を繰返すとともに、密度増加する層の深さが徐々に浅くなっていく。

また、このメカニズムとは別に、再液状化時は以前に発生した噴砂による砂脈から再度噴砂が発生しやすくなっていること、噴砂の周辺地盤は極端に緩くなっており液状化しやすい状態にあること、等も考慮する必要がある。一度噴砂が発生した地盤では再度噴砂が発生しやすいため、再液状化が発生しやすいと判断されている事例も存在すると考えられる。

なお、再液状化実験では、体積ひずみの発生量は液状化の繰返しにより徐々に減少した。液状化の繰返しにより、体積ひずみが減少し、上向き浸透流も減少すると思われることから、再液状化は徐々に発生しにくくなることが予想できる。ただし、本実験のように小さい模型に対して比較的大きな加速度を与えた実験においても、体積ひずみは発生しつづけたことから、特に実際の地盤では密度増加により液状化しなくなるには、多くの液状化を経験する必要があることが推察できる。

なお、本研究では、再液状化が発生しやすくなる原因の一つとして、上向き浸透流を挙げた。ただし、それ以外にも、既往の研究や3章のまとめで述べたように粒子構造の異方性や、下層の体積減少による土粒子の水中の落下と再堆積等も再液状化が発生しやすい地盤状況に影響を与えている可能性がある。これらについては、別の実験によりその影響を評価する必要がある。

また、再液状化メカニズムには直接関連しないが、本実験で行った模型の変位と噴砂個数・噴砂面積の関係を調べる実験を行った。この結果から、構造物の変位が大きくなると、噴砂の面積や個数が減少することがわかった。実際の被害現場での調査においては、噴砂状況の激しさと構造物の変位が必ずしも一致しないことに注意が必要である。

謝辞：本研究のうち、噴砂に関する研究は、平成16～18年度科学研究費補助金若手研究Bの補助により行ったものである。また本論文は、東北学院大学工学部環境土木工学科の平成18年度卒業生松浦杏里、金戸友太、黒田直樹、平成19年度卒業生大熊浩輝、加藤慎一、菅智子らの卒業研究をまとめたものである。ここで、関係者各位に感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 阿部博、草野郁：東京低地における地盤の再液状化現象、土木学会論文集、No.554、III-37、1996年、pp.157-171.
- 2) Susumu Yasuda and Ikuro Tohno : Sites of reliquefaction caused by the 1983 Nihonkai-Chubu earthquake , Soils and Foundations, Vol.28, No.2, 1988, pp.61-72.
- 3) 地盤工学会：2003年三陸南地震・宮城県北部地震災害報告書、2003年。
- 4) Finn, W. D. L, Bransby, P. L. and Pickering, D. J. :Effects of Strain history on Liquefaction of Sand, J, SMFE, ASCE, Vol.96, No.SM6, 1970, pp.1917-1933.
- 5) 松岡元、山崎浩元、松原義仁、青木康、原康彦：粒子構造の変化に着目した再液状化現象の解析、第20回土質工学研究発表会講演集、1985年、pp.625-626.
- 6) 鈴木輝之、鈴木利文：三軸液状化試験における構造の変化と再液状化強度、土木学会第41回年次学術

講演会、1986年、pp.7-8.

- 7) 夏井裕崇、秋葉孝公、洲崎実咲、野中毅、石原研而、塚本良道：兵庫県南部地震の地震動波形を受ける密な砂の再液状化特性、土木学会第53回年次学術講演会、1998年、pp.154-155.
- 8) 菅井正澄、石黒健、清水英樹、島田三郎、飯島健：砂の再液状化特性に及ぼす内部構造の影響、土木学会第47回年次学術講演会講演概要集、1992年、pp.202-203.
- 9) 山本哲朗、鈴木素之、千田隆行、吉森亜由美、岡林巧：不攪乱しらすの液状化および再液状化強度特性、第37回地盤工学研究発表、2002年、pp.545-546.
- 10) Yasushi Sasaki and Eiich Taniguchi: Shaking Table Tests on Gravel Drains to Prevent Liquefaction of Sand Deposits, Soils and Foundation, Vol.22, No.3, 1982, pp.1-14.
- 11) 田中秀樹、片田敏行、末政直晃、目黒栄治：福井地震に見られる液状化による噴砂孔の分布、土木学会第49回年次学術講演会、1994年、pp.630-631.
- 12) 佐々木康、榎本友二郎、森田哲士、松原幹夫：日本海中部地震による八郎潟堤防の被害量と周辺での噴砂量の関係、土木学会第41回年次学術講演会、1996年、pp.37-38.
- 13) 山口晶、吉田望、飛田善雄：液状化深さが噴砂現象に与える影響について、第12回日本地震工学シンポジウム論文集、CD-ROM、2006年、pp.710-713.
- 14) 国生剛治、野中のぞみ、倉田康二、坂本栄太：水膜現象が液状化地盤の側方流動メカニズムに及ぼす影響に関する模型実験、第34回地盤工学研究発表会、1999年、pp.2065-2066.
- 15) 河上房義：土質力学、森北出版株式会社、第7版、2001年.

(受理：2008年4月7日)

(掲載決定：2008年7月2日)

Experimental study about reliquefaction mechanism

YAMAGUCHI Akira¹⁾, YOSHIDA Nozomu²⁾ and TOBITA Yoshio³⁾

1)Assistant Professor, Faculty of Engineering, Tohoku Gakuin University, Dr.Eng.

2)Professor, Faculty of Engineering, Tohoku Gakuin University, Dr.Eng.

3)Professor, Faculty of Engineering, Tohoku Gakuin University, Dr.Eng.

ABSTRACT

The aim of this paper is to examine the mechanism attributing to re-liquefaction. We observed the distribution of sand boiling from the model ground with a series of shaking table tests. The test results show that sand boiling tends to occur at the same place repeatedly as before. We then conducted shaking table tests to measure the shear resistance distribution along the depth in the model ground with a hand vane apparatus. The shear resistance of sand deposit after liquefaction was found to increase only at the bottom part of the model ground. The reason of the non-increase or decrease of shear resistance from the surface to a critical depth was considered to be caused by the upward seepage flow. The shear resistance of sand deposits subjected to a quick sand condition in the seepage tests was found to be similar to those in shaking table tests. Based on the experimental results, the repeated occurrence of liquefaction can be believed to occur due to the disturbance provided by upward flow, which prevents the increase of density of liquefied sand from occurring during the process of dissipation of pore water pressure after liquefaction.

KeyWords: sand boiling, shaking table test,, reliquefaction, shear resistance, upward pore water flow