

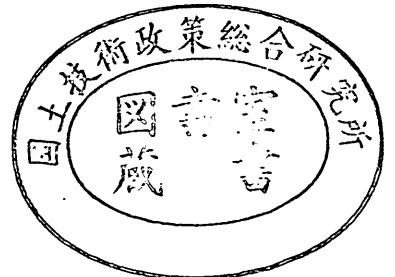
運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 30 NO. 2(1) JUNE 1991

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I)

第30巻 第2号 (Vol. 30, No. 2) 1991年6月 (June, 1991)

目 次 (CONTENTS)

1. Investigation of Cross-shore Sediment Transport Rates and Flow Parameters
in the Surf Zone using Field Data Yoshiaki KURIYAMA 13
(現地データによる砕波帯内の岸沖漂砂量と流速特性の検討
..... 栗山 善昭)
2. 避泊フェリーの係留張力と振れ回り運動に関する検討
..... 平石 哲也・本城 智 59
(Characteristics of the motion and tension of a ferry moored in a storm
..... Tetsuya HIRAISHI and Satoshi HONJO)
3. 離散渦法による構造物周りの流れシミュレーション
..... 細川 恭史・古川 恵太 155
(Modeling of Discrete Vortices Induced by an Inclined Flat Plate
Yasushi HOSOKAWA and Keita FURUKAWA)
4. プラスティックボードドレーンで改良された不均一地盤の沈下特性
..... 田中 洋行・太田 一己・丸山 隆英 211
(Performance of Vertical Drains for Soft and Ununiform Soils
..... Hiroyuki TANAKA, Kazumi OHTA and Takahide MARUYAMA)
5. 杭の横抵抗における捨石層の評価
..... 高橋 邦夫・壹岐 幸史 229
(Lateral Resistance of a Pile in Rubble Mound
..... Kunio TAKAHASHI and Yukifumi IKKI)
6. サンドドレーンの効果に関する有限要素解析
..... 小林 正樹 275
(Finite Element Analysis of the Effectiveness of Sand Drains
..... Masaki KOBAYASHI)
7. 接円式深層混合処理地盤の挙動
..... 北誥 昌樹・中村 健・寺師 昌明 305
(Reliability of Clay Ground Improved by the Group Column Type DMM with
High Replacement)
..... Masaki KITAZUME, Takeshi NAKAMURA and Masaaki TERASHI)

8. 斜面近傍の杭頭自由の長杭の横抵抗	寺師 昌明・北詰 昌樹	327
(Influence of a slope on the Lateral Resistance of a Long Pile	Masaaki TERASHI and Masaki KITAZUME)	
9. 液状化による矢板岸壁の変形の数値解析	井合 進・亀岡 知弘	349
(Analysis of Deformation in Sheet Pile Quaywall due to Liquefaction	Susumu IAI and Tomohiro KAMEOKA)	
10. 盛土の地震被災事例に基づく円形すべり安定解析手法の検討	上部 達生・長田 信	381
(Circular Arc Analysis of Earthquake Damage of Embankments on Saturated Sand Layers	Tatsuo UWABE and Makoto OSADA)	
11. ねじりを受ける長大ケーソンの力学特性	清宮 理・山田 昌郎	445
(Mechanical Properties of Long Caisson Subjected to Torsion	Osamu KIYOMIYA and Masao YAMADA)	
12. 歩行式水中調査ロボットの開発		
— (第2報) 軽量防水型実験機的设计 —	朝倉 修・秋園 純一・岩崎 峯夫・根本 孝志	483
(Development on Aquatic Walking Robot for Underwater Inspection	— (Second Report) Design of the Light-weight Type Aquatic Walking Robot —	
Osamu ASAKURA, Jun-ichi AKIZONO, Mineo IWASAKI	and Takashi NEMOTO)	
13. 水平管における空気混入軟泥の流動特性	岡山 義邦・鮎貝 基和・鈴木 誠・福本 裕哉	533
(Fluidity Characteristics of Muddy Slurry with Compressed Air in	Horizontal Pipe	
Yoshikuni OKAYAMA, Motokazu AYUGAI, Makoto SUZUKI	and Hiroya FUKUMOTO)	

接円式深層混合処理地盤の挙動に関する研究

北 誥 昌 樹*
中 村 健**
寺 師 昌 明***

要 旨

深層混合処理工法は、多くの改良パターンが提案されているが、本格的な大規模構造物のための恒久的な地盤改良には、これまでブロック式の改良形式が多く採用されてきた。しかし、オーバーラップをせず、杭状の改良土を相互に接するまで密に打設した接円式改良地盤の採用を望む声も高まってきた。

そこで、本研究では、接円式改良地盤の挙動の解明を目的に、遠心模型実験と有限要素法解析を行った。模型実験では、正規圧密粘土地盤に建設された防波堤をモデルに、改良地盤の幅と着底条件の影響を調べた。水平荷重～変位関係、改良体に作用する外力及び地盤の変形挙動を計測した。その結果、接円式改良地盤では、ケーソン直下の改良体は水平支持力の増加には大きな寄与をするが、その周辺の改良体は変位抑制には効果があるものの水平抵抗力増加には効果の無い事を確認した。有限要素法解析では、改良体間に取残されている未改良土の特性の影響を検討した。実験及び解析結果をブロック式改良地盤に関する既往の研究結果と比較し、波力が比較的小さく、多少の変位が許容される防波堤の場合には、接円式改良地盤の採用も可能である事が分かった。

キーワード：土質安定処理，土圧，粘性土，模型実験，有限要素法

-
- * 土質部主任研究官（地盤安定解析担当）
 - ** 第二港湾建設局（前港研地盤改良研究室研究員）
 - *** 土質部地盤改良研究室長

Reliability of clay ground improved by the group column type DMM with high replacement

Masaki KITAZUME^{*}
Takeshi NAKAMURA^{**}
Masaaki TERASHI^{***}

Synopsis

Deep Mixing Method (DMM), a deep in-situ admixture stabilization, has been developed in Japan to reinforce soft alluvial clays. In practice, a special equipment having some mixing shafts and blades is used to manufacture a treated soil column by one penetration of the shaft. Many patterns of the improvement which is formed by overlapping the soil columns have been used for construction of port facilities. Recently, a group column type DMM with high replacement is expected to be applied for a breakwater. This is a new-pattern of improvement where treated soil columns are adjacent to each other without overlapping.

Centrifuge model test and finite element analysis were performed to investigate the behavior of the new-pattern improvement. A series of model tests was carried out by changing the width of the improved region. In the tests, the model grounds were brought to failure by increasing the horizontal force acting on the super structure. Test results were compared with those of the block-type improvement and reliability of the new-pattern improvement was investigated.

Key Words : Soil Stabilization, Earth Pressure, Cohesive Soil, Model Test, Finite Element Method

-
- ^{*} Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division.
 - ^{**} Member of Second District Port Construction Bureau (Former Member of Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division)
 - ^{***} Chief of Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division.

目 次

要 旨	305
1. ま え が き	309
2. 接円式改良地盤	309
3. 実験装置及び試料	309
3.1 実 験 装 置	309
3.2 試 料	311
4. 実験方法	311
5. 実験結果及び考察	312
5.1 ケーソン設置時の挙動	312
5.2 水平荷重載荷時の挙動	313
6. 有限要素法解析	323
7. 接円式改良地盤の港湾構造物への適用性	325
8. 結 論	326
参 考 文 献	326

1. まえがき

深層混合処理工法（DMM）によって軟弱地盤を改良すると、短期間で大きな強度が得られ圧縮性も著しく改善される。また、DMMは工事の周辺環境に及ぼす影響が少なく、さらに捨土の必要が少ないなどのメリットを有しているため、多くの施工実績を挙げている。DMMには多くの改良パターンが提案されているが、本格的な大規模構造物のための恒久的な地盤改良には、これまでブロック式の改良形式が多く採用されてきた。

ブロック式改良地盤は施工機の一度の貫入・引抜きで形成される柱状の改良土を、相互にオーバーラップさせて形つくられる。しかし、この作業は既に固化し始めた改良土の一部を削りながら行うため、施工及び接合部の品質確保が難しい。さらに、近年の構造物の大型化や大水深化によって、ますます高強度の改良土が要求されるようになってきており、ブロック式改良地盤はこれまで以上に難しい改良形式となってきている。

オーバーラップ部の接合性と品質の向上のために、必要な長期強度を満足しつつ初期強度の発現を抑制する遅硬化安定材や添加剤の開発などが行われている。また、運輸省第二港湾建設局や第三港湾建設局でも、遅硬化安定材を用いた現場施工実験を実施しており^{1)~6)}、成果が期待されている。

その一方で、オーバーラップを必要としない新しい改良形式を望む声も高くなってきた。そのような改良形式の一つとして杭式改良地盤があげられる。杭式改良地盤は陸上では多くの施工実績がある。しかし、既往の研究⁷⁾より水平荷重に対する抵抗力が小さいことが予想されるため、波力や地震による大きな水平力が作用する港湾構造物には、これまであまり適用されていない。そこで、大きな水平抵抗力を期待し、オーバーラップを行わず杭状の改良土を相互に接するまで密に打設した接円式改良地盤が考えられてきた。

本研究では、このような接円式改良地盤の挙動を、正規圧密粘土地盤上に建設された防波堤を例に遠心模型実験と有限要素法解析で検討を加えた。さらに、ブロック式改良地盤に関する既往の研究結果と比較し、当改良形式の港湾構造物への適用性を検討した。

2. 接円式改良地盤

接円式改良地盤は、1.にも述べたように個々の杭状の改良土を互に接するまで密に打設した改良地盤である(図-1a))。個々の改良土の間には未改良土が取り残されており、外力の作用時には、非常に複雑な挙動をす

ることが容易に予想される。本研究では、このような接円式改良地盤の挙動を防波堤を例に遠心模型実験と有限要素法解析で検討を加えた。研究にあたり、接円式改良地盤を無限に長い2次元の改良土の集りに置き換えて研究を進めた(図-1b))。まず、本報告で用いる主な用語の意味を以下に示す(図-2参照)。

処 理 土：深層混合処理工法によって処理された土であり、改良体を形成するもの。

改 良 体：改良土で形成される柱状のもの。本研究では先に述べたように2次元の模型実験を行っているため、ここでは処理土で形成される壁状のものとする。

改良地盤：改良体及びその間に残された未改良土を含めた改良範囲の土の総称。

3. 実験装置及び試料

3.1 実験装置

模型地盤の概略を図-3に示す。主要な装置、材料などについて以下に述べる。

(1) 遠心模型実験装置

本研究では実物規模の応力条件を再現するために、遠心模型実験装置を用いて50gの下で実験を行った。装置の詳細については別報⁸⁾を参照されたい。

(2) 試料容器

試料容器は、幅50cm、深さ35cm、奥行10cmの剛性の高いものである。前面には厚さ50mmのアクリルの窓を設けており、模型地盤の挙動が容易に観察できるようになっている。また、容器内面にはレキサシートと呼ばれるポリカーボネート樹脂シート(厚さ1mm)を貼り付け、その表面にグリスとオイルを塗布することで摩擦の低減に努めている。

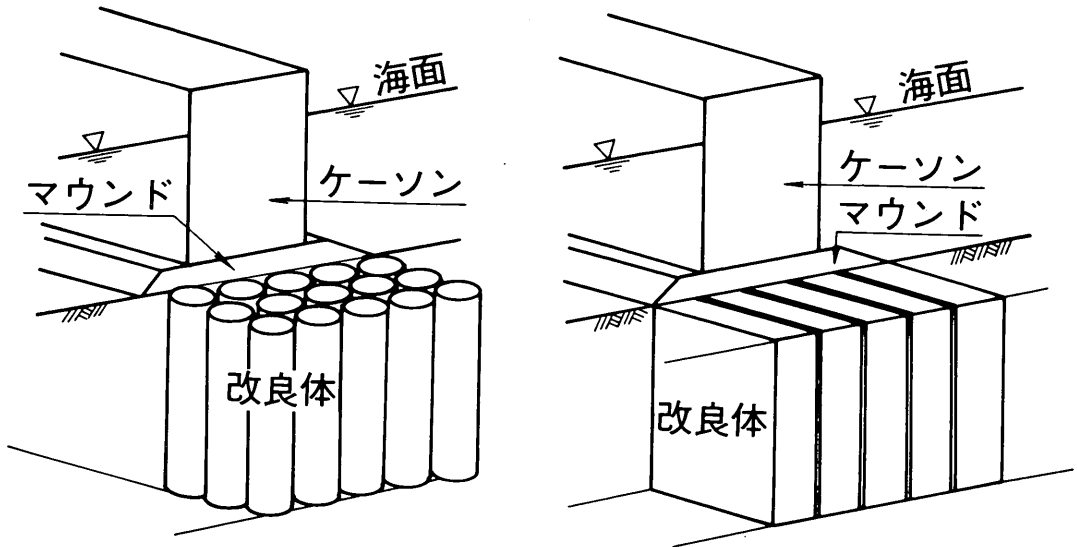
(3) 水タンク

本研究では、前述したように深さ方向に強度の増加する正規圧密地盤を再現するために、遠心模型実験装置を長時間運転する必要があった。長時間運転中には、試料容器内の水が蒸発し水位が低下するため、水タンクを容器上面に設置し、容器内の水位をできる限り一定に保つようにした。水タンクの容量は約2000cm³で、容器内への給水、止水はソレノイドバルブを操作室から遠隔操作して行えるように工夫している。

(4) 水位計

上述のように、実験中に水位変化が生ずる可能性がある。そのため、圧力計を容器の定点に固定し、静水圧を計測し容器内の水位の確認を行なった。

(5) 水平載荷装置



a) 現地の状況

b) 実験でのモデル化

図-1 接円式改良地盤のモデル化

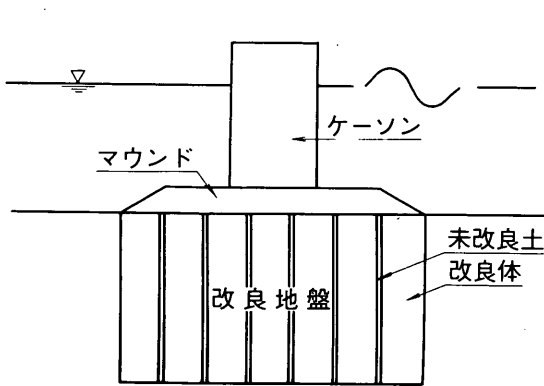


図-2 接円式改良地盤

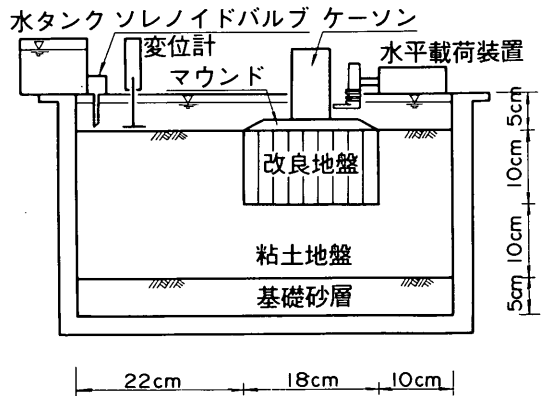


図-3 模型のセットアップ

本装置は、防波堤に作用する波力に相当する水平荷重を加えるためのものである。実際には、波力は繰返し作用するが、本実験では簡単のために一定変位速度で静的に荷重した。装置の荷重速度は 4.5mm/min で、荷重能力は 70kgf である。また、装置にはロードセル及び

変位計を取り付けており荷重中の荷重、変位を測定できるようにになっている。

(6) 改良体

現場の施工では、改良体はセメントと現地の土との混合土である。しかし、模型の改良体を現場と同様に作製

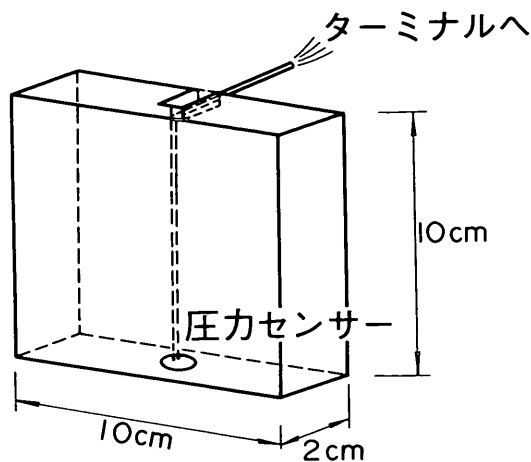


図-4 改良体の模型

すると、改良体表面への圧力計の設置が非常に困難になり、計測の精度が低下する恐れがある。そのため、本研究ではセメント混合土のかわりに、図-4に示すような高さ10cm、幅2cm、奥行き10cmの直方体の改良体をベークライトで作製した。幾つかの改良体には、底面・側面に土圧計を埋め込んでおり、境界面に作用する土圧を測定できるようになっている（図では底面の圧力のみを測定する）。

3.2 試料

(1) 粘土試料

本研究では、深さ方向に強度の増加する正規圧密粘土地盤を再現するため、遠心模型実験装置を長時間運転する必要があった。装置の運転時間の短縮のため、通常の高成粘土に比べ圧密係数 C_c の大きい市販の粘土（ジョージアカオリン粘土と ASP-100粘土の1:1の混合土）を使用した。

本試料の物理・力学特性を表-1に示した。

(2) 基礎砂層及びマウンド

粘土下部の基礎砂層及びマウンドは、特性の良く知られている豊浦標準砂を用いた。

(3) 模型ケーソン

模型ケーソンはセメントモルタルで作製した。大きさは高さ8.4cm、幅5cm、奥行き9.8cmである。

4. 実験方法

本研究では、表-2に示すように接円式及びブロック式改良地盤について各3ケース行い、改良幅及び着底条件の影響を検討している。本報告では接円式を中心に検討を進め、ブロック式との比較も行った。ブロック式改良地盤の詳細は既往の報告⁹⁾を参照されたい。

実験方法はブロック式の場合⁹⁾とほぼ同様であるので、詳細はそれを参照されたい。ここでは浮き型（実験ケース No.1, No.2）について簡潔に述べる。

(1) 模型地盤の作製

a) 試料容器底部にまず基礎砂層を作製した。次いで、含水比120%の下で真空脱気しながら練り混ぜられた粘土スラリーを投入し、 0.14kgf/cm^2 の圧力で予備圧密を行って層厚10cmの下部粘土層を作製した。圧密圧力の大きさは、自重圧密過程での改良体の安定性を考慮し、改良体底面位置での圧密圧力の90%に相当するものとした。

b) 下部粘土層表面の所定の位置に、ベークライトの改良体を所定の枚数だけ設置した。その際、改良体間に取り残されている軟弱な未改良粘土を再現するために、改良体の表面に周辺粘土層の含水比に相当する含水比70%の粘土を数mm塗り付けた。

c) 改良地盤の両側に粘土スラリーを投入し、粘土部に 0.1kgf/cm^2 の圧力を加えて予備圧密を行った。

(2) 載荷装置などの設置

a) 載荷装置、水タンクなどを設置した試料容器を遠心模型実験装置に搭載し、各計測器のケーブルの接続

表-1 試料粘土の特性

粒度組成 (%)			比重 G_s	コンシステンシー特性 (%)		
砂分	シルト分	粘土分		W_L	W_p	I_p
0	35.6	64.4	2.692	59.0	16.8	42.2

強度増加率	圧密係数	圧縮係数	膨潤指数
C_c/p	C_c (cm ² /min)	C_c	C_c
0.314	0.15	0.49	0.12

表 - 2 実験ケース一覧

	改良形式	改良地盤の幅	着底条件	降伏荷重	初期接線勾配
No. 1	接円式	10.0cm	浮き型	11.8kgf	4.0kg/mm
No. 2	接円式	19.8cm	浮き型	8.4kgf	9.1kg/mm
No. 3	接円式	18.4cm	着底型	15.2kgf	17.6kg/mm
No. 4	ブロック式	10.0cm	浮き型	9.9kgf	6.0kg/mm
No. 5	ブロック式	20.0cm	浮き型	21.8kgf	16.6kg/mm
No. 6	ブロック式	20.0cm	着底型	96.0kgf	8.9kg/mm

載荷装置などへの電気の接続を行って実験準備は完了する(図-3参照)。

(3) 実験

a) 実験は粘土地盤の自重圧密過程, 水平載荷過程の2つに分けられる。

遠心加速度を所定の加速度(50g)まで増加させ, その後, 遠心加速度を一定に保って粘土地盤の自重圧密を進行させた。加速中及び圧密中には各圧力計, 変位計の計測を行い, 地盤の圧密の進行を監視した。このようにして作製された地盤は, 地表面付近にわずかの過圧密層を有する正規圧密粘土地盤で, その強度分布は既往の研究¹⁰⁾から図-5のように推定される。

b) 自重圧密終了後, 遠心模型実験装置を一旦停止し, 改良地盤上にマウンド及び模型ケーソンを設置する。その後, 装置を運転し, 再度50gの遠心加速度場でマウンド及びケーソン荷重による地盤の圧密の完了を待った。

c) 圧密を確認した後, ケーソンの底面から2.1cm上の位置を水平に載荷した。これは, ケーソンの転倒破壊が地盤の破壊より先に生じないようしたためである。載荷中には載荷点での水平変位, 水平荷重の他に改良体に内蔵された各圧力計の計測を行った。さらに写真撮影も行い, 地盤の変形状況の確認も行った。

(4) 模型地盤の解体

a) 載荷終了後, 遠心模型実験装置を停止させ実験を終了する。実験終了後には, 地盤の破壊状況の確認と粘土地盤の含水比測定を行い, データ整理時の基礎データとした。

5. 実験結果及び考察

ここでは, 実験で得られた地盤の変形状態, 荷重～変位関係及び改良体に作用する圧力について考察を加え, さらにブロック式改良地盤との比較を行う。説明の便を図るために, 個々の改良体を前趾側より①, ②, ③～と

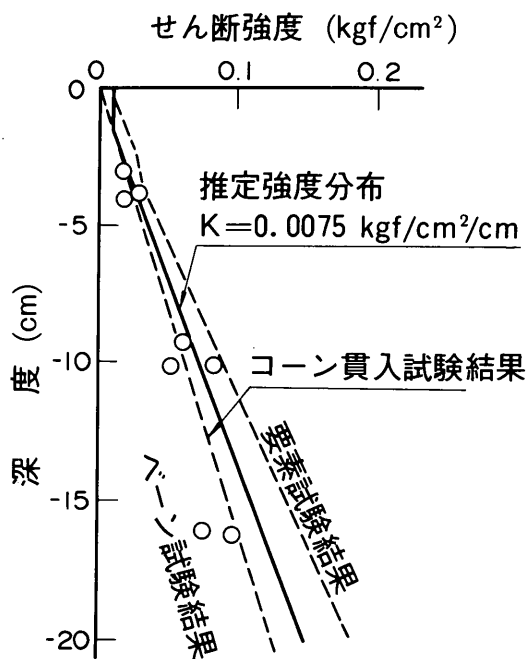


図-5 模型地盤の強度分布

呼ぶ事にする。改良地盤の幅の小さいNo.1では②～④の改良体上に設置され, 改良幅の大きいNo.2及びNo.3では, ④～⑥の改良体上にケーソンが設置されることになる。

5.1 ケーソン設置時の挙動

(1) 底面反力分布

a) 改良幅の影響

浮き型の場合について, 改良地盤底面でのケーソンの据え付けによる応力増分を図-6, -7に示した。改良幅が小さいNo.1について見ると(図-6), 外側の①, ⑤の改良体にも多少の圧力増加が見られるが, 全体的に

はケーソン直下の改良体(②~④)でケーソン荷重のほとんどを支持している傾向が見られる。改良幅の大きいNo.2の場合(図-7)にも同様で、ケーソン直下の改良体(④~⑥)での圧力増加が大きく、その両側の改良体(③, ⑦(左右対象を仮定))の圧力増加は比較的小さい。さらに、その外側の改良体(①, ②及び⑧, ⑨)には圧力増加が全く見られない。このように、改良幅によらずケーソン荷重はケーソン直下の改良体でほとんど支持され、その外側の改良体ははなんら寄与していないことが分かった。

b) 着底条件の影響

着底型の場合(No.3)には、粘土地盤の自重圧密時からケーソン及びマウンドを設置しているため、図-6, -7の様な増分表示は出来ない。そのため、全体の値を図-8に示した。図には、改良体底面での静水圧及び改良体の重量に相当する計算値も示している。浮き型同様ケーソン直下の改良体に比較的大きな圧力増加が見られるが、その外側の改良体にはほとんど圧力増加が見られていない。このように、着底型の場合であっても、浮き

型同様、ケーソン荷重の大部分はケーソン直下の改良体で支持され、その外側の改良体は支持しないことが分かった。

c) ブロック式との比較

ブロック式の場合の一例として、ケースNo.5での値を図-9に示した。地盤前趾、後趾部に圧力増加が見られている。このケースでは改良地盤中央部での測定が行われていないので、全体の圧力分布を直接的に知ることはできないが、前趾・後趾部での圧力増分がケーソン荷重を底面積で割った値にほぼ一致するため、改良体底面全体で平均的にケーソン荷重を支持していると考えても良いと思われる。

5.2 水平荷重載荷時の挙動

(1) 改良体の変位挙動

a) 改良幅の影響

載荷前後での改良体の変位状況を図-10, 11に示した。ケースNo.1について見ると(図-10)、すべての改良体が沈下しつつ傾斜している。しかし、改良体①と②の間で大きなすべりが生じ、①の改良体の沈下はさば

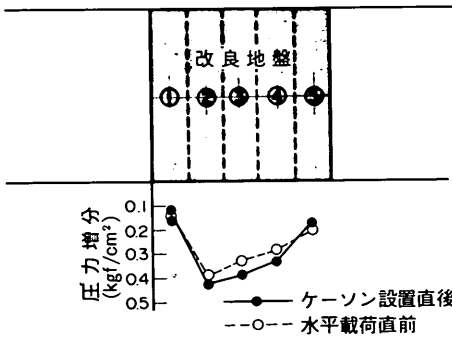


図-6 改良体に作用する圧力分布(ケースNo.1)

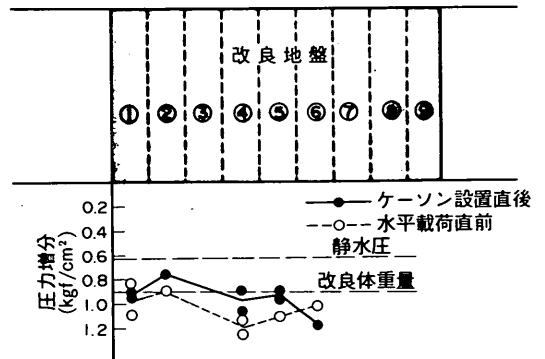


図-8 改良体に作用する圧力分布(ケースNo.3)

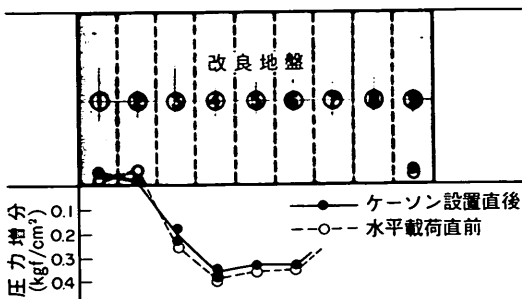


図-7 改良体に作用する圧力分布(ケースNo.2)

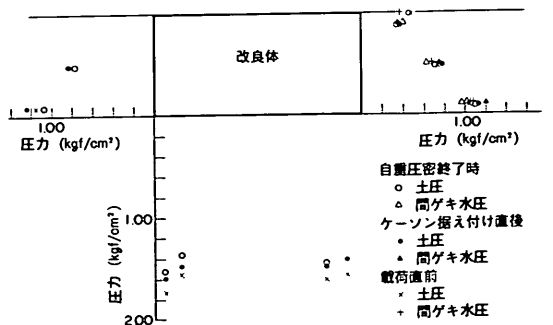


図-9 改良体に作用する圧力分布(ケースNo.5)

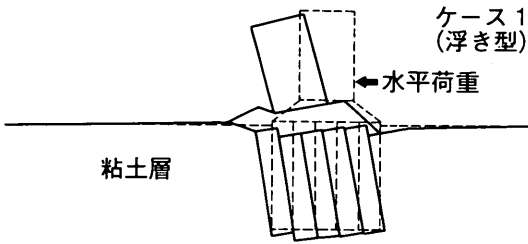


図-10 改良体の変位状況（ケースNo.1）

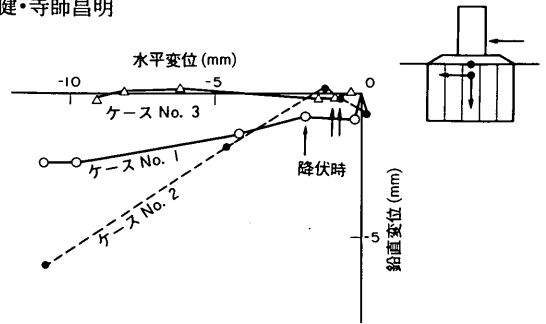


図-12 改良体の変位ベクトル

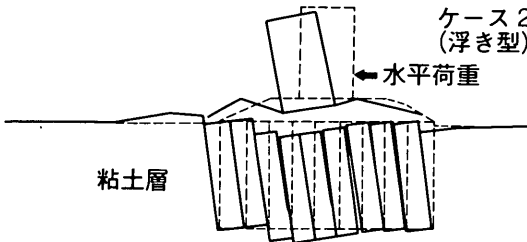


図-11 改良体の変位状況（ケースNo.2）

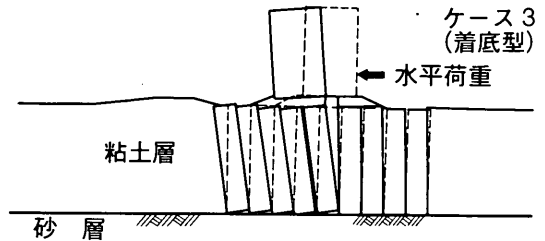


図-13 改良体の変位状況（ケースNo.3）

ど大きくない。そして、②以降の改良体は個々にはわずかなずれが生じているが、全体的には一体として挙動している。改良幅が広い場合（No. 2）（図-11）でも、ケースNo. 1の①と②に相当する③と④の改良体の間にずれが生じている。さらに、②と③の改良体の間に大きなずれが生じているのも見られる。ケーソン直下の④～⑥の改良体には大きな沈下と傾斜する傾向が見られ、改良幅の小さいケースと同様の傾向を示している。⑦以降の改良体は前の改良体の傾斜に引きずられるように傾斜しているが、沈下傾向は示していない。これは、後述するように、この部分の改良体はケーソン荷重を支持していないためである。

改良体の変位を詳細に検討するため、ケーソン直下の改良体上端の変位ベクトルを図-12に示した。No. 1では、鉛直変位に比較して水平変位が卓越しているが、No. 2の場合には、降伏前までは水平変位が卓越しているが、降伏後は大きな鉛直変位が生じており、傾斜しながら大きく沈下していく傾向が見られる。

b) 着底条件の影響

図-13には着底型の場合（ケースNo. 3）を示したが、ケーソン後趾面を境に改良体の挙動に大きな差が見られている。ケーソン直下及び前趾側の改良体（①～⑤）は、荷重によっても沈下せず、将棋倒しの様に転倒し、個々の改良体間でずれが生じている。しかし、⑥以降の改良体は⑥以前の改良体に引きつけられることなく、全く

独立して自立し、改良地盤の安定性にはほとんど寄与していないことが分かる。前掲した図-12にはNo. 3の値もあわせて示しているが、着底型の場合には鉛直変位がほとんど生じていないことが再確認された。

c) ブロック式との比較

ブロック式について改良体の変位をまとめたのが図-14である。浮き型では改良幅が小さい場合には、沈下及び回転変位が大きく、荷重によって転倒、支持力破壊したことが予想される。

(2) 地盤内の変形挙動

a) 改良幅の影響

改良体周辺地盤の変位状況を検討するため、図-15、-16に地盤中の変位ベクトルを示した。ケースNo. 1、No. 2とも受働側の地盤中に大きな変位が生じている。それに対して、主動側では改良体近傍の地盤に改良体に引きつけられるような小さな変位が見られるが、全体的にはほとんど変位していない。改良体底面での変位に注目すると、No. 1では改良体境界付近では計測されていないが、全般的に変位が見られていない。しかし、No. 2には改良体の回転変位にともなう円弧状の変位が見られ、改良体がキックバックしている傾向が見られる。

ケースNo. 2について、改良地盤底面での鉛直変位

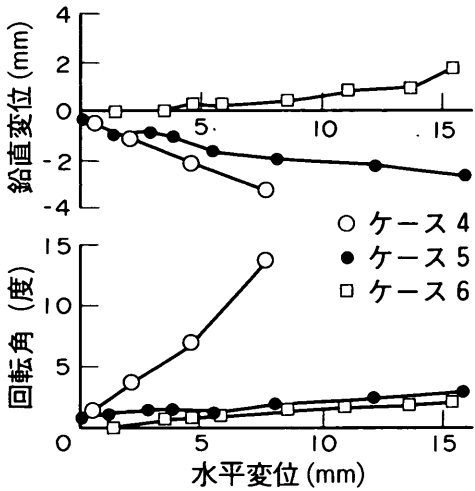


図-14 改良体の変位状況 (ケースNo.5)

分布と改良体側面での水平変位分布を図-17, -18に示した。改良地盤底面での鉛直変位分布を見ると、ケーソン直下の④、⑤及びその前面に位置する③の改良体に

大きな沈下が見られる。しかし、ケーソンが載っていない改良体下の地盤には余り沈下が生じていないことが分かる。また、⑥、⑦の改良体は降伏時までは多少沈下する傾向が見られるが、降伏後は⑥~⑦の改良体が沈下するにも関わらず逆に浮き上がる傾向が見られ、改良体が一体としては挙動していないことを裏付けている。

改良体側面での水平変位について見ると (図-18) では、受働側には地表面付近で大きな水平変位が見られ、底部ではほとんど変位が見られない。さらに、変位分布がほぼ直線的であることから、改良体は底部を中心として転倒していることが分かる。降伏時には地表面付近で 1 mm 程度の変位と改良体はさほど大きな変位をしていない。静止土圧より受働土圧に移行するために要する壁体の変位量について、Braja¹¹⁾ は soft clay では壁の高さの4%と述べている。これらの値と比較すると、降伏時にも受働状態に移行していないことが予想される。実際、後述するように、改良体側面での圧力変化には受働土圧にまで達していない。一方、主働側の変位に着目すると改良体の変位に引き摺られる様に左側に変位している。しかし、地表面での水平変位量を比べると、主働側の変位量は受働側での約60%程度であり、個々の改良体は引離される様に変位していることを物語っている。

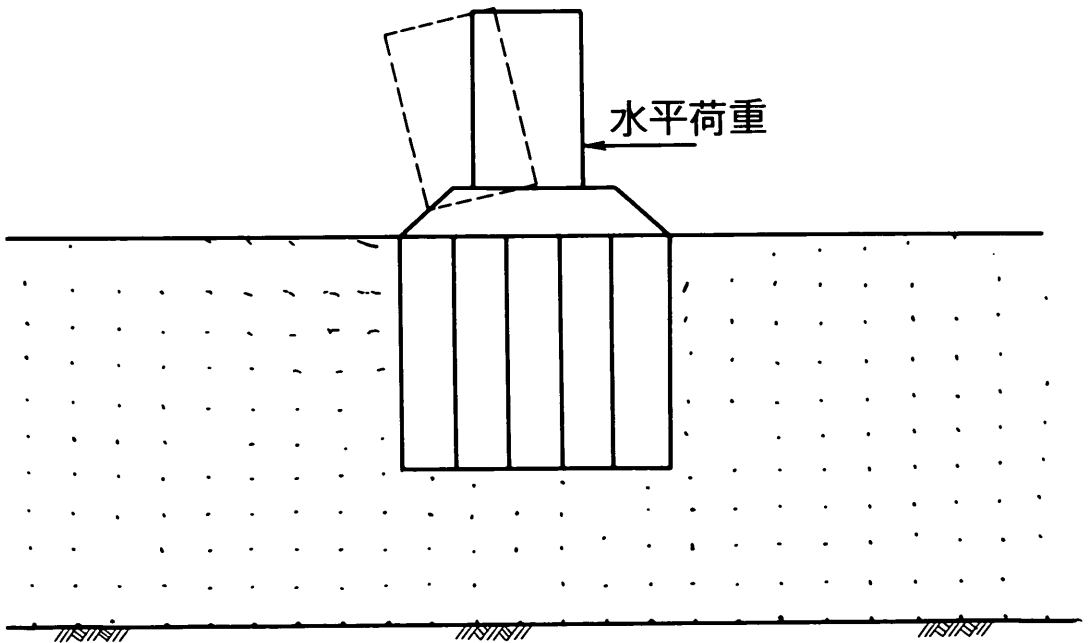


図-15 地盤中の変位ベクトル (ケースNo.1)

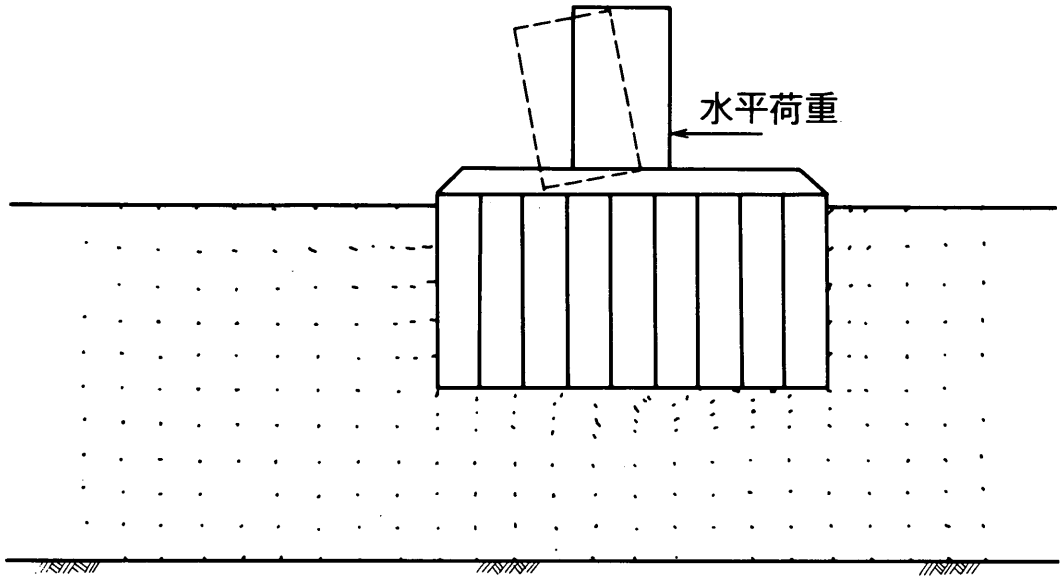


図-16 地盤中の変位ベクトル (ケースNo.2)

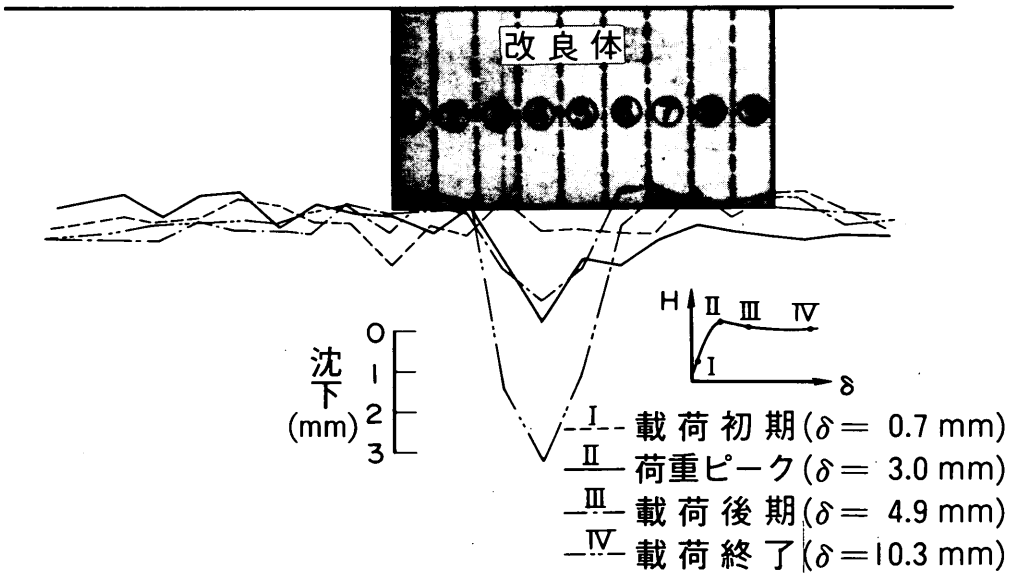


図-17 改良体底面での鉛直変位分布 (ケースNo.1)

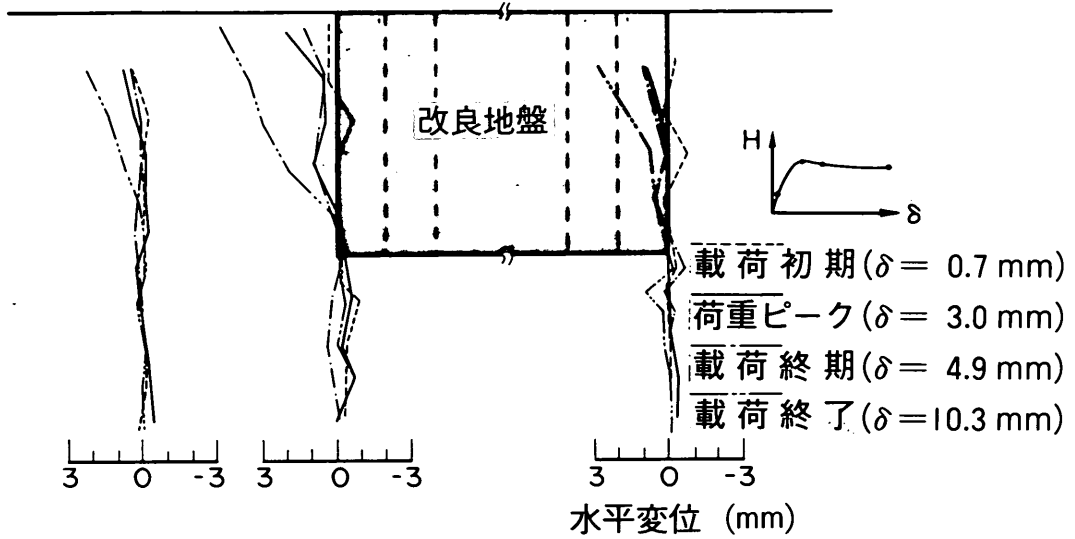


図-18 改良体底面での水平変位分布 (ケースNo.1)

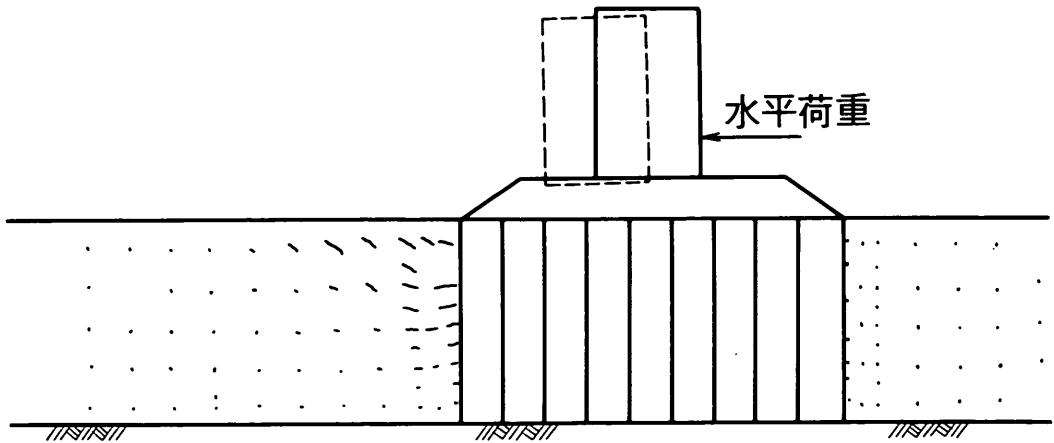


図-19 地盤中の変位ベクトル (ケースNo.3)

b) 着底条件の影響

着底型について地盤の変位ベクトルを図-19に示した。容易に想像されるように受働側の粘土地盤中に大きな変形が見られるが、主働側には浮き型で見られた様な

小さな変位も見られない。

(3) 水平荷重～変位関係

a) 改良幅の影響

浮き型について、ケーソンの載荷点での水平荷重～水

平変位曲線を図-20, -21に示した。改良幅が小さいケース No.1 (図-20) では、载荷の初期に荷重が急増し、小さなピークを示した後も载荷にともなって荷重が一様に増加していく傾向が見られた。改良幅の大きい No.2 (図-21) では、载荷初期に荷重が急増し、その後一定の荷重を示している。変位が 3 mm 程度の载荷のごく初期に、曲線に明瞭な折れ曲りが観測され、そこで地盤が降伏したことを示している。2つのケースについて、载荷初期の荷重のピーク値を降伏荷重と定義し表-2に示した。同表には初期の接線勾配もあわせて示しているが、No.2はNo.1より約2倍大きく改良幅の効果が現れている。しかし、降伏荷重は改良地盤の幅の小さいケース No.1の方が、幅の大きいケースより40%程

度も大きく、逆の傾向を示している。さらに、20mmの大変位時には2倍以上も大きな値を示す結果となった。この点については、改良体の変位挙動に関係すると思われるが、明確な原因は捕まえていない。

b) 着底条件の影響

図-22には、No.3の荷重～変位曲線を示した。载荷初期に荷重が急増し、荷重の小さなピークを示した後には荷重が増加する傾向が見られた。先と同様に载荷初期の荷重のピーク値を降伏荷重と定義し、表-2にあわせて示した。改良地盤が基礎砂層に着底することで、初期接線勾配及び降伏荷重が大きく増加している。降伏荷重を浮き型と比較するとNo.1の値よりも約30%大きく、改良幅が小さいが降伏荷重の大きいケース No.2よりも約80%も大きな値を示している。改良体が砂地盤に直接支持されることによって、浮き型で見られたような大きな沈下を伴う支持力破壊が生じなくなったためである。

c) ブロック式との比較

ブロック式改良地盤での水平荷重～変位関係を図-23～-25に接円式とあわせて示した。浮き型で改良幅の小さい場合について見ると(図-23)、地盤の降伏まではほとんど一致している。これは、これまで見てきたように、接円式であってもケーソン直下の改良体は全体としては一体として挙動するためブロック式と変化がなかったためである。一方、改良幅の大きい場合を見ると(図-24)、改良形式によって非常に大きく異なる傾向が見られた。これは、ブロック式では改良幅が大きくなるにつれて、支持力・底面での摩擦抵抗が改良幅に比例して大きくなるが、接円式の場合には、これまで検討してきた

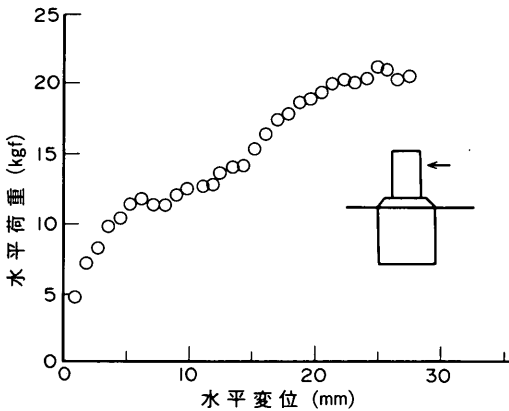


図-20 水平荷重～水平変位 (ケースNo.1)

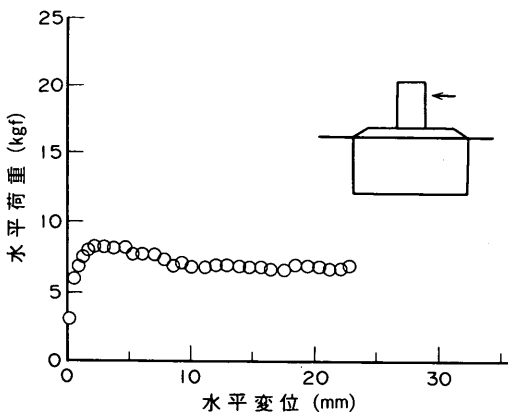


図-21 水平荷重～水平変位 (ケースNo.2)

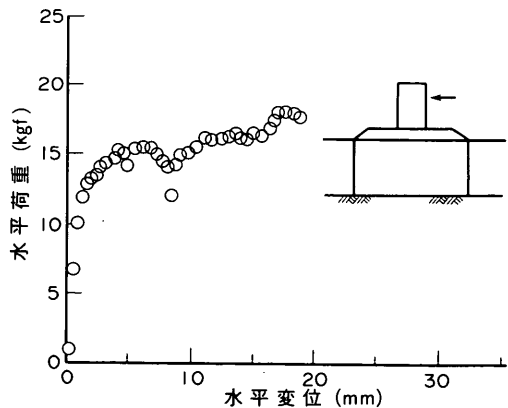


図-22 水平荷重～水平変位 (ケースNo.3)

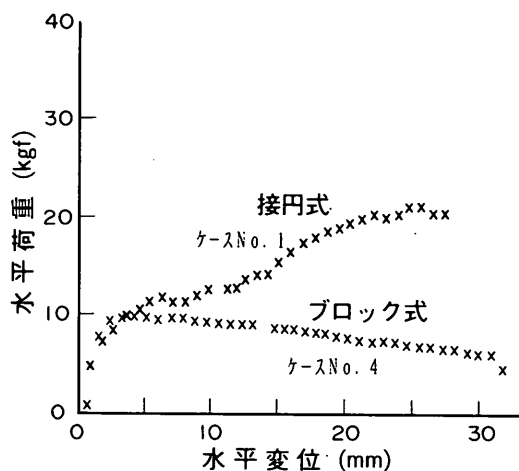


図-23 水平荷重～水平変位（ケースNo.1, 4）

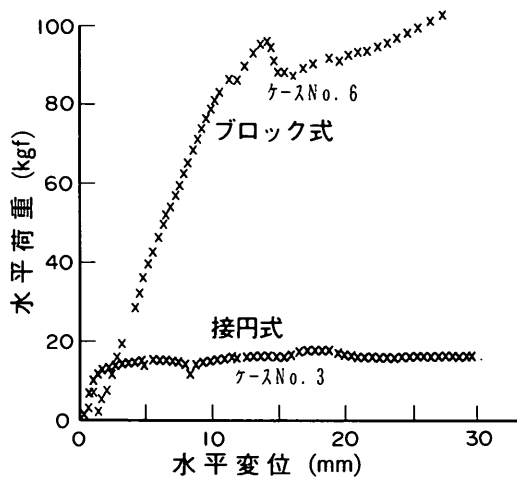


図-25 水平荷重～水平変位（ケースNo.3, 6）

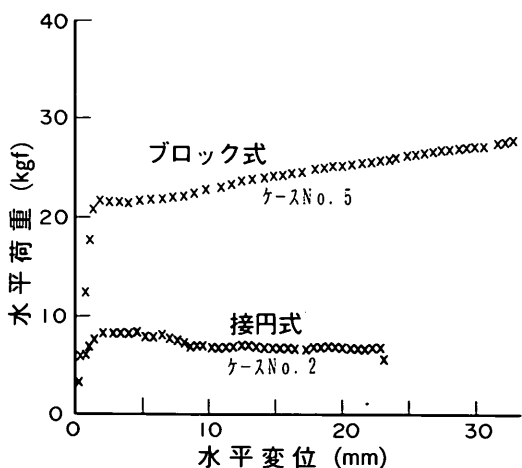


図-24 水平荷重～水平変位（ケースNo.2, 5）

ように、ケーソン直下の改良体のみによって安定性が決定されるためである。改良形式による差は、着底型の場合でも見られている（図-25）。同様に改良形式によって曲線が大きく異なっている。このように、接円式の場合には、ケーソン直下の改良体で支持力が決定されるため、改良体の枚数をそれ以上増やしても支持力にはなんら効果を及ぼさないことが分かった。このことは、

改良幅の増加によって安定性が大きく増加するブロック式とは大きく異なる点である。

(2) 改良体側面に作用する土圧～変位関係

a) 改良幅の影響

改良体境界面に作用する圧力の変化を図-26、-27に示した。受働側の土圧の変化に注目すると、改良体の中央部、深部とも大きな圧力増加を示し、载荷の進行にともない増加傾向を続けている。浅部では、载荷の進行にともないわずかつづ圧力が増加するものの、その増加傾向は他に比較して小さく、そこでの地盤強度の大きさを反映している。

一方、主働側の改良体浅部及び中央部では、载荷初期に圧力減少を生じ、その後一定の値を示している。しかし、深い位置では逆に圧力が増加し、その後大きく波打つ傾向が見られる。この圧力増加は改良体が大きく傾斜したため、深部でキックバックした影響が大きいと思われる。

改良幅が広い場合を見ると（図-27）、受働側の圧力変化は全般的にはNo.1と同じであるが、载荷が進むにつれて深い方がより大きな圧力増分を示している。主働側の中央部では、圧力減少を生じているのに対して、深い位置では逆に一般的な圧力増加を示している。

b) 着底条件の影響

図-28には着底の場合（ケースNo.3）について示した。受働側の浅部での圧力は载荷初期に増加した後、一定値を示しているのに対して、深い位置での圧力は載

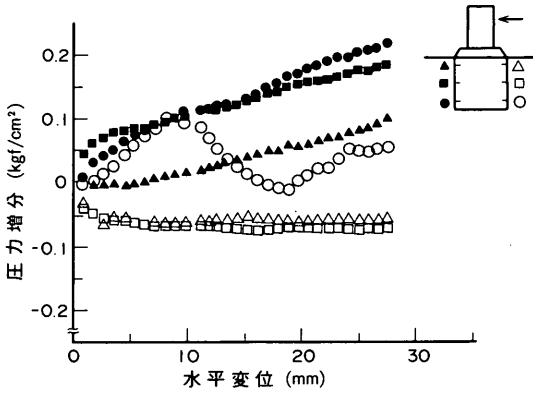


図-26 改良体側面での圧力増分～水平変位 (ケースNo. 1)

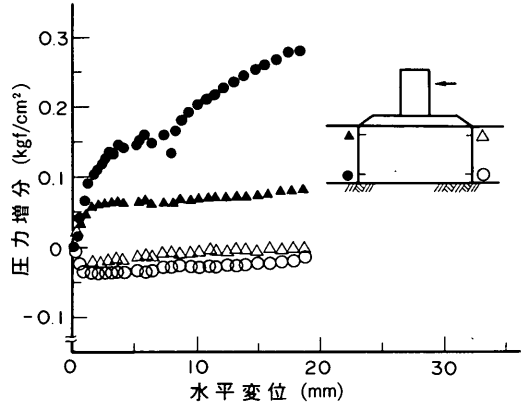


図-28 改良体側面での圧力増分～水平変位 (ケースNo. 3)

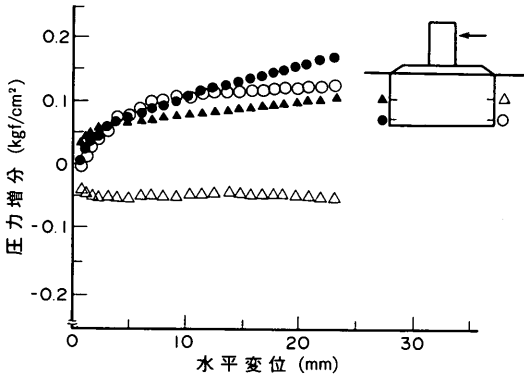


図-27 改良体側面での圧力増分～水平変位 (ケースNo. 2)

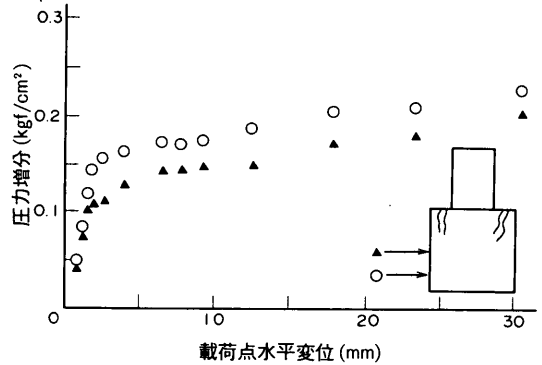


図-29 改良体側面での圧力増分～水平変位 (ケースNo. 5)

荷中を通じて非常に大きく増加している。一方、主働側では荷初期に圧力減少を示すが、その減少量は浮き型と比べて小さい。また、深い位置にも圧力増加が見られていない。これは、図-13に示した改良体の変位図からも容易に想像できるように、主働側の改良体にはほとんど変位が見られず、浮き型で見られたようなキックバック挙動が生じなかったためと考えられる。

c) ブロック式との比較

浮き型で改良幅の大きいケースNo. 5について、図-29に受働側の圧力変化を示した。荷重に伴い増加をしており接円型とはほぼ同様の傾向であるが、その増加量はブロック式の場合の方が大きい。接円式の場合には個々

の改良体にずれが生じるため、荷重位置での変位量に比べ最前列の改良体の変位が小さいためと思われる。主働側の圧力変化を図-30に示した。このケースの場合には主働側圧力は荷重のごく初期に減少する傾向が見られている。荷重が進行するにつれて、主働側粘土が崩れ落ちたためと思われる非常に複雑な動きを示している。しかし、ブロック式の場合には、先の検討より改良体は滑動破壊をし、接円型で見られた様なキックバック挙動を示していないために、圧力が増加する傾向は見られていない。

(3) 改良体底面に作用する圧力～変位関係、圧力分布

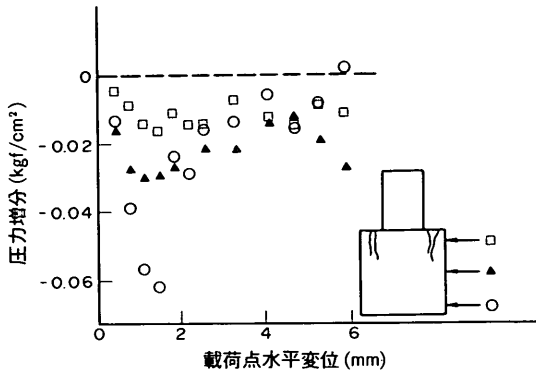


図-30 改良体側面での圧力増分～水平変位（ケースNo. 5）

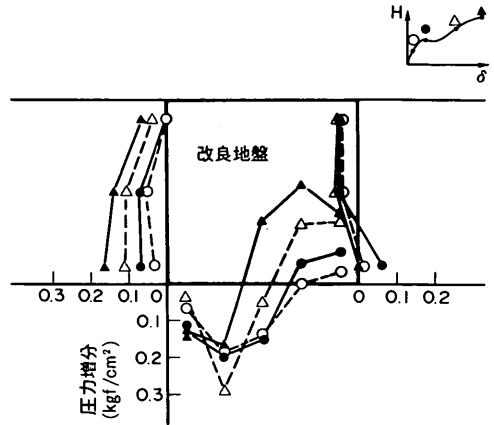


図-32 改良体に作用する圧力分布（ケースNo. 1）

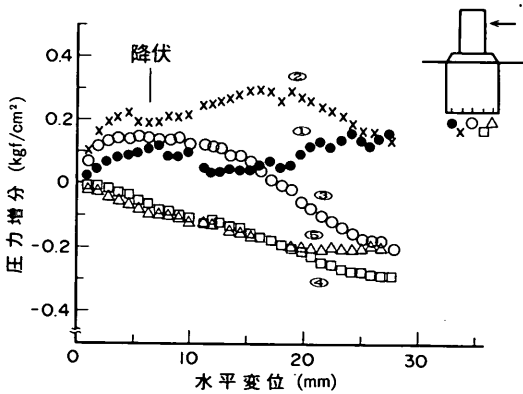


図-31 改良体側面での圧力増分～水平変位（ケースNo. 1）

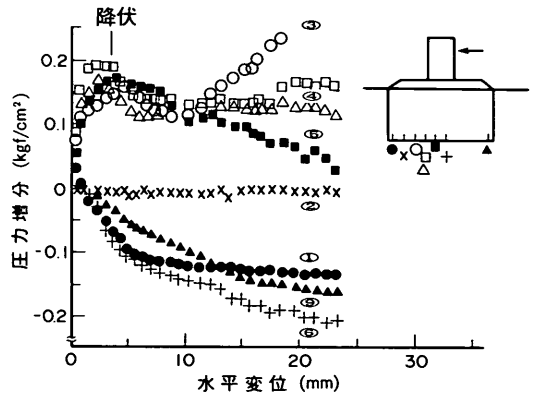


図-33 改良体底面での圧力増分～水平変位（ケースNo. 2）

a) 改良幅の影響

実験ケース No. 1 について、改良体底面での圧力変化を図-31 に、圧力分布を図-32 に示した。荷重ともなって前に位置する①～③の改良体には圧力増加が見られるものの、④、⑤の改良体は減少していく傾向が見られた。①～③のうちでも、②の圧力増加が顕著である。このことは、図-32 の圧力分布でも明らかで、荷重の最終段階では、ケーソン荷重は②の改良体のみで支持しているといっても過言ではない。

改良幅の大きい実験ケース No. 2 についての結果を図-33、-34 に示した。圧力の増加傾向が計測位置によって大きく変化している。ケーソン直下の改良体のう

ち④、⑤及びケーソン前趾直前の改良体③には荷重初期にはほぼ同程度の圧力増加を示している。その中でも、ケーソン前趾直下(④)が最大の増加を示している。荷重の進行にともないケーソンの前に位置する③の改良体の圧力には、さらに大きな圧力増加が見られるが、後趾に近い改良体⑤では圧力が減少し、荷重がより前の改良体に集中していく様子がよく分かる。これは、荷重ともなってケーソンが前に傾斜することや、未改良土に大きなせん断歪が生じて応力の伝達が行われなくなったためと考えられる。ケーソン直下の改良体のうち後趾に近い⑥には、荷重初期から圧力の減少する傾向が見られる。

図-34 には、改良体に作用する圧力分布を示した。

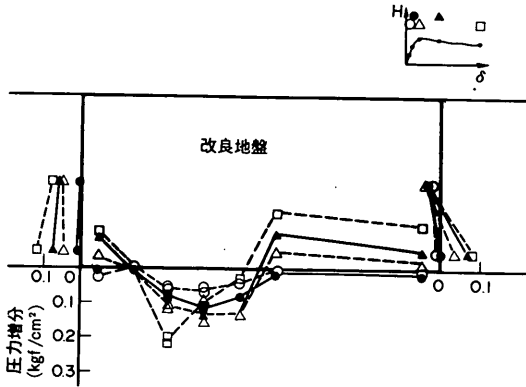


図-34 改良体に作用する圧力分布 (ケースNo.2)

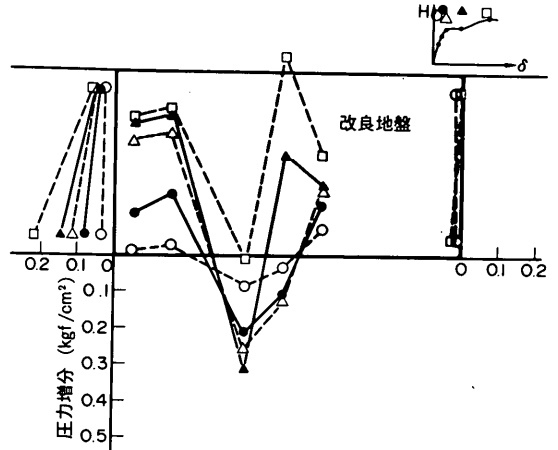


図-36 改良体に作用する圧力分布 (ケースNo.3)

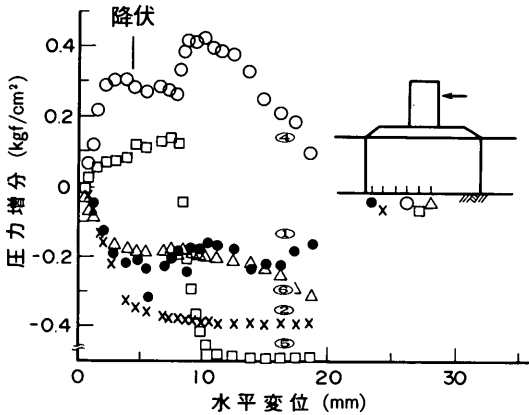


図-35 改良体底面での圧力増分～水平変位 (ケースNo.3)

載荷にともない圧力分布形状が大きく変化している。特に③～⑤の改良体に大きな応力増加が見られる。水平荷重ピーク時にはケーソン前趾直下の改良体で最大の圧力を示しているが、ピークを過ぎ、載荷の進行に従い③の改良体に集中していく傾向が見られている。一方、改良地盤の前趾部(①, ②)や後趾部での圧力減少が見られている。これらより、⑤, ⑥の改良体が支持していたケーソン荷重が、載荷の進行にともない④→③へと集中していく傾向がよく分かる。改良幅が大きい場合には、受働側からの抵抗が大きくなり、その結果改良幅の小さい場合よりも前に位置する③の改良体にケーソン荷重が集中している。

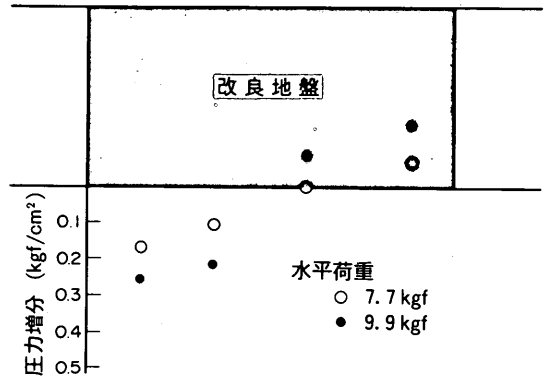


図-37 改良体底面に作用する圧力分布 (ケースNo.5)

b) 底条件の影響

着底型のケースNo.3について、変位との関係を図-35に、圧力分布を図-36にそれぞれ示した。載荷にともない、ケーソン前趾直下の改良体⑤への圧力集中が極めて大きく、他の改良体の圧力は大きく減少している。図中、水平変位が約10mmの時に改良地盤中央の改良体⑤の圧力が急減し、逆にその前の改良体④の圧力が急増している傾向が見られ、ケーソン荷重がケーソン前趾直下の改良体(④→⑤)へと集中していく傾向を特徴的に現わしている。

圧力分布を見ると、④の改良体に応力集中を示している。最大の応力増加を示している改良体は浮き型の場合

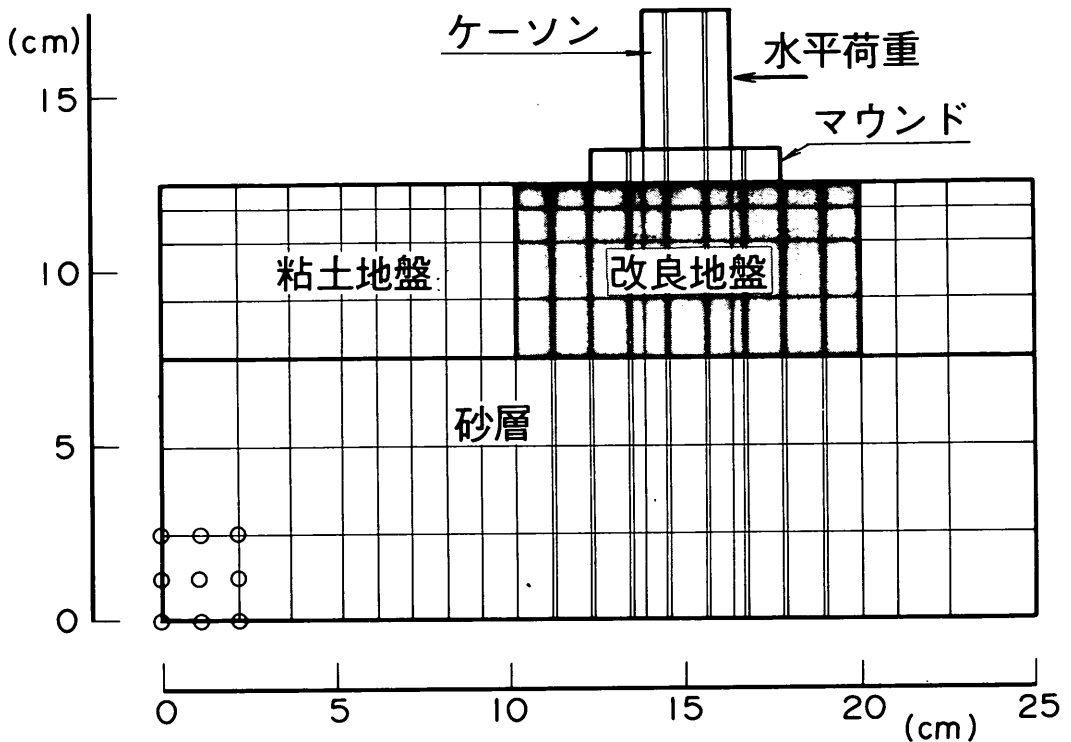


図 - 38 有限要素法メッシュ図

に③の改良体であったが、着底型の場合には④の改良体に現われており、ケーソン前趾部直下の改良体に応力が集中する傾向が見られた。残念ながら、本ケースでは③の改良体では圧力を測定していないので、断定的には言えないが、この原因としては着底型の場合には改良地盤が固い砂地盤上にあるためケーソン荷重と水平荷重が作用しても改良体は沈下しないので、ケーソン前趾直下で支持することが可能である。しかし、浮き型の場合には、④～⑥の改良体は鉛直荷重によって沈下するため、前に位置する③の改良体に荷重を預ける形になっていることが予想される。このように着底条件の違いによっても応力の集中する改良体が異なるものと思われる。また着底型の場合、④の改良体の圧力も載荷最終段階で急激に減少する傾向を示している。これは、改良体が大きく傾斜し、個々の改良体の前趾部の非常に狭い場所で支持しているためと思われる。実験では圧力センサーを改良体中央部に設置しているために、このような圧力の集中を計測できなかったものと考えられる。

c) ブロック式との比較

ブロック式で得られた底面反力分布の一例を図-37に示した。底面での分布はほぼ直線的に変化しており、その傾向は載荷の進行によってほとんど変化しておらず、接円式とは非常に異なる傾向を示している。

6. 有限要素法解析

接円式改良地盤の挙動を数値解析で再現できるかどうか、有限要素法¹²⁾による解析を試みた。解析には、図-38および表-3に示すメッシュ割りおよび材料定数を用いた。本研究では、弾塑性計算を行ない、改良体間に取り残された未改良粘土の特性を変化させ、その影響を着底型を例に検討した。解析ケースは、表-4に示すように3ケースで、その中で、FEM-1では未改良土の特性を改良土と同じとしてブロック式改良地盤を、FEM-2では施工時の乱れを無視して周辺の同一深度の粘土地盤と同じとした接円式を、FEM-3ではより小さな強度とヤング率の未改良土を設定した接円式をそれぞれ再現した。

表 - 3 材料定数一覧

	モデル	粘着力 (t/m^2)	内部摩擦角 (ϕ)	ヤング率 (t/m^2)	ポアソン比
粘土層 (A層)	弾塑性	0.1	0	10.0	0.49
粘土層 (B層)	弾塑性	$0.15z^*$	0	17.4	0.49
粘土層 (C層)	弾塑性	$0.15z^*$	0	37.1	0.49
粘土層 (D層)	弾塑性	$0.15z^*$	0	62.3	0.49
改良土	弾性			2000	0.33
基礎砂層	弾塑性	0	35.0	1000	0.33
マウンド	弾性			1000	0.33
ケーソン	弾性			140000	0.33
未改良土(乱れ)	弾塑性	0.01	0	1.0	0.49

* z は地表面

表 - 4 解析ケース一覧

	改良形式	未改良土の特性
FEM-1	ブロック式	改良土
FEM-2	接円式	正規圧密粘土
FEM-3	接円式	乱れ粘土

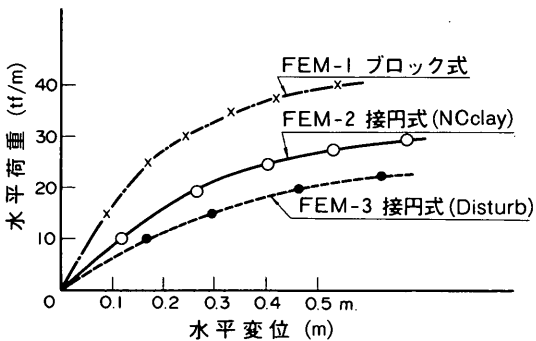


図-39 水平荷重～水平変位

解析で得られた水平荷重～変位曲線を図-39 に示す。接円式では、ブロック式よりも変位に対する剛性、水平抵抗力が減少していく傾向が見られる。しかし、未改良粘土の特性を周辺粘土地盤と同じとした場合 (FEM-2) と乱れがあるとした場合 (FEM-3) での荷重～変位曲線は、20%程度の差であり、ブロック式との差よりも比較的小さなものであった。実験値との比較を図-40 に示す。計算値は、未改良粘土の特性を変化させても実験値

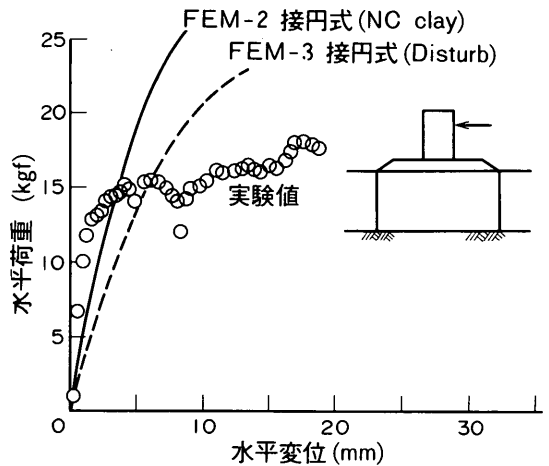


図-40 水平荷重～水平変位 (実験値との比較)

より大きな荷重を示している。

図-41～43 には、載荷中の改良体底面での圧力分布を示す。ブロック式の場合には、通常よく見られる台形・三角形分布の圧力分布を示しているのに対して、接円式では③の改良体の圧力増加が著しく、改良地盤前趾での圧力増加はそれに比較して小さい。このような傾向は未改良土の特性を変化させた場合にも見られている。このような分布は実験値と同様の傾向であり、有限要素法で定性的に再現できることがわかった。

接円式で特徴的なことは、個々の改良体の圧力分布に著しい凹凸が見られることで、個々の改良体内に曲げ応力や局所的な応力集中が生じていることを伺わせる。こ

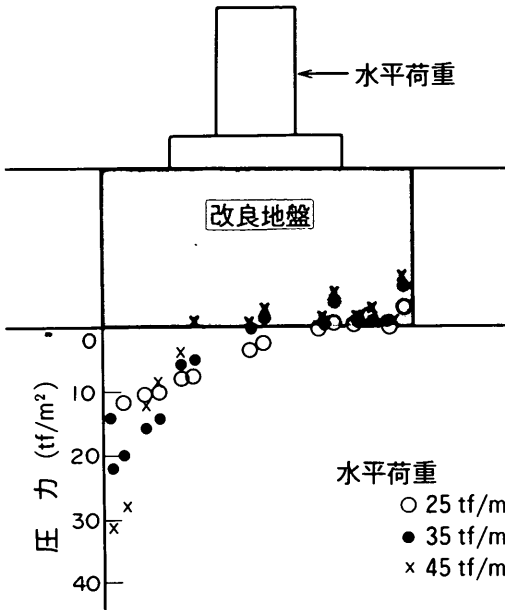


図-41 改良体に作用する圧力分布 (FEM-1)

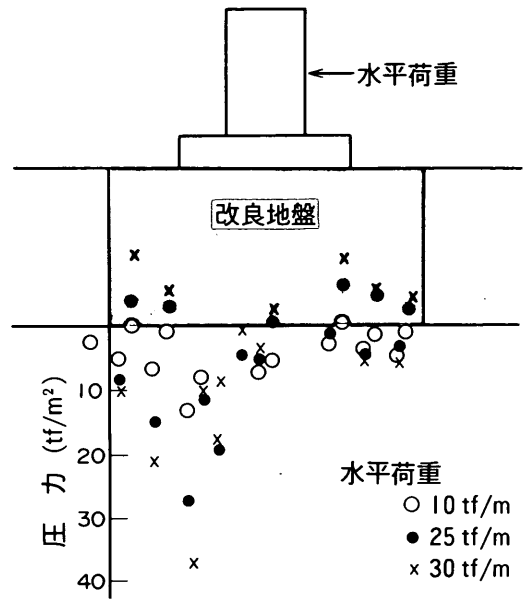


図-42 改良体に作用する圧力分布 (FEM-2)

のことは、改良地盤全体で平均的に外力を支持するブロック式とは大きく異なる点であり、内部安定の検討にあたっては十分に注意する必要がある。なお、底面圧力には大きな引張応力が発生している。より詳細な挙動の解明のためには、この点について、材料の構成方程式などの見直しが必要となろう。

有限要素法は定性的には実験値を再現するものであったが、定量的には実験を再現するまでには至らなかった。定量的な評価のためには、地盤の特性を詳細に把握すること、改良体底面と砂地盤との間に計算上発生している大きな引張り応力の解消などを解決する必要がある。

7. 接円式改良地盤の港湾構造物への適用性

これまでの実験および解析より、外部安定に関してはケーソン直下の改良体はブロック式とほぼ同様の挙動を示すことがわかった。しかし、その周辺に打設された改良体は、変形の抑制には多少の効果を示すが、水平抵抗の増大にはあまり効果を示さないことがわかった。このことは、改良地盤全体の安定性もケーソンの大きさ（幅）に大きく影響されることを意味している。上部構造物であるケーソンの大きさは、主として作用する外力条件に

よって決定されるので、DMMによる改良形式がブロック式、接円式であっても変化するものではない。改良地盤全体の安定を確保するために必要な最小の改良幅が、ケーソン幅程度であるならば、接円式の改良形式は港湾構造物にも十分適用できるであろう。逆に外力で決定される必要幅よりも広いケーソンを採用することで、悪条件の地盤に対しても接円式の適用が可能と思われる。しかし、水平変位量は同じ改良幅のブロック式の場合より大きくなることには十分注意する必要がある。さらに、改良体自身の強度を決定する内部安定の検討でも、個々の改良体に局部的に応力集中が発生すること、曲げ応力が発生することに注意する必要がある。

深層混合処理工法による改良地盤の設計では、外部安定と内部安定の2つに分けて検討することになっている。その中で、内部安定の検討に関しては、「外力によって発生する応力は、安定処理土の許容せん断応力度および許容引張り応力度を超えてはならない」と規定している¹³⁾。これに関して、筆者らは改良地盤の破壊現象について詳細に検討を行い、水平荷重のピーク以前にも改良体内に小さなクラックが生ずることを確認している¹⁴⁾。さらに本研究で、接円式という、いわば載荷前より人為的なクラッ

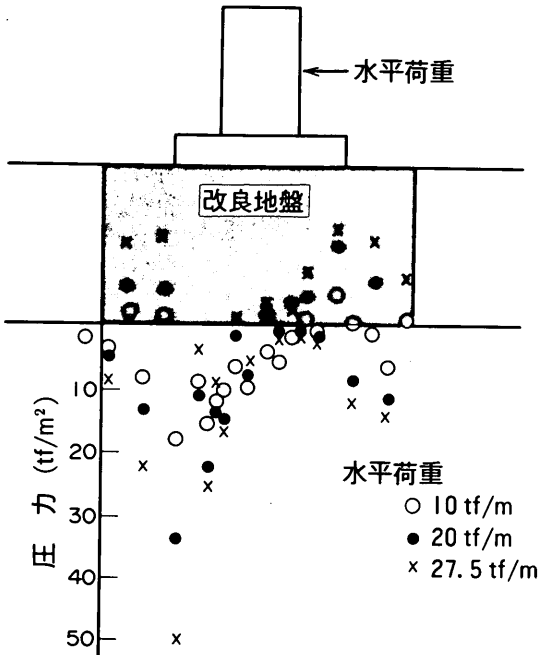


図-43 改良体に作用する圧力分布 (FEM-3)

クを有するような改良形態であっても適用範囲に注意すれば十分な効果が得られることがわかった。本研究での成果をもとにブロック式改良地盤の設計方法を見直し、より合理的で経済的なものにしていく必要があると思われる。

8. 結論

一連の実験ならびに解析から以下の結論が得られた。

1) 接円式改良地盤では、ケーソンによる鉛直荷重は主としてケーソン直下の改良体で支持され、周辺の改良体はほとんど外部安定に寄与しない。

2) 水平抵抗力は、浮き型改良地盤ではケーソン直下の改良体でほぼ決定され、周辺の改良体は効果がない。しかし、変形の抑制には効果を示す。着底型の場合には、浮き型と比較して大きな水平抵抗を期待できる。

3) 傾斜荷重下の改良体底面での圧力分布はケーソン直下または前趾直下に集中し、ブロック式改良地盤とは改良地盤内の応力分布が大きく異なるものである。

4) 接円式改良地盤は、比較的水平力の小さい構造物には適用可能である。しかし、ブロック式と比較して変位が大きくなること、および個々の改良体に曲げ応力が発

生することに注意する必要がある。

5) 有限要素法解析により接円式改良地盤の挙動を定性的に再現することができた。(1991年3月31日受付)

参考文献

- 1) 星 秀明, 佐藤和義, 深谷一夫, 安藤 遼, 万波一朗, 斉藤 聰: スラグ系地盤改良材の強度特性, 第18回土質工学研究発表会, 1983年, pp.1575~1578
- 2) 深谷一夫, 佐藤和義, 星 秀明, 万波一朗, 山崎俊行: 横浜港海底軟弱土に対するスラグ系改良材の適用性, 第19回土質工学研究発表会, 1984年, pp.1661~1664
- 3) 佐藤和義, 小西英一郎, 深谷一夫: スラグ系地盤改良材中のスラグの硬化作用, 第19回土質工学研究発表会, 1984年, pp.1665~1666
- 4) 万波一朗, 山崎俊行, 深谷一夫, 佐藤和義, 小西英一郎: 大阪港海底軟弱土に対するスラグ系改良材の適用性, 第19回土質工学研究発表会, 1984年, pp.1667~1668
- 5) 真山 他: 深層混合処理工法における遅延剤の活用と開発, 第36回土木学会年次学術講演会, 1982年, pp.736~737
- 6) 鹿又栄蔵, 山本修司, 平井宜典: 深層混合処理工法における遅延剤の活用と開発 (第2報), 第37回土木学会年次学術講演会, 1983年, pp.603~604
- 7) 寺師昌明, 田中洋行: 深層混合処理工法による杭状改良地盤の支持力および圧密特性, 港湾技術研究所報告, 第22巻, 第2号, 1983年, pp.213~266
- 8) 寺師昌明: 遠心力載荷実験手法とその適用例-深層混合処理改良地盤の挙動-, 昭和60年度港湾技術研究所講演会講演集, 1985年, pp.119~184
- 10) 北詰昌樹, 遠藤敏雄, 寺師昌明: 正規圧密地盤上の浅い基礎の支持力, 港湾技術研究所報告, 第27巻, 第3号, 1988年, pp.185~203
- 9) 寺師昌明, 北詰昌樹: 「深層混合処理工法による改良体に作用する外力」 港湾技術研究所報告, 第27巻, 第2号, 1988
- 11) Braja M. Das: Principles of Geotechnical Engineering, PWS Publishers, 1985, p.302
- 12) 小林正樹: 適応有限要素法による地盤の安定解析, 港湾技術研究所報告, 第27巻, 第2号, 1988, PP.3~22
- 13) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (改訂版), 1989, p.451,
- 14) 寺師昌明, 北詰昌樹, 中村健: 深層混合処理工法により形成される改良体の破壊モード, 港湾技研資料, No.622, 1988