

サンドドレーンによる地盤改良の問題点

赤 井 浩 一

SOME PROBLEMS CONCERNING THE SOIL STABILIZATION BY MEANS OF SAND-DRAIN

By Koichi AKAI

Synopsis

Among the vertical drains for stabilizing the soft clay ground, the sand-drain is most widely used in this country. We have now, however, several controversial problems concerning the mechanism of soil stabilization by sand-drain. In this paper some discussions are orientated to the points of importance in this area. Those are (1) the consolidation of ground during installation of sand column, (2) the consolidation by surcharge on the ground composed of sand-drain, and (3) the mechanism of strength increase in the clay ground.

1. 序

各種バーチカルドレーンの中で、サンドドレーンは最も歴史が古く施工実績も多いため、現在でも深層地盤改良工法の主流としての地位を占めており、この工法をさらに深い軟弱土層の改良に利用しようとする機運がみられる。しかし、元来サンドドレーン工法については種々の論議がなされてきたところであり、それらは大別して、(1) 圧密理論に直接関連する問題、(2) 圧密計算に必要な諸数値の決定方法に関する問題、(3) ドレーンの造成という施工に関する問題、(4) 圧密促進効果の判定に関する問題となる¹⁾。

本文では、従来あまり検討がなされてこなかったサンドドレーンの二、三の問題について基礎的考察を行う。それは、(1) 砂柱打設時の地盤の圧密、(2) 複合地盤上の載荷による圧密、(3) 粘性土層の強度増加の機構である。

2. 砂柱打設時の地盤の圧密

サンドドレーンの施工において、砂柱打設時の地盤の圧密に関して調べたものはわずかである。ことに現地地盤で打設時の間隙水圧や沈下が計測された例はほとんどなく、またかりにそれがあっても、理論的裏づけがなされた例は皆無といつてよい。

排除型砂杭の打設による圧密に関して、赤木²⁾³⁾は一連の理論的研究を行い、それが改良地盤の強度に対して多くの場合無視できない効果をもつことを述べた。すなわち、砂杭工法に用いられるマンドレルの打込みと、排除型の杭の打込みとは軟弱地盤に対して同じ効果をおよぼすものとする。飽和粘性土は杭の打込みに対して非圧縮的に挙動し、一部は地表面の隆起として、残りは側方への移動として排除されるが、同時に打込み地点周辺の間隙水圧は大幅に上昇し、このように発生した過剰間隙水圧の消散が杭の打設による圧密現象⁴⁾であるとするものである。砂柱と杭との唯一の相違は、地盤土との境界における排水条件であり、後者がそれを不透水性とするのに対し、前者では透水性境界面とみなしている。

ここで、砂柱打設時の地盤の圧密に役立つと思われる現地での実測記録を検討しよう。前述のように、この種のデータはきわめて限られているが、錦海湾干拓堤防の施工にあたって基礎地盤の改良工事としてサンドドレーンが実施された例を示す⁵⁾。

この工事は、岡山県錦海湾に塩田を造成するにあたって、湾口約 2 km を締切る干拓堤防の基礎の軟弱粘

土地盤にサンドドレーンを打設したものである。このサンドドレーンの目的は、比較的小さい堤防(堤高3.5 m, 押え盛土部分を除く本堤幅約15m)を短期間に完成するために、軟弱地盤を構成する粘土のせん断強度を急速に増大させることであった。

堤防に沿う地盤の土質条件は一様で、-3 mの海底面より-25 m 付近までは軟弱な粘土層があり、その下は砂と粘性土の互層で、-50 m 付近で岩盤が現れる。表層粘土層の含水比は $w=100\sim150\%$ で、液性限界 w_L とほぼ等しく、塑性指数は $I_p=60\sim70\%$ である。一軸圧縮試験の結果によれば、海底面付近はほとんど強度が測定できないほど軟弱で、粘着力(非排水せん断強度) c_u の分布は、海底面からの深さ z (m) に対して $c_u=0.125z$ (t/m^2) となっている。

圧密試験より求めた先行圧縮荷重は深さに対して直線的に増大しているが、有効土かぶり圧より $1.5\sim2.0 t/m^2$ 大きかった。設計には、載荷後の正規圧密状態を考慮して、圧密係数は $c_v=2.5\times 10^{-2} cm^2/min$ ($4.2\times 10^{-4} cm^2/sec$) が採用された。

堤防の施工にさいし、本堤部分は5段階に分けて漸増載荷がなされた。本堤の下には直径40 cm, 長さ12 m のサンドドレーンが1.6 m 間隔の正三角形配置で打設されたが、この配置は120日間で水平方向排水による圧密度が $U^r=80\%$ になるように決定されたものである。各段階の載荷のさいに、すべり破壊に対して1.2の安全率を確保するために、押え盛土の下部にも長さ7 m, 間隔3 m のサンドドレーンが打設されている。サンドドレーンの打込みは、先端閉塞管を用いる排除杭型のものである。

次に、その観測結果として間隙水圧の挙動を述べよう。サンドドレーン打設に先立ってマンメーター型ピエゾメーターが埋設され、潮位変化による間隙水圧の変動を除くためマンメーターの一端は海水中に置かれた。

本堤下部のサンドドレーン部分における過剰間隙水圧の測定結果の一例が Fig. 1 である。測定された過剰間隙水圧は潮位に対して1~2時間遅れた変動を示したが、この図の鉛直線群は1日における測定値の範囲を示したものである。

最初に現れる大きな水圧は、サンドドレーンの打込みによるものである。この時期における載荷重は、敷砂による $0.6 t/m^2$ に過ぎない。ドレーン打設による水圧は消散が速い。打設によって海底面が10cm程度盛り上がり、打設位置も側方にかなり移動したことが認められている。なお、ドレーン施工区域から20 m 外側の無載荷区域のピエゾメーターでは、ドレーン打込みの影響はみられず、過剰間隙水圧の発生も認められていない。

Fig. 1 に描かれている3本の曲線はいずれも計算値を示すものであるが、その中で実線の曲線は載荷記録にもとづいて測定水圧の変化に合わせて描かれたものである。先述したように、圧密試験にもとづく当初設計値は $c_v=2.5\times 10^{-2} cm^2/min$ である。そこで載荷記録により全圧密期間を通して $c_v=2.0\times 10^{-2} cm^2/min$

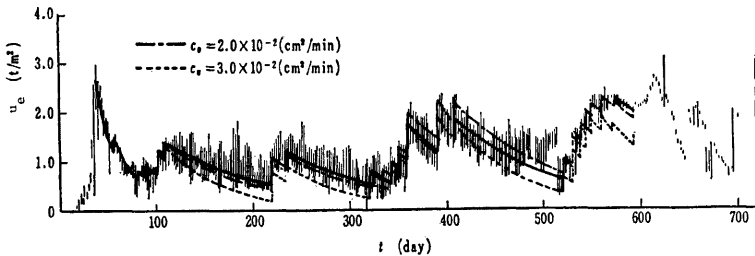


Fig. 1. Field data on the behavior of excess pore-water pressure in sand-drain area (after Nakase and Kobayashi).

および $3.0 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ の一定値を仮定して計算した過剰間隙水圧が図中の他の2本の曲線である。この結果からみて、圧密試験から決めた圧密係数の設計値は妥当なものであったと結論されている。

次に、圧密による沈下は堤防延長方向 100m 間隔に打設した観測杭頭の水準測量によって測定されたが、本堤中心線上の沈下記録の一例が Fig. 2 の実線である。沈下の解析は、サンドドレーン部分とその下の無処理部分に分けて行われ、両者を合計している。無処理部分については、サンドドレーン下端と -25 m の下部互層表面の間を両面排水条件と考え、サンドドレーン部分では水平方向の排水による圧密度のみが考えられた。なお、粘土層の圧密係数は前述のように $c_v = 2.5 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{min}$ の一定値としている。

Fig. 2 の破線はこのようにして計算された沈下量である。 $t = 1000$ 日 (約3年) 付近までは計算値と実測値がかなりよい一致を示すが、その後は二次圧密と考えられる沈下が生じて、実測沈下量が計算値より大きくなっていく。

このような現地での記録をもとにして、軟弱地盤に砂杭を打設するさいの圧密挙動を考察する。まず第一にマンドレルの打込みという動的な衝撃応力の効果を調べ、ついで砂柱土による地盤土の排除の影響に言及しよう。

衝撃応力の効果は、単発のパルスによる地中発生応力によるものと考えられる。粘性土中の波動伝播には、これに減衰を考慮しなければならないが、減衰は伝播距離により波高を低くするとともに波速も減少させる。Fig. 3 はこの様子を示したものである。この図で距離による減衰はもちろん有限波速でなされるとはいえ、これは後に続く間隙水圧の消散に比べるとけた違いに速いから、図のようなスパイクパルスがドレーン打設の瞬間に粘土層内に発生しているとみなすことができる。

このような初期過剰水圧面は砂柱打設という瞬間的な衝撃により出現した一過性のものであり、通常の盛土载荷のさいのように圧密期間中作用し続けるものではない。たとえていえば、盛土载荷を途中で除去したのと同じことである。しかし、その除荷の様相は各位置によって、さきの図のように異なる。これを永久载荷のように考えると現実的ではない。

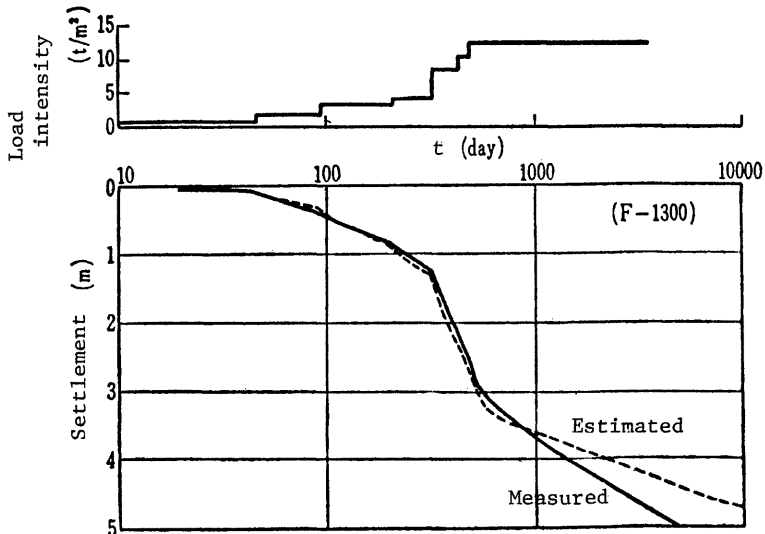


Fig. 2. Settlement-time curves in sand-drain area (after Nakase and Kobayashi).

したがって、サンドドレーン打設における間隙水圧の消散が速いといっても、消散分だけ有効応力の増加となっているのではないことに注意せねばならない。すなわち先述のように、この場合は全応力そのものが一定（ステップ状）ではなく、非常に短い有限時間だけ一定（または等価スパイク状）となるからである。つまり、このときの問題を正確に解くには、この等価スパイク応力をドレーンからの異なる距離ごとの各点について推定し、その消散機構を数学的に解かねばならない。そのさい全応力のピークはドレーンの周面からの距離とともに指数的に減少し、かつ各点では時間とともにまた指数的に減少することがショックチューブを用いた粘性土中の波動伝播実験⁶⁾で明らかにされているが、単発の衝撃荷重のもとでは間隙水圧も全応力とほぼ同一の位相で消散する。

一般に、圧密は過剰間隙水圧の消散で生ずるのではなく、有効応力の増加で生ずることに留意せねばならない。すでに述べたように、砂柱打設時の地中全応力の発生は一過性で間隙水圧の消散も速いが、有効応力の発生は疑問視される。結局、

$$\sigma' = \sigma - u \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに σ' : 有効応力, σ : 全応力, u : 過剰間隙水圧という有効応力の原理は、 t を時間として

$$\sigma(t) = \sigma(t) - u(t) \quad \dots\dots\dots (1)'$$

という意味であって、普通は全応力が一定と考えられる場合を暗に認めて $u(t)$ の減少がそのまま $\sigma'(t)$ の増加と考えてしまうのである。杭打ちやサンドドレーンの打設では全応力は $\sigma = \sigma(t)$ であり、しかも杭の

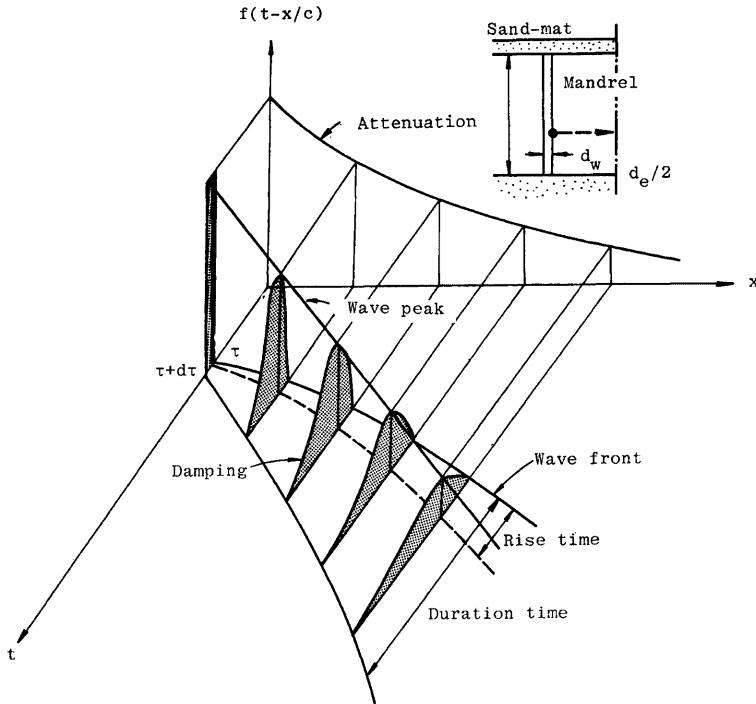


Fig. 3. Damping characteristics of impulse during propagation through ground.

半径またはドレーンの半径を r_w とすると、

$$\left. \begin{array}{l} r = r_w \text{ において} \\ r_w < r < r_e \text{ において} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \sigma = \delta(t) \\ \sigma = \sigma_0 e^{-at} \end{array} \quad \dots\dots\dots(2)$$

なる一過性のパルス（孤立パルスまたはスパイクパルス）である。一例として杭周での孤立パルスをとると、全応力 σ は非常に短い期間に 0 に回復するが、間隙水圧 u は完全に消散しないうちに全応力とともに消滅してしまい、有効応力増加もほとんど期待できないことになる*。

したがって、ドレーン打設による有効応力増加があるとすれば、それは衝撃応力とは全く別の機構、すなわち砂柱設置による粘性土の排除効果である。面積比から考えれば、排除による粘土のひずみ ϵ （体積ひずみ）は $1/n^2$ （ $n=d_e/d_w=r_e/r_w$ ）となる。たとえば $n=5$ のとき $\epsilon=1/25=4\%$ 。元来、飽和土では、砂でも粘土でも脱水がないかぎり体積変化を生ずることができないから、マンドレル挿入直後は非排水（等体積）変位だけが生じるであろう。この変位はおもに水平方向であるが、一部鉛直上方にもあって、このため地表の隆起がみられる。サンドドレーンの打設は、ある間隔を置いて次々とマンドレルが挿入されるから、もしその挿入順序がある 1 つの方向に向かってだけであるなら、その方向に次々と水平ひずみが累積し、粘土層がかなり側方変位をして横に押されることになる。よく杭打ち工事で敷地の周辺からさきに打設して中央部分を残しておくとか杭が入らないことがあるが、これも側方変位がそこに累積するためである。サンドドレーン工法では杭の代わりに砂柱があるので、排除というひずみを与えることにより粘土層内に全応力が発生し、これは非排水条件下では直ちに過剰間隙水圧になるが、砂柱での過剰水圧が 0 であれば、これを排水境界として粘土層内の過剰水圧が消散することができる。サンドドレーン施工中に観測記録されている間隙水圧は恐らくこの部分のものであろう。

それでは、この過剰水圧が消散してしまえば全部有効応力に転換しうるのであろうか。答えは、この場合も全部ではなく、その一部が有効応力となるに過ぎない。その理由は、サンドドレーンの打設に伴う衝撃と同じく、全応力が一定でないことによる（もちろん衝撃応力ほど急速には消滅しないが）。マンドレル挿入による土の排除という過程は一種の定ひずみ条件を地盤に与えたことになり、地盤内応力（全応力）は当然応力緩和を伴う。この場合、拘束がゆるくて粘土が側方に移動できればできるだけ応力緩和は大きくなる。現象を理想化して、もし 1 本の砂柱についてその有効集水面積だけにひずみが生ずるという定ひずみ条件をとれば、先述のように $\epsilon=1/n^2$ であり、たとえば $n=5$ とすれば $\epsilon=4\%$ に相当する応力緩和が生じて、時間とともに全応力が減少する。

このような全応力の時間的推移のもとにおける粘土層内過剰間隙水圧の消散は、もちろん全応力一定の場合より速やかである。Fig. 1 に示されたような現地の間隙水圧計測記録において、後に続く一定高さの盛土載荷時の記録に比べて間隙水圧消散が速いのはこのためであると結論される。したがって、沈下や強度増加に役立つ有効応力の増加は過剰水圧の消散分全部ではなく、それから全応力の減少分を差し引いたものとなる。

各地の盛土試験における沈下計測記録の中で、載荷以前または載荷初期にみられる沈下がこのような砂柱打設時の過剰水圧の消散と有効応力の増大による場合が少なくないと考えられる。この意味から、サンドドレーンなどを施した地盤は、砂柱打設という工程によって、ある程度過圧密されているとみなさねばならない場合もあり、その後の地盤の圧密におよぼすこの先行効果を無視することができない。

以上はマンドレル挿入による排除型サンドドレーンについてであるが、この方法ではことに敏感な粘土において砂柱周辺の粘土の攪乱を避けることができない。それを嫌って、いわゆる埋込み杭（cast-in-place pile）の方式で、あらかじめ穿孔したところへ砂を注ぎ込む施工法も考えられるが、工期と工費の面で不利となる。また、この方式によるときは、前述の打込みマンドレル方式でのような予圧密効果は期待できない

*この意味で、飽和粘性土地盤に対する動的締固め工法（dynamic compaction method）は理論的根拠がないと考えられる。

から、実際の盛土施工において圧密沈下と側方流動に対する十分な検討が必要となる。

3. 複合地盤上の載荷による圧密

バーチカルドレーンの圧密機構については前報⁷⁾において理論的な考察を行い、おもに $n=d_e/d_w=r_e/r_w$ なる比による圧密度—時間係数曲線の特性を調べた。ここでは、バーチカルドレーンの中で代表的なサンドドレーンを取り上げ、粘性土層を囲む砂柱と敷砂とからなる排水系をモデル化し、有効応力にもとづいて圧密機構を論じよう。従来、サンドドレーンによる圧密が理論どおりに進行しない理由として、砂柱周辺の粘性土の攪乱の影響、砂柱内の水頭損失、砂柱の剛性（杭作用）による複合地盤の効果などがあげられているので、これらについて概観しよう。

まず砂柱打設による周辺粘性土の攪乱は、いわゆる汚染効果 (smear effect) として欧米では古くから論議されてきた問題であり、ことに鋭敏な軟弱粘土ではその影響が大きいとされている。汚染領域の範囲と汚染による透水性の変化も種々論議されているが、現地での検証が容易でないため確実な情報がない。一例として、前者をドレーン径の1.5倍、後者を原地盤の透水係数の0.5倍にとった計算例⁸⁾がある。前述した赤木の研究²⁾では、サンドドレーンにより安定化された地盤の平均攪乱度が0.6~0.8の範囲にあると結論している。

次に砂柱内の水頭損失の問題としては、砂の透水性を無限大とせず、それが有限の透水係数をもつために、砂柱の上端、つまり敷砂と接触する部分では間隙水圧は0でも、砂柱の下部にある程度間隙水圧が残る*、その結果粘土層下部の圧密の進行や圧密による強度増加が少ないという報告がある⁹⁾。また砂柱だけでなく、敷砂の透水性の影響をも考慮した圧密理論の修正も研究されている¹⁰⁾。

砂柱の剛性による複合地盤の効果は、サンドドレーンの砂柱が一種の杭作用をして上載荷重の一部、あるいはかなりの部分を負担する現象を指す。したがって、砂柱がよく締まっただけで、その剛性が大きいほど荷重負担能力が大きいことが予想される。しかし、サンドドレーンを施工した地盤は砂柱と周辺粘性土との複合地盤であるので、載荷重によるその圧密機構について有効応力の面から検討しよう。

地表面への載荷は決して一瞬に行われるものではないが、かりにこれを瞬時載荷のように考える。載荷直後、圧密開始前は粘性土および砂柱内ともにピエゾメーター水頭はある高さにある。このとき荷重の下に敷かれたサンドマットは容易に圧縮でき、過剰水圧を消散させるが、砂柱に関しては必ずしもそうではない。一般に、砂や礫のような土質は、粘性土と違って透水性がよいから、その端部が排水境界となっていさえすれば内部に過剰水圧がないように思いがちであるが、どのような土質でも過剰水圧を残さないためには、全応力を有効応力に転換させること、すなわち体積変化（圧縮）が絶対に必要である。

たとえば掘抜井戸にみられるように、被圧滞水層からの揚水のさい滞水層（砂礫層）は有効応力が増加して弾性圧縮をする。これを逆にみると、滞水層の圧縮がなければ水圧減少（有効応力増加）はない。すなわち野満¹¹⁾によれば、上下両面に完全な不透水層に限られた被圧滞水層がある場合に、その水も滞水層の粗成粒子とともに非圧縮性で、かつ滞水層自身が剛体であるならば、揚水開始または停止の影響は無限大の速度をもって遠方に伝わるはずである。また滞水層自体が剛体であって、水のみが現実の圧縮性を有する場合は、揚水の影響の伝播は揚水井近傍では水中音波程度の急速度でなくてはならない。しかるに実測例をみれば、掘抜井戸の影響は不圧井戸に比べるとけた違いに速く伝わるが、水中音波速度（1400 m/sec）に比較すればはるかに遅い。そこで野満は、被圧地下水の揚水または揚水停止の理論を作るにあたって、水の圧縮性のほかには滞水層自身およびそれを構成する粒子の圧縮性も考慮に入れた弾性滞水層理論を提案している。

サンドドレーンに戻って考察すると、載荷によって粘性土層内と同じく発生した砂柱内の水圧は、砂柱が圧縮（鉛直方向か半径方向か）しないかぎり減少できない。しかるに、砂柱のまわりには粘性土層があっ

*砂柱の下部に間隙水圧が残るということは、当初砂柱全体に相当大きい水圧が発生することを暗に認めていることになる。

て、その圧密沈下が進行しないうちは砂柱の鉛直方向の圧縮は妨げられている。わずかに砂柱は半径方向にのみ圧縮する可能性が残されているが、それが不十分であれば砂柱内に若干の過剰水圧が残ることになる。実際の試験盛土などの測定で、砂柱に過剰水圧を残したまま沈下が進行している例がみられるが、この場合粘性土層の圧密はそのような境界値問題として解かねばならない。一般に、砂の圧縮は粘土に比べて量的に小さいし、透水性がよいから圧縮の速さも大きい。サンドドレーンでは砂柱の周囲に粘性土層の拘束があって、上述のように少なくとも鉛直方向には砂柱だけが独自に速く圧縮することはできない、よって急速な圧縮が起こりうるとすれば、それは砂柱の中心へ向かう半径方向ということになるが、荷重分担という観点からは砂柱は相当な大きさの軸力をうけて逆に外方へ広がろうとし、中心方向への圧縮が妨げられるであろう。とくに、砂柱の下部で載荷後長い期間にわたって過剰水圧が残ることが報じられており、従来これを前述のように砂柱の透水度の不足に帰していたが、むしろこの部分は大きい鉛直土圧で砂柱がよく締めまっ、圧縮性が不足するためとみるのが適当ではないかと考えられる。

このようにサンドドレーンの圧密は、粘性土層の圧縮性ととの相対における砂柱の圧縮性の大小に支配されると考えねばならない。すなわち、砂柱がゆるくて圧縮性が大きければ、地盤の圧密初期に砂が砂柱の中心方向へ圧縮できるので、砂柱内の過剰水圧が残存しない理想的な境界条件が満足されることになる。逆に砂柱が密で圧縮性が小さければ、圧密初期に砂が中心方向へ圧縮するのがむずかしく、したがって、砂柱に過剰水圧が残りやすい。パーチカドレーン工法の中でも、砂柱をよく締め固める方式のサンドコンパルションパイル工法は、この後者に属すると考えられる。端的にいうと、砂柱への応力集中は圧密を促進させるべき粘性土層に有効な上載荷重が作用しないことにはかならない。元来、**砂柱での支持と圧密促進とは相反する機能**なのであって、現にサンドドレーン工法において砂柱の存在が地盤の圧密を遅らせている事例が少なくない。このような観点からすれば、サンドドレーンの砂柱は切れない程度にゆるく造成されるのが圧密促進には有効であろう。このことは砂柱への応力集中を減じ、粘性土層への最終有効応力を増大させるという意味からも望ましい。また、砂柱の透水性を大にして、その内部での水頭損失を減ずるうでも有効であり、さらには相当高価な砂質材料の節約という面からも有利である。

とくに泥炭のような有機質土で二次圧密が支配的な土層に対しては、サンドドレーンは全く有効でないだけでなく、むしろ有害であるという意見も多い。たとえば Bjerrum¹²⁾ によると、サンドドレーンが泥炭に効かない理由として、泥炭の透水係数が有効応力の増加とともに急激に減少し、砂柱のまわりに不透水膜を作ってしまうことをあげている。これも先述した汚染効果の一種であって、ガードボードドレーンにおいてもいわれられており、圧密初期におけるガードボードの排水機能が、目づまりとともに急速に減退するという報告がある。このような圧密促進工法の適否は、多かれ少なかれパーチカドレーン工法全般についていえることである。

4. 粘性土層の強度増加の機構

サンドドレーンを代表とするパーチカドレーン工法の主目的は、圧密促進による沈下の早期安定化と軟弱粘性土層のせん断強度向上の2つであり、前者についてはすでに記述したのでここでは後者の考察を行う。

実際のサンドドレーンの施工計画において、過去の実績からみて沈下促進効果がないことが判明しているにもかかわらず、一方、粘性土層の強度増加には幾分の効果が期待されるとして施工を実施することが少なくない。前述した泥炭層に対するパーチカドレーンの施工などはその典型である。

元来、粘性土の圧密による強度増加は c_u/p 比で表される。正規圧密粘土では c_u/p なる比は一定であって、その値は土質によって変わる。実際の堆積粘土層は、どの深さにある土の要素もそれより上方にある土かぶりの圧力によって圧密が完了しているはずであるから、この粘土層の非排水せん断強度 c_u をペーンせん断試験や一軸圧縮試験で求め、これと有効土かぶり圧との比をとってみると、これはその粘土層からと

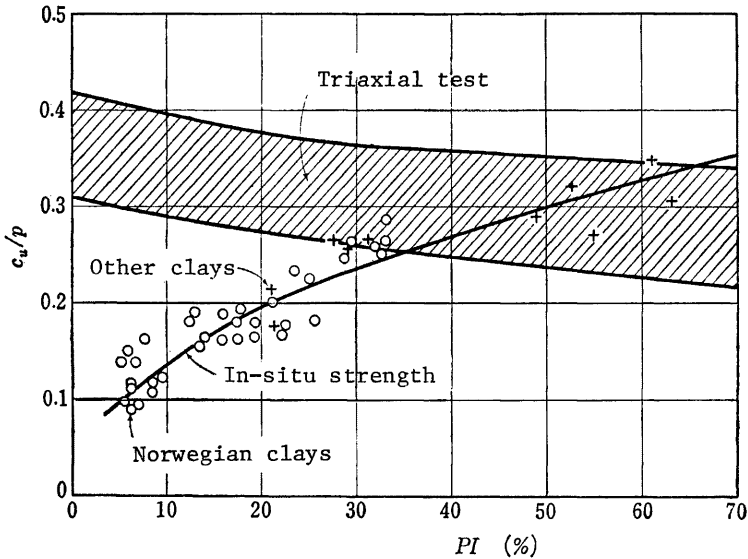


Fig. 4. Correlation between c_u/p and PI (after Osterman).

た試料で一連の圧密非排水せん断試験を行って得られる c_u/p の値と一致するはずである。しかし実際は両者は必ずしも一致せず、Fig. 4 に示すように塑性指数 (PI) の小さい粘性土では、三軸試験による c_u/p のほうがずっと大きくなる。この相違は両者の間の応力条件や載荷時間の差異によるものと考えられている¹³⁾ ¹⁴⁾。

Fig. 5 は前報⁷⁾ に掲げたものであるが、サンドドレーンの模型実験における圧密後の粘性土の含水比と強度分布を示している。載荷重をのせる前の含水比は実験槽全体で46.5~49.2%であったから、圧密によって顕著な含水比の減少とそれに伴う強度増加があったことが知られる。しかし、これら水分と強度の分布は決して土槽全体について一様ではなく、砂柱の近傍で含水量低下と強度増加が大きい。従来、現地でパーチカドレーンを施工した場合に深部で圧密の遅れがあり、有効限界深さは約15m であるといわれている。Fig. 5 において、砂柱から離れるに従って強度の増大が小さいことは、これを現実の場合にあてはめて考えれば、サンドドレーンの中間点で改良効果が劣ることを意味するが、他方、砂柱近傍ではマンデルルの打ち込みに起因する攪乱のため粘性土の強度低下が生じているはずで、これが圧密と時間効果により回復されるので、結局砂柱の遠近を問わず均等に近い強度分布が出現しているものと推察される。

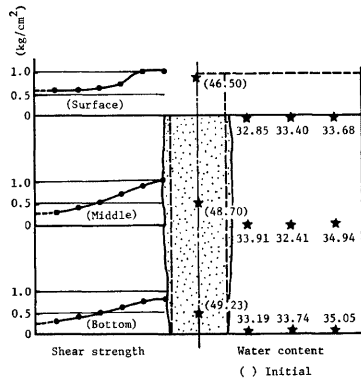


Fig. 5. Distribution of water content and strength around sand column.

Fig. 6 はさきの模型実験に使った深草粘土を用いて一連の圧密非排水せん断試験を行い，圧密に伴う強度増加の機構を調べた結果を応力径路として表したものである。有効応力に対する強度増加の割合 $c_u/p=0.37$ や含水比—強度関係などが明らかであり，これよりサンドドレーンの設計に必要な基礎的データが得られる。

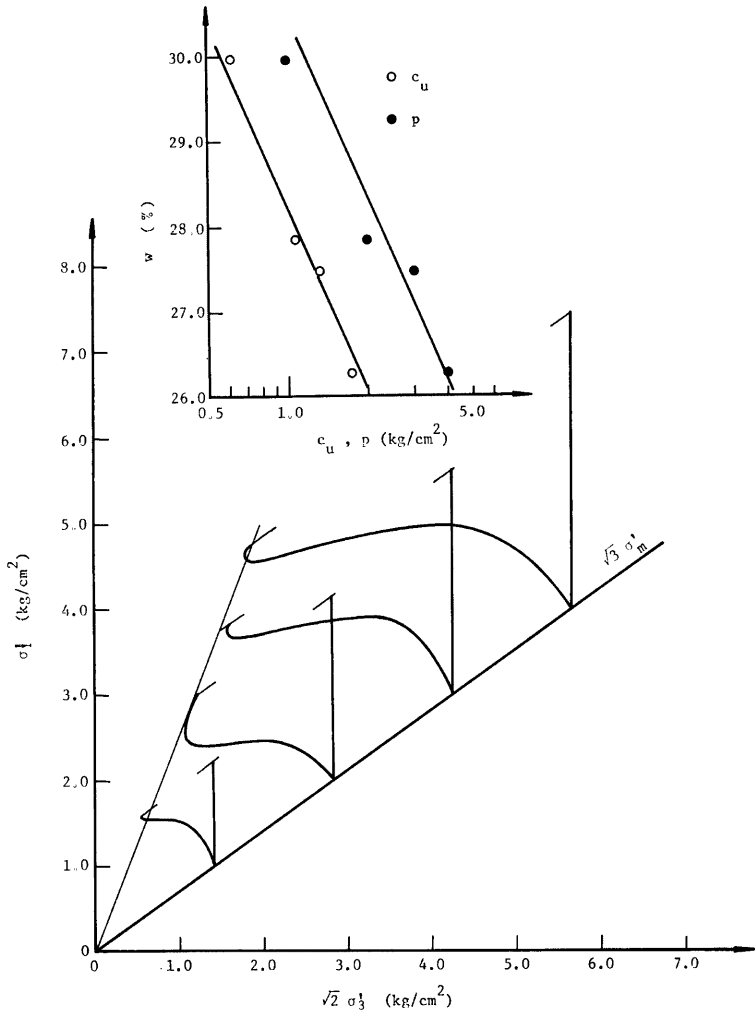


Fig. 6. Results of the consolidated-undrained triaxial tests.

5. あとがき

サンドドレーンによる地盤改良の問題点のうち、砂柱打設時の地盤の圧密、複合地盤上の載荷による圧密、粘性土層の強度増加の機構の3つに焦点をあてて検討した。サンドドレーンに限らず、各種のパーチカドレーン工法で改良施工される軟弱地盤は、元来均質なものであることは少なく、透水性、圧縮性、強度など力学的性質の非均質性や異方性を無視し得ないうえ、ドレーン打設によって複合地盤としての取り扱いを必要とする。

本文はこのような観点から、従来あまり注意されてこなかった諸問題を取り上げて解決への方向づけを行ったものであるが、その定量化には現地での計測記録が必要であり、今後の研究に期待するところが少ない。終りに、室内実験には安川郁夫・稲葉正明・黄 豊益の諸君の労を煩わせたが、ここに記して感謝の意を表すものである。

参 考 文 献

- 1) 室町忠彦・渡辺 進：圧密による軟弱地盤の改良効果，土と基礎，Vol. 20, No. 8, 1972, pp. 33-40.
- 2) Akagi, T.: Effect of Mandrel-driven Sand Drains on Strength, Proc. 9th Intern. Conf. SMFE, Vol. 1, 1977, 1/1.
- 3) 赤木俊允：排除型砂杭の打設による圧密，土木学会第32回年次学術講演会講演概要，Ⅱ-104, 1977, pp. 187-188.
- 4) Soderberg: Consolidation Theory Applied to Foundation Pile Time Effects, Geotechnique, Vol. 12, No. 3, 1962, pp. 217-225.
- 5) 中瀬明男・小林正樹：圧密による軟弱地盤の改良効果，土と基礎，Vol. 20, No. 8, 1972, pp. 19-24.
- 6) 赤井浩一・堀 正幸・霜上民生：粘性土の減衰特性，とくに減衰定数について，京都大学防災研究所年報，第17号 B, 1974, pp. 373-389.
- 7) 赤井浩一・大西有三・安川郁夫：パーチカドレーンによる圧密機構の考察，京都大学防災研究所年報，第21号 B, 1978, pp. 19-35.
- 8) Hansbo, S.: Consolidation of Clay by Band-Shaped Prefab Drains (Unpublished).
- 9) Yoshikuni, H. and H. Nakanodo: Consolidation of Soils by Vertical Drain Wells with Finite Permeability, Soils and Foundations, Vol. 14, No. 2, 1974, pp. 35-46.
- 10) 吉国 洋・中ノ堂裕文：パーチカドレーン工法におけるサンドマットの透水性の影響について，土木学会第29回年次学術講演会講演概要，Ⅱ-12, 1974, pp. 21-22.
- 11) 野満隆治・山下 馨：井戸理論の一進展（第2報），地球物理，Vol. 7, No. 1, 1943, pp. 21-40.
- 12) Bjerrum, L.: Embankments on Soft Ground, Proc. ASCE Specialty Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Vol. 2, 1972, pp. 1-54.
- 13) Osterman, J.: Note on the Shearing Resistance of Soft Clays, Acta Polytechnica Scandinavia, Stockholm, No. 263, 1959, p. 22.
- 14) Bjerrum, L. and N.E. Simons: Comparison of Shear Strength Characteristics of Normally Consolidated Clays, Proc. ASCE Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, 1960, pp. 711-726.