

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE

OF

THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1064

December 2003

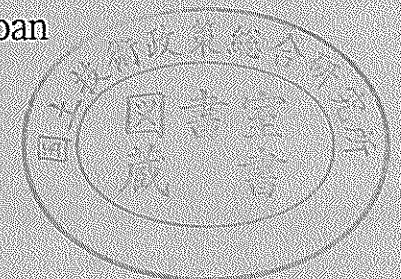
二次元模型地盤における矢板壁の挙動

菊池 喜昭

水谷 崇亮

独立行政法人 港湾空港技術研究所

Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan



目 次

要 旨	3
1. はじめに	4
2. 既存の矢板壁の設計法	6
3. 実験概要	8
3.1 土槽及び地盤材料	8
3.2 模型矢板	8
3.3 実験手順	9
3.4 実験内容	12
4. 実験結果	12
5. 考察	16
5.1 自立矢板の場合	16
5.2 控え式矢板の場合	24
6. おわりに	32
参考文献	33

Deformation of Frexible Wall in Two Dimensional Model Ground

Yoshiaki KIKUCHI*
Takaaki MIZUTANI**

Synopsis

Model tests in two dimensional model ground, which is free from the effect of wall friction of sand box, are needed to know the deformation characteristics of a subsoil structure as a sheet pile wall. In this research, the model tests on anchored sheet pile walls and cantileber type sheet pile walls are examined in two dimensional model ground made of layered aluminium bars. The box used for this series of test is L150cm×H50cm×D15cm in scale, minimum embedded length of sheet pile is 25cm, the maximum difference of height of both ground level is 30cm. The earth pressure acting on the sheet pile wall, subgrade reaction, and the deformation of surrounding ground are focused in this research. The effect of the difference of the construction method of making the difference of the ground level such as dredging type and reclamation type is also focused in this research. Main conclusions are as follows ;

- 1) The difference of the earth pressure acting on a sheet pile wall is small by the different construction method as dredging type or reclamation type.
- 2) The earth pressure acting on a sheet pile wall from the back side is not a pure triangle shape as considered in the ordinal design, but the maximum earth pressure strength is appeared in the middle height and zero earth pressure is appeared on the bottom of the standing wall.
- 3) The subgrade reaction model used for a cantilever type sheet pile wall should be $p = k_sxy^{0.5}$ as the same as the subgrade reaction model used in the pile design.
- 4) Both subgrade reaction models used for anchored sheet pile wall as $p = k_1xy$ and $p = k_2xy^{0.5}$ are fit to estimate the deformation characteristics of a sheet pile wall.

Key Words : sheet pile wall, two dimensional model test, aluminium layered ground, earth pressure, subgrade reaction

* Head Foundations Division, Geotechnical and Structural Department

** Member, Foundations Division, Geotechnical and Structural Department

Port & Airport Research Institute, Nagase 3-1-1, Yokosuka 239-0826, JAPAN

Phone : +81-46-844-5047 Facsimile : +81-46-844-0618 e-mail : kikuchi@pari.go.jp

二次元模型地盤における矢板壁の挙動

菊池 喜昭*
水谷 崇亮**

要 旨

矢板壁のような二次元地中構造物では、土槽壁の影響の無い二次元地盤による実験が不可欠である。そこで、アルミニウム棒積層地盤による二次元地盤を用いて、実証実験事例の少ない控え式矢板壁と自立式矢板壁に関する実験を実施した。この実験は、L150cm×H50cm×D15cmの土槽で行われており、矢板壁の最小根入れ深さは25cm、矢板壁前後の地盤高の最大の差は30cm程度と比較的小規模なものである。この研究では、矢板壁に作用する土圧、地盤反力および周辺地盤の変形挙動に着目している。特に、矢板壁前後の地盤高の差の構築方法として、掘削型と埋立型の2種類を用いて構築方法の違いによる矢板壁の挙動の差異についても検討した。主たる結論は以下のとおりである。

- 1) 埋立型と掘削型とで、矢板壁の直立部背後に作用する土圧分布には違いがあるがその差は比較的小さい。その差は、地盤高の差が小さい時には顕著であるが、地盤高の差が大きくなると顕著ではなくなる。このような傾向は控えの有無によらず、共通である。
- 2) 直立部背後から作用する土圧は、一般に設計で考えられているようなきれいな三角形分布ではなく、直立部の途中で土圧強度の最大値が生じ、直立部下端ではほぼ0となるような土圧分布である。
- 3) 控えの無い形式の矢板では、地盤反力係数のモデルとしては、 $p = k_h xy$ のような形式のモデルよりは、杭の設計でよく用いられるような $p = k_h xy^{0.5}$ の形式のほうが適合性が高い。これは、現行基準の設計の考え方が概ね妥当であることを意味している。
- 4) 控え式矢板壁については、地盤反力係数のモデルとして、 $p = k_h xy$ のような形式のモデルと $p = k_h xy^{0.5}$ の形式とで優劣のつけがたい結果となった。ただし、現行の設計法で用いられているRoweの方法を修正した方法で用いられているモデル $p = (k_h/D)xy$ の適合性については十分な検討ができなかった。

キーワード：矢板壁，二次元模型実験，アルミニウム積層体，土圧，地盤反力

* 地盤・構造部 基礎工研究室長

**地盤・構造部 基礎工研究室研究官

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所

電話：046-844-5057 ファックス：046-844-0618 e-mail：kikuchi@pari.go.jp

1. はじめに

港湾構造物の土留めとして、矢板のようなたわみ性壁体がしばしば用いられる。この挙動を考える際に想定する主たる外力は土圧である。構造物に作用する土圧は地盤と構造物の相互作用によって決まるものであるため、土圧問題では、構造物の変位挙動が重要である。ところが、現状の設計体系では、図-1に示すように背面側には主働土圧を、前面側には受働土圧を想定しているものが多い。しかし、実際に構造物に作用する土圧は構造物の変位挙動との関係から図-2（山口，1987）に示すような形状となることが言われている。Terzaghiは山留め壁に作用する土圧として、図-3のようなものを提案している（山口，1987）。図-2，図-3は主として背面側の土圧の考え方を示したものである。

正規圧密粘性土地盤や十分に締固められていない砂地盤では、受働土圧が作用するためには、かなり大きな変位を必要とする。すなわち、前面側に作用する土圧として受働土圧を考えるということは、構造物がかなり大きな変位をすること（前面地盤が受働側に大きく変形すること）を期待しているということを意味している。矢板のような根入れのあるたわみ性の構造物を考えた場合、根入れ深部はあまり変位しないことや過大な変位によって矢板本体の降伏が生じることが考えられるため、前面側に作用する土圧として全面的に受働土圧が作用するという仮定が実際の構造物の挙動を表現してないことは明らかである。

構造物と地盤との相互作用によって構造物が地盤からどのような反作用を受けるかという問題は、重力式構造物よりもたわみ性構造物のほうが重要である。その理由

は、構造物の変位による作用土圧が明らかになれば、構造物の変形を推定することができ、その結果、構造物の断面を適切に設定できるようになるからである。杭の設計は古くからこのような考え方が導入されており、弾性床土上の梁としての設計の歴史は1世紀近くにも及ぶ。

矢板のような壁構造物についても、適切な土圧や地盤反力を推定して構造物の変形予測をすることが重要であり、1999年に改訂された港湾の施設の技術上の基準・同解説（運輸省港湾局監修，1999）においてもタイロッド式矢板壁の設計において弾性床土上の梁理論を考慮した設計法が示されるようになった。この設計法の提案に当たっては、チェボタリオフの行った実験結果（1949）や現地における計測結果との対比（高橋・菊池・朝木，1993）を行うことによって、その信頼性を確認したが、実証的な検討が十分とはいえない状況にある。

このように、杭のような三次元構造物の地盤と構造物の相互作用のほうが古くから定式化されているのに対して、矢板のような二次元構造物と地盤の相互作用のほうが定式化が遅れている原因のひとつは、実証的な検討が困難であることである。すなわち、二次元問題のほうが実験が難しいということがある。

基礎に関する模型実験を実施する場合には、境界条件を明らかにするために、例えば非常に剛性の高い箱（土槽）を用意し、その中に模型地盤を作製して実験をすることが多い。この場合、土槽壁の影響が実験結果に影響を及ぼさないようにすることが肝心である。土槽壁の影響としては、模型地盤の変形領域の広がりに対する影響と、土槽壁で生じる壁面摩擦が地盤内の応力条件を変化させてしまうという影響がある。杭のような三次元の実験であれば、土槽を大きく作り、土槽の壁面を構造物か

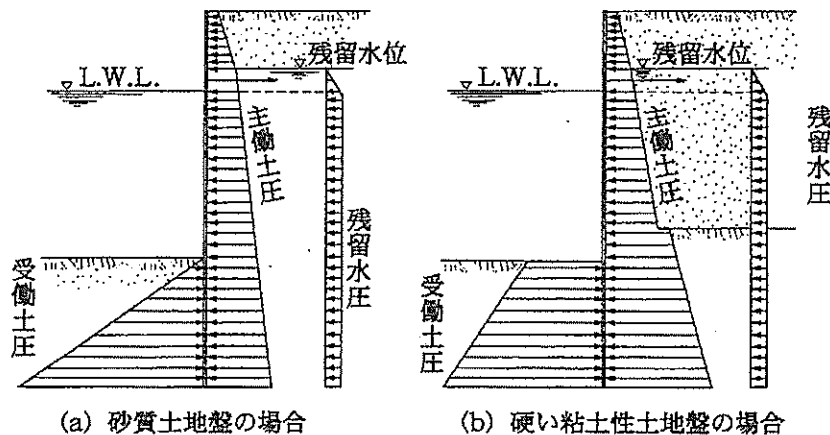


図-1 控え式矢板壁の設計で考える土圧と残留水圧（運輸省港湾局監修，1999）

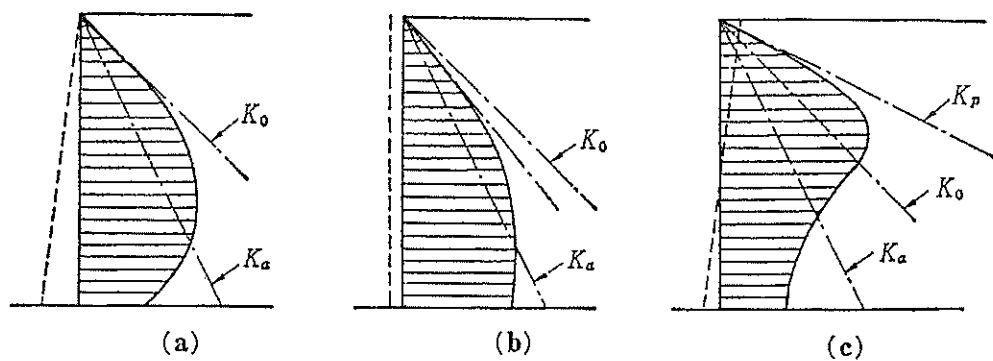


図-2 壁の変位と土圧の関係 (山口, 1987)

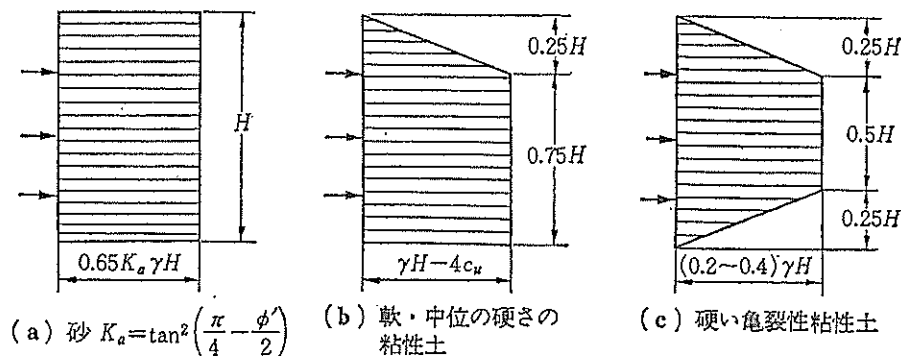


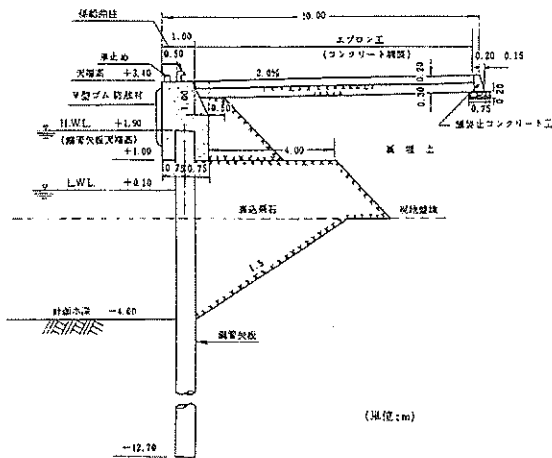
図-3 Terzaghi の提案する土留め壁に作用する土圧 (山口, 1987)

ら遠ざけることによって、土槽壁の影響が生じないようにすることが比較的簡単にできる。二次元問題の場合には、土槽幅を広く取った上で、土槽の中心付近の結果だけを利用して実験することがしばしば行われてきた。ただし、このような実験では壁面の影響は避けきれないため、信頼性が低いとする考え方もある。二次元問題の中でも、支持力問題のように地盤中の平均応力が増加する実験では、壁面摩擦角を低減する方法が考案されており、いくつかの成果が報告されている。この方法の原理はもともと要素試験で開発された方法である。たとえば、三軸圧縮試験では、供試体の上面と下面に剛な板を用いる。この板と供試体との摩擦が実験結果に影響を及ぼすことが問題である。そこで、摩擦角を低減し、供試体の変形を拘束しないようにするため、グリースとメンブレンの積層体を供試体と板の間に設置する方法が取られている。後藤・龍岡 (1988) によれば、この方法で摩擦角が 0.8° まで低減できることが報告されている。模型地盤でもほぼ同じ方法が取られている。しかし、この方法では、壁面と砂との摩擦角を減らすかわりに、グリースの粘着力の影響が出る。平均応力が増加すればその影

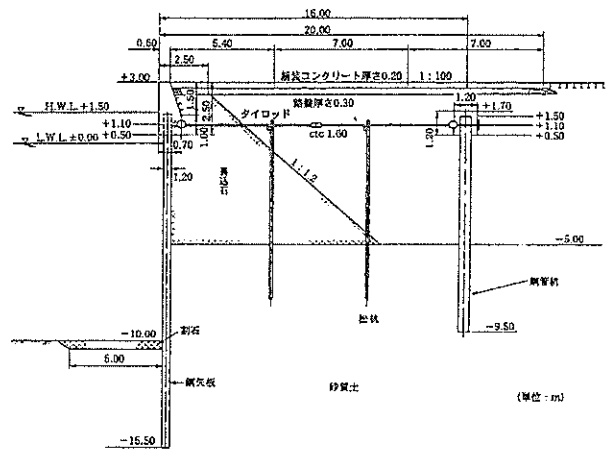
響は結果的にもとの摩擦よりも影響は少ないことになる。しかし、平均応力が減少する場合には、逆効果となりかねない。また、摩擦を低減しても摩擦が残る限り、地盤の挙動が二次元的になるわけではない(谷, 1986)。

このようなことから、ここではたわみ製壁体の挙動の把握と周辺地盤の変形挙動を把握するために、二次元的挙動の再現が簡便にできて、土槽壁面の影響が無い、アルミ棒積層体を地盤材料とした模型実験を実施した。

本研究で対象とした構造物は、矢板式構造物である。矢板式構造物には、図-4に示すように、大別して自立式矢板と控え式矢板がある。また、矢板を土留めとして用いる場合、背後を埋め立てて壁体を完成させる方法と前面を掘削して壁体を完成させる方法の二つの方法が考えられる。本研究は、これらの構造物に作用する土圧、地盤反力、周辺地盤の挙動の把握しようとするものである。本研究では、基礎的な検討として、控えの有無と埋立掘削の方法の違いが矢板の挙動にどのように影響を及ぼすかという点に着目した実験を行い、その結果について考察をしている。



(a) 自立矢板壁の例



(b) 控え式矢板壁の例

図-4 自立矢板壁と控え式矢板壁の例 (運輸省港湾局監修, 1999)

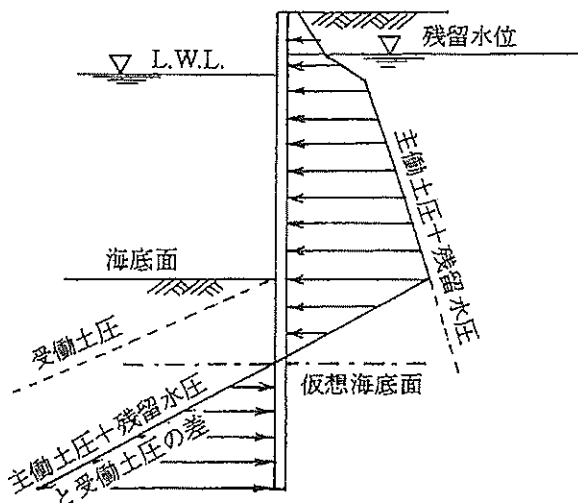


図-5 自立矢板壁に作用する土圧 (運輸省港湾局監修, 1999)

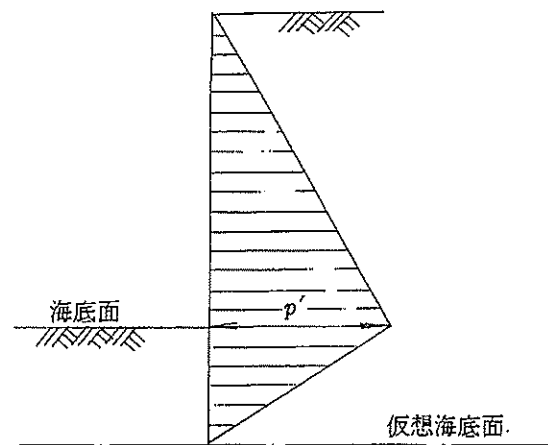


図-6 自立矢板壁のたわみを算定するとき用いる荷重に作用する土圧 (運輸省港湾局監修, 1999)

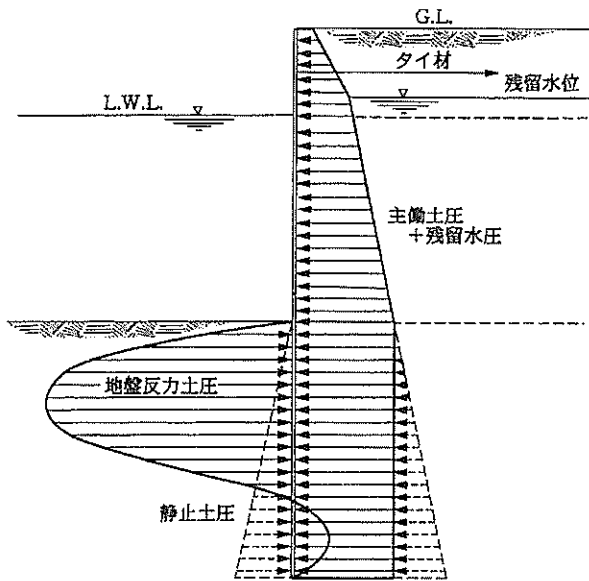
2. 既存の矢板壁の設計法

自立矢板壁は、矢板を地盤に鉛直に建て込み、土留めとして用いるものである。矢板の頭部の変位を拘束しないため、大規模な土留めとしては用いることはできないが、仮設構造物や小型の構造物としては利用価値が高い。自立矢板壁の現在の技術基準 (運輸省港湾局監修, 1999) 上の取り扱いはおおむね次のとおりである。矢板の背面側には主働土圧と残留水圧が作用し、前面側には受働土圧が作用すると考える (図-5)。実際に作用する水平力は背面からの荷重と前面からの荷重の差であり、海底面からある程度下がったところに、合荷重が0となる点がある。その点を仮想の海底面とする。自立矢板壁の

設計では、假想海底面までは上述のように、前面側に受働土圧が作用し、背面側には主働土圧と残留水圧が作用するものとしているが、假想海底面以深では、壁体には、壁体の変位に伴う地盤反力が生じるものとし、背面側の主働土圧も前面側の受働土圧も見ない設計となっている。矢板断面の決定、必要根入れ長の決定及び矢板の頭部変位の推定に当たっては、假想海底面より上に作用している合荷重を外力として、杭の設計に類似した方法で検討することになっている (図-6)。

この設計法の特徴は以下のようにまとめられる。

- ① 矢板の変位が大きくなると予想される海底面の浅部では前面側が受働状態にあるとみなす簡略化が行わ



図一七 Roweの方法を修正した方法による場合に考える土圧（運輸省港湾局監修，1999）

れている。

- ② 矢板の設計に必要な諸計算をするにあたっては、仮想海底面以下の極限土圧の効果を見ないで、杭の設計法を援用している。

全体として非常に簡略化された設計体系であるが、①の仮定は一般的には安全側の仮定であると考えられ、②の仮定は地盤と構造物の相互作用を取り入れることができ、合理的である。しかし、①の仮定がどの程度安全側の仮定となっているのか、また、前面浚渫によって地盤高に差をつけた場合と、背面埋立によって地盤高に差をつけた場合とで、周辺の土圧分布が異なるのかといった疑問が出てくる。また、②の計算においても仮想海底面を新たな海底面であるとしてその深さを表層であるとした杭の計算は安全側の設計であると思われるが、それが適切であるかどうか問題となる。

一方、控え式矢板の場合の技術基準上の取り扱いは以下のとおりである。

現行基準（運輸省港湾局監修，1999）における控え式矢板の設計法は3つの段階に分けられる。第1はフリーアースサポート法である。第2は仮想ばり法である。第3はRoweの方法を修正した方法である。フリーアースサポート法は矢板の根入れ長を決定する方法である。仮想ばり法は矢板の断面を決定する方法である。Roweの方法を修正した方法は、1999年の基準の改定で新しく導入された方法で、フリーアースサポート法と仮想ばり法で求めた矢板の根入れ長、矢板断面等を矢板と地盤の相

互作用を考慮して修正するものである。

フリーアースサポート法と仮想ばり法では、いずれも図一に示すような極限土圧が矢板に作用するものとして取り扱う。それに対し、Roweの方法を修正したものでは、図一七のような土圧を考慮する。

フリーアースサポート法は、矢板下端が控えの点を中心として、前面側に移動することを想定したもので、背面側には主働土圧が、前面側には受働土圧が矢板の先端にまで作用するといった考え方を取っている（図一）。この考え方は矢板下端が前方に移動することを想定しているように見えるが、安全率を導入して、矢板の根入れを長くするため、結果的にはこのようなモードの破壊が生じないように配慮されたものである。

一般に控え式矢板壁では矢板に生じる最大曲げモーメントが控えと海底地盤の間で生じるので、その部分の土圧によって矢板がたわんだときに降伏しないように矢板の断面を決定することが必要である。このため、矢板を控えの取り付け点と海底面付近に支点を持つ梁とみなして、断面力を推定する方法が取られる。この方法を仮想ばり法と呼ぶ。海底面付近の仮想的な支点としては、曲げモーメントが0となる点を採用すべきであるが、一般的には、海底面付近に曲げモーメント0の点が現れるので簡略的に海底面を仮想的に支点としたものが現行基準で用いられている仮想ばり法（運輸省港湾局監修，1999）である。

従来の港湾基準ではフリーアースサポート法と仮想ばり法を組み合わせた方法が示されていたが、この方法は、鋼管矢板が普及する以前に提案された方法である。近年では鋼管矢板が主流となり、矢板の曲げ剛性が非常に大きなものを用いるようになったため、種々の問題が生じることが懸念された。その問題を解決するために、Roweの方法の考え方を取入れ、矢板の曲げ剛性の違いを考慮して、フリーアースサポート法と仮想ばり法による計算結果を修正するようにしたのが、上記の第3にあたるものである。この方法は、十分な実証的な実験結果に基づくものではないこと、地盤反力係数設定の仕方が大変複雑で、実務として地盤反力係数を設定することが困難なことなどが問題となっている。

なお、Roweが1955年に提案した方法（Rowe, 1955）は、地盤の極限抵抗のみを考慮するのではなく、地盤反力が矢板のたわみによって生じるものであることを考慮するために、弾性床上の梁理論を用いて矢板の挙動を推定しようとするものである。この方法によれば、矢板の剛性や地盤反力係数が異なることによる矢板の挙動の違いを説明することができる。

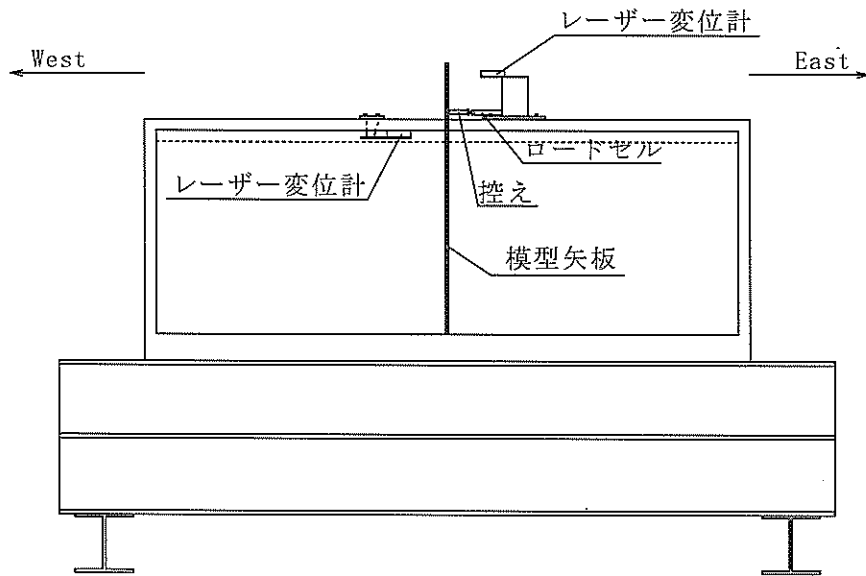


図-8 土槽概観図

3. 実験概要

3.1 土槽及び地盤材料

図-8に実験槽の全体図を示す。寸法はL1.5m×B0.15m×H0.5mである。実験槽の中央部に模型矢板を設置している。模型矢板をはさんだ両側にレーザー変位計を1基ずつ違う高さに配置し、模型矢板の変位を2箇所で計測し、たわみ角の計測を可能としている。また、控えがある条件の実験時には、杭頭にロードセルを設置し、杭頭荷重の計測を行った。

地盤材料は径の異なる3種類のアルミニウム製の丸棒を混合して用いた。アルミ棒の寸法は、D1.5mm、D2.0mm、D3.0mm×L150mmであり、地盤作成時には、重量比1:1:1の割合で均一に混合したものを使用した。

実験に用いたアルミニウム棒の二軸試験（供試体寸法H300mm×W140mm、拘束圧10~30kN/m²、密度 $\rho_t=2.18\sim2.19\text{g/cm}^3$ ）による内部摩擦角は31~32°であった（堀内，1997）。

3.2 模型矢板

模型矢板はアルミ製の板状矢板（L700×B150×t2mm）を用いて製作した。模型矢板には、ひずみ計測のためにひずみゲージを設置し（13段×2列×両面）、樹脂系の接着剤でコーティング処理を施した。図-9に模型矢板の外観図を示す。

図-10に示すように単純梁で検定を行った。支点間距

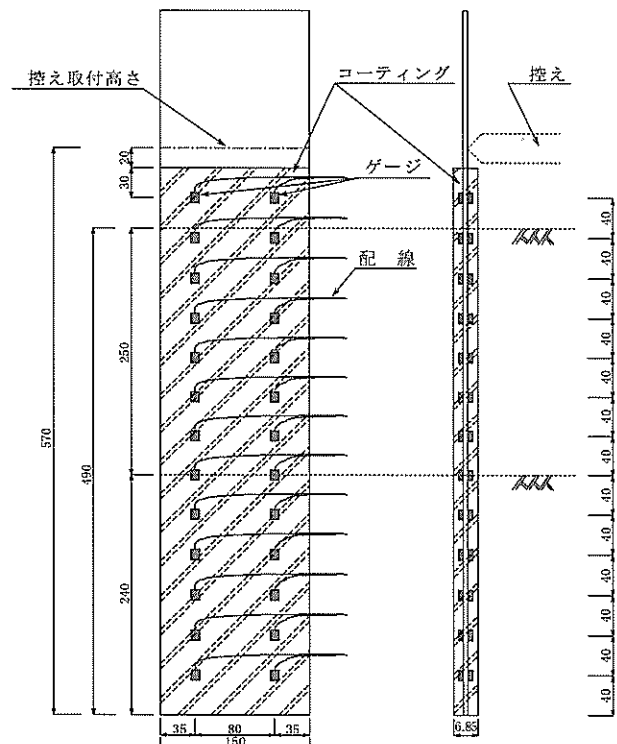


図-9 模型杭（ひずみゲージの添付位置とコーティングの様子を示す）

離は530mmで支点の一方は固定支点、他方は可動支点である。また、載荷位置の直下には変位計を取り付けた。写真-1に検定状況の写真を示す。

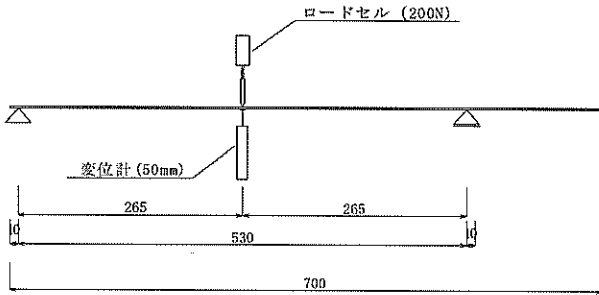


図-10 模型杭の検定の概念図

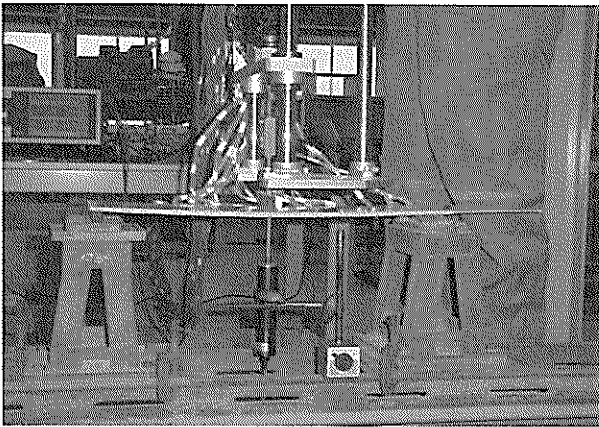


写真-1 検定の様子

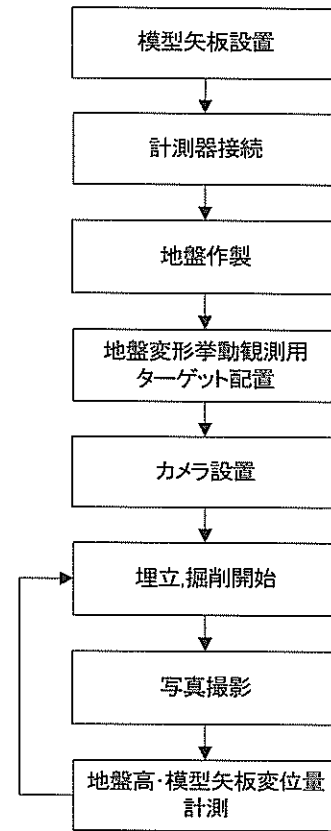


図-11 実験のフロー

梁を定速載荷装置にセットし、ロードセルを取り付けた載荷板が支点間中央部にくるように位置を調整したあと上部から載荷を行った。

今回の検定は、模型矢板に対する処女載荷であることを考慮し、実際の計測を行う前に支点間中央部における変位が約 2cm になるまで予備載荷を行った。予備載荷は両面について行い、その後検定を行った。

検定により校正係数を決定するにあたり以下の検討を行った。

- ・ 検定 1 回目と検定 2 回目のデータ比較
- ・ ゲージ圧縮時と引張時のデータ比較
- ・ 変位増加時と変位減少時のデータ比較

これらの比較検討結果より、次のような方法で校正係数を決定した。

- ① 検定 1 回目と検定 2 回目のデータを平均する
- ② 同じ高さにある左右、表裏のゲージから得られたデータを平均する

なお、変位増加時と変位減少時とでは、残留ひずみの影響と思われるヒステリシスがあった。本実験では、掘削時、埋立時とも原則として模型矢板の変位は増加することから、変位増加時のデータのみを用いることとした。

また、今回の検定は単純梁で行ったため、1 段目および 13 段目は支点からの距離が近く、ひずみが微小であったため、精度に問題があると考え、1 段目と 13 段目の校正係数は、その 1 段隣の校正係数を用いることとした。

曲げ剛性は載荷点で計測した荷重とたわみ量の関係から求めた。この検定で用いたすべての載荷ステップ (10 段階) に曲げ剛性を計算し、その平均をとって、模型矢板の曲げ剛性 $EI = 3.975N \cdot m^2$ とした (コーティング含む)。

なお、アルミ板のみの曲げ剛性は、アルミニウムのヤング率 $E = 7.03 \times 10^{10} N/m^2$ と断面形状 (幅 $B = 15.0cm$, 厚さ $h = 0.15cm$) から $EI = 2.966N \cdot m^2$ となるので、この矢板の場合、無垢のものよりも 3 割近く曲げ剛性が増加していることになる。

3.3 実験手順

図-11に本実験のフローを示す。

この実験では、矢板を建て込み、矢板に曲げが生じないようにしながら矢板の両側に同じ高さの地盤を作製する。その後、片側を掘削もしくは埋立て (積み上げ) ることにより矢板の左右の地盤高に差をつける実験を行った (図-12, 図-13)。ここでは、矢板の両方の高さを

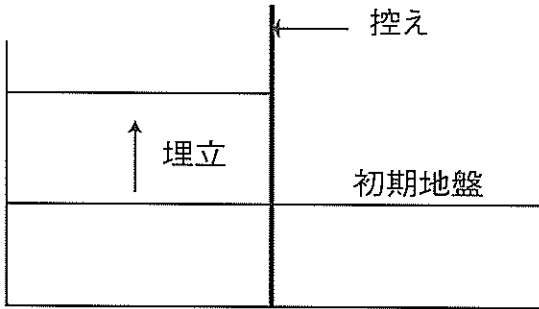


図-12 埋立条件の模式図

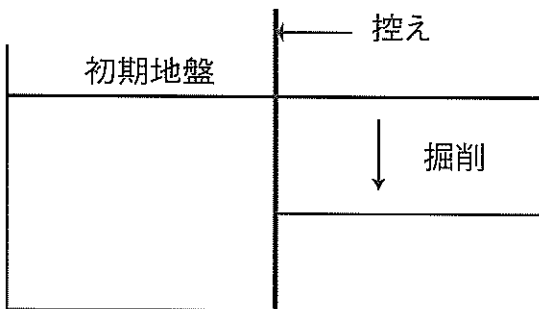


図-13 掘削条件の模式図

同じに保ったまま所定の高さまで地盤を積み上げる作業を初期地盤の作製と呼び、引き続き、矢板の両側の地盤高に差をつける作業を地盤の作製と呼ぶ。

まず、初期地盤を作製する。初期地盤の作製時は、模型矢板の上端部を固定し、模型矢板が鉛直に建てられていることを確認後に積込を開始した。模型矢板は実験槽の長さ方向の中央部に設置している。なお、矢板下端が自由のままであると地盤作成時に矢板先端が移動してしまうおそれがある。そこで、矢板下端周辺に径3mmのアルミニウム棒を1層敷き詰め、接着剤により固定させておくことにより、矢板最下端および1層目の地盤が水平方向に変位できないようにした。掘削によって地盤高に差をつける場合は初期地盤の土槽底面からの高さは約50cm、埋立による場合は約25cmとした(表-1参照)。

初期地盤作成時には、模型矢板の変形を極力抑えるために、データロガーにひずみゲージの値を表示させ、その値を確認することにより、矢板が変形しないように注意しながら積込を行った。表-1に初期地盤作製完了時の単位体積重量を示す。

初期地盤作成後、地盤の変形挙動を測定するため、端面に色付けした径3mmのアルミ棒を地盤中に設置した。後に写真解析を行う際の色の識別、光の反射防止等を考え、赤の艶消しをターゲットカラーに選んだ。ターゲットは、模型矢板を中心に0cm~40cmまで5cmピッチで配置した。なお、埋立型の場合には、所定の高さま

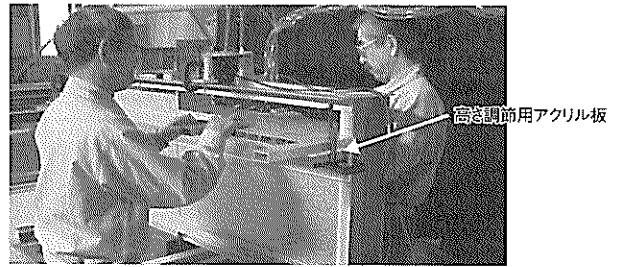


写真-2 掘削作業の様子(その1)掘削高さの調整はアクリル版を用いて行った。

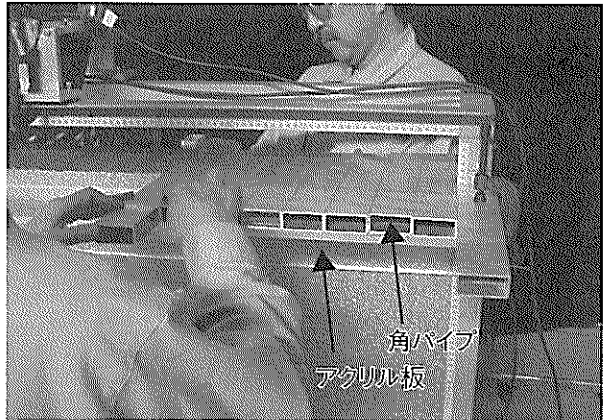


写真-3 掘削作業の様子(その2)アルミニウム棒を角パイプで置き換えていき、最後に全角パイプを引き抜く。

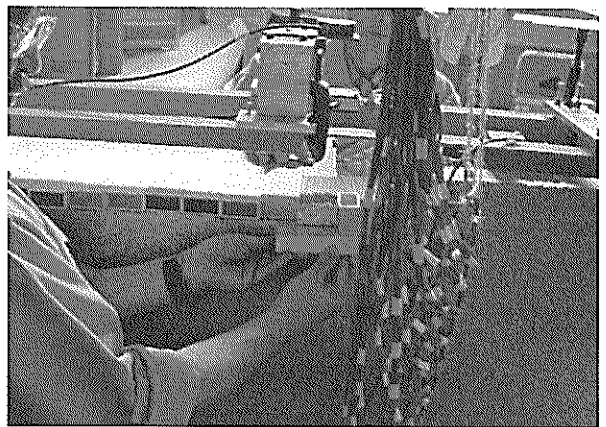


写真-4 掘削作業の様子(その3)角パイプを用いてアルミニウム棒を背面側に押し出している。

で埋立てるごとに、端面を赤く色付けしたアルミ棒を所定の間隔で地盤中に設置した。

地盤の作製には、掘削方法と埋立方法の二つの方法がある。それぞれの手順は次のようにした。

①掘削型

掘削状況を写真-2~写真-4に示す。

掘削は、実験槽の表側に掘削高さ調整用のアクリル

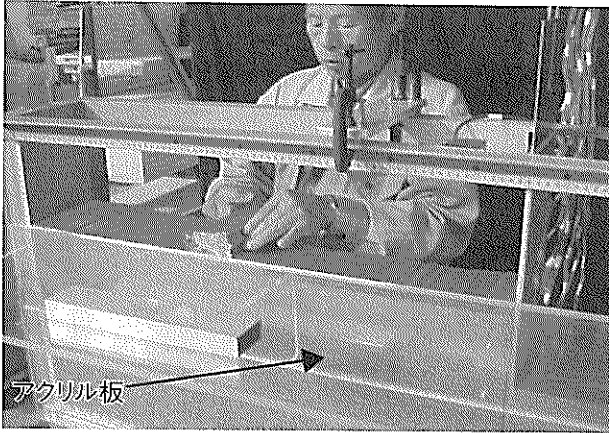


写真-5 埋立作業の様子。埋立高さの調整はアクリル板を用いて行った。

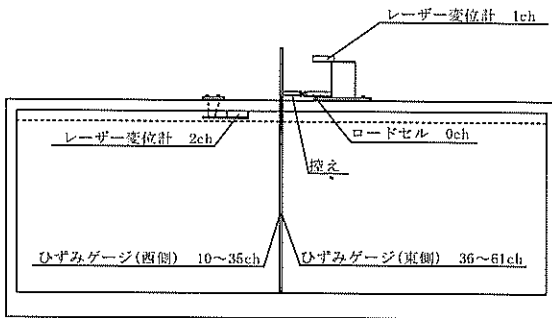


図-14 荷重及び変位の計測位置

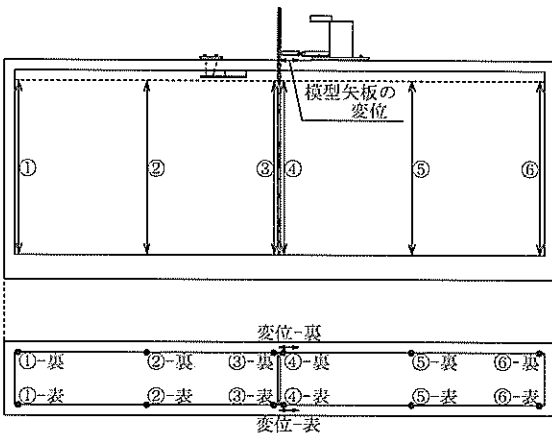


図-15 地盤高の計測位置

板を設置し、高さを決めた後に行った。掘削が一定量かつ水平に行われるよう、角パイプ (L300mm×B50mm×H25mm) を使用し、アクリル板に沿わせながら表側から裏側に押出すかたちで掘削した。なお、一層当たりの掘削目標値は、2.5cmとしてアクリル板をセットした。

表-1 実験ケース一覧

case	条件	初期地盤面の底面からの高さ (cm)	最終状態での地盤高の差 (cm)	地盤の初期密度 (g/cm ³)
ak1	控え有り掘削	49.2	29.7	2.184
ak2		49.1	29.2	2.180
ak3		49.3	29.6	2.165
au1	控え有り埋立	24.5	24.4	2.135
au2		24.2	25.0	2.147
mk1	控え無し掘削	49.2	19.9	2.169
mk2		49.5	19.6	2.156
mu1	控え無し埋立	24.1	19.2	2.142
mu2		24.2	18.6	2.145

②埋立型

写真-5に埋立状況を示す。埋立は、掘削時同様、埋立高さ調節用のアクリル板を設置し、高さを決めた後に行った。埋立は、掘削時のデータを参考に一層当たりのアルミ棒の重量を計測した後、下層との間に境目が残らないように注意しながら手作業で行った。掘削時同様、一層当たりの埋立高は、2.5cmで行った。それぞれのケースで2.5cm地盤高に差がつくごとに、計測、地盤の変形状態観察のための写真撮影を行った。

模型矢板をはさんだ両側にレーザー変位計を1基ずつ高さを変えて配置し、模型矢板の変位を2箇所計測し、たわみ角の計測を可能としている。また、控えがある条件の実験時には、杭頭にロードセルを設置し、杭頭荷重の計測を行った。

電気的な計測では、ひずみゲージ、ロードセル、レーザー変位計とデータロガーを接続し、計測データをデータロガー本体に収録した。図-14に計測機器の設置概要を示す。控えがあるケースでは、ロードセルの先端に幅10cmの歯をつけたものを土槽底版の上面から57.1cmの位置に設置した。レーザー変位計は、同じく土槽底版上面から53.0cm、67.0cmの二箇所に取り付けた。掘削条件のときの初期地盤高は土槽底版上面より49.1cm、埋立型の場合は、25.0cmとした。地盤高は掘削および埋立後の地表面の挙動の把握と掘削・埋立側の地盤高の確認のため、図-15に示す12点について行った。また同時に模型矢板の変位も2点計測した。

写真撮影はアルミ棒の地盤挙動を詳細に追跡し、後の

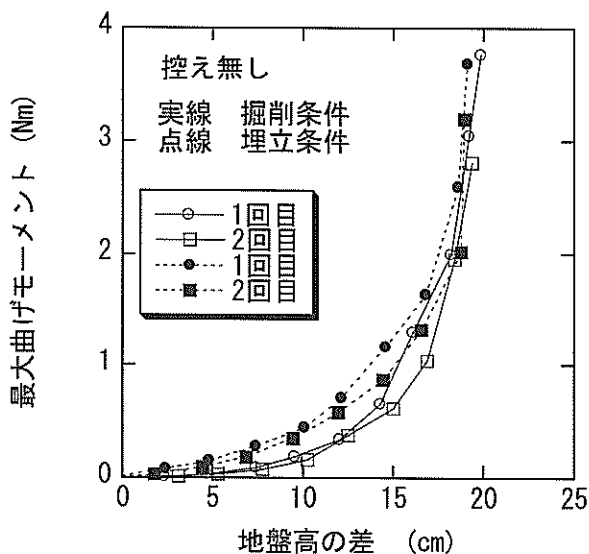


図-16 地盤高の変化による最大曲げモーメントの変化 (控え無し)

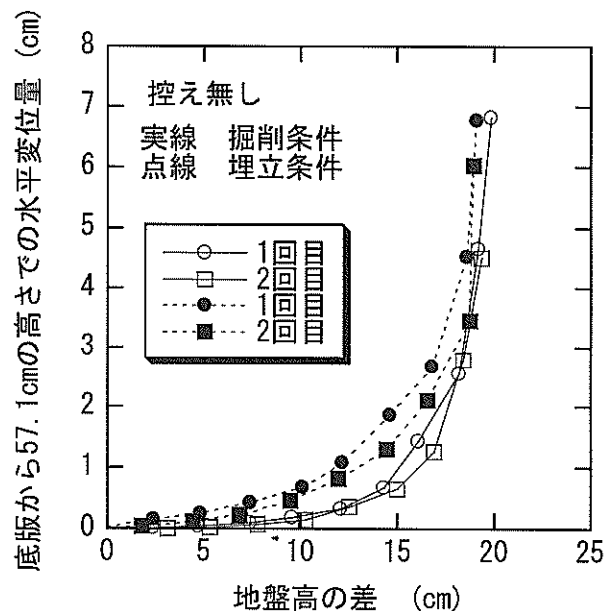


図-17 地盤高の変化による水平変位量の変化 (控え無し)

写真解析時においてマーキングしたアルミ棒と他のアルミ棒が明確に差分化されている写真をとることが条件であった。この条件を満たした写真を撮るため、400万画素級のデジタルカメラを実験槽から、約1mの場所に設置し、ターゲットを配置した部分全体が写るように撮影した。撮影時のデジタルカメラの設定は、屋外モードで行い、フラッシュ撮影は行わなかった。また、念のため、層の掘削・埋立完了後、実験層の前面側にアクリル板を取り付け、ターゲット、模型矢板、地表面をトレースした。

3.4 実験内容

本実験前に杭頭変位量の確認、埋立・掘削に方法の確認のため、予備実験を行った。

予備実験を踏まえ、表-1に示すケースについて実験を行った。なお、表-1からわかるように、すべての実験ケースについて2回以上の実験を行い、再現性があることを確認している。

4. 実験結果

まず、掘削型と埋立て型における条件の違いを確認しておく。図-12と図-13に埋立型と掘削型の地盤の変化の様子を示した。最終段階では、前面側の地盤高さがおよそ25cm、背面側が50cmとなる。この状態では、掘削型と埋立型とがどちらも同じ地盤高の差と根入れ長を有していることになるが、地盤高の差が25cmよりも小さい時には、常に掘削型のほうが根入れ長が長くなっ

ていることになる。この実験では、根入れはほぼ十分に長いと判断されるものであったため、根入れ長が異なること自体は実験条件の違いとして重要ではない。

控えがない場合にはそれだけの差であるが、控えがある場合には、控えの位置から背面側の地盤面までの距離(高さ)も異なっていると見る必要がある。控えがある場合のこのような違いは、当然、曲げモーメントの違いをはじめとする、あらゆる挙動の違いとなって現れてくる。この違いは、幾何学的なことが原因となった違いであり、施工法の違いによる土圧の違いとはまた別のものであることに注意が必要である。

まず、控え無しの場合についてみる。

図-16に地盤高の差と矢板に生じる最大曲げモーメントの関係を示す。いずれの場合も地盤高の差が15cmを超えると急速に大きくなる傾向が見られる。掘削型と埋立型とで、地盤高の差が10~15cmの時に曲げモーメントの差が大きくなっているように見えるが、全体的に見て埋立て型のほうが最大曲げモーメントが大きくなる傾向にある。

図-17には、底版から57.1cmのところ測定した水平変位量と地盤高の差の関係を示したものである。この場合には、地盤高の差が25cmに達しない範囲では、自由長が埋立側のほうが全体的に大きいという幾何学的効果があるため、地盤高が小さい範囲で水平変位に差があることは当然である。そこで、測定した曲げモーメント分布から推定した矢板のたわみ分布について比較したの

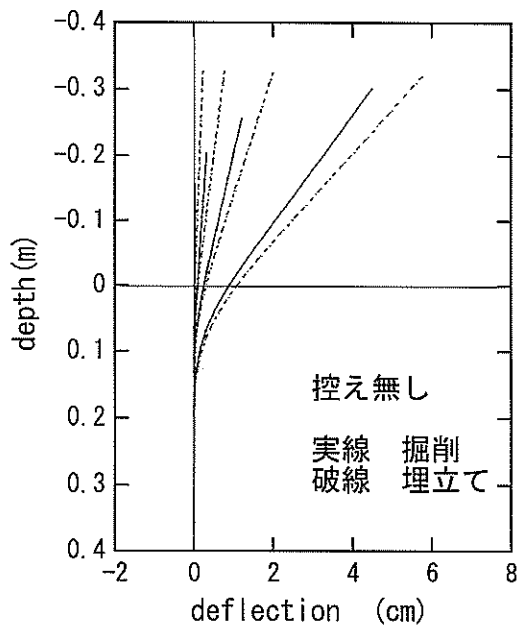


図-18 地盤高の変化を変化させたときの矢板のたわみの様子 (控え無し)

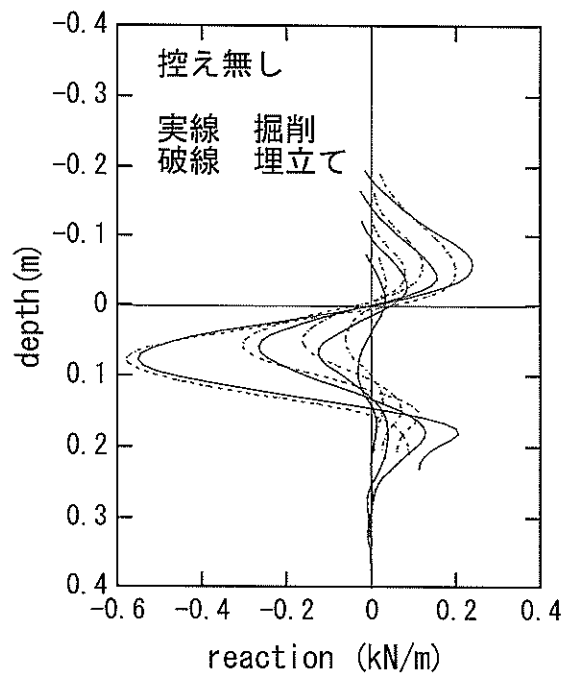


図-20 矢板に作用する土圧の増分 (控え無し)

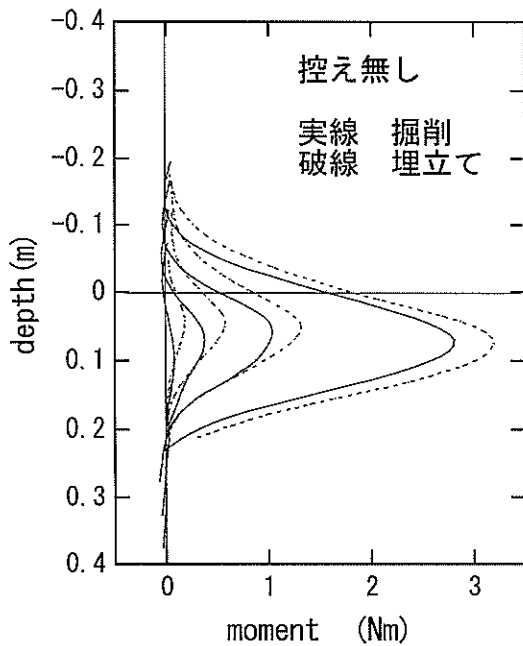


図-19 矢板に生じる曲げモーメント分布の変化 (控え無し)

が図-18である。この図では、前面の地盤面を深度0mと統一して実験結果を示している。この結果を見ると掘削型と埋立て型ではほぼ同じたわみ挙動をしているものの、埋立て型のほうがたわみが大きいという傾向を示した。

控え無しで掘削型と埋立て型の曲げモーメント分布の違いについて示したのが、図-19である。この図におい

ても深度0mは前面側の地盤面である。全体的に、埋立て型のほうが曲げモーメントが大きいこと、曲げモーメントの最大値は前面側の地盤面よりも深い位置で生じること、掘削型のほうが最大曲げモーメントの発生する深さが深いことなどがわかる。

図-20に杭に作用した前面側と背面側の地盤からの荷重の差を示す。これは、曲げモーメント分布を二階微分することによって得られるものである。この図でも深さ0mの位置は前面側地盤の表面にとっている。深度が負の部分は、前面地盤の表面より上の部分であり、埋立て型の場合には背面からの土圧を意味している。掘削型の場合における土圧の変化は次のように考えられる。掘削開始前は、矢板の両面の土圧が釣り合っている。このときの片面側の土圧がどのようなものであるかについては必ずしも明確ではないが、前面地盤面よりも上方の場合にはあまり重要ではない。図-20に示されているのは、その状態での前面側土圧(空気であるので0)と背面土圧の差であり、結果的に背面からの土圧に相当することになる。このことから、深度が負の範囲では、背面からの土圧が図-20に示されていることになる。この結果を見ると、背面からの土圧が三角形分布をしておらず、地表付近で低下する傾向がある。また、掘削型と埋立て型とであまり差がないこともわかる。地中部の地盤からの荷重の差については、地盤高に十分な差が生じたときには、掘削型と埋立て型とで差がほとんどないが、地盤高の

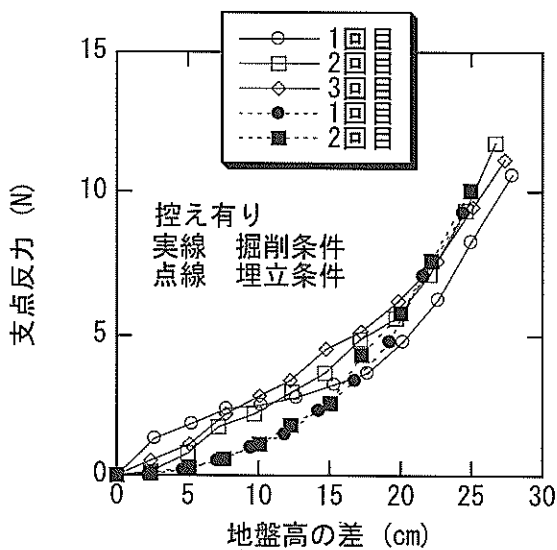


図-21 地盤高の変化を変化させたときの支点反力の変化 (控え有り)

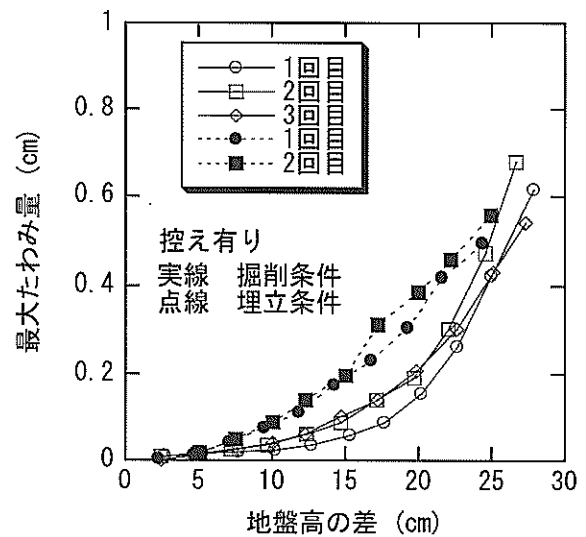


図-23 地盤高の変化を変化させたときの最大たわみ量の変化 (控え有り)

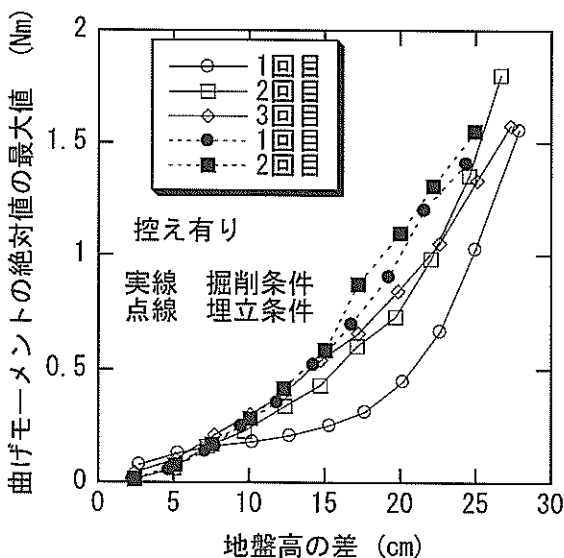


図-22 地盤高の変化を変化させたときの最大曲げモーメントの絶対値の変化 (控え有り)

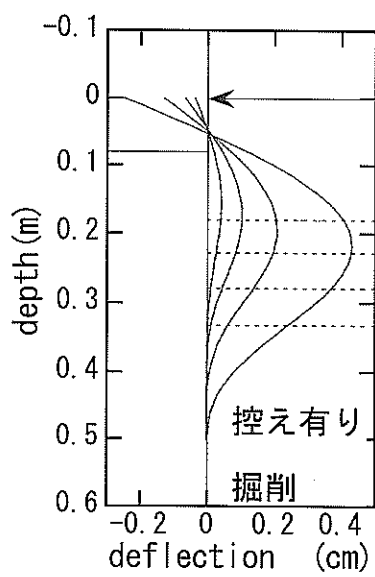
差が小さい場合には、多少の違いが生じている。

図-21に控えがある場合の支点反力と地盤高の関係を示す。途中段階で、掘削型のほうが埋立型よりも大きな支点反力が生じている。これは、模型の幾何学的差異から当然のことである。

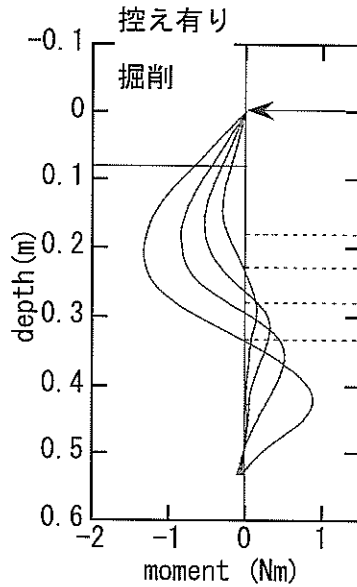
図-22に控えがある場合の曲げモーメントの絶対値の最大値の変化を示す。曲げモーメントの絶対値の最大は直立部（前面側地盤面より上）で生じており、値そのものは負である。掘削条件では一部曲げモーメントの小さい結果が得られたものがあったが、それを除けば再現性は良く、最大値は掘削型と埋立型であまり差はない。

図-23に最大たわみ量と地盤高の差を示す。たわみ量は杭下端がたわみ0、たわみ角0であるとして曲げモーメント分布から求めたものである。5.で述べるようにこの仮定は概ね成立している。最大たわみは直立部で生じる。この結果を見ると埋立型のほうが掘削型よりも最大たわみ量が大きくなっている。これには模型の幾何学的影響が入っている。地盤高の差が25cmのときには、掘削型と埋立型で模型の幾何学的な関係が等しくなるが、その際には、最大たわみの差はかなり小さくなる。

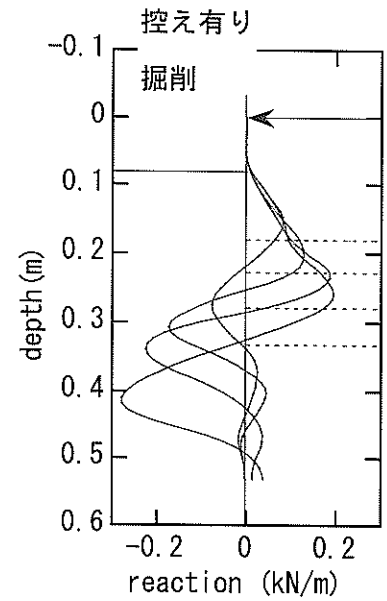
図-24に控え有り、掘削型のたわみ分布、曲げモーメント分布、矢板の前後に作用している荷重の差を示す。同様に、図-25には埋立型の場合のものを示す。これらの図の深度0mの位置は、控えの位置としている。この場合、矢板下端は0.571mの位置となる。点線で示しているのは、それぞれのプロットを示したときに変化させている側の地盤の高さである。曲げモーメントの積分については、矢板下端が完全固定であるとしている。このため、本来たわみが0であるはずの控えの位置で多少のたわみが生じるという計算結果になっている。それぞれの図の(c)に示した矢板の前後に作用する荷重のうち、直立部は、背面からの土圧である。(c)に着目すると、直立部の土圧が、深度方向に直線的に増加する傾向があるが、前面側地表面よりもかなり高いところで、土圧の増加が生じなくなっており、直立部の最下端では、埋立型の場合にはほとんど0、掘削型の場合にもかなり小さな値となっていることが特徴的である。(b)において曲げモーメントが0となる深さを見ると、掘削型の場合には、地盤高の差が小さいときには、前面側地



(a) たわみ分布

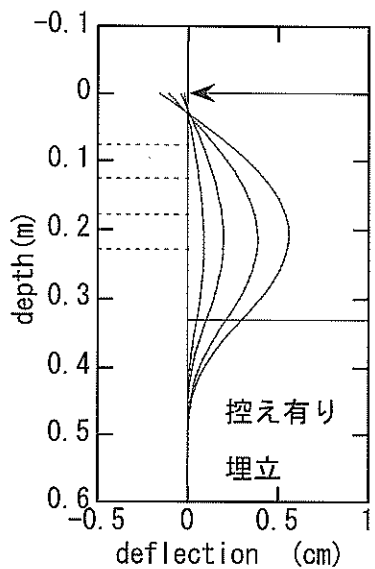


(b) 曲げモーメント分布

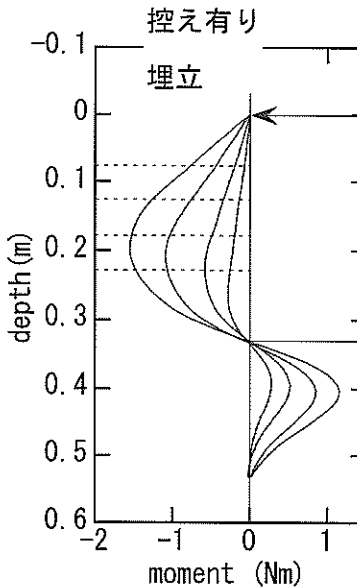


(c) 矢板に作用する土圧の変化量の分布

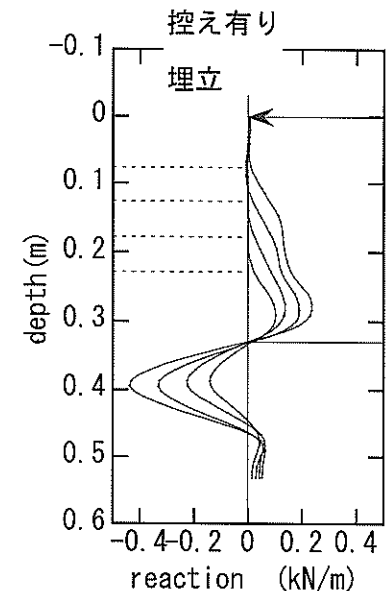
図-24 地盤高の変化を変化させたときの矢板の挙動の変化 (控え有り, 掘削型)



(a) たわみ分布



(b) 曲げモーメント分布



(c) 矢板に作用する土圧の変化量の分布

図-25 地盤高の変化を変化させたときの矢板の挙動の変化 (控え有り, 埋立型)

盤面よりも深い位置に現れるが、掘削を進めていくと曲げモーメントが0となる点が前面側の地盤面付近に現れるようになることがわかる。埋立型の場合は、常に、前面側の地盤面付近に曲げモーメントが0となる点が見られる。

埋立型と掘削型の違いを詳細に見るために、地盤高の差が約25cmのときの矢板の挙動を比較したのが、図-26である。たわみ、曲げモーメントとも埋立型のほうが大きく現れる傾向がある。(c)に示した矢板の前後に作

用する荷重の差を見ると、直立部下部で埋立型のほうが土圧が大きい傾向にあるが、直立部上部の土圧にはほとんど差がないことがわかる。これらの差はわずかな差であるようにも見えるが、ここには、埋立と掘削との間の根本的な差異があると考えられる。つまり、掘削型では、背面地盤の高さの変化がほとんど無く、一度主働化してしまえば、主働状態はほぼ保持される。一方、埋立型では、一度主働化してもその上に荷重を作用させた場合、

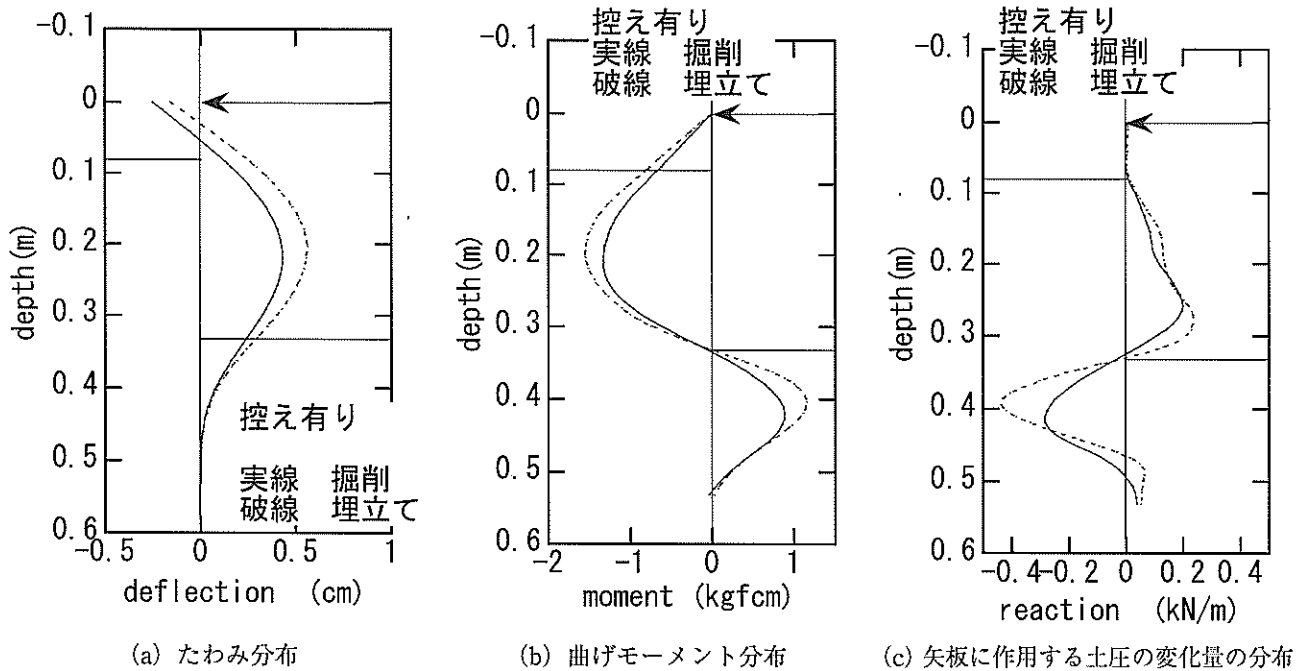


図-26 控えが有る場合の直立部の作成方法の違いによる矢板の挙動の違い

壁の変位が小さければ、その荷重増分に対する土圧増分は、静止土圧的なものとなる。このため、たわみ量とたわみモードによっては、土圧が主働土圧よりも大きくなることが考えられる。直立部の下端付近で埋立型のほうが土圧が大きくなったのはそのせいであると考えられる。

写真-6と写真-7に実験中に撮影した地盤変形挙動観測用のターゲットの様子を示す。ターゲットは、目視してわかりやすいことと、コンピュータ上で色分解しないものであることが望ましい。そのために、着色は赤とし、径3mmのアルミニウム棒に着色した。これらのターゲットの座標は、デジタル写真からコンピュータ上で座標を読み取り、実際の寸法に合うように換算した。

図-27と図-28には、一例として、控えがある場合と無い場合の実験中のターゲットの移動の様子を示す。これらの写真と図を見ると控えがある場合と無い場合とで、地盤の変形の様子、矢板の変形の様子に著しい違いがあることがわかる。地盤からの反力を考える場合、根入れ部分の矢板のたわみモードの違いが、地盤反力を考える上でのモデル化に大きな影響があると考えられる。控えが無い場合は、根入れ部の上部で大きく曲げられており、この変形モードは杭の変形モードに比較的良く似ている。一方、控えがある場合には、もともとたわみ量が小さい上、直立部の中央付近のたわみが最も大きく、根入れ部上部での矢板の変形モードも一般に杭で想定しているものと比べて大きく異なっている。

5. 考察

5.1 自立矢板の場合

実験結果をもとに地盤反力係数を推定することを考える。基準の記述によれば、背面に主働土圧を考え、前面には受働土圧を考え、背面側の主働土圧と前面側の受働土圧が釣り合うところを仮想海底面とし、そこから下の部分について杭の場合と同じ地盤反力を想定するものとなっている。仮に、主働土圧係数と受働土圧係数の比 $K_a/K_p = 10$ とすると、仮想海底面は実海底面よりも自立部の1/9の深さ分だけ低く想定することになる。この仮定をする場合、仮想海底面より上の作用土圧分布は図-6に示すものとなる。しかし、このような外力分布の仮定をすると実験結果を上手に再現することは困難となる。すなわち、技術基準の考え方によって計算すると、仮想海底面より上方では根入れ部の地盤の地盤反力係数の推定いかんにかかわらず曲げモーメントなどの値は一定値となる。しかし、通常は、図-6の仮定が実験結果の当該部分の土圧分布と一致していないため、基準に従って求めた曲げモーメントの値と実験結果との整合は取れない。また、一般的な設計では、仮想海底面より上の地盤を無視することになるだろうが、実験結果を整理する上では、地表面付近の地盤反力とその部分の土被りの影響を受けており、地盤反力係数推定の上でその影響を無視することはできない。つまり、土被りの影響を無視すれば大きな誤差の原因となりうるので適切ではない。

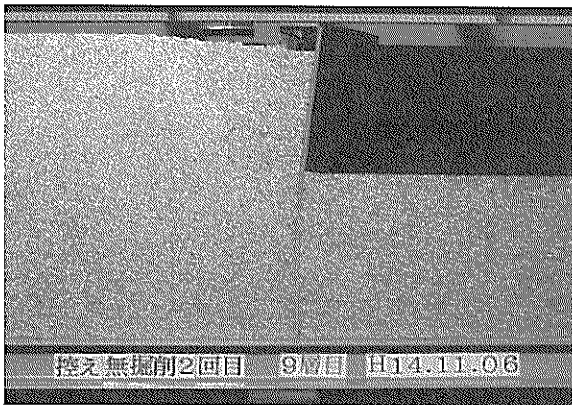


写真-6 控えが無い場合の周辺地盤の挙動

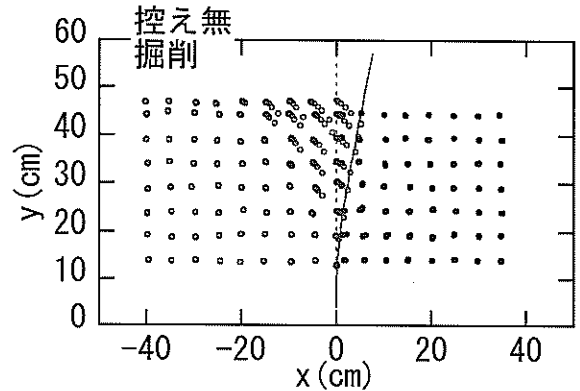


図-27 控えが無い場合の周辺地盤の挙動 (ターゲットの移動の様子)

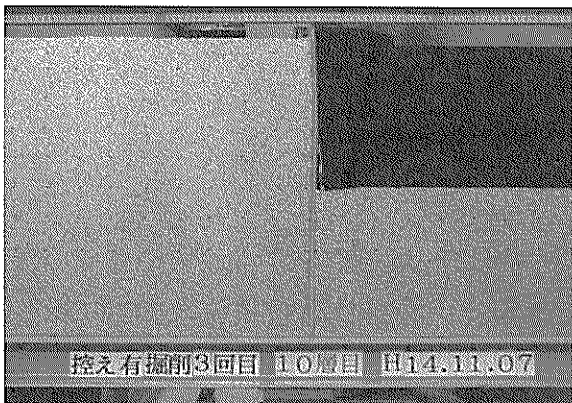


写真-7 控えがある場合の周辺地盤の挙動

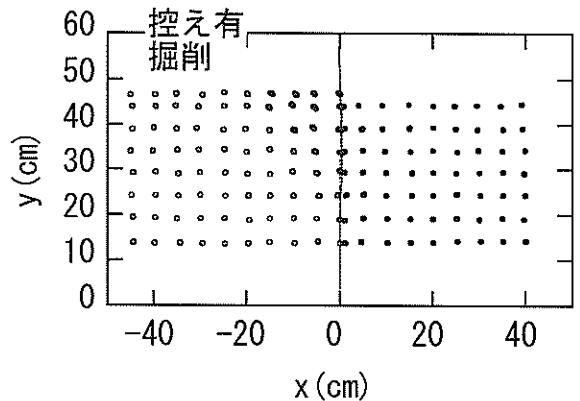


図-28 控えがある場合の周辺地盤の挙動 (ターゲットの移動の様子)

そこで、ここでは、以下のような考え方で地盤反力係数を推定することを試みた。まず、土圧分布を設定する。すでに述べたように、自立部は背面から土圧が作用している。この様子を示したのが、図-29、図-30である。これらの土圧は、曲げモーメント分布を二階微分することによって求めたものである。これらを見ると自立部の背面土圧は単純な三角形分布ではなく、自立部の下端付近で土圧が減少し、自立部の下端付近で0となっている。自立矢板の設計では、背面側は根入れ部分のある深さまで主働化し、前面側も表層部については受働化しているものとして取り扱っているが、実験の結果はこれと大きく異なっている。実験結果から、具体的に意味のあるシミュレーションをするには、自立部の土圧分布をなるべく実験結果に即した形で設定することが必要となる。そこで、ここでは、基準の設計での仮定を離れて、実験で得られた土圧分布を尊重し、図-29、図-30の破線で示したような土圧が作用しているものとして考えることにした。ほとんどの場合は、前面地盤の表面では土

圧が0となっているが、いくつかのケースでは、前面地盤の地盤面よりも低いところでも土圧差がある結果となっている。この場合には、矢板が前面地盤を押し出すことによる地盤反力の成分も含まれているが、ここでは、背面からの土圧が前面からの反力より大きい部分については地盤反力係数の計算に関連しない土圧であるとした。

掘削型でも埋立型でも自立部の上のほうでは、土圧係数が一定のまま土圧が増加している。この結果によると、埋立型では、自立高さの違いによる土圧係数の変化が少なく、全体的に、埋立型のほうが土圧係数が大きくなる傾向にある (図-31)。

図-29、図-30のような外力分布を考え、特にたわみ分布が再現できるような地盤反力係数を試行錯誤によって求めた。地盤反力係数のモデルは、次式のものとした。

$$p = k_h xy$$

ここに、 k_h ：地盤反力係数、 x ：前面地盤面からの深度、 y ：深度 x でのたわみである。

図-32～図-35に掘削型の場合の結果を示す。それぞれ

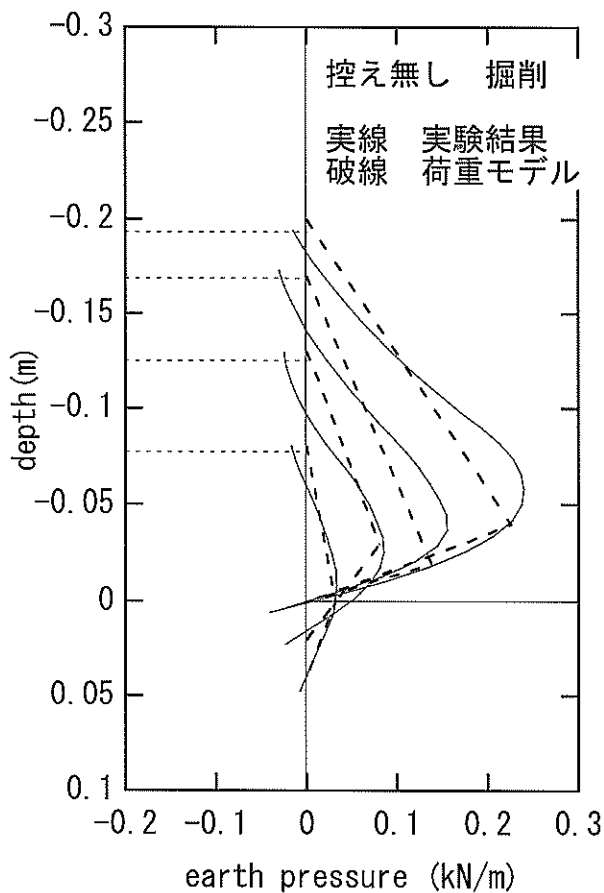


図-29 控えが無い場合の自立部に作用する土圧の実験結果と計算モデル（掘削型）

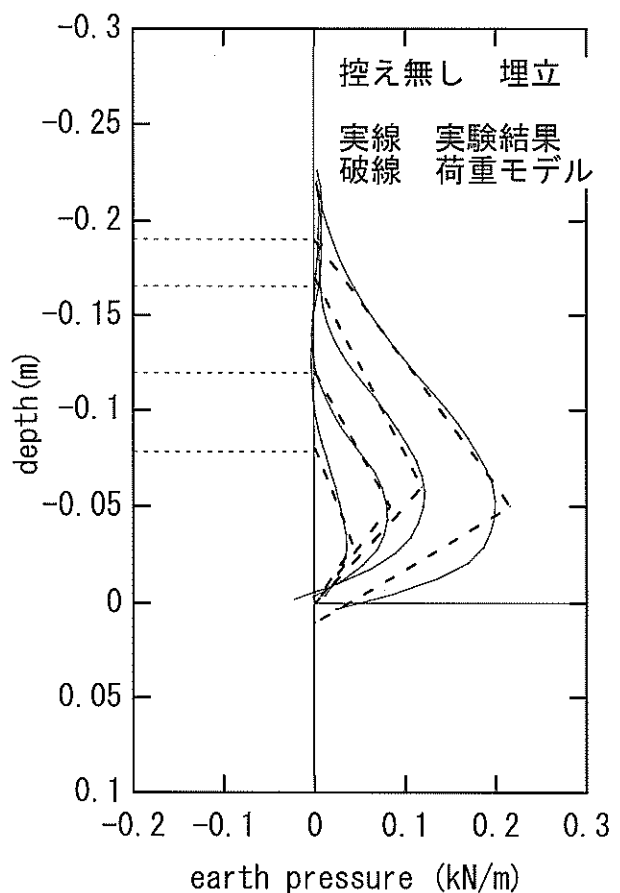


図-30 控えが無い場合の自立部に作用する土圧の実験結果と計算モデル（埋立型）

れの図で、(a) がたわみ分布、(b) がモーメント分布、(c) が地盤反力分布である。ここで、(c) については、実験結果は、初期に作用していた土圧差からの土圧差の変化量を表しており、点線で示した解析結果については、モデルにより計算した、矢板のたわみによって生じる地盤反力を示したものである。従って、自立部での差は、実験結果では、背面の作用土圧が示されているのに対し、解析結果ではそのような荷重を示していないための差が生じている。また、前面側地盤面以下の反力土圧については、前面側地盤面以下の作用土圧を考えている場合には、実験結果と解析とで差が生じることになる。実際には、これらの図に示した解析では、ほとんどの場合前面側地盤面以下に作用する土圧を想定していないため、前面側地盤面以下の土圧分布にはあまり大きな差が無いべきである。

地盤高の差の小さい、図-32、図-33では、実験結果と近似計算結果の一致が必ずしもよくないが、地中部の矢板のたわみ挙動については比較的良くあっている。また、図-34、図-35に示してあるように、地盤高の差が大き

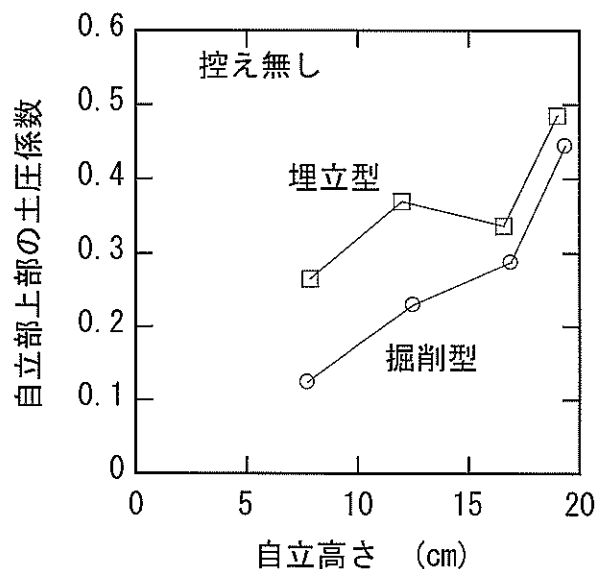


図-31 控えが無い場合の自立部に作用する土圧係数の地盤高の差による変化

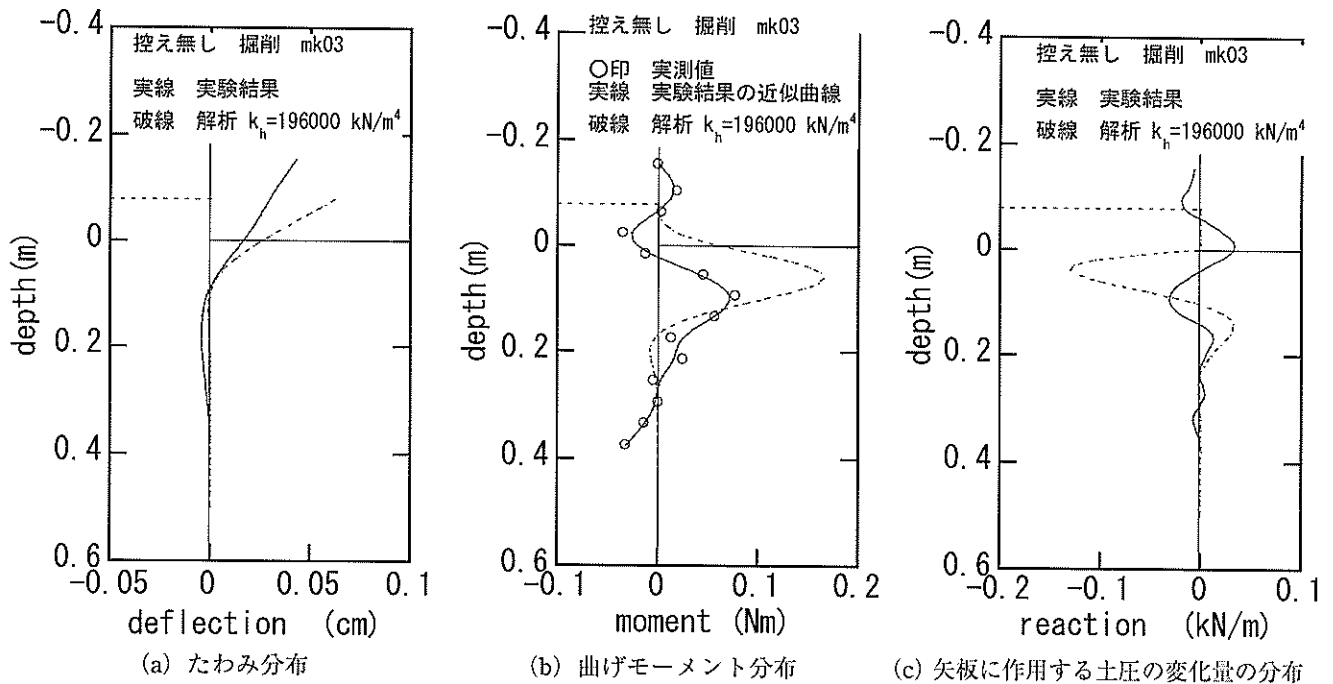


図-32 地盤高の差が10cmのときの矢板の挙動と解析結果 (控え無し, 掘削型)

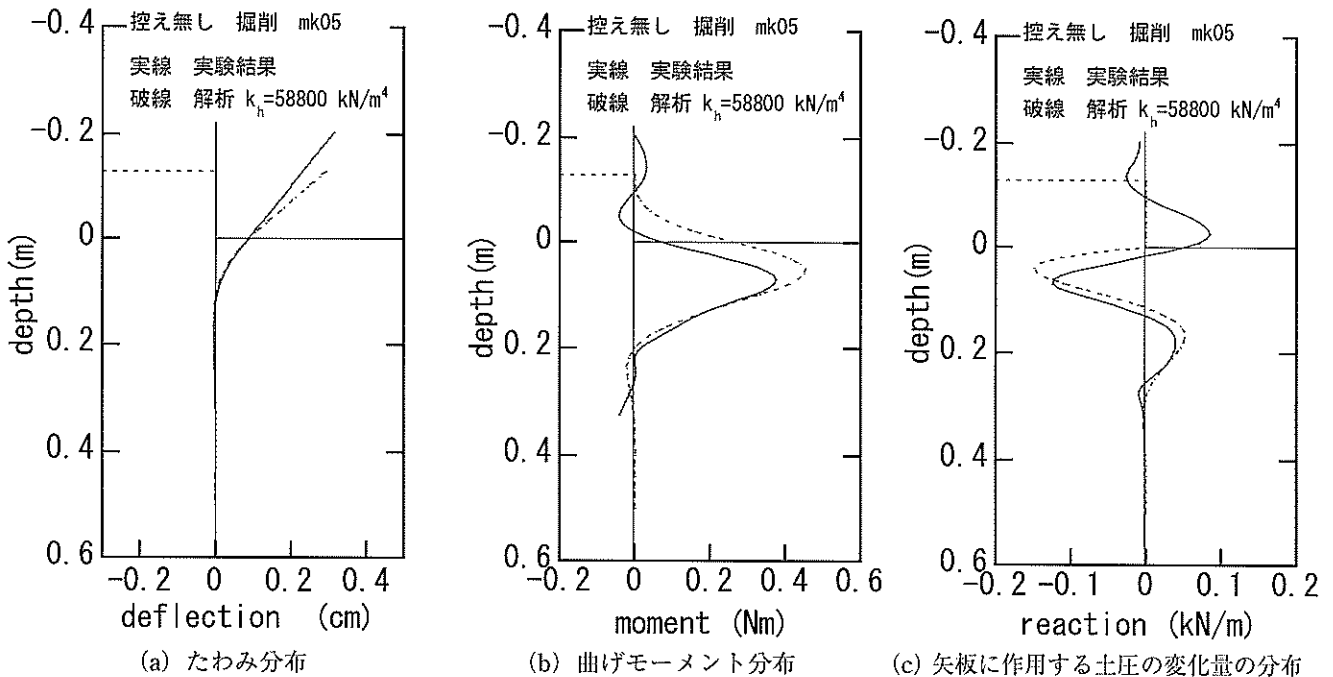


図-33 地盤高の差が15cmのときの矢板の挙動と解析結果 (控え無し, 掘削型)

なると近似計算結果は実験結果と良く一致している。
 地盤高の差が小さいときに実験結果と近似計算とがうまく一致しない理由のひとつとして、モーメント分布の不一致が挙げられる。自立部では、背面から土圧を受けているのであり、その場合には、自立部で負のモーメントが出ることは考えられない。図-32, 図-33で負のモーメントが計測されているのは、誤差によるものであると

考えられる。
 図-36~図-39に埋立型の場合の結果を示す。この場合には、掘削型よりは全体的に良く近似されているが、地盤高の差が小さいときには、掘削型同様、曲げモーメント測定誤差の影響が現れている。
 以上のようにして求めた地盤反力係数 k_h の変化を図-40に示す。掘削型の地盤高の差約8cmのものは図-32

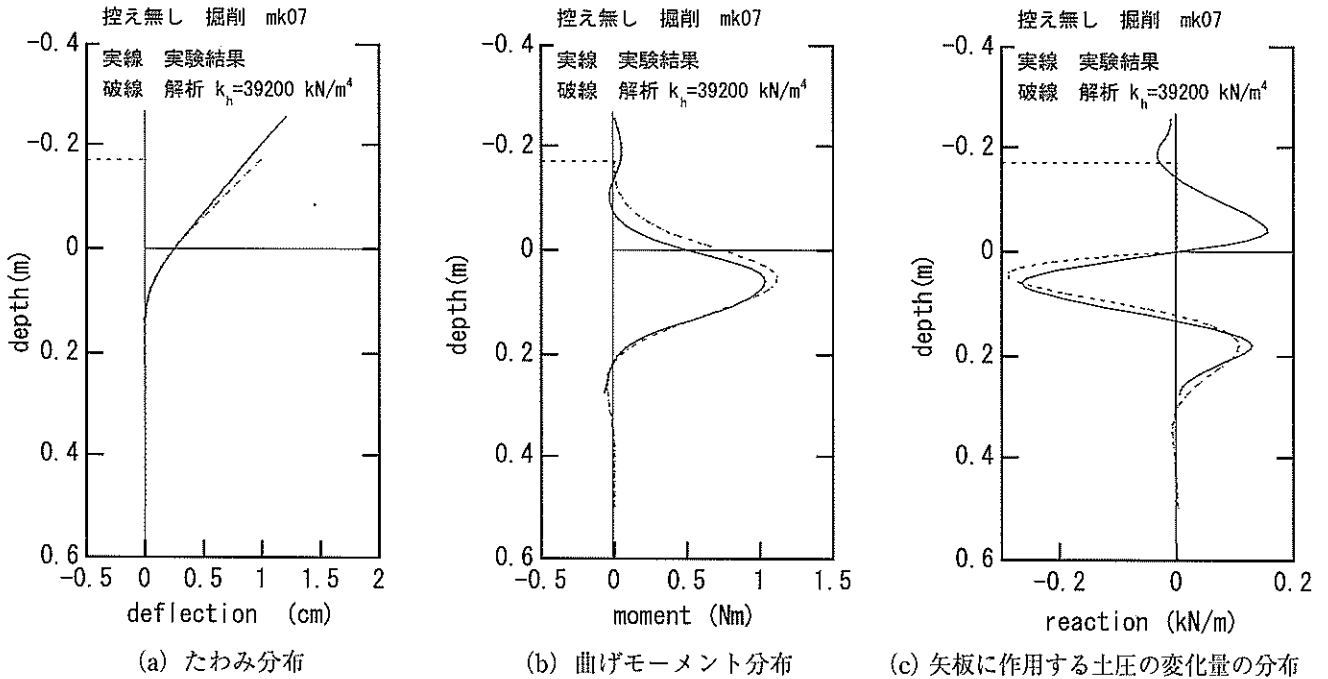


図-34 地盤高の差が17.5cmのときの矢板の挙動と解析結果（控え無し、掘削型）

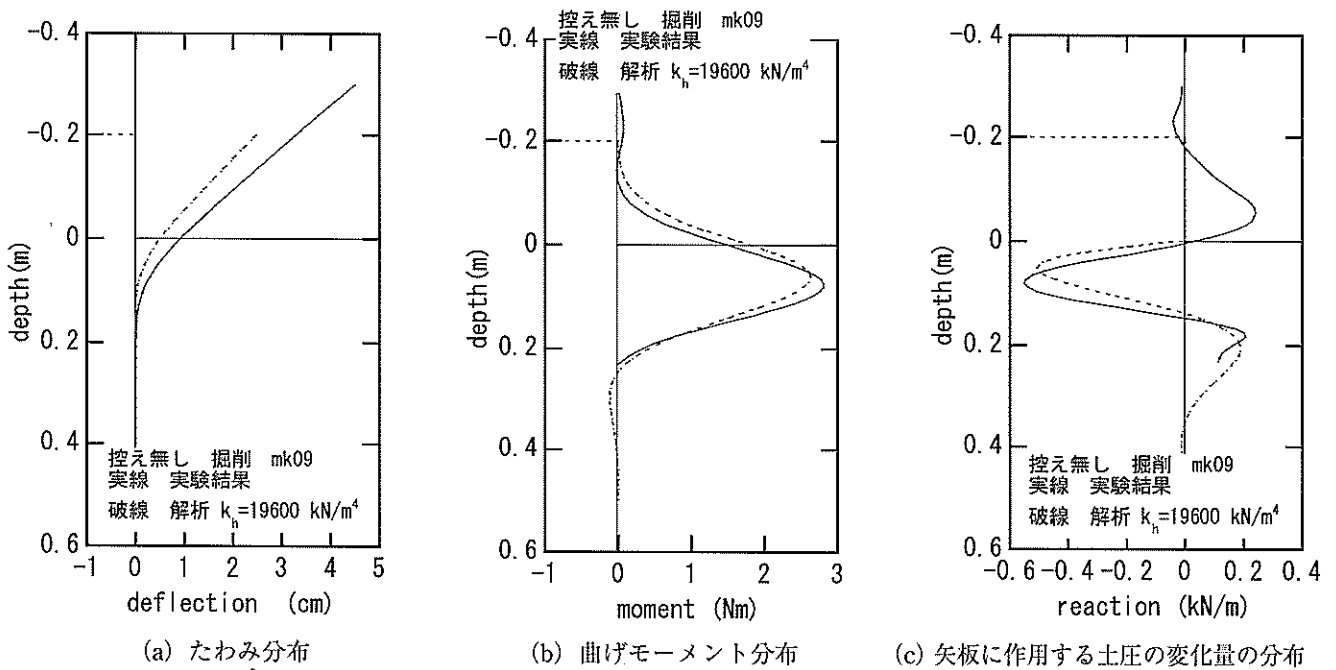
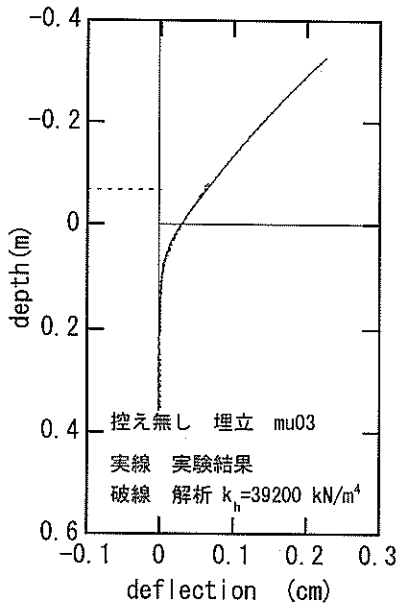


図-35 地盤高の差が20cmのときの矢板の挙動と解析結果（控え無し、掘削型）

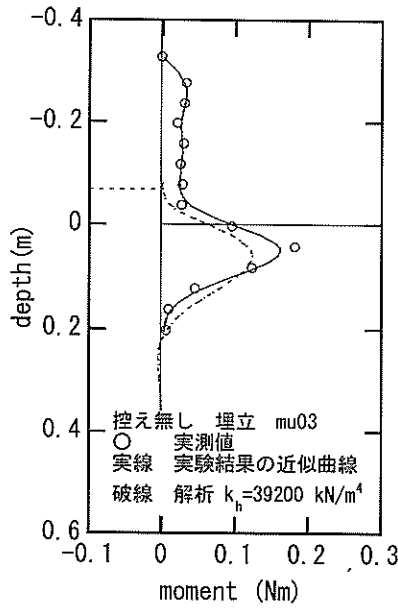
に示したように信頼性が低いのでこれを除いて考えると、地盤反力係数 k_h は地盤高の差が大きくなるにつれて小さくなる傾向にある。地盤反力係数 k_h が載荷幅の影響を受けることを鑑み、地盤反力が正となっている区間長（第一反力区間 D ）の補正を行った地盤反力係数 $k_h = k_h \cdot D$ の変化を図-41に示す。この実験では第一反力区間長はほとんど変化がなかったため、 k_h の場合とほ

ぼ同じ傾向にある。

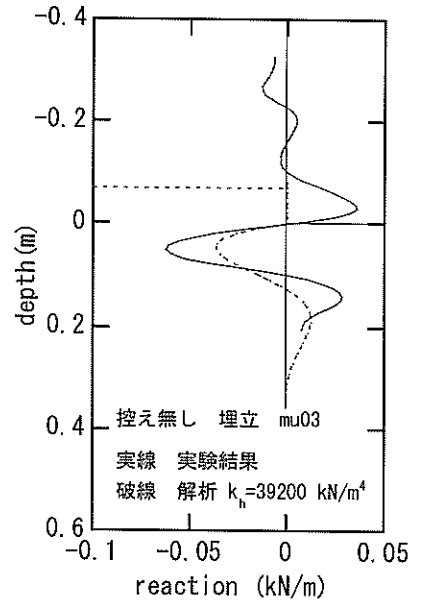
自立矢板壁では、これまで杭の設計法を準用してきた。杭の設計法が適用できると考えられるひとつの理由は、主として自立部に外力が作用し、頭部が自由であるため、通常の杭のたわみモードと一致しているためであると考えられる。そこで、ここでも、港研方式を適用して、杭で想定するようばねモデルが適当であるか検討



(a) たわみ分布

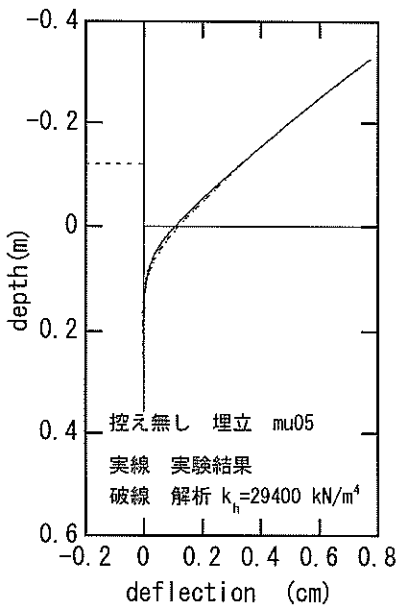


(b) 曲げモーメント分布

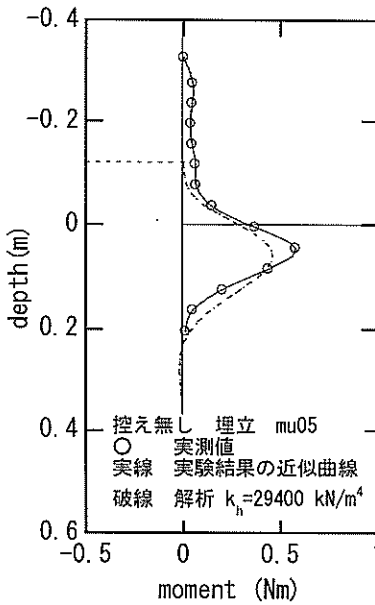


(c) 矢板に作用する土圧の変化量の分布

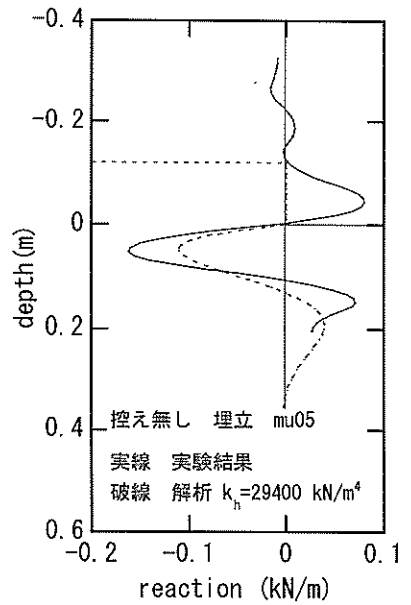
図-36 地盤高の差が7.5cmのときの矢板の挙動と解析結果 (控え無し, 埋立型)



(a) たわみ分布



(b) 曲げモーメント分布



(c) 矢板に作用する土圧の変化量の分布

図-37 地盤高の差が12.5cmのときの矢板の挙動と解析結果 (控え無し, 埋立型)

した。ここで用いたばねモデルは、次式の港研方式S型モデルである。

$$p = k_s x y^{0.5}$$

矢板に作用する外力としての土圧の考え方は図-29, 図-30と同じとした。

図-42に解析結果の一例を示す。このケースは図-35に示したものと同一のものである。どちらも比較的良く状

況を再現しているが、両者を比較すると、モーメントの最大値が一致する、地盤反力の概略の分布形状の特徴を良く捕らえているなど港研方式によるもののほうがより適切なシミュレーションとなっている。

図-43には、地盤高の差による地盤反力係数 k_s の変化を示した。この結果を見ると、地盤反力係数はほとんど地盤高の差の影響を受けないことがわかる。地盤反力

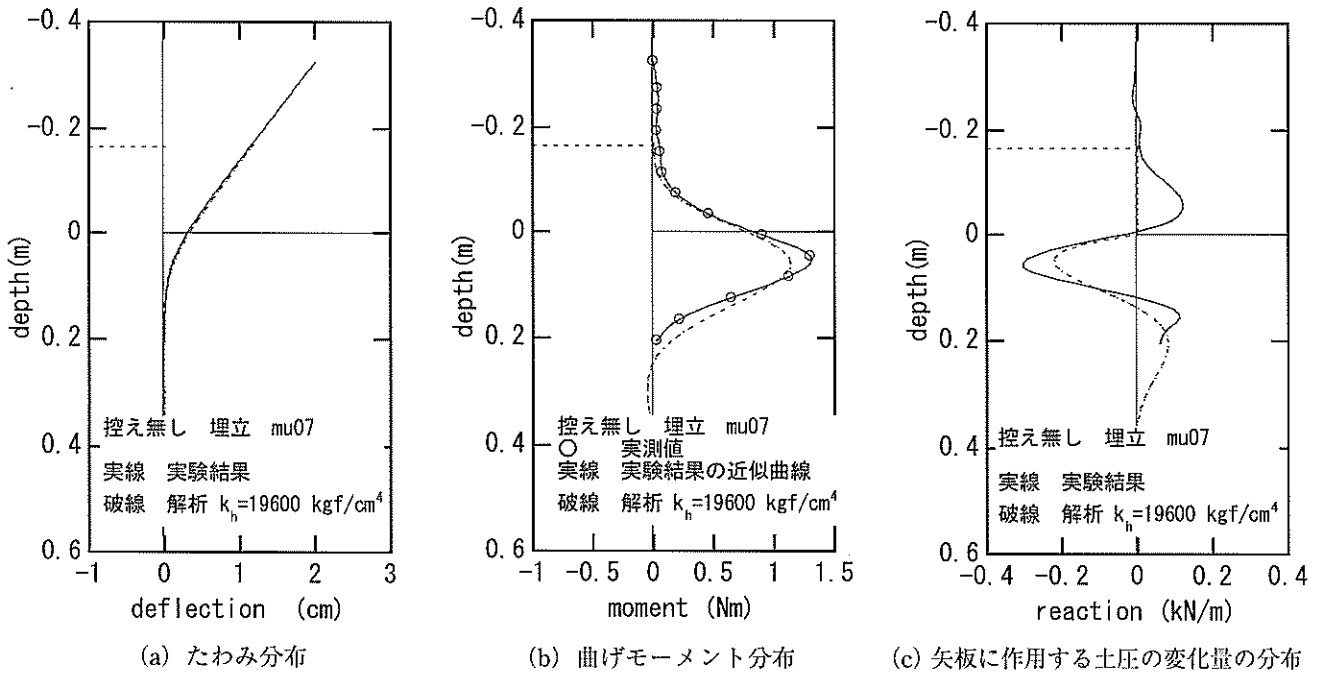


図-38 地盤高の差が17.5cmのときの矢板の挙動と解析結果 (控え無し, 埋立型)

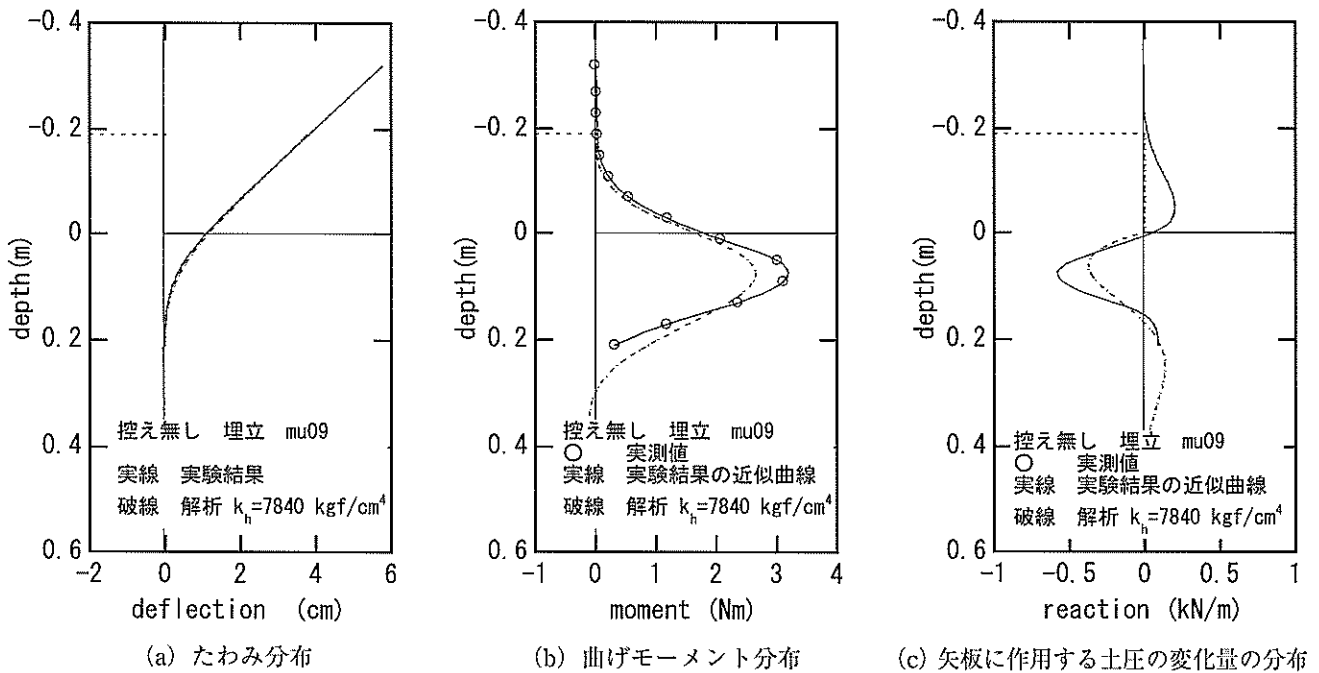


図-39 地盤高の差が19.5cmのときの矢板の挙動と解析結果 (控え無し, 埋立型)

係数 k_s が、外力や杭の曲げ剛性の影響を受けないのが港研方式の特徴であるが、その特徴がここでも生かされていると考えられる。

この結果は、地盤反力係数としては、港研方式のような杭の考え方の流用が可能であることを意味している。

ただし、今回の実験は模型規模が小さく、地盤高の差が小さいときと大きいときとで全体的な傾向が異なった

ことや地盤高の差が大ききときには根入れ不足の可能性があるのでいくつかの問題を残した。

埋立型の場合の周辺地盤の挙動の観察結果を図-44に示す。この図において、土槽の底面は図中の縦軸の0の位置にある。また、矢板は、横軸の0のところであり、図中の左側が矢板の背面側であり、右側が矢板の前面側である。この図における背面側の地盤の高さは約50cm

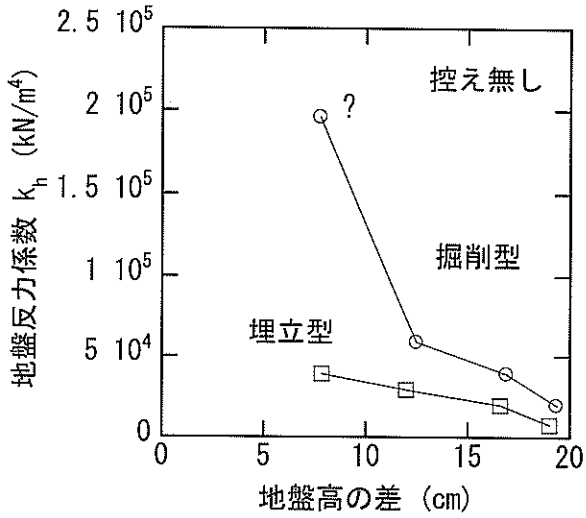


図-40 地盤反力係数 k_n の地盤高の差による変化

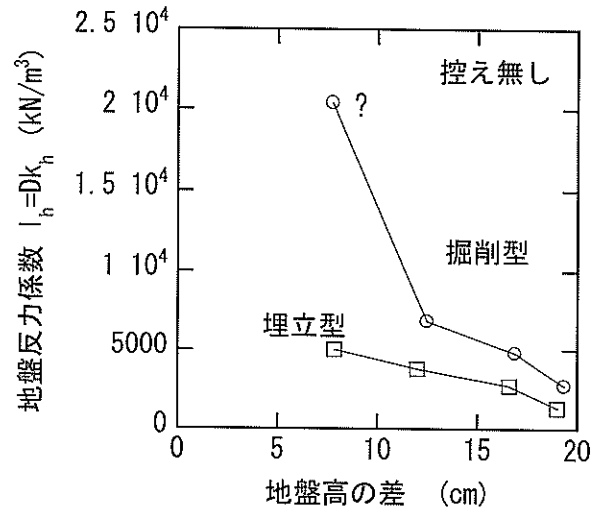
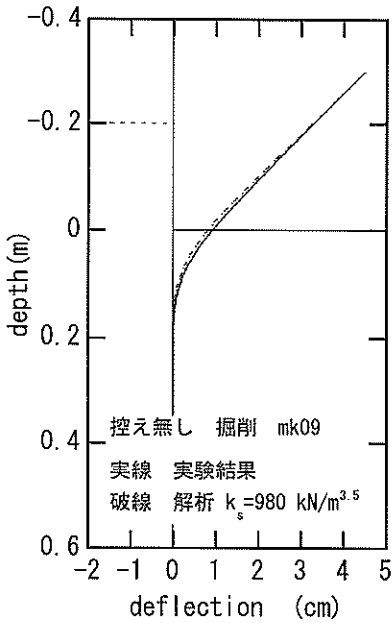
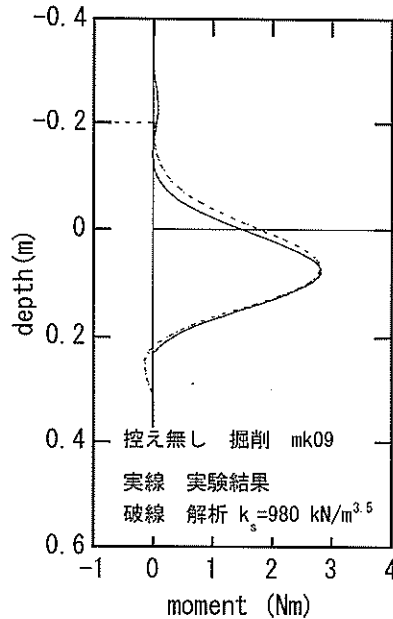


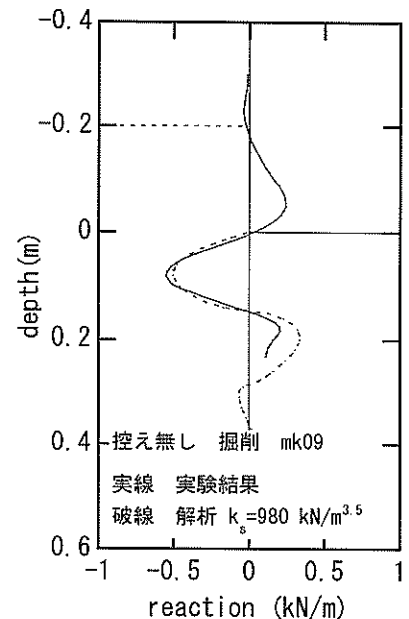
図-41 地盤反力係数 l_h の地盤高の差による変化



(a) たわみ分布



(b) 曲げモーメント分布



(c) 矢板に作用する土圧の変化量の分布

図-42 地盤高の差が20cmのときの矢板の挙動と解析結果(港研方式のモデルを用いた場合)(控え無し, 埋立型)

であり、前面側は約25cmである。

まず、曲げモーメントからの積分結果とターゲットの移動の関係に注目してほしい。多少の誤差はあるが、積分が非常にうまくいっており、積分結果が信用に足るものであることがわかる。杭下端は結局固定された状態であった。

地盤の動きに着目すると、少なくとも矢板のたわみが見られる12cmの高さあたりから上では地盤の変形が明らかである。背面側についてみると移動している範囲は前面側の地盤面から13cm程度深いところ ($y=12$ cm あ

たり) から矢板後方にくさび状に広がっており、地表面では、矢板の初期の位置から25cm程度後ろのあたりまで変位が生じている。また、すべりが生じている範囲の境界が顕著であることもわかる。前面側については、地表面より下13cm辺りの矢板近傍から弧を描くようにして地表面では、20cm程度はなれたところまで地盤の斜め上方向への変位が観察される。こちら側については、すべりの境界は必ずしも明確ではなく、矢板近傍ほど変位が大きく、離れるにつれて変位が小さいという傾向があった。

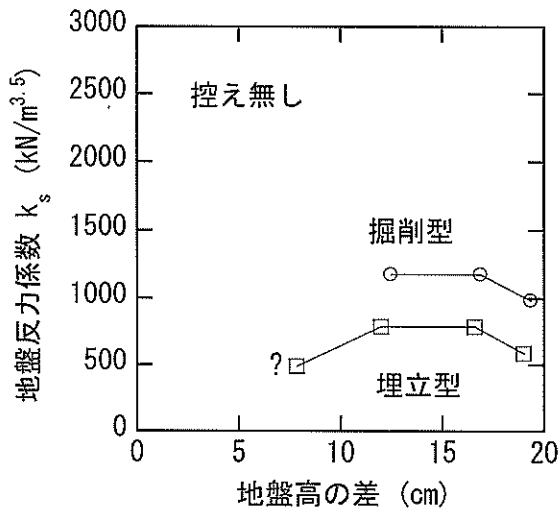


図-43 地盤反力係数 k_s の地盤高の差による変化

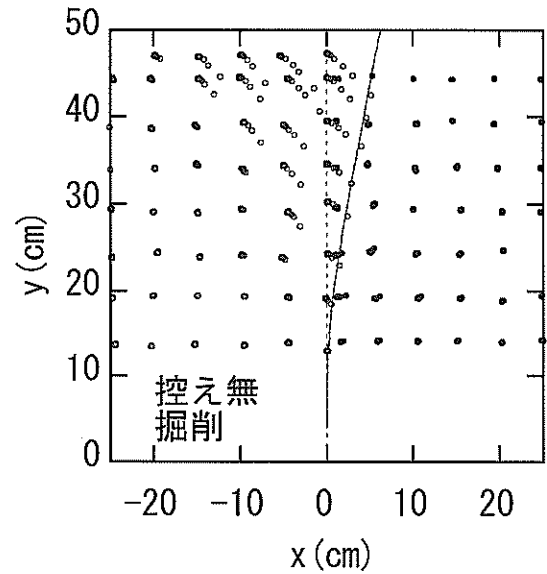


図-45 控え無し掘削型のときの周辺地盤の変位の様子

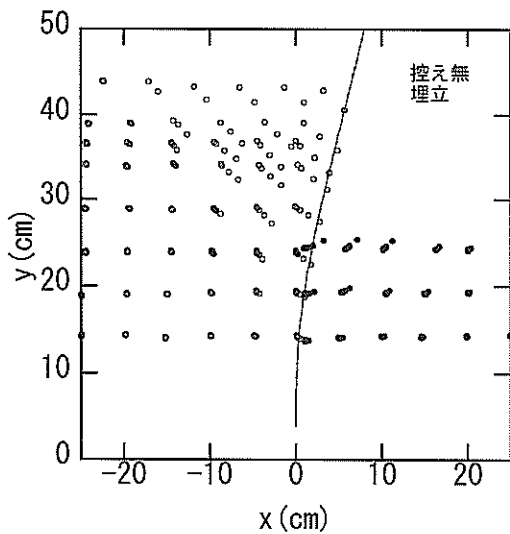


図-44 控え無し埋立型のときの周辺地盤の変位の様子

背後側の地盤の動きについては図-45の掘削型の観察のほうがより適切であろう。すなわち、この図では、試験の初期からのターゲットの移動が忠実に示されている。背面側の地盤の動きについて注目すると、矢板近傍、矢板上方ほど掘削の初期段階から地盤の変形が始まり、掘削の進展とともにその領域が広がったことがわかる。

観察されたターゲットの移動より地盤に生じている最大ひずみの分布を図化したのが、図-46である。この図において、土槽の底面は図中の縦軸の0の位置にある。また、矢板は、横軸の0のところにあり、図中の左側が矢板の背面側であり、右側が矢板の前面側である。この図における背面側の地盤の高さは約50cmであり、前面側は約25cmである。この結果を見ると、矢板背面側に三角形にひずみの大きい部分がある。ひずみの大きな部分とほとんどひずんでいない部分の境界では、せん断

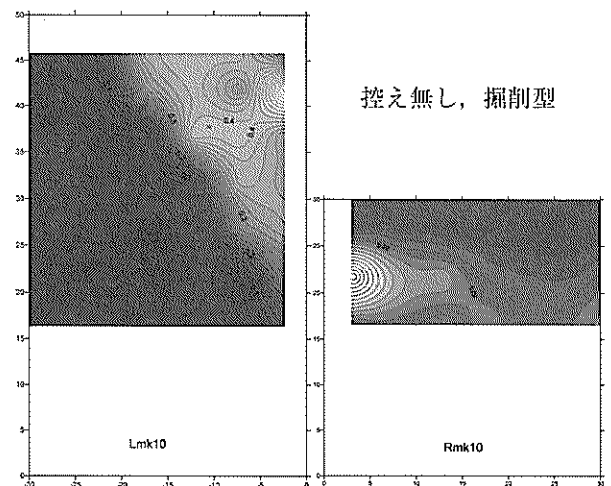


図-46 周辺地盤における最大せん断ひずみ分布 (控え無し)

ひずみの変化率が大きく、すべり面をなしていることが伺える。すべり面の上方の大きくひずんでいる領域では、40%以上の最大せん断ひずみが生じており、矢板に近いところと矢板上部ほどせん断ひずみが大きいという傾向にある。

前面側については、矢板近傍の地表面付近で大きなせん断ひずみが生じているが、その領域は比較的狭く、最大せん断ひずみは20%程度である。

5.2 控え式矢板の場合

写真-6と写真-7に示したように、控え式矢板のたわみのモードは自立矢板の場合とは著しく異なっている。一般的に、構造物に作用する土圧分布は構造物の変

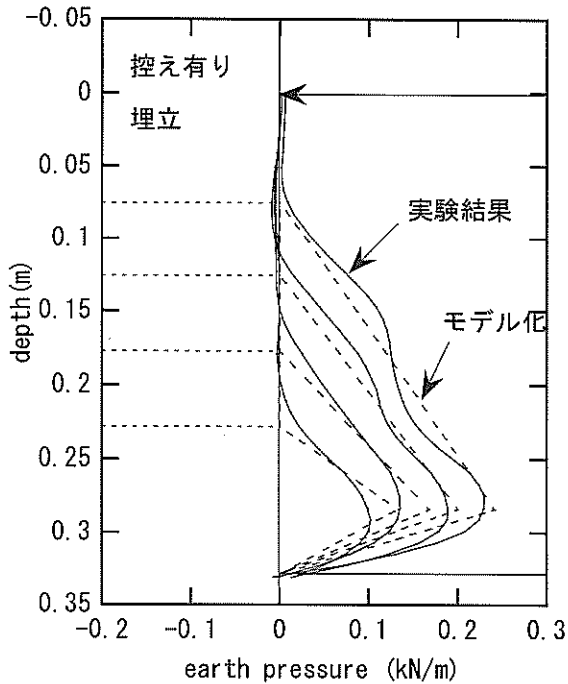


図-47 控え有埋立型のときの直立部の背面土圧分布の実験結果とモデル化

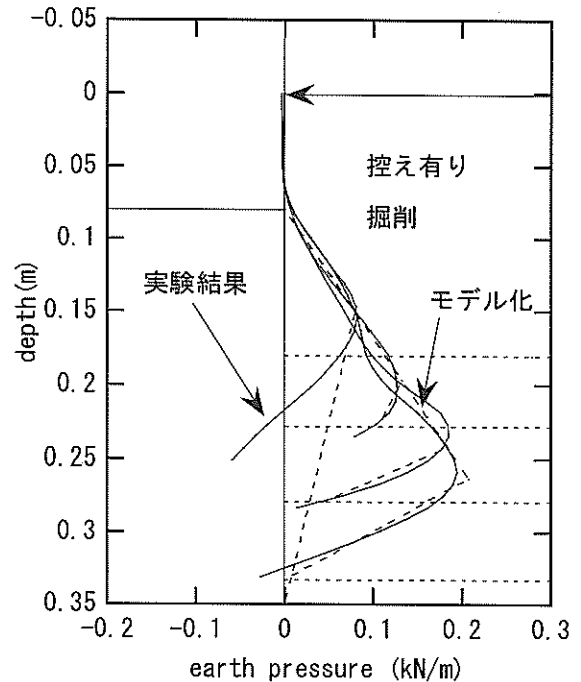


図-48 控え有掘削型のときの直立部の背面土圧分布の実験結果とモデル化

位に依存する (図-2, 山口 (1987)). このため, 控え矢板式の場合には, 背後の土圧が簡単な三角形分布となっていないことが考えられる. 図-47と図-48に曲げモーメント分布から推定した自立部の背後からの土圧分布を示す.

図-47は埋立型の場合の背面土圧分布である. この図において深度0の点は控えの位置である. 点線はいずれも背面側の地盤の高さを表している. 地盤反力が実際の背面地盤表面よりも高いところから現れる結果となっているが, これは解析上の誤差である. また, 土圧曲線が微妙に曲線となっていたり, ピーク部分が明確に現れていないのも解析上の問題であると考えられる. ただし, 背面の地盤のレベルがどの場合でも前面側の地盤面よりある程度高いところで土圧の最大値が出ている点については特徴として上げられる. また, いずれの場合も前面側の地表面では, 土圧は0となっている. すでに述べたように, このような土圧分布となった理由としては矢板のたわみモードが関係していると思われる.

図-48は掘削型の場合の背面土圧である. この場合には, 前面側の地盤面が掘削とともに低下している. 従って, 背面からの土圧は前面地盤の掘削によって変化したものであると考えて良い. この結果を見ると背面の上部の土圧は前面側の掘削深度によらず一定の土圧状態となり, 地盤面に近い側の土圧だけが掘削とともに変化して

いることが分かる. すなわち, 前面地盤面が高いときには, 土圧が小さいところについても掘削に伴い, 地盤面のほうが低下すると主働化し, 主働土圧と考えられる土圧に変化する様子が見られる. このとき, 土圧のピークとなる高さが地盤面よりもかなり高いことが特徴的であり, 掘削とともにその位置が高くなっていることも注目される. さらに, 前面地盤面における背面土圧がはじめは正であったにもかかわらず, 地盤高の差が大きくなるとだんだんと小さくなり, ついには負になっていることも特徴的である.

5.1でも述べたように, 実験結果をもとに地盤反力モデルを構築する際に, 直立部の外力については適切に設定する必要がある. これらの実験で得られた背面土圧分布はこれまで設計で考えられていた土圧分布とはかなり異なるものであり, 結果的にこれまでのモデルに相当する地盤反力モデルは適応しにくい状態にある. ここでは, あえて既往のモデルにはこだわらず, 実験結果との対比から地盤反力モデルを考えていくことにする.

まず, 控え式矢板壁を構築した時に外力土圧としては, 図-47, 図-48に点線で示すものを仮定する. 図の土圧分布に関するそれぞれのパラメータ K_{a1} , K_{a2} , h_{peak} は実験結果を尊重する (図-49). 根入れ部については, 直立部の土圧分布から判断して, 直立部を作ったことによる外力土圧は考慮しないことにする. すなわち, こ

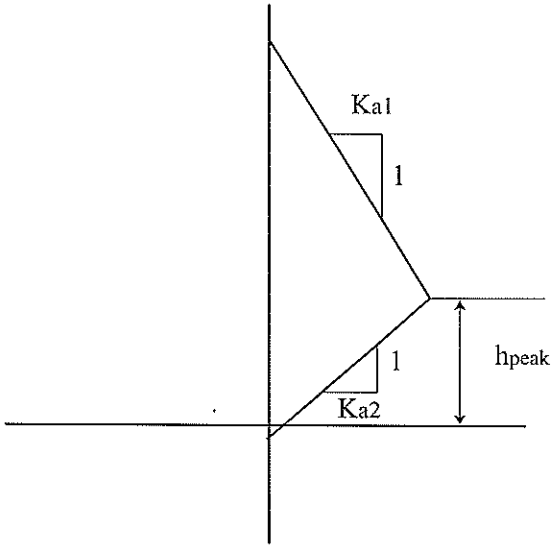


図-49 土圧分布のモデル化とそのパラメータ

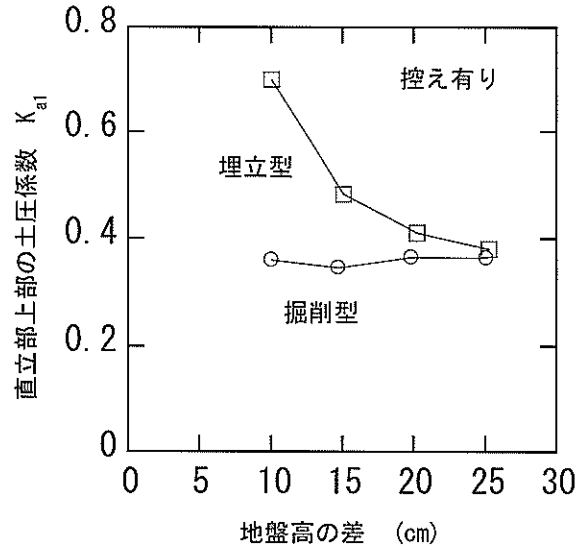
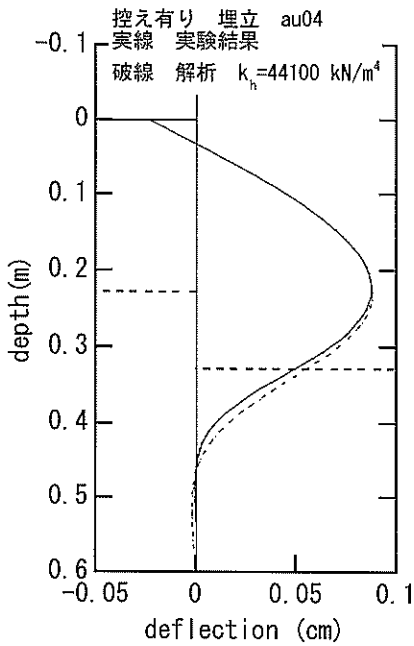
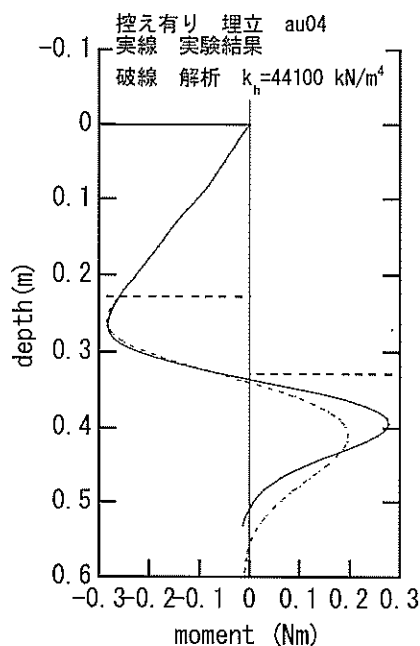


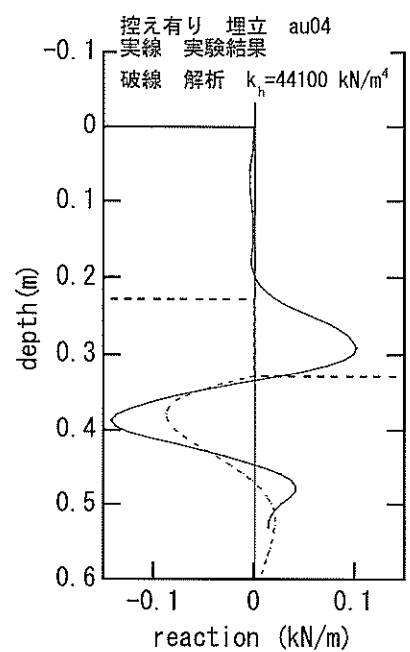
図-50 地盤高さの差の変化による直立部上部の土圧係数の変化



(a) たわみ分布



(b) 曲げモーメント分布



(c) 矢板に作用する土圧の変化量の分布

図-51 地盤高の差が10cmのときの矢板の挙動と解析結果 (控え有り, 埋立型)

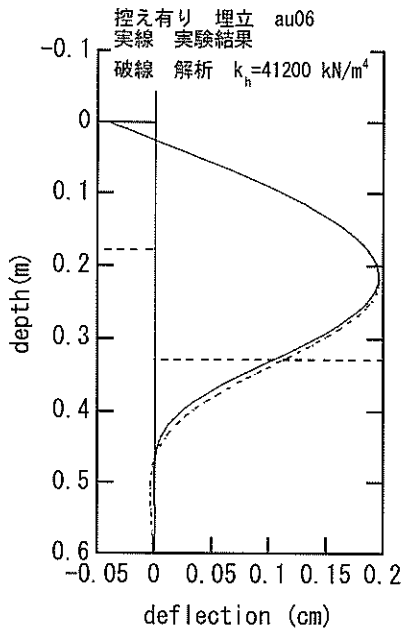
では、まず、前面地盤面以下については外力土圧を考慮しないことにする。

ところで、直立部の上部の土圧係数 K_{a1} の変化に着目すると、図-50のようになる。このように、掘削型では、 K_{a1} は地盤高の差の影響を受けないが、埋立型では地盤高の差が小さい間は、土圧係数が大きく、地盤高の差が大きくなるにつれて土圧係数が小さくなり、掘削型の場合に漸近する結果となった。最終的には、掘削型も埋立

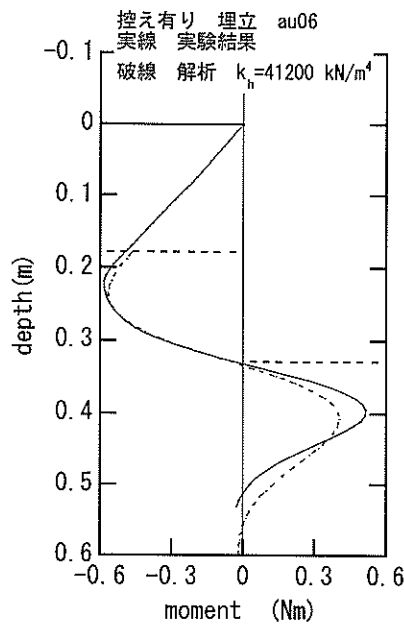
型もほぼ同じ土圧係数となっており、地盤高の差が十分に大きいときには背後の地盤はほぼ主動化したと考えてよいようである。なお、直立部の作成方法の違いによる背面土圧の違いについては、 h_{peak} の位置の違いもあらわれている。

掘削型と埋立型とで土圧の作用の仕方がどのように異なるかについては今後さらに検討が必要である。

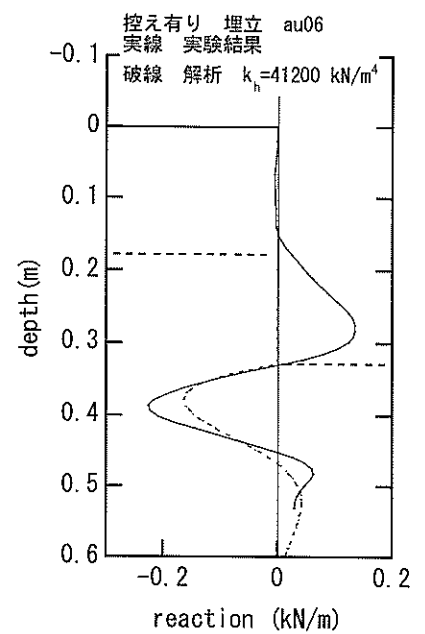
地盤反力のモデルとしては次式を考えることにする。



(a) たわみ分布

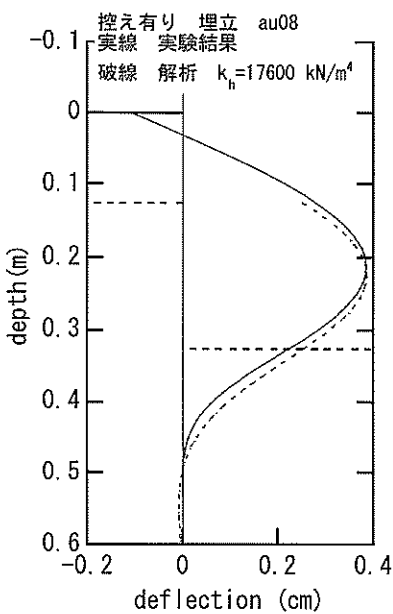


(b) 曲げモーメント分布

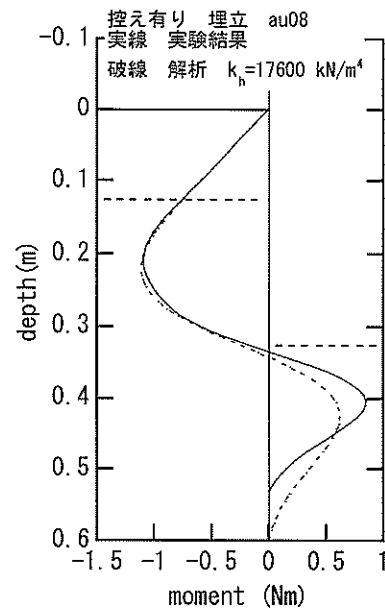


(c) 矢板に作用する土圧の変化量の分布

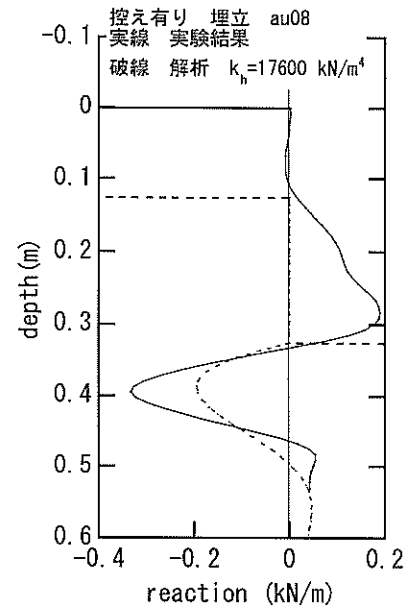
図-52 地盤高の差が15cmのときの矢板の挙動と解析結果 (控え有り, 埋立型)



(a) たわみ分布



(b) 曲げモーメント分布



(c) 矢板に作用する土圧の変化量の分布

図-53 地盤高の差が20cmのときの矢板の挙動と解析結果 (控え有り, 埋立型)

$$p = k_h xy$$

図-51～図-54は埋立型の最適なフィッティングでの解析結果と実験結果を比較したものである。このフィッティングでは、主として矢板のたわみを再現できることを念頭に実施した。これらの結果を見ると、地盤反力の最大値については多少合わない点もあるが、設定した地盤反力係数を用いれば矢板の現象は比較的良く表すこと

ができる。また、この結果による地盤反力係数 k_h の範囲は 19600～44100kN/m⁴ の範囲にあった。地盤反力係数 k_h は地盤高の差が大きくなることによって低減するようにも見受けられるが、変動幅は自立矢板の場合に比べてきわめて小さく、このモデルの適用の可能性の高いことが伺える。

図-55～図-58には掘削型のときの最適フィッティン

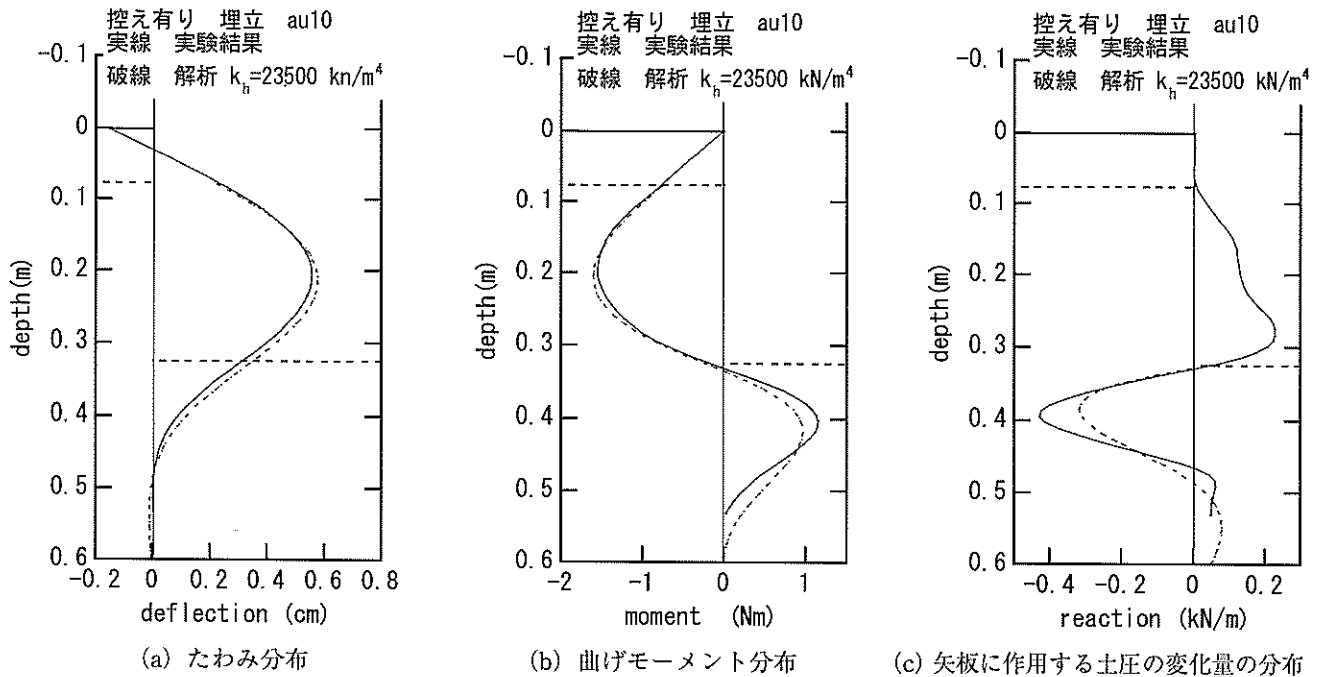


図-54 地盤高の差が25cmのときの矢板の挙動と解析結果 (控え有り, 埋立型)

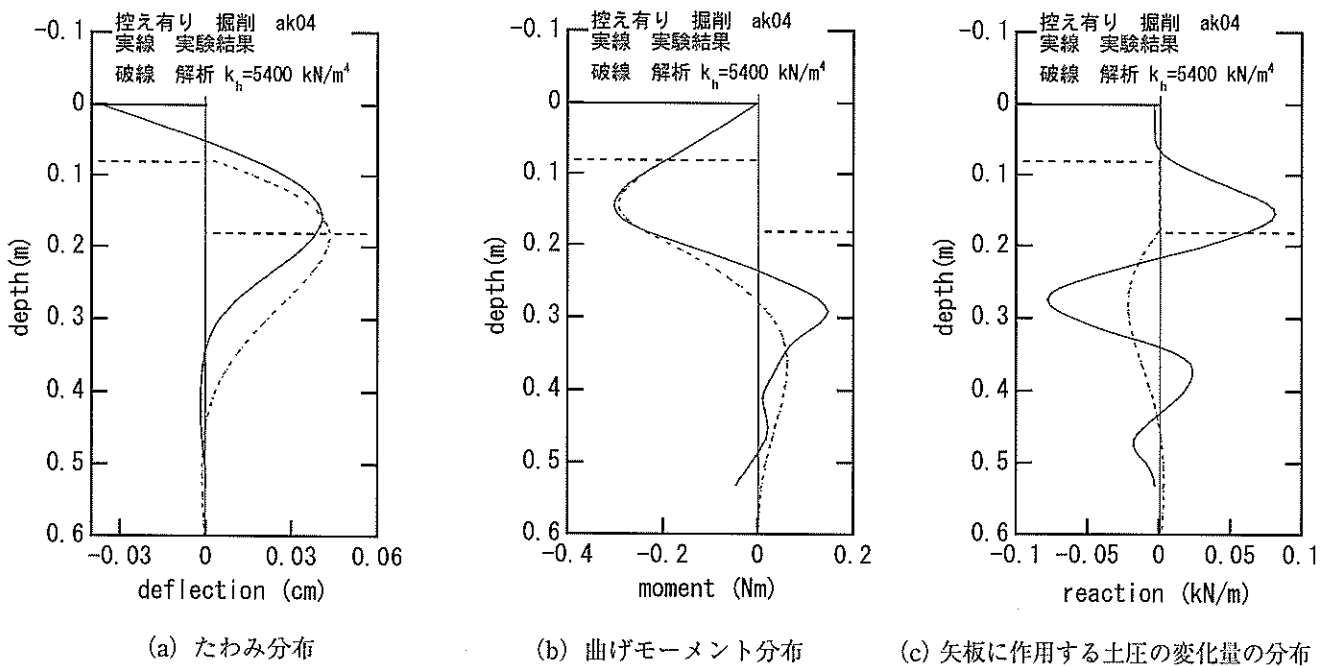
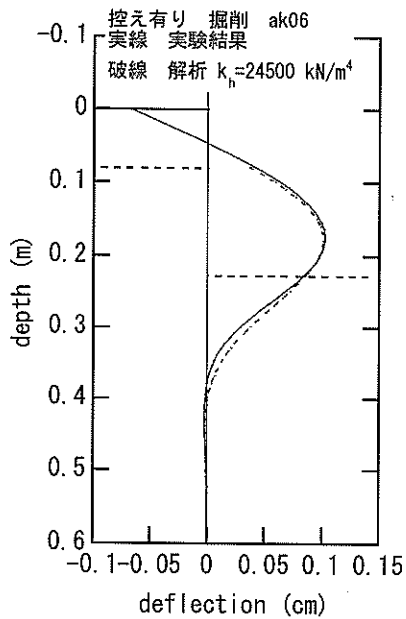


図-55 地盤高の差が10cmのときの矢板の挙動と解析結果 (控え有り, 掘削型)

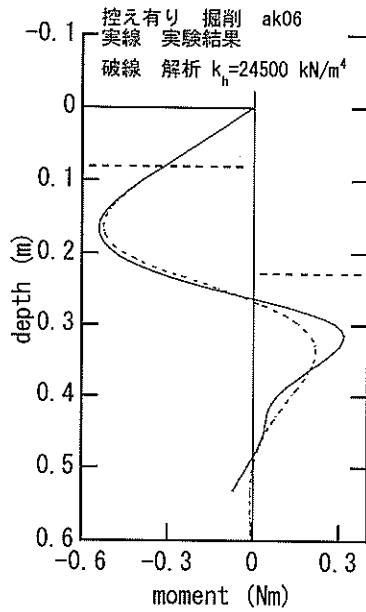
グ結果と実験結果を対比したものを示す。この結果を見ると地盤高の差の低い図-55と図-56では実験結果と解析結果があまりあわないが、地盤高の差が大きな図-57と図-58ではかなり良い一致を示している。図-58ではたわみは比較的あっているように見えるが、地盤反力の発生の仕方はかなり不都合である。地盤高の差が小さなときにフィッティングがうまくいかなかった理由は、前

面地盤の地表面より下でまだ、矢板背面から作用している荷重があるにもかかわらず、その影響を見なかったことが大きいと考えられる。このため、前面側の地盤面より下では、実際には、矢板が前面側に変位しているにもかかわらず、実験結果を見ると矢板に作用する地盤反力の合力は背面から作用していることになっている。

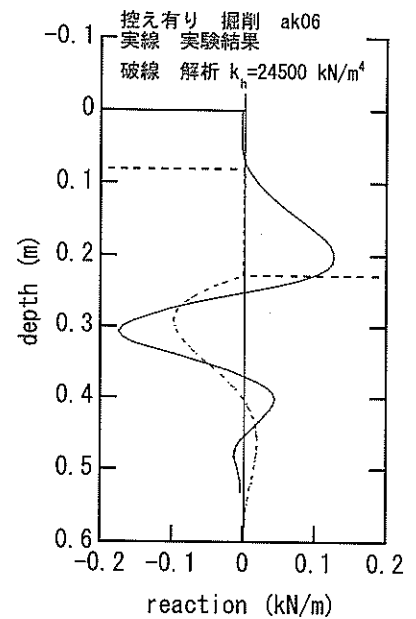
たとえば、図-55の解析では、前面側の地盤面より下



(a) たわみ分布

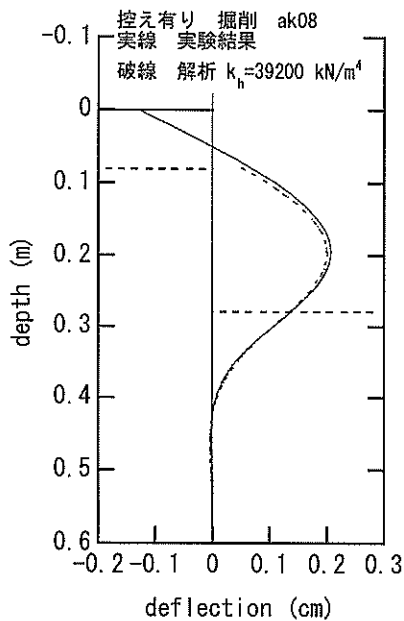


(b) 曲げモーメント分布

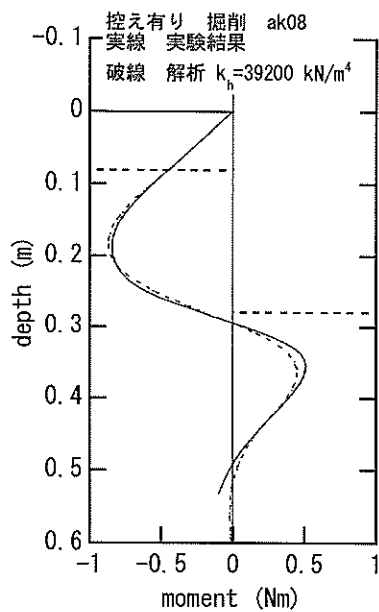


(c) 矢板に作用する土圧の変化量の分布

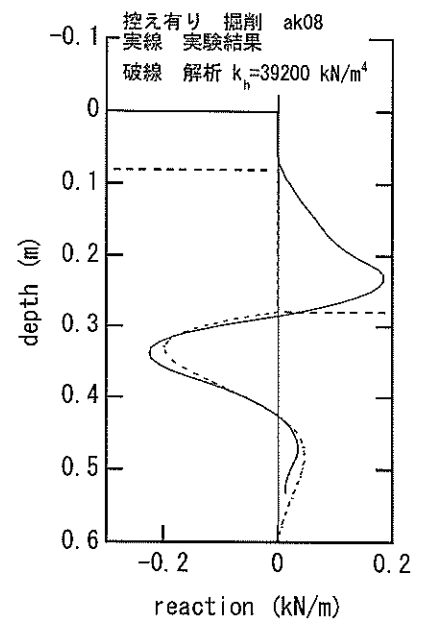
図-56 地盤高の差が15cmのときの矢板の挙動と解析結果 (控え有り, 掘削型)



(a) たわみ分布



(b) 曲げモーメント分布



(c) 矢板に作用する土圧の変化量の分布

図-57 地盤高の差が20cmのときの矢板の挙動と解析結果 (控え有り, 掘削型)

に作用する背面側の土圧を考慮していない。このため、前面地盤面以下の浅い部分の地盤反力の評価が不自然になっている。つまり、きわめて小さな地盤反力係数を仮定しないと現象が合いにくくなっている。このため、図-55では、きわめて小さな地盤反力係数を推定しており、近似の傾向も不自然である。

そこで、図-55における前面側地盤面以下の作用土圧

について、より現象に即した方法を取るために、以下のような計算を実施した。すなわち、図-48を見ると、図-55のケースの場合、前面側地盤面では、背面からかなり大きな土圧を受けている。そこで、前面側地盤面以下においても h_{peak} 以下の土圧の傾向が続いているものとした。図-48には、図-55のケースについて、前面側地盤面以下についても測定された地盤反力と設定した土圧荷

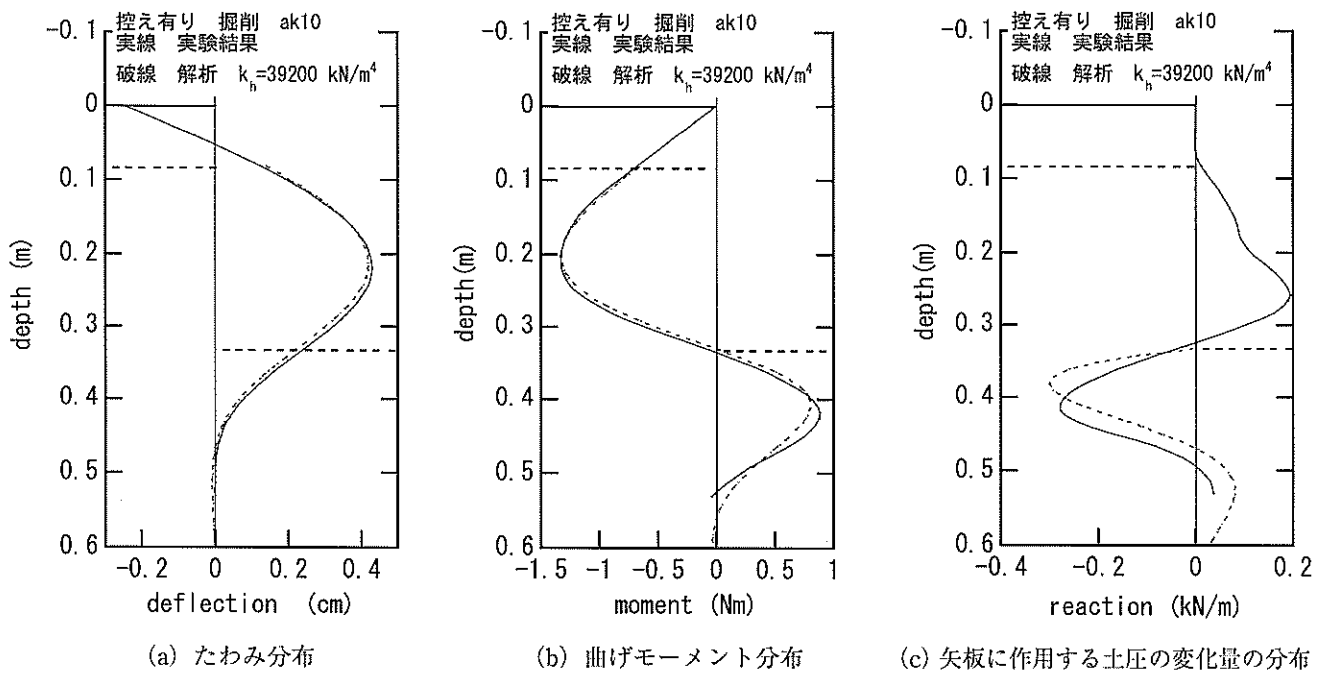


図-58 地盤高の差が25cmのときの矢板の挙動と解析結果(控え有り, 掘削型)

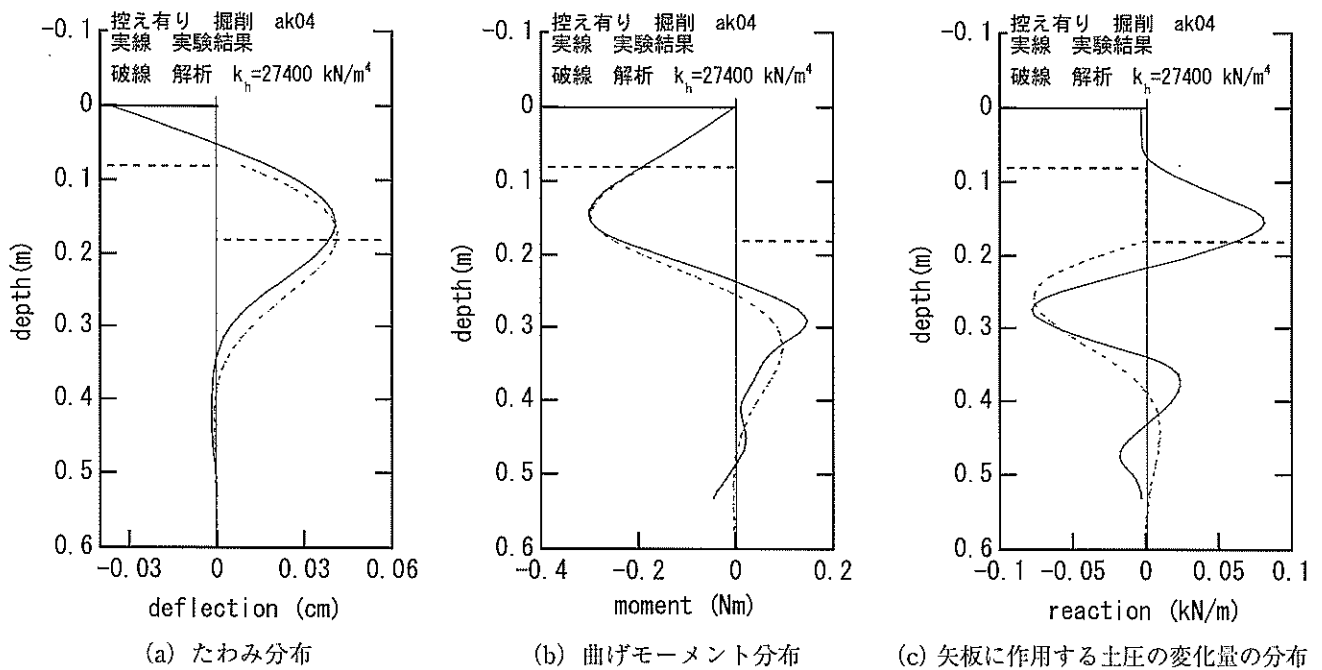


図-59 地盤高の差が10cmのときの矢板の挙動と地中部まで作用土圧を考えた場合の解析結果(控え有り, 掘削型)

重分布を示した。図-48における、地盤高の差が10cmのときの前面側地盤面以下でのモデル化した背面土圧と実際に矢板に作用している地盤反力の合力とは食い違いが生じているが、これは、矢板がたわんだことによる地盤反力の影響が含まれているためであると考えている。

このような外力の仮定をしてフィッティングをしてみると、図-59のようになった。図-55に比べるとはるか

に良い近似ができています。また、推定された地盤反力係数も比較的妥当と思われるものとなっている。

控え式矢板の場合にも、地盤反力係数のモデルとして港研方式のS型での検討を施してみた。その結果の一例を図-60に示す。図-58と比べるとより適合性が高いことがわかる。

これまでの解析の結果算定された地盤高の差による地

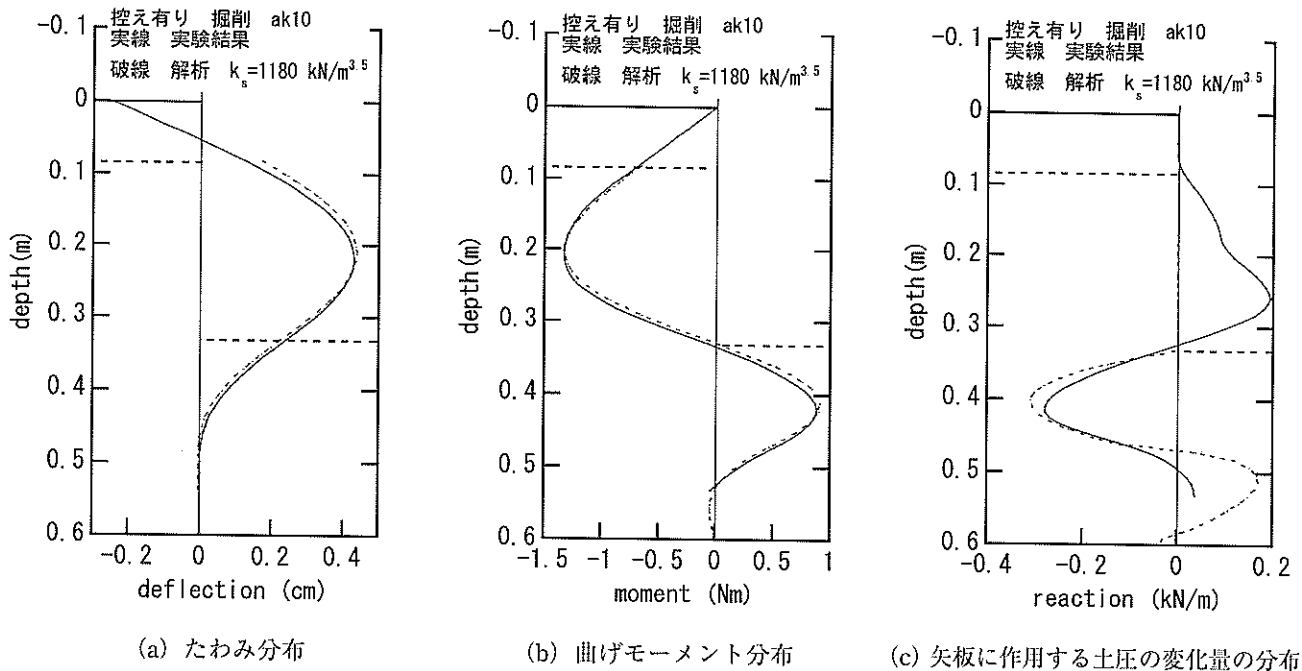


図-60 地盤高の差が25cmのときの矢板の挙動と港研方式のモデルの場合の解析結果（控え有り，掘削型）

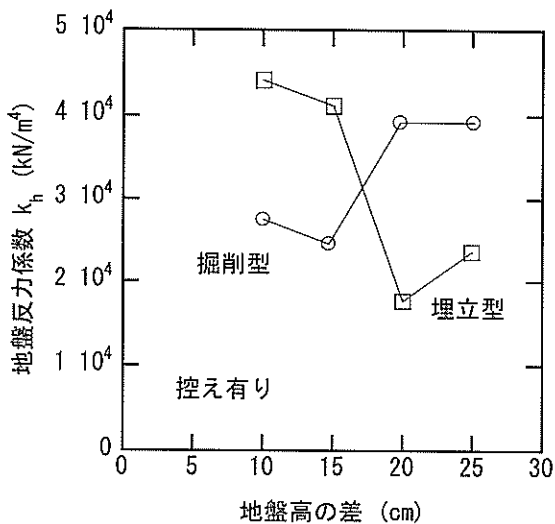


図-61 地盤反力係数 k_h の地盤高の差による変化（控え有り）

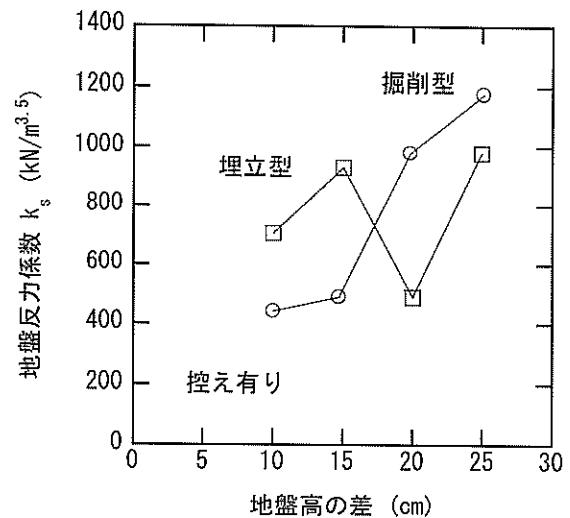


図-62 地盤反力係数 k_s の地盤高の差による変化（控え有り）

盤反力係数の変化を図-61と図-62に示す。図-61は k_h であり、図-62は k_s である。図-61に示した k_h の変化の程度は自立矢板に比べて比較的小さい。これには、問題となるたわみのレベルが小さかったことが原因しているのではないかと考えられる。 k_s についても比較的变化がある。特に、地盤高の差が大きくなるほど k_s が大きくなるという傾向も見られた。

それぞれの地盤反力モデルの実験結果への適合度と地盤反力係数の変動の程度を見ると k_s と k_h のどちらを使うべきかの判断はまだできないと考えられる。今回の実

験条件は限られたものであり、モデルの規模も小さいものである。今後の更なる検討を必要とする。

図-63に周辺地盤の変位の観察結果を示す。図-63は掘削型の実験時の周辺地盤の挙動である。矢板背面の地盤の変位があることが見て取れる。ここで、控えが無い場合との比較を見ると、地盤の水平方向への変位が卓越していることがわかる。この実験では、最終掘削時の前面側の地盤面の高さは19.1cmであった。このときの地盤高の差はおよそ30cmである。背面側の地盤は地表付近では、20~25cm付近まで動いたことがわかる。深

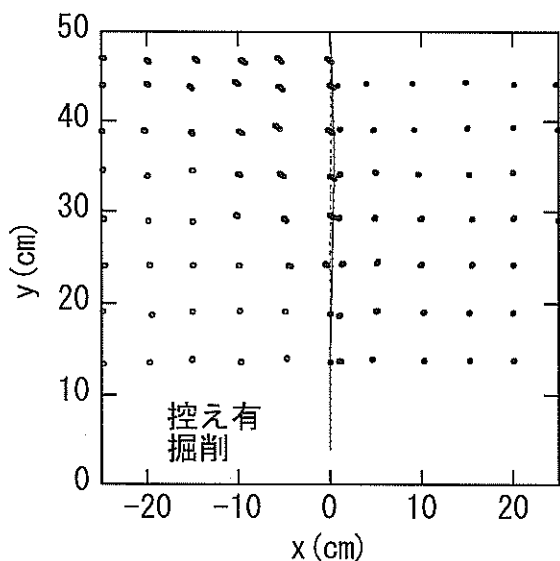


図-63 控え有，掘削条件における周辺地盤の変位挙動の観察結果

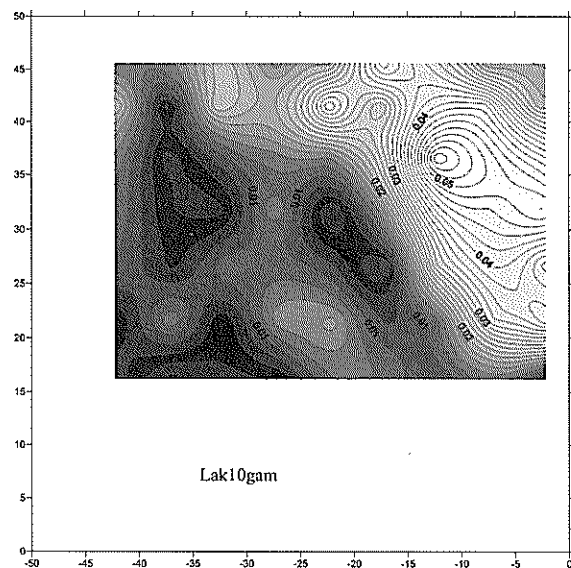


図-65 地盤高の差が25cmのときの背面側の最大ひずみ分布（掘削型）

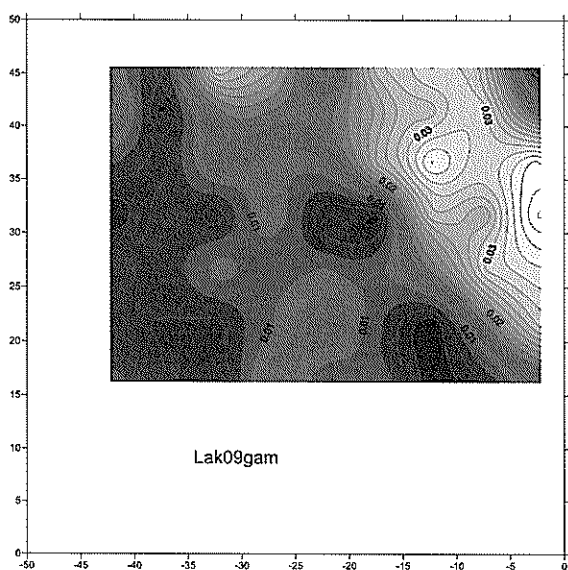


図-64 地盤高の差が22.5cmのときの背面側の最大ひずみ分布（掘削型）

さ方向では，土槽底面から12cm程度のところでは，ほとんど動きが見られない。前面側については，掘削に伴いターゲットの個数が減少しているため，図が見にくいですが，土槽底面から20cm程度上の部分では杭から10cm程度はなれたところまで地盤が変位しているようである。

図-64と図-65に背面側の地盤に生じた最大せん断ひずみの分布を示す。白く現れているところほどひずみが大きいところである。図-64では，高さ方向で下端から27.5cmのあたりに前面側の地盤面があり，図-65では，その場所は，25cmの辺りである。これらの結果を

見ると，最もひずみの大きいところは，矢板の直立部の中央付近から背後側に斜めのバンド上に現れていること，直立部の下の方から生じている等ひずみ線はそれぞれほぼ平行であること，全体のひずみレベルは最大でも10%以下のあまり大きくないことなどがわかる。今回の実験では，自立部の上部から主動化していると思われるような土圧分布となっていた。しかし，矢板の上部では変形が小さいこと，今回の控えは比較的高い位置にあったが，実際の矢板では，控えの位置の上にも壁が存在し，地盤も存在することなどを考えると，上部から全体が主動化することは考えにくいのではないかとということがわかる。この点については今後さらに検討を深める必要がある。

6. おわりに

矢板壁のような二次元地中構造物では，土槽壁の影響の無い二次元地盤による実験が不可欠である。そこで，アルミニウム棒積層地盤による二次元地盤を用いて，実証実験事例の少ない控え式矢板壁と自立式矢板壁に関する実験を実施した。この実験は，L150cm×H50cm×D15cmの土槽で行われており，矢板壁の最小根入れ深さは25cm，矢板壁前後の地盤高の最大の差は30cm程度と比較的小規模なものである。この研究では，矢板壁に作用する土圧，地盤反力および周辺地盤の変形挙動に着目している。特に，矢板壁前後の地盤高の差の構築方法として，掘削型と埋立型の2種類を用いて構築方法の違い

による矢板壁の挙動の差異についても検討した。主たる結論は以下のとおりである。

- 1) 埋立型と掘削型とで、矢板壁の直立部背後に作用する土圧分布には違いがあるがその差は比較的小さい。その差は、地盤高の差が小さい時には顕著であるが、地盤高の差が大きくなると顕著ではなくなる。このような傾向は控えの有無によらず、共通である。
- 2) 直立部背後から作用する土圧は、一般に設計で考えられているようなきれいな三角形分布ではなく、直立部の途中で土圧強度の最大値が生じ、直立部下端ではほぼ0となるような土圧分布である。
- 3) 控えの無い形式の矢板では、地盤反力係数のモデルとしては、 $p = k_h xy$ のような形式のモデルよりは、杭の設計でよく用いられるような $p = k_c xy^{0.5}$ の形式のほうが適合性が高い。これは、現行基準の設計の考え方が概ね妥当であることを意味している。
- 4) 控え式矢板壁については、地盤反力係数のモデルとして、 $p = k_h xy$ のような形式のモデルと $p = k_c xy^{0.5}$ の形式とで優劣のつけがたい結果となった。ただし、現行の設計法で用いられている Rowe の方法を修正した方法で用いられているモデル $p = (k_h/D)xy$ の適合性については十分な検討ができなかった。
- 5) 控えの無い矢板壁と控え式矢板壁とで周辺地盤の変形挙動には著しい差があるが、1) で述べたように矢板壁背面からの作用土圧分布形状に関する差はあ

まり無かった。この原因としては、控えの位置が高すぎたために、控え式矢板壁においても矢板壁背面の主要部分で主働化が生じていたためと考えられる。

(2003年8月8日受付)

参考文献

- Rowe, P. W. (1955): A Theoretical and Experimental Analysis of Sheet Pile Walls, Proc. ICE, Pt. I, vol.4.
- Tchebotarioff, G. P. (1949): Large Scale Earth Pressure Tests with Model Flexible Bulkheads, Princeton Univ., 111p.
- 運輸省港湾局監修 (1999) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.664-693, pp.806-809.
- 後藤 聡・龍岡文夫 (1988) : 砂と礫の三軸圧縮試験における各種実験要因の影響, 土と基礎, 第36巻第9号, pp.13-18.
- 高橋邦夫・菊池喜昭・朝木祐次 (1993) : タイロッド式矢板壁の力学特性の解析, 港湾技研資料 No.756, 32p.
- 谷 和夫 (1986) : 砂地盤上の浅い基礎の支持力機構, 東京大学大学院修士論文.
- 堀内章司 (1997) : アルミ棒二軸せん断試験報告書 (基礎工研究室夏季実習報告書), 11p.
- 山口柏樹 (1987) : 土質力学 (全改訂), 技報堂出版, pp.242-246.

港湾空港技術研究所資料 No. 1064

2003.12

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

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

印刷所 ニッセイエプロ株式会社

Copyright © (2003) by PARI

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

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