

# 港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No. 1143

September 2006

浮き型 SCP 改良地盤の埋立載荷時の挙動に関する模型実験

中村 健

高橋 英紀

北詰 昌樹

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,  
Port and Airport Research Institute, Japan

## 目 次

要 旨 .....	3
1. まえがき .....	4
2. 遠心模型実験 .....	4
2.1 遠心模型実験について .....	4
2.2 実験準備 .....	5
2.3 実験結果 .....	6
3. つりあい計算による検討 .....	9
3.1 破壊モデルの検討 .....	9
3.2 計算結果 .....	11
4. 実験結果および円弧すべり計算との比較 .....	12
4.1 実験結果との比較 .....	12
4.2 円弧すべり計算との比較 .....	13
5. 結論 .....	14
6. あとがき .....	14

# Model Tests of Floating Type SCP Improved Ground Subjected to Backfilling

**Takeshi NAKAMURA\***

**Hidenori TAKAHASHI\*\***

**Masaki KITAZUME\*\*\***

## Synopsis

Sand Compaction Pile Method (SCP Method) has been often adopted to improve the bearing capacity, stability and consolidation settlement of soft ground. The fixed type improvement, compacted sand piles reach the stiff layer, is preferable for the improvement purpose, but the floating type improvement, compacted sand piles do not reach the stiff layer but penetrate partially in the soft soil layer, is recently adopted for several reasons. The failure pattern and deformation of the floating type SCP improved ground subjected to caisson and backfill loading were investigated by centrifugal model tests. The effect of depth of the improved area was studied. Moreover, numerical calculations based on the failure patterns observed in the model tests were also carried out to evaluate the stability of the improved ground.

The study indicates that the floating type SCP improved ground can fail with slip circle failure which passes underneath the improved area, on the other hand while the fixed type SCP ground can fail with large lateral deformation at the ground surface. The numerical analysis shows that the failure pattern is dependent upon the size of the improved area especially improved depth.

**Key Words:** soil improvement, sand compaction pile, centrifuge model test

---

\* Port and Airport Department, Kanto Regional Development Bureau, Ministry of Land, Infrastructure and Transport (former Senior Research Engineer, Geotechnical and Structural Engineering Department)

\*\* Soil Stabilization Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

\*\*\* Head, Soil Stabilization Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-8445055 Fax : +81-46-8418098 e-mail:nakamurat@pari.go.jp

# 浮き型 SCP 改良地盤の埋立載荷時の挙動に関する模型実験

中村 健\*・高橋 英紀\*\*・北詰 昌樹\*\*\*

## 要 旨

近年、港湾空港整備では費用対効果を大きくすることを目指しており、サンドコンパクションパイル工法による軟弱粘土層の地盤改良事業においても現行設計法の許す範囲内で改良率の低減や、改良範囲の縮小が試みられている。従来においても、SCP 施工機によって打設可能な深さよりも粘土層が厚いために未改良の粘土層を下部に残さざるを得ないケースも見受けられた。このように、軟弱粘土層を貫通しない「浮き型」の SCP 工法が施工される例が増加している。

本研究では、浮き型を含めた SCP 改良地盤が破壊時にどのような地盤挙動を示すかを確認し、その破壊パターンに即した設計手法を提案することを目指し、遠心模型実験と破壊モデルを考慮した数値計算を行った。遠心模型実験では、改良域上部に設置した護岸の背後を埋め立て、改良地盤の破壊パターンを観察した。地盤の破壊実験の結果、SCP 改良杭が途中で折れ曲がり改良域の上部が海側へ大きく水平変位する破壊パターンと、改良域下部の粘土層を通過するすべり破壊パターンの 2 通りが生じることが確認された。実験で得られた破壊パターンを念頭において、地盤に働くつり合い条件から数種の簡便な破壊モデルを構築した。また、現行設計法である円弧すべり計算や、提案した解析手法によるパラメトリック・スタディを実施し、解析結果を遠心模型実験結果と比較した。その結果、破壊パターンに関しては、解析結果と実験結果はほぼ整合性が取れていた。

キーワード：地盤改良，サンドコンパクションパイル工法，遠心模型実験

---

\* 国土交通省関東地方整備局 港湾空港防災・危機管理課（前 地盤・構造部 主任研究官）

\*\* 地盤・構造部 地盤改良研究室

\*\*\* 地盤・構造部 地盤改良研究室長

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人 港湾空港技術研究所  
電話：046-844-5055 Fax：046-841-8098 e-mail:nakamurat@pari.go.jp

## 1. まえがき

サンドコンパクションパイル工法（以下、SCP工法）は、比較的安価な費用で大きな地盤改良効果の得られる工法として、港湾や空港整備に伴う各地の地盤改良工事に多く用いられている。SCP改良地盤の支持力特性<sup>1)</sup>や圧密沈下特性に関しては、現地載荷試験（於舞鶴港）や遠心模型実験などによってある程度明らかにされており、設計法も定まっている。一方、護岸や岸壁に対してSCP工法を適用する場合、過去に模型実験や解析的検討が行われてはいるが、未だにその安定性に関しては未解明な点も多い。

近年、港湾空港整備では費用対効果を大きくすることを目指しており、サンドコンパクションパイル工法による軟弱地盤の地盤改良事業においても現行設計の許す範囲内で改良率の低減や、改良範囲の縮小が試みられている。また、従来においても、SCP施工機によって打設可能な深さよりも施工現場の粘土層が厚いために未改良の軟弱層を下部に残さざるを得ないケースも見受けられた。このように、軟弱粘土層を貫通しない「浮き型」のSCP工法が施工される例が増加しているが、その設計においては従来から「着底型」の改良地盤に用いられている方法が流用されている。現行設計法<sup>2)</sup>によれば、SCP工法で改良した地盤の安定性に関する検討は円弧すべり計算によるものとされている。

護岸や岸壁に適用された着底型のSCP改良地盤の安定性については未解明な点も多いが、これまでに多くの設計・施工事例があり、常時において地盤が大変形を起したり破壊に至った例は知られていない。一方、近年に施工された浮き型のSCP改良地盤では、埋立造成中に大きな地盤変形が生じた事例もある。これは、現行設計法である円弧すべり計算による検討が、安定性を過大に評価している可能性を示唆している。このことから、特に浮き型の場合については、円弧すべり計算による検討の他に、改良地盤の破壊パターンを考慮した解析による検討が必要であると考えられる。

軟弱粘性土地盤の改良工法の中で、柱状の固い地盤を造成する方法として深層混合処理工法（DMM工法）が挙げられる。海上工事で用いられるDMM工法はブロック式や壁式のものが一般的に用いられるが、陸上工事においては改良体同士をオーバーラップさせない杭式の改良が広く用いられている。杭式DMM工法によって改良された地盤の破壊挙動については実験的な検討が進んでおり、

改良地盤に対して盛土載荷を行うことによって改良杭が将棋倒しになったり、一部が破損して折れ曲がる現象が確認されている<sup>3), 4)</sup>。SCP杭はDMM改良杭とは材質が異なり、強度や変形性状も異なるが、どちらの杭も周辺の軟弱粘土層に比べて著しく強度が高いこと、各SCP杭が独立して配置されていること、形状が同じ円筒形で寸法も同程度であることが共通している。このことから考えると、SCP改良地盤にあってもDMM改良地盤で見られたような破壊形態が起こり得ると考えられる。

本研究では、着底型および浮き型SCP改良地盤を再現した地盤に対して埋立載荷実験を遠心場で実施し、それらの破壊挙動について観察した。また、改良幅や改良深さを変化させた種々の実験ケースにおける破壊パターンを実験後の画像解析から検討した。次に、実験で得られた破壊パターンを念頭において、地盤に働くつり合い条件から数種の簡便な破壊モデルを構築した。この提案した解析手法および円弧すべり計算によって、改良深度、改良幅、改良率が破壊荷重に与える影響を検討し、さらに解析結果と実験結果を比較した。

## 2. 遠心模型実験

### 2.1 遠心模型実験について

模型実験は、図-1に示す当研究所が所有する遠心模型実験装置(Mark II)を用いて行った。遠心模型実験装置は、検討対象とする実物スケールの地盤に対して1/Nの寸法の模型地盤に遠心加速度Ngを付加することによって、実物スケールの地盤の変形・破壊挙動を再現できるものである。装置の仕様は最大有効半径3.8m、最大遠心加速度113g、最大搭載質量2.71ton、最大容量300g・tonである。本研究では、後述するように幅120cm×深さ60cmの容器に50gの遠心加速度を付加して実験を行った。装置の詳細な諸元および周辺機器の詳細については文献<sup>5)</sup>を参照されたい。

模型実験は全部で5ケース行った。各ケースの地盤条件は、表-1に示す通りである。



図-1 遠心模型実験装置

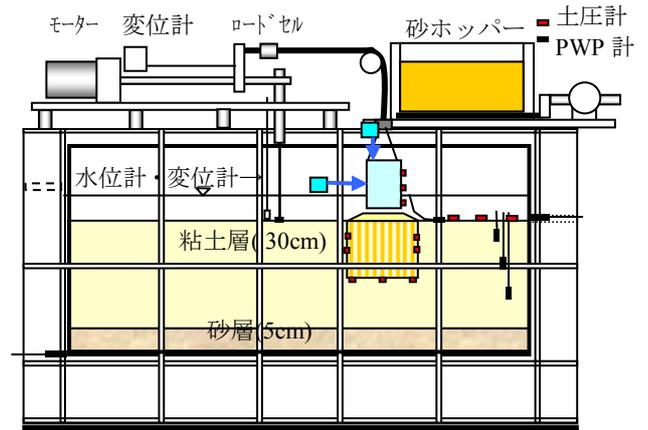


図-2 模型地盤のセットアップ図

表-1 実験ケース一覧

名称	改良幅	改良深度	粘土層厚に対する比率
ケース 1	20cm	30cm	1 (着底型)
ケース 2	20cm	15cm	1/2
ケース 3	20cm	7.5cm	1/4
ケース 1w	28cm	30cm	1 (着底型)
ケース 2w	28cm	15cm	1/2

## 2.2 実験準備

### (1) 地盤材料

模型実験での粘土地盤には、カオリン粘土 (MCクレアとAXカオリンの乾燥重量で1:1の混合土) を用いた。カオリン粘土は一般の海成粘土に比べ圧密係数 $c_v$ が大きく、圧密に要する時間が短くなる利点がある。粘土層下部の支持層や、マウンド、埋立土には豊浦珪砂を用いた。表-2にカオリン粘土と豊浦珪砂の特性を示す。

表-2 地盤材料の特性

カオリン粘土		豊浦珪砂	
比重, $G_s$	2.72	比重, $G_s$	2.66
液性限界, $w_L(\%)$	59.3	50%粒径, $D_{50}(\text{mm})$	0.24
塑性指数, $I_p$	33.0	均等係数, $U_c$	1.5
強度増加量, $c_u/p$	0.314	最大間隙比, $e_{max}$	0.979
圧密係数, $c_v$ ( $\text{cm}^2/\text{min}$ )	0.15	最小間隙比, $e_{min}$	0.623
圧縮指数, $C_c$	0.49	内部摩擦角, $\phi$ (度)	36.0~38.2
膨張指数, $C_s$	0.12		

### (2) 模型地盤作製手順

模型実験に使用した試料容器は、内寸法で横幅120cm、深さ60cm、奥行き20cmの剛性の高いものである。50gの遠心場では、試料容器の大きさは幅60m×深さ30mに相当する。模型地盤のセットアップ図を図-2に示す。

改良条件としては、表-1に示すように改良幅を2種類、改良深度を3種類として、計5ケースの遠心実験を実施した。模型地盤の作製手順は以下の通りである。

#### a) 支持層および粘土地盤の作製

容器下層に豊浦珪砂で支持層を作製した。この砂層は粘土地盤の圧密中には透水砂層としても機能するものである。支持層の作製時には砂層を十分に締固め、容器底面から通水して極力飽和するように作製した。次に、容器の内側にシリコン系潤滑剤を均等に塗付し、試料容器と模型地盤との摩擦を極力低減させるように工夫した。粉末状のカオリン粘土に加水して含水比を120%に調整し、これを脱気させながら3時間攪拌したカオリン粘土を、気泡を巻き込まないように支持層の上部に投入した。その後、粘土表面に10kN/m<sup>2</sup>の鉛直荷重を作用させて予備圧密を行った。

本研究では、深度方向に非排水せん断強度が増加する正規圧密粘土地盤を対象とした。そのため、予備圧密の終了後、遠心模型実験装置によって50gの遠心加速度を長時間加え自重圧密を行った。自重圧密中は地表面での沈下を計測し、 $\sqrt{t}$ 法によって90%以上の圧密を確認した。90%以上の圧密が終了した後に、遠心場で作動するベーン試験機を用いて地盤強度の計測を行った。

#### b) 地盤改良 (SCP打設)

上記のa)で作製した粘土地盤に1g場 (実験室) で砂杭を打設し、改良地盤を作製した。砂杭打設時には粘土地盤を乱さないようにSCP砂杭と同外径のアルミパイプを貫入し、パイプ内の粘土を排出してパイプを粘土地盤か

ら引き抜いた。その穴部に砂杭（凍結状態の砂杭）を挿入した。砂杭の直径は20mmで、35mm間隔の三角形配置としているため、改良率（置換率）は50%に相当する。なお、この砂杭は50g場においては直径1mのSCP杭に相当することになる。

c) 計測器と載荷装置の設置

SCP杭の打設後、試料容器側面のアクリル窓を取り外し、粘土地盤側面に画像解析用の読み取りターゲットを2cm間隔で設置した。アクリル窓を試料容器に再度取り付け付けた後、SCP改良域の上に豊浦珪砂によって高さ2cm（現場での寸法に換算して1m）、のり面勾配1:2のマウンドを作製した。その後、図-2に示すように、試料容器上部に模型ケーソン設置用のモータージャッキと埋立載荷用の砂ホッパーを設置した。

d) 埋立載荷試験

準備の完了した模型地盤及び載荷装置を遠心模型実験装置に搭載し、地盤に50gの遠心加速度を加えた。自重圧密の際と同様に $\sqrt{t}$ 法によって90%以上の地盤の圧密を確認した後、模型ケーソンを前述のモータージャッキによってマウンド上に設置した。埋立載荷によるケーソンの変位を妨げないように、模型ケーソンを吊っていたワイヤーが十分にたるむまでジャッキを作動させた。

模型ケーソンを設置した後、模型ケーソンの背後に豊浦珪砂で埋め立てを行った。埋め立ては、試料容器に搭載した砂ホッパーの底面の孔をモーターで開閉して行い、1サイクル（30秒）につき埋立層厚が約1cm増加する。

(3) 模型SCP砂杭

SCP砂杭の材料には豊浦珪砂を用いた。現地でのSCPの打設では、粘土地盤中にケーシングを打設し、ケーシングから砂を排出して締め固めながら引き抜いて、SCPが打設される。過去には、このような現地の打設状況を再現する実験もいくつかは行われているが、この方法では各砂杭の密度を同一にすることや、一連の実験ケースで砂杭の密度を管理することは非常に困難である。そのため、本研究では現地での打設方法にこだわらず、均一で密度管理された砂杭で実験を行うことを重要と考え、凍結砂杭を粘土地盤に挿入して改良地盤を作製した。凍結砂杭は、円筒形のアクリルパイプ（直径2cm）に砂を投入し、振動台で締固めた後に冷凍庫にて作製した。

上記の方法で作製された改良杭の特性を表-3に示す。表中の湿潤単位体積重量は、凍結した砂杭の質量、直径および長さを測定し、解凍による水の体積減少分を考慮して求めた。

表-3 改良杭の特性

直径	2cm
長さ	7.5cm, 15cm, 30cm
湿潤単位体積重量	$1.94 \times 10^{-2} \text{ N/cm}^3$

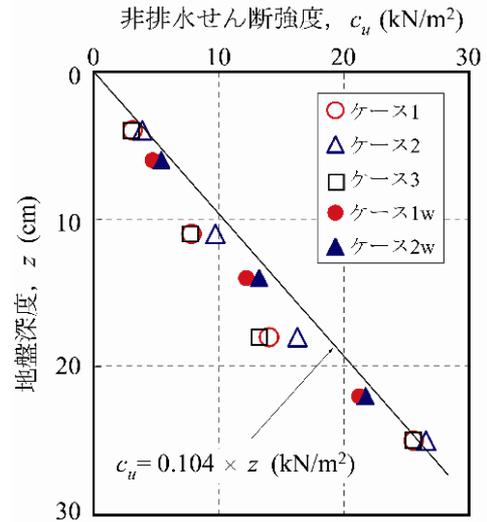


図-3 粘土地盤の強度分布

(4) 正規圧密地盤の強度特性

遠心場での自重圧密終了後、50gの遠心加速場で作動するベーン試験機を用いて非排水せん断強度分布を測定した。ベーン試験機には、直径2cm×高さ4cmのベーン羽根が取り付けられている。測定結果を図-3に示しているが、地盤の非排水せん断強度は深度方向にほぼ直線的に増加しており、正規圧密粘土地盤が作製されたことが確認できた。

2.3 実験結果

(1) 地盤の変形・破壊パターン

図-4に、埋立載荷に伴う改良域とその周辺粘土地盤の変位ベクトルを示す。図中、図-4(a)及び図-4(b)は基盤までSCP改良した「着底型」のケースのベクトル図を、図-4(c)及び図-4(d)は粘土層の上部半分を改良した「浮き型」のケースのベクトル図をそれぞれ示している。また、図-4(a)及び図-4(c)は改良幅20cmのケースを、図-4(b)及び図-4(d)は改良幅28cmのケースを示している。変位ベクトルは埋立載荷直前から載荷終了までの変位を示しており、改良域を矩形の網掛けで示している。

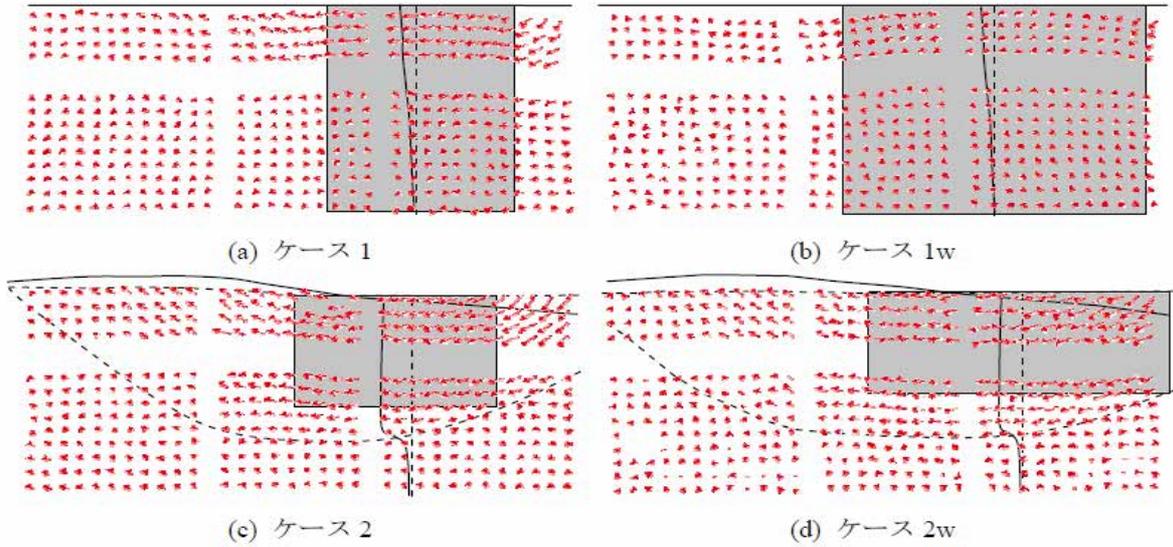


図-4 埋立荷重に伴う地盤の変位

図-4(a)と図-4(c)の図を比べると、浮き型の改良地盤(図-4(c))では、改良域右下端を通過する破線が示す位置で、すべり破壊が発生している。これに対して、着底型の改良地盤(図-4(a))では、改良域内ではすべり破壊が生じず、地表面付近の水平変位が増大して破壊していることが分かる。改良幅の広いケース(図-4(b)と図-4(d))においても同様に、浮き型の場合には改良域の外側を通過するすべり破壊が生じているのに対して、着底型ではすべり破壊は見られない。

(2) 地盤の変位分布

着底型(ケース1)と浮き型(ケース2)について、改良域中心での水平変位の深度分布を示したものが図-5である。図-5(a)は荷重の途中の時点(埋立荷重:約 $50\text{kN/m}^2$ )、図-5(b)は荷重終了前の時点(埋立荷重:約 $85\text{kN/m}^2$ )での変位分布である。荷重途中では(図-5(a))、ケース1、ケース2とも支持層の近くでは水平変位がほとんど発生せず、地盤表面に近づくほど水平変位量が大きくなる分布形を示している。

荷重終了前について見ると(図-5(b))、ケース1での支持層付近の粘土層では荷重途中と同様にほとんど水平変位が発生せず、地盤表面に近づくほど水平変位量が大きくなる傾向が見られる。一方、ケース2の場合には、地盤表面から約 $200\text{mm}$ の範囲で約 $30\text{mm}$ の大きな水平変位が生じ、それ以深では水平変位量が小さくなる傾向を示している。これは、荷重終了時点には、約 $200\text{mm}$ の深度を通過するすべり破壊が生じていることを示している。

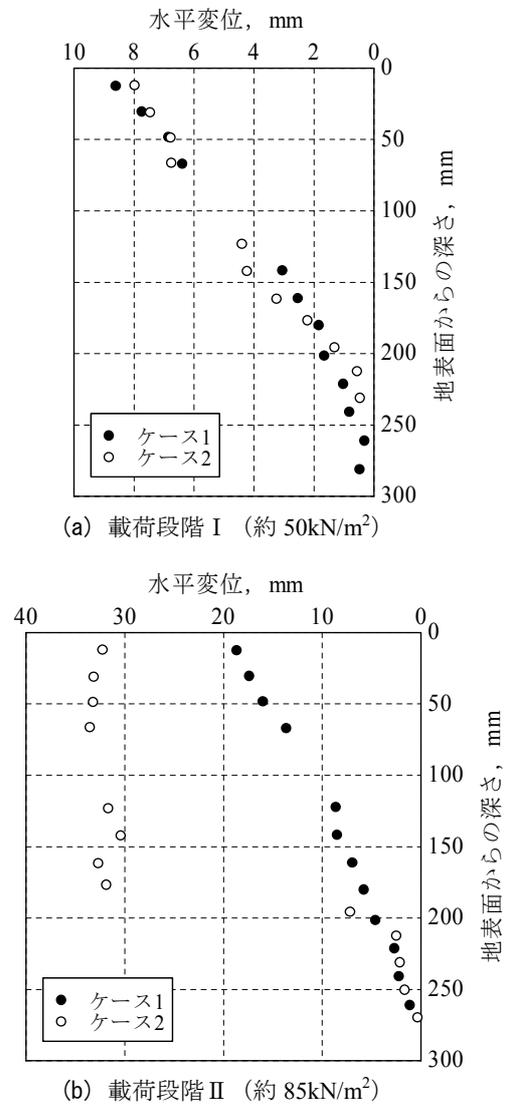


図-5 水平変位分布の比較

### (3) 埋立荷重～水平変位

各実験ケースについて、SCP改良域中心の地盤表面付近での水平変位と埋立荷重との関係を図-6に示す。図中の水平変位は、地盤中のターゲットの座標値より画像解析ソフトで求めたものである。なお、このソフトでターゲットの座標値を求める際には、ある程度の読み取り誤差（標準偏差0.48mm）が含まれることが分かっており、図-6に示す水平変位～埋立荷重の関数に細かく増減する傾向が見られる一因となっている。

各実験ケースでの埋立荷重～水平変位関係に共通することは、埋立荷重の増加に対して水平変位は非線形的に増加することである。個別にみると、粘土層の上部1/4を改良したケース3では、他のケースに比べて比較的小さな埋立荷重（約40 kN/m<sup>2</sup>）で水平変位が増大して破壊に至ることが分かる。また、粘土層の上部1/2を改良したケース2では、支持層まで改良したケース1とほぼ同じ埋立荷重～変位関係であることがわかる。

改良幅が広いケース1wでの水平変位量は、小さな埋立荷重においてケース1のものよりも小さい。水平変位が急激に増大する埋立荷重については、ケース1よりもケース1wの方が大きいことがわかる。ケース2wでの水平変位量も小さな埋立荷重においてケース2のものよりも小さく、水平変位が急激に増大する埋立荷重はケース2よりもケース2wの方が大きい。また、ケース1wとケース2wでは、ほぼ同じ埋立荷重～変位関係を示している。このことから、改良深さを1/2まで浅くしても埋立荷重～水平変位関係はそれほど変化しないが、改良幅を広げると水平変位量が小さくなり、急激に水平変位量が増大する埋立荷重は大きくなることがわかった。

図-7は、先に示した改良域中心の地盤表面での水平変位と埋立荷重との関係を用いて、地盤の降伏荷重を求めるために描いた図である。埋立荷重初期での変位～荷重関係と、水平変位が急増した後の後期での変位～荷重関係をそれぞれ直線近似し、2本の直線の交点での荷重を降伏荷重とした。これによって得られた降伏荷重は、47kN/m<sup>2</sup>（ケース1）、47kN/m<sup>2</sup>（ケース2）、55kN/m<sup>2</sup>（ケース2w）、38kN/m<sup>2</sup>（ケース3）であった。なお、ケース1wについては他のケースのように十分に地盤が破壊する前に埋立を終了したため、図から降伏荷重を得ることが難しかった。しかしながら、ケース1wの埋立荷重～変位関係がケース2wとほとんど同じ経路を示していることから、ケース2wとほぼ同程度の降伏荷重を示すと仮定した。

実験ケースでの降伏荷重を比較すると、浮き型であるケース3とケース2は破壊パターンがほぼ同じであるが、

降伏荷重はケース3の方がケース2のものよりも小さい。一方、着底型のケース1での破壊パターンはケース2のものとは異なるが、降伏荷重には大きな差が認められない。また、ケース1wと2wの改良幅はケース1と2のものよりも1.4倍と大きく、それらの降伏荷重も大きいことが分かった。

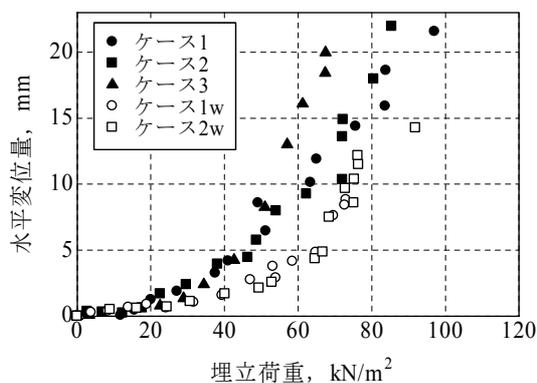


図-6 埋立荷重と水平変位量の関係

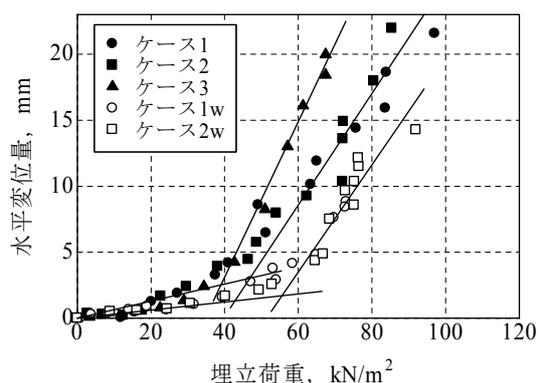


図-7 降伏荷重の推定方法

### (4) 改良域の傾斜と変形

図-8は、埋立荷重と改良域中心での改良域の傾斜角度の関係を示したものである。改良域中心における地盤表面と改良下端の水平変位量の差を改良深度で除して、改良域の傾斜角度を求めた。地盤表面が海側に傾斜する方向（反時計周り）を正として、図に傾斜角を示している。

着底型のケース1およびケース1wについては、埋立荷重が増加すると傾斜角度は非線形的に増加し、载荷終了までその傾向が変わっていない。一方、他のケースについては、载荷初期はケース1とほぼ同一の荷重～傾斜角度の関係を示しているが、ケース2で62～72kN/m<sup>2</sup>、ケース2wで76～92kN/m<sup>2</sup>、ケース3で43～51kN/m<sup>2</sup>の埋立荷重において、傾斜角度が減少する傾向に変わっていることが分

かる。この原因としては、地盤にすべり破壊が生じるまでは地盤表面付近の水平変位が改良域下端のそれより大きいいため海側へ傾斜するが、すべり破壊後は改良域下端での水平変位が地表面でのそれよりも卓越して埋立側へ傾斜するためと考えられる。

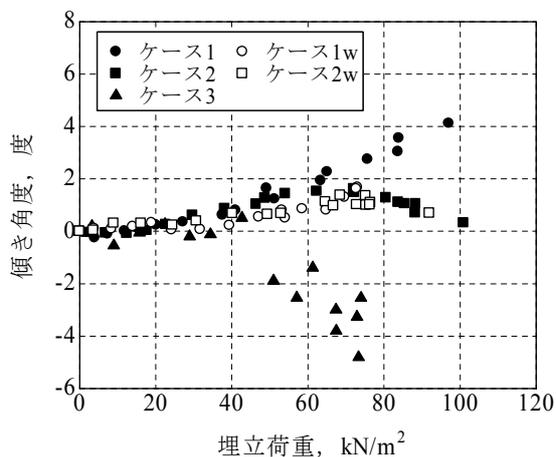


図-8 埋立荷重と改良域中央での傾き角度の関係

### 3. つりあい計算による検討

#### 3.1 破壊モデルの検討

##### (1) 破壊モデルの設定

遠心模型実験では、着底型において改良域上部が海側に変位して地盤が破壊するパターン、浮き型において改良域下部ですべり破壊が生じるパターンが観察された。ここでは、改良域に作用する水平力のつりあい式を基に、図-9に示す3つの破壊パターンを想定して破壊荷重を求める計算式を組み立てた。

パターン① 改良域の下側ですべり破壊

パターン② 改良域の内側ですべり破壊

パターン③ 改良域がせん断破壊

##### (2) 各破壊パターンのモデル化

前記の3つの破壊パターンについて、計算条件および、つりあい式、破壊埋立高さの求め方を示す。

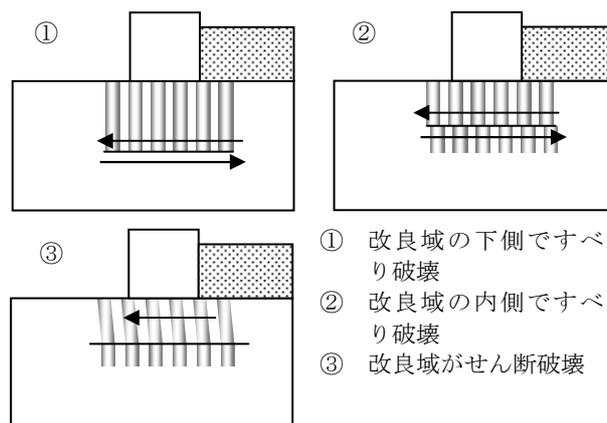


図-9 地盤の破壊パターン

##### a) 改良域の下側ですべり破壊

このパターンでは、改良域全体に作用する水平力のつりあい状態を考える。概念図を図-10に示す。

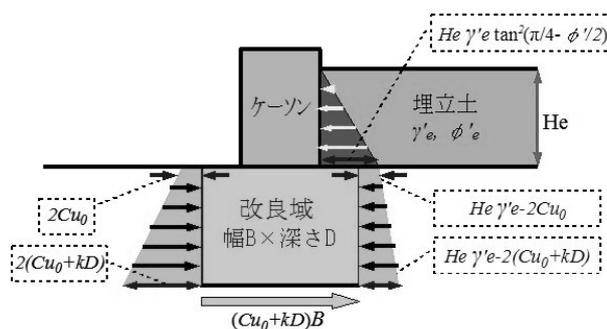


図-10 力のつりあい条件 (パターン①)

ケーソン背後を埋め立てることによってケーソンには主働土圧が作用する。この水平力と改良域の埋立側側面に働く主働土圧の合力に対して、改良域の海側側面に働く受働土圧と改良域下面で水平方向に作用する粘土のせん断力で抵抗すると考える。これらがつりあう場合に地盤が破壊すると思うと、破壊時の埋立高さは以下のように求められる。

つりあい式は次式で表せられる。

$$\frac{\gamma'_e \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'_e}{2}\right) H_e^2 + \gamma'_e D H_e - (2c_{u0} + kD)D}{= (2c_{u0} + kD)D + (c_{u0} + kD)B} \quad (1)$$

ここに

$\gamma'_e$  埋立土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$\phi'_e$  埋立土のせん断抵抗角 (度)

$H_e$  埋立高さ(m)

- $D$  地盤表面から改良域下端までの深さ(m)
- $c_{u0}$  地盤表面での粘土の非排水せん断強度(kN/m<sup>2</sup>)
- $k$  粘土地盤の深さ方向の非排水せん断強度増加率(kN/m<sup>2</sup>/m)
- $\gamma'_c$  粘土地盤の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)
- $B$  改良域の幅(m)

上式を展開すると、破壊時の埋立高さ  $H_e$  を求める式が得られる。

$$H_e = \frac{-D \pm \sqrt{D^2 + 2\left\{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'_e}{2}\right)\right\} \frac{1}{\gamma'_e} \{2(2Cu_0 + kD)D + (Cu_0 + kD)B\}}}{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'_e}{2}\right)} \quad (2)$$

b) 改良域の内側ですべり破壊

このパターンでは、改良域の中で地盤がせん断破壊すると考え、せん断面とそれより上側の改良域に作用する水平力のつりあい状態を考える。概念図を図-11 に示す。

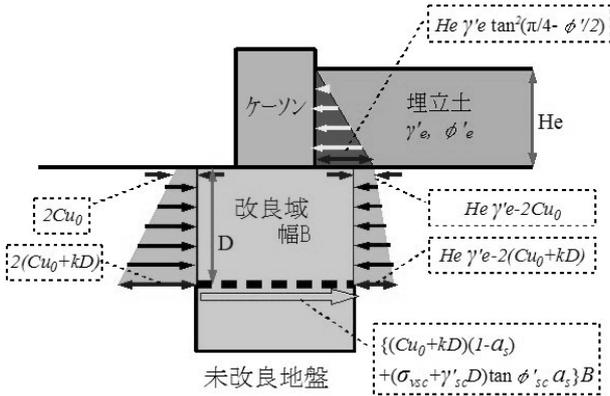


図-11 力のつりあい条件 (パターン②)

埋立土によるケーソンに働く水平力と、改良域両側に作用する土圧はパターン①と同様に考えるが、せん断面でのせん断抵抗は改良域下部の砂杭と粘土のせん断力の合計として考える。

つりあい式は次式で表せられる。

$$\frac{1}{2} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'_e}{2}\right) H_e^2 + z \cdot H_e = \frac{1}{\gamma'_e} \left[ \{2(2Cu_0 + k \cdot z)\} + \{(Cu_0 + k \cdot z) \cdot (1 - a_s) + (\gamma'_{sc} \cdot z + \sigma_{vsc}) \cdot a_s \tan \phi'_{sc}\} B \right] \quad (3)$$

ここに

- $a_s$  改良率
- $z$  仮定したすべり線の深さ
- $\sigma_{vsc}$  SCP 改良杭に作用する上載圧力(kN/m<sup>2</sup>)
- $\phi'_{sc}$  SCP 改良杭のせん断抵抗角(度)

(他の記号は式(1)と同じ)

なお、SCP 改良杭に作用する上載圧力( $\sigma_{vsc}$ )は、ケーソンやマウンドの自重等による鉛直圧力に応力分担比を考慮して得ることができる。上式を展開すると、式(4)に示すように、破壊時の埋立土の高さ  $H_e$  を求めることができる。

$$H_e = \frac{-z \pm \sqrt{z^2 + 2\left\{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'_e}{2}\right)\right\} \frac{1}{\gamma'_e} \{2(2Cu_0 + k \cdot z)\} + \{(Cu_0 + k \cdot z)(1 - a_s) + (\gamma'_{sc} \cdot z + \sigma_{vsc}) \cdot a_s \tan \phi'_{sc}\} B}}{\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'_e}{2}\right)} \quad (4)$$

c) 改良域がせん断破壊

このパターンでは、改良域内のある深度より浅い部分が全体にせん断破壊すると考え、せん断破壊する範囲の下端を中心とした水平力によるモーメントのつりあい状態を考える。概念図を図-12 に示す。

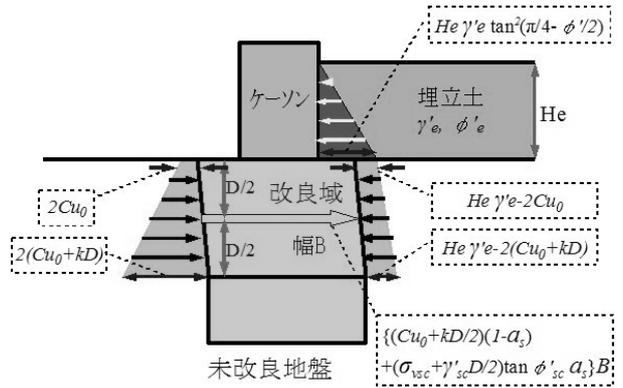


図-12 力のつりあい条件 (パターン③)

改良域の外側から作用する力はパターン①②と同じであるが、パターン①②がある深さの水平面でのせん断抵抗を考えたのに対し、このパターンでは地盤表面から検討する深度までの改良域が単純せん断変形することを考える。単純せん断変形による抵抗力は、せん断変形の対象となる改良域のせん断強度の平均値に改良幅を乗じることで求められる。改良域内には粘土地盤と SCP 杭の砂地盤が混在しており、粘土地盤のせん断抵抗は深さ方向に直線的に増加し、砂地盤のせん断抵抗も深さ分の砂の自重に  $\tan \phi'$  乗じた分だけ増加する。このため、検討する深度の半分の位置でのせん断強度が改良域のせん断強度の平均値となる。

この場合のつりあい式は次のようになる。

$$\tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'_e}{2}\right)H_e^3 + 3 \cdot z \cdot \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi'_e}{2}\right)H_e^2 + 3 \cdot z^2 H_e - \frac{z}{\gamma'_e} [8k \cdot z^2 + 3c_{u0} \cdot z + 3\{2C_{u0} + k \cdot z\} \cdot (1 - a_s) + (2\sigma_{vsc} + \gamma'_{sc} \cdot z) \cdot \tan\phi'_{sc} a_s] B = 0 \quad (5)$$

式(5)は埋立高さ $H_e$ に関する3次式であるため、カルダノの公式などを用いて $H_e$ を直接求めることもできるが、本研究では数値的に収束計算させることによって $H_e$ を求めた。

### 3.2 計算結果

#### (1) 深度と破壊埋立高さの関係

前記の3つのモデルによる数式を用いて、表-4に示す地盤定数を用いて計算を行った。3種類の地盤破壊パターン①～③について、想定した破壊深度( $z$ )と破壊時の埋立高さとの関係を図-13に示す。図には破壊パターンに対応して3本の曲線が描かれている。

表-4 つりあい計算の試算に用いた定数

項目	数値	単位
埋立土の単位体積重量 $\gamma'_e$	7	kN/m <sup>3</sup>
埋立土内部摩擦角 $\phi'_e$	35	度
粘土地盤表面のせん断強度 $c_{u0}$	0	kN/m <sup>2</sup>
粘土の深さ方向せん断強度増加率 $k$	2.08	kN/m <sup>3</sup>
SCP 杭の単位体積重量 $\gamma'_{sc}$	10	kN/m <sup>3</sup>
SCP 杭の内部摩擦角 $\phi'_{sc}$	35	度
SCP 杭に作用する上載圧 $\sigma_{vsc}$	21.25	kN/m <sup>2</sup>

改良幅 =  $B$ , 改良深度 =  $D$ , 改良率 =  $a_s$

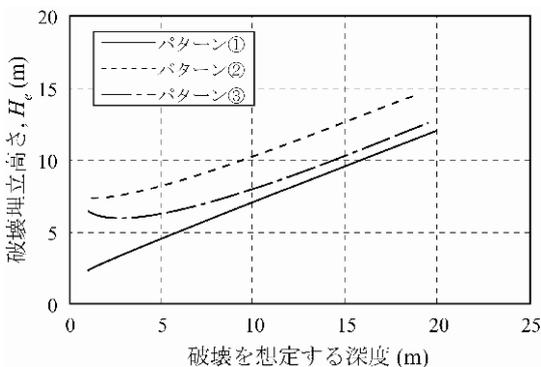


図-13 想定破壊深度と破壊時埋立高さの関係

実線は破壊パターン①（改良域の下側の粘土地盤ですべり破壊するケース）での計算結果を示している。改良深度が深くなるほど、破壊時の埋立高さが高くなっていくことが分かる。

くことが分かる。

破線で示した破壊パターン②（改良域の内部ですべり破壊するケース）について見ると、想定破壊深度が約2mの時に最小の破壊埋立荷重を示し、想定破壊深度の増加とともに破壊埋立高さが高くなる傾向が見られる。したがって、破壊パターン②の場合には、実際の改良深度に関係なく、深度2mの位置ですべり破壊が生じることとなる。

一点鎖線で示した破壊パターン③（改良域全体がせん断破壊するパターン）に注目すると、想定破壊深度が3m程度の場合に最小の破壊埋立高さが現れ、深度が増加するにつれて破壊埋立高さが高くなる。この場合にも、実際の改良深度に関係なく、深度3mの位置で地盤が破壊することとなる。なお、他のパターンと比較すると、破壊パターン③での破壊埋立高さは、どの深度で破壊する場合においてもパターン①の埋立高さよりも大きく、パターン②の埋立高さよりも小さかった。

#### (2) 改良深さと破壊埋立高さの関係

図-13を基に、種々の改良深さの地盤での破壊時の埋立高さを考えると以下のようなになる。

##### a) 改良深度が5mの場合

改良深度が5mの場合には、破壊パターン①では5.2mの破壊埋立高さが得られる。一方、パターン②、③ではそれぞれ8.3m、6.6mの破壊時埋立高さが得られる。この3つの埋立高さを比較すると、パターン①でのものが最も小さい値であることから、埋立高さ約5.2mで改良域下側ですべり破壊（パターン①）が生じると推定される。

##### b) 改良深度7.5mの場合

改良深度が7.5mの場合には、各破壊パターン毎に破壊埋立高さは6.6m（パターン①）、8.3m（パターン②）、6.6m（パターン③）の値が得られ、パターン①と③での破壊時の埋立高さが等しくなる。そのため、埋立高さが約6.6mの時点で、改良域下側でのすべり破壊か、地盤表面から3mの間の改良域が単純せん断破壊することが想定される。

##### c) 改良深度15mの場合

改良深度が15mの場合には、各破壊パターン毎に破壊埋立高さは10.8m（パターン①）、8.3m（パターン②）、6.6m（パターン③）の値が得られ、パターン③が最小の埋立高さを示している。そのため、埋立高さが約6.6mの時点で地盤表面から3mの深度の改良域が単純せん断破壊することが想定される。

このように、改良深度が7.5mより浅い場合には破壊パターン①が、改良深度がそれ以上である場合には破壊パターン③が卓越して現れることが予想される。また、改

良深度が7.5mまでは改良深度が深くなるほど破壊埋立高さが高くなるが、改良深度が7.5mより深くなると破壊埋立高さは変化しないことが予想される。

(3) パラメトリック・スタディ

改良幅と改良深度が改良地盤の破壊パターンに及ぼす影響を検討した。

a) 改良幅の影響

図-14に、3つの破壊パターンについて、改良幅と破壊埋立高さの関係を示した。改良深度が7.5mの場合と15mの場合について破壊埋立高さを計算した。いずれの破壊パターンでも、改良幅が大きくなるのに伴い破壊時の埋立高さが高くなっていくことが分かる。ただし、その増加割合は想定する破壊パターンによって異なり、破壊パターン①よりも破壊パターン②と③の方が改良幅の増加による破壊埋立高さの増加割合が2～3倍大きい。

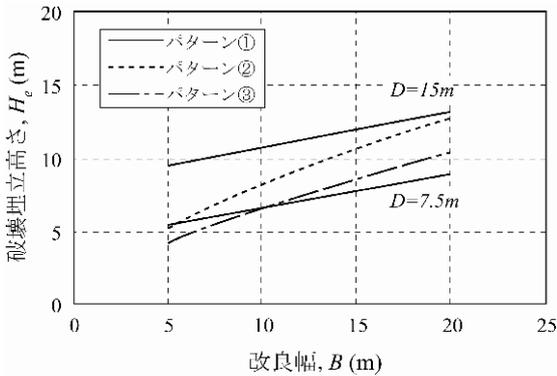


図-14 改良幅と破壊時の埋立高さの関係

破壊パターン②と③では、改良杭が破壊する深度は改良深度と関係なく決定されるため、改良深度が7.5mの場合も15mの場合も、改良幅と破壊時の埋立高さの関係は同じになる。しかし、破壊パターン①の場合には前述のように改良深度が深くなるほど破壊時の埋立高さも大きくなる。同図から、改良深度が15mの場合にはいずれの改良幅でも破壊パターン③が最小の埋立高さを与えている。改良深度が7.5mの場合には、改良幅が10mより小さい時には破壊パターン③が、大きい時には破壊パターン①が最小の埋立高さを与えることが分かる。また、破壊パターン②と③を比較すると、計算した改良幅の範囲では破壊パターン③の方が小さい破壊時埋立高さを与えており、改良域の破壊はパターン①かパターン③に限られ、パターン②による破壊は生じないと推定できる。

b) 改良率の影響

図-15は、改良幅が10mの場合の改良深度と破壊埋立高さとの関係を示している。図には、SCP改良域の改良率

が25%、50%、75%の3種類の場合の埋立高さを示している。

図-15を見ると、破壊パターン①の場合には、改良深度の増加とともに破壊時埋立高さが増加している。この場合には、改良域の下端でせん断破壊することを想定しているため、破壊時の埋立高さは改良率に無関係である。一方、破壊パターン②と③の場合には、破壊時埋立高さは改良深度に関係なく一定であるが、改良率が高いほど破壊時の埋立高さが高くなる傾向が見られる。図から、破壊パターン①の曲線と破壊パターン③の直線との交点を境に、改良深度が小さければ破壊パターン①で、改良深度が大きければ破壊パターン③で改良地盤が破壊することが想定される。

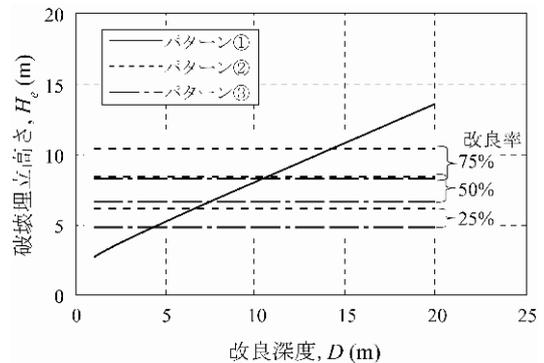


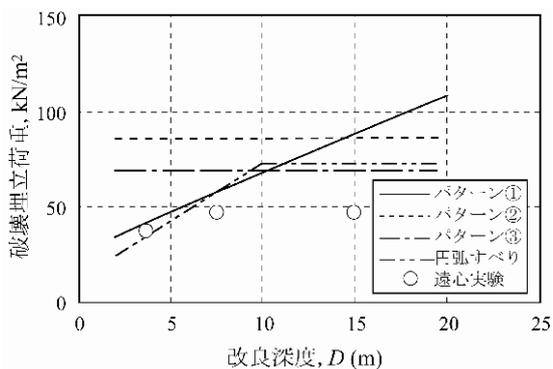
図-15 改良深度と破壊時の埋立高さの関係

4. 実験結果および円弧すべり計算との比較

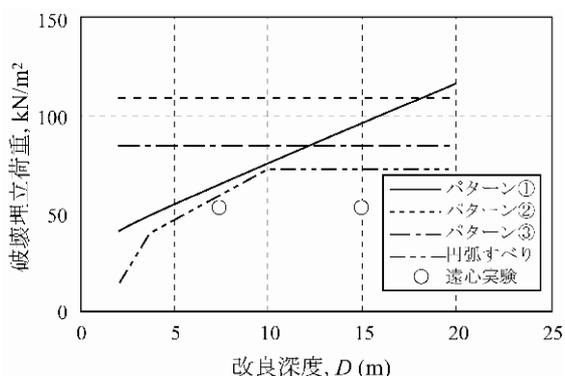
4.1 実験結果との比較

遠心模型実験で得られた各実験ケースでの降伏荷重について、つりあい計算で算出された破壊埋立荷重との関係を図-16に示した。図-16(a)は、改良幅20cm（現地寸法で10m）のケースについて示している。図には、つりあい計算の結果を直線で、実験結果を○印で示した。

実験およびつりあい計算での破壊パターンについて比較すると、つりあい計算では改良深度が7.5mの場合（実験ケース2に相当）および3.75mの場合（実験ケース3に相当）では、破壊パターン①が卓越して生じると想定される。ケース2とケース3のいずれの実験ケースでも、改良域下面でのすべり破壊が見られており、計算から想定される破壊パターンと等しかった。改良深度が15m（ケース1に相当）については、計算からは破壊パターン③が生じると想定される。実験においても埋立載荷を行うことによって地盤表面付近の水平変位の増加が著しかった



(a) 改良幅20cm



(b) 改良幅28cm

図-16 改良深度と破壊時の埋立荷重の関係

ことから、破壊パターンは一致していると考えられる。

次に、実験およびつりあい計算から得られた破壊（降伏）荷重について比較すると、浮き型の改良地盤である実験ケース2と3については実験値と計算値がほぼ一致した。一方、着底型の改良地盤である実験ケース1については実験結果が計算結果より30%程度小さな値であった。

図-16(b)には、改良幅が28cm（現地寸法で14m）のケースについて、改良深度と破壊（降伏）荷重の関係を示している。実験ケース2wでは改良域の下側を通過するすべり破壊を生じており、つりあい計算から想定される破壊パターンと一致する結果が得られた。破壊（降伏）荷重に関しても、実験値と計算値はほぼ一致していた。一方、実験ケース1wについては、実験と計算での破壊パターンは類似するが、実験での埋立圧力は計算によるものよりも多少小さかった。

#### 4.2 円弧すべり計算との比較

図-16には、現行設計法で行われている円弧すべり計算の結果も併せて示している。改良幅が20cm（現地寸法10m）の円弧すべり計算による破壊埋立荷重について見

ると（図-16(a)）、改良深度が10m以浅の場合には、改良深度が大きくなるにつれて破壊埋立荷重がほぼ直線的に増加する傾向が見られる。これは、図-17の円弧すべり面の模式図において破線で示すように、最小の安全率を与える円弧が改良域の埋立側下端を通り改良域下部の粘土層を通過するためである。改良深度が深くなるほどすべり線も大きくなり、より深く強度が大きい深度を通過するために、破壊埋立荷重は大きくなる。一方、改良深度が10mより深い場合には、現行設計法による計算値は改良深度によらずほぼ一定である。これは、図-17の模式図において実線で示すように、最小の安全率を与える円弧すべり面がケーソンの陸側下端から改良域内の浅い部分を通る円弧であるため、改良深度が深くなっても円弧の位置と大きさは変化しないためである。つりあい計算と円弧すべり計算を比較すると、3つの破壊パターンで得られる破壊時埋立荷重の最小値に近いことが分かる。遠心模型実験結果と円弧すべり計算結果を比較すると、浮き型の改良地盤である実験ケース2と3については実験値と計算値が類似している。一方、着底型の改良地盤である実験ケース1については実験結果が計算結果より37%程度小さな値であった。

改良幅が28cm（現地寸法14m）の円弧すべり計算による破壊埋立荷重について見ると（図-16(b)）、改良深度が10m以浅の場合には、破壊パターン①に近い計算結果を与えている。改良深度が10mより以深の場合には、ケーソンの陸側下端から改良域内を通過する円弧すべり面が現れ、破壊パターン③に近い結果を与えている。遠心実験結果と円弧すべり計算結果を比較すると、浮き型の改良地盤での破壊埋立荷重は類似するが、着底型の改良地盤では円弧すべり計算が実験結果よりも小さくなる傾向があった。

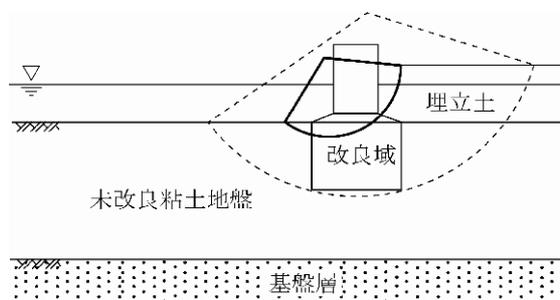


図-17 円弧すべり模式図

## 5. 結論

浮き型SCP改良地盤の破壊挙動に関して、遠心模型実験ならびにつりあい計算、円弧すべり計算を行った。得られた知見を以下に示す。

### (1) 改良地盤の破壊パターン

本研究での実験条件下では、改良深度の浅い浮き型の改良地盤に対して埋立荷重を行うと、改良域下側を通るすべり破壊が生じた。ただし、すべり破壊が生じる前には改良域上部が海側に水平変位する傾向が見られた。着底型の改良地盤では改良域上部が海側に変位する破壊が見られた。

### (2) 改良条件と破壊埋立荷重の関係

いずれの実験ケースにおいても、埋立荷重を増加させることによって改良域中心の地表面付近での水平変位が非線形的に増加した。実験で得られた降伏荷重は、改良深度が粘土層厚の1/4であるケース3では他のケースより小さかった。他の実験ケースの場合には、浮き型と着底型の違いに拘わらず降伏荷重は同程度の値であった。また、改良幅が広いと降伏荷重も増加する傾向があった。

### (3) 改良幅と改良率のパラメトリック・スタディ

①改良域下側を通るすべり破壊、②改良域内を通るすべり破壊、③改良域上部のせん断破壊の3つの破壊パターンを想定し、それぞれの破壊パターンについての破壊埋立荷重を算定する式を誘導した。破壊パターン①では、改良幅と改良深度の増加にともない破壊埋立荷重は増加するが、改良率には無関係であった。破壊パターン②と③では、改良幅と改良率の増加にともない破壊埋立荷重が増加した。ただし、改良深度がある程度大きくなると、その影響は見られなくなる。

### (4) 遠心実験と数値計算との整合性

破壊パターンについては、いずれの実験ケースでもつりあい計算結果とほぼ一致した。降伏荷重については、実験結果と同程度、もしくは実験結果の方が30%程度小さい値を示すことが確認された。

## 6. あとがき

近年、浮き型の改良形式や改良率を部分的に低減した形式、また改良範囲の一部を縮小したSCP改良地盤が適用される事例が増えている。現行設計法は着底型で矩形の改良域を有する地盤を想定して組み立てられたもので、上記の様な改良形式を想定されていない。そのため、現行設計法の想定外の破壊・変形パターンを生ずる事例

も見られている。本研究では、浮き型改良地盤について、種々の破壊・変形パターンが生ずること、解析に当たっては実際のパターンを再現することの重要性を述べた。地盤条件・外力条件によっては、本研究で想定した以外の破壊・変形パターンも生ずると思われる。個々の設計に当たっては、破壊・変形パターンを適切に想定して安定性の検討を進めることが求められる。

(2006年6月16日受付)

## 参考文献

- 1) 寺師昌明, 北詰昌樹: 低置換率SCP工法により改良された粘性土地盤の支持力, 港湾技術研究所報告, Vol.29, No.2, 1990年, pp.119-148.
- 2) 運輸省港湾局: 港湾の施設の技術上の基準・同解説(上), 日本港湾協会, 1999年, pp. 557-565.
- 3) Kitazume, M. and Maruyama, K.: External Stability of Group Column Type Deep Mixing Improved Ground under Embankment Loading, *Soils and Foundations* Vol.46, No.3, pp.323-340, June 2006.
- 4) Kitazume, M. and Maruyama, K.: Internal Stability of Group Column Type Deep Mixing Improved Ground under Embankment Loading, *Soils and Foundations* (投稿中).
- 5) 北詰昌樹: 新遠心模型実験装置の開発と研究への適用, 港湾技術研究所資料, No.812, 1995年, 35p.

港湾空港技術研究所資料 No. 1143

2006. 9

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所  
横須賀市長瀬3丁目1番1号  
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 昭和情報プロセス株式会社

Copyright © (2006) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。