

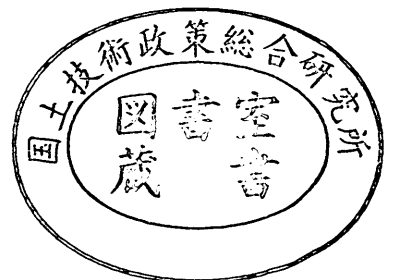
運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 27 NO. 2 JUNE 1988

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第27巻 第2号 (Vol. 27, No. 2), 1988年6月 (June 1988)

目 次 (CONTENTS)

1. Stability Analysis of Geotechnical Structures by Adaptive Finite Element Procedure
..... Masaki KOBAYASHI 3
(適応有限要素法による地盤の安定解析.....小林正樹)
2. 改良型波力発電ケーソン防波堤の特性
——波エネルギーに関する研究, 第7報—— ...高橋重雄・安達 崇・田中 智..... 23
(Stability and Function of Improved-type Wave Power Extracting Caisson Breakwater
——A Study on Development of Wave Power, 7th Rept.——
.....Shigeo TAKAHASHI, Takashi ADACHI and Satoru TANAKA)
3. 現地観測データを用いた方向スペクトル推定法に関する検討
..... 橋本典明・小舟浩治・亀山 豊..... 59
(Examination of the Various Directional Spectral Estimation Methods for
Field Wave Data.....Noriaki HASHIMOTO, Koji KOBUNE and Yutaka KAMEYAMA)
4. 海象観測用船型ブイの運動特性に関する模型実験と現地観測
..... 高山智司・平石哲也・高山 優・甲斐源太郎・中埜岩男・古賀道明..... 95
(Model Tests and Field Observation on Motions of a Ship-shaped Buoy for
Marine ObservationTomotsuka TAKAYAMA, Tetsuya HIRAISHI, Masaru
TAKAYAMA, Gentaro KAI, Iwao NAKANO and Michiaki KOGA)
5. 深層混合処理工法による改良体に作用する外力
..... 寺師昌明・北誥昌樹・中村 健.....147
(External Forces Acting on a Stiff Soil Mass Impoved by DMM
.....Masaaki TERASHI, Masaki KITAZUME and Takeshi NAKAMURA)
6. アスファルトコンクリートの老化性状..... 佐藤勝久・八谷好高・阿部洋.....185
(Changes in Properties of Asphalt Concretes due to Aging
.....Katsuhisa SATO, Yoshitaka HACHIYA and Yoichi ABE)
7. 剛基礎上の重力式係船岸の地震時滑動量推定手法の実験的研究
..... 上部達生・守屋正平・工藤勝己.....211
(An Experimental Study on Estimation Procedures of Seismic Sliding Displacements
for the Gravity Type Quaywall on the Rigid Base
..... Tatsuo UWABE, Masahira MORIYA and Katsumi KUDO)
8. CFRP ロッドを緊張材としたアンボンド PC 梁の曲げ性状
..... 大即信明・山本邦夫・浜田秀則.....241
(Bending Behavior of Unbonded Prestressed Concrete Beams Prestressed with
CFRP Rods Nobuaki OTSUKI, Kunio YAMAMOTO and Hidenori HAMADA)

5. 深層混合処理工法による改良体に作用する外力

寺師昌明*・北詰昌樹**・中村 健***

要 旨

深層混合処理工法(DMM)による安定処理土は周辺の無改良土と比べると強度、剛性共に大きく異なる。安定処理土で地中に連続したマッソな改良体を形成する適用形式の場合には、改良体を一種の地中構造物と考え、周辺地盤の破壊を検討する外部安定と、外部安定を満足する改良体自身の破壊を検討する内部安定とに分けて別々に検討を行っている。従来の設計では外部安定及び内部安定のいずれの検討でも、改良体に作用する外力として極限土圧である主働土圧と受働土圧を採用している。しかし、実物規模の改良地盤の破壊に至る挙動は確認されていないため、この外力の設定には不明な点が残っている。設計ではこのような未解明な点については極力安全側の考慮を行っているため、合理的な設計法の確立への要望が高い。

本研究では、上部構造物の建設時、埋立や波力による載荷時に改良体に作用する外力条件を明らかにすることを目的に、遠心模型実験装置を用いた実験を行った。実験では、改良体の改良形式と着底条件、上部構造物の違いによる外力の変化に着目し、現場での施工過程を再現し、各施工段階及び上部構造物の背後の埋立や波力による載荷段階に改良体に作用する外力を求めた。

一連の実験で、改良体に作用する外力が、改良体の着底条件、上部構造物の種類、載荷段階で大きく変化することを明らかにした。外部安定と内部安定の検討では、条件によって異なる外力を設定する方が合理的と考えられる。

キーワード：設計，土圧，土質安定処理，粘性土，模型実験

* 土質部 地盤改良研究室長
** 土質部 主任研究官(地盤安定解析担当)
*** 土質部 地盤改良研究室

5. External Forces Acting on a Stiff Soil Mass Improved by DMM

Masaaki TERASHI*

Masaki KITAZUME**

Takeshi NAKAMURA***

Synopsis

Deep Mixing Method (DMM), a deep in-situ admixture stabilization, has been developed in Japan to reinforce soft alluvial clays. In practice, a huge treated soil mass whose shear strength exceeds 1 MPa is formed by the method to support a superstructure. The treated soil mass is assumed to behave as a rigid structure buried in the soft ground because of the large difference of the engineering characteristics between treated soil and untreated soil. Therefore, stability of the improved ground is examined in two stages. External stability of the rigid buried structure is examined in the first stage to determine the minimum extent of improvement and in the second stage, internal stability of treated soil mass is examined by elastic analysis to keep the induced stresses to be lower than allowable strength of treated soil. In the analyses in both stages, earth pressures acting on the vertical faces of treated soil mass are assumed to be a combination of active and passive earth pressures. However there was no case histories which verify these assumptions and the current design procedure. A series of model tests has been carried out by means of geotechnical centrifuge to investigate the prototype behavior of the improved ground.

It is known that the external forces are carried solely by the treated soils, that the magnitude and distribution of contact pressures at the surface of treated soil mass are dependent on the magnitude of factor of safety against external stability, and that the pressures change with time due to consolidation process of soft soil.

Key Words: Design, Earth Pressure, Soil Stabilization, Cohesive Soil, Model Test

* Chief of Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division.

** Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division.

*** Member of Soil Stabilization Laboratory, Geotechnical Engineering Division.

目 次

要 旨	147
1. ま え が き	151
2. 従来設計法の概要と問題点	151
2.1 本報告で用いる用語	151
2.2 従来設計法の手順	151
2.3 従来設計法の問題点	153
2.4 本研究の内容	153
3. 実験装置及び試料	154
3.1 実験装置	154
3.2 試 料	156
4. ブロック式改良体に作用する外力	158
4.1 上部構造物を護岸とする場合の実験	158
4.2 上部構造物を防波堤とする場合の実験	168
5. 壁式改良体に作用する外力	174
5.1 上部構造物を護岸とする場合の実験	174
6. 結 論	178
参 考 文 献	179
記 号 表	179
付録-A. 改良体に作用する外力条件の検討	179
A.1 上部構造物が護岸の場合	179
A.2 上部構造物が防波堤の場合	183
A.3 着底型と浮き型との相違	184
記 号 表	184

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、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、多くの施工実績をあげている。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ブロック式の改良が用いられてきた。実績が増加するにつれて、工法の経済化のために改良土量を削減できる可能性を持つ壁式や格子式の改良パターンを本格的に適用したいとする要請が高まっている。

DMMによる安定処理土は周辺の無改良土と比べると強度、剛性共に大きく異なるため、改良地盤の特性も従来の改良工法による改良地盤とは大きく異なると考えられる。そのため、設計では外部安定と、内部安定とに分けて別々に検討を行っている。しかし、実物規模の改良地盤の破壊に至る挙動は確認されていないため、従来の設計法では未解明な点については極力安全側の考慮を行っており、合理的な設計法の確立への要望も高い。

本研究では、改良地盤上のマウンド及び上部構造物の建設過程、上部構造物が護岸の場合の背面への埋立過程及びその後の圧密過程、また上部構造物が防波堤の場合では、波力の作用時などの各段階で、改良体へ作用する外力条件を明らかにすることを目的とした。あわせて、ブロック式改良地盤と壁式改良地盤での外力の作用の違いについても検討を加えた。本研究では主として遠心模型実験装置を用いた模型実験を行い、検討を進めた。

従来の設計法では、外部安定、内部安定のいずれの検討でも、改良体に作用する外力として極限土圧である主働土圧と受働土圧を採用している。一連の研究の結果、改良体に作用する外力は、上部構造物の種類、施工段階、改良地盤の外部安定性、改良体の改良形式などによって大きな影響を受けることがわかった。改良地盤の外部安定の検討では、改良体に作用する土圧として従来の設計法と同じ主働土圧、受働土圧を用いても良いが、内部安定の検討では静止土圧を用いる必要性のあることがわかった。さらに主働側、受働側に作用する外力に加えて、改良体と周辺粘土地盤との境界面に作用する付着力も考慮する必要があることがわかった。

本報告では、以下に各実験の内容、結果を詳細に示した。

2. 従来の設計法の概要と問題点

2.1 本報告で用いる用語

まず本報告で用いる主な用語の意味は次のとおりとする。

D M M：深層混合処理工法（Deep Mixing Method）の略称

改良地盤：深層混合処理工法によって改良された基礎地盤の総称

処 理 土：深層混合処理工法によって作られる改良土であり、改良体を形成する材料

改 良 体：処理土により地中に形成される一種の構造物

改良地盤系：改良体の前趾と後趾をとおる鉛直面の間で改良体底面より上の部分（その境界面で設計外力を設定する）。

外 部 安 定：改良体と上部構造物が一体化して（改良地盤系）、いわば剛体として挙動し破壊に至る過程の安定の検討

内 部 安 定：外的に安定した改良地盤系の内部の破壊の検討

着 底 型：軟弱地盤を支持層まで改良することによって、外力のほとんどを支持層に伝達する（改良体が支持層に着底する）改良形式。

浮 き 型：改良体の下部に軟弱層を残す改良形式で、改良体があたかも軟弱粘土に浮いた形となる改良形式。

2.2 従来の設計法の手順¹⁾

深層混合処理工法による改良地盤系には図-1に示す

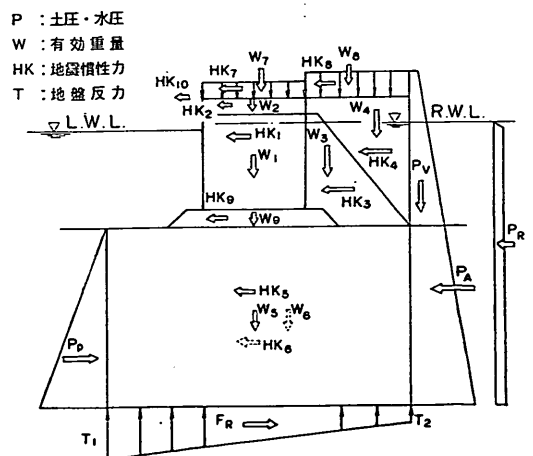


図-1 改良地盤系に作用する外力（概念図）

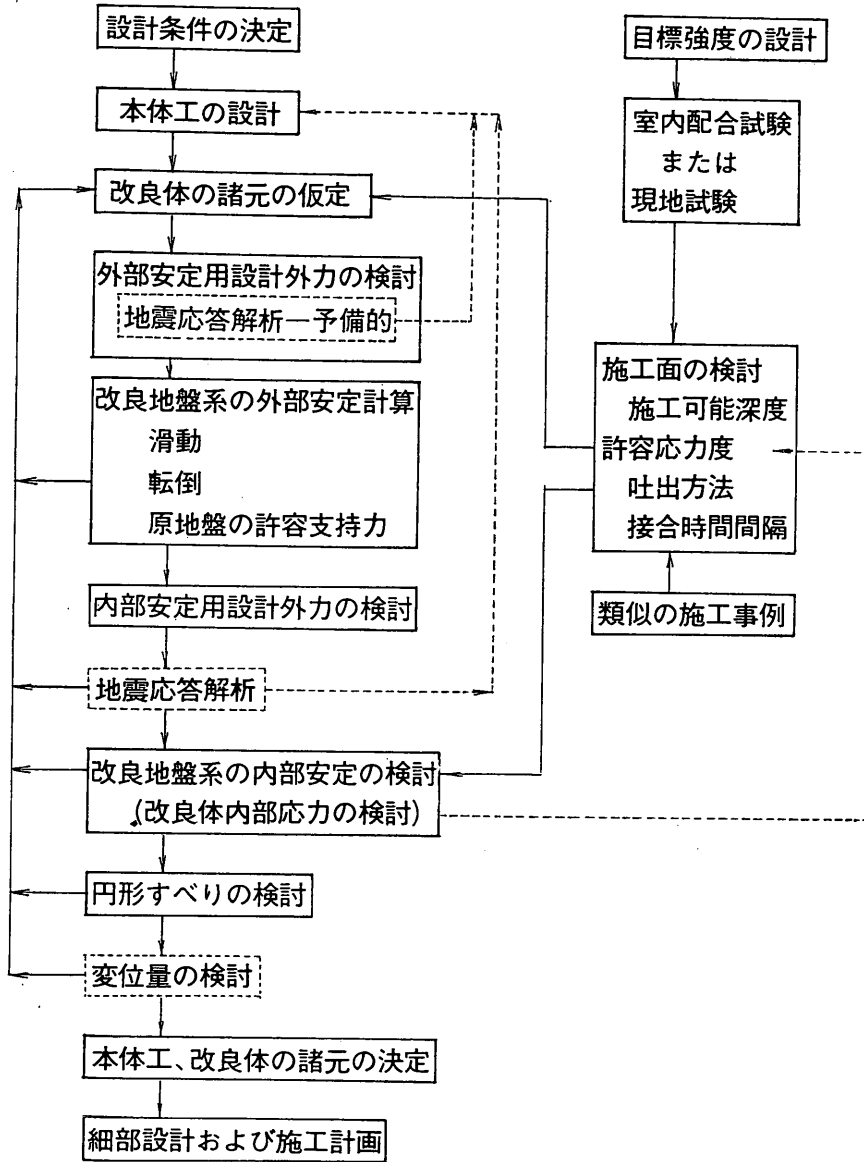


図-2 改良地盤の設計手順 (ブロック式改良地盤)

ように多くの外力が作用する。ここでは、上部構造物が護岸の場合を示したが、防波堤の場合にも同様な外力が作用している。このような外力条件での従来の設計法での手順を、深層混合処理工法によるブロック式改良地盤について図-2に示す。

改良体の諸元の仮定の後、まず改良地盤系の外部安定計算を行う。ここでは改良体と上部構造物が一体化して挙動すると仮定し、滑動破壊、転倒破壊及び原地盤の支持力の検討を行う。その時、主働側より改良地盤系に作

用する荷重として主働土圧を、受働側より作用する荷重として受働土圧を採用している。改良地盤系の外部安定性が確保された地盤に対して、次に改良地盤系の内部安定の検討を行う。ここでは改良体に作用する荷重によって改良体内部に発生するせん断応力、引張り応力による改良体自身の破壊の検討を行う。その際、主働側、受働側より作用する荷重として、ここでも主働土圧、受働土圧を採用している。このように外部安定性及び内部安定性の検討を行い、さらに円形すべり、変位量の検討を行

って、本土工，改良体の諸元の決定が行われる。

2.3 従来の設計法の問題点

先に述べたように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つに大きく分けて設計を行っている。そしていずれの検討でも改良地盤系に作用する荷重として極限土圧である主働土圧，受働土圧をそれぞれ採用している。しかし、ここで採用されている極限土圧には、埋立護岸の場合の埋め土下部の粘土地盤の圧密の効果，改良地盤系の変位挙動の土圧への影響などが考慮されておらず、さらに内部安定検討時にまで極限土圧を考えることの是非にも疑問がある。このように従来の設計法の改良地盤系に作用する外力の設定方法にはいくつかの問題点があげられる。

① 外部安定検討時の主働土圧，受働土圧と破壊モードについて

改良体が支持層にまで達した着底型で、上部構造物が護岸の場合には改良体と上部構造物に大きな水平荷重が作用するため、改良地盤系の外部破壊は水平方向の変位が卓越するような破壊モードになると予想される。そのため、従来の設計法でこのような改良地盤系の外部安定検討時に、主働土圧，受働土圧を採用していることに大きな問題はない。しかし、着底型でも防波堤のように、波力の水平荷重よりも水平荷重によるモーメント荷重が改良地盤の挙動に大きく影響するような場合には、改良地盤系の破壊は水平変位が卓越するような滑動破壊モードではなく、転倒破壊モードになることが予想される。さらに改良体が支持層にまで達していない浮き型の改良の場合には、埋め土や波力によって水平方向変位よりはむしろ、鉛直変位，回転変位が卓越して生じることが予想される。このような場合には、極限時に改良体に作用する外力も、従来の設計法で用いられている主働，受働土圧だけでなく、改良体側面に大きな付着力やせん断力も発生し、外力条件が非常に複雑なものになることが予想される。そのため、このような場合にまで、従来の設計法での外力条件を適用するには問題が残る。

② 内部安定検討時の外力条件

改良地盤は、まず極限土圧の作用下での改良地盤系の外部安定性を確保するように設計される。すなわち、外部安定性にながしかの安全率を設定しているため、次の設計ステップである内部安定検討時には、改良地盤系に大きな変位は生じず、極限土圧は作用していないものと考えられる。また改良地盤系に作用している外力は、建設中，建設後の経時的に変化するものである。そのため、内部安定の検討においては、建設中，建設後の各検討時間での外力条件を用いて検討を行うべきで、従来の

設計法のように極限土圧である主働土圧，受働土圧のみを用いることには疑問が残っている。

③ 埋立速度の影響について

上部構造物が護岸の場合には、埋立側の粘土地盤は埋め土による鉛直荷重によって圧密され、強度も増加する。そのため、埋立速度は内部安定検討時の外力条件に影響するだけでなく、外部安定検討時の極限土圧である主働土圧にも大きく影響することが予想される。しかし、従来の設計法では圧密による外力の変化は考慮されておらず、すべて改良直前の土質条件を基にした外力条件を用いて設計されている。圧密を考慮することで、改良体に作用する外力は一般には減少するため、より経済的な設計を行うためには圧密の検討が必要である。

2.4 本研究の内容

上述のように従来の設計法で考えられている外力条件の設定には多くの問題点が残っており、合理的でしかも経済的な設計法の確立には、これらの問題点について検討，解決していくことが必要である。

本研究では、改良地盤系に作用する上記の外力の経時的变化について机上で検討を加え（付録-A参照），その考え方を実験的に確認することを目的とした。実験には遠心模型実験装置を用い、港湾地域で通常見られる正規圧密粘土地盤中の改良地盤について現場での施工過程を再現し、各施工段階ごとに改良体に作用する外力の経時的变化を求めた。

本研究で行なった実験ケースは表-1に示す通りで、上部構造物の違いに加え、改良地盤の着底条件の違いについても検討を加えた。さらに壁式改良地盤で問題となる、壁間の未改良土の外力への影響についても、着定型改良地盤上の護岸について検討を加えた。

本論文では、3.に実験装置及び試料の詳細を、4.ではブロック式改良地盤の外力を、さらに5.では壁式改良地

表-1 実験ケース

改良形式		上部構造物	
ブロック式	着底型	護岸	4.1章
	浮き型	護岸	4.1章
	着底型	防波堤	4.2章
	浮き型	防波堤	4.2章
壁式	着底型	護岸	5章

盤の外力について詳細に述べた。

3. 実験装置及び試料

本研究で行った実験ケースは多岐にわたっているが、各実験での主な相違点は改良体と載荷装置にあり、他の条件はほとんど同じである。ここではこれら実験装置及び試料について説明を加える。なお、模型地盤のセットアップ図を後述の図-17に示しているの、同図も参照されたい。

3.1 実験装置

(1) 遠心模型実験装置

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 及び 75g の下で実験を行った。装置の詳細については別報¹⁾を参照されたい。

(2) 試料容器

本研究で用いた試料容器は図-3に示すような二次元の容器で、幅 50cm、深さ 35cm、奥行 10cm のものである。容器前面にはアクリルの窓を設けており粘土地盤の変形が容易に観察できるようになっている。容器内面にはレキサシ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

本研究では粘土地盤の圧密過程を再現するために、粘土層厚が 20cm のケースでは約 20 時間もの長時間遠心模型実験装置を運転する必要がある長時間の運転中、試料容器内の水が蒸発し、水位が低下する現象が見られた。そのため水タンクを試料容器上面に取り付け、実験中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 2,000cm³ で、タンクからの給水、止水は操作室からの遠隔操作でソレノイドバルブを制御して行えるように工夫している。

(4) 水位計

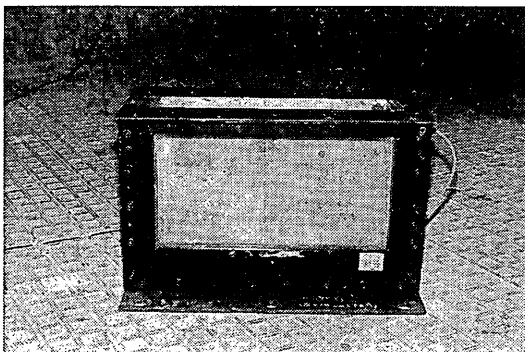


図-3 試料容器

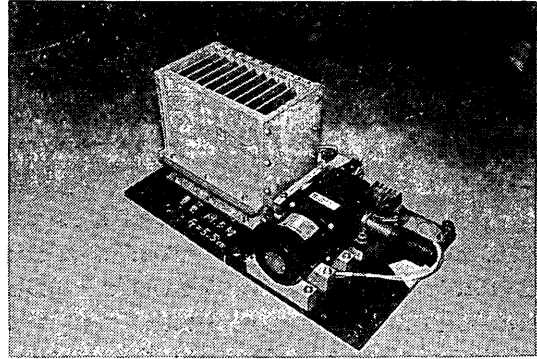


図-4 砂ホッパー

上述のように、実験中に水位の変化が生ずるため、圧力計を容器の定点に固定し、静水圧を計測し水位の確認を行なった。

(5) 砂ホッパー

砂ホッパーは上部構造物が護岸の場合に、模型ケーソン背面へ砂を落下させ埋立過程を再現するための装置である。図-4に示すように、砂ホッパーは砂を満載した容器と容器の底にあるスライド板及びそれを駆動するモーターとからなっている。砂容器の内寸法は、幅 20cm、奥行き 10cm、深さ 15cm である。さらに容器内面には 2cm 間隔で多数の溝が掘られ、そこにガイド板をセットして、降り落とした埋め土の形状を変化出来るように工夫されている。

容器底板とスライド板には多数の穴を設けており、その穴を一致させることで砂の降り落としを、ずらすことで停止を行うことができる。高速で回転している遠心模型実験装置内ではコリオリ力が作用し、ホッパーから降り落ちる砂は鉛直下向きには落ちず、試料容器背面側に流され、二次元の埋立ができなくなる。このためスライド板下部には砂の降り落とし角度の調整のための羽根を設け、砂の初期の降り落とし角度を調整し、二次元の埋立が再現できるように工夫している。

本装置により遠心模型実験装置回転中に操作室からの遠隔操作で埋立砂を自由に盛ることが可能である。

(6) 水平載荷装置

本装置は、防波堤に作用する波力に相当する水平荷重をケーソンに加えるために用いられた。波力には実際には繰り返し作用するが、本実験では簡単のために一定変位速度で静的に載荷した。図-5に示すように、載荷ロッドには水平変位測定用の変位計とビーム型のロードセルを取り付けている。そのため、載荷点はロッドの位置ではなく、ロードセル先端位置である。なお、水平荷重によるロードセル、ロッドなどのたわみ、変形については

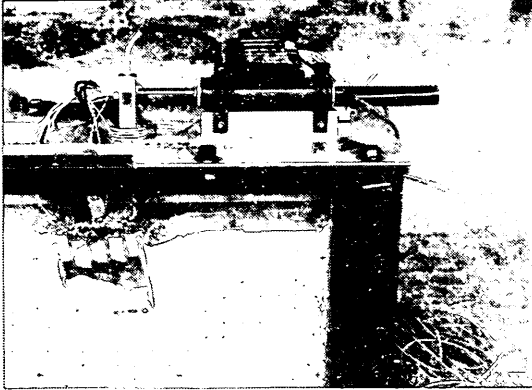


図-5 水平載荷装置

予備実験を行い、その変形量の小さいことを確認している。載荷速度は 4.5mm/min で、載荷能力は 70kgf である。

(7) 改良体

現場の施工では改良体はセメントと現場の土との混合土である。本研究の目的は改良体に作用する圧力(土圧, 間隙水圧)の計測である。模型の改良体を現場と同様に粘土試料にセメントを混合させて作製すると、改良体表面への圧力計の設置が非常に困難になり、計測位置及び計測値の精度が低下する恐れがあると考えられた。そのため本研究ではセメント混合土のかわりに、図-6に示したようなベークライトで改良体を再現し、その中に圧力計を埋め込んで改良体境界面に作用する圧力を測定した。ベークライトの単位体積重量は1.39と粘土の単位体積重量よりわずかに小さいが、加工のしやすさなどを考慮して選んだ。なお浮き型改良地盤の実験では、遠心場での粘土地盤の自重圧密中に改良体の底面位置での鉛直圧力が粘土地盤のそれと等しくなるように、マウンド重量を調整して実験を進めた。内蔵の土圧計として直

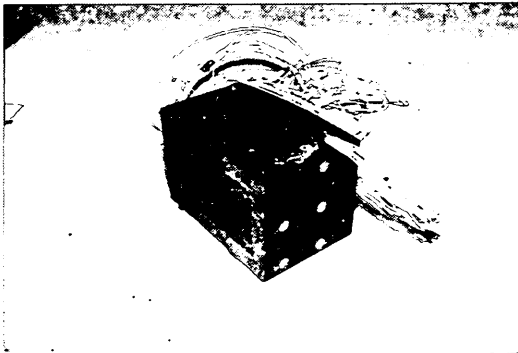


図-6 改良体

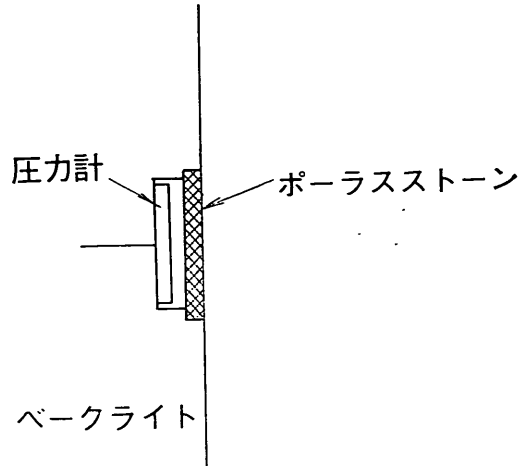


図-7 圧力計詳細図(間隙水圧計)

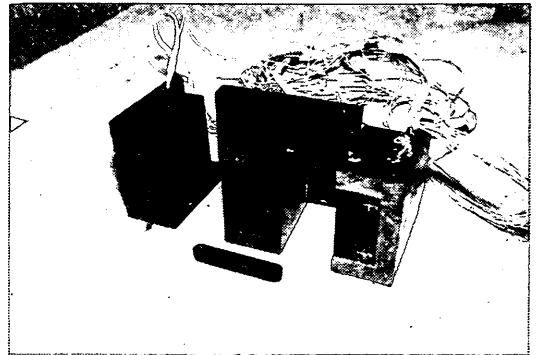


図-8 ブロック式改良体

径約 6 mm の圧力計を用い、受圧面がベークライト面と凹凸のないように注意深く埋め込んだ。間隙水圧計は同種類の圧力計の受圧面をベークライト表面より 3 mm 程度深い位置に設置し、受圧面の前にポーラスストーンを設けて粘土中の間隙水圧のみを測定できるようにしている(図-7)。なお、改良体表面はサンドブラスト処理を施し、粗な状態とした。ブロック式、壁式によって多少形状の違いがあるので、各改良体について以下に詳細な説明を加える。

a) ブロック式改良体

ブロック式改良体は図-8に示すように、圧力計を内蔵した左右の部分と、それを連結する中央部とからなっている。改良体は高さ10cm、奥行き9.8cmで、奥行き10cmの試料容器内との摩擦のないような大きさとしている。改良体の幅は、中央部の大きさを変化させることによって、10cm, 15cm, 20cmと3種類に変化可能であ

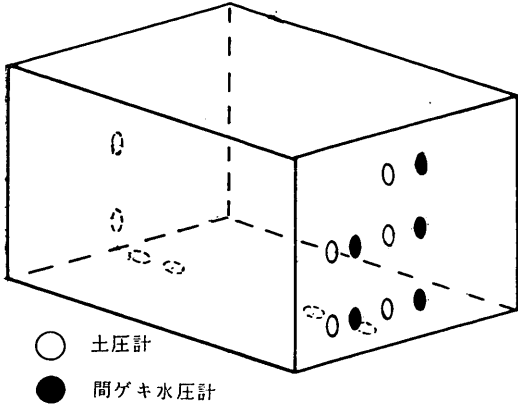


図-9 圧力計配置図 (ブロック式, 護岸)

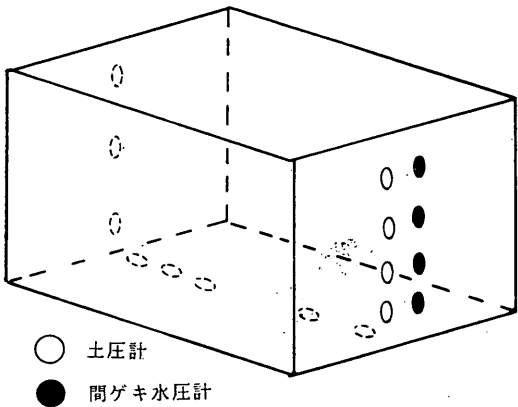


図-10 圧力計配置図 (ブロック式, 防波堤)

る。

改良体に埋め込まれた土圧計, 間隙水圧計の配置は図-9, 10に示すとおりである。

b) 壁式改良体

壁式改良地盤の長壁と短壁は, 現場では互に剛結され一体化している。しかし模型実験では, 地盤作製段階より長壁, 短壁が一体となった改良体を用いると, 予備圧密, 遠心力場での自重圧密時に長壁間の無改良粘土地盤を正規圧密状態にすることは非常に困難である。そのため, 図-11に示すような改良体を用いた。すなわち, 改良体の長壁と短壁とは連結棒で固定される構造とし, 粘土地盤の圧密過程では連結せず, 短壁の重量が壁間の粘土に加わり, 正規圧密地盤となるようにした。遠心力場での自重圧密終了後には, 一旦遠心模型実験装置を停止し, 長壁, 短壁の連結を行い, 全体を一体化して現場と同様の挙動をするようにした。改良体は長壁を3枚, 短壁を4枚使用し, 各壁の大きさは長壁が奥行き(壁厚)2cm, 高さ10cmで, 短壁は奥行き(壁厚)2cm, 高さ3cmである。なお, 短壁のうち, 試料容器の前面及び後面にあたる2枚については, 奥行き(壁幅)を1cmとして二次元の改良体を再現している。幅はいずれも10cm, 15cm, 20cmの3種類用意している。

土圧計, 間隙水圧計は中央の改良体に埋め込んでいる。各圧力計の配置を図-12に示したが, 長壁には側面, 底面の他に, 壁間粘土内の圧力計測用の圧力計も設けている。

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

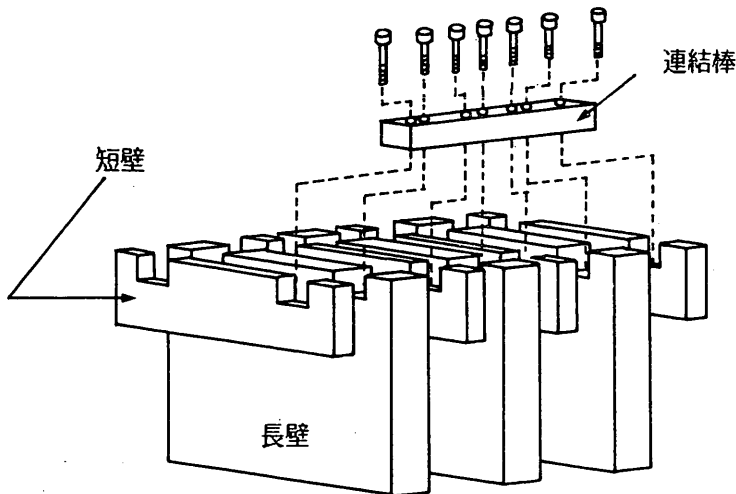


図-11 壁式改良体

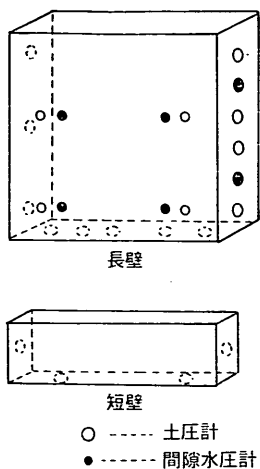


図-12 圧力計配置図（壁式改良体）

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。そのため、通常の高成粘土に比べ圧密係数 C_v の大きい下記の2種類の市販の粘土を使用した。

- ① ジョージアカオリン粘土
 - ② ジョージアカオリン粘土と ASP-100 粘土との 1 : 1 の混合土
- ①の粘土は、護岸の着底型の実験（実験ケース No. B-1, No. B-2（表-4）及び No. W-1~No. W-3（表-

6)）に使用し、②の粘土はその他の実験に使用した。
各粘土の物理特性及び力学特性を表-2, 3にそれぞれ示した。

(2) 埋め土及び支持砂層

ケーソン背面への埋め土及び粘土下部の支持砂層として豊浦標準砂を用いた。本研究では特定の現場の再現ではないため、特性の良く知られている標準砂を用いた。

(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

表-2 粘土試料の物理特性

試料	比重	液性限界	塑性限界	I_p
①	2.58	71.5%	32.9%	38.6
②	2.686	59.0	16.8	42.2

表-3 粘土試料の力学特性

試料	C_c	圧密係数	C_u/p	K_o
①	0.64	0.25-0.68 cm/min^2	0.20	—
②	0.41	0.2	0.27	0.494

表-4 実験ケース一覧表（ブロック式改良地盤）

実験 No.	改良型式	上部構造物	支持条件	改良幅	遠心加速度
No. B-1	ブロック	護岸	着底型	15 cm	50 g
No. B-2	ブロック	護岸	着底型	15 cm	50 g
No. B-3	ブロック	護岸	浮き型	10 cm	75 g
No. B-4	ブロック	護岸	浮き型	20 cm	75 g
No. B-5	ブロック	護岸	浮き型	20 cm	75 g
No. B-6	ブロック	防波堤	着底型	10 cm	50 g
No. B-7	ブロック	防波堤	着底型	20 cm	50 g
No. B-8	ブロック	防波堤	浮き型	10 cm	50 g
No. B-9	ブロック	防波堤	浮き型	20 cm	50 g

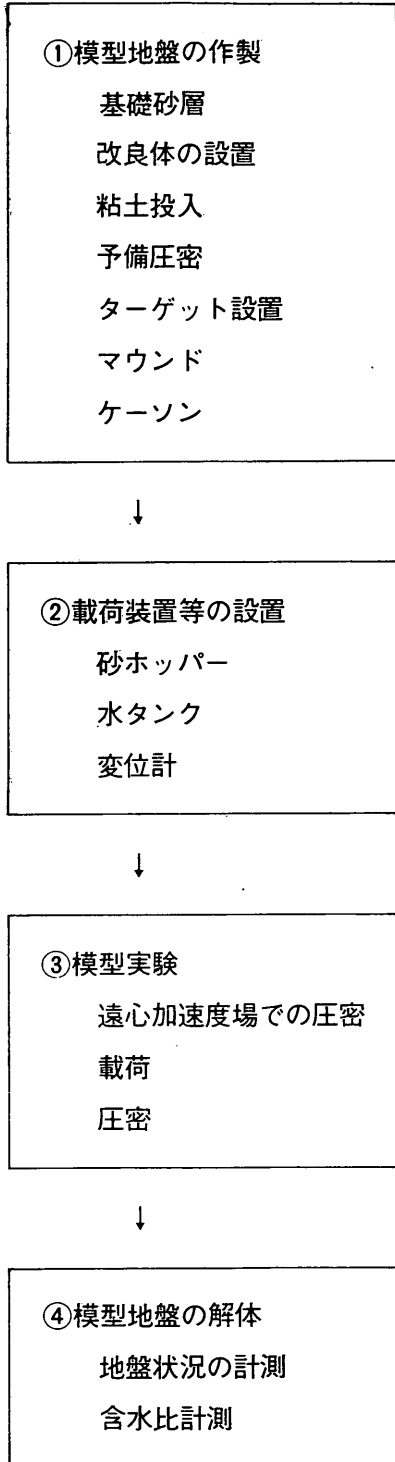


図-13 実験の流れ（護岸，着底型）

は幅 5 cm，高さ 10 cm，奥行き 9.8 cm である。

4. ブロック式改良体に作用する外力

ブロック式改良地盤について行った実験ケースの一覧を表-4に示す。実験は大きく分けて護岸と防波堤の2つに分けられ，さらに着底型と浮き型とに分けられる。

ここでは護岸と防波堤の2つに大きく分け，各構造物ごとに，実験方法，実験結果及び考察を以下に示した。

4.1 上部構造物を護岸とする場合の実験

(1) 実験方法

a) 着底型（実験ケース No. B-1, No. B-2）

実験の流れを図-13に示した。順に説明を加える。

① 模型地盤の作製

1) 図-14に示すように，まず容器下層に基礎砂層を豊浦標準砂で作製した。砂層は十分な締め固めを行った後，容器下部より水を通水し飽和させた。基礎砂層上面の所定の場所に改良体を設置し，あらかじめ真空中で練り返した含水比約 150% のカオリン粘土を改良体両側に投入した。その後，粘土地盤部に圧力 (0.1 kgf/cm²) を加えて予備圧密を行った (図-15)。

2) 遠心力場での自重圧密終了時 (载荷直前) の粘土層厚が改良体の高さと同じ 10 cm となるように予備圧密終了後に地盤表面の整形を行った。容器前面のアクリ

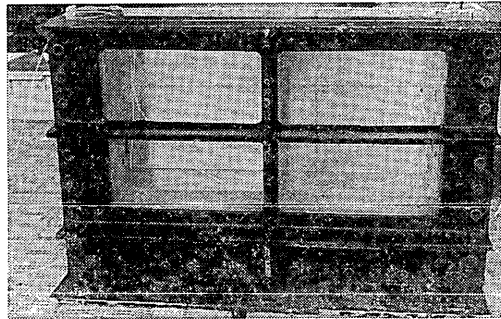


図-14 支持砂層の作製

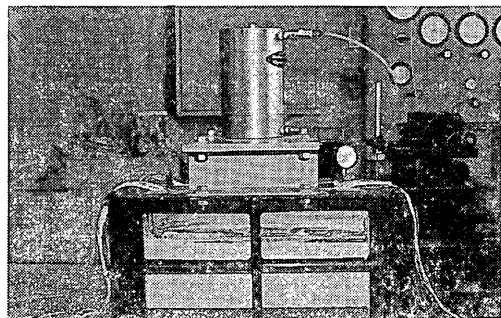


図-15 粘土地盤の圧密

ル窓を取り外し、粘土側面に写真撮影用のターゲットをセットした。ターゲットは約 2 cm の格子状となるように配置した。ターゲットの設置後、試料容器を組み立て、粘土地盤に先の予備圧密荷重と等しい荷重を約 1 日間載荷し、ターゲットのセットによる地盤の乱れを取り除くようにした。

3) 改良体上面にマウンド（豊浦標準砂）、模型ケーソンを設置した。

② 載荷装置などの設置

試料容器上面に砂ホッパー、水タンクなどを設置し、受働側粘土地盤上には水位計と粘土地盤の表面沈下計測用の変位計を取り付けた。その後、セットアップ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、砂ホッパーなどへの電気の接続を行って実験準備は完了する。

③ 実験

1) 実験は粘土地盤の自重圧密過程、埋立載荷過程、埋め土による圧密過程にわけられる。

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。遠心加速度増加時及び自重圧密中には各圧力計、変位計の計測を行った。また、写真撮影も随時行い、地盤の変形挙動の計測を行った。自重圧密中は随時水タンクより給水して、実験中ほぼ一定の水位を保つようにした。

2) 自重密終了後、遠心模型実験装置を回転させ続けそのまま埋立載荷過程に移った。非排水条件での載荷を再現し、2～3段階の埋立に相当する載荷を数分の内に行い、埋立後、圧密を進行させた。載荷中及びその後の圧密過程にも各圧力計の計測及び写真撮影を行った。

④ 模型地盤の解体

埋め土荷重による圧密終了後、遠心模型実験装置を停止させ実験を終了する。実験終了後には埋め土及び改良体位置の計測、埋め土砂の重量測定などを行い、埋立砂の単位体積重量などを求めた。その後、粘土地盤の十数箇所含水比測定を行い、実験データ解析のための基礎資料とした。

b) 浮き型（実験ケース No. B-3, No. B-4, No. B-5）

実験の流れを図-16に示したが、図では着底型と異なる部分のみ詳細に示した。順に説明を加える。

① 模型地盤の作製

1) まず、着底型と同様に容器下層に基礎砂層を豊浦標準砂で作製した後、下部粘土層として粘土スラリーを投入し、0.3kgf/cm²の圧力の下で予備圧密を行った。ここでの圧力設定は、遠心力場での圧密圧力が高いこ

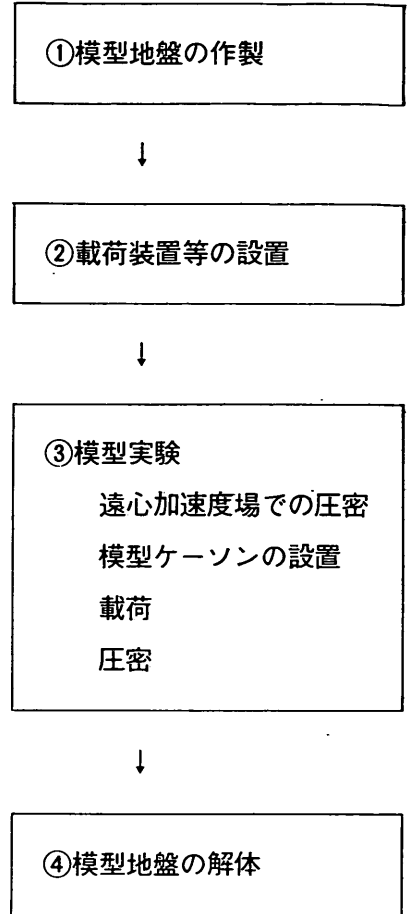


図-16 実験の流れ（護岸，浮き型）

と、遠心加速度増加過程及び自重圧密中の改良体の安定性も考慮して決定した。投入した粘土は真空中であらじめ練り返したもので、投入量は遠心力場での自重圧密終了後の厚さが 10 cm となるように決定した。

2) 予備圧密終了後、粘土地盤表面の所定の場所に改良体を設置し、改良体両側に上部粘土層として粘土スラリーを投入し、粘土部に圧力（0.1kgf/cm²）を加えて予備圧密を行った。予備圧密の終了後、着底型と同様にターゲットのセット及び再圧密を行った。

3) 浮き型の場合には、模型ケーソンの荷重による下部粘土層の沈下を避けるために、遠心場での自重圧密では、改良体上面にマウンド（豊浦標準砂）のみを設けた状態とした。3.1で述べたように、改良体であるベークライトの単位体積重量が粘土地盤のそれに比較して小さいため、マウンドの豊浦標準砂に鉛散弾を混入して重量調節を行い、改良体底面での鉛直圧力が、周辺の粘土地

盤の圧力と等しくなるよう工夫した。

② 載荷装置などの設置

1) 着底型の場合とほぼ同様であるが、浮き型の場合には遠心加速度立上げ過程及び自重圧密過程中的改良体の変位を測定するために、変位計を多数配置した。また、受働側粘土地盤上には水位計、粘土地盤の表面沈下計測用の変位計を取り付けた。

③ 実験

1) 実験は粘土地盤の自重圧密過程、ケーソン設置過程、埋立載荷過程、埋め土による圧密過程にわけられる。

遠心模型実験装置の加速度を所定の加速度 (75g) 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。

2) 自重圧密終了後、遠心模型実験装置を一旦停止させ、マウンド上に模型ケーソンを設置した。その後、再度遠心加速度を75gまで増加させた。

3) 所定の遠心加速度に到達後直ちに埋立載荷過程に移った。その際、実験ケース No. B-3, No. B-4 については非排水条件での載荷を再現し、ケーソン天端付近までの2~3段階の埋立を数分の内に行い、埋め土による圧密を進行させた。実験ケース No. B-5 は緩速載荷を再現したケースで、ケーソン天端付近までを2~3段階の埋立を行い、各段階での載荷終了後には約120分放置し、圧密の進行を待った。いずれのケースも載荷中には各圧力計の計測、写真撮影を行った。

④ 模型地盤の解体

着底型の場合と同様である。

(2) 実験結果

本項では表-4に示した実験のうち、上部構造物を護岸とするとケースについて、各実験での圧力計などの計測値についての実験結果を示す。しかし、実験ケースも多く、さらに各実験で遠心加速度増加過程、自重圧密過程、埋立載荷過程、埋め土による圧密過程などとわかれるために全ての実験ケースについて、また全ての過程での圧力の経時的变化を示すことは非常に繁雑になる。そのため、ここでは各段階での改良体に作用する圧力分布を中心に示すこととする。

a) 着底型改良体に関する実験

表-4に示したように、このタイプについては2ケース実験を行った。いずれも改良幅が15cmで、ケース No. B-2 は No. B-1 の再現性のチェックとして行ったものである。ここではケース No. B-2 を中心に実験結果と考察を述べる。

実験は50gでの粘土地盤の圧密過程、埋立載荷過程、

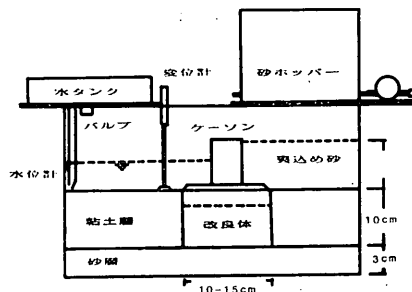


図-17 地盤のセットアップ図

埋め土による圧密過程の3つの過程にわかれる。以下に各過程ごとについて記述する。

図-17には地盤のセットアップ図を示した。図中、水位計は容器の側面に固定された圧力計で、水位の変化を計測している。実験中には蒸発、埋め土載荷などによって水位が変化し、水位の変化は地盤内の土圧、間隙水圧へ影響を及ぼす。そのため、水位変化分の補正を行うために、3.1で示した水位計を試料容器の定点に設け、各計測値から水位計の値を引いて検討を進めることとした。従って、以下の実験データは水位計設置位置を基準水位として示されている。

a-1) 自重圧密過程での外力

50gの遠心力場に立上げ完了時及び遠心力場での自重圧密終了時に、改良体に作用している土圧、間隙水圧の分布を図-18に示した。図中の各圧力計の値は、先に述べたように実験中の各計測値から水位計の値を引いた値で示している。

まず、50gに立上げ完了時の主働側、受働側の圧力は深さ方向に増加する分布を示している。図には全土被り圧及び静水圧の計算値もあわせて示したが、実験値は計算値より若干小さいものの、全体に良い一致を示している。底面の反力は後趾部の一点を除き、改良体とマウンド及びケーソンの重量にほぼ相当する値を示している。

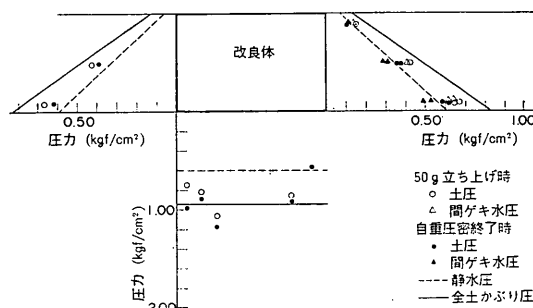


図-18 圧力分布 (50g立上げ時、圧密終了時)

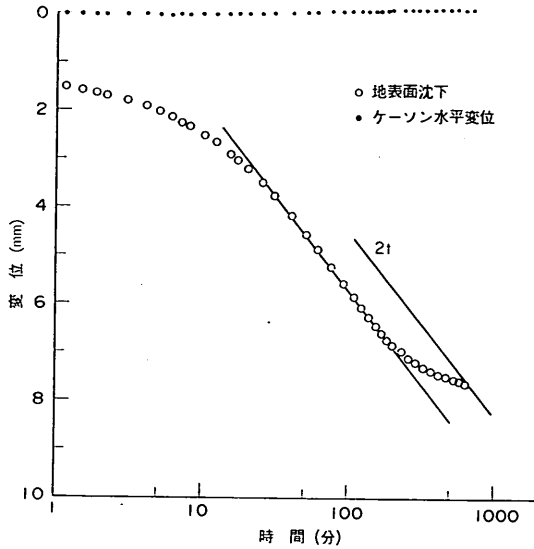


図-19 変位～時間

自重圧密終了時における、改良体側面での土圧計の読みは静止土圧に、間隙水圧計の読みは静水圧にそれぞれ変化する傾向が見られ、これらのことから粘土地盤の自重圧密が正常に進行したことが確認できる。図より粘土地盤の静止土圧係数を推定すると約0.625であった。本実験に使用した①のカオリン粘土の静止土圧係数は求められていないが、通常の粘土での値に比べてかなり大きな値を示している。

地盤地表面での沈下及びケーソンの水平変位と時間との関係を図-19に示した。なお時間は50g立ち上げ完了時からの値で示している。地表面での沈下は時間の経過と共に増加する圧密曲線特有のカーブを示している。圧密の終了は沈下曲線の最急勾配の2倍の直線と時間～沈下曲線との交点での時間としたが、本実験の場合には圧密の終了までに約650分要している。一方、ケーソンの水平変位は地盤の圧密中もほとんど生じておらず、改良体の安定が保たれていたことがわかる。

a-2) 載荷過程での外力

載荷として、遠心力場での自重圧密の終了した地盤のケーソン背面に、図-4に示した砂ホッパーを用いて埋立を行った。埋立は、非排水条件の下でケーソン天端程度までを2段階で行った。改良体に作用している圧力分布を、載荷直前からの増分で図-20に示した。

主働側の粘土層について見ると、2回の載荷中いずれも、粘土層全層にわたりほぼ一様な圧力増加を示している。図中には埋め土の高さと予備実験で求められた埋め土の単位体積重量から推定した計算値もあわせて示した

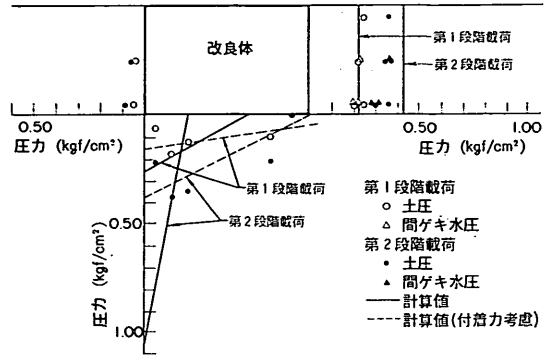


図-20 圧力分布(載荷過程)

が、いずれの載荷段階での実験値も、計算値と良い一致を示している。さらに土圧計と間隙水圧計の計測値がほぼ等しいので、ここで見られた圧力増加は粘土地盤内に発生した間隙水圧であると考えられる。以上の検討から、主働側の粘土地盤には、埋立によって埋め土荷重に相当する過剰間隙水圧が粘土地盤内に一様に発生し、改良体には載荷前の静止土圧とこの間隙水圧の合力が作用すると考えられる。

一方、受働側を見ると、埋立載荷によっても受働側の圧力増加は小さく、改良体底面近くでも、第2回載荷終了時の圧力の増加は0.09kgf/cm²程度で、主働側の圧力増分の15~25%程度である。また変位計による計測及び写真解析結果から、改良体の変位はほとんど生じていないため、実験値には多少の圧力増加は見られるが、改良体の主働側に作用する圧力は、すべて改良体底面での摩擦力で支持されていると考える方が良いと思われる。

底面反力は埋立の進行に従い、海側(前趾部)で増加し、埋め土側(後趾部)ではほとんど増加傾向の見られない台形分布を示している。そのため、底面反力の合力は増加しているが、これはケーソン背後の改良体上に埋立てられた砂の重量に相当するはずである。実験での底面反力の合力は、計算値に比べて約25%程度大きな値を示しているが、比較的良好一致を示している。

改良体の主働側、ケーソン及び改良体の受働側に作用している圧力(実験値)を水平荷重と考え改良体の底面での圧力分布を計算し、図-20にあわせて示した。計算値は2回の埋立とも、三角形分布をしており台形分布を示す実験値より非常に急な圧力分布を示している。特に第2載荷では改良体底面のうち約75%の部分で圧力が0となる傾向を示している。そこで、埋立載荷によって粘土地盤及び埋め土にせん断変形が生じ、改良地盤系の後趾部の境界面で鉛直方向下向きに付着力が作用している

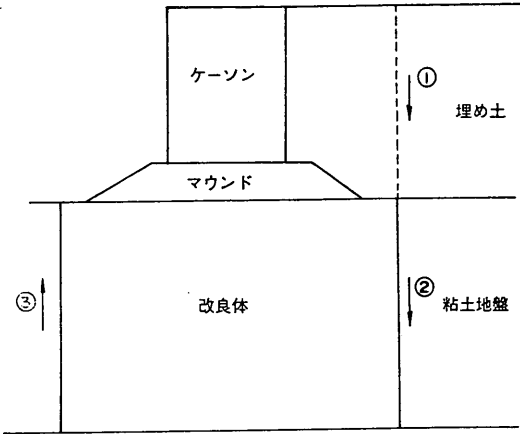


図-21 付着力の作用位置

と考えた。図-21に示すように、付着力の作用する境界面としては、①埋め土内部、②改良体後趾部、③改良体前趾部の3つが考えられるが、ここでは、①と②について考慮し、③については考慮しなかった。計算過程で、①については埋め土の自重による水平荷重の $\tan \phi'$ 成分が100%発揮するとし、②については粘土地盤の非排水せん断強度が100%発揮するとして計算を行った。このように新たな鉛直荷重を考慮して求められた反力分布も図-20にあわせて示した。付着力を考慮しない計算値に比べ、底面反力の分布形が緩やかになり、実験値と比較的良好一致を示すようになる傾向が見られた。後述する図-24の粘土地盤内でのひずみ分布からは、粘土地盤内で発生したひずみが小さく、付着力の発生を裏付ける結果を見つけることはできなかったが、FEM解析では付着力の発生が見られることなどから、境界面での付着力が作用していた可能性の大きいことがわかる。

a-3) 埋め土による圧密過程での外力

実験では埋立終了後も遠心模型実験装置を回転し続け、埋め土荷重による粘土地盤の圧密を行った。埋め土による圧密終了時に、改良体に作用している圧力分布を図-22に載荷直前からの増分で示した。

改良体の主働側に作用する圧力のうち、間隙水圧計の値は、埋立によって粘土地盤内に発生した過剰間隙水圧の消散に伴い、ほぼ載荷前の値に等しくなっている。一方、土圧計の値も減少するものの、間隙水圧計の値ほどは減少せず、深度方向にはほぼ様な圧力分布を示している。埋立直後での圧力増分と比較して静止土圧係数を求めると約0.41となり、自重圧密過程で求められた値に比べて通常の粘土地盤の値に近く、ほぼ静止状態にあるとみなすことができる。改良地盤系の外部安定性が確保さ

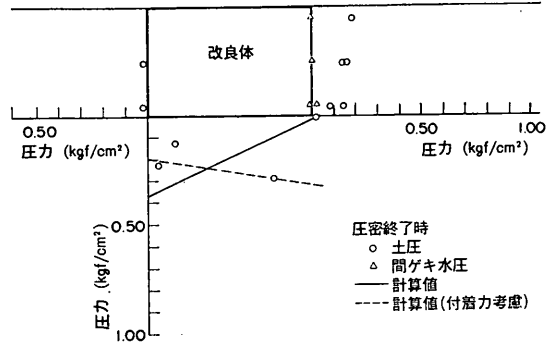


図-22 圧力分布 (圧密終了時)

れている場合には、過剰間隙水圧の消散によって新たな静止土圧が発生し、改良体に作用することが確認された。

改良体の受働側に作用する圧力は時間の経過とともに減少し、ほぼ載荷前の値に一致する傾向が見られ、主働側での傾向と異なるものであった。このことから、埋立直後に改良体の受働側に作用した圧力増分は、間隙水圧で、受働側の粘土地盤では支持していないことが予想される。

改良体底面での圧力分布は、圧密の進行と共に主働側の圧力が減少するために、前趾部の圧力は急激に減少し、逆に後趾部では増加する傾向が見られた。底面に配置した圧力計の数が少ないため、反力分布の詳細な形状まではわからないが、実験値からは前趾部より後趾部で反力が大きくなる傾向も見られている。図には先の方法と同じ方法で求めた計算値もあわせて示している。付着力を考慮しない計算値は依然として改良体の前趾部で大きく、後趾部で小さい圧力分布を示しており、実験値と定性的にも一致する傾向が見られていない。このような傾向はケース No. B-1 でも見られた。一方、付着力を考慮すると、より実験値に近づく傾向が見られる。後で示す図-23には、埋め土による圧密終了時の粘土地盤内のひずみ分布を示したが、主働側粘土地盤内には大きなせん断ひずみが発生しており、付着力に相当するネガティブフリクションが生じていたことが予想され、上記の検討の妥当性を示している。なお、ここで考慮した付着力は、埋め土荷重により強度増加した粘土地盤の非排水強度とし、その発揮割合も100%として求めたものである。

a-4) 地盤の変形

実験中に撮影した写真を解析し、粘土地盤内のひずみ分布(最大せん断ひずみ)を求め、図-23, 24に示した。図-23には載荷直前から第2段階載荷終了時まで

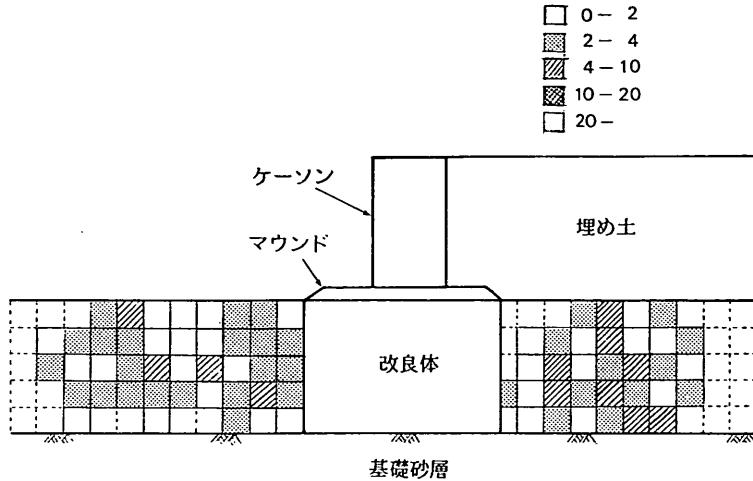


図-23 地盤の最大せん断ひずみ分布 (载荷終了時)

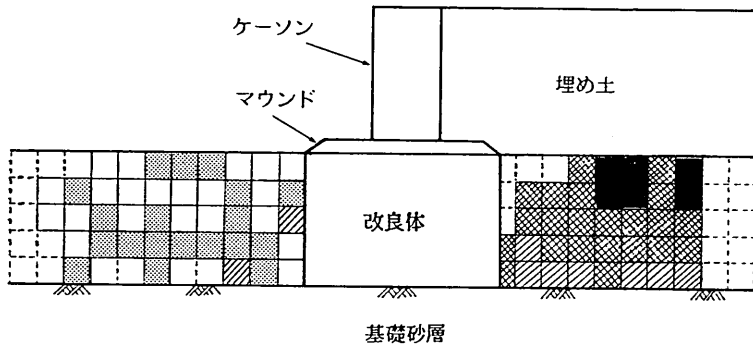


図-24 地盤の最大せん断ひずみ分布 (圧密終了時)

発生したひずみを、図-24には埋め土による圧密の終了時までのひずみをそれぞれ示している。

図-23を見ると分かるように、主働側、受働側いずれの粘土地盤にもごく小さなひずみしか発生していない。これは主働側の粘土地盤は埋め土による一次元的な载荷が行われ、埋め土荷重のすべてを間隙水圧として支持したためである。一方、受働側については改良地盤系の外部安定性が確保されているため、改良地盤系の変位が生じなかったためである。しかし、圧密の進行とともに(図-24)主働側には大きなひずみが生じ、地表面付近には20%以上もの大きなひずみの発生が見られる。粘土地盤の地表面近くで大きなひずみが生じ、下層でのひずみが小さいのは、粘土地盤が正規圧密粘土地盤で深さ方向に圧密圧力が高いため、埋め土荷重による体積圧縮量は地盤の深い位置ほど小さくなるためである。受働側の粘土地盤には、圧密の進行によってもひずみの増加する傾向は見られず、ほとんどひずみの発生していない状態を保っており、改良地盤の安定性が確保されていたことがわ

かる。

b) 浮き型改良体に関する実験

表-4に示したように、浮き型については3ケースの実験を行った。改良幅はNo. B-3が10cmで、No. B-4及びNo. B-5が20cmと、外部安定性を変化させている。No. B-3とNo. B-4は埋立を急速に行い非排水条件を再現したケースで、No. B-5は排水条件での载荷を再現したものである。

ここでは、実験ケース No. B-4を中心に各実験段階での実験結果を述べる。

浮き型の実験では(1)に示したように、まず遠心力場での粘土地盤の自重圧密の終了後、一旦遠心模型実験装置を停止し、改良体上面に模型ケーソンの設置を行った。その後、再度所定の遠心加速度に立上げ、埋立载荷を行った。以下に各段階での改良体に作用する圧力分布を中心に説明を加える。

b-1) 自重圧密過程での外力

75gの遠心力場に立上げ完了時及び遠心力場での自重

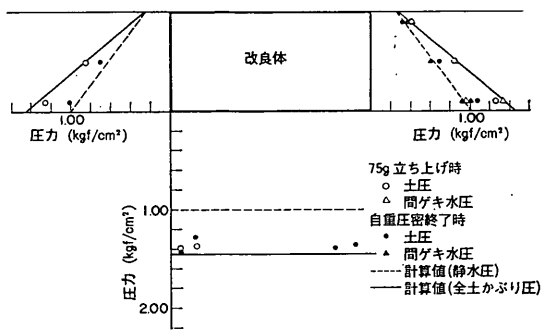


図-25 圧力分布 (75g 立上げ時, 圧密終了時)

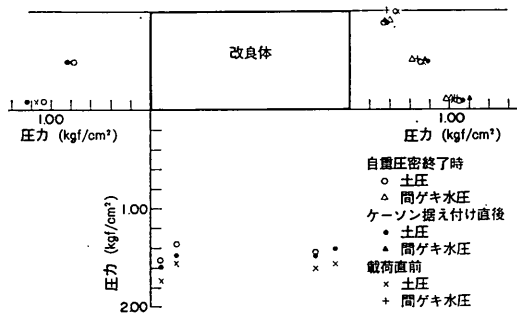


図-27 圧力分布 (ケーソン据え付け時)

圧密完了時に、改良体に作用している土圧、間隙水圧の分布を図-25に示した。75g立上げ完了時には、改良体側面に作用する圧力は深さ方向に増加する傾向を示しており、粘土地盤内には全土被り圧に相当する間隙水圧が発生していることを示している。底面での圧力は、改良体の水中重量に静水圧を加えた値とほぼ一致しており、全土被り圧に相当する間隙水圧が発生していることがわかる。

自重圧密終了後は、改良体側面での間隙水圧は静水圧に、土圧は静水圧より少し大きな圧力を示している。改良体底面での反力は圧密が進行しても、圧力はほぼ一定値を示しており、改良体周辺粘土地盤の圧密沈下による改良体へのぶら下がり現象は見られなかった。なお、図に示した圧密終了時の圧力分布には、後で述べる改良体の沈下の影響を補正して示している。

図-26には、75gの遠心力場での自重圧密中の粘土地

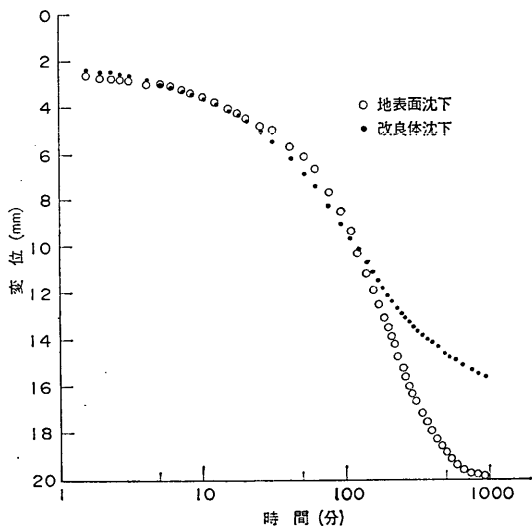


図-26 沈下～時間

表面及び改良体の沈下を示した。圧密の進行にともない改良体下部の粘土地盤も圧密沈下するため、改良体も沈下する傾向を示している。自重圧密終了時には改良体は約16mm、粘土地盤は約21mmの沈下を示している。このように改良体自身も沈下するため、改良体に内蔵された各圧力計には沈下に応じた静水圧の増加が表れる。そのため図-25に示した圧力分布には、沈下による圧力増加を補正して示している。

b-2) 荷重過程での外力 (ケーソン据え付けによる圧力変化)

遠心力場での自重圧密終了後、遠心模型実験装置を一旦停止し、ケーソンの据え付けを行った。図-27に自重圧密終了時、ケーソン据え付け後75gに到達直後及びそれより約30分経過後 (埋立荷重直前) に、改良体に作用している圧力を示した。ケーソン据え付け直後には改良体側面の間隙水圧に増加が見られるものの、底面にはそれほど大きな圧力増加が見られず、ケーソン重量の一部を改良体側面での摩擦力で支持しているように思われる。しかし、時間の経過と共に側面での間隙水圧が消散し、逆に底面には圧力増加が見られた。据え付けから約30分経過した荷重直前での底面反力にはほぼ様な圧力の増加が見られ、反力の増分の合計はケーソン重量にはほぼ一致していた。そのため、改良体側面にはケーソンの重量は伝達せず、ケーソン重量はすべて改良体底面に伝達され、改良体底面での粘土地盤で支持されることが確認され、着底型、浮き型を問わず同様の結果となった。

b-3) 荷重過程での外力

ケーソン背面への埋立は、非排水条件の下、実験ケース No. B-4ではケーソン天端近くまでを2段階で、実験ケース No. B-3ではケーソンの約2/3の高さまで3段階にわけて行った。

No. B-4について、荷重にともなう改良体に作用している圧力分布を図-28に荷重直前からの増分で示した。

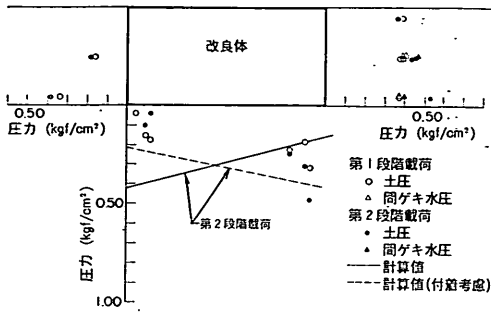


図-28 圧力分布 (载荷過程)

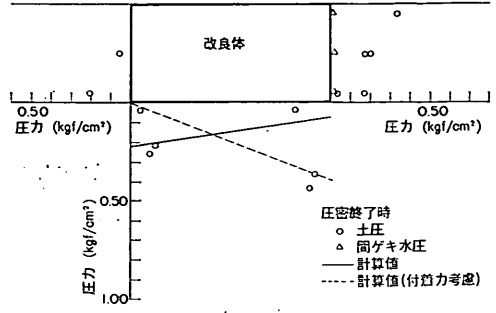


図-29 圧力分布 (圧密終了時)

改良体主働側は、粘土層内ではほぼ様な圧力増加が生じ、着底型の場合と同様の傾向を示しているように見える。しかし、後述する 図-30 の载荷終了時のひずみ分布には、受働側にも大きなひずみの発生が見られ、改良体が大きく変位したことが見られるので、主働側の圧力は着底型のような静止土圧と埋土による過剰間隙水圧が発生しているのではなく、主働土圧に移行していると考えられる。付録-A で試算したように载荷前の静止土圧と埋め土による過剰間隙水圧の合力が主働土圧とあまり大きな違いはないので、実験では改良地盤の変位による圧力の減少が見られなかったものと思われる。なお、改良幅の小さいケース No. B-3 でも同様の傾向が得られている。

受働側の圧力は、第1段階荷重から大きな増加を示し、その分布形は深さ方向に増加するものであった。改良体の変位との関係については、後で詳細に述べる。

底面反力は、着底型で見られたような急な勾配を持つ分布ではなく、前趾部で減少し逆に後趾部で圧力の増加する傾向が見られた。後述する 図-30 のひずみ分布には、改良体下部の粘土地盤にも大きなせん断ひずみが見られるように、荷重によって改良体下部の粘土地盤には降伏が生じ、底面反力の再配分が生じているために、急な反力分布にはならなかったと思われる。図-28 には、改良体側面に作用する圧力より求めた計算値もあわせて示したが、実験値と定性的にも一致する傾向は見られていない。改良地盤系後趾境界面での付着力を考慮した計算値もあわせて示したが、本計算の方が実験値と定性的に一致する傾向が見られた。同様の結果は改良幅の小さいケース No. B-3 でも得られている。

b-4) 埋め土による圧密過程での外力

実験では着底型での実験と同様に、埋立载荷終了後も遠心模型実験装置を運転し続け、埋め土による粘土地盤の圧密を行った。圧密終了時の圧力分布を 図-29 に示したなお、図中の値は埋立载荷直前からの増分で示している。

改良体主働側の間隙水圧増分はほぼ0で载荷直前の圧力と一致している。一方、土圧は粘土地盤上層付近で大きく、深くなるにつれて小さくなる傾向を示している。この理由として、改良体後趾部での底面反力に圧力増加が見られること、後趾部付近の粘土地盤内に大きなひずみが生じていることを考えると、主働側粘土地盤の圧密沈下による改良体の主働側へのごくわずかのやり戻し現象が生じたことが考えられる。

一方、受働側の圧力は、圧密の進行によって減少するものの、着底型で見られたような0にまで減少する傾向は見られなかった。これは着底型では荷重時に発生した圧力増加がほとんど過剰間隙水圧であったのに対して、浮き型の場合には改良体の水平変位が生じ、受働側の粘土地盤にも降伏が生じ、主働側からの水平力のなにかしかなを受け持っているためとわかる。

底面の反力は、前趾部、後趾部ともに圧力の増加が見られており、粘土地盤の圧密沈下による付着力(ネガティブフリクション)が改良地盤境界面に作用していることが予想される。図には計算値もあわせて示しているが、改良体後趾側面での付着力を考慮することで、実験値と良い一致を示すことがわかる。

b-5) 地盤の変形

図-30 及び 図-31 には、粘土地盤内のひずみ分布を示した。図-30 は第2载荷終了後1.4分経過時の分布を示している。試料容器前面のアクリル窓に補強用のリブを設けているために、粘土地盤上部付近でのひずみ分布は求められていないが、主働側、受働側ともに大きなひずみの発生が見られる。また改良体下部にも大きなひずみが発生しており、特に前趾部には20%程度のひずみが発生している。浮き型の場合には埋立载荷によって改良体の変位が生じ、受働側、改良体下部の粘土地盤にも降伏が生じていることがわかり、着底型(図-23)には見られなかった現象である。埋立载荷後、粘土地盤の圧密の進行にとまらぬ(図-31)、主働側粘土地盤には体積減

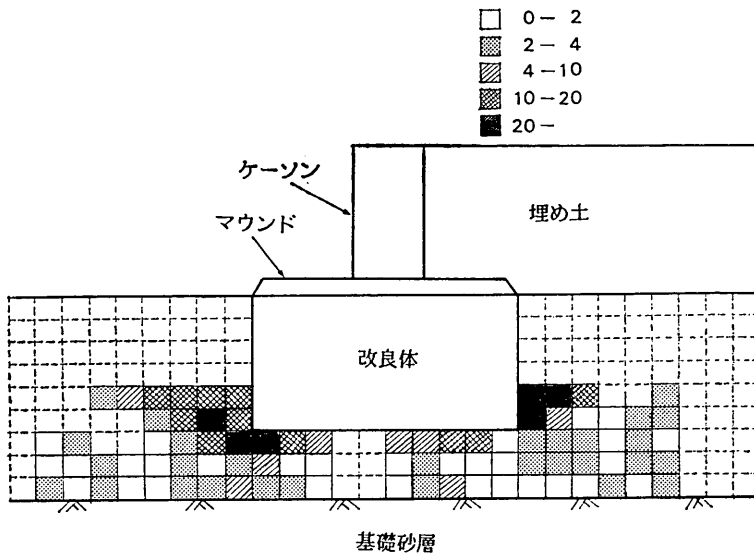


図-30 地盤の最大せん断ひずみ分布 (載荷終了時)

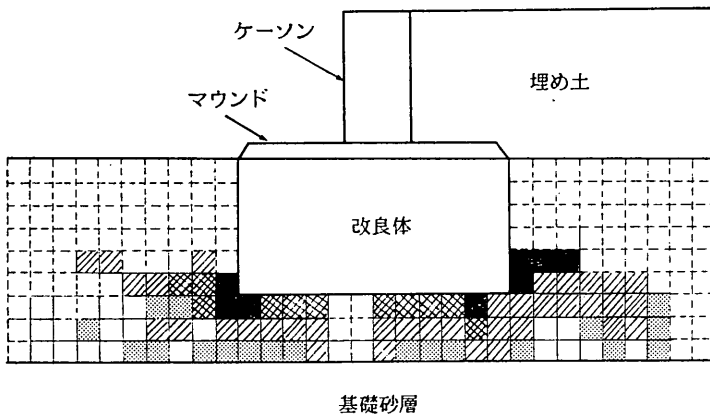


図-31 地盤の最大せん断ひずみ分布 (圧密終了時)

少にもなり大きなひずみが発生している。また改良体下部にも大きなひずみが発生しているのが見られた。このような傾向は改良幅の小さいケース No. B-3 でも見られている。

b-6) 受働側圧力増加と改良体変位との関係

以上見てきたように、改良体に作用する圧力は、着底型、浮き型といった着底条件の違いで大きく変化することが明らかになった。ここでは受働側の圧力増加と改良体の変位との関係を検討することにする。

表-5には、埋立荷重過程の改良体底面付近での圧力変化と改良体の水平変位との関係を示した。受働側の圧力増分は、着底型では主働側の圧力増分の約25%程度しか示していないのに対して、浮き型では緩速荷重を行った

ケース No. B-5 を除き、いずれのケースとも主働側と同程度の大きな圧力増加を示している。このように改良体の着底条件によって圧力増加傾向が大きく異なっている。

改良体の変位との関係では、着底型の場合には改良体は受働側ではなく、主働側に変位する傾向すら見えるにもかかわらず、わずかではあるが圧力の増加が見られている。また浮き型にしても、ケース No. B-3 に見られるように変位量と圧力の関係(表-5)には、はっきりした関係は見られない。しかし、全体に 0.1~0.2mm 程度の小さな変位でも、受働側の土圧には大きな増加が生じることがわかる。

(3) 考 察

表-5 主働側，受働側の圧力増加関係

	実 験 ケ ー ス				
	No. B-1	No. B-2	No. B-3	No. B-4	No. B-5
第1段階载荷					
圧力増分 kgf/cm^2					
主働側 p_a	0.120	0.220	0.302	0.150	0.203
受働側 p_p	0.019	0.052	0.334	0.153	0.164
比率 p_p/p_a	15.8%	23.6%	110.6%	102.0%	80.8%
改良体の					
水平変位 mm		-0.28	-0.18	0.38	0.14
第2段階载荷					
圧力増分 kgf/cm^2					
主働側 p_a	0.330	0.318	0.346	0.226	0.068
受働側 p_p	0.085	0.085	0.382	0.222	0.035
比率 p_p/p_a	25.7%	25.7%	110.4%	98.2%	51.9%
改良体の					
水平変位 mm		-0.02	5.41	0.80	0.01
第3段階载荷					
圧力増分 kgf/cm^2					
主働側 p_a				0.311	0.043
受働側 p_p				0.283	0.032
比率 p_p/p_a				91.0%	74.4%
改良体の					
水平変位 mm				2.67	0.02

*測定値はどれも改良体最下部の圧力計によるもので、
主働側については3～4個の平均値、受働側については1個の計測値である。

ここでは、これまで述べてきた改良地盤の外力条件について考察を加える。埋立が急速に行われた場合を考えると、着底型改良地盤の場合には、主働側粘土地盤には埋め土荷重に相当する間隙水圧が発生し改良体には載荷前の静止土圧に加えて、この間隙水圧が作用する。改良体底面での摩擦力が大きく、改良体の外部安定性が確保される条件では受働側にはほとんど圧力の変化は生じず、主働側の圧力はすべて改良体底面での摩擦力で支持される。圧密の進行にともない、主働側に発生した過剰間隙水圧は0にまで減少し、新たな静止土圧が改良体に作用する。改良体底面での反力分布の検討では、改良体後趾境界面で付着力を考える必要性がわかった。

一方、浮き型改良地盤の場合には、改良地盤底面でのせん断抵抗力が小さいため、載荷初期より改良体の変位が生じ、改良体主働側に作用する圧力は主働土圧になっていると考えられる。また受働側にも大きな圧力変化が見られ、圧密の進行にともない圧力は減少するものの0にまでは減少せず、圧密終了時にも改良体側面には圧力が作用し続ける。さらに受働側の圧力変化は改良体のごくわずかな変位でも生ずることがわかった。また改良体底面での圧力分布は、下部粘土地盤での降伏などによって、着底型のような急な分布は示さず、全体に一樣な分布を示す。この場合にも境界面での付着力を考慮する必要性は高く、考慮しない場合には実験値を定性的にも説明できないことがわかった。

4.2 上部構造物を防波堤とする場合の実験

(1) 実験方法

上部構造物が防波堤の実験ケースは表-4に示したように、全部で4ケース行い、その中で、改良体の着底条件として着底型と浮き型の2種類を行った。模型地盤の作製方法は4.1に示した護岸の場合と同じであるので、それを参照されたい。ここでは載荷過程について以下に述べる。

載荷は3.1に示した水平載荷装置を用い、模型ケーソンに一定速度で水平変位を加えることで水平荷重を与えた。本研究の目的は水平荷重作用時の改良体に作用する圧力を検討するためであったが、改良体に大きな変位が生ずるまでに、使用した模型ケーソンの滑動破壊または転倒破壊が発生する可能性があった。そのため、本実験シリーズではケーソンと改良体との滑りなどが生じないように、図-32に示すようなアングルを用いて固定した。そのため、現実には、ケーソンの滑動または転倒破壊が先行して生じて改良体の破壊が生じないような場合でも、本研究では改良体の大きな変位が生ずることになることに注意されたい。

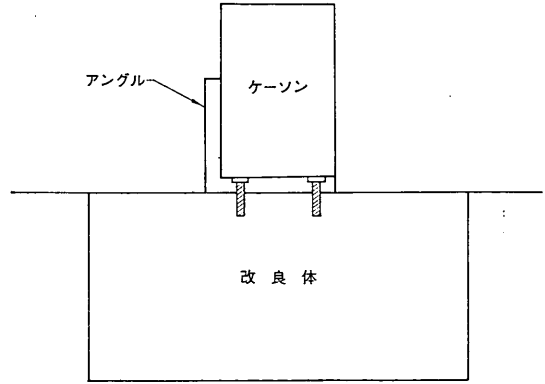


図-32 ケーソンと改良体との固定状況

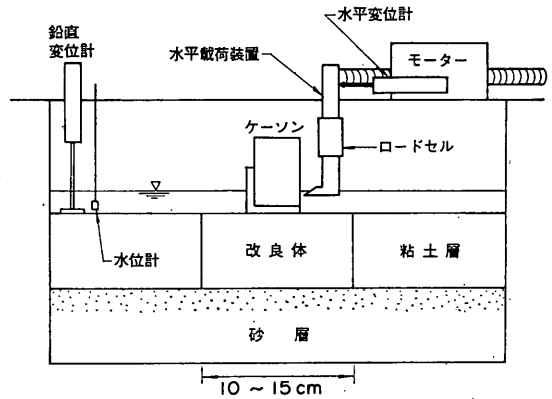


図-33 地盤のセットアップ図

(2) 実験結果

地盤の圧密過程、浮き型でのケーソン据え付け過程での改良体に作用する圧力変化については護岸の場合と同様であるので、ここでは触れず、載荷過程での圧力変化についてのみ以下に述べることにする。なお、地盤のセットアップ図を図-33に示した。

a) 着底型

a-1) 荷重～変位曲線

実験で得られた水平荷重と載荷点での水平変位との関係を図-34に示した。改良幅の小さい No. B-6 は水平荷重が 25kgf 程度より荷重の増加割合が小さくなり、約 40kgf でほぼ一定になる傾向が見られた。一方、改良幅が 20cm のケース No. B-7 では約 100kgf 程度までほぼ一定の割合で荷重が増加し、その後、一旦荷重にピークが見られるものの、その後も水平荷重は増加を続け、荷重が一定になるような傾向は見られなかった。破壊点はピーク荷重が見られる No. B-7 についてはその荷重を、ピークが見られない No. B-6 については荷重～変位曲

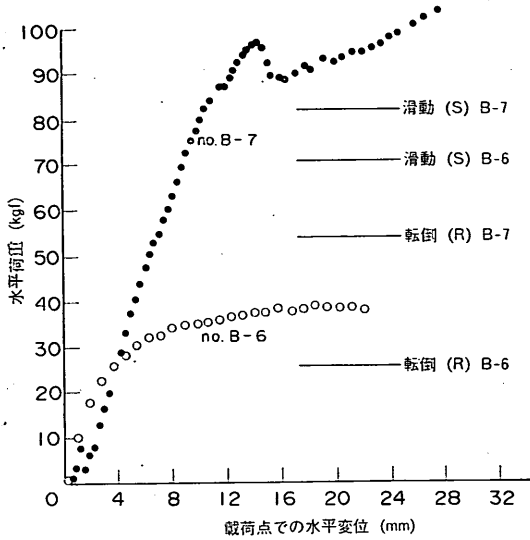


図-34 荷重～水平変位

線での変曲点として、図中に矢印で示した。このように決定した破壊点での荷重は、それぞれ27.7kgf (No. B-6)、96.0kgf (No. B-7)で、改良体の幅が2倍変化すると、破壊荷重が約3.5倍程度も大きくなる傾向が見られた。従来の設計法より求められた破壊荷重の計算値も同図にあわせて示したが、その中で、Sは滑動破壊を、Rは転倒破壊に対する計算値をそれぞれ示している。いずれのケースでも転倒破壊の方が滑動破壊よりも小さな荷重を示している。ケース No. B-7は後で示す破壊状況図より滑動破壊的な挙動を示しているが、ケース No. B-6は転倒破壊的な挙動を示しているが、実験値と計算値とを比較すると、いずれのケースも転倒破壊に対する計算値より実験値は大きな値を示している。破壊時には改良体側面に作用している圧力は、主働側は主働土圧に、受働側は受働土圧になっていることが確認されている。しかし、改良体は荷重にもなって改良体前趾を中心にはね上がる変位を示しており、水平荷重の載荷点では上向きの変位が生じている。載荷点はくさび構造としているため、載荷点では上向きの変位を押えるような下向きの力が発生している可能性が高く、この鉛直下向きの荷重が改良体押し下げる働きをして、実験での水平荷重が計算値を大きく上回ったと思われる。このように載荷点での拘束については今後、注意、改良する必要がある。

a-2) 改良体主働側に作用する外力

改良体に作用する圧力については、実験ケース no. B-6を中心に説明を加える。

改良体の主働側に作用する土圧及び間隙水圧の変化量

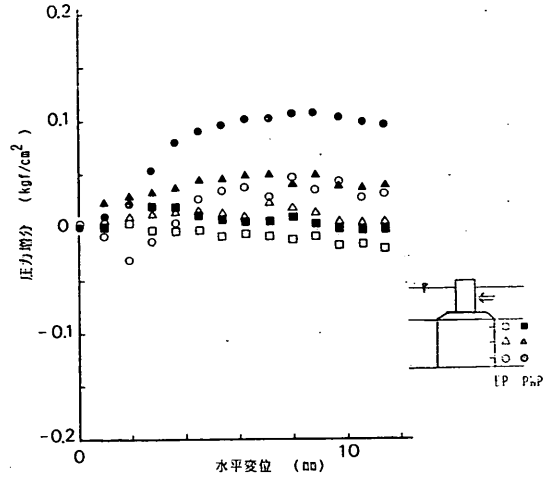


図-35 主働側圧力～水平変位

と、水平荷重の載荷点での水平変位との関係を図-35に示した。粘土地盤の静止土圧と主働土圧との大きさを比較すると、一般に主働土圧の方が小さいため載荷にもなって圧力は減少するはずである。図より変位が1mm程度の荷重のごく初期の間に土圧の減少する傾向が見られ、この時点ですでに粘土地盤が主働状態に達し、その後、荷重の進行にもなって各圧力値は増加する傾向が見られる。改良体は前趾部を中心に回転する挙動を示しているため(図-39)、主働側の粘土は改良体から逆に押されている。特に粘土地盤下層ではこの動きが顕著であるため、図-35に示したような土圧計、間隙水圧計に増加する傾向が見られたものと思われる。

1mm程度の変位での荷重は着底型では約10kgf程度で小さな値である。このように小さな荷重にもかかわらず着底型の改良体に変位が見られたのは、防波堤の場合には波力の着力点が改良体底面位置より高い位置であるため、水平荷重よりも水平荷重によって発生するモーメント荷重が改良地盤の変位挙動に大きな影響を与えるためと思われる。そして、モーメント荷重によって、改良体前趾部を中心に回転変位が生じ、そのため、改良体底面での摩擦力が大きいにもかかわらず、10kgf程度の比較的小さな荷重ですでに改良体の変位が生じたことがわかる。

a-3) 改良体受働側に作用する外力

図-36には、改良体の受働側に作用する圧力の変化量と載荷点の水平変位との関係を示した。載荷によって各圧力計には大きな圧力の増加が見られる。特に載荷初期の圧力変化が大きく、載荷点での変位が5mm程度以降は、圧力増加傾向はそれ以前と比べて小さなものになっ

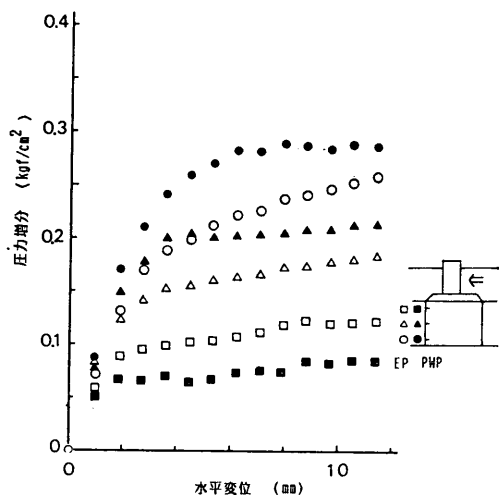


図-36 受働側圧力～水平変位

ている。土圧の変化をより詳細に検討するために、図-37には土圧の変化を縦軸に、各圧力計位置での水平変位を横軸にとって示した。縦軸は静止土圧から受働土圧までの圧力の変化量との比率で示しており、横軸の圧力計位置の変位量は、実験中に撮影した写真を解析して求めたものである。実験値にはばらつきがあり、さらに粘土の盛り上がりなどもあって、すべての計測値が載荷後半には100%以上もの圧力増加を示す傾向が見られている。

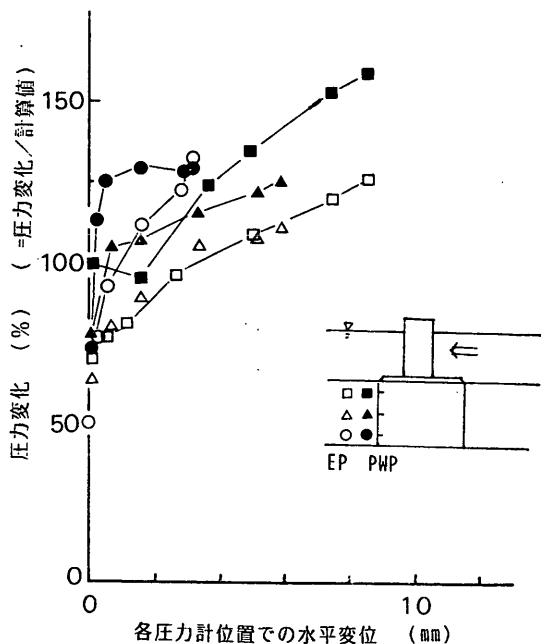


図-37 受働側圧力～水平変位(圧力計位置)

特に地表面近くの間隙水圧計(No. 22)は、載荷終了時には200%もの値を示している。しかし、いずれの位置の圧力計も1mm程度の載荷のごく初期に大きな圧力増加を示し、その圧力増分は静止土圧から受働土圧までの約70~100%程度にも相当することも分った。写真解析より改良体が1mm変位すると改良体付近の粘土地盤には数%程度の圧縮ひずみが生ずることが求められている。Lambe and Whitman²⁾は正規圧密粘土の応力変化と水平ひずみとの関係を示しているが、その中で受働土圧に達するまでには20%程度の水平ひずみが必要とされているものの、本実験のように60%程度の土圧の変化には3%程度のひずみが必要と示されている。今回の実験でも同様の結果が得られ、ごくわずかの変位で主働側、受働側の両方の圧力に大きな変化が生ずることがわかった。このような傾向は、改良幅の大きいケース No. B-7についても見られた。

a-4) 底面反力

図-38には載荷中の底面反力の変化を、載荷直前からの増分で示した。図に示したように、載荷にともなって改良体前趾部の圧力は増加し、後趾部では減少する傾向が見られる。また図には主働側、受働側に作用している圧力の実験値より求めた底面反力の計算値もあわせて示した。計算値は載荷の初期には実験値と良い一致を示しているものの、載荷の進行につれて実験値と次第に離れていく傾向が見られた。上部構造物が護岸の場合の考察で、改良地盤後趾側面での付着力を考慮すべき必要性を述べたが、今回の実験ではこの付着力を考慮しても底面反力が実験値と一致するような傾向は見られなかった。しかし、これは先に述べたように載荷装置の載荷点で下向きの力が発生していた可能性が大きく、この力が大きく底面反力に影響を及ぼしていたため、付着力の考慮の必要性にはなんら変化はないと思われる。載荷のごく初期には載荷点の拘束の影響は小さいと思われ、そこで

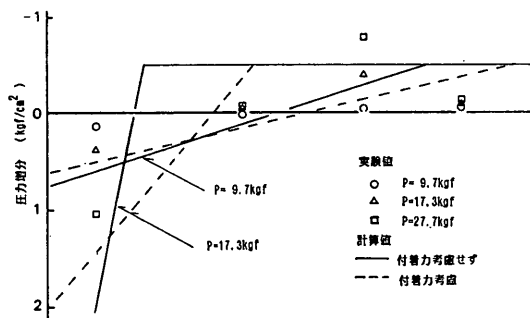


図-38 底面反力分布

深層混合処理工法による改良体に作用する外力

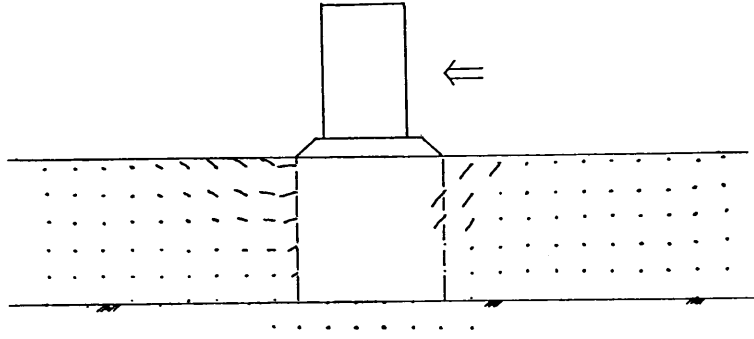


図-39 地盤の変位ベクトル (ケース No. B-6)

の圧力分布には実験値と計算値とがほぼ一致する傾向が見られることから裏付けられる。また先に述べたように本実験では模型ケーソン自体の破壊を避けるために、改良体とケーソンとを一体化している。ケーソンの滑動、転倒破壊荷重は20~30kgf程度であり、改良体が実際に経験する荷重のレベルでは上記のことが正しいことが分る。改良幅が大きいケース No. B-7 についても、同様の検討を行ったが、上記の傾向が見られた。

a-5) 地盤の変形

図-39には、改良幅の小さい実験ケース No. B-6 について、載荷直前から載荷終了までの地盤内の変位ベクトルを示した。実験では載荷点の変位が約20mm程度まで載荷しているため、地盤内には大きな変位が生じている。改良体は前趾部を中心に後趾部が跳ね上がるような変位挙動を示している。また主働側粘土地盤には明瞭な滑り線が見られ、受働側の粘土地盤にも大きな変形が見られている。このように改良体が跳ね上がる傾向は、改良幅の大きい No. B-7 にも顕著に現われている。いずれにしても基礎の砂地盤の支持力が大きいために、改良体が沈下する傾向は見られなかった。

b) 浮き型

b-1) 荷重～変位曲線

実験で得られた水平荷重と載荷点での水平変位との関係を図-40に示した。浮き型の場合には載荷初期に急激な荷重の増加を示すものの、それ以降はほぼ一定の荷重が続く傾向が改良体幅の違いによらず見られた。荷重～変位曲線での変曲点を破壊と定義して、各ケースでの破壊荷重を求めると9.9kgf (No. B-8)、21.8kgf (No. B-9)であった。図には着底型と同様に従来の設計法での計算値も合わせて示したが、ここでは逆にいずれのケースでも実験値は計算値に比べて小さな値であった。後述する図-45には地盤の変形挙動を示したが、図からもわかるように改良体には水平変位が生じているものの、前

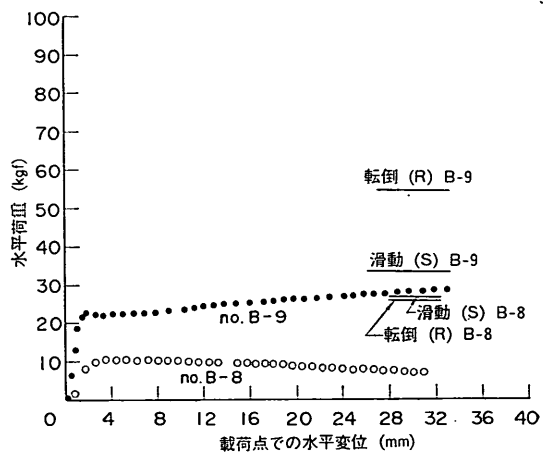


図-40 荷重～水平変位

趾部で大きな沈下を示していることがわかる。このように浮き型の場合には改良体下部の地盤強度が小さく、そこでの支持力破壊が改良地盤の滑動、転倒破壊よりも小さな荷重で生じるために、実験値が計算値より小さな値であった。

b-2) 改良体主働側に作用する外力

改良体に作用する圧力については、実験ケース No. B-8を中心に説明を加える。

図-41には、改良体の主働側に作用する圧力と載荷点の水平変位との関係を示した。浮き型の場合も着底型と同様に、載荷のごく初期に圧力の減少する傾向が見られ、約1mmの変位時にはすでに主働土圧にまで達していることが見られる。間隙水圧の変化も土圧と同様に載荷初期に減少する傾向が見られ、着底型とはわずかに異なる傾向を示している。

b-3) 改良体受働側に作用する外力

受働側の圧力変化を 図-42 (No. B-8)、 図-43 (No.

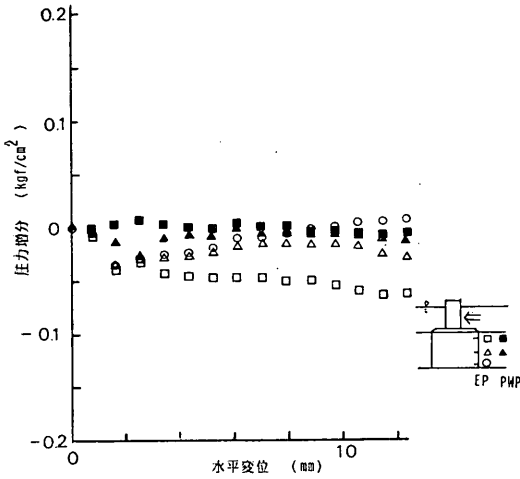


図-41 主働側圧力～水平変位

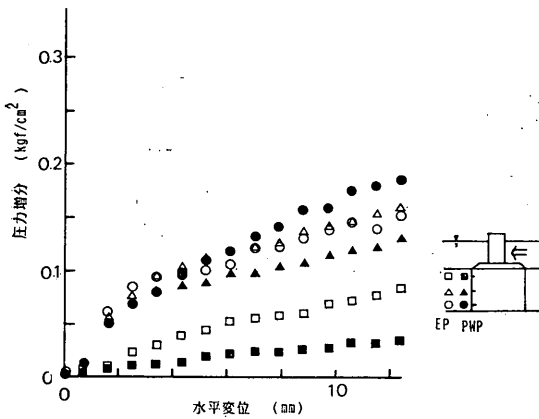


図-42 受働側圧力～水平変位 (ケース No. B-8)

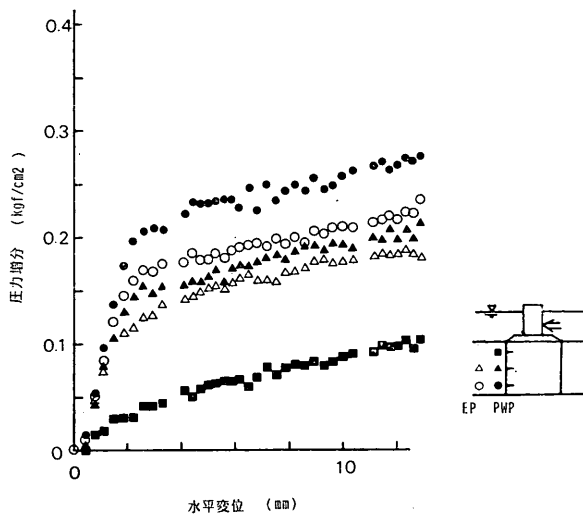


図-43 受働側圧力～水平変位 (ケース No. B-9)

B-9) に示した。改良幅が大きいケース No. B-9 では着底型と同様に载荷初期に大きな圧力変化を示しているが、改良幅が小さいケース No. B-8 では、変位にほぼ比例して増加する傾向は見られるものの、これまで見られたような急激な圧力の増加は見られなかった。これは後述する 図-45 に示したように、ケース No. B-8 の場合には改良体は回転変位が卓越して生じ、それも改良体重心位置を中心とした回転変位であるために、改良体底部では水平変位がほとんど生じないか、逆の方向に変位する傾向さえ見られるためである。

b-4) 底面反力

図-44 には、载荷中の反力分布を载荷直前からの増分で示した。浮き型の場合には、水平荷重自体が小さいため、図示した改良幅が小さいケースの場合にも反力分布はさほど急な分布は示さず、全体に小さな圧力変化にとどまっている。着底型と同様に主働側、受働側に作用している圧力の実験値を用いて計算した反力分布も図にあ

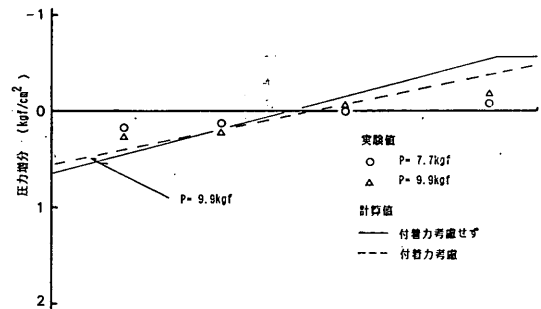


図-44 底面反力分布

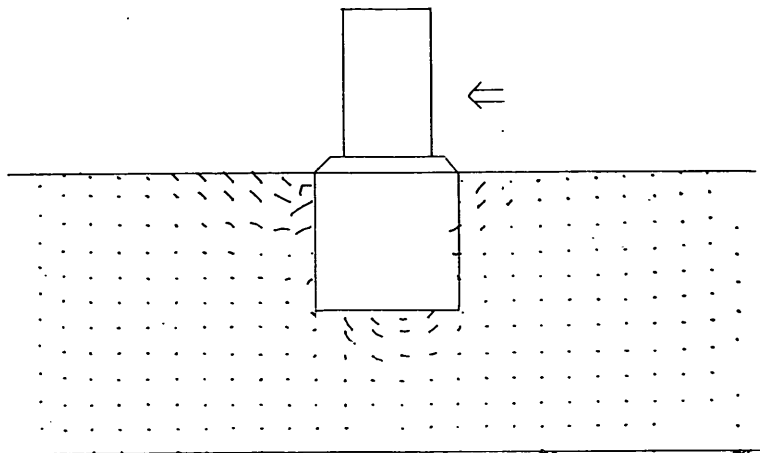


図-45 地盤の変位ベクトル (ケース No. B-8)

わせて示したが、計算値は実験値と全般に良い一致を示している。反力の測定点が少ないために、詳細な検討はできないが改良体側面での付着力を考慮することによって計算値と実験値はより一致する傾向が見られる。

b-5) 地盤の変形

図-45には、改良幅の小さい実験ケース No. B-8 について、荷重直前から荷重終了までの地盤内の変位ベクトルを示した。実験では荷重点の変位が約30mm程度まで荷重しているため、地盤内には大きな変位が生じている。主働側粘土地盤には、着底型で見られたような(図-39)明瞭な滑り線は見られず、全体に小さな変位挙動にとどまっている。受働側の粘土地盤には大きな変形が見られているが、その範囲は着底型に比べて小さい。また改良体下部の粘土地盤にも大きな変位挙動が見られており、着底型とは大きく異なっている。粘土地盤の変位挙動より、改良体は改良体内部を中心とする回転変位を生じていることが見られる。そのため、粘土地盤にはさほど大きな変形を生じなかった。

(3) 考察

主働側の圧力変化は着底型、浮き型を問わず、変位が

1 mm程度の荷重のごく初期に大きな圧力変化を生じ、主働状態に達する傾向が見られた。1 mmの変位が生ずる時の荷重は着底型では約10kgf、浮き型では10~15kgfといずれも小さな値であったが、先に述べたように着底型でも改良体の変位が生じている。一方、浮き型の場合には改良地盤底面でのせん断抵抗力が小さいので、荷重初期より改良体には変位が生じた。防波堤の実験でも、波力の着点力はケーソン底面より約5 cm程度で、現場の場合より多少低い位置と思われる。そのため、実際には本研究で見られたようなモーメント荷重による変位挙動が一層顕著に現われると思われる。

受働側に作用する圧力も、改良体のわずかな変位でも大きな圧力変化を示すことがわかった。

底面反力は荷重とともに台形分布から三角形分布へと変化していく傾向が見られた。計算値は実験値と比較的良好一致を示した。着底型でも荷重点での拘束の影響が小さいと思われる荷重初期では、両者は良い一致を示すことが確認された。

表-6 実験ケース一覧表 (壁式改良地盤)

実験 No.	改良型式	上部構造物	支持条件	改良幅	遠心加速度
No. W-1	ブロック	護岸	着底	10 cm	50 g
No. W-2	ブロック	護岸	着底	15 cm	50 g

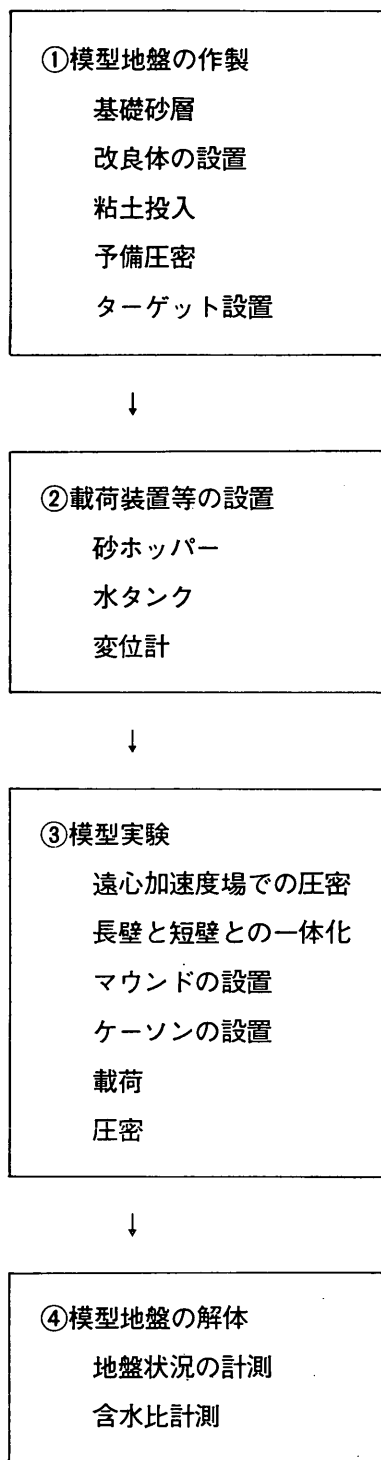


図-46 実験の流れ(壁式)

5. 壁式改良体に作用する外力

壁式改良地盤では改良地盤内に無改良の軟弱地盤が取り残されているため、無改良土に作用する外力の取り扱いが外部安定、内部安定検討時に問題となる。例えば、改良体の主働側に作用する外力について考えると、改良体に作用する外力が改良体と無改良土部分に均等に荷重が作用するか、それとも応力集中が生じ、改良体により大きな外力が作用するかという問題があげられる。さらに改良体底面での反力分布については、無改良土に作用した外力は無改良土自身で支持するのか、あるいは、改良体に外力の伝達が行われ、無改良土に作用した外力も改良体が支持するのか、なども壁式改良地盤特有の問題点について検討を加えた。

5.1 上部構造物を護岸とする場合の実験

(1) 実験方法

壁式改良地盤について行った実験ケースの一覧表を表-6に示す。実験は護岸で着底型のみで、改良幅が異なる2ケースを行った。

実験の流れを図-46に示した。順に説明を加える。

① 模型地盤の作製

1) まず容器下層に支持砂層を豊浦標準砂で作製した。砂層は十分な締め固めを行った後、容器下部より水を通水し飽和させた。図-47に示すように、支持砂層の所定の場所に改良体の長壁を設置し、あらかじめ真空中で練り返した含水比約150%のカオリン粘土を投入した。改良体は3.1に示したベークライトのもので、長壁を3枚、短壁を4枚使用した。その後、長壁部をくりぬいた載荷板を用いて粘土地盤部に圧力(0.1kgf/cm²)を加えて予備圧密を行った(図-48)。

2) 予備圧密終了後、改良体短壁部の粘土地盤をヘラを用いてカットし、ベークライト製の短壁をセットし

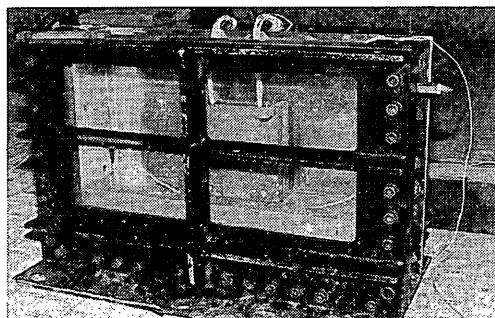


図-47 改良体(長壁)の設置

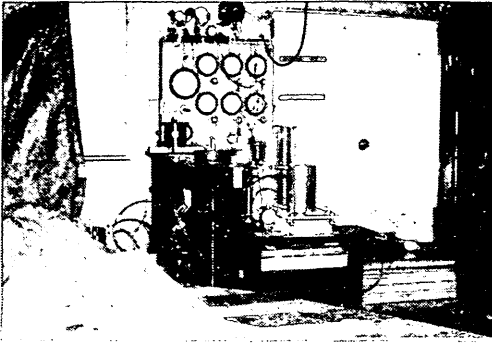


図-48 粘土地盤の予備圧密

た。この時、短壁は長壁とは連結せず、短壁の重量が壁間（短壁下部）の粘土地盤に伝わるようにした。

3) 容器前面の亚克力窓を取り外し、粘土側面に写真撮影用のターゲットをセットした。ターゲットは約2 cmの格子状となるように配置した。

4) 容器の再組み立て後、受働側粘土地盤上に水位計、粘土地盤の表面沈下計測用の変位計を取り付けた。

② 載荷装置などの設置

試料容器上面に砂ホッパー、水タンクなどを設置した。その後、遠心模型実験装置に搭載し、各計測器のケーブルの接続、砂ホッパーなどへの電気の配線を行って実験準備は完了する（図-49）。

③ 実験

1) 実験は粘土地盤の自重圧密過程、ケーソン据え付け過程、埋立載荷過程、埋め土による圧密過程に分けられる。

遠心模型実験装置を所定の加速度（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圧密を進行させた。遠心加速度増加中及び自重圧密中には各圧力計、変位計の計測を行った。さらに写真撮影も随時行い、地盤の変形挙動を監視した。圧密中には試料容器内の水の蒸発が見られたので、随時水タンクより給水し

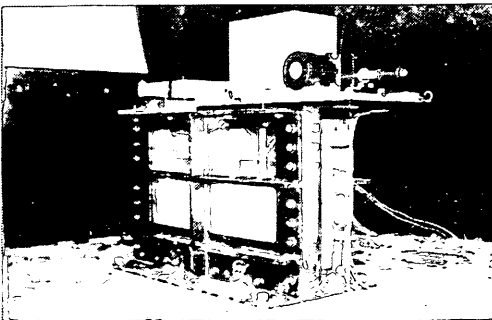


図-49 遠心模型実験装置への搭載

て、一定の水位を保つようにした。

2) 遠心力場での自重圧密終了後、遠心模型実験装置を一旦停止し、改良体長壁と短壁とを連結棒とボルトを用いて一体化し、その上面にマウンド、ケーソンを設置した。以上の作業が終了した後、再び遠心模型実験装置を回転し、再度50gの遠心加速度場で約1時間地盤の安定を待った。

3) 埋立載荷は前述した砂ホッパーを操作室から遠隔操作して行った。その際非排水条件での載荷を再現し、2～3段階の埋立に相当する載荷を数分のうちに行い、その後埋め土による粘土地盤の圧密を進行させた。載荷中及び圧密中には各圧力計の計測、写真撮影を行った。

④ 模型地盤の解体

載荷荷重による圧密終了後、遠心模型実験装置を停止させ、実験を終了する。実験終了後には埋め土及び改良体位置の計測、埋め土の重量測定などを行った。その後、粘土地盤の十数箇所含水比測定を行い、実験データ解析のための基礎資料とした。

(2) 実験結果

ここでは実験ケース No. W-2を中心に各段階での改良体に作用している外力について検討を加える。

a) 着底型

a-1) 自重圧密過程

50g立上げ完了時に、改良体の長壁に作用している圧力分布を図-50に示した。図中の各圧力計の値は、先に述べたように実測値から水位計の値を引き、水位計位置を基準水位として表している。改良体側面での圧力は、深度方向に圧力が直線的に増加する傾向が見られた。図には全土被り圧、静水圧の計算値もあわせて示した。実験値は、計算値に比べて全体に小さいが、土圧計、間隙水圧計のいずれも全土被り圧に近い値を示している。

改良体底面の圧力は前趾部でやや大きい台形分布を示しているが、各圧力計の合力は改良体重量の約72%程度と妥当な値を示している。

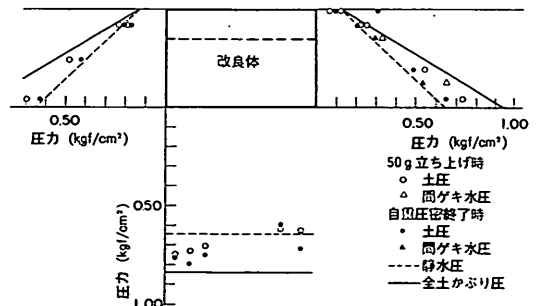


図-50 圧力分布（50g立上げ時、圧密終了時）

圧密の進行にともなう改良体側面での圧力変化については、間隙水圧は静水圧に、土圧は静水圧と静止土圧の合力に変化する。図には50gでの自重圧密終了時の圧力分布もあわせて示しているが、実験値の圧力減少量は計算より小さかった。実験より計算される静止土圧係数は0.35と要素試験での値よりやや小さな値であった。

改良体底面での反力は圧密の進行にしたがい、多少増加する傾向が見られた。これは周辺の粘土地盤の圧密沈下による改良体へのぶら下がり現象が生じたためである。このような現象は、改良前にすでに粘土地盤の自重による圧密が終了している原地盤では見られない現象である。

長壁間の無改良土側面及び短壁底面での反力については示していないが、長壁間の無改良土部に発生した圧力は、同一深さでの改良体長壁側面に作用している圧力に比べて小さな値であった。短壁底面での圧力も計算値に比べ小さく、ほぼ静水圧程度の値であったことを考えると、短壁、長壁間のクリアランス不足のために短壁が長壁にぶら下がり、当初予定していた短壁重量が粘土地盤に十分には伝わらなかったと思われる。この点については原地盤と異なった地盤となってしまった。将来改善の必要がある。

a-2) 載荷過程での圧力状態 (ケーソン据え付けによる圧力変化)

図-51にはケーソン据え付けの際の改良体長壁の圧力分布を示した。まず改良体長壁側面に作用している圧力について検討すると、ケーソンの据え付けを行っても、ほとんど圧力変化が見られていない。次に長壁底面での反力分布について検討すると、前趾部には圧力の増加が見られるものの、後趾部にはほとんど増加が見られていない。図に示した各圧力計の圧力増分を合計し、ケーソン重量と比較すると、実験値は約45%程度の増加に止まっている。ケーソン荷重の一部でも改良体短壁が支持す

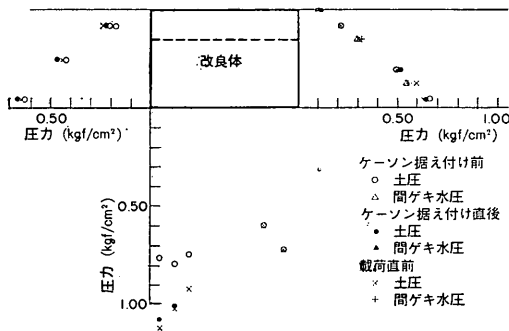


図-51 圧力分布 (ケーソン据え付け時)

ると、短壁底面での圧力や長壁間の粘土地盤に圧力の増加が生ずるはずである。しかし、図には示していないが、短壁底面及び長壁間の粘土地盤にはほとんど圧力の増加は見られなかった。そのため、長壁の圧力増分がケーソン荷重に比べて小さいものの、ケーソン重量はすべて長壁に集中して受持たれていると考えても良い。また実験ケース No. W-1についても、圧力増分は計算値の約47%程度と小さかったが、改良体長壁側面の圧力計及び短壁底面の圧力計には圧力増加が見られなかったため、このケースも外力はすべて長壁で支持されていると考えられる。このようにケーソン荷重はすべて改良体で支持されているため、長壁間の無改良土は改良前の応力状態を保っていると考えられる。

a-3) 載荷過程での圧力状態

載荷はケーソン背面にケーソン上端までを、ケース No. W-1 では3段階、ケース No. W-2 では2段階に分けて行った。いずれのケースでも各載荷段階での放置時間を短くしたのでほぼ非排水載荷を再現したと思われる。載荷時の改良体長壁に作用する圧力を図-52に載荷直前からの増分で示した。

改良体主働側の圧力は、土圧および間隙水圧とも粘土層全体にはほぼ一様に増加する傾向が見られ、ブロック式改良地盤と同様に、埋め土による鉛直荷重に相当する間隙水圧が改良体に作用していることがわかる。また発生した圧力が改良体に集中する傾向は見られなかった。

受働側の圧力は埋立載荷を行ってもほとんど変化しておらず、ブロック式改良地盤と同様の傾向を示している。そのため、改良体に主働側より作用する水平荷重はすべて改良体底面での摩擦力で支持されている。

改良体底面での圧力について見ると、載荷にともなって改良体全体に増加する傾向が見られ、前趾部で大きな台形分布を示している。底面反力の合計は、埋め土の鉛直荷重を長壁がすべて受持つと仮定するとケーソン背面の改良体上に盛られた砂の重量と等しいはずである。こ

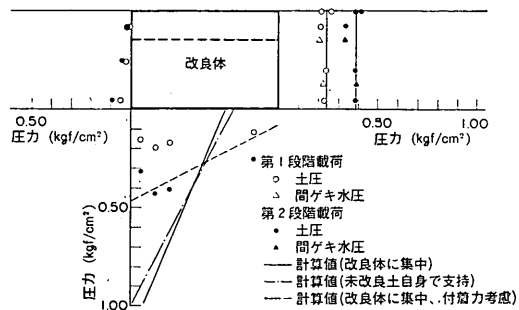


図-52 圧力分布 (載荷過程)

ここで実験値より上記の比較を行うと102%となり、この仮定を裏付けるものである。この結果はケーソン据え付け時に、ケーソン重量をすべて改良体で支持するとした結果と一致する傾向である。また、後で述べるように短壁底面での圧力には主働側から回り込んだ間隙水圧による圧力増加は見られるものの、鉛直圧力の増加は見られなかったため、このことから、鉛直荷重はすべて長壁で支持されていることがわかる。なお改良幅の小さいケース No. W-1 でも88%で、同様の傾向が見られた。

第2 载荷について、改良体主働側、受働側に作用している圧力（実験値）から底面反力を計算して図-52にあわせて示した。計算では壁間の無改良土に作用している圧力が、改良体に伝達し、長壁底面で支持されるとした場合と、無改良土自身で支持されるとした場合について求めた。両者の計算値にはさほど大きな差はなく、さらに両者とも実験値と大きく異なっているため、ここでは両者の考えの妥当性を議論できない。しかし、先に述べたように、鉛直荷重はすべて長壁で支持していることを考えると、水平荷重についても同様に改良体ですべて支持すると考える方が良い。計算値は非常に急な分布を示し、実験値と異なる結果を与えている。そこで、ブロック式改良地盤で行ったように、後趾部での付着力を考慮して反力分布を求め、図にあわせて示した。計算では、無改良土の水平荷重も改良体が支持すると考え、さらに埋め土内でのせん断力及び粘土地盤内での非排水強度が100%作用するとして求めている。計算値は、実験値と良い一致を示している。図には示していないが改良幅が小さい場合には、付着力を考慮しても実験値を定量的に説明するまでには至らなかった。改良幅が小さい場合には反力分布は非常に急な分布を示しており、このような場合には、まだ検討の余地が残っている。しかし、全体として改良体側面での付着力を考慮する必要性を確認することができたと思われる。

次に、短壁の底面反力と長壁間の粘土地盤中の圧力変化を図-53、54にそれぞれ示した。底面反力、壁間の各圧力計には後趾部で大きく前趾部で小さい圧力増加が見られる。図には主働側、受働側の粘土地盤内に発生した間隙水圧の増分もあわせて示したが、短壁の底面反力と長壁間の粘土地盤中の圧力の値は、これら2つの圧力を結ぶ線と傾向的にほぼ一致する傾向が見られた。このように無改良土内に発生した圧力増加が主働側から受働側へ直線的に分布していること、さらに図-54に示されるように、間隙水圧と土圧の両者とも直線上に一致することを考えると、これらの圧力増分は主働側粘土層内に発生した過剰間隙水圧が無改良土に回り込んだものであ

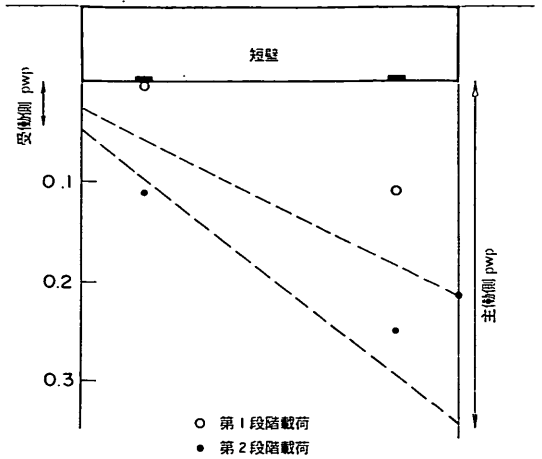


図-53 圧力分布（短壁底面反力）

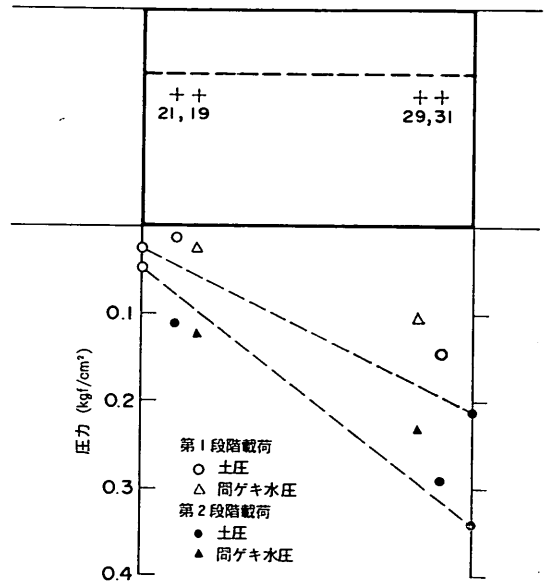


図-54 圧力分布（無改良土）

り、鉛直荷重を短壁で支持しているものではないと考えられる。図-54は長壁の上部での圧力変化を示しているが、長壁下部についても、発生した圧力は上部での値とほぼ同じ大きさであり、さらに先と同様に間隙水圧が回り込んだものと確認された。

以上の結果をまとめると、载荷にもなって主働側粘土地盤中に発生した間隙水圧は、改良体には集中することなく、改良体、無改良土に一樣に作用する。しかし、無改良土に作用した圧力はすぐに改良体長壁に伝達され、長壁底面で支持砂層に伝達されるものと思われる。

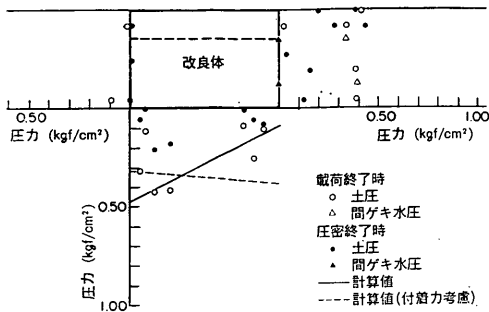


図-55 圧力分布（圧密終了時）

すなわち、上部構造物の建物、背面盛土の建設などを経ても、壁間の無改良土の応力状態は改良前の原地盤の応力状態のままであることがわかる。従って壁式の改良体の前趾部に作用する圧力のうち、最小主応力は法線方向になる。二次元のブロック式改良地盤では、最大、最小主応力が法線直角方向に発生するため、粘土地盤の水平土圧による拘束圧の増加が期待できることを考えると、このことは内部安定性の検討の大きな相違点となる。

a-4) 埋め土による圧密過程

実験では埋立載荷後も遠心模型実験装置を回転し続け、埋め土荷重による粘土地盤の圧密中の挙動の検討を行った。図-55には、圧密終了時に改良体長壁に作用している圧力増分の分布を埋立載荷終了時とあわせて示している。改良体主働側に作用する圧力を考えると、主働側粘土地盤中に発生した間隙水圧は時間の経過と共に消散し、最終的には載荷前の静水圧にまで減少している。一方、土圧は各計測値にばらつきがみられるものの、ブロック式と同様にはほぼ静止土圧にまで減少している傾向が見られる。なお、改良体上部に作用する土圧は下部と比較して大きな値を示しているが、これは粘土地盤の沈下にもなって沈下してきた埋め土の水平土圧を計測しているためと思われる。

受働側に作用する圧力については、載荷過程で発生した圧力はほとんど0にまで減少しており、圧密終了時には静水圧程度の値しか示していない。

底面での反力は主働側の圧力減少にしたがい、前趾部で大きく減少する傾向が見られる。反力の合力も大きく減少する傾向が見られるが、この原因については不明である。図には改良体後趾側面での付着力を考慮した場合と、考慮しない場合の計算値もあわせて示した。計算値と実験値とに大きな差が生じており、両者の計算法の妥当性についてはこの図からは明らかではないが、改良幅の小さいケース No. W-1 では、付着力を考慮した計算法が全体に実験値と良い一致を示した。

(3) 考察

実験結果をもとに、壁式改良地盤に作用する外力をブロック式改良地盤と比較して以下に示す。

埋め土によって主働側粘土地盤には間隙水圧が発生し、改良体、無改良土に様に作用し、改良体に集中する傾向は見られなかった。しかし、無改良土に作用した外力はすぐに改良体に伝達され、長壁底面ですべての外力を支持することがわかった。さらにケーソンなどの鉛直荷重も改良体で支持するため、壁間の無改良土の応力状態は地盤改良前と変化しない。そのため前趾部の応力状態は、最小主応力が法線方向（無改良土より作用する）になる。二次元のブロック式改良地盤では、最大、最小主応力が法線直角方向に発生するため、粘土地盤の水平土圧による拘束圧の増加が期待できることを考えると、このことは内部安定性の検討の大きな相違点となる。

6. 結 論

本研究では、改良体に作用する外力を遠心模型実験装置を用いた模型実験で検討を進めた。その結果、付録-Aに示した外力条件の考え方の妥当性が検証されたものである。

本研究で得られた主要な結論は以下の通りである。

改良体に作用する外力は、施工段階、改良地盤の外部安定に関わる安定性、改良体の改良形式などの大きな影響を受ける。以下に各構造物、改良形式ごとの外力条件について述べる。

① ブロック式改良体で上部構造物が護岸の場合

非排水条件の下で埋立を行った場合には、埋め土荷重に相当する過剰間隙水圧が主働側粘土地盤中に様に発生し、改良体には埋立て前の静止土圧に加えて、この間隙水圧が作用する。改良体が着底型の場合には、一般に埋め土側からの水平荷重は改良体底面での摩擦力で支持されるため、改良体の変位が少なく、受働側の圧力には変化が見られない。基礎砂層の剛性が高いために改良体底面での反力は非常に急な分布形を示す。

一方、浮き型の場合には、一般に改良体底面での抵抗力が小さく、外部安定を満足する条件下でも改良体の変位が生じるため、改良体主働側には主働土圧が作用し、受働側にも大きな圧力が作用する。また、底面での反力も、受働側の大きな圧力増加と改良体下部の粘土地盤内での応力の再配分によって、着底型のような急な分布形とはならず平坦な分布形を示す。

埋め立て完了後は、主働側では発生した過剰間隙水圧の消散が進み、圧力は減少し、圧密終了時には埋め土荷

重による新たな静止土圧が発生する。主働側の圧力が減少するため、改良体底面での反力もより平坦な分布形となる。

② ブロック式改良体で上部構造物が防波堤の場合

上部構造物に波力が作用し、改良体に変位が生ずると主働側は静止土圧から主働土圧に変化し、受働側も受働土圧にまでは至らないが大きな圧力の増加が見られる。着底型であっても改良体前趾を中心とする回転変位が生ずるため、主働側、受働側の外力が変化する。改良体底面での反力は、改良体の着底条件で大きく異なり、着底型では急な分布形を、浮き型では平坦な分布形を示し、護岸の場合と同様の傾向を得た。

③ 壁式改良体の場合

改良体の主働側、受働側側面に作用する外力は改良体に集中することなく、改良体と壁間の無改良土に様に作用し、ブロック式改良体での外力条件と大差はない。しかし、壁間の無改良土に作用した外力は直ちに改良体に伝達され、改良体底面で支持される。そのため壁間の無改良土の応力条件は載荷前の応力状態を保つ。

地盤底面での反力の計算にあたっては、上部構造物の種類、改良体の改良形式、着底条件によらず、主働側、受働側に作用する外力に加えて、改良体と周辺粘土地盤との境界面に作用する付着力も考慮して求める必要があった。(1988年3月31日受付)

謝 辞

本研究を進めるにあたり、赤本弘文氏（東洋建設㈱、元研修生）には実験実施に御協力をいただいた。ここに心から感謝したい。

参 考 文 献

- 1) 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, pp.119~184.
- 2) Lambe, T. W. and Whitman, R. V.: Soil Mechanics, John Wiley & Sons, Inc., 1969, P. 330.

記 号 表

- p_a : 主働側土圧
 p_p : 受働側土圧

付録-A 改良体に作用する外力条件の検討

ここでは改良体に作用する外力の経時的変化について机上での検討を加えた。特に改良体に荷重が作用し始めてから改良地盤系の外部破壊に至るまでに、改良地盤系の境界面に作用する外力について検討を加えた。以下に

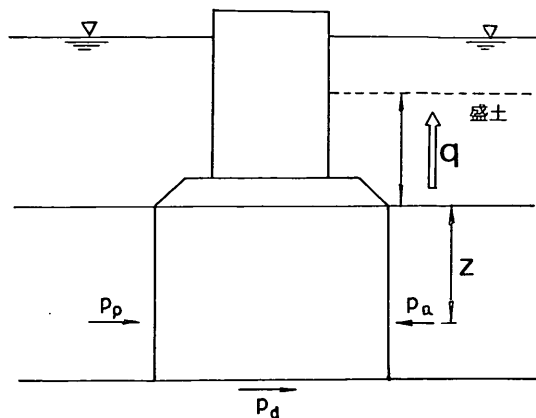


図-A.1 埋立て護岸概念図

護岸の場合と、防波堤の場合に分けて示す。

A.1 上部構造物が護岸の場合

ここでは、図-A.1に示したような、支持層に着底した重力式の埋立護岸を建設する場合について考える。ここでは改良幅が大きく、転倒破壊には安全で、改良体が大きく変位する場合には水平方向の変位が卓越する滑動モードの破壊が生ずるものとして検討を加える。

図-A.2, A.3には、埋立の進行につれて改良体に作用する圧力及び改良体の水平変位を概念的に示している。図で(a)は埋め土による荷重強度、 q を、(b)は改良地盤のある深さ、 z で主働側より作用する圧力、 p_a を、(c)は深さ、 z で受働側より作用する圧力、 p_p を、(d)は改良体底面で発揮する摩擦力 P_d を、さらに(e)は改良体の水平変位をそれぞれ示している。図-A.2は埋立速度が速く、粘土地盤の圧密が進行しない（非排水条件）場合について示し、図-A.3は逆に埋立速度が十分に遅く、埋立によって発生した過剰間隙水圧が十分消散する（排水条件）の場合を示している。

個々の条件について順に説明を加える。なお、水位は一定とし、静水圧については示していない。

(1) 非排水条件 (図-A.2)

a) 主働側の圧力 (図-A.2 (b))

埋立地盤の圧力について説明する前に、圧密試験のように一次元的に荷重が作用する場合を考えると、供試体である粘土には加えられた鉛直圧力に相当する過剰間隙水圧が発生し、時間の経過とともに消散していく現象が見られる。同様に埋立が十分に広い範囲で行われ、改良体が着底型で改良体に大きな変位が生じない場合には、粘土地盤内には埋立荷重強度 (q) に相当する過剰間隙水圧が発生するものと考えられる。そのため、改良体には埋立前 (図(b)点A) の原地盤の静止土圧 (p_{a0}) に加

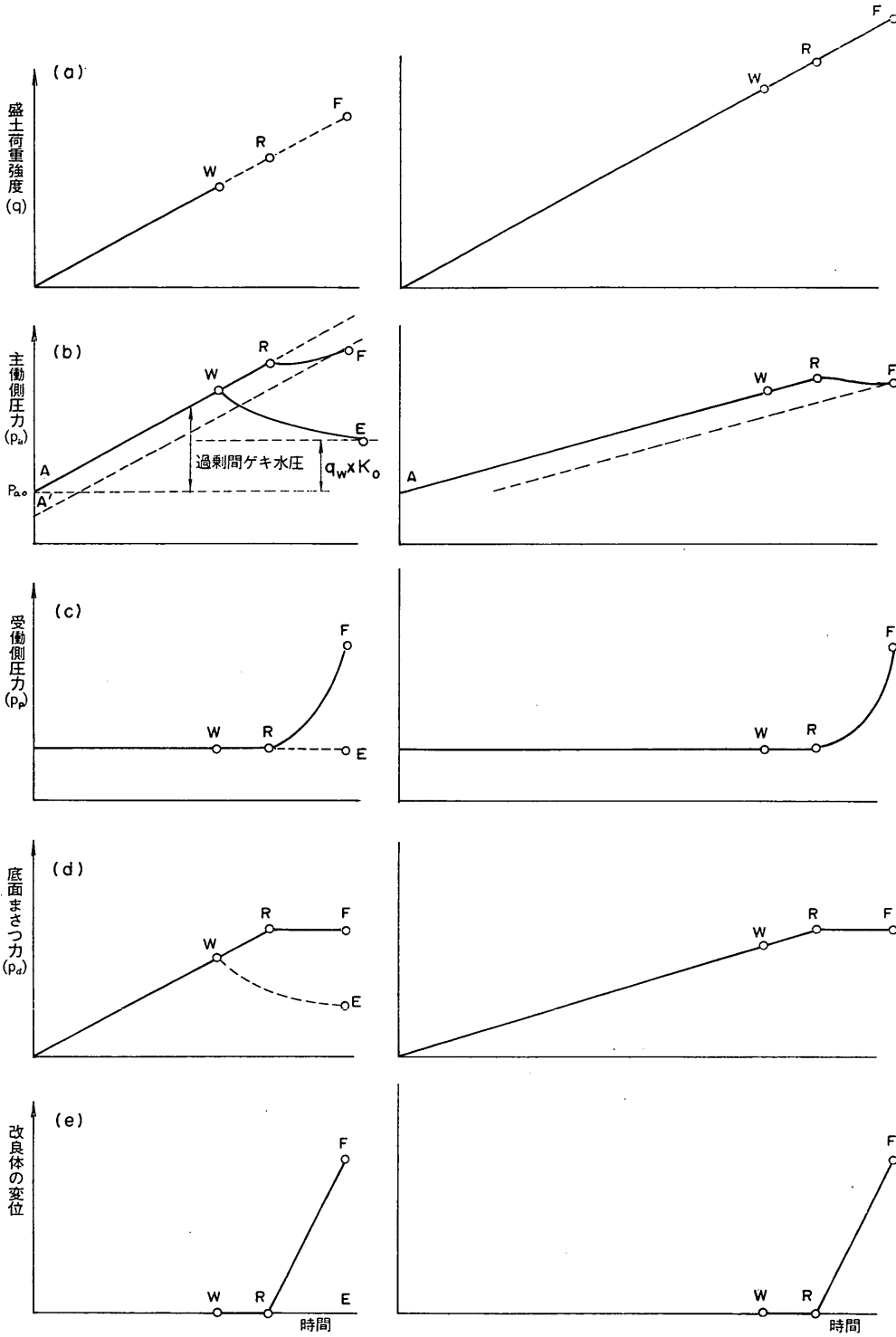


図-A.2 改良体に作用する圧力，変位概念図（非排水）

図-A.3 改良体に作用する圧力，変位概念図（排水）

えて、この過剰間隙水圧が作用することになる。埋立が急速に行われ、埋立荷重強度も図-A.2(a)の直線 OW のように増加すると、粘土地盤内の過剰間隙水圧も比例して増加していくため、改良体に埋め土側（主働側）より作用する水平圧力（ p_a ）は、図(b)の直線 AW に示されるものとなる。この間、圧力増分は図(d)に示されるように底面摩擦力の増加で受け持たれる。さらに埋立を進め、改良体底面での最大摩擦力と主働側改良体に作用する水平外力が等しくなると（図(a), 点 R），改良体は変位を生じ始める（図(e)）。改良体の変位が生ずると、主働側の土圧は急速に主働側土圧に変化し、なおも埋立を進めると、改良体は大きな水平変位を生じ滑動破壊が生ずる（点 F）。この時の改良体に作用する圧力の変化は、図(b)に示される直線 AR より直線 A'F への変化で示されるものである。現実の施工では、改良地盤系の破壊に対してなんらかの安全率を考慮して、図(a)点 W に到達すると埋立を終了する。埋立の終了後、粘土地盤内に発生した過剰間隙水圧は時間の経過とともに徐々に消散し、水平圧力も減少する（図(b)点 W-E）。そして最終的には、過剰間隙水圧は 0 となる。間隙水圧の消散が生ずると、過剰間隙水圧に代わって鉛直有効土圧が発生し、水平有効土圧も増加し、改良体に作用する。この時、改良地盤系の外部安定性が十分確保されている条件では、水平有効土圧は静止土圧と同じ大きさになり、改良体には埋立前の静止土圧（ p_{a0} ）と、この新たに発生した静止土圧（ $q * K_0$ ）の合力が作用する（図(b)点 E）。

b) 受働側の圧力（図-A.2(c)）

受働側の圧力の変化は、改良体の変位に大きく影響される。改良体の外部安定性が確保される場合には、改良体の変位はほとんど生じず、このような場合の受働側の圧力は載荷前の静止土圧（ p_{p0} ）のままで変化しない（図-A.2(c)）。しかし、埋立が進行し、主働側に作用する水平力が改良体底面で発揮できる最大摩擦力 P_{dmax} に達すると（図-A.2(d), 点 R），改良体の変位が生じ始め、受働側の土圧にも増加が見られ始める。さらに埋立を進め、改良体が非常に大きな変位を示すようになると、受働土圧（図-A.2(c)）まで増加する。一般に、静止土圧より受働土圧まで移行するのに要する変位又は歪は主働土圧へのそれと比較して大きいため、改良体の変位が生ずると、まず主働側の圧力が主働土圧へ移行し、その後、受働側の圧力も受働土圧に達すると思われる。

c) 改良体底面での摩擦力（図-A.2(d)）

改良地盤系の外部安定性が保たれ、改良体の変位が生じない場合には、受働側の圧力変化はないため、埋立による水平力はすべて底面での摩擦抵抗力が支持すること

になる。そのため図-A.2(d)に示したように底面での摩擦力は水平力の増加に等しい勾配で増加していく。埋立が進行し、底面での最大摩擦力（ P_{dmax} ）まで増加すると（点 R），改良体の水平変位が生ずる。ここで、最大摩擦力 P_{dmax} は着底型では、式（A.1）で与えられる。

$$P_{dmax} = V * \tan \phi' \quad \dots\dots(A.1)$$

ここに、 P_{dmax} : 最大摩擦力

V : 鉛直荷重

ϕ' : 支持砂層の内部摩擦角

通常は、改良体が破壊するまでは埋立を行わないので、その場合には先に示したように時間の経過とともに主働側粘土地盤内に発生した過剰間隙水圧は消散し、水平圧力も減少するため底面摩擦力も減少し、主働側に新たに発生した静止圧（ $q * K_0$ ）と等しくなる。

d) 改良体の水平変位（図-A.2(e)）

埋立高さが小さく、改良体に主働側から作用する水平荷重が改良体底面での最大摩擦力より小さい場合には改良体の水平変位はほとんど生じないが、底面での最大摩擦力と等しくなると（点 R），改良体の変位が生じ始め、埋立の進行に従い変位量も増加していく。

(2) 排水条件（図-A.3）

a) 主働側の圧力（図-A.3(b)）

排水条件の場合には、ミクロに見ると非排水条件の下でごくわずかな埋め土による過剰間隙水圧の発生と消散が繰り返されながら埋立が進んでいくため、いずれの時点でも、粘土地盤内に発生した過剰間隙水圧は十分消散しており、先に述べた埋め土による新たな静止土圧が発生している。図で示すと、改良体に作用する圧力は図(b)に示される直線 AW となる。埋め土が点 R で示される高さまで行なわれると、改良体の変位が生じ始め、改良体に作用する圧力は主働土圧に移行する。さらに埋立を進めると（点 F），改良地盤系の破壊が生ずる。しかし、破壊直前までの埋立荷重によって、粘土地盤は既に圧密が終了し、地盤の強度増加も生じているため、破壊時の埋立高さは非排水条件時より高く、その時の主働土圧も同じ埋立高さでの非排水条件での値と比べてより小さいものである。

b) 受働側の土圧（図-A.3(c)）

受働側の土圧の変化は、改良体の変位に大きく影響されるため、埋立の速度によらず非排水条件と同様である。

c) 改良体底面での摩擦抵抗（図-A.3(d)）

改良体底面での摩擦抵抗も非排水条件とはほぼ同様の傾向を示す。しかし、主働側より作用する圧力は既に圧密の終了した静止土圧であるため、埋立完了後には経時的

変化は見られない。そのため底面での摩擦力も埋立完了後には一定の値を示すものと考えられる。

$$=K_0 * \gamma' * z + q * (1-U) + K_0 * q * U \quad \dots\dots(A.7)$$

d) 改良体の水平変位 (図-A.3(e))

非排水条件の場合と同様である。

破壊時

$$p_a = (q + \gamma' * z) * \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) - 2 * (Cu + Cu/p * q * U) * \tan(\pi/4 + \phi'/2) \quad \dots\dots(A.8)$$

(3) 主働側圧力の表示式

ここでは主働側での圧力の経時変化を式で示す。なおここでは静水圧は考慮していない。

ここに U : 粘土地盤の検討地点での圧密度

Cu/p : 粘土地盤の強度増加率

q' : 破壊直前までの埋土の荷重強度 ($\approx q$)

改良前 (図-A.2(b)及び図-A.3(b)の点A)

静止土圧:

$$p_{a0} = K_0 * \gamma' * z \quad \dots\dots(A.2)$$

非排水条件

破壊前 (図-A.2(b)の直線 AW) (静止土圧+過剰間隙水圧)

$$p_a = p_{a0} + PWP = K_0 * \gamma' * z + PWP = K_0 * \gamma' * z + q \quad \dots\dots(A.3)$$

破壊時 (図-A.2(b)の直線 A'F) (主働土圧)

$$p_a = (q + \gamma' * z) * \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) - 2 * Cu * \tan(\pi/4 + \phi'/2) \quad \dots\dots(A.4)$$

排水条件

破壊前 (図-A.3(b)の直線 AW) (静止土圧+新たな静止土圧)

$$p_a = p_{a0} + K_0 * q = K_0 * \gamma' * z + K_0 * q \quad \dots\dots(A.5)$$

破壊時 (図-A.3(b)の直線 A'F) (主働土圧)

$$p_a = (q + \gamma' * z) * \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) - 2 * Cu' * \tan(\pi/4 + \phi'/2) \quad \dots\dots(A.6)$$

- ここに p_a : 主働側の圧力
 K_0 : 粘土地盤の静止土圧係数
 γ' : 粘土地盤の単位体積重量
 z : 検討地点の深さ
 PWP : 埋め土による過剰間隙水圧
 q : 埋め土の荷重強度
 ϕ' : 粘土地盤の内部摩擦角
 Cu : 粘土地盤の検討地点での非排水強度
 Cu' : 埋め土による強度増加を考慮した粘土地盤の検討地点での非排水強度

現実の埋立は非排水条件を満足するまで遅くなく、完全な排水条件を満足するほど遅くなく、その間の速度で行われるのが普通である。このような場合には、検討地点での圧密度を U とすると、

$$p_a = p_{a0} + PWP * (1-U) + K_0 * q * U$$

ここで、 $U=0$ とおくと非排水条件となって、式(A.7)は(A.3)に、式(A.8)は(A.4)に一致し、排水条件の場合には $U=1$ とおくことで、式(A.7)は(A.5)に、式(A.8)は(A.6)に一致することは容易に理解できる。

(4) 主働側圧力の比較

さて上に表わした圧力の概略値を推定する。土質条件として通常 of 海底粘土地盤を想定し、以下のように各値を仮定する。

$$K_0 = 0.5, \phi' = 0, Cu/p = 0.3, \gamma' = 0.5 \text{g/cm}^3$$

そのため、埋立前の原地盤強度 Cu は以下のように表すことができる。

$$Cu = Cu/p * \gamma' * z \quad \dots\dots(A.9)$$

また排水条件で埋立を行い、破壊直前の埋土荷重での圧密度も完了していると考え、その時の粘土地盤の強度 Cu' は式(A.10)で表される。

$$Cu' = Cu/p * \gamma' * z + Cu/p * q \quad \dots\dots(A.10)$$

ここで、ある深さ (z) で改良体に作用する圧力を試算する。

改良前

静止土圧

$$p_a = K_0 * \gamma' * z = 0.25 * z \quad \dots\dots(A.11)$$

非排水条件

破壊前 (静止土圧+過剰間隙水圧)

$$p_a = K_0 * \gamma' * z + q = 0.25 * z + q \quad \dots\dots(A.12)$$

破壊時 (主働土圧)

$$p_a = (q + \gamma' * z) * \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) - 2 * Cu * \tan(\pi/4 + \phi'/2) = q + 0.2 * z \quad \dots\dots(A.13)$$

排水条件

破壊前 (静止土圧+新たな静止土圧)

$$p_a = K_0 * \gamma' * z + K_0 * q = 0.25 * z + 0.5 * q \quad \dots\dots(A.14)$$

破壊時

$$\begin{aligned}
 p_a &= (q + \gamma' * z) * \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) \\
 &\quad - 2 * C_u' * \tan(\pi/4 + \phi'/2) \\
 &= 0.25 * z + 0.4 * q \quad \dots\dots(A.15)
 \end{aligned}$$

ここで各値の大きさを比較する。

まず、主働土圧に関して非排水条件と排水条件とを比較する。式(A.13)と(A.15)とを比較して、排水条件では土被り圧に関する圧力はわずかに増加しているが、埋め土に関する圧力では60%も減少している。さらに破壊前の圧力では、排水条件では埋め土荷重の50%の差が見られる。このように、埋立速度の違いによって大きな圧力の違いが生じていることがわかる。また、破壊前と破壊時との圧力を比較すると、非排水条件では(式(A.12), (A.13)), 土被り圧の項に関して20%の減少が、排水条件では(式(A.14), (A.15)), 埋め土荷重の20%の減少が見られる程度で、静止土圧から主働土圧に移行しても圧力はさほど大きな変化を示さないことがわかる。

A.2 上部構造物が防波堤の場合

次に着底型改良地盤の上部構造物が防波堤の場合を考える。防波堤の場合には、2.で述べたように波力によるモーメント荷重が大きく影響し、改良体の幅によっては転倒破壊モードになると思われる。しかし、ここでは改良幅が十分に大きく、滑動破壊が生ずると考えて検討を進める。さらに波力は繰り返し荷重であるが、ここでは、簡単のために図-A.4に示したように一方向から作用する荷重として考え、さらにその荷重が時間とともに一樣に増加していくとして検討を進める。

図-A.5には(a)は波力、 P_w を、(b)は改良地盤のある深さ、 z で主働側より作用する圧力 p_a を、(c)は受働側より作用する圧力、 p_p を、(d)は改良体底面で発揮する摩擦力、 P_d を、さらに(e)は改良体の水平変位をそれぞれ

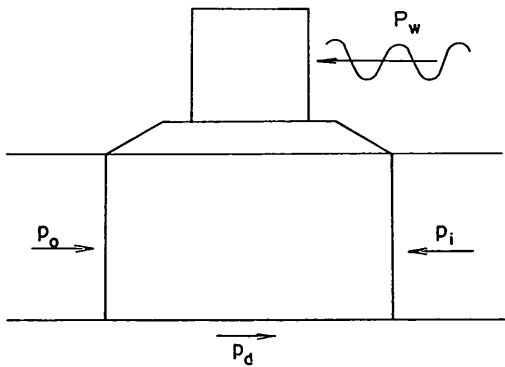


図-A.4 防波堤概念図

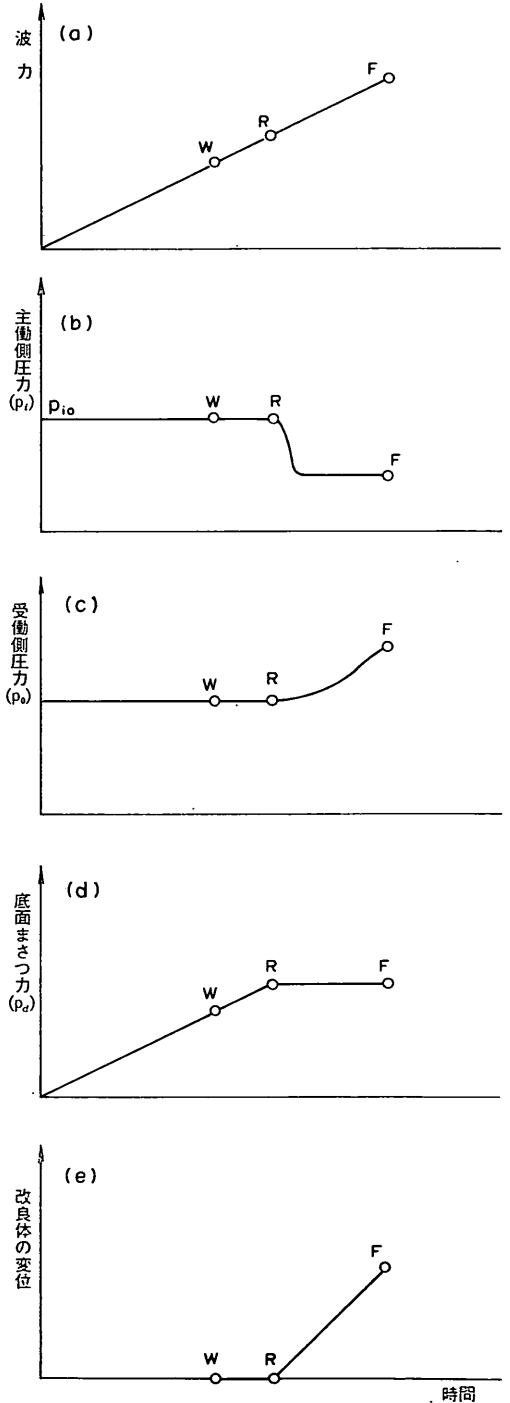


図-A.5 改良体に作用する圧力、変位概念図

れ示している。防波堤の場合には主働側粘土地盤上の鉛直土圧の変化はないため、護岸の場合に発生した過剰間隙水圧は発生しない。作用する波力が小さく、改良体に変位が生じない場合には図-A.5(b)に示すように、水平土圧に変化はなく、波力の載荷前の静止土圧のままである。しかし、水平荷重が増加し、改良体の底面での最大摩擦力より大きくなり改良体に変位が生じ始めると(点R)、主働側の土圧は静止土圧から主働土圧まで減少する。一方、受働側土圧は護岸の場合と同様で、図(c)に示すように、改良体の変位が生じない場合には静止土圧のままで変化なく、改良体が水平変位を生ずると土圧が増加する。改良体の変位が非常に大きい場合には受働土圧にまで増加する。さらに改良体底面での摩擦力についても、波力が小さい範囲では作用する波力はすべて底面での摩擦力で支持することになり、最大摩擦力まで支持する(図(d))。

A.3 着底型と浮き型との相違

これまでの検討の対象となった地盤は、破壊時には滑動破壊が生ずるような改良体であった。一方、改良体が支持砂層までは達しておらず、粘土地盤中に止まっている浮き型の場合について考える。浮き型の場合には、改良体底面での最大せん断力は式(A.16)で与えられる。

$$P_{d\max} = A * C_u \quad \dots\dots(A.16)$$

ここで、 A : 改良体の底面積

C_u : 改良体底面位置での粘土地盤の強度

一般に上式で与えられるせん断抵抗力は、着底型での値(式(A.1))よりも小さい。そのため、着底型より小さな埋め土、波力が作用した場合でも、水平力は改良体底面での最大せん断抵抗力よりも大きくなり、改良体の変位が生ずることになる。そのため、主働側の圧力は静止土圧と過剰間隙水圧の合力ではなく、載荷初期から主働土圧に移行していると考えても良いと思われる。又、受働側の土圧も改良体の変位が無視できないので、静止土圧より大きく、主働側からの水平力と改良体底面

での最大せん断抵抗力との差の分だけ、静止土圧より大きな圧力が作用していることと考えてもよい。

さらに浮き型の場合、改良体底面での支持力が小さいため改良地盤系の破壊時の変位は単純な水平変位だけでなく、回転変位や鉛直変位も複合されて生ずると思われる。特に、粘土地盤が正規圧密地盤のように強度が小さい場合には改良地盤下部での支持力破壊が生ずる可能性が非常に高く、このような場合には大きな鉛直変位が生ずる。このように複雑な変位が生ずる場合には極限土圧である主働、受働土圧もランキン土圧のような単純なものではなく、より複雑なものになることが予想される。これらの土圧は改良体の変位の方向及びその大きさに大きく影響されるために、その詳細については一概に述べることはできない。模型実験、FEM解析等からの検討が必要になる。

記号表

A	: 改良体の底面積
C_u	: 粘土地盤の検討地点での非排水強度
C_u'	: 埋め土による強度増加を考慮した粘土地盤の検討地点での非排水強度
C_u/p	: 粘土地盤の強度増加率
K_0	: 静止土圧係数
p_a	: 改良体に主働側から作用する圧力
p_p	: 改良体に受働側から作用する圧力
P_d	: 改良体底面で発揮する摩擦力
$P_{d\max}$: 改良体底面で発揮する最大摩擦力
PWP	: 埋め土による過剰間隙水圧
q	: 埋め土の荷重強度
U	: 粘土地盤の検討地点での圧密度
V	: 鉛直荷重
z	: 検討地点の深さ
γ'	: 粘土地盤の単位体積重量
ϕ'	: 粘土地盤の内部摩擦角