

構造破壊と真空吸水を併用した砂の締固め特性

新舎 博¹, 海野 寿康¹, 仙頭 紀明²

1 五洋建設(株)・技術研究所

2 日本大学・工学部・土木工学科

概 要

砂を締め固めるためには、砂の構造を破壊すると同時に、真空吸水することが有効である。砂の骨格構造の破壊方法としては、繰返し応力、振動および機械攪拌をそれぞれ独立で作用させた。実験に用いた砂は、珪砂5号(初期の相対密度 $D_r=51\%$)と30%の細粒分を含む4種類の珪砂の混合砂(初期の相対密度 $D_r=60\%$)である。応力制御の繰返し三軸試験、振動棒による振動(7~17G, 180Hz)と -60kN/m^2 の真空吸水を与えた土槽実験、および回転棒による機械攪拌と -60kN/m^2 の真空吸水を与えた土槽実験の結果によると、珪砂5号は $D_r=73\sim 94\%$ 、混合砂は $D_r=83\sim 107\%$ にまで、締め固めることが可能であることが明らかとなった。

キーワード：液状化、繰返し応力、振動、機械攪拌、真空

1. はじめに

2011年3月に発生した平成23年度(2011年)東北地方太平洋沖地震により、東北地方および東京湾周辺は液状化による甚大な被害を受けた。また、今後起こると想定されている東海、東南海、南海地震においても、液状化による深刻な被害が危惧されている¹⁾。したがって、液状化の被害を低減するための具体的な方法をさらに研究・開発する必要があると考えられる。本研究では液状化対策として、砂の締固めを対象とした。基本的な考えは、砂の骨格構造を破壊すると同時に、破壊によって生じた余剰間隙水を真空吸水することで締め固めることを念頭においており、本文では基礎実験の結果とともに、現場への適用性について考察した。

緩い砂層の液状化被害を低減するためには、密度増大、固結、置換、地下水位低下、間隙水圧消散、せん断変形抑制などの工法があり、いずれも液状化対策として有効である²⁾。本研究では、砂の液状化抵抗を大きく増加させるという観点で、密度増大工法を対象とした。この工法は土の持つ特性、すなわち、締め固めると地盤は強くなることを応用したものであり、セメントや薬液による地盤改良工法などに比べると、経済的で、環境への影響が小さいという特徴がある。砂の密度を大きく増加させるためには、砂の持つ構造³⁾を破壊し、高位な構造から低位な構造へと移行させる締固めが有効であり、構造破壊の方法としては、衝撃荷重の載荷による締固め、振動締固めおよび材料の圧入締固めなどがある²⁾。ここで、本研究における構造は、土粒子群の構造骨格を意味し、構造破壊とは土粒子群骨格

の構造を破壊することと定義する。このため、土粒子の粒子破壊を意味するものではない。

本研究では、砂の構造破壊として、次の3方法を対象とした。

- (1) 繰返し応力を与えた場合
- (2) 振動を与えた場合
- (3) 機械攪拌を与えた場合

(1)の繰返し応力を与えた場合の方法として、繰返し非排水三軸試験では液状化した後に再圧密試験で締固め効果を求め、繰返し排水三軸試験では締固め効果を求めた。さらに、試験に供した砂の繰返し応力載荷時の材料特性を求めた。(2)の振動を与えた場合の実験では、直径30cm×高さ100cmの円筒土槽内に、飽和した緩い砂と振動棒を入れ、7~17G(Gは重力加速度)で、約180Hzの振動を与えて締固め効果を求めた。また、(3)の機械攪拌を与えた場合の実験では、(2)と同様、直径30cm×高さ100cmの円筒土槽内に飽和した緩い砂層を作製し、攪拌棒を回転しながら引き上げて、締固め効果を求めた。この方法は、攪拌翼を地盤内に挿入・引き抜きする深層混合処理工法を模擬したものである。

一方、砂の振動締固め方法としては、吸水型振動締固め工法が実用化されている⁴⁾。この工法は、振動を与えて砂が液状化した際に、過剰間隙水圧を消散(過剰間隙水の吸水除去)させて、締固め効果をより高めるものである。本研究においても、上記の(2)と(3)の方法による締固め実験では -60kN/m^2 の真空吸水を併用することとした。 -60kN/m^2 は、粘土の真空圧密改良時に地盤に作用させることができる負圧の上限値である⁵⁾。

本文では、2章で砂の締固めに関する既往の研究を述べ、3章で実験に用いた砂の材料特性、4章で繰返し三軸試験、5章で振動と真空吸水を併用した締固め実験、6章で機械攪拌と真空吸水を併用した締固め実験、7章で締固め後の強度について述べる。

2. 砂の締固めに関する既往の研究

2.1 繰返しせん断後の体積変化に関する既往の研究

砂の繰返しせん断による体積変化に関しては、既に多くの研究が行われている。Lee and Albaisa⁶⁾は、地震被害事例の調査結果から、実地盤において、数～10%の体積ひずみが生じていると報告した。また、その中で、繰返し三軸非排水せん断時の過剰間隙水圧比が1に達しなければ、繰返しせん断後の再圧密による体積ひずみは粒子の大きさ、 D_r および過剰間隙水圧比と相関が高いことを示した。なお、再圧密による体積ひずみは、有効応力が再び初期圧密応力に戻ったときの体積ひずみで定義されている。佐々木ら⁷⁾は、一次元圧密状態を再現できる中空ねじりせん断試験を行い、再圧密時の体積ひずみは繰返し载荷中に生じた最大せん断ひずみと相関が高いことを示し、国生ら⁸⁾、Nagase and Ishihara⁹⁾、Shamoto et al.¹⁰⁾も、同様の関係を得た。また、Tokimatsu and Seed¹¹⁾とIshihara and Yoshimine¹²⁾は、液状化後の沈下量を求める簡易予測式を提案し、実務で利用されている。上記は、応力制御下での試験結果を基にした研究である。

一方、仙頭ら¹³⁾は、神戸ポートアイランド波や人工地震波を用いたオンライン試験（ひずみ制御の中空ねじり試験）を実施して繰返し非排水せん断後の再圧密による体積ひずみを測定し、体積ひずみは最大せん断ひずみよりも累加せん断ひずみに、より高い相関性が認められることを示した。海野ら¹⁴⁾は、同一の繰返しせん断履歴を受ける乾燥砂と飽和砂の体積収縮量に関して、ひずみ制御の繰返し三軸試験を行い、同一のひずみ履歴では、乾燥砂の繰返しせん断中に生じる体積ひずみは、飽和砂の繰返し载荷（非排水）後の再圧密の際に生じる体積ひずみに等しいことを示した。また、繰返しせん断による間隙比低下の収束値 e_o と累加せん断ひずみを用いると、繰返しせん断中の間隙比の変化を簡潔に表現できることを示した。海野ら¹⁵⁾は、飽和砂の中空ねじり試験を実施して繰返しせん断後の再圧密による体積ひずみを測定し、繰返し载荷終了後に、供試体に残留せん断ひずみが生じていると、再圧密による体積ひずみを過少評価することを示した。

本研究では、仙頭ら¹³⁾および海野ら¹⁵⁾の研究成果を考慮して、繰返し三軸の非排水せん断・再圧密試験に関しては、繰返し载荷終了後の残留せん断ひずみをゼロにリセットして、再圧密による体積ひずみを測定した。また、繰返し三軸の非排水せん断・再圧密試験と排水せん断試験の結果は、累加せん断ひずみを指標として間隙比の変化を整理

し、両者の関係式を求めた。

2.2 振動締固めに関する既往の研究

振動締固め工法の代表的なものとしては、振動棒工法がある。この工法は、パイプロハンマに接続した各種のロッドを振動・圧入することで、ゆるい砂地盤を締め固めるものである。地盤に鉛直振動のみを与える工法としては、鋼管ロッドとH型鋼ロッド¹⁶⁾を使用するものがある。また、ロッド上端の起振機による鉛直振動とともに、ロッド先端に取り付けた小型の振動機による水平振動を与える工法がある。ロッド先端に大容量の振動機を取り付けて水平振動のみを与える工法¹⁷⁾もある。

石黒ら¹⁸⁾は、繰返しせん断履歴を受けた飽和砂の液状化強度に対するせん断時の過剰間隙水圧の影響を調べる目的で、中空ねじり試験を実施し、せん断後の供試体の液状化強度はせん断時の過剰間隙水圧（履歴時の有効応力）の影響を受けて変化し、せん断時の過剰間隙水圧を抑制するほど、せん断後の液状化強度が増加することを明らかにした。石黒ら¹⁹⁾は、飽和砂の振動締固めに伴って発生する施工時過剰間隙水圧の消散効果を調べる目的で模型土槽実験を実施し、締固め効果向上の要因は砂の粒子構造の強化にあることを示した。湯浅ら²⁰⁾は、吸水型振動棒締固め工法をケーソン式岸壁背面の裏埋め土（まさ土）に適用し、従来の振動締固め工法と比較して、改良効果が顕著に増加し、同一目標改良強度に対しては施工ピッチを大幅に拡大できることを示した。大久保ら²¹⁾は、振動棒上部に上下方向の振動機、先端部に水平方向の振動機を装備した吸水型振動締固め工法を砂地盤に適用し、改良前の N_d 値=1～5程度の地盤が改良後に20～34になり、改良効果が大きいことを示した。

このように、振動時に吸水を併用すると、大きな締固め効果が期待できるので、本研究においても、振動および機械攪拌を受けた場合の締固め実験では、 -60kN/m^2 の真空吸水を併用することにした。

2.3 機械攪拌による締固めに関する既往の研究

機械攪拌による締固めに関する文献は、ほとんどない。地盤改良に機械攪拌を用いる代表的な工法としては、深層混合処理工法²²⁾がある。この工法は、原位置の軟弱土にセメント系固化材を添加して原位置で攪拌・混合し、化学的固結作用を利用して地盤中に強固な安定処理土を形成するものである。攪拌効率は羽切り回数 T で管理している。本研究においても、羽切り回数を砂の構造破壊の一つの指標として考慮することにした。

3. 実験用砂の材料特性

本章では、実験に用いた砂の物理特性と、圧密非排水三軸圧縮試験および等方圧密三軸試験の結果を述べる。

砂の締固めの指標となるのは、通常、相対密度 D_r である。 D_r は砂の最小密度・最大密度試験 (JIS A 1224:2009) の結果を適用することによって得られるが、間隙比 e で表示すると、(1)式となる。本文では締固めの指標として、 e を用い、必要に応じて、 D_r を併記する。

$$D_r = (e_{\max} - e) / (e_{\max} - e_{\min}) \quad (1)$$

3.1 砂の物理特性

実験に用いた砂は、細粒分含有率 F_c がゼロの飯豊砂 5号 (以下、K砂) と、 F_c を 30% 含む混合砂 (以下、FK砂) の 2 種類である。FK砂は、非塑性シルトを質量比で 30%、東北砂 8号を 30%、飯豊砂 7号を 20%、飯豊砂 6号を 10%、および飯豊砂 5号を 10% 混合して作製したものであり、混合の目的は、 F_c を 30% 含んだ状態で、粒度分布を滑らかにするためである。各砂の粒度分布を図 1 に示す。

K砂とFK砂の物理特性を表 1 に示す。土の最小密度・最大密度試験は、原則 F_c が 5% 以下の砂に適用できるが、本研究ではFK砂にも、参考として実施した。土の透水試験 (JIS A 1218:2009) は両砂とも、相対密度 $D_r = 70\%$ において実施した。K砂の透水係数 (定水位透水試験) は $k = 5.32 \times 10^{-4} \text{ m/s}$ 、およびFK砂 (変水位透水試験) で $6.89 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ の値が得られ、K砂はFK砂の透水係数の約 10^4 倍である。

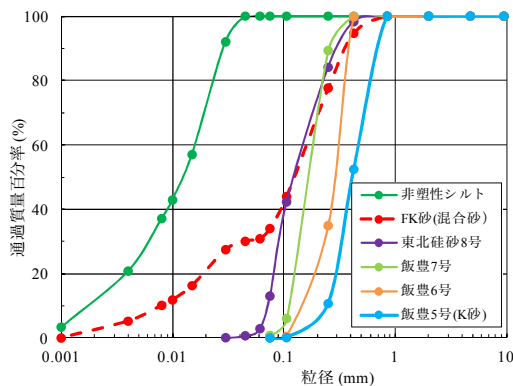


図 1 粒度分布

表 1 砂の物理特性

種類	土粒子密度	粒度組成 (%)		均等係数 U_c	最小・最大間隙比		透水係数 k ($D_r = 70\%$)
	g/cm^3	シルト分	砂分		e_{\min}	e_{\max}	
K砂	2.645	2	98	2.0	0.474	0.799	5.32×10^{-4}
FK砂	2.640	36	63	21.3	0.391	1.012	6.89×10^{-8}

3.2 圧密非排水三軸圧縮試験

(1) 供試体の作製

供試体は直径 5cm×高さ 10cm とし、所定の D_r になるように、乾燥砂を用いてタンピングしながら作製した。その後、K砂は、供試体の中に、二酸化炭素を約 30 分と脱気水を約 10 分通し、一方FK砂は、二酸化炭素を約 3 時間と脱気水を約 15 時間通して、飽和化を図った。その結果、

実験での間隙係数 B 値は、すべての実験ケースにおいて、95%以上 (背圧は 100 kN/m^2) であった。

実験での初期間隙比 e_0 は、供試体の作製を容易にするために、K砂で $e_0 = 0.634$ ($D_r = 51\%$)、およびFK砂で 0.639 ($D_r = 60\%$) を目安とした。 $D_r = 50 \sim 60\%$ は、標準貫入試験で求まる N 値が $5 \sim 20$ で、「中位の」に相当し、沿岸域の埋立地盤で多く見られる値である。

(2) 圧密非排水三軸圧縮試験

圧密非排水三軸圧縮試験 (JGS 0523-2009) は、有効拘束圧 $\sigma'_0 = 100 \text{ kN/m}^2$ で等方圧密した後に、軸ひずみ $0.005\%/ \text{min}$ の速度で主応力差を与えた。有効応力経路を図 2 に示す。

K砂は、主応力差を与えると、平均有効主応力が 90 kN/m^2 程度にまで低下した後、C.S.Line (限界状態線) に沿って主応力差が増加した。一方、FK砂は、平均有効主応力が 30 kN/m^2 程度にまで大きく低下した後、C.S.Line に沿って主応力差が増加した。どちらの試料も、一旦、負のダイレイタンシー挙動を示した後に正のダイレイタンシー挙動を示すことから、繰返しせん断を与えた場合、比較的容易に液状化するであろうことがこの挙動から見て取れる。両砂の勾配 M を比較すると、 M は非塑性シルトを混合したFK砂の方がやや大きい値を示す傾向がある。

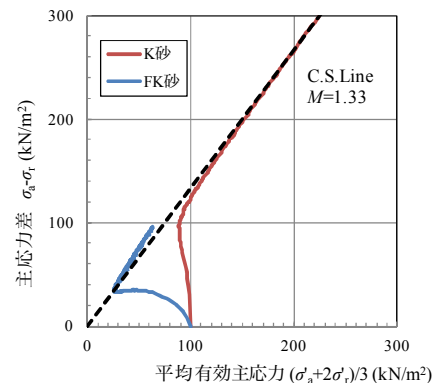


図 2 有効応力経路

3.3 等方圧密三軸試験

等方圧密三軸試験において、圧密応力は $\sigma'_c = 10, 30, 60, 100, 150, 300 \text{ kN/m}^2$ の 6 段階とした。通常は圧密応力を $2 \times \sigma'_c$ で段階载荷することが多いが、本研究では、後述する繰返し三軸試験を、 $\sigma'_0 = 50, 60, 100$ あるいは 150 kN/m^2 で実施することから、 σ'_c を繰返し三軸試験の圧密応力と同一とした。等方圧密試験は、砂の構造破壊が生じない (粒子配列が大きく移動しない) 場合の $e \sim \sigma'_c$ 関係に相当すると考えられる。試験結果を図 3 および図 4 に示す。図 3 に示した $e \sim \sigma'_c$ 関係によると、K砂よりもFK砂の方が同一の σ'_c に対する e が小さく、 σ'_c の増加に対する e の減少量も大きいことがわかる。

砂の体積圧縮係数 m_v は、(2)式で求めた。

$$m_v = \Delta V / (V \times \Delta p) \quad (2)$$

ここに、 ΔV ：排水量、 V ：供試体の体積、 Δp ：増分応力である。図4に示した $m_v \sim p$ 関係によると、 $\sigma_c' = 60 \text{ kN/m}^2$ における m_v は、K砂で $7.76 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$ 、FK砂で $2.74 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{kN}$ となり、FK砂はK砂の約3.5倍になる。

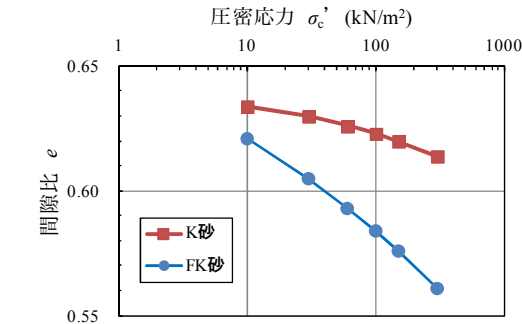


図3 等方圧密の $e \sim \sigma_c'$ 関係

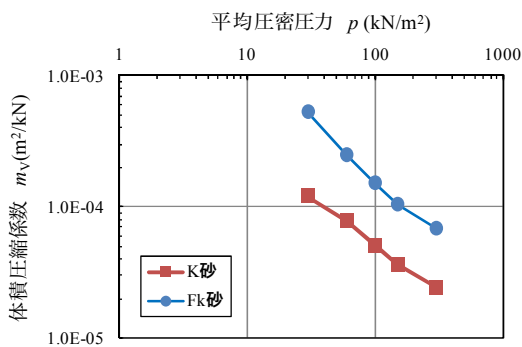


図4 等方圧密の $m_v \sim p$ 関係

4. 繰返し三軸試験

繰返し三軸試験は、土の液状化強度特性を求める目的で、非排水条件で実施することが多い。本研究は、砂の締め固め特性を求めることが目的であるので、排水を伴う次の2種類の試験を実施した。

- ① 繰返し非排水せん断・再圧密試験（以下、USC試験）
- ② 繰返し排水せん断試験（以下、DS試験）

表2に、試験条件を示す。

4.1 試験方法

(1) 繰返し非排水せん断・再圧密試験（USC試験）方法

最初に、供試体を所定の等方応力 σ_0' で圧密した。USC試験は非排水条件の下で、供試体に繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma_0'$ (σ_d ：繰返し軸差応力) が $0.08 \sim 0.2$ となる軸差応力 ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) を 0.1 Hz の正弦波で与えて供試体を液状化させ（土の繰返し非排水三軸試験方法、JGS 0541-2009）、その後、供試体の高さを等方圧密後の高さに戻した後に排水を行い、体積ひずみを求めた。なお、本研究では、せん断ひずみ両振幅 $DA=10\%$ を液状化と定義し、繰返し載荷履歴

は DA が 10% に達するまで軸差応力を与えた。通常、三軸繰返しせん断試験で液状化強度を求める際には、液状化の定義を $DA=5\%$ とすることが多いが、本研究では繰返しせん断中に発生するせん断ひずみ量を求めることも含んでいるため、 $DA=5\%$ に至った後にも、供試体にできるだけ多くのせん断ひずみ履歴を与えるようにした。また、液状化後の排水試験においては、繰返し載荷後に残留軸ひずみをゼロに戻す制御を行ったが、これは繰返しせん断後に残留せん断ひずみがあると、体積ひずみを小さく見積もる可能性があるためである¹⁵⁾。

表2 試験条件

ケース No.	砂の種類	σ_0' (kN/m ²)	試験種類	$\sigma_d/2\sigma_0'$	載荷回数 N
1	K砂	100	USC	0.14	
2		100		0.16	
3		100		0.18	
4		100		0.2	
5	K砂	100	DS	0.04, 0.08, 0.16, 0.2, 0.25, 0.3, 0.35	$N=10$ $N=30 (0.35)$
6		60		0.04, 0.08, 0.16, 0.2, 0.25, 0.3, 0.35	$N=10$ $N=20 (0.35)$
7	FK砂	100	USC	0.2	
8		100		0.1	
9		100		0.08	
10		50		0.08	
11	FK砂	100	DS	0.01, 0.02, 0.04, 0.08, 0.16, 0.24, 0.32, 0.4, 0.44	$N=10$ $N=1 (0.44)$
12		60		0.04, 0.08, 0.16, 0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.38, 0.4, 0.44	$N=10$ $N=40 (0.44)$
13		150		0.04, 0.08, 0.16, 0.2, 0.25, 0.3, 0.35, 0.38, 0.4, 0.44	$N=10$ $N=1 (0.44)$

*最右列の括弧内は破壊時の $\sigma_d/2\sigma_0'$ の値

(2) 繰返し排水せん断試験（DS試験）方法

DS試験は、供試体を所定の等方応力 σ_0' で圧密した後に、排水条件の下で繰返しせん断を与えて排水量を継続して求めた。繰返し載荷履歴においては、 0.1 Hz の正弦波を与え、かつ軸差応力の振幅を漸増的に増加させたが、これは、排水繰返しせん断試験の場合、載荷中に排水が生じることで供試体が密実化し、載荷初期に与えた軸差応力では試験後半に排水量が減少し、試験の実施時間が極端に長くなることを避けるためである。具体的な載荷条件としては、最初に $\sigma_d/2\sigma_0'$ が 0.01 （あるいは 0.04 ）となる軸差応力を 10 波与え、次に、 $\sigma_d/2\sigma_0'$ を段階的に増加させて、その都度、軸差応力を 10 波与え、最終的に、供試体が伸張で破壊するまで継続した（最終の $\sigma_d/2\sigma_0'$ は $0.35 \sim 0.44$ 、応力波数は $1 \sim 40$ 波である）。

以上、本研究で行った繰返し三軸試験の制御に関しては、文献13)～15)を参考されたい。

4.2 試験結果と考察

(1) 繰返し載荷時（非排水）の挙動

K砂とFK砂の繰返し非排水三軸試験の結果例を示し、両者の挙動を比較する。図5と図6は、ケース1（K砂）

とケース 8 (FK 砂) の繰返し载荷時の非排水挙動をそれぞれ示したものである。両砂の試験条件は $\sigma'_0 = 100\text{kN/m}^2$, $\sigma_d/2\sigma'_0$ は K 砂が 0.14, FK 砂が 0.10 である。

ケース 1 (K 砂) の図 5 (a)軸差応力図によると, 供試体に 0.1Hz の正弦波が作用し, (b)過剰間隙水圧比の時間経過図によると, 12 波までは繰返し波数に比例して過剰間隙水圧比が単調に増加し, 13 波になると, 過剰間隙水圧比が 1 に近づき, (c)軸ひずみ図によると, 過剰間隙水圧比が 1 に近づいた時に, 大きな軸ひずみが生じている。(d)有効平均主効力図によると, 13 波後に, 有効平均主効力が破壊線に近づいている。

一方, 図 6 に示したケース 8 (FK 砂) の結果によると, ケース 1 の 12 波を, ケース 8 では 7 波に置き換えるだけで, 上記とまったく同一のことが言える。あえて, 両者の相違点を探すと, 両者の (b)図において, K 砂は $\Delta u/\sigma'_0$ が 0.6 から次の波で 1 に近づいているが, FK 砂では, $\Delta u/\sigma'_0$ が 0.8 から 1 に近づいていることである。全体的には両砂の繰返し応力载荷時の挙動は類似しており, 液状化に至るまでの過程において, 粒度分布の相違の影響は小さいと考えられる。

(2) 繰返し载荷時(排水)の挙動

K 砂と FK 砂の繰返し排水三軸試験の結果例を示し, 両者の挙動を比較する。図 7 と図 8 は, ケース 5 (K 砂) と ケース 11 (FK 砂) の実験結果をそれぞれ示したものである。両ケースとも, (a)軸差応力図に示すように, できるだけ伸張方向のネッキング破壊が生じないように, $\sigma_d/2\sigma'_0$ を段階的に増加させた。図 7 (b) に示した K 砂の軸ひずみ ε_a 図 (-は伸張側) によると, $\sigma_d/2\sigma'_0 = 0.35$ ((a)図参照) の 1 波で, ε_a が急に伸張側に増加したが, 2 波以後では大きな変化はなく, 次の $\sigma_d/2\sigma'_0 = 0.37$ の 1 波で供試体が破壊した(図には表示していない)。一方, 図 8 (b) に示した FK 砂の ε_a は, $\sigma_d/2\sigma'_0 = 0.24$ の 1 波で, -3%以上にまで急に伸張側に増加したが, すぐに -0.6%程度にまで減少し, その後は $\sigma_d/2\sigma'_0 = 0.32$ まで, 圧縮側にゆっくりと減少した。しかしながら, $\sigma_d/2\sigma'_0 = 0.40$ になると, ε_a が伸張側に増加し, $\sigma_d/2\sigma'_0 = 0.44$ で供試体が破壊した(図には表示していない)。供試体の破壊は, 供試体に装着したメンブレンが破損あるいは外れたことによる。c)の間隙比の挙動図を見ると, 両砂とも, 排水により間隙比は減少している。K 砂と FK 砂の軸ひずみや間隙比の挙動が大きく異なるのは, せん断に伴うダイレイタンス特性の差によるものと考えられる。一方, (d)軸ひずみ～軸差応力図によると, 両砂の弾性係数 (=軸差応力/軸ひずみ) は幾分異なるが, $\varepsilon_a \sim \sigma_d$ 関係は類似していると考えられる。

(3) 液状化強度曲線

K 砂と FK 砂の液状化強度曲線を図 9 に示す。両砂の結果を比較すると, 繰返し回数 N に対する液状化強度比 $\sigma_d/2\sigma'_0$ は, FK 砂の方が K 砂よりも, N の増加に対する $\sigma_d/2\sigma'_0$ の低下が大きくなった。 $N=10$ に対する $\sigma_d/2\sigma'_0$ は, K 砂で

0.14, FK 砂で 0.11 である。図中に近似曲線を示したが, 細粒分が入ると, 強度曲線の勾配が大きくなり (N のべき乗), 小さい応力比でも繰返し回数が増えると液状化する傾向がある。

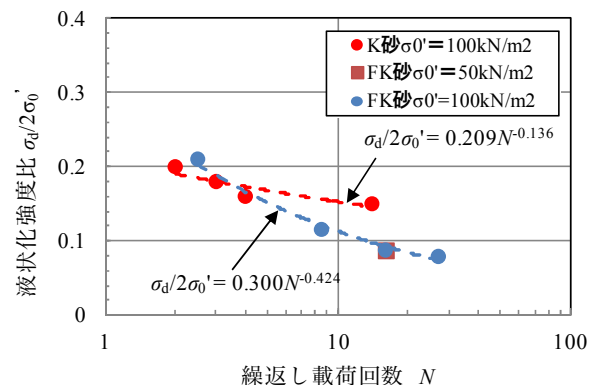


図 9 液状化強度曲線

(4) 繰返し非排水せん断・再圧密 (USC) 試験における間隙比の減少量

USC 試験における再圧密後の間隙比の結果を表 3 に示す。K 砂は 100kN/m^2 の等方応力で圧密した後に, 間隙比が平均 $e_f = 0.62$ となり, $\sigma_d/2\sigma'_0 = 0.14 \sim 0.20$ の繰返し応力で液状化した後に排水すると, 平均 $e_d = 0.57$ となった。また, FK 砂は 100kN/m^2 の等方応力で圧密した後に, 間隙比が平均 $e_f = 0.59$ となり, $\sigma_d/2\sigma'_0 = 0.08 \sim 0.20$ で液状化した後に排水すると, 平均 $e_d = 0.52$ となった。この結果, 液状化後の再圧密による間隙比の減少量は, K 砂で $\Delta e = 0.05$, および FK 砂で 0.07 となる。

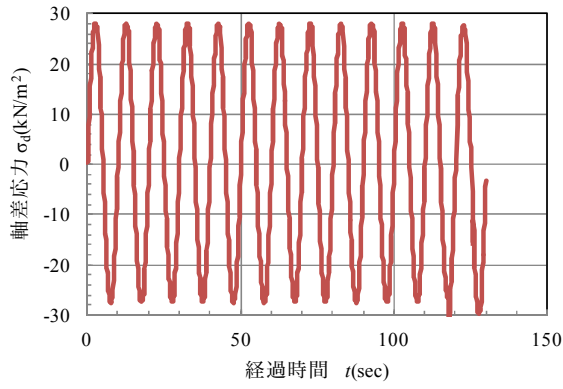
表 3 USC 試験における間隙比の減少量

実験ケース	USC試験				
	σ'_0	作成時 e_0	圧密後 e_f	排水後 e_d	
K砂	ケース1	100	0.635 ($D_f = 51\%$)	0.621	0.571
	ケース2	100		0.618	0.576
	ケース3	100		0.621	0.578
	ケース4	100		0.621	0.572
FK砂	ケース7	100	0.639 ($D_f = 60\%$)	0.604	0.533
	ケース8	100		0.585	0.511
	ケース9	100		0.590	0.518
	ケース10	50		0.603	0.528

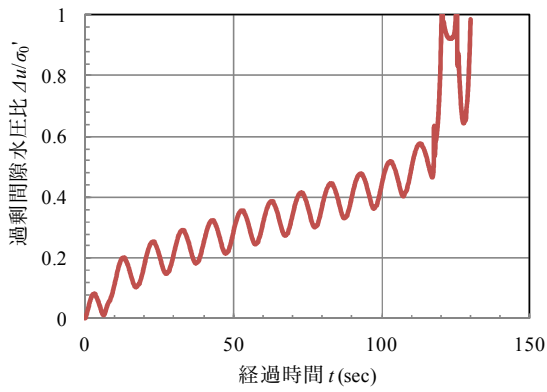
(5) 繰返し排水せん断 (DS) 試験における間隙比の減少量

等方圧密試験の結果と, DS 試験における間隙比 e の変化, および e_{\min} を合わせて, 図 10 と図 11 に示す。等方圧密による e の変化は, 砂の構造破壊がほとんど生じない場合に相当し, DS 試験の結果は砂が繰返し応力を受けて, 初期の構造が破壊されながら排水した場合に相当すると考えられる。

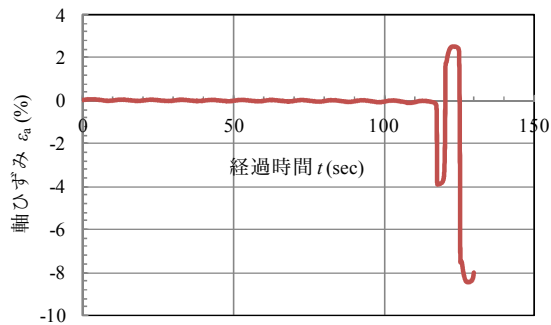
K 砂の結果によると, 等方圧密による初期からの e の変化は, $\sigma'_c = 60 \sim 100\text{kN/m}^2$ において, $\Delta e = 0.010 \sim 0.015$ (黒丸印)であり, 供試体が繰返し応力を受けて伸張破壊した時の初期からの e の変化は, $\Delta e = 0.044 \sim 0.064$ ($\sigma_d/2\sigma'_0 =$



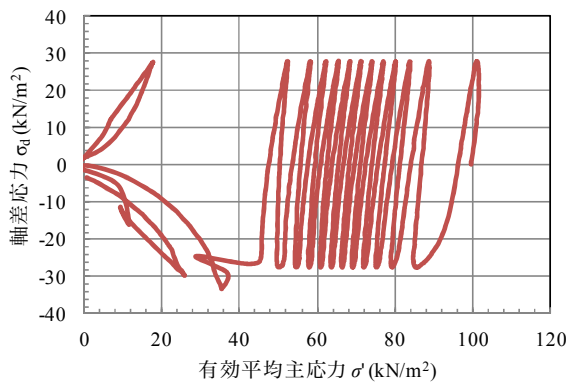
(a) 時間～軸差応力



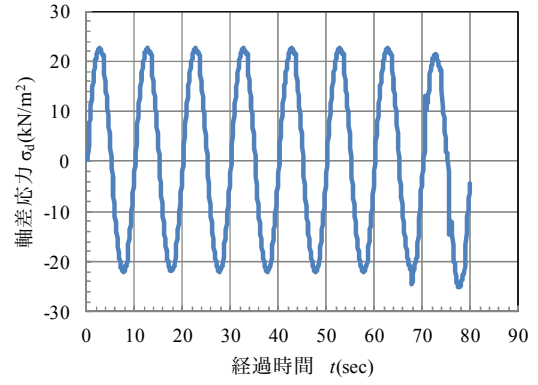
(b) 時間～過剰間隙水圧比



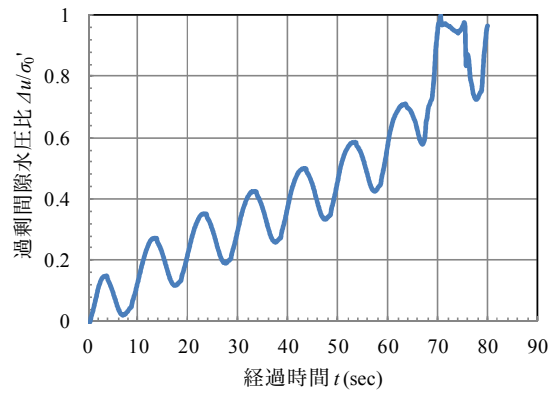
(c) 時間～軸ひずみ



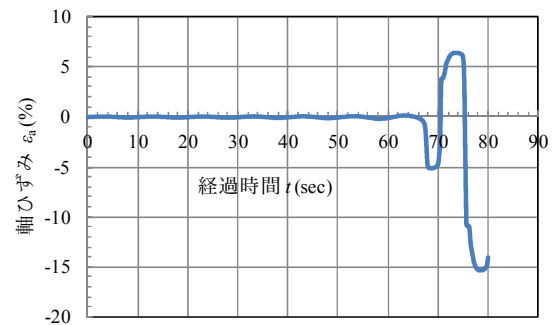
(d) 軸差応力～有効平均主応力



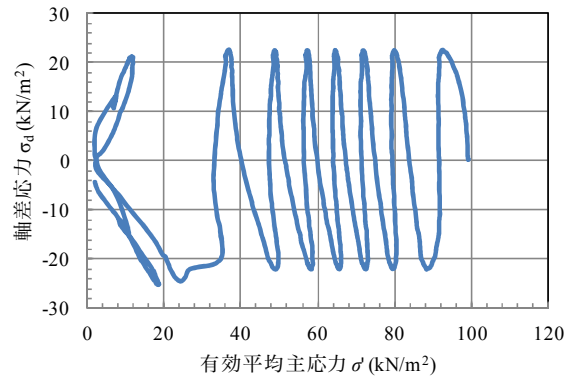
(a) 時間～軸差応力



(b) 時間～過剰間隙水圧比



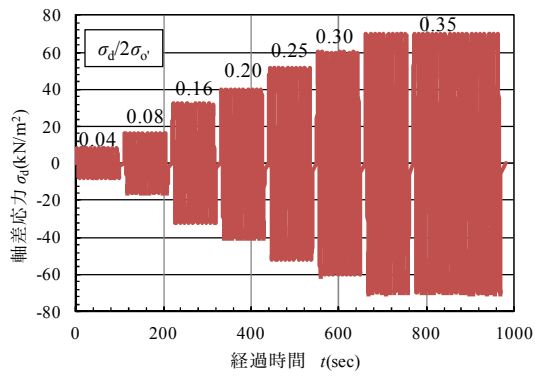
(c) 時間～軸ひずみ



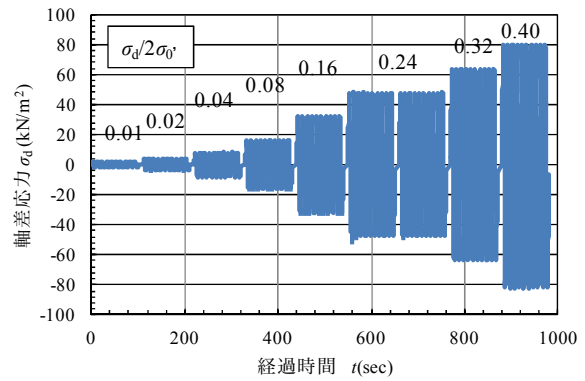
(d) 軸差応力～有効平均主応力

図5 USC ケース 1 (K 砂, $\sigma_q/2\sigma_0'=0.14$)

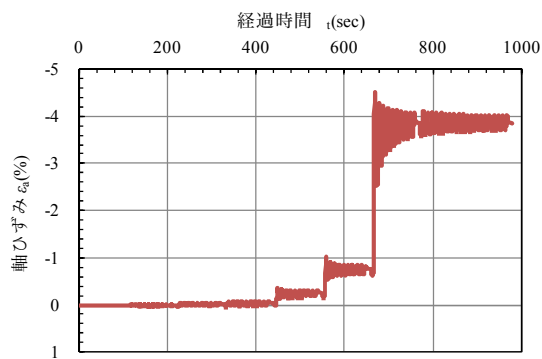
図6 USC ケース 8 (FK 砂, $\sigma_q/2\sigma_0'=0.1$)



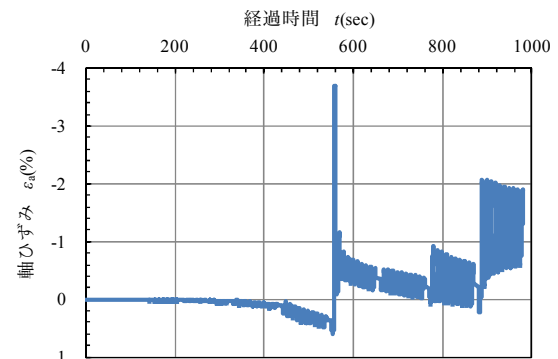
(a) 時間～軸差応力



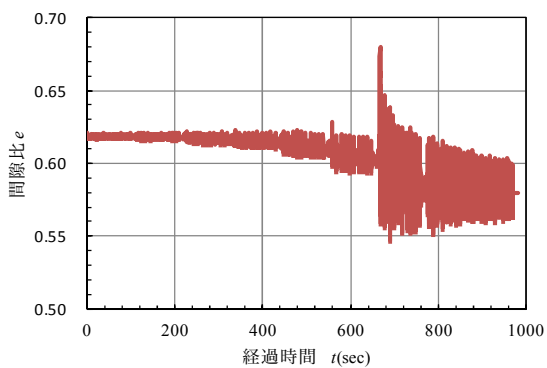
(a) 時間～軸差応力



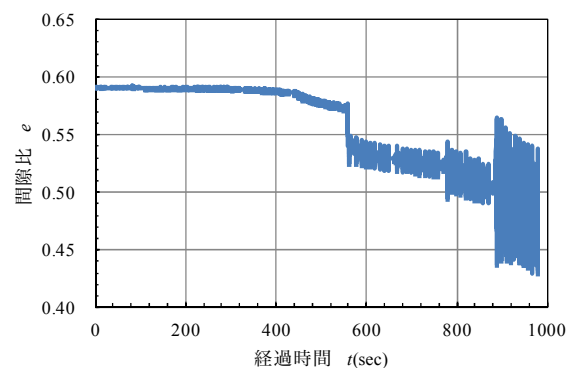
(b) 時間～軸ひずみ



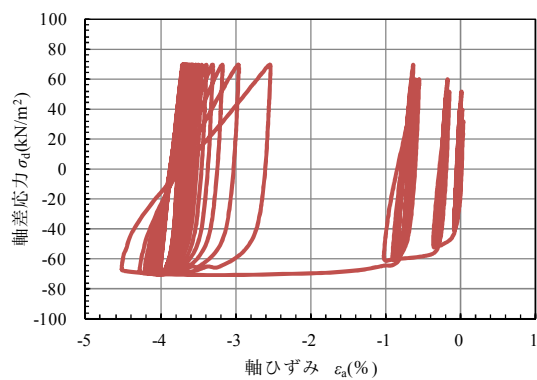
(b) 時間～軸ひずみ



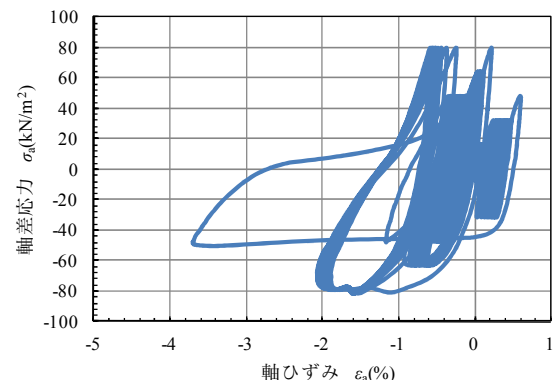
(c) 時間～間隙比



(c) 時間～間隙比



(d) 軸ひずみ～軸差応力



(d) 軸ひずみ～軸差応力

図7 DS ケース 5 (K 砂, $\sigma_0=100\text{kN/m}^2$)

図8 DS ケース 11 (FK 砂, $\sigma_0=100\text{kN/m}^2$)

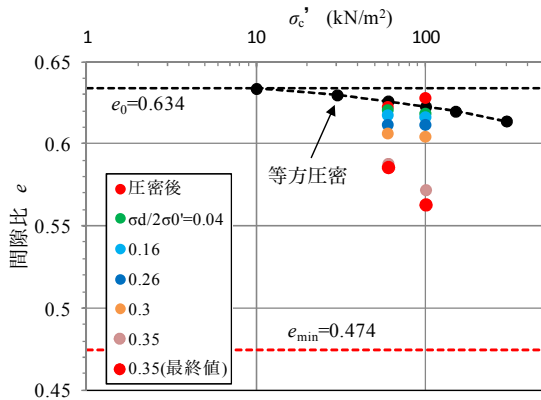


図10 K砂の等方圧密とDS試験の $e \sim \sigma'_c$ 関係

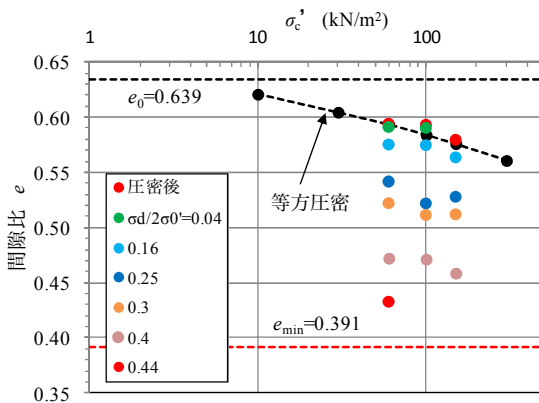


図11 FK砂の等方圧密とDS試験の $e \sim \sigma'_c$ 関係

0.35)である。よって、繰返し応力の荷重による Δe は 0.034 ~ 0.049 (USC 再圧密は 0.05) となり、全体の Δe に対する比率は約 77%となる。一方、FK砂の結果は等方圧密の $\sigma'_c = 60 \sim 150 \text{ kN/m}^2$ において、 $\Delta e = 0.04 \sim 0.06$ であり、供試体が繰返し応力を受けて伸張破壊した時の初期からの e の変化は、 $\Delta e = 0.18 \sim 0.20$ ($\sigma_d/2\sigma'_0 = 0.40 \sim 0.44$) である。よって、繰返し応力の荷重による Δe は 0.12 ~ 0.16 (USC 再圧密試験は 0.07) となり、全体の Δe に対する比率は約 67 ~ 80%となる。この結果、等方圧密と繰返し応力を受けて伸張破壊した時の e の変化の比率は約 1 : 3 ~ 4 となり、両砂で類似の結果となった。

また、伸張破壊時の e (図内の最も小さい e の値) を e_{\min} と比べると、伸張破壊時における e は e_{\min} よりも大きくなることわかる。

(6) 間隙比 \sim 累加せん断ひずみ関係

繰返し三軸試験においては、供試体を液状化させることで砂の骨格構造を壊すことを念頭に、繰返し荷重履歴を与えている。仙頭ら¹³⁾、海野ら¹⁵⁾の研究によれば、液状化によって土の骨格構造が壊れ、再圧密によって体積収縮を起こす量は、繰返しせん断中に供試体が経験するせん断ひずみ履歴に依存する。そこで本研究でも、せん断ひずみ履歴を用いて実験結果を整理した。なお、せん断ひずみ履歴については、累加せん断ひずみを用いた。累加せん断ひず

みは、有効応力解析において、土の損傷を表現するための内部変数としてしばしば使われているものである²³⁾。

累加せん断ひずみ γ_{acm} は、(3)式で定義されている。

$$\gamma_{\text{acm}} = \int |\dot{\gamma}(t)| dt \quad (3)$$

ここに、 $\dot{\gamma}(t)$ は時刻 t におけるせん断ひずみ速度であり、 γ_{acm} はせん断ひずみ増分の絶対値を累積したものである。

K砂とFK砂の $e \sim \gamma_{\text{acm}}$ 関係を、図12と図13にそれぞれ示す。K砂の結果によると、USC試験およびDS試験とも、排水後の e は γ_{acm} と密接な関係がある。また、FK砂の結果においても、K砂と同様、排水後の e は γ_{acm} と密接な関係がある。このことより、 $e \sim \gamma_{\text{acm}}$ 関係は応力履歴の影響を受けないことがわかる。海野ら¹⁵⁾は、 $e \sim \gamma_{\text{acm}}$ 関係に、(4)式を提案している。

$$e = e_{\infty} + (e_i - e_{\infty}) \times e^{-\beta \times \gamma_{\text{acm}}} \quad (4)$$

ここに、 e_{∞} は γ_{acm} を無限大にした場合の間隙比、 e_i は繰返し応力を与える前の間隙比、 β は材料定数である。K砂とFK砂について、(4)式の関係性を求めると、(5)式と(6)式になる。

$$\text{K砂} : e = 0.50 + 0.13 e^{-1.00\gamma_{\text{acm}}} \quad (5)$$

$$\text{FK砂} : e = 0.43 + 0.20 e^{-0.98\gamma_{\text{acm}}} \quad (6)$$

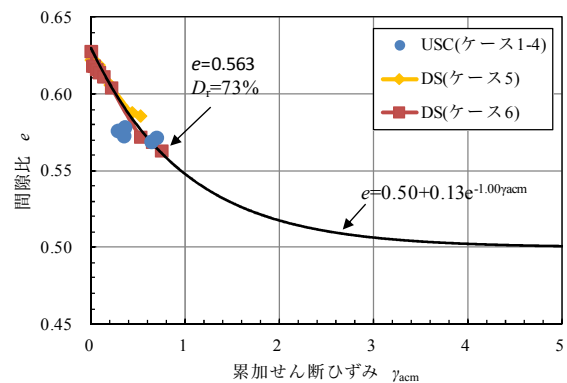


図12 K砂の $e \sim \gamma_{\text{acm}}$ 関係

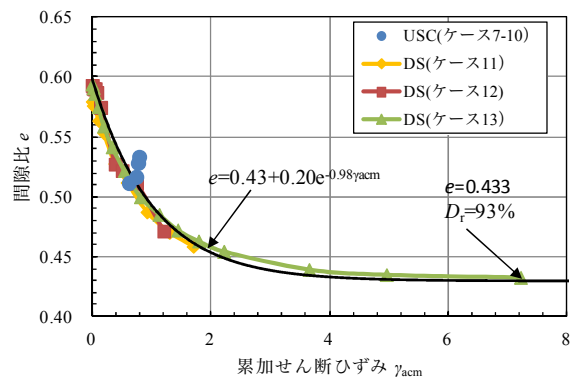


図13 FK砂の $e \sim \gamma_{\text{acm}}$ 関係

K 砂は、繰返し応力載荷時において、供試体が $D_f=73\%$ で伸張破壊したため、 γ_{acm} が 1 以上の e の変化を求めることができなかった。一方、FK 砂は、 $D_f=93\%$ までの e の変化を求めることができた。この相違の要因は 4.2.(1) で述べた過剰間隙水圧比の増加傾向の違いが関与していると考えられる。すなわち、K 砂は図 5(b) によると、過剰間隙水圧比は 13 波において、0.6 から急激に 1 に近づいているが、FK 砂は図 6(b) によると、過剰間隙水圧比が 0.8 まで、伸張破壊は生じていない。したがって、伸張破壊前の過剰間隙水圧比の相違が、 γ_{acm} の測定範囲に影響したと考えられる。なお、K 砂の $e \sim \gamma_{acm}$ 関係式は、 $\gamma_{acm} \geq 1$ のデータがないため、誤差を含むと考えられる。

また、(5)式と(6)式は繰返しせん断ひずみ履歴を無限大まで与えると、K 砂で $e_o = 0.50$ 、FK 砂で 0.43 まで e が減少することを意味している。表 1 に示した砂の最小間隙比 e_{min} の試験結果と比べると、これらの値は、 e_{min} (K 砂： $e_{min}=0.474$ 、FK 砂： $e_{min}=0.391$) よりも若干大きい値となり、海野ら¹⁵⁾の知見と整合がつく結果となった。

5. 振動と真空吸水を併用した締固め実験

砂の構造を破壊する方法として、振動棒による振動を取り上げ、土槽実験を実施した。振動棒締固め工法の現場施工で用いるパイロハンマは、振動数が 620~1,550 回/min、起振力が 16.5~469tf であり、電動式と油圧式が用いられている²⁴⁾。しかしながら、室内土槽実験では、こうした大型のパイロハンマを使用することができないので、コンクリートの締固めに用いられているコンクリート用振動棒(日立工機 UV32M)を用いることにした。この振動棒は、振動部の大きさが直径 32mm×長さ 170mm で、振動数が 13,000~15,000 回/min、質量が 3.8kg (カタログ値) であり、現場でのパイロハンマとは大きく異なっている。しかしながら、砂の構造の破壊方法として、振動による液状化を取り上げるならば、コンクリート用振動棒でも、目的を達することは十分に可能である。

実験での真空吸水に関しては、キャップ付プラスチックボードドレーン(以下、PBD)を用いることにした。この PBD は粘性土地盤の圧密改良に用いられているものであ

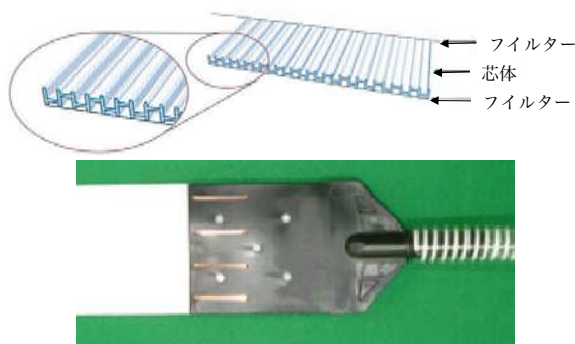


写真1 キャップ付 PBD

り⁵⁾、写真1に示すように、幅 94mm×厚さ 3.9mm の大きさで、空洞部分を持つ芯材に不織布を貼り付けたものである。

実験に用いた砂は K 砂と FK 砂である。実験方法と結果について、以下に述べる。

5.1 実験方法

実験装置を図 14 に示す。実験は次のように実施した。

- ①直径 30cm×高さ 100cm の円筒容器内に、中央から 1/4 の平面对称位置に 2 箇所、コンクリート用振動棒を吊り下げた。
- ②PBD を円筒容器の中央部に吊り下げた。
- ③乾燥した砂を、水中落下高がほぼゼロの状態で作成容器内に投入し、層厚 $H_0=80\text{cm}$ のゆるい砂層を作製した。
- ④砂層の上部に、負圧シール層(厚さ 10cm の海成粘土層、透水係数は 10^{-9}m/s 以下)を設置した。
- ⑤PBD を通じて、砂層に -60kN/m^2 の負圧を作用させた。
- ⑥次に、負圧を作用させた状態で振動棒を作動させた。

計測項目は、砂層の中央高さで、側面から直径の 1/4 の平面位置に設置した加速度計による振動波形と、真空ポンプ設備(元圧)、PBD 先端と実験容器の下面から 30cm 上方の容器側面に取り付けた間隙水圧計による間隙水圧、および砂層上面での沈下である。

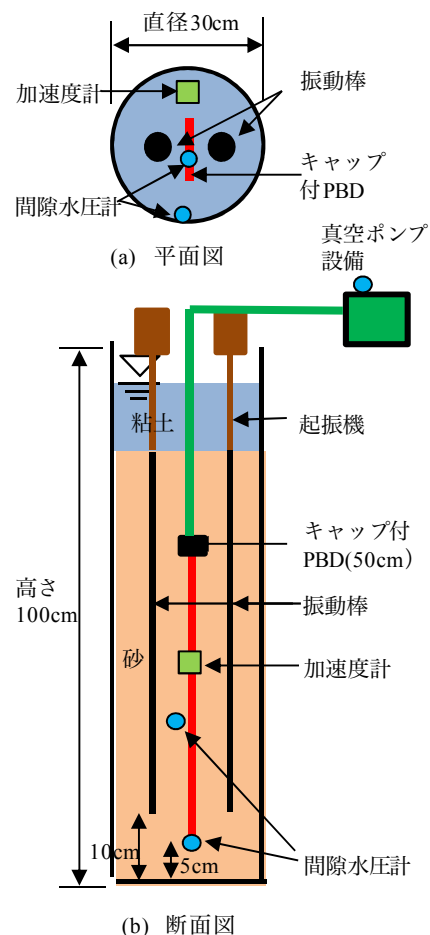


図14 実験装置

5.2 振動波形

振動棒2本を同時に作動させた状態で、砂層内の加速度波形を測定した。また、加速度波形をフーリエ変換し、周波数とフーリエ振幅の関係を求めた。加速度波形はX、YおよびZ方向で測定し、X方向はPBD面に平行、Y方向はPBD面に直角である。波形は、K砂は1秒間に500点計測し、フーリエスペクトル解析は1分間の30,000データで実施した。一方、FK砂は1秒間に1,000点計測し、スペクトル解析は1分間の60,000データで実施した。加速度波形およびフーリエスペクトルの1例として、FK砂のX方向の結果を図15と図16に示す。

図15によると、加速度は、7~17G(Gは重力加速度で、980gal)がやや不規則に作用していることがわかる。また、図16によると、周波数が178~180Hzにおいて、フーリエ振幅が卓越していることがわかる。この結果をコンクリート用振動棒のカタログ値の217~250Hz(13,000~15,000回/min)と比較すると、本実験の周波数がやや低い結果となった。フーリエ振幅の最大値は、K砂およびFK砂とも、周波数が178~180Hzで生じ、K砂のX、Y、Z方向の最大値は、それぞれ6,500gal・sec、5,000gal・sec、1,500gal・secであり、FK砂のX、Y、Z方向の最大値は、それぞれ13,500gal・sec、19,000gal・sec、100gal・secであった。K砂とFK砂で、フーリエ振幅の最大値が大きく異なるのは、粒度分布の相違によるものと考えられる。

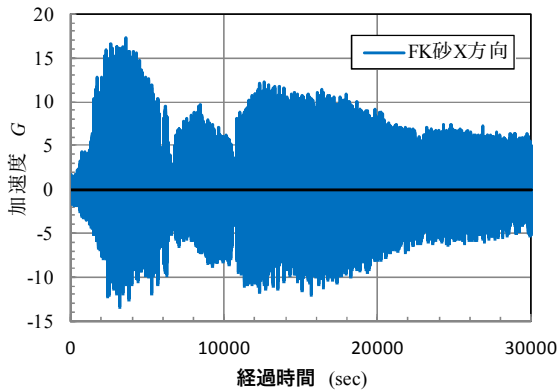


図15 FK砂のX方向加速度波形

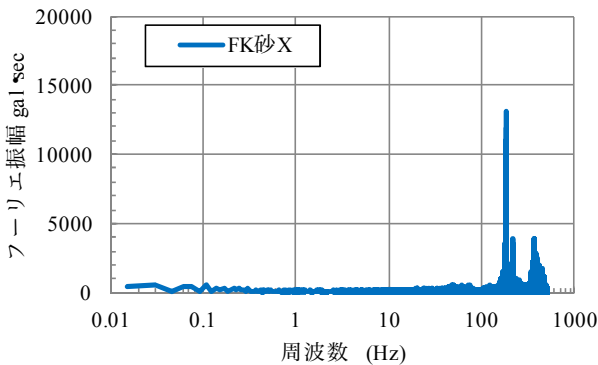


図16 FK砂のX方向のフーリエスペクトル

5.3 実験条件

実験条件をまとめると、表4になる。

表4 実験条件

	種類	事前負圧	振動+負圧
ケース1	K砂	5分	2分
ケース2	FK砂	10分	80分連続
ケース3			(5分振動+5分停止) ×6セット

5.4 K砂の締固め特性

K砂は、5分間負圧を作用させた後に、振動棒2本を同時に作動させて、振動と真空吸水による締固め実験を実施した。最初に負圧を作用させたのは、拘束圧を与えるためである。

(1) 沈下挙動

沈下量から、間隙比 e (全層の平均値)の変化を求めた。その結果を図17に示す。K砂は、負圧を作用させると、 e はほとんど減少しなかったが($e_0=0.613$, 負圧後は $e=0.604$, $\Delta e=0.009$)、振動と負圧を作用させると、10秒ほどで e が大きく減少して $e_f=0.492$ となり、安定した。実験終了時の D_r を求めると、93%になる。

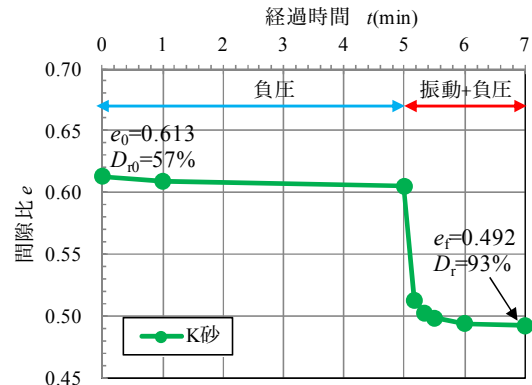


図17 経過時間とeの関係(K砂, ケース1)

(2) 負圧測定結果

元圧、PBD先端および容器側面で測定した間隙水圧の結果を図18に示す。なお、この図は大気圧状態をゼロとしてまとめたものである。初期の負圧作用中において、測定値に各間隙水圧計の位置水頭を加算すると、PBD先端および容器側面での作用負圧はほぼ同じ値となる。次に、振動と負圧を作用させると、元圧とPBD先端の負圧に大きな変動はなかったが、容器側面においては急に -10kN/m^2 まで低下し、また直ぐに、 -50kN/m^2 程度の元の値まで戻った。

図19は、容器側面で測定した間隙水圧の結果をもとに、(7)式で定義した有効応力比 α を求めたものである。

$$\alpha = (p_s + u_w - u_v) / (p_s - p_v) \quad (7)$$

ここに、 p_s ：有効土被り圧、 u_w ：静水圧、 u_v ：測定した間隙水圧、 p_v ：作用負圧（元圧）である。図 19 によると、負圧を作用させると、 α が 0.9 まで増加し、安定していたが、振動+負圧を作用させると、10 秒程度で α が 0.3 程度にまで減少し、その後はすぐに $\alpha=0.95$ まで増加した。 α が急に低下したのは液状化が発生したからであり、 α が 0.95 まで増加したのは、真空吸水によって余剰水が吸引され、液状化しない状態にまで締め固まったためと考えられる（図 17 参照）。

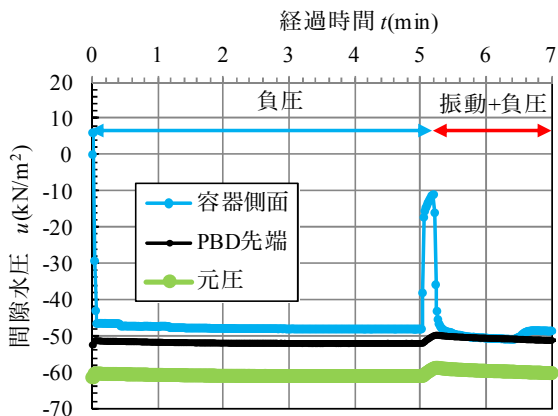


図 18 間隙水圧 (K 砂, ケース 1)

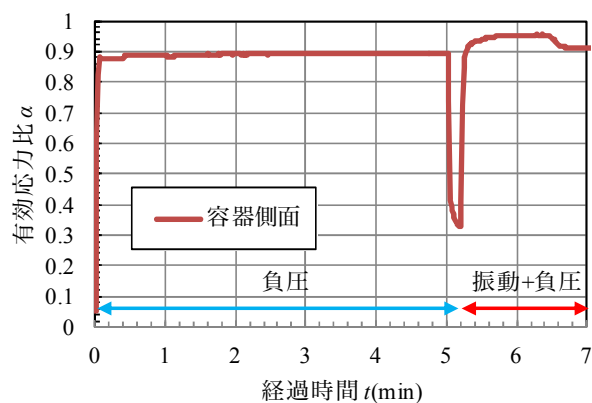


図 19 有効応力比 (K 砂, ケース 1)

5.5 FK 砂の締め固め特性

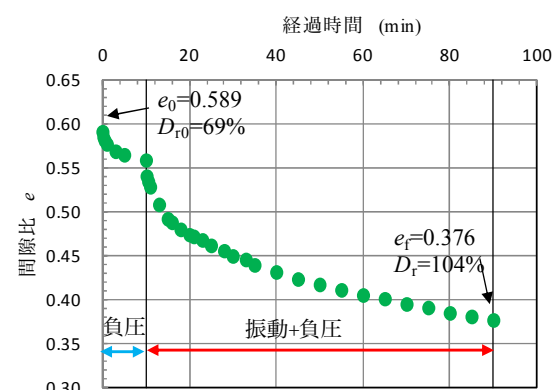
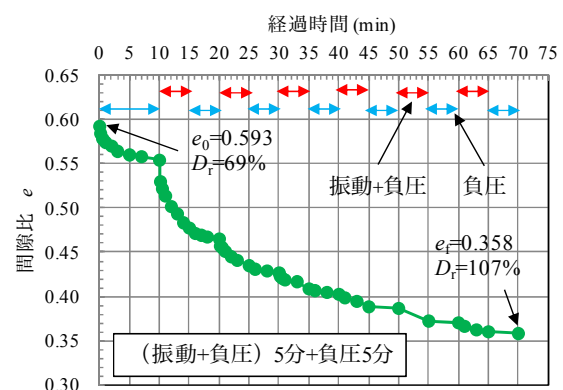
FK 砂は、10 分間負圧を作用させた後に、ケース 2 では 80 分間連続して振動と負圧を作用させ、ケース 3 では振動と負圧の 5 分間と、負圧のみの 5 分間のセットを、合計 6 セット作用させた。ケース 2 は、振動と負圧作用中の沈下と間隙水圧の変化を連続して測定するためであり、ケース 3 は振動を止めた後の、有効応力の回復具合を見るためである。

なお、振動は振動棒の過熱による故障を防ぐために 1 本毎とし、5 分毎に、2 本を交互で作動させた。液状化の発生に関しては、1 本でも、まったく支障はないと考えられる。

(1) 沈下挙動

ケース 2 とケース 3 の沈下曲線を、それぞれ図 20 と図 21 に示す。ケース 2 は、 $e_0=0.589$ が 80 分間連続の振動と負圧の作用により、 $e_f=0.376$ まで低下した。実験後の相対密度 D_r は 104%であった。一方、ケース 3 は $e_0=0.593$ が 5 分間の振動と負圧、5 分間の負圧を 6 セット繰り返すことにより、 $e_f=0.358$ まで低下した。実験後の D_r は 107%であった。

両ケースの沈下挙動を比較すると、初期から 60 分後において、ケース 2 は約 $e=0.40$ 、ケース 3 は約 $e=0.37$ となり、ケース 3 の方が同じ経過時間において、間隙比がより低下することがわかる。ケース 2 よりもケース 3 の方が、沈下がより早く進むことに関しては、今後のデータの蓄積が必要である。

図 20 経過時間と e の関係 (FK 砂, ケース 2)図 21 経過時間と e の関係 (FK 砂, ケース 3)

(2) 負圧測定結果

ケース 2 の元圧、PBD 先端と容器側面で測定した間隙水圧の結果（大気圧状態をゼロ）を図 22 に示す。また、図 23 は、容器側面における有効応力比 α の変化を示したものである。最初に負圧を作用させると、図 23 に示すように、有効応力比 α が増加し、10 分ほどで、0.7 まで増加した。その後、振動と負圧を連続して作用させると、 α は次第に低下し、15 分ほどでほぼ完全液状化状態のゼロ近くにまで低下した。また、その後は、圧密排水に伴い、ゆっくりと α が増加し、80 分後には 0.5 まで回復した。

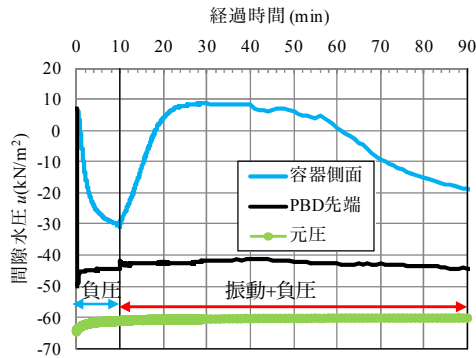


図22 間隙水圧 (FK 砂, ケース 2)

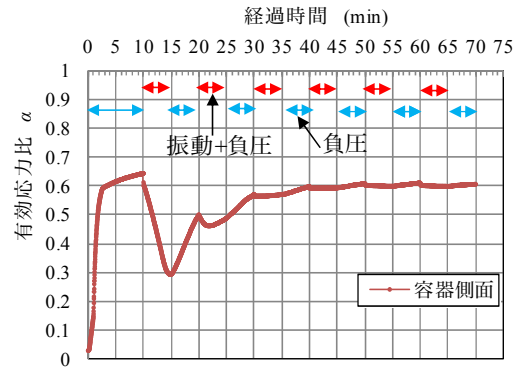


図25 有効応力比 (FK 砂, ケース 3)

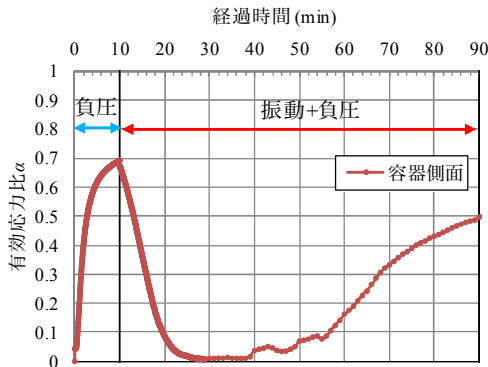


図23 有効応力比 (FK 砂, ケース 2)

ケース 3 の元圧, PBD 先端と容器側面で測定した間隙水圧の結果 (大気圧状態をゼロ) を図 24 に示す。また, 図 25 は, 容器側面における有効応力比 α の結果を示したものである。最初に負圧を 10 分間作用させると, α は 0.6 程度にまで増加し, その後, 振動と負圧を作用させると, 5 分ほどで, α は 0.3 程度まで低下した。この結果は, ケース 2 とほぼ同一である。一方, 振動と負圧作用の 5 分以後を見ると, その後の 5 分の負圧作用により α が 0.5 に増加するなど, 圧密排水の影響が見られる。全体的には, 振動と負圧作用時には α が低下し, 負圧のみだと, α が増加している。また, 振動と負圧作用から 30 分経過以後においては, $\alpha=0.6$ 程度で安定している。この結果, ケース 3 は, 完全液状化 ($\alpha=0$) には至らない状態のもとで, 沈下が継続したことがわかる。

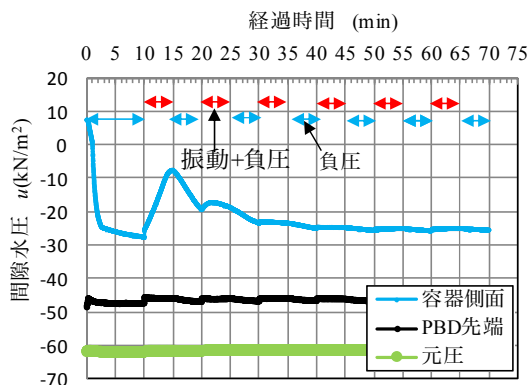


図24 間隙水圧 (FK 砂, ケース 3)

(3) 沈下速度に関する考察

FK 砂のケース 2 を対象として, 振動・負圧作用後の圧密速度について検討する。本実験においては, 円筒土槽の中央部に PBD が挿入されているので, 二次元内向き放射流れの圧密理論 (Barron の近似解²⁵⁾) を適用することができる。Barron の近似解は(8)式で表される。

$$U(T_h) = 1 - \exp\{-8 \times T_h / F(n)\} \quad (8)$$

ここに, $U(T_h)$ は時間係数 T_h における平均圧密度である。 $F(n)$, T_h , n は(9)~(11)式で表される。

$$F(n) = n^2 \times \log_e n / (n^2 - 1) - (3n^2 - 1) / 4n^2 = 1.10 \quad (9)$$

$$T_h = c_h \times t / d_e^2 \quad (10)$$

$$n = d_e / d_w = 6 \quad (11)$$

ここで, d_e はドレーンの有効径 (=30cm), d_w はドレーン径 (実験で用いた PBD の場合は 5cm) である。

最初に, ケース 2 の経過時間 $t \sim e$ 関係を双曲線近似して, 最終の e_f を求めた。その結果を, 図 26 に示す。その結果, $e_f=0.335$ が得られた。次に, 平均圧密度 $U=50\%$ における e_{50} を求めた。振動・負圧作用時の $e_0=0.557$, および $e_f=0.335$ より, $e_{50}=0.446$ となる。また, 図 27 より, $U=50\%$ となる時間 t_{50} は 21min となる。

(10)式に, $T_h(50)=0.095$, $d_e=30\text{cm}$, $t_{50}=21\text{min}$ を代入すると, $c_h \approx 4\text{cm}^2/\text{min}$ が得られる。一方, 鉛直方向の c_v は土質試験結果の k , m_v を用いると, (12)式により求まる。

$$c_v = k / (m_v \times \gamma_w) \quad (12)$$

ここに, γ_w は間隙水の単位体積重量 (=10kN/m³) である。表 1 から, $k=6.89 \times 10^{-8}\text{m/s}$, 図 4 から, 平均圧密圧力 $p=42.4\text{kN/m}^2$ に対する $m_v=2.74 \times 10^{-4}\text{m}^2/\text{kN}$ を用いると, $c_v=15\text{cm}^2/\text{min}$ が得られる。この結果, 円筒土槽実験での c_h は, 土質試験から得られる c_v の約 1/4 となる。

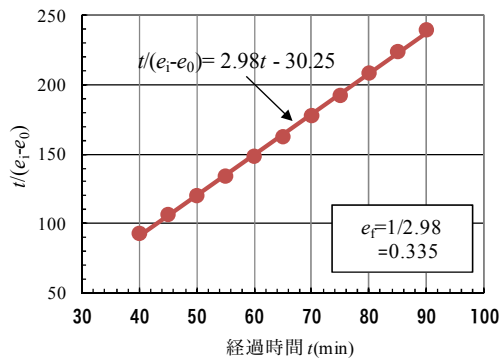
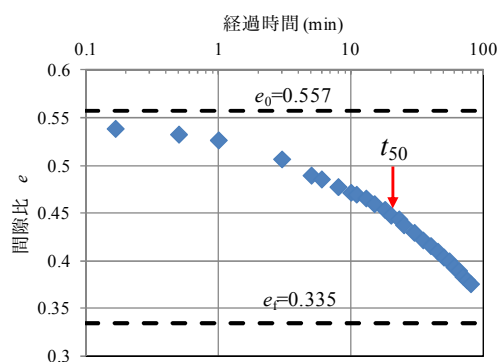
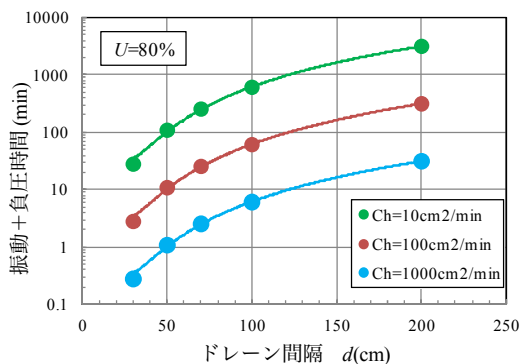


図 26 ケース 2 への双曲線法の適用

図 27 ケース 2 の t_{50}

5.6 現場への適用性

さて、 $c_h=10$ 、 100 および $1000\text{cm}^2/\text{min}$ を用いて、現場での適用性を考察する。3 水準の c_h を選定したのは、細粒分含有率の異なる砂の締め固め時間を全体的に網羅するためである。なお、細粒分含有率が変化すると、透水特性と変形特性が変化する。圧密係数を指標として選定したのは、両者の特性を同時に考慮できることと、圧密理論を適用すると締め固め時間の評価が容易にできるからである。現場において、均質な締め固めという観点で、平均圧密度を $U=80\%$ まで締め固めると設定すると、PBD の打設間隔（正方形配置）と、振動と負圧の継続時間の関係は、図 28 となる。

図 28 PBD 打設間隔と振動・負圧時間の関係 ($U=80\%$)

負圧は、PBD を通じて、鉛直方向の全域に作用させることが可能であるので、継続時間が長くなっても支障はない

が、振動棒は鉛直に引き上げながら砂層を締め固めるので、短時間の方が施工効率が良い。ちなみに、振動の作用時間を 10 分と設定すると、 $c_h=10\text{cm}^2/\text{min}$ の場合、PBD の打設間隔 d は 0.3m 以下となり、現場への適用性は低くなる。一方、 $c_h=100\text{cm}^2/\text{min}$ あるいは $1000\text{cm}^2/\text{min}$ の場合は、それぞれ、 $d=50\text{cm}$ 、 $d=120\text{cm}$ となり、現場への適用性はより高くなると考えられる。

本方法を現場で適用するに際しては、次の課題があると考えられる。なお、以下の課題は、細粒分含有率の比較的多い砂に対してのものである。

- (1) 振動棒による砂層の液状化範囲を明確にする必要がある。
- (2) 振動の継続時間に関しては、PBD の打設間隔と吸水時間の関係を現場で求め、5.5.(3) で求めた方法が妥当であるか、確認する必要がある。
- (3) 現場での締め固め効果を把握する必要がある。

6. 機械攪拌と真空吸水を併用した締め固め実験

砂の構造を破壊する方法としては、地盤内で攪拌翼を回転させる機械攪拌が考えられる。深層混合処理（以下、CDM）工法²²⁾は機械攪拌の一種と考えられ、この工法は攪拌翼を取り付けたロッドを地盤内に挿入し、攪拌翼近辺のロッド部分からセメントスラリーを噴出させ、攪拌翼を回転させて、土とセメントスラリーを混合するものである。

本研究では、K 砂に関しては、攪拌棒を取り付けたロッドをモデル地盤内に挿入し、攪拌棒から真空吸水する方法で砂の締め固め効果を調べた。一方、FK 砂に関しては、上記の方法を用いると、攪拌棒の周囲に土が塊状に張り付き、吸水効果が著しく低下したので、攪拌棒の近くに、攪拌棒に張り付いた土塊を取り除くための「そぎ落とし棒」を取り付け、また攪拌棒を、吸引面積の大きい攪拌翼に代えて、砂の締め固め効果を調べた。地盤内で攪拌棒を回転させると、攪拌棒が移動する部分で、せん断による砂の構造破壊が生じていると考えられ、せん断時に生じた余剰水を真空吸引すると、高い締め固め効果が得られると考えられる。

締め固め効果に関しては、CDM 工法で採用している羽切り回数 T を考慮した。 T は(13)式で表され、砂の構造破壊を表す指標になると考えられる。

$$T=M \times (R/V) \quad (13)$$

ここに、 M ：攪拌棒の個数、 R ：回転速度(回/min)、 V ：引抜き速度(m/min) である。

6.1 K 砂の締め固め実験

6.1.1 実験装置

実験に用いた攪拌棒の回転・昇降装置の全景を写真 2 に示す。攪拌棒の回転・昇降装置は 2 連式であり、回転速度

R は 0~50 回/min および引抜き速度 V は 0~4.0m/min の範囲で調整可能である。真空吸水装置は真空ポンプと排水タンク、負圧計などからなり、真空ポンプ、排水ホース、挿入・引き上げ芯棒（中空）、攪拌棒(中空)を通じて、砂に負圧を作用させ、あわせて吸水できるものである。

実験装置を図 29 に示す。実験では直径 30cm×高さ 1m の円筒容器を用いた。実験手順は、以下のとおりである。

- ① 容器の底部から 5cm 上に、攪拌棒をセットした。
- ② 水中落下方式で、落下高をゼロとし、 D_r がほぼ 60% になる砂層を層厚 $H_0=80\text{cm}$ で作製した。
- ③ 砂層の上部に、厚さ 10cm の粘土層（海成粘土、 $k=10^{-9}\text{m/s}$ 以下）を置き、負圧シール層を設置した。
- ④ 真空吸水なしの状態、攪拌翼を所定の回転数 R まで回転させた。
- ⑤ 回転数が一定になった 1 分後に、真空吸水しながら、攪拌翼を所定の引き抜き速度 V で引き上げた。
- ⑥ 攪拌棒が砂層の上部に達すると、実験を終了した。

攪拌棒には穴の開いたステンレス棒を用いた。開口率（= 穴の面積×100/棒の表面積）は 35.8% であり、攪拌棒を水槽内に入れて -60kN/m^2 の負圧を作用させた際の吸引水量は約 25 ℓ/min で、5 章の実験で用いた PBD（吸引水量は 25.4 ℓ/min ）とほぼ同じであった。攪拌棒には、砂が入らないように、長繊維不織布土木シート（TWINGUARD, TS-210）をフィルターとして外側に 3 重で巻き付けた。実験後にフィルターを観察すると、砂が張り付いた形跡はなく、吸水能力は十分であったと考えられる。



写真 2 実験装置の全景

6.1.2 実験条件

実験条件を表 5 に示す。計測項目は、砂層上面での沈下と、真空ポンプ室（元圧）および底面から 30cm 高の土槽容器周面で測定した間隙水圧である。

実験は羽切り回数 T を 4 条件とし、同じ T でも、引き抜

き速度 V と回転数 R を変化させたもの（ケース 3 とケース 4）と、負圧作用の有無のケース（ケース 5 とケース 6）を実施した。

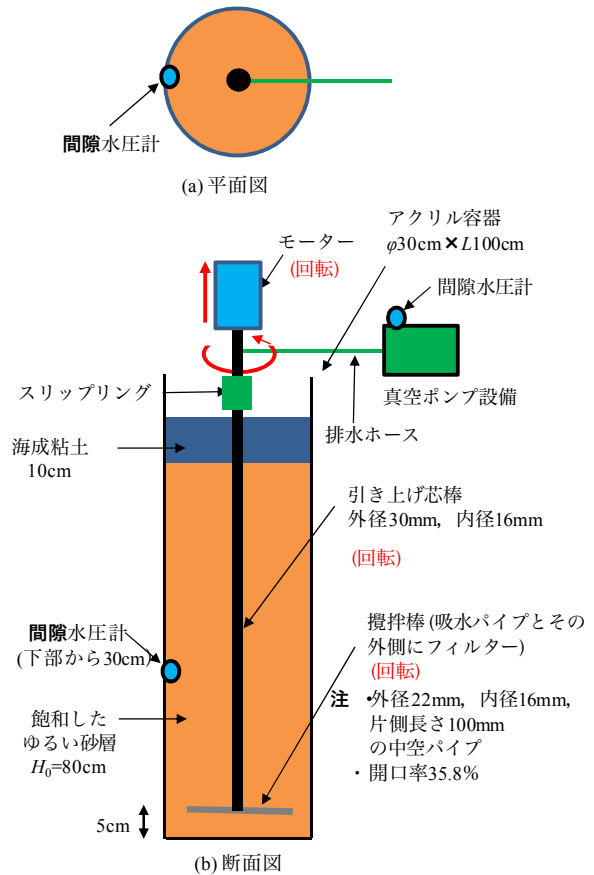


図 29 実験装置 (K 砂の場合)

表 5 実験条件 (K 砂の場合)

	羽切り回数	攪拌棒本数	引抜き速度	回転数	負圧の有無
	T (回/m)	M	V (m/min)	R (回/min)	
ケース1	20	2	0.6	6	負圧有り
ケース2	50	2	0.6	15	負圧有り
ケース3	100	2	0.3	15	負圧有り
ケース4	100	2	0.6	30	負圧有り
ケース5	200	2	0.15	15	負圧有り
ケース6	200	2	0.15	15	負圧無し(排水)

6.1.3 実験結果と考察

(1) 沈下挙動

最初に、間隙比 e の減少状況を示す。ケース 5 は、羽切り回数が 200 回の実験ケースである。実験での経過時間と e の変化を図 30 に示す。攪拌棒を容器の底部から 5cm の位置で、非排水状態で回転させると、砂が部分的に締まり、負圧シール層としての粘土層の下面（沈下なし）と砂層上面との間に分離水が生じ、間隙比 e が 0.635 から 0.590 に低下した。その後、真空吸水しながら引き上げると、分離水は直ちになくなり、 e が引き上げ量にほぼ比例して減少

し、最終的に 0.486 まで低下した。攪拌翼を回転するだけで沈下し、また、 e が引き上げ量にほぼ比例して低下する傾向は、すべての実験ケースにおいて観察されたものである。

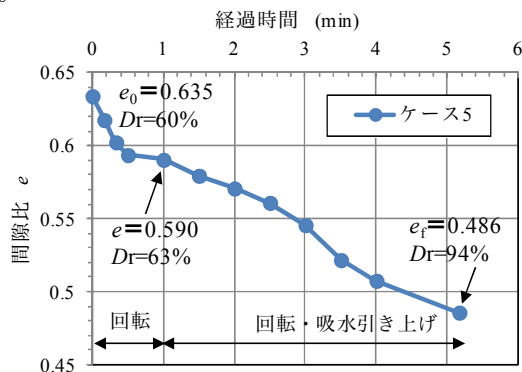


図 30 経過時間と e の関係 (ケース 5)

(2) 負圧測定結果

図 31 は、ケース 5 において測定した間隙水圧の測定結果を示している。元圧は $-60 \sim -65 \text{ kN/m}^2$ の負圧が、常に作用していることがわかる。砂に負圧を作用させると、容器側面の間隙水圧は急に低下して -55 kN/m^2 になり、その後は次第に低下し、約 3 分後には -5 kN/m^2 程度でほぼ一定となった。負圧直後に間隙水圧が急に減少したのは、負圧が短時間で容器全体に伝達したためであり、その後の間隙水圧の上昇は、攪拌棒と負圧シール層との隙間で、攪拌棒の上昇過程に気密の漏れがあったためと考えられる。この気密の漏れにより 3 分後には、容器内はほぼ大気圧状態になったが、図 30 の 3～5 分後では間隙比が一定割合で低下していることから、砂層の締固めに、負圧効果は継続していたと考えられる。

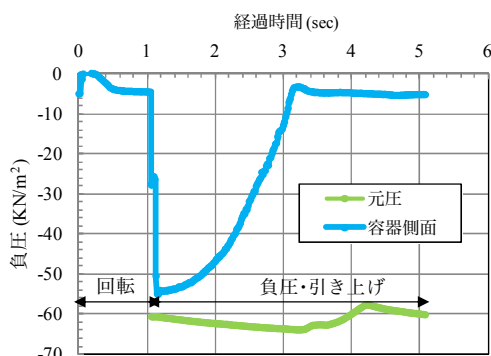


図 31 間隙水圧の測定結果(ケース 5)

(3) 羽切り回数と締固め効果

図 32 は、羽切り回数 T と締固め後の e_f の関係をまとめたものである。この図より、 T が増加するほど、 e_f が低下することがわかる。機械攪拌の場合、攪拌棒が砂をせん断し、かつ吸水している場所においてのみ、砂の締固めが生じているため、攪拌棒の移動軌跡が密であるほど、砂の締固め効果が増加するものと考えられる。また、 T は同じであるが、引き抜き速度 V と回転数 R を変化させたケース 3

とケース 4 を比較すると、ほぼ同じ e_f となっており、 V と R の変化は、 e_f に大きな相違をもたらさないことがわかる。このことは、砂の透水係数が大きいためと考えられる。

一方、負圧の有無によるケース 5 とケース 6 を比較すると、 e_f はそれぞれ 0.492 と 0.523 となり、負圧を作用させると、間隙比の減少量が大きく、締固め効果が大きいことがわかる。

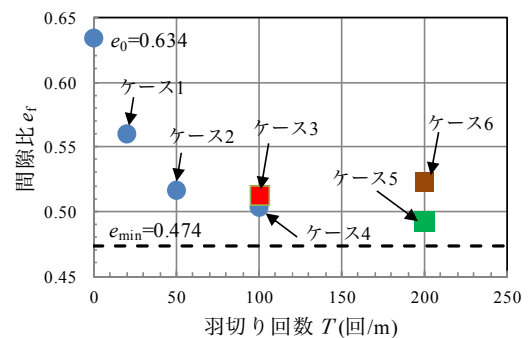


図 32 羽切り回数と e_f の関係

(4) 締固め後の相対密度

締固め後の相対密度 D_r の結果を図 33 に示す。 D_r は羽切り回数 T とともに増加し、ケース 5 において、 $D_r = 94\%$ となった。

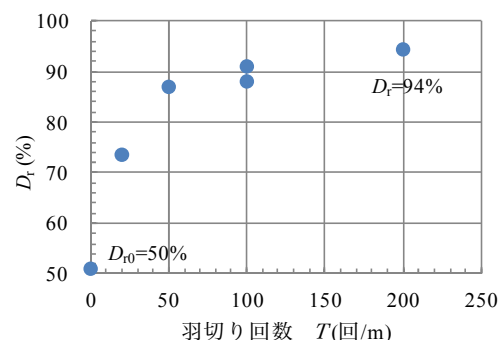


図 33 締固め後の相対密度

6.2 FK 砂の締固め実験

6.2.1 実験装置

K 砂において使用した攪拌棒をそのまま FK 砂に適用すると、写真 3 に示すように、吸水によって攪拌棒の周囲に砂が塊状に張り付き、十分な吸水が困難となった。砂の張り付きは、負圧吸水時の浸透力によって、砂が攪拌棒に押し付けられたためであり、 F_c の多い砂において見られる現象である。

そこで、攪拌棒に張り付いた砂を機械的に取り除くために、図 34 に示す「そぎ落とし棒」(高さ $15 \text{ mm} \times$ 幅 $260 \text{ mm} \times$ 厚さ 3 mm の鉄板、隙間長 3 cm) を取り付けた。このそぎ落とし棒は、回転・昇降装置のフレームに固定しており、回転しないが、攪拌棒とともに上昇する装置である。

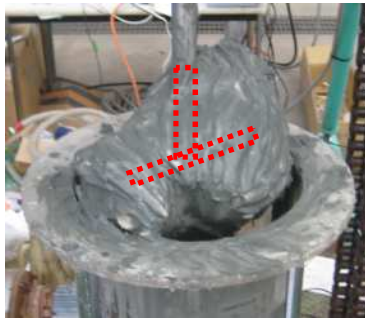


写真3 FK砂の張り付き現象

また、吸水面積を大きくするために、攪拌棒の代わりに、写真4と図35に示す攪拌翼を用いた。攪拌翼は厚さ3mmの鉄板に、5章で示したPBDを上下面に貼り付けたものである。また、攪拌翼の面積が大きくなると、攪拌翼を上方向に移動させる際に、上部の土が上方向に押されて移動する可能性があり、この移動を防止するために、攪拌翼を水平から θ の傾きで取り付けた。 θ は、上昇中に、攪拌翼の両端の軌跡が直線となる角度であり、(14)式で求めた。

$$\theta = \tan^{-1} (V / (R \times 4r)) \quad (14)$$

ここに、 r : 攪拌翼の半径である。 $T=200$ 回の場合の θ は約 1.5° となる。なお、そぎ落とし棒と攪拌翼の間隙は10mmであり、そぎ落とし棒の効果により、砂が攪拌翼に塊状で張り付くことはなかった。

6.2.2 実験条件

実験条件を表6に示す。実験手順は、6.1.1に示したK砂の場合と同様である。ただし、K砂の場合、⑤の工程において、回転数が一定になった後に1分間、真空吸水なしの状態で攪拌翼を回転させたが(砂層が沈下し、砂層上部と粘土層の境に分離水が生じた)、FK砂の場合は直ちに真空吸水しながら攪拌翼を引き上げた。FK砂は透水係数が小さく、1分間の吸水なしの回転においても、K砂のような砂層の沈下と分離水が生じなかったことによる。実験はT=200回のケース7と、回転吸水しながらの5分間停止と5cm上昇を10回繰返したケース8の2ケースである。なお、K砂の初期層厚 H_0 は80cmであるが、FK砂の場合は55cmとした。この理由は、上部の砂層と負圧シール層のための粘土層が混合されることを防ぐためである。

表6 実験条件 (FK砂の場合)

	羽切り回数	攪拌棒本数	引抜き速度	回転数
	T (回/m)			
ケース7	200	2	0.15	15
ケース8	1560	2	0.15 5分停止+5cm上昇	15

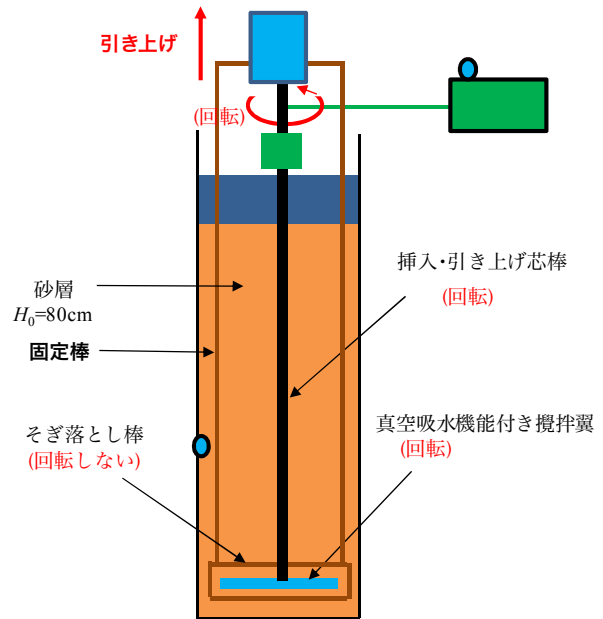


図34 そぎ落とし棒の取り付け



写真4 そぎ落とし棒と攪拌翼

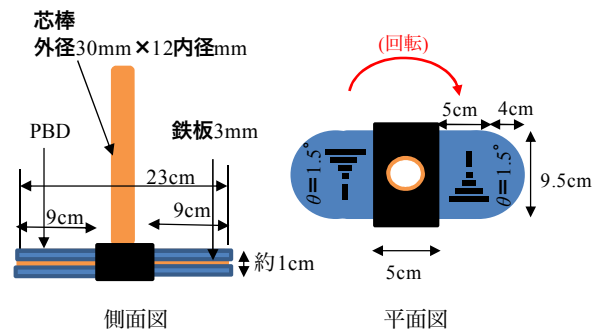


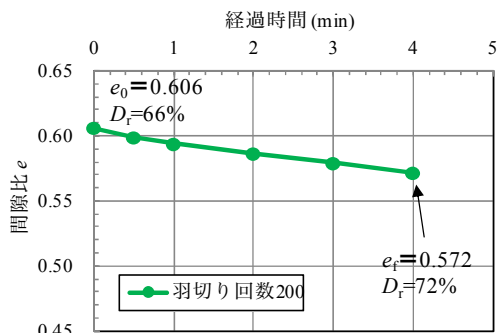
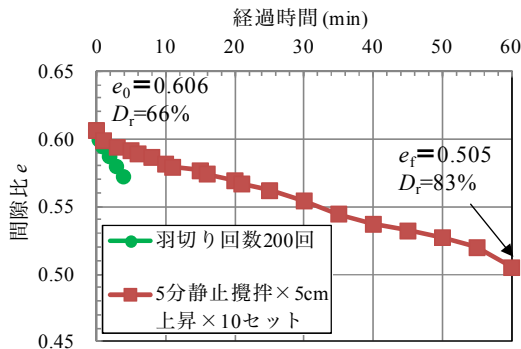
図35 攪拌翼の構造

6.2.3 実験結果と考察

(1) 沈下挙動

ケース7 ($T=200$ 回) の間隙比 e の変化を図36に示す。 e は経過時間とともにほぼ直線的に減少し、締固め後の e_f は0.572となった。

一方、図37に示したケース8 (ケース7も併記) は、攪拌翼の5分停止と5cm上昇を繰返しながら、 T を1560回まで増加させた実験である。実験結果は、ケース7と同様、 e は経過時間とともに直線的に減少する傾向があり、 e_f は0.505となった。

図 36 経過時間と e の関係 (ケース 7)図 37 経過時間と e の関係 (ケース 8)

(2) 負圧測定結果

ケース 7 とケース 8 の間隙水圧の測定結果を、それぞれ図 38 と図 39 に示す。ケース 7 は、元圧は -60kN/m^2 を維持しているが、容器側面ではまったく変化がなかった。一方、ケース 8 は、容器側面でも負圧の変化が認められ、間隙水圧計にもっとも近づいた時点で -13kN/m^2 となり、離れると減少する傾向があった。また、詳細に見ると、攪拌翼の上昇と停止 (図内では攪拌と表示) を繰り返すと、その都度、 $5\sim 20\text{kN/m}^2$ の増減があることがわかる。ケース 7 において、容器側面の間隙水圧に変化がなかったのは、攪拌翼の上昇速度が速く、負圧の作用時間が短いため負圧が間隙水圧の測定位置に伝播しなかったためと考えられる。一方、ケース 8 の場合は、攪拌翼の上昇速度が極めて遅く、負圧の作用時間が長かったため、負圧が伝播したと考えられる。負圧の伝播は圧密係数 c_v に依存し、FK 砂は c_v が小さいため、負圧の伝播に長時間を要すると考えられる (図 28 参照)。

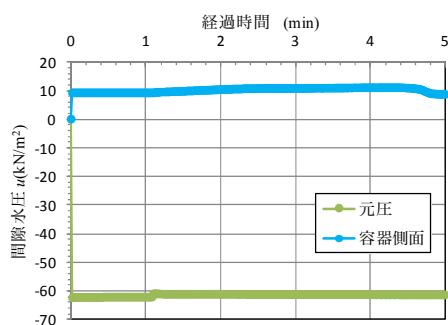


図 38 間隙水圧の測定結果 (ケース 7)

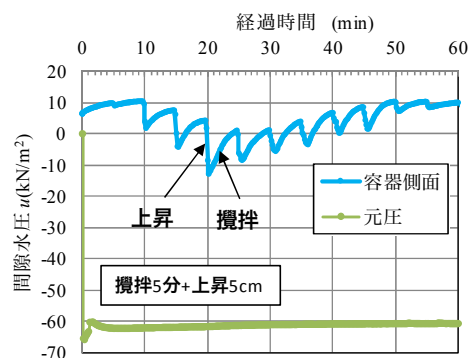


図 39 間隙水圧の測定結果 (ケース 8)

(3) 締固め後の相対密度

締固め後の相対密度 D_r は、ケース 7 で 72%、およびケース 8 で 83%であった。

6.3 現場への適用性

機械攪拌と真空吸水を併用した締固め工法としては、CDM の施工機械を改良して利用することが考えられる。二軸式の CDM 改良機は、各々の攪拌翼がお互い反対方向に回転しており、たとえば、図 40 に示すように、攪拌翼の上下に、そぎ落とし棒を取り付けることにより、塊状の砂の張り付きを防ぐことが可能と考えられる。

本方法を現場で適用するに際しては、次の課題が考えられる。

- (1) 異なる粒度分布を持つ砂に対して、本文と同様の実験を行い、羽切り回数と締固め効果の関係を把握する必要がある。
- (2) 試験施工を実施して、図 40 に示したそぎ落とし棒の効果を確認する必要がある。
- (3) 現場での締固め効果を把握する必要がある。

7. 締固め後の強度

K 砂と FK 砂について、締固め実験後にコーン貫入抵抗 q_c を測定した。測定方法は、写真 2 に示した回転・昇降装置にコーン貫入試験機を取り付け、 1cm/s の速度で貫入させたものであり、深度 $z \sim q_c$ 関係を記録した。

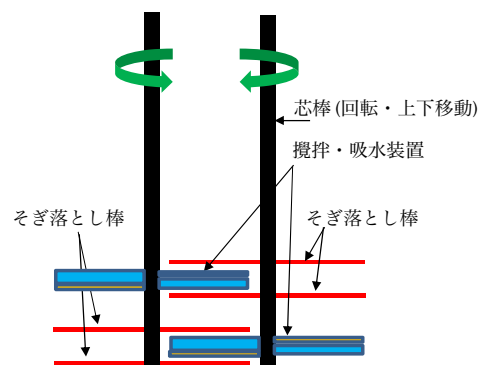


図 40 二軸 CDM 機械の改良案

7.1 K 砂のコーン貫入抵抗

機械攪拌・真空吸水による締固め後に、コーン貫入抵抗 q_c を測定した。測定場所は、円筒容器の中央から半径の 1/2 の場所である。測定結果を図 41 に示す。

図 41 によると、初期の $D_r=50\%$ の時の q_c は 20kN/m^2 以下と小さいが、機械攪拌・真空吸水（ケース 5）を行うと、深度とともに q_c が大きく増加し、60cm 深度において、 $q_{c60}=800\text{kN/m}^2$ にまで、 q_c が増加することがわかる。一方、負圧を作用させない機械攪拌・排水（ケース 6）では、 $q_{c60}=340\text{kN/m}^2$ であり、負圧を併用すると、締固め効果が大きく増加することがわかる。

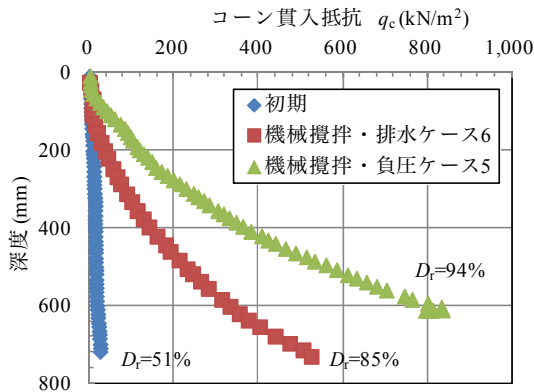


図 41 K 砂のコーン貫入抵抗

7.2 FK 砂のコーン貫入抵抗

FK 砂のコーン貫入抵抗 q_c の結果を図 42 に示す。振動・真空吸水後の q_c は、機械攪拌・真空吸水の実験と同様、円筒容器の中央から半径の 1/2 の場所で測定した。

図 42 によると、機械攪拌・真空吸水の実験において、ケース 7 は締固め後の D_r が 72% であり、 D_r が幾分増加した（初期値は $D_r=60\%$ ）ことから、 q_c も増加した。一方、ケース 8 は D_r が 83% であり、明確な q_c の増加が認められた。

また、振動・真空吸水のケース 3 においては、 $D_r=107\%$ と十分に締固まったことから、約 10cm 深度で貫入不能となり、 q_c は 2500kN/m^2 以上となった。

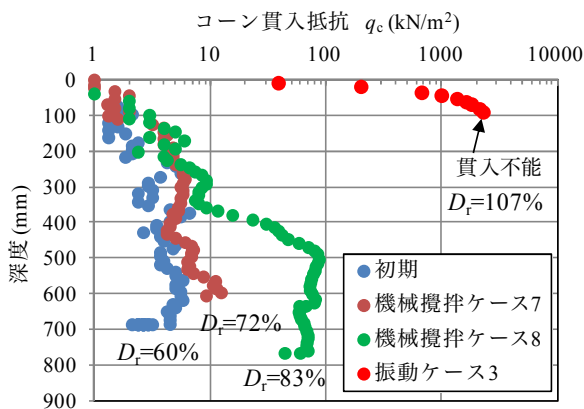


図 42 FK 砂のコーン貫入抵抗

8. 締固め効果に関する考察

繰返し応力、振動・真空吸水および機械攪拌・真空吸水を受けた砂の本実験での最小間隙比と最大相対密度 D_r の結果をまとめると、表 7 になる。

液状化対策として、 $D_r \geq 90\%$ が必要と設定すると、K 砂の場合は、比較的容易に締め固めることが可能と考えられる。一方、FK 砂は、90%以上にまで締め固めることは可能であるが、吸水に長時間を要することに配慮が必要である（図 20 参照）。

表 7 本実験での締固め後の D_r

締固め方法	K砂		FK砂	
	e_{min}	D_r	e_{min}	D_r
繰返し三軸試験	0.563	73	0.433	93
振動・真空吸水実験	0.492	93	0.358	107
機械攪拌・真空吸水実験	0.486	94	0.505	83

9. 結論

砂層の液状化対策として、砂に応力制御の軸差応力を与えた繰返し三軸試験、振動・真空吸水実験および機械攪拌・真空吸水実験を行い、砂の締固め効果を調べた。また、締固め後に、コーン貫入試験を行い、締固め後の強度を求めた。実験に用いた砂は、珪砂 5 号（K 砂）と細粒分を 30% 含む 4 種類の珪砂の混合砂（FK 砂）である。主な結論は次のようである。

- (1) K 砂の締固め後の最大相対密度 D_r は、繰返し三軸試験で 73%、振動・真空吸水実験で 93%、および機械攪拌・真空吸水実験で 94% となった。繰返し三軸試験の D_r が小さくなったのは、ひずみ履歴（累加せん断ひずみ）が小さい状態で供試体が伸張破壊し、それ以上のひずみは蓄積されなかったためと考えられる。
- (2) FK 砂の締固め後の相対密度 D_r は、繰返し三軸試験で 93%、振動・真空吸水実験で 107%、および機械攪拌・真空吸水実験で 83% となった。機械攪拌・真空吸水実験の D_r がもっとも小さくなったのは、1560 回以上の羽切り回数を与えることが実務的でないと考えて、羽切り回数に上限を設けたことによる。
- (3) K 砂は、透水係数が $5 \times 10^{-4} \text{m/sec}$ と大きいので、振動・真空吸水あるいは機械攪拌・真空吸水方法において、 $D_r \geq 90\%$ まで容易に締め固めることが可能である。ただし、機械攪拌・真空吸水方法を適用する場合は、締固めに必要な羽切り回数を確保する必要がある。
- (4) FK 砂は、透水係数が $7 \times 10^{-8} \text{m/sec}$ と小さいので、締固めに長時間を要する。PBD を利用した振動・真空吸水方法を現場に適用する際には、振動の継続時間を Barron の圧密理論で算定できる可能性がある。
- (5) $D_r \geq 90\%$ まで締め固めると、締固め後のコーン貫入抵

抗 q_c は、K 砂および FK 砂とも大きい。

本文では、砂の構造を破壊する方法として、砂に繰返し応力、振動あるいは機械攪拌を作用させた。構造の破壊方法と締固め効果について考察すると、次のようである。K 砂は、表 7 に示したように、振動と機械攪拌の作用によって、締固め後の相対密度 D_r は 93~94% となり、両方法でほぼ同じ締固め効果が得られた。このことは、K 砂は透水係数（あるいは、圧密係数）が大きくて締め固めやすい材料であるためと考えられる。なお、排水繰返しせん断（繰返し三軸試験）の場合の 73% は供試体が伸張破壊し、最大の締固め効果を表している数値ではないので、他の 2 方法と、締固め効果について比較することはできない。一方、FK 砂においては、締固め後の最大 D_r は振動作用時の 107% であり、次に、排水繰返しせん断の場合の 93%、および機械攪拌の場合の 83% となった。振動作用時は、砂層全体が同時に液状化し、全層が均一に締め固まったことが最も高い締固め効果が得られた要因と考えられる。排水繰返しせん断は伸張破壊の影響により、締固め効果が振動作用時より低下したと考えられる。今回実験に用いた繰返し三軸試験装置では機構上、繰返しせん断時に伸張破壊が生じやすいため、中空ねじりせん断試験装置などを用いた評価を行うことで、各方法の最大相対密度の差が小さくなる可能性があり、今後の課題である。また、機械攪拌の場合は羽切り回数に上限を設けたことによって、砂層全体が均一に締め固まらなかった可能性が考えられる。いずれの方法も、砂の構造を破壊する方法としては有力であるが、破壊のメカニズムが異なるため、締固め効果の優劣を論じることができない。

振動・真空吸水あるいは機械攪拌・真空吸水の方法を用いて、より効率的な締固めを行うための方法について考察する。振動・真空吸水実験によると、振動作用により、土槽内の砂が全体的に構造破壊（液状化）し、構造破壊時に生じた余剰水が円筒の中央部に設置した PBD に負圧吸引され、排出された。この時、FK 砂のように透水係数が小さいと、余剰水の排出に時間遅れを伴うため、現場への適用にあたっては、PBD 間隔を狭めるか、あるいは振動の継続時間を長くする必要があると考えられる。一方、機械攪拌・真空吸水実験によると、攪拌棒が通る瞬間に、攪拌棒が通った部分の砂の構造が破壊され、かつ、その時に生じた余剰水が攪拌棒の穴を通じて負圧吸引され、排出される。したがって、十分な締固めを行うためには、羽切り回数を多くする必要がある。FK 砂のように、細粒分が多く含まれていると、負圧作用によって攪拌棒に砂が張り付き、排水効率が悪くなるので、張り付いた砂をかき落とすなどの対策が必要である。

砂の締固めに関しては、K 砂のように、透水係数が大きいと、締固めは容易であり、短時間で締め固めることが可能である。しかしながら、FK 砂のように、透水係数が非常に小さいと、吸水時間が長くなるなど、締固めは容易ではない。今後、砂の透水係数（あるいは圧密係数 c_h ）を

指標として、締固めに要する時間と締固め効果について、明らかにする必要があると考えられる。

参 考 文 献

- 1) 地盤工学会：地震時における地盤災害の課題と対策，2011年東日本大震災の教訓と提言（第二次），平成 23 年度，学会提言の検証と評価に関する委員会，2012.6.
- 2) 地盤工学会：液状化対策工法，p.178，2004.7.
- 3) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M., An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
- 4) 吸水型振動締固め工法パンフレット：吸水型振動締固め工法協会，2001.
- 5) 真空圧密ドレーン工法技術資料：真空圧密ドレーン工法研究会，2011.5.
- 6) Lee, K.L. and Albaisa, A.: Earthquake induced settlement in saturated sands, *Proceedings of ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.100, No.GT4, pp.387-406, 1974.
- 7) 佐々木勉，龍岡文夫，山田真一：液状化による砂地盤の沈下予測法について，第 17 回土質工学研究発表会，p.1661-1664,1982.
- 8) 国生剛治，吉田保夫，西好一，江刺靖行：密な砂地盤の地震時安定性評価法の検討(その 1)密な砂の動的強度特性：電力中央研究所報告，No.383025,pp.37-40,1983.
- 9) Nagase, H. and Ishihara, K.: Liquefaction-induced compaction and settlement of sand during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.28, No.1, pp.65-76, 1988.
- 10) Shamoto, Y., Sato, M. and Zhang, J-M.: Simplified estimation of earthquake-induced settlement in saturated sand deposits, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.1, pp.39-50, 1996.
- 11) Tokimatsu, K. and Seed, H.B.: Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking, *Proceedings of ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol.113, No.8, pp.861-878, 1987.
- 12) Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of settlement in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.
- 13) 仙頭紀明，風間基樹，渦岡良介：非排水繰返しせん断履歴後の再圧密実験と体積収縮特性のモデル化，土木学会論文集，No.764/III-67,pp.307-317,2004.6.
- 14) 海野寿康，風間基樹，渦岡良介，仙頭紀明：同一繰返しせん断履歴における乾燥砂と飽和砂の体積収縮量の関係，土木学会論文集 C，Vol.62, No.4, pp.757-766, 2006.11.
- 15) 海野寿康，仙頭紀明，小野大和，林健太郎：繰返しせん断ずみ履歴を用いた砂質土の液状化に伴う体積ひずみの評価法，土木学会論文集 C，Vol. 68, No. 4, p. 680-694, 2012.
- 16) 富永眞生，橋本正治，水野恭男：砂質地盤の締固め工法-KF

- コンパクション工法, 施工技術, 第 6 巻, 第 10 号, pp.88-94, 1973.
- 17) 三原正哉, 鶴岡龍彦, 末広修三: 振動締め固め工法の現場実験, 地盤の液状化対策に関するシンポジウム, pp.215-220, 1990.
- 18) 石黒健, 飯島健, 嶋田三郎: 過剰間隙水圧の発生を伴う繰返しせん断履歴を受けた飽和砂野液状化強度特性, 土木学会論文集, No511/III-30, pp.1-11, 1995.
- 19) 石黒健, 飯島健, 筒井正澄, 嶋田三郎: 過剰間隙水圧の除去を併用した飽和砂の振動締め固めに関する基礎的研究, 土木学会論文集, No505/III-29, pp.79-88, 1994.
- 20) 湯浅楠勝, 阪井田茂, 川瀬洋, 石黒健, 清水英樹, 北川吉信: 礫質地盤における吸水型振動棒締め固め工法の改良効果の検証事例, 土木学会論文集, No617/III-46, pp.261-274, 1999.
- 21) 大久保泰宏, 石井博, 山田耕一, 平畑政和: 吸水型振動締め固め工法の開発と現場実験, 第 35 回地盤工学研究発表会, pp.1447-1448, 2000.
- 22) 深層混合処理工法技術マニュアル(改訂版): (財)沿岸技術研究センター, 2008.7.
- 23) 金谷守, 西好一, 当麻純一, 大波正行: 有効応力に基づく地盤の非線形解析手法の開発とその検証, 土木学会論文集, No.505, III-29, pp.49-58, 1994.
- 24) 鋼管杭—その設計と施工—: 鋼管杭協会, p.372, 1994.10.
- 25) たとえば, 吉国洋: パーチカルドレーン工法の設計と施工管理, 技報堂, pp.37-40, 1979.

(2013. 9. 27 受付)

Effectiveness of sandy soil densification method
by simultaneous use of vacuum drainage and soil particles redistribution

Hiroshi SHINSHA¹, Toshiyasu UNNO¹ and Noriaki SENTO²

1 Institute of Technology, Penta-Ocean Construction

2 Department of Civil Engineering, Nihon University

Abstract

In order to increase a density of sandy ground for a purpose to mitigate a risk of liquefaction, it is effective to mechanically rearrange the soil structure as well as to drain excess pore water simultaneously. As the methods to rearrange the soil structure, three methods were undertaken, i.e., 1) applying cyclic loads, 2) vibrating and 3) mechanical disturbance by mixing blade. Two kinds of sands were used in laboratory tests. One was clean sand with $D_r = 51\%$ (initial) and $F_c = 0\%$, and the other was mixed sand with $D_r = 60\%$ (initial) with $F_c = 30\%$. Cyclic loading tests were carried out using cyclic tri-axial testing equipment. Both a vibration model test and a mechanical disturbance model test were carried out using sand specimens of 30cm in diameter and 80cm in height, with vacuum pressure of -60kN/m^2 . From the result of the tests, it was clarified that a densification from $D_r = 51\%$ to $D_r = 73 - 94\%$ for clean sand and from $D_r = 60\%$ to $D_r = 83 - 107\%$ for mixed sand were possible with these methods.

Key words: liquefaction, cyclic shear stress, vibration, mechanical disturbance, vacuum