

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. 35 NO. 2 June 1996

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P. H. R. I)

第35巻 第2号 (VOL.35, No.2) 1996年6月 (June 1996)

目次 (CONTENTS)

1. 護岸の吸い出しに関する水理模型実験
.....高橋重雄・鈴木高二朗・徳淵克正・岡村知光・
下迫健一郎・善 功企・山崎浩之 3
(Hydraulic Model Experiments on the Settlement Failure of Caisson-Type
Seawalls
.....Shigeo TAKAHASHI, Kojiro SUZUKI, Katsumasa TOKUBUCHI,
Tomomitsu OKAMURA, Kenichiro SHIMOSAKO, Koki ZEN, and
Hiroyuki YAMAZAKI)
2. 壁式深層混合処理地盤の滑動破壊挙動について
.....北詰昌樹65
(Sliding stability of wall type improved ground by Deep Mixing Method
.....Masaki KITAZUME)
3. 未充填部を有するサンドイッチ部材の曲げ及びせん断特性
.....清宮 理・木村秀雄・小島朗史105
(Mechanical Properties of Incompletely Filled Composite Sandwich Members
.....Osamu KIYOMIYA, Hideo KIMURA, and Roushi OJIMA)
4. ファジィ制御によるドラグサクシオン浚渫船の自動化
.....加藤英夫・福本裕哉・佐藤勇二・谷本祐史・岡山義邦147
(Automatic Operation System with Fuzzy Control for Trailing Suction
Hopper Dredger
.....Hideo KATO, Hiroya FUKUMOTO, Yuji SATO,
Hirofumi TANIMOTO, and Yoshikuni OKAYAMA)

2. 壁式深層混合処理地盤の滑動破壊挙動について

北 誥 昌 樹*

要 旨

深層混合処理工法 (Deep Mixing Method, 略称 DMM) は、原位置の軟弱粘性土に化学的安定材を添加し、原位置で強制的に攪拌混合して地盤中に強固な安定処理土を形成する工法で、ドレーン工法やサンドコンパクションパイル工法などに比べ短期間で高強度の改良地盤が得られる、発生残土が少ない、周辺環境への影響が少ないなどの数々の利点を有している工法である。深層混合処理工法は、近年の構造物の大型化・急速施工に対する要求、さらには騒音振動などの環境問題などを背景に脚光を浴びようになり、現在では各地の港湾構造物の基礎や陸上での盛土・掘削工事の安定・沈下対策に広く使用されている。

深層混合処理工法による改良地盤の形式のうち、港湾の分野では、これまでブロック式と呼ばれるマツシブな改良形式が主として用いられており、壁式や格子式改良の適用は限られてきた。しかし、近年同工法の経済化が叫ばれ、ブロック式より経済的な改良形式の港湾構造物基礎への適用を望む声も大きくなってきている。

壁式改良地盤の挙動に関してはいくつかの実験的・解析的研究が行われているが、改良地盤が極めて3次元的であるため、未だ十分には解明されていないのが現状である。

そこで、本研究では、壁式改良地盤の滑動破壊現象について、遠心模型実験装置を用いて埋立護岸の建設を再現し、埋立中の改良体ならびに壁間未改良土に作用する土圧・間隙水圧の変化、改良地盤の変位挙動などについて詳細に計測した。特に、壁間未改良土に作用する土圧と改良体に作用する土圧の相違、滑動破壊時の未改良土の挙動などについて検討した。さらに、実験結果と現行の設計法とを比較検討し、滑動破壊時の壁間未改良土の取り扱いについても考察を加えた。

* 土質部地盤改良研究室長

2. Sliding stability of wall type improved ground by Deep Mixing Method

Masaki KITAZUME *

Synopsis

Deep Mixing Method, a deep in-situ admixture stabilization using cement slurry, has been developed in Japan to reinforce soft alluvial clays. In practice, treated soil columns are over-lapped each other to manufacture a huge improved ground in-situ. Wall type improved ground which consists long wall and short wall, is comparatively economical than block type. Due to the large difference of the engineering characteristics between treated soil and untreated soft soil, treated soil mass is assumed to behave as a rigid structure buried in soft ground. But because interaction between treated soil and soft ground within the improved ground is not exclusively studied, the wall type improvement is not widely applied in-situ.

In this study, the interaction between soft soil and wall type improved ground is investigated by centrifuge model tests. In the model tests, improved ground is subjected to back filling to cause sliding failure in 50g acceleration field. The model tests were carried out changing the stiffness of the ground overlaid by the improved ground and filling speed. The test results are compared with the current design procedure which is based on the block type improved ground. It is found in the study that the current design procedure can evaluate well to sliding failure of the wall type improved ground.

In this paper, investigation of stresses acting on the surface of the improved ground is described in detail as well as the procedure of centrifuge model testing.

* Chief of Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division

目 次

1. はじめに	69
2. 改良形式と壁式改良地盤の設計	69
2.1 改良形式	69
2.2 壁式改良地盤の設計	70
3. 実験装置及び試料	70
3.1 遠心模型実験装置	70
3.2 実験材料	72
3.3 模型地盤の作製方法	72
3.4 実験ケース	75
4. 実験結果と考察	75
4.1 ケーソン据え付け時	75
4.2 ケーソンに作用する埋立土圧	76
4.3 埋立圧～改良体の変位	78
4.4 未改良土の変位挙動	80
4.5 改良地盤主働側に作用する土圧	80
4.6 改良地盤受働側に作用する土圧	86
4.7 改良地盤底面での粘着抵抗力	89
4.8 改良地盤の底面反力	90
4.9 滑動破壊に対する安全率	98
5. 結 論	100
謝 辞	101
参考文献	101
記 号 表	103

1. はじめに

我が国の沿岸部には、高含水比の軟弱な地盤が厚く堆積しており、防波堤や護岸などの港湾構造物の建設を行う場合には構造物の安定性や沈下が問題となる場合が多い。また、大きな変位・変形が生じて、構造物の機能の維持が確保できない場合も多い。このような場合には通常地盤改良が行われる。

深層混合処理工法 (Deep Mixing Method, 略称DMM) は、原位置の軟弱粘性土に化学的安定材を添加し、原位置で強制的に攪拌混合して地盤中に強固な安定処理土を形成する工法で、バーチカルドレーン工法やサンドコンパクションパイル工法などに比べ短期間で高強度の改良地盤が得られる、発生残土が少ない、周辺環境への影響が少ないなどの数々の利点を有している工法である¹⁾。深層混合処理工法は、近年の構造物の大型化・急速施工に対する要求、さらには騒音振動などの環境問題などを背景に脚光を浴びるようになり、現在では各地の港湾構造物の基礎^{2), 3)}や陸上での盛土・掘削工事の安定・沈下対策^{4), 5)}に広く使用されている。セメント系深層混合処理工法により改良された安定処理土は従来からの地盤改良工法による改良地盤と異なり、極めて大きな圧縮強度が得られるのが特徴である。隣接する無処理土と比較すると、強度は数十倍から数百倍と大きく、破壊ひずみは数十分の一と小さい。従って剛性は千倍のオーダーで大きい^{6), 7), 8)}。

深層混合処理工法による改良地盤の形式は、一般にブロック式、壁式、格子式及び杭式の4つに大別される⁹⁾。これまで港湾の分野では、ブロック式と呼ばれるマシブな改良形式が主として用いられており、壁式や格子式改良の適用は限られてきた¹⁰⁾。これは、防波堤や護岸などの港湾構造物に作用する水平力(波力、埋立層からの土圧、地震慣性力など)が大きいため、水平力に強い改良形式が求められたためである。しかし、近年同工法の経済化が叫ばれ、ブロック式より経済的な改良形式の港湾構造物基礎への適用を望む声も大きくなってきている。

壁式改良地盤の挙動に関して、奥村ら¹¹⁾、寺師ら^{12)~14)}、稲富ら¹⁵⁾が実験的・解析的研究を行っている。また、杭式改良地盤に関しても、数多くの研究がなされている^{16)~22)}。しかし、壁式改良地盤や杭式改良地盤は極めて3次元的な挙動を示すため、改良地盤と未改良土との相互作用に関する研究が必要不可欠であり^{23), 24)}、現状では未だ十分には解明されていないのが現状である。

そこで、本研究では、壁式改良地盤の滑動破壊現象に

ついて、遠心模型実験装置を用いて埋立護岸の建設を再現し、埋立中の改良体ならびに壁間未改良土に作用する土圧・間隙水圧の変化、改良地盤の変位挙動などについて詳細に計測した。特に、壁間未改良土に作用する土圧と改良体に作用する土圧の相違、滑動破壊時に未改良土が改良体と一体となって挙動するかどうかなどについて検討した。さらに、実験結果と現行の設計法とを比較検討し、滑動破壊時の壁間未改良土の取り扱いについても考察を加えた。

2. 改良形式と壁式改良地盤の設計

2.1 改良形式

陸上、海上施工を問わず一般に施工機によって地中に形成される安定処理土の基本形状は杭状である。改良地盤の形式はこの安定処理土杭を群杭状に配列する杭式と、安定処理土杭を相互にオーバーラップさせて外見上大きなブロック、連続壁等、任意の形状の改良地盤を形成する形式とに大別される。現在一般に考えられている改良地盤の改良形式を図-1にまとめて示した⁹⁾。

ブロック式改良はその形状が極めて単純であるため、設計は最も容易であり多くの検討・施工事例^{25), 26), 29)}がある。ブロック式はオーバーラップ延長が長い場合、施工性が気象・海象条件等によって左右されやすい欠点を持っている反面、断面に余裕があるため施工時のトラブル(例えば、部分的に完全なオーバーラップが出来ないなど)が大きな問題に発展しにくい利点もある²⁷⁾。

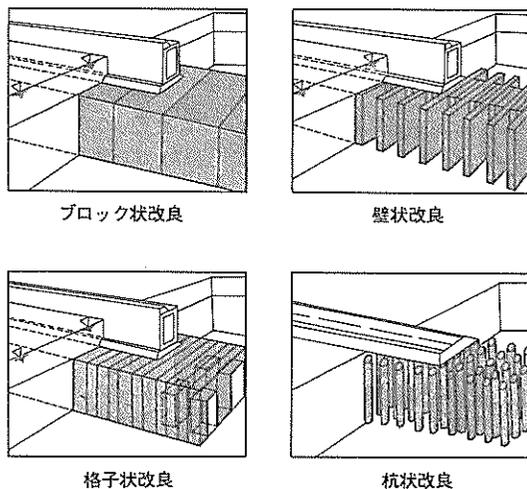


図-1 改良形式

しかし、いわば贅肉の多い改良パターンであり改良土量
 が大きい分だけ場合によっては不経済である。

杭式改良については、陸上で仮設的な目的や軽量構造
 物を対象にした施工事例が多く^{30)~33)}、改良地盤の挙動の
 研究^{17)~24)、34)、35)}も進められている。しかし、杭式改良
 地盤は鉛直方向の力に対しては大きな抵抗力を示すもの
 の、地震慣性力や波圧・土圧などの水平力が作用した場
 合には安定処理土杭に曲げ引張り応力が発生するため、
 あまり大きな抵抗力は期待できないとする報告もある^{23)、24)、36)}。そのため、港湾の分野では杭式改良地盤は
 重要度の低い小規模の構造物の基礎や掘削時などの補助
 工事に限定されており、大型の港湾構造物に単独で用い
 られた事例はない。

壁式や格子式の改良パターンは、ブロック式の欠点を
 解消するもので、いくつかの施工事例があるが^{37)、38)}、
 形状がきわめて三次元的であり周辺の無処理土との相互
 作用が複雑でそれだけ設計検討は繁雑となる。さらに、
 ブロック式の場合と比べてオーバーラップ延長は短いも
 のの、施工時の欠陥が改良地盤の挙動に大きく影響する
 懸念があり、施工管理には細心の注意を払う必要があ
 る²⁹⁾。

なお、個々の改良杭を互いに接するまで密に打設した
 接円式改良地盤の挙動についても多少検討が進められて
 おり^{39)、40)}、現在のところいくつかの施工例⁴¹⁾がある。

2.2 壁式改良地盤の設計

壁式改良地盤の設計法のフローを図-2²⁹⁾に示した。
 設計フローは、壁間未改良土の抜け出し破壊の検討^{42)、43)}
 を除いて、基本的にはブロック式改良の設計方法を準用
 している^{43)、29)}。しかし、例えば、内部安定の検討の端趾
 圧分布の検討の際に、壁間の未改良土の重量や主働側・
 受働側から作用する土圧を未改良土が支持すると考える
 のか、改良体に伝達して改良体が支持すると考えるのか、
 によって安全率が異なる。このように、壁間未改良土の
 取り扱いについては、現在でも、表-1に示すようない
 くつかの考え方が示されているが、いずれの考え方を設
 計で用いるべきか、現行設計法では明記しておらず、各
 設計者の判断にゆだねられているのが現状である。

3. 実験装置及び試料

3.1 遠心模型実験装置

(1) 装置本体

本研究では現地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の遠心加速度の下で実験を

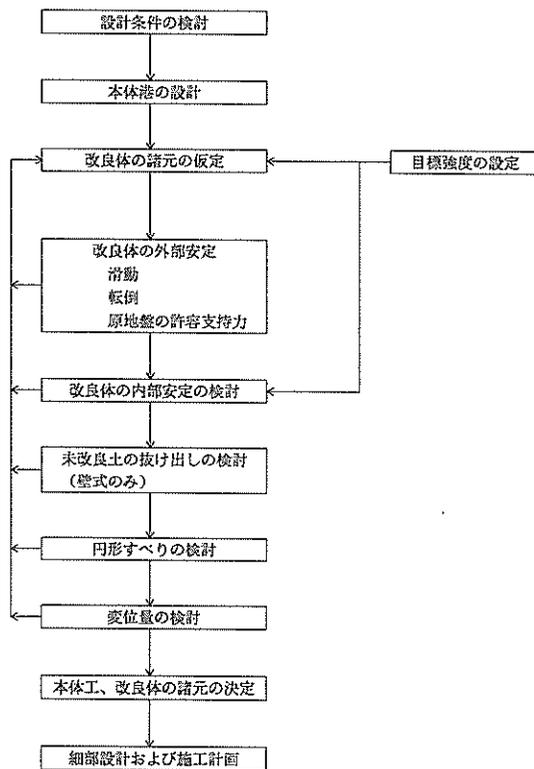


図-2 壁式改良地盤の設計フロー²⁹⁾

行った。遠心模型実験手法の原理は、 $1/N$ に縮尺され
 た模型地盤に縮尺に応じた遠心加速度 ($N \cdot g$) を作用
 させることによって、実物と同じ応力状態を再現する
 というものである。遠心模型実験手法に関してはいくつか
 の文献^{44)~46)}に詳しく書かれているので、それを参照
 されたい。

本実験で使用した遠心模型実験装置は、図-3に示す
 当所所有の新遠心模型実験装置 (Mark II) で、有効半
 径3.8m、最大搭載質量 2.76ton、最大加速度113gであ
 る。新装置はこれまでの装置⁴⁵⁾を更新・新設したも
 ので、平成6年12月に設置した装置である。本装置の主要
 な諸元については文献⁴⁷⁾を参照されたい。

(2) 試料容器

本実験では、図-4に示す2種類の試料容器を用いた。
 いずれも、二次元の剛性の高い容器で、試料容器 (S-
 1) は横幅50cm、深さ35cm、奥行き20cmで、容器前面に
 は厚さ5cmの亚克力製の窓を設けてあり、模型地盤の
 変形挙動が観察できるようになっている。また、試料容

表-1 設計上の壁間の未改良土の取り扱い

設計方法	設計の考え方	滑動安全率算定時	転倒安全率算定時		端趾圧算定時	
			自重の抵抗モーメント	慣性力の転倒モーメント	自重	自重の抵抗モーメント
M-1法	外部安定計算時、内部安定計算時とも、設計上の外力は、主働土圧および受働土圧を用いる。その際、すべて方法において、ブロック式改良地盤の様に考え、周辺粘土地盤から改良体と壁間未改良土には一様な土圧・間隙水圧が作用すると考える。	底面の摩擦力による滑動抵抗は、いずれの方法も、改良体底面での抵抗力と未改良土の抵抗力の和で計算する（壁間の未改良土は自身で受け持つと考え、改良体にはぶら下らない）。	考慮する	改良体に伝達する	鉛直荷重に含める	考慮する
M-2法			考慮する	改良体に伝達する	鉛直荷重に含めない	考慮しない
M-2'法			考慮しない	改良体に伝達する	鉛直荷重に含めない	考慮しない
M-3法			考慮する	改良体に伝達する	鉛直荷重に含めない	考慮する

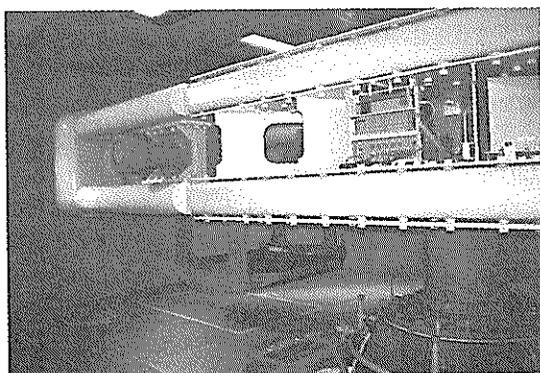


図-3 新遠心模型実験装置

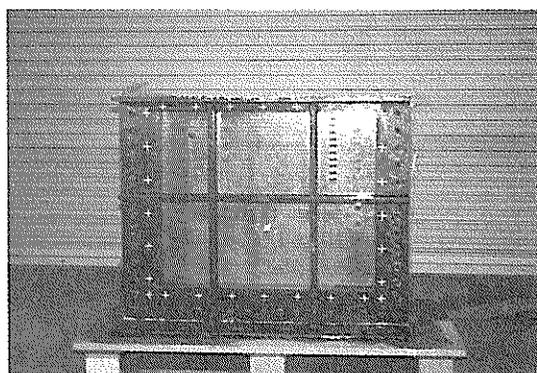


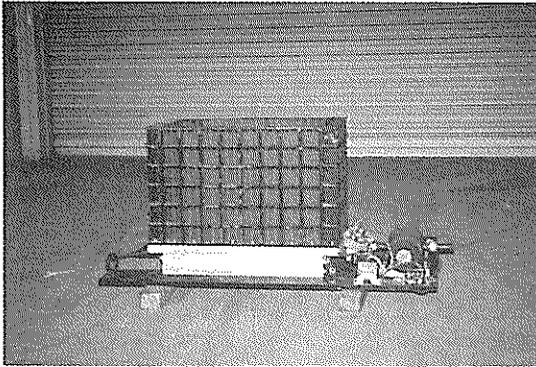
図-4 中型試料容器 (M-1)

器 (M-1) (図-3) は横幅70cm, 深さ60cm, 奥行き20cmのもので、容器前面には厚さ4cmのガラス窓を設けており、地盤挙動の観察ができるようにしている。本研究の開始当初は、小型の試料容器 (S-1) を用いていたが、改良体横幅 (20cm) に比べて試料容器の幅が小さく、容器側面での拘束の影響が危惧されたため、研究の途中から (実験ケースDMM-5から)、より大きい試料容器 (M-1) を用いた (表-3参照)。いずれの容器にも、内面にはレキサン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、表面にシリコングリスとシリコンオイルを1:1程度に混合したものを塗布し、摩擦の低減に努めている。

(3) 砂降らし装置

本研究では、(2) に述べた様に2種類の試料容器を用いたため、各試料容器に応じた砂降らし装置を使用した。各装置は大きさが異なるのみで基本的な機構は同じである。砂降らし装置は、横幅20cm, 深さ20cm, 奥行き



図一五 砂降らし装置 (中型試料容器用)

20cm (S-1 試料容器用) と横幅40cm, 深さ20cm, 奥行き20cm (M-1 試料容器用, 図一五参照) の剛性の高い砂ホッパーの底部に削孔された固定板とモーターの駆動により可動する可動板の2重構造となっており, 遠隔操作によりモーターを駆動させ, 固定板と駆動板の削孔位置を一致させると容器内部の乾燥砂が落下し, 削孔位置をずらすと乾燥砂の落下が停止する仕組みとなっている。

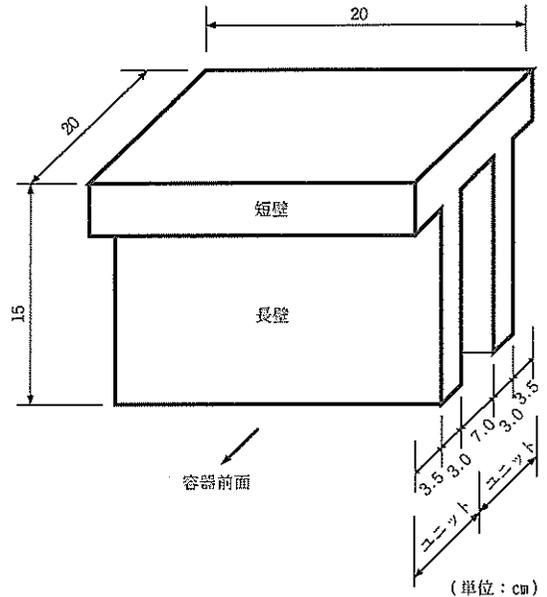
高速で回転中の遠心装置内で降らした砂には大きなコリオリ力が作用するため, 砂は鉛直下向には降り落ちずに, 本遠心装置の場合には試料容器の背面方向へ流される。そのため, 砂ホッパー可動板の下部には多数の制御板を設けて落下する砂の方向を変え, 試料容器の奥行き方向に均一に降り積もるように工夫している。

3.2 実験材料

模型地盤の概要を図一六に示す。図を参考に, 実験で用いた実験材料について以下に簡単に説明を加える。

(1) 改良体本体

本研究の目的は改良体自体の破壊挙動の把握ではなく, 改良地盤全体としての安定 (外部安定) の検討である。そこで, これまでの研究^{12)~14), 39), 49)}と同様に, 改良体の材料としてベークライトを用いた。ベークライトを用いたのは, その単位体積質量が $1.373\text{g}/\text{cm}^3$ と粘土のそれに近く, 圧力計を内蔵するための加工が容易であることなどのためである。今回作製した改良体は, 横幅20cm (プロトタイプスケールで10mに相当), 深さ15cm (7.5m)で, 短壁の厚さ (深度) は3cm (1.5m)である。試料容器奥行き方向に2ユニットの壁式改良体を作製した (図一七参照)。1ユニット (5m) の中の長壁の厚さは3cm (1.5m)であるので, 改良率 (長壁幅/1ユニット幅) は30%となる。改良体表面には, 図一六に示



図一七 模型改良体

すように多数の土圧計と間隙水圧計が埋め込まれており, 改良体に作用する圧力を計測できるようにしている。また, 模型地盤の作製上, 長壁と短壁は分割可能な構造にしており, 両者をボルトで剛結することで, 壁式改良地盤を組み立てられるようになっている。

(2) 粘土地盤及び埋立砂

今回の実験では図一六に示すように, 支持層と軟弱な粘土地盤の二層地盤とし, 支持層がやや強固な粘土地盤の場合 (浮き型) と砂層の場合 (着底型) の二種類の実験を行った。

軟弱粘土地盤には, 市販のカオリン粘土 (ASP-100と5Mの1:1の混合粘土) を使用し, 下層が粘土層の実験ケースでは, 地盤材料として川崎粘土を使用した。カオリン粘土ならびに川崎粘土の物理・力学特性を表一2にまとめて示した⁴⁹⁾。カオリン粘土と川崎粘土を比較すると塑性指数 (I_p) はほぼ同じであるが, カオリン粘土の液性限界, 塑性限界は川崎粘土と比較してそれぞれ約20%程度小さいことが分かる。

模型地盤のうち, 基盤層及び埋立材料として豊浦標準砂を用いた。

3.3 模型地盤の作製方法

図一六に示した模型地盤の概略を参考に, 模型地盤の

表一 2 粘土試料の特性

(a)

粘土の種類	強度増加率	圧密係数	圧縮係数	膨潤係数
	C_u/P	C_v (cm ² /min)	C_c	C_s
カオリン粘土	0.314	0.15	0.49	0.12
川崎粘土	0.300	0.03	0.59	0.11

(b)

粘土の種類	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	コンステンス特性			粒度組成		
		W_L	W_P	I_P	砂分	シルト分	粘土分
カオリン粘土	2.692	59.0%	16.8%	42.2	0%	35.6%	64.4%
川崎粘土	2.688	83.4%	38.6%	44.8	2.7%	44.8%	52.2%

作製方法を以下に簡単に示す。なお、ここでは中型試料容器を用いた場合について述べるが、小型試料容器を用いた場合も基本的に同じである。

① まず、試料容器内面での摩擦を最小限に抑えるため、容器内面にシリコンオイルとシリコングリースの混合液を十分に塗布した。

② 試料容器下部に標準砂で基盤層（支持層の下に位置する砂層）を作製した。この層は排水層としても機能するため、その中に多数の孔のあいたシンプレックスチューブを設置し、層全体としての透水性を向上させる様に工夫した。なお、砂層は十分な締め固めを行った後、容器下部より静かに通水し飽和させた。

③ 浮き型の実験ケース（DMM-1～DMM-6、表-3参照）では、初期含水比約90～100%に調整した川崎粘土スラリーを投入し、所定の圧密圧力で予備圧密を行い、下部粘土層を作製した。

④ 予備圧密終了後、改良体長壁間の未改良土部に相当する粘土地盤表面に土圧計を設置した。その後、改良体長壁（壁厚3cm）二枚を所定位置にセットし、その周辺に初期含水比120%に調整したカオリン粘土スラリーを投入した（図-8参照）。長壁部分をくり抜いた圧密板を用いて、カオリン粘土部分のみに所定の圧密圧力を加えて圧密した。圧密終了後、改良体短壁部に相当するカオリン粘土部分を削った後、長壁の上に短壁を長壁にボルト止めし、改良体を組み立てた。

⑤ 試料容器前面の亚克力窓を取り外し、図-9に示すように粘土部分に写真撮影用のターゲットを設置した。ターゲットとしては直径2～3mmのガラスビーズを使用

し、約2cmの格子状となるように配置した。

⑥ 再度、試料容器を組み立て、土圧計・間隙水圧計を粘土地盤中に設置した。その後、ケーソン（図-10参照）の設置、砂降らし装置の設置、変位計や水位計などの設置を行い、模型地盤の準備が終了する。準備の終わった模型地盤を遠心模型実験装置のプラットフォームに搭載した。

⑦ 本研究では、表-3に示した7ケースの実験を行った。実験ケースDMM-1とDMM-2は予備実験であり、50gの遠心加速度に上昇した後、直ちにケーソン背後に急速に埋立を行った。DMM-3以降の実験では、準備した模型地盤を50gの遠心加速度の下で長時間運転して過剰間隙水圧を消散させた後、地盤上の水位を低下させて、浮力減少分に相当する荷重（35kN/m²）をケーソン荷重として作用させた。そして、地盤が落ち着くのを待った後、排水載荷を再現したDMM-4を除く実験ケースではケーソン背面に30秒（現地スケールで約21時間）間隔で埋立砂を約1cm（50cm）ずつ降らせ、埋立を行った。また、排水載荷を再現したDMM-4では、埋立砂を約1cmを数秒の内に降らせた後、約90分（現地スケールで約156日に相当）放置して間隙水圧を消散させた。その後、再度砂を降らせ、再度間隙水圧を消散させた。埋立て中ならびに圧密過程（DMM-4の場合）には、各変位計・圧力計の計測を行うとともに、写真撮影も行い、地盤の破壊状況を計測した。

⑧ 実験終了後、ベーン試験及び一軸圧縮試験を行って各層の非排水強度を決定した（表-3参照）。

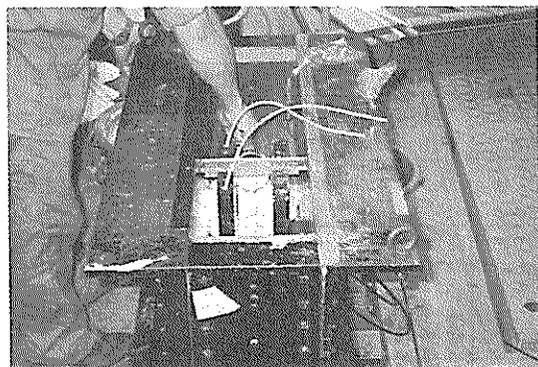


図-8 粘土スラリーの投入

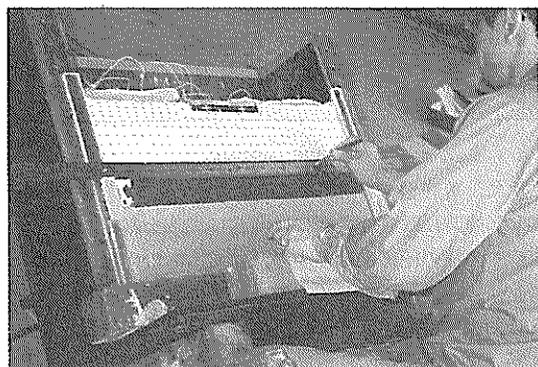


図-9 ターゲットの設置

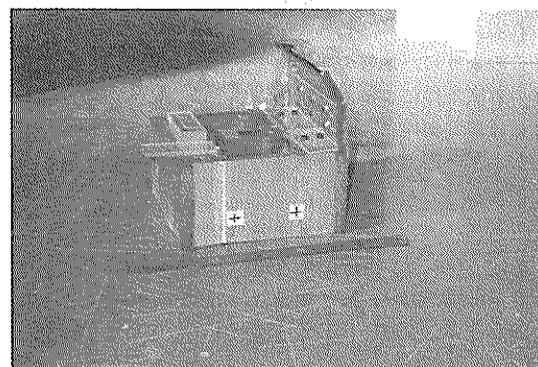


図-10 模型ケーソン

3.4 実験ケース

本研究では、表-3に示した7ケースの実験を行った。実験ケースDMM-1とDMM-2は予備実験であり、DMM-3は非排水埋立を、DMM-4は排水条件で段階的に載荷したものである。DMM-5～DMM-7は

より大きな試料容器を用いた実験であり、DMM-5とDMM-6では改良体が下部粘土地盤上にある場合（浮き型）を、DMM-7では改良体が砂地盤に着底している場合（着底型）を再現している。

4. 実験結果と考察

4.1 ケーソン据え付け時

DMM-3以降の実験では、地盤の圧密後に試料容器内の水位を低下させ、その浮力減少分に相当する荷重をケーソン荷重として載荷した。ここでは、地盤の圧密からケーソンの設置、埋立直前までの改良地盤の底面での反力について考察を加える。

(1) 底面反力合力

図-11には、DMM-6とDMM-7について、自重圧密～ケーソンの設置（水位の低下）～圧密中の改良体底面反力の合力の変化をそれぞれ示している。図中、横軸の経過時間は地盤の圧密開始時（50gの遠心加速度に到達時）からの時間を、縦軸には改良体底面ならびに壁間未改良土底面に作用する静水圧分を引いた有効土圧の合力（プロトタイプスケール、単位奥行きあたり）をそれぞれ表している。

まず、浮き型のDMM-6について見ると(図-11(a))、50gの遠心加速度到達時（時間0）には、壁間未改良土と改良体とはほぼ同じ土圧合力を示しているが、地盤の自重圧密中には改良体底面の反力は減少し、徐々に改良体に鉛直応力が集中していく傾向が見られる。そして、ケーソン設置時には、改良体と未改良土部には大きな土圧の増加が見られ、ケーソン荷重が一時的に改良体と壁間未改良土で支持されることが分かる。しかし、その後は自重圧密中と同様に改良体に鉛直応力が集中していく傾向が見られる。また、着底型（DMM-7）については(図-11(b))、50gに到達時に既に改良体底面には大きな土圧が作用しており、地盤の圧密とともに改良体底面の土圧が少し増加する傾向が見られる。本実験ケースの場合には、排水経路に詰まりがあったため水位の低下に長い時間を要したためあまり明瞭ではないが、ケーソンの設置によってケーソン荷重を一時的に改良体と未改良土底面で支持する傾向が見られる。

(2) 底面反力の分担率

図-12と図-13には、DMM-6とDMM-7について、改良体と壁間未改良土との反力合力の分担率の変化を示した。ここで、反力分担率は改良体底面ならびに未

表-3 実験ケース一覧

	DMM1	DMM2	DMM3	DMM4	DMM5	DMM6	DMM7
改良幅 (7°プロトタイプ スケール)	20cm (10m)	20cm (10m)	20cm (10m)	20cm (10m)	20cm (10m)	20cm (10m)	20cm (10m)
着底条件	浮き型	浮き型	浮き型	浮き型	浮き型	浮き型	着底型
ケーソン幅 (7°プロトタイプ スケール)	10cm (5m)	20cm (10m)	20cm (10m)	20cm (10m)	20cm (10m)	20cm (10m)	20cm (10m)
ケーソン荷重 σ_v' (kgf/cm ²)	4.72	4.45	5.92	9.80			
軟弱粘土層 Cu (kgf/cm ²)	0.136	0.144	0.173	0.190	0.144	0.141	0.242
支持層 Cu (kgf/cm ²)	0.357	0.324	0.220	0.370	0.650	0.582	--
排水条件	非排水	非排水	非排水	排水	非排水	非排水	非排水

改良土部での反力の合計を全鉛直反力合計で徐して求めた。本実験では長壁の厚さが3cm(プロトタイプスケールで1.5m)に対して、その間隔は7cm(3.5m)であるため、改良体部及び未改良土部に均等に反力が作用した場合の改良体と未改良土の分担率はそれぞれ0.3、0.7となる。

まず、浮き型について見ると(図-12)、地盤の圧密初期には約0.5程度であり、壁間未改良土も多少の鉛直荷重を支持していることが分かる。そして、圧密の進行とともに分担率が徐々に増加し、改良体の重量が徐々に改良体に集中していく様子が見られる。ケーソン設置時には明瞭な分担率の増加は見られていないが、時間の経過とともに改良体の分担率がさらに増加していく傾向が見られる。一方、未改良土の分担率は逆にほぼ一様に減少している。図には、改良体重量とケーソン荷重を改良体が支持した時(壁間未改良土は自身の重量のみ支持する)と、改良体と未改良土が改良体重量、壁間未改良土ならびにケーソン重量を均等に支持した場合の計算値もあわせて示している。実験値は時間の経過とともに前者の計算値に漸近していることが分かる。そして、ケーソン荷重による圧密後(埋立直前)について見ると、改良体及びケーソン重量とも改良体が分担するとして計算値にはほぼ一致していることが分かる。このように、地盤の圧密中やケーソン設置時に、壁間未改良土が一時的に支持していた鉛直荷重は最終的には改良体底面で支持され、壁間未改良土は自身の重量しか支持しないことが確認できた。

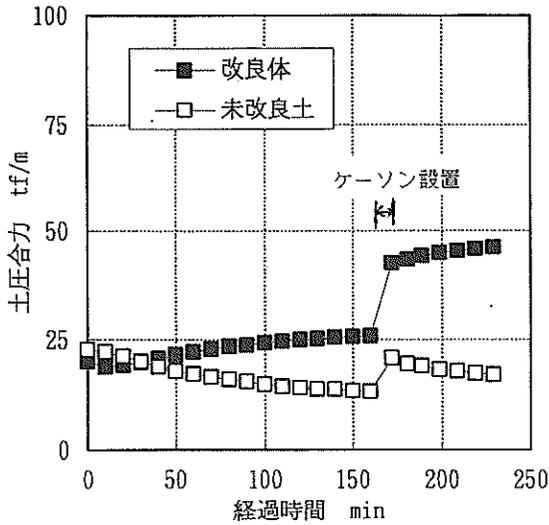
次に、着底型(DMM-7)について見ると(図-13)、50g到達時に改良体底面には非常に大きな集中が見られる。その後の圧密中は多少増減があるもののほぼ一定の値を保っている。そして、浮き型とは異なり、ケーソンを設置しても、いずれの分担率にもほとんど変化が見られていない。しかし、最終的には(埋立直前)、改良体底面反力の合力は、改良体重量ならびにケーソン重量を改良体が支持するとして計算値にほぼ一致する傾向が見られる。

このように、地盤の圧密中やケーソン設置時には改良体の着底条件によって分担率が多少異なるものの、最終的には着底条件によらず改良体は改良体重量とケーソン重量を、壁間未改良土は自身の重量を支持することが確認できた。

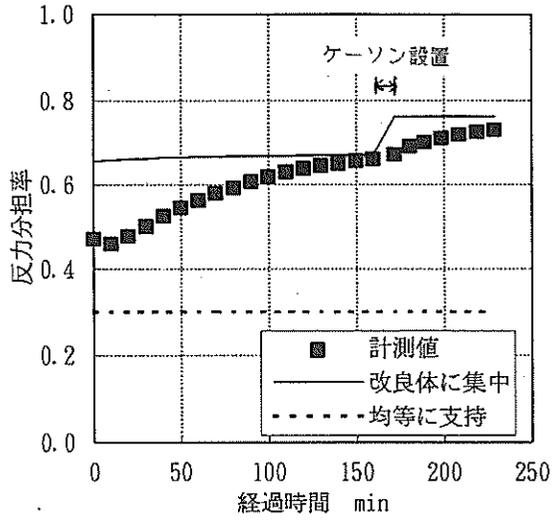
4.2 ケーソンに作用する埋立土圧

埋立砂層からケーソン側面に作用する土圧を計測するため、ケーソン側面にいくつもの土圧計を取り付けている(図-6参照)。埋立にともなう土圧計の変化を図-14に示した。図では、ケーソン底面より上方に3.5cm(プロトタイプスケールで1.75m)と7cm(3.5m)の位置に取り付けた土圧計について、各ケースの地盤の破壊までの値をそれぞれ示している。

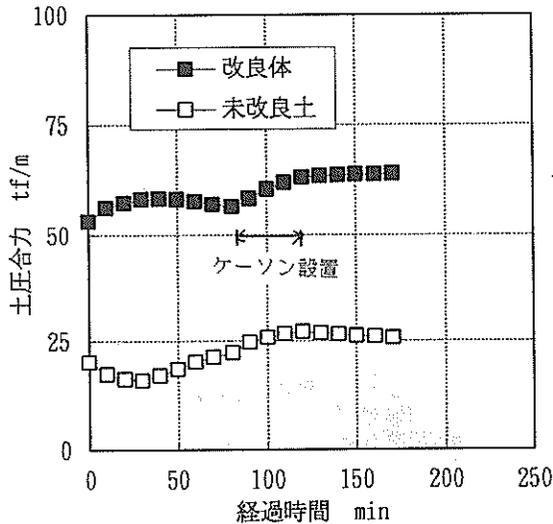
まず、ケーソン底面より3.5cm上の位置の土圧計について見ると(図-14(a))、埋立初期には埋立が進んでも埋立砂層が土圧計位置まで達しないため、ほとんど0の値を示している。そして、土圧計の位置以上に埋立が



(a) 浮き型 (DMM-6)

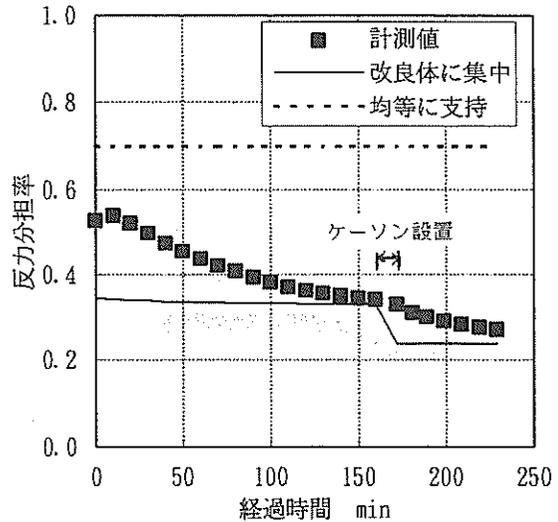


(a) 改良体



(b) 着底型 (DMM-7)

図-11 底面反力の変化



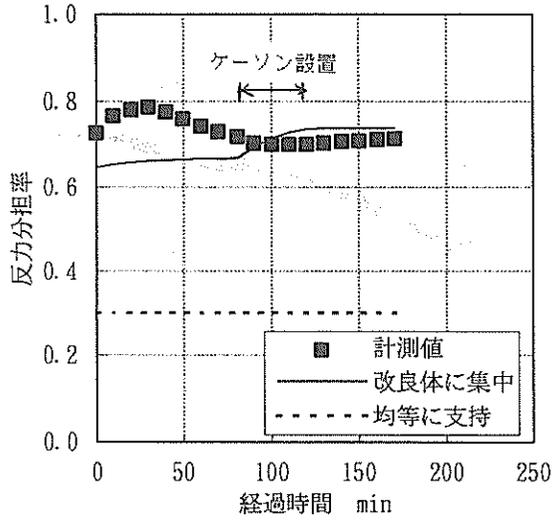
(b) 未改良土

図-12 底面反力の分担率の変化 (浮き型, DMM-6)

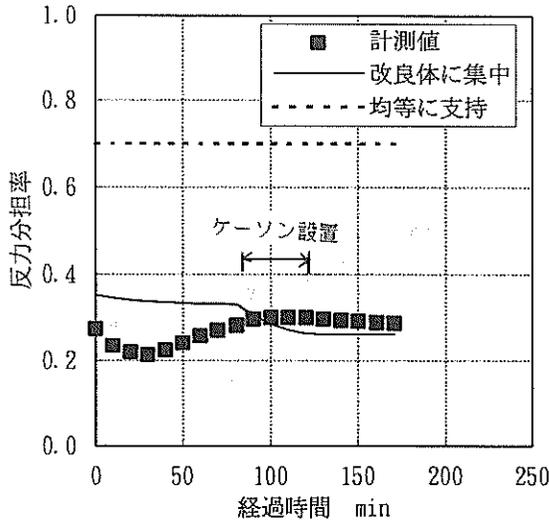
進んでからは徐々に土圧が増加する傾向が見られる。土圧計の値には実験ケースごと、埋立段階ごとに大きなばらつきが見られるが、全般的にはケーソンに作用する土圧は埋立圧力の 0.19~1.05 程度の範囲で、平均的には 0.32 程度であることが分かる。一方、ケーソン底面より 7 cm 上の位置での土圧を見ると (図-14 (b)), ここでも実験ケースごと、載荷ごとに計測値が大きくばらつく

傾向が見られる。しかし、全般的には 0.05~0.37 までの値である。

砂層の土圧に関しては、いくつもの土圧計を設置してできる限り精度良く計測するように努めたが、図-14に示したように各データには非常に大きなばらつきがある。今後は、計測方法、計測器の種類を含めた検討を行い、より精度の高い計測を行いたい。なお、このように、水

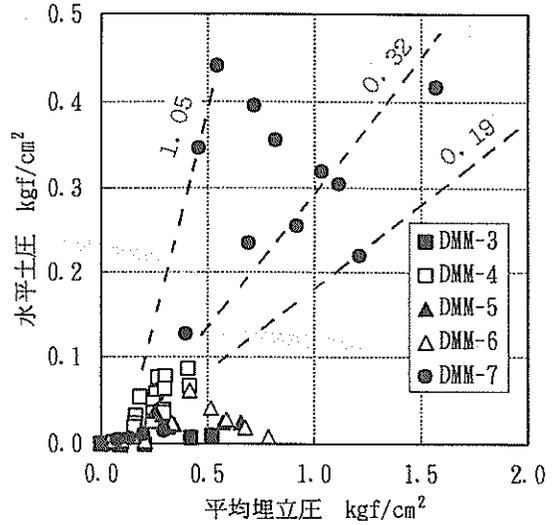


(a) 改良体

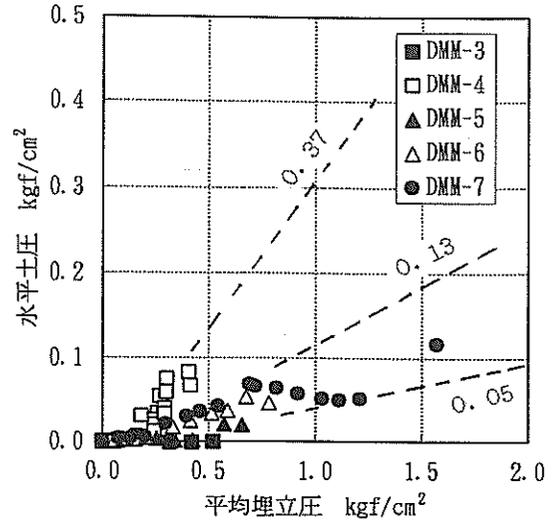


(b) 未改良土

図-13 底面反力の分担率の変化 (着底型, DMM-7)



(a) ケーソン底面より 3.5cm上



(b) ケーソン底面より 7cm上

図-14 埋立圧～ケーソンに作用する水平土圧

平土圧係数が大きくばらついているため、以降の検討では実験値の中間的な値として0.25とすることとする。なお、現行の設計法⁴⁹⁾で計算される埋立層の主働土圧係数は、内部摩擦角を30~40°、壁面との摩擦角を15~20°とすると0.2~0.3程度であり、今回用いた値はこれとほぼ同程度の大きさである。

4.3 埋立圧～改良体の変位

図-15～図-18には、埋立過程において計測された、埋立圧とケーソンの変位の関係を示している。ここで、図中横軸の埋立圧は粘土地表面に設置した2つの土圧計(ch.20 と ch.21, 図-6参照)の平均値として求めたものであり、縦軸の変位量は実験で得られた計測値を50倍してプロトタイプスケールで示している。また、実験

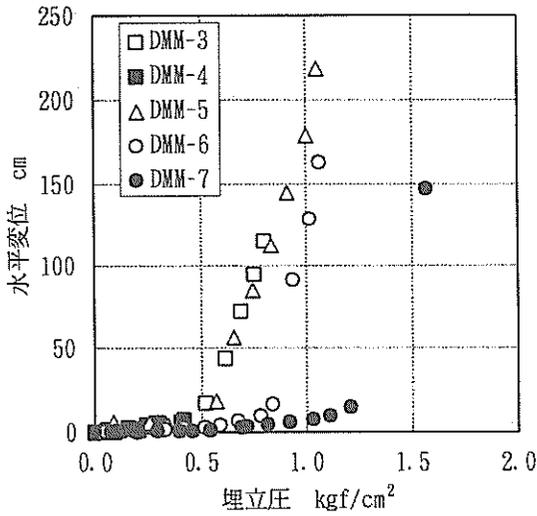


図-15 埋立圧～水平変位

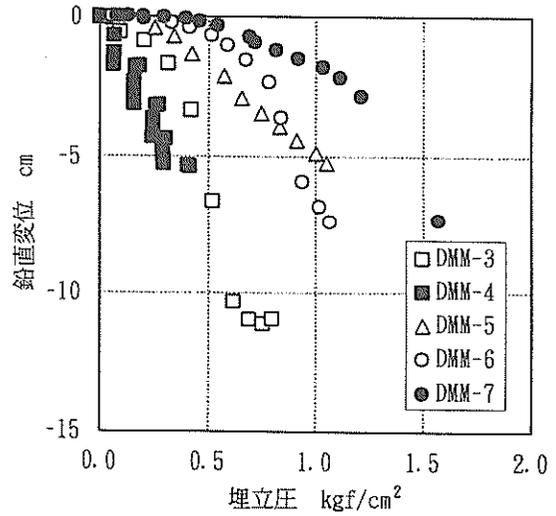


図-17 埋立圧～鉛直変位

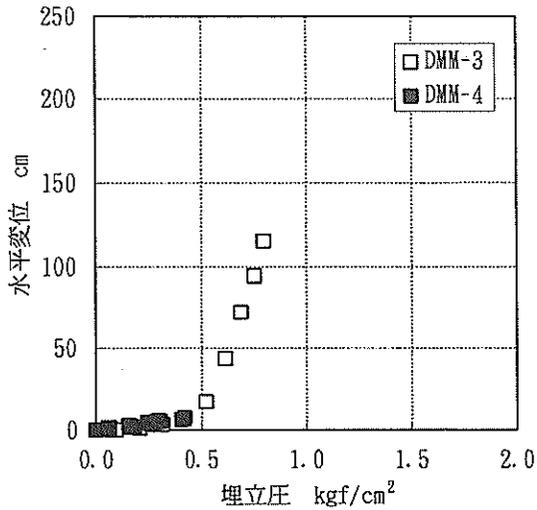


図-16 埋立圧～水平変位

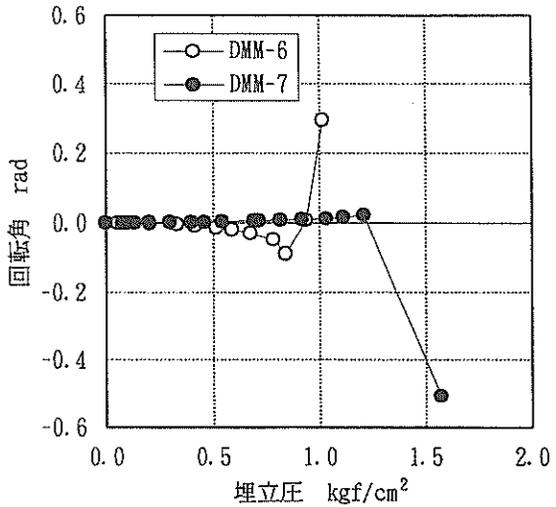


図-18 埋立圧～回転変位

ではケーソンと改良体とは固定しており、ケーソンのみが大きく変位しないようにしている。さらに破壊直前の改良体の回転変位は0.1rad以下と非常に小さいため(図-18参照)、ここに示した変位は改良体の変位と考えても良い。

(1) 水平変位

改良体の水平変位について見ると(図-15)、いずれ

の実験ケースも埋立初期には改良体はほとんど変位していないが、浮き型のケースでは(DMM-3, DMM-5, DMM-6)、埋立圧が約0.5kgf/cm²付近から水平変位が増加し始め、その後の埋立にもなって急増する傾向が見られる。一方、着底型の場合(DMM-7)には、埋立圧が約1.2kgf/cm²までは水平変位も比較的小さいが、それを境に変位が急増する傾向が見られる。図に示した埋立圧～水平変位曲線の載荷初期と載荷後半の直

線部の交点を破壊点と定義し、各実験での破壊埋立圧を求めた（なお、DMM-7については、埋立最終段階での埋立圧の増分が比較的大きくなったが、実験中の観察から最終埋立圧までは改良地盤はほとんど変位しなかったため、最終埋立圧を破壊埋立圧とした）。

さらに、図には排水載荷（DMM-4）の場合もあわせて示している（図-15、図-16）。他の実験ケースと比較して最終埋立圧は小さいが、ここでも、埋立にともなって水平変位が徐々に変位するものの変位量は小さく、実験を行った範囲では変位が急増するような破壊は見られなかった。

図-16には、DMM-3とDMM-4のみのデータを示しているが、排水埋立載荷の埋立圧～変位関係は、変位が急増するまでの非排水載荷の場合とほぼ同じ傾向を示していることが分かる。

(2) 鉛直変位

埋立圧～改良体の鉛直変位との関係を図-17に示した。浮き型で非排水載荷の場合には（DMM-3、DMM-5、DMM-6）、埋立にともなって徐々に改良体が沈下する傾向が見られる。しかし、その沈下量は比較的小さく、改良地盤の破壊後に大きく沈下する傾向が見られる。着底型の場合（DMM-7）には、改良体が密な砂地盤上に設置されているため、浮き型の場合に比べて沈下量は小さいことが分かる。非排水載荷の実験での実験終了時の鉛直変位量はプロトタイプスケールで10cm程度以下であり、水平変位と比較すると5%～10%程度と小さい。また、図-18に示す改良体の回転変位も小さいことから、各実験とも改良体は滑動破壊したことが確認できる。

排水載荷の場合には（DMM-4）、埋立にともなって比較的大きな沈下を示しており水平変位の約50%程度にも達している。図を仔細に見ると、各埋立載荷直後にはほとんど沈下の増加していないが、埋立後の圧密中に改良体が徐々に沈下する傾向が見られる。

(3) 改良体の回転変位

実験ケースDMM-6とDMM-7では、ケーソンの水平変位を1ヶ所で、鉛直変位を2ヶ所で計測したため、改良地盤の回転変位を求めることができる。計測値より求められた回転変位と埋立圧との関係を図-18に示した。浮き型の場合には（DMM-6）、載荷にともなわずかずつではあるが改良地盤は埋立層に引きずられる様に後趾側（埋立側）に倒れて行く傾向が見られる。これは、図には示していないが、改良体後趾側が徐々に沈下

しているためである。しかし、改良地盤の破壊を境に改良体の変位は急変し、改良地盤の後趾方向の沈下が上昇に転じ改良地盤は前趾方向に大きく傾くような現象を示している。

一方、着底型の場合（DMM-7）には、埋立を行っても改良体はごくわずかの回転しか生じていない。しかし、その回転方向は前趾側（海側）に傾斜するもので、地盤の破壊時には、後趾側に大きく回転変位する傾向が見られており、浮き型と逆の傾向が見られる。

このように、改良地盤の回転変位は改良地盤の着底条件によらず破壊を境に大きく変化することが分かった。また、原因は不明であるが、浮き型と着底型では回転変位の傾向が全く逆であることも分かった。

4.4 未改良土の変位挙動

改良地盤の滑動破壊時に、壁間未改良土が改良体と一体となって変位するのか、それとも取り残されるように挙動するのかが、設計計算上重要である。壁間の未改良土の変位を調べるために、実験準備段階で5本のソーメンを壁間未改良土部に鉛直に立て込んだ。DMM-3とDMM-4の場合について、実験後の解体時に計測した各ソーメンの位置を図-19に示した。

DMM-3の場合（図-19(a)）、各ソーメンはほぼ鉛直を保って水平に変位する傾向が見られる。ソーメン位置はさほど精度良くは計測できなかったが、得られた水平変位は未改良土内の位置によらずほぼ同じ変位量を示し、改良体の水平変位とも同程度であった。また、排水載荷の場合（DMM-4）も図-19(b)に示している。この場合には、滑動破壊が生じていないため未改良土の変位も比較的小さいが、いずれの位置の変位もほぼ等しい傾向が見られる。

以上より、本実験の様に改良率が30%と非常に小さい場合でも、非排水・排水埋立載荷にかかわらず壁間未改良土は改良体と一体となって水平に変位することが確かめられた。

4.5 改良地盤主働側に作用する土圧

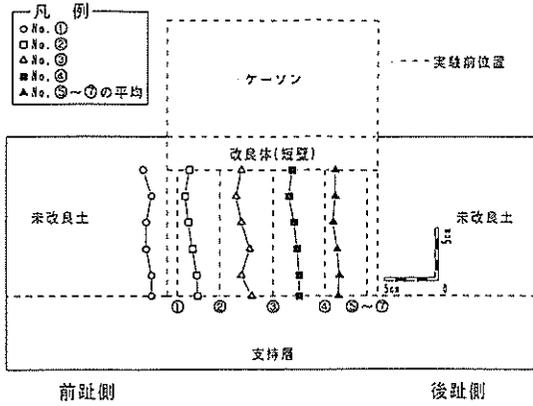
(1) 埋立圧～土圧

a) 浮き型・非排水載荷

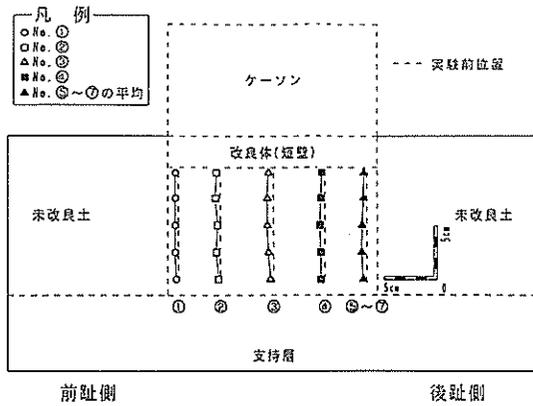
DMM-3について、改良体主働側短壁部及び長壁部に作用する土圧・間隙水圧の変化を、埋立載荷直前からの増分で図-20に示した。

改良体短壁に作用する土圧（ch.35、図-20(a)）は、載荷初期には埋立圧にほぼ同じ増加割合で増加しているが、第3段階頃より増加割合が埋立圧よりも小さくなる

壁式深層混合処理地盤の滑動破壊挙動について

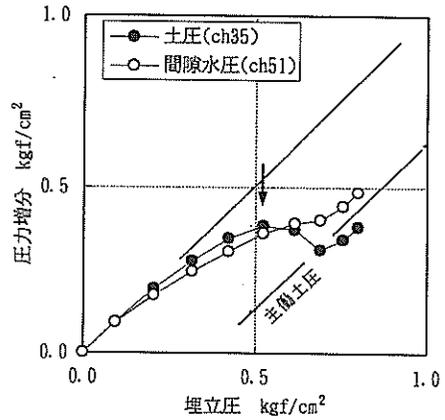


(a) 非排水埋立载荷 (DMM-3)

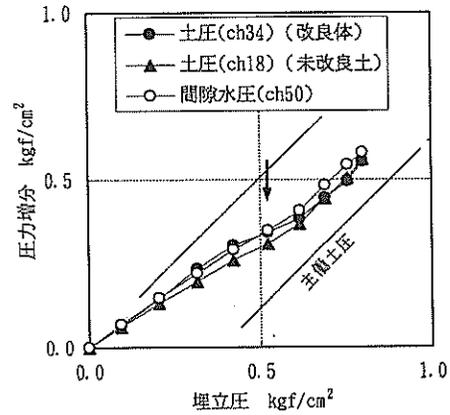


(b) 排水埋立载荷 (DMM-4)
図一十九 壁間未改良土の変位挙動

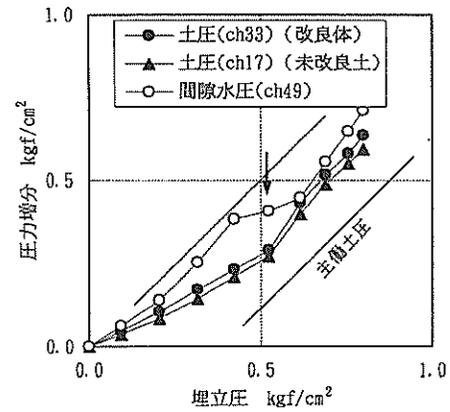
傾向が見られる。図には、予備圧密終了後にカオリン粘土地盤の非排水強度を求め、その値より計算したランキンの主働土圧もあわせて示している。計測された土圧は、载荷にともない主働土圧に漸近していく傾向が見られる。しかし、改良地盤が滑動破壊したと考えられる第5 载荷段階でも (図中「↓」印)、主働土圧には達しておらず、改良地盤が大きく変位する载荷後半になって主働土圧に達していることが分かる。また、土圧計とほぼ同じ位置での間隙水圧 (ch.51) も図にあわせて示しているが、間隙水圧は改良地盤の破壊まではほぼ土圧と同じ挙動を



(a) 改良体短壁部



(b) 改良体長壁中央部



(c) 改良体長壁深部

図一二十 改良体主働側の圧力変化

示しており、埋立がほぼ非排水条件で行われたことが確認できるとともに、改良体には埋立にともなって粘土地盤中に発生した過剰間隙水圧が作用することも明らかになった。

改良体長壁の中央部に作用する土圧・間隙水圧（図-20 (b)）の場合には、載荷初期から埋立圧よりも小さい増加割合で土圧が増加し、載荷につれて主働土圧に漸近していく傾向が見られる。そして、載荷を進めても、ほぼ一定の増加割合で土圧が増加する傾向が見られる。改良体長壁下部の圧力（図-20 (c)）も、中央部の場合と同様に埋立圧の増加に従ってほぼ一様に増加する傾向が見られる。図-20 (b) と図-20 (c) には、同一深度での壁間未改良土に作用する水平土圧の変化（ch.18 と ch.17）もあわせて示している。未改良土に作用する水平土圧も埋立にともない徐々に増加する傾向が見られる。そして、改良体に作用する水平土圧と比較すると、多少小さいものの、全般的にはほぼ一致して増加していることが見られる。

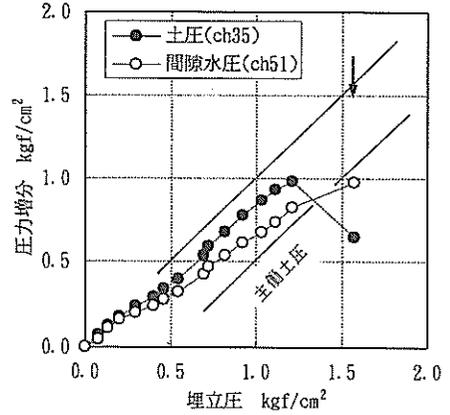
b) 着底型・非排水載荷

図-21には、着底型で非排水埋立載荷の実験ケース（DMM-7）の結果を示している。図より、改良体ならびに壁間未改良土にはほぼ同程度の過剰間隙水圧が作用すること、そして、これらの値は埋立にともなって徐々に主働土圧へ漸近していく傾向が見られる。このように着底型でも浮き型とほぼ同様の傾向が見られたことから、主働側の土圧挙動は改良体の着底条件によらないことが結論づけられる。

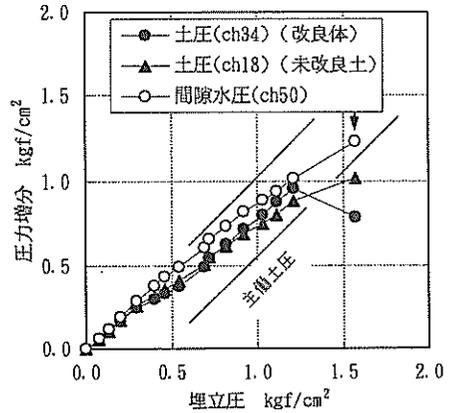
c) 浮き型・排水載荷

図-22には、排水埋立載荷の場合（DMM-4）の圧力変化を示した。まず、改良体短壁に作用する圧力について見ると（図-22(a)）、埋立にともなって土圧・間隙水圧とも増加するものの、埋立後の圧密過程に圧力がほぼ0近くまで減少する傾向が見られる。そして、次の埋立時には埋立圧にほぼ相当する圧力増加を示し、また減少する傾向が繰り返し見られる。ほぼ同様の傾向は改良体長壁部（図-22(b) と図-22(c)）にも見られる。改良体と未改良土に作用する土圧を比較すると（ch.34 と ch.18, ch.33 と ch.17）、改良体に作用する土圧の方が多少大きな値を示していることが分かる。この様な傾向は改良体長壁中央部（図-22(b)）に顕著に現れており、改良体に多少土圧が集中する傾向が認められる。

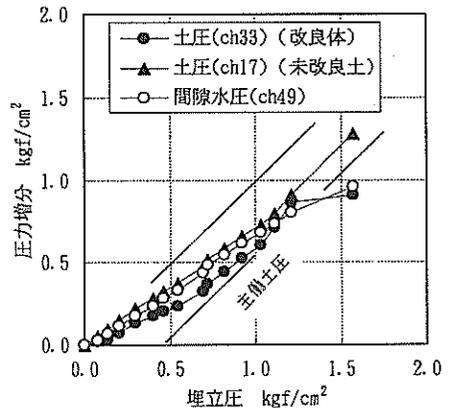
改良体前面の未改良土の領域に設置した間隙水圧計は、同じ位置に設置した土圧計の値よりも大きい傾向が見ら



(a) 改良体短壁部



(b) 改良体長壁中央部



(c) 改良体長壁深部

図-21 改良体主働側の圧力変化

れるが、この原因については不明である。

(2) 土圧合力～埋立圧

改良体、壁間未改良土部ならびにその両方に作用する土圧の合力と埋立圧との関係を図-23に示した。なお、図中縦軸の土圧合力は改良体と未改良土の面積割合を考慮して単位奥行きあたり(1m)の値として示している。また、図にはDMM-3～DMM-7のすべての実験データをあわせて示している。

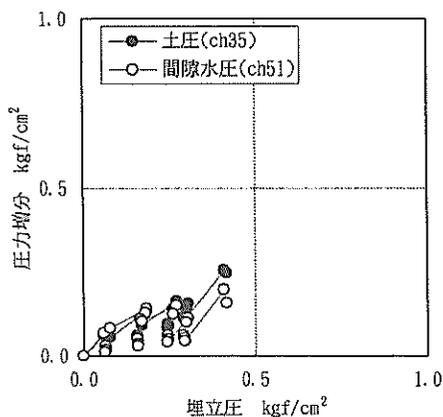
まず、改良体に作用する土圧について見ると(図-23(a))、いずれの実験ケースも埋立にともなってほぼ一様に増加し、改良地盤の破壊(図中「↓」)後は、土圧合力がほぼ一定となるか多少減少する傾向が見られる。壁間未改良土に作用する圧力(図-23(b))ならびに改良地盤全体に作用する圧力(図-23(c))については、排水載荷(DMM-4)の場合には土圧合力が他の実験ケースに比べて小さいことを除くと、改良体に作用する土圧合力とはほぼ同様の傾向が見られる。また、図-23(c)には埋立圧に相当する水平土圧が改良体と未改良土に一樣に作用したと仮定した時の土圧合力を直線で示している。実験データと比較すると、実験値は計算値より多少小さい増加割合で増加する傾向が見られ、各圧力計で見られた傾向(図-20, 図-21参照)と同じである。このことは、改良地盤全体に作用する土圧も埋立にともない徐々に主働土圧に漸近する傾向があることを示している。

このように、改良体主働側に作用する土圧は地盤が破壊するまでは、着底条件によらず埋立にともないほぼ一様に増加することが分かった。また、排水載荷の場合にも増加割合が非排水載荷よりも小さいものの、埋立圧にほぼ比例することも分かった。

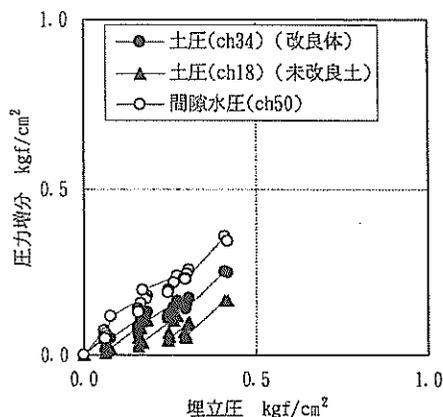
(3) 土圧～水平変位

改良体に作用する土圧合力と改良体の水平変位との関係を図-24に示した。なお、図-23と同様に、図中縦軸の土圧合力は単位奥行きあたりの値で示している。また、図にはすべての実験データについて改良体、壁間未改良土ならびに改良体全体を順に示している。

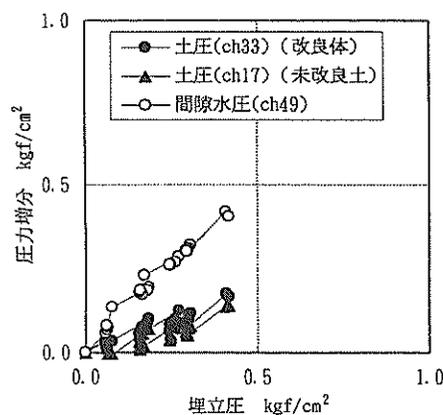
まず、改良体に作用する土圧合力について見ると(図-24(a))、各実験データとも埋立にともなって計測値が急激に増加し、プロトタイプスケールで5～10cm程度(改良深さの0.6～1.2%)のごくわずかの水平変位を示した時に土圧の増加割合が急速に減少し、その後は水平変位が増加してもほぼ一定の土圧を示していることが分かる。土圧合力が急変する時点は、水平変位が急増する改良地盤の破壊時に一致していることが分かる。また、



(a) 改良体短壁部



(b) 改良体長壁中央部



(c) 改良体長壁深部

図-22 改良体主働側の圧力変化
(排水載荷, DMM-4)

排水荷荷の場合 (DMM-4) も非排水荷荷とほぼ同様に改良地盤の水平変位につれて急速に増加する傾向が見られる。

次に、壁間未改良土に作用する土圧について見ると (図-24 (a)), 埋立初期に土圧が急増し、10cm程度 (改良深さの1.2%程度) の水平変位の時に土圧の増加傾向が急変し、その後は水平変位にともなう土圧がわずかず増加する傾向が見られる。

また、改良地盤全体に作用する土圧の場合も (図-24 (c)), 埋立初期には水平変位とともに土圧合力が急増し、改良体が10cm程度 (改良深さの1.2%程度) の小さい変位を示した後は土圧の増加割合が小さくなり、ほぼ一定の土圧を示すことが分かった。そして、土圧が急変する時は改良地盤の破壊時にほぼ一致している。また、このような傾向は埋立・排水条件や改良地盤の着底条件によらず見られている。

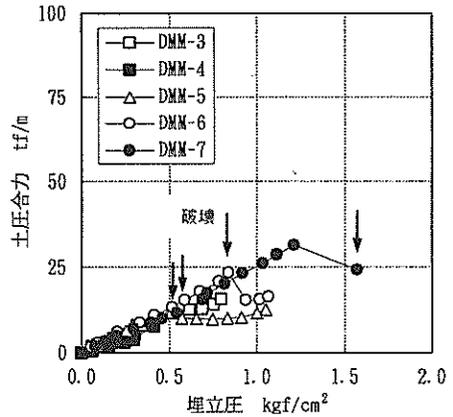
(4) 土圧合力 (無次元化) ~ 水平変位

本研究で行った実験は、改良体の諸元 (改良幅, 改良深さ, 改良率など) はすべて同じであるが、上部粘土層の非排水強度が各実験ごとに多少異なっている (表-3 参照)。そこで、各実験ごとの土圧の変化を統一的に検討するため、図-25に土圧合力を次式で求められる主働土圧で除して無次元化して示した。

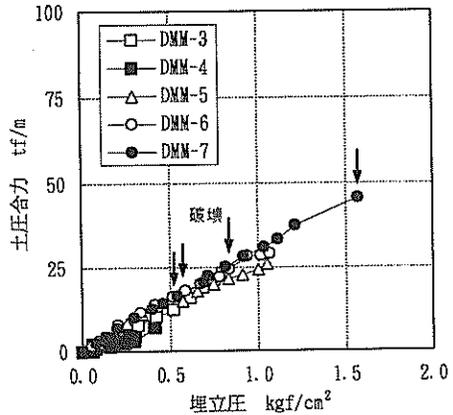
$$Pa = \frac{1}{2} * \gamma * h^2 + p * h - 2 * Cu * h \quad \dots (1)$$

ここに、

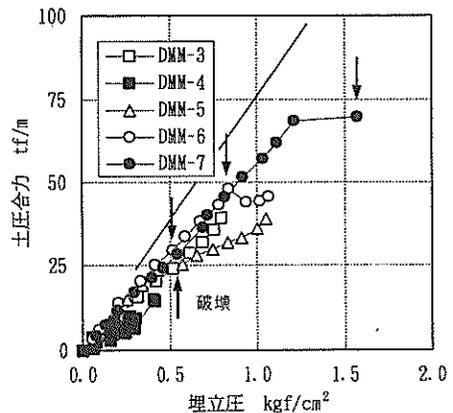
- Pa : 主働土圧
- Cu : 粘土地盤の非排水強度
- h : 粘土層厚
- p : 埋立圧
- γ : 粘土地盤の単位体積重量



(a) 改良体



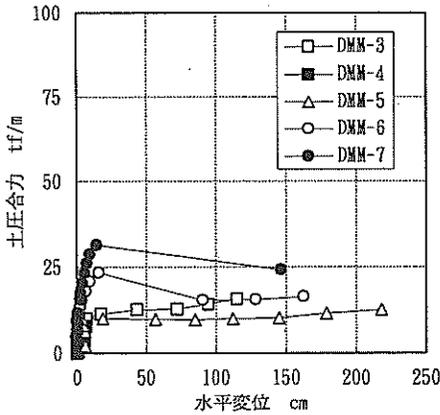
(b) 壁間未改良土



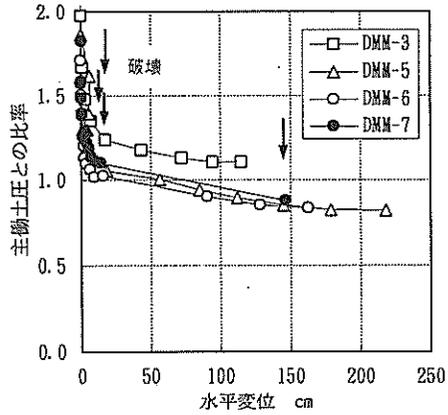
(c) 改良地盤全体

図-23 土圧合力~埋立圧

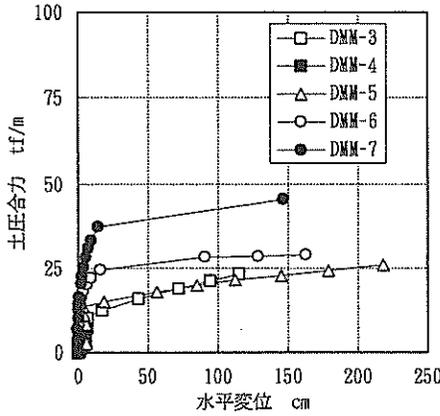
壁式深層混合処理地盤の滑動破壊挙動について



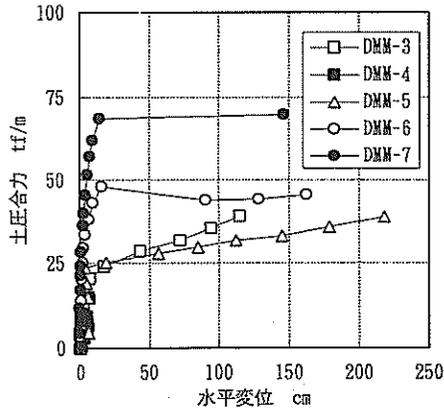
(a) 改良体



図一25 土圧合力（無次元化）～水平変位



(b) 壁間未改良土



(c) 改良地盤全体

図一24 土圧合力～埋立圧

図には、すべての実験ケースをまとめて示している。いずれのケースも埋立直前には主働土圧の2倍程度の大きな土圧が作用しているが、埋立ともなって急速に主働土圧にまで減少する傾向が見られる。図には改良地盤の破壊時点を「↓」で示しているが、破壊時には主働土圧に比較して約1～1.2倍程度の土圧が作用していることが分かる。また、破壊後には主働土圧以下にまで減少する傾向も見られる。

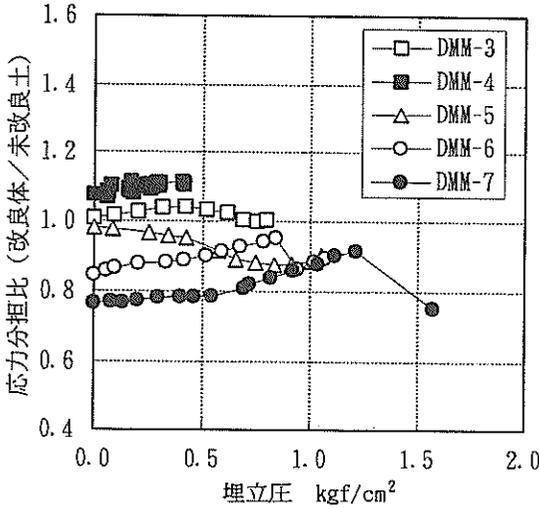
(5) 改良体と未改良土の応力分担

改良体長壁部の土圧合力と壁間未改良土部に作用する土圧合力との比を応力分担比と定義し、図一26にすべての実験ケースについて示した。図中、図一26 (a) は埋立圧との関係を示している。図一26 (b) には改良体の水平変位との関係を示している。

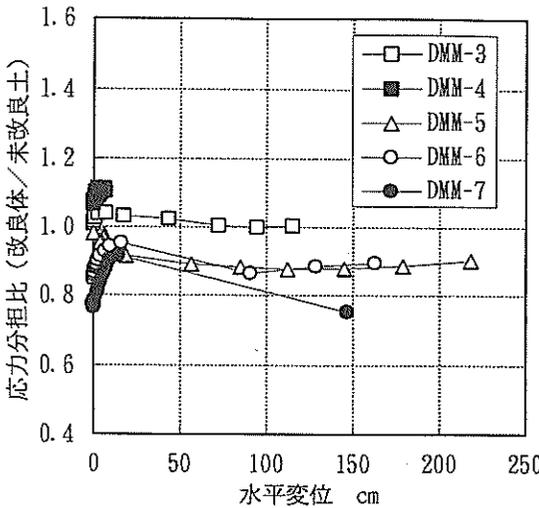
まず、埋立圧との関係を見ると (図一26 (a)), 各実験ケースで載荷直前の値にばらつきが見られるが、いずれの実験ケースでも埋立圧の増加に従い、ほぼ一定の応力分担比を示している。非排水載荷で浮き型の場合には0.85～1.05程度の値を、着底型の場合には (DMM-7) 0.77～0.9程度の値をそれぞれ示しており、改良体の着底条件によって多少応力分担比が異なっていることが分かる。また、排水載荷で浮き型の場合には (DMM-4), 1.1程度の値であり非排水載荷よりも大きな値であることが分かる。このように応力分担比が改良体の着底条件や埋立排水条件で多少異なる可能性があることが分かったが、浮き型で非排水載荷の場合でも応力分担比が0.85

～1.05程度と異なっていることを考えると、ここでの傾向が一般的なものかどうか、今の時点では確定することができない。今度のデータの蓄積を待ちたい。

図-26 (b)には、改良体の水平変位との関係を示している。この場合には、改良体の小さい変位で応力分担比が大きく変化し、改良地盤の破壊を境に応力分担比が急変する傾向が見られる。



(a) 埋立圧との関係



(b) 水平変位との関係
図-26 応力分担比

4.6 改良地盤受働側に作用する土圧

(1) 土圧合力～埋立圧

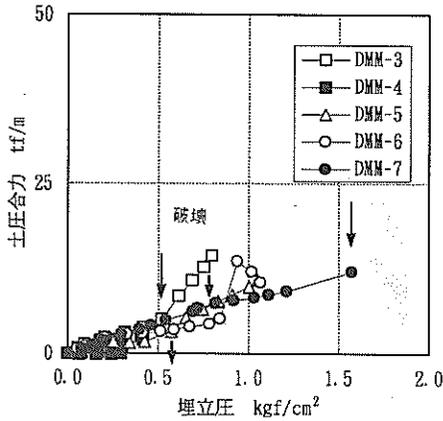
図-27に改良地盤受働側に作用する土圧の変化と埋立圧との関係を示した。図-23と同様に、ここでも改良体、壁間未改良土ならびに改良地盤全体に作用する土圧合力について、単位奥行きあたりの値として、すべての実験ケースをあわせて示している。

まず、改良体に作用する土圧について見る (図-27 (a))。非排水載荷の場合 (DMM-3, DMM-5～DMM-7), 埋立にともなって土圧がほぼ一様に増加する傾向が見られる。そして、埋立圧がある値になると土圧が急増する傾向が見られる。図には、改良地盤の破壊時を「↓」で示しているが、土圧の急増する埋立圧は改良地盤の破壊時に一致していることが分かる。一方、排水埋立載荷のケース (DMM-4) では、埋立にともなって土圧合力が多少増減を繰り返しているが、全体的にはほとんど圧力の増加は見られていない。

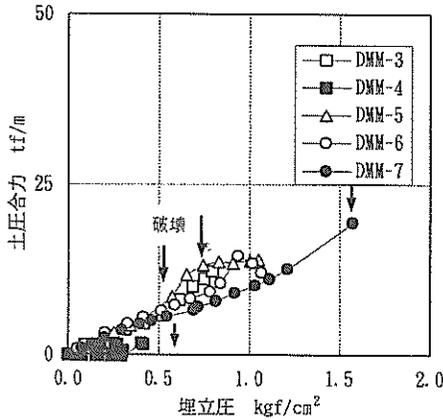
壁間の未改良土部に作用する土圧を見ると (図-27 (b)), ここでも非排水埋立載荷の場合には、埋立圧にほぼ比例して土圧が増加する傾向が見られる。しかし、DMM-3, DMM-5, DMM-6では埋立後半になると徐々に大きな土圧合力を示す傾向が見られるが、改良体部で見られたような改良地盤の破壊を境にした急激な変化は見られない。一方、排水埋立載荷の場合には各載荷段階では多少の土圧増加が見られるが、その後の圧密過程ではほぼ0にまで減少し、次の埋立段階で再度土圧が作用する傾向が見られる。しかし、土圧の増分は非排水載荷と比較して非常に小さい。

改良地盤全体に作用する土圧について見ると (図-27 (c)), 非排水載荷の実験ケースでは改良地盤の破壊までは埋立圧にともないほぼ一様に土圧が増加する傾向が見られ、改良地盤の着底条件にはあまり影響を受けないことが確認される。また、排水載荷の場合には埋立中には土圧が作用するものの、その後の圧密中にはほぼ0にまで減少する傾向が見られ、結果的には改良体の変位が小さい範囲内ではほとんど土圧が増加しないことが分かる。

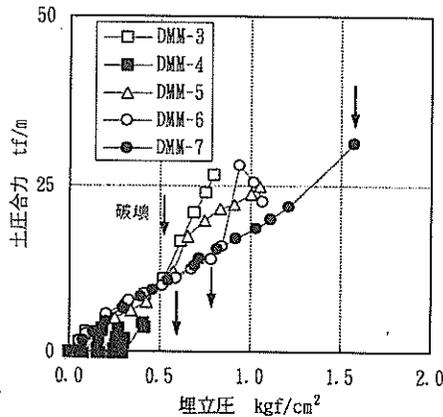
受働側の土圧は埋立圧よりも改良体の変位に大きく影響を受けると考えられるが、図-27では埋立圧にも大きく影響を受けることを示している。しかし、図-15の埋立圧～水平変位の関係より、改良地盤の破壊までは埋立圧にほぼ比例して水平変位が生じていることが確認されている。そして、破壊後には水平変位も急増し受働土圧も急増しており、両者は良く対応している。これらのことより、図-27で示した土圧の変化は改良体の変位によるものと考えの方が良い。



(a) 改良体



(b) 壁間未改良土



(c) 改良地盤全体
図-27土圧合力～埋立圧

(2) 土圧合力～水平変位

改良地盤に作用する土圧合力と改良体の水平変位との関係を図-28に示した。図には、すべての実験データについて改良体、壁間未改良土ならびに改良地盤全体に作用する土圧合力を順に示している。

まず、改良体に作用する土圧合力について見ると(図-28(a)), 非排水載荷の場合には(DMM-3, DMM-5～DMM-7)各実験データとも埋立にともなって計測値が急激に増加し、プロトタイプスケールで5～10cm程度(改良深さの0.6～1.2%)のごくわずかな水平変位を示した時に、土圧の増加割合が急速に減少し、その後は小さな増加割合で増加する傾向を示している。土圧合力が急変する時点は、水平変位が急増する改良地盤の破壊と一致していることが分かる。また、排水載荷の場合も(DMM-4)非排水載荷とほぼ同様に改良地盤の水平変位につれて急速に増加する傾向が見られる。

次に、壁間未改良土部に作用する土圧について見ると(図-28(b)), 埋立初期に土圧が急増し10cm程度(改良深さの1.2%程度)の水平変位の時に土圧の増加傾向が急変し、その後は水平変位にともなって土圧がわずかな増加する傾向が見られる。

また、改良地盤全体に作用する土圧合力も(図-28(c)), 埋立初期には水平変位とともに土圧合力が急増し、改良体が10cm程度(改良深さの1.2%程度)の小さい変位を示した後は土圧の増加割合が小さくなり、ほぼ一定の土圧を示すことが分かった。また、このような傾向は埋立・排水条件や改良地盤の着底条件によらず見られている。

(3) 土圧合力(無次元化)～水平変位

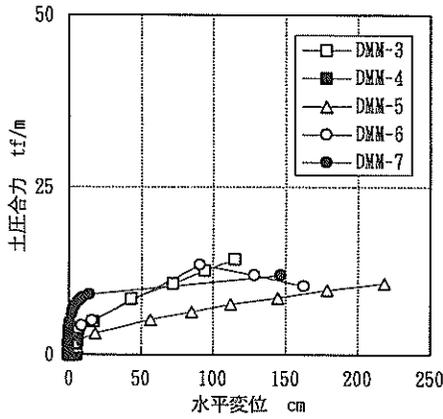
主働側と同様に(図-25参照), 受働側改良地盤全体に作用する土圧合力を次式で求められる受働土圧で除して無次元化して示した。

$$P_p = 1/2 * \gamma * h^2 + 2 * C_u * h \quad \dots (2)$$

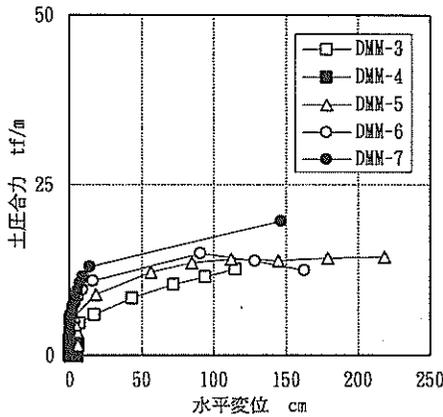
ここに、

- P_p : 受働土圧
- C_u : 粘土地盤の非排水強度
- h : 粘土層厚
- γ : 粘土地盤の単位体積重量

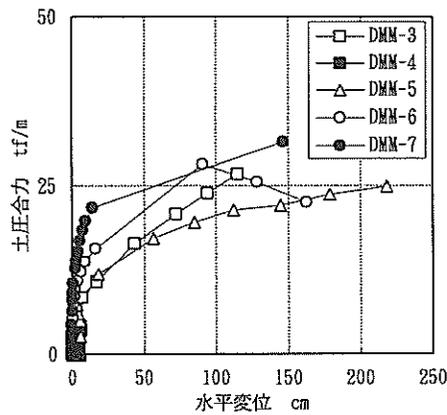
図-29には、すべての実験ケースをまとめて示している。DMM-4のケースを除いて、いずれのケースも埋立直前には受働土圧の50～70%程度の小さな土圧が作用



(a) 改良体



(b) 壁間未改良土



(c) 改良地盤全体

図-28 土圧合力～水平変位

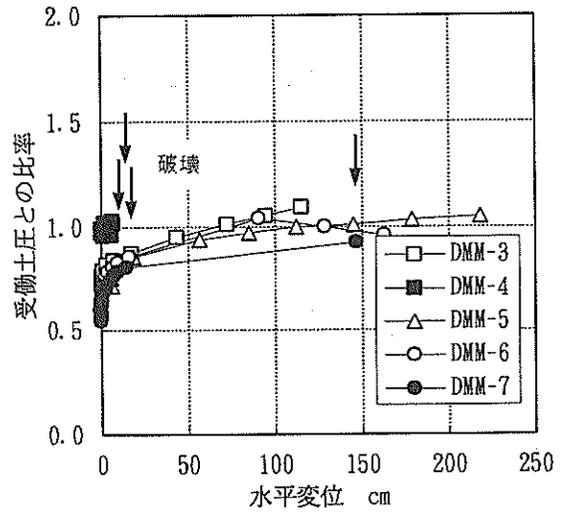


図-29 土圧合力（無次元化）～水平変位

しているが、埋立にもなって急速に受働土圧まで増加する傾向が見られる。図には改良地盤の破壊時点を「↓」で示しているが、破壊時には受働土圧に比較して約80%程度の土圧しか作用しておらず、改良体が大変位した後に受働土圧にまで増加することが分かる。DMM-4については、埋立载荷直前で既にほぼ1を示しており、実験準備などに多少不具合があったと考えられる。

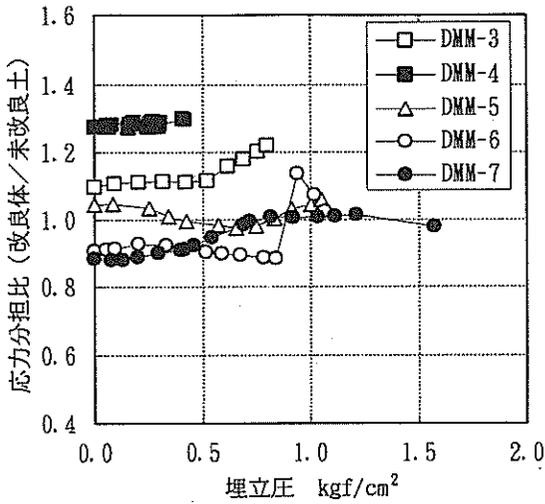
(4) 改良体と未改良土の応力分担比

主働側での検討と同様に（図-26）、受働側についても改良体と壁間未改良土に作用する土圧の応力分担比を求め、図-30に示した。

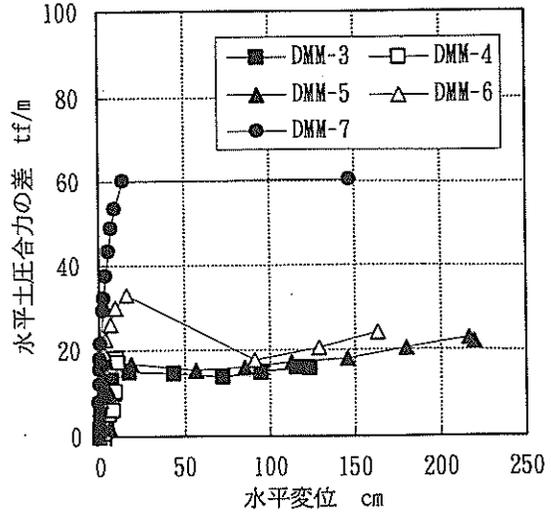
まず、埋立圧との関係を見ると（図-30(a)）、各実験ケースごとにでも埋立直前の応力分担比の値にばらつきが見られるが、埋立が進んでもあまり大きな変化は見られない。図から、非排水载荷で浮き型の場合には（DMM-3, DMM-5, DMM-6）0.9～1.1程度の値であり、着底型では（DMM-7）約0.9である。また、排水载荷で浮き型の場合には（DMM-4）、主働側でも見られた様に载荷直前の分担比が1.3程度と大きな値を示しており、载荷を行っても分担比の大きさはほとんど変化しないことが分かる。

このように改良地盤の着底条件ならびに排水条件によって応力分担比が多少異なっているが、データには大きなばらつきが見られることから、主働側でも述べたが今回の実験結果としては0.9～1.1程度と考える方がよい。

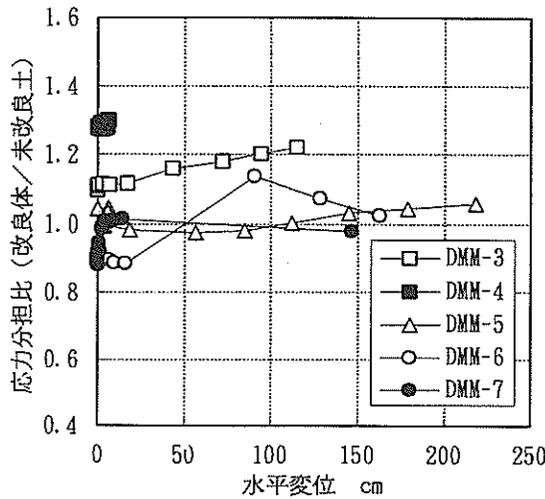
図-30(b)には、改良体の水平変位との関係を示している。ここでも改良体の小さな水平変位の時に応力分担



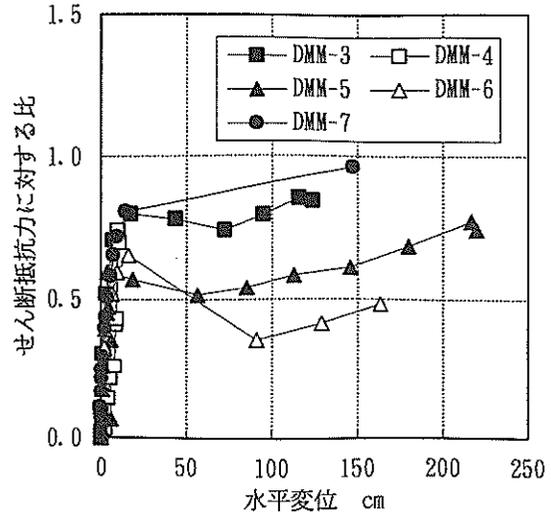
(a) 埋立圧との関係



(a) 抵抗力の変化



(b) 水平変位との関係
図-30 応力分担比



(b) 抵抗力発揮割合
図-31 改良地盤底面抵抗力挙動

比が変化する傾向が見られるが、主働側で見られたような大きな変化ではないことが分かる。

4.7 改良地盤底面での粘着抵抗力

改良地盤両側面に作用する土圧合力の差とケーソンに作用する埋立水平土圧の合計を改良地盤底面での粘着抵抗力と考え、水平変位との関係を図-31に示した。なお、埋立水平土圧の大きさは4.2での検討をもとに水平土圧係数を0.25として計算している。図には、すべての

実験ケースをまとめて示している。非排水埋立載荷の場合(DMM-3, DMM-5~DMM-7)、改良地盤の水平変位ともなって底面での粘着抵抗力が急増する傾向が見られる。DMM-3とDMM-5については、改良体の変位が約20cm程度になると、増加割合が小さくなり、それ以降はほぼ一様な粘着抵抗力が作用していることが分かる。一方、DMM-6は改良体と下部粘土層に1cmほど埋め込んだため、DMM-3とDMM-5よりは大きい抵抗力を示している。しかし、ピーク後はほ

は同じ値に収束していることが分かる。着底型の場合には、浮き型に比べて非常に大きな底面抵抗力を示していることが分かる。いずれの実験ケースも改良体底面での抵抗力の急変する時点は、水平変位が急増する破壊時にはほぼ一致する傾向が見られた。

排水埋立載荷の場合も図にあわせて示したが、この場合も改良体の水平変位にともなって底面での抵抗力が増加する傾向が見られる。そして、その関係は排水載荷の場合とほぼ同様の傾向であることが分かる。

図-31(b)には、底面抵抗力の發揮割合と水平変位との関係を示した。發揮割合は、浮き型の場合には改良体長壁下面では下部粘土層の非排水強度、未改良土下面では上部粘土層の非排水強度（いずれの実験ケースでも、上部粘土層の非排水強度の方が下部粘土層よりも小さいため）の合力である。また、着底型の場合には改良対長壁下面では下部砂層のせん断抵抗力と未改良土下面では上部粘土層の非排水強度の合力でそれぞれ除して求めた。

非排水載荷を行った場合について見ると（DMM-3, DMM-5, DMM-6）、改良地盤の破壊時には0.6~0.8程度の發揮割合を示している。そして、破壊後に徐々に發揮割合が増加する傾向が見られる。模型地盤を作製するにあたっては、改良体（ベークライト）底面には豊浦標準砂を貼り付け粗な状態にし、かつ下層粘土層に十分に付着するようにしたが、十分ではなかった可能性がある。今後の検討課題としたい。

4.8 改良地盤の底面反力

(1) 底面反力~埋立圧

a) 浮き型非排水載荷

改良体長壁底面には全部で7つの土圧計を埋め込んでおり、実験中の底面反力が測定できるようになっている（図-6参照）。浮き型（DMM-6）について、改良体底面での反力の変化を図-32に埋立圧との関係で示した。なお、図には7つの土圧計のうち前趾側（ch.26）、後趾側（ch.32）及び中央部（ch.29）の3つの土圧計についてのみ示した。改良体前趾側の反力は（図-32(a））埋立にともなって徐々に増加する傾向が見られる。そして、改良体の破壊時を境に反力が急に減少する傾向が見られる。一方、改良体後趾側の反力は（図-32(c））埋立に従って徐々に減少し、破壊時に前趾側とは逆に増加する傾向が見られる。中央部の反力も（図-32(b））埋立にともなって徐々に減少し、破壊時にさらに急激に減少した後、ほぼ一定の反力を示している。このように、埋立にともなって改良体反力は前趾部に集中し、中央部から後趾部の反力は減少する傾向が見られる。そして、この

傾向は地盤の破壊までほぼ一様に続いている。しかし、改良地盤の破壊後は前趾部に集中していた応力が改良体全体に再配分されることが分かる。

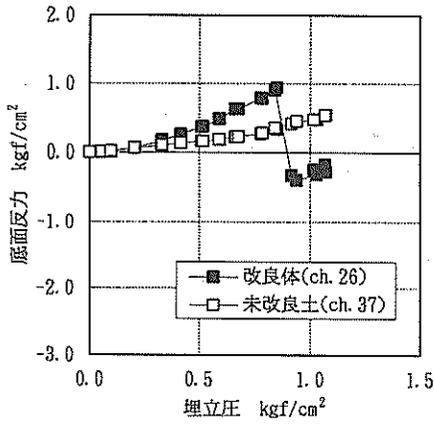
壁間未改良土底面にも土圧計を設置して圧力の変化を計測している。図-32には、改良体長壁下部と同じ位置での土圧の増分もあわせて示している。前趾部の反力（ch.37, 図-32(a)）は埋立にともなって徐々に増加していることが分かる。そして、この傾向は改良地盤の破壊以降も続いており、改良体底面での反力とは異なる傾向を示している。後趾側について見ると（図-32(c)）、埋立にともない改良体底面土圧は減少しているのに対して未改良土の反力は逆に増加している。そして、改良地盤の破壊以降もこの増加傾向はほとんど変化していないことが分かる。しかし、土圧の変化量は改良体の1/4程度と小さい。改良体中央部でも（図-32(b)）、未改良土の底面反力は徐々に増加しており、改良体底面の土圧とは大きく異なる傾向が見られる。

b) 着底型非排水載荷（DMM-7）

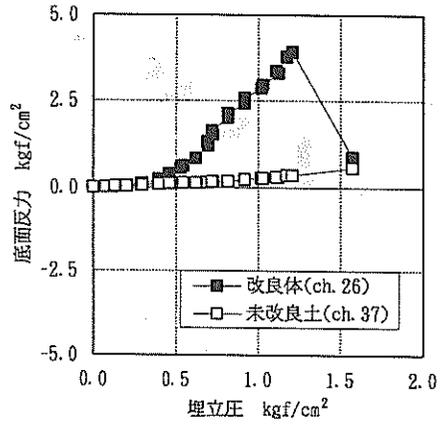
着底型の場合（DMM-7）も図-33に示したが、ここでも改良体長壁前趾部の反力は（ch.26, 図-33(a)）、埋立にともなって圧力が徐々に増加する傾向が見られる。しかし、埋立圧が0.5kgf/cm²程度以降は、より大きな増加割合で地盤が破壊するまで土圧が増加する傾向が見られる。そして、改良地盤の破壊を境に、浮き型の場合（図-32）と同様に底面反力が1/4程度までに急激に減少していることが分かる。改良体長壁後趾部では（ch.32, 図-33(c)）、埋立初期にはわずかな反力が減少し、その後急速に減少する傾向が見られる。そして、埋立圧が0.7kgf/cm²程度以降はほぼ一定の値を示している。これは、反力の絶対値がほぼ0（静水圧に相当）にまで減少したためである（図-38参照）。改良体中央部の反力は（ch.29, 図-33(b)）、埋立初期には徐々に増加しているが、埋立圧が0.7~0.9kgf/cm²でほぼ一定の値を示した後、逆に減少していく傾向が見られる。そして、改良地盤の破壊時には急に減少する傾向も見られる。このように、底面反力が埋立中盤より急激に変化するのには底面反力分布が台形分布から三角形分布へ、そして、よりシャープな三角形分布へと変化していくためである。そして、改良地盤の破壊時には急に減少する傾向も見られる。

図-32と同様に、壁間未改良土底面での反力変化もあわせて示している。未改良土底面反力は、前趾側、中央部ならびに後趾側の反力ともほぼ一様に増加しており、改良体底面反力とは大きく異なる傾向を示している。そして、その反力の変化量は改良体と比較して1/4~1/8

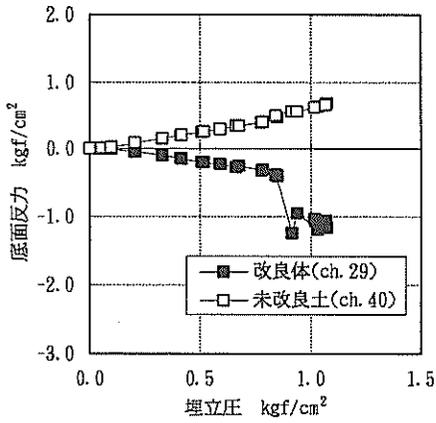
壁式深層混合処理地盤の滑動破壊挙動について



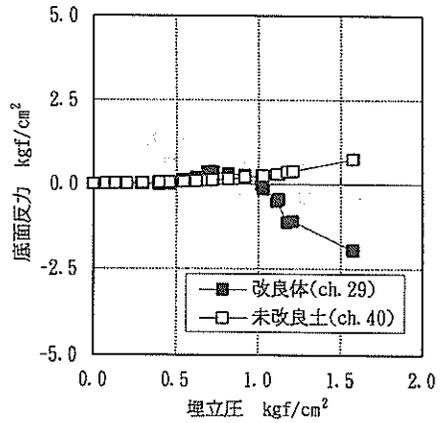
(a) 改良体前趾側 (ch.26, ch.37)



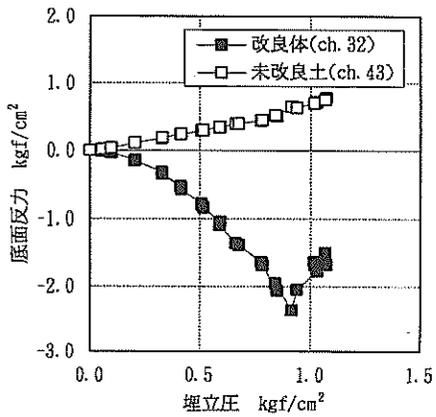
(a) 改良体前趾側 (ch.26, ch.37)



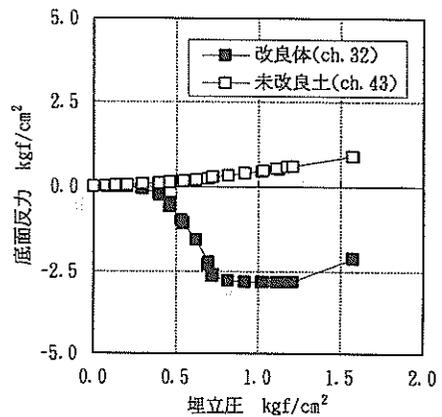
(b) 改良体中央部 (ch.29, ch.40)



(b) 改良体中央部 (ch.29, ch.40)



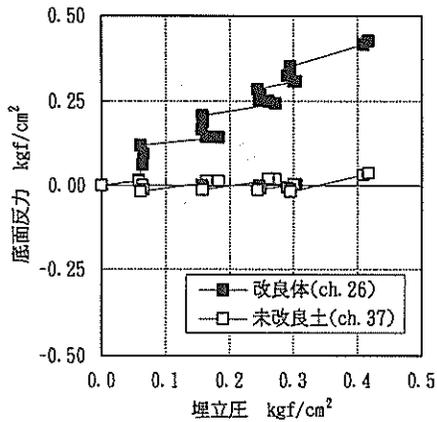
(c) 改良体後趾部 (ch.32, ch.43)



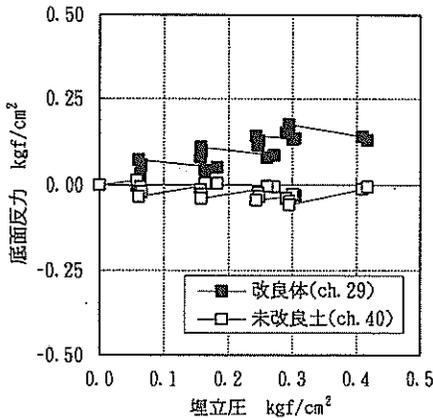
(c) 改良体後趾部 (ch.32, ch.43)

図-32 改良地盤の底面反力 (DMM-6)

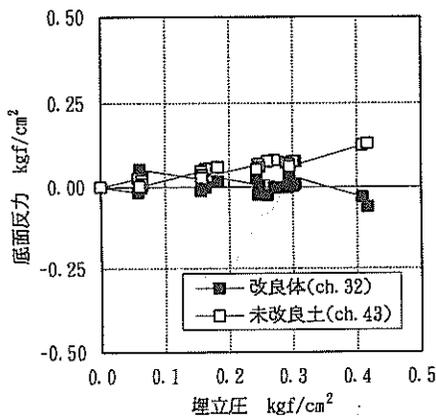
図-33 改良地盤の底面反力 (DMM-7)



(a) 改良体前趾側 (ch.26, ch.37)



(b) 改良体中央部 (ch.29, ch.40)



(c) 改良体後趾部 (ch.32, ch.43)

図-34 改良地盤の底面反力 (DMM-4)

程度と非常に小さいことが分かる。

c) 浮き型排水載荷 (DMM-4)

浮き型で排水載荷の場合 (DMM-4) も図-34に示した。改良体長壁前趾部の底面反力は (ch.26, 図-34(a)) 埋立にともなって圧力が徐々に増加する傾向が見られる。図を仔細に見ると、埋立後の圧密過程では埋立圧は多少減少するもの (地盤の沈下にもなう浮力分の減少と思われる), 反力がわずかずつ増加する傾向が見られる。改良体中央部の反力も (ch.29, 図-34(b)) 埋立にともなって徐々に増加する傾向が見られる。一方, 改良体後趾部の反力 (ch.32, 図-34(c)) は埋立を行ってもほとんど変化していないことが分かる。

図には壁間未改良土内の反力変化もあわせて示している。未改良土の反力は前趾側, 中央部ならびに後趾側の反力もほぼ一様に増加しており, 改良体底面反力とは大きく異なる傾向を示している。また, 埋立後の圧密過程にわずかであるが土圧が減少する傾向が見られる。未改良土部の反力の変化量は改良体と比較して, 改良体中央部と後趾部ではほぼ同程度の大きさであるが, 改良体前趾部では1/8程度と非常に小さいことも分かる。

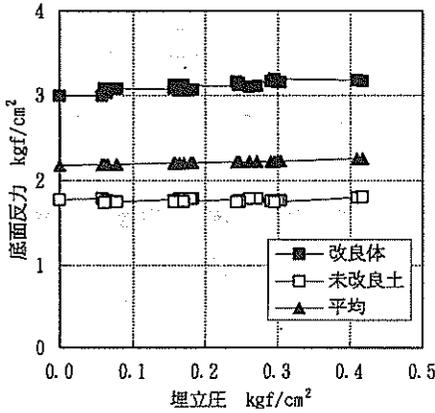
(2) 改良体と壁間未改良土の底面反力の分担について

a) 底面反力合力~埋立圧

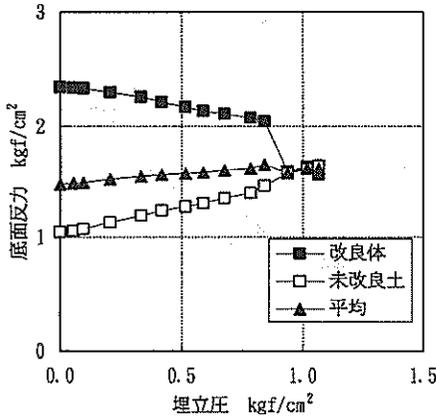
改良地盤の底面反力の合力の変化を図-35に示した。4.1での検討から, 埋立直前にはケーソン重量ならびに改良体重量は改良体底面で支持され, 壁間未改良土は自身の重量しか支持しないことが確認されている。そのため, DMM-4を除くいずれの実験ケースも埋立直前には改良体が支持している反力が大きい。しかし, 埋立とともに改良体で支持する反力合計が徐々に減少し, 逆に未改良土底面の反力合力が増加する傾向が見られる。そして, 埋立最終段階では, 改良体と未改良土とはほぼ等しい反力の合力を示している。

図には, 改良地盤全体の合力 (改良体と未改良土底面での反力の合力の合計) もあわせて示しているが, いずれの実験でも埋立の進行によらずほぼ一定の値を示していることが分かる。これは, 今回の地盤条件が通常の現場での条件と異なり, ケーソン幅と改良体幅とを同一のものとしたため (図-6参照), ケーソン背後の改良地盤上面に埋立砂が降り積もらなかったためである。

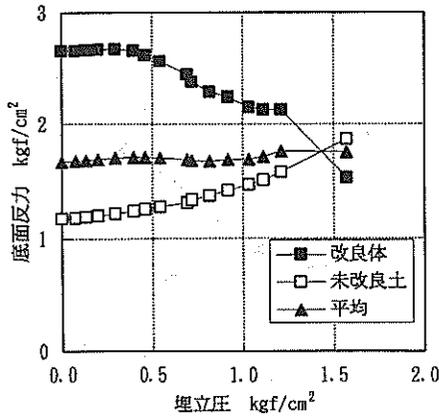
DMM-4については, 埋立を行っても反力の合力の値にはほとんど変化が見られない。しかし, 図-36で検討するように, この実験ケースについては埋立直前の条件にも不明な点があるため, ここで示したデータが一般



(a) DMM-4



(b) DMM-6



(c) DMM-7

図-35 底面反力の分担

的な傾向であるかは今後の検討課題としたい。

b) 分担率

図-36には、改良体と壁間未改良土との反力分担率を埋立圧との関係で示した。ここで、反力分担率は、図-12と同様に、改良体底面での反力の合計と未改良土底面での反力の合計との比率である。そのため本実験では、改良体部及び未改良土部に均等に反力が作用した場合の分担率は0.3となる。

まず、DMM-6、DMM-7の改良体部について見ると、埋立直前には約0.7~0.8の値を示しており、ケーソンの重量や改良体重量を改良体が支持していることが分かる。図には、ケーソン重量ならびに改良体重量をすべて改良体が支持した場合の計算値を実線で示しているが、実験値は計算値と非常に良い一致を示していることが確認できる。しかし、埋立にともなっていくずれの実験ケースでも改良体の反力分担率は急激に減少する傾向が見られる。それにともなって未改良土部の反力分担率が增加する傾向が見られる。そして、埋立最終段階では改良体の分担率は0.3以下であり、改良体と壁間未改良土はケーソン荷重ならびに改良体・粘土層の重量を均等に受け持っている。

次に、着底条件の影響について見ると、DMM-6は埋立初期よりはほぼ一様に改良体の分担率が減少しているのに対して、DMM-7の場合には埋立圧が0.5kgf/cm²程度までは分担率はあまり減少しておらず、着底条件によって分担率の変化に多少変化が見られる。

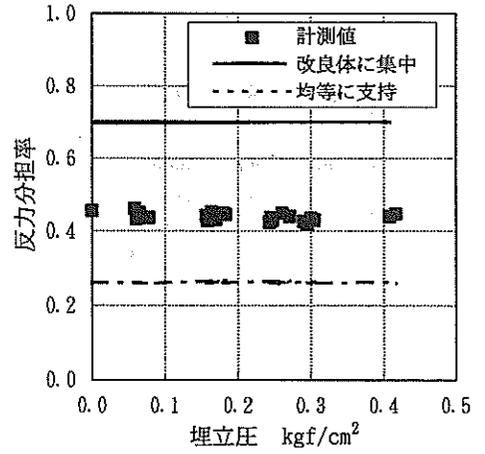
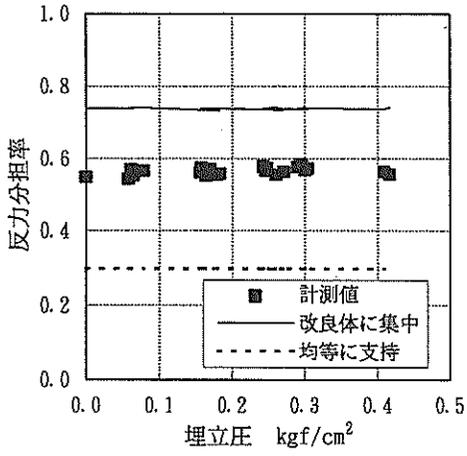
このように、埋立が進み改良体が変位するようになると、改良体底面に集中していた反力の再配分が生じ、未改良土とほぼ均等に鉛直重量を支持することが明らかになった。そして、再配分の程度は改良体の着底条件に多少影響を受けることも分かった。

排水載荷の場合には(DMM-4、図-36(a))、埋立直前より約0.6の改良体反力分担率を示しており、埋立を行っても分担率はほとんど変化していない。いずれの実験でも、埋立前には同じ地盤条件であるはずであるが、このように大きく異なる結果になってしまった。この点については、今後の検討課題としたい。

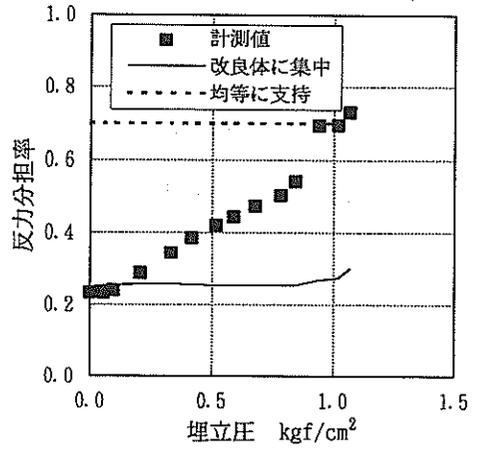
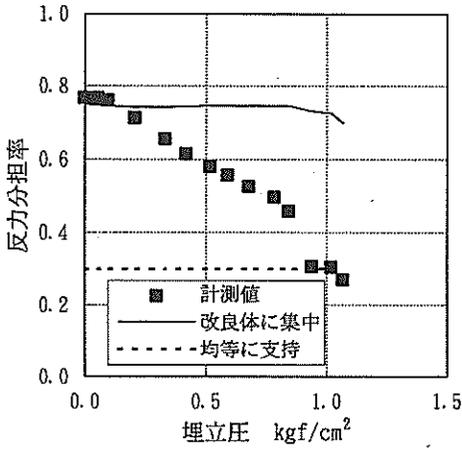
(3) 底面反力分布

DMM-6とDMM-7について、改良体ならびに未改良土底面での反力分布の変化を図-37と図-38に示した。

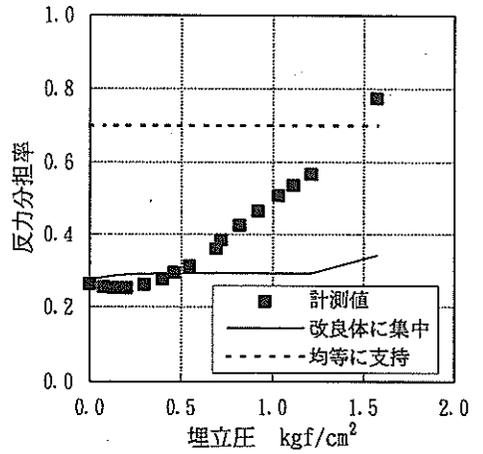
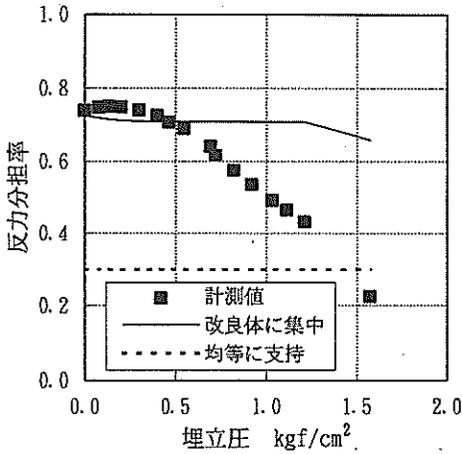
まず、DMM-6について見ると(図-37)、埋立が進み埋立圧が約0.5kgf/cm²の場合(図-37(b))には前



(a) DMM-4



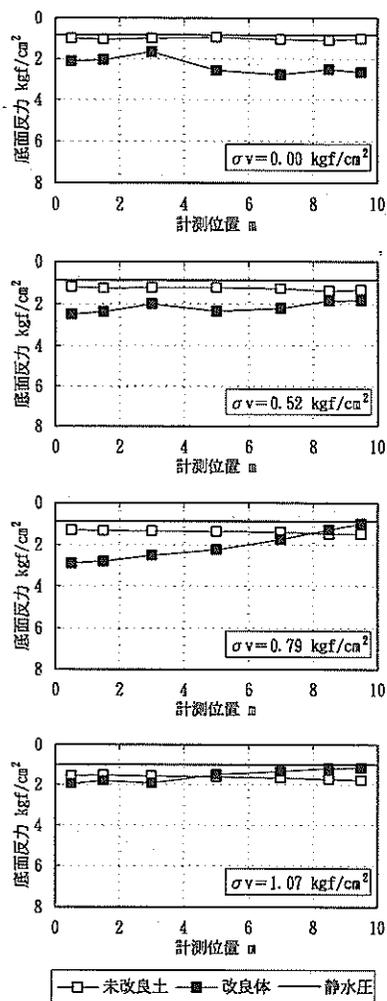
(b) DMM-6



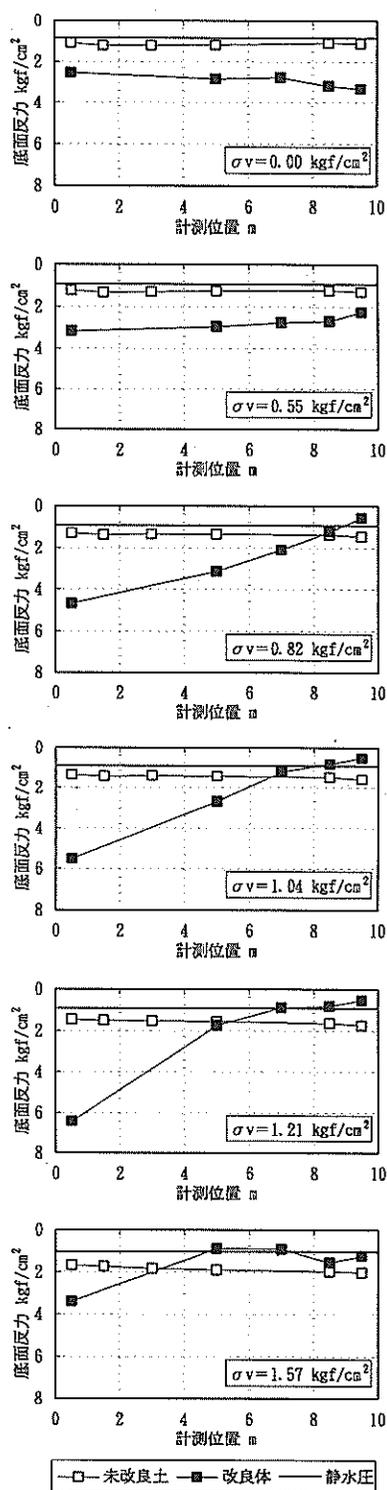
(c) DMM-7

図-36 分担率～埋立圧

壁式深層混合処理地盤の滑動破壊挙動について



図一37 底面反力分布 (DMM-6)



図一38 底面反力分布 (DMM-7)

趾部の反力が多少大きい台形分布を示している。さらに、埋立が進むと前趾部の反力集中が進み、後趾部の土圧は約 1 kgf/cm^2 まで低下している。図には、底面位置における静水圧もあわせて示しているが、後趾部ではほぼ静水圧にまで低下していることが分かる。壁間未改良土の分布を比較すると、後趾部では未改良土よりも小さい反力を示していることが分かる。しかし、改良地盤の破壊後には前趾部に集中していた反力の再配分が生じ、未改良土の反力が平均的に増加して、改良体底面反力はほぼ未改良土と一致することが分かる。

次に、着底型について (DMM-7)、同様の反力分布を図-38に示している。なお、本実験ケースでは改良体底面前趾より2番目と3番目の土圧計が不良であったため、そこでの土圧は得られていない。埋立にともなって前趾側の土圧が徐々に増加し、後趾部が逆に減少する傾向が得られる。そして、埋立圧が約 1 kgf/cm^2 の時 (図-38(d)) には、改良体後趾側 $1/3$ 程度の土圧はほぼ静水圧にまで達しており、有効鉛直土圧で考えると、この時すでに三角形分布になっていることが分かる。さらに、埋立を進めると前趾部にさらに集中するようになる。壁間未改良土底面での反力は埋立に伴い、全体的に多少増加する傾向が見られるが、その絶対量は小さい。改良地盤が破壊すると (図-38(f))、改良体前趾側の土圧は急激に減少し、後趾部では逆に増加して反力の再配分が生じていることが確認される。

このように、埋立にともなって改良体と未改良土の反力分布の変化は大きく異なることが分かった。特に、未改良土底面での反力が埋立を行ってもほぼ一樣なものであることから未改良土に主働側ならびに受働側から作用する土圧、間隙水圧はすべて改良体に伝達し、未改良土では支持しないことが明らかになった。

a) 改良地盤の着底条件の影響

改良地盤の着底条件が底面反力に及ぼす影響を調べるため、図-37(b)、(c) と図-38(b)、(c) を比較することとする。いずれの埋立圧の場合も主働側、受働側に作用する土圧の合力はほぼ等しいことが確認されている (図-23、図-27)。図より埋立圧が小さい範囲では両者はほぼ一致しており着底条件の影響は見られないが、埋立圧が大きくなると両者には明瞭な差が見られる。すなわち、浮き型より着底型の方が前趾部に反力が集中する傾向が見られる。この原因については明確にはなっていないが、図-36 で述べた埋立にともなう改良体と未改良土の分担率の変化の違いや改良体底面での局所的な降伏・破壊によるものと思われる。

b) 現行設計法との比較

図-39 には、DMM-6 について改良体底面反力の計測値 (埋立直前からの増分) と現行設計法による計算値をあわせて示している。図中、計算値の M-1~M-3 は壁間未改良土の取り扱いの違いによるものである (表-1 参照)。図より、いずれの計算値も実験値に比べて、より急な反力分布を示していることが分かる。特に前趾部において、計測値は前趾部の3つの土圧計がほぼ等しい分布を示しているのに対して、計算値はシャープな分布を示しており両者は分布形が異なることが分かる。

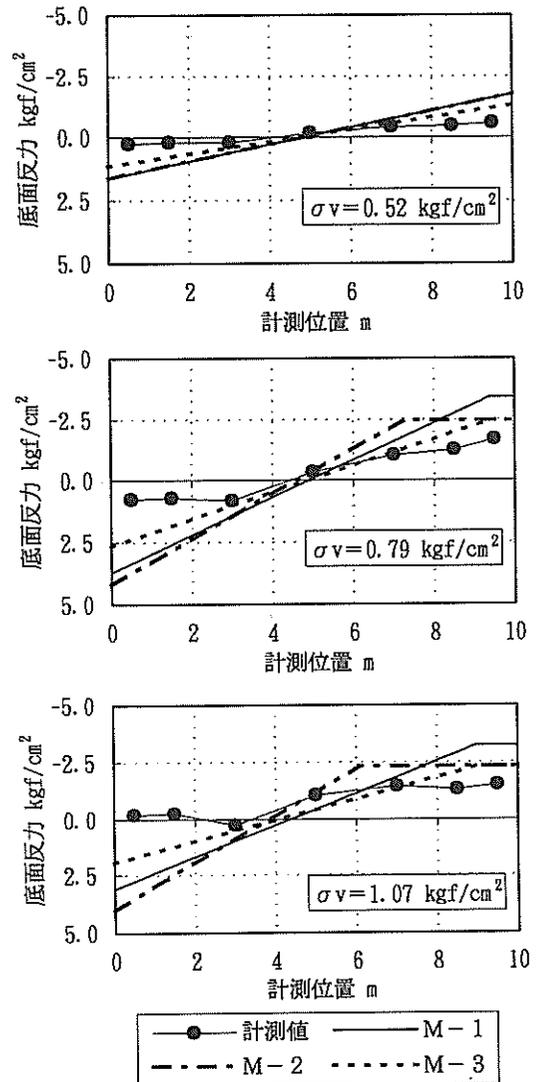


図-39 底面反力分布 (現行設計法との比較, DMM-6)

壁式深層混合処理地盤の滑動破壊挙動について

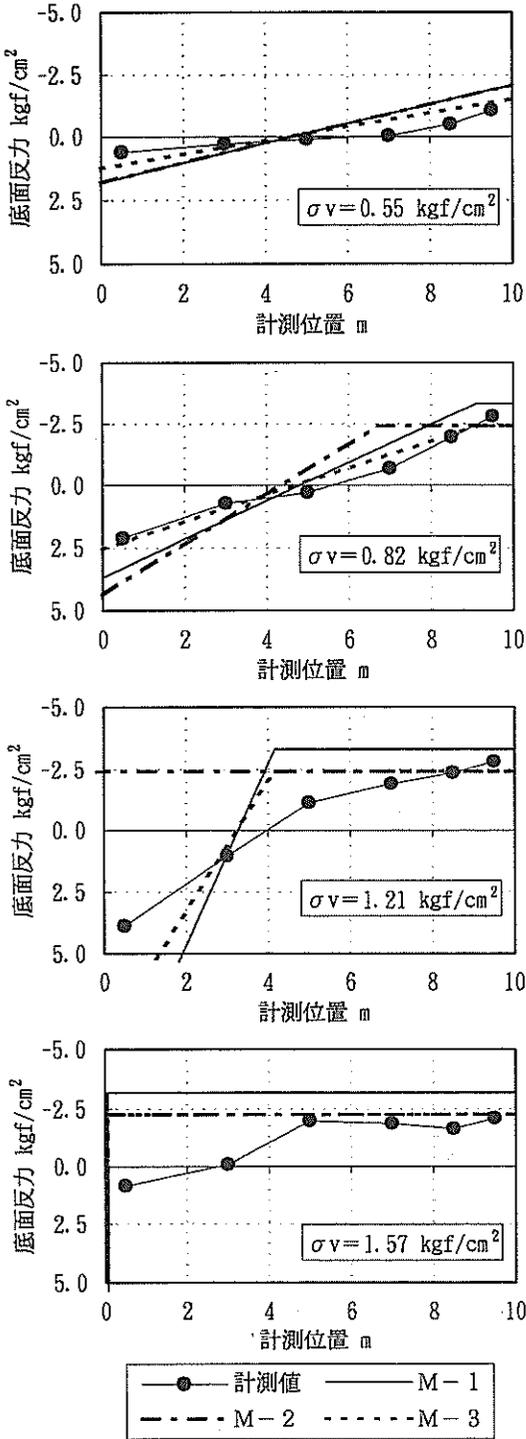


図-40 底面反力分布
(現行設計法との比較, DMM-7)

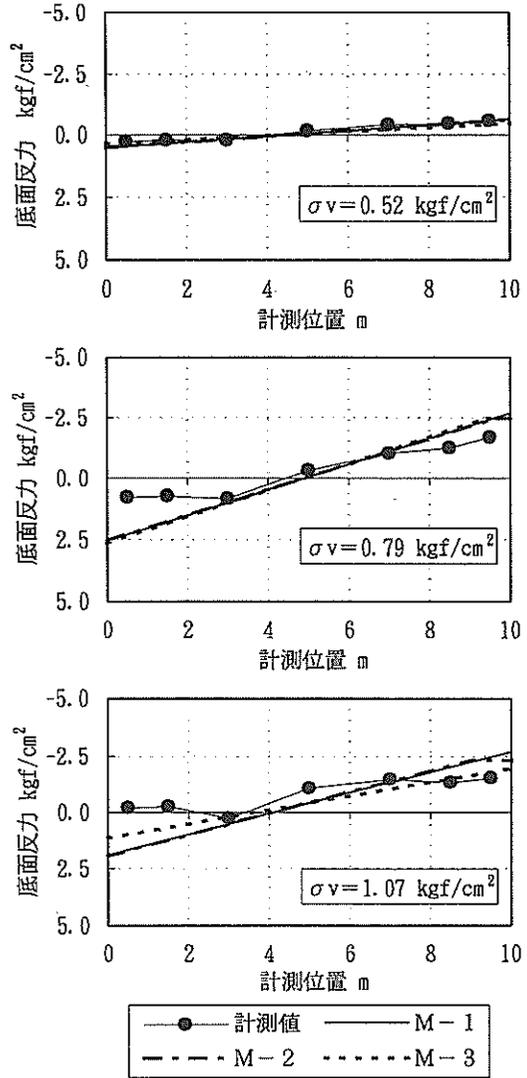


図-41 底面反力分布
(付着力を考慮した現行設計法との比較, DMM-6)

下部粘土層の一軸圧縮強度をもとに改良体前趾部直下の粘土の破壊時の反力を計算すると有効鉛直圧力として 2.3 kgf/cm^2 程度の値が得られる。すなわち、反力がこの値に達すると粘土地盤は局部的に破壊し、この値以上の反力は生じないことを意味している。しかし、設計計算上はこのような局所的な破壊を考慮していないために過大な値を与えてしまうものと考えられる。

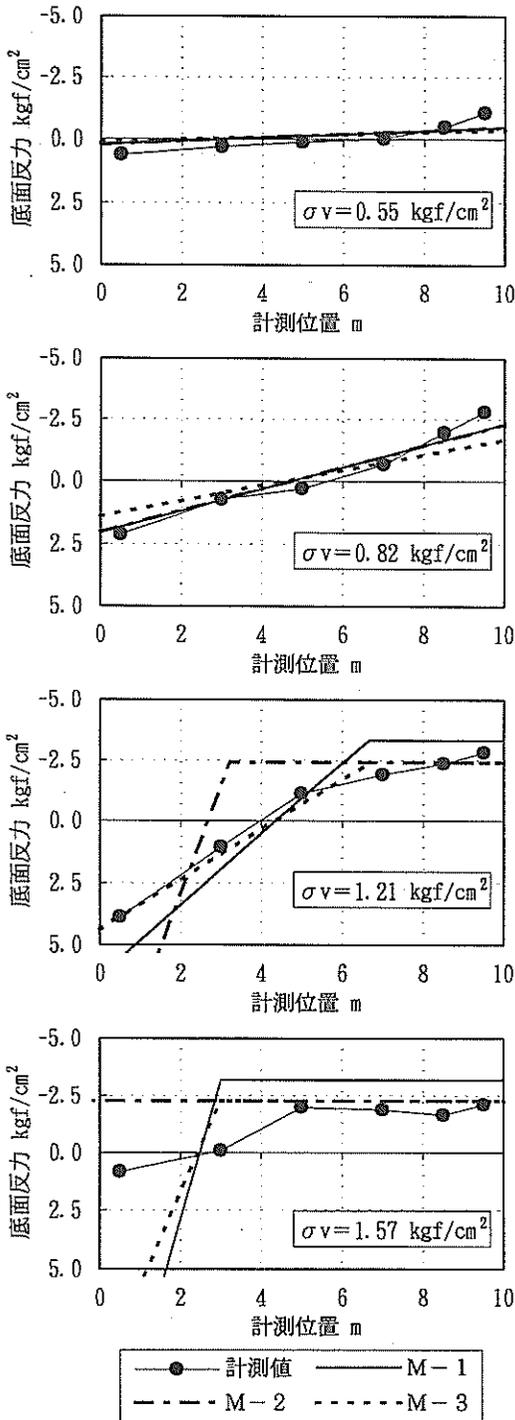


図-42 底面反力分布

(付着力を考慮した現行設計法との比較, DMM-7)

3つの計算値を比べると、M-3の計算値がよりフラットな分布形を与えており、前趾部を除き実験値と比較的良好一致を示している。

着底型について見ると(図-40)、埋立圧が小さい場合には、各計算法での違いも小さく実験値とも比較的良好一致を示している。しかし、埋立が進むと各計算値には大きな違いが見られるようになる。その中で、M-3による計算値は一番フラットな分布形を与えており、破壊埋立荷重の1/2程度までは比較的良好一致を示している。しかし、埋立が進み破壊直前になるとM-2の計算法ではすでに転倒破壊になっているため反力の計算値は得られず、さらにM-3の計算値も後趾側の半分以上で0となる。非常にシャープな分布形を示しており、実験値とは異なる傾向を示している。

c) 付着力を考慮した現行設計法との比較

端趾圧の計算の際に、改良体側面での付着力を考慮する必要性についてはいくつかの研究で指摘されている^{10), 90)}。そこで、周辺未改良土の非排水せん断強度に等しい付着力を考慮した時の計算値を図-41と図-42に示した。図より付着力を考慮することで計算値はよりフラットな分布形を示す。しかし、依然として前趾部の反力を過大に評価していることが分かる。

4.9 滑動破壊に対する安全率

(1) 滑動安全率～水平変位

これまで検討してきたように、今回実験した壁式改良地盤は長壁幅に対してその間隔が約2.3倍と改良率が小さいものであったにもかかわらず、改良体と長壁間の未改良土はほぼ同じ挙動を示し、主働側・受働側に作用する土圧・間隙水圧にも改良体に大きく集中するような傾向は見られなかった。このことは、滑動破壊を検討する際に、この程度の改良率の場合にもブロック式として考えても良いことを示していると考えられる。そこで、ここでは得られた土圧・間隙水圧から滑動破壊に関する現行設計法の適用性に関して考察を加えることとする。

ブロック式改良地盤に対する現行設計法では、静的な滑動安全率(Fs)は下式で与えられる(図-43参照)。

$$F_s = (P_p + T) / (P_a + F) \quad \dots (3) \text{ 式}$$

ここに、

- Fs : 滑動安全率
- F : 埋立土層からの水平力
- Pa : 主働側土圧

- Pp : 受働側土圧
- T : 改良体底面での粘着抵抗力又はせん断抵抗力

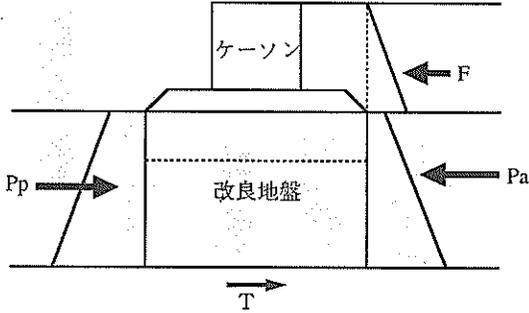


図-43 滑動破壊概念図

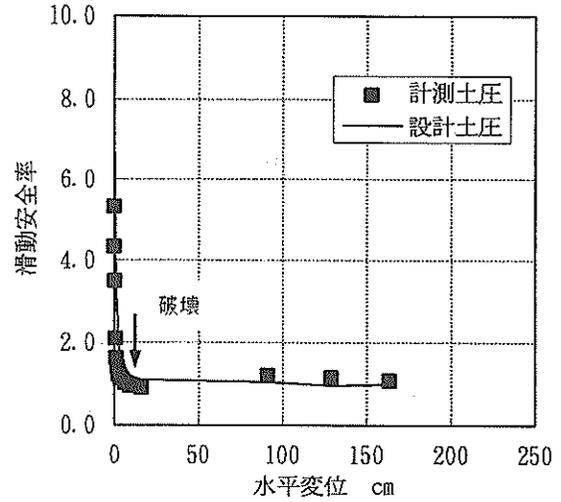
実験値をもとに埋立にともなう滑動安全率の変化を、浮き型(DMM-6)と着底型(DMM-7)について図-44にあわせて示した。なお、改良地盤底面での粘着抵抗力(T)は、浮き型の場合には改良体長壁下面では下部粘土層の非排水強度、未改良土下面では上部粘土層の非排水強度(いずれの実験ケースでも、上部粘土層の非排水強度の方が下部粘土層よりも小さいため)の合力である。また、着底型の場合には、改良体長壁下面では下部砂層のせん断抵抗力と未改良土下面では上部粘土層の非排水強度の合力である。さらに、図-31での検討結果から、Tの発揮割合として0.6~0.8の発揮割合が得られているが、ここでは現行設計法に従って発揮割合を100%として計算している。

a) 浮き型

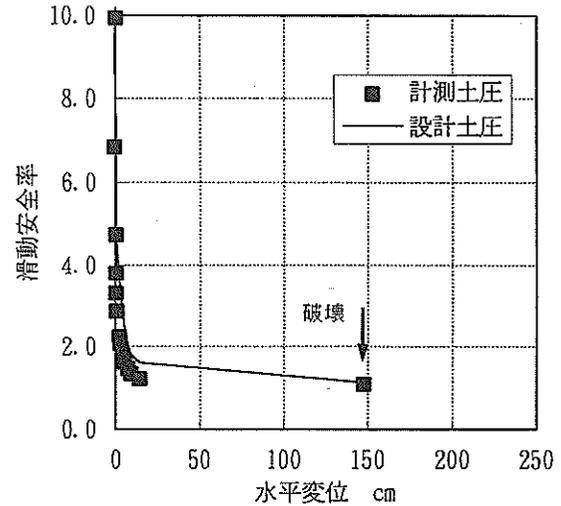
非排水埋立载荷のDMM-6について、滑動安全率と水平変位との関係を図-44(a)に示した。図より埋立の進行に従い安全率が急速に減少していく様子が見られる。なお、今回の実験ではケースン側に土圧計を設置して埋立土による水平土圧を計測するようにしたが、4.2に示したように計測値には大きなばらつきが見られた。そこで、図には埋立砂層の水平土圧係数を0.25として計算している。破壊時を「↓」で示しているが、破壊時の安全率はほぼ1であり、計算値と非常に良い一致を示している。また、図には現行設計法による計算値もあわせて示しているが、計算値は実験値とも良い一致を示しており、実験での破壊時の安全率も1.1程度と良い結果を示している。

b) 着底型

着底型について、同様の結果を図-44(b)に示した。ここでも、埋立にともなう滑動安全率は急激に減少し1に漸近する傾向が見られる。実験で改良地盤の破壊は最終段階で生じたが、そのときの安全率は、計測値を基にした値も現行設計法での値もほぼ1であり、現行設計法の適用性の高いことが確認された。



(a) 浮き型 (DMM-6)



(b) 着底型 (DMM-7)

図-44 滑動安全率~水平変位

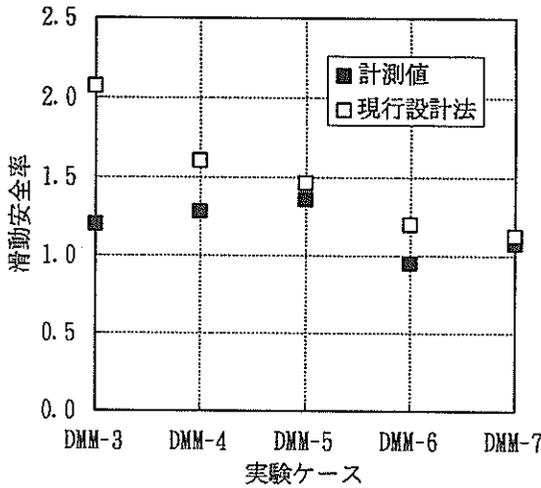
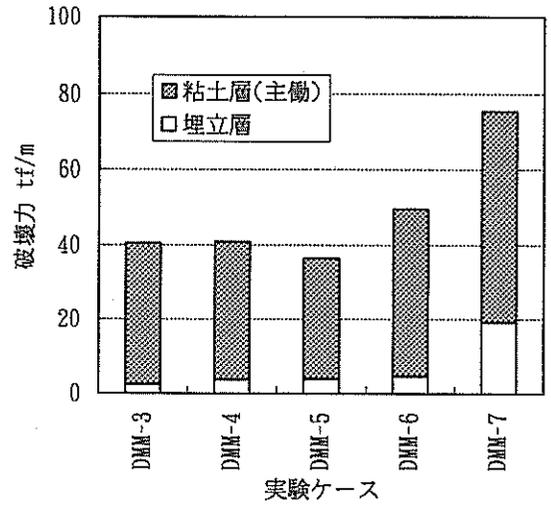


図-45 滑動安全率

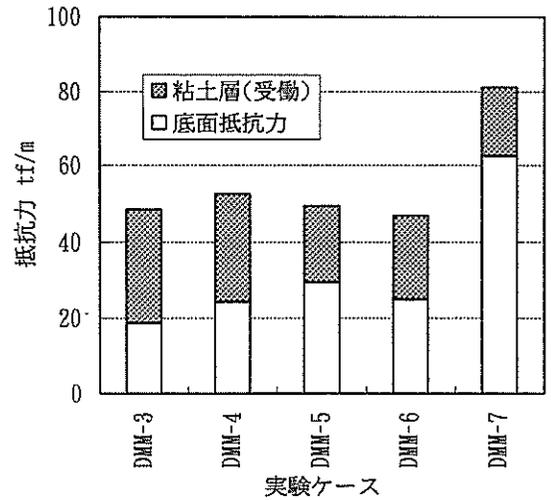
(2) 滑動安全率

すべての実験ケースで得られた滑動破壊に対する安全率を図-45に示した。なお、DMM-4については最終の荷役段階でも破壊が生じなかったため、最終荷役段階での安全率を示している。図を見ると計測値を基にして求めた安全率はDMM-5を除いて、1～1.2程度の値を示しておりはほぼ妥当な値である。一方、現行設計法による計算値はDMM-3を除いて、実験値より求めた安全率と比較的良好一致を示しており、1の値にも近いことが分かる。DMM-3の場合に現行設計法と実験値とが大きく異なったのは、底面抵抗力の発揮割合が実験値では70%程度と小さかったためである。

図-46には、各実験ケースについて滑動破壊の破壊力（主働側の土圧と埋立層の土圧）と抵抗力（受働側の土圧と底面抵抗力）の大きさを示したものである。図より、破壊力に関しては、いずれの実験ケースも粘土層からの土圧の比率が非常に大きく、埋立層からの土圧の影響は小さい。また、抵抗力について見ると、着底型のDMM-7を除き、浮き型の場合には受働側の土圧と改良地盤底面での抵抗力がほぼ同程度であることが分かる。なお、今回の実験では下部粘土層の非排水せん断強さを比較的大きく設定したため、このような比率になったが、通常の正規圧密粘土地盤中の浮き型改良地盤の場合には、受働側の土圧の比率が大きくなるものと考えられる。一方、着底型のDMM-7の場合には、改良地盤底面での抵抗力が約3/4を占めており、受働側の土圧の寄与率が小さいことが確認された。



(a) 破壊力



(b) 抵抗力

図-46 破壊力・抵抗力の内訳

5. 結論

今回の実験では、改良率が30%の壁式改良地盤について、護岸を再現した埋立荷役を行い、埋立中の土圧・間隙水圧挙動ならびに滑動破壊挙動に関して検討を加えた。研究より得られた結論を以下に示す。

- 1) 滑動破壊をする改良地盤中の未改良土は改良体とほぼ一体となって挙動し、取り残されるような挙動は

見られなかった。

- 2) 改良地盤の主働側・受働側に作用する土圧は、改良体には集中せず、改良体・未改良土にほぼ均等に作用する。
- 3) 改良地盤主働側の土圧は埋立初期にはほぼ埋立圧に相当する増加を示しているが、埋立の進行に従い徐々に小さい増加割合で増加することが分かった。そして、改良地盤が滑動破壊する時点でほぼ主働土圧に漸近することが分かった。
- 4) 一方、受働側は埋立中改良地盤の変位に従い、徐々に増加する傾向を示した。しかし、滑動破壊時点では未だ受働土圧にまでは達しておらず、静止土圧と受働土圧の間の圧力を示し、最終的に受働土圧に達することが分かった。
- 5) ケーソン設置から埋立直前までは、改良体重量ならびにケーソン重量は改良体が支持し、壁間未改良土は自身の重量しか支持しない。しかし、埋立を進めていくと改良体と未改良土との反力の再配分が生じ、改良地盤の破壊時には改良体と未改良土がほぼ均等に支持する。
- 6) 埋立にともなって改良体底面の反力は、前趾部で増加し後趾部で減少し、台形分布から三角形分布へ変化する。しかし、壁間未改良土の分布はほとんど変化しない。
- 7) 壁間未改良土に主働側及び受働側から作用する土圧は改良体に伝達され改良体で支持される。
- 8) 現行設計法による改良体底面反力の計算値は、埋立初期においては実験値と比較的良好一致を示すものの、埋立載荷後半から破壊時には過大に（よりシャープに）評価する。壁間未改良土の取り扱いについては、M-3の方法が、改良体側面での付着力は考慮する計算法が一番良い値を与える。
- 9) ブロック式として計算された滑動破壊に対する安全率は、実験値と比較して全般には良好一致を示すことが分かり、本研究で対象とした改良率の壁式改良地盤の滑動破壊については、ブロック式として設計しても良いことが分かった。

謝 辞

本研究では、遠心模型実験ならびに解析をCDM研究会に発注して行った。同研究会の各メンバーは、非常に精力的、積極的に実験、解析ならびにとりまとめを行っていただいた。ここに感謝の意を表したい。

参考文献

- 1) 末松直幹, 杉山勝英: 深層混合処理工法, 基礎工, Vol.11, No.2, 1983年, pp.8~17.
- 2) 中村龍二: 大黒ふ頭における深層混合処理工法, 基礎工, Vol.7, No.3, 1979年, pp.52~58.
- 3) 曾我部隆久, 荘司喜博, 南兼一郎, 村田進: 広島港(甘田市地区)における深層混合処理工法による格子状地盤改良, 土と基礎, Vol.29, No.4, 1981年, pp.11~18.
- 4) 千田昌平: 粉体噴射攪拌工法, 軟弱地盤改良工法に関する現状と動向, 土質工学会講演会議演集, 1982年
- 5) 吉田保夫, 沢田義博, 橋本宏一, 江刺靖行: ソイルセメント系地盤改良による耐震効果(1), 第15回土質工学会研究発表会, 1980年, pp.1781~1784.
- 6) 寺師昌明, 奥村樹郎, 光本司: 石灰安定処理土の基本的特性に関する研究(第1報), 港湾技術研究所報告, 第16巻, 第1号, 1977年, pp.3~28.
- 7) 寺師昌明, 田中洋行, 光本司, 新留雄二, 本間定吉: 石灰・セメント系安定処理土の基本的特性に関する研究(第2報), 港湾技術研究所報告, 第19巻, 第1号, 1980年, pp.33~62.
- 8) 馬場崎亮一, 寺師昌明, 鈴木健夫, 前川淳, 川村政史, 深沢栄造: 安定処理土の強度に及ぼす影響因子, 地盤工学会, セメント系安定処理土に関するシンポジウム, 1996年, pp.20~41.
- 9) 寺師昌明: 深層混合処理工法~現況報告~, 土質工学会, 複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム, 1984年, pp.1~12.
- 10) 北詔昌樹, 大嶺 聖, 三宅達夫, 藤沢 一, 苗村正三: セメント系改良地盤の設計法, 地盤工学会, セメント系安定処理土に関するシンポジウム, 1996年, pp.57~75.
- 11) 奥村良介, 斎藤聡, 鈴木吉夫, 馬場崎亮一, 田中芳行: セメント系硬化剤による深層混合処理工法に関する研究(その22)~模型改良地盤の載荷試験~, 第19回土質工学会研究発表会, 1984年, pp.1627~1630.
- 12) 寺師昌明, 北詔昌樹: 着底型深層混合処理地盤の設計外力, 土質工学会, 複合地盤の強度および変形に関するシンポジウム, 1984年, pp.75~82.
- 13) Terashi, M., Kitazume, M. and Yajima, M.: Interaction of Soil and Buried Rigid Structure, *Proc. of the 11th International Conference on Soil Mechanics and*

- Foundation Engineering*, Vol.3, 1985, pp.1757~1760.
- 14) 寺師昌明, 北詰昌樹, 中村 健: 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年, pp.147~184.
 - 15) 稲富隆昌, 風間基樹, 今村俊博: 深層混合処理工法による改良地盤の地震時挙動, 港湾技術研究所報告, 第21巻, 第4号, 1982年, pp.83~129.
 - 16) 天野弘也, 森田哲士, 塚田幸広, 高橋嘉樹: 高盛土における深層混合処理工法の設計の考え方~早島インターチェンジでの適用~, 第21回土質工学研究発表会, 1986年, pp.1999~2002.
 - 17) 吉岡晴之, 吉永健二, 大久保均: 深層混合処理工法による杭状改良地盤の載荷試験, 第23回土質工学研究発表会, 1988年, pp.2283~2284.
 - 18) 塚田幸広, 嶋津晃臣, 岩瀬真二, 石井幸治: 深層混合処理工法の改良効果に及ぼす改良位置・改良幅の影響, 第21回土質工学研究発表会, 1986年, pp.1807~1808.
 - 19) 嶋津晃臣, 塚田幸広, 岩瀬真二: 深層混合処理工法の改良効果に関する実験的検討, 土木研究所資料, 第2329号, 1986年, pp.1~153.
 - 20) 川村浩二, 塚田幸広, 鈴木敬一: 深層混合処理工法の側方流動抑止効果に関する模型実験~改良率, 改良幅の影響について~, 土木学会第42回年次学術講演会, ~398, 1987年, pp.818~819.
 - 21) 小川伸吉, 山本芳生, 別所三千夫: 遠心力載荷模型実験による杭状深層混合処理地盤の変形とその予測手法, 地盤工学会, セメント系安定処理土に関するシンポジウム, 1996年, pp.211~216.
 - 22) 小川伸吉, 酒井成之, 田中幹彦: 深層混合処理工法による杭状改良地盤の簡易な変形予測手法について, 地盤工学会, セメント系安定処理土に関するシンポジウム, 1996年, pp.217~222.
 - 23) 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
 - 24) Terashi, M. and Tanaka, H.: Settlement Analysis for Deep Mixing Method, *Proc. 8th European Conference on SMFE*, Helsinki, Vol. 2, 1983, pp. 955~960.
 - 25) 石崎 仁: 杭状改良地盤の非排水載荷時の応力・変形解析, 土木学会論文集, No.448/Ⅲ-19, 1992年, pp.53~62.
 - 26) 石崎 仁: 複合地盤の変形特性に及ぼす改良形式の影響, 土木学会論文集, No.487/Ⅲ-26, 1994年, pp.89~98.
 - 27) 大嶺 聖, 落合英俊, 安福規之: 杭状改良地盤の応力・変形解析における平均化手法の一提案, 地盤工学会, セメント系安定処理土に関するシンポジウム, 1996年, pp.195~202.
 - 28) CDM研究会: セメント系深層混合処理工法~設計と施工マニュアル(設計・施工編), 1992年, 192p.
 - 29) 運輸省港湾局: 軟弱地盤の処理及び改良技術の開発ワーキンググループ(Ⅱ) 報告書, 1986年, 232p, (内部資料)
 - 30) 噴射攪拌工法研究会: 噴射攪拌工法(DJM工法)技術マニュアル, 1992年, 48p.
 - 31) 古谷栄治郎, 堀越秀雄, 井上寛基: 深層混合処理工法(DJM工法)の設計に関する一考察, 第23回土質工学研究発表会, 1988年, pp.2273~2274.
 - 32) 林 宏親, 能登繁幸, 冨沢幸一: 側方荷重を受けるDJMパイルの現場挙動, 土木学会第45回年次学術講演会, 1990年, pp.426~427.
 - 33) 川上義幸, 早川正治, 塚元伸一, 大久保均, 宇野嘉伯: 深層混合処理工法によるフローティング式杭状改良地盤の盛土による変形挙動, 第28回土質工学研究発表会, 1993年, pp.2581~2582.
 - 34) Broms, B. and Boman, P.: Stabilization of Soil with Lime Columns ~ *Design Handbook, Department of Soil and Rock Mechanics*, Royal Institute of Technology, 1977.
 - 35) 三宅達夫: 改良地盤の変形挙動に関する遠心場における基礎的研究, 広島大学学位請求論文, 1988年, 181p.
 - 36) Kitazume, M., Miyajima, S., Ikeda, T. and Doncho Karastanev: Bearing Capacity of Improved Ground with Column Type DMM, *Second International Conference on Ground Improvement Geosystems, IS - TOKYO'96* Vol.1, 1996, pp.503~508.
 - 37) 乗安直人, 住岡宣博, 佐々木豊, 上田昭彦: 深層混合処理改良地盤の挙動と安定管理, 第24回土質工学研究発表会, 1989年, pp.1971~1974.
 - 38) 曾我部隆久, 荘司喜博, 南兼一郎, 村田進: 広島港(甘田市地区)における深層混合処理工法による格子状地盤改良, 土と基礎, Vol.29, No.4, 1981年, pp.11~18.
 - 39) 北詰昌樹, 中村 健, 寺師昌明: 深層混合処理工法

- による接円式改良地盤の挙動に関する研究, 第26回 土質工学研究発表会, 1991年, pp.2029~2032.
- 40) 北詰昌樹, 中村 健, 寺師昌明: 接円式深層混合処理地盤の挙動に関する研究, 港湾技術研究所報告, 第30巻, 第2号, 1991年, pp.305~326.
- 41) 海野善彦, 鶴田和久, 洞庭昭夫: 深層混合処理による改良地盤上の擁壁に関する設計手法, 土木学会第42回年次学術講演会, 1987年, pp.810~811.
- 42) (社)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年, 上巻, pp.445~453.
- 43) Terashi, M., Tanaka, H. and Kitazume, M.: Extrusion failure of ground improved by the deep mixing method, *Proc. of the 7th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol.1, 1983, pp.313~318.
- 44) Schofield, A.N.: Cambridge Geotechnical Centrifuge Operation, *Geotechnique*, Vol.30, No.3, 1981, pp.227~268.
- 45) 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.
- 46) Tayer, R.N. edit: *Geotechnical Centrifuge Technology*, Blackie Academic & Professional, 1995年, 296p.
- 47) 北詰昌樹: 新遠心模型実験装置の開発と研究への適用, 港湾技研資料, No.812, 1996年, 35p.
- 48) 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.
- 49) (社)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年, 上巻, pp.210~211.
- 50) 北詰昌樹: 深層混合処理工法による改良地盤の安定性に関する研究, 港湾技研資料, No.774, 1994年, pp.1~73.
- T : 改良体底面での粘着抵抗力又はせん断抵抗力
 γ : 粘土地盤の単位体積重量

記号表

- Cu : 粘土地盤の非排水強度
 F : 埋立土層からの水平力
 Fs : 滑動安全率
 h : 粘土層厚
 p : 埋立圧
 Pa : 主働土圧
 Pp : 受働土圧