

京都大学 正員 松 尾新一郎
大 阪 市 正員 ○佐々木 伸

1. はじめに

海や湖を埋めたてるとき、埋立地周辺の海底土を、それが軟弱な粘土質土と知りながら埋立材料として用いることが多い。この場合ポンプ式しゅんせつ船を用い、水力輸送により埋立希望区域に吐出、滞積させて埋立てる工法をとるのが一般的である。このような方法で埋立てられた地盤は極めて軟弱で、そのままでは用地として使用できる状態にはない。そこで、埋立後、地盤表面に良質土で被覆し、パーチカルドレーンなどで改良することになるのであるが、埋立直後の地盤は徒歩すら困難で、敷砂したり機械類を搬入してパーチカルドレーンを施工することは不可能に近く、もし施工できたとしても、危険をともない、かつ高い工費を要する。

ここで報告するフローティングドレーン工法は、埋立後の地中にパーチカルドレーンを施工する方法でなく、埋立前から将来にドレーンとなるべき透水具を水中に設けておくよう工夫された工法である。本工法では、図-1に示すように透水具を垂直に保つためにフロートを使用することからフローティングドレーンと名付けたのである。

フローティングドレーン工法の長所は

(1) いかなる軟弱土を埋立に使用した場合でも埋立と同時に地盤改良工を開始できる。これは建設機械搬入が可能な状態をつくりだすまでの工事や期間を考慮すると著しく安価な工法である。

(2) 圧密荷重としては海底に設けられた透水層からのサクションによって得られるので載荷盛土の場合のように地盤の破壊がない。

(3) 埋立層自体を耐圧被膜として利用しているので、他の真空工法より真空度の維持が確実である。

(4) 砂層が地盤中に設けられているので、サクションは埋立地盤だけでなく、在来地底地盤にも有効に働く。

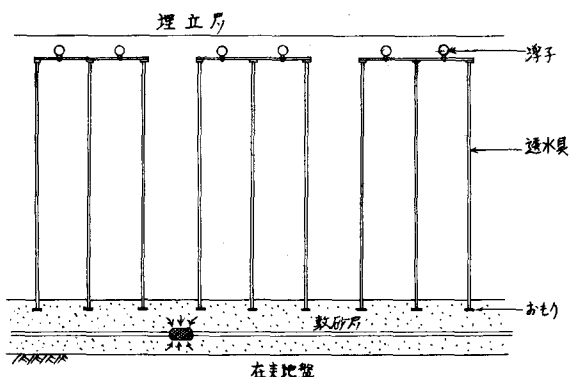
(5) 透水具としては、ロープ類、あるいは不織布にゴム、プラスチックを含浸したものが利用されるが、これらは安価軽便である。さらに、ドレーン間隔は自由に選択することができる。

などがあげられる。つぎに短所を述べると、

(1) 工程がやや複雑である。

(2) 埋立地内で、ポンプ式しゅんせつ船から吐出された泥水の流速が極端に速い場合や、沈殿する泥土の勾配が大きいときには、それらによって押流されドレーンを垂直に近い状態に保つのが困難な

図-1



ことがある。

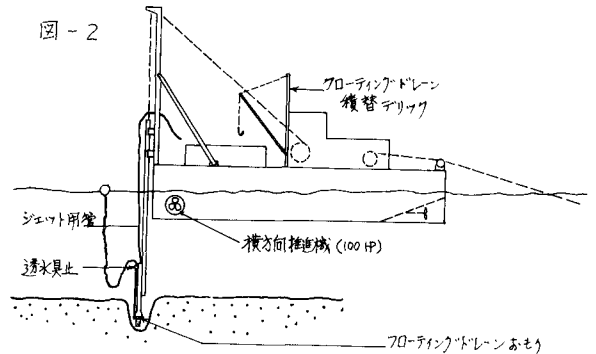
(3) ドレーンを浮かしておく工法であるので、埋立域内水位によって改良可能な高さが左右される。などである。

2. フローティングドレーンの設計、施工

フローティングドレーンを設計するには、ドレーン間隔とフロートの大きさとの決定が必要である。前者は、サンドドレーンやペーバードレーンなどのような他のパーティカルドレーンの決定に準じて行なえばよい。後者は、ドレーンの自重、埋立地内での流速、および、埋立用泥土の沈澱勾配を考慮して決定しなければならない。

フローティングドレーンの施工は、図-1でもわかるように、(a) 海底地盤上に透水層（敷砂層）を建設することからはじめられる。これはポンプ式しゅんせつ船と組合わせられた砂撒船によって施工されるのが普通であるが底開きバージによることもある。(b) ドレーンを敷砂層に植込む。フローティングドレーン本体は、おもり、必要な場合は図-1にみられる連結棒、透水具、および、フロートとから成立つが、これらの組立ては陸上作業場でなされ、現場に搬入されている。つぎに、(c) 圧密荷重としてのサクション用エジェクター、あるいは特殊な水中ポンプをそなえた鋼製井戸を設置する。これらの設置間隔は、これら自体の排水能力はもちろん、敷砂層の厚さ、透水性、粘土の性質、および、ドレーンの排水能力などにより決定される。以上3つの段階でドレーンの建設は完成であるが、このあとは埋立てを行ない、完了後、エジェクターあるいは水中ポンプを稼動させ圧密を起させる。

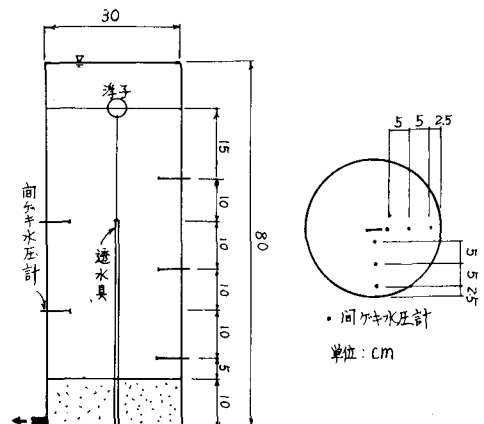
なお、フローティングドレーン用施工機械として、図-2に示すような作業船を考案している。サンドドレーン打設作業や砂撒布作業と異なる点は、本工事では、施工ずみ区域に浮遊物があるので、これらに影響を与えるアンカーワイヤーなどを張ることができないことである。



3. 室内実験

現場における工事に先立って室内実験を行った。実験用装置は、図-3に示した高さ80 cm、直径30 cmのポリエチレン製円筒容器を使用した。容器数は6ヶであり、それぞれ次のような実験をした。

図-3



	透 水 具	負 圧	間ゲキ水圧計*	土 試 料
No. 1	な し	(非排水)	A 型	$\gamma_s = 2.65 \text{ g/cm}^3$
No. 2	設 置	自 然 排 水		$w = 95.1 \%$
No. 3	設 置	0.3 気圧		L.L. = 80.7 %
No. 4	設 置	0.47 気圧		P.L. = 28.4 %
No. 5	設 置	0.47 気圧	B 型	$\gamma_s = 2.66 \text{ g/cm}^3$, $w = 103.0 \%$
No. 6	な し	0.47 気圧		L.L. = 76.5 %, P.L. = 30.4 %

* A 型 …… (図-3 参照) 垂直方向 5 ケ、容器底より 30 cm 高さに水平方向 6 ケを設置

B 型 …… 容器底より 30 cm 高さに 1 ケのみ設置

なお、土試料は海水を加え、含水比を 150 % にして使用した。すなわち、初期間ゲキ比は約 4 であり、初期単位体積重量は 1.33 g/cm^3 であった。

透水具は、まだ溝を加工せず、はりあわされていないペーパードレーン用カードボードの 1 枚を幅 3.5 cm に切断して利用した。

強さの測定は試験終了時に行なった。試験機として底面積 25 cm^2 、2 重管式のものを製作した。貫入抵抗はバネばかりで貫入棒をおさえ、その値を読み、バネばかりの補正を行ないその値を貫入抵抗とした。なお貫入速度は 1 cm/sec 一定で行なった。

4. 実験結果および考察

図-4 は、No. 5、No. 6 の容器の圧密沈下量-時間関係を示したものである。この両容器は同一負圧によって圧密されているので、本図における圧密量の差は透水具の有無によって生じたものといえる。1000 hr 経過における沈下差は約 8 cm であり、No. 5 の沈下の 32 % にも相当する。なお、本図では水平方向の体積収縮については表わされていないが、両者とも亀裂が生じており、特に No. 5 の亀裂は大きく、これら水平方向の圧密量を考慮すると、透水具の効果はさらに大きいといえる。

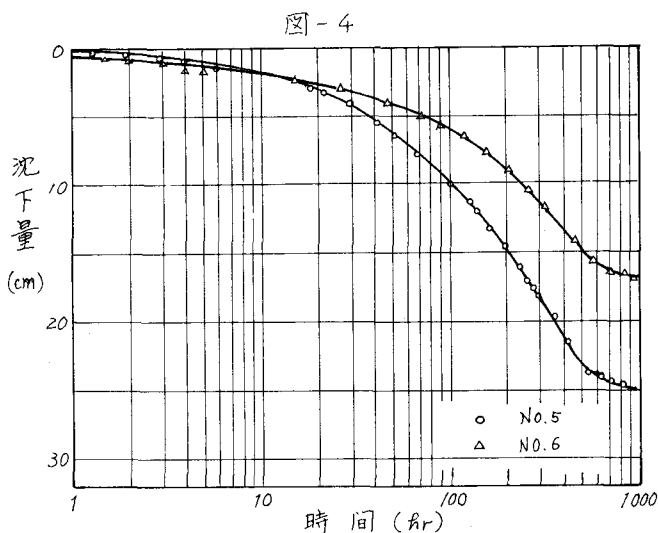


図-5 は透水具を設置したものについて、粘土層下面の有効応力と体積変化状況との関係を示したものである。縦軸は初期層厚と圧密度 80 % における圧密沈下量との比である。本図は、敷砂層における負圧が埋立粘土層の圧密に及ぼす影響を示している。敷砂層に生じた負圧は、埋立粘土層中に設置されたフローティングドレーンとあいまって、超軟弱な埋立粘土層にも非常に有効に作用することがわかる。

図-6は、ドレーンを設置したもの、設置しないもの、さらに下面非排水のものにおける強さの増加を各高さについて調べたものである。これによるとドレーンを設置した場合の強さの増加がきわだっていることがわかる。ドレーンを設置しない容器の試料は、透水層から離れるに従い急速に強さを減少し、自重圧密のみによる試料とはほとんど一致してくる。さらに、自重圧密のみによる試験時間内においてはほとんど強度増加がみられない。なお本図は1000hr経過後の試験結果であり、縦軸はその時点での粘土層下面よりの高さを示しており、初期状態に対す高さの修正を行っていないものである。すなわち、本試験を行なった時点では、各容器内の粘土層の厚さには相当の相違があるが、本図は試験結果をそのまま記したものである。初期における同一高さの粘土について比較するよう修正すると、フローティングドレーンの効果は、さらに明確になる。

以上に述べた結果でもわかるように、埋立層内に設置したフローティングドレーンは、超軟弱な粘土に対しても優れた効果を示すのである。

5. おわりに

近年、海洋の汚濁は著しいものであり、現状以上の汚濁を防ぐために、港湾工事等で発生する不要土の海洋投棄も強く規制されるところとなった。いいかえると、それらの土が土地造成に不適當と思われる軟弱土であったとしても、投棄可能な場所が得られない以上、埋立などに使用しなければならない状況にある。こうした現状にあっては、軟弱な地盤をいかに安価に、いかに迅速確実に改良し、良好な土地とするかが問題となるのである。フローティングドレーン工法はこれらの問題を解決する1つの有力な手段であると考えらる。

最後に、本工法は発表者らのほか、高間 佐太男氏、および、笠島 志朗氏の協力を得て開発したものである。さらに、室内実験については、西 喜代司氏の御協力を得たことをしるし感謝の意を表する次第である。

図-5

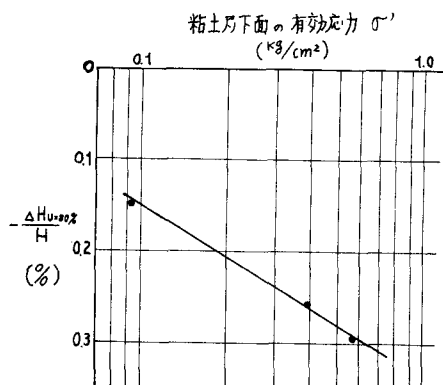


図-6

