

軟弱地盤上の根入れ式双設基礎の支持力特性

誌名	水産工学研究所技報
ISSN	13418750
著者名	佐伯,公康 大槇,正紀 西崎,孝之 榊,晋介 梅本,憲二郎 児島,真二 久留米,雄太 槻,大介 海老澤,朗 久保,昌和
発行元	水産庁水産工学研究所
巻/号	23号
掲載ページ	p. 21-49
発行年月	2001年2月

農林水産省 農林水産技術会議事務局筑波産学連携支援センター
Tsukuba Business-Academia Cooperation Support Center, Agriculture, Forestry and Fisheries Research Council
Secretariat



軟弱地盤上の根入れ式双設基礎の支持力特性

佐伯公康*・大楨正紀*・西崎孝之**・榊 晋介***・梅本憲二郎****
 児島真二****・久留米雄太****・槻 大介****・海老澤朗****・久保昌和****

Bearing Capacity Characteristic of Double-embedded Foundation on Soft Ground

Kimiyasu SAEKI, Seiki OHMAKI, Takayuki NISHIZAKI, Shinsuke SAKAKI, Kenjiro UMEMOTO
 Shinji KOJIMA, Yuta KURUME, Daisuke KEYAKI, Akira EBISAWA and Masakazu KUBO

Abstract: A double-embedded foundation is proposed for fishing port facilities on soft ground. This foundation is light to prevent settlement and has two embedment lines resisting against wave force. It is expected to be built at a low cost because improvement of the ground is not necessary. A model foundation was put on the normally consolidated ground and loading tests were carried out in a centrifugal field. Deformation behavior and subgrade reaction of the foundations were investigated by loading vertically and/or horizontally. It was found that vertical and horizontal bearing capacity increases with the depth of embedment. Based on the results, formulas that express bearing capacity and subgrade reaction of this foundation are proposed.

Keywords: Fishing port, Double-embedded foundation, Soft ground, Bearing capacity, Loading test

1 はじめに

日本の沿岸域に点在する小さな湾や入り江では、波浪が小さいために漁業の根拠地として古くから多くの船だまりが形成され、それらが現在の漁港へと発展している。ところがそうした地形の海底には軟弱な粘性土が堆積している場合が多く、重量の大きな漁港構造物を設置しようとする場合、地盤の発揮できる支持力が小さいために何らかの対策を必要とする。

一般には軟弱地盤上に構造物を設置する場合、構造物を軽量化して地盤への載荷重を許容範囲内に抑えたり、支持力の大きな下部層まで杭を打込んだり、軟弱層に対して地盤改良工法を適用し支持力を増大させる等の対策が採られる。

しかし現在の漁港構造物の多くは、波圧等の水平荷重に抵抗するために重量を相応に大きくしてある。このため例えば防波堤を軟弱地盤上に設置する場合、捨石マウンドによって

荷重を広範囲に分散させ、かつ地盤改良工法を採用して地盤の支持力を増大させる方式が多く採られている。

こうした工法の普及によって地盤条件の悪い地点でも漁港構造物を設置することが可能となった反面、事業費は増大することとなった。近年漁港施設の建設コストの縮減が求められているが、とりわけ基礎構造や地盤改良に投入する事業費の縮減が大きな課題といえる。

この課題に対応するため水産工学研究所では「根入れ式双設基礎」の開発を実施した。この基礎は、形状を工夫して、元来地盤が有するせん断抵抗を水平外力への抵抗力として発揮させる。すなわち軟弱地盤上に2列の根入れを行い、基礎底面の深さにおける地盤のせん断抵抗力及び基礎後面の土圧を水平抵抗力として発揮させるものである。従って構造の軽量化が可能となり、地盤改良の省略または改良範囲・改良率の低減が可能となる。構造上、大きな水平抵抗は期待できないため、適用先としては比較的波力の小さい水域の防波堤、

2000年11月7日受理 水産工学研究所業績A第387号

*水産土木工学部漁港施設研究室

**水産庁整備課(元・漁港施設研究室)

***(株)漁港浅海開発コンサルタント

****千葉工業大学

岸壁、釣り突堤等が考えられる。

本論文では、この「根入れ式双設基礎」の模型を用いた鉛直載荷試験ならびに鉛直力と水平力の組み合わせ載荷試験の報告を行う。論文の構成は以下の通りである。第2章で現在の軽量基礎に関する研究・開発状況について紹介する。第3章では根入れ式双設基礎の支持力・水平抵抗力発現の機構を述べる。第4章では実験で用いた装置の概要について、第5章では実験で用いた模型地盤の特性について述べる。第6章では鉛直載荷試験について、第7章では鉛直力と水平力を組み合わせた載荷試験について述べる。そして第8章でまとめを行い、根入れ式双設基礎を実構造物に適用する際の設計手法の骨格を提案する。また文末に補遺の項を設け、参考事項について記す。

第6章及び第7章の試験では、基礎模型に変位速度一定で載荷を行い、載荷時の基礎の変位と基礎に作用する圧力を測定した。載荷重と変位の関係より、発現される極限支持力および水平抵抗力を判定し、それらの値を支持力公式あるいは土圧公式に基づく算定値と比較した。また基礎に作用する圧力分布及び力の釣り合いについて数式での表現を試み、試験結果と比較して表現の妥当性を検証した。

なお本論文の第7章に示す鉛直力と水平力の組み合わせ載荷試験とは、鉛直荷重を事前に調整しておいた上で、水平方向に変位速度を一定とした載荷を行うものである。文中では便宜上、この試験を「水平載荷試験」と呼ぶこととする。

2 沿岸構造物への軽量基礎の適用の現況

沿岸構造物への軽量基礎の適用に関しては、近年次のような研究・開発がなされている。

軽量基礎のひとつとして、軟弱地盤着底式防波堤(略称「軟着堤」)が運輸省によって研究・開発され、¹⁾熊本港において実現されている。これは軟弱地盤に地盤改良を施さず、重量の小さい堤体を直接設置し、堤体底面と粘性土表層との付着力および杭の水平抵抗によって水平外力に抵抗するものである。うち付着力は基本的に堤体重量とは無関係であるため、堤体重量を軽くすることができ、地盤改良が不要になる。このため、比較的波高が小さく表層地盤がある程度の粘着力を持つ軟弱地盤海域において経済的な防波堤となり得る。実際に熊本港での設計条件で重力式防波堤との建設コストを比較すると、軟着堤は約半分に抑えられ経済的とも言われる。但し軟着堤は現在のところ他港での建設は行われていない。港ごとの多様な自然条件に対してこの構造形式を適用するには、構造の詳細に関してさらなる検討が必要と考えられる。

また近年、運輸省によってサクシオン基礎の技術開発が進められている。^{2,3)}これは筒状の構造物の開口部を下にして海底地盤上に設置し、ポンプにより内部水を強制排水することで、構造物内外に発生する水圧差(サクシオン)を押込み力として利用し海底地盤中に根入れを行う基礎構造物である。現在設計・施工法の確立に向けた取組みがなされている。この基礎は主にその施工法に特色があるが、同時に軽量化と地盤改良の省略によるコスト縮減の意図がうかがえる。

水産工学研究所においては、漁港構造物の基礎構造への適

用を目指した軽量基礎として、根入れ式基礎およびスカート付き基礎に関する研究を進めてきた。図1に1列の根入れを有する基礎(帯基礎)の模型断面を、図2にスカート付き基礎の模型断面を示す。図3にはスカート付き基礎のまわりに作用する力を模式的に示す。西崎、櫻井ら^{4,5)}は、帯基礎及びスカート付き基礎に対して鉛直載荷試験並びに偏心傾斜載荷

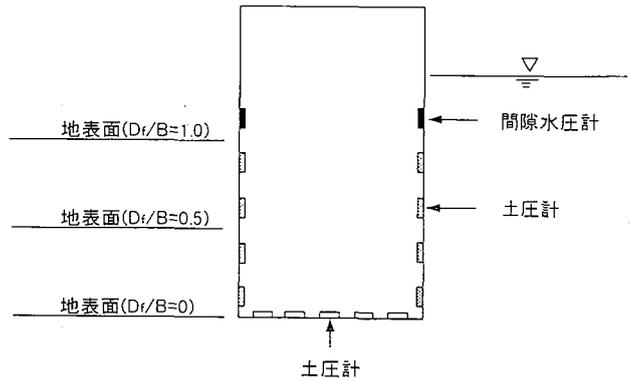


図1 根入れ式帯基礎模型の断面

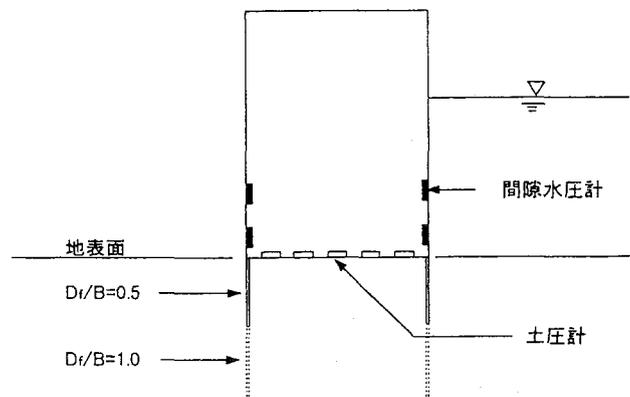
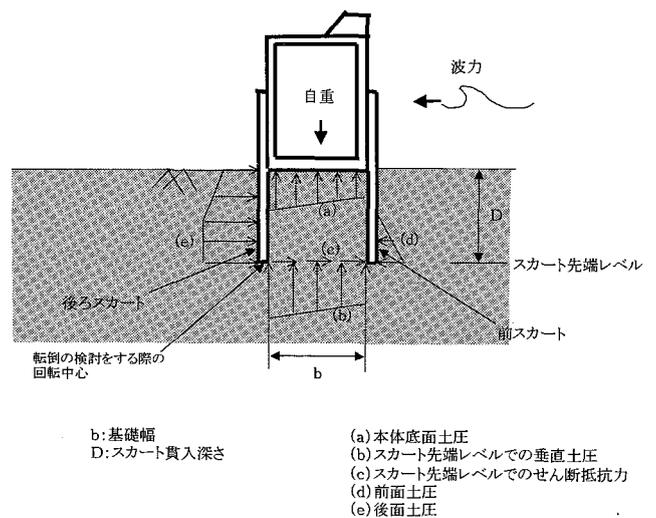


図2 スカート付き基礎模型の断面



b: 基礎幅
D: スカート貫入深さ

(a) 本体底面土圧
(b) スカート先端レベルでの垂直土圧
(c) スカート先端レベルでのせん断抵抗力
(d) 前面土圧
(e) 後面土圧

図3 スカート付き基礎まわりに作用する力

試験を実施し、支持力特性に関する検討を行った。その結果、帯基礎では、根入れによって深さ方向のせん断抵抗の増加と土かぶり圧の増加に伴う支持力増加が確認された。またスカート付き基礎では、せん断抵抗の増加が期待できるが、スカート内の土塊は基礎とともに動き、土かぶり効果としての支持力増加には寄与しないことが示された。本研究で扱う「根入れ式双設基礎」は、根入れを2列に増やしたもので、帯基礎の発展形といえる。

ところで沿岸域に限らない一般的な議論として、支持層に頼らない基礎を設置する際の必要条件を池田⁹⁾が「地盤が一樣であること、構造物荷重をほぼ均等に配分しうること、構造物の絶対標高の維持が必要でないこと、隣接構造物の荷重や偏土圧などを受けるおそれがないこと」と表現しているが、これを漁港の各種構造物について当てはめて考察する。まず漁港区域にはリアス式海岸など地形が複雑で、地盤も一樣な分布でないところが多い。また波圧を受けると底面の土圧分布が偏心状態となり、荷重を均等に配分することが出来なくなる。漁港施設の絶対標高の維持は、土木構造物の中では厳密性を比較的必要としない部類だといえる。隣接構造物は比較的少ないが、波圧の影響で偏土圧を受けることは避けられない。

こうした考察に基づけば、漁港において軽量構造物の利点を十分に生かせる現場は限定されてくる。但し、利点の一部を生かしたり、これまでの永久構造物とは異なる発想の施設を築造しようとするならば軽量構造物の適用範囲も広がるものと思われる。このことは補遺の項で再び触れる。

3 根入れ式双設基礎の概念

3.1 根入れ式双設基礎の形態

根入れ式双設基礎は、湾奥等の比較的静穏な水域における軟弱地盤上の漁港構造物のために考案された基礎である。具体的には防波堤・岸壁・釣り突堤等への適用を想定している。構造を軽量にして地盤改良を行わないものと想定している。但し状況に応じ、改良範囲・改良率を従来より低減させて地盤改良を行うことはあり得る。

図4に根入れ式双設基礎の横断面の模式図を示す。図の奥行き方向に堤体が伸びていると見なす。基礎は軟弱地盤上に、法線方向に2列の根入れを設置するものである。なおそれぞれの根入れを法線方向に完全な壁にするか開口部を設けるかは構造物の目的や現場の状況に応じて決定すべきことである。

3.2 根入れ式双設基礎に作用する力

図4には根入れ式双設基礎に作用する力についても模式的に示してある。図中の名称は以降の説明中にも随時用いていくこととする。

外力を受けた際は、図に示す土圧が作用して安定を保つことになる。鉛直外力(自重)に対しては、底面土圧が抵抗する。水平外力に対しては、根入れ底面レベルのせん断抵抗および後面土圧と前面土圧の差が抵抗する。なお根入れの内向きの壁面にも水平土圧が作用する。しかしその力を底面レベルのせん断抵抗に置き換えて表現している。

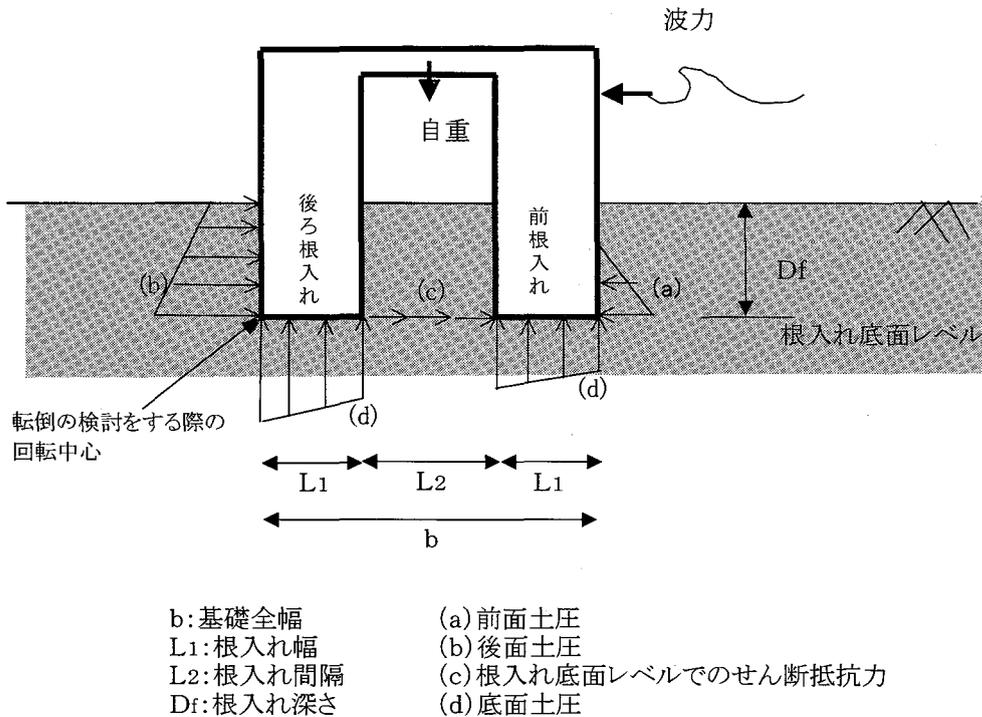


図4 根入れ式双設基礎の模式図

この基礎形状を根入れ無しの基礎と比較すると、鉛直支持力及び水平抵抗力の発現に関して次のような特性を有する。

- ① 根入れを行うことにより、鉛直支持力の増加が期待できる。それは土かぶり圧が増加することと、地盤の有するせん断強度が深さ方向に増加することによる。
- ② 根入れを行うことにより、水平抵抗力の増加が期待できる。それは後ろ側の壁面に働く土圧が水平外力に抵抗することと、地盤の有するせん断強度が深さ方向に増加することによる。

またこの基礎形状を帯基礎（1基の根入れを有する基礎）と比較すると、鉛直支持力及び水平抵抗力の発現に関して次のような特性を有する。

- ① 双設とすることにより、水平抵抗力の増加が期待できる。それは、基礎底面と粘土地盤の間に働く付着力に比べて図中(c)でのせん断抵抗力は一般に値が大きく、これが水平外力への抵抗に寄与するからである。
- ② 仮に基礎全幅が b_1 の双設基礎と、基礎幅が b_1 の帯基礎とを仮定し、重量を同じとするならば、双設基礎の方が底面の接地面積が小さいために、底面の圧力が大きくなる。この比較法によるなら、期待できる鉛直支持力は、双設基礎の方が小さくなる。

重力式構造物の場合、自重を増して転倒に対する抵抗モーメントや滑動抵抗力を増加させ、水平外力に対しての抵抗力を確保する。しかし根入れ式双設基礎で水平外力への抵抗要素となる基礎底面レベルのせん断抵抗、後面土圧、前面土圧は構造物重量と理論上無関係であり、構造物重量の軽量化が図りやすい。軽量化した場合、底面に発生する地盤反力が小さくなり、大規模な地盤改良が不要となり、工費の低減が期待できる。

3.3 本研究における試験手法

次章から述べる載荷試験の手法及び試験データの扱いは次の通りである。

試験としては、鉛直または水平方向に変位速度一定の載荷試験を実施し、試験中は模型の変位と模型に作用する土圧を計測する。

試験後、得られた荷重～変位（あるいはモーメント～回転角）関係より、破壊時点を判定しそのときの荷重を破壊荷重とする。また基礎まわりの土圧分布の特性を把握する。なかでも破壊時点における土圧分布を、既存の極限支持力式あるいは主働・受働土圧分布の算定式と比較し、その適用に関する検証を行う。必要に応じて既存式を修正し、実験結果に適合するような式を提案する。

以上より、この構造形態を実構造物に適用する場合、どれほどの外力に耐えるかを判定し、また支持力および土圧を算定する際にどのような式を用いるのが適切かを示す。

4 試験装置

本論文で述べる載荷試験においては、土槽内に粘性土模型地盤を作成し、この地盤上に根入れ式双設基礎の縮小模型を設置した。この模型に変位速度一定で載荷を行ない、載荷点

に発生する反力、基礎の変位ならびに基礎に作用する土圧を測定した。載荷試験は100G（G：重力加速度）の遠心力場において実施した。

4.1 基礎模型と載荷装置

根入れ式双設基礎をモデル化した縮小模型と、その模型に荷重を与える載荷装置の概要は次の通りである。100G場での実験を行うことから、模型は実物の1/100のスケールを前提に作ってある。

4.1.1 鉛直載荷試験用模型

図5に鉛直載荷試験用基礎模型を示す。上部の天板は幅16cmのアルミ製であり、その下に2基の根入れ部をボルトで剛結する。根入れ部はアクリル製で、表面は滑である。天板と根入れ部とは横方向の任意の位置で固定することが可能であり、試験条件に応じて固定位置を設定する。基礎模型の奥行きは、土槽奥行きより0.25cm小さい19.75cmである。基礎底面には計6個の小型圧力計が埋め込まれており、底面土圧の測定に用いる。

図6に鉛直載荷装置を示す。載荷試験に先立ち、基礎模型と載荷アームを結合しておく。サーボモーターにより、載荷アームを鉛直方向下向きに変位速度一定で駆動させる。載荷アームの途中にはロードセルが挿入されており反力を測定する。またその脇には接触型変位計がついていて載荷アームの鉛直方向変位を測定する。

4.2.2 水平載荷試験用模型

図7に水平載荷試験用基礎模型を示す。上部の天板はアルミ製であり、幅9cmのものと12cmのものを試験条件に応じて使い分ける。この下部に、2基の根入れ部を剛結する。根入れ部はアクリル製で、表面は滑である。さらにアルミ板の上に適宜おもりを貼り付けて自重の調整を行う。基礎模型の奥行きは、土槽奥行きより0.25cm小さい19.75cmである。根入れ部の前・後面と底面に、計16個の小型圧力計が埋め込まれており、前・後面土圧、底面土圧の測定、あるいは静水圧の測定に用いる。

図8に水平載荷装置を示す。サーボモーターにより、載荷アームを水平方向に変位速度一定で駆動させる。基礎模型と載荷アームとは結合させず、載荷アームを図の左方向に駆動させて基礎模型を押し進め荷重を与える。載荷アームの途中にはロードセルが挿入されており反力を測定する。図の上方の変位計は載荷アームに連動してアームの横方向変位を測定する。さらに非接触型変位計（レーザー変位計）を2箇所を設置して、載荷アームと水平移動を共にしながら基礎の天板上面にレーザー光を当てて鉛直距離を測定する。なおレーザー変位計は今回の実験の遂行途中に増設したため、計測を行っていないケースもある。

4.3 土槽

本研究で使用した土槽を図9に示す。土槽はアルミ製で、内寸はL500×H400×W200（mm）である。図中の円は、5

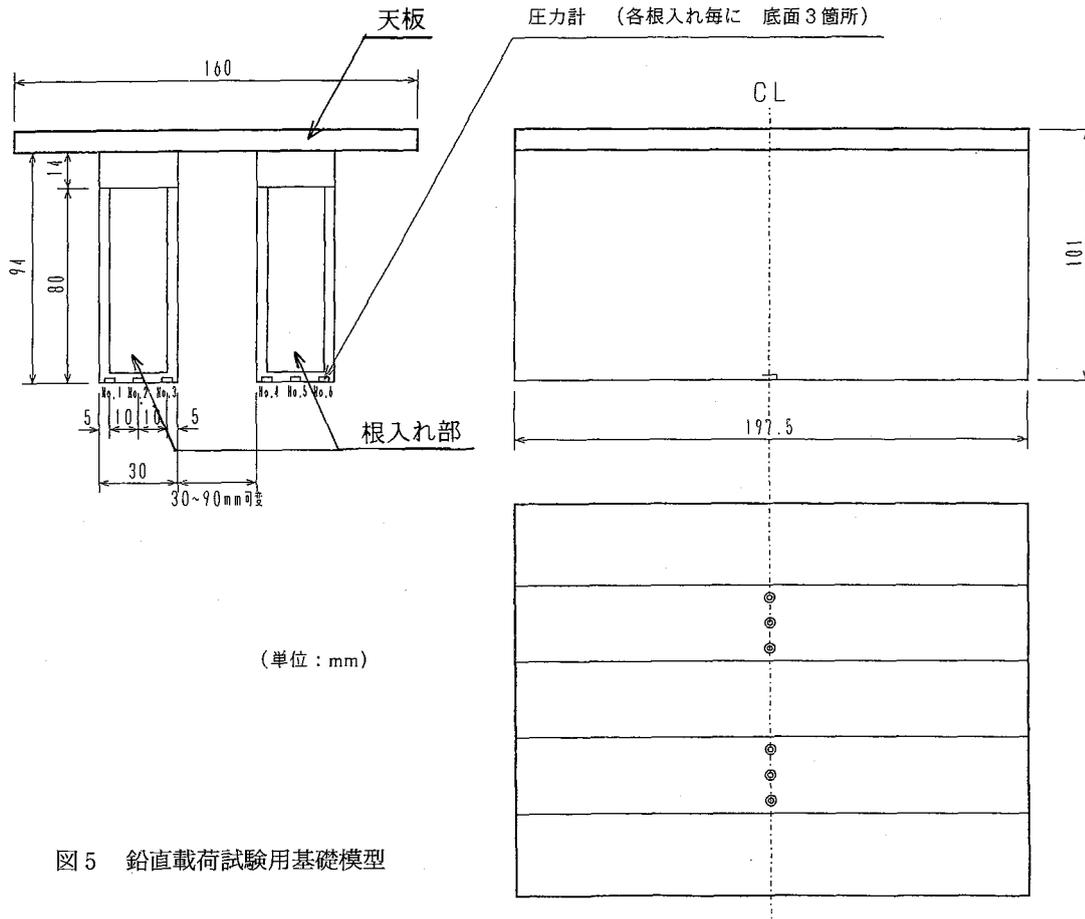


図5 鉛直载荷試験用基礎模型

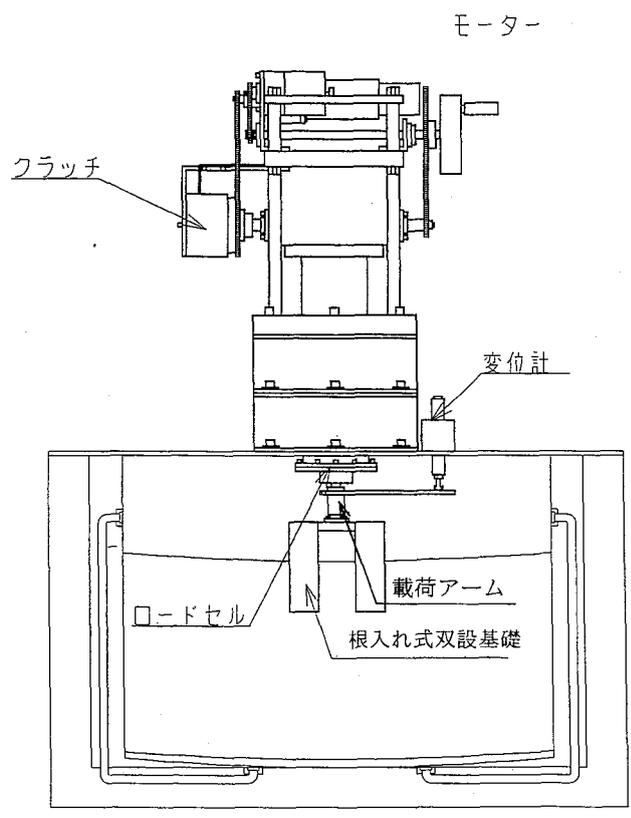
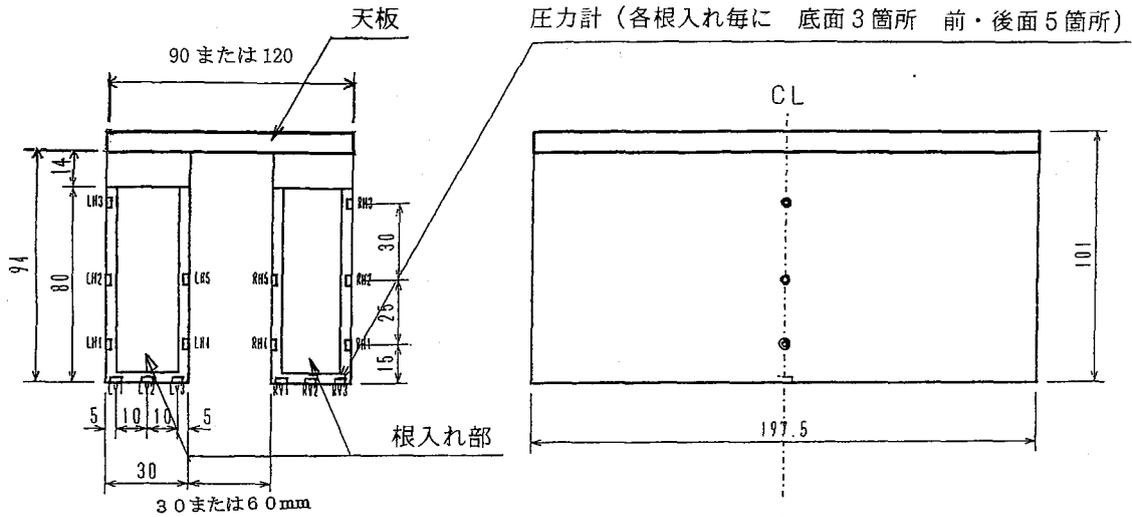


図6 鉛直载荷装置 (土槽上に設置した状態)



(単位：mm)

図7 水平載荷試験用基礎模型

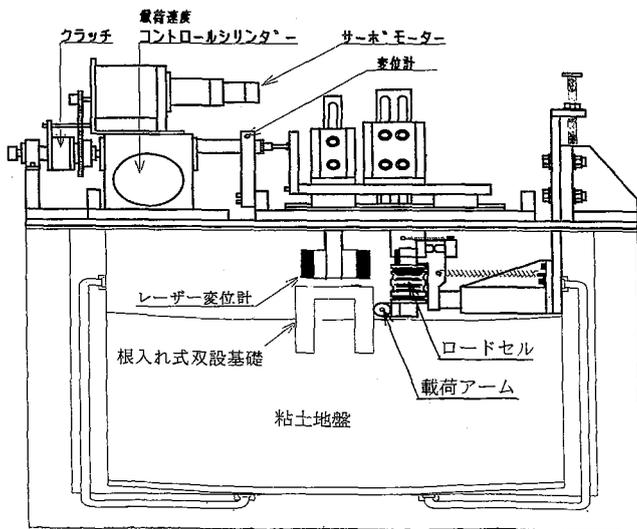


図8 水平載荷装置（土槽上に設置した状態）

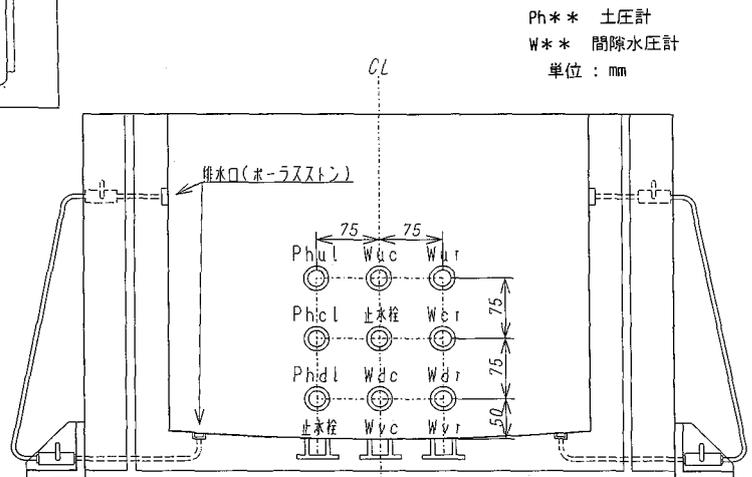


図9 土槽

個の間隙水圧計と3個の土圧計であり、奥側の壁に付いている。また底面に2個の間隙水圧計がついている。一方、図の手前側の壁は透明なアクリル製で、着脱可能となっている。

4.4 遠心载荷装置

粘土地盤の自重圧密及び鉛直・水平载荷試験は全て100G場 (G:重力加速度) において実施する。100G場は、水産工学研究所の遠心载荷装置によって実現させる。この装置は回転半径3mのビームタイプであり、最大150Gの遠心加速度を実現できる。

このような重力より大きい加速度場にて縮小模型を用いる実験は、試験データの実構造物への換算が相似則に則り容易に行われ、⁵⁾ その精度についても数多くの実験により確認されている。100G場における実験と現実の地盤との対応は長さ (水平、鉛直方向とも) の縮尺が1:100、時間の縮尺が1:10,000となり、応力は1:1となる。

5 模型地盤の作成方法及び特性

5.1 粘土地盤の作成

地盤の作成手順を図10に示し、詳細を以下に記す。

まず2種類のカオリン粘土 (5 M および ASP-100) を気乾状態で重量比50%ずつで混合したものを用意する。表1にこの混合粘土の物理特性を示す。また図11に粒径加積曲線を示す。

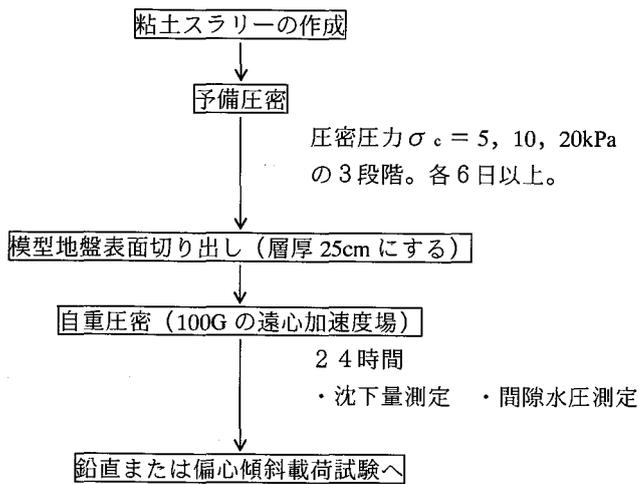


図10 粘土地盤の作成手順

表1 混合粘土の物理特性

土粒子密度 ρ_s	2.698g/cm ³
液性限界 w_L	69.4%
塑性限界 w_p	29.7%
塑性指数 I_p	39.7

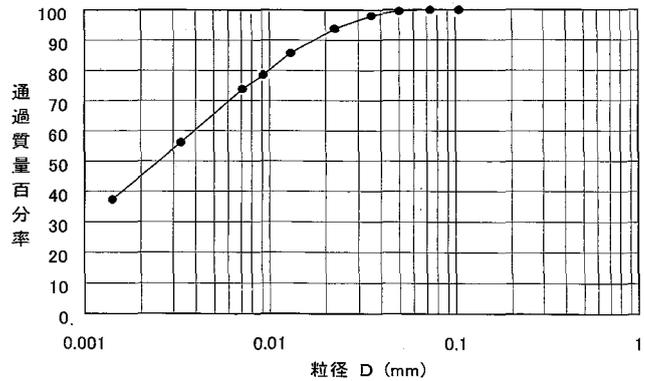


図11 混合粘土の粒径加積曲線

上記の混合粘土に、含水比が液性限界の1.5倍、すなわち104%となるように水を加え、脱気槽中にて脱気、攪拌を行う。こうしてできたスラリーを土槽に投入したのち重力場で予備圧密を実施する。これは粘土粒子と水分の分離を防ぐ意図で行うもので、上載荷重 (圧密圧力) の大きさは5 kPa, 10kPa, 20kPaの3段階、期間は各々6日以上とする。

予備圧密終了後、表層部の含水比を測定し、表層部のせん断強度を小型ベーン試験機を用いて1G場で測定する。ベーンの寸法は幅D=15mm、高さH=30mm、回転速度は6°/分である。

その後、層厚が約25cmとなるように表層を切り出す。切り出しは遠心载荷装置に設置した際の回転円に合わせて下に凸の円弧とする。その後100G場での24時間の自重圧密を行い正規圧密地盤を完成させる。自重圧密時の沈下量および過剰間隙水圧については、前報⁵⁾ に示されている。

その後鉛直あるいは水平载荷試験を実施する。試験終了後、土槽を1G場に戻し、深さ方向のせん断強度分布を小型ベーン試験機を用いて測定する。ベーンの諸元は上記と同じである。次に深さ方向の含水比分布を測定する。

5.2 せん断強度と含水比の分布

図12に、载荷試験後のベーンせん断強度と深度の関係を示す。図には鉛直、水平载荷試験の全ケース (1ケースのみデータ紛失) におけるデータを、一つのケースを一本の折れ線として示してある。模型地盤上部は自重圧密圧力より予備圧密圧力の方が大きい過圧密領域があり、深度0~3.5cm程度までがその領域となっている。この領域ではせん断強度はほぼ一定であるが、実験ケースごとに異なっていて0.2~0.35N/cm²程度となっている。一方、深度3.5cm以深では深さ方向に強度が直線的に増加しておりその強度増加率は0.07N/cm³程度となっている。深さ10cm以深に強度の小さい部位が存在するケースが散見される。これは主にベーンの羽根が粘土中の気泡に当たったためと考えられる。気泡はスラリー投入時に混入したものと考えられる。但し载荷試験における粘土の状況の観察から推察すると、10cm以深の地盤は载荷試験の諸結果には余り影響を与えないと考えられる。

図13に载荷試験後の含水比と深度との関係を示す。図には

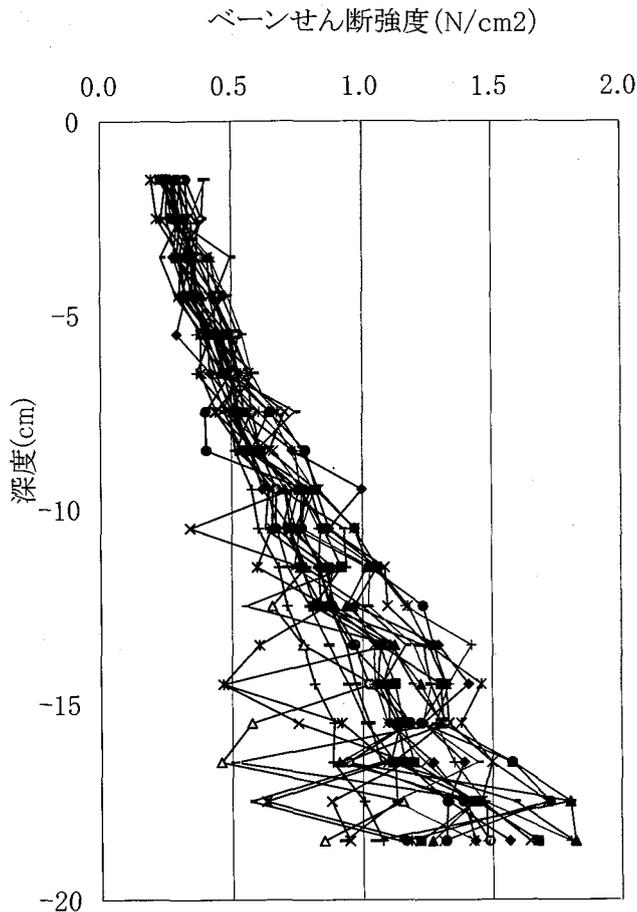


図12 ベーンせん断強度の分布

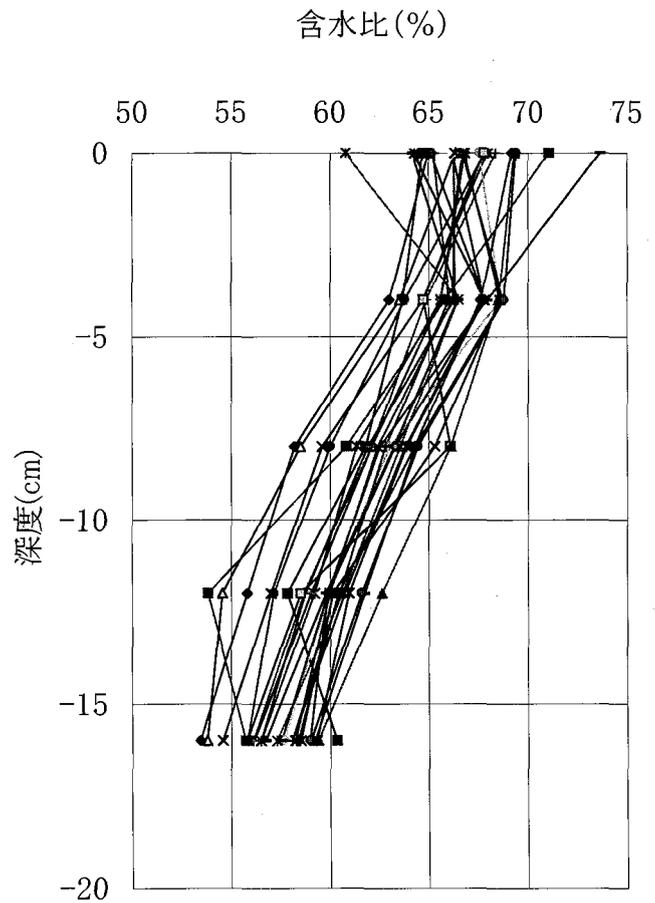


図13 含水比の分布

鉛直、水平載荷試験の全ケースにおけるデータを、一つのケースを一本の折れ線として示してある。地盤表層部（深度0～4 cm）で65～68%程度、それ以深では深くなるほど含水比が小さいという傾向が見られる。

粘土の水中単位体積重量 γ' は100G 場において約0.59N/cm³ である。静止土圧係数 K_0 は既報⁵⁾ において約0.5と求められている。

5.3 底部砂層および表面水

土槽の最底部には排水層として厚さ1 cmの豊浦標準砂を敷く。予備圧密及び自重圧密時は粘土の上・下面から間隙水が排水されるが、下面から排水された分は砂層からチューブを通して表面水に送られる。

自重圧密、鉛直、水平載荷試験ともに、粘土上に表面水を張る。これは粘土表面の乾燥を防ぐためのものだが、水平載荷試験においては水位を適切に設定し、基礎模型の受ける浮力を調整して目標の鉛直荷重値を実現させる意味もある。

6 鉛直載荷試験

6.1 目的

根入れ式双設基礎模型に対する鉛直載荷試験を行い、発揮

される支持力を把握して、根入れの形状が支持力に及ぼす効果について検討を行う。

6.2 試験ケースと手順

試験は9ケース、すなわち根入れ間隔3種類（3, 6, 9 cm）と根入れ深さ3種類（0, 2.5, 5 cm）の組み合わせで実施する。根入れ深さ0 cmのケースは対照試験である。

図14に試験の模式図を示す。図中には地盤と根入れの間に働く想定される力を示してある。底面土圧と壁面摩擦力が鉛直外力に抵抗し、両者の和が載荷アームにおいて測定される反力（以下、アーム反力と記す）に等しくなると考えられる。

自重圧密終了後の試験手順は以下の通りである。

1) 天板と根入れ部の剛結

基礎模型の天板と根入れ部を剛結する。根入れ間隔値はケース毎に定める値とする。

2) 地盤の切り出しと模型の設置

根入れ無し（根入れ深さが0 cm）の場合は、基礎模型を鉛直載荷装置と剛結した後、鉛直載荷装置を土槽に固定する。根入れの底面が地表面よりわずかに浮いた状態となるように調整する。

根入れを行う場合は、まず根入れ部分の粘土を切り出し、

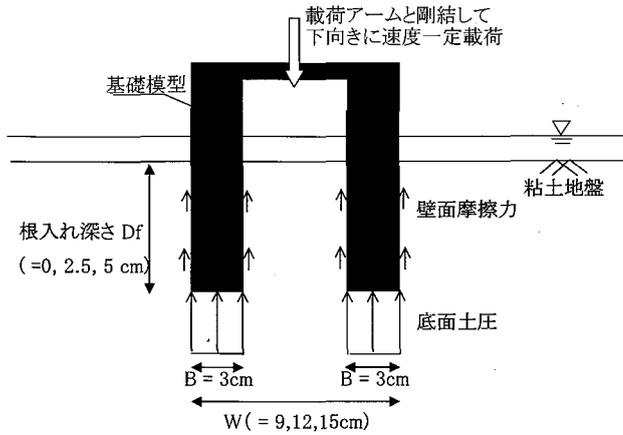


図14 鉛直載荷試験の模式図

鉛直載荷装置を土槽に固定した後、載荷軸と基礎模型とを剛結する。その際根入れの底面が地盤よりわずかに浮いた状態となるように調整する。

3) 100G 場への移行

模型地盤を100G の遠心力場に戻す。

一旦除荷された地盤が再び自重載荷を受けるため、過剰間隙水圧が発生する。このため2～3時間の自重圧密を行い過剰間隙水圧を消散させる。

4) 載荷試験

過剰間隙水圧の消散を確認した後、載荷アームを下向きに速度一定で動かす。載荷速度は、非排水条件と考えられる0.5 mm/分とする。

試験中は次の項目を15秒程度の間隔で測定する。

- ・ 載荷アームのロードセルで測定される反力 (以下、アーム反力と記す)
- ・ 載荷アームの鉛直変位 (基礎模型の沈下量に等しい。以下、沈下量と記す)
- ・ 基礎底面の6個の圧力計で測定される圧力 (以下、底面土圧と記す)

以下、アーム反力は水による浮力を除去し、接地面積(19.75 cm×6 cm) で除した値を示す。底面土圧は静水圧分を除去した値を示す。浮力・静水圧分の除去に関する詳細は補遺の項に記す。

6.3 鉛直載荷試験結果

図15に試験で得られたアーム反力～沈下量の関係を示す。グラフは上から順に基礎間隔が3, 6, 9 cm の試験結果を載せてある。各グラフ中には根入れ深さ(Df) = 0, 2.5, 5.0cm の試験に対する関係を示す。

図上で明確な変曲点は見られない。また根入れ深さが深い方が大きな反力が現れていること、Df=2.5cmを除けば根入れ間隔が狭い方が若干大きな反力が現れていることが分かる。

なお試験終了後には地盤の観察を行った。その結果すべり面は発見されず、地盤の破壊は基礎の近傍数 cm の範囲での

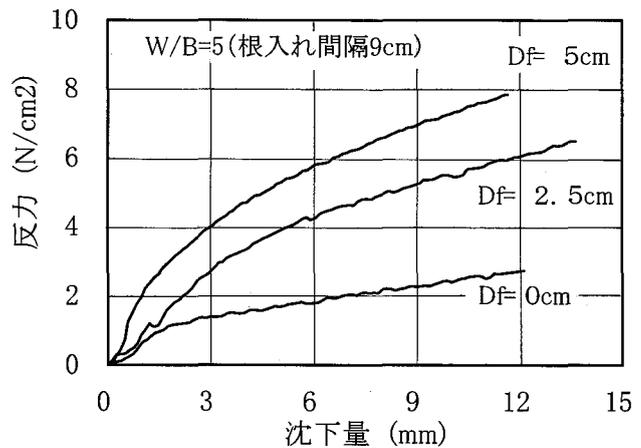
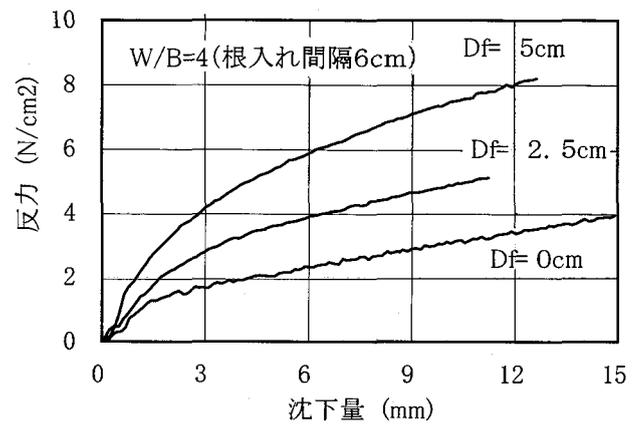
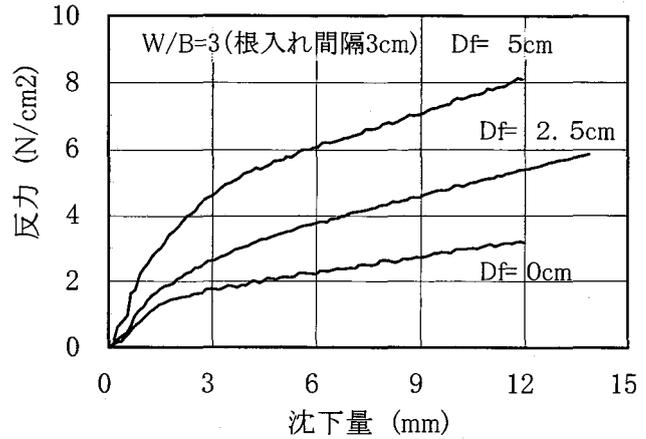


図15 アーム反力～沈下量関係

み確認された。このことと、反力～沈下量関係で明確な変曲点が見られなかったことから、地盤の破壊形態は局所せん断破壊に分類されると考えられる。これは正規圧密地盤に対する載荷時の特性と言われている。

一方底面土圧について、個々の圧力計による測定値の推移の例を図16に示す。どの圧力計の値も同様の傾向で推移しているが、バラツキがある。バラツキの理由は基礎底面と粘土

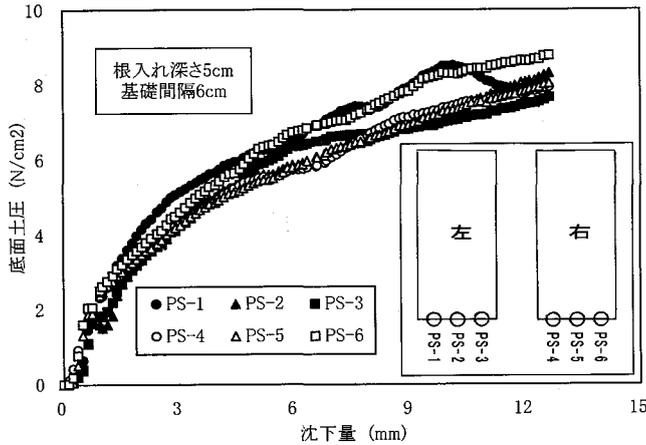


図16 個々の底面土圧計の測定結果例

地盤が水平に接しなかったことが考えられる。その原因として粘土地盤を切り出すときの人為的誤差が考えられる。

また底面土圧（6つの圧力計の平均値）とアーム反力の差の推移を図17に示す。これより底面土圧とアーム反力の差は小さく、明確な大小関係は見られないことが分かる。ケース毎の違いは、根入れの間隔、深さに依存するものとは考えられない。以上より、今回の実験では根入れ部と粘土との間に働く壁面摩擦力が無視できる程度に微少であったといえる。また図17のデータのバラツキは静水圧・浮力分を除去する時の誤差が影響していると考えられる。

6.4 破壊点の判断

図15で明確な変曲点が見られないため、破壊点を次の2つの手法で判断してみる。

判定手法①：基礎幅の1割（3 mm）変位した時点。

判定手法②：アーム反力を対数で、沈下量を普通目盛で描いた際の変曲点。

図18～20にアーム反力を対数で、沈下量を普通目盛で描いた図を示す。図15に比べて変曲点が明確になる。変曲点を求める際は、プロットの前半と後半をなぞって直線を引き、その交点とした。なお「後半」とは沈下量3～6 mmの範囲を目安とした。

6.5 実用支持力公式を用いての支持力の計算

根入れ式双設基礎にそのまま適用できる支持力公式はこれまでに発表されていない。そこで浅い帯基礎に対する Terzaghi の支持力公式を根入れ式双設基礎に適用することを検討する。

Terzaghi は「広義の受働土圧とは外力が地盤を変位させるのに対抗する土の抵抗力である」と解釈し、支持力問題も受働土圧問題の一種として捉え、Prandtl の破壊メカニズムに基づき、1943年に一般的な全般せん断破壊の場合について浅い帯基礎の極限支持力解を与える支持力公式を提案した。これは、単一地盤についてすべり線を仮定し、釣り合い式と運動方程式から誘導されており、この中ですべり線上に発揮さ

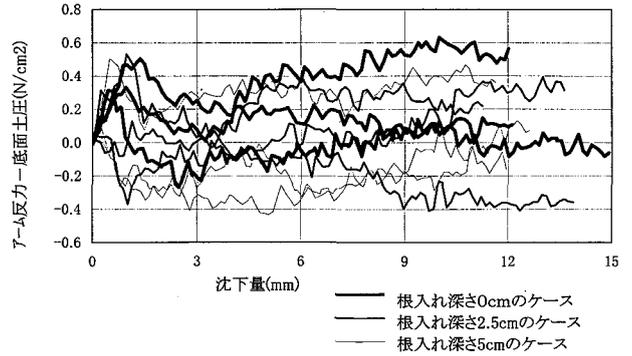


図17 底面土圧とアーム反力の比較

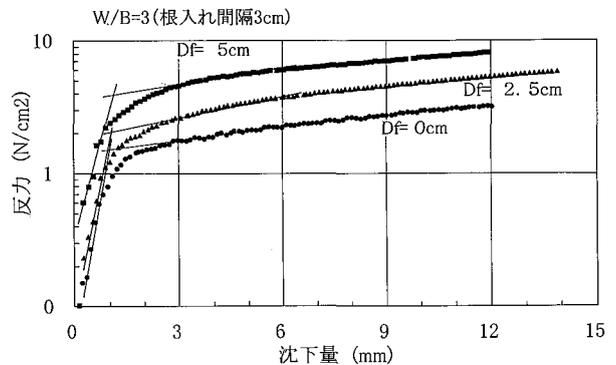


図18 アーム反力～沈下量関係
(根入れ間隔 3 cm, 片対数)

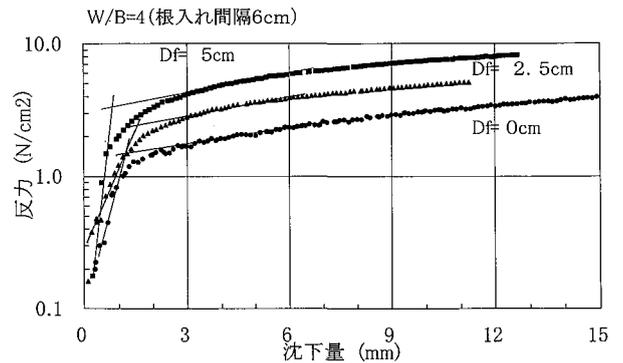


図19 アーム反力～沈下量関係
(根入れ間隔 6 cm, 片対数)

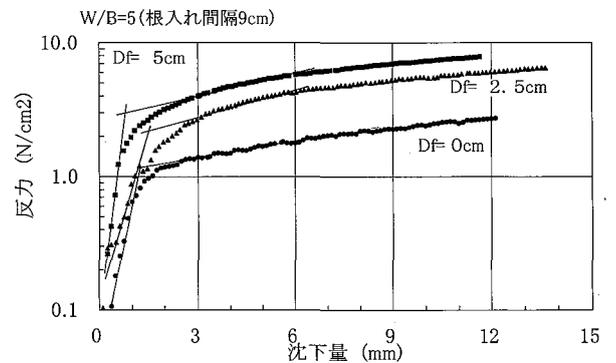


図20 アーム反力～沈下量関係
(根入れ間隔 9 cm, 片対数)

れるせん断力を等しいと仮定している。応力状態によるせん断力の変化の問題等は考慮していない。

式の基本形は次の通りである。

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_r + c \cdot N_c + \gamma_t \cdot D_f \cdot N_q \dots\dots\dots(1)$$

- ここに q_u : 極限支持力
 γ : 基礎底面より下の土の単位体積重量
 B : 基礎幅
 c : 土の粘着力
 γ_t : 基礎底面より上の土の単位体積重量
 D_f : 基礎の根入れ深さ
 N_r, N_c, N_q : 支持力係数

上式の第1項は自重に起因する項, 第2項は粘着力に起因する項, 第3項は根入れに起因する項で, それぞれに支持力係数が乗じてある。

この式は全般せん断破壊時の極限支持力を与えるものである。平面基礎の鉛直載荷では一般に, 荷重強度の小さい範囲では弾性的な挙動を示し, 荷重強度と沈下の関係は直線的である。さらに荷重が増加すると, 密な砂地盤や硬い粘土地盤では, 荷重を増加させてもある時点までは沈下量の増加は小さく, ある時点で急に地盤中の塑性領域が拡大し沈下が急激に増大する全般せん断破壊を生じる。また, ゆるい砂地盤や軟らかい粘土地盤では荷重と沈下量がともに緩やかに増大し, 明瞭なピークが表れない局所せん断破壊を起こす。

Terzaghi は局所せん断破壊時の極限支持力を与える支持力公式を以下のように示している。

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_r' + \frac{2}{3} c \cdot N_c' + \gamma_t \cdot D_f \cdot N_q' \dots\dots\dots(2)$$

- ここに N_r', N_c', N_q' : 支持力係数

本研究で用いている試料は粘性土であるため, 上の2つの式において $\phi = 0$ とすると, $N_r = 0$ また $N_r' = 0$ となり, 式(1)は式(3)に, 式(2)は式(4)に書き換えられる。

$$q_u = 5.7c + \gamma_t \cdot D_f \dots\dots\dots(3)$$

$$q_u = 3.8c + \gamma_t \cdot D_f \dots\dots\dots(4)$$

6.6 実験結果と計算値の比較

6.6.1 支持力公式に用いるパラメータ

次に式(3), (4)を用いた支持力の算定を行う。本実験では全て局所せん断破壊であったので, 式(4)を用いるのがより適切と想定される。

ここで用いる地盤は先述のとおり深さ方向に強度の増加する正規圧密地盤である。但し表層近くに過圧密領域が存在する。Terzaghi の支持力公式は, 元々せん断強度の等しい単一地盤を対象としているが, 深度とともにせん断強度の増加する正規圧密地盤においては, 例えば c として基礎底面下 $2B/3$ の値を採るという便法もある。しかしここでは各試験ケース毎の基礎底面レベルの値を用いることとする。

各根入れ分に相当する土被り圧は, 根入れ深さ 2.5cm の時が 1.5N/cm^2 , 5.0cm の時が 2.9N/cm^2 となる。

なお, この計算法では根入れ間隔の違いは考慮されない。また支持力公式は浅い基礎を対象としたものである。一般に浅い基礎とは根入れ深さが基礎幅より小さいものを指すので, 根入れ深さ 5cm で基礎幅 3cm ならば浅い基礎には該当しないことになる。但し本研究では全てを浅い基礎と見なして検討を進めることとする。

6.6.2 比較と考察

表2に6.4の2種類の手法で求めた破壊時のアーム反力値を示す。②の手法による値の方が小さいがその比は73~88%の範囲に収まった。従って支持力の検討にはいずれの判定法を用いることも一応可能と思われる。但し①の基礎幅の1割という基準には明確な根拠はない。従って以下の比較には②の手法による値を用いることとする。

また反力値は, 根入れが深いほど, また根入れ間隔が狭いほど, 大きな値を示す傾向がある。根入れ深さとの関連については, 深さが増加すると土かぶり圧が増大することと, 深さ方向に強度が増加する今回の地盤特性により説明できる。しかし根入れ間隔との関連については, 支持力公式上では説明が出来ず, 本質的なことか偶然の現象か判定できない。もし本質的な現象とすると, 間隔が狭い場合に, 片方の根入れがもう片方の根入れに対する押さえとして機能している事が考えられる。

表2 破壊点におけるアーム反力値

根入れ間隔 (cm)	3	3	3	6	6	6	9	9	9
根入れ深さ (cm)	0	2.5	5	0	2.5	5	0	2.5	5
基礎底面レベルのせん断強度 (N/cm ²)	0.333	0.304	0.431	0.274	0.392	0.500	0.245	0.294	0.436
破壊点(判定手法①)におけるアーム反力(N/cm ²)	1.75	2.62	4.57	1.69	2.79	4.19	1.39	2.66	3.99
破壊点(判定法②)におけるアーム反力(N/cm ²)	1.51	2.07	3.93	1.48	2.44	3.33	1.18	1.93	3.03
上記②の値÷①の値	0.86	0.79	0.86	0.88	0.87	0.79	0.85	0.73	0.76

表3 極限支持力の算定値

根入れ間隔 (cm)	3	3	3	6	6	6	9	9	9
根入れ深さ (cm)	0	2.5	5	0	2.5	5	0	2.5	5
基礎底面レベルのせん断強度 (N/cm ²)	0.333	0.304	0.431	0.274	0.392	0.500	0.245	0.294	0.436
式(3)で算定した極限支持力 (N/cm ²)	1.90	3.21	5.41	1.56	3.71	5.80	1.40	3.15	5.44
式(4)で算定した極限支持力 (N/cm ²)	1.27	2.63	4.59	1.04	2.96	4.85	0.93	2.59	4.61
表2の②の値÷式(3)の算定値	0.80	0.65	0.73	0.95	0.66	0.57	0.84	0.61	0.56
表2の②の値÷式(4)の算定値	1.19	0.79	0.86	1.42	0.82	0.69	1.27	0.74	0.66

表3に支持力公式による算定値を示す。

表2の②の反力値と比較すると、式(4)による算定が、比較的良い一致を見せている。但し根入れが深くなると、支持力公式は大きめの値を与える傾向がある。その原因ははっきりしない。

また根入れ間隔と支持力算定値との間にも、上に示した根入れ間隔と反力値の関係と同様の関係がみられる。このことより推察すると、ケース毎のせん断強度の違いが、根入れ間隔と反力値の間の因果関係と思しきものをたまたま生み出した可能性がある。

7 水平載荷試験

7.1 目的

根入れ式双設基礎の模型に水平方向の速度一定載荷を行い、水平荷重と鉛直荷重（模型の自重）を組み合わせた載荷状態とする。その際の反力、土圧および変位を測定し、根入れの間隔および深さとの関連性に留意しつつ基礎の安定性の検討を行う。

7.2 試験ケースと手順

試験は根入れ間隔2種類（3, 6 cm）と根入れ深さ3種類（0, 2.5, 5 cm）を組み合わせ、かつ自重（鉛直荷重）も条件変数としてケースを設定する。根入れ深さ0 cmのケースは対照試験である。根入れ間隔9 cmのケースは実施しない。

図21に試験の模式図を示す。自重はケース毎に異なる。載荷アームにより水平方向に変位速度一定の載荷を行う。図中には地盤と根入れの間に働く想定される力についても示してある。ここで前根入れの前面に働く力を「前面土圧」、後ろ根入れの後面に働く力を「後面土圧」と呼ぶことにする。また前根入れの後面と後ろ根入れの前面にも土圧は働くが、それらの力の代わりに根入れの底面レベルに働くせん断抵抗（粘着力）を考慮することとする。すなわち両根入れの間の土塊を基礎と一体的に見なすことになる。

表4に試験ケース一覧を示す。試験ケース名は、根入れ間隔と深さをハイフンでつなぎ、その後に丸番号を振って表現することとする。丸番号は初期鉛直載荷圧の大きいものから順に並べてある。

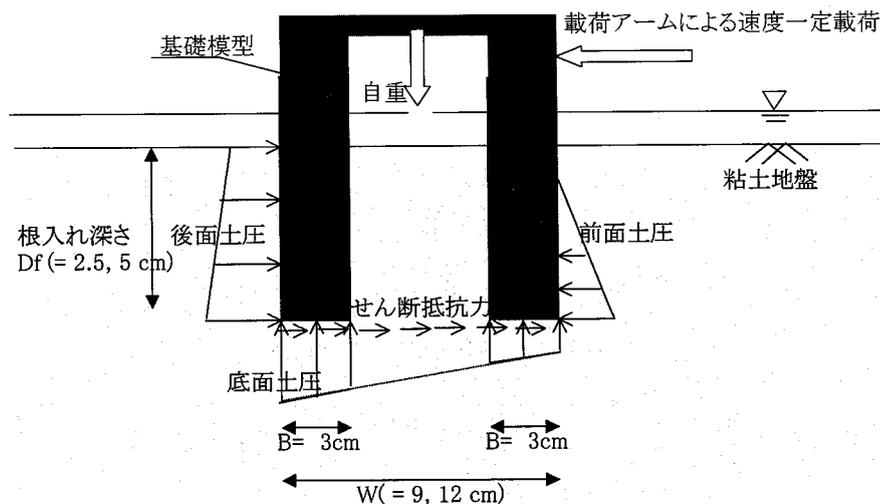


図21 水平載荷試験の模式図

表4 水平載荷試験ケース一覧

試験ケース名	3-0①	6-0①	3-2.5①	3-2.5②	6-2.5①	6-2.5②	6-2.5③	6-2.5④	3-5①	3-5②	3-5③	6-5①	6-5②	6-5③	6-5④	6-5⑤
根入れ間隔 (cm)	3	6	3	3	6	6	6	6	3	3	3	6	6	6	6	6
根入れ深さ (cm)	0	0	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	5	5	5	5	5	5	5	5
初期鉛直載荷圧 (N/cm ²)	0.56	1.32	1.63	1.23	1.84	1.72	1.63	1.62	2.83	2.75	1.72	2.57	2.48	2.09	1.86	1.43
初期鉛直載荷圧÷ 式(4)による極限支持力	0.47	1.21	0.62	0.44	0.71	0.74	0.62	0.58	0.63	0.63	0.38	0.54	0.57	0.44	0.42	0.32
水平載荷位置 (cm) (基礎底面からの距離)	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	7.0	6.5	6.5	7.0
水平載荷速度 (mm/min)	1.0	0.6	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.7	1.0	0.9	0.4	0.7	1.0	0.8	1.0	1.0
基礎側面レベルの せん断強度 (N/cm ²)	0.315	0.287	0.232	0.331	0.235	0.199	0.288	0.408	0.331	0.348	0.343	0.371	0.298	0.294	0.348	0.298
基礎底面レベルの せん断強度 (N/cm ²)	0.315	0.287	0.308	0.338	0.295	0.219	0.298	0.348	0.398	0.370	0.417	0.471	0.373	0.461	0.395	0.400
鉛直変位計測の有無	×	×	○	×	×	×	○	×	○	×	×	×	○	×	○	○

(注)基礎側面レベルのせん断強度は、根入れ深さが0および2.5cmのときは深度1.5cmにおけるベーン試験結果を、根入れ深さが5cmのときは深度3.5cmにおけるベーン試験結果を示す。

基礎底面レベルのせん断強度は、根入れ深さが0の場合は深度1.5cmの値を示す。

6-0①のせん断強度はデータ破損のため、他のケースの平均値を用いる。

表中の初期鉛直載荷圧は、基礎重量を調整して実現させた値である。具体的には水位（すなわち浮力）を調整した。重量を大きめにしたい場合は、水位調整のみでは目標値を実現できないので天板上におもりを付加した。あらかじめおよその目標値（式(4)で得られる極限支持力未満）を定めて浮力とおもりの重量を調整し、100G 場に移して底面圧力の測定値をモニターして調整の妥当性を判断したが、現実には水位の僅かな違いが100G 場では浮力に大きな影響を及ぼすため、目標とした重量値を正確に実現することは困難であった。そのため鉛直載荷圧の値は規則性のないものとなった。

各ケースの初期鉛直載荷圧を、「そのケースの底面レベルのせん断強度を用いて式(4)で算出した極限支持力」で除した値を表4中に示すが、ケース6-0①のみは結果的に1を上回ってしまった。

水平載荷の位置は、基礎底面から6.5~7.0cm上とした。

水平載荷速度は、載荷中の模型地盤を非排水条件とすることを考慮して1.0mm/分の載荷速度を標準とした。但し装置の不調によりそれを下回った場合もある。

水平載荷試験の変位測定は、載荷アームの水平変位と、天板2箇所の鉛直変位の測定を行った。但し鉛直変位を測定するレーザー変位計は試験遂行の途中で増設したため、測定したケースが限られている。測定の有無を表4中に示す。後述の「回転挙動に着目した検討」においては、鉛直変位を測定したケースのみを利用することになる。

試験手順は以下の通りである。

- 1) 模型基礎の根入れ間隔および重量の調整
- 2) 地盤の切り出し
根入れを行うケースにおいては、根入れする部分の地盤を切り出す。
- 3) 模型基礎の設置
模型基礎を、水平の確保に留意しつつ模型地盤上に手作業で設置する。
- 4) 水平載荷装置のセット
基礎の設置後、水平載荷装置を土槽に固定する。その際載荷アームと模型基礎の間に数ミリの隙間があるようにする。
- 5) 100G 場への移行
水平載荷試験では模型基礎は載荷装置に固定されていないため、再び自重圧密を行うと模型基礎が沈下を起こすことが考えられる。したがって、遠心加速度が100Gに達した時点ですぐに、基礎底面の圧力計の値を確認したのち、水平力を加え試験を開始する。
- 6) 載荷試験
載荷軸を水平（図21で左向き）に変位速度一定で動かす。試験中は次の項目について、15秒程度の間隔で測定する。
 - ・載荷アームのロードセルで測定される反力（以下、水平力と記す）
 - ・載荷アームの水平変位（アームが基礎に接した時点をゼ

ロとする。以下、水平変位と記す)

- ・天板の2箇所の鉛直変位
- ・各根入れの底面の圧力計で測定される圧力
- ・各根入れの前・後面の圧力計で測定される圧力

以下、水平力の測定データは、模型の奥行き(=19.75cm)で除した値を表示する。底面土圧および前・後面土圧は、模型基礎表面の圧力計により測定された値から静水圧分を差し引いたものを示す。また模型基礎の自重は、空中の重量から浮力を除去した値を用いる。遠心力場に移行する際に水位が

変動するがその取扱い方に関しては補遺の項に記す。ケースによっては関連機器の制約により一部の圧力計の計測を割愛している。

試験結果およびその解釈を以下に示す。

7.3 基礎の挙動に関する考察

図22に、基礎の変位測定結果を6ケース示す。これは载荷に伴う基礎の位置の変遷を、水平変位 0 mm, 2 mm, 4 mm, 6 mm 時について描いたものである。図化に際し変位量の誇

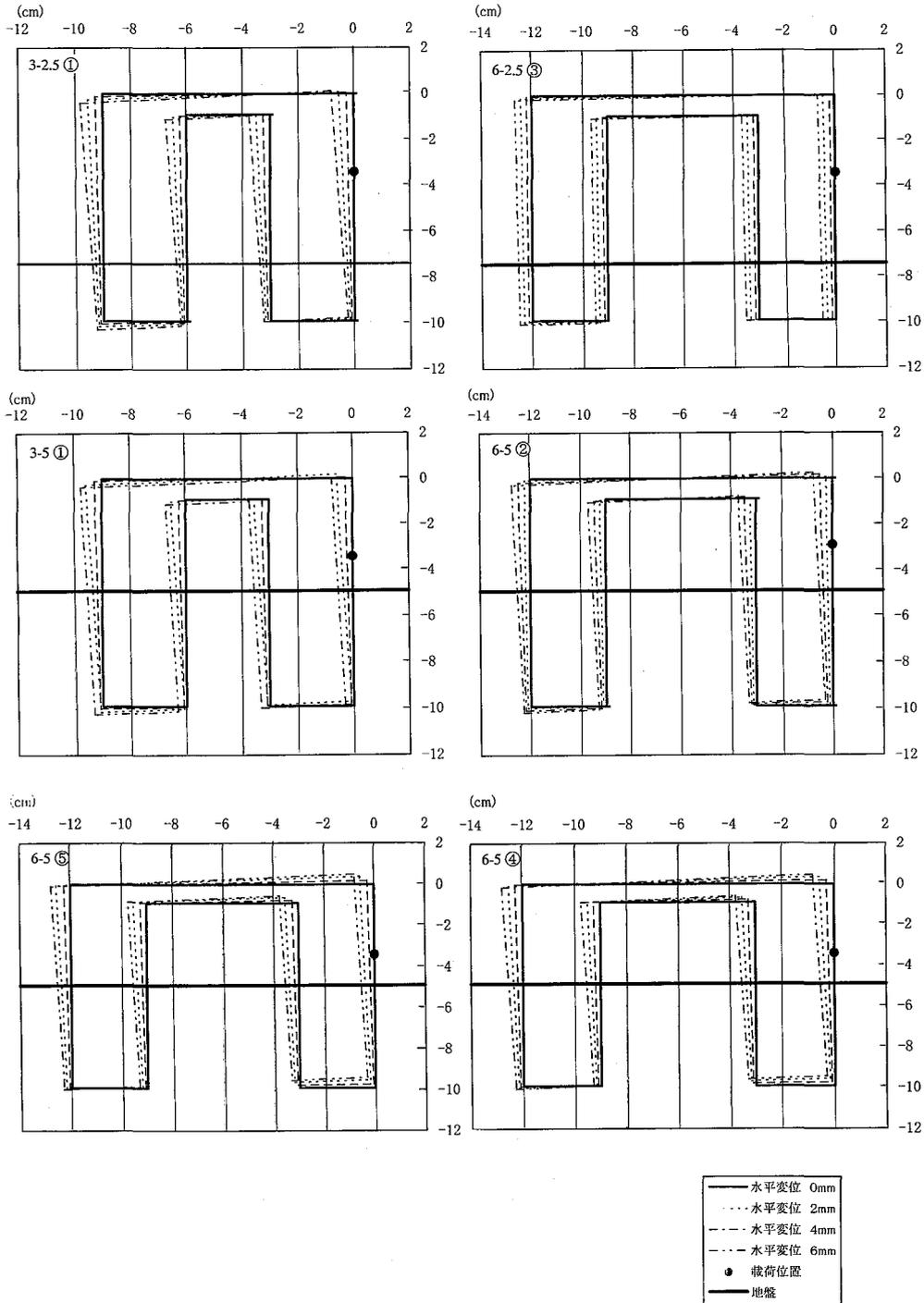


図22 基礎の変位測定結果

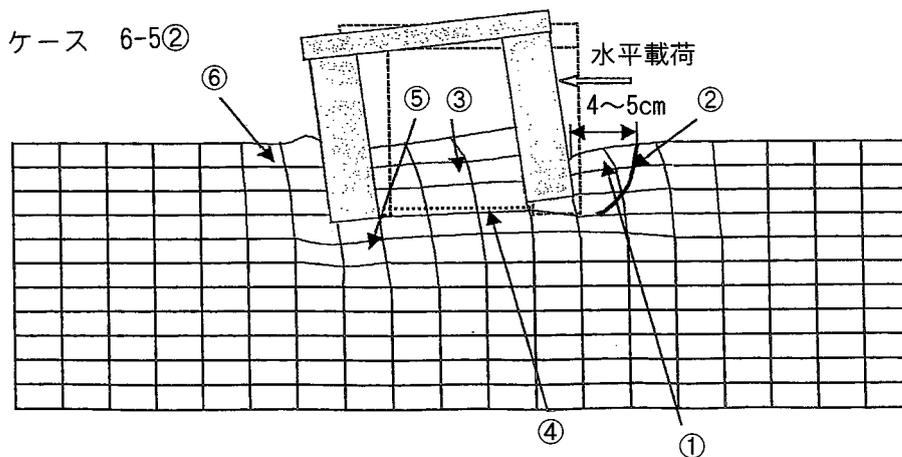


図23 地盤破壊状況のスケッチ

張は行っていない。

その挙動は水平移動成分と回転成分から成っている。ケースにより挙動の性質に違いがあり、例えば6-2.5③では水平が主となっている。根入れ間隔、深さによる違いの傾向は、この図からは明確でない。(初期鉛直荷重圧÷極限支持力)の小さい6-5④、6-5⑤では前根入れの浮き上がりが目立つ。

図23に、ケース6-5②における地盤の破壊と基礎の変位状況のスケッチを示す。これは後述する「破壊点」における姿ではなく試験終了後の姿を描いたものである。図では②で示す崩壊面が生じており①の部分左斜め下方に落ち込んでいる。②の崩壊面は前根入れの直下まで延びている。③の中間地盤は左斜め上方向に持ち上げられるような挙動を示している。④の位置において滑動面は目視では確認できない。⑤の付近では後ろ根入れが左斜め下にめり込むような変位を示しているため、地盤が沈下している。⑥付近の地盤は基礎後面により圧縮されている。②のほかに崩壊面は見られない。他ケースにおいても、地盤の沈下や持ち上がりの度合いが異なるものの地盤の破壊は局所的であり、この図と同様の傾向を見せた。

この荷重試験の解釈は、次の2種類の方法で行うこととする。

1つ目は水平移動として捉える方法である。この場合、前面、後面の土圧を既存の主働、受働土圧公式と照合して考えることが出来る。一方鉛直荷重と底面土圧の変化を含めた理論の構築は難しい。

2つ目は回転運動として捉える方法である。この場合、回転中心を仮定する必要がある。鉛直荷重と底面土圧の変化を含めた検討が出来る。一方、主働・受働土圧公式は壁体の転倒を仮定して作られているので、回転運動時に適用することの是非に留意を要する。

上の2種類の解釈それぞれに基づき破壊の時点进行を判断する。水平移動と捉えた上で判定される破壊時点を「水平的破壊時点」と呼び、回転運動と捉えた上で判定される破壊時点を「回転的破壊時点」と呼ぶこととする。

7.4 水平移動に着目した検討

7.4.1 水平力～水平変位関係

図24に、各ケースの水平力～水平変位の関係を普通目盛で示す。また図25に、同じ関係を縦軸を対数目盛として示す。

図24に示した普通目盛のグラフでは明確な変曲点が見えず破壊点が判定できない。但し或る水平変位に着目した時の水平力の大小に着目するならば、根入れ間隔の大きい方が、また根入れ深さの大きい方が大きな抵抗力が発現されると言える。鉛直荷重による違いは明確でない。

図25に示した片対数のグラフでは比較的明確に変曲点が判断できるため、この変曲点を破壊時点と見なすこととする。こうして求めた破壊時の変位と荷重を表5の「水平的破壊時点」の欄に示す。

7.4.2 水平的破壊時点における土圧

図26に水平的破壊時点の前・後面土圧の実測値を示す。各図の右側には前根入れ前面の値を、左側には後ろ根入れ後面の値を示す。三角・菱形のマーカーと実線が実測値を示す。点線は計算値であり次項で触れる。

また図27に、根入れの前面、後面に働く土圧の推移の例を示す。示したケースは上から6-5①、②、③であり、左より後ろ根入れの後ろ側、前側、前根入れの後ろ側、前側を示す。値は初期値と破壊時(水平的破壊時点)のものである。一部の値が0を下回ったのは静水圧を除去した際の誤差によると考えられる。両者を比較すると、どのケースも、根入れの後ろ側で土圧の増加が見られる。ただし前根入れの後ろ側は、後ろ根入れのそれより増加の度合いが小さい。また前側では土圧の減少が見られるが、減少量は後ろ側の増加量に比べて一般に小さい。

7.4.3 土圧分布の実測値と計算値の比較

水平的破壊時点の前、後面土圧を計算で求める際には、ランキンの主働・受働土圧が適用できると考えられる。それら

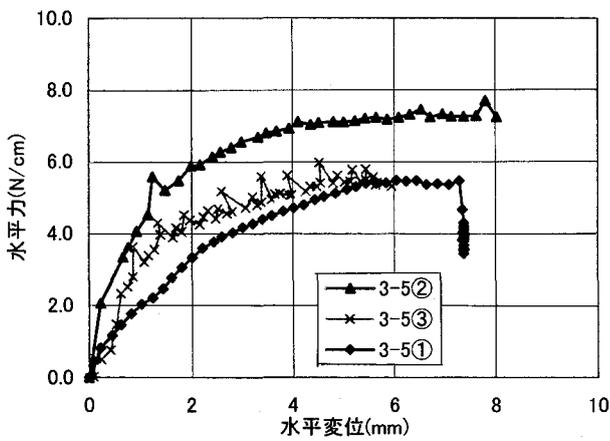
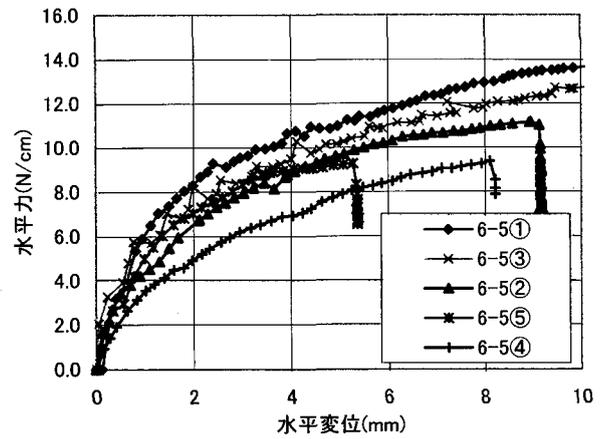
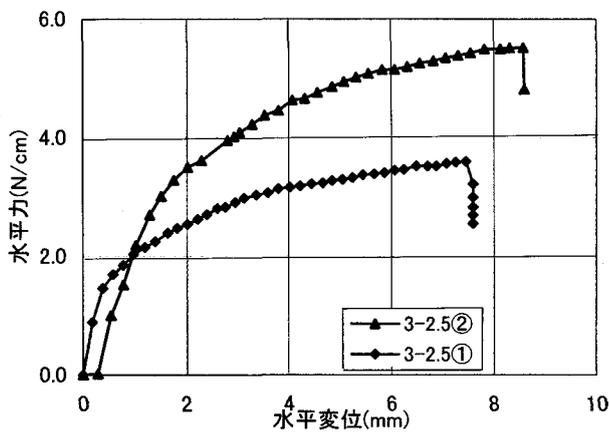
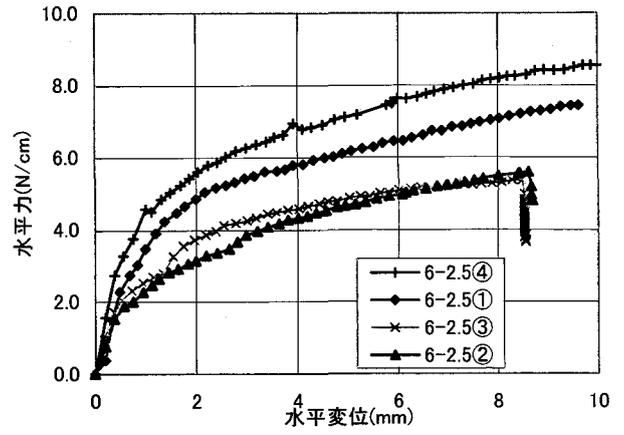
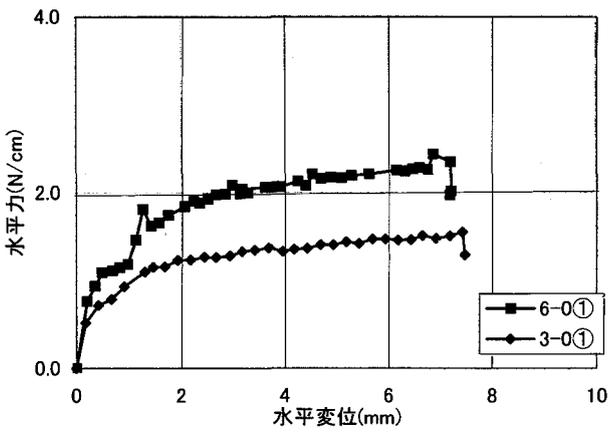


図24 水平力～水平変位関係（普通目盛）

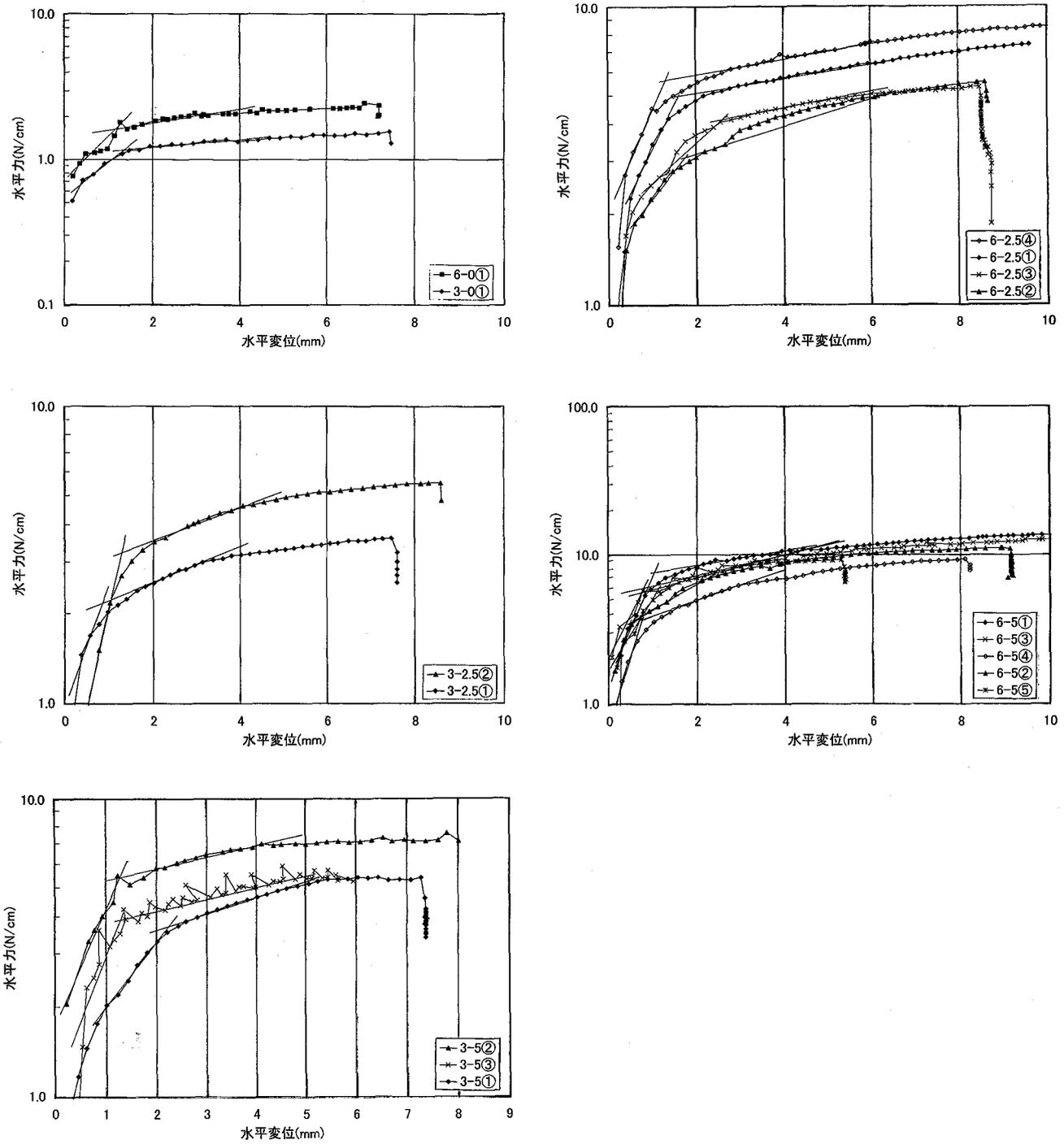
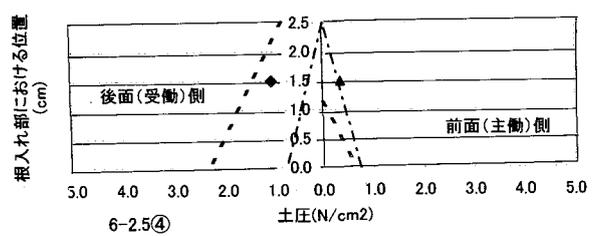
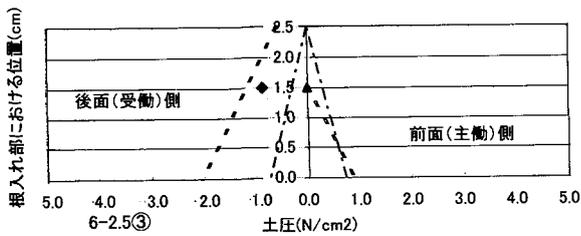
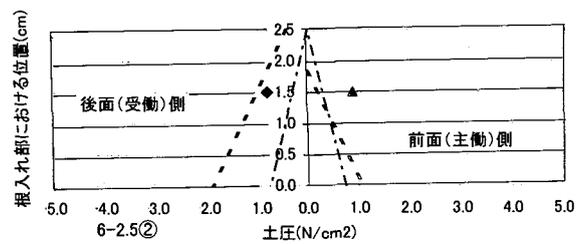
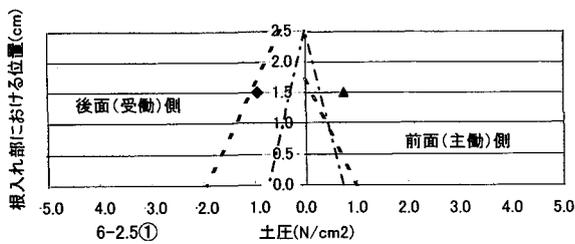
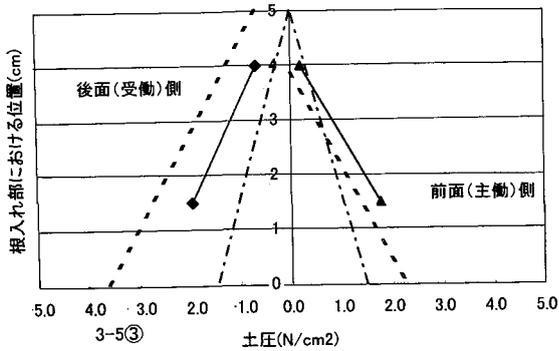
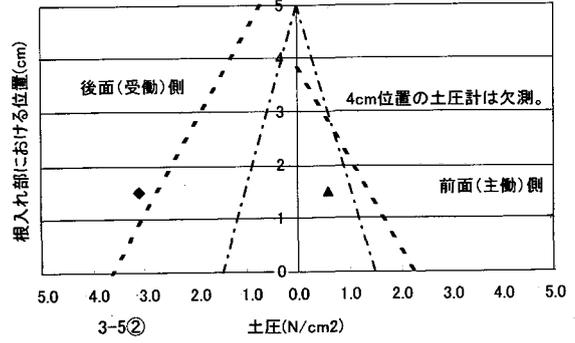
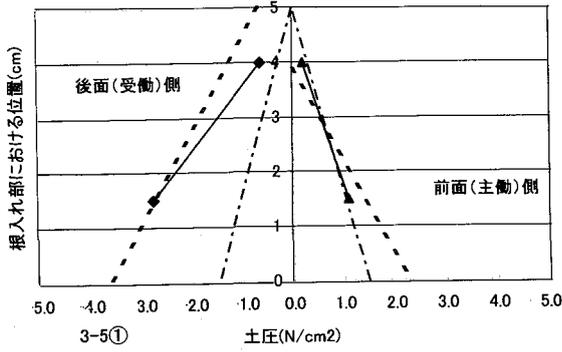
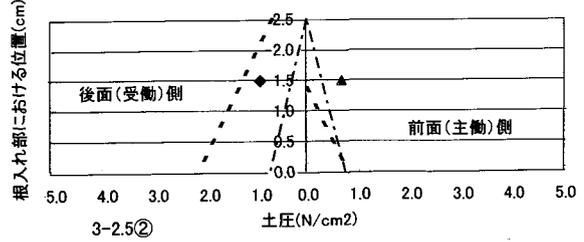
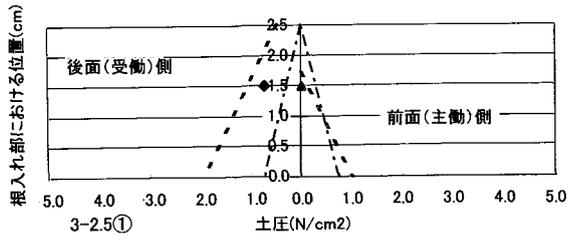


図25 水平力～水平変位関係 (片対数)



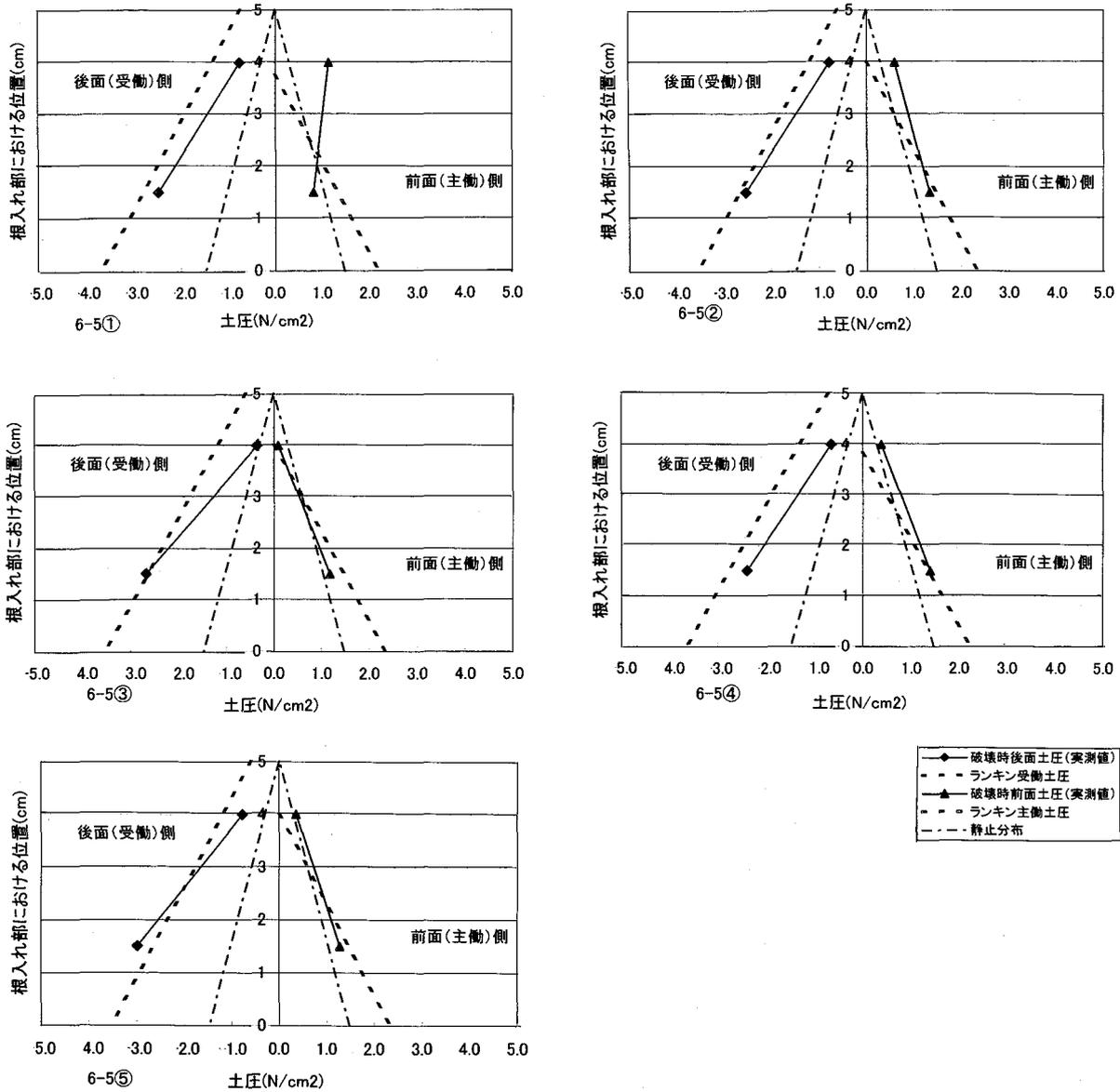


図26 水平的破壊時点の前・後面土圧

は粘性土の場合、以下の式で算定される。

・ランキンの受働土圧

$$P_p = \sum \gamma h + 2c \dots\dots\dots(5)$$

- P_p : 受働土圧 (N/cm²)
- γ : 土の単位体積重量 (N/cm³)
- h : 地表面からの深さ (cm)
- c : 土の粘着力 (N/cm²)

・ランキンの主働土圧

$$P_a = \sum \gamma h - 2c \dots\dots\dots(6)$$

- P_a : 主働土圧 (N/cm²)
- γ : 土の単位体積重量 (N/cm³)
- h : 地表面からの深さ (cm)

c : 土の粘着力 (N/cm²)

図26の太い点線は、ランキン主働、受働土圧の計算値を示す。一方細い点線は、 $K_0=0.5$ とした場合の静止土圧分布を示す。

概して、実測値とランキン計算値は同程度の値ではあるが、後面側はランキン計算値の方が大きめ、前面側は実測値の方が大きめの結果になっている。前面側については、むしろ静止土圧分布に近づいているケースが多い。その理由は明確でないが、破壊メカニズムがランキンの破壊理論と異なっているものと考えられる。

後面土圧の深さ方向の傾斜は、ランキン受働土圧と同程度、またはより大きな増加率となっている。根入れ式帯基礎の実験においては後面下部の土圧分布がほぼ一定値となることを示す図⁵⁾も示されているが今回の実験ではそのような傾向は

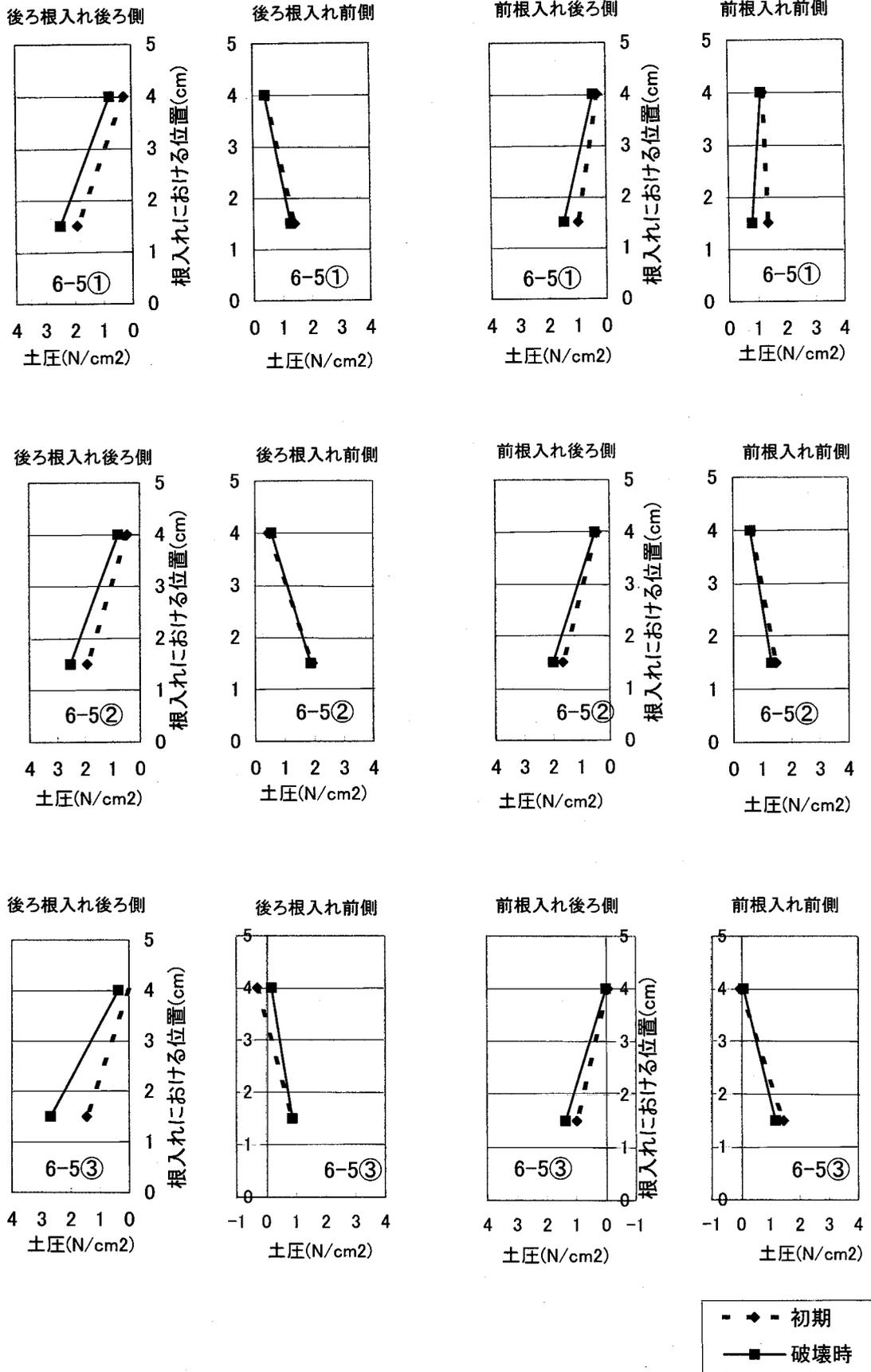


図27 根入れの前面・後面に働く土圧

見られない。

7.4.4 極限水平荷重の実測値と計算値の比較

次に双設基礎における水平抵抗力について考える。根入れ無しの場合は基礎底面における付着力のみが水平抵抗として働くから次式で表すことが考えられる。

$$H = c_u \cdot A \tag{7}$$

ここに、H：基礎の単位奥行き当たりの水平力 (N/cm)

c_u ：粘土地盤表面の付着力 (N/cm²)

A：付着力の作用する幅 (cm)

基礎底面と粘土の間に働く付着力としてここではベーン試験によるせん断強度を用いる。但し実際に発現する値はベーン試験結果より小さくなることが予想される。

一方、根入れありのときは (水平抵抗力) = (基礎底面レベルの粘着力) + (破壊時後面土圧) - (破壊時前面土圧) で表すことが考えられる。この考え方を用い、値の取り方を変えて次の4つの手法で算定を行うこととする。

手法A：粘着力の作用する幅を基礎全幅 (図21のW) とする。前面をランキン主働土圧とする。

手法B：粘着力の作用する幅を根入れの間 (図21のW-2B) とする。前面をランキン主働土圧とする。

手法C：粘着力の作用する幅を基礎全幅 (図21のW) とする。前面を静止土圧分布とする。

手法D：粘着力の作用する幅を根入れの間 (図21のW-2B) とする。前面を静止土圧分布とする。

いずれの手法も、破壊時後面土圧はランキン受働土圧を用いる。いずれの手法においても、鉛直荷重による影響は考慮されない。

A～Dの各手法で計算した結果を表5に示す。ランキン土圧を算定する際の粘着力は表4の「基礎側面レベルのせん断強度」の値を用いた。

同表の破壊時水平力の実測値と比較を行う。4つの算定手法の中では、手法BやDが実測値に近いようである。どの手法を採用にせよ、根入れが深くなるにつれ計算値が実測値を大きく上回る結果となっている。

根入れ0 cmのケースを見ると算定値に比べて実測値が小さめである。この原因としては付着力がベーンせん断試験によるせん断抵抗力値を下回ることで、地表面の小さな凹凸により接地面積が限定されることが挙げられる。根入れ2.5 cmのケースは、手法BまたはDで比較的妥当な計算値が得られている。根入れ5 cmの場合は実測値と計算値の乖離が大きい。

7.5 回転挙動に着目した検討

回転挙動に着目すると、ひとつの点を回転中心としてそのまわりのモーメントの釣り合いを調査することになる。一般的な漁港構造物では、転倒に対する安定の検討や底面土圧分布の算定では後端趾を中心にとっているため、根入れ式双設

表5 水平載荷試験結果と抵抗力算定値

試験ケース名	3-0①	6-0①	3-2.5①	3-2.5②	6-2.5①	6-2.5②	6-2.5③	6-2.5④	3-5①	3-5②	3-5③	6-5①	6-5②	6-5③	6-5④	6-5⑤
水平的破壊時点の水平変位 (mm)	1.47	1.13	0.98	1.51	1.78	1.84	2.56	1.49	2.22	1.24	1.40	1.13	0.51	0.78	0.84	1.18
水平的破壊時点の水平力(実測値) (N/cm)	1.15	1.46	2.03	3.01	4.64	3.04	4.11	5.02	3.58	5.57	3.96	6.48	3.42	5.75	3.14	5.50
水平抵抗力算定値(手法A) (N/cm)	1.89	1.72	4.91	5.98	5.70	4.48	6.18	7.69	9.83	9.88	10.21	12.61	10.13	11.12	11.29	10.46
水平抵抗力算定値(手法B) (N/cm)	—	—	3.06	3.95	3.93	3.17	4.39	5.60	7.45	7.66	7.71	9.79	7.90	8.35	8.92	8.06
水平抵抗力算定値(手法C) (N/cm)	—	—	4.85	5.62	5.63	4.54	5.94	7.13	10.57	10.48	10.86	13.04	11.13	12.15	11.89	11.45
水平抵抗力算定値(手法D) (N/cm)	—	—	3.00	3.59	3.86	3.23	4.15	5.05	8.18	8.26	8.36	10.22	8.89	9.38	9.52	9.05
回転的破壊時点の模型回転角(rad)	—	—	0.0207	—	—	—	0.0069	—	0.0200	—	—	—	0.0130	—	0.0195	0.0123
回転的破壊時点の水平変位(mm)	—	—	2.60	—	—	—	2.56	—	2.22	—	—	—	2.31	—	2.33	1.82
回転的破壊時点の水平力(実測値) (N/cm)	—	—	2.80	—	—	—	4.11	—	3.58	—	—	—	7.01	—	5.43	6.81

(注) 根入れ無しの場合は、式7による算定結果を、手法Aの欄に載せてある。

基礎についてもそうするのがよいと予測される。その場合、回転に抵抗する力は後面土圧と自重である。前面土圧は回転を促す方向に働く。

一般的な平面基礎では、底面土圧はモーメントの釣り合いを保つようにその分布を変えるが、双設基礎においては実証を要する。また分布の算定法は、平面基礎に対するそれを発展させれば良いと考えられる。

前、後面の破壊時土圧にはランキンの式を用いることが考えられるが、水平的破壊時点において一部ランキンと違う傾向が見られたので、回転的破壊時点においても留意する必要がある。

底面土圧分布の極限值は、既存の支持力公式や、偏心傾斜荷重に対する支持力として提案された方法を適用することが考えられる。

なおこの項は、レーザー変位計による測定を実施した6ケースに限って検討を行う。

7.5.1 モーメント～回転角関係

図28に、水平外力による基礎底面まわりのモーメント～回転角の関係を示す。縦軸は対数目盛とした。ここでケース毎に曲線の前半と後半を直線近似し、直線の交点を変曲点と見て、その直近の観測プロットを破壊時点とした。

この「回転的破壊時点」におけるデータを表5の下部に示す。回転的破壊時点は、6-2.5③と3-5①の2ケースで水平的破壊時点と同じとなった。その他の4ケースでは、水平的破壊時点よりも荷重の進んだ時点となった。根入れが深いほど、また間隔が大きいほど、回転に対して大きな抵抗を発揮すると言える。鉛直荷重による相違は明確でない。

7.5.2 回転的破壊時点における土圧

図29に、回転的破壊時点の前、後面土圧を示す。実線が実

測値であるが、水平的破壊時点と同様に、深さ方向への土圧の増加は前面より後面で大きくなっている。6-5の3つのケースでは、水平的破壊時点と比べて2つの実線が左へ平行移動したような分布となっている。点線は破壊時の計算値であり、太い点線はランキン土圧を、細い点線は静止土圧分布を示す。後面側の実測値はランキン受働土圧に近いが、深さ方向への増加率はランキンよりも大きい。また前面側の実測値は、ランキンよりむしろ静止土圧分布に近くなっている。

図30に底面土圧分布の推移を示す。実線が測定値である。点線はモーメントの釣り合いから得た計算値であり後述する。測定値は、ケースごとに荷重開始時(初期値)、荷重途中(破壊前)、回転的破壊時点の実測値を示す。各グラフの両端3 cmが、根入れの存在する位置である。図より、底面土圧分布が傾斜していく様子が見て取れる。初期値が土圧計によってばらついているケースもあるが、これは地盤の切り出しが水平にならなかったことが原因と考えられる。

7.5.3 底面土圧分布と支持力算定値の比較

次に回転的破壊時点の後趾側の底面土圧を、既存の手法による支持力算定値と比較する。比較対象としては、現行の技術指針⁷⁾で用いられる中瀬の手法とTerzaghiの支持力公式の2種類とする。

図31にその結果を示す。

中瀬の手法は偏心傾斜荷重状態に対する極限支持力を算出する手法であり、土圧の総和としての極限支持力が得られるが、分布形状は得られない。図中の実線は得られた土圧の総和を、実測の破壊時土圧分布と同じ傾きで配分したものである。

Terzaghiの支持力公式については、式(4)と同じ方法で算定する。粘着力としてはケース毎の基礎底面レベルのせん断強度を用いる。図中の算定結果は、端趾圧と比較する意味で左

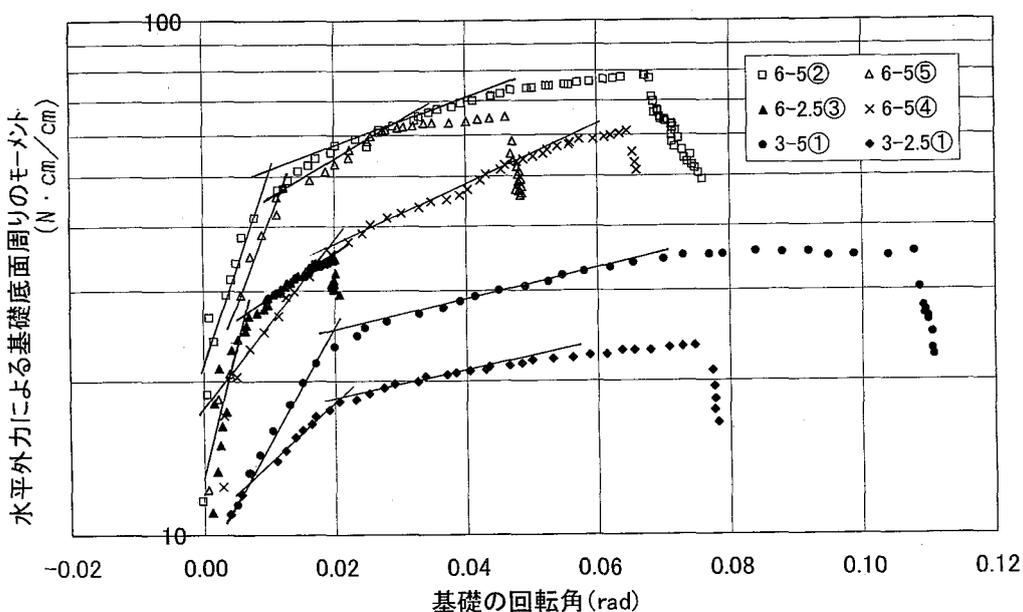


図28 水平外力によるモーメント～回転角関係

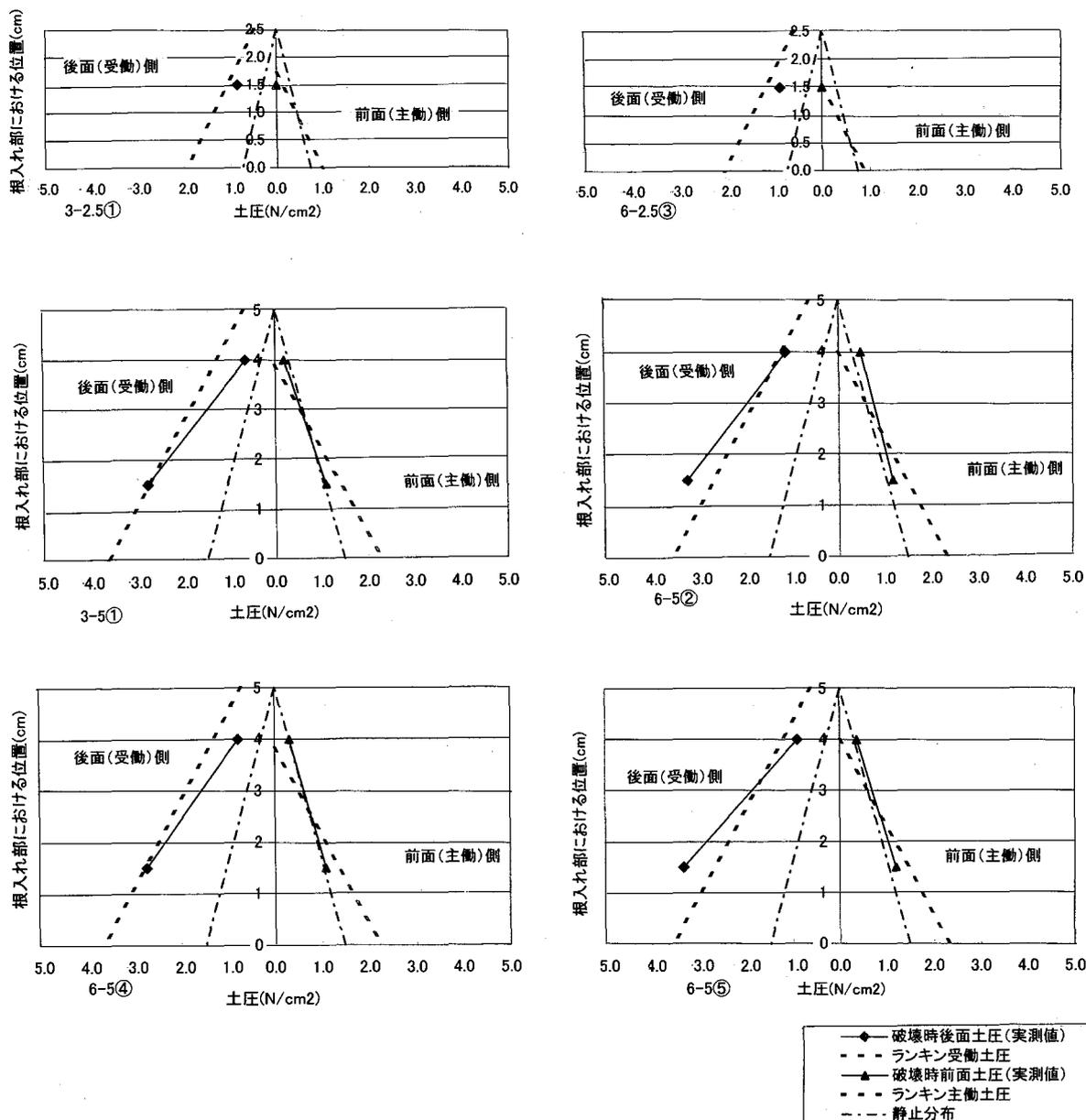


図29 回転の破壊時点の前・後面土圧

側にプロットしてある。

図より、Terzaghi の支持力公式による計算が、比較的実測と近い結果を算出していることが分かる。但し根入れ深さ 5 cm のケースでは、過大な値を示す傾向が見られる。この傾向は鉛直載荷試験においても見られたものである。

7.5.4 破壊時底面土圧の計算法

平面基礎を設計する際、偏心傾斜 (=鉛直+水平) 載荷時の底面土圧分布の算定については、後端趾まわりのモーメントの釣り合いに基づき、三角形または台形分布とする手法が用いられている。⁷⁾ その手法で、波力等が作用した際の底面土圧分布を計算し、極限支持力と照合して安全の確認をすることになる。このような土圧分布計算法を、根入れ式双設基礎

の場合に拡張することとした。すなわち、平面基礎における算出法の考え方をもとに、荷重を 2 基の根入れの底面のみで受け持つように算定することとした。

その算定手順を以下に示す。また図32に関連する図を示す。

1. まず偏心量 e を次式により算定する。

$$e = \frac{H \cdot h}{V} \dots\dots\dots(8)$$

ここに、 H : 水平力 (N/cm)
 h : 水平力の作用位置の基礎底面からの高さ (cm)
 V : 鉛直力 (N/cm)

2. 偏心量に応じて場合分けを行うため、次の判定用値を算出する。

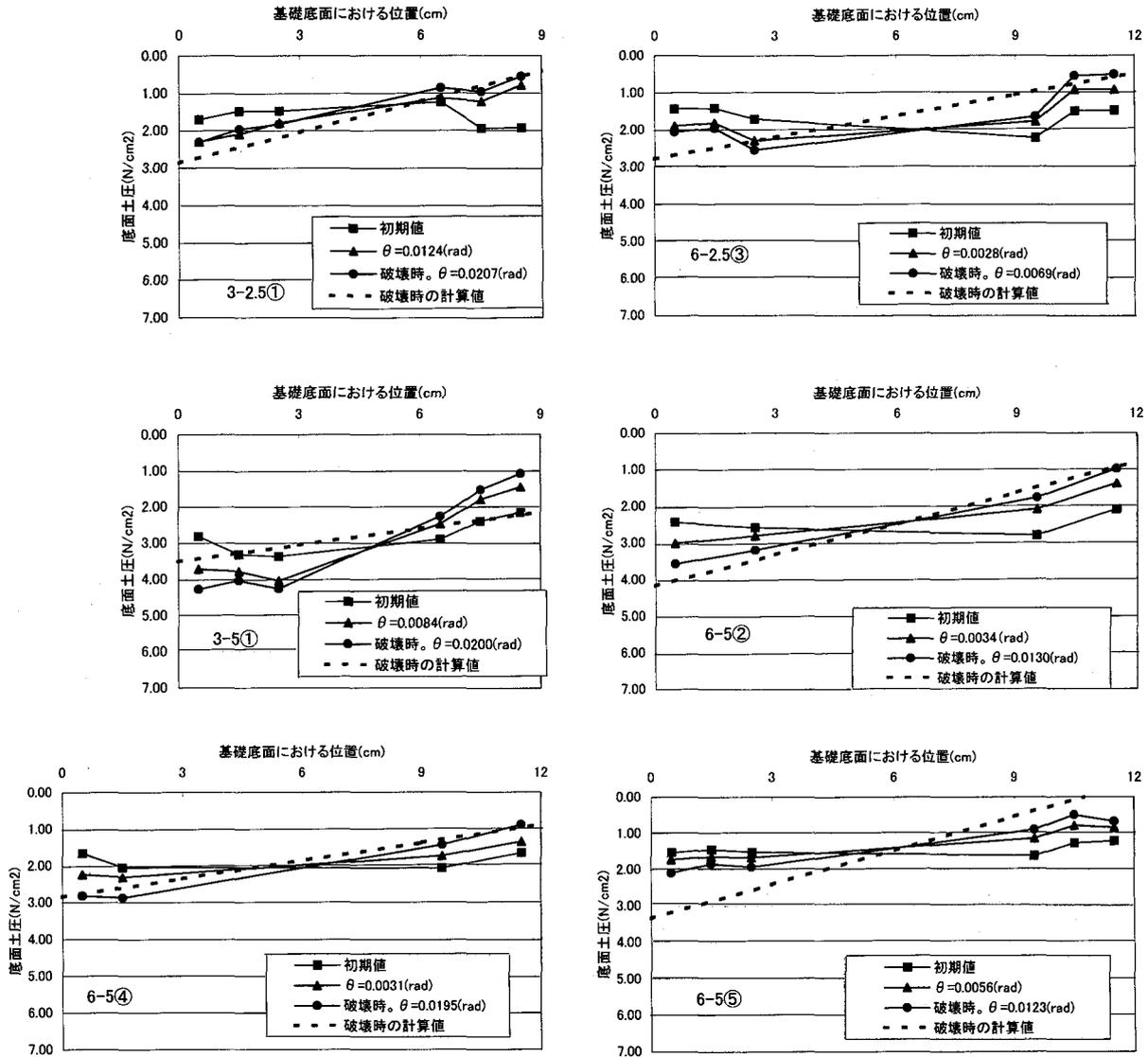


図30 底面土圧分布の推移

$$e_1 = \frac{b}{6} (1 + \alpha + \alpha^2) \dots\dots\dots(9)$$

$$e_2 = \frac{b}{6} \frac{5\alpha^2 + 5\alpha + 2}{1 + 3\alpha} \dots\dots\dots(10)$$

$$e_3 = \frac{b}{6} (2 + \alpha) \dots\dots\dots(11)$$

ここに,

$$\alpha = \frac{l_2}{b} \dots\dots\dots(12)$$

b : 基礎の全幅 (cm)

l_2 : 前根入れと後ろ根入れの間隔 (cm)

3. e と e_1 , e_2 および e_3 の大小関係に基づいて場合分けをし, 以下の式によって分布を求める。

(1) $e \leq e_1$ のとき

底面土圧分布は後ろ根入れ, 前根入れともに台形となる。圧力の値は次式で算定される。

$$\left. \begin{aligned} p_1 &= \frac{V}{b(1-\alpha)} \left(1 + \frac{6e}{b} \frac{1}{1+\alpha+\alpha^2} \right) \\ p_2 &= \frac{V}{b(1-\alpha)} \left(1 - \frac{6e}{b} \frac{1}{1+\alpha+\alpha^2} \right) \\ p_3 &= \frac{V}{b(1-\alpha)} \left(1 + \frac{6e}{b} \frac{\alpha}{1+\alpha+\alpha^2} \right) \\ p_4 &= \frac{V}{b(1-\alpha)} \left(1 - \frac{6e}{b} \frac{\alpha}{1+\alpha+\alpha^2} \right) \end{aligned} \right\} (13)$$

(2) $e_1 \leq e \leq e_2$ のとき

底面土圧分布は後ろ根入れが台形, 前根入れが三角形となる。圧力の値及び分布幅は次式で算定される。

$$X' = \frac{e_2 - e}{e_2 - e_1} \frac{b}{2} (1 - \alpha) \dots\dots\dots(14)$$

$$p_1 = \frac{4(1 + \alpha + 2\frac{X'}{b})}{(1 - \alpha)(1 + 3\alpha + 4\frac{X'}{b})} \frac{V}{b}$$

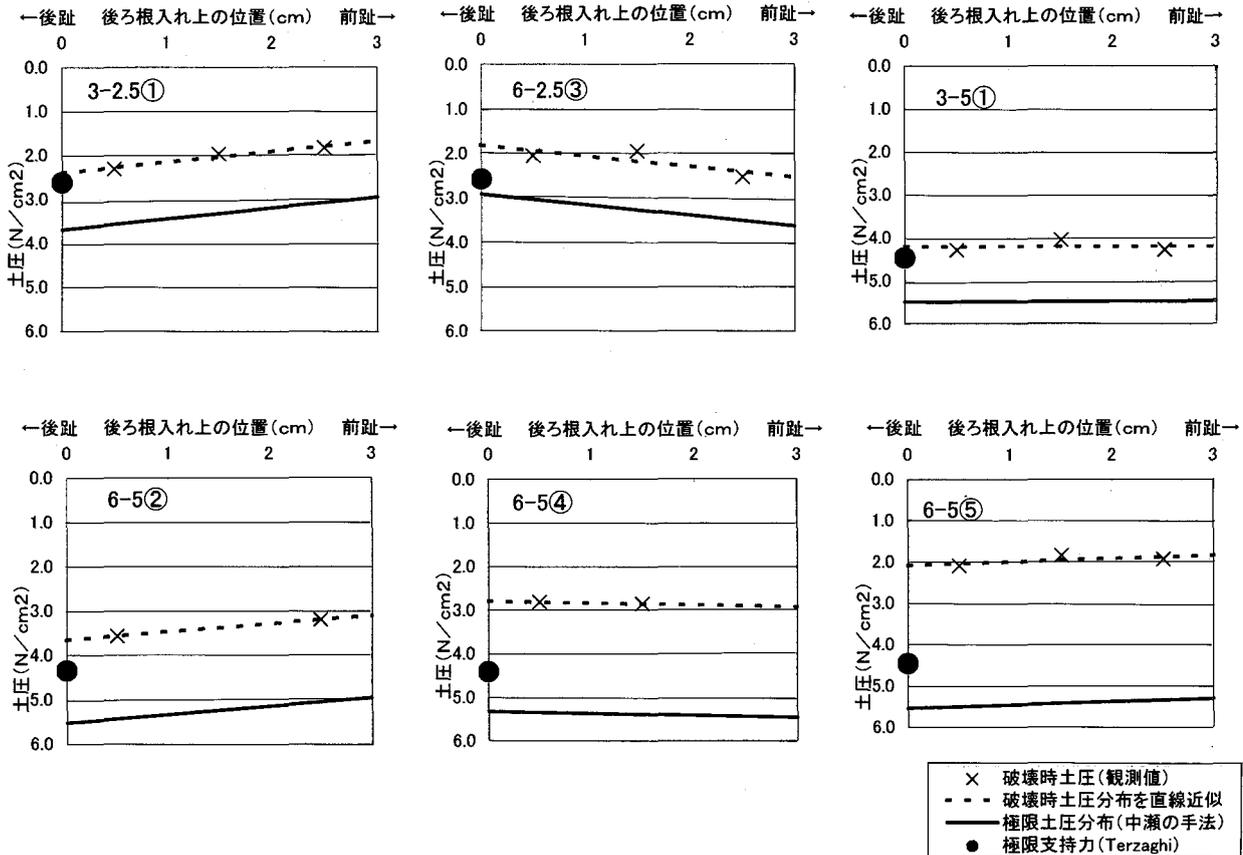


図31 後ろ根入れ底面の破壊時土圧

$$\begin{aligned}
 p_3 &= \frac{8(a + \frac{X'}{b})}{(1-a)(1+3a+4\frac{X'}{b})} \frac{V}{b} \\
 p_4 &= \frac{8\frac{X'}{b}}{(1-a)(1+3a+4\frac{X'}{b})} \frac{V}{b}
 \end{aligned}
 \tag{15}$$

X' : 前根入れの三角形の底辺の長さ (cm)

(3) $e_2 \leq e \leq e_3$ のとき

底面土圧分布は後ろ根入れが台形, 前根入れが無しとなる。図中に示す x の長さおよび圧力値は次式で算定される。

$$X = \frac{b}{6} \frac{(1-a)(6\frac{e}{b} - 2 - a)}{1 - 4\frac{e}{b} + a} \tag{16}$$

$$p_1 = \frac{4(6\frac{e}{b} - 1 - 2a)}{(1-a)^2} \frac{V}{b}$$

$$p_3 = \frac{4(2 - 6\frac{e}{b} + a)}{(1-a)^2} \frac{V}{b}$$

(4) $e \geq e_3$ のとき

底面土圧分布は後ろ根入れが三角形, 前根入れが無しとなる。圧力値及び分布幅は次式で算定される。

$$X = 3b \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{b} \right) \tag{18}$$

$$p_1 = \frac{2}{3 \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{b} \right)} \frac{V}{b} \tag{19}$$

X : 後ろ根入れの三角形の底辺の長さ (cm)

7.5.5 モーメントの釣り合いに関する実測値と計算値の比較

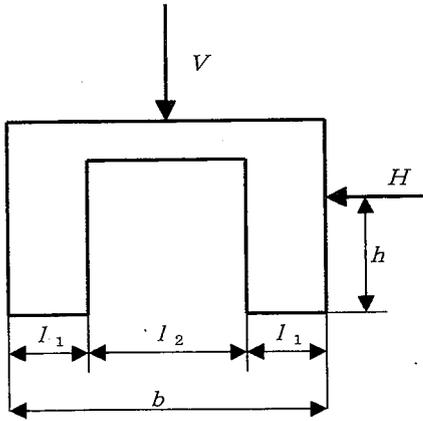
前項の手法により, 回転的破壊時点の底面土圧分布の算定を行う。その際, 式(8)の右辺の分母には模型自重をおく。右辺の分子は次の通り定める。

根入れを有するケースでは, 載荷アームによる水平力(ロードセルで測定された反力), 後面土圧としてのランキン受働土圧及び前面土圧としての静止土圧分布を考慮する。各々の力の大きさに, 基礎底面から作用位置までの距離を乗じ, その線形和を式(8)の分子とする。

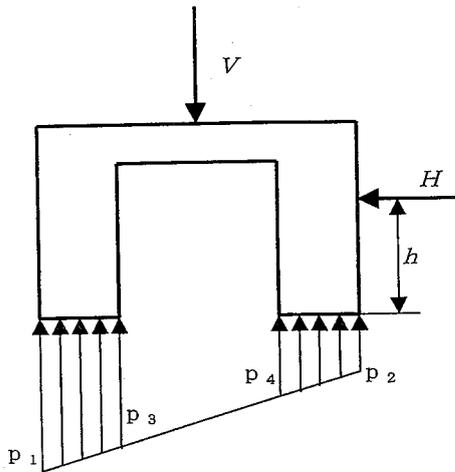
根入れの無いケースでは, 載荷アームによる水平力(ロードセルで測定された反力)のみを考慮する。その力の大きさに, 基礎底面から作用位置までの距離を乗じて式(8)の分子とする。

こうして得た計算値を図30中に点線で示す。分布形状は, 4つのケースで計算値と実測値がほぼ一致した。一方実測値

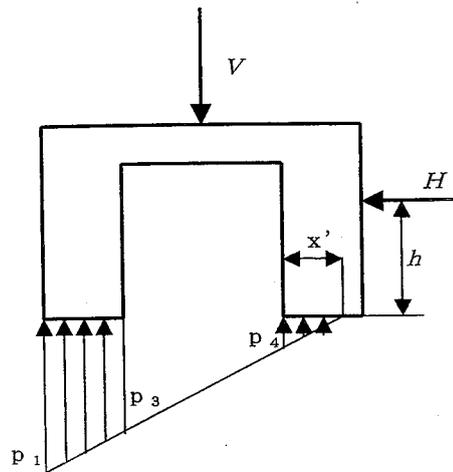
双設基礎の概要



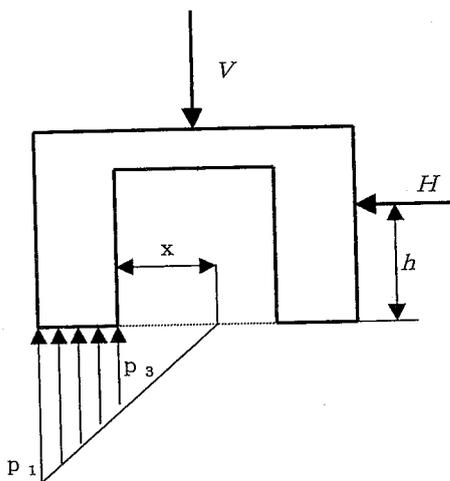
1) $e \leq e_1$ のとき



2) $e_1 \leq e \leq e_2$ のとき



3) $e_2 \leq e \leq e_3$ のとき



4) $e \geq e_3$ のとき

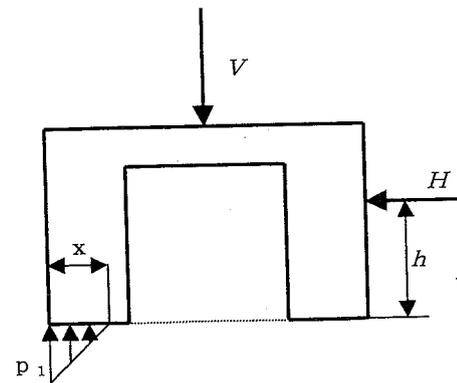


図32 底面土圧分布の場合分け

の方が急傾斜となったケース (3-5①) やその逆 (6-5⑤) もあった。この原因ははっきりしないが、ケース3-5①では図29にて後面のランキン受働土圧が実測分布を上回っていること (ケース6-5⑤はその逆) と関連づけられよう。また3-5①では、各底面土圧計の初期値に隔たりが大きいことから、この偏差がその後のデータにも影響を及ぼしている可能性もある。

なお前面土圧にランキン主働土圧を用いた場合の算定も行った。その計算結果は図30の点線とほぼ同一であり、図上で見分けのつかない程度の差異であった。

8 まとめ

8.1 鉛直荷重試験のまとめ

鉛直荷重試験の結果は次の通りまとめられる。

鉛直方向に変位速度一定の荷重試験を実施した。地盤の破壊は荷重～沈下曲線においてピークの現れない局所せん断破壊であった。これは正規圧密地盤を対象とした従来の諸研究と一致する。

支持力は、根入れが深いほど増加した。これは土かぶり圧の増加と基礎底面レベルのせん断強度の増加に起因すると考えられる。

今回の実験においては、基礎前・後面の壁面摩擦力はほとんど現れなかった。

基礎間隔の狭い方が支持力は大きく現れたが、これが本質的な現象か今回の実験に限ったものかは吟味が必要である。

支持力公式による算定値と実測値を比較すると、根入れが深いほど算定値が過大になる傾向が見られた。

8.2 水平荷重試験のまとめ

水平荷重試験の結果は次の通りまとめられる。

自重を調整して水平方向に変位速度一定の荷重試験を実施した。挙動は水平変位と回転を組合わせたものとなったが、根入れ深さ・間隔と挙動特性の関係はあまり明確でなかった。

地盤の破壊は局所的な範囲にとどまった。

水平挙動と回転挙動の各々について、破壊時点を定義した。荷重～変位曲線またはモーメント～回転角曲線を片対数で描き、その変曲点を破壊時点とした。2つの破壊時点は同時か、または回転的破壊時点の方が荷重の進んだ時点となった。

水平的破壊時点において、後面土圧はランキンの受働土圧に、前面土圧は静止土圧分布に近い分布となった。水平抵抗力の極限値を、土圧分布と底面レベルのせん断抵抗に基づき算定したところ、根入れ無しや根入れが浅い場合は実測値と近い値となった。しかし根入れが深い場合は算定値が過大となった。

回転的破壊時点において、後面土圧はランキンの受働土圧に、前面土圧は静止土圧分布に近い分布となった。回転的破壊時点が水平的破壊時点よりも荷重の進んだ時点となったケースの場合、水平的破壊時点と比較して後面土圧は一様に増加し、前面土圧は一様に減少する傾向が見られた。底面土

圧の分布は、水平荷重に伴い傾斜していくことが示された。後ろ根入れの後端趾まわりのモーメントの釣り合いに基づき底面土圧分布の算定を行ったところ、実測値と良い符合を見せたケースが多かった。

回転的破壊時点の後ろ根入れの端趾圧の実測値を、Terzaghiによる極限支持力の算定値と比較したところ、根入れの浅い場合には良い符合が見られたが、根入れの深い場合に算定値が過大になる傾向が見られた。

今回の実験で、自重の違いによる影響は明確に見られなかった。

8.3 実際の設計手法

以上の実験結果より、根入れ式双設基礎を実際に設計する場合、次のような手法が考えられる。

鉛直荷重のみの荷重状態に対しては、Terzaghiの支持力公式を用いて極限支持力を算定する。但し支持力公式で算定される値は、根入れの深い場合に過大となる傾向があるため、適切に低減させて設計に用いる。基礎の前・後面に働く付着力は、基本的には考慮しないが、素材や形状によっては考慮する。

鉛直と水平の組合わさった荷重状態に対しては、回転的挙動 (転倒) に対する検討を行う。条件として、荷重される鉛直・水平荷重値及び、前面土圧として静止土圧分布、後面土圧としてランキンの受働土圧を想定する。以上の荷重に対して、後ろ根入れの後端趾まわりの釣り合いを計算し、台形ないし三角形の底面土圧分布を算出する。算定された端趾圧について、Terzaghiの支持力公式との比較を行う。但し支持力公式より得られる値は、根入れの深い場合に過大となる傾向があるため、適切に低減させたうえで端趾圧と比較する。

水平的挙動 (滑動) に対する検討は、根入れが深い場合に極限荷重の算定値と実測値の乖離が大きいため、その解明が進むまでは検討結果を参考程度の扱いにとどめる。

8.4 今後の検討

今回の実験で見られた傾向の確証を高めるにはさらなる実験ケースが必要である。また水平荷重試験では自重を自在に設定することが困難であった。以上のことより、実験を補完する意味での数値シミュレーションを多くのケースで行う必要がある、その中で自重による影響等を解明する必要がある。

補遺

補遺1 本研究の原本

本研究の実験結果は、榑、西崎、梅本、児島による鉛直荷重試験の報告^{9,10)} および佐伯、久留米、槻、海老澤、久保による水平荷重試験の報告¹¹⁻¹³⁾ を利用して再度とりまとめを行った。今回データを再度吟味したので、それらの報告とは一部の数値について相違がある。

補遺2 浮力・静水圧の除去について

①鉛直載荷試験

鉛直載荷試験については、基礎模型は鉛直載荷装置と剛結されている。そして基礎模型底面は地盤からわずかに浮いた状態とし、遠心加速度を上昇させる。

その後2～3時間の100G場での運転により、過剰間隙水圧を消散させる。その間に地盤は沈下する。

過剰間隙水圧の消散を確認した後、下向きの変位速度一定載荷を開始する。基礎底面圧力計の圧力が急増した時点が、接地した時点と考えられるから、その時点の載荷アームのロードセルと底面圧力計の測定値を、ゼロと見なす。

そのうち載荷を継続すると、基礎模型のうち水面下に没する体積が増えていくことに伴い受ける浮力が大きくなるので、これを補正する。すなわち、絶対的な水位は接地した時点の値で一定と考え、基礎が1cm沈下すると $1.02\text{N}/\text{cm}^3$ ($=100\text{gf}/\text{cm}^3$)の浮力を受けるものと考えて、載荷アームのロードセルの測定値から、沈下量に比例した浮力上昇分を差し引く。また底面土圧計の測定値から、沈下量に比例した静水圧上昇分を差し引く。

②水平載荷試験

水平載荷試験では実験ケースごとに水位を正確に知ることが必要となる。水位は、試験前に1G場で測定した水位の値から、以下に記す水位沈下量「0.5cm」を引いた値を用いた。

すなわち土槽を重力場から遠心力場に移すと、遠心力の影響で土槽中の水面は円弧状になる。そのため、回転面に垂直な方向から見ると(すなわち図8をそのまま見た状態)、土槽の中央付近の水位は下がり、左右では水位が上がる。

今回の載荷試験が土槽の中央付近で実施されたことから、土槽中央を対象として検討を行う。

重力場に比べての遠心力場での水位の変動は、幾何学的な演算で求められ、中央での水位低下量は 0.38cm ($=a$ とおく) という結果が得られる。

一方、土槽中に粘土無しで水だけを入れて、圧力計の検定試験を行った際のデータから判定すると 0.38cm ($=b$) 程度の水位低下となり、 a の値と一致した。

一方粘土地盤は、1G場から100G場に移す際に、再圧密が起きて沈下する。地盤の沈下量はレーザーセンサーの測定値に基づくと約 0.15cm ($=c$) であった。

従って、地盤表面に対する、水位の相対的な低下量は、 a から c を引いて約 0.23cm ($=d$) と得られる。

しかし、水平載荷試験の一つのケースにおいて、載荷試験前に測った水深と、載荷試験中に基礎模型の圧力計で測った静水圧を用い、水位の相対的な低下量を計算すると 0.5cm ($=e$) 程度となり、 d と一致しなかった。

この不一致の原因としては、水面に何か他の力が働くために正確な円弧にならないこと、粘土の挙動の把握が不正確であったこと等が挙げられるが、特定できていない。

今回の水平載荷試験においては、 e の実測結果を尊重し、実験前に対する実験中の、地盤表面に対する水位の相対的な沈下量は 0.5cm と見なした。

なお、上記の水位計算に加え、各部位に働く静水圧の時間的変化を考慮に入れた。すなわち載荷試験中は基礎の変位に伴い各点に働く静水圧が変化するので、基礎模型の前・後面の上寄りの圧力計で測定される静水圧、またはレーザー変位計で測定される変位の時間的変化を用い、各部位の受ける静水圧の時間的変化を算定した。これをデータ整理の際に考慮に入れた。

補遺3 根入れ式双設基礎に関する研究の状況

根入れ式双設基礎に関しては、本論文に示した模型載荷試験のほか次に次のことを実施中である。①FEMによる有効応力解析。これは実験結果を補完する意味合いのもので鉛直および水平方向への載荷試験を計算機上で行う。②実構造物を想定した試設計。これは防波堤あるいは親水用の栈橋を想定して現場の条件における安定性を確認するもので、特に床版の重量、根入れの中詰め材、根入れの間隔および深さに着目して検討中である。

補遺4 軽量基礎の活用について

土木技術の進歩により、ここ数十年來、地盤、波浪条件を問わずあらゆる箇所に港などの沿岸構造物を設置することが可能になってきた。しかしこのことが、周辺の漂砂、堆砂などの沿岸域の物理現象に無視できない影響を与える例が生じている。そして今後どう推移していくかの予測は容易ではない。そのことに鑑みると、沿岸域の構造物の形態として今後、地盤に固定したあるいは重量の大きい永久的な構造物ばかりでなく、周辺の環境の状況や利用の状況に応じて、必要に応じて撤去や移設が可能な構造物が求められるのではないかと予測される。軽量基礎は撤去や移設が比較的容易といえるので、そうした非永久的な構造物としての活用が近未来に求められるとも考えられる。

謝辞

千葉工業大学 清水英治教授、渡辺勉教授、小宮一仁助教授には本研究の遂行に当たりお世話になりました。また非常勤職員の田村千晶氏、高津和子氏には取りまとめに当たりお世話になりました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 1) 沿岸開発技術センター編：新形式防波堤技術マニュアル pp. 63-87, 1994.
- 2) 池田哲郎：サクシオン基礎構造物の技術開発，第16回港湾技術報告会報告概要集，1999.
- 3) 松良精三：サクシオン基礎の技術開発，土木技術第54巻第11号 pp. 36-43, 1999.
- 4) 櫻井慎也：根入れを有する基礎の遠心模型実験に関する研究，千葉工業大学大学院平成8年度修士論文，1997.
- 5) 大槓正紀，西崎孝之，長島正晃，櫻井慎也：軟弱地盤上の帯基礎およびスカート付き基礎の支持力，水産工学研究所研究報告第19号，1998.
- 6) 池田俊雄：支持層に頼らない基礎工法，基礎工第11巻第6号，1983.
- 7) 全国漁港協会編：漁港の技術指針，1999.

- 8) 例えば, 高田直俊, 日下部治: 講座「遠心模型実験」3. 原理, 土と基礎 vol. 35 No. 12, 1987.
- 9) 梅本憲二郎, 児島真二: 根入れを有する双設基礎の遠心模型実験に関する研究, 千葉工業大学平成9年度卒業論文, 1998.
- 10) 榊ほか: 鉛直荷重を受ける双設基礎の支持力に関する研究, 土木学会第53回年次学術講演会概要集III pp. 556-557, 1998.
- 11) 久留米雄太, 槻大介: 根入れを有する基礎の遠心模型実験に関する研究, 千葉工業大学平成10年度卒業論文, 1999.
- 12) 海老澤朗, 久保昌和: 偏心傾斜荷重を受ける双設基礎の模型実験に関する研究, 千葉工業大学平成11年度卒業論文, 2000.
- 13) 佐伯ほか: 根入れ式双設基礎の偏心傾斜載荷試験, 第35回地盤工学研究発表会講演集 pp. 1719-1720, 2000.