

# SCP複合地盤の繰返しせん断変形挙動の評価

仙頭紀明1·坂本克洋2·Priyankara Nadeej Hansaraj<sup>3</sup>·渦岡良介4·風間基樹5

<sup>1</sup>東北大学大学院工学研究科 助手 (〒980-8579 仙台市青葉区荒巻字青葉6-6-06)
 E-mail:nsentoh@civil.tohoku.ac.jp
 <sup>2</sup>東北大学大学院工学研究科 博士課程前期学生 (同上)
 E-mail:sakamoto@soil1.civil.tohoku.ac.jp
 <sup>3</sup>東北大学大学院工学研究科 博士課程後期学生 (同上)
 E-mail:nadeej@soil1.civil.tohoku.ac.jp
 <sup>4</sup>東北大学大学院工学研究科 助教授 (同上)
 E-mail:uzuoka@civil.tohoku.ac.jp
 <sup>5</sup>東北大学大学院工学研究科 教授 (同上)
 E-mail: m-kazama@civil.tohoku.ac.jp

SCP工法は液状化対策として実績も多く,過去の地震においてもその有用性が確認されている.しかし ながら,現状では打設した砂杭に囲まれた杭間地盤の繰返しせん断強度特性を評価しており,剛性が大き い砂杭本体の強度は設計に反映されていない.この砂杭本体の変形・強度特性を考慮すれば,経済的な設 計が可能となるものと考えられる.そこで,本研究ではSCP改良地盤を砂杭とその杭間地盤から構成され る複合地盤として捉え,砂杭打設による応力変化および密度変化を考慮した並列定応力試験を行った.そ れにより,複合地盤の応力ひずみ関係や非排水繰返し強度が得られた.さらに繰返しせん断中の砂杭の応 力分担率の変化を求め,砂杭の応力分担効果について考察した.

Key Words : Sand compaction pile, Composite ground, Liquefaction

#### 1. はじめに

サンドコンパクションパイル(以下, SCP)工法 は液状化対策として確実性・経済性に優れた工法と して実績も多く,過去の地震においてもその有用性 が確認されている<sup>例えば1)</sup>.しかしながら,現状では 打設した砂杭に囲まれた杭間地盤の繰返しせん断強 度特性のみを評価しており,剛性が大きい砂杭本体 の強度は設計に反映されていない.この砂杭本体の 変形・強度特性を考慮すれば,経済的な設計が可能 となるものと考えられる.したがって SCP 改良地 盤を,砂杭と杭間地盤から構成される複合地盤とし て扱う必要性が指摘されている.

これまでは砂杭打設による地盤の応力変化や密度 増加に関する室内要素実験<sup>2),3)</sup>や室内模型実験<sup>4)</sup>, 数値解析<sup>5)</sup>が行われてきた.一方,SCP 改良地盤を 複合地盤として捉えてその物性を評価する要素試験 <sup>6)</sup>や数値解析<sup>7),8)</sup>,室内模型実験<sup>9)</sup>が行われている. 軟弱粘土地盤の安定問題では砂杭の応力分担効果を 設計において評価している.しかしながら,強震時 の砂杭および杭間地盤の非線形な材料特性が十分に 解明されていないため,複合地盤としての安定性や 変形特性についても未解明な部分が多い.

そこで、本研究では SCP 改良地盤を砂杭と杭間 地盤からなる複合地盤として捉えて、砂杭打設によ る応力状態や密度変化を考慮した室内要素試験を行 った.これにより複合地盤の応力-ひずみ関係なら びに非排水繰返し強度に関する基礎的な実験結果を 得ることを目的とする.加えて,繰返しせん断中の 砂杭の応力分担率の変化を求め,SCP 改良効果にお ける砂杭の応力分担効果を考察した.さらに,今後 の課題として本研究で得られた知見の設計への適用 に関してその考え方を示した.

### 2. SCP 打設時の体積変化と応力状態

SCP 施工過程においては, 原地盤は砂杭打設時の 振動や砂杭造成による側圧増加効果により緩い状態 から密な状態に締固められる.この間, 原地盤には 過剰間隙水圧が発生し,その後の排水により体積収 縮する.そこで SCP 施工過程を①ケーシングの振 動, ②砂杭の拡径による側圧の増加と杭間地盤の体 積の減少の二つに単純化した.この①の過程はひず み制御非排水繰返し載荷, ②の過程はその後に側圧 を増加させながら間隙水を排水する再圧密で再現す る.具体的な試験方法を以下に示す.



#### (1) 試験方法の概要

#### a) 実験材料

本試験では細粒分を含まない豊浦砂に相馬砂(8 号)から採取した細粒分を混合した試料を用いた. 細粒分含有率 $F_c$ は0,10,20,30,40%である.これは 原地盤の $F_c$ が高くなると改良効果が小さくなると いう知見があることから<sup>10)</sup>,細粒分の影響を調べ るために設定した.**図-1**に豊浦砂および相馬砂の 粒径加積曲線を示す.

#### b) 実験装置と試料作成方法

試験装置には三軸試験装置を用いた.供試体は直径 5cm,高さ 10cm とし,空中落下法で作製した. 試験開始時の相対密度  $D_n$ は 13-36%であった.N値 と相対密度の関係式<sup>11)</sup>によれば今回の実験の相対 密度は地盤のN値にして概ね 0.7~5程度となり, 非常にゆるい状態の地盤に相当する.試料は 20kPa で予備圧密し,二酸化炭素を通気および脱気水通水 の後,背圧を 100kPa 載荷して飽和させた.供試体 のB値は 0.95以上であった.その後,試料を鉛直 応力 100kPaまで異方圧密( $K_0$ =0.5)した.

#### c) 試験の手順と試験結果の一例

異方圧密後の具体的な実験手順を図-2 に示す. まず図-3 に示すような所定の軸ひずみ振幅波を各 ステップごとに 10 波載荷する.これは先に述べた ケーシングの振動を模擬している.図-3 にあるよ うにひずみ振幅をステップ毎に増加させ,第6ステ





図-5 繰返し載荷後の応力変化と体積ひずみ有効応力関 係の例(豊浦砂, Step1)

ップまで試験を行った.砂杭造成過程に着目した解 析<sup>5)</sup>では,土中の土要素には20%を超えるせん断ひ ずみが発生し,体積ひずみは5%以上発生するとの 結果がある.一方で室内要素試験において複雑な施 工過程の応力状態を再現することは困難である.こ のような観点から,実際に土要素が受ける履歴との 乖離はあるかもしれないが,図のような漸増型のひ ずみ履歴は,実際の施工で設定している10%を超 える置換率を室内実験でも再現するために設定した ものである.つまり,供試体に非排水条件で十分な ひずみ履歴を与え,その後の再圧密で大きな体積収 縮を得るためである.図には排水を行う時点もあわ せて示した(図中■).

図-4 に繰返しせん断過程(Step1)におけるせん 断応カーせん断ひずみ関係および有効応力経路を示 す.この結果は圧密後の相対密度が 13%の豊浦砂 における結果である.実験開始時のせん断応力(軸 差応力/2)は初期鉛直応力が 100kPa で  $K_0$  値が 0.5 であるため 25kPa である.なお,繰返しせん断中は 水平応力 $\sigma_h$ を一定に保った.繰返しせん断による剛 性低下に伴いせん断応力はゼロに近づき,最終的に は等方状態( $\sigma_v = \sigma_h = 50 k Pa$ )となる.



Step1 終了後の排水過程の鉛直応力と水平応力の 関係ならびに体積ひずみと有効応力の関係を図-5 に示す.先に述べた等方状態からスタートし,まず 鉛直変位を固定したまま,非排水条件にて鉛直応力 が 100kPa になるまでセル圧を載荷する.その後, 鉛直変位を固定したまま,間隙水を排水する.その 際,鉛直応力 100kPa を維持するようにセル圧を制 御した.結果として,図にあるように水平応力が上 昇し,供試体の  $K_0$ 値が上昇することになる.その 際の再圧密特性は図に示すように,有効応力が小さ い領域で大きい体積ひずみが発生するような非線形 な関係となった.これらの一連の過程を Step6 まで 行った.さらに詳細な実験結果は文献<sup>12)</sup>を参照さ れたい.

#### (2) 置換率と K<sub>0</sub>値の関係

図-6 に各ステップの排水過程で生じる体積ひず みの累積値の関係を示す.各ステップの体積ひずみ の増加量はどのステップ間でもほぼ等しく,体積ひ ずみもほぼ線形に増加する傾向を示している.これ は図-3 のように載荷履歴がステップ状に増加して いることに起因して生じた可能性がある.つまり, ステップが進むにつれ供試体は密になるが,一定ひ ずみ振幅履歴を与える場合に比べて体積ひずみの増 加量が減少しにくいためであると考えれれる.また 細粒分含有率や初期相対密度が異なるにも関わらず, ステップと体積ひずみの関係はほぼ同様な傾向が得 られた.この関係は今回用いた材料ならびに初期相 対密度の範囲内での関係であり,他の材料や相対密 度の試験も行う必要があると思われる.

図-7 に各ステップの排水過程後の K<sub>0</sub>の変化を示す. K<sub>0</sub>=0.5 の初期状態から 1 ステップ目に K<sub>0</sub>は 1.3



程度まで増加し、その後  $K_0$ の上昇は緩やかになる.  $K_0$ は最大で約 1.9 となった.体積ひずみの場合と同様に  $K_0$ に関しても  $F_c$ による差は確認できない.

図-6, 図-7 より置換率と K<sub>0</sub>の関係を求めること ができる.実地盤では砂杭打設による地盤の隆起が 生じるが,本研究では砂杭打設により杭間地盤は水 平方向のみに変形し, 鉛直方向については変位を生 じないものと仮定する. つまり, 杭間地盤の体積変 化は砂杭の体積分に相当するものと仮定する. これ により、図-6において体積ひずみを置換率と読み 替えることができる. なお, ここで定義した置換率 は,理想的な条件を仮定したもので,厳密にいえば, 現場の土質条件や施工方法等により、上記の仮定条 件がそのまま適用できない場合があるとことに注意 する必要がある.図-8 に置換率(体積ひずみ)と K<sub>0</sub>の関係を示す.原田ら<sup>13)</sup>がまとめた現場計測に おける K<sub>0</sub>値と置換率の関係を同図に追記した.土 質条件,施工方法,対象深度,土圧測定法等が異な るため計測結果はかなりの変動を含んでいる.これ らの変動要因については今後さらに議論が必要であ ると思われる.一方で、今回の室内実験結果はこれ らの現場結果の変動のほぼ中間的な値を示したこと から、以後、この図の室内実験結果を元にして後述 する砂杭地盤と杭間地盤を並列に接続した非排水定 応力試験の各置換率における地盤の初期 K<sub>0</sub> 値を設 定した.



図-10 試験装置の全景写真

#### 3. SCP 複合地盤の繰返しせん断特性

SCP で改良された地盤の地震時繰返しせん断特性 を室内要素実験より求める.具体的には砂杭地盤と 杭間地盤を並列に接続した非排水定応力試験を行う (以後,この試験方法を並列定応力試験と呼ぶ).

並列定応力試験では図-9 に示す改良地盤のせん断 変形状態を想定した.このことは以下の二つの仮定 を行ったことに対応する.

①実地盤では杭間の地盤の密度や応力状態は杭芯 からの距離によって異なるが、その効果を平均化し て評価するものとする.すなわち、砂杭、杭間地盤 をそれぞれ1つの物性で代表させる.

②砂杭と杭間地盤に生じるせん断ひずみは等しい. すなわち砂杭と杭間地盤が一体となってせん断変形 する.

このとき、砂杭、杭間地盤要素に作用するせん断 応力をそれぞれ $\tau_s$ 、 $\tau_b$ とすると、複合地盤全体に作 用するせん断応力 $\tau_c$ は置換率 $a_s$ (無次元)を用いて 次式で表現できる.

$$\tau_c = \tau_s a_s + \tau_b (1 - a_s) \tag{1}$$

なお実際にこの複合地盤のせん断応力τ<sub>c</sub>を求める ための試験方法を以下に示す.

#### (1) 試験方法の概要

#### a) 実験装置と供試体作成方法

並列定応力試験には2台の中空ねじり試験装置を 用いた.図-10に実験装置の全景写真を示す.なお 実験に用いた中空ねじり試験装置の詳細については 文献<sup>14)</sup>を参照されたい.

砂試料には豊浦砂を用いた.供試体寸法は各要素 とも外径 7cm,内径 3cm,高さ 10cm である.供試 体作成方法は未改良地盤(置換率 0%)は空中落下 法を用いた.それ以外のケースは振動による締固め の影響を考慮するため,杭間地盤(置換率 3, 6%)は5層に分けてドライタンピング法により密 度調整した.置換率 10%の杭間地盤は直径 6mm の アルミ棒で5層に分けて各層当り 100回突固めた.

表-1 実験条件

ケース名	置換率(%)	応力振幅 (kPa)	$K_{\theta}$	D <sub>rs</sub> (%)	D <sub>rb</sub> (%)
Case:0-10		10		-	15
Case:0-15	0	15	0.5	-	27
Case:0-20		20		-	15
Case:3-15		15		85	35
Case:3-20	3	20	1.5	85	32
Case:3-25		25		84	32
Case:6-20		20		82	45
Case:6-30	6	30	1.7	85	58
Case:6-35		35		84	49
Case:10-30		30		86	67
Case:10-35	10	35	1.9	84	65
Case:10-40		40		85	65



**図-11** 複合地盤のせん断応力τ。を求めるための制御 手順

砂杭部に関しては置換率 10%の作成方法に加えて、 木槌で供試体作成モールドに振動を与えることで所 定の密度に調整した. 飽和化の処理に関しては 2(1)b)と同様の方法によった. その後,所定の置換 率の  $K_0$ 値で鉛直応力 100kPa まで異方圧密した.

#### b) 並列定応力試験の方法

図-9 の想定した地震時のせん断状態を達成する ための試験制御手順について図-11 により説明する. まず各々の供試体に鉛直変位固定条件下で等しいせ ん断ひずみ増分を与える.その後,各々の供試体で 鉛直応力が一定となる様に側圧を制御する.さらに 砂杭と杭間地盤要素の水平方向の境界条件として砂 杭の K 値が杭間地盤の K 値に等しくなるように図 の手順③および④にある制御を行った.最後に $\tau_s$ , $\tau_b$ を計測し,(1)式より $\tau_c$ を算定する.この $\tau_c$ が所定の 応力振幅となるように繰返し載荷制御を行う.なお, 実験は供試体の両振幅せん断ひずみが 5%に達した らそのサイクルが終了した時点で終了した.

#### c)実験ケース

表-1 に試験条件を示す.実験パラメーターは置換率および応力振幅である.表中のケース名は置換率と応力振幅の組み合わせで表した.例えば, Case:6-20 は置換率が 6%でせん断応力振幅が 20kPa の条件であることを意味する.置換率は 0%(未改 良地盤),3,6,10%の4種類とした.応力振幅は各 置換率につき3つのせん断応力振幅を設定した.



図-12 各要素のせん断ひずみと全応力の時刻歴 (Case10-40)



図-13 各要素の応力ひずみ関係と有効応力経路 (Case10-40)

砂杭および杭間地盤の各供試体の初期条件として 砂杭打設後の密度および  $K_0$ 値を与えた.密度や  $K_0$ 状態は置換率に応じて変化する.砂杭打設後の杭間 地盤の相対密度  $D_{rb}$ は以下の手順で求める.まず, 未改良地盤の相対密度  $D_{rl}$ は次式で表せる.

$$D_{r1} = \frac{e_{\max} - e_{1}}{e_{\max} - e_{\min}}$$
(2)

ところで,置換率 *a*。は未改良地盤の間隙比 *e*<sub>0</sub> および砂杭打設後の杭間地盤の間隙比 *e*<sub>1</sub> を用いて次式で定義される.

$$a_{s} = \frac{e_{0} - e_{1}}{1 + e_{0}} \tag{3}$$





(3)式を若干変形する.

$$e_1 = e_0 (1 - a_s) - a_s \tag{4}$$

最後に(4)式を(2)式に代入すると(5)式が得られる.

$$D_{rb} = \frac{e_{\max} + a_s - e_0(1 - a_s)}{e_{\max} - e_{\min}}$$
(5)

(5)式により,改良前の地盤の間隙比および置換率から改良後の杭間地盤の相対密度を算定することができる.本試験では改良前の地盤の相対密度を20%に想定した.置換率と $K_0$ の関係は図-8 より求めた.図より所定の置換率に対応する $K_0$ 値を読み取った.その結果,表にあるように $K_0$ 値は,置換率 0%の時には 0.5, 3%では 1.5, 6%で 1.7, 10%で 1.9 をそれぞれ設定した.

#### (2) 試験結果

図-12 には置換率 10%, せん断応力振幅 40kPa (Case10-40)における繰返しせん断中のせん断ひ ずみおよび鉛直,水平応力の時刻歴を示す. 図中に は砂杭要素を破線で,杭間要素を実線で示したが両 者はほとんど重なっている. 図より各要素の等せん 断ひずみ条件が達成されていることがわかる. さら に各供試体で水平応力が等しくかつ鉛直応力が 100kPa に保たれていることも確認できる.よって, 図-11 に示した実験の制御フローが達成されている ものと判断した.さらに,水平応力は,190kPa (K<sub>0</sub> 値=1.9)から繰返しせん断履歴により徐々に低下 し,最終的には鉛直応力と等しくなり,等方状態に なることがわかる.

同ケースにおける各要素の応力-ひずみ関係と有 効応力経路を図-13 に示す.砂杭要素では繰返しせ ん断によって平均有効応力は徐々に減少するものの, 平均有効応力にして約 100kPa 付近からはその減少 傾向が鈍る.さらにせん断ひずみ振幅が増加してい くと密な砂の正のダイレイタンシーに起因して,平 均有効応力は初期平均有効応力 160kPa を大きく上 回り,その結果せん断応力も最大 220kPa まで増加 した.一方,杭間要素は相対密度が 65%と中密で



図-15 複合地盤の応力比-繰返し回数関係(初期有効鉛 直応力で正規化)



図-16 複合地盤の応力比-繰返し回数関係(初期平均有 効応力で正規化)

あるため、繰返しせん断履歴が加わることで、平均 有効応力はゼロになる.ただし、せん断ひずみ振幅 が大きくなると、砂杭要素ほどではないにしても、 ダイレイタンシーに起因してせん断応力が増加する.

図-14 には図-13 に示した各要素のせん断応力から(1)式より算出した複合地盤としての応力-ひずみ関係を示した.図よりこのケースの複合地盤の応力-ひずみ関係は,密な砂の定応力非排水繰返しせん断試験結果と似た傾向を示していることがわかる.

#### (3) 複合地盤の繰返しせん断応力比

複合地盤の応力比と繰返し回数 N<sub>l</sub>の関係を図-15 に示す.ここで N<sub>l</sub>は両振幅せん断ひずみ (DA) が 5%に達した時点での繰返し回数と定義した.図中 の応力比は応力振幅を初期有効上載圧 σ<sub>ν</sub><sup>0</sup>



図-17 繰返し回数20回の応力比と置換率の関係



図-18 砂杭要素のせん断応力分担率a,と N/N<sub>1</sub>の関係

(100kPa) で正規化したものである. 図より置換率 の増加に伴って、応力比ー繰返し回数曲線は上方に シフトすることが確認できる.この繰返しせん断強 度増加には複数の要因が考えられる.具体的には、 ①杭間地盤の密度が増加する効果(密度効果),② 側方応力の増加に起因する K<sub>0</sub>増加効果, ③砂杭に よる応力分担効果(砂杭効果)である.ここで②の K<sub>0</sub>効果は、せん断応力振幅を初期平均有効応力  $\sigma_{m0}$ ' ( $\sigma_{v0}$ '(1+2 $K_0$ )/3) で正規化することで取り除 くことができる<sup>15)</sup>(図-16),置換率が0.3.6%の 場合の曲線は近接しており, それより上方に置換率 が 10%の曲線が位置している. この関係を明確に するため、図-15、図-16から繰返し回数が 20 回の 時の応力比を図-17 にまとめて示す. これらの図よ り平均有効応力で正規化した応力比より判断すると 低置換率で杭間地盤の相対密度が小さい場合には, K<sub>0</sub> 増加の効果が卓越していることがわかる.一方, 置換率が 10%のケースでは、杭間地盤の密度増加 ならびに砂杭効果が卓越してくることが読み取れる. なお、これらの結果は比較的初期相対密度が小さい 豊浦砂の限られた結果である.したがって様々な細 粒分含有率や相対密度を有する砂質土の挙動につい て議論を行うためには、今後、さらなる実験が必要 である.

#### (4) 応力の分担機構

これまでは複合地盤としての繰返しせん断強度に 着目してきた.ここからは、この繰返しせん断強度



図-19 Ecと置換率の関係

を発揮するために砂杭と杭間地盤がどのような割合 で応力分担しているかについて考察する.これに先 立ち,応力分担率を以下の様に定義する.

まず(1)式の両辺を $\tau_c$ で除すると(6)式になる.

$$\frac{\tau_s a_s}{\tau_c} + \frac{\tau_b (1 - a_s)}{\tau_c} = 1 \tag{6}$$

ここで左辺の第一項および第二項を、砂杭、杭間地 盤が負担するせん断応力の分担率 $\alpha_s$ 、 $\alpha_b$ と定義する. なお、(6)式は、複合地盤のせん断応力を 1 とした 場合、砂杭と杭間地盤の非線形性ならびに面積比を 考慮した応力の負担割合を表している.よって $\alpha_s$ 、  $\alpha_b$ はそれぞれ 0 から 1 の値をとり得る.また(1)式 と同じ仮定条件を含んでいることに留意する必要が ある.

$$\alpha_s = \frac{\tau_s a_s}{\tau_c}, \alpha_b = \frac{\tau_b (1 - a_s)}{\tau_c}$$
(7)

α,は連続して変化する量であるが以降の整理には せん断ひずみが正でかつ載荷から除荷に反転する点 (せん断ひずみの正の頂点)の値を用いた.

図-18 は各々の置換率のあるケースについての*a*, と *N*/*N*<sub>*l*</sub>の関係を示したものである. 横軸は繰返し 回数 *N* を *N*<sub>*l*</sub>で正規化した. 図より置換率が大きい ほど*a*,は大きくなり,置換率の増加に伴い,複合地 盤全体に作用する荷重の中で砂杭が負担する割合が 大きくなる. これは負担率の定義から当然の傾向で ある. また*a*,は杭間地盤の非線形化に伴い *N*/*N*<sub>*l*</sub>が 0.8 を超えた回数あたりから増加し始める. この増 加が始まる *N*/*N*<sub>*l*</sub> は置換率が大きいほど小さくなる. つまり,置換率が大きいと,応力の負担が早い段階 で杭間地盤から砂杭へと移行し,砂杭が適切に機能 する. 一方,置換率が相対的に小さくなると杭間地 盤の挙動が支配的となり,砂杭へ荷重が移行する前 に地盤が大変形に至る. その結果,砂杭の機能を十 分に発揮できないものと考えられる.

#### (5) 累積損失エネルギーによる評価

これまでは、応力分担率について議論を行ってき たが、これより、各要素の変形特性も加味した評価 を行うものとする.ここでは土要素の靭性(粘り) に着目して累積損失エネルギーを用いて考察する. 累積損失エネルギーW(t)は土が荷重を受けて変形す る際に費やすことのできるエネルギー容量を表して おり次式で表せる<sup>16</sup>.

$$W(t) = \int_0^t \tau(t) \dot{\gamma}(t) dt \tag{8}$$

累積損失エネルギーはせん断応力とせん断ひずみの履歴ループの面積の累積値として求めることができる.この値が大きいほどエネルギー吸収能力が高い土であるといえる.本研究では累積損失エネルギーを初期有効上載圧で正規化して用いた.各要素のせん断応カーせん断ひずみ関係から砂杭と杭間地盤の正規化累積損失エネルギーE<sub>s</sub>, E<sub>b</sub>を算定する.ここで,式(1)と同様に置換率を用いて,複合地盤の正規化累積損失エネルギーE<sub>c</sub>を次式で定義した.

$$E_{c} = E_{s}a_{s} + E_{b}(1 - a_{s})$$
<sup>(9)</sup>

なお、(9)式の右辺は砂杭と杭間地盤で等せん断ひ ぜみ条件を仮定していることから、図-14 で示した ような複合地盤の応力ひずみ関係より直接正規化累 積損失エネルギーを求めることもできる. 図-19 は せん断ひずみ両振幅 DA が 5%に達した時の Ecを置 換率ごとに示したものである. 置換率が 0,3,6%の 場合を比較すると正規化累積損失エネルギーの上昇 は緩やかである.しかし、置換率が 10%の場合で はその値が急増しており, 靭性が改善されているこ とが分かる.この関係は図-17の応力比と置換率の 関係(図中▲)と類似の傾向を示す.ただし,置換 率 0%に対する置換率 10%のときの正規化累積損失 エネルギー比は約 10 倍前後である. これに対して, 図-17 の応力比で評価したときの置換率 0%に対す る置換率10%の比は約3倍程度である.このことか ら正規化累積損失エネルギーの方が改良効果が現れ やすい指標であることがわかる.

#### 4. まとめ

SCP 施工過程を模擬した三軸試験および SCP 複 合地盤の地震時せん断変形状態を模擬した並列定応 力試験を実施して, SCP 複合地盤の非排水繰返しせ ん断特性に関する基礎的研究を行った. 結論をまと めると以下のとおりである.

- SCP 施工過程を模擬した三軸試験により置換率 と K<sub>0</sub> 値の関係を示した.その結果,置換率 10% では K<sub>0</sub>値が約 1.9 となった.
- (2)並列定応力試験により SCP 複合地盤のせん断応 カーせん断ひずみ関係を求めた. その結果から複

合地盤の繰返しせん断応力比と置換率の関係を求めた.

- (3)置換率が低い場合には、複合地盤の繰返しせん 断応力比に対して K<sub>0</sub> 値増加の影響が支配的であ る.これに対し、置換率が高くなると杭間地盤の 密度増加効果ならびに砂杭の応力分担効果が卓越 する.
- (4)砂杭の応力分担率は繰返し載荷による杭間地盤 の非線形化により N/N<sub>i</sub>が 0.8 を超えてから急激に 増加し,置換率が高いほど砂杭が有効に機能する.

#### 5. 今後の課題

本論文の基礎的検討において,杭間地盤が非線形 化しても砂杭の応力分担効果が発揮されることがわ かった.この結果を強震時のSCP改良地盤の性能設 計に反映させる考え方について以下に示す.

置換率を求める手順について述べる.まず,様々 な種類や密度の砂試料に対して図-17または図-19に 示した応力比または正規化累積損失エネルギーと置 換率の関係を室内要素試験において事前に求めてお く.地震による設計外力(応力比または累積損失エ ネルギー)は各種指針のせん断応力比を参照するか または対象とするサイトの地盤をモデル化し,基盤 より想定地震動を入力する地震応答解析を行うこと で求めることができる.これらの外力に対応する置 換率をグラフより直接読み取ることで置換率が決定 できる.

一方,対策効果について詳細検討を行う場合にも本研究の実験結果が応用できる.具体的には,有効応力解析等行う際に,SCP複合地盤を1要素と考えて要素シミュレーションを行う.その際,解析のターゲットとして図-14に示した応力-ひずみ関係や図-15,図-16の応力比-繰返し回数関係をフィッティングする.ここで得られたパラメーターは砂杭の応力分担効果を含んだ改良地盤の解析パラメータである.

今後は、様々な種類や密度の砂試料について本論 文で示した実験を実施し、上記の考え方の合理性に ついて検証を行う予定である.

#### 参考文献

- 大林淳,原田健二,山本実,佐々木康:締固め地盤の 液状化抵抗に関する評価,第10回日本地震工学シンポ ジウム,pp.1411-1416,1998.
- 2) Tsukamoto, Y., Ishihara, K., Yamamoto, M., Harada, K. and

Yabe, H.: Soil densification due to static sand pile installation for liquefaction remediation, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 2, pp.9-20, 2000.

- 3) 安藤裕,山本実,原田健二,野津光夫:砂杭圧入によ る緩い砂質土の密度増大に関する一考察,第31回地盤 工学研究発表会,pp.73-74,1996.
- 4) 沼田淳紀,田雑満孝,染谷昇,國生剛治:杭打設にと もなう水平土圧増加に関する基礎的実験,第37回地盤 工学研究発表会,pp.2053-2054,2002.
- 5) 野田利弘, 中野正樹, 水野和憲, 竹内秀克:砂杭造成 によるゆるい砂質地盤の締固め効果に関する水~土連 成解析, 地盤工学会論文報告集, Vo.41, No.4, pp.113-123, 2001.
- 6) 榎 明潔,八木則男,矢田部龍一:複合地盤要素の圧密時の砂杭への応力集中,土木学会論文集,No. 376/III-6, pp.201-209, 1986.
- Asaoka, A., Kodaka, T. and Nozu M.: Undrained shear strength of clay improved with sand compaction piles, *Soils* and Foundations, Vol. 34, No. 4, pp.23-32, 1994.
- 8) 佐藤友美,橋本正輝,前田健一:均質化応答解析から みた締固め液状化対策地盤の震動特性,第38回地盤工 学研究発表会,pp.2029-2030,2003.
- 9) 安田進,原田健二,田中智宏,内山純一,小津祐介, 西川耕司:複合地盤における液状化発生軽減効果に関 する実験,第39回地盤工学研究発表会,pp.1939-1940, 2004.
- 建設省土木研究所地盤防災部動土質研究室他:液状化 対策工法の開発に関する共同研究報告書(その5), pp.230-241, 1997.
- 11) 地盤工学会:地盤工学ハンドブック, pp.1225-1228, 1999.
- 12) Priyankara, N. H., Kazama, M., Uzuoka, R., Sento, N. and Sakamoto, K. : The stress state and volume change of sandy ground established by Sand Compaction Pile installation, The 15<sup>th</sup> International Offshore and Polar Engineering Conferece and Exhibition, ISOPE2005 (submitted), 2005.
- 原田健二、山本実、大林淳:静的締固め砂杭打設地盤のK<sub>0</sub>増加に関する一考察、土木学会第53回年次学術講 演会、III部門、pp.544-545、1998.
- 14) 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.
- 15) 石原研而,安田進:液状化に及ぼす地震波の不規則性 と初期拘束圧の影響,土と基礎, Vol.23, No.6, pp.-29-35, 1975.
- 16) Kazama, M., Yamaguchi, A. and Yanagisawa, E.: Liquefaction resistance from a ductility viewpoint, *Soils and Foundations*, Vol. 40, No. 6, pp.47-60, 2000.

(2005.3.15 受付)

## EVALUATION OF CYCLIC SHEAR DEFORMATION BEHAVIOR OF SCP COMPOSITE GROUND

# Noriaki SENTO, Katsuhiro SAKAMOTO, Priyankara Nadeej HANSARAJ, Rosuke UZUOKA and Motoki KAZAMA

Sand compaction pile (SCP) method has been widely used as a countermeasure against liquefaction since 1970's in Japan. Its effectiveness has been confirmed in recent past earthquakes. However, in the practical design of SCP, only the strength of surrounding improved ground is considered and dense sand piles are not taken into account. For a rational design, it is necessary to consider not only the surrounding improved ground but also the sand piles. In order to study the characteristics of SCP improved composite ground under undrained cyclic shear loading, pararell elementary tests were conducted in the laboratory. The undrained cyclic strength of SCP improved ground was obtained and characteristics of shear stress distribution in the SCP improved ground was discussed in this paper.