

岐阜工業高等専門学校 (正) 水野和憲
 不動建設(株) (正) 竹内秀克
 名古屋大学 (正) 野田利弘, 中野正樹, 浅岡顕

1 はじめに

間隙が水で飽和したゆるい砂質地盤は地震時に液状化の被害を受けやすいため、液状化対策として地盤改良が行われる。液状化防止工法としては専ら、砂の密度増加を期待した「締固め工法」が現場で多く用いられている。しかし、地盤を構成するゆるい砂の締固めメカニズムについては、未だ十分に明らかにされていない。大きな理由の一つには、負のダイレイタンスを示すようなゆるい詰め砂のせん断特性、特に非排水せん断時の平均有効応力 p' ～せん断応力 q 空間における限界状態線下側での塑性圧縮を伴う軟化挙動が、弾塑性力学に基づいて記述できなかったためであると考えられる。

そこで本論文では、ゆるい詰め砂から密詰め砂までのせん断特性を、初期に砂が有する構造の程度(後述)と過圧密の程度ならびに、それらの喪失の仕方で定量的に表現することができる「上負荷面カムクレイモデル¹⁾」を用いた水～土連成解析^{2), 3)}により、ゆるい砂質地盤の締固めメカニズムについて、構造の喪失と過圧密の解消・増加に注目して考察する。また、本論文で対象にする締固め工法は、振動を用いない砂杭造成によって砂質地盤を締め固める「静的締固め砂杭工法⁴⁾」を採用し、砂杭一本の造成過程を考慮して、ケーシング押込みによる「拡径過程」とケーシング引抜きを想定した「除荷過程」を地盤下部から段階的に繰り返す過程と見なし、それを再現する境界条件を砂質地盤に与えて計算する⁵⁾。そして、締固め後の改良効果について、砂杭造成前後における地盤内の砂のせん断特性変化を取り上げ考察する。また、改良地盤の置換率や砂杭拡径速度を変えた場合の締固め特性についても言及する。

2 締固め対象としての砂質地盤の初期状態の設定と計算条件

(1) 材料定数と地盤の初期状態の設定

砂杭拡径による締固め工法の施工実績を考慮して、砂杭造成位置も含めた模式図を図1に示す。本論文では、砂質地盤(層厚12m)に対し、半径20cmのケーシングパイプを用いて、杭間隔2m(置換率12%)、半径35cm、長さ12mの砂杭1本を約15分で造成する場合を想定する。また、計算で対象にした砂質地盤の初期状態についても、実際にこの砂杭拡径による締固め工法を用いる地盤を参考にして決めた。計算に用いた砂の材料定数を表1に示す。ここで、図2に示すように上負荷面カムクレイモデルでは、カムクレイ降伏面とこれに相似形な上負荷面との相似比 R^* (あるいはその逆数 $1/R^*$) を構造の程度とし、上負荷面と(現応力点を通る)下負荷面との相似比 R を過圧密の程度とする。なお、相似比 R の逆数 $1/R$ は過圧密比に相当する。これらを用いると、砂の初期状態を初期構造の程度 $1/R_0^*$ と初期過圧密の程度(初期過圧密比) $1/R_0$ を変えることにより表現できる。例えば、ゆるい詰め砂は、若干過圧密で構造が高位な状態 ($1/R_0$: 小, $1/R_0^*$: 大) に、一方で、密詰め砂は、構造が低位で超過圧密状態 ($1/R_0$: 大, $1/R_0^*$: 小) にあるとする⁶⁾。

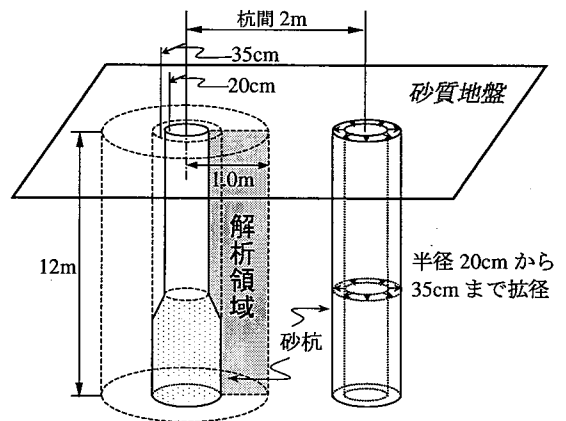


図1 砂杭及び周辺地盤の模式図

A study on the effects of compaction of a loose sandy ground by cylindrical cavity expansion. Mizuno, K. (Gifu National College of Technology), Takeuchi, H. (Fudo Construction Co., Ltd), and Noda, T., Nakano, M. and Asaoka, A. (Nagoya Univ.)

表1 材料定数

圧縮指数 $\bar{\lambda}$	0.045
膨潤指数 $\bar{\kappa}$	0.010
限界状態定数 M	1.45
$p' = 98$ (kPa) における比体積 N	1.685
ポアソン比 ν	0.30
透水係数 k (m/sec)	3.0×10^{-4}
土粒子の密度 ρ_s (kN/m ³)	26.17
正規圧密土化指数 m	0.04
構造劣化指数 m^*	0.9
初期構造の程度 $1/R_0^*$	10.0
初期過圧密比 $1/R_0$	2.0
地盤の初期平均比体積 v_0	1.75

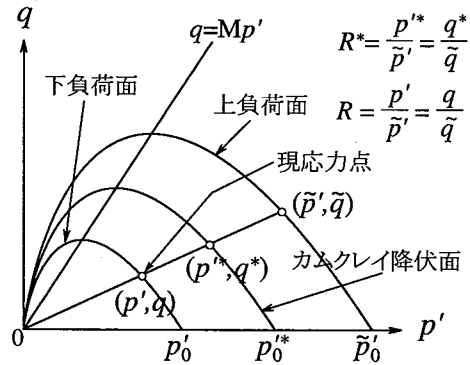


図2 3つの負荷面

そこで本論文では、締固め対象とするゆるい砂質地盤の初期状態として表1のように設定した。また、表1中の正規圧密土化指数 m とは、過圧密が正規圧密へと遷移する（解消する）速さを表し、構造劣化指数 m^* とは、構造喪失の速さを示す材料定数であるが、砂の力学挙動をうまく表現するため、構造喪失が過圧密解消に卓越するような値を選んである。

次に、地盤内の初期応力分布、初期比体積分布については、水平方向には一様で、鉛直方向には39.2kPaの上載圧（解析領域である飽和砂質地盤上に不飽和土層およびサンドマットがあることを仮定）のもと土被り圧に応じて分布させた⁷⁾。

以上から、砂質地盤の初期状態は図3のようになる。ここで、 $1/R_0$ 及び $1/R_0^*$ は不均質に分布させることができるが、簡単のため、本論文では地盤内全域で一様に分布させている。また、側方応力の鉛直応力に対する初期側圧係数は一様とし、表1の弾塑性パラメータから求まる $K_0=0.81$ を仮定した⁷⁾。

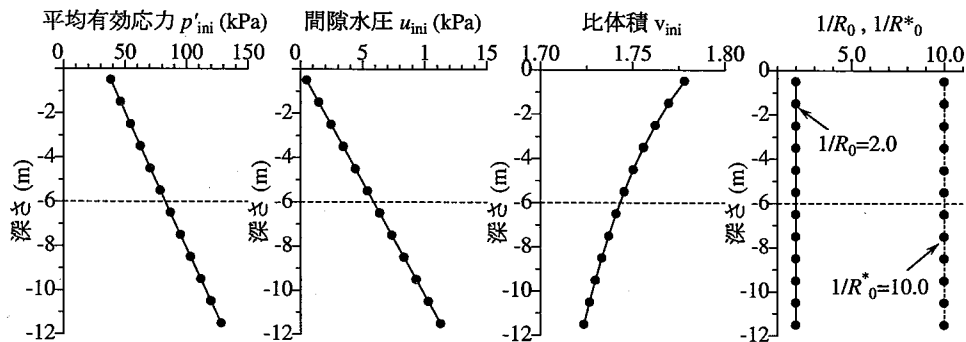


図3 地盤の初期状態

(2) ゆるい砂の非排水せん断特性

さて、このようにして初期状態を決めたゆるい砂が、どのようなせん断挙動を示すのか、具体的に地盤の深さ中央部（図3での点線部分）における砂要素の非排水せん断特性をとりあげて述べる。これは、前述した構成式に、図4のような非排水条件下の一樣せん断場（等体積せん断）を与え、差分的に数値積分を行ったものである。図5に結果を示す。なお図中で、 η' は、せん断応力 q と平均有効応力 p' の比 ($\eta' = q/p'$) を表し、また同図には構造の程度 R^* と過圧密の程度 R の関数である M_s の動きと M (=「定数」) も示してある。 M はカムクレイモデルでの限界状態定数で、塑性圧縮と塑性膨張の分水嶺となる応力比を表し、 M_s は硬化・軟化の分水嶺となる応力比を表す。 M_s はせん断とともに変化し、塑性変形に伴う構造劣化と過圧密解消によって最終的に M に一致する。これによって、 M_s と M がとりうる領域の中で、当該要素の応力状態がどの領域に存在している

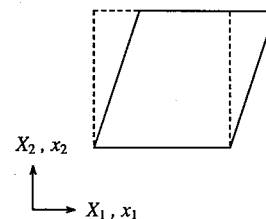


図4 等体積せん断試験

かがわかる。また、せん断応力 $q = \sqrt{3S \cdot S/2}$ 、 $S = T' - p'I$ 、せん断ひずみ $\varepsilon_s = \sqrt{2e' \cdot e'/3}$ 、 $e' = e + \frac{1}{3}(\text{tr } e)I$ 、 e は Euler ひずみである。

図5をみると、せん断初期からせん断ひずみが約8%まで(A→B→C)は $\eta' < M$ であるため、せん断には塑性圧縮が生じている。また、急激な構造喪失(R^* の増加)を伴って、ごく初期 $\eta' < M_s$ で硬化(A→B)後、すぐに $M < \eta' < M_s$ (B→C)の間で軟化を示す。

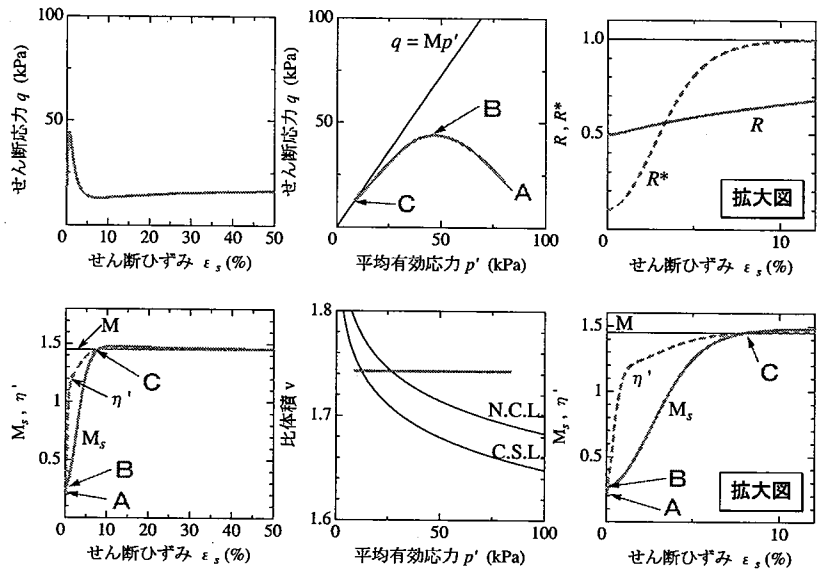


図5 非排水せん断応答(ゆるい砂)

すなわち、構造喪失に伴った限界状態線下側での塑性圧縮軟化が生じる。それ以降(C以降)は構造をほとんど喪失($R^*=1$)し、 $M < \eta'$ に応力状態を移した後、塑性膨張の発生とともに、 $\eta' < M_s$ でわずかに硬化を示す。この塑性膨張を伴う硬化挙動は、構造がほとんど完全に喪失した状態で過圧密状態が続くためであるが、ゆるい砂ほどこの塑性膨張硬化挙動は少ししか示さない。つまり、限界状態線下側での塑性圧縮軟化が顕著なこの挙動は、まさに「ゆるい砂」に特徴的な挙動⁸⁾を表していると言える。

(3) 砂杭造成過程の数値計算手順

次に、砂杭造成過程の数値計算手順について示す。実施工では隣り合う砂杭が同時に造成されることはないため、実際の締固め効果にはその施工履歴も影響すると思われるが、ここでは、最も簡単な条件を考えて、一本の造成過程を軸対称条件で仮定して計算する。また、実際は砂質地盤・砂杭・ケーシング三者の相互作用の結果、砂質地盤の変形が決まるため、三者を連立して解く必要があるが、砂質地盤だけを解いている。図6にはその有限要素メッシュ(縦60×横10要素)と境界条件を示している。砂杭が造成される側の地盤の境界(左側)を排水条件とし、砂杭拡張は強制水平変位を与えることで表現する。ケーシング押込みによる拡張時は鉛直変位も固定し、ケーシングの引抜き時には、地盤とケーシングあるいは砂杭間に拡張過程で発生した鉛直方向の周面摩擦力が除荷されるものと考え、以下で示すA.~C.

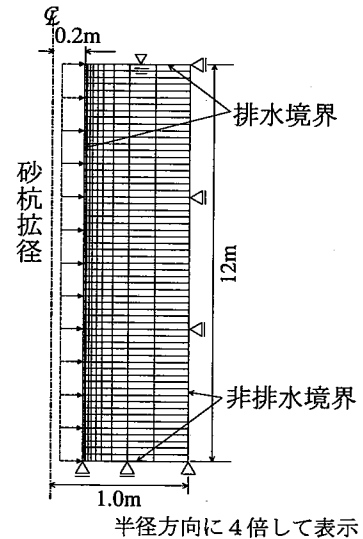


図6 有限要素メッシュと境界条件

の過程で砂杭造成過程をシミュレートする⁵⁾。なお、拡張過程と除荷過程の概念図を図7に示しておく。

A. ケーシング押込みによる拡張過程

有限要素計算では拡張付近を円筒形を保ったまま拡張の条件を与えることができないので次のように拡張過程を近似した。まず、地盤最深部の左側下端の節点を一定時間で右側に3cmの強制水平変位を与える(図8参照)。これを1段階目の拡張とする。次に2段階目として、この節点と1つ上の節点に強制水平変位を同時に与える。この方法で、上の節点へ順に5段階分の強制変位を定率で与えると、下から5節点分が側方に移動し、一番下の節点位置で15cm(=3cm×5段階)拡張されたことになる。

B. ケーシング引抜きに伴う除荷過程

A. によってある所定位置で15cm拡張した後、ケーシング引抜きを想定して、砂杭およびケーシ

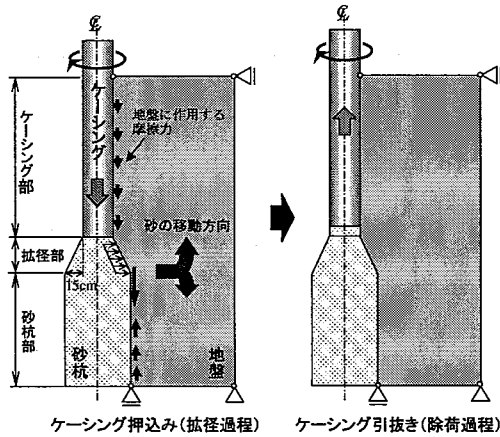


図7 拡張過程・除荷過程の概念図

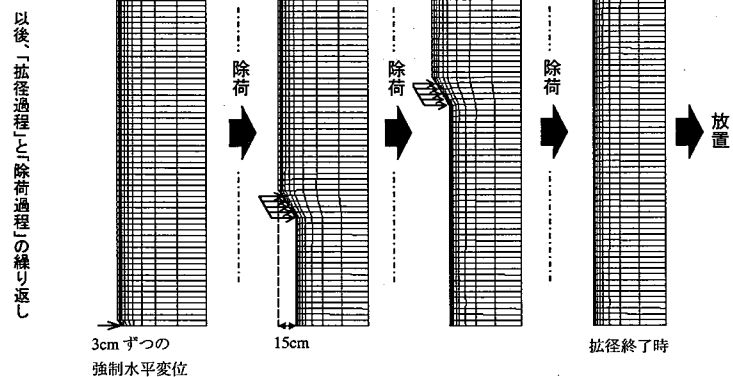


図8 実際の変形図

グと地盤の間に生じる周面摩擦力の鉛直成分を「除荷」する。すなわち鉛直方向は、A. での変位固定条件から荷重境界条件に変えて、地盤が受けていた鉛直方向の力を地盤に逆向きに作用させる。以後、A. において15cm 拡張が左端境界部の各節点で下から順に行われる毎に除荷計算を行う。

C. 拡張・除荷繰り返しと圧密放置過程

A.、B. の過程を砂質地盤上部まで繰り返せば（計65段階）拡張が終了となるが、拡張中には地盤内部に過剰水圧が発生するので、最後に地盤内に残存する過剰水圧が消散するまで圧密放置させる。

本計算では、A. の1段階当たりの拡張時間を10秒とし、B. の除荷には4.2秒とした。これにより、各節点が15cm 拡張されるのに必要な時間は50秒となり、1本の砂杭を造成するのに必要な総時間は約15分となる。また、地表面からのケーシング初期貫入時にも、地盤は砂杭の側方に排土されるが、簡単のため、ケーシングの初期貫入過程とその効果は考えず、地盤の初期状態を乱れていないものとして地盤の初期条件を与える。

3 砂杭拡張によるゆるい砂質地盤の締固め挙動とその改良効果の検討

ゆるい砂質地盤の砂杭拡張による締固めメカニズムと改良効果の検討について、(1) 地盤全体の平均比体積変化、(2) 地盤とケーシング・砂杭間の周面摩擦力、(3) 砂杭造成前後のせん断特性の変化、の3項目をとり上げて考察する。

(1) 地盤全体の平均比体積変化

表2に、砂杭造成後の地盤全体の平均的な比体積減少量と地表面の最大隆起量を示す。現場で蓄積された観測データから経験的に、砂杭造成後、地盤全体で比体積が約0.1程度減少すると締固め効果が得られると言われている（例えば、山本ら⁹⁾）。このことから、本計算で設定したゆるい砂質地盤では締固め効果が十分に得られていることがわかる。

表2 砂杭造成後の比体積減少量、地表面の最大隆起量

初期状態	比体積減少量	地表面の最大隆起量
ゆるい砂質地盤	0.132	13.54 cm

次に、拡張開始時から圧密終了時までの比体積変化分布の推移を、 R^* 分布、 R 分布ならびに過剰水圧分布の推移とともにそれぞれ図9～図12に示す。（各図、拡張途中の図は、拡張開始時から320秒後と604秒後であり、拡張終了時は902秒後である。）なお前述したが、 R^* 、 R については、ともに0～1の間で値をとり、塑性変形が進むにつれ、構造を喪失し（ $R^* \rightarrow 1$ 、非可逆）、過圧密を解消して（ $R \rightarrow 1$ ）、構造のない正規圧密土へと近づく。しかし、 R は除荷が起きればその値は減少し、再び過圧密となる。

比体積変化分布をみると、地盤深部から拡張が進行するにつれて比体積減少もまた地盤深部から現れている。 R^* 分布では、比体積変化分布に対応して、拡張により構造が喪失 (R^* が増加) している。砂質地盤全層で拡張が完了し、圧密が終了した時点では、地盤全体でほとんど構造を喪失 ($R^*=1$) している。 R 分布についても、拡張の進行に伴い、周辺の砂要素は過圧密を解消して、正規圧密土化が進む (R が増加)。しかし、その後のケーシング引抜きを想定した除荷によって R は減少、すなわち過圧密比 ($1/R$) が増加し、圧密終了時には拡張前に比べ、より過圧密な地盤に変化している。過剰間隙水圧については、強制変位を与えている部分で、拡張時に最大約 12kPa 発生しているものの、拡張完了後約 8 秒で直ちに消散している。

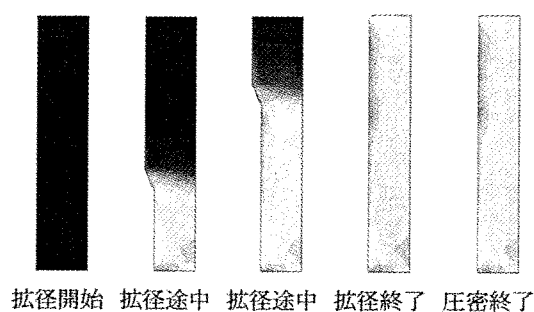


図9 比体積変化分布

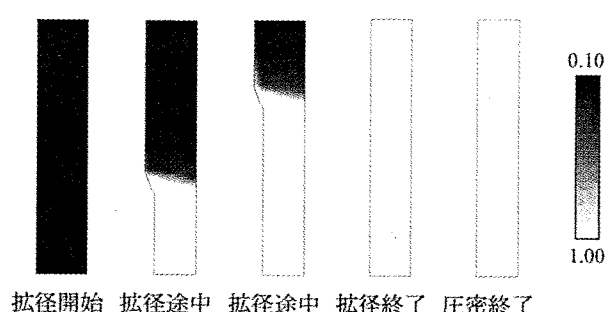


図10 R^* 分布

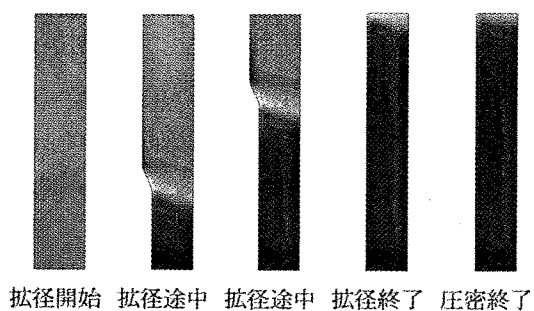


図11 R 分布

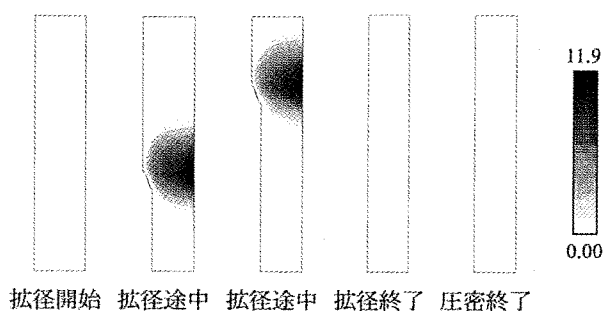


図12 過剰間隙水圧分布 (単位: kPa)

地盤内の挙動についてさらに詳細に調べるため、地盤内中央深さの代表的な砂要素 A の挙動を図 13 に示す。なお、図中の濃い実線は当該要素 A と同一深さで拡張が行われている間の挙動を示す。

当該砂要素と同一深さで拡張が行われる前では、つまりそれ以深の拡張では、せん断応力 q と平均有効応力 p' は初期状態からほとんど変化しないが、僅かながらせん断ひずみ ε_s は進行し、同時に比体積 v も減少する。これは、砂が (過圧密の解消に比べて) 僅かなせん断ひずみで構造喪失が進むためである。

当該砂要素深さで拡張が始まると、せん断応力が上昇しながら、構造の喪失が進み、比体積も急激に減少してゆく。そしてさらにその深さで拡張が進んで構造がほとんど完全に喪失し ($R^*=1$) 過圧密の解消だけが進む段階 ($\varepsilon_s = 10\%$) になると、平均有効応力が急激に増加し始めるが、比体積は僅かに減少するだけである。このことは、比体積減少の大部分が、あまり大きな力を必要としないせん断初期から構造が完全に喪失するまで ($R^*=1$, $\varepsilon_s = 10\%$ 近傍まで) に得られていることを表している。つまり、構造が卓越したゆるい砂質地盤は小さい力で締固め可能なことが分かる。しかも、砂要素の応力比 η' が常に M や M_s の下側に位置することから、砂は塑性圧縮を伴う硬化によって締まることが分かる。

さらに拡張位置が当該砂要素深さより上部へ移動すると、砂要素は、ケーシング引抜きを想定した除荷過程による弾性膨潤と、上部での拡張に伴う「繰返し」再負荷が限界状態線 $q = Mp'$ の下側で何度も生じるため、下負荷面が上負荷面を押し上げ、過圧密比 $1/R$ は増加する (R は減少する)。そして、圧密終了時には、拡張前よりも過圧密比が大きな地盤に改良され、有効応力状態が限界状態線よりずっと下側に存在し、地盤は安定する。

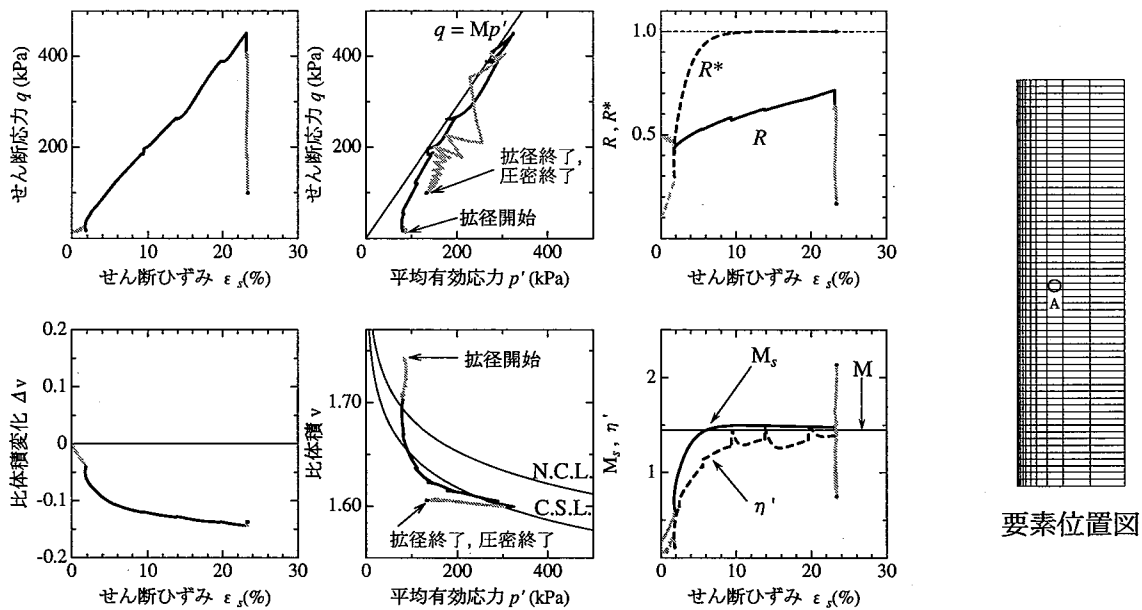
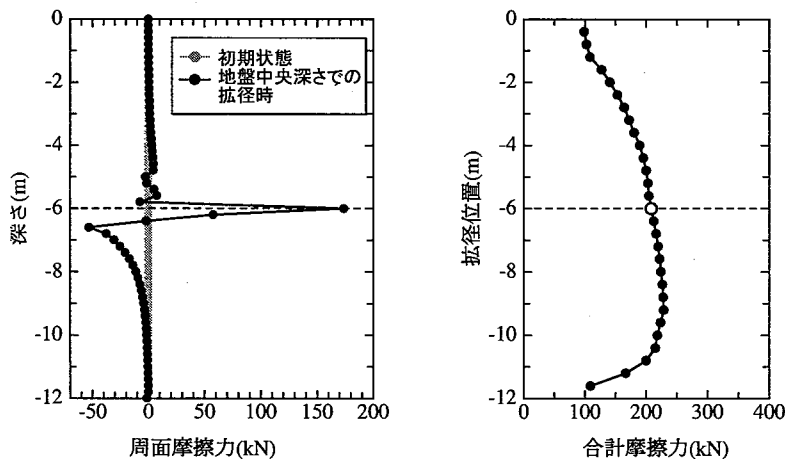


図13 代表的な要素 A の挙動

(2) 地盤とケーシング・砂杭間の周面摩擦力

次に、図 14(a) に地盤中央深さで掘径を行った時点での砂質地盤に作用する鉛直方向の周面摩擦力分布を示す。なお、摩擦力は有限要素の等価節点力（杭周の積分値）を用いて表している。この図から、掘径位置より下側の、すでに掘径が終了した部分では、地盤が砂杭部から上向きの周面摩擦力を受け、一方で、掘径位置より上側の掘径部とケーシング部からは下向きの力を受けていることがわかる。

次に、図 14(b) に掘径位置～合計摩擦力（周面摩擦力の合計値）関係を示す。ここに、掘径位置とは掘径中の砂杭下部（15cm 側方に移動した節点）位置を示し、合計摩擦力とは図 14(a) を参照して、その掘径位置（地盤中央深さ）より上側（以浅）で、地盤と掘径部やケーシング間に発生する（砂杭・ケーシングに上向きに作用する）周面摩擦力を深さ方向に積分した値（図中白丸）を示す。この図をみると、土被り圧の大きい地盤深部の掘径時に最大の上向き周面摩擦力を発揮していることがわかる。なお、合計摩擦力の最大値は 228.5 kN である。



(a) 深さ～周面摩擦力分布関係 (b) 掘径位置～合計摩擦力関係

図 14 周面摩擦力分布と合計摩擦力

(3) 砂杭造成前後のせん断特性の変化

次に、砂杭造成後における地盤内の砂のせん断特性について示す。2(2)と同様の計算方法、及び同じ深さで杭間中央部にある砂要素 B に対し、造成後の地盤内での応力状態を変えずに非排水せん断挙動を調べた。なお、ここでの非排水せん断は、砂要素が徐荷を示すことなくせん断応力がそのまま増加する側で行った。図 15 に結果を示す。なお、図中の灰色の線は砂杭造成前の非排水せん断試験の結果を示しており、図 5 で示したものである。

造成後の砂要素の $q \sim \epsilon_s$ 関係をみると、造成前の挙動とは明らかに異なり、せん断強度が上昇し、また $q \sim p'$ 関係においても、それぞれ限界状態線下側で軟化することなく上側で硬化している。この挙動は、まさに密な砂の典型的なせん断挙動⁸⁾であり、造成後の $1/R^*$ 、 $1/R$ の値が各々約 1、6 であることもそれを支持している。

このように、ゆるい砂質地盤が砂杭拡径によって締め固められるメカニズムは、(a) ケーシング押込みによる拡径によって、確実に地盤が有する構造を失い、そして (b) ケーシング引抜きを伴う除荷によって、より過圧密比の大きい密な砂ができる、と考えられる。そして、せん断特性の変化についても明確な改良効果を得られることがわかった。

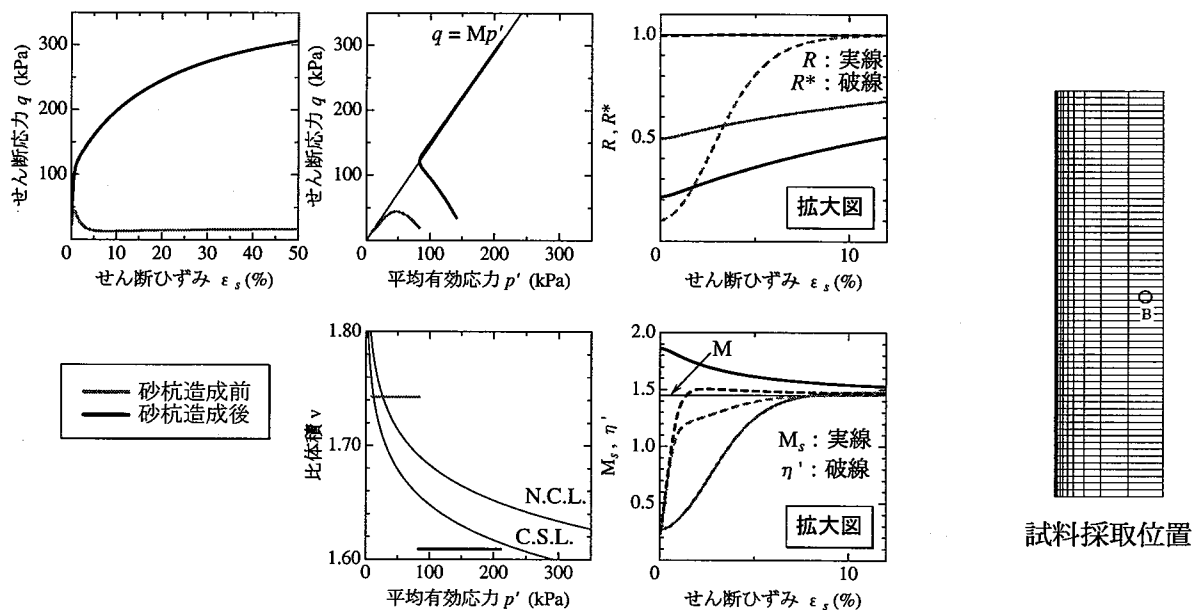


図 15 せん断特性の変化

4 砂質地盤の締め固め特性

(1) 置換率

ここでは、置換率（砂杭の面積を周辺地盤の面積で除したものを）を低くした場合の締め固め効果について考察した。半径方向への砂杭拡径量を前節まで用いてきた 15cm（置換率約 12%）から 9cm（置換率約 8%）に少なくして計算を行った。改良対象地盤の材料定数や初期状態、その他の計算条件はこれまでと同様である。砂杭造成後における各置換率での比体積減少量、地表面の最大隆起量、および合計摩擦力の最大値について表 3 に示す。

表 3 各置換率での比体積減少量、地表面の最大隆起量、合計摩擦力の最大値

置換率	比体積減少量	地表面の最大隆起量	合計摩擦力の最大値
12 %	0.132	13.54 cm	228.5 kN
8 %	0.116	25.63 cm (沈下)	33.5 kN

このように置換率約8%の低置換率でも、ゆるい砂質地盤であれば、十分に締固め効果が得られ、また、より小さい力で締め固まることがわかる。これによって地盤の初期状態が把握できれば、その地盤に最適な拡径量（置換率）やケーシングパイプに注入する砂量も定量的に把握できるものと思われる。

(2) 拡径（載荷）速度

次に、透水係数を一定のまま、拡径速度を変えてその影響を調べた。ここで「拡径速度」とは、砂杭拡径量を砂杭一本分の施工時間で除したもので、これまでの拡径速度は、 $15\text{cm}/902\text{sec} \approx 0.01\text{m}/\text{min}$ である。なお、改良対象とした砂質地盤の初期条件および拡径速度以外の条件についてはこれまでと同様であるが、境界条件については、拡径部より上方の節点、つまり地盤とケーシング間における節点の鉛直方向の境界条件のみ、前節までの変位境界から荷重境界に変更した。これは、拡径速度が速くなると地盤は等体積せん断状態に近くなり、地盤左端の節点に引張りが生じる可能性があることから、このような変更を行った。

図16に拡径後に過剰水圧がすべて消散したときの最終的な地盤全体の平均比体積変化を、横軸に拡径速度を取って示す。この図から砂杭間隔が2mで拡径を半径20cmから35cmまで行うときは、拡径速度が0.01m/minから100m/minの間で締固め効果が急変し、「水～土連成の効果」が表れている。本論文で設定したような地盤であれば、実施工で用いられるような拡径速度0.01m/minでは締固め効果が得られやすく、これよりも拡径が速すぎるときは、砂といえども非排水挙動に近づき、拡径中の締固め効果が得られないと考えられる。

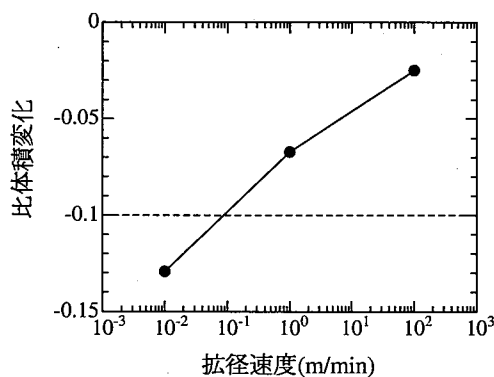


図16 比体積変化～拡径速度関係

5 おわりに

砂質地盤の締固めに砂杭拡径を用いた地盤改良工法を採用し、ゆるい砂のような構造を有する土のせん断に伴う構造喪失や過圧密解消挙動を記述できる最も単純な弾塑性構成式を用いた水～土連成解析により、砂質地盤の締固めメカニズムとその改良効果の評価について考察した。また、砂の締固め特性として、比体積変化と拡径速度の間には「載荷速度効果」が存在し、施工速度が上昇すると、かえって地盤の締固め効果は減少する場合があること等が明らかとなった。

参考文献

- 1) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.(2000): Superloading yield surface concept for highly structured soil behavior, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.2, pp.99-110.
- 2) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.(1994): Soil-water coupled behaviour of saturated clay near/at critical state, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.1, pp.91-106.
- 3) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda, T.(1997): Soil-water coupled behavior of heavily overconsolidated clay near/at critical, *Soils and Foundations*, Vol.37, No.1, pp.13-28.
- 4) 山本実, 野津光夫 (1998) : 砂地盤を静かに締め固める -無振動・低騒音の静的締固め砂杭工法-, 土木学会誌, Vol.83, July, pp.19-21.
- 5) 野田利弘, 高稲敏浩, 高木健次, 野津光夫 : 水～土連成計算を用いた砂杭拡径による砂地盤の締固めメカニズムの一考察, 土木学会論文集, VI (掲載決定)
- 6) 浅岡顕, 中野正樹, 野田利弘 (2000) : 「構造」を持った過圧密土の弾塑性挙動, 応用力学論文集, Vol.3, pp.335-342.
- 7) 野田利弘, 高稲敏浩, 浅岡顕 (1999) : 水～土連成計算による土留めに作用する力の時間依存性挙動の解析, 土木学会論文集, III-46, No.617, pp.125-138.
- 8) Ishihara, K.(1993) : The 33rd Rankine Lecture, "Liquefaction and Flow Failure during Earthquakes", *Geotechnique*, Vol.43, No.3, pp.351-415.
- 9) 山本実, 原田健二, 野津光夫 (2000) : 締固め砂杭工法を用いた緩い砂質地盤の液状化対策の新しい設計方法, 土と基礎, Vol.48, No.11, Ser.No.514, pp.17-20.