

液状化後地盤性状の長期的変化に関する 室内模型実験

楠 謙吾¹・中澤 博志²・菅野 高弘³・大久保 陽介⁴・規矩 大義⁵・
藤田 大樹⁶

¹正会員 株式会社ニュージェック 港湾・海岸グループ (〒135-0007 東京都江東区新大橋1-12-13)
E-mail:kusunokikn@newjec.co.jp

²正会員 復建調査設計株式会社 東京支社 (〒101-0032 東京都千代田区岩本町3-8-15)
E-mail:nakazawa@fukken.co.jp

³正会員 港湾空港技術研究所 (〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

⁴正会員 パシフィックコンサルタンツ株式会社 国土保全事業本部
(〒206-8550 東京都多摩市関戸1-7-5)

⁵正会員 関東学院大学教授 工学部社会環境システム工学科
(〒236-8501 神奈川県横浜市金沢区六浦東一丁目50-1)

⁶正会員 相模原市 都市建設局 (〒252-5277 神奈川県相模原市中央区中央2-11-15)

液状化による地盤の強度、剛性、物性値の変化、あるいは地盤変状の経時変化を把握することは、液状化地盤上に建設された土木施設において、被災後復旧計画や供用再開を図る上で非常に重要である。一般に液状化が発生すると、過剰間隙水圧の発生により地盤の強度や剛性が消失し、その後、過剰間隙水圧の消散とともに地盤性状は回復すると考えられる。しかし、地盤の密実化がどの程度生じ、強度やせん断剛性がどのように変化するかといった視点から、体系的にまとめられている調査結果が少ないのが現状である。

本報告では、室内における簡易な土槽実験を行い、液状化発生後、過剰間隙水圧消散過程から数か月後に至るまでの地盤剛性の回復と地盤沈下における長期的な地盤性状の変化の把握を試みた。

Key Words : *liquefaction, excess porewater pressure, volumetric strain, shear modulus, sounding*

1. はじめに

液状化による地盤の強度、剛性、物性値の変化、あるいは地盤変状の経時変化を把握することは、液状化地盤上に建設された土木施設において、被災後復旧計画や供用再開を図る上で非常に重要である。一般に液状化が発生すると、過剰間隙水圧の発生により地盤の強度や剛性が消失し、その後、過剰間隙水圧の消散とともに地盤性状は回復すると考えられる。このような現象に対し、既往の研究¹⁾から、過剰間隙水圧消散に伴う地盤性状の回復過程に関する現場実験や模型実験が行われており、必ずしも過剰間隙水圧の消散と地盤剛性や沈下が同期しないことが報告されている。しかし、地盤の密実化がどの程度生じ、せん断剛性がどのように変化するかといった視点から、体系的にまとめられている調査結果が少ないのが現状である。本報告では、現場実験では天候等の影響を受けることから、室内において地盤条件の明確な

土槽実験を行い、液状化発生後、過剰間隙水圧消散過程から数か月後に至るまでの地盤剛性の回復と地盤沈下における長期的地盤性状変化の把握を試みた。

2. 既往の研究

(1) 既往の研究のレビュー

液状化被害の前後に地盤調査を行い、その変化に関するデータが取得されている事例として、1995年兵庫県南部地震の際のポートアイランドにおける鉛直アレイ観測サイトの調査結果²⁾がある。しかし、被災後から約5ヶ月後の調査であり、その過程については不明である。また、液状化以外では浅田による仙台市内の造成宅地地盤における継続的な地盤調査結果³⁾があり、 N 値の経時変化について調べられている。一方、実際の液状化被害やそれに近い現象を扱った事例として、2011年東北地方

表-1 液状化後の調査、実験事例のとりまとめ

参考文献	地震	液状化被害地	調査時期	調査手法	成層条件あるいは地盤材料	結果概要
2)	1995年兵庫県南部地震	ポートアイランド	地震前と地震5ヶ月後	標準貫入試験およびPS検層	埋立層のまさ土が主体	地盤性状の変化の把握が目的ではないが、鉛直アレー観測サイトにおいて、地震前後に調査を実施しており、地震から5ヶ月後には、全体的に5~10程度のN値の増加が見られる。しかし、その間の変化については不明である。
4)	2011年東北地方太平洋沖地震	浦安市中町地区および元町地区	地震前と地震1ヶ月および半年後	スウェーデン式サウンディング	細砂，シルト混じり細砂が主体	液状化被害3箇所および無被害1箇所におけるサウンディング結果から、液状化被害2箇所において、震災前と震災1ヵ月後で表層部(GL-3.0m以浅)の地盤強度の低下や乱れが顕著に確認された。また、震災半年後における表層部分では特に顕著な変化は無く、回転抵抗が低下したままであった。一方、無被害箇所においても、震災後に強度低下が確認された。
6)	模型実験	室内試験	加振前と液状化後過剰間隙水圧消散過程	軽量簡易動的貫入試験および液状化層内の体積ひずみの計測	日光珪砂7号	円筒型土槽内の均一な模型地盤において液状化を発生させた。表層付近のせん断強度は低下し、深部に行くほど増加した。また、過剰間隙水圧消散に伴う体積ひずみと強度増加率との関係から、表層では体積膨張に伴いせん断強度は低下し、深部では体積収縮が進むとせん断強度が急激に高くなっていくことが確認された。
5)	現場(2007年人工液状化)実験	石狩湾新港西地区	発破前および発破一時間後から2年後まで	標準貫入試験、ミニラムサウンディング、スウェーデン式サウンディングおよび水準測量	石狩湾新港の浚深砂	過剰間隙水圧の消散過程では、地表面沈下が顕著であり、地盤が密実化しているものと想定されたが、換算N値に変化が無いが、あるいは低下傾向が認められた。一方、発破1日後以降の過剰間隙水圧が完全に消散した後、換算N値が回復傾向に転じ、もとの換算N値より大きな値を示した。この傾向は、有効拘束圧が大きい深い層で顕著であった。
7)	模型実験	室内振動台実験	加振前と液状化後過剰間隙水圧消散過程	軽量簡易動的貫入試験および液状化層内の体積ひずみの計測	相馬5号珪砂	$D_r=40\%$ の模型地盤において、正弦波による加振を行った。加振前の動的貫入抵抗 q_d のばらつきが大きかったが、液状化後には砂粒子の再堆積による地盤の均一化で、 q_d の深度分布が一樣になった。また、模型地盤の深部ほど有効拘束圧が回復するのが早いと密になりやすいが、浅い層については比較的緩く堆積する傾向が確認された。

太平洋沖地震における浦安市の宅地地盤におけるスウェーデン式サウンディング試験の実施事例⁴⁾や2007年に北海道石狩湾新港で実施された人工液状化実験⁵⁾がある。前者は、地震前の調査結果に対し、地震から約1ヶ月後および半年後に試験を実施し、液状化が収まった後の地盤性状の長期的回復傾向を捉えている。後者の人工液状化実験では、制御発破により地盤を強制的に液状化させ、発破による液状化までの過程、過剰間隙水圧消散および消散後2年間の地盤性状の変化を詳しく調べている。一方、過剰間隙水圧消散過程における液状化地盤の挙動に関し、幾つかの室内試験や解析検討がなされている。規矩らによるカラム実験⁶⁾や中澤ら⁷⁾による水中振動台による模型実験、あるいは、鶴見ら⁸⁾による液状化後の土粒子の沈降現象に着目したポスト液状化挙動に関する解析検討や大林による実験・解析的検討⁹⁾がある。

表-1に現地調査および実験概要に関する上述の研究概要について示す。人工液状化実験でも報告されたように、過剰間隙水圧消散に伴う地盤剛性回復や地盤沈下は必ずしも同期せず、完全に消散した後、ある程度の時間をかけて液状化前の剛性まで回復し、その後更に増加することや、この過程においても僅かに沈下が発生したとの報告がある。ただし、現場実験は、図-1にも示すように、土質や成層・地盤条件が複雑であり、気象等の自然条件により影響を受けることもあるため、本報告では、細粒分を殆ど含まない所謂きれいな砂を用い、液状化後の長

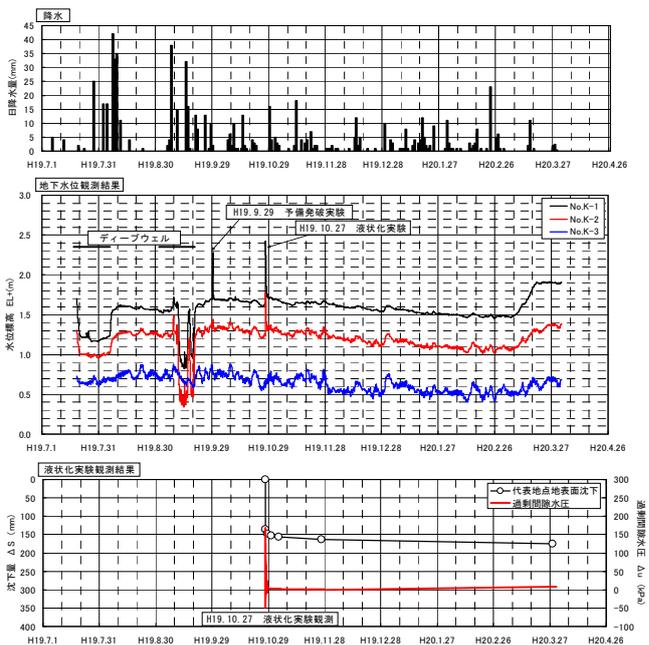


図-1 地下水位と降水量の関係 (石狩湾新港実験サイト)

期的な地盤挙動について、現場と同様な地盤挙動が生じるか否か室内で簡易な模型実験により検討した。

(2) 既往の研究のデータ整理

本節では、液状化後の地盤挙動・性状回復に着目した調査・実験の事例を対象に、表-1に示した既往の代表

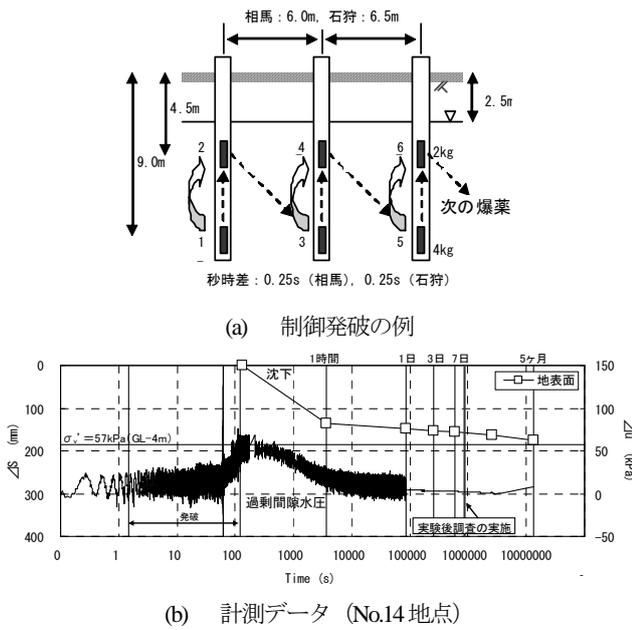


図-2 制御発破方法および発破に伴う地盤変状と過剰間隙水圧の経時変化⁵⁾

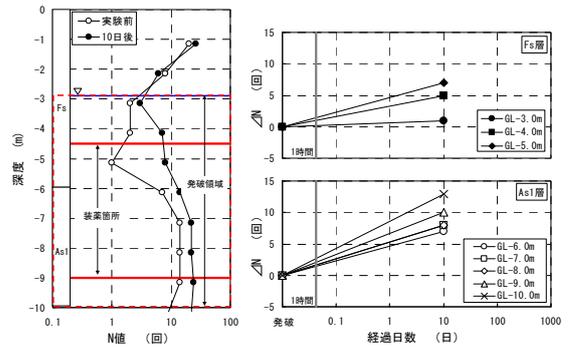
的な実験・調査データを図-2～図-7 に示し、以下に説明する。

a) 現場実験の事例

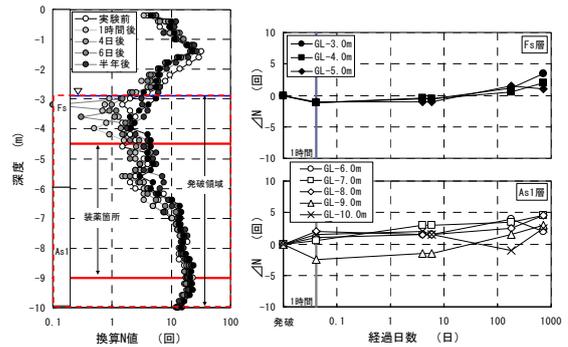
図-2, 図-3は、北海道石狩湾新港において、大規模発破液状化実験⁵⁾ を2007年10月に実施した際の液状化時地盤挙動と液状化前後のサウンディング結果を示している。なお、本現場実験では、大規模発破により地下水位GL-2.0mからGL-10mまでの地盤を液状化させている。この際、液状化に伴う地盤変状に関する観測や数多くの地盤調査が実施された。

図-2(a)は、人工的な液状化を発生させるための制御発破方法の代表例であり、それにより発生した液状化時の過剰間隙水圧と地表面沈下量が図-2(b)に示されている。これらの図より、過剰間隙水圧 Δu に関しては、発破終了時に有効上載圧 σ_v' に達し、発破終了直後から過剰間隙水圧の消散が始まり、約1時間後に50%、約1日でほぼ消散している様子が確認出来る。一方、地表面沈下量に関しては、発破1時間後に大半の沈下量を記録しているが、完全に過剰間隙水圧が消散した発破1日後以降においても僅かに沈下が継続している。

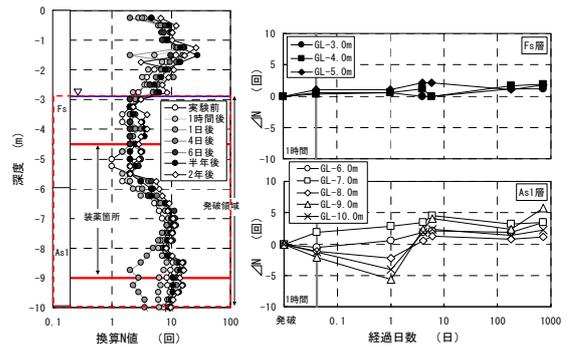
図-3にB-14地点において実施した標準貫入試験、ミニラムサウンディングおよびスウェーデン式サウンディング試験結果を示す。地盤条件としては、石狩湾からの浚渫砂による埋土層 (Fs層) および旧海岸である砂質土層 (As1層)が存在する。なお、標準貫入試験は、発破前と発破10日後の調査結果のみであるが、ミニラムサウンディングおよびスウェーデン式サウンディングに関し、発破1時間後から2年後にかけて、追跡調査を実施している。



(a) 標準貫入試験



(b) ミニラムサウンディング



(c) スウェーデン式サウンディング

図-3 石狩湾新港実験サイト No.14 地点における代表的地盤調査事例⁵⁾

なお、換算N値の算出に当たり、ミニラムサウンディングは式(1)、スウェーデン式サウンディングは、自沈時の荷重 W_{sw} と1mあたりの半回転数 N_{sw} より、式(2)に示す稲田式で算出している¹⁰⁾。

$$N = \frac{1}{2} N_{dm} \tag{1}$$

$$N = 0.002W_{sw} + 0.067N_{sw} \tag{2}$$

図-3(a)～(c)にそれぞれの地点の深度分布図、およびFs, As1層毎に分類した1m毎の換算N値増分 ΔN (回)の時系列変化を示しているが、 $\Delta N > 0$ の場合、N値は発破後に増加、一方、 $\Delta N < 0$ では、発破後にN値が減少したこと

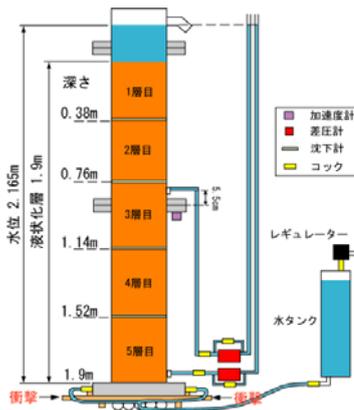


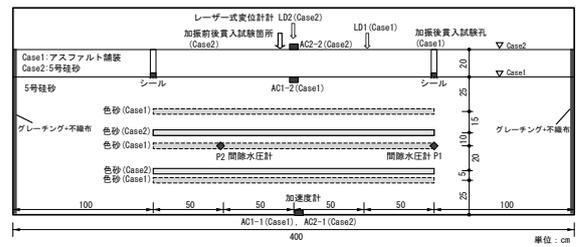
図-4 円筒土槽実験装置の概要⁶⁾

を示す。

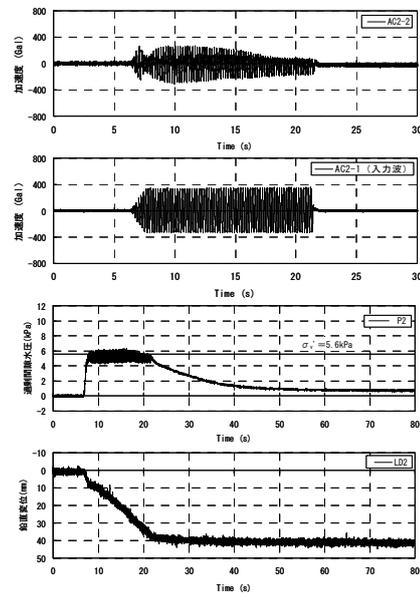
図-3 (a)において、発破から10日後にFs層における ΔN が1~7、一方、As層では7~13の ΔN が認められる。しかし、この間の Δu の消散過程における N 値の変化について不明であるため、図-3(b)および(c)のサウンディング調査結果に着目すると、ミニラムサウンディング結果では、発破1時間後にGL-9.0mにおける換算 N 値の減少が顕著であるが、GL-9.0mを除くGL-3.0~-10.0mの ΔN を見ると、As1層において0~2、Fs層において-1~0の増減の範囲を示している。また、スウェーデン式サウンディング地点における発破1時間後の換算 ΔN についてもAs1層で2~2.5、Fs層で0~1の増減を示している。図-2(a)に示す様に、発破の実施から発破1時間後の時点では、 Δu が高く地表面の沈下も顕著であったがこの間の換算 N 値に大きな変化は少なく、また、過剰間隙水圧が完全に消散するまで約1日を要したが、発破1日後以降では、両サウンディング結果ともに換算 N 値が回復傾向であることがわかる。この換算 N 値の回復・増加傾向は、Fs層よりもAs1層において顕著であることから、有効拘束圧の高い深い地層では、液状化しても有効拘束圧の回復に伴う土骨格の安定が早く、密実化や N 値の回復に要する時間は短いことが指摘されている。

b) 液状化後の地盤内体積ひずみに着目した模型実験

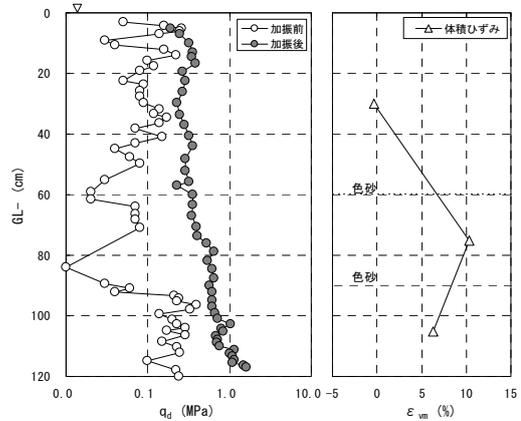
規矩ら⁹⁾は、過剰間隙水圧が上昇し、その後、有効応力の回復過程における地盤の体積圧縮特性に与える拘束圧や液状化継続時間、上向き浸透流の影響について調べるため、模型円筒実験を行っている。図-4に示す土槽のベースプレートを両側から、周波数4Hzで10秒間、ハンマーで繰返し打撃し、日光珪砂7号で $D_r=50\%$ に調整された模型地盤に繰返しせん断を与えた後、沈下量の経時変化を計測し、軽量簡易動的コーン貫入試験も併せて行った。一連の実験結果より、液状化前後に同一深度で得られたせん断強度については、全層に渡りほぼ同じ値を示している初期のせん断強度に対し、液状化後に表層付



(a) 模型平面図



(b) 加振寺地盤挙動の経時変化



(c) 軽量簡易動的コーン貫入試験結果

図-5 模型実験結果のとりまとめ⁷⁾

近のせん断強度は低下し、深部に行くほど増加する傾向が見られること、また、液状化継続時間を長くすると、表層付近のせん断強度は更に低下するが、逆に、深部での強度増加率は小さくなり、体積膨張に伴ってせん断強度は低下し、体積収縮が進むと強度は急激に高くなることを明らかにした。特に地表面に近い浅部地盤では、拘束圧が小さいことと深部の過剰間隙水圧消散に伴う上向き浸透流の影響により大きく攪乱、再び緩く再堆積をすることにより、地盤の再液状化の原因の一つになり得ることを指摘している。

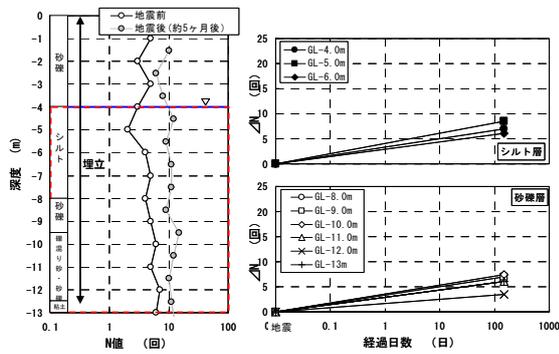


図-6 1995年兵庫県南部地震ポートアイランドにおける鉛直アレイ観測サイトの調査結果(参考文献2)に基づき整理)

中澤ら⁷⁾は、液状化により発生した過剰間隙水圧消散に伴い生じる液状化層内の体積ひずみ分布を調べるため、模型振動台実験を実施した。図-5(a)に模型土槽を示すが、土槽内に $D_r=40\%$ 、層厚120cmの模型液状化地盤を作製し、 $f=5\text{Hz}$ の正弦波を75波、 $\alpha_{max}=350\text{Gal}$ による加振を行った。加振後、アクリル壁面の色砂の沈下を計測し、液状化地盤内に発生した体積ひずみ分布を調べた。また、地盤性状の変化については、加振前後で軽量簡易動的貫入コーン試験により動的コーン貫入抵抗 q_d を得た。

図-5(b)に示す過剰間隙水圧と地表面沈下量の経時変化から、加振後すぐに過剰間隙水圧が有効拘束圧に達し液状化しているが、加振終了後、約10~30s間で過剰間隙水圧が消散している。また、地表面変位を確認すると、加振開始時から沈下が生じ、加振終了時には全沈下量の約80%程度の沈下が生じている様子がわかる。一方、図-5(b)に示す加振前後における q_d の変化を見ると、加振後の q_d の増加が顕著かつ、砂粒子の再堆積による地盤の均一化が見られている。

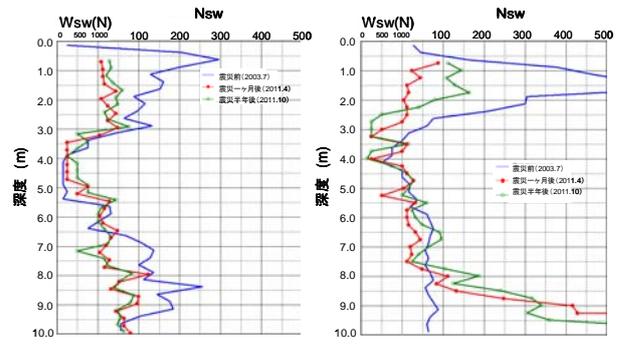
上述の2つの既尾端実験結果から、液状化後には模型地盤の深部ほど有効拘束圧が回復するのが早いと密になりやすいが、浅い層については比較的緩く堆積する傾向にあると言えるようである。

c) 液状化サイトにおける地盤調査結果

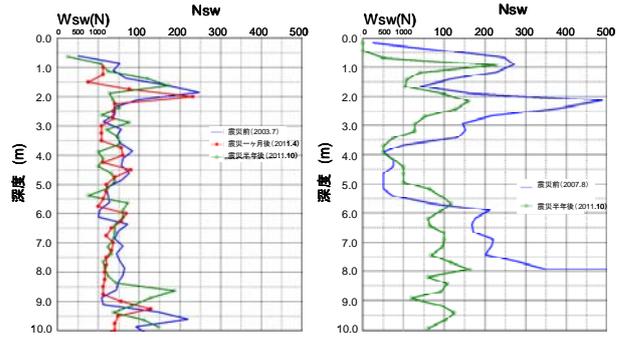
液状化前後で実施された地盤調査は、1995年兵庫県南部地震の際のポートアイランドにおける鉛直アレイ観測サイトおよび2011年東北地方太平洋沖地震における浦安市の宅地地盤における事例^{2),4)}があり、代表として以下に示す。

図-6にポートアイランドにおける液状化前後の調査結果を読み取り、再整理した結果を示す。同図は、被災後から約5ヶ月後の調査であり、その過程については不明であるが、液状化後十分に時間が過ぎた段階では、液状化相当層全層に渡り、 N 値が増加している様子がわかる。

図-7に浦安市におけるスウェーデン式サウンディング試験結果を示す。調査地点は、実際に液状化が確認され



(a) 液状化確認地点 A (b) 液状化確認地点 B



(c) 液状化確認地点 C (d) 非液状化地点 D

図-7 2011年東北地方太平洋沖地震における浦安市内の宅地地盤の調査事例(参考文献4)を修正・加筆

た宅地地盤A~C地点と非液状化地点であるD地点である。液状化の被害を受けたA~C地点について、AおよびB地点の震災前と震災1ヶ月後では、GL-3.0m以浅の表層部における地盤強度の低下や乱れが顕著に現れている様子がわかる。また、その後の震災1ヶ月後と震災半年後では顕著な変化は見られず、表層部分は震災前と比べて回転抵抗が低下したままである。一方、液状化の被害を受けなかったD地点については、A~Cに比べ、全体的に回転抵抗が大きな傾向が見られ、液状化抵抗も高かったものと考えられるが、震災後、回転抵抗が低下する現象が見られている。

以上の現地被災調査においても、過剰間隙水圧が消散した直後であっても地盤性状は回復せず、ある程度の時間遅れを伴い回復する傾向にあるものと推察される。

3. 液状化前後による模型地盤の密度変化に関する模型振動台実験の概要

本研究における実験概要に関し、使用した地盤材料と特性、模型地盤、実験方法および計測・調査方法等について、次に示す。

(1) 地盤材料

実験に使用した地盤材料は、単一な粒度特性を有する

表-6 5号硅砂の物性値

土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.647
平均粒径 D_{50} (mm)	0.353
最大粒径 D_{max} (mm)	0.850
均等係数 U_c	1.6
曲率係数 U_c'	1.0
最大間隙比 e_{max}	1.084
最小間隙比 e_{min}	0.722

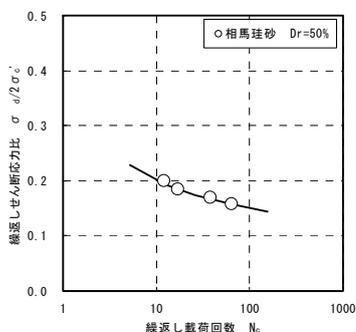


図-8 液状化試験結果

相馬5号硅砂であり、その物理・力学的性質を表-2に示す。なお、図-8に示す空中落下法により相対密度 D_r が50%に密度調整された供試体で実施した液状化試験結果では、液状化強度 R_f が0.178と非常に小さく、液状化しやすい特徴を有すると考えられ、液状化後の供試体からの排水量から算定した体積ひずみ ϵ_v は3.1%程度であった。

(2) 模型地盤作製方法

地盤作製は、図-9に示す $W545\text{mm} \times L461.5\text{mm} \times H708.4\text{mm}$ の土槽内に、空中落下法により予め所定の D_r になるように質量を計算し、10cm毎に土槽内に地盤材料を投入した。模型地盤作製にあたり、液状化しやすさを求め極力緩い状態の再現を目標に、 $D_r=33\%$ の模型地盤を作製した。模型地盤作製後、土槽の角から挿入したパイプから、模型地盤を乱さないように、ゆっくりと土槽内の水位を上昇させ土槽下部より水道水で飽和させた。なお、地盤条件を簡略化させるため、地下水位は地表面相当とした。

(3) センサー・ターゲット設置および測定方法

計測項目は、加振時の土槽底版と地表面の加速度応答、過剰間隙水圧、地表面沈下および層別沈下の時系列であり、加振後については、地表面沈下および層別沈下の測定を約5ヶ月間にわたり定期的実施した。地表面沈下量に関しては、地表面に設置したターゲットを水準測量により求め、各センサーの配置に関しては、図-9に示す通りであり、層別沈下計測に関しては、地盤沈下時のフリクションをカットするために二重管にしたロッドの先端に沈下板を取り付け、過剰間隙水圧消散に伴う沈下量をロッドの天端の動きを測定し求めた。

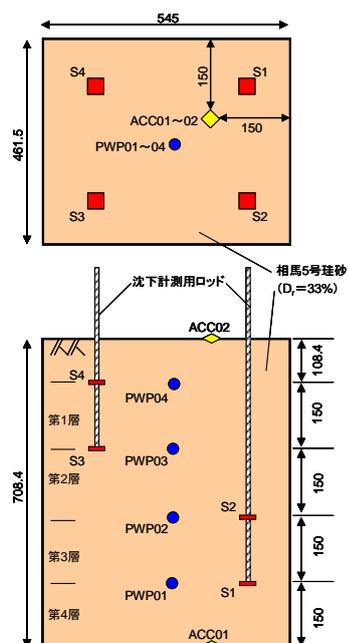


図-9 土槽の諸元およびセンサ配置(単位: mm)

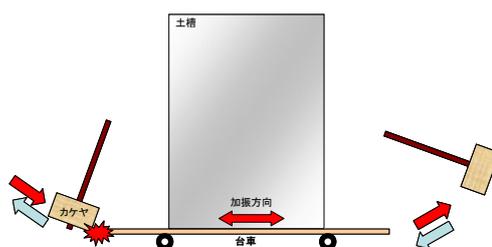


図-10 液状化試験結果

(4) 加振方法およびせん断波速度測定

図-10に示すように、土槽を載せたの台車を両側から周波数2Hzで約15秒間、カケヤで繰り返し打撃し、模型地盤に繰返しせん断を与えた後、沈下量の経時変化を計測した。なお、加振後、目視により、地表面の沈下と間隙水が滲み出ていることを確認している。

また、加振前および加振後の5ヶ月間に渡る長期観測において、せん断剛性の経時変化を確認するため、台車を片側から過剰間隙水圧が発生しない程度に、木槌により軽く叩き、土槽底版と地表面に設置した加速度計より、得られた相似波形の立ち上がり時間差よりS波速度 V_s を求めた。

(5) 軽量簡易動的コーン貫入試験

加振前後で軽量簡易動的コーン貫入試験を実施した。加振後の試験は、過剰間隙水圧が完全に消散したことを確認した後、試験を実施した。図-11に試験装置の概念図を示す¹²⁾。本試験で得られるコーン先端抵抗 q_u は、

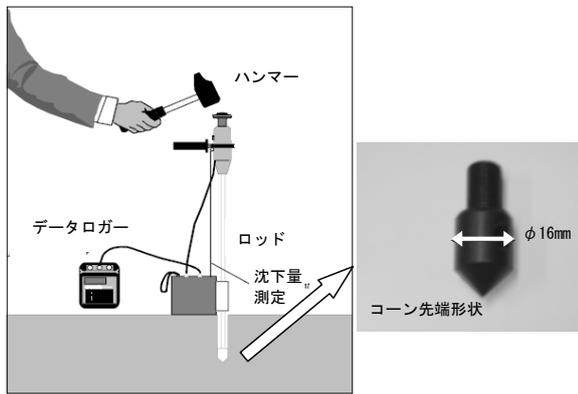


図-11 軽量簡易動的コーン貫入試験の概念図
(参考文献 12) を修正加筆)

ハンマーによる打撃でロッドとその先端に接続したコーンを地盤に打ち込み、そのときの1打撃毎に得ることが出来る。また、 q_d は一打撃ごとの打撃エネルギーとその伝達効率および貫入量の関係から、次式により求められる。

$$q_d = \frac{1}{A} \left(\frac{1}{2} MV^2 \right) \frac{1}{\left(1 + \frac{P}{M} \right) x} \quad (3)$$

ここに、 A はコーン断面積(cm^2)、 M はハンマーの質量(kg)、 P はアンビルの質量(kg)、 V は衝撃速度(cm/s)、 x は1打撃あたりの貫入長さ(cm)であり、打撃エネルギー($MV^2/2$)は、アンビル内部のひずみゲージ式のセンサーにより求められる。本調査法の利点として、狭い場所、一人で試験が可能、打撃力が任意であり試験に時間をそれほど要さない、また、試験後直ちにデータのチェックが可能となる点が挙げられる。試験の実施にあたり、1打撃あたりの貫入量が数 cm となるように力加減を調節して、試験を行った。なお、本調査に関しては、加振後、5ヶ月まで定期的に試験を実施した。

(6) 実験結果

a) 加振時刻歴

図-12に加振時の加速度と過剰間隙水圧の時刻歴をそれぞれ示す。打撃開始から一打撃毎に Δu が上昇し、およそ7s後程度には頭打ちとなった。過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v$ を見ると0.6程度を示しているが、写真-1に示す様に、土槽表面の目視確認によると間隙水が滲み出てきており、かつ沈下により地表面が水没していたことから、液状化状態にあったものと判断できる。また、地表面加速度を見ると、打撃直後から減衰が顕著であり、液状化の影響が大きいことがわかる。

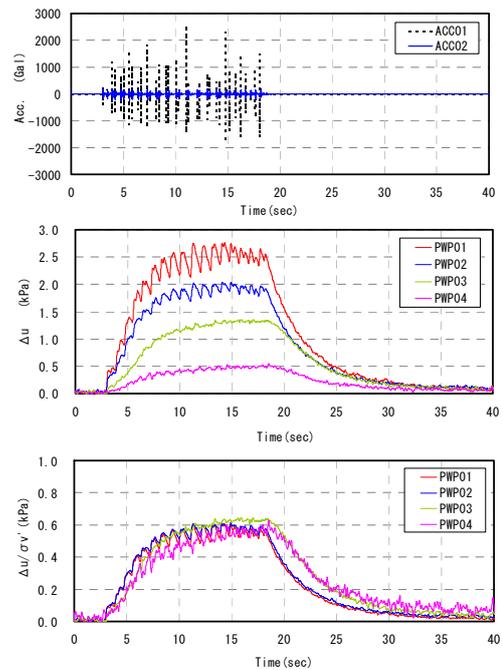


図-12 地盤挙動の経時変化

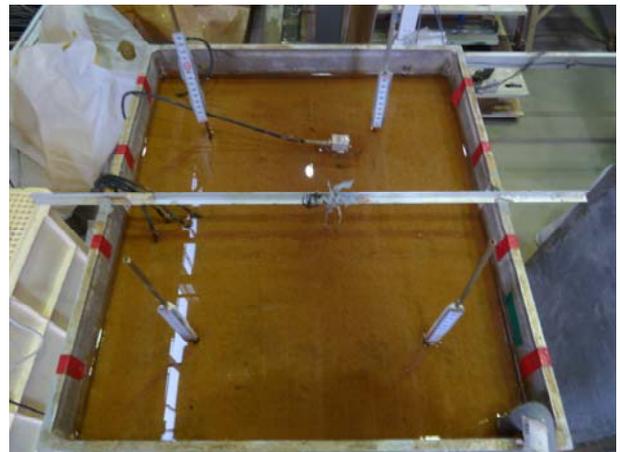


写真-1 加振後の様子

b) 加振後地盤挙動

図-12に示す加振後の過剰間隙水圧に着目すると、加振終了時から概ね15~20s程度で過剰間隙水圧が消散している。過剰間隙水圧比を見ると、土被りの大きいPW01およびPW02の過剰間隙水圧の消散が早く、液状化後の土粒子の再堆積後の状況を反映しているものと考えられる。

図-13に示す液状化後長期観測結果における地表面沈下量 S に着目すると、過剰間隙水圧消散に伴い顕著な沈下が生じていたと推測できるが、過剰間隙水圧が十分に消散したと判断できる10分後以降も継続的に沈下が続いており、液状化の収束時に液状化層の堆積収縮が終了しない挙動を示している。また、層別沈下量 ΔS を確認すると、データの精度は1mmと必ずしも良くないものの、最も深い第1層から最も浅い第4層にかけて ΔS が減少しており、既往の調査、実験と同様に、過剰間隙水圧挙動に

よる再堆積過程において、有効拘束圧の回復が早い深部ほど、沈下量が大きくなっているものと推察される。

c) 加振後における地盤のせん断波速度の変化

図-13に示す V_s の時系列変化を見ると、ばらつきはあるものの、加振終了後あるいは過剰間隙水圧消散後である1~10分までは、加振前の初期値を下回り、せん断波速度が低い状態にあることがわかる。その後、徐々に増加に転じ、加振前よりも大きな値を示すようになる。また、このタイミングで僅かではあるが沈下が促進し、その後、150日後の観測終了まで、せん断波速度の増加と地表面沈下が継続する傾向を示している。

d) 加振前後における模型地盤のコーン貫入試験結果

図-14に加振前と加振後150日にわたる q_d の深度分布と代表深度における経時変化を示す。経時変化については、ややばらつきが大きいので、代表深度を中心に10cmの間隔で平均値を算出してみた。加振後45日までの q_d の経時変化を見ると、GL-10~40cmでは加振前に比べ横ばいか、若干ではあるが Δq_d が負の値を示しており、その後、増加している様子が見られる。一方、GL-50cm以深では、加振後45日まで q_d が微増し、その後、急増する傾向が見られる。この傾向は、図-3に示した石狩湾新港における地盤調査事例の傾向とも一致し、模型のスケールが小さいものの、土被りが大きい程、 q_d の回復傾向が顕著であるといえる。

4. 既往の調査・試験と本実験の比較

今回の実験結果に既往の調査結果を含め、液状化後の地盤性状の回復傾向を調べるため、加振条件、液状化継続時間、液状化後の回復傾向を捉えた調査・実験ケースを対象に比較検討した。本実験以外に対象としたケースは、液状化後に継続的に調査が実施された石狩湾新港における人工液状化実験とし、模型実験と同等の打撃系の調査手法であるミニラムサウンディングの結果を選定した。なお、両者はスケールが異なり直接の比較が難しいことから、サウンディング結果についてはMeyerhof¹²⁾の提案式に基づき初期有効拘束圧 σ'_v が98kPa相当の値に補正した値を利用し、液状化前からの変動量 ΔN_1 、 Δq_d を初期の貫入抵抗 N_1 、 q_d で除した値として算出し、液状化層の深層、中層および浅層の代表的な深度において時系列にまとめた。また、体積ひずみに関しては、地表面沈下量を液状化層厚で除した値を示し、加えて今回の模型実験に関しては、 V_s が得られていることから、 G/G_0 に変換しせん断弾性係数の変化について示した。

図-15(a)に示す模型実験の過剰尾間隙水圧消散後の結果を見ると、 $\Delta q_d/q_d$ の変化は、比較的浅いGL-20cmおよびGL-40cmにおいてしばらくの間は負の値を示し、液状

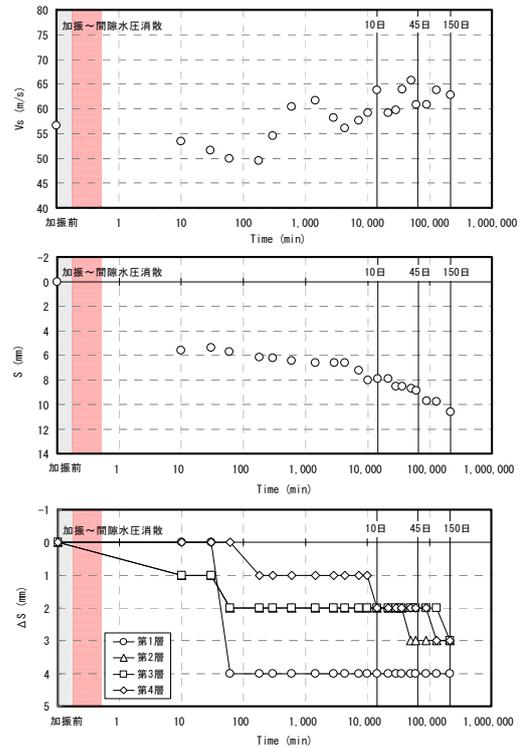


図-13 液状化後長期観測結果

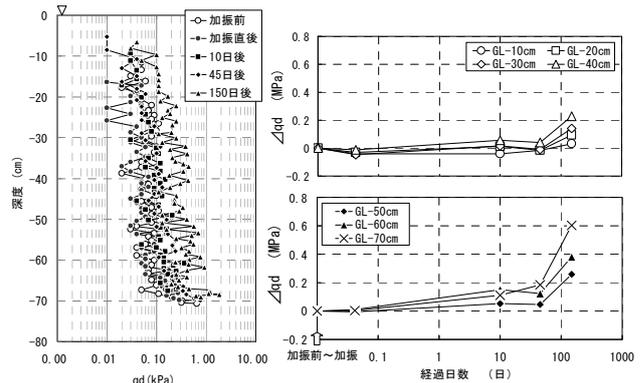
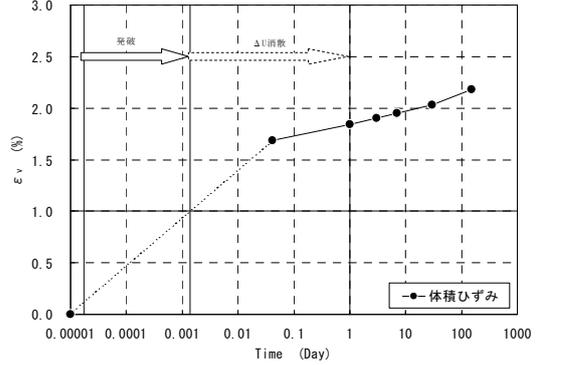
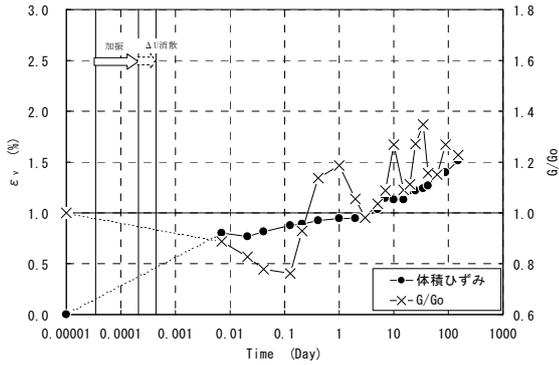
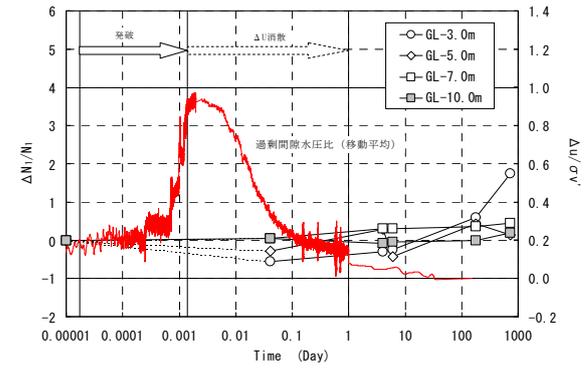
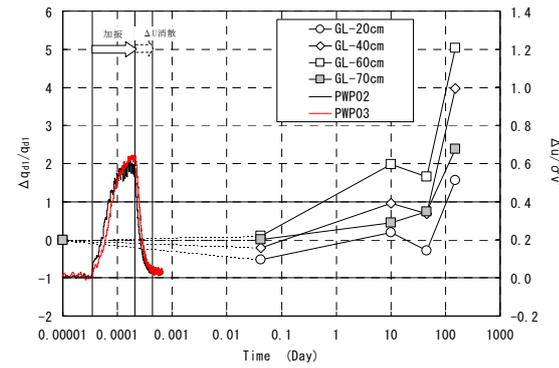


図-14 軽量簡易動的コーン貫入試験結果

化前よりも低い貫入抵抗値を示しているが、1~10日の間に正の値に転じ、貫入抵抗が増していることがわかる。一方、液状化層深部であるGL-60cmでは、液状化後に貫入抵抗に殆ど変化が見られず、GL-20cmおよびGL-40cmと同じタイミングで増加する様子が確認出来る。一方、体積ひずみに関しては、液状化中から過剰間隙水圧消散時に最も生じるが、その後、貫入抵抗の増加と共に、体積ひずみがゆっくりと生じている。 G/G_0 については、過剰間隙水圧が消散した後も減少し続けるが、貫入抵抗および体積ひずみの増加と共に回復・増加に転じる様子が見られる。

一方、図-5(b)に示す人工液状化実験の事例についても、液状化1時間後の過剰間隙水圧消散過程において、GL-3mおよびGL-5mの液状化層内の浅い深度で $\Delta N_1/N_1$ が負を



(a) 模型実験

(b) 現場実験

図-15 模型実験と現場実験の液状化後地盤挙動のとりまとめ

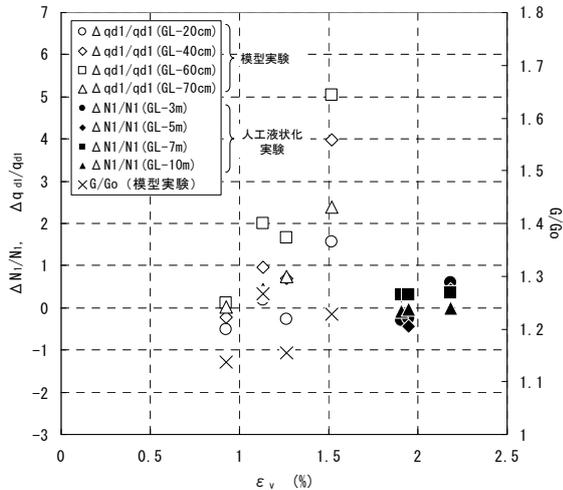


図-16 過剰間隙水圧消散後の地盤性状回復に関するまとめ

示し、GL-7mの深層で殆ど変化が見られないものの、数日後に増加する現象が見られている。この間の体積ひずみは、液状化1時間後に全体積ひずみの9割近くが生じているが、貫入抵抗の増加と共に、その後ゆっくりと体積ひずみの発生が進行する様相を呈しており、模型実験とほぼ同様な挙動を示している。

以上をまとめると、液状化による土粒子の再堆積自体は過剰間隙水圧消散により終了するものと思われるが、貫入抵抗およびせん断剛性の回復、体積ひずみについて

は収束せず、必ずしも同期しないことが示された。ただし、その後の過剰間隙水圧消散後の地盤性状の回復挙動に関しては、 ε_v と G/G_0 および $\Delta q_{d1}/q_{d1}$ に相関が認められるため、これらの関係を図-16に示す。模型実験と人工液状化実験に相違は認められるものの、過剰間隙水圧後のコーン貫入抵抗の増加は、過剰間隙水圧消散後の ε_v の増加と相関があり、また、せん断剛性についても同様であることがわかる。この原因については、更なる考察が必要であるが、液状化後の骨格構造の安定化やセメンテーション構造の発達等が考えられる。

5. まとめ

本研究では、液状化後の地盤の密実化がどの程度生じ、せん断剛性がどのように変化するかといった視点から、室内において土槽実験を行い、液状化発生後、過剰間隙水圧消散過程から数か月後に至るまでの地盤剛性の回復と地盤沈下における長期的地盤性状変化の把握を試みた。既往の研究と併せ、得られた知見について以下にまとめる。

- 1) 液状化後の過剰間隙水圧消散過程において、有効拘束圧の回復が早い深部ほど、過剰間隙水圧の消散が早く、沈下量が大きくなる様子が模型実験から確認出来た。これは再堆積が早く終了する液状化層深部

ほど、土骨格の安定が早いためであると考えられる。
2) 過剰間隙水圧の消散過程において地表面沈下が顕著であることから、地盤が密実化しているものと想定される。しかし、模型実験と人工液状化実験から、過剰間隙水圧が消散した後においても、液状化層内の浅部については貫入抵抗とせん断剛性が液状化前より減少したままであり、深部についても増減は認められない。これらの回復・増加傾向には時間を要し、液状化後の体積ひずみの発生と同様な傾向を示している。

以上より、過剰間隙水圧の消散と液状化地盤のせん断剛性回復や沈下挙動については同期しないものと考えられる。過剰間隙水圧消散後のせん断剛性回復や体積ひずみの発生に関しては、液状化後の骨格構造の安定化やセメンテーション構造の発達等が原因の一つとして考えられるが、これらがどの程度の期間で収束するかは不明であり、また、土質等にも依存するものと推察される。

参考文献

- 1) 菅野高弘, 中澤博志: 液状化対策に関する実物大の空港施設を用いた実験的研究, 港空研資料, No.1195, 354p, 2009.
- 2) 神戸市開発局: 兵庫県南部地震による埋立地地盤変状調査(ポートアイランド, 六甲アイランド) 報告書, 119p, 1995.
- 3) 浅田秋江: 怖いのは地震ではなく地盤である, 丸善, 174p, 2006.
- 4) 石井千明, 佐々木修平: スウェーデン式サウンディング試験データからみた震災前後の時系列による地盤強度の変化, 第47回地盤工学研究発表会, pp.1-2, 2012.
- 5) 中澤博志, 菅野高弘: 空港における滑走路を対象とした液状化対策に関する実験的研究, 土木学会論文集 F, Vol.66, No.1, pp.27-43, 2010.
- 6) 規矩大義, 佐藤康成, 山口恵美, 松井翔, 長田もえ, 山口和也: 液状化した地盤の水圧消散過程における沈下特性に関する小型円筒模型実験, 第45回地盤工学研究発表会, pp.1533-1534, 2010.
- 7) 中澤博志, 菅野高弘, 規矩大義, 前田幸男: 制御発破による人工液状化地盤の密実化および N 値回復過程に関する現地調査, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.67, No.4, pp.422-440, 2011.
- 8) 鶴見哲也, 中澤博志, 水本邦男, 渡邊啓介: 土粒子の沈降に基づくポスト液状化過程, 土木学会論文集 No.743/III-64, pp.35-45, 2003.
- 9) 大林淳, 佐々木康: ポスト液状化地盤の体積圧縮特性とボイリング継続時間, 土木学会論文集 No.680/III-55, pp.169-182, 2001.
- 10) 稲田倍穂: スウェーデン式サウンディング試験結果の仕様について, 土と基礎, Vol.8, No.1, pp.13-18, 1960.
- 11) Langton, D.D.: The Panda lightweight penetrometer for soil investigation and monitoring material compaction, *Ground Engineering Septemer*, pp.33-34, 1999.
- 12) Meyerhof, G.G.: Discussion on research on determining the density of sands by penetration testing, *Proc. of 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, p.110, 1957.

(2012.9.21 受付)

LABORATORY EXPERIMENT ON LONG-TERM RECOVERY OF LIQUEFIED GROUND STATE

Kengo KUSUNOKI, Hiroshi NAKAZAWA, Takahiro SUGANO, Yosuke OKUBO, Hiroyoshi KIKU and Daiki FUJITA

Generally it is thought that occurrence of excess pore water pressure in liquefied ground leads to the loss of shear strength and shear modulus and dissipation of excess pore water pressure recovers the state of the liquefied ground compared with the ground before liquefaction occurred by earthquake. Therefore, it is rare to report results of investigation to compare the states of the ground before and after liquefaction systematically. In this study, laboratory experiment with small rigid container was carried out to assess the behavior of the model ground after liquefaction by measurement of shear velocity, differential leveling and sounding tests during 5 month. This paper describes the recovery of shear modulus and penetration resistance occurred with increase in volumetric strain.