

マイクロフィルム用資料

ISSN 0386—5878
土木研究所資料第3724号

土木研究所資料

深層混合処理工法による地盤の変状抑止効果に 関する実験的検討

平成12年 3 月

建設省土木研究所
材料施工部施工研究室

Copyright © (2000) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所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。

深層混合処理工法による地盤の変状抑止効果に 関する実験的検討

施工研究室	室 長	大下	武志
	室 長	塚田	幸広 ¹⁾
	主任研究員	小川	伸吉 ²⁾
	研 究 員	光橋	尚司
	研 究 員	橋本	聖
		梅本	健児 ³⁾
	交流研究員	黒田	実 ⁴⁾
	交流研究員	真海	一昭 ⁵⁾
	交流研究員	白砂	和昭 ⁶⁾
	交流研究員	須田	晃夫 ⁷⁾

要旨

本報告書は、主に深層混合処理工法による変状抑止効果を評価することを目的とし、遠心力載荷模型実験及び簡便な変位予測手法の検討を通じて、改良形式（改良幅、改良率、支持形式）と盛土及び周辺地盤の変状の関係を定性的に明らかにしたものである。

キーワード： 深層混合処理工法，遠心力載荷模型実験，盛土，側方流動，軟弱地盤
改良幅，改良率，支持形式，地盤改良，地盤反力係数，変位予測

- 1) 東北地方建設局酒田工事事務所長
- 2) 中部地方建設局飯田国道工事事務所管理第2課長
- 3) 九州地方建設局筑後川ダム統合管理所
- 4) 交流研究員在職期間（平成元年4月3日～平成2年3月31日）
- 5) 交流研究員在職期間（平成元年4月3日～平成2年10月2日）
- 6) 交流研究員在職期間（平成4年4月1日～平成5年3月31日）
- 7) 交流研究員在職期間（平成5年10月1日～平成6年9月30日）

は じ め に

深層混合処理工法は、軟弱地盤に改良材を強制的に攪拌混合して地盤改良を行う工法であり、主に深い軟弱地盤を対象としている。深層混合処理工法では現地盤の中に柱状の改良地盤が形成され、この改良柱体は原地盤と比較して非常に大きな強度が得られるのが特徴である。

深層混合処理工法は羽田空港の沖合展開事業や東京湾横断道路等の大規模プロジェクトにおける主要な地盤改良工法として適用され、多くの施工実績がある。

また、近年では軟弱地盤上に構造物を設置する際に変状を防止する目的で施工する事例も増加しており、このような用途に対する深層混合処理工法の設計法の確立が望まれてきた。

このため本研究では、主に盛土について深層混合処理工法による変状抑止効果を期待することを目的として、杭式改良における改良幅、改良率、支持形式等の条件を変化させた遠心力載荷模型実験を実施し、これらの条件と盛土及び周辺地盤の変状との関係を定性的に評価した。さらに、改良体の変位量を簡便に予測する手法として弾性床上の梁理論を用いた変位予測解析を実施し、実験結果との比較検討を行った。

本報告書は、既往の実験結果と設計・施工事例を整理するとともに、遠心力載荷模型実験及び変位予測解析の結果をとりまとめたものである。

平成 12 年 3 月

施工研究室	室 長	大下 武志
	研究員	光橋 尚司
	研究員	橋本 聖

目 次

はじめに

1. 深層混合処理工法について

1.1 深層混合処理工法の背景	1
-----------------------	---

2. 深層混合処理工法に関する既往実験結果

2.1 建設省土木研究所材料施工部施工研究室	2
2.2 運輸省港湾技術研究所土質部	3
2.3 労働省産業安全研究所	4
2.4 竹中土木研究所	5

3. 深層混合処理工法試験施工例

3.1 一般国道 116 号新潟西バイパス工事	6
3.2 タイ王国バンコク市内バイパス工事	8

4. 遠心力載荷模型実験

4.1 遠心力載荷模型実験の概要と方法	9
4.1.1 目的	9
4.1.2 実験手順	11
4.1.3 実験に使用した試料および材料	19
4.1.4 実験の種類	25
4.1.5 軟弱地盤の強度	37
4.2 平成元年度（その 1）実験結果	46
4.3 平成元年度（その 2）実験結果	51
4.4 平成 4 年度，5 年度，6 年度の実験結果	59
4.4.1 地盤強度の比較および改良体配置形状（正方，千鳥配置）の比較	59
4.4.2 改良位置（法先，法下）の比較	69
4.4.3 改良体の支持形式（固定，着底，フローティング）の比較	81
4.4.4 改良列数の比較	86
4.4.5 改良率の比較	98
4.4.6 改良体の物性（真鍮，プラスチック，充実体）の比較	110
4.4.7 改良体の周面摩擦の比較	115
4.4.8 盛土荷重形式（等分布，台形分布）の比較	119
4.5 実験結果のまとめ	123

5. 水平変位量の予測

5.1 はじめに.....	126
5.2 解析モデル	126
5.3 解析条件.....	126
5.4 解析結果.....	131
5.4.1 1列目改良体の比較	131
5.4.2 各改良列および改良体剛性の比較.....	136
5.5 逆算 K 値による地盤反力の設定.....	141
5.5.1 地盤反力度および地盤反力係数の比較	141
5.5.2 地盤反力係数比の比較	154
5.6 水平変位量と改良配置の関係	157
5.7 水平変位量予想方法の提案.....	161
5.7.1 許容変位量の設定.....	161
5.7.2 荷重強度	161
5.7.3 側方土圧	161
5.7.4 地盤反力係数	161
5.7.5 入力用物性値	161
5.7.6 解析結果	165
5.8 まとめ	165

6. 遠心力载荷模型実験および解析結果のまとめ

6.1 遠心力载荷模型実験.....	166
6.2 解析結果.....	167

7. 今後の課題

参考文献.....	169
-----------	-----

1. 深層混合処理工法について

1. 1 深層混合処理工法の背景

近年、土地の高度利用化が進み、住宅地や重要施設に近接して道路や公共構造物などを建設する事例が増加している。特に、軟弱地盤上に盛土を施工する場合、盛土直下の沈下だけでなく周辺地盤においても沈下や水平変位が生じるため、周辺地盤への影響を十分に考慮して施工を進めることが重要である。

現在、軟弱地盤対策として数多くの対策工法が存在し、事業の規模や現場状況等に対応した工法が採用されている。

深層混合処理工法は、他工法と比較した際に早期に設計強度を満足する地盤改良が施工できる、あるいは軟弱地盤が厚い場合でも改良体の許容変位量が比較的小さいといった特徴から、盛土のすべり防止や沈下防止、擁壁や護岸等の基礎、液状化防止など目的として幅広く用いられている。

これは、改良体の強度が短期間のうちに設計強度を満足するために、高い品質の安定性が確保できるからである。

現在の機械攪拌式の深層混合処理工法は、1960年代後半に運輸省港湾技術研究所が開発したDLM工法に始まり、以後、改良材としてセメントスラリーを用いるDJM工法が1970年代に、1970年代後半には粉粒体を直接噴射し原位置土と攪拌混合するDJM工法が開発され、施工機械の改良開発とともに実用が広がるとともに、大規模な工事にも多く使用されるようになってきた。

90年代半ば以降は、社会全体が公共事業のコスト縮減の風潮になっており、より効率的な改良体の配置、改良率、設計法を望むようになっており、官民間問わず深層混合処理工法の合理的な改良体の配置や改良率を低減方法を把握するための模型実験、さらに円弧すべり法、FEM解析手法等を用いた安定と変形に関する検討を行い、合理的な改良体配置位置の検討や、実際の変状を考慮した設計法の研究が実施されてきた。

しかし、改良地盤の評価方法ないし、設計への考え方が十分に確立できていないと考えられる。そのため、橋脚等の杭基礎の代用として広く利用されるまで至っていない。今後、品質管理管理方法の統一や実績データの蓄積を図るとともに、強度の評価に統計的手法を導入したら、構造設計に限界状態設計法を取り入れるなどの工夫をすることによって、橋梁基礎等への適用が拡大していくよう望まれている。

2. 深層混合処理工法に関する既往実験結果

深層混合処理工法の設計法は、杭式改良における複合地盤的設計手法とブロック式改良における構造物的設計法に大別される。杭式改良における複合地盤的設計手法を用いた場合に、設計手法に従い検討したのにも関わらず、構造物の安定・沈下挙動が実際値と予想量が異なる場合がある。

これは、他の地盤改良工法にも共通する単純化した地盤のモデル化の問題、設計に用いる土質定数の評価方法や妥当性等の問題がある。

ここでは、深層混合処理工法に関する既往の研究のうち、主に遠心力载荷模型実験装置を用いたものについての研究課題および実験の主旨、結果をまとめた。

2. 1 建設省土木研究所 材料施工部施工研究室²⁰⁾

昭和61年3月の報告書の内容は、石灰・セメントによる室内配合試験のデータをもとに混合処理

図土の強度発現に及ぼす要因を整理している。その結果、対象土の含水比、有機

物含有量、PHなどの要因が強度発現に大きく影響することが明らかとなっている。また、改良材の種類・混合量もまた重要なパラメータであることを確認した。これらの結果は、各種の軟弱土殿相互に相関があることがわかった。

次に、深層混合処理工法の改良効果に及ぼす改良形式（支持形式、改良位置、改良幅）に関する重力場での土槽実験、FEM数値解析の結果を述べている。

その結果、着底形式とフローティング形式とでは変形挙動が大きく異なり、着底形式の方が沈下低減効果が著しいが、フローティング形式においても上載荷重の小さい段階ではかなりの改良効果があることが判明した。また、改良幅の影響に関しては、改良幅を広くするに伴い沈下、側方移動量の低減を顕著に図ることができるとともに、沈下度量の等のパラメータを整理することにより、改良幅の影響を数値解析によっても整理することができた。一方、改良位置に関する土槽実験、数値解析の結果、通常採用されている『のり尻改良』は、沈下軽減、変形抑止の観点からは必ずしも良好とは言えず、不同沈下が許容できる範囲で改良部分を盛土中央へ配置した方が効果的であることが明らかとなっている。

case	1	2	3	4	5	6	7
支持形式	着底型	フローティング	フローティング	フローティング	着底型	着底型	着底型
改良率	—	15(5)	15(5)	15(5)	15(5)	15(5)	15(5)
改良体厚	—	20cm	20cm	20cm	25cm	25cm	25cm
軟弱地層厚	35cm	35cm	35cm	35cm	35cm	35cm	35cm
改良幅(B)	—	12cm	21cm	30cm	12cm	21cm	12cm
盛土厚	80cm	80cm	80cm	80cm	80cm	80cm	80cm
改良型式							

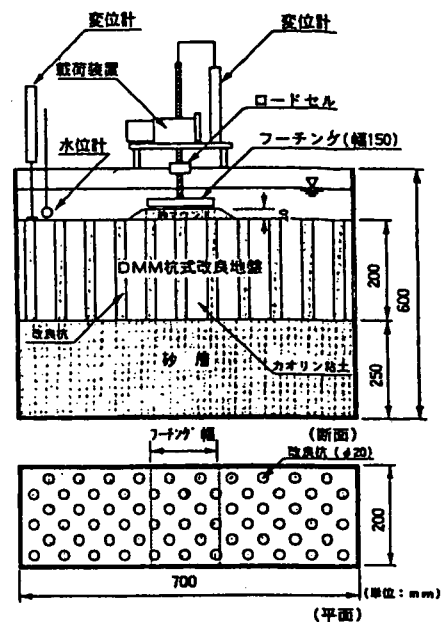
図：重力場での実験ケース

2. 2 運輸省港湾技術研究所土質部¹⁴⁾

北詰らは、港湾構造物の地盤処理を対象とした遠心模型実験を行っている。

波力や地震による大きな水平力が作用する港湾構造物への地盤処理として、深層混合処理工法による杭式改良の適用が少ないが、処理土の体積が小さい杭式改良のニーズが高まっているためである。そこで、ケーソンと基礎地盤を比較的低い改良率で、広範囲に改良された杭式改良の模型地盤を作成後、遠心模型実験によって支持力特性を把握し、円弧すべり（修正フェレニウス法）計算による安定検討を行っている。結果は次の通りである。

- ・ 杭式改良土の破壊は、杭の場所によってせん断破壊と曲げ破壊の2つのモードが存在する。
- ・ 改良地盤の支持力を推定するためには、外力条件のみでなく各杭の破壊モードを考慮することが重要である。



図：模型地盤概略図

2. 3 労働省産業安全研究所^{16), 17)}

ここでは、軟弱地盤上における盛土施工時のすべり破壊や大変形を抑止するために、改良体の配置位置、改良率等を変えたパターンでの遠心模型実験を行っている。

特に改良体の設置位置に着目し、その結果について次のような見解を述べている。

- ・ のり肩改良では、改良体は盛土荷重の影響から圧縮力が支配的となるためせん断に抵抗でき、また、盛土荷重の一部を支持層まで伝えたため粘土地盤は大変形を生じなかったのではないかと考えられる。

- ・ のり尻改良では、改良体挿入時による地盤の乱れの影響と、改良体に盛土による圧縮力が発生しないことからせん断に抵抗できなかったため、改良効果が発揮されなかったのではないかと推測される。

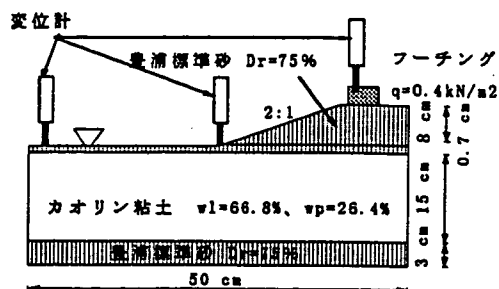
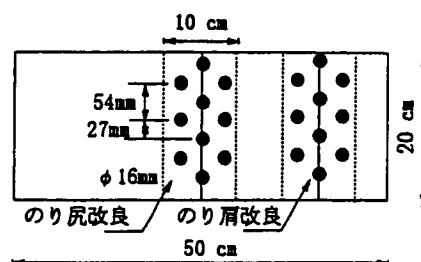


図1 模型地盤と計測概要



図： 改良体配置位置

2. 4 竹中技術研究所^{2), 3), 4), 5)}

竹中土木研究所では、堅固な砂地盤に支持された着底型の壁状深層混合処理改良地盤の設計手法に関し、護岸およびその周辺地盤のモデルを作成し遠心力载荷実験装置を用いた実験を実施している。

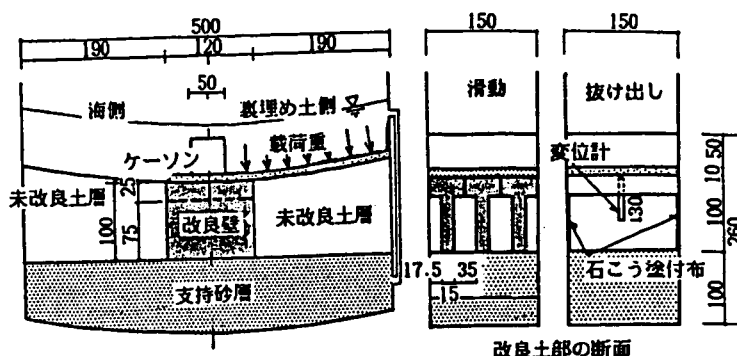
当初は改良壁の滑動破壊、抜け出し破壊に対する改良地盤周辺未改良土の変形・破壊の 패턴の検討および実験結果における現行の設計計算手法との対比である。

その後、モデル化した護岸背面における背面土砂の急速载荷による改良地盤側面の水平外力および改良地盤底面反力値（実測値）と、設計計算手法との対応性について評価した。

この実験は2ヶ年の間に実験土槽、計測項目、载荷手段に改良が加えられた遠心载荷実験が行われていた。

ケーソン護岸が設置された着底型壁状改良地盤の実験結果より次のことが明らかになった。

- ・ 改良地盤の変位がなければ海側側面水平外力は静止土圧分布状態となる。
- ・ ケーソン背面土圧分布は改良地盤、ケーソンの変位が見られないにも関わらず主働土圧に近い分布になる。
- ・ 改良地盤底面反力は応力集中による補正を行うと計算値は実測値に近い分布となる。



図：モデル改良地盤の形状

3. 深層混合処理工法試験施工例

3. 1 一般国道 116 号新潟西バイパス工事 (19), (22), (23), (24)

新潟西バイパスは、新潟県西部や一般国道 116 号沿線市町村と北陸自動車道、一般国道 8 号新潟バイパスを連絡する総延長約 9km の自動車専用道路である。

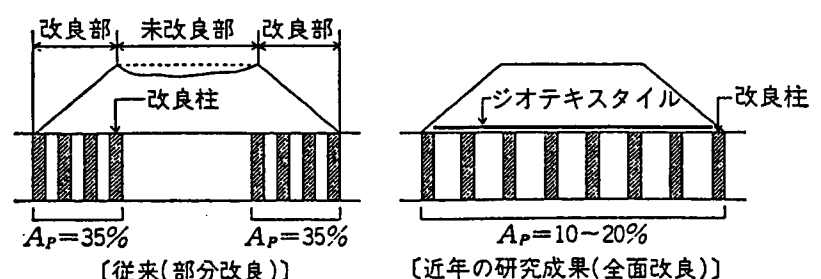
本バイパスのルート沿線には、旧来、信濃川の氾濫に曝されていたところであり、軟弱な地盤条件を克服しなければならない地域が多く存在する。

地盤条件、盛土の規模、工事区間、工期等を勘案し、最も経済的な対策工は段階盛土工法（プレローディング工法）であるが、路面の残留沈下、周辺地盤の変状についてほとんどの工区で設計許容値を越えることからが予想されたため、段階盛土工法＋サーチャージ工法を基本とした。

しかし、サーチャージ工法でも盛土の安定が確保できない箇所については、軟弱地盤対策工が実施された。軟弱地盤対策工は 5 ケース設定されたが信頼性、施工管理、経済性の面から比較検討した結果、深層混合処理工法が採用されることとなった。

深層混合処理工法については、従来、盛土のり肩からのり尻部にかけて改良率 35% 以上の配列で改良し、盛土の安定および周辺地盤の変状対策を行ってきた。

しかし、このような改良の場合には未改良部が沈下し改良部との境にクラックが生じる等の問題がある。



図： 深層混合処理工法による改良手法の比較

近年の研究成果によれば、高コラム強度のものを盛土敷前面に低改良率（10～20% 程度）で打設することにより本体部の沈下対策および周辺地盤対策が室内試験で確認されている。そのため、本バイパスにおいても、高強度のコラムを盛土敷幅全面に低改良で打設することとした。

設計にあたっての基本条件は次のように設定した。

- ・ 改良範囲は本体盛土のり尻まで全面改良する。
- ・ 改良率は 15% を基本とした。
- ・ コラム強度は 10kgf/cm^2 を上限とし、これを越えるコラム強度が必要な場合は、コラム強度 10kgf/cm^2 に固定し、改良率をあげた。

また、改良柱のピッチが広くなることから改良柱の安定性に問題が残る。

その解決策としてジオテキスタイルを敷設し上載荷重を均等載荷条件に近づける方法が考えられるが、深層混合処理工法とジオテキスタイルの併用については設計方法が確認されていない。以上のことから、

- ・ 高コラム強度、低改良率で打設する工法の妥当性の検証
- ・ 深層混合処理工法とジオテキスタイルを併用する工法の有効性の検証

を目的に試験盛土を実施した。

結果、沈下量、コラムの側方移動量、周辺地盤への影響等に大きな変状は見られず、全国でも初めての高コラム強度・低改良率（15%）の改良で安全にしかも急速施工（30cm/day）で施工することができた。

3. 2 タイ王国バンコク市内バイパス工事¹⁸⁾

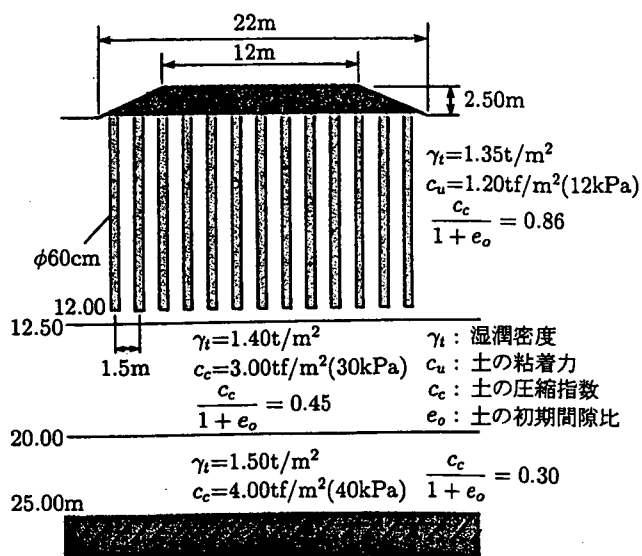
タイ中央部には広大な軟弱地盤地帯が分布しているが、そこに都市間高速道路の新設や既設道路の改築・拡幅工事等において、バーチカルドレーンと深層混合処理工法の2つの地盤改良工法が採用されている。

このプロジェクトの成果の一つとして、比較的経済的な低改良率の深層混合処理工法の提案ができたことである。

日本では改良率を50%以上とするブロック式改良が通常よく用いられているが、試験施工として低改良率（面積率約14%）の深層混合処理による杭式改良である。図に示すように、直径60cmのコラムを1.5m間隔で打設した。

改良の主な目的は沈下抑制であるが、基礎地盤のすべり破壊の防止効果も期待できる。

日本でも既に幾つかの事例があるために、両国のデータから良好な検証結果を得られたので、本工法の設計・施工マニュアルへ反映されるよう、ローコストテクノロジー（低コスト技術）の一つとして提案を行った。



低改良率セメントコラム適用例

4. 遠心力載荷模型実験

4. 1 遠心力載荷模型実験の概要と方法

4. 1. 1 目的

昭和63年度から遠心模型実験装置を用いて、深層混合処理工法による側方流動抑止効果に関する研究を行ってきた。

ここでは、平成元年度（その1）、平成元年度（その2）、平成4年度、平成5年度、平成6年度に行われた研究結果についてとりまとめる。

各年度毎の目的は表4. 1に示すとおりである。

表4. 1（1） 各年度毎の研究目的

年度	研 究 目 的
平成元年度 （その1）	・地盤の作成方法、地盤の強度管理・載荷方法などを再検討し、実物の初期状態の忠実なモデル化及び載荷による応力変化の再現を行なう。 - 特にここでは、遠心力載荷実験に用いる模型軟弱地盤の強度管理のため、地盤の強度に関与している含水量の測定およびベーンせん断試験を行う。
平成元年度 （その2）	・小型土槽を用いて、杭式改良部に水平力が作用した場合の変形・破壊挙動を実験により明らかにする。 ・実験より得られた結果をもとに、現行の設計法の適用性について考察する。 ・側方流動抑止効果に影響を及ぼす要因の調査を行なう。 ・簡便な地盤反力係数法により解析する方法を提案し、2次元FEM弾性解析と比較検討することにより、その推定法としての適用の妥当性を考察する。
平成4年度	・改良形式が杭式改良で、柱体の支持条件（固定、着底、フローティング）および改良幅、改良位置を変えた場合の遠心力載荷模型実験を実施し、側方流動現象の傾向を把握する。 ・地盤反力係数法を用いた解析手法の実用性の向上をはかる。

表4. 1 (2) 各年度毎の研究目的

年度	研 究 目 的
平成5年度	・ 改良形式が杭式改良における以下の項目についての遠心力載荷模型実験を実施し、側方流動現象の傾向を把握する。 ①改良列数（1、3、5列）の比較 ②改良位置（法先、法下）の比較 ③盛土荷重形状（等分布、台形分布）の比較 ④改良体配置形状（正方、千鳥配置）の比較 ⑤改良率の比較 ⑥改良体長、支持形式（着底、浮型）の比較 ⑦改良体間隔の比較 ⑧盛土幅の比較 ⑨改良体の周面摩擦（グリス塗布）の比較 ・ 地盤反力係数法を用いた改良体の変位予測解析を行い、遠心載荷模型実験から得られた改良体変位量との比較検討を行う。
平成6年度	・ 改良体の間からの地盤の抜け出しの発生を抑止し、実施工の適用対象と考えられる配置形状（高改良率、千鳥配置）を標準配置として、杭式改良における以下の項目についての遠心力載荷模型実験を実施し、側方流動現象の傾向を把握する。 ①地盤強度の比較 ②改良率の比較 ③改良列間隔・改良列数（3、4列）の比較 ④改良位置（法先、法下）の比較 ⑤改良体物性（真鍮、プラスチック、充実体）の比較 ⑥載荷間隔（引き込み沈下の防止効果）の比較 ⑦改良体連続性の比較 ・ 適合性が高く汎用性を有した簡易的な改良体変位量の予測方法及び盛土による周辺地盤の変状（水平、沈下）の防止工法としての設計方法の提案を行なう。

4. 1. 2 実験の手順

各年度に行った実験手順のフローチャートについて示す。

(1) 平成元年度 (その1)

実験手順のフローチャートを図4. 1に示す。

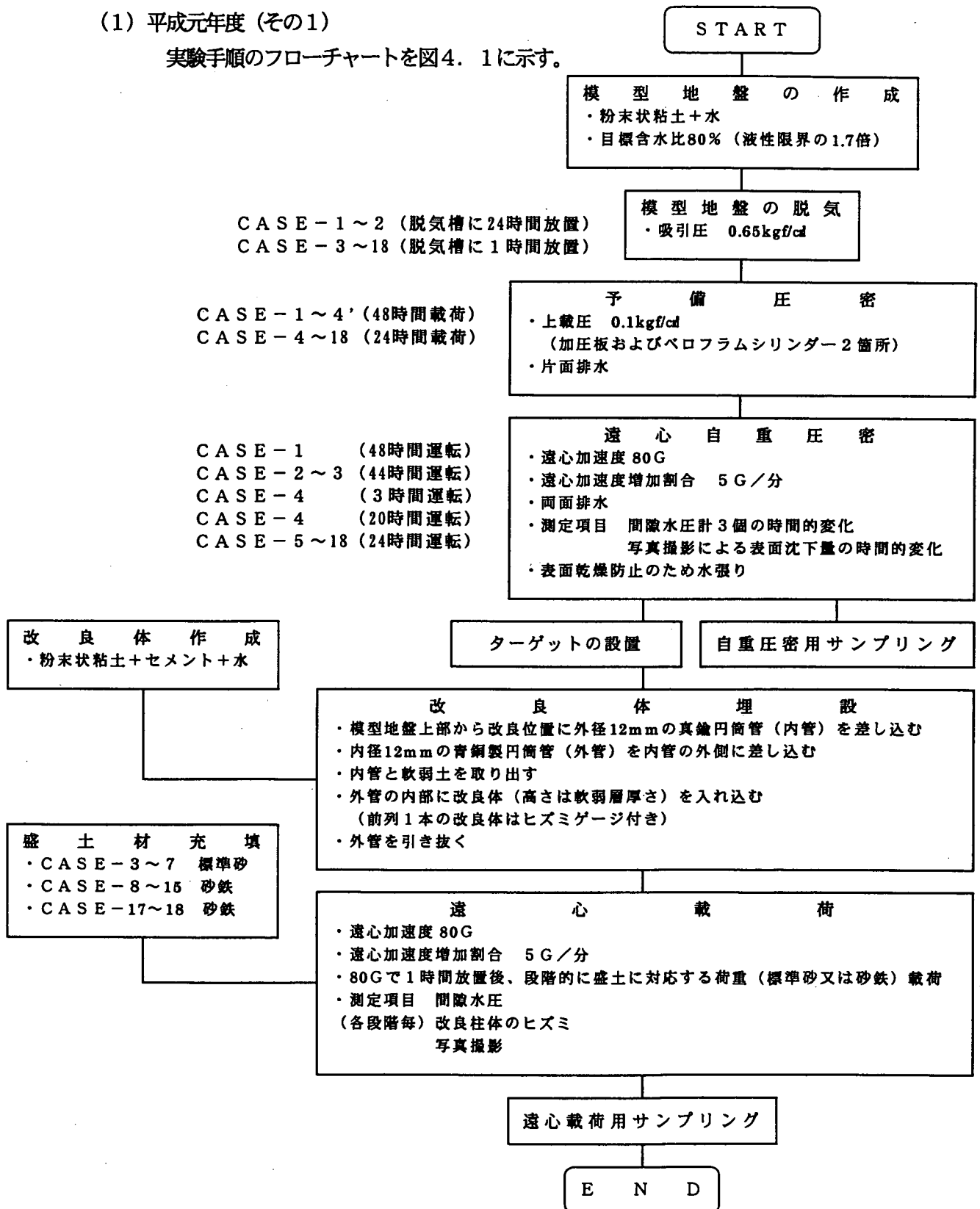


図-4. 1 実験手順のフローチャート (平成元年度 その1)

(2) 平成元年度 (その2)

実験手順のフローチャートを図4. 2に示す。

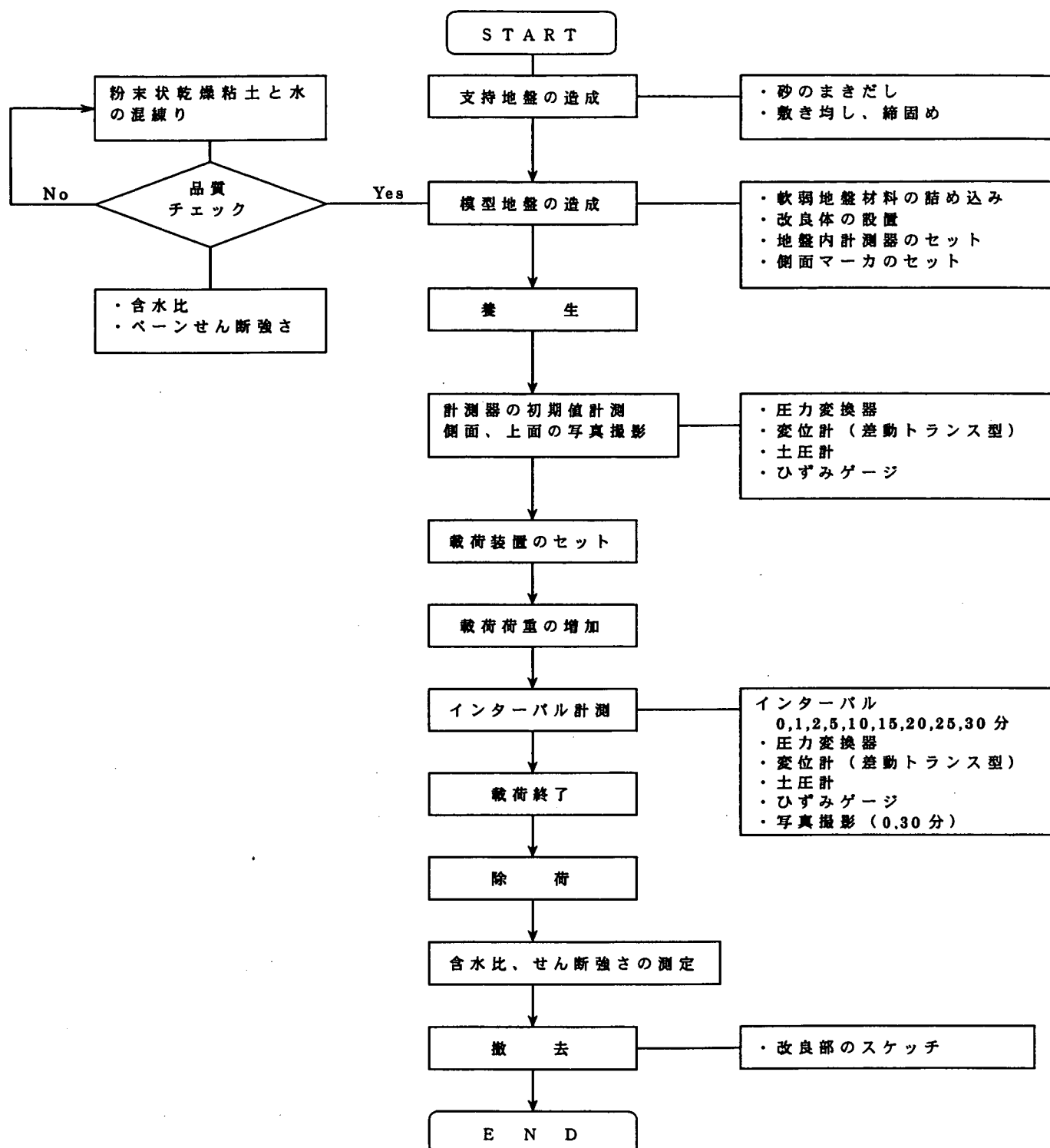


図4. 2 実験手順のフローチャート (平成元年度 その2)

(3) 平成4年度

実験手順のフローチャートを図4. 3に示す。

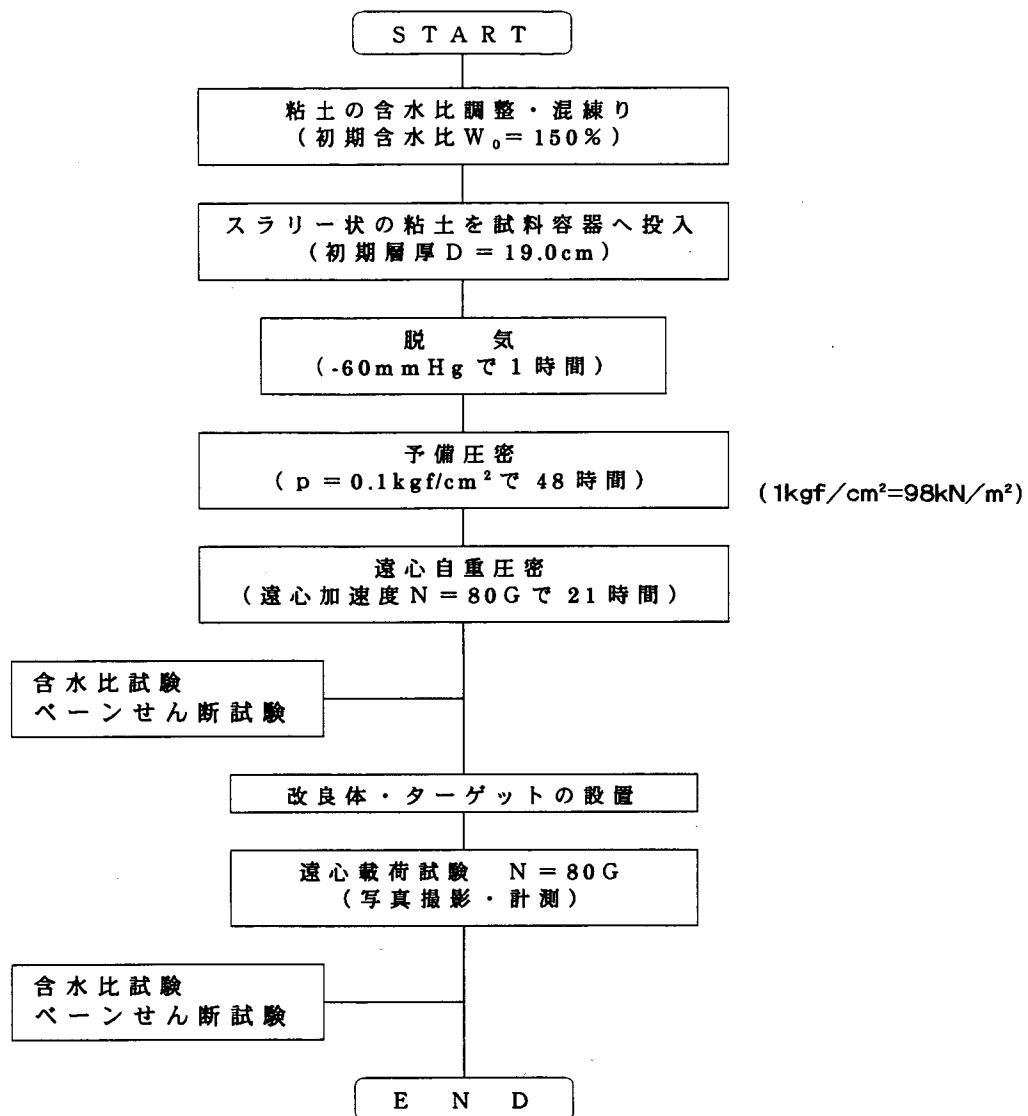
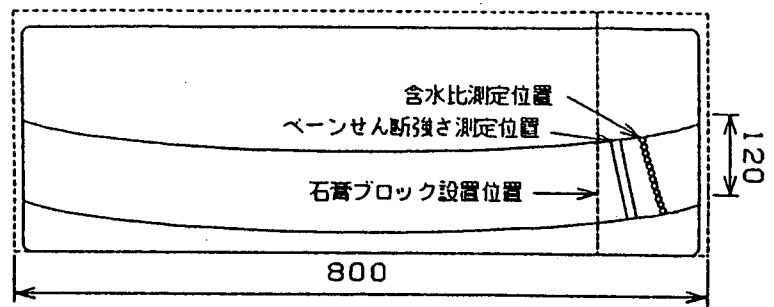


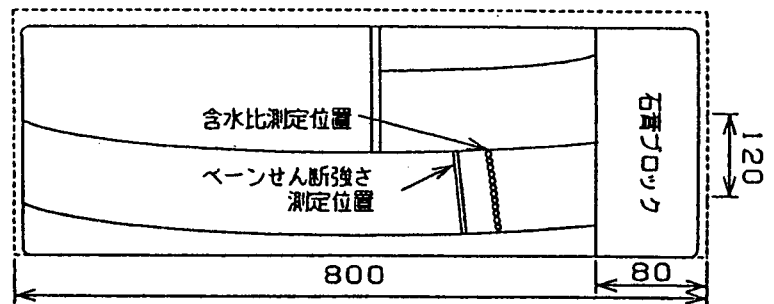
図4. 3 実験手順のフローチャート (平成4年度)

遠心自重圧密終了後、図4. 4に示す位置で軟弱地盤のベーンせん断強さと含水比の分布を測定した。



自重圧密終了後

(単位:cm)



遠心載荷試験後

(単位:cm)

図4. 4 サンプルング位置 (平成4年度)

(4) 平成5年度

実験手順のフローチャートを図4. 5に示す。

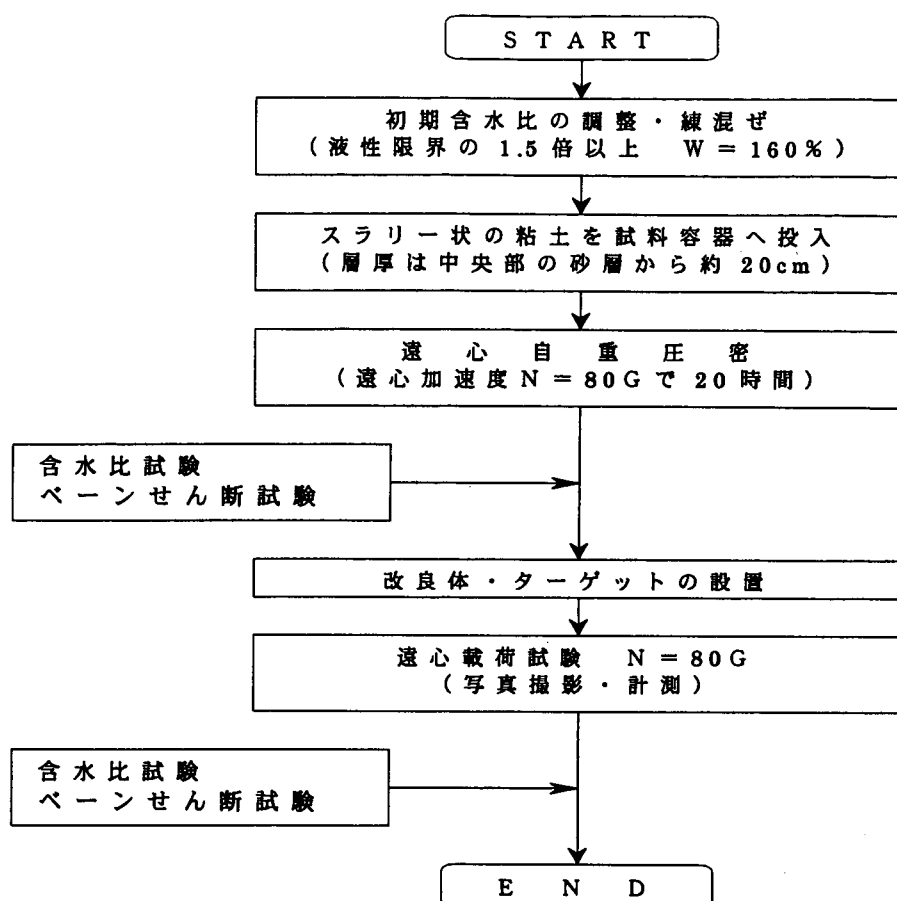
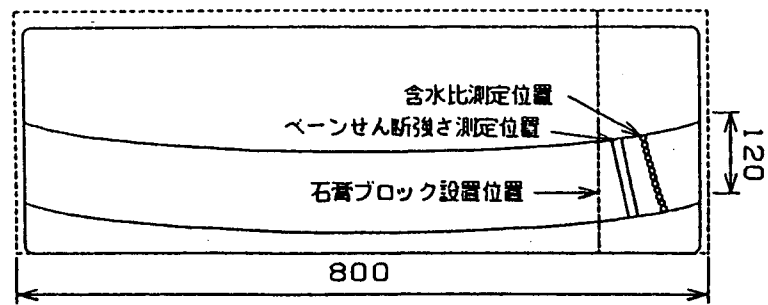


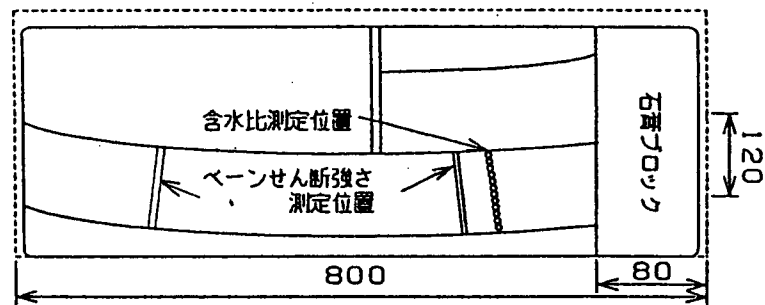
図4. 5 実験手順のフローチャート (平成5年度)

遠心自重圧密終了後、図4. 6に示す位置で軟弱地盤のベーンせん断強さと含水比の分布を測定した。



自重圧密終了後

(単位:cm)



遠心载荷試験後

(単位:cm)

図4. 6 サンプルング位置 (平成5年度)

(5) 平成6年度

実験手順のフローチャートを図4. 7に示す。

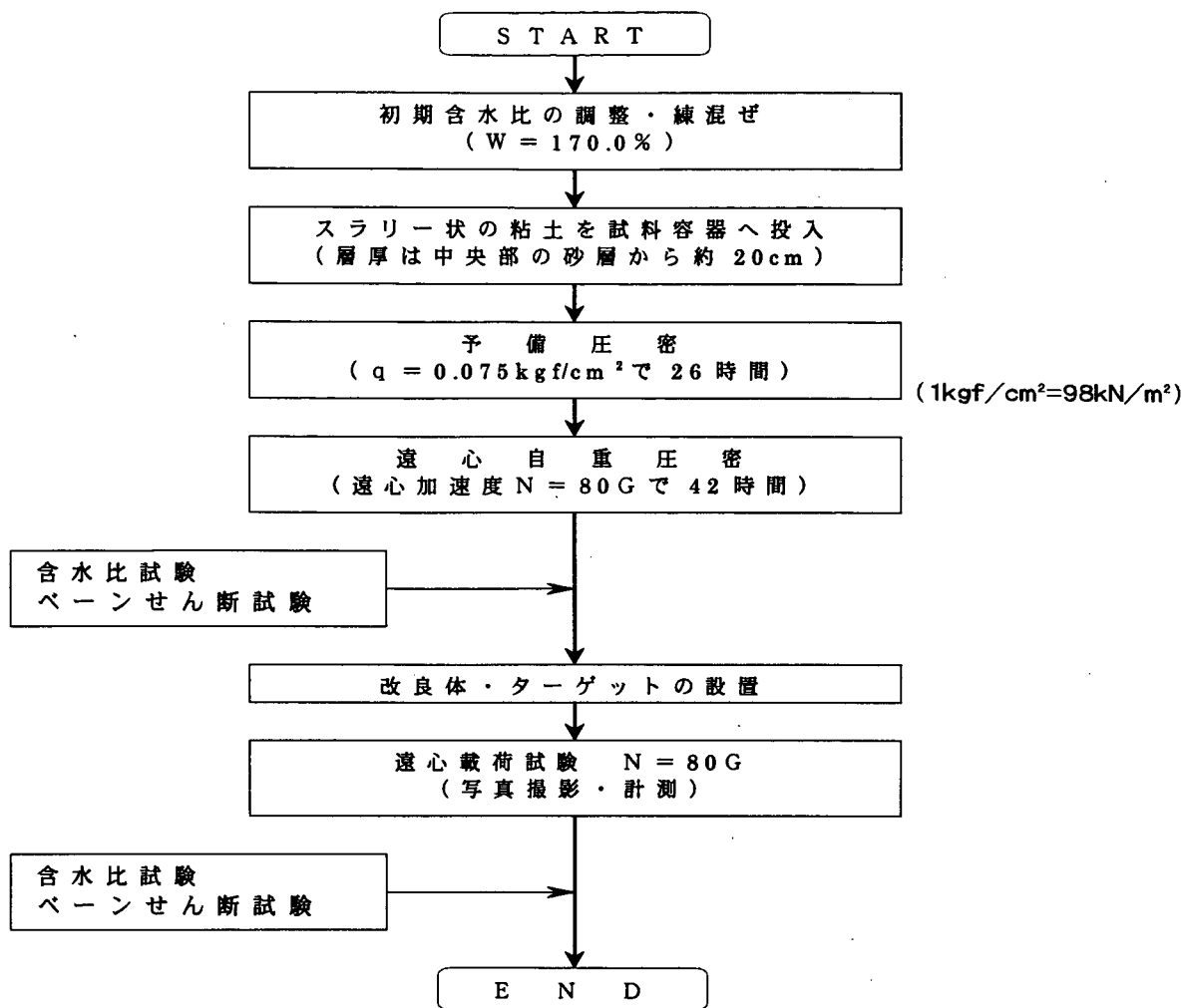


図4. 7 実験手順のフローチャート (平成6年度)

遠心自重圧密終了後、図4. 8に示す位置で軟弱地盤のベーンせん断強さと含水比の分布を測定した。

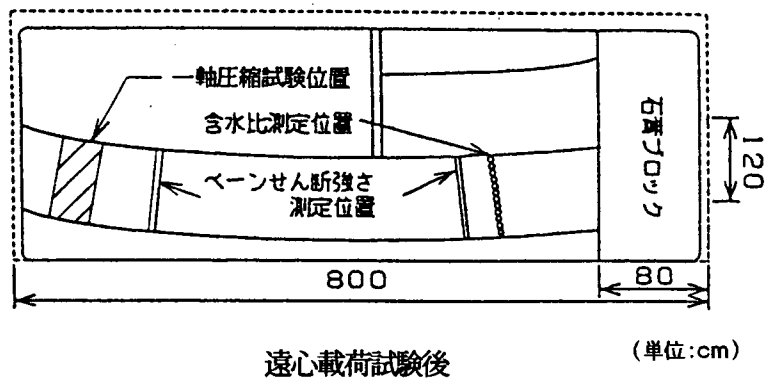
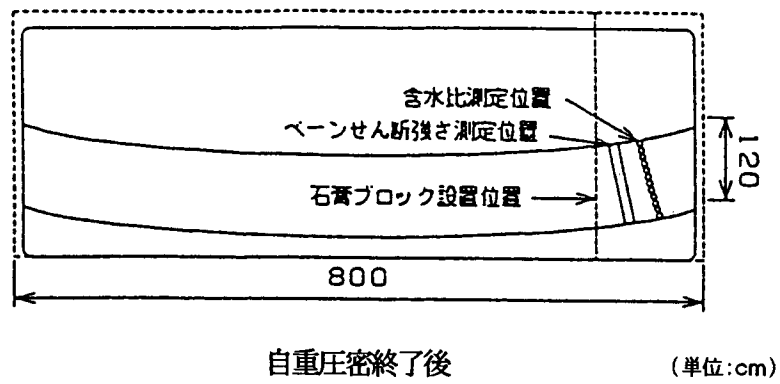


図4. 8 サンプルング位置 (平成6年度)

4. 1. 3 実験に使用した試料および材料

各年度の実験に際して、軟弱地盤作成に使用した試料の特性ならびに改良体の特性について示す。

(1) 平成元年度（その1）

実験には、粉末状の粘土を軟弱地盤の試料として使用した。

この試料の物性値を表4. 2に示す。

表4. 2 軟弱地盤の物性値（平成元年度 その1）

密 度 ρ_s		2.72g/cm ³
液性限界 W_L		45.7%
塑性指数 I_P		27.5
粒 度 分 布	砂 分	19.7%
	シルト分	70.2%
	粘 土 分	7.1%
	コロイド分	3.1%

(2) 平成元年度 (その2)

①軟弱地盤

実験には、粉末状の乾燥粘土を軟弱地盤の試料として使用した。

この試料の物性値を表4. 3に示す。

表4. 3 軟弱地盤の物性値 (平成元年度 その2)

密 度 ρ_s		2.635g/cm ³
液性限界 W_L		52.1%
塑性指数 I_P		23.8
粒 度 分 布	砂 分	19.9%
	シルト分	25.1%
	粘 土 分	55.0%
	コロイド分	—

②改良体

改良体はモルタルで作成した。その諸元を表4. 4に示す。

表4. 4 改良体の諸元 (平成元年度 その2)

CASE	形状・寸法	配合比 セメント：水：乾燥土	湿潤密度 (g/cm ³)	一軸圧縮強度 (kgf/cm ²)	変形係数 E_{50} (kgf/cm ²)
3~16, 20	φ3×45cm	72:170:140	1.557	13.2	2500
17	同上	353:510:432	1.653	38.7	7300
18	同上	470:410:346	1.766	171.0	24000
19	13.5×33×45	72:170:140	1.557	13.2	2500

(1kgf/cm²=98kN/m²)

③支持砂層

豊浦標準砂を水で飽和させた状態で使用した。

④緩衝用砂層

豊浦標準砂を気乾状態で使用した。

(3) 平成4年度

①軟弱地盤

実験には、土木研究所内で採取した粘土を軟弱地盤の試料として使用した。

この試料の粒径加積曲線を図4. 9、物性値を表4. 5に示す。

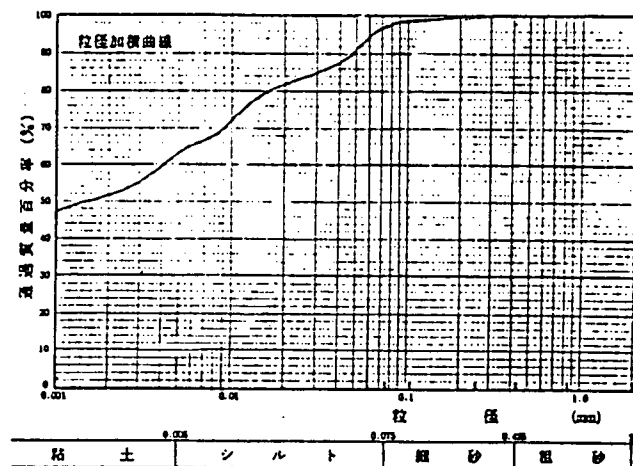


図4. 9 粒径加積曲線 (平成4年度)

表4. 5 軟弱地盤の物性値 (平成4年度)

密度	ρ_s	2.784g/cm ³
液性限界	W_L	106.3%
塑性指数	I_P	52.1
粒度分布	砂分	2.9%
	シルト分	34.1%
	粘土分	63.0%
	コロイド分	47.0%

②改良体

改良体模型の強度に差が現れないように、市販の真鍮製のパイプを改良体として実験に使用した。

形状 直径 $\phi=12.0\text{mm}$

肉厚 $t=0.8\text{mm}$

長さ 支持形式 固定 $L=12.5\text{cm}+0.5\text{cm}$ 継ぎ足し

支持形式 着底 $L=12.5\text{cm}$

支持形式 フォーミング $L=8.0\text{cm}$

弾性係数 $E=1.026 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ ($1\text{kgf/cm}^2=98\text{kN/m}^2$)

(4) 平成5年度

①軟弱地盤

実験には、土木研究所内で採取した粘土を軟弱地盤の試料として使用した。

この試料の粒径加積曲線を図4. 10、物性値を表4. 6に示す。

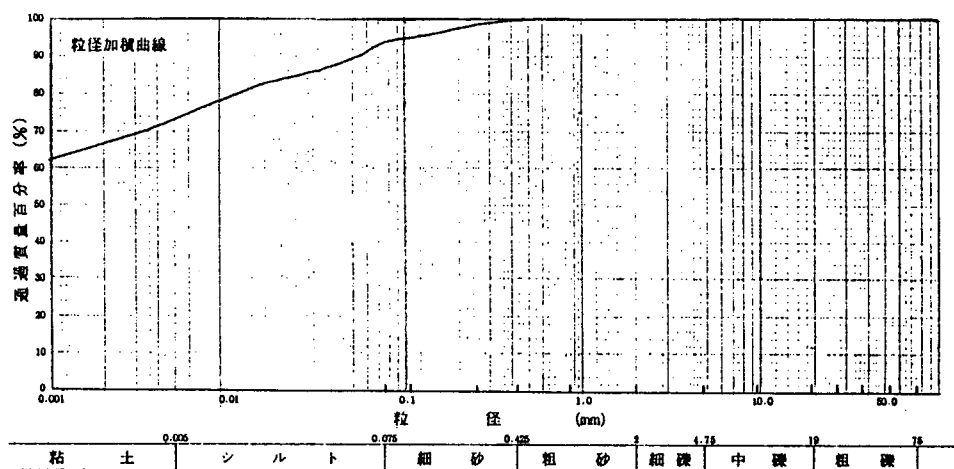


図4. 10 粒径加積曲線 (平成5年度)

表4. 6 軟弱地盤の物性値 (平成5年度)

密度 ρ_s		2.595g/cm ³
液性限界 W_L		87.9%
塑性指数 I_P		45.4
粒度分布	砂分	6.6%
	シルト分	20.6%
	粘土分	72.8%
	コロイド分	63.0%

②改良体

改良体模型の強度に差が現れないように、市販の真鍮製のパイプを改良体として実験に使用した。

形状 直径 $\phi=12.0\text{mm}$

肉厚 $t=0.8\text{mm}$

長さ 支持形式 着底 $L=12.5\text{cm}$

支持形式 浮型 $L=10.0\text{cm}, 7.5\text{cm}, 5.0\text{cm}$

弾性係数 $E=1.026 \times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ ($1\text{kgf/cm}^2=98\text{kN/m}^2$)

(5) 平成6年度

①軟弱地盤

実験には、有明粘性土を軟弱地盤の試料として使用した。この試料の粒径加積曲線を図4.11に、物性値を表4.7に示す。

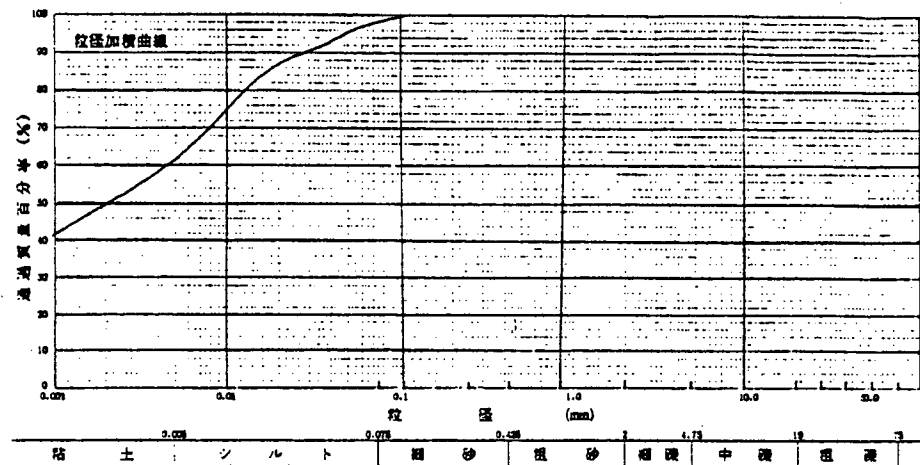


図4.11 粒径加積曲線 (平成6年度)

表4.7 軟弱地盤の物性値 (平成6年度)

密度 ρ_s		2.539g/cm ³
液性限界 W_L		104.1%
塑性指数 I_P		60.2
粒 度 分 布	砂 分	1.7%
	シルト分	36.8%
	粘土分	61.5%
	コロイド分	41.8%

②改良体

改良体には次の4種類を実験に使用した。

- ・改良体模型の強度差がなく、載荷最終段階までデータ計測が可能な市販の真鍮製パイプを使用した。
- ・真鍮に比べ剛性が低くある程度の変形が発生するプラスチックを使用し、真鍮の計測値との比較を行った。プラスチックの表面は、周面摩擦を高めるためサンドペーパーにより処理した。
- ・石膏：水：クレイサンド (280:200:20) を混合した充実体 ($q_u=18\text{kgf/cm}^2$) を使用した。
($1\text{kgf/cm}^2=98\text{kN/m}^2$)
- ・あらかじめひび割れを発生させた充実体 (4分割) を使用し、改良体の健全性が損なわれても地盤の変形に対する抑止効果が期待できるかを確認した。

各改良体の諸元を表4. 8 に示す。

表4. 8 改良体諸元 (平成6年度)

種別	直 径 φ (mm)	肉 厚 t (mm)	長 さ H (mm)	断面積 A (cm ²)	断面係数 Z (cm ³)	弾性係数 E (kgf/cm ²)
① 真 鍮	12.0	0.8	125.0	0.2815	0.0739	1.026×10 ⁶
② フラスチック		2.0		0.6283	0.1361	2.3×10 ⁴
③充実体 (一体)		—		1.1310	0.1696	600
④充実体 (分割)						

(1kgf/cm²=98kN/m²)

4. 1. 4 実験の種類

各年度毎に行なわれた実験条件および改良体配置位置は次のとおりである。

(1) 平成元年度（その1）

平成元年度（その1）に実施した実験は、表4. 9に示すとおり、脱気時間、予備圧密時間、自重圧密時間を変えて行う。

表4. 9 実験条件（平成元年度 その1）

CASE	柱体配列	脱気 (時間)	予備圧密 0. 1kgf/cm ² (時間)	自重圧密 (時間)
1	自重圧密	2 4 H	4 8 H	4 8 H
2	自重圧密	2 4 H	4 8 H	4 4 H
3	無処理	1 H	4 8 H	4 4 H
4'	自重圧密	1 H	4 8 H	3 H
4	無処理	1 H	2 4 H	2 0 H
5	I - 0	1 H	2 4 H	2 4 H
6	チドリ 3 2	1 H	2 4 H	2 4 H
7	II - 0	1 H	2 4 H	2 4 H
8	I - 8	1 H	2 4 H	2 4 H
9	II - 4	1 H	2 4 H	2 4 H
1 0	I - 4 - I	1 H	2 4 H	2 4 H
1 1	II - 8	1 H	2 4 H	2 4 H
1 2	II - 2	1 H	2 4 H	2 4 H
1 3	II - 6	1 H	2 4 H	2 4 H
1 4	II - 0	1 H	2 4 H	2 4 H
1 5	チドリ 2 3	1 H	2 4 H	2 4 H
1 6	自重圧密	1 H	2 4 H	2 4 H
1 7	無処理	1 H	2 4 H	2 4 H
1 8	II - 6	1 H	2 4 H	2 4 H

(1kgf/cm²=98kN/m²)

(2) 平成元年度（その2）

平成元年度（その2）に実施した実験は、表4. 10に示すとおり、改良体の配置形式を杭式、格子式、ブロック式の3種類として行う。

なお、CASE-1、CASE-2は、それぞれ固定壁に作用する側方流動圧と無処理地盤の変形を測定する目的でおこなった予備実験である。

また表中の目的欄の番号は、下記に示す実験目的の番号に対応するものであり、備考欄中のⅠは改良部载荷側端を軸として考えた改良部の断面2次モーメントである。

[実験目的]

- ①杭式改良地盤に盛土等による偏載荷重が作用する場合の改良地盤の変形・破壊挙動を明らかにする。
- ②数値解析に必要な境界条件データを得る。
- ③側方流動抑止効果に影響を及ぼす要因を把握するとともに、これまでの研究で明らかとなった「格子式配置が水平力に対する抵抗性が高い」という調査結果を数値的に裏付ける。

なお、荷重形式は等分布である。

改良体配置位置を図4. 12に示す。

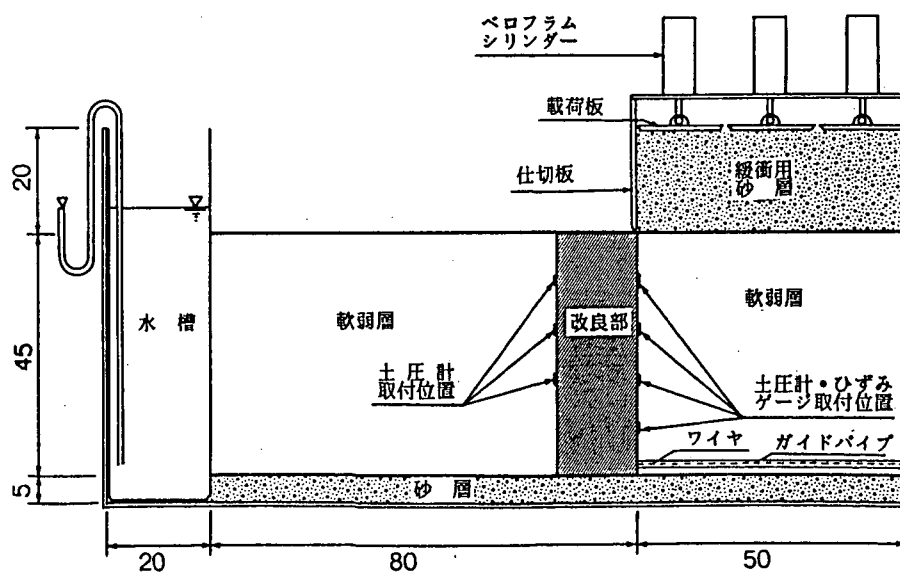


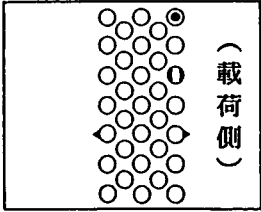
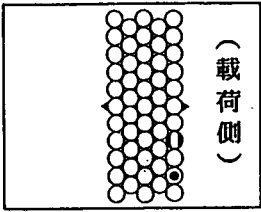
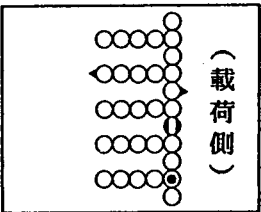
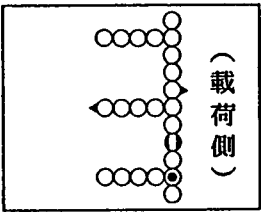
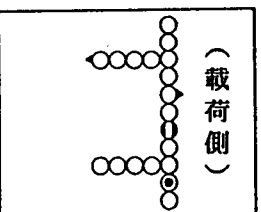
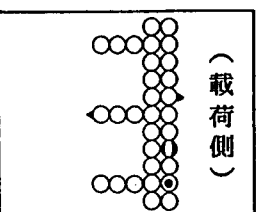
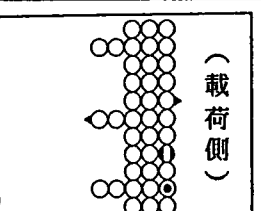
図4. 12 改良体配置位置（側面）（平成元年度 その2）（単位:cm）

表4. 10 (1) 実験条件 (平成元年度 その2)

CASE	改良柱体配置	呼び名	柱体本数	目的	備考
1		固定壁	—	予備	
2		無処理	—	予備	
3		1列正方形	1 1	①②③	$I = 220\text{cm}^4$
4		5列正方形	5 5	① ③	$I = 29090\text{cm}^4$
6		3列正方形	3 3	① ③	$I = 6250\text{cm}^4$
7		2列正方形	2 2	① ③	$I = 1840\text{cm}^4$
8		4列正方形	4 4	① ③	$I = 14870\text{cm}^4$

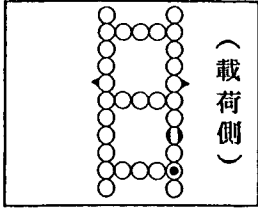
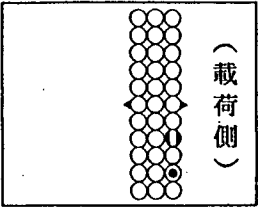
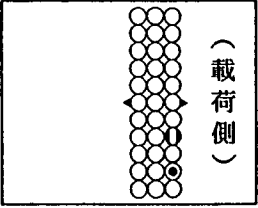
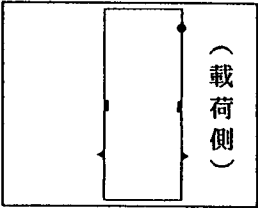
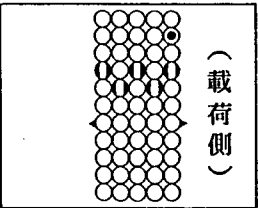
▲ 土圧計 ■ ひずみゲージ ● 変位測定用柱体

表4. 10 (2) 実験条件 (平成元年度 その2)

CASE	改良柱体配置	呼び名	柱体本数	目的	備考
9		千鳥	3 3	①②③	$I = 17580\text{cm}^4$
10		5列三角形	5 3	① ③	$I = 22150\text{cm}^4$
11		前1尾5	3 1	① ③	$I = 13340\text{cm}^4$
12		前1尾3	2 3	① ③	$I = 8120\text{cm}^4$
13		前1尾2	1 8	① ③	$I = 5520\text{cm}^4$
14		前2尾3	3 1	① ③	$I = 9290\text{cm}^4$
15		前3尾3	3 9	① ③	$I = 12500\text{cm}^4$

▲ 土圧計 ■ ひずみゲージ ● 変位測定用柱体

表4. 10 (3) 実験条件 (平成元年度 その2)

CASE	改良柱体配置	呼び名	柱体本数	目的	備考
16	 (載荷側)	格子型	31	① ③	$I = 18450\text{cm}^4$
17	 (載荷側)	3列正方形 強度2	33	③	$E_{50} = 7300\text{kgf/cm}^2$ $I = 6250\text{cm}^4$
18	 (載荷側)	3列正方形 強度3	33	③	$E_{50} = 24000\text{kgf/cm}^2$ $I = 6250\text{cm}^4$
19	 (載荷側)	ブロック	—	①②③	$I = 27060\text{cm}^4$
20	 (載荷側)	5列正方形 歪分布	55	① ③	$I = 29090\text{cm}^4$

▲ 土圧計 ■ ひずみゲージ ● 変位測定用柱体

($1\text{kgf/cm}^2 = 98\text{kN/m}^2$)

(3)平成4年度

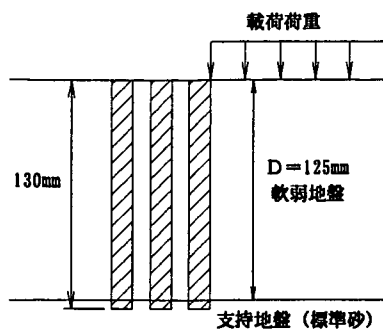
平成4年度に実施した実験は、表4. 11に示すとおり、改良位置、改良体支持形式、改良率、改良列数、改良幅、改良列間隔、改良体長を変えて行う。

なお、配置形状は正方配置で、荷重形状は等分布である。改良体配置位置を図4. 13, 4. 14に示す。

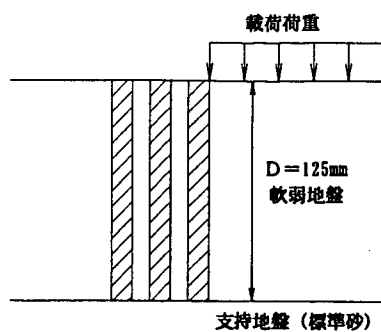
表4. 11 実験条件 (平成4年度)

CASE	改良位置	改良体支持形式	改良率 ap (%)	改良列数	改良幅 B (mm)	改良列間隔 t (mm)	改良体長 (cm)	備 考
1	法先	—	—	—	—	—	—	無処理
2	法先	—	—	—	—	—	—	固定壁
3	法先	固 定	—	1	12	—	13.0	
4	法先	固 定	23.4	2	34	22	13.0	
5	法先	固 定	23.4	3	56	22	13.0	
6	法先	固 定	23.4	5	100	22	13.0	
7	法先	着 底	—	1	12	—	12.5	
8	法先	着 底	23.4	3	56	22	12.5	
9	法先	70-テイング	—	1	12	—	8.0	
10	法先	70-テイング	23.4	3	56	22	8.0	
11	法先	固 定	19.0	3	66	27	13.0	
12	法先	固 定	16.1	3	76	32	13.0	
13	法下	着 底	—	1	12	—	12.5	
14	法下	着 底	23.4	3	56	22	12.5	

(a) 固定



(b) 着底



(c) フローティング

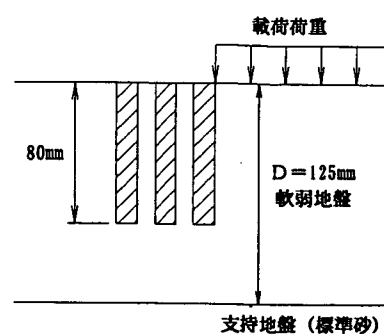
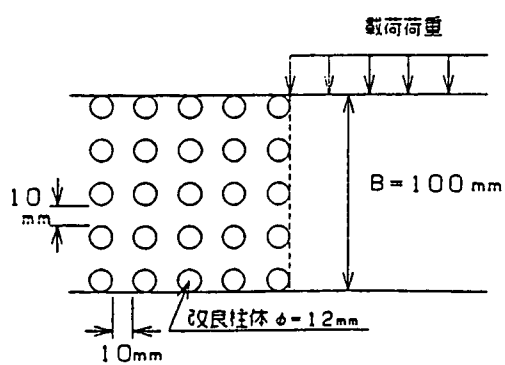


図4.13 改良体配置位置 (側面) (平成4年度)

(a) 法先改良



(b) 法下改良

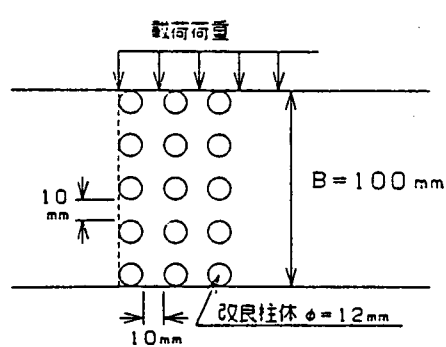


図4.14 改良体配置位置 (平面 単位:mm) (平成4年度)

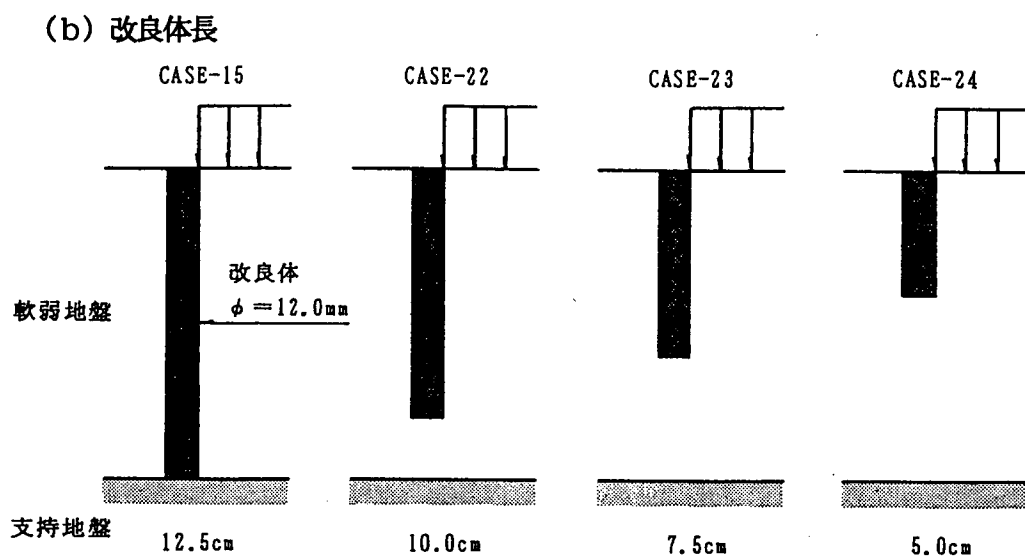
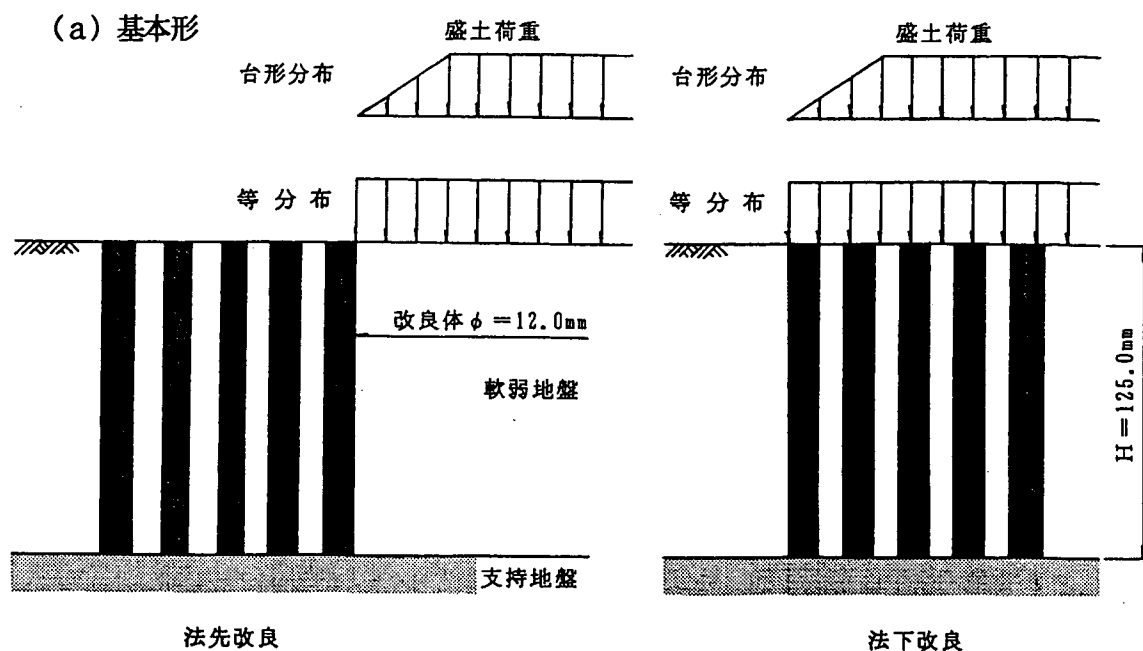
(4)平成5年度

平成5年度に実施した実験は、表4. 12に示すとおり、改良位置、改良率、改良列数、配置形状、荷重形状、改良列間隔、改良体長、盛土荷重幅、周面摩擦を変えて行う。

改良体配置位置、改良体長、盛土荷重形状を図4. 15, 4. 16に示す。

表4. 12 実験条件 (平成5年度)

CASE	改良位置	改良率 ap (%)	改良 列数	配置 形状	荷重形状	改良列 間 隔 t (mm)	改良 体長 (cm)	盛 土 荷重幅 (cm)	周面摩擦
1	未改良	—	—	—	等 分 布	—	—	—	—
2	未改良	—	—	—	台形分布	—	—	—	—
3	法 先	23.4	3	正方	等 分 布	22	12.5	25.00	グリス無
4	法 先	23.4	3	正方	等 分 布	22	12.5	12.50	グリス無
5	法 先	23.4	3	正方	等 分 布	22	12.5	6.25	グリス無
6	法 先	23.4	3	正方	等 分 布	22	12.5	25.00	グリス有
7	法 先	16.1	3	正方	等 分 布	32	12.5	25.00	グリス無
8	法 先	11.7	3	正方	等 分 布	44	12.5	25.00	グリス無
9	法 先	23.4	3	正方	台形分布	22	12.5	25.00	グリス無
10	法 下	—	1	—	等 分 布	—	12.5	25.00	グリス無
11	法 下	23.4	3	正方	等 分 布	22	12.5	25.00	グリス無
12	法 下	23.4	5	正方	等 分 布	22	12.5	25.00	グリス無
13	法 下	23.4	3	正方	台形分布	22	12.5	25.00	グリス無
14	法 先	23.6	3	千鳥	等 分 布	22	12.5	25.00	グリス無
15	法 先	—	1	—	等 分 布	—	12.5	25.00	グリス無
16	法 先	23.4	5	正方	等 分 布	22	12.5	25.00	グリス無
17	法 先	8.7	3	正方	等 分 布	22	12.5	25.00	グリス無
18	法 先	39.1	3	正方	等 分 布	22	12.5	25.00	グリス無
19	法 先	50.3	3	正方	等 分 布	22	12.5	25.00	グリス無
20	法 先	8.5	3	千鳥	等 分 布	22	12.5	25.00	グリス無
21	法 先	39.3	3	千鳥	等 分 布	22	12.5	25.00	グリス無
22	法 先	—	1	—	等 分 布	—	10.0	25.00	グリス無
23	法 先	—	1	—	等 分 布	—	7.5	25.00	グリス無
24	法 先	—	1	—	等 分 布	—	5.0	25.00	グリス無



(c) 盛土荷重幅

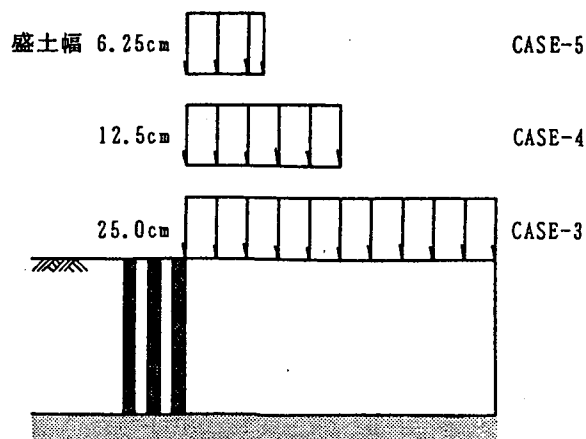
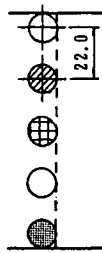


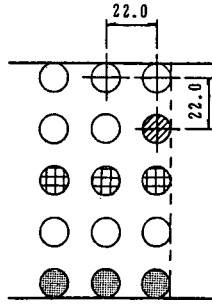
図4.15 改良体配置位置（側面）、改良体長および盛土荷重形状（平成5年度）

CASE-10,15,
22,23,24



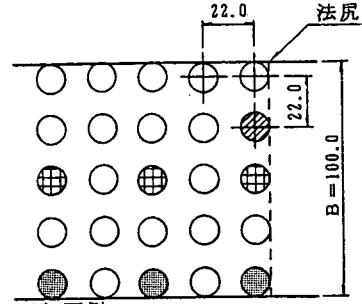
1列改良
改良率 23.4%

CASE-3,4,5,6,9,11,13



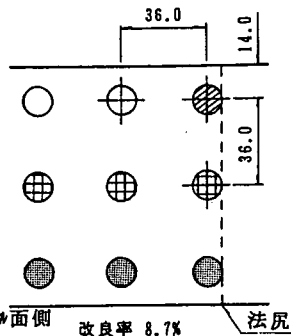
3列改良
改良率 23.4%

CASE-12,16



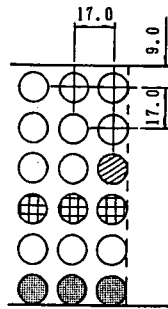
5列改良
改良率 23.4%

CASE-17



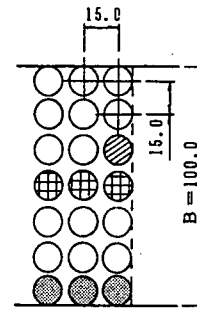
7列改良
改良率 8.7%

CASE-18



改良率 39.1%

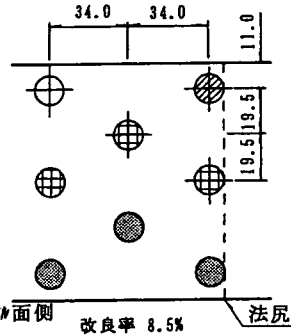
CASE-19



改良率 50.3%

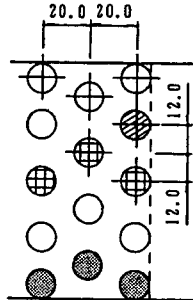
正方配置

CASE-20



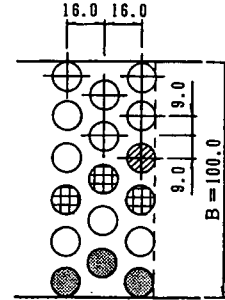
7列改良
改良率 8.5%

CASE-14



改良率 23.6%

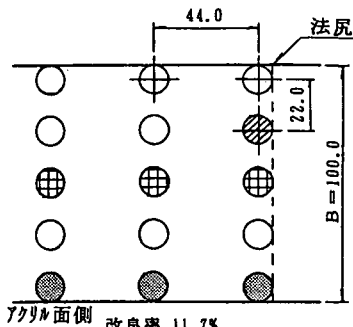
CASE-21



改良率 39.3%

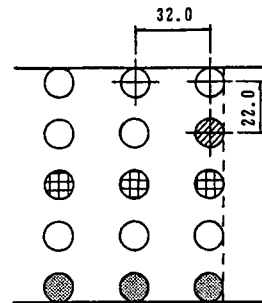
千鳥配置

CASE-8



7列改良
改良率 11.7%

CASE-7



改良率 16.1%

図4. 16 改良体配置位置 (平面 単位:mm) (平成5年度)

(5)平成6年度

平成6年度に実施した実験は、表4. 13に示すとおり、改良位置、改良率、改良列数、配置形状、改良幅、改良列間隔、载荷間隔、改良体物性を変えて行う。

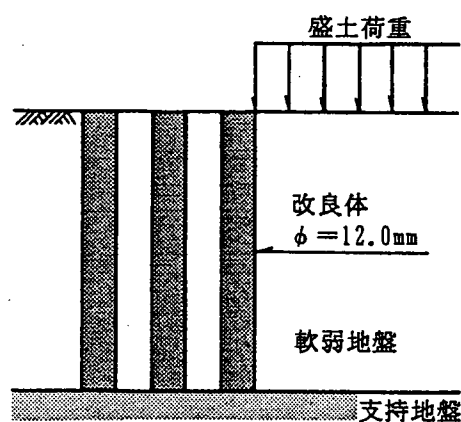
なお、荷重形状は等分布である。改良体配置位置を図4. 17, 4. 18に示す。

表4. 13 実験条件 (平成6年度)

CASE	改良位置	改良率 ap (%)	改良 列数	配置 形状	改良幅 B (mm)	改良列 間 隔 t (mm)	载荷 間隔 (秒)	改良体 物 性
1	未改良	—	—	—	—	—	60	—
2	法 先	23.4	3	正方	56	22	60	真 鍮
3	法 先	23.6	3	千鳥	52	20	60	真 鍮
4	法 先	39.3	3	千鳥	44	16	60	真 鍮
5	法 先	31.4	3	千鳥	52	20	60	真 鍮
6	法 先	26.2	3	千鳥	60	24	60	真 鍮
7	法 先	39.3	4	千鳥	60	16	60	真 鍮
9	法 下	39.3	3	千鳥	44	16	60	真 鍮
11	法 先	39.3	3	千鳥	44	16	60	プラスチック
12	法 先	39.3	3	千鳥	44	16	60	充実体 (一体)
13	法 先	—	1	—	12	—	60	プラスチック
15	法 先	—	1	—	12	—	600	プラスチック
16	法 先	39.3	3	千鳥	44	16	60	充実体 (分割)

注) CASE—8, 10, 14は欠番

(a) 法先改良



(b) 法下改良

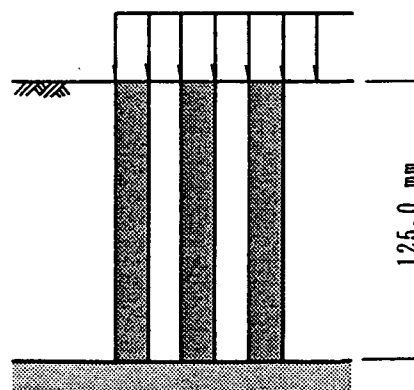


図4. 17 改良体配置位置 (側面) (平成6年度)

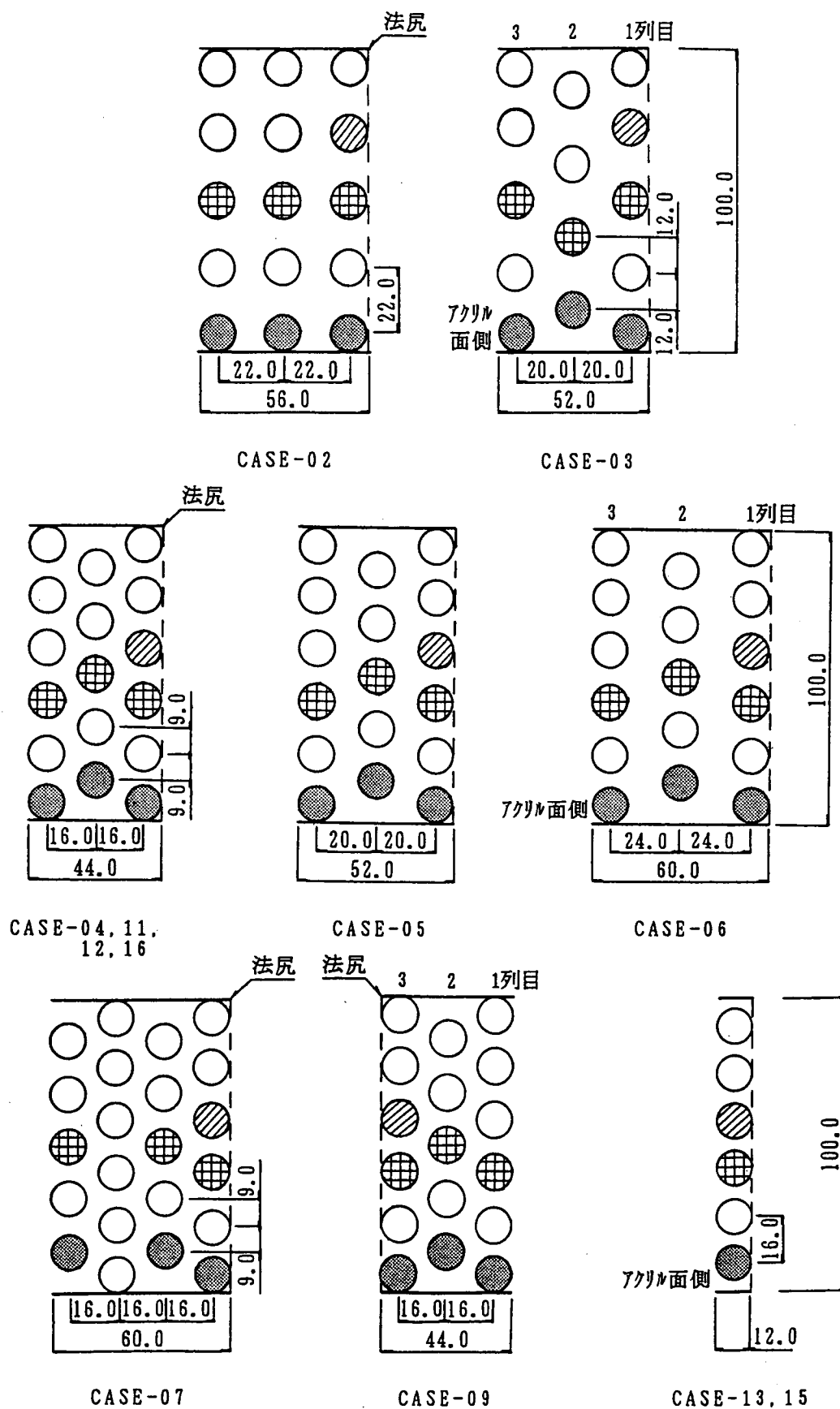


図4. 18 改良体配置位置 (平面 単位: mm) (平成6年度)

4. 1. 5 軟弱地盤の強度

各年度で、軟弱地盤の作成に使用した粘土の種類、初期含水比、自重圧密の方法は異なる。そのため作成された軟弱地盤の強度はそれぞれ異なる。

平成元年度（その1）は、自重圧密の方法を変えて、作成された軟弱地盤の強度の変化をみるための実験であるため、別途後述する。

また、平成元年度（その2）は、自重圧密された軟弱地盤の強度が測定されていないため、軟弱地盤の強度比較については除外する。

したがって平成4年度、5年度、6年度に行われた実験に使用された軟弱地盤の強度について述べる。

(1) 平成4年度

①軟弱地盤の作成方法

- ・土木研究所内で採取した粘土
(自然含水比 $W_n=110\%$ 、液性限界 $W_L=106.3\%$)
- ・初期含水比 $W_0=150\%$ に調整してスラリー状の粘土とする。
- ・試料容器へ投入。
(初期層厚 $D=19\text{cm}$)
- ・60mmHgの負圧で1時間脱気。
- ・圧密圧力 $P=0.1\text{kgf/cm}^2$ で48時間予備圧密。 ($1\text{kgf/cm}^2=98\text{kN/m}^2$)
- ・80Gで21時間遠心自重圧密。
(両面排水)

②軟弱地盤の強度

ベーンせん断試験より求めた深さ方向の強度分布を図4. 19に示す。

図より強度の平均は次のとおりである。

$$C_u = 0.0193 + 0.0065 Z \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (1\text{kgf/cm}^2 = 98\text{kN/m}^2)$$

($Z=0$ at 深さ $\pm 0.0\text{cm}$)

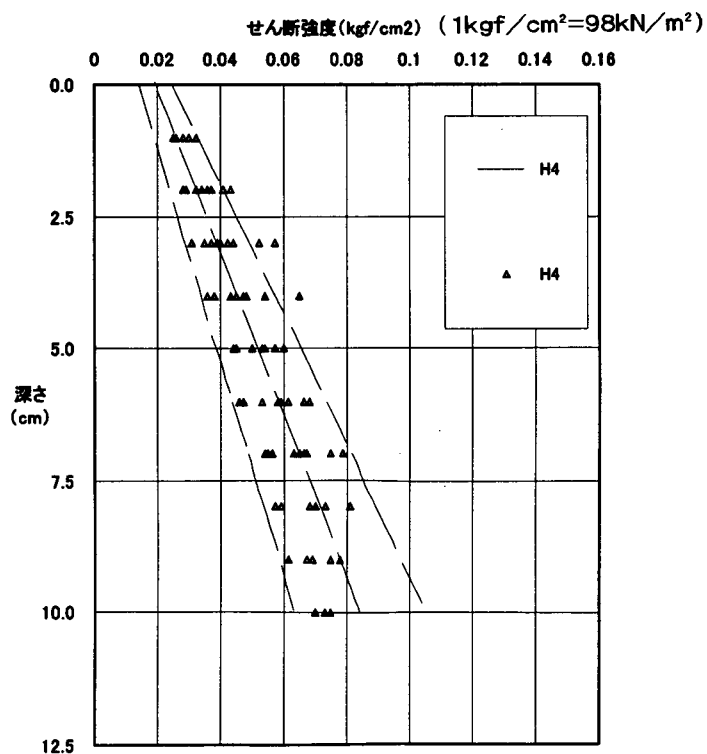


図4. 19 地盤強度 (ベーンせん断試験 平成4年度)

(2) 平成5年度

①軟弱地盤の作成方法

- ・ 土木研究所内で採取した粘土
(液性限界 $W_L=87.9\%$)
- ・ 初期含水比 $W_0=160\%$ に調整してスラリー状の粘土とする。
- ・ 試料容器へ投入
(初期層厚 $D=20\text{cm}$)
- ・ 80G で圧密圧力 $P=0.1\text{kgf/cm}^2$ をかけながら20時間遠心自重圧密。 ($1\text{kgf/cm}^2=98\text{kN/m}^2$)
(両面排水)

②軟弱地盤の強度

ベーンせん断試験より求めた深さ方向の強度分布を図4. 20に示す。

図に示すとおり、深さ方向の分布性状は、分類G1、G2、G3の3種類に分類される。

また、せん断強度と含水比の関係は、図4. 21に示すとおり、分類G1、G2、G3とも同様の傾向を示している。

分類G1

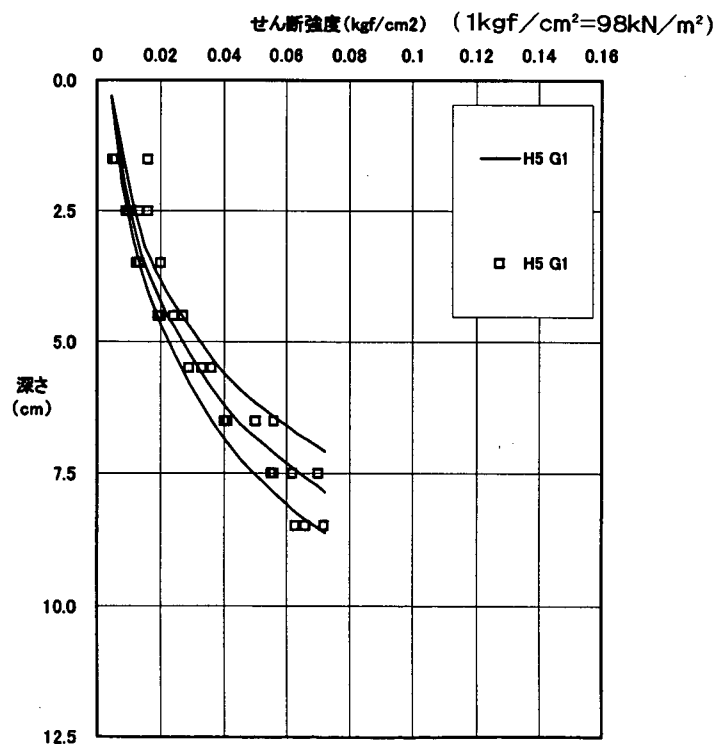


図4. 20 (1) 地盤強度 (ベーンせん断試験 平成5年度)

分類G2

分類G3

(1kgf/cm²=98kN/m²)

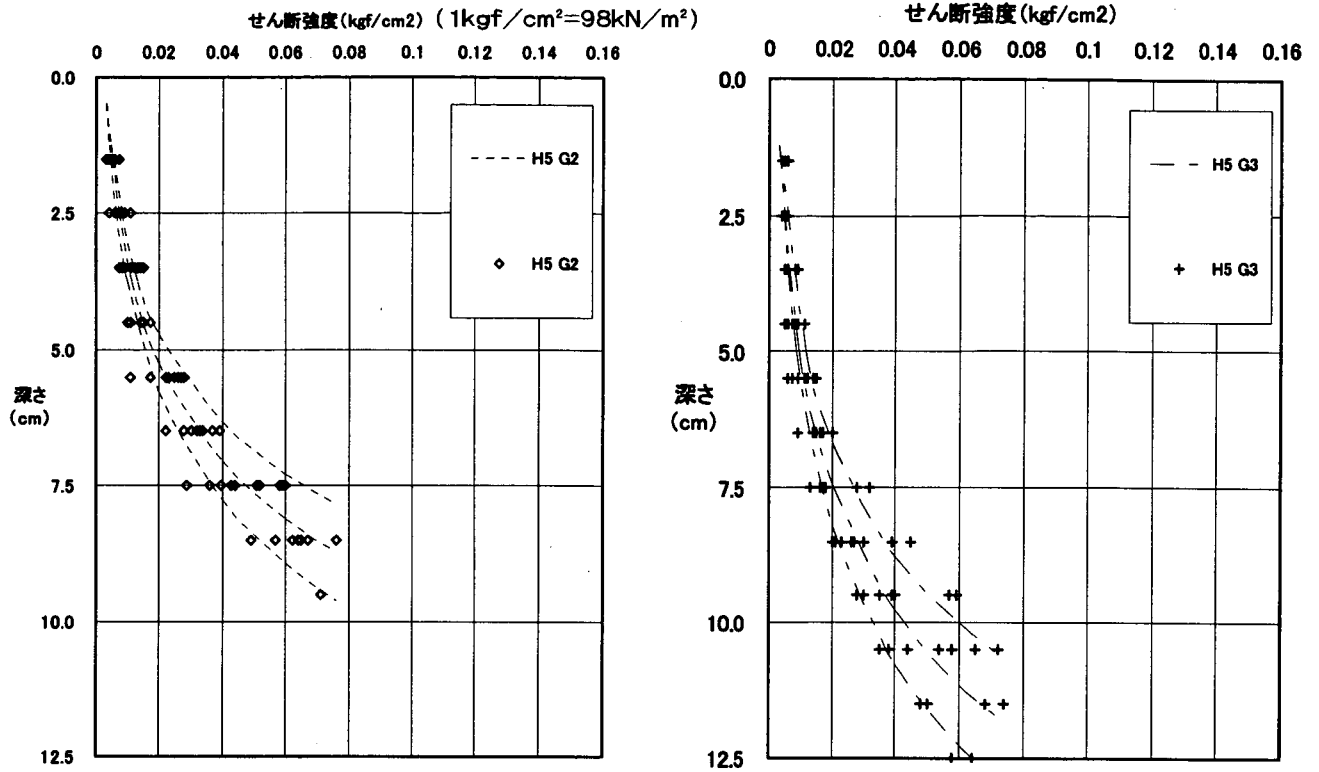


図4. 20 (2) 地盤強度 (ベーンせん断試験 平成5年度)

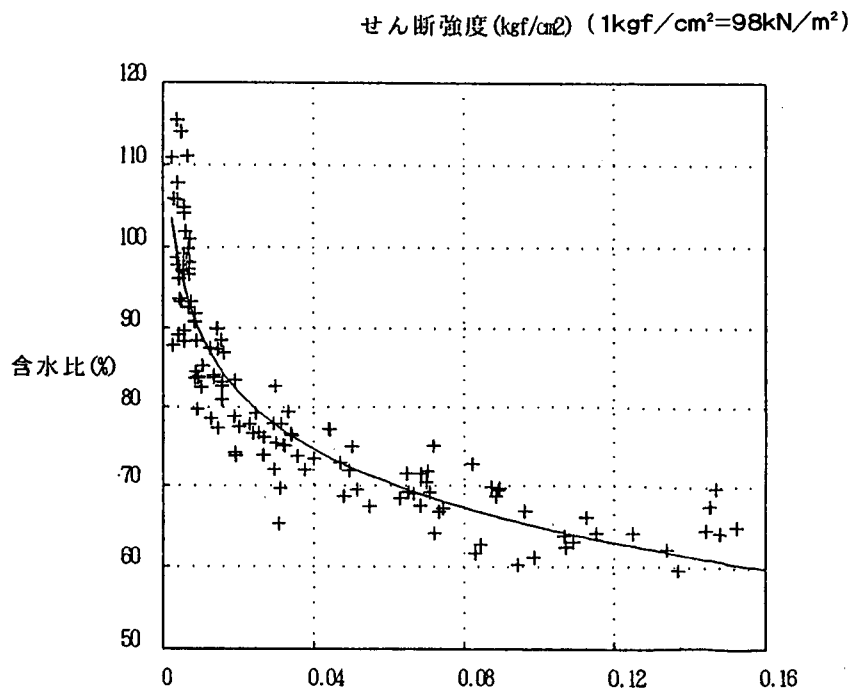


図4. 21 せん断強度と含水比の関係 (平成5年度)

(3) 平成6年度

①軟弱地盤の作成方法

- ・有明粘性土 (液性限界 $W_L=104.1\%$)
- ・初期含水比 $W_0=170\%$ に調整してスラリー状の粘土とする。
- ・試料容器へ投入。
(初期層厚 $D=20\text{cm}$)
- ・圧密圧力 $P=0.075\text{kgf/cm}^2$ で26時間予備圧密。
- ・80Gで圧密圧力 $P=0.075\text{kgf/cm}^2$ をかけながら42時間遠心自重圧密。 ($1\text{kgf/cm}^2=98\text{kN/m}^2$)
(両面排水)

②軟弱地盤の強度

ベーンせん断試験より求めた深さ方向の強度分布を図4. 22に示す。

図より強度の平均は次のとおりである。

$$C_u = 0.0265 + 0.0095 Z \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (1\text{kgf/cm}^2 = 98\text{kN/m}^2)$$

($Z=0$ at 深さ $\pm 0.0\text{cm}$)

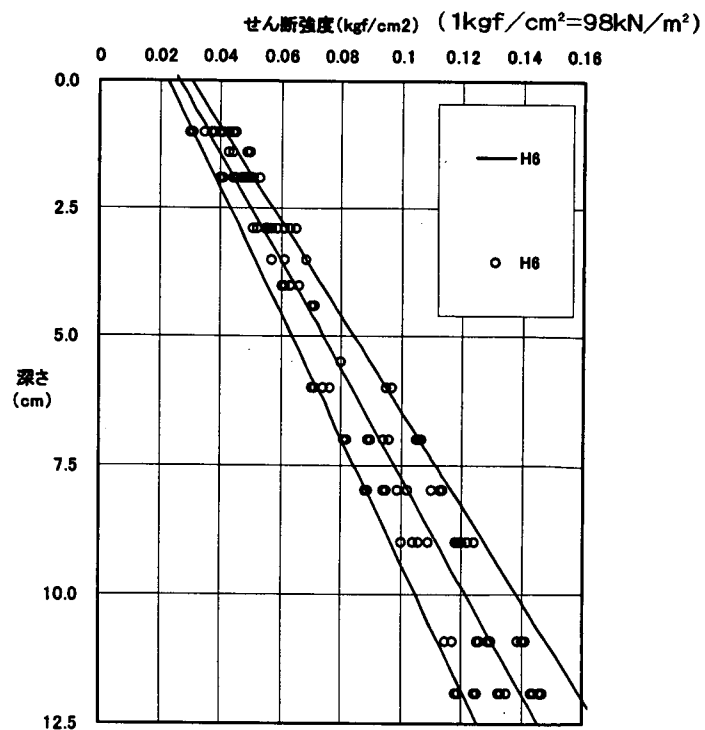


図4. 22 地盤強度 (ベーンせん断試験 平成6年度)

③チュウ積海成粘土との比較

前述の模型実験で求まった深さ方向の強度分布

$$C_u = 0.0265 + 0.0095 Z \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (1 \text{ kgf/cm}^2 = 98 \text{ kN/m}^2)$$

より実際の地盤に換算した深さ方向の粘着力増加係数 k を求める。

実験での深さ	80 Gでの深さ	せん断強度
0 cm	0 m	$0.0265 \text{ kgf/cm}^2 = 0.265 \text{ tf/m}^2$
12.5 cm	10 m	$0.14525 \text{ kgf/cm}^2 = 1.4525 \text{ tf/m}^2$
	$\Delta D = 10 \text{ m}$	$\Delta C_u = 1.1875 \text{ tf/m}^2 \quad (1 \text{ tf/m}^2 = 9.8 \text{ kN/m}^2)$

深さ方向の粘着力増加係数 k は

$$k = \frac{\Delta C_u}{\Delta D} = \frac{1.1875}{10} = 0.11875 \approx 0.12$$

となる。

また、深さ方向の粘着力増加係数 k を計算により求める場合には、一般に圧密度 $U = 100\%$ の場合、次式より求まる。

$$k = C_u / p \cdot (r_t - 1.0)$$

$$r_t = \frac{W}{V} = \frac{1 + W_n}{\frac{1}{G_s} + \frac{W_n}{G_w}}$$

ここで含水比 W_n は図 4. 23 に示す含水比試験結果より、中間の深さ 6.25 cm における含水比 $W_n = 108\% = 1.08$ を採用する。

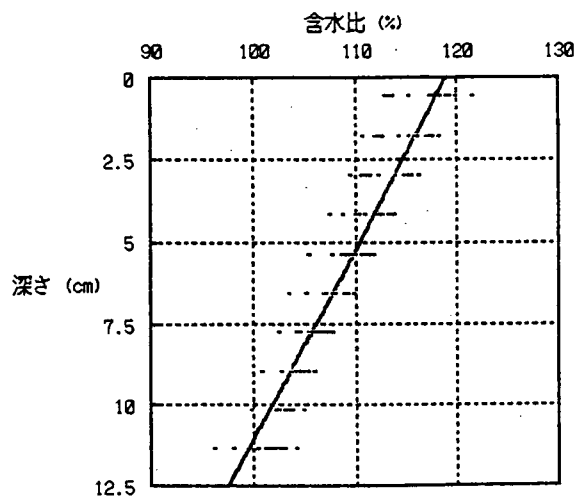


図 4. 23 含水比試験結果

また土粒子の比重 G_s は、4. 1. 3 (5) より $G_s=2.539$ を採用する。

$$r_t = \frac{1+1.08}{\frac{1}{2.539} + \frac{1.08}{1.00}} = 1.41 \text{ tf/m}^3 \quad (1 \text{ tf/m}^2 = 9.8 \text{ kN/m}^2)$$

C_u/P はSkenptonの提案式より求めると

$$\begin{aligned} C_u/P &= 0.11 + 0.0037 I_p \\ &= 0.11 + 0.0037 \times 60.2 \\ &= 0.33 \end{aligned}$$

となる。

これらより計算で求めた深さ方向の粘着力増加係数 k は

$$k = C_u/P \cdot (r_t - 1.0) = 0.33 \times (1.41 - 1.0) = 0.135$$

となり、模型実験のせん断強度より求めた係数 $k=0.12$ は一般のチュウ積海成粘土とほぼ同程度の値であり妥当と考えられる。

そこで平成6年度に作成された軟弱地盤の強さを“標準”と設定する。

(4) 軟弱地盤の強度の比較

平成4年度、5年度、6年度に作成された軟弱地盤の強度を図4. 24に示す。

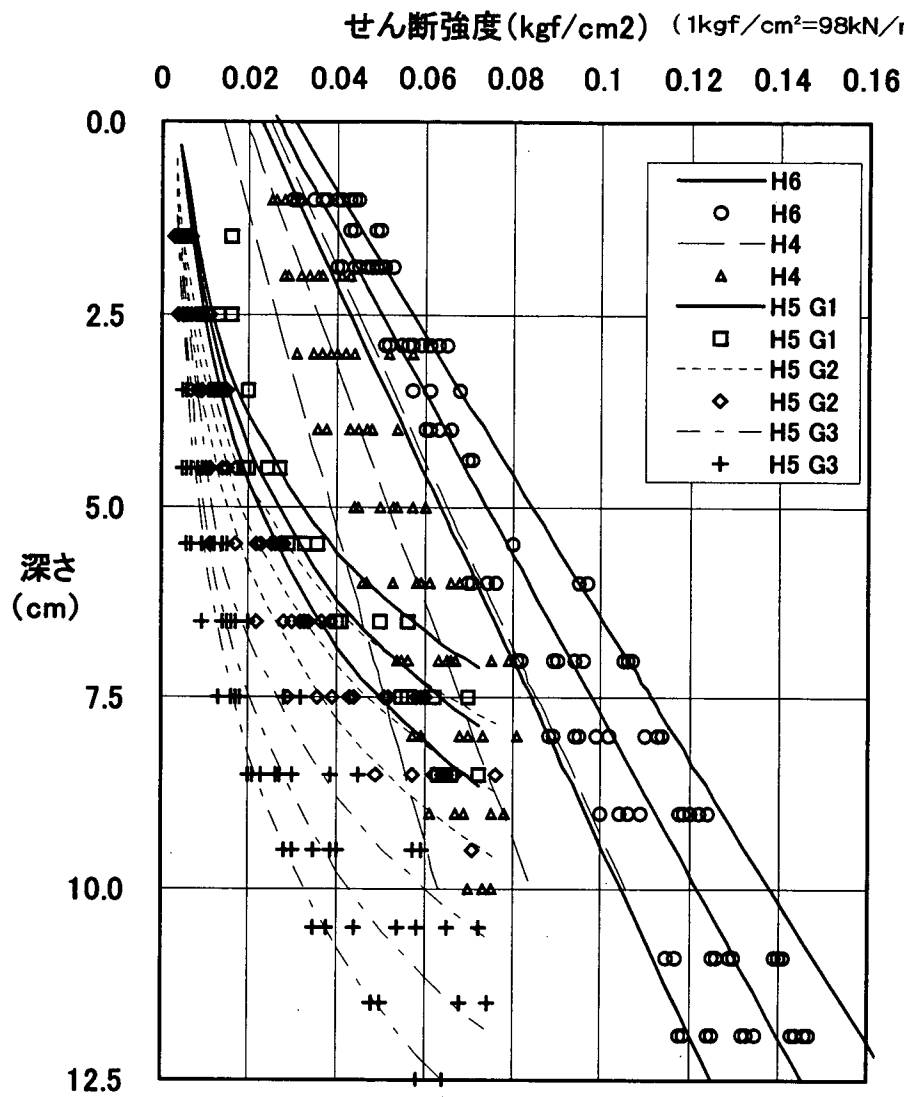
それぞれ強度のバラツキの平均値と包絡線を示している。

全体的な強度の傾向は以下のとおりである。

平成5年度 < 平成5年度 < 平成5年度 < 平成4年度 < 平成6年度
分類G3 分類G2 分類G1

また、各年度に作成された軟弱地盤の強さの呼称をここでは次のように設定する。

平成6年度	標準
平成4年度	標準よりやや軟かい
平成5年度 G1	軟かい
平成5年度 G2	かなり軟かい
平成5年度 G3	非常に軟かい



注) 3本の線のうち真中は平均を示し、両端は包絡線を示す。

図4. 24 軟弱地盤強度の比較

4. 2 平成元年度（その1）実験結果

（1）実験の概要

模型実験を行う上で、模型地盤の品質は実験結果に与える影響が大きく、毎回同じ品質の模型地盤を作成する技術が要求される。

しかし、実際には模型地盤の品質は毎回異なるため、脱気時間、予備圧密時間、遠心自重圧密時間を変えて地盤強度に与える要因について調査を行う。

（2）含水量試験結果

脱気時間・予備圧密時間・自重圧密時間が含水比に与える影響について述べる。

1) 脱気時間

①検討ケース

脱気時間の比較は、次の2ケースにて行う。

H元(1) CASE-16 脱気時間 1時間

H元(1) CASE-2 脱気時間 24時間

②実験結果

深度方向の含水比分布を図4. 25に示す。

10地点のうち最上部の0.5mと最下部の9.5mでH元(1) CASE-2と16で $W_n = 2 \sim 3\%$ の差であり、それ以外の地点では $W_n = 1\%$ 以下で差異がない。

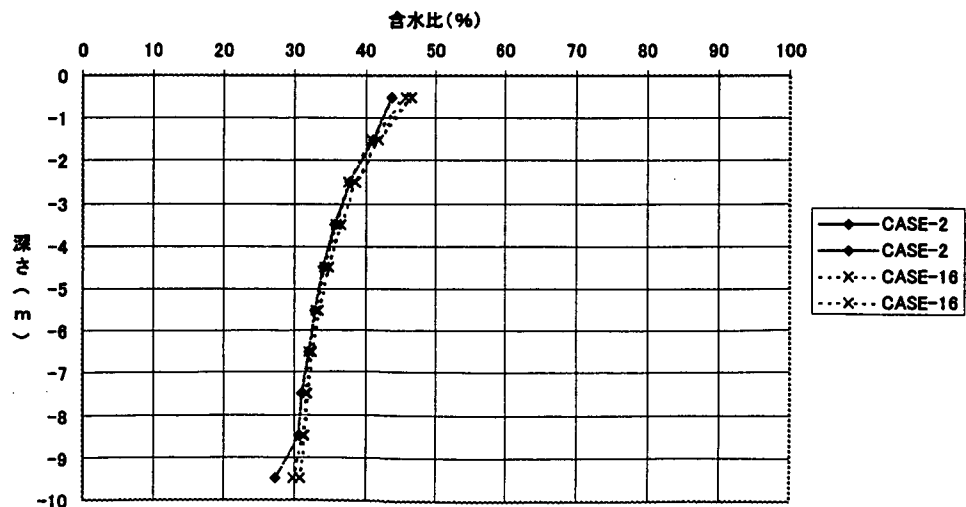


図4. 25 脱気時間の比較

脱気槽を使用した試料の脱気よりも、遠心力場での気泡の浮き上がりの方が、試料内の空気を追い出す役割を担っていることと思われる。この仮定の確認のため、初期含水比80%の試料を円筒状の筒の中に詰めて、密封状態にしたものを2個用意し、ダミー土槽内に固定して遠心時間3時間の自重圧密を行った。その結果、最初試料の体積が565cm³あったのに対し、遠心自重圧密終了後の空気の体積は平均して28cm³であった。この確認実験から、試料の脱気が遠心力場で行われていることがわかる。

③結論

模型地盤の脱気は、吸引圧0.65kgf/cm²の脱気槽によるものよりも、遠心力場での気泡の浮き上がりによる方が、大きい。(1kgf/cm²=98kN/m²)
そのため、脱気時間は1時間でも24時間でも、最終含水比分布には影響しない。

2) 予備圧密時間

①検討ケース

予備圧密時間の比較は、次の4ケースにて行う。

H元(1) CASE-4, 16 予備圧密時間 24時間

H元(1) CASE-1, 2 予備圧密時間 48時間

②実験結果

深度方向の含水比分布を図4. 26に示す。

10地点ともH元(1) CASE-4, 16とH元(1) CASE-1, 2とでの差は $W_n = 3\%$ で
差がないといえる。

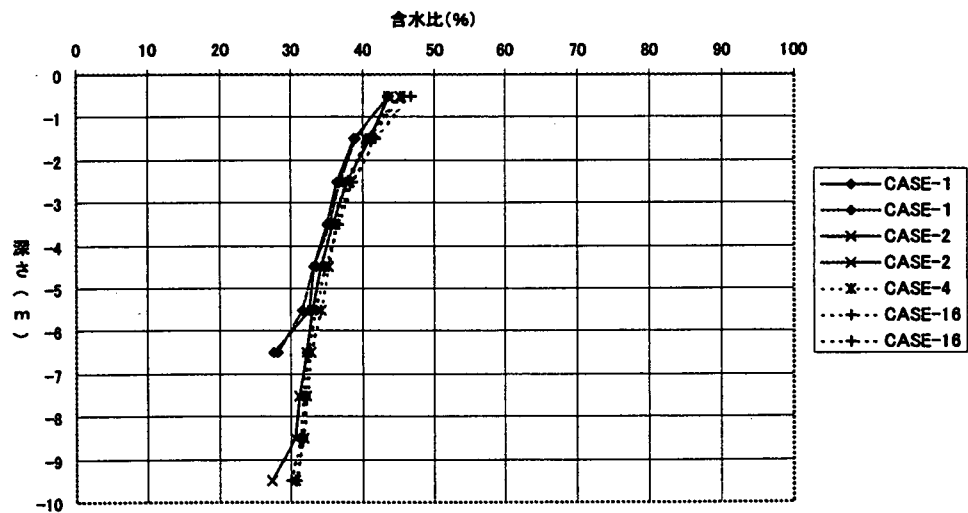


図4. 26 予備圧密時間の比較

③結論

予備圧密時間は24時間でも48時間でも、最終含水比分布には影響しない。

3) 自重圧密時間

①検討ケース

自重圧密時間の比較は次の3ケースにて行う。

H元(1)	CASE-4'	自重圧密時間	3時間
H元(1)	CASE-16	自重圧密時間	24時間
H元(1)	CASE-2	自重圧密時間	48時間

②実験結果

深度方向の含水比分布を図4. 27に示す。

H元(1) CASE-16 (自重圧密時間24時間) とH元(1) CASE-2 (自重圧密時間48時間) では差がなく、一次元圧密は終了している。

H元(1) CASE-4' (自重圧密時間3時間) は、未圧密の状態である。上面と下面の両面排水状態で、中間深さの圧密が遅れている状況がみられる。

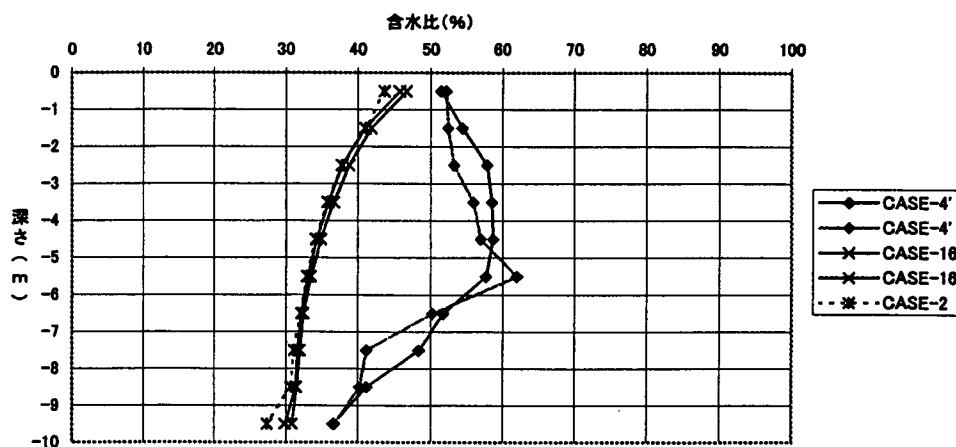


図4. 27 自重圧密時間の比較

③結論

自重圧密は、圧密時間3時間ではまだ未圧密の状態であるが、24時間が経過すれば一次元圧密は終了している。

(3) 平成元年度(その1) 実験結果のまとめ

- ・ 同じ品質の模型地盤作成に関与する要因として脱気時間、予備圧密時間、遠心自重圧密時間を仮定した。
- ・ 模型地盤の脱気は、吸引圧0.65kgf/cm²の脱気槽によるものよりも、遠心力場での気泡の浮き上がりによる方が大きい。(1kgf/cm²=98kN/m²)
そのため、脱気時間は1時間でも24時間でも、最終含水比分布には影響しない。
- ・ 予備圧密時間は24時間でも48時間でも、最終含水比分布には影響しない。
- ・ 自重圧密は、圧密時間3時間ではまだ未圧密の状態であるが、24時間が経過すれば一次元圧密は終了している。

4. 3 平成元年度（その2）実験結果

（1）実験の概要

杭式改良の設計は、ブロック式や壁式改良に比べて最も未解明の部分が多く、特に改良地盤に水平力が作用する場合の安定の検討には簡便な計算法が未だ確立されていない。このためブロック式や壁式改良と同様に考えて安定計算を行っているのが現状である。

そこで以下に示すことを目的とした小型土槽実験を実施した。

- ①杭式改良地盤に盛土等による偏載荷重が作用する場合の改良地盤の変形・破壊挙動を明らかにする。
- ②数値解析に必要な境界条件データを得る。
- ③側方流動抑止効果に影響を及ぼす要因を把握するとともに、これまでの研究で明らかとなった「格子式配置が水平力に対する抵抗性が高い」という調査結果を数値的に裏付ける。

（2）改良体・地盤の変形状態

H元(2) CASE-2の無処理地盤における地盤の最大変位量は、図4. 28に示すとおり
水平方向変位量で7.5cm

鉛直方向で沈下量5.7cm、隆起量2.3cm

が観測された。

これに対して改良地盤では、その改良体配置方法の違いにより差があるものの、一例としてH元(2) CASE-7を図4. 29に示すとおり、

水平方向変位量で6.0～6.7cm

鉛直方向で沈下量4.3～5.7cm、隆起量0.5～2.0cm

程度に変位が抑制される結果となった。

また、変位分布の傾向としては、改良部を設けることにより、载荷端（仕切り板直下）の地盤が隆起する。また、地盤の隆起する範囲が大きくなるなどの傾向がみられた。

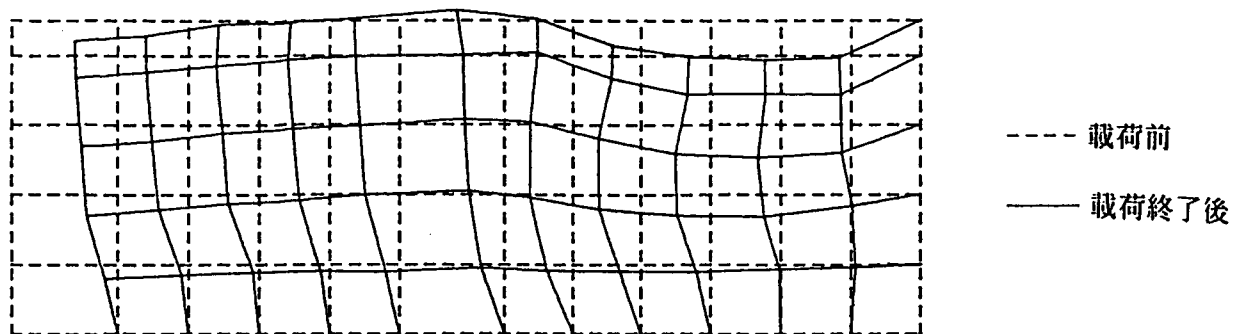


図4. 28 地盤変形図 (H元(2) CASE-2 無処理)

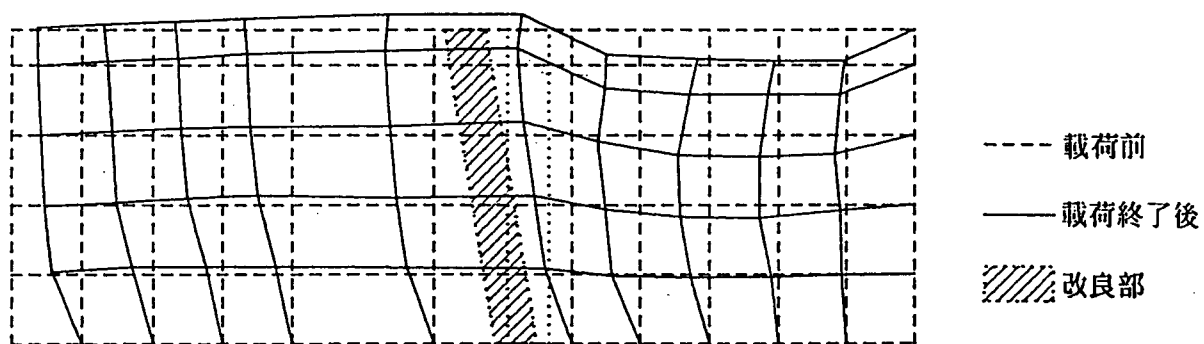


図4. 29 改良体・地盤変形図の一例 (H元(2) CASE-7 2列正方形)

(3) 改良体の変位

1) 改良列数 (改良幅)

正方形接円配置で列数の異なるH元(2) CASE-3、4、6、7、8の荷重～水平変位量関係を図4.30に示す。

H元(2)	CASE-3	1列
H元(2)	CASE-7	2列
H元(2)	CASE-6	3列
H元(2)	CASE-8	4列
H元(2)	CASE-4	5列

図に示すとおり、同じ載荷荷重強さに対して、改良体の本数を増加して改良幅を大きくするほど、水平変位量は小さく、側方流動水平変位に対する抵抗性が高まることわかる。

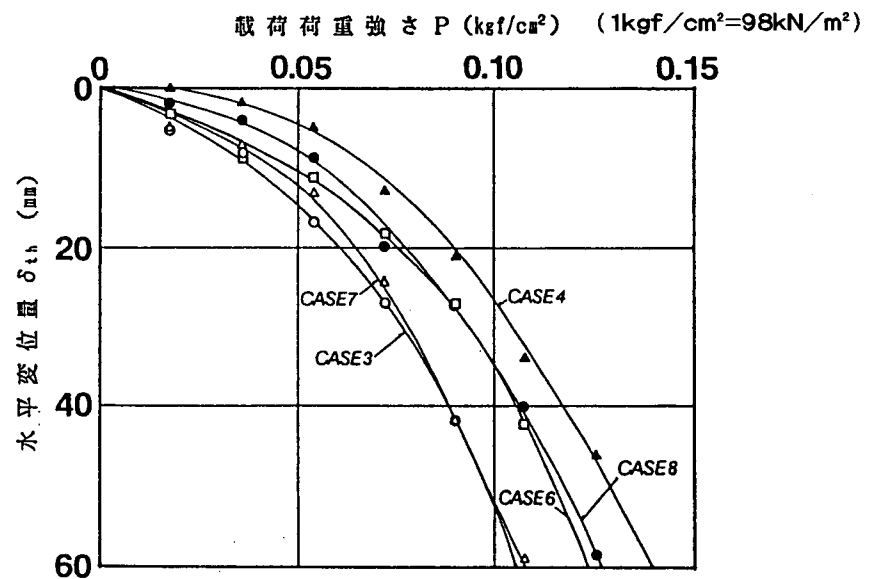


図4.30 載荷荷重と水平変位量の関係 (改良列数をパラメータ)

2) 改良率

改良幅がほぼ同じで改良率を変化させたH元(2) CASE-4、9、10、19の荷重～水平変位量関係を図4.31に示す。

H元(2)	CASE-9	改良率 $a_p = 39\%$	5列千鳥配置
H元(2)	CASE-4	改良率 $a_p = 79\%$	5列正方配置
H元(2)	CASE-10	改良率 $a_p = 91\%$	5列千鳥配置
H元(2)	CASE-19	改良率 $a_p = 100\%$	ブロック

図に示すとおり、同一改良幅では改良率を上げてブロック状改良に近づけるほど、側方流動水平変位に対する抵抗性が高まることになる。

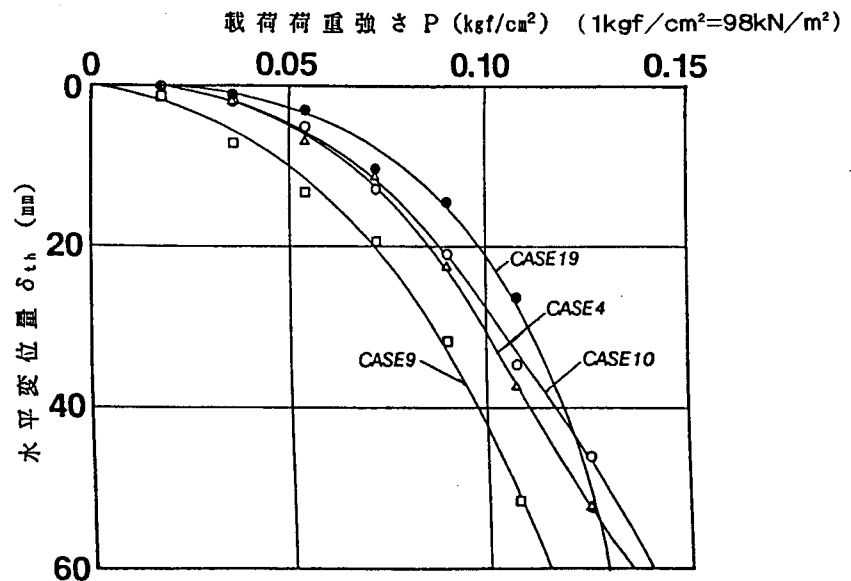


図4.31 載荷荷重と水平変位量の関係 (改良率をパラメータ)

3) 改良体配置形状

改良体本数が31本または33本とほとんど同じであるが、配置形状が図4. 32に示すように異なるH元(2) CASE-6、9、11、14、16の荷重～水平変位量関係を図4. 33に示す。

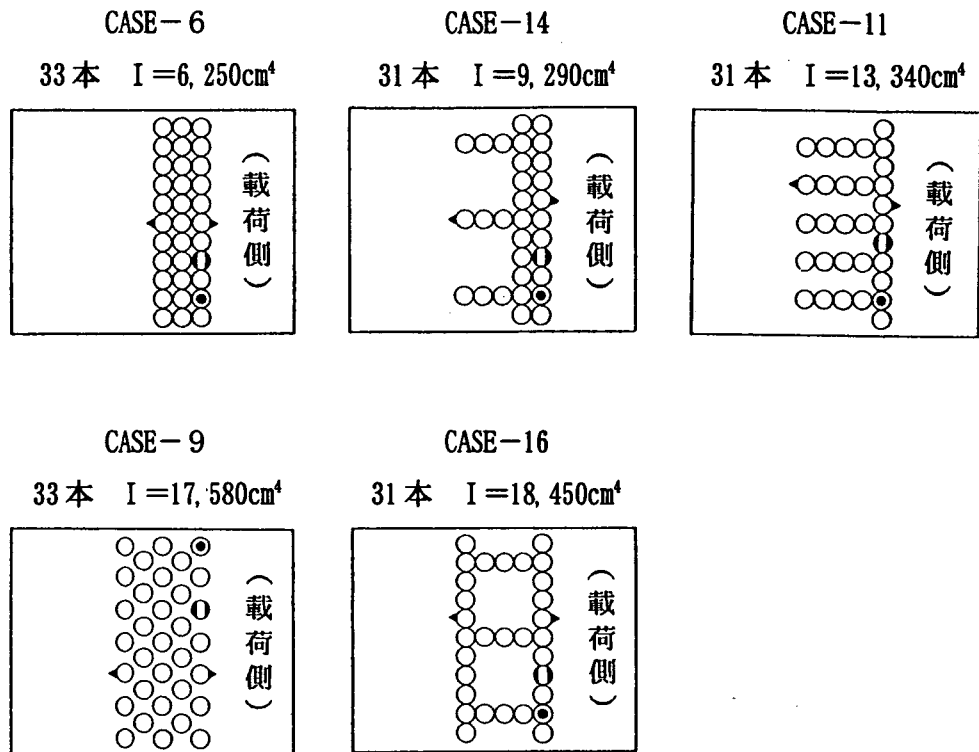


図4. 32 改良体配置形状

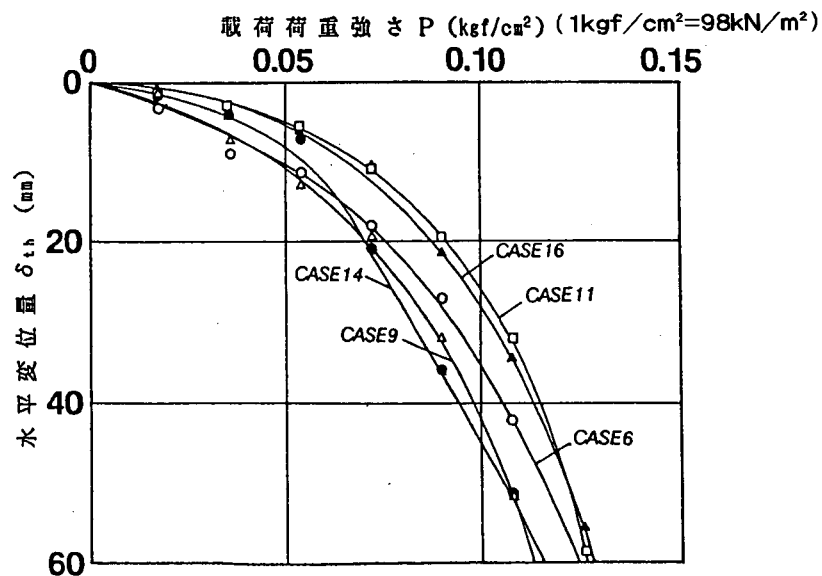


図4. 33 載荷荷重と水平変位量の関係 (配置方法をパラメータ)

これらのケースはほぼ同じ改良体本数ながら、改良体の配置方法によってその水平抵抗性には明らかな差があり、側方流動抑止効果に影響を及ぼす何らかの要因があることが考えられる。そこで改良部の曲げ剛性のうち、断面2次モーメントに着目して整理してみた。

全ケースについて改良部の断面2次モーメント I と荷重～水平変位量関係において水平変位量5mmのときの割線勾配 K_s の関係を図4. 34に示す。

また、図4. 35は改良体本数がほぼ同じである図4. 33の5ケースについて I と K_s の関係を示す。

両図において、接円配置でないH元(2) CASE-9とH元(2) CASE-19を除いて計算した相関係数は、図4. 34で $R=0.906$ 、図4. 35で $R=0.863$ と改良部の断面2次モーメントと水平抵抗性の間には高い正の相関がある。このことはこれまでの研究においても得られていた、格子式配置が杭式配置よりも水平力に対する抵抗性が高いという結果と整合する。

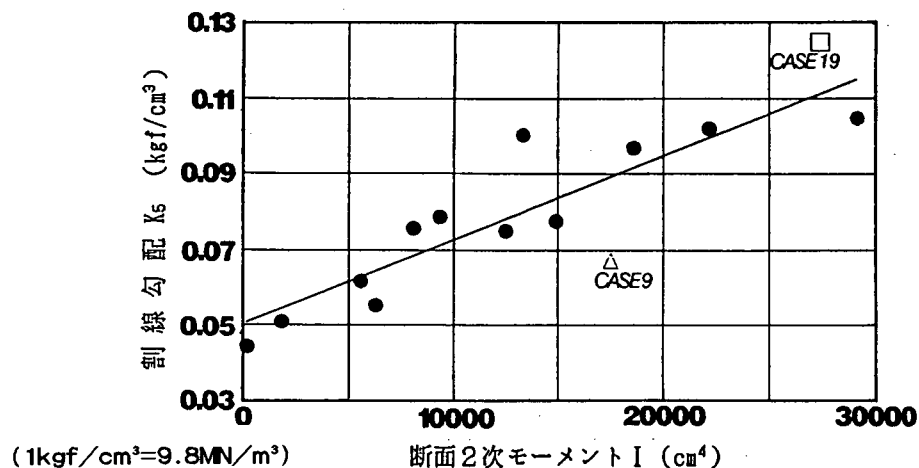


図4. 34 断面2次モーメントと割線勾配の関係 (全ケース)

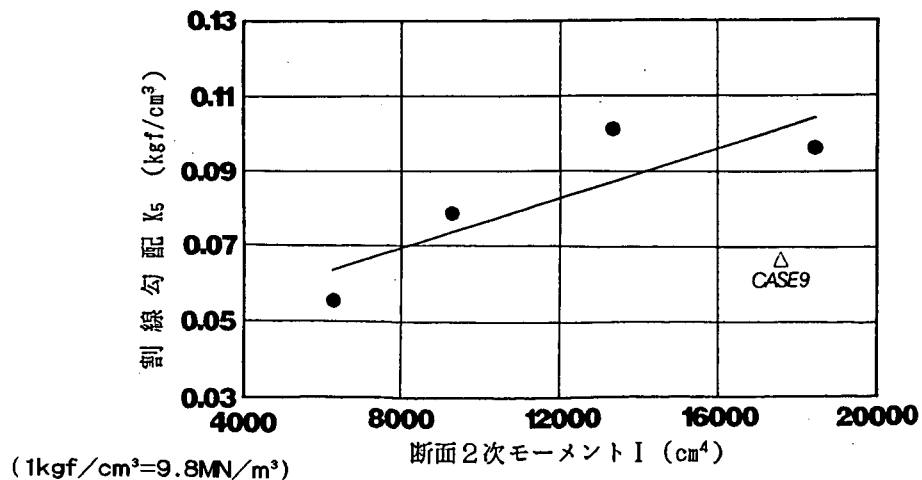


図4. 35 断面2次モーメントと割線勾配の関係 (配置方法をパラメータ)

(4) 改良体強度

同一改良体配置で改良体の強度を3段階に変化させたH元(2) CASE-6、17、18の荷重～水平変位量関係を図4. 36に示す。

改良体強度

H元(2) CASE-6	$q_u = 13.2 \text{ kgf/cm}^2$	(基準)
H元(2) CASE-17	$q_u = 38.7 \text{ kgf/cm}^2$	(約3倍)
H元(2) CASE-18	$q_u = 171.0 \text{ kgf/cm}^2$	(約13倍)

これより通常の改良体強度であるH元(2) CASE-6 と改良体強度を約3倍にしたH元(2) CASE-17、約13倍にしたH元(2) CASE-18の間には荷重段階初期において若干の水平力に対する抵抗性の増加がみられるが、変形が進むにつれて、その差は無くなる。

またH元(2) CASE-17とH元(2) CASE-18の間にはほとんど差がないため、改良体強度をあまり高くしても、水平力に対する抵抗性の増加は望めないと考えられる。

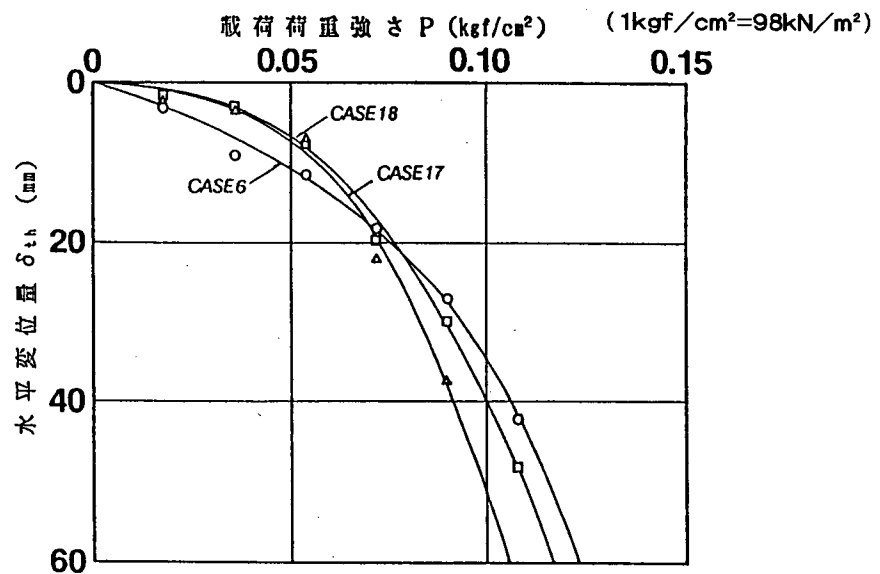


図4. 36 載荷荷重と水平変位量の関係 (改良体強度をパラメータ)

(5) 平成元年度（その2）実験結果のまとめ

- ・改良体の列数（改良幅）を大きくするほど、側方流動水平変位に対する抵抗性が高まる。
- ・改良幅が同じならば、改良率を上げてブロック状に近づけるほど、側方流動水平変位に対する抵抗性が高まる。
- ・杭式改良地盤の水平力に対する抵抗性は、改良部の断面2次モーメントと密接な関わりがあり、断面2次モーメントを大きくした配置にすることにより、水平抵抗性が増大する。
- ・改良体の強度を高くしても、水平力に対する抵抗性の増大は望めない。

4. 4 平成4年度、5年度、6年度の実験結果

平成4年度、5年度、6年度に行われた模型実験は作成された軟弱地盤の強さが異なる。

そこで、軟弱地盤の強さに着目して、同種類の実験をまとめて整理・検討を行う。

4. 4. 1 地盤強度の比較および改良体配置形状（正方、千鳥配置）の比較

(1) 実験の概要

平成5年度と平成6年度では、使用した試料粘性土の種類および圧密方法が異なるため、遠心自重圧密後の地盤強度の大きさならびに深さ方向の分布形状が異なる地盤が作成された。

ここでは、平成5年度と平成6年度に作成された強度の異なる地盤における変形ならびに改良体配置形状による変形について比較を行う。

1) 軟弱地盤の性状

平成5年度と平成6年度に作成した地盤の比較を表4. 14に示す。

また、地盤強度の平均値、バラツキの範囲を図4. 37に示す。

深さ方向の強度分布は、平成5年度分類G 2は下に凸の2次曲線を示すのに対して、平成6年度は直線分布となる。

そのため、強度の比は深さ方向で異なるが、全体的な強度の傾向は

平成5年度（分類G 2）＜平成6年度

である。

表4. 14 軟弱地盤の比較

項 目	平成5年度	平成6年度
試 料 の 種 類	土木研究所内で採取した粘性土	有明粘性土
物 性 値	表4. 16参照	表4. 17参照
粒 径 加 積 曲 線	図4. 38参照	図4. 39参照
作 成 方 法	図4. 40参照	図4. 41参照
地 盤 強 度	(分類G 2) かなり軟かい	標 準

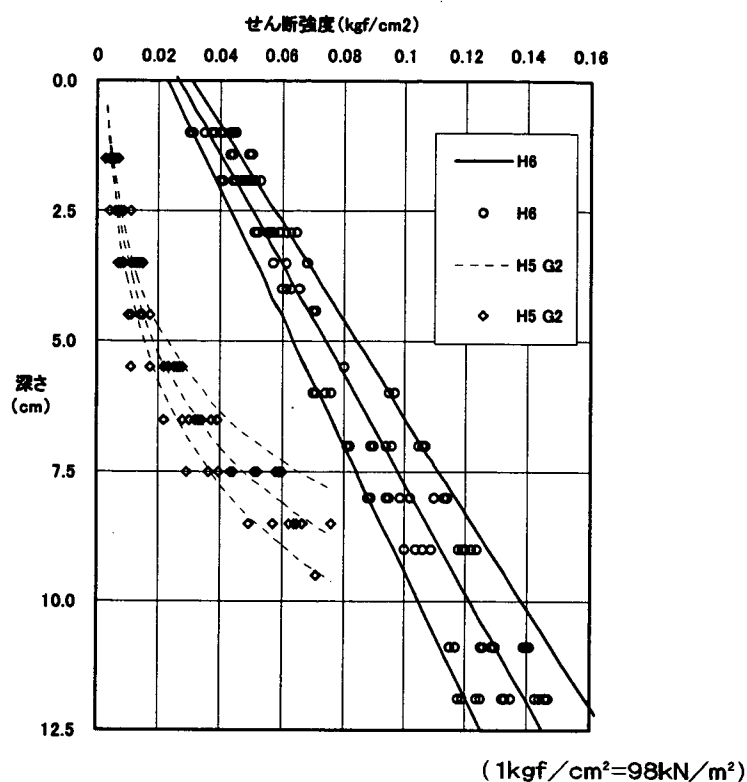


図4. 37 地盤強度の平均値・バラツキの範囲

各深さでの強度の比は、表4. 15に示すとおり、平成5年度（分類G 2）に対する平成6年度の比は、深さ2. 5 cmでは約7倍で、深さ7. 5 cmでは約2倍ほどとなり、平成6年度の地盤の方が相対的に強度が大きい。

表4. 15 地盤強度の比較（ベーンせん断試験）

深さ (cm)	ベーンせん断試験より求めたせん断強度 (kgf/cm ²)		
	平成5年度 (A) (分類G 2)	平成6年度 (B)	(A) : (B)
2. 5	0. 007	0. 050	1:7. 2
5. 0	0. 019	0. 074	1:3. 9
7. 5	0. 048	0. 098	1:2. 0

表4. 16 平成5年度試料の物性値 (土木研究所内採取粘性土)

密 度 ρ_s		2. 595g/cm ³
液性限界 W_L		87. 9%
塑性指数 I_P		45. 4
粒 度 分 布	砂 分	6. 6%
	シルト分	20. 6%
	粘 土 分	72. 8%
	コロイド分	63. 0%

表4. 17 平成6年度試料の物性値 (有明粘性土)

密 度 ρ_s		2. 539g/cm ³
液性限界 W_L		104. 1%
塑性指数 I_P		60. 2
粒 度 分 布	砂 分	1. 7%
	シルト分	36. 8%
	粘 土 分	61. 5%
	コロイド分	41. 8%

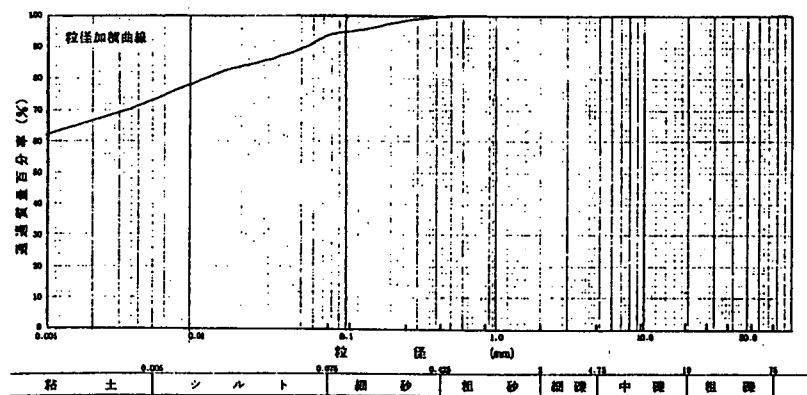


図4. 38 平成5年度試料の粒径加積曲線

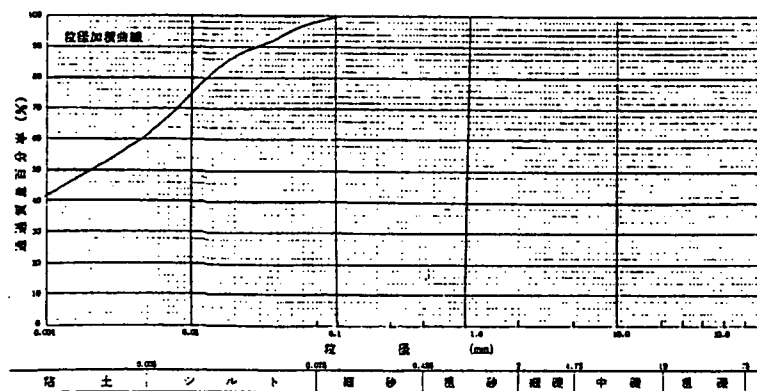


図4. 39 平成6年度試料の粒径加積曲線

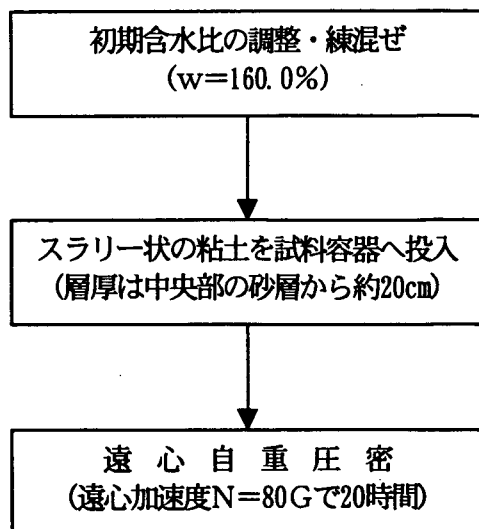


図4. 40 平成5年度試料作成方法

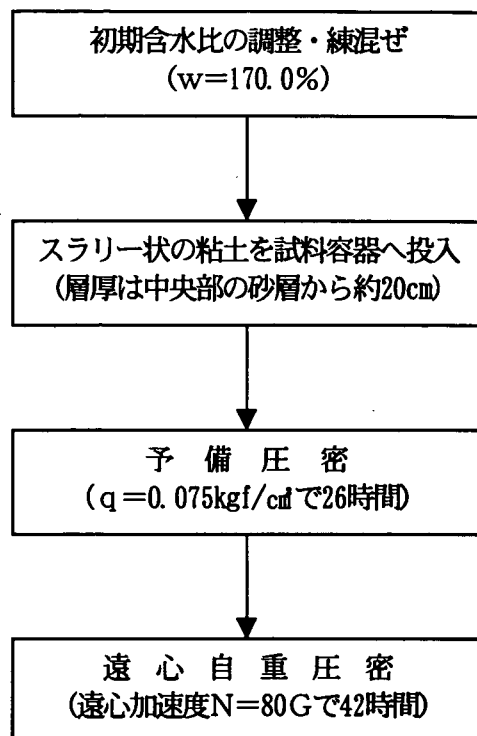


図4. 41 平成6年度試料作成方法

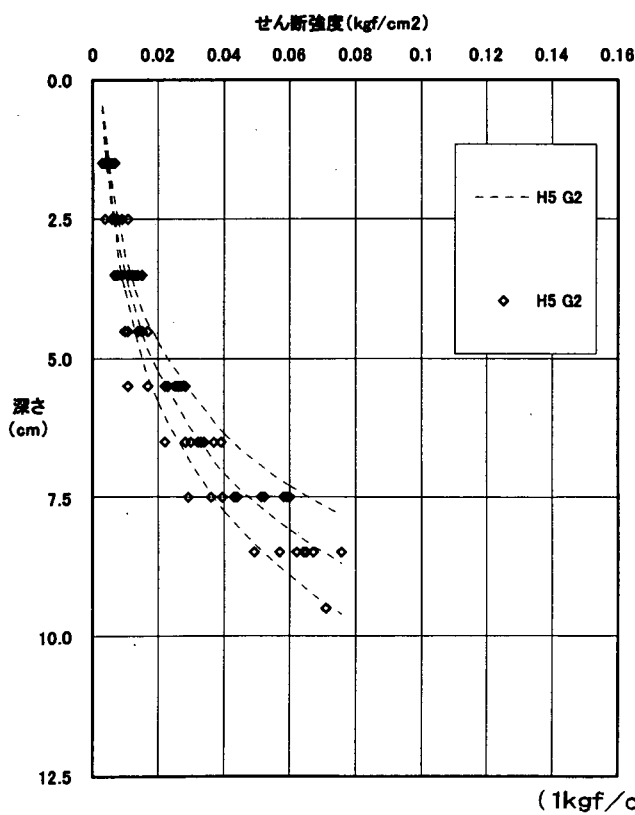


図4. 42 地盤強度 (ペーンせん断試験 平成5年度)

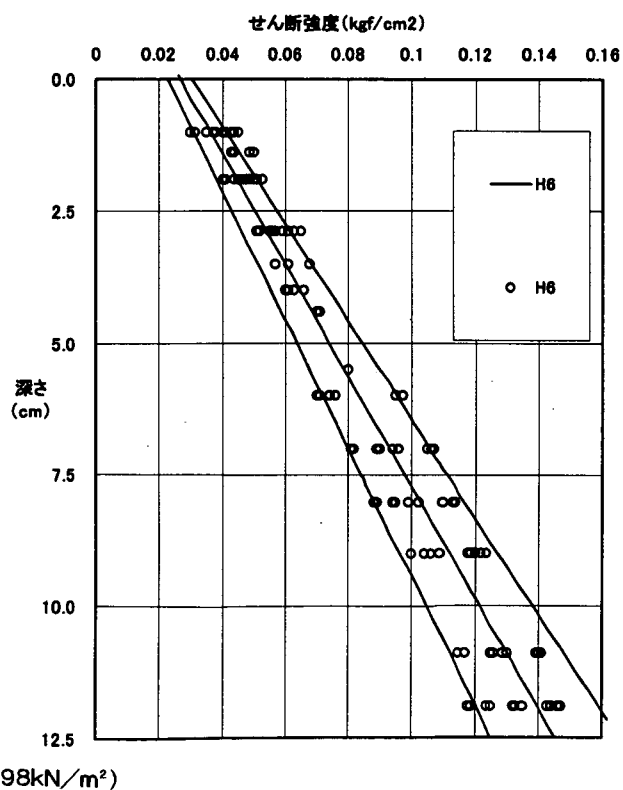


図4. 43 地盤強度 (ペーンせん断試験 平成6年度)

2) 実験条件

改良位置 : 法先改良
 改良体の支持形式 : 着底
 改良列数 : 3列
 改良率 : 23%
 盛土荷重形状 : 等分布
 改良体物性 : 真鍮

表4. 18 実験条件とケース種類

		地盤強度	
		かなり軟かい (平成5年度 分類G2)	標準 (平成6年度)
配置形状	正方配置	H5 CASE- 3	H6 CASE- 2
	千鳥配置	H5 CASE-14	H6 CASE- 3

法先改良

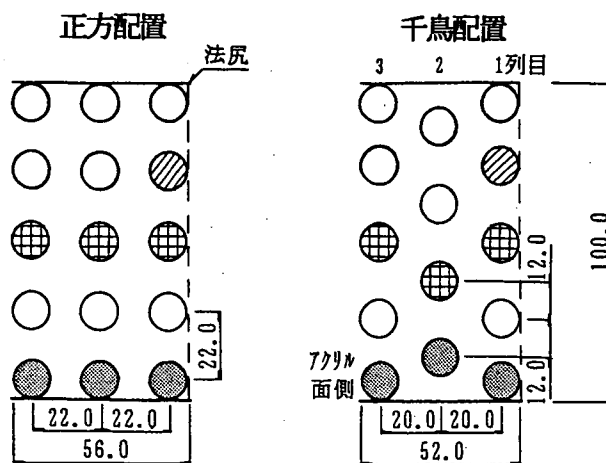
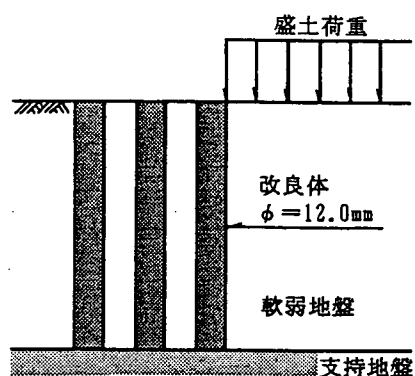


図4. 44 改良体配置位置

(2) 改良体・地盤の変形状態

1) 全体の変形状態

改良体・地盤の変形を図4.45に、改良体の1, 2, 3列目それぞれの柱頭変位量を図4.46に示す。

地盤の強度、配置形状により柱頭変位量の大きさはそれぞれ異なるが、同一CASEでの改良体1, 2, 3列目の変位量の大きさはほぼ同一であり、改良地盤がおおむね一体となって変位していると考えられる。

2) 地盤強度による比較および改良体配置形状による比較

改良体・地盤の変形を図4.45に、改良体の1列目の柱頭変位量を図4.47に示す。

地盤強度による変形状態は次のとおりである。

①地盤強度が「かなり軟かい」場合（平成5年度 分類G2）

全体に軟弱であるが、特に上層地盤が軟弱であるため、偏載荷重となる盛土端部で、局部的にもぐり込みが生じ、それにより特に軟弱な上層地盤が側方流動をおこして前方が高く、広範囲に隆起し、力のバランスがとれた状態となっている。

（図4.45（a），（b）参照）

しかし、改良体の変位は、図4.47に示すとおり、改良体の柱頭変位量（荷重強度＝0.6kgf/cm²）でみると

正方配置(a)では 4mm

となり、

千鳥配置(b)の 16mm

に対して4分の1である。

また、地盤強度が比較的強い平成6年度の

正方配置(c)の 10mm

千鳥配置(d)の 10mm

と比較しても2分の1以下である。（1kgf/cm²＝98kN/m²）

これは、正方配置では、改良体の間を地盤が抜け出したため、改良体自身の変位量は小さくなったと考えられる。

一方、千鳥配置では地盤の抜け出しが抑制され、改良体に側方流動圧が作用し、改良体に大きな変位量があらわれたものと考えられる。

②地盤強度が「標準」の場合（平成6年度）

地盤は流動化することなく、抜け出しも小さく、軟弱地盤と改良体が一体となって変形したと考えられる。

また、盛土下が全体的に沈下し、円弧すべりをおこしている。

（図4. 45(c)、(d)参照）

改良体の変位は、前述のとおり、

正方配置(c)で 10mm

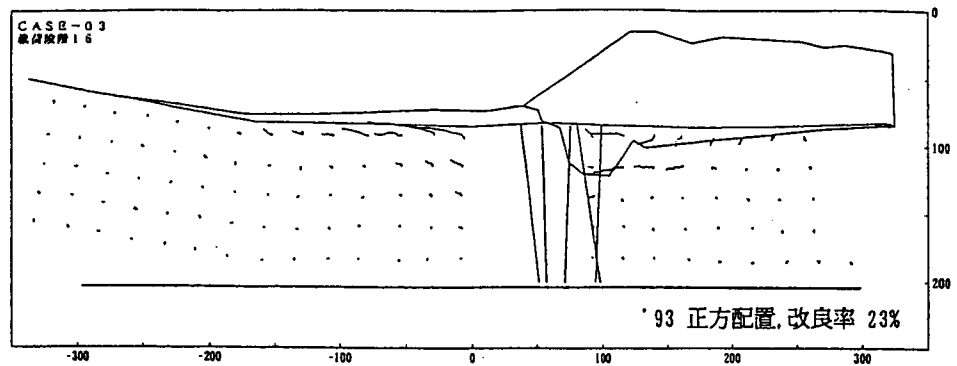
千鳥配置(d)で 10mm

と同じ変位量を示しており、配置形状の違いによる変位量の差は認められない。

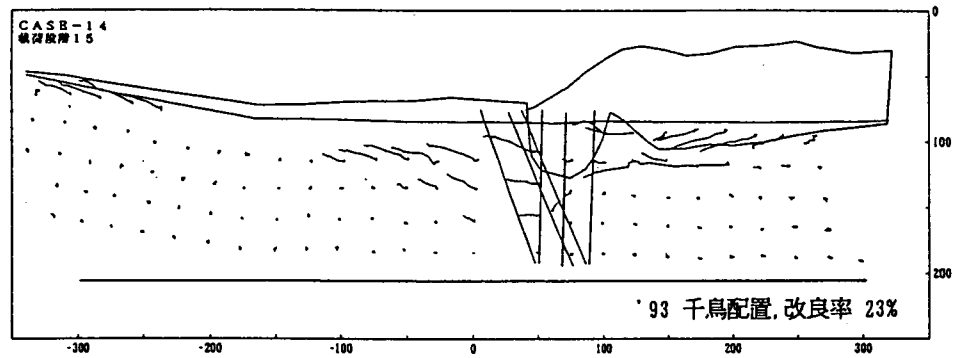
(3) 地盤強度の比較および改良体配置形状の比較

- ・地盤強度が「かなり軟かい」場合には、偏載荷重となる盛土端部で局部的なもぐり込みが生じ、それに伴い側方流動を生じ、前方が高く、広範囲に隆起する。
その際、軟弱地盤は、正方配置など抵抗が少ない場合には改良体の間を抜け出す。そのため、改良体の変位量は軟弱地盤の変位に追随していないため、小さく出ている。
- ・地盤強度が「標準」では、盛土下が全体的に沈下し、円弧すべりをおこしている。しかし、抜け出しは小さく、正方配置・千鳥配置とも軟弱地盤と改良体が一体となって変形し、改良体の変位には、配置形状の違いによる差は認められない。

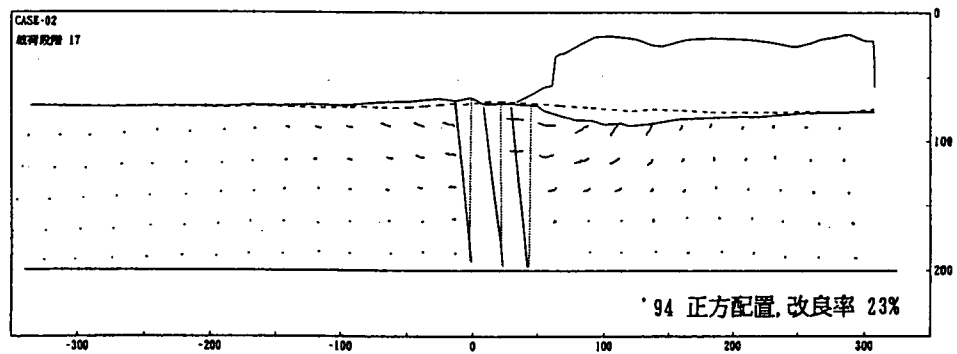
(a)平成5年度 正方配置 かなり軟かい地盤



(b)平成5年度 千鳥配置 かなり軟かい地盤



(c)平成6年度 正方配置 標準の地盤



(d)平成6年度 千鳥配置 標準の地盤

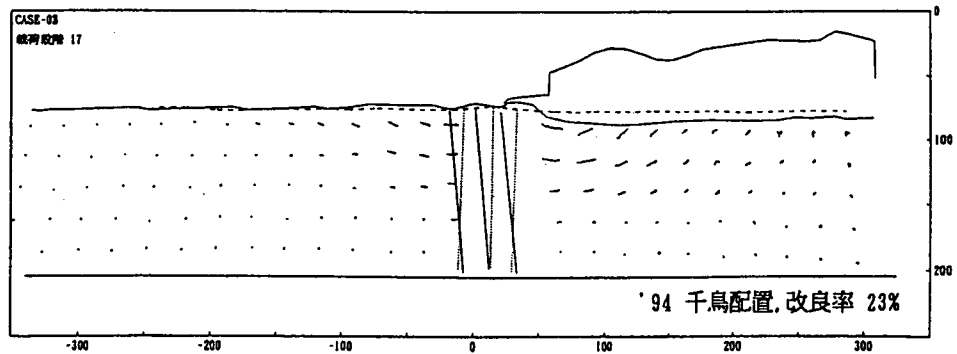
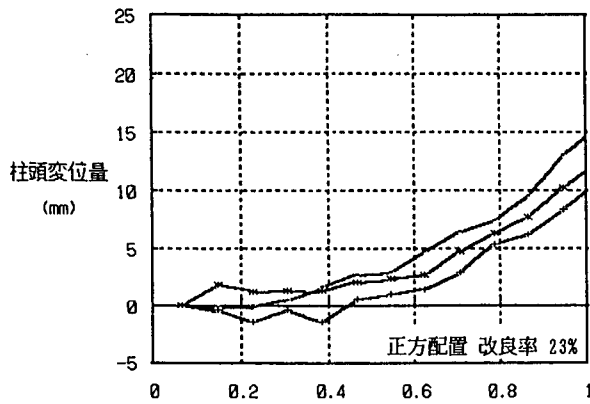


図4.45 改良体・地盤変形図

平成5年度

(a) 正方配置

'93年度



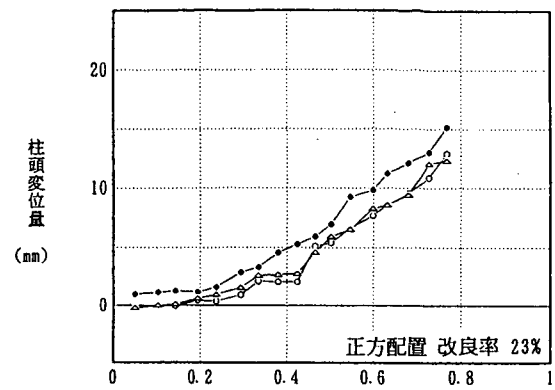
荷重強度 (kgf/cm²)

(1kgf/cm²=98kN/m²)

平成6年度

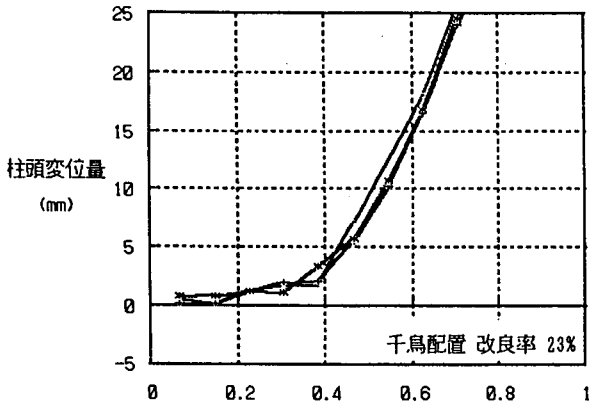
(c) 正方配置

'94年度



荷重強度(kgf/cm²)

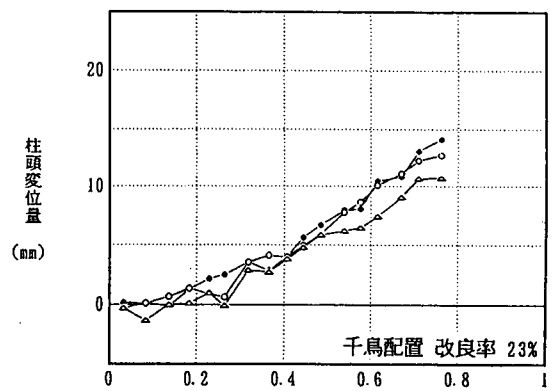
(b) 千鳥配置



荷重強度 (kgf/cm²)

(1kgf/cm²=98kN/m²)

(d) 千鳥配置



荷重強度(kgf/cm²)

—●— 1列目

—○— 2列目

—△— 3列目

—●— 1列目

—○— 2列目

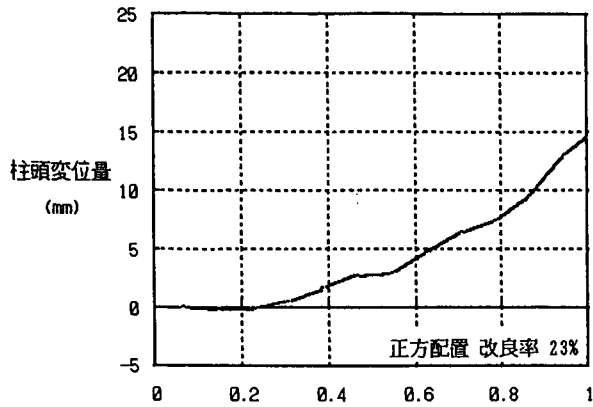
—△— 3列目

図4.46 柱頭変位量図 (1, 2, 3列目)

平成5年度

(a) 正方配置

'93年度



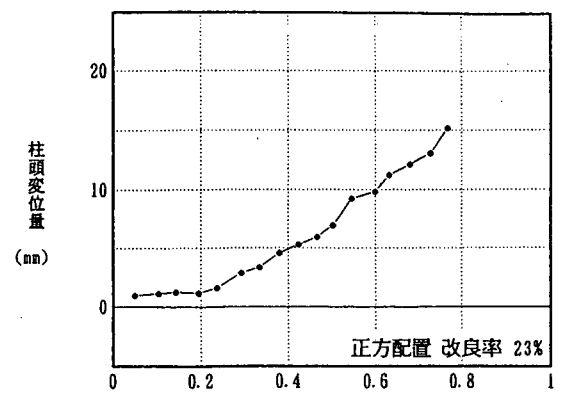
荷重強度 (kgf/cm²)

(1kgf/cm²=98kN/m²)

平成6年度

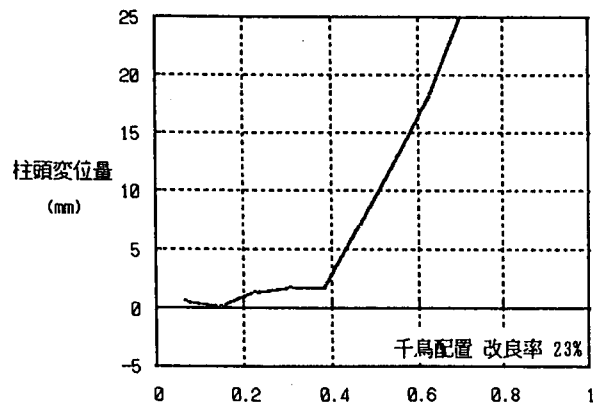
(c) 正方配置

'94年度



荷重強度(kgf/cm²)

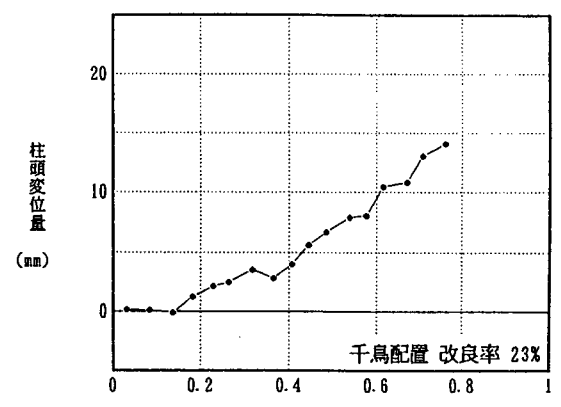
(b) 千鳥配置



荷重強度 (kgf/cm²)

(1kgf/cm²=98kN/m²)

(d) 千鳥配置



荷重強度(kgf/cm²)

図4.47 柱頭変位量図(1列目)

4. 4. 2 改良位置（法先、法下）の比較

(1) 実験の概要

改良位置を法先と法下にした場合の比較は、平成4年度と平成5年度および平成6年度の研究で行っている。

1) 軟弱地盤の性状

平成4年度と平成5年度および平成6年度に作成した地盤の比較を、表4. 19に示す。

また、地盤強度の平均値、バラツキの範囲を図4. 48に示す。

表4. 19 軟弱地盤の比較

項 目	平成4年度	平成5年度	平成6年度
試 料 の 種 類	土木研究所内で採取した粘性土	土木研究所内で採取した粘性土	有明粘性土
地 盤 強 度	標準よりやや軟かい	(分類G2) かなり軟かい	標準

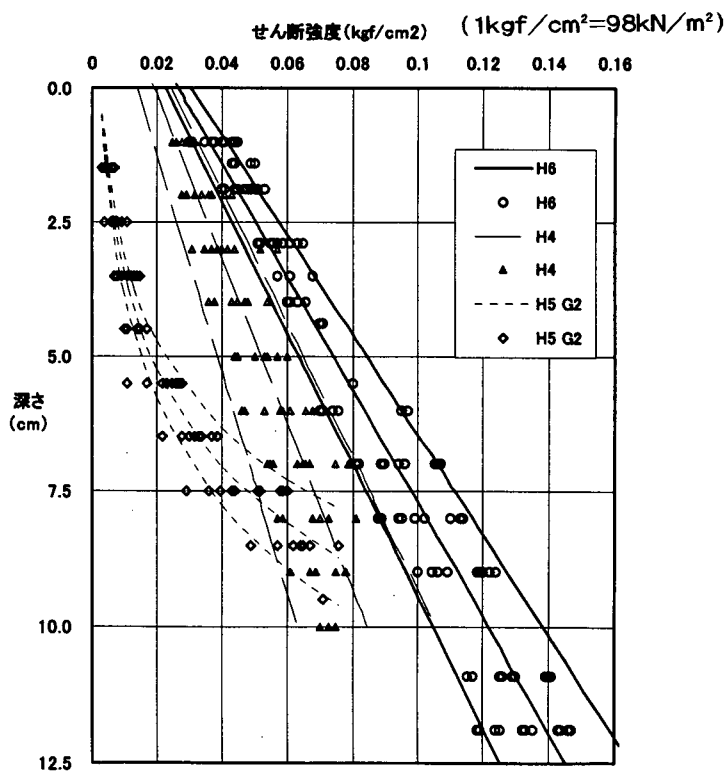


図4. 48 地盤強度の平均値・バラツキの範囲

深さ方向の強度分布は、平成5年度は下に凸の2次曲線を示すのに対して、平成4年度と平成6年度は直線分布となる。

そのため強度の比は、深さ方向で異なるが、全体的な強度の傾向は、

平成5年度(分類G2) < 平成4年度 < 平成6年度

である。

各深さでの強度の比は、表4.20に示すとおり、平成5年度(分類G2)に対する平成4年度、平成6年度の比は、深さ2.5cmでは約5倍と約7倍で、深さ7.5cmでは約1.4倍と約2倍となっている。

表4.20 地盤強度の比較(ベーンせん断試験)

深さ(cm)	ベーンせん断試験より求めたせん断強度(kgf/cm ²)				
	平成5年度(A) (分類G2)	平成4年度(B)	平成6年度(C)	(A):(B)	(A):(C)
2.5	0.007	0.036	0.050	1:5.1	1:7.2
5.0	0.019	0.052	0.074	1:2.7	1:3.9
7.5	0.048	0.068	0.098	1:1.4	1:2.0

(1kgf/cm²=98kN/m²)

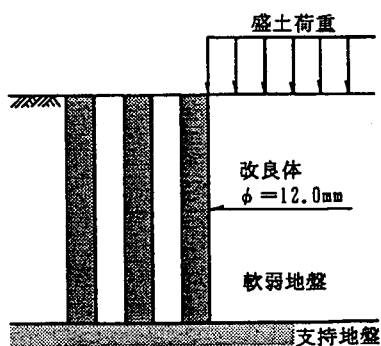
2) 実験条件

改良体の支持形式 : 着底
 改良列数 : 3列
 盛土荷重形状 : 等分布
 改良体物性 : 真鍮

表4. 21 実験条件とケース種類

	地 盤 強 度		
	かなり軟かい (平成5年度) 分類G 2	標準よりやや軟かい (平成4年度)	標 準 (平成6年度)
配置形状	正方配置	正方配置	千鳥配置
改 良 率	23%	23%	40%
法 先	H 5 CASE-3	H 4 CASE-8	H 6 CASE-4
法 下	H 5 CASE-11	H 4 CASE-14	H 6 CASE-9

法先改良 (H 6 CASE-4)



法下改良 (H 6 CASE-9)

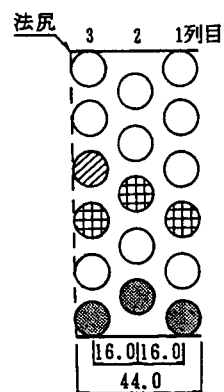
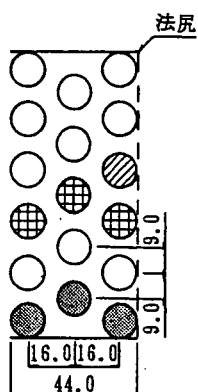
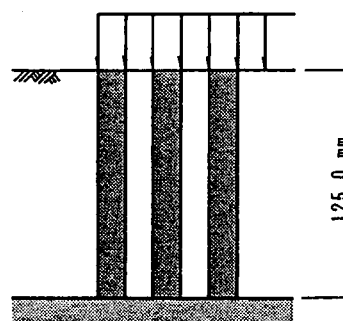


図4. 49 改良体配置位置 (平成6年度の例)

(2) 改良体・地盤の変形状態

改良体・地盤の変形ならびに改良体の柱頭変位量を図4. 50～4. 55に示す。

	かなり軟かい (平成5年度)	標準よりやや軟かい (平成4年度)	標準 (平成6年度)
改良体・地盤の変形	図4. 50	図4. 52	図4. 54
改良体の柱頭変位量	図4. 51	図4. 53	図4. 55

1) 軟弱地盤の強度が「かなり軟かい」場合

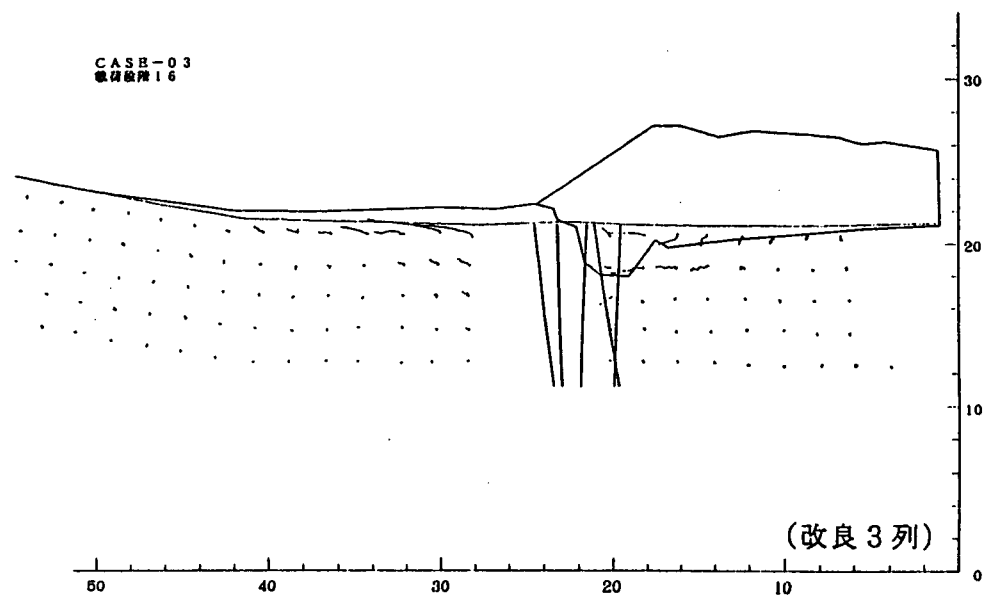
改良体・地盤の変形ならびに柱頭変位量の図より変形の状態は次のとおりである。

①改良体・地盤の変形は、図4. 50に示すとおりである。法先改良では、偏載荷重となる盛土端部で局部的なもぐり込みが生じ、それに伴い側方流動を生じ、前方が高く、広範囲に隆起する。その際に、改良体も押されて変位している。

法下改良では、偏載荷重がかかる盛土端部に改良体があるため、盛土荷重を改良体が鉛直荷重として受け持っている。それにより改良体自身に盛土荷重による軸力が発生するため、横方向への変位は抑制される。また、改良体背面の地盤には均一の盛土荷重がかかるため均一に沈下し、その沈下量に相当する大きさの土量が軟弱な上層地盤で側方流動を生じ、軟弱地盤のみが改良体の間を抜け出して、上層部のみが大きな変形を示している。

(a) 法先改良

H5 CASE-3



(b) 法下改良

H5 CASE-11

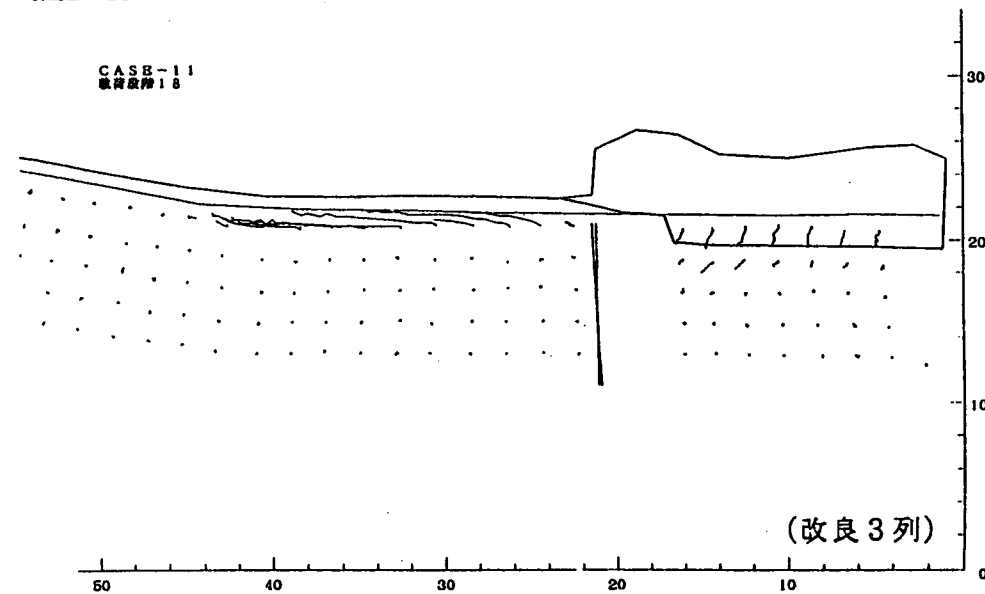


図4.50 改良体・地盤変形図 (かなり軟かい地盤)

②改良体の変位は、図4. 51に示すとおり、改良体の柱頭変位量(荷重強度=1.0kgf/cm²)でみると

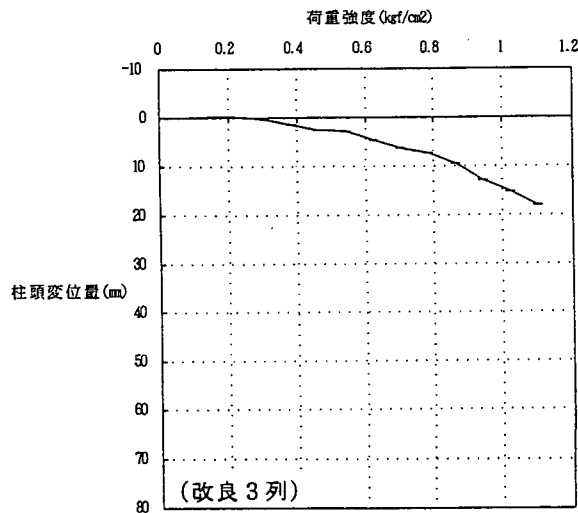
法先改良では 14.5mm

法下改良では 2.5mm

となり、法先改良と比較して法下改良における柱頭変位量は6分の1程度と小さい。

(a) 法先改良

H5 CASE-3



(b) 法下改良

H5 CASE-11

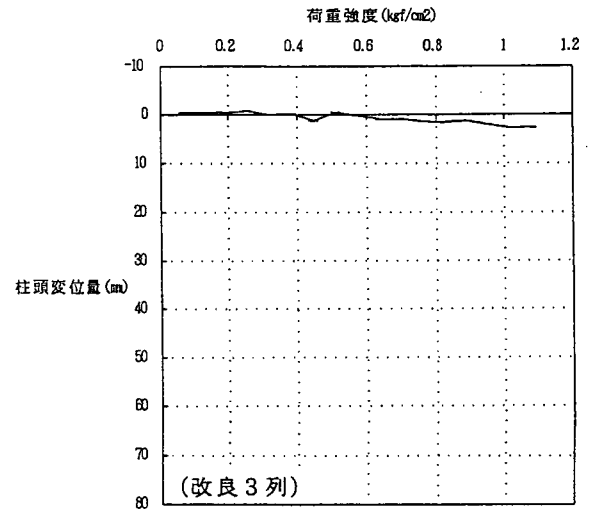


図4. 51 柱頭変位量図 (かなり軟かい地盤) (1kgf/cm²=98kN/m²)

③前述より軟弱地盤の強度が「かなり軟かい」場合には、法先改良では、盛土端部が局部的にもぐり込み、側方流動を生じて、前方が高く、広範囲に隆起する。その際、改良体も押されて変位している。

法下改良では、盛土端部の荷重が改良体に軸力として作用するため、横方向への変位は抑制される。そのため、改良体背面の地盤は均一に沈下し、それが側方流動して、改良体の間を抜け出して、軟弱地盤の上端部のみが大きな変形を示している。

2) 軟弱地盤の強度が「標準よりやや軟かい」の場合

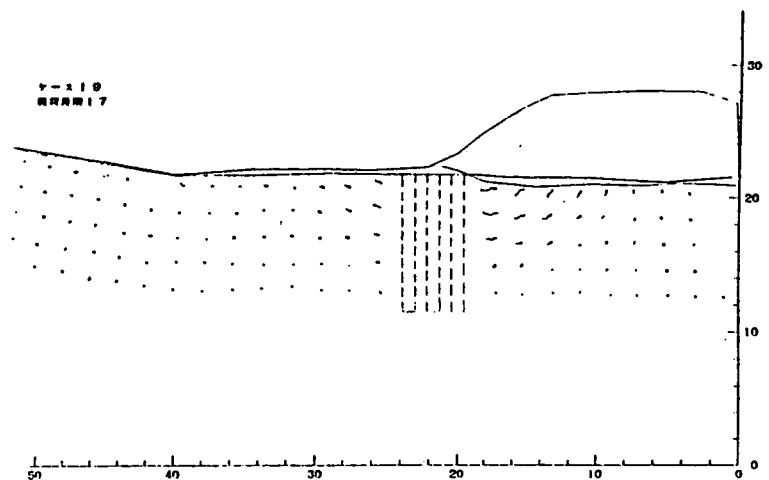
改良体・地盤の変形ならびに柱頭変位量の図より変形の状態は次のとおりである。

①改良体・地盤の変形は、図4.52に示すとおり、法先改良では盛土端が少しもぐり込み、盛土前面地盤がやや隆起し、全体的には改良体と地盤が一体となって円弧すべり的な変形が生じている。

一方、法下改良では、改良体自身の横方向への変位は小さく、改良体背面の地盤は均一に沈下しているが、その量は小さいため、軟弱地盤の横方向への変位量は小さい。

(a) 法先改良

H4 CASE-8



(b) 法下改良

H4 CASE-14

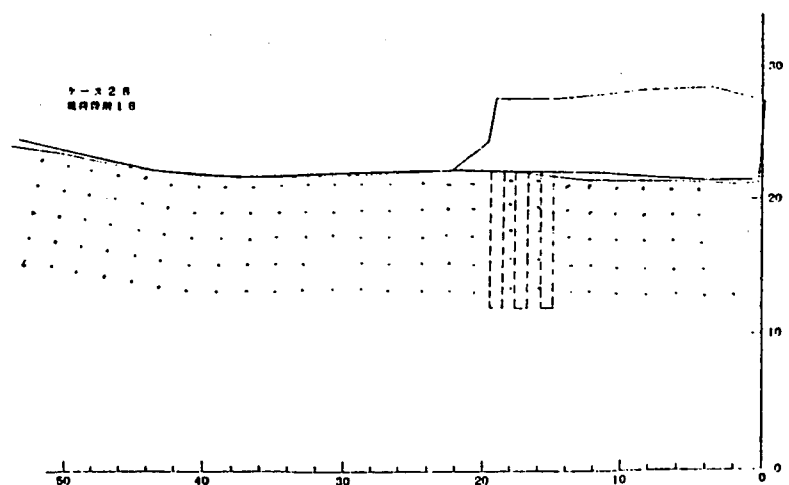


図4.52 改良体・地盤変形図 (標準よりやや軟かい地盤)

②改良体の変位は、図4.53に示すとおり、改良体の柱頭変位量(荷重強度=1.0kgf/cm²)でみると、

法先改良では 14 mm

法下改良では 2.5mm

となり、法先改良と比較して、法下改良における柱頭変位量は6分の1程度と小さい。

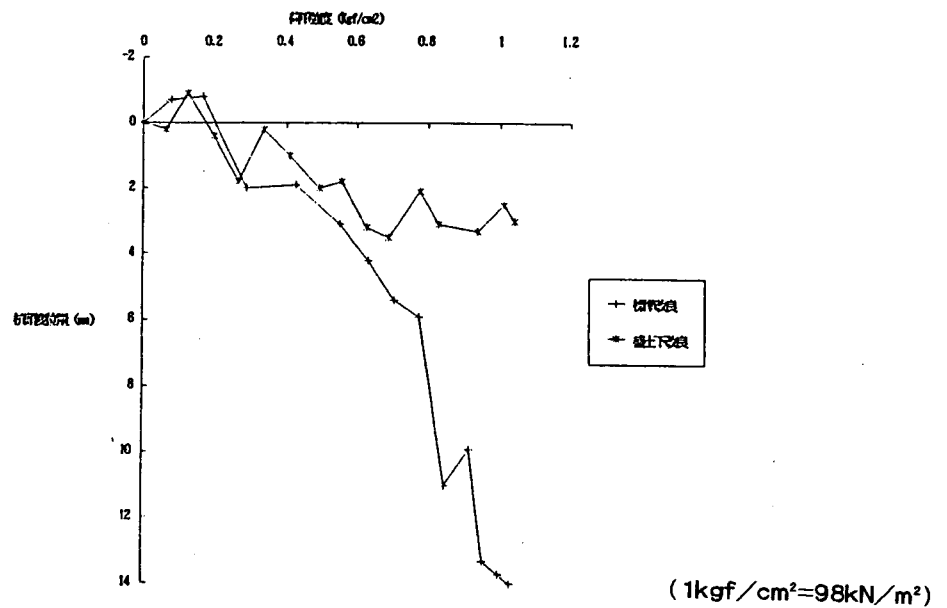


図4.53 柱頭変位量図(標準よりやや軟かい地盤)

③前述より、軟弱地盤の強度が「標準よりやや軟かい」場合には、法先改良では盛土端が少しもぐり込み、盛土前面地盤がやや隆起し、全体的には改良体と地盤が一体となって円弧すべり的な変形が生じている。

法下改良では、改良体自身の横方向への変位は小さく、法先改良と比べて6分の1程度と小さくなっている。また、改良体背面の地盤は均一に沈下しているが、その量は小さいため、軟弱地盤の横方向への変位量は小さい。

3) 軟弱地盤の強度が「標準」の場合

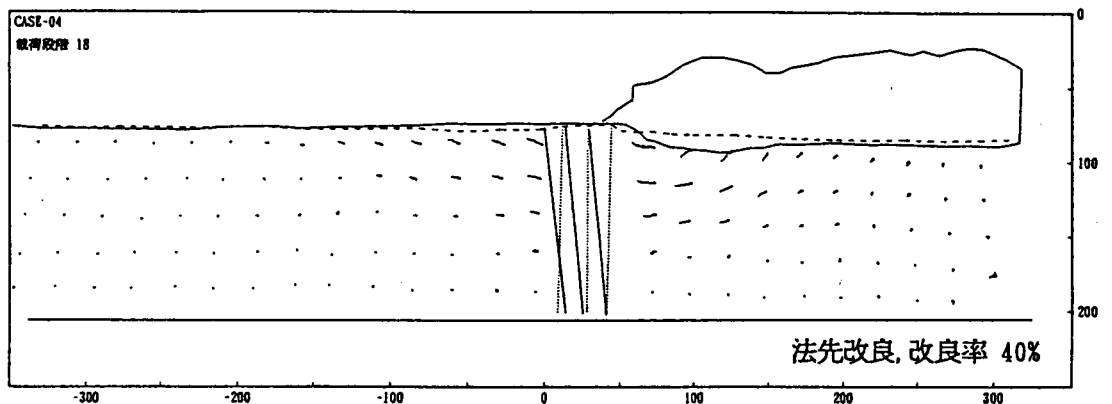
改良体・地盤の変形ならびに柱頭変位量の図より変形の状態は次のとおりである。

①改良体・地盤の変形は、図4. 54に示すとおり、法先改良では盛土端が少しもぐり込み、盛土前面地盤がやや隆起し、全体的には改良体と地盤が一体となって円弧すべり的な変形が生じている。

一方、法下改良では、改良体背面の地盤は均一に沈下し、全体的には改良体と地盤が一体となって円弧すべり的な変形が生じている。

(a) 法先改良

H 6 CASE-4



(b) 法下改良

H 6 CASE-9

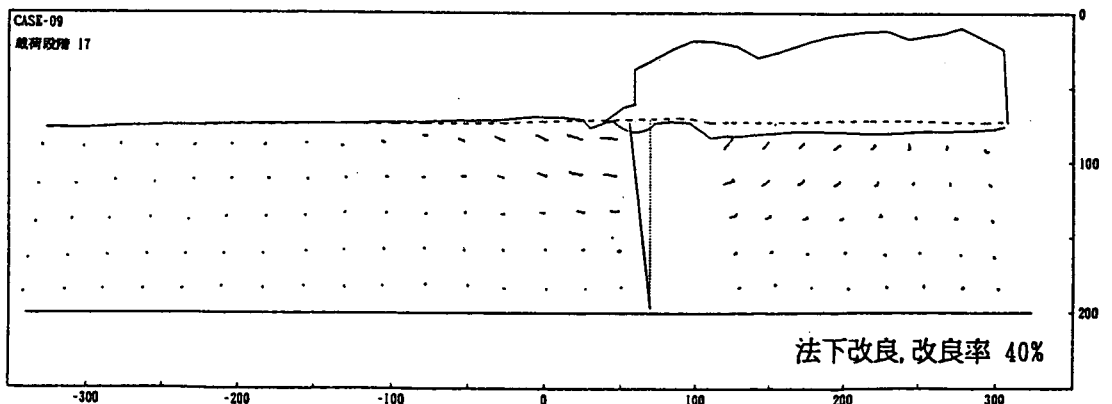


図4. 54 改良体・地盤変形図 (標準の地盤)

②改良体の変位は、図4. 55に示すとおり、改良体の柱頭変位量(荷重強度=0. 8kgf/cm²)でみると、

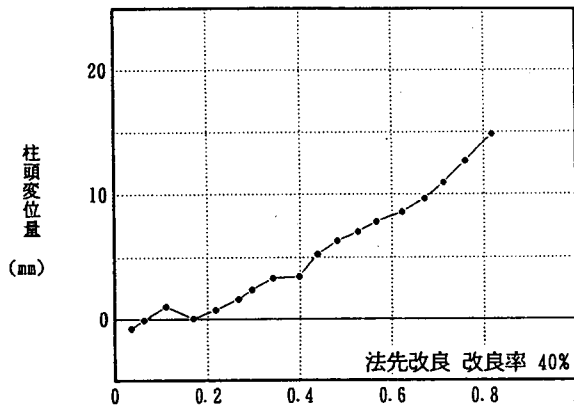
法先改良では 14mm

法下改良では 13mm

となり、法先改良と法下改良ともほぼ同程度の変位量である。

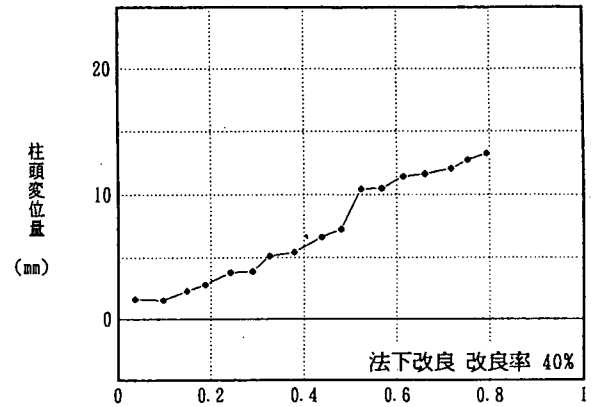
(a) 法先改良

H 6 CASE-4



(b) 法下改良

H 6 CASE-9



荷重強度(kgf/cm²)

(1kgf/cm²=98kN/m²)

荷重強度(kgf/cm²)

図4. 55 柱頭変位量図 (標準の地盤)

③前述より、軟弱地盤の強度が「標準」の場合、法先改良では盛土端が少しもぐり込み、盛土前面地盤がやや隆起し、全体的には改良体と地盤が一体となって円弧すべり的な変形が生じている。一方、法下改良では改良体背面の地盤は均一に沈下し、全体的には改良体と地盤が一体となって円弧すべり的な変形が生じている。改良体の柱頭変位量は、法先改良とほぼ同程度である。

(3) 改良位置（法先、法下）の比較についてのまとめ

①軟弱地盤の強度が「かなり軟かい」場合

・法先改良

盛土端部が局部的にもぐり込み、側方流動を生じて、前方が高く、広範囲に隆起する。その際、改良体も押されて変位している。

・法下改良

盛土端部の荷重が改良体に軸力として作用するため、横方向への変位は抑制される。そのため、改良体背面の地盤は均一に沈下し、それが側方流動して、改良体の間を抜け出して、軟弱地盤の上層部のみが大きな変形を示している。

②軟弱地盤の強度が「標準よりやや軟かい」場合

・法先改良

盛土端が少しもぐり込み、盛土前面地盤がやや隆起し、全体的には改良体と地盤が一体となって円弧すべり的な変形が生じている。

・法下改良

改良体自身の横方向への変位は小さく、法先改良と比べて6分の1程度と小さくなっている。

改良体背面の地盤は均一に沈下しているが、その量は小さいため、軟弱地盤の横方向への変位量は小さい。

③軟弱地盤の強度が「標準」の場合

・法先改良

盛土端が少しもぐり込み、盛土前面地盤がやや隆起し、全体的には改良体と地盤が一体となって円弧すべり的な変形が生じている。

・法下改良

改良体背面の地盤は均一に沈下し、全体的には改良体と地盤が一体となって円弧すべり的な変形が生じている。改良体の柱頭変位量は、法先改良とほぼ同程度である。

④改良位置による比較

- ・法先改良の場合には、偏載荷重となる盛土端部で局部的なもぐり込みが生じ、それに伴い、地盤が軟らかい場合には側方流動が、強度が大きくなると円弧すべり的な変形が生じている。

改良体の変位は、地盤とだいたい同様である。

- ・法下改良の場合には、偏載荷重となる盛土端部の荷重が改良体に軸力として作用するため改良体に軸力が発生し、横方向への変位は抑制される。

改良体背面の地盤は均一に沈下し、地盤が軟らかい場合には改良体の間を抜け出して（そのため、改良体の変位量は小さい）、前方が大きく隆起するが、強度が大きくなると改良体と地盤が一体となって円弧すべり的な変形が生じるため、改良体の変位量は軟らかい地盤に比較して大きくなっている。

4. 4. 3 改良体の支持形式（固定、着底、フローティング）の比較

（1）実験の概要

改良体の支持形式による比較は、平成4年度に固定、着底、フローティングの3種類にて行われている。

1) 軟弱地盤の性状

平成4年度に作成した地盤を表4. 22に示す。

また、地盤強度の平均値、バラツキの範囲を図4. 56に示す。

表4. 22 軟弱地盤の比較

項 目	平成4年度
試 料 の 種 類	土木研究所内で採取した粘性土
地 盤 強 度	標準よりやや軟かい

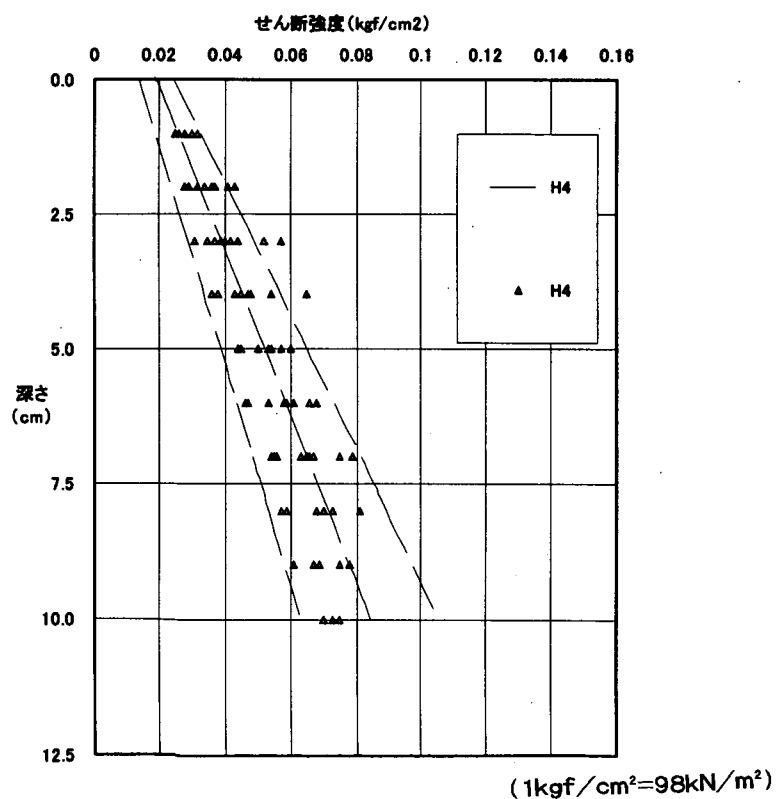


図4. 56 地盤強度の平均値・バラツキの範囲

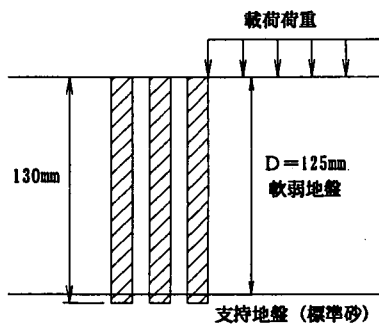
2) 実験条件

改良列数 : 3列
 配置形状 : 正方配置
 改良率 : 23%
 盛土荷重形状 : 等分布
 改良体物性 : 真鍮

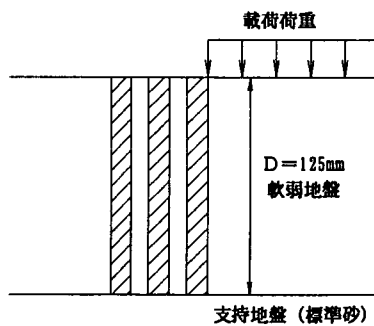
表4. 23 実験条件とケース種類

	地盤強度	
	標準よりやや軟かい (平成4年度)	
固 定 着 底 フローティング	H4	CASE-5
	H4	CASE-8
	H4	CASE-10

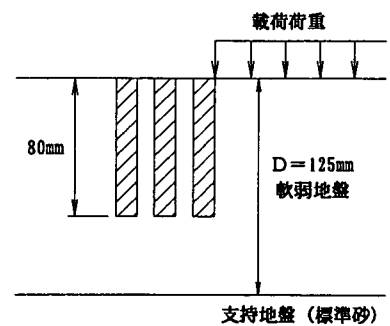
(a) 固定



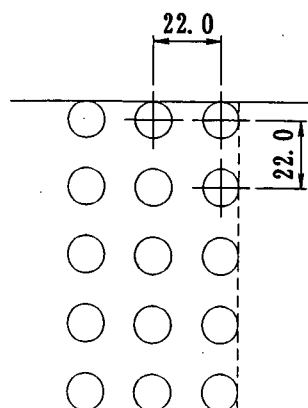
(b) 着底



(c) フローティング



法先改良



3列改良

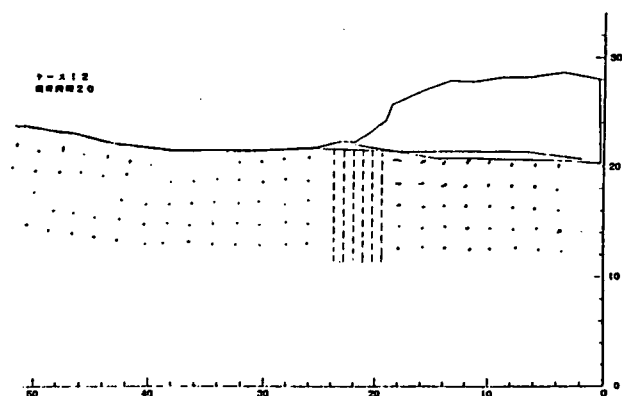
図4. 57 改良体配置位置

(2) 改良体・地盤の変形状態

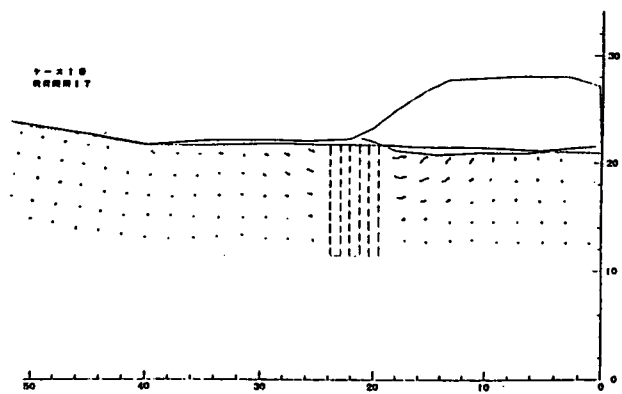
改良体・地盤の変形ならびに改良体の柱頭変位量を図4. 58, 4. 59に示す。図より変形の状態は次のとおりである。

①改良体・地盤の変形は、図4. 58に示すとおり、円弧すべり的な変形が生じている。

(a) 固定



(b) 着底



(c) フローティング

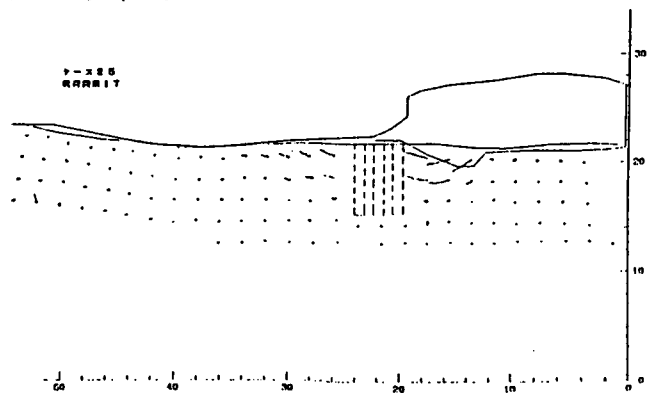


図4. 58 改良体・地盤変形図 (固定、着底、フローティング)

(3) 改良体の支持形式（固定、着底、フローティング）の比較についてのまとめ

- ・改良体・地盤の変形は、支持形式が固定、着底、フローティングにかかわらず、円弧すべり的な動きである。

ただし、変形量はフローティングが一番大きく、固定が一番小さい。

- ・改良体の柱頭変位量の比は

$$\text{固定} : \text{着底} : \text{フローティング} = 1 : 2 : 4$$

となり、着底部の支持力が大きい固定式の水平変位量が小さい。

また、柱頭変位量が急増する変曲点となる盛土荷重強度は

$$\text{固定} : \text{着底} : \text{フローティング} = 1 : 0.8 : 0.2$$

となり、固定式の方が変曲点となる荷重強度が大きく、大きな荷重に耐えられる。

- ・着底部の支持力が大きいほど、水平変位抑止効果が大きいと考えられる。

②改良体の変位は、図4. 59に示すとおり、3列改良の1列目の柱頭変位量(荷重強度＝1.05kgf/cm²)でみると

			比率
固定	では	7mm	1.0
着底	では	14mm	2.0
フローティングでは		30mm	4.3

となり、着底部の支持力が大きい固定式の水平変位量が7mmと小さく、着底部の支持力が小さいフローティング式の水平変位量が30mmと大きい。

また、柱頭の水平変位量が急増する変曲点となる盛土荷重強度は

			比率
固定	では	1.04kgf/cm ²	1.00
着底	では	0.78kgf/cm ²	0.75
フローティングでは		0.25kgf/cm ²	0.24

となり、固定式の方が変曲点となる荷重強度が大きく、大きな荷重に耐えられる。逆にフローティング式では小さな荷重から水平変位量は大きくなっている。

このことより、着底部の支持力が大きいほど、水平変位抑止効果が大きいと考えられる。

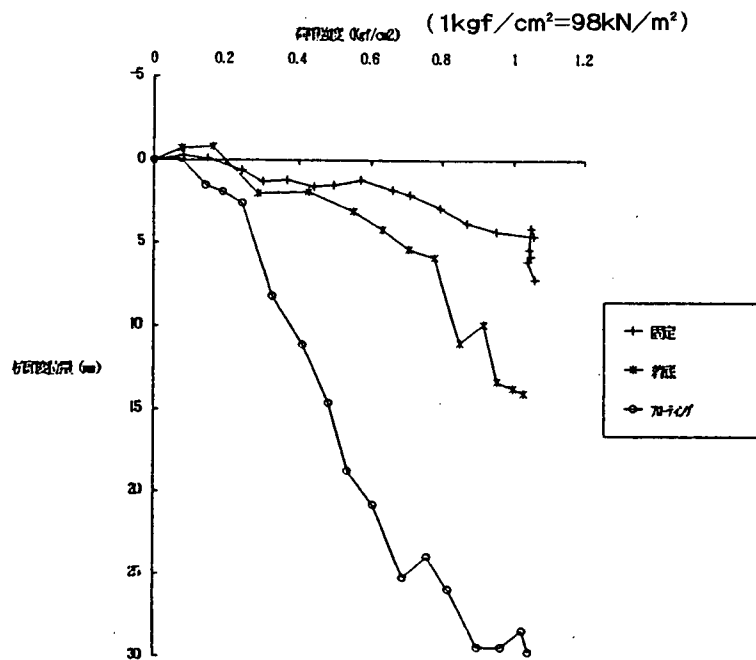


図4. 59 柱頭変位量図 (固定、着底、フローティング)

4. 4. 4 改良列数の比較

(1) 実験の概要

改良列数による比較は、平成4年度と平成5年度および平成6年度の研究で行っている。

1) 軟弱地盤の性状

平成4年度と平成5年度および平成6年度に作成した地盤の比較を表4. 24に示す。

また、地盤強度の平均値、バラツキの範囲を図4. 60に示す。

表4. 24 軟弱地盤の比較

項 目	平成4年度	平成5年度	平成6年度
試 料 の 種 類	土木研究所内で採取した粘性土	土木研究所内で採取した粘性土	有明粘性土
地 盤 強 度	標準よりやや軟かい	(分類G2) かなり軟かい	標 準

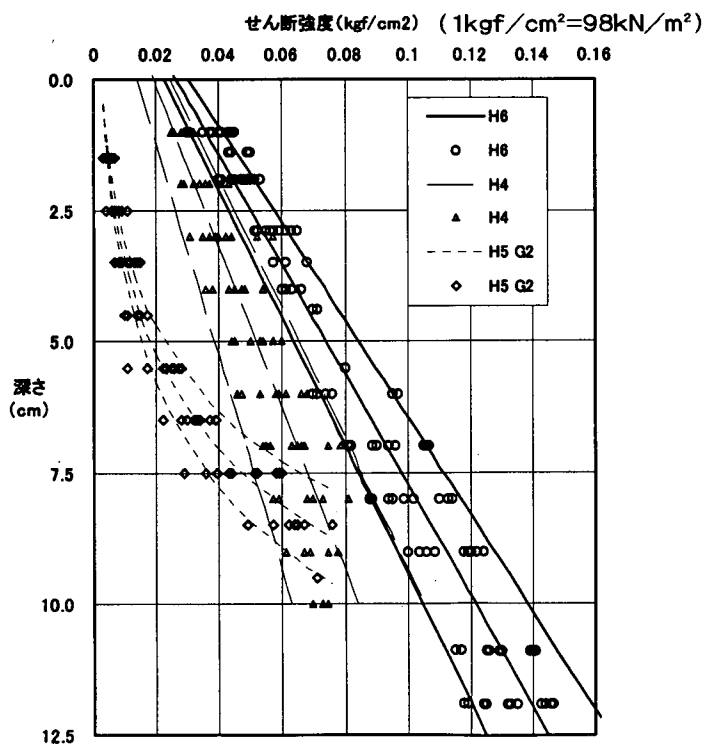


図4. 60 地盤強度の平均値・バラツキの範囲

2) 実験条件

改良位置 : 法先
 盛土荷重形状 : 等分布
 改良体物性 : 真鍮

表4. 25 実験条件とケース種類

支持形式	改良列数	地 盤 強 度		
		かなり軟かい (平成5年度) 分類G 2	標準よりやや軟かい (平成4年度)	標 準 (平成6年度)
配置形状		正方配置	正方配置	千鳥配置
改良率		2 3 %	2 3 %	3 9 %
固定	1列		H 4 CASE- 3	
	2列		H 4 CASE- 4	
	3列		H 4 CASE- 5	
	5列		H 4 CASE- 6	
着底	1列	H 5 CASE-15		H 6 CASE- 4 H 6 CASE- 7
	3列	H 5 CASE- 3		
	4列			
	5列	H 5 CASE-16		
フローティング	1列		H 4 CASE- 9	
	3列		H 4 CASE-10	

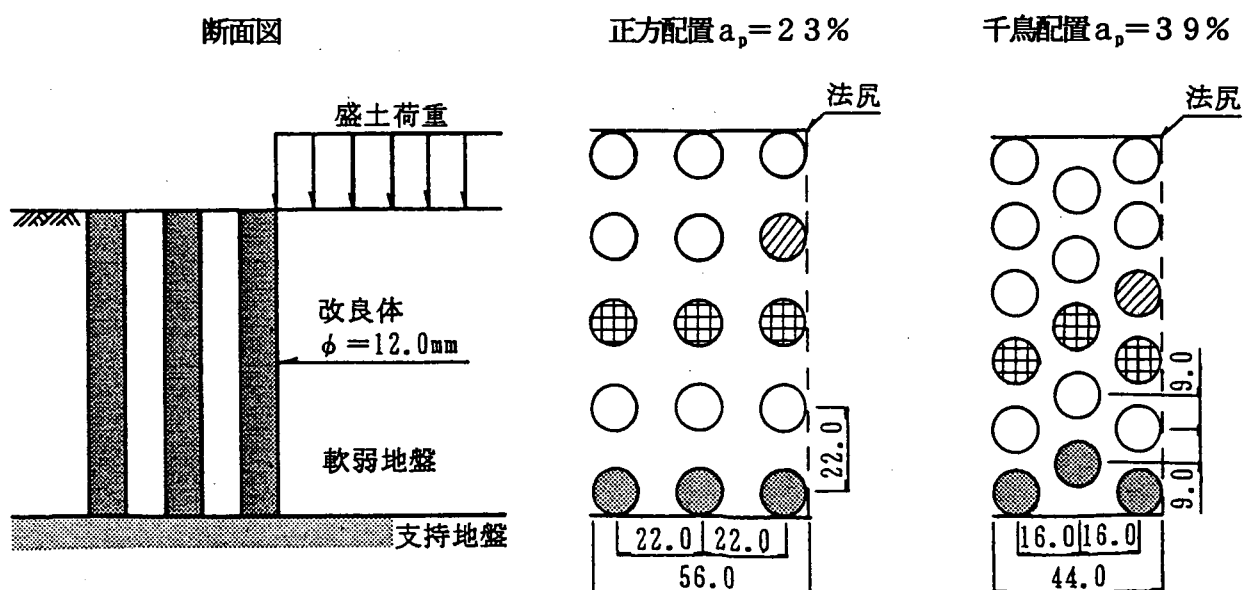


図4. 61 改良体配置位置

(2) 改良体・地盤の変形状態

改良体・地盤の変形ならびに改良体の柱頭変位量の図番一覧を表4. 26, 4. 27に示す。

図より変形の状態は次のとおりである。

表4. 26 改良体・地盤変形図 参照図番一覧表

支持形式	改良列数	地盤強度		
		かなり軟かい (平成5年度)	標準よりやや軟かい (平成4年度)	標準 (平成6年度)
固定	1列		図4. 63(a)	
	2列		図4. 63(b)	
	3列		図4. 63(c)	
	5列		図4. 63(d)	
着底	1列	図4. 62(a)		図4. 65(a) 図4. 65(b)
	3列	図4. 62(b)		
	4列			
	5列	図4. 62(c)		
フローティング	1列		図4. 64(a)	
	3列		図4. 64(b)	

表4. 27 柱頭変位量 参照図番一覧表

支持形式	改良列数	地盤強度		
		かなり軟かい (平成5年度)	標準よりやや軟かい (平成4年度)	標準 (平成6年度)
固定	1列		図4. 69	
	2列		図4. 69	
	3列		図4. 69	
	5列		図4. 69	
着底	1列	図4. 68(a)		図4. 71(a) 図4. 71(b)
	3列	図4. 68(b)		
	4列			
	5列	図4. 68(c)		
フローティング	1列		図4. 70	
	3列		図4. 70	

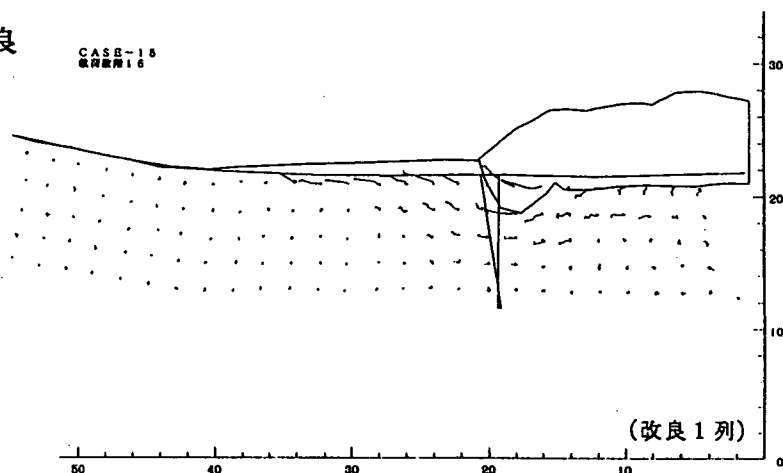
1) 改良体・地盤の変形状態

改良列数が1列～5列まで異なる場合の改良体・地盤の変形を図4. 62～4. 65に示す。

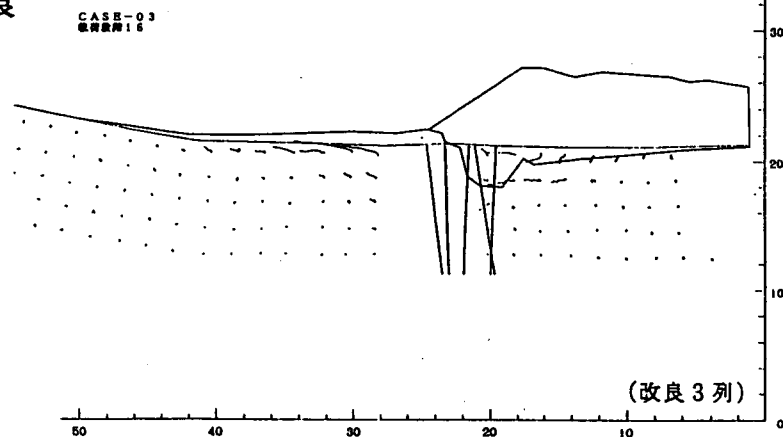
各ケースとも円弧すべり的な変形を生じている。

改良列数が多くなると、円弧すべりおよび抜け出しによる地盤の変形の影響範囲は小さくなっている。

(a) 1列改良



(b) 3列改良



(c) 5列改良

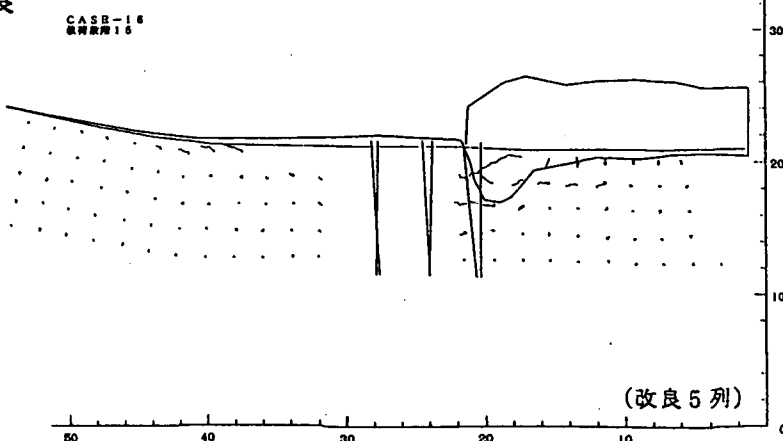
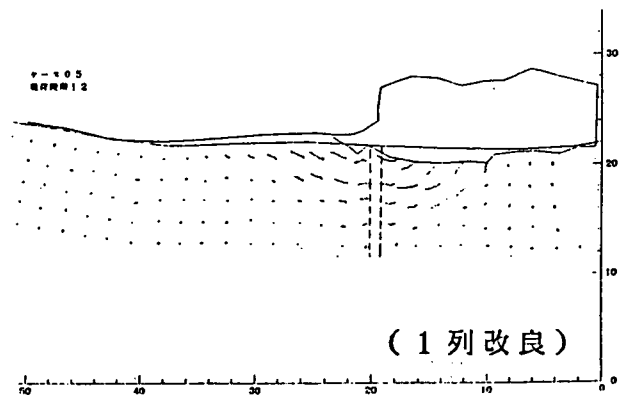
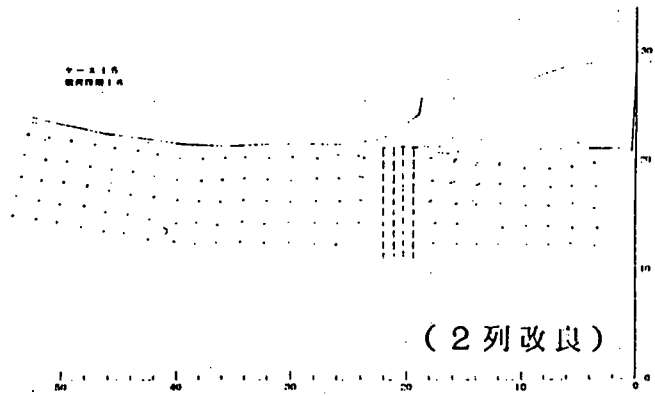


図4. 62 改良体・地盤変形図 (改良列数の比較、着底、かなり軟かい)

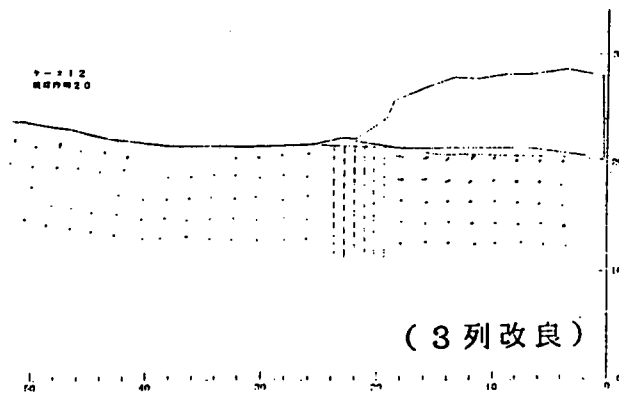
(a) 1列改良



(b) 2列改良



(c) 3列改良



(d) 5列改良

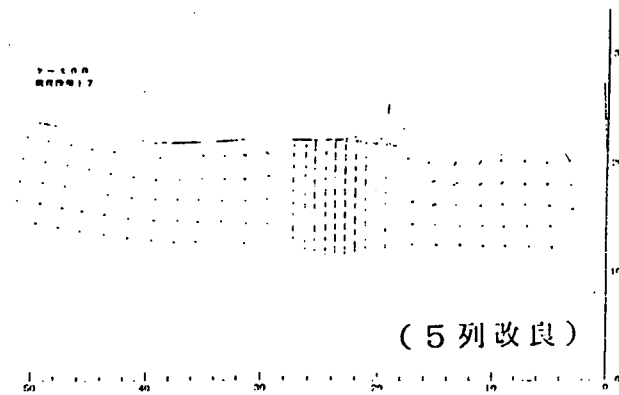
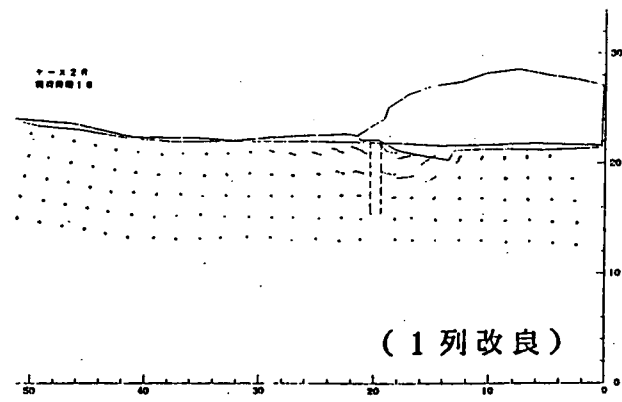


図4.63 改良体・地盤変形図 (改良列数の比較、固定、標準よりやや軟かい)

(a) 1列改良



(b) 3列改良

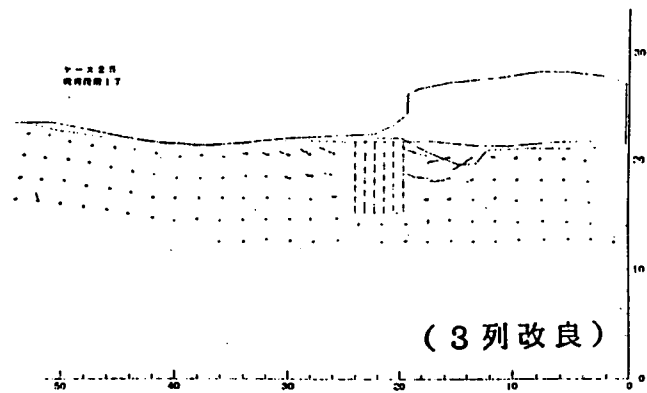
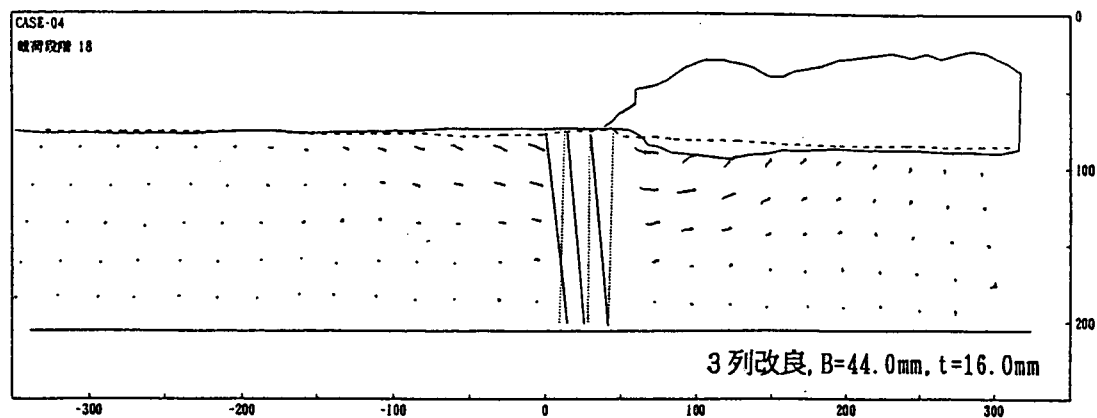


図4. 64 改良体・地盤変形図 (改良列数の比較、フローティング、標準よりやや軟かい)

(a) 3列改良



(b) 4列改良

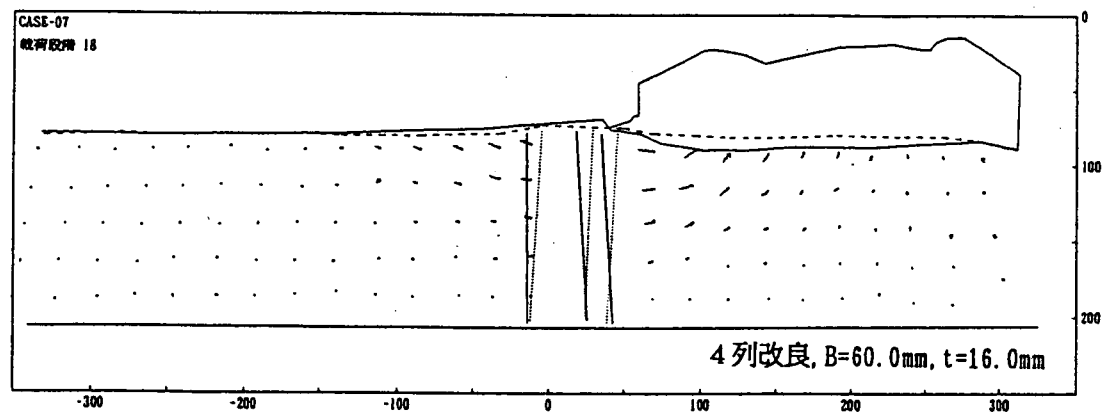


図4. 65 改良体・地盤変形図 (改良列数の比較、着底、標準)

2) 改良体の柱頭変位量

改良体の柱頭変位量を、図4. 68～4. 71に示す。

各ケース毎に試験が行なわれた最大荷重強度でみると表4. 28に示すとおりである。

表4. 28 柱頭変位量一覧表

支持形式	改良 列数	地 盤 強 度		
		かなり軟かい (平成5年度)	標準よりやや軟らかい (平成4年度)	標 準 (平成6年度)
荷重強度 (kgf/cm ²)		1.1	1.05	0.8
固定	1列		21mm	
	2列		12mm	
	3列		5mm	
	5列		6mm	
着底	1列	17mm		14mm 9mm
	3列	18mm		
	4列			
	5列	12mm		
フローティング	1列		21mm	
	3列		21mm	

支持形式が固定または着底の場合には、地盤強度にかかわらず図4. 66に示すとおり改良列数が多くなるほど変位量は少なく、水平変位抑止効果が大いと考えられる。

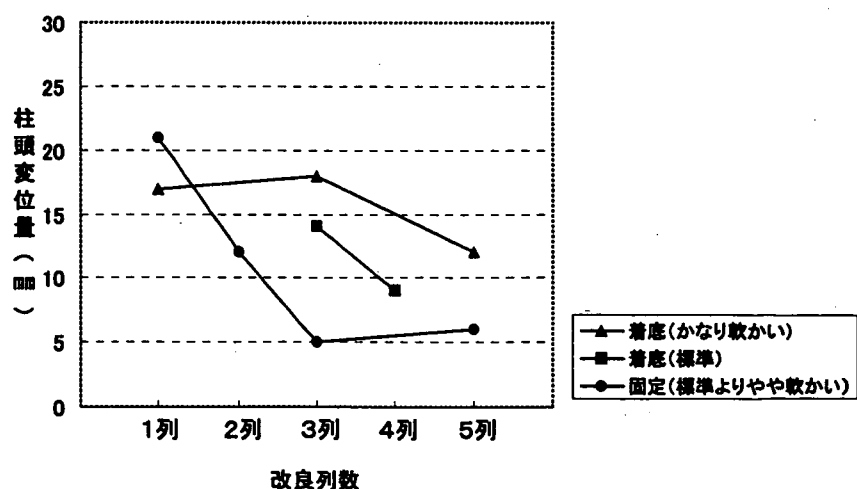


図4. 66 改良列数と柱頭変位量 (固定・着底)

一方、フローティング式の場合は、図4. 67に示すとおり、3列改良の1列目が水平変位量30mmと大きくでているが、それ以外は1列改良、3列改良とも水平変位量は21mmで大きな差はみられない。

したがってフローティング式では、改良列数の増大による水平変位抑止効果はあまり期待できないと考えられる。

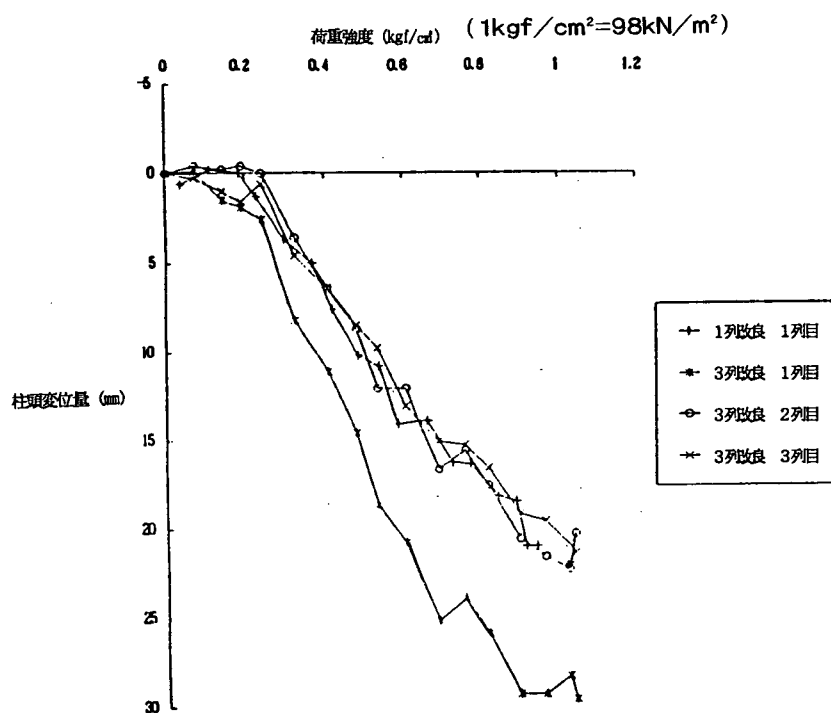
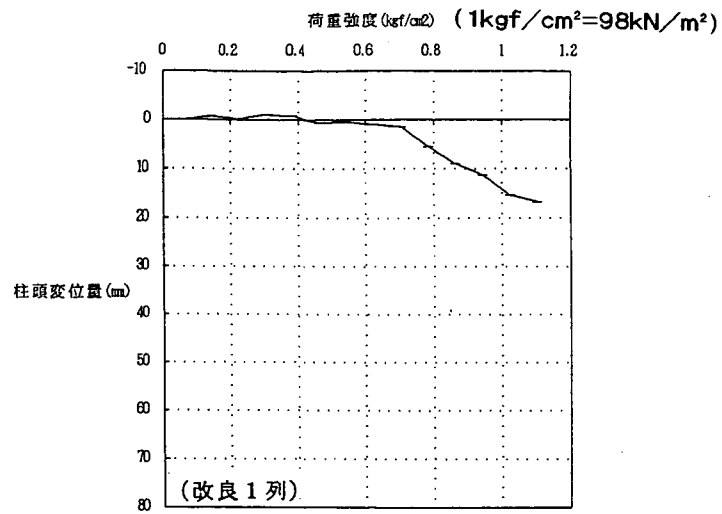
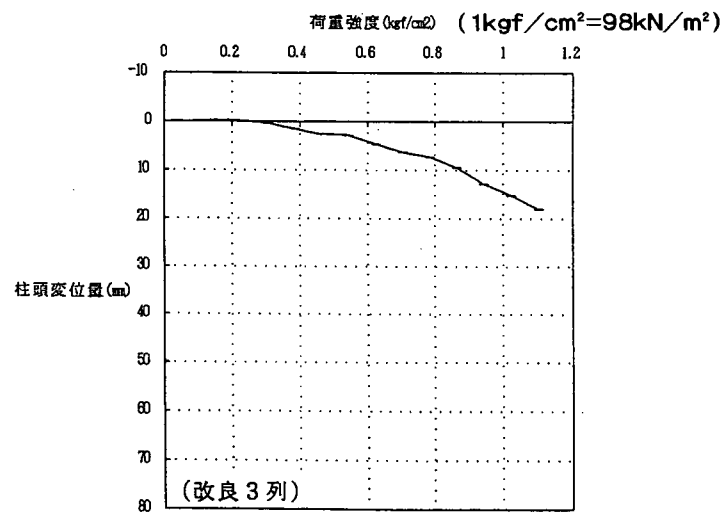


図4. 67 改良列数と柱頭変位量 (フローティング)

(a) 1列改良



(b) 3列改良



(c) 5列改良

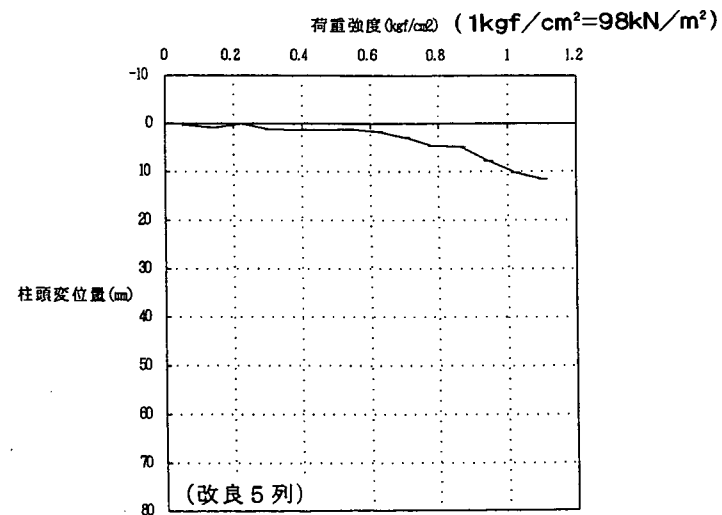


図4. 68 柱頭変位量図 (改良列数の比較、着底、かなり軟かい)

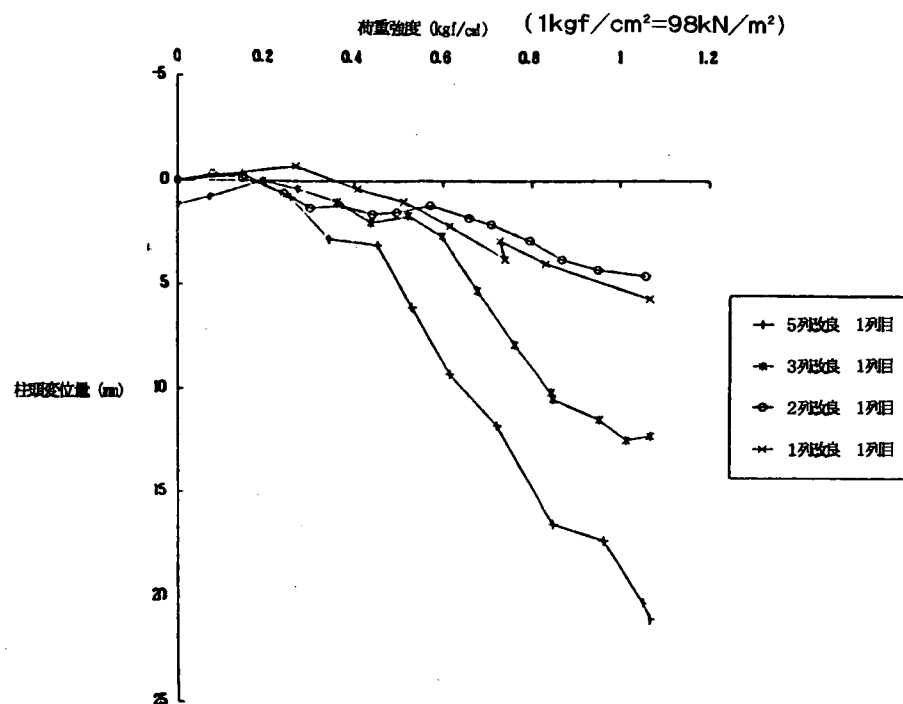


図4. 69 柱頭変位量図 (改良列数の比較、固定、標準よりやや軟かい)

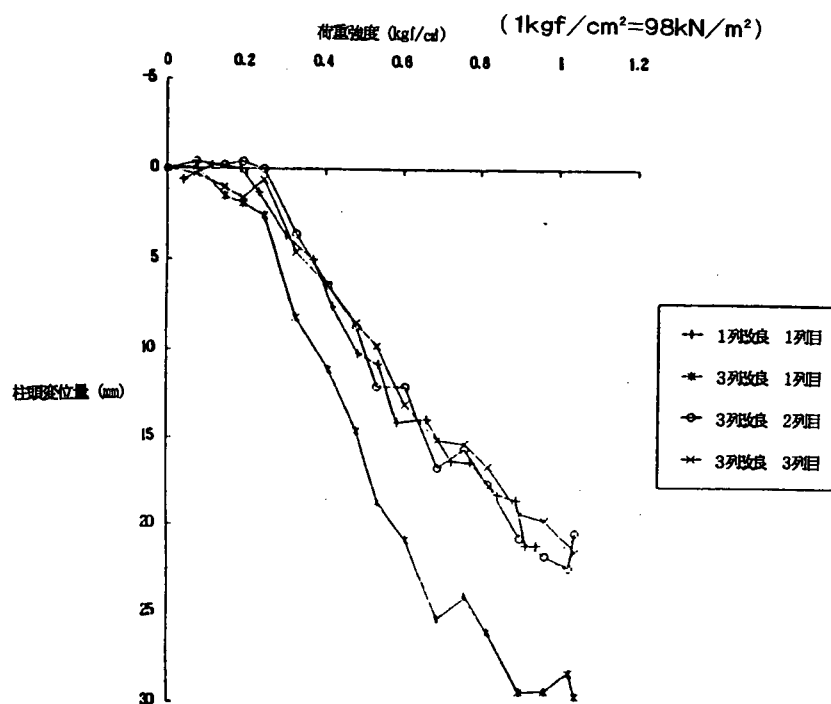
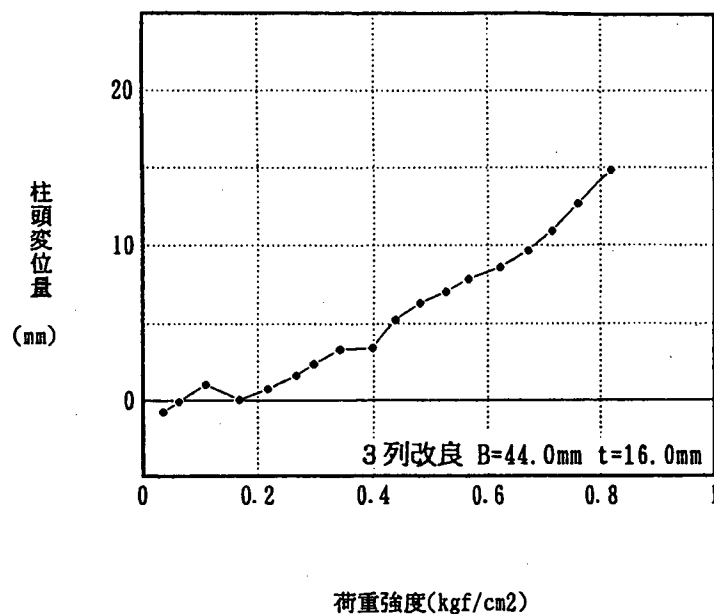


図4. 70 柱頭変位量図 (改良列数の比較、フローティング、標準よりやや軟かい)

(a) 3列改良



(b) 4列改良

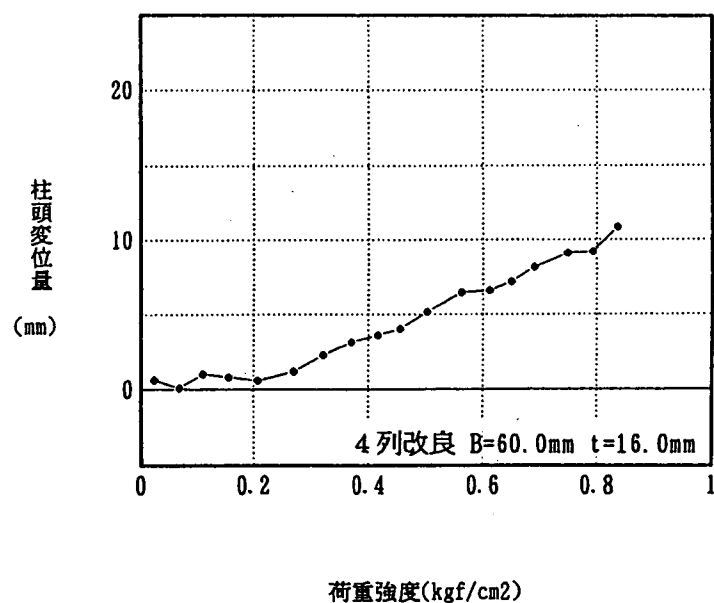


図4. 71 柱頭変位量図 (改良列数の比較、着底、標準)

(3) 改良列数の比較についてのまとめ

支持形式が固定または着底の場合には、地盤強度にかかわらず改良列数が多くなるほど変位量は少なく、水平変位抑止効果が大いと考えられる。

一方、フローティング式では、改良列数の増大による水平変位抑止効果はあまり期待できないと考えられる。

4. 4. 5 改良率の比較

(1) 実験の概要

改良率による比較は平成5年度と平成6年度の研究で行っている。

1) 軟弱地盤の性状

平成5年度と平成6年度に作成した地盤の比較を表4. 29に示す。

また、地盤強度の平均値、バラツキの範囲を図4. 72に示す。

表4. 29 軟弱地盤の比較

項目	平成5年度		平成6年度
試料の種類	土木研究所内で採取した粘性土		有明粘性土
地盤強度	(分類G 3) 非常に軟かい	(分類G 2) かなり軟かい	標 準

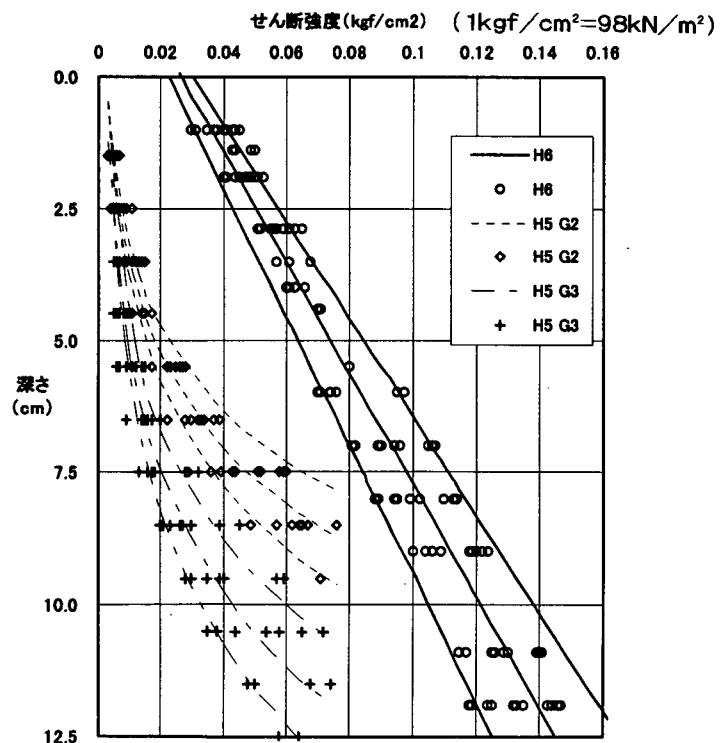


図4. 72 地盤強度の平均値・バラツキの範囲

2) 実験条件

改良位置 : 法先改良

改良体の支持形式 : 着底

改良列数 : 3列

盛土荷重形状 : 等分布

改良体物性 : 真鍮

表4. 30 実験条件とケース種類

配置形状	地盤強度			
	非常に軟かい (平成5年度) 分類G 3		かなり軟かい (平成5年度) 分類G 2	標準 (平成6年度)
	正方配置	千鳥配置	正方配置	千鳥配置
改良率 9%	H 5 CASE-17	H 5 CASE-20		
23%			H 5 CASE-3	H 6 CASE-3
40%		H 5 CASE-21	H 5 CASE-18	H 6 CASE-4
50%	H 5 CASE-19			

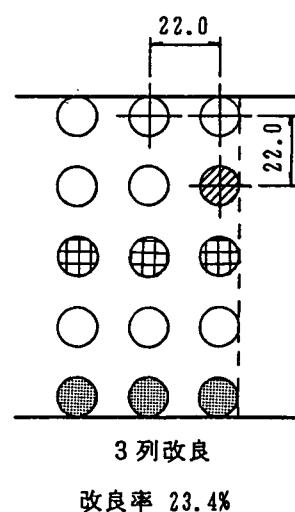
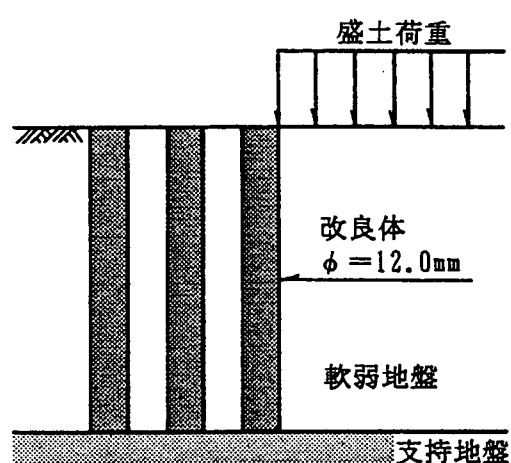


図4. 73 改良体配置位置 (正方配置の例)

(2) 改良体・地盤の変形状態

改良体・地盤の変形ならびに改良体の柱頭変位量の図番一覧を表4. 31, 4. 32に示す。

表4. 31 改良体・地盤変形図 参照図番一覧表

地 盤 強 度				
配置形状	非常に軟かい (平成5年度) 分類G 3		かなり軟かい (平成5年度) 分類G 2	標 準 (平成6年度)
	正方配置	千鳥配置	正方配置	千鳥配置
改良率 9 %	図4. 74(a)	図4. 76(a)	図4. 78(a) 図4. 78(b)	図4. 80(a) 図4. 80(b)
2 3 %				
4 0 %		図4. 76(b)		
5 0 %	図4. 74(b)			

表4. 32 柱頭変位量 参照図番一覧表

地 盤 強 度				
配置形状	非常に軟かい (平成5年度) 分類G 3		かなり軟かい (平成5年度) 分類G 2	標 準 (平成6年度)
	正方配置	千鳥配置	正方配置	千鳥配置
改良率 9 %	図4. 75(a)	図4. 77(a)	図4. 79(a) 図4. 79(b)	図4. 81(a) 図4. 81(b)
2 3 %				
4 0 %		図4. 77(b)		
5 0 %	図4. 75(b)			

各列の改良体の変形状態を表4. 33に示す。

地盤が「非常に軟かく」、改良率が $a_p=9\%$ と低い場合には、盛土荷重による地盤の抜け出しが生じ、改良体の変位量は、載荷位置に近い一列目は大きいと離れるに従い、順に小さくなっている。(図4. 75(a), 4. 77(a)参照)

しかし、地盤が非常に軟らかくても、改良率が $a_p=40\%$ 、 50% と高くなると地盤の抜け出しが改良体により抑止され、3列とも同じ変位量を示すと同時に、改良体に作用する側方土圧が増大して、改良体の変位量も低改良率に比べて大きくなると考えられる。(図4. 75(b), 4. 77(b)参照)

地盤の強さが「かなり軟かい」で、改良率が $a_p=23\%$ となると、3列ともほとんど同じ変位量となる。

しかし、変位量は、改良率の低い $a_p=23\%$ の方が少なく、改良率の高い $a_p=40\%$ の方が大きいため、地盤の抜け出しがあると考えられる。

地盤の強さが「標準」となると、改良率 $a_p=23\%$ と 40% で変位量がほとんど同じであるため、地盤の抜け出しは生じていないと考えられる。

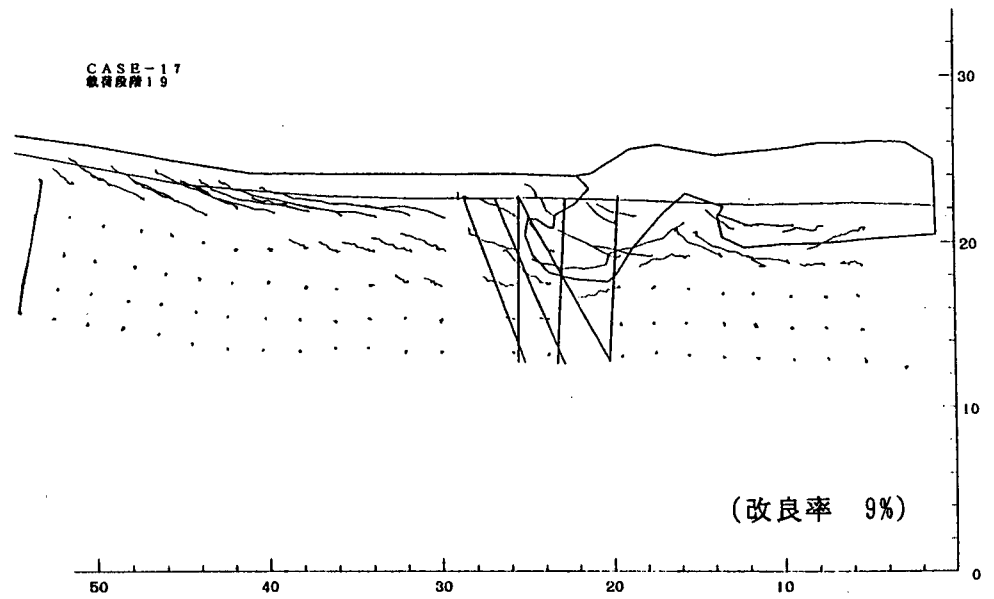
表4. 33 各列の改良体の変形状態

	改良率 低	改良率 高
非常に軟かい	$a_p=9\%$ ・ 正方配置、千鳥配置とも柱頭変位量は、 1列目>2列目>3列目 となり、載荷位置から離れるに 従い、変位量は小さくなる。	$a_p=40\%、50\%$ ・ 正方配置、千鳥配置とも柱頭 変位量は、1, 2, 3列目と もほとんど同じ変位量であ る。 ・ 柱頭変位量は改良率が高い方 が、変位量は大きい。
かなり軟かい	$a_p=23\%$ ・ 改良率が23%になると柱頭 変位量は1, 2, 3列目とも ほとんど同じ変位量である。	$a_p=40\%$ ・ 柱頭変位量は改良率が高い方 が、変位量は大きい。
標準	$a_p=23\%$ ・ 改良率が23%になると柱頭 変位量は1, 2, 3列目とも ほとんど同じ変位量である。	$a_p=40\%$ ・ 柱頭変位量は $a_p=23\%$ と4 0%でほとんど同じ変位量で ある。

(3) 改良率の比較についてのまとめ

- ・ 地盤が「非常に軟かく」、改良率が $a_p=9\%$ と低い場合には、盛土荷重による地盤の抜け出しが生じ、改良体の変位量は、載荷位置に近い一列目は大きいと離れるに従い、順に小さくなっている。
- ・ 地盤が非常に軟らかくても、改良率が $a_p=40\%、50\%$ と高くなると地盤の抜け出しが改良体により抑止され、3列とも同じ変位量を示すと同時に、改良体に作用する側方土圧が増大して、改良体の変位量も低改良率に比べて大きくなると考えられる。
- ・ 地盤の強さが「かなり軟かい」で、改良率が $a_p=23\%$ となると、3列ともほとんど同じ変位量となる。
 しかし、変位量は、改良率の低い $a_p=23\%$ の方が少なく、改良率の高い $a_p=40\%$ の方が大きいため、地盤の抜け出しがあると考えられる。
- ・ 地盤の強さが「標準」となると、改良率 $a_p=23\%$ と40%で変位量がほとんど同じであるため、地盤の抜け出しは生じていないと考えられる。

(a) 改良率 $a_p = 9\%$



(b) 改良率 $a_p = 50\%$

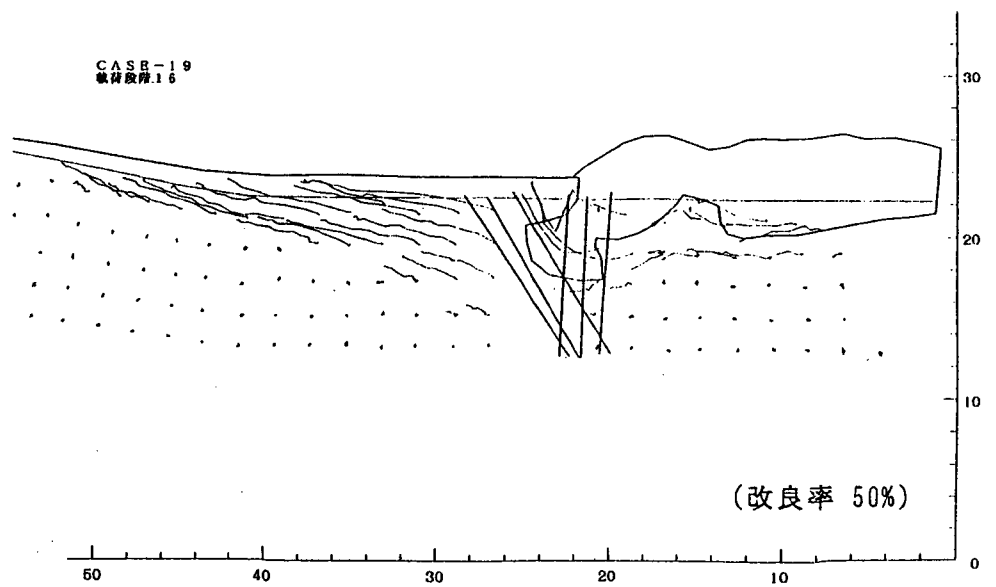
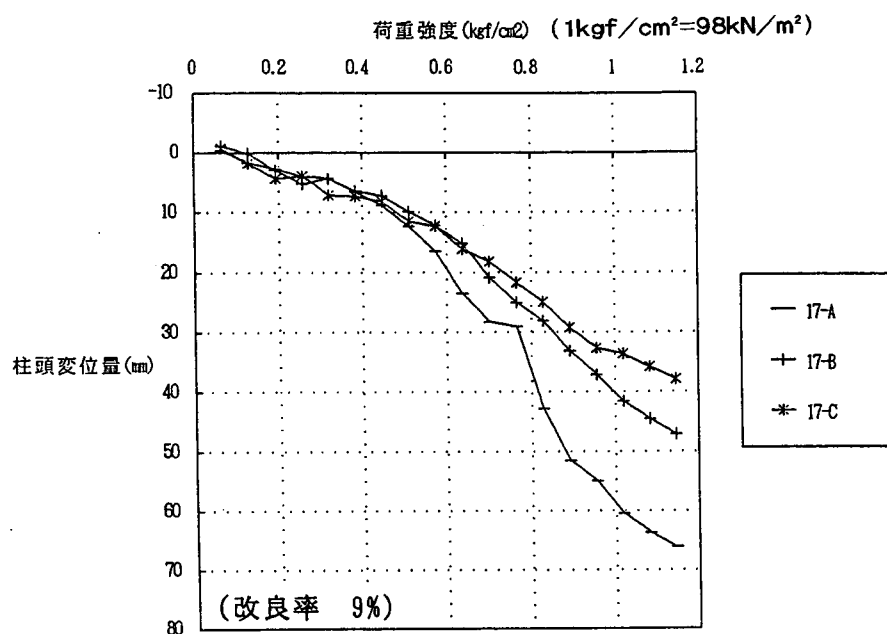


図4.74 改良体・地盤変形図 (非常に軟かい、正方配置)

(a) 改良率 $a_p = 9\%$



(b) 改良率 $a_p = 50\%$

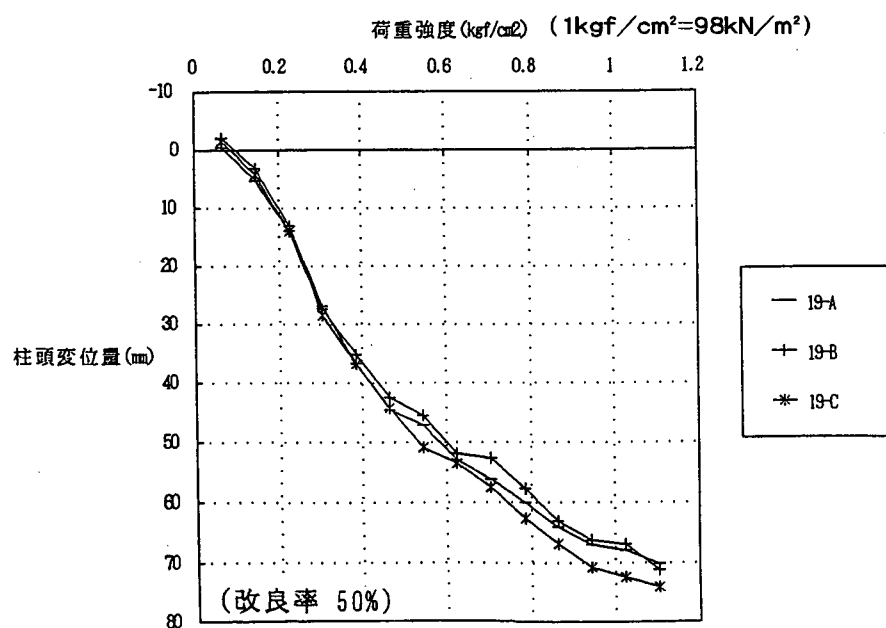
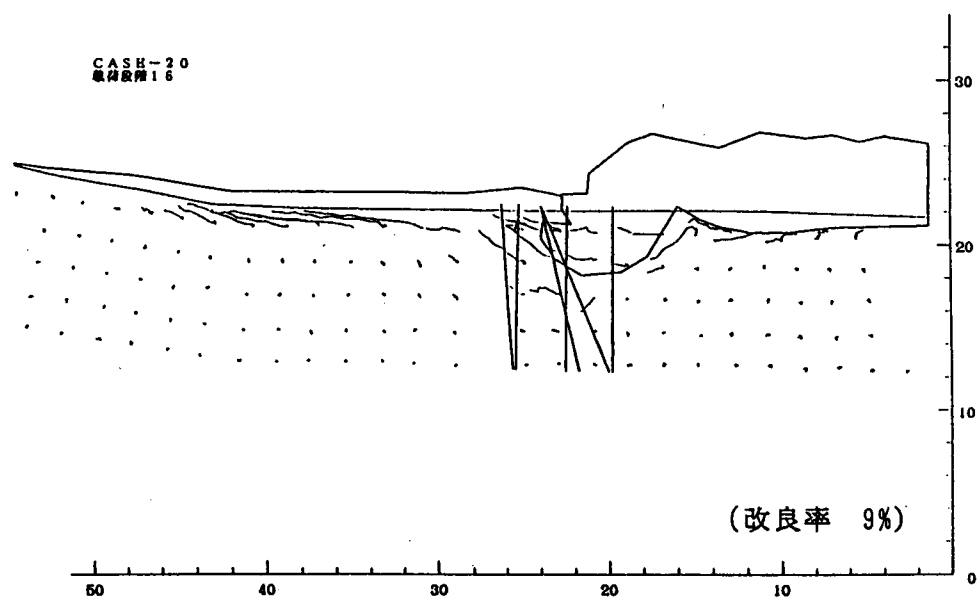


図4.75 柱頭変位量図 (非常に軟かい、正方配置)

(a) 改良率 $a_p = 9\%$



(b) 改良率 $a_p = 40\%$

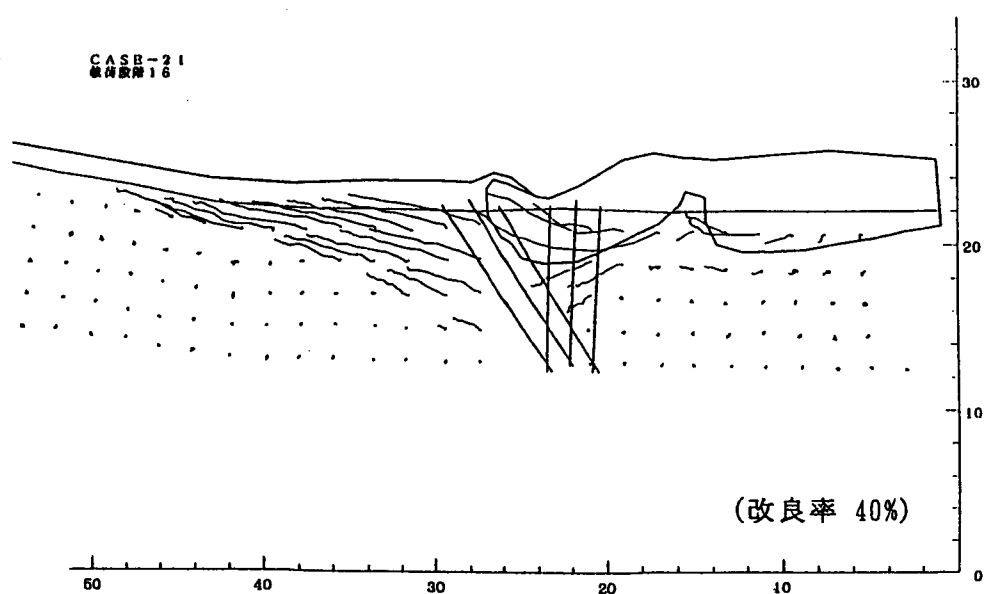
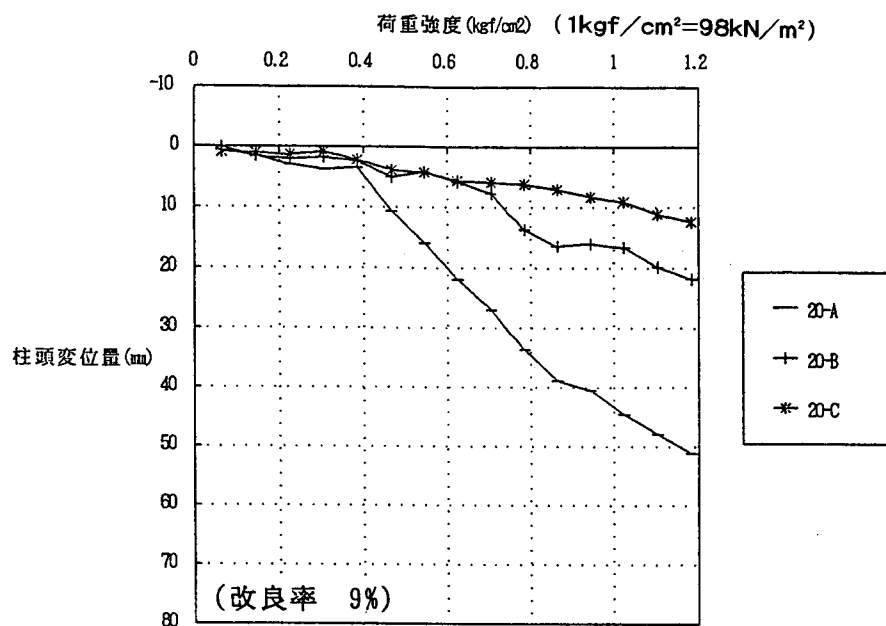


図4.76 改良体・地盤変形図 (非常に軟かい、千鳥配置)

(a) 改良率 $a_p = 9\%$



(b) 改良率 $a_p = 40\%$

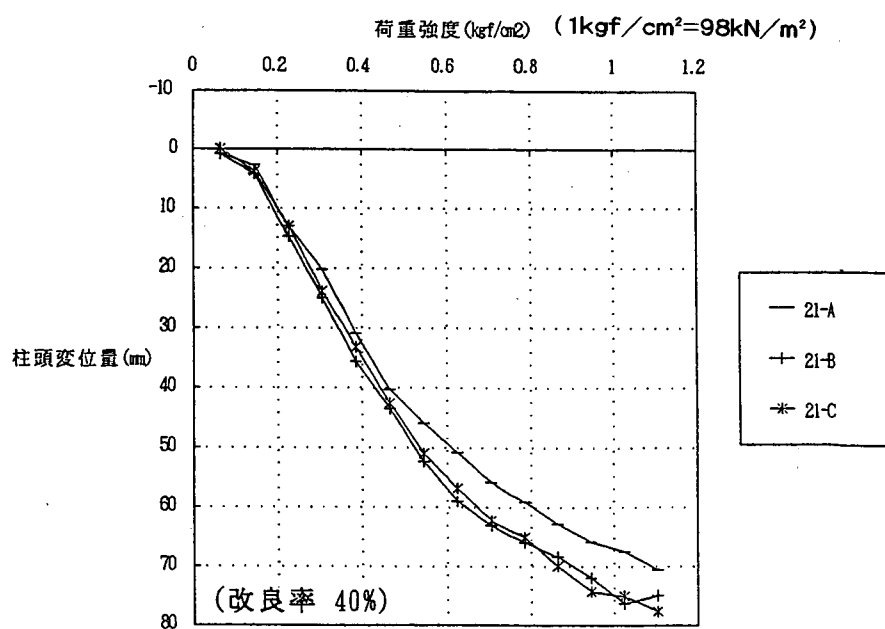
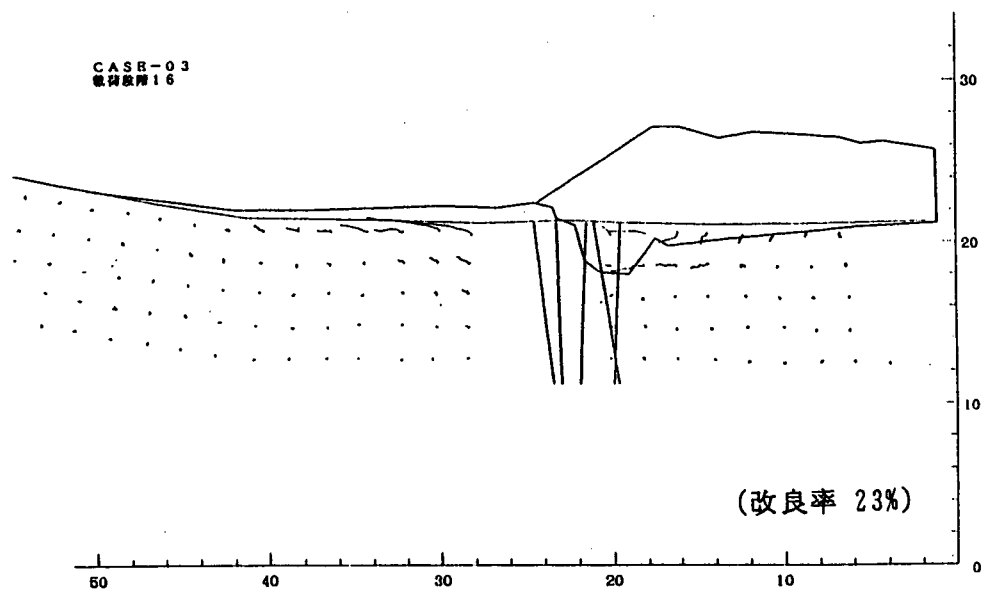


図4. 77 柱頭変位量図 (非常に軟かい、千鳥配置)

(a) 改良率 $ap=23\%$



(b) 改良率 $ap=40\%$

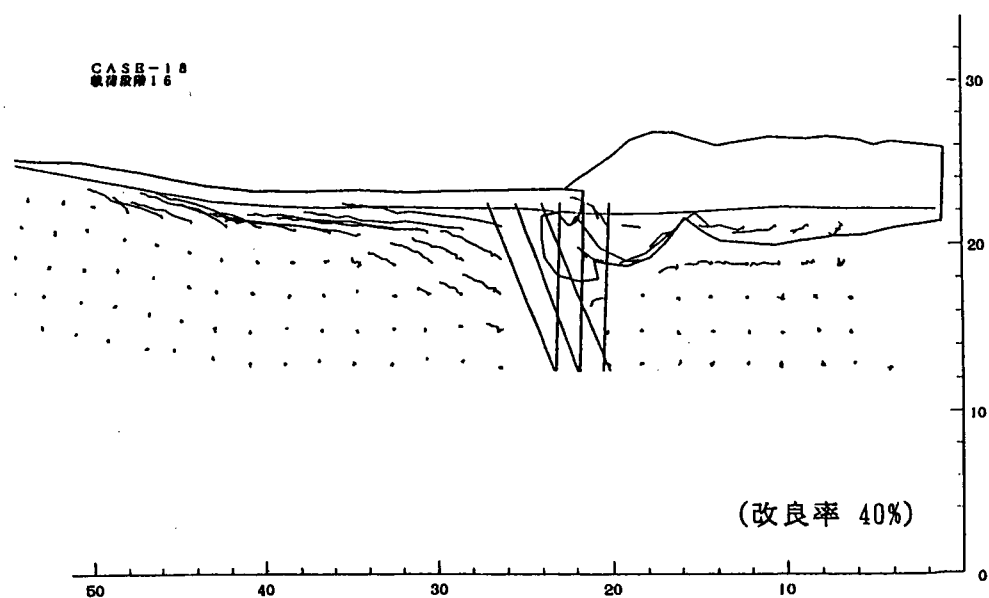
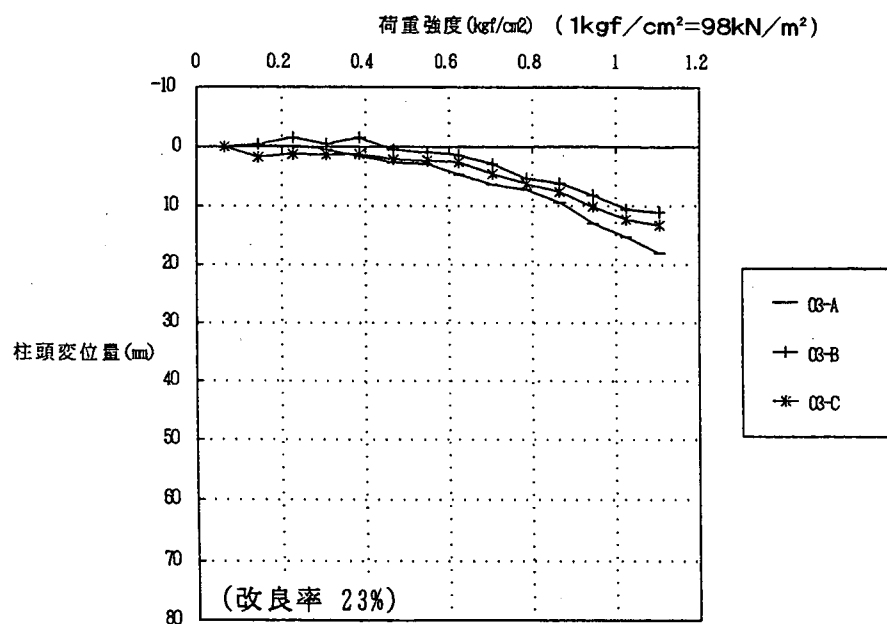


図4.78 改良体・地盤変形図 (かなり軟かい、正方配置)

(a) 改良率 $a_p=23\%$



(b) 改良率 $a_p=40\%$

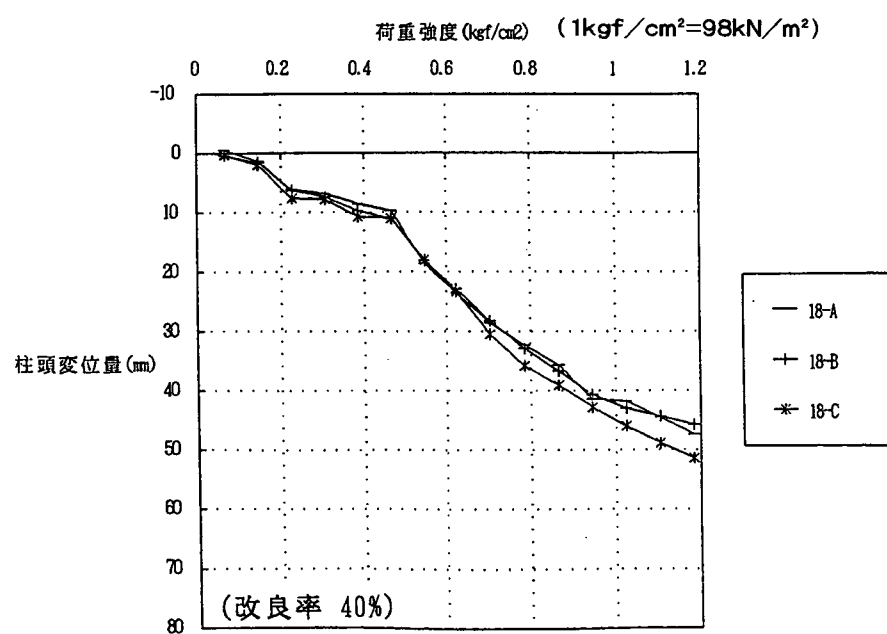
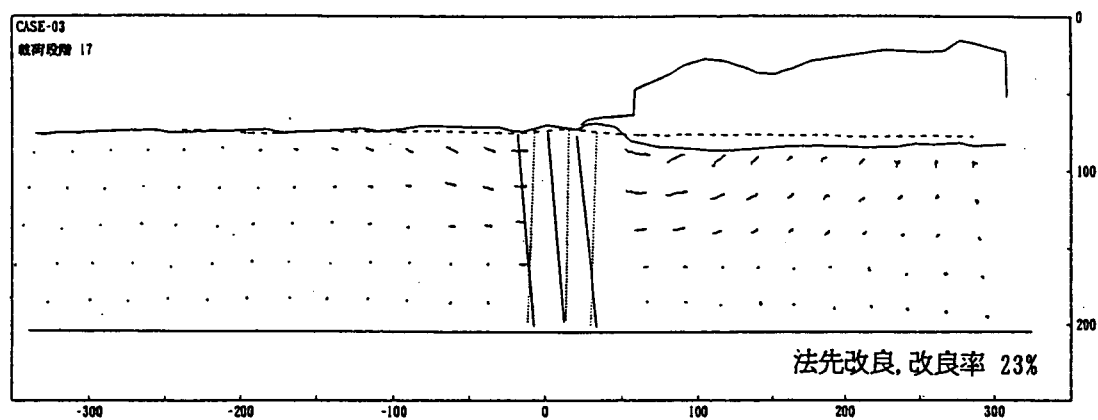


図4.79 柱頭変位量図 (かなり軟かい、正方配置)

(a) 改良率 $ap=23\%$



(b) 改良率 $ap=40\%$

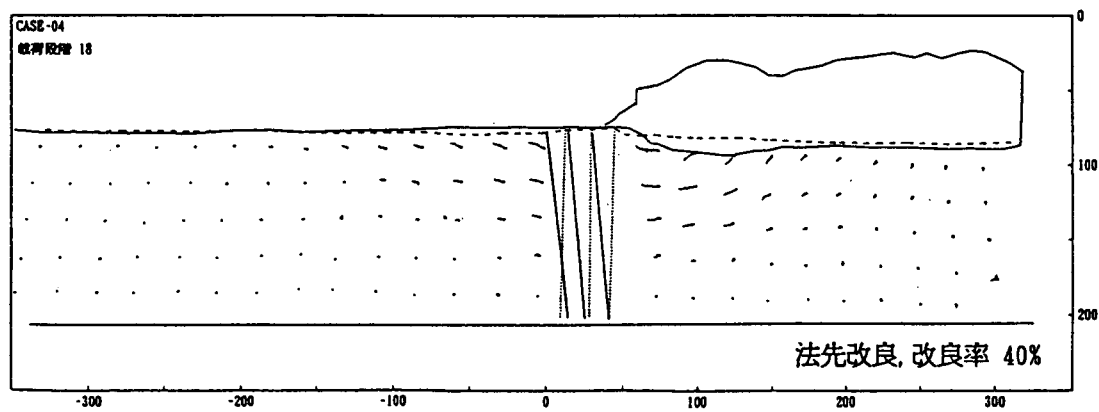
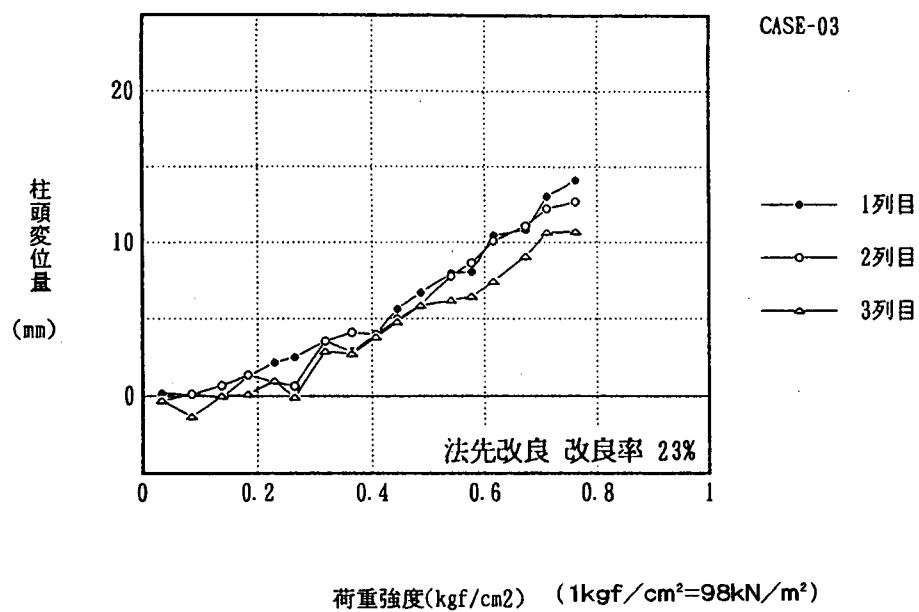


図4.80 改良体・地盤変形図 (標準、千鳥配置)

(a) 改良率 $a_p=23\%$



(b) 改良率 $a_p=40\%$

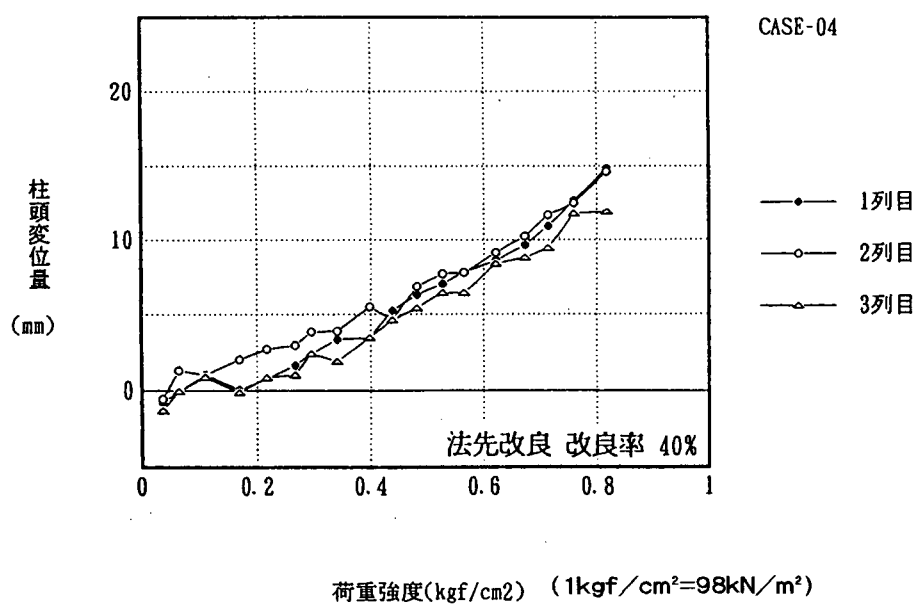


図4. 81 柱頭変位量図 (標準、千鳥配置)

4. 4. 6 改良体の物性（真鍮、プラスチック、充実体）の比較

(1) 実験の概要

改良体物性による比較は、平成6年度の研究で行っている。

1) 軟弱地盤の性状

平成6年度に作成した地盤を表4. 34に示す。

また、地盤強度の平均値、バラツキの範囲を図4. 82に示す。

表4. 34 軟弱地盤の比較

項目	平成6年度
試料の種類	有明粘性土
地盤強度	標準

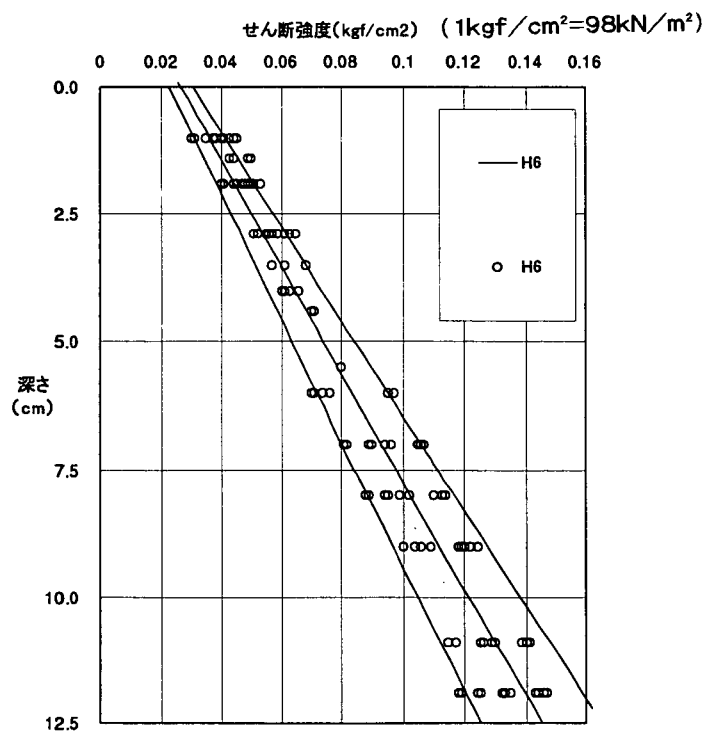


図4. 82 地盤強度の平均値・バラツキの範囲

2) 実験条件

改良位置 : 法先改良
 改良体の支持形式 : 着底
 改良列数 : 3列
 配置形状 : 千鳥配置
 改良率 : 39%
 盛土荷重形状 : 等分布

表4. 35 実験条件とケース種類

	地盤強度 標準 (平成6年度)
真鍮	H 6 CASE-4
プラスチック	H 6 CASE-11
充実体 (一体)	H 6 CASE-12
充実体 (分割)	H 6 CASE-16

表4. 36 改良体諸元

種別	直 径 φ (mm)	肉 厚 t (mm)	長 さ H (mm)	断面積 A (cm ²)	断面係数 Z (cm ³)	弾性係数 E (kgf/cm ²)
① 真 鍮	12.0	0.8	125.0	0.2815	0.0739	1.026×10 ⁶
② フラスチック		2.0		0.6283	0.1361	2.3×10 ⁴
③充実体 (一体)		—		1.1310	0.1696	600
④充実体 (分割)						

($1\text{kgf}/\text{cm}^2=98\text{kN}/\text{m}^2$)

- ・改良体模型の強度差がなく、載荷最終段階までデータ計測が可能な市販の真鍮製パイプを使用した。
- ・真鍮に比べ剛性が低くある程度の変形が発生するプラスチックを使用し、真鍮の計測値との比較を行った。プラスチックの表面は、周面摩擦を高めるためサンドペーパーにより処理した。
- ・石膏：水：クレイサンド (280:200:20) を混合した充実体 ($q_u=18\text{kgf}/\text{cm}^2$) を使用した。
- ・あらかじめひび割れを発生させた充実体 (4分割) を使用し、改良体の健全性が損なわれても地盤の変形に対する抑止効果が期待できるかを確認した。

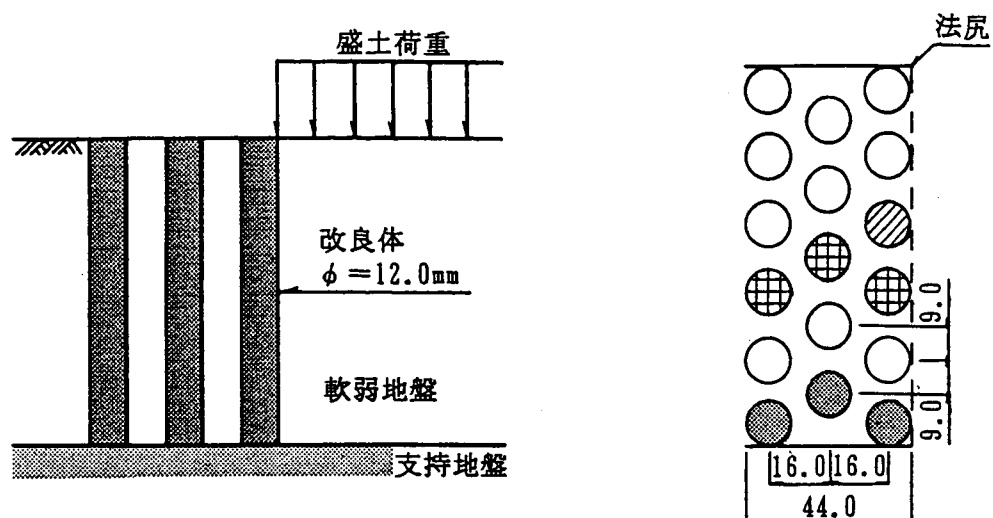


図4. 83 改良体配置位置

(2) 改良体・地盤の変形状態

物性が異なる4種類の改良体による変形状態を図4. 84, 4. 85に示す。

変形の大きさは、改良体の物性により

真鍮>プラスチック>充実体（分割）>充実体（一体）

の順となり、柱頭変位量での割合は

6 : 4 : 4 : 1

となっている。

改良体をあらかじめ分割した充実体（分割）においても、柱頭変位量はプラスチックと同程度であり、真鍮よりも小さな変位量である。

したがって、改良体自身に曲げによるひび割れが発生しても、変形の抑止効果は期待できると考えられる。

(3) 改良体物性の比較についてのまとめ

・改良体をあらかじめ分割した充実体（分割）においても、柱頭変位量はプラスチックと同程度であり、真鍮よりも小さな変位量である。

したがって、改良体自身に曲げによるひび割れが発生しても、変形の抑止効果は期待できると考えられる。

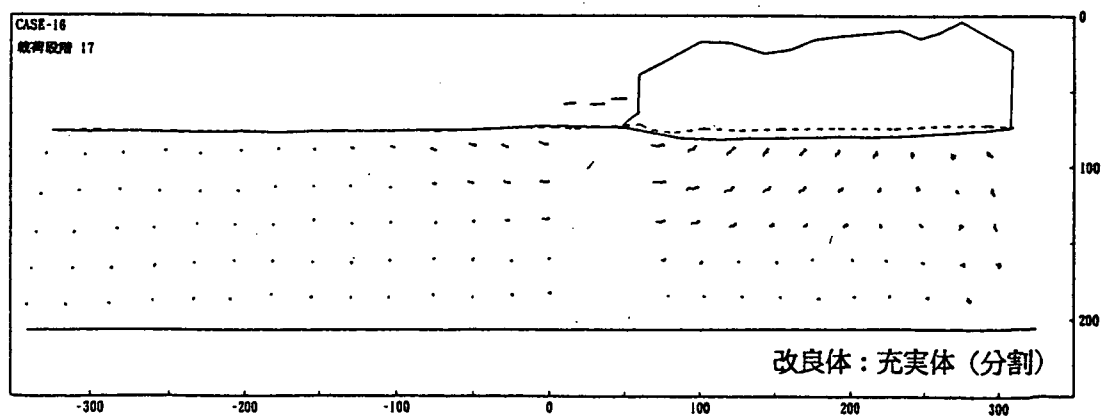
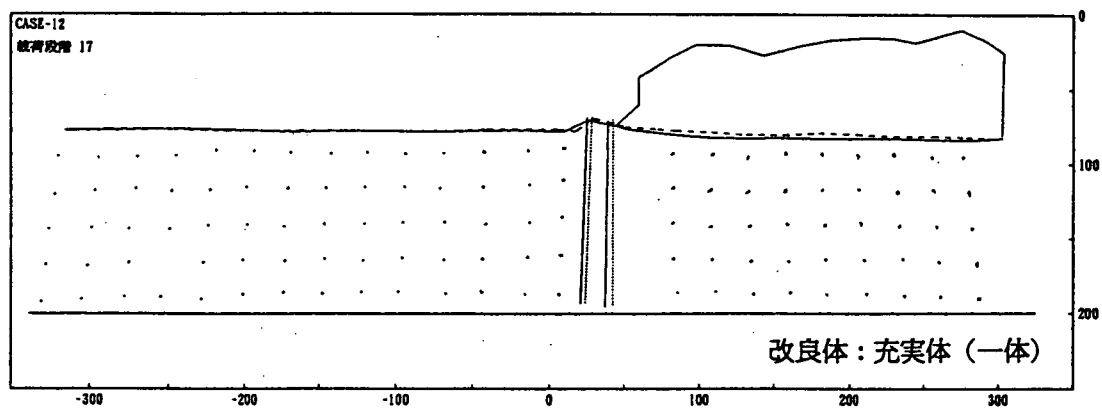
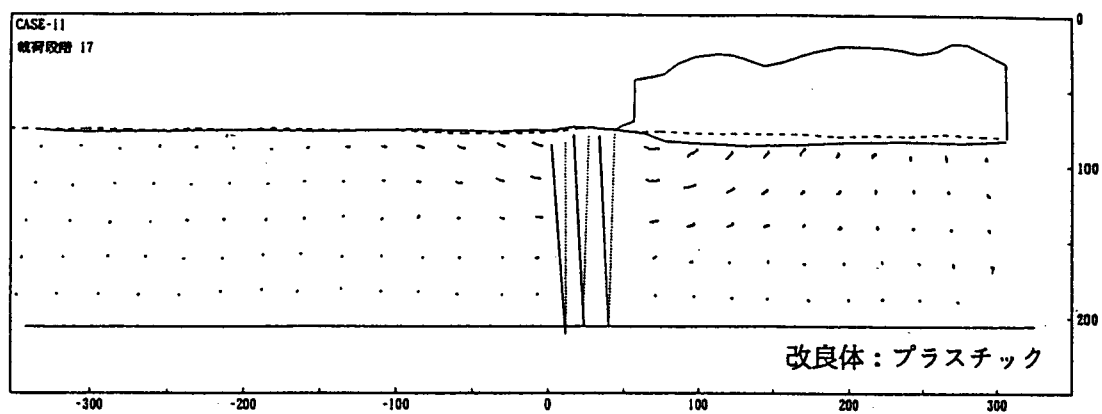
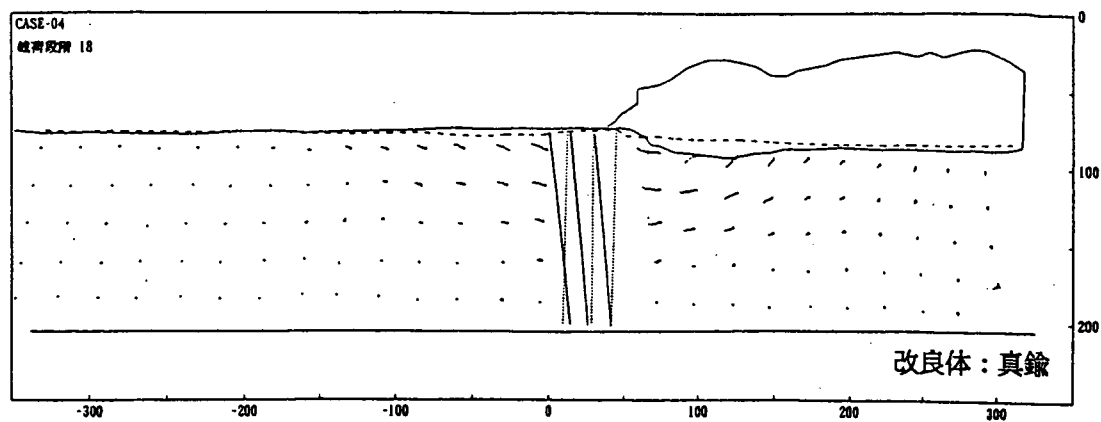
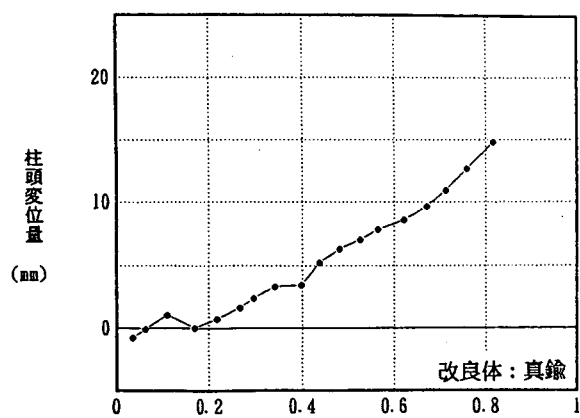
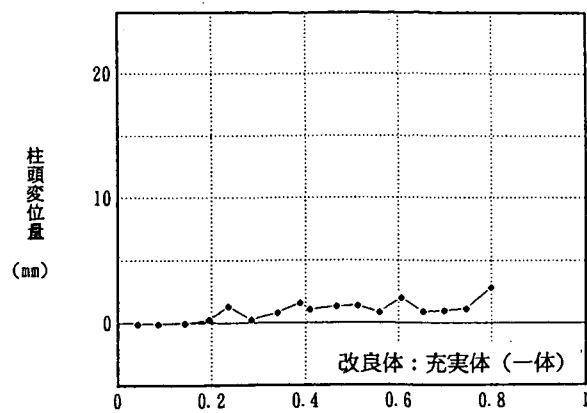


図4. 84 改良体・地盤変形図

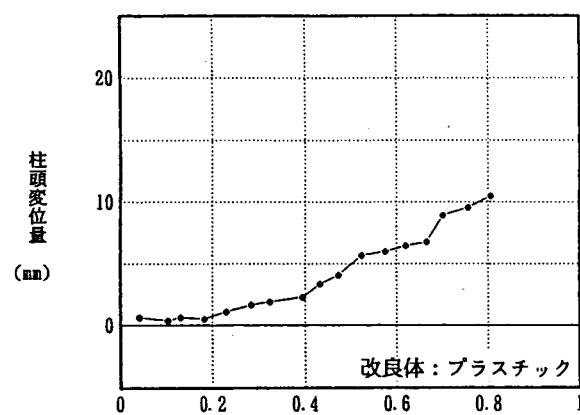


荷重強度(kgf/cm2)

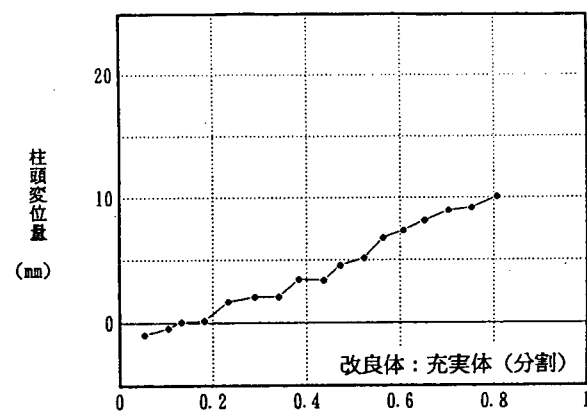


荷重強度(kgf/cm2)

(1kgf/cm²=98kN/m²)



荷重強度(kgf/cm2)



荷重強度(kgf/cm2)

(1kgf/cm²=98kN/m²)

図4. 85 柱頭変位量図 (1列目)

4. 4. 7 改良体の周面摩擦の比較

(1) 実験の概要

改良体の周面摩擦による比較は、平成5年度の研究で行っている。

1) 軟弱地盤の性状

平成5年度に作成した地盤を表4. 37に示す。

また、地盤強度の平均値、バラツキの範囲を図4. 86に示す。

表4. 37 軟弱地盤の比較

項目	平成5年度
試料の種類	土木研究所内で採取した粘性土
地盤強度	(分類G 2) かなり軟かい

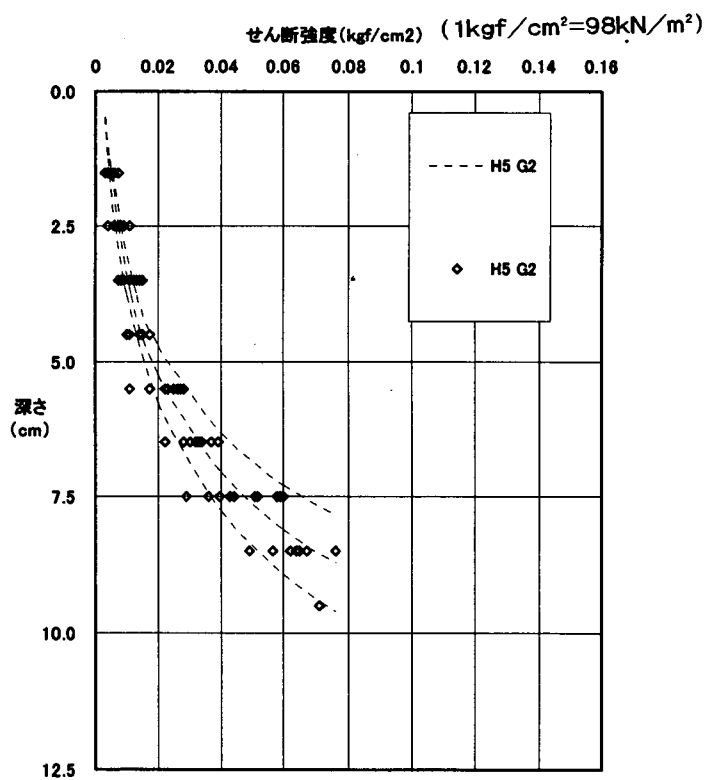


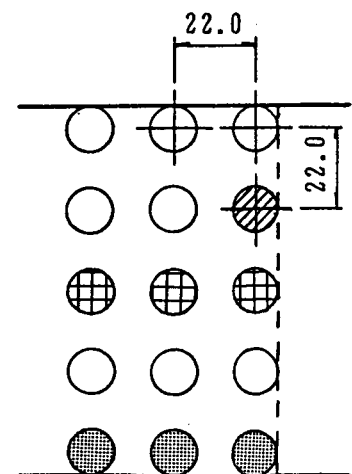
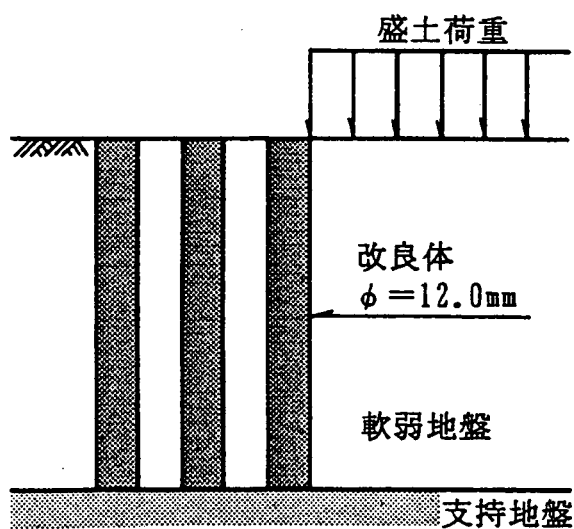
図4. 86 地盤強度の平均値・バラツキの範囲

2) 実験条件

改良位置 : 法先改良
 改良体の支持形式 : 着底
 改良列数 : 3列
 配置形状 : 正方配置
 改良率 : 23.4%
 盛土荷重形状 : 等分布
 改良体物性 : 真鍮

表4. 38 実験条件とケース種類

	地盤強度
	かなり軟かい (平成5年度) 分類G2
グリス無	H5 CASE-3
グリス有	H5 CASE-6



改良率 23.4%

図4. 87 改良体配置位置

(2) 改良体・地盤の変形状態

改良体の周面摩擦抵抗が異なる場合の改良体・地盤の変形状態および柱頭変位量を図4.88に示す。グリスを塗布し周面摩擦抵抗を低減させた方が軟弱地盤の側方流動による変形量は大きくなっている。

これは、改良体の周面摩擦抵抗が小さく、軟弱地盤の抜け出しがしやすいためと考えられる。

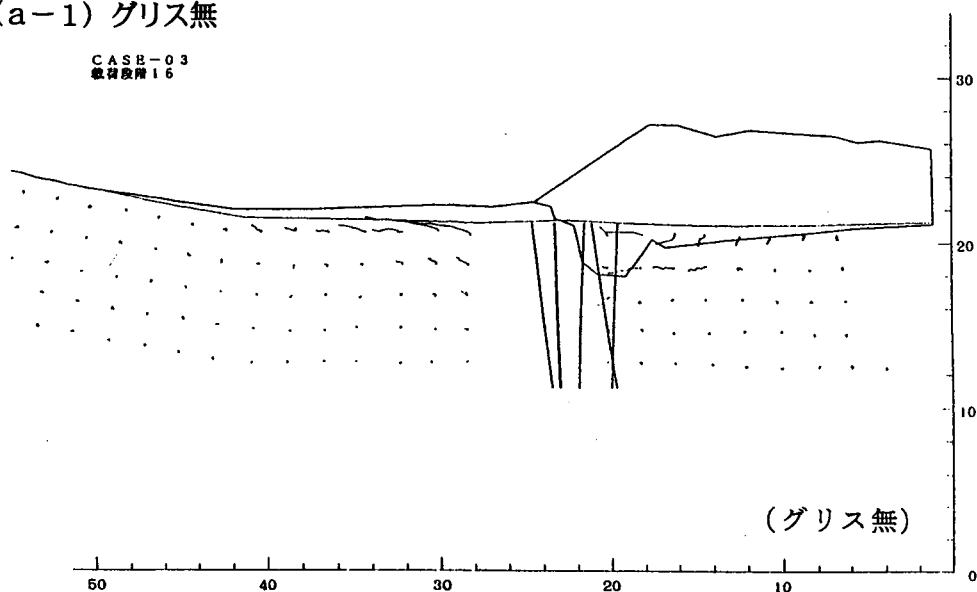
この軟弱地盤の変形に伴い、改良体も変形したため、グリス無よりもグリス有の改良体の方が柱頭変位量が大きく出たと考えられる。

(3) 改良体の周面摩擦の比較についてのまとめ

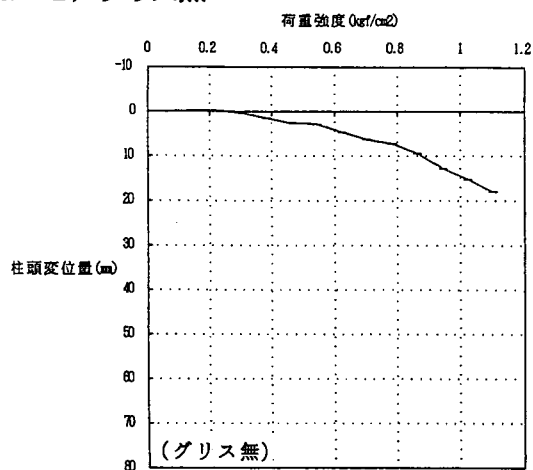
- ・地盤強度が軟らかく、改良体の間からの抜け出しがある場合には、グリス有の方が、抜け出しを助長するため、軟弱地盤の側方流動による変形量は大きく、それに伴い改良体の変形も大きく出る。

(a-1) グリス無

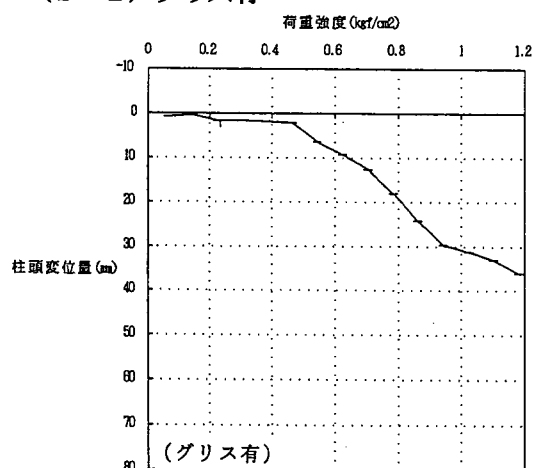
CASE-03
載荷段階16



(a-2) グリス無



(b-2) グリス有



(1kgf/cm²=98kN/m²)

(b-1) グリス有

CASE-06
載荷段階16

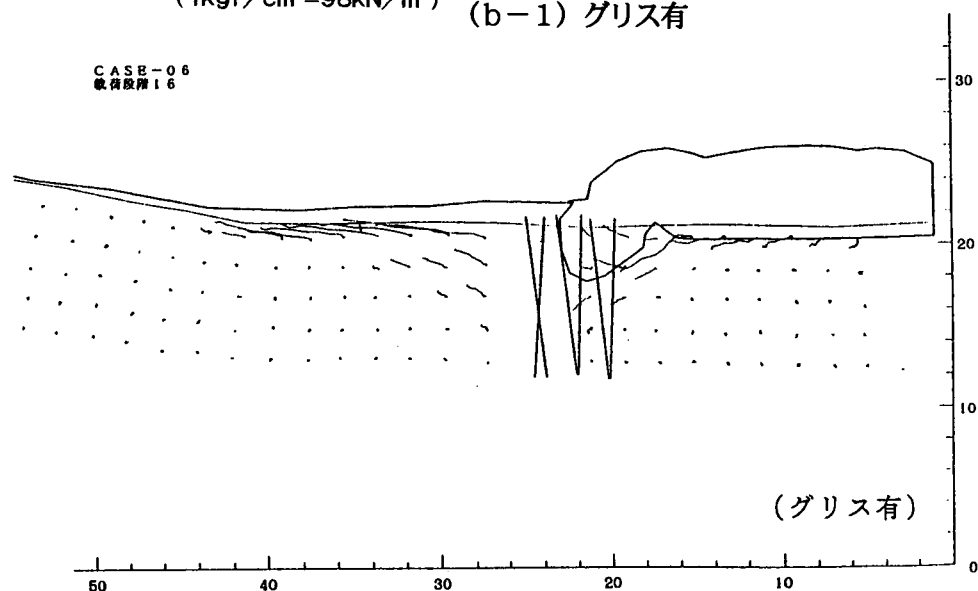


図4. 88 改良体・地盤変形図および柱頭変位量図

4. 4. 8 盛土荷重形式（等分布、台形分布）の比較

(1) 実験の概要

盛土荷重形式による比較は、平成5年度の研究で行っている。

1) 軟弱地盤の性状

平成5年度に作成した地盤を表4. 39に示す。

また、地盤強度の平均値、バラツキの範囲を図4. 89に示す。

表4. 39 軟弱地盤の比較

項目	平成5年度
試料の種類	土木研究所内で採取した粘性土
地盤強度	(分類G2) かなり軟かい

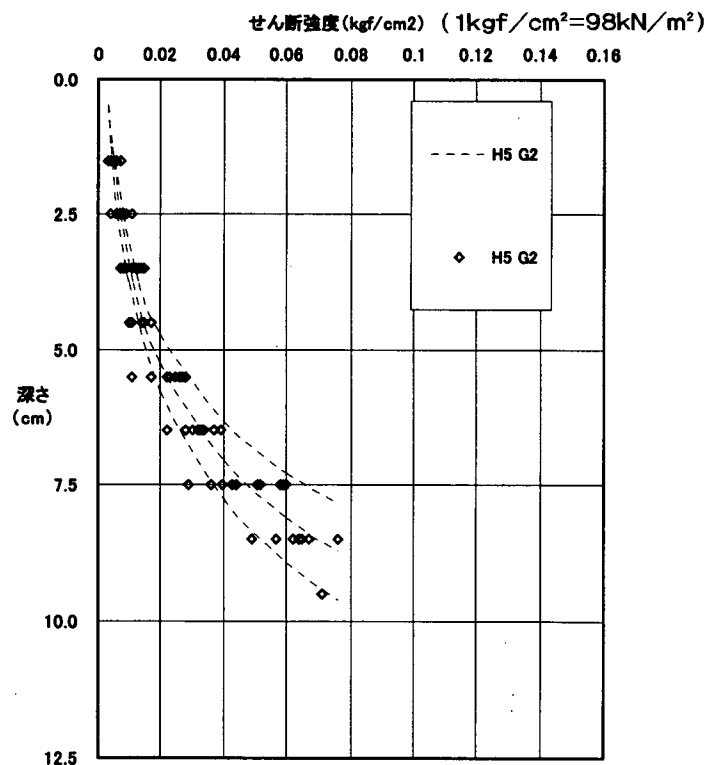


図4. 89 地盤強度の平均値・バラツキの範囲

2) 実験条件

改良位置 : 法下改良
 改良体の支持形式 : 着底
 改良列数 : 3列
 配置形状 : 正方配置
 改良率 : 23.4%
 改良体物性 : 真鍮

表4.40 実験条件とケース種類

	地盤強度
	かなり軟かい (平成5年度) 分類G2
等分布	H5 CASE-11
台形分布	H5 CASE-13

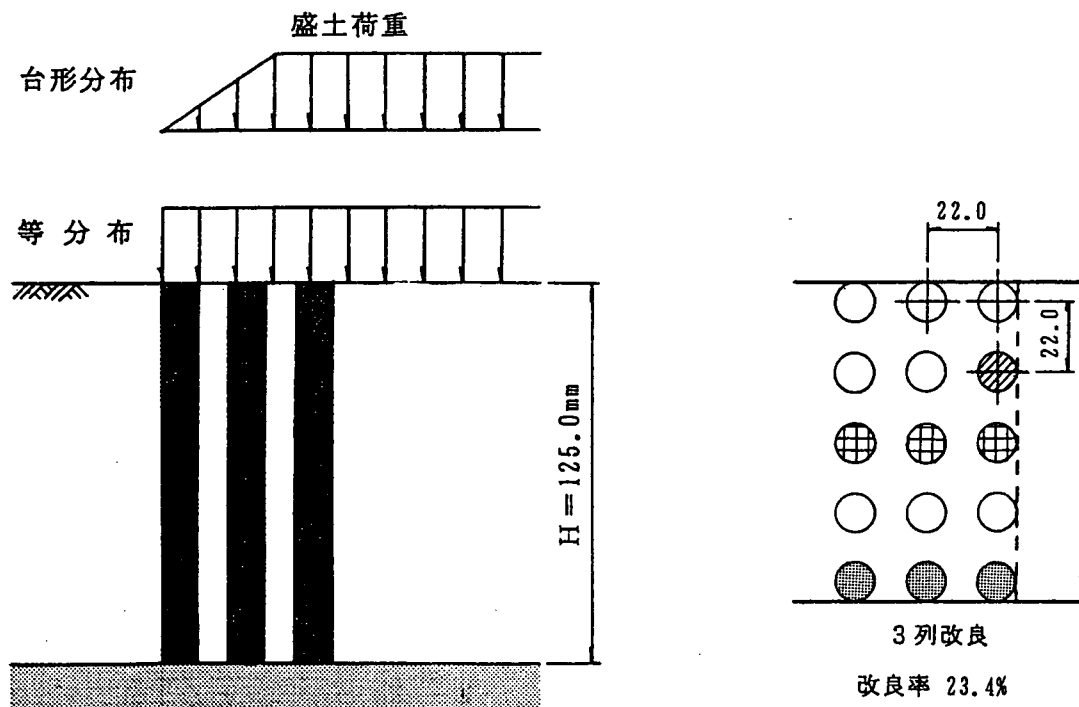


図4.90 改良体配置位置

(2) 改良体・地盤の変形

盛土荷重形式が等分布と台形分布の場合の改良体・地盤の変形状態および柱頭変位量を図4.91に示す。

等分布荷重の場合は、改良体に均等に荷重がかかり、軸力が発生するため、横方向への変位は抑制される。そのため、改良体背面の地盤には均一の盛土荷重がかかるため、均一に沈下し、その沈下量に相当する大きさの土量が軟弱な上層地盤で側方流動を生じ、軟弱地盤のみが改良体の間を抜け出して、上層部のみが大きな変形を示している。

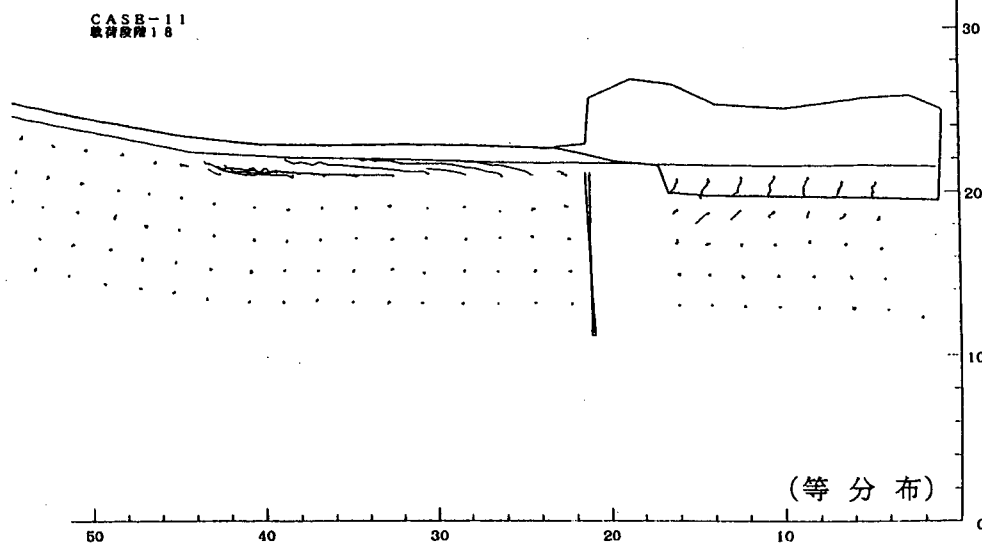
一方、台形分布荷重の場合は、改良体に偏載荷重がかかるため水平方向の柱頭変位量は等分布荷重より大きくあらわれたと考えられる。

軟弱地盤の変形は等分布荷重と同様、改良体の間を抜け出して、大きな変形を示している。

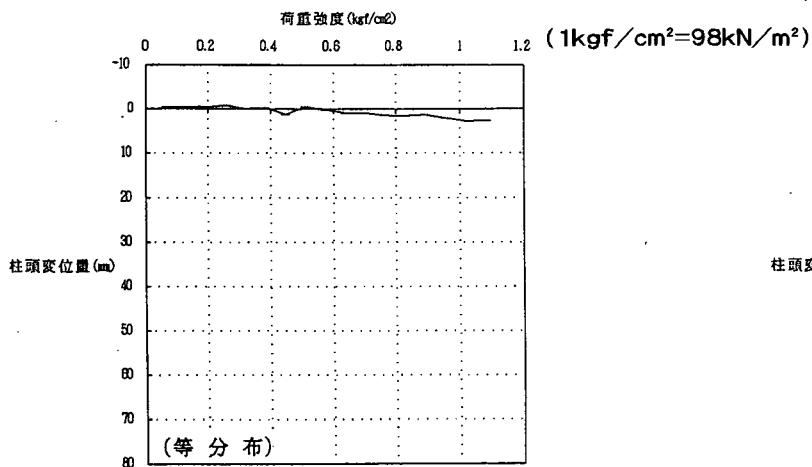
(3) 盛土荷重形式の比較についてのまとめ

- ・等分布荷重の場合は、改良体に均等に荷重がかかり、軸力が発生するため横方向への変位は抑制される。
- ・台形分布荷重の場合は、改良体に偏載荷重がかかるため、水平方向の柱頭変位量は等分布荷重より大きくあらわれた。

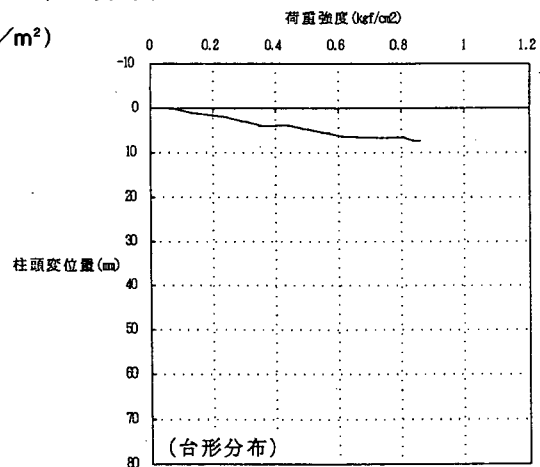
(a-1) 等分布荷重 H5 CASE-11



(a-2) 等分布荷重 H5 CASE-11



(b-2) 台形分布荷重 H5 CASE-13



CASE-13
載荷段階14

(b-1) 台形分布荷重 H5 CASE-13

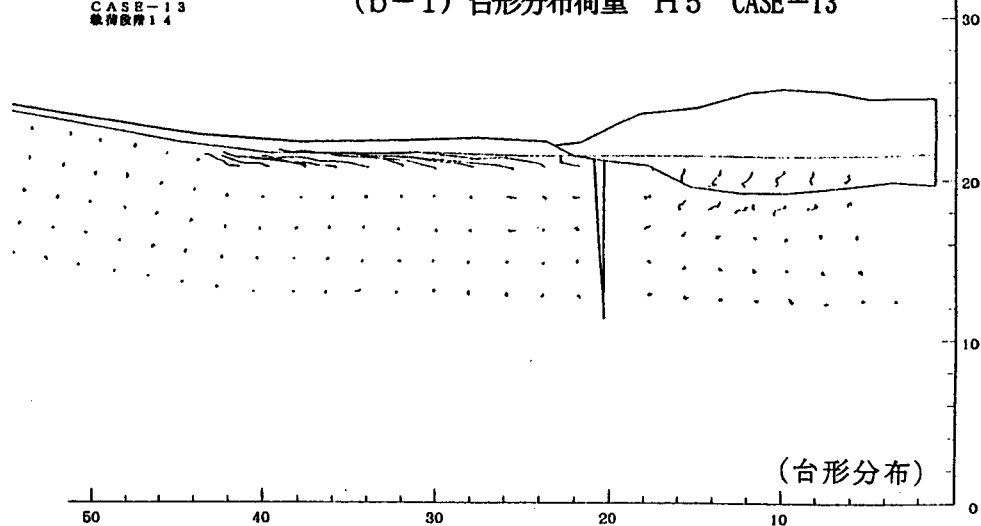


図4.91 改良体・地盤変形図および柱頭変位量図 (法下改良)

4. 5 実験結果のまとめ

遠心力载荷模型実験により得られた知見についてまとめる。

(1) 平成元年度 (その1)

- ・ 同じ品質の模型地盤作成に関与する要因として脱気時間、予備圧密時間、遠心自重圧密時間を仮定した。
- ・ 模型地盤の脱気は、吸引圧0.65kgf/cm²の脱気槽によるものよりも、遠心力場での気泡の浮き上がりによる方が大きい。(1kgf/cm²=98kN/m²)
そのため、脱気時間は1時間でも24時間でも、最終含水比分布には影響しない。
- ・ 予備圧密時間は24時間でも48時間でも、最終含水比分布には影響しない。
- ・ 自重圧密は、圧密時間3時間ではまだ未圧密の状態であるが、24時間が経過すれば一次元圧密は終了している。

(2) 平成元年度 (その2)

- ・ 改良体の列数(改良幅)を大きくするほど、側方流動水平変位に対する抵抗性が高まる。
- ・ 改良幅が同じならば、改良率を上げてブロック状に近づけるほど、側方流動水平変位に対する抵抗性が高まる。
- ・ 杭式改良地盤の水平力に対する抵抗性は、改良部の断面2次モーメントと密接な関わりがあり、断面2次モーメントを大きくした配置にすることにより、水平抵抗性が増大する。
- ・ 改良体の強度を高くしても、水平力に対する抵抗性の増大は望めない。

(3) 地盤強度の比較および改良体配置形状の比較

- ・ 地盤強度が「かなり軟かい」場合には、偏載荷重となる盛土端部で局部的なもぐり込みが生じ、それに伴い側方流動を生じ、前方が高く、広範囲に隆起する。
その際、軟弱地盤は、正方配置など抵抗が少ない場合には改良体の間を抜け出す。そのため、改良体の変位量は軟弱地盤の変位に追随していないため、小さく出ている。
- ・ 地盤強度が「標準」では、盛土下が全体的に沈下し、円弧すべりをおこしている。しかし、抜け出しは小さく、正方配置・千鳥配置とも軟弱地盤と改良体が一体となって変形し、改良体の変位には、配置形状の違いによる差は認められない。

(4) 改良位置（法先、法下）の比較

- ・法先改良の場合には、偏載荷重となる盛土端部で局部的なもぐり込みが生じ、それに伴い、地盤が軟らかい場合には側方流動が、強度が大きくなると円弧すべりの変形が生じている。

改良体の変位は、地盤とだいたい同様である。

- ・法下改良の場合には、偏載荷重となる盛土端部の荷重が改良体に軸力として作用するため改良体に軸力が発生し、横方向への変位は抑制される。

改良体背面の地盤は均一に沈下し、地盤が軟らかい場合には改良体の間を抜け出して（そのため、改良体の変位量は小さい）、前方が大きく隆起するが、強度が大きくなると改良体と地盤が一体となって円弧すべりの変形が生じるため、改良体の変位量は軟らかい地盤に比較して大きくなっている。

(5) 改良体の支持形式（固定、着底、フローティング）の比較

- ・改良体・地盤の変形は、支持形式が固定、着底、フローティングにかかわらず、円弧すべりの動きである。

ただし、変形量はフローティングが一番大きく、固定が一番小さい。

- ・改良体の柱頭変位量の比は

$$\text{固定：着底：フローティング} = 1 : 2 : 4$$

となり、着底部の支持力が大きい固定式の水平変位量が小さい。

また、柱頭変位量が急増する変曲点となる盛土荷重強度は

$$\text{固定：着底：フローティング} = 1 : 0.8 : 0.2$$

となり、固定式の方が変曲点となる荷重強度が大きく、大きな荷重に耐えられる。

- ・着底部の支持力が大きいほど、水平変位抑止効果が大きいと考えられる。

(6) 改良列数の比較

- ・支持形式が固定または着底の場合には、地盤強度にかかわらず改良列数が増えるほど変位量は少なく、水平変位抑止効果が大きいと考えられる。
- ・一方、フローティング式では、改良列数の増大による水平変位抑止効果はあまり期待できないと考えられる。

(7) 改良率の比較

- ・地盤が「非常に軟かく」、改良率が $a_p=9\%$ と低い場合には、盛土荷重による地盤の抜け出しが生じ、改良体の変位量は、載荷位置に近い一列目は大きいと離れるに従い、順に小さくなっている。
- ・地盤が非常に軟らかくても、改良率が $a_p=40\%$ 、 50% と高くなると地盤の抜け出しが改良体により抑止され、3列とも同じ変位量を示すと同時に、改良体に作用する側方土圧が増大して、改良体の変位量も低改良率に比べて大きくなると考えられる。
- ・地盤の強さが「かなり軟かい」で、改良率が $a_p=23\%$ となると、3列ともほとんど同じ変位量となる。
しかし、変位量は、改良率の低い $a_p=23\%$ の方が少なく、改良率の高い $a_p=40\%$ の方が大きいため、地盤の抜け出しがあると考えられる。
- ・地盤の強さが「標準」となると、改良率 $a_p=23\%$ と 40% で変位量がほとんど同じであるため、地盤の抜け出しは生じていないと考えられる。

(8) 改良体物性の比較

- ・改良体をあらかじめ分割した充実体（分割）においても、柱頭変位量はプラスチックと同程度であり、真鍮よりも小さな変位量である。
したがって、改良体自身に曲げによるひび割れが発生しても、変形の抑止効果は期待できると考えられる。

(9) 改良体の周面摩擦の比較

- ・地盤強度が軟らかく、改良体の間からの抜け出しがある場合には、グリス有の方が、抜け出しを助長するため、軟弱地盤の側方流動による変形量は大きく、それに伴い改良体の変形も大きく出る。

(10) 盛土荷重形式の比較

- ・等分布荷重の場合は、改良体に均等に荷重がかかり、軸力が発生するため横方向への変位は抑制される。
- ・台形分布荷重の場合は、改良体に偏載荷重がかかるため、水平方向の柱頭変位量は等分布荷重より大きくあらわれた。

5. 1 はじめに

ここでは、杭式改良における平成6年度の実験結果に対し、弾性床上の梁理論を用いた改良体の変位予測解析を実施し、遠心載荷模型実験から得られた改良体変位量との比較検討を行う。

解析モデルは、図 5. 1 に示すように、実験結果より得られた諸計測値に基づき、改良体を下端ヒンジ支点により支持した梁として、地盤を非載荷側土圧と改良体変位量から逆算した地盤反力係数によるバネ（逆算 k 値）として評価し、外力として載荷側土圧を作用させる弾性支点上の梁モデルにより改良体変位量および断面力を算定する。

解析に際し、前提として以下の条件を設定する。

- 図5. 1 解析モデル概念図

- 5) 改良体に作用する外力は載荷側土圧のみとし、改良体周囲の摩擦抵抗等については考慮しない。載荷側土圧として載荷側土圧増加量を作用させる。

以上の条件を考慮して設定した解析条件は次のとおりである。

1) 解析対象ケース

H6 CASE-04：改良3列、千鳥配置、法先改良、 $t=60\text{sec}$ 、真鍮

H6 CASE-07：改良4列、千鳥配置、法先改良、 $t=60\text{sec}$ 、真鍮

H6 CASE-13：改良1列、－、法先改良、 $t=60\text{sec}$ 、プラスチック

H6 CASE-15：改良1列、－、法先改良、 $t=600\text{sec}$ 、プラスチック

解析は載荷4, 8, 12, 16段階について実施する。

2) 改良体の諸定数

改良体の諸定数を表5. 1に示す。

表5. 1 改良体の諸定数

	真鍮	プラスチック
弾性係数 E (kgf/cm^2)	1.026×10^6	2.300×10^4
外径 d_1 (cm)	96.0	
内径 d_2 (cm)	83.2	64.0
断面積 A (cm^2)	1802	4021
断面2次モーメント I (cm^4)	1.817×10^6	3.346×10^6

($1\text{kgf/cm}^2=98\text{kN/m}^2$)

3) 側方土圧

図5. 2に、各載荷段階における計測位置での載荷側、非載荷側土圧増加量を示す。土圧増加量は載荷幅 ($D=96\text{cm}$) 当たりに換算してある。

4) 逆算k値

図5. 3に逆算k値の深度分布を、図5. 4に地盤のせん断強度に対する逆算k値分布を示す。逆算k値は載荷幅 (奥行き方向)、支配幅 (深さ方向) 当たりに換算してある。

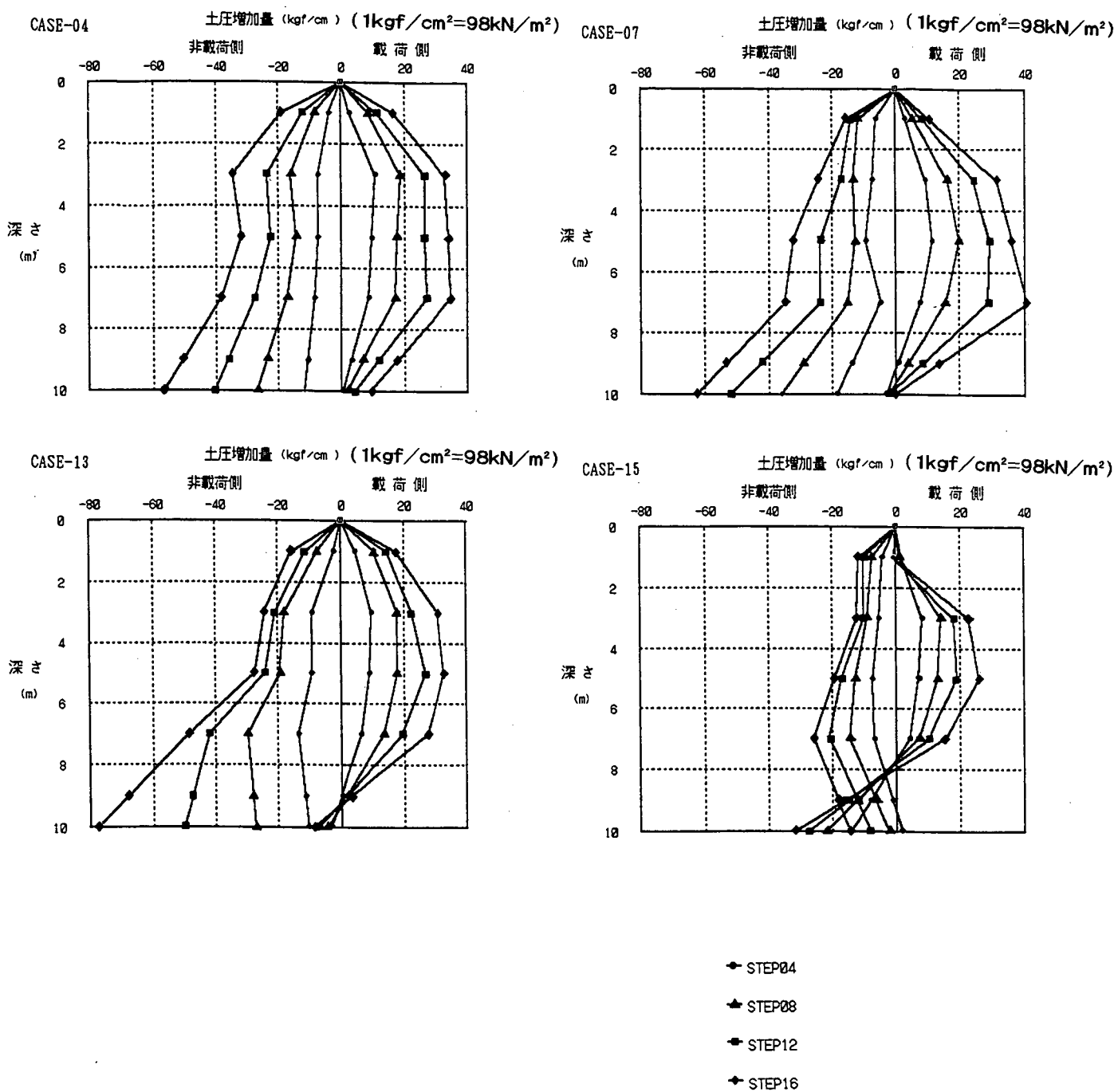
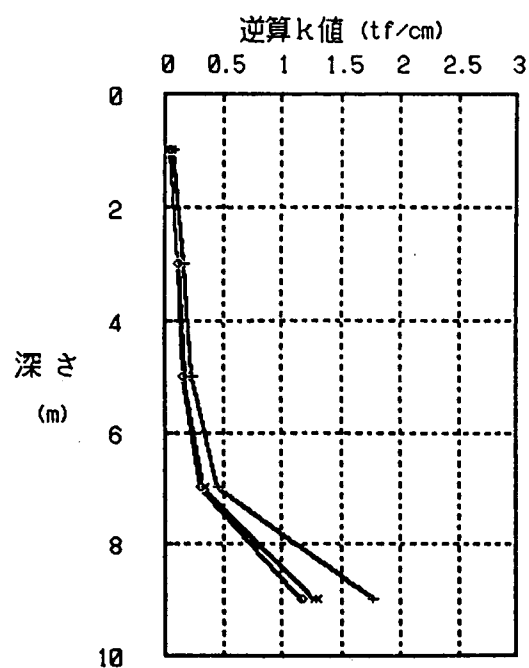
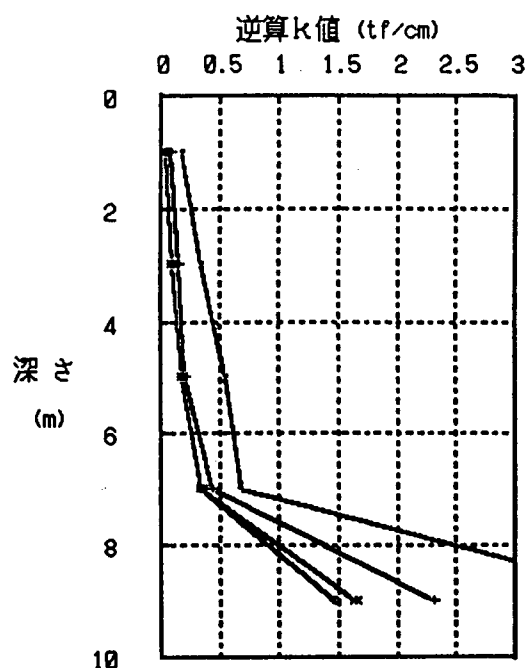


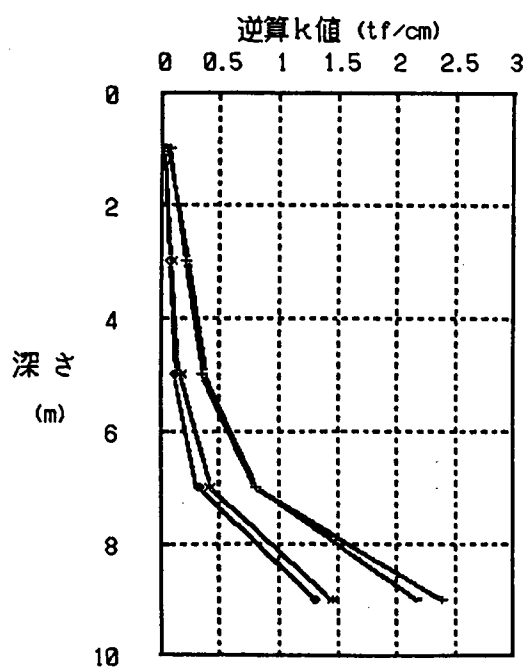
図 5. 2 側方土圧分布



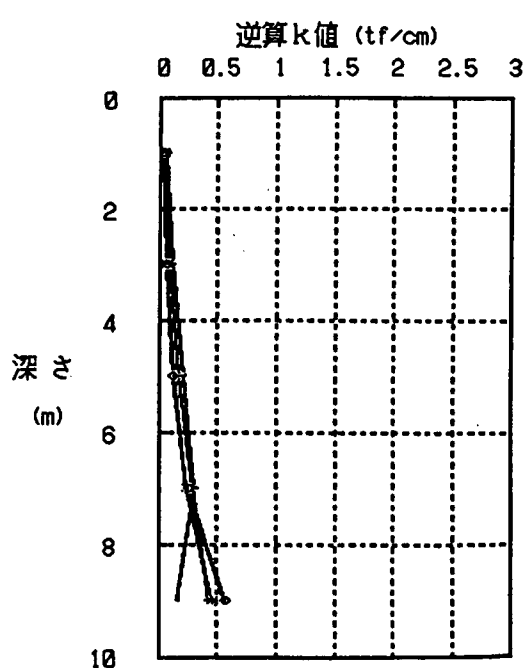
CASE-04



CASE-07



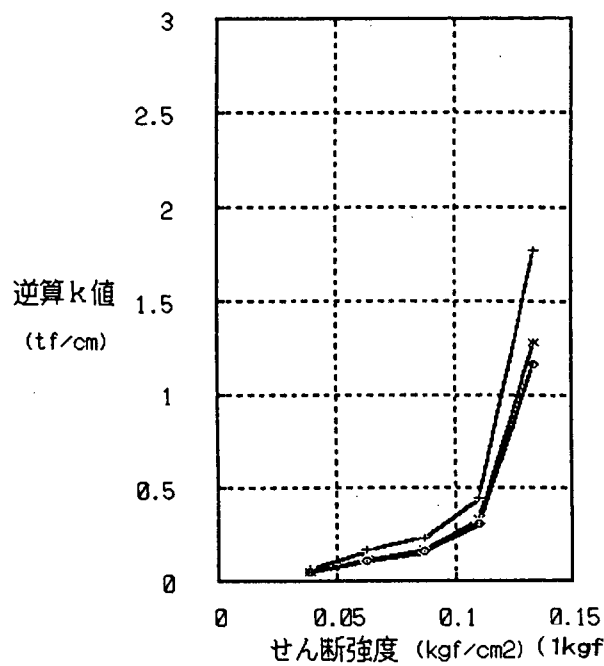
CASE-13



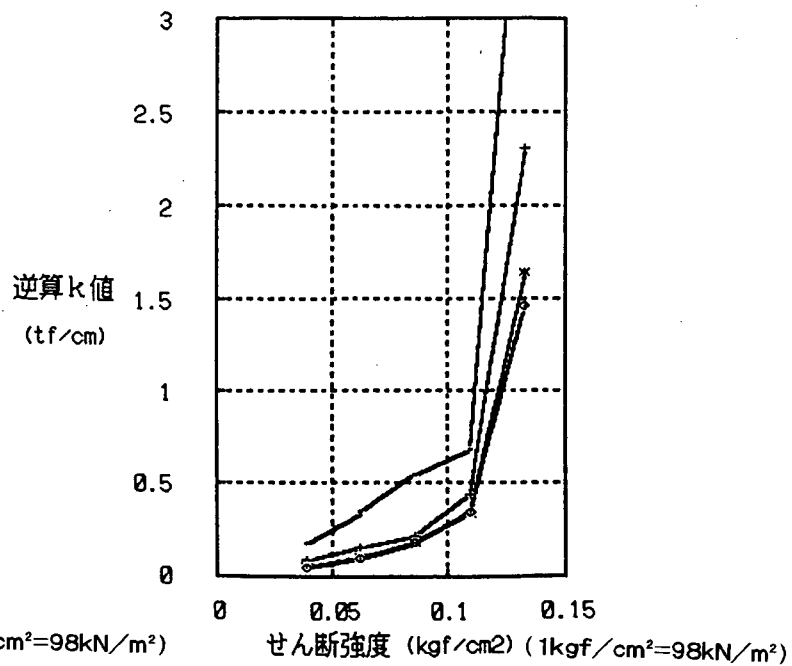
CASE-15

— STEP04
— STEP08
— STEP12
— STEP16

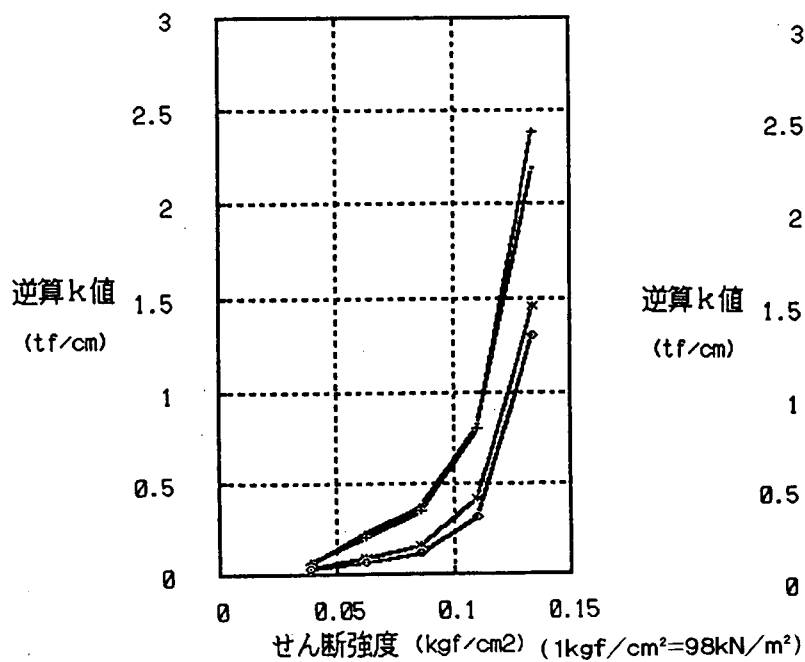
図5. 3 逆算k値の深度分布



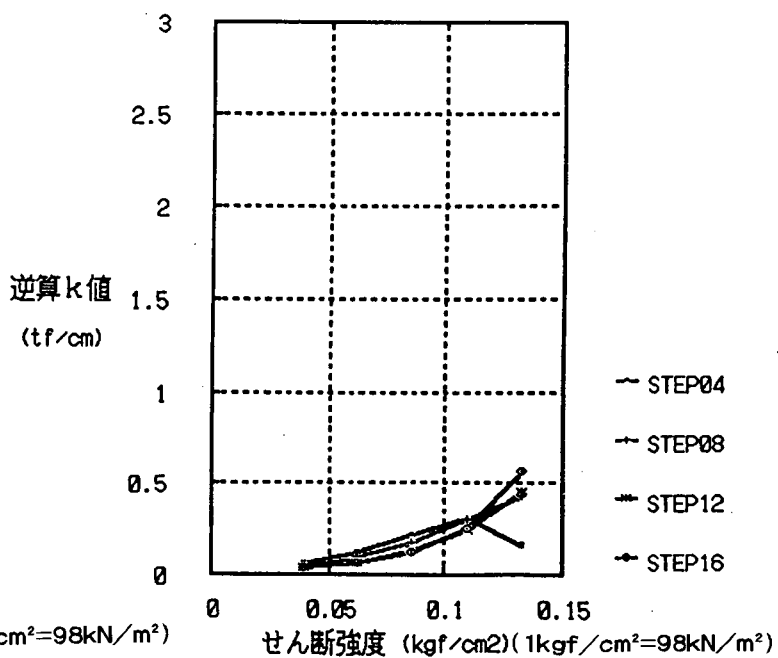
CASE-04



CASE-07



CASE-13



CASE-15

- STEP04
- STEP08
- STEP12
- STEP16

図5.4 せん断強度に対する逆算k値分布

5. 4 解析結果

5. 4. 1 1列目改良体の比較

図5. 5, 5. 6に曲げモーメントを、図5. 7, 5. 8に改良体変位量を、表5. 2に解析結果の比較を示す。

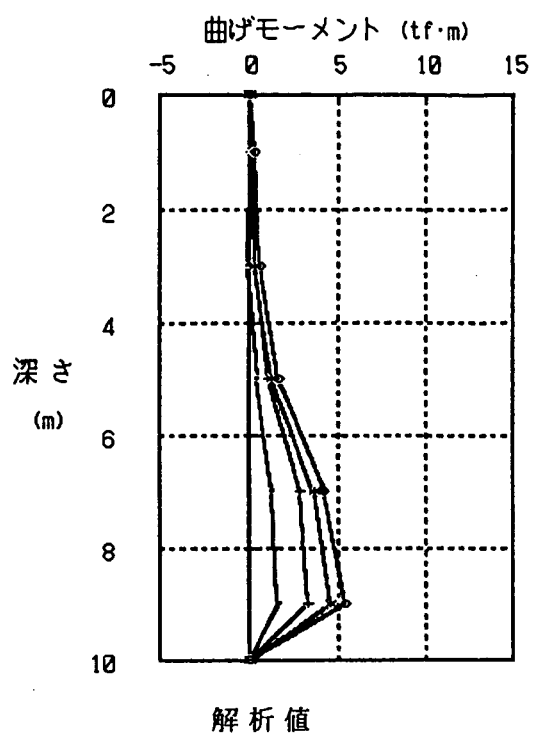
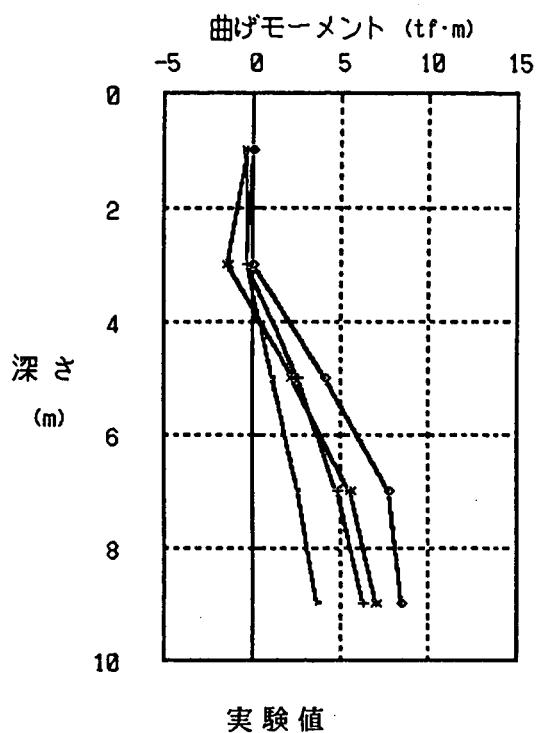
表5. 2 解析結果の比較

CASE	STEP	M _{max} (tf・m)		δ _{max} (cm)	
		解析値	実験値	解析値	実験値
04	04	1. 6	3. 7	0. 7	0. 6
	08	3. 3	6. 3	27. 8	26. 8
	12	4. 5	7. 0	55. 9	56. 5
	16	5. 4	8. 5	78. 8	87. 6
07	04	1. 7	5. 2	6. 0	6. 5
	08	3. 5	8. 8	23. 6	25. 2
	12	5. 6	10. 3	52. 5	52. 0
	16	6. 6	12. 2	72. 6	73. 0
13	04	3. 2	3. 3	10. 0	10. 4
	08	6. 1	5. 8	20. 2	23. 5
	12	9. 8	7. 9	56. 7	65. 2
	16	12. 5	9. 6	95. 7	104. 1
15	04	1. 3	1. 7	11. 7	13. 7
	08	2. 6	3. 5	23. 6	30. 2
	12	3. 3	4. 5	41. 0	54. 2
	16	4. 5	5. 0	56. 3	65. 3

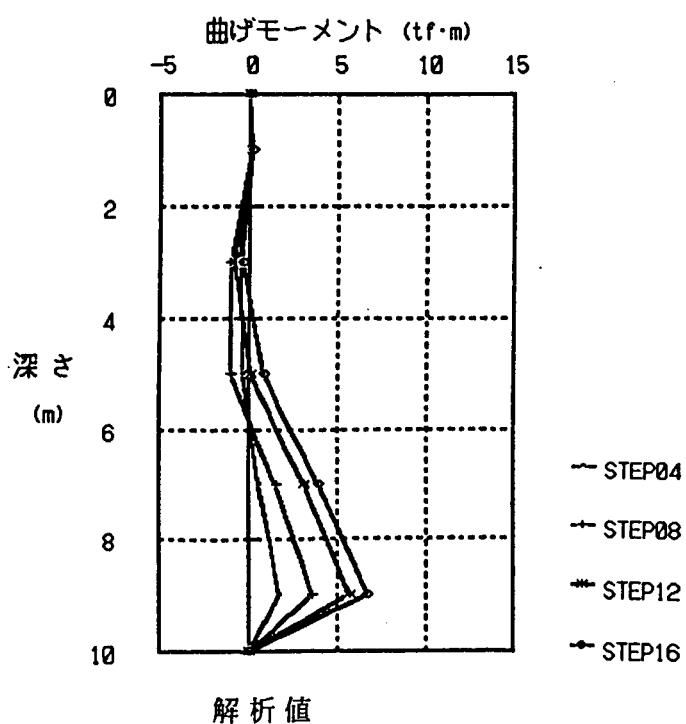
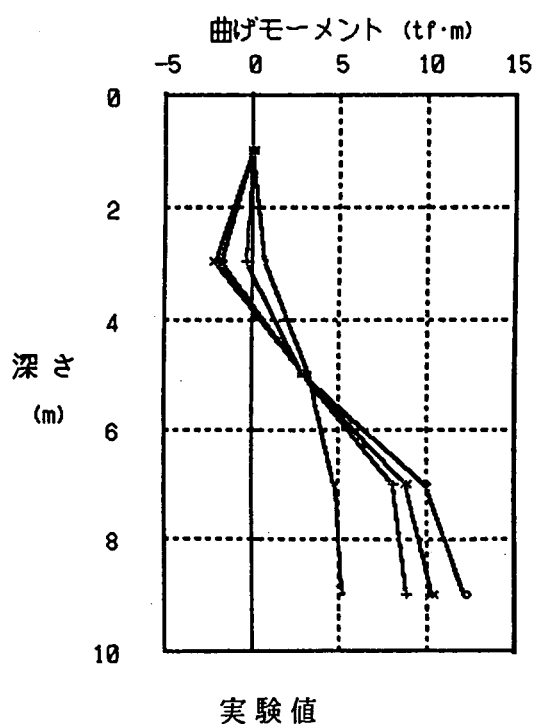
断面力値（曲げモーメント）は実験値よりも解析値の方がやや小さくなっているが、分布形状はともに同様の傾向を示している。

柱頭変位量の解析値は、改良体が真鍮では、変位量が大きくなければ実験値とほぼ等しい値となるが、改良体がプラスチックでは、載荷8段階で実験値より小さな値となっている。これは、柱頭変位量が大きくなる場合、改良体剛性が軟らかい場合、逆算k値を過大に評価していることになり、実際には、非載荷側土圧が改良体により相殺され、土圧計測値よりも低減された反力が改良体に作用するためと考えられる。

変位量の解析値と実験値を一致させるには、改良体自身のたわみも考慮した変位量を設定し、解析結果として得られる支点反力を新たなk値として入力することにより、実験値と整合が計られるまで逆解析を実施する必要がある。

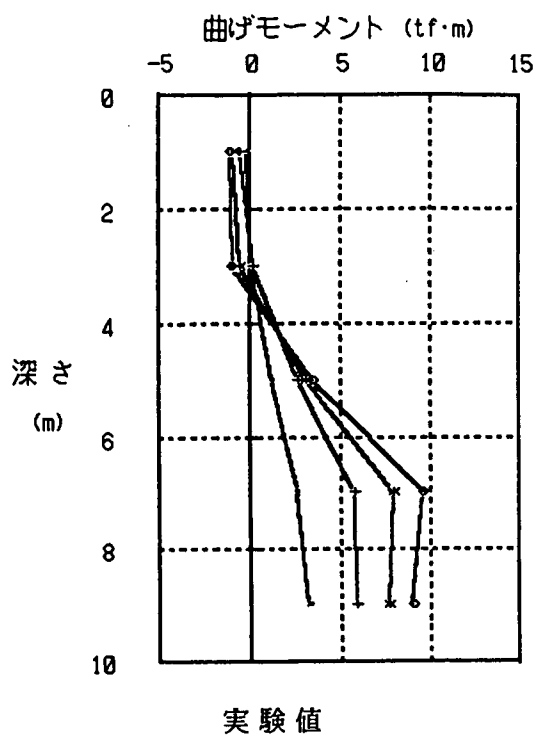


CASE-04

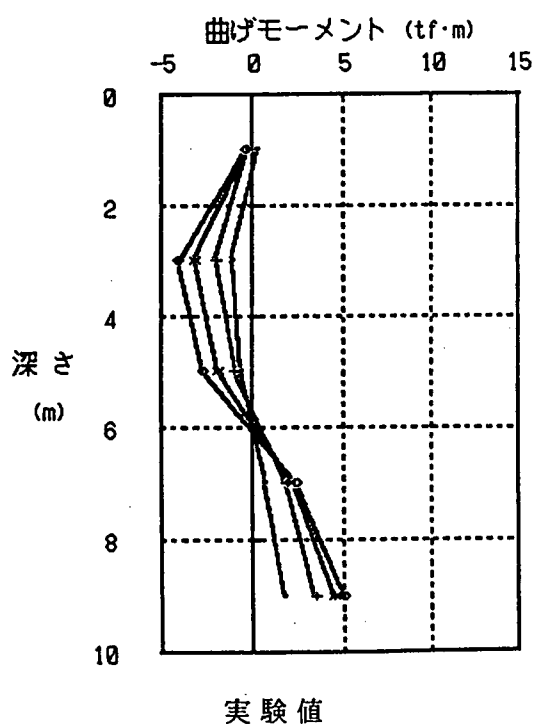
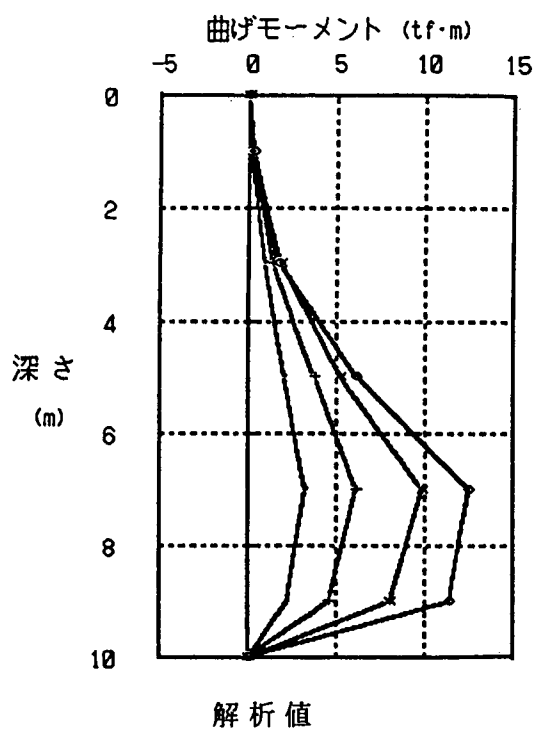


CASE-07

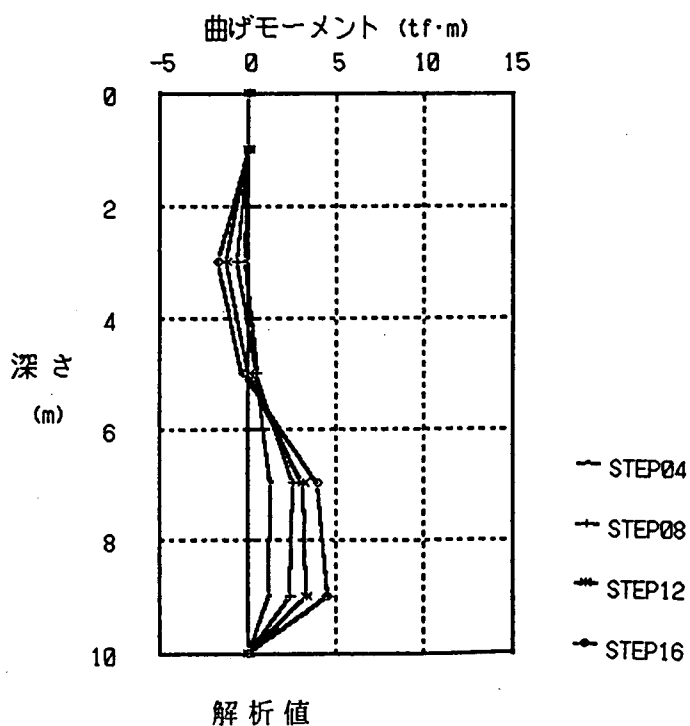
図5. 5 曲げモーメント (真鍮)



CASE-13

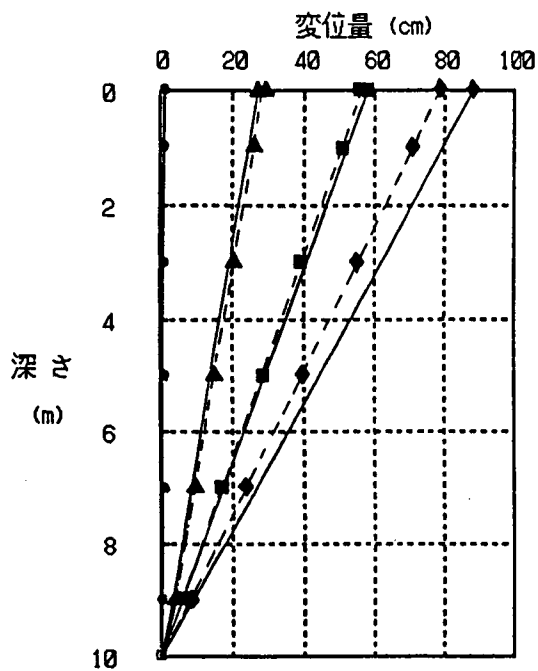


CASE-15

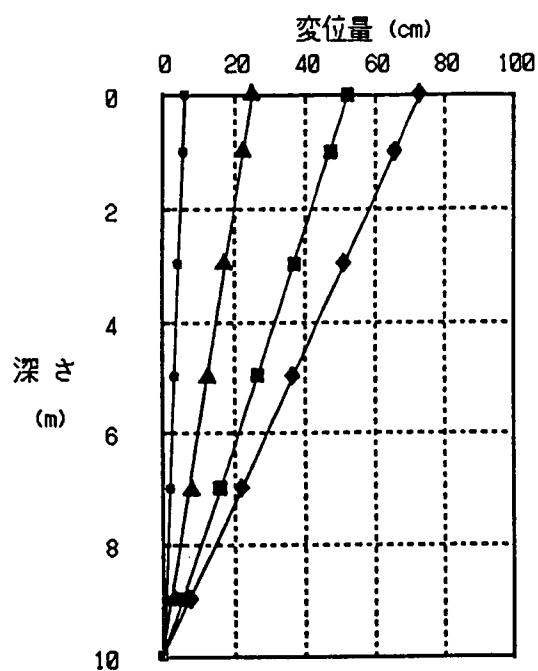


— STEP04
+ STEP08
— STEP12
— STEP16

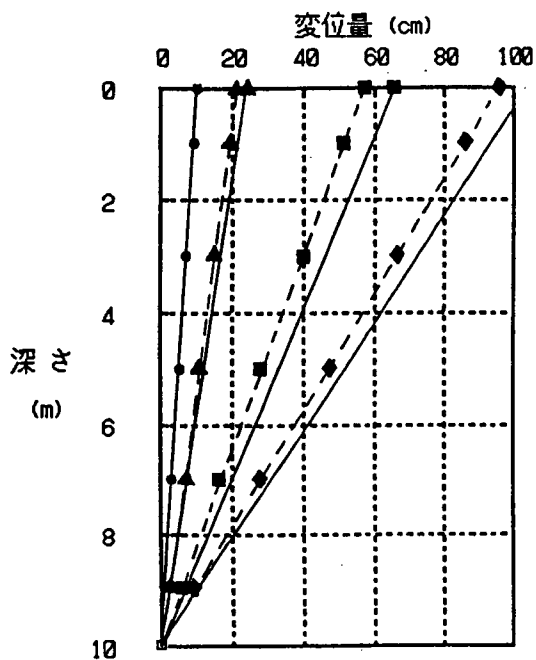
図5.6 曲げモーメント (プラスチック)



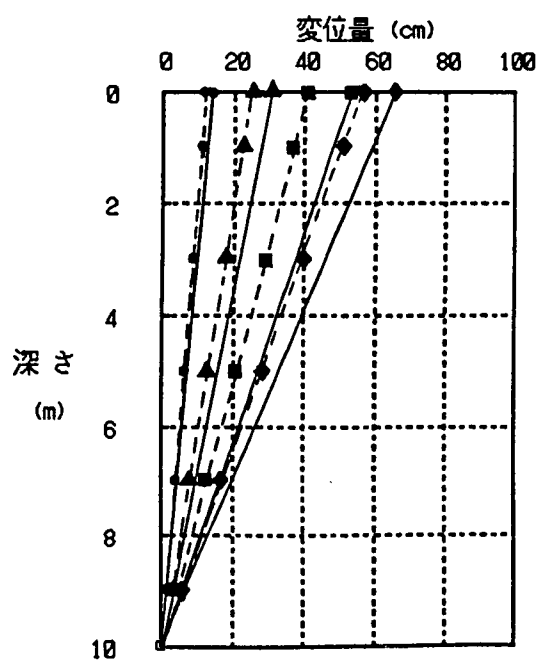
CASE-04



CASE-07



CASE-13

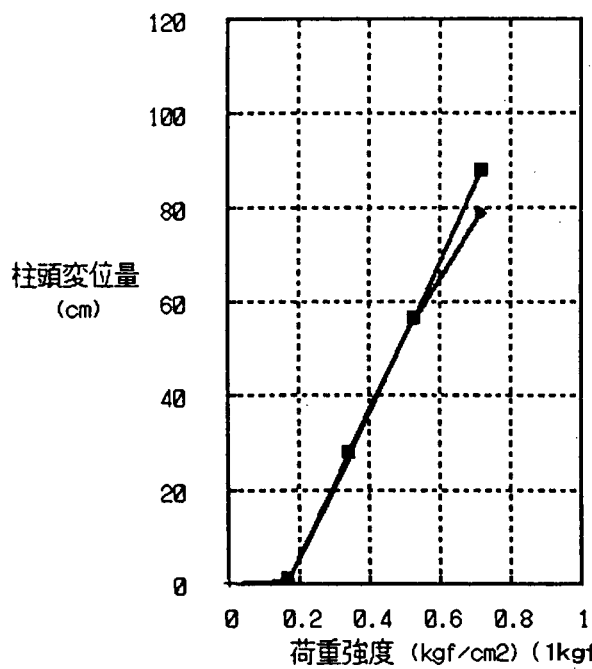


CASE-15

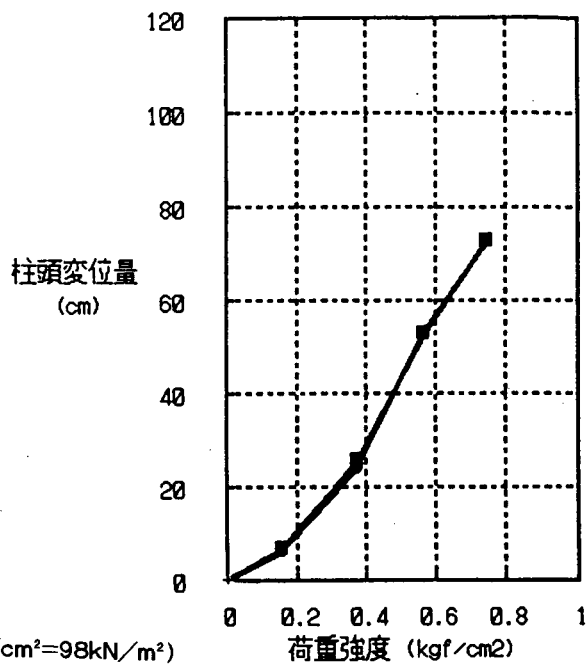
— 実験値
--- 解析値

● STEP04
▲ STEP08
■ STEP12
◆ STEP16

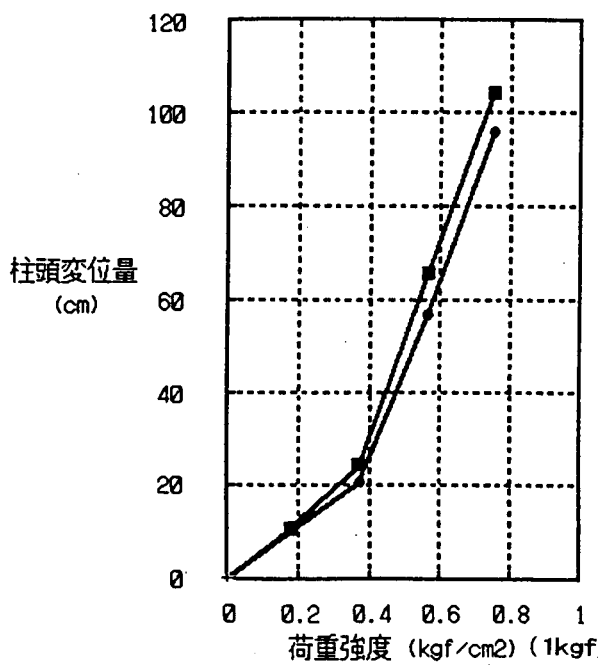
図5. 7 変位量の深度分布



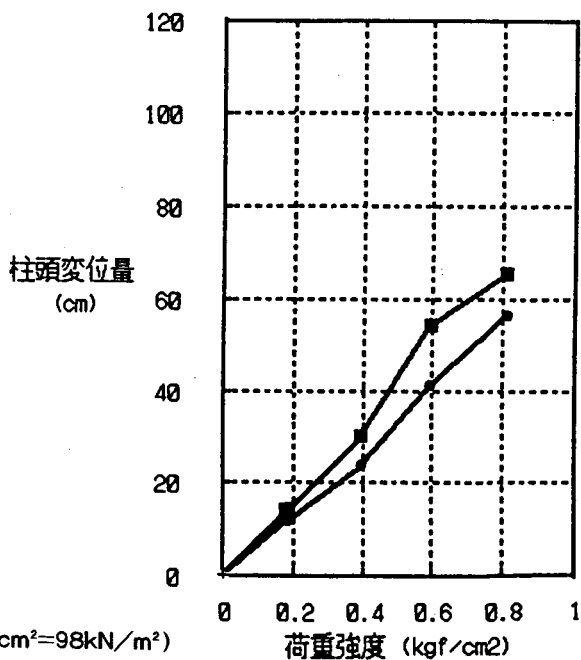
CASE-04



CASE-07



CASE-13



CASE-15

■ 実験値
● 解析値

図5. 8 柱頭変位量

5. 4. 2 各改良列および改良体剛性の比較

CASE-04, 07の载荷16段階における、各改良列（1, 2, 3列目）および剛性（真鍮、充実体）の異なる解析結果について比較を実施する。

図5. 9に側方土圧分布を図5. 10に逆算k値分布を示す。

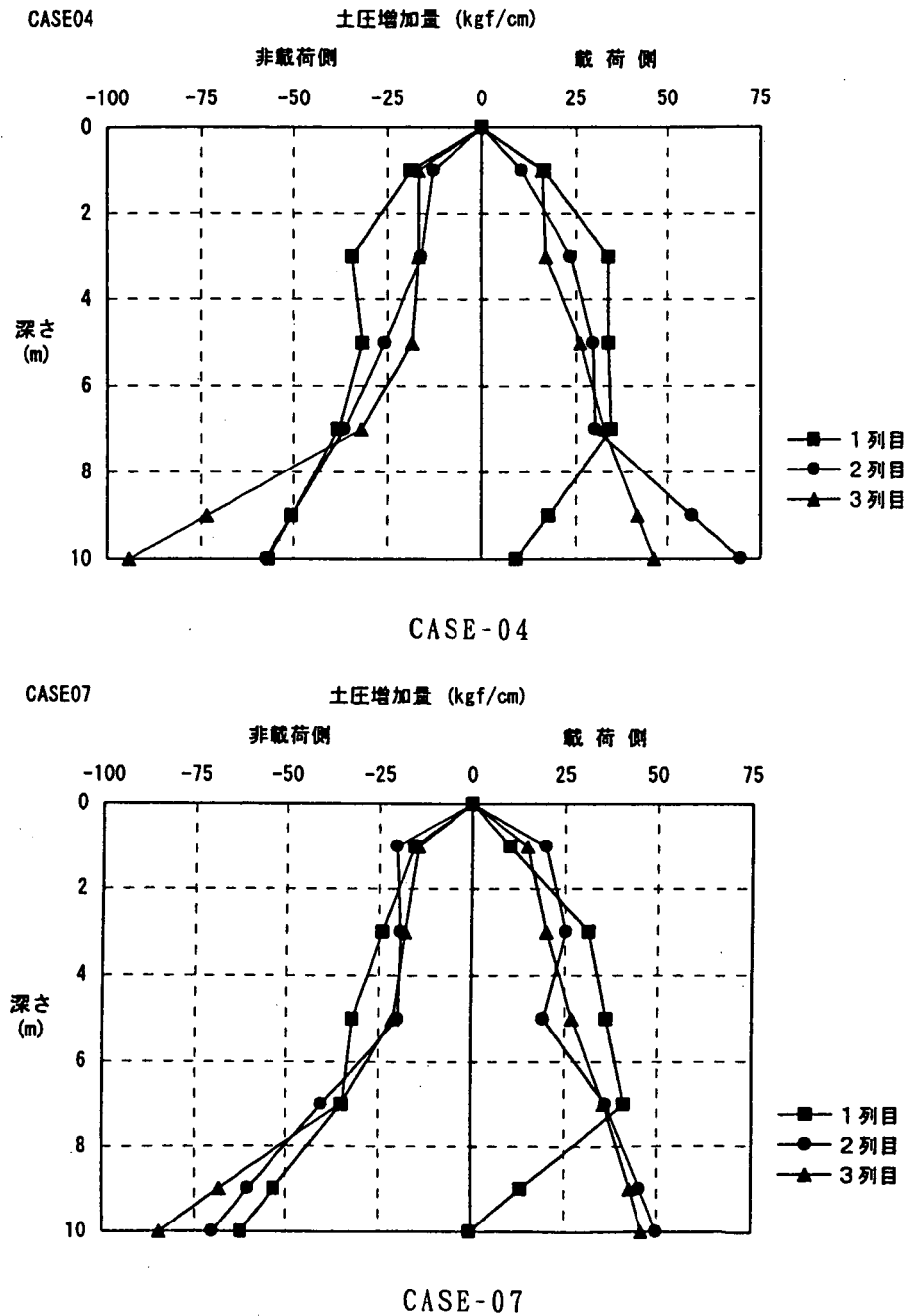
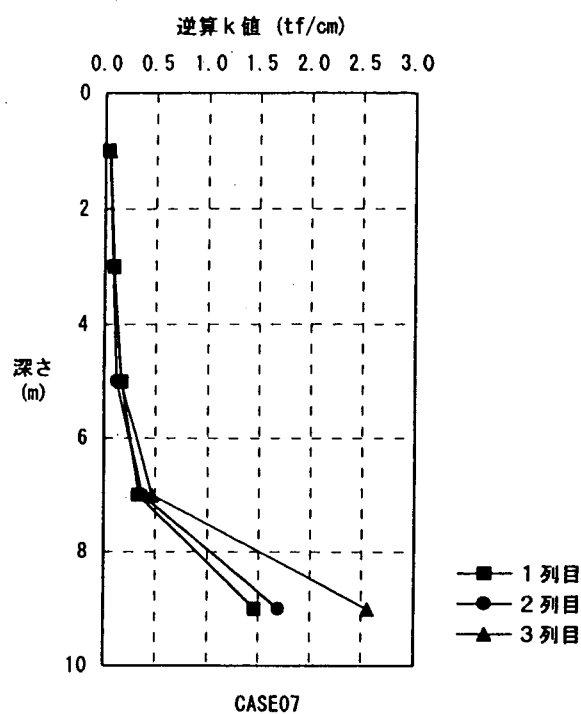
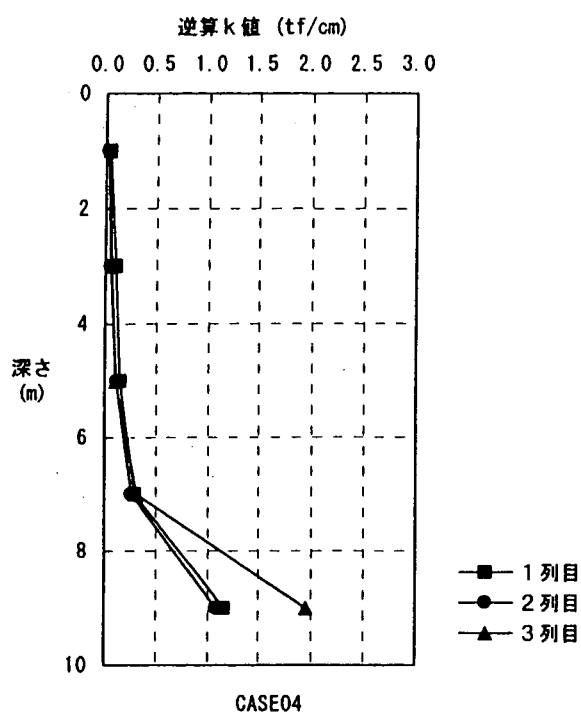
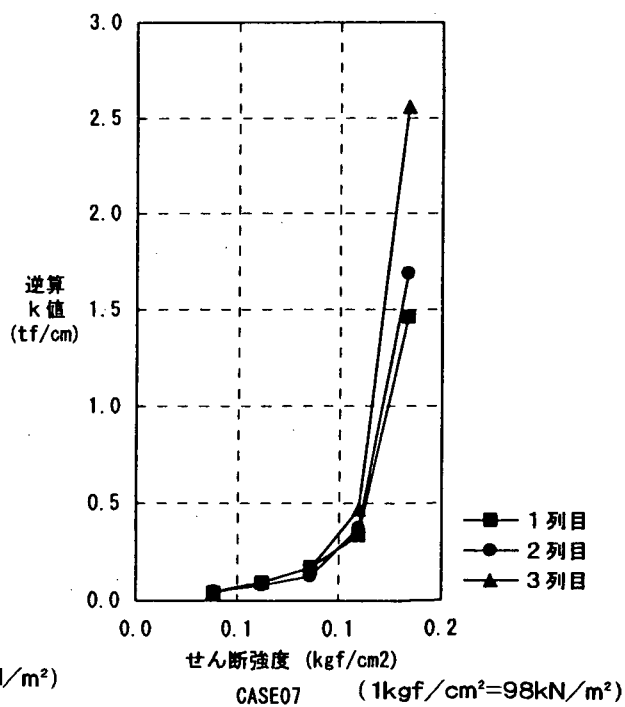
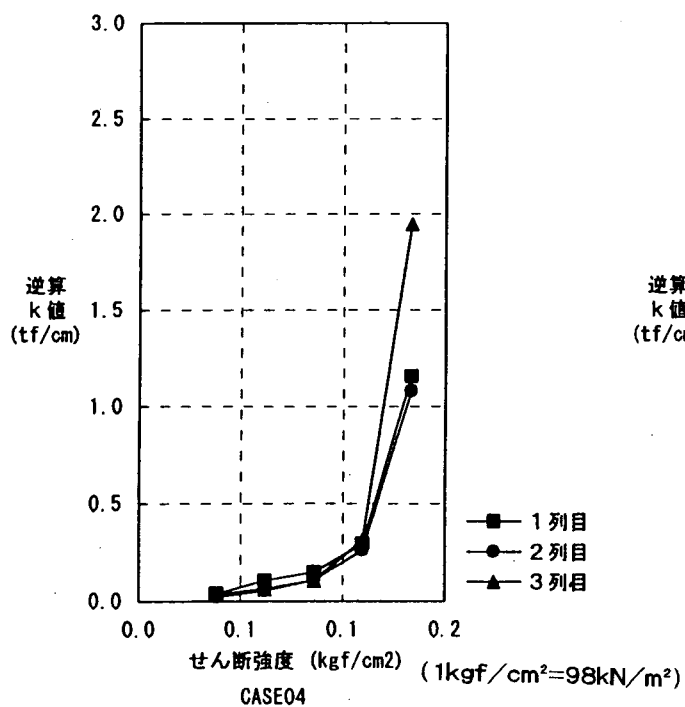


図5. 9 側方土圧分布



逆算k値の深度分布



せん断強度に対する逆算k値分布

図5. 10 逆算k値分布

表5. 3, 図5. 11に曲げモーメントの、表5. 4, 図5. 12に改良体変位量の解析結果の比較を示す。

なお、充実体の剛性は $E=100 \cdot q u=1000 \text{ kgf/cm}^2$, $I=4.169 \times 10^6 \text{ cm}^4$ とする。
($1 \text{ kgf/cm}^2=98 \text{ kN/m}^2$)

真 鍍 剛 性: $E I=1.026 \times 10^6 \cdot 1.817 \times 10^6=1.864 \times 10^5 \text{ tf} \cdot \text{m}^2$

充実体剛性: $E I=1.000 \times 10^3 \cdot 4.169 \times 10^6=4.169 \times 10^2 \text{ tf} \cdot \text{m}^2$

表5. 3 曲げモーメント (Mmax) の比較

(t f · m)

CASE	真鍍				充実体
	実験値	解析値			解析値
	1列目	1列目	2列目	3列目	1列目
04	8.5	5.4	3.3	7.0	4.1
07	12.2	6.6	5.2	6.7	5.1

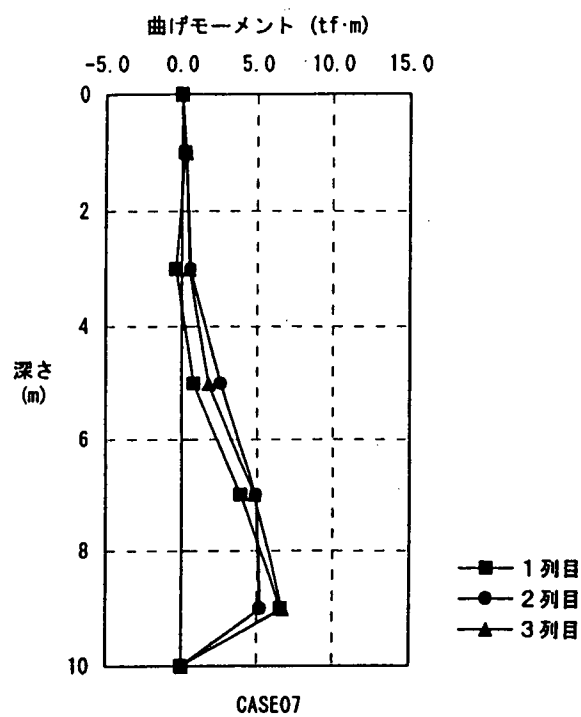
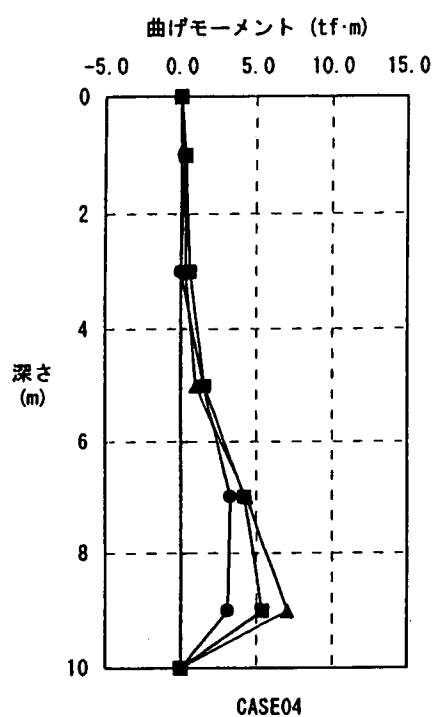
表5. 4 柱頭変位量 ($\delta_{\max}$) の比較

(cm)

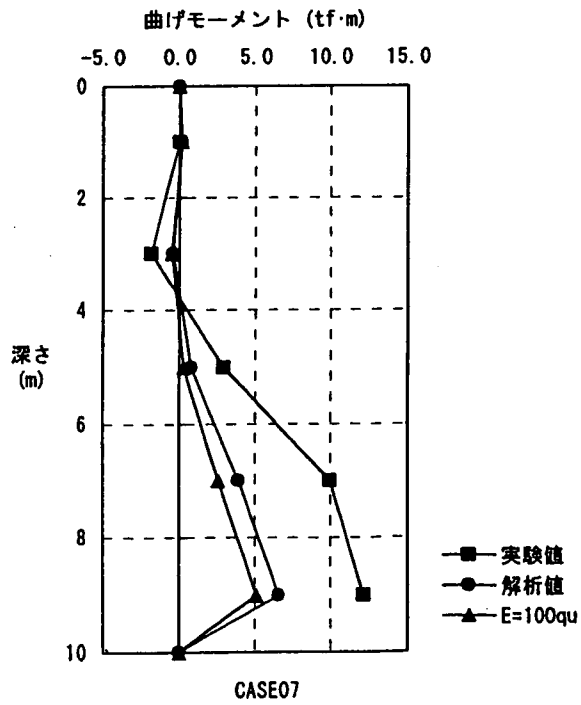
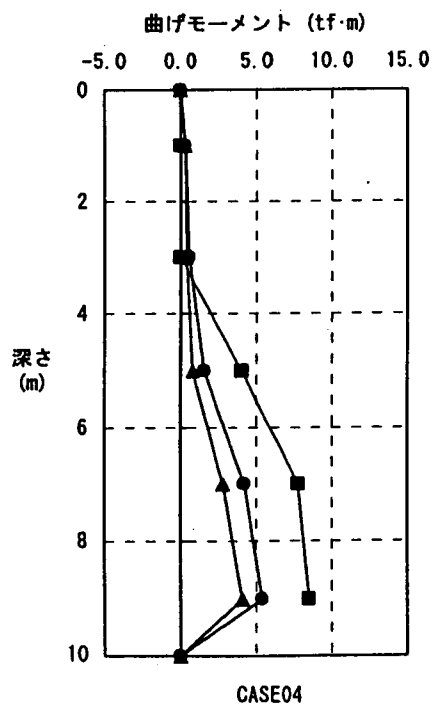
CASE	真鍍						充実体
	1列目		2列目		3列目		1列目
	実験値	解析値	実験値	解析値	実験値	解析値	解析値
04	86.6	78.8	93.7	100.4	75.6	73.7	81.7
07	73.0	72.6	71.5	70.7	53.4	53.9	74.0

曲げモーメントは、断面力値、分布形状とも各列ではほぼ同様の傾向を示し、改良体剛性の違いによる解析値についても大差はない。

改良体変位量は、各列による実験値のばらつきはあるが、柱頭変位量が75cm程度であれば各列とも実験値と解析値で大差はない。柱頭変

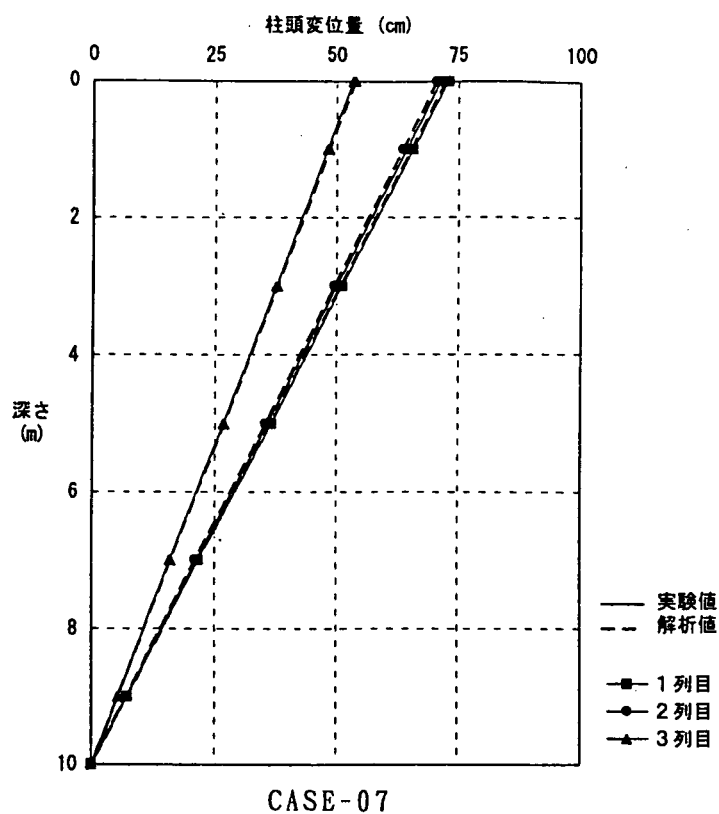
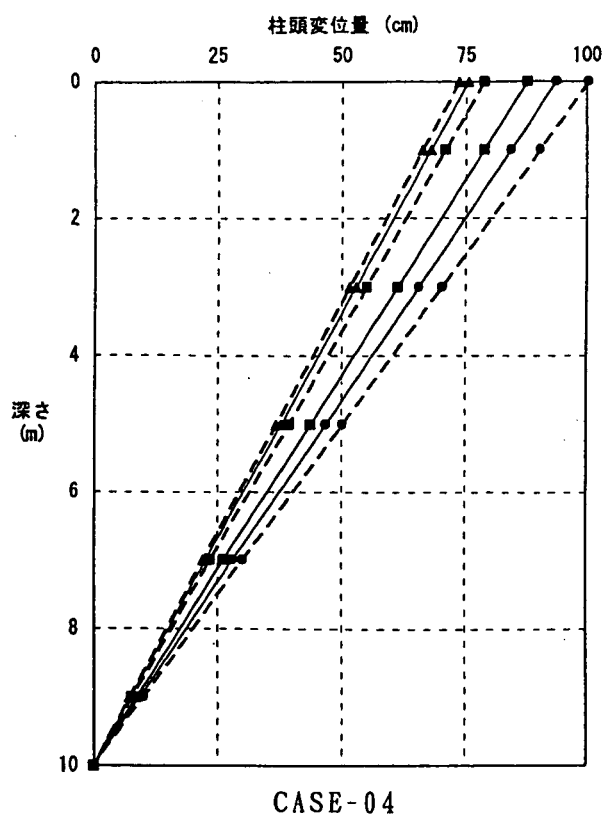


各改良列の比較

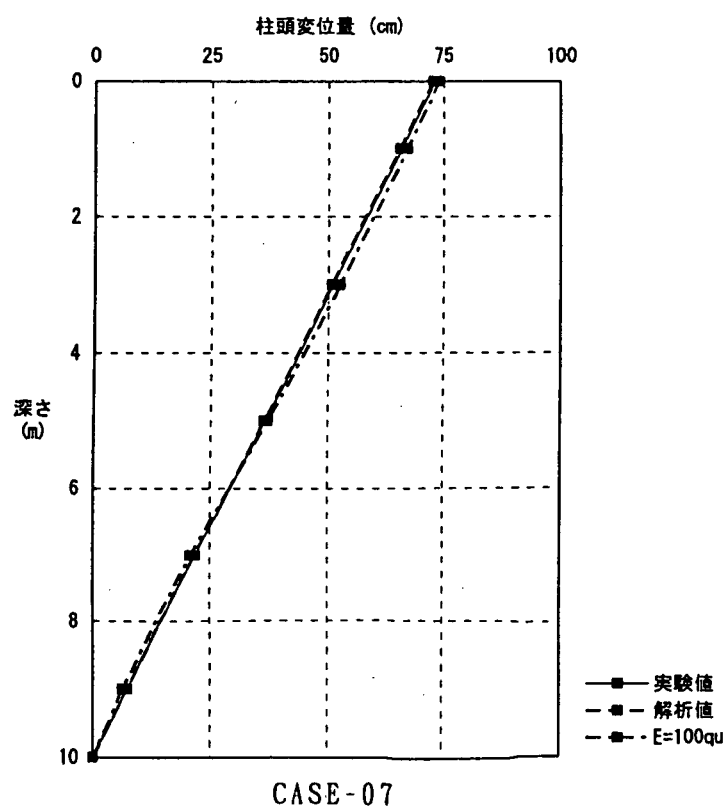
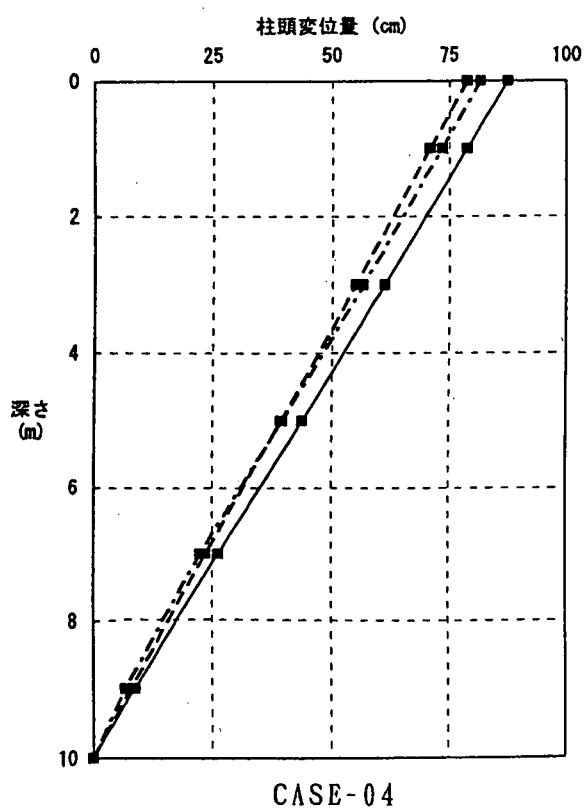


改良体剛性の比較

図5.11 曲げモーメント



各改良列の比較



改良体剛性の比較

図5.12 柱頭変位量

5. 5 逆算k値による地盤反力の設定

CASE-04, 06, 07における、各計測位置の変位量と地盤反力度（非載荷側土圧増加量）、地盤反力係数（逆算k値）、 k/k_0 （逆算k値/基準k値）の関係から、各地盤強度、変位量に対する解析用地盤反力係数を設定する。

なお、地盤反力度、地盤反力係数ともに実験による計測値に基づき、載荷幅換算は行っていない。

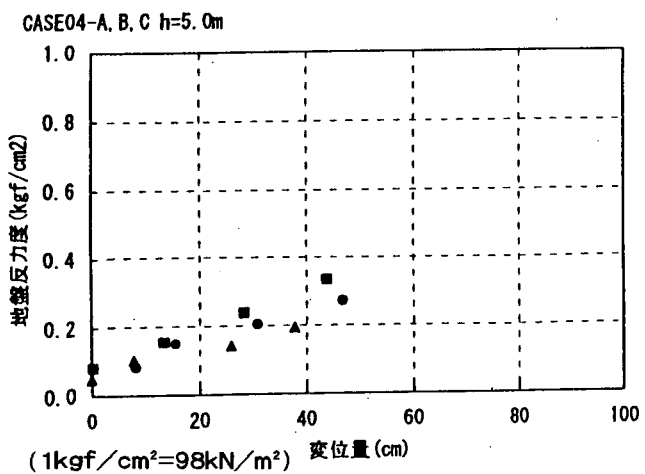
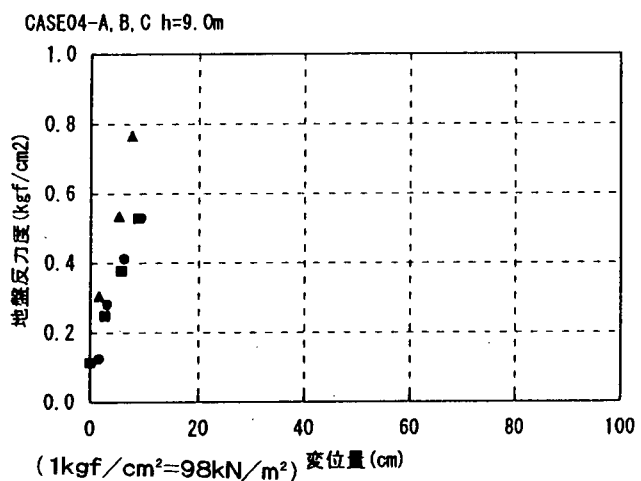
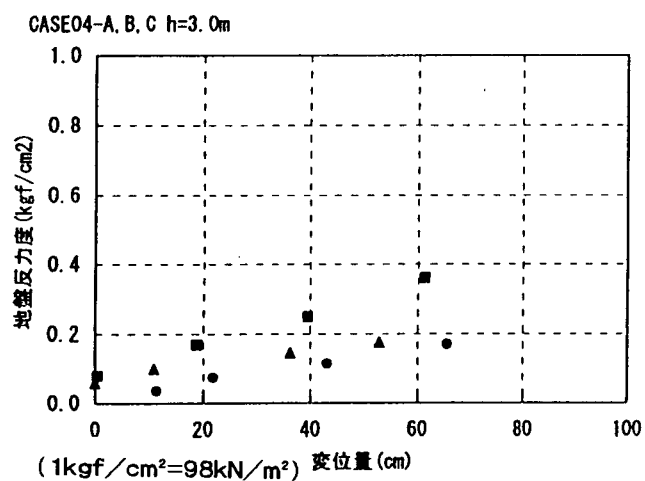
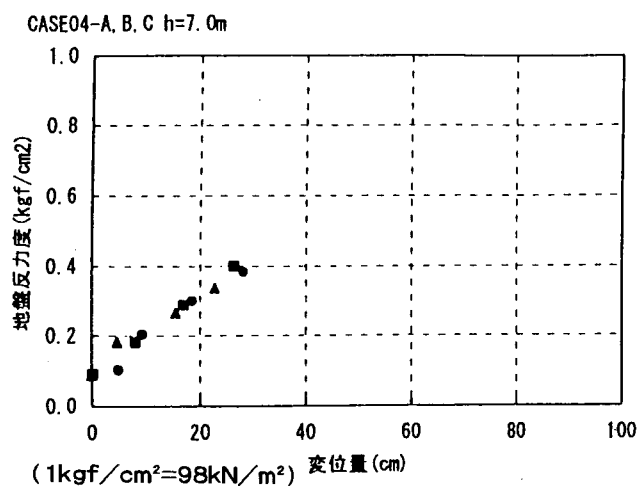
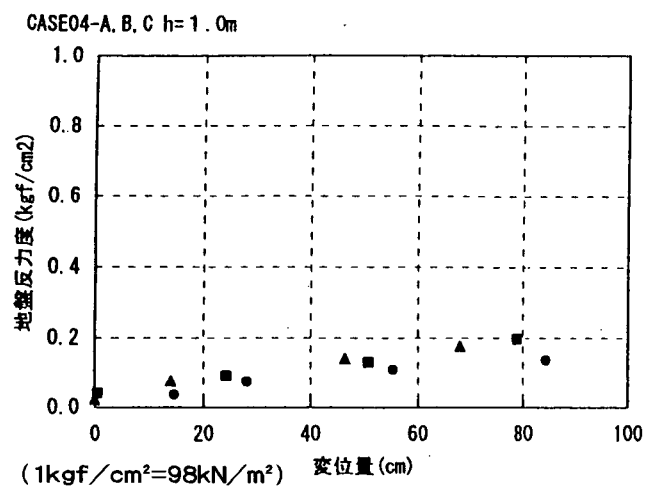
5. 5. 1 地盤反力度および地盤反力係数の比較

図5. 13～5. 15に各ケース毎の、図5. 16～5. 18に各改良列の変位量と地盤反力度の関係を示す。

図5. 19～5. 21に各ケース毎の、図5. 22～5. 24に各改良列の変位量と地盤反力係数の関係を示す。

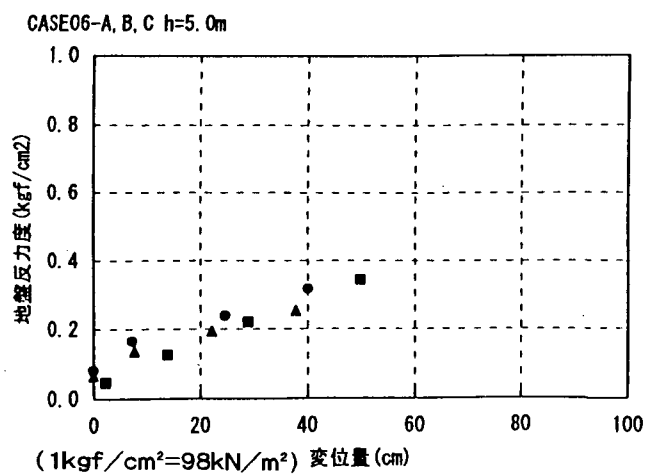
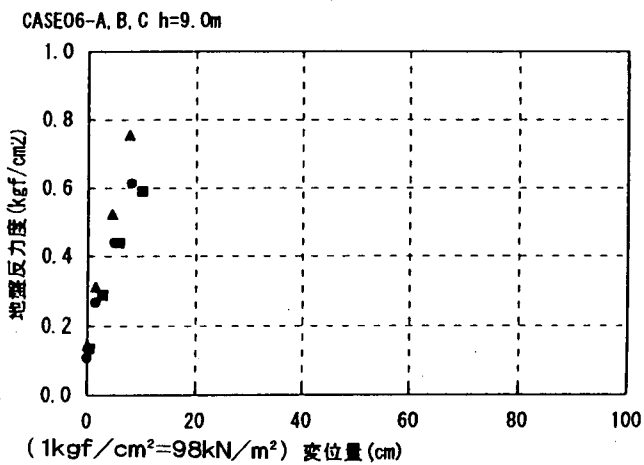
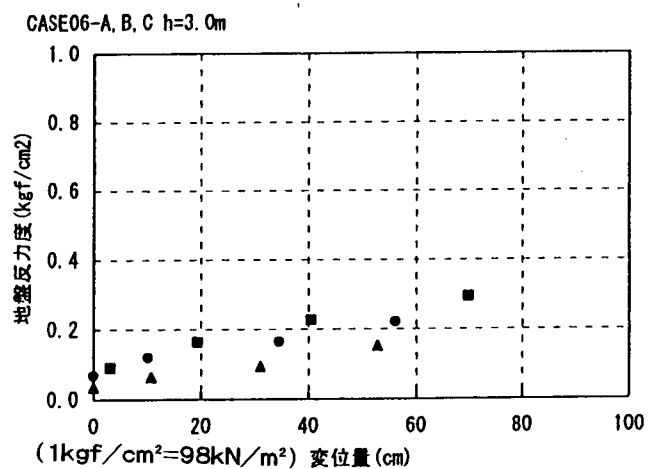
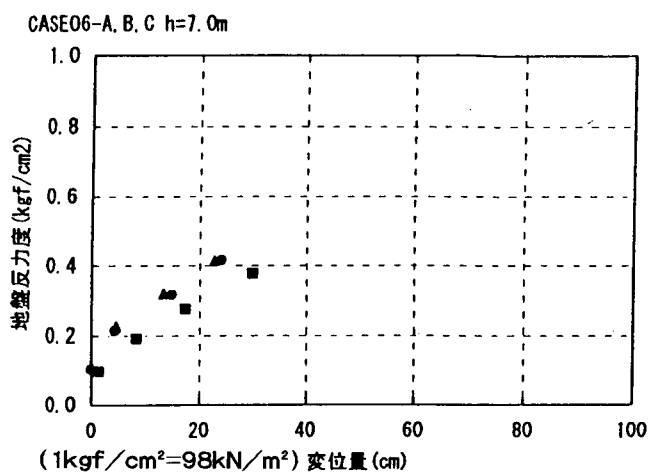
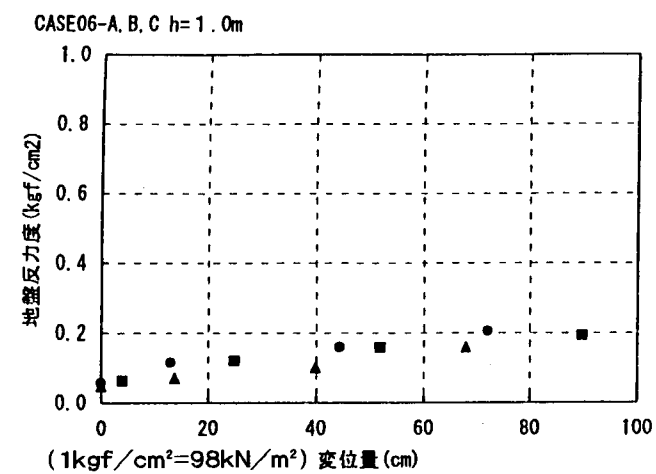
変位量に対する地盤反力度は、各ケースにおいて各改良列とも同様の傾向を示し、深度が浅く地盤強度が弱い地盤では、緩やかで線形的な増加傾向であるが、深度が深く地盤強度が強い地盤では、急激で若干非線形的な増加傾向となっている。また、各列における各ケース毎の傾向も同様である。

変位量に対する地盤反力係数は、各ケースにおいて各改良列とも同様の傾向を示し、深度が浅く地盤強度が弱い地盤では、緩やかな減少傾向であるが、深度が深く地盤強度が強い地盤では、急激な減少傾向となっている。また、各列における各ケース毎の傾向も同様である。



- 1 列目
- 2 列目
- ▲ 3 列目

図 5. 13 変位置—地盤反力度図 (CASE-04)



- 1 列目
- 2 列目
- ▲ 3 列目

図5.14 変位置—地盤反力度図 (CASE-06)

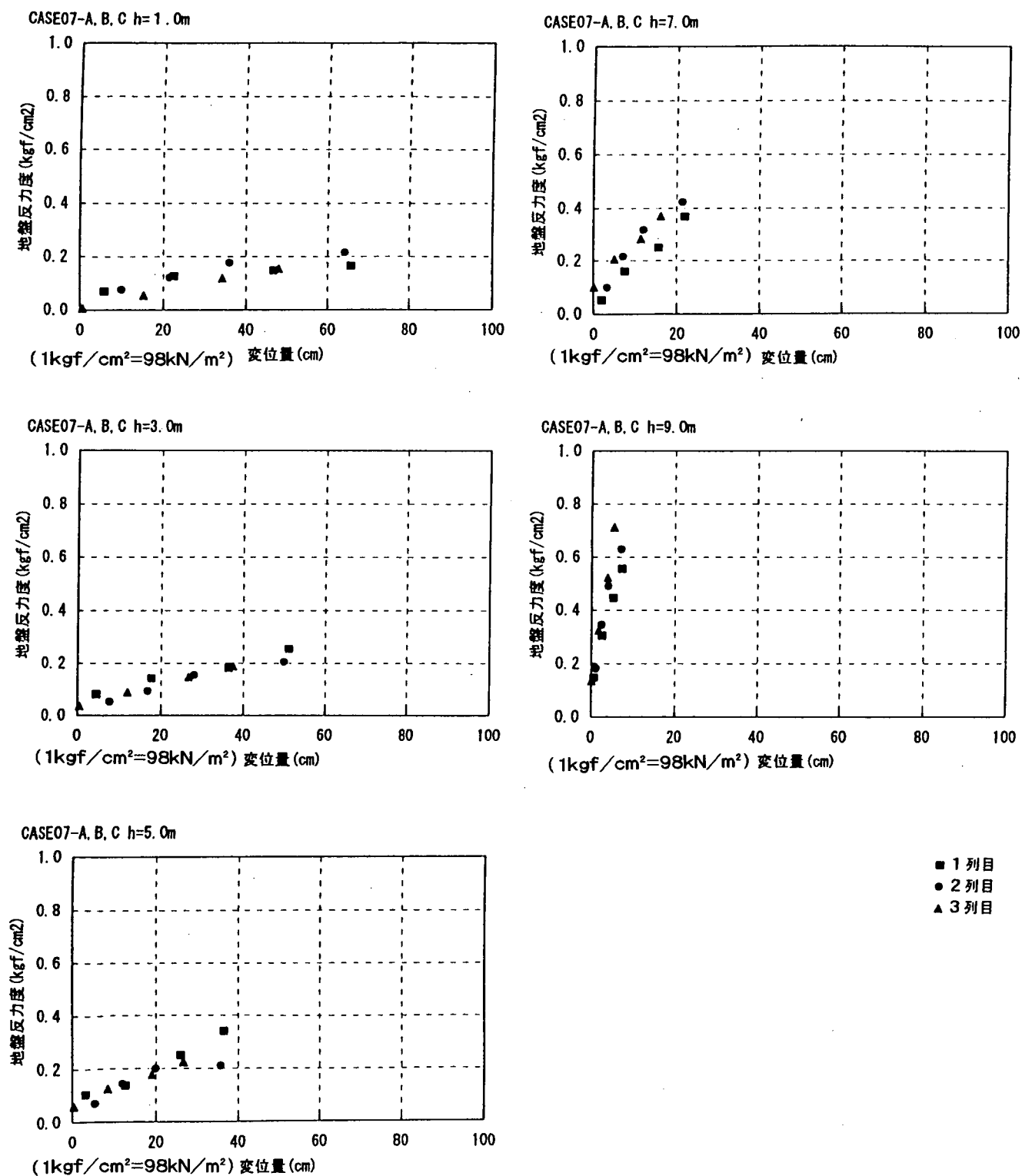


図5. 15 変位置—地盤反力度図 (CASE-07)

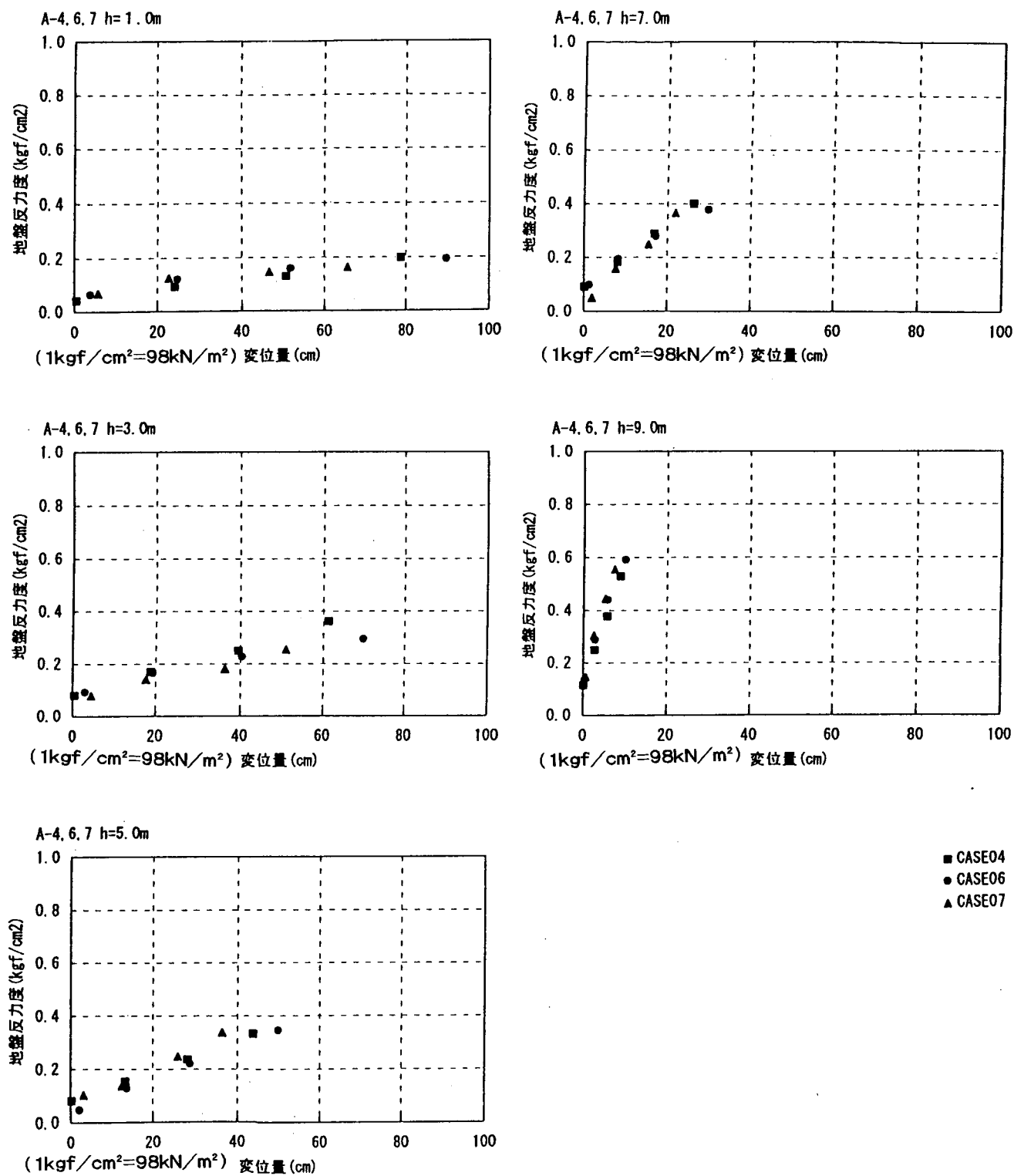


図5.16 変位置—地盤反力度図 (1列目)

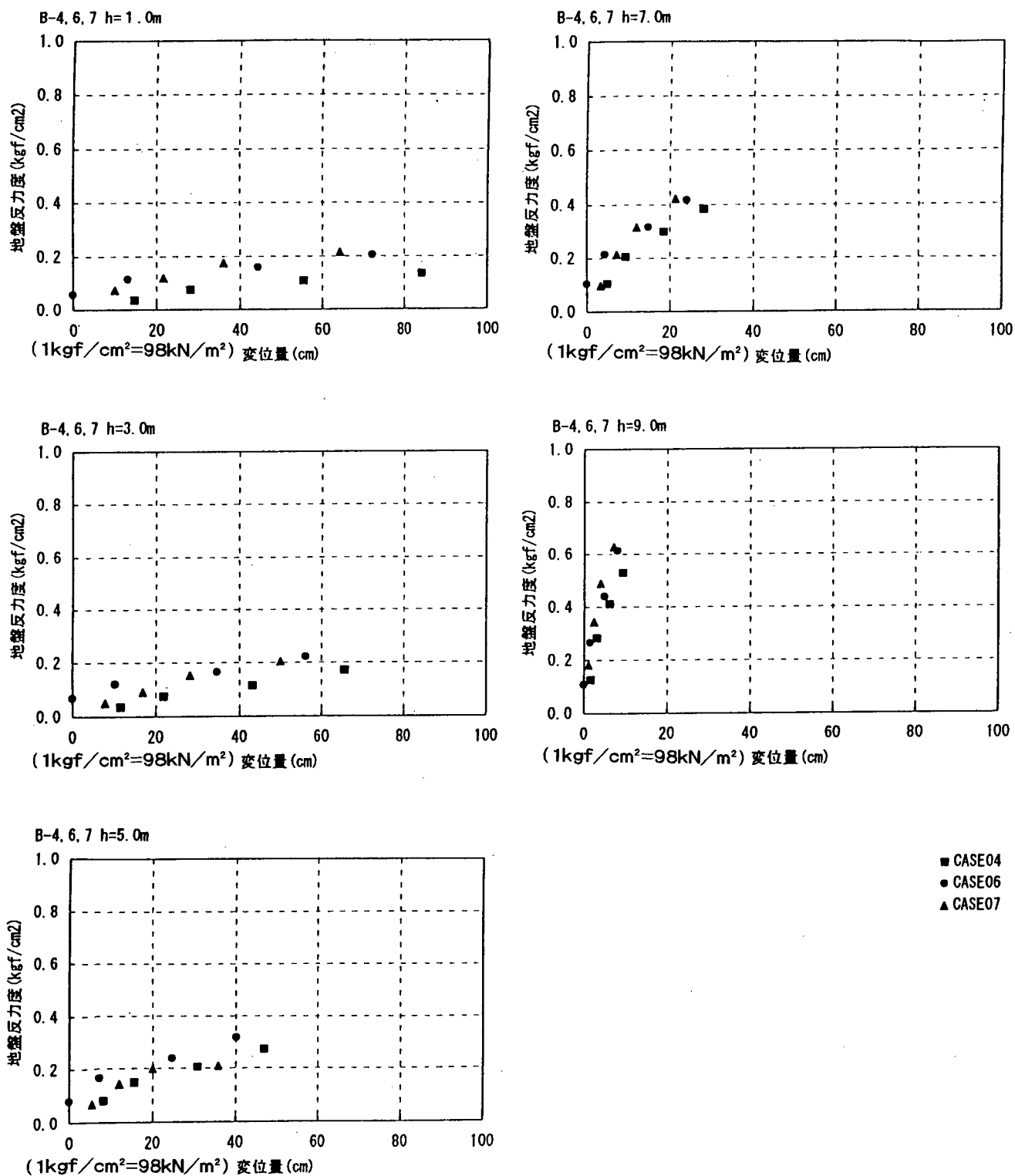
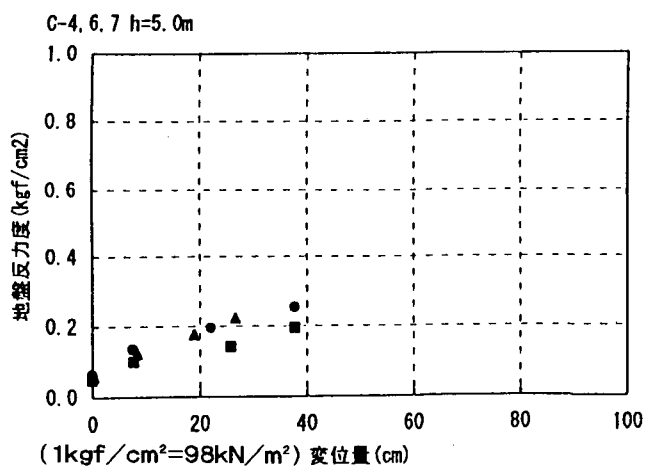
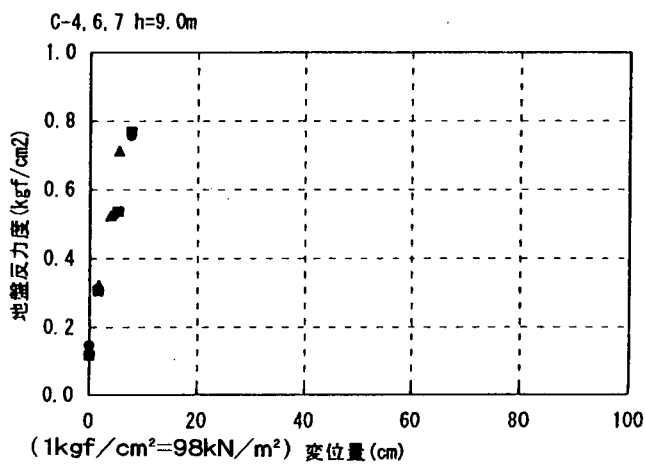
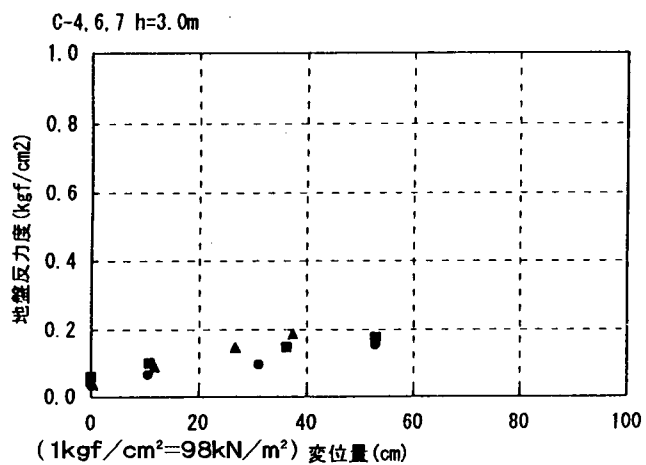
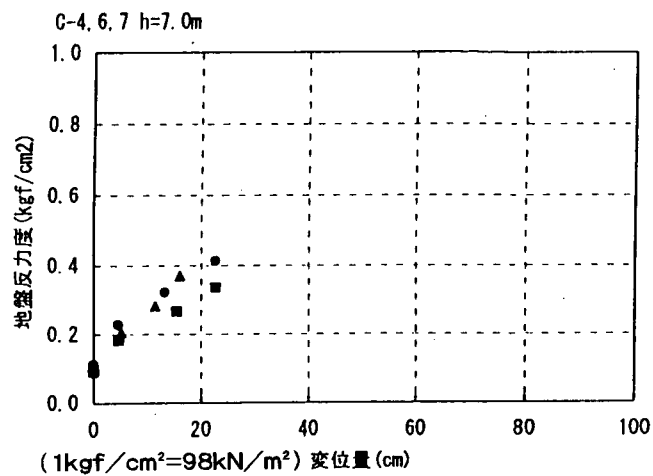
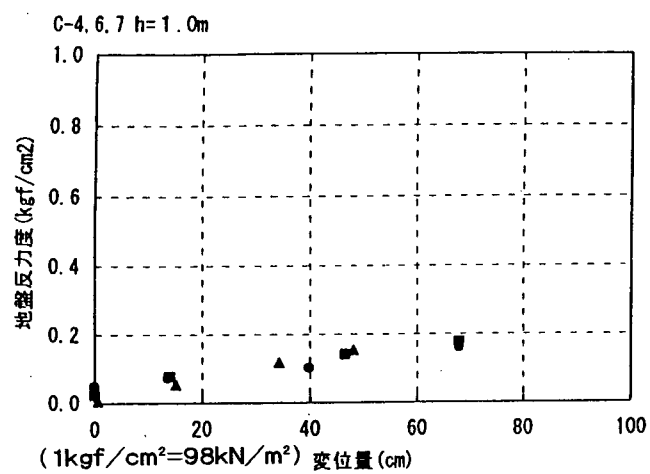
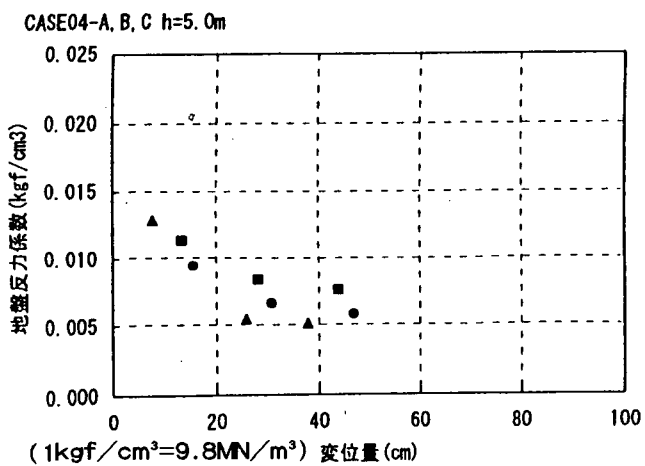
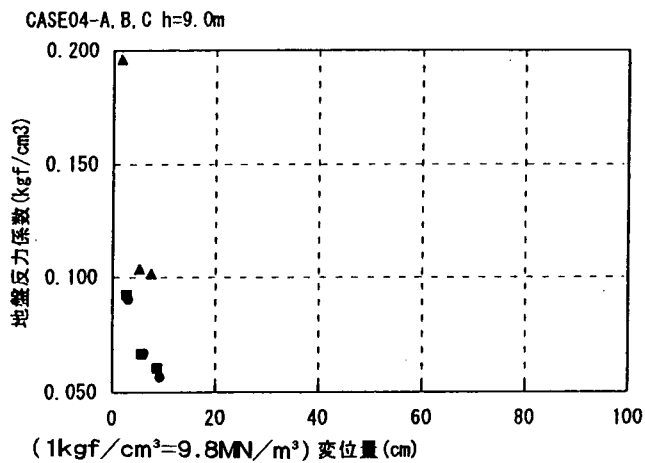
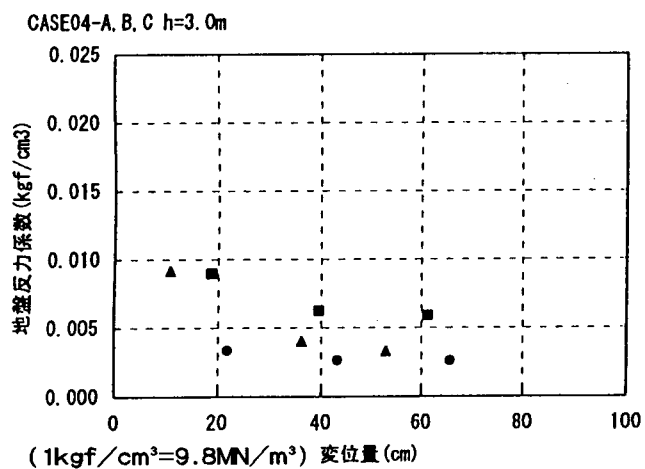
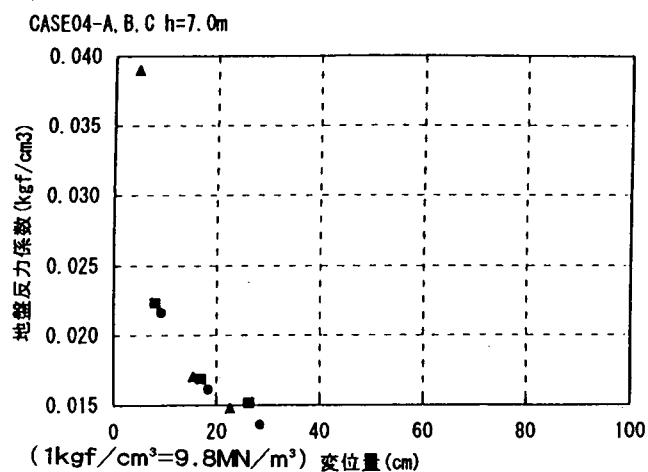
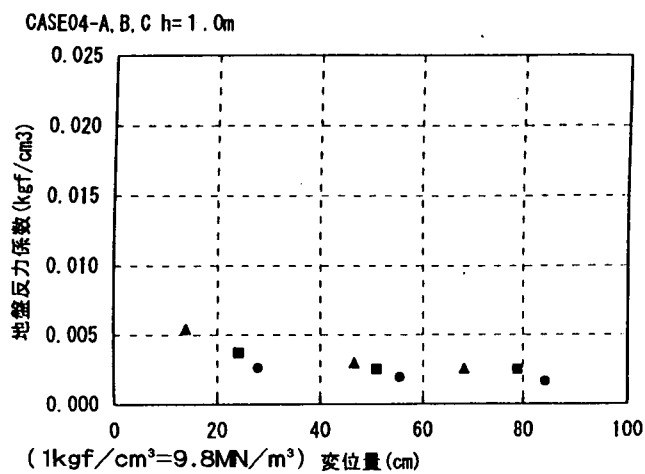


图 5. 17 変位置—地盤反力度図 (2 列目)



■ CASE04
● CASE06
▲ CASE07

図5. 18 変位置—地盤反力度図 (3列目)



■ 1 列目
● 2 列目
▲ 3 列目

図 5. 19 変位置—地盤反力係数図 (CASE-04)

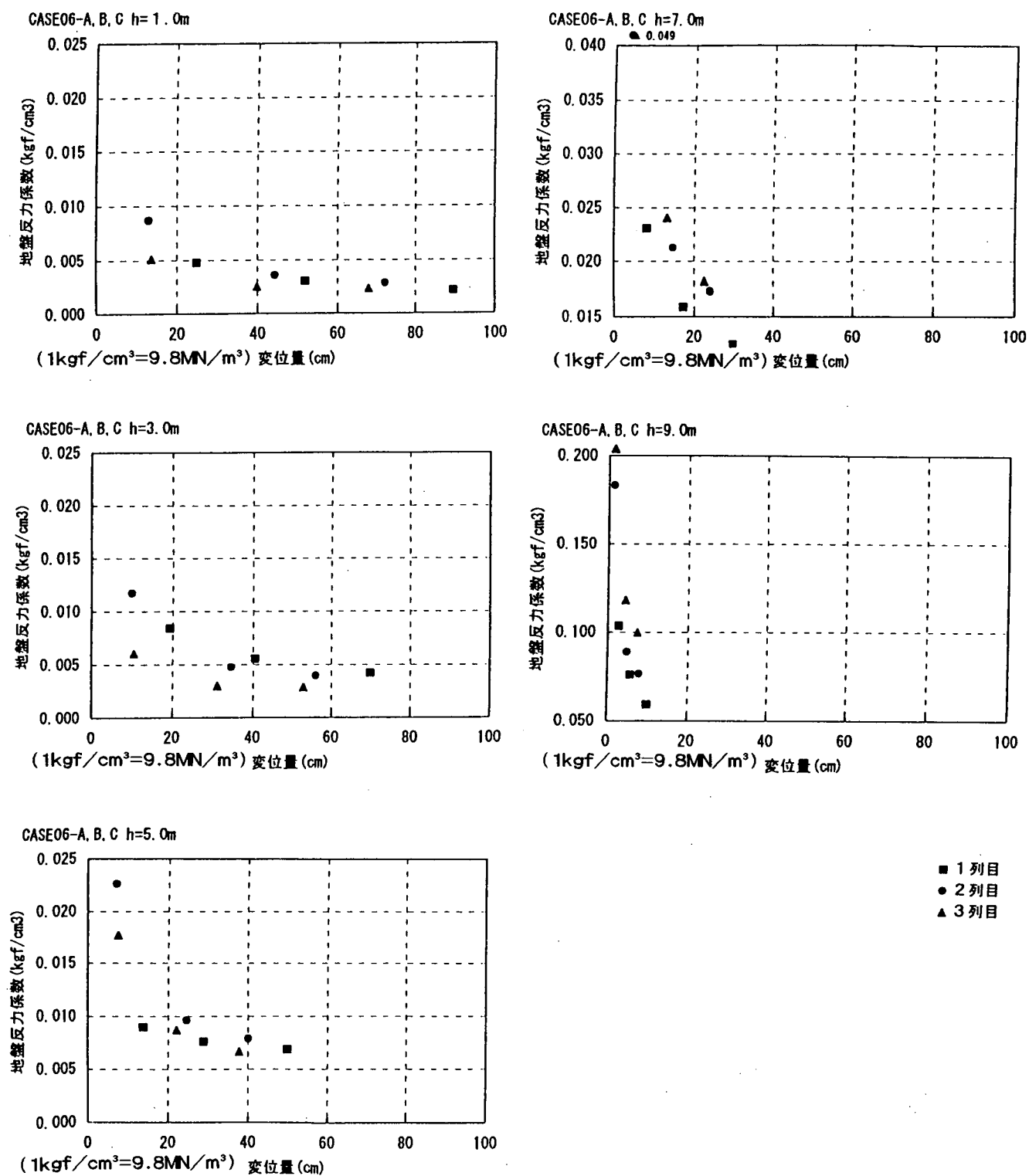
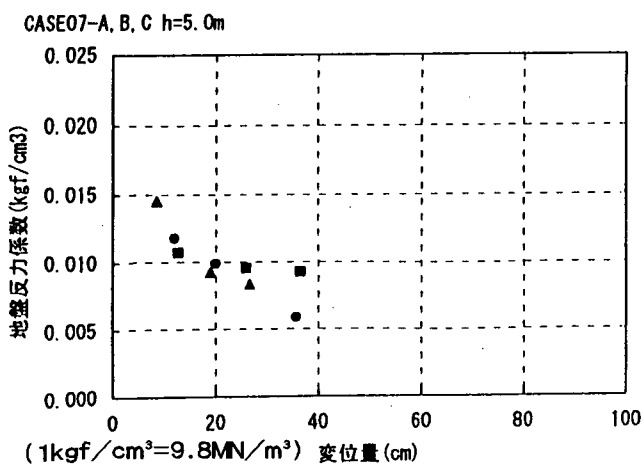
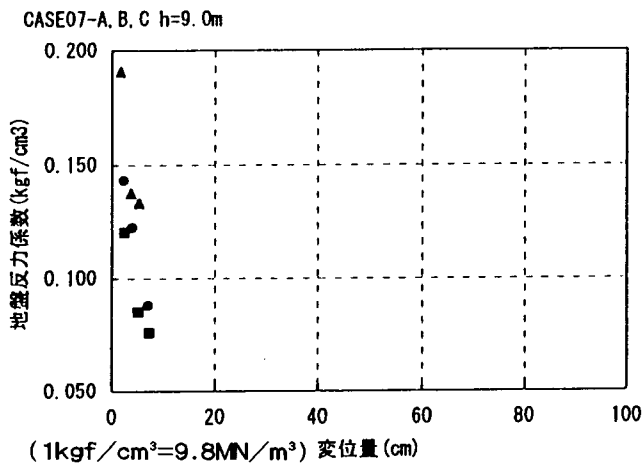
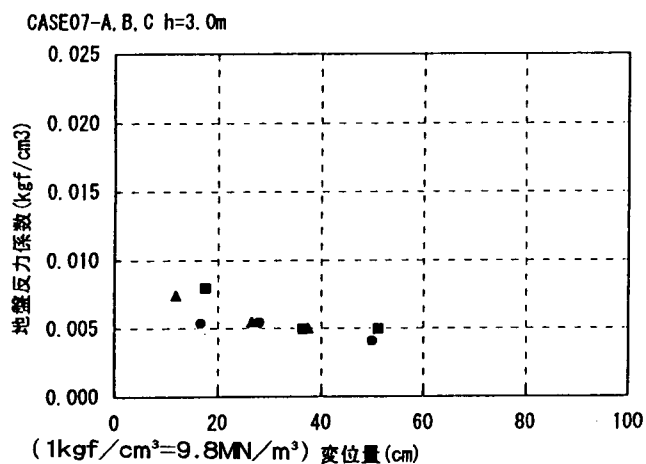
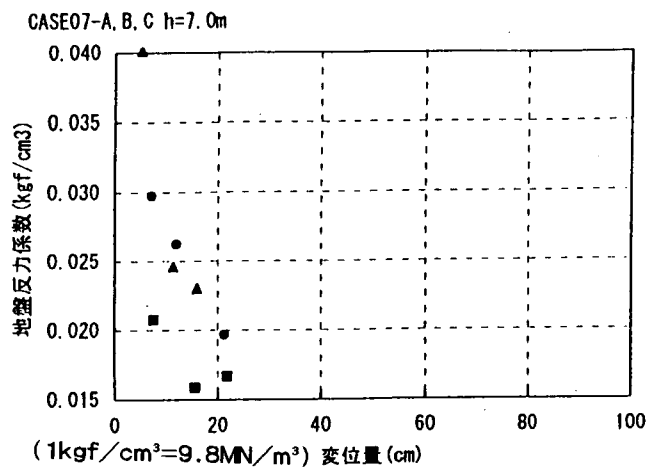
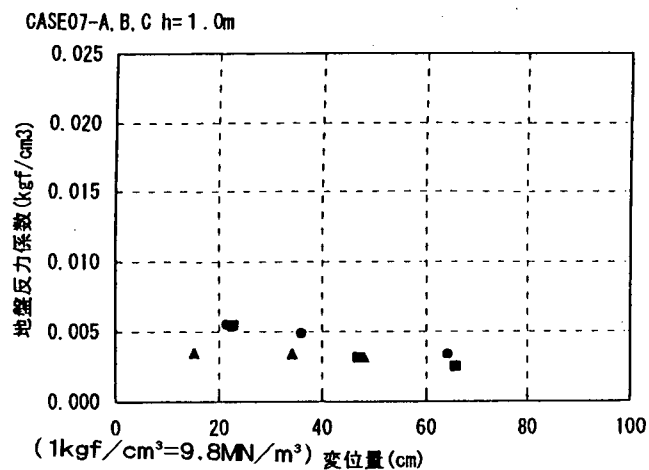


図 5. 20 変位量—地盤反力係数図 (CASE-06)



■ 1 列目
● 2 列目
▲ 3 列目

図 5. 21 変位置—地盤反力係数図 (CASE-07)

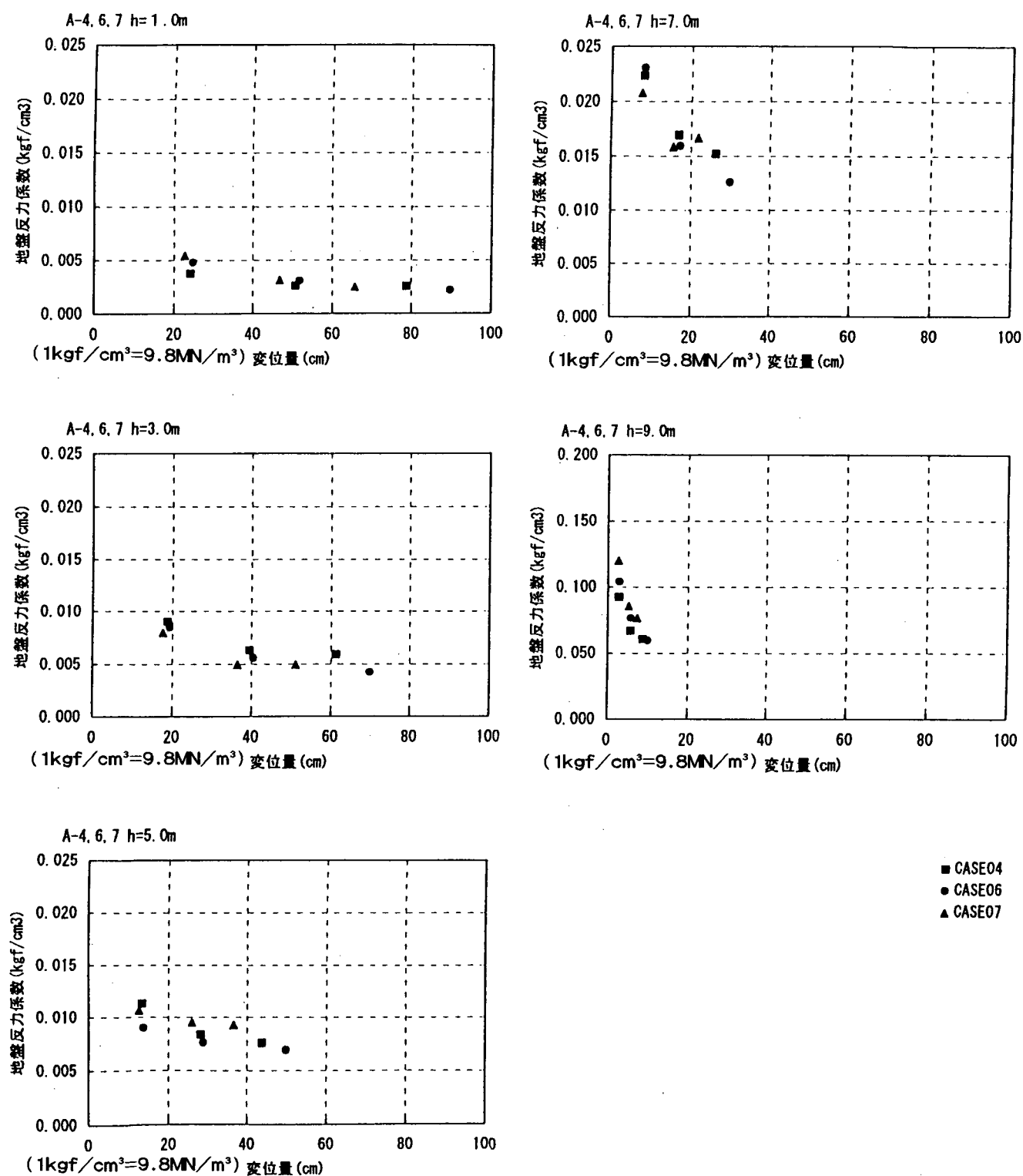


图 5.22 变位量—地盤反力係数图 (1 列目)

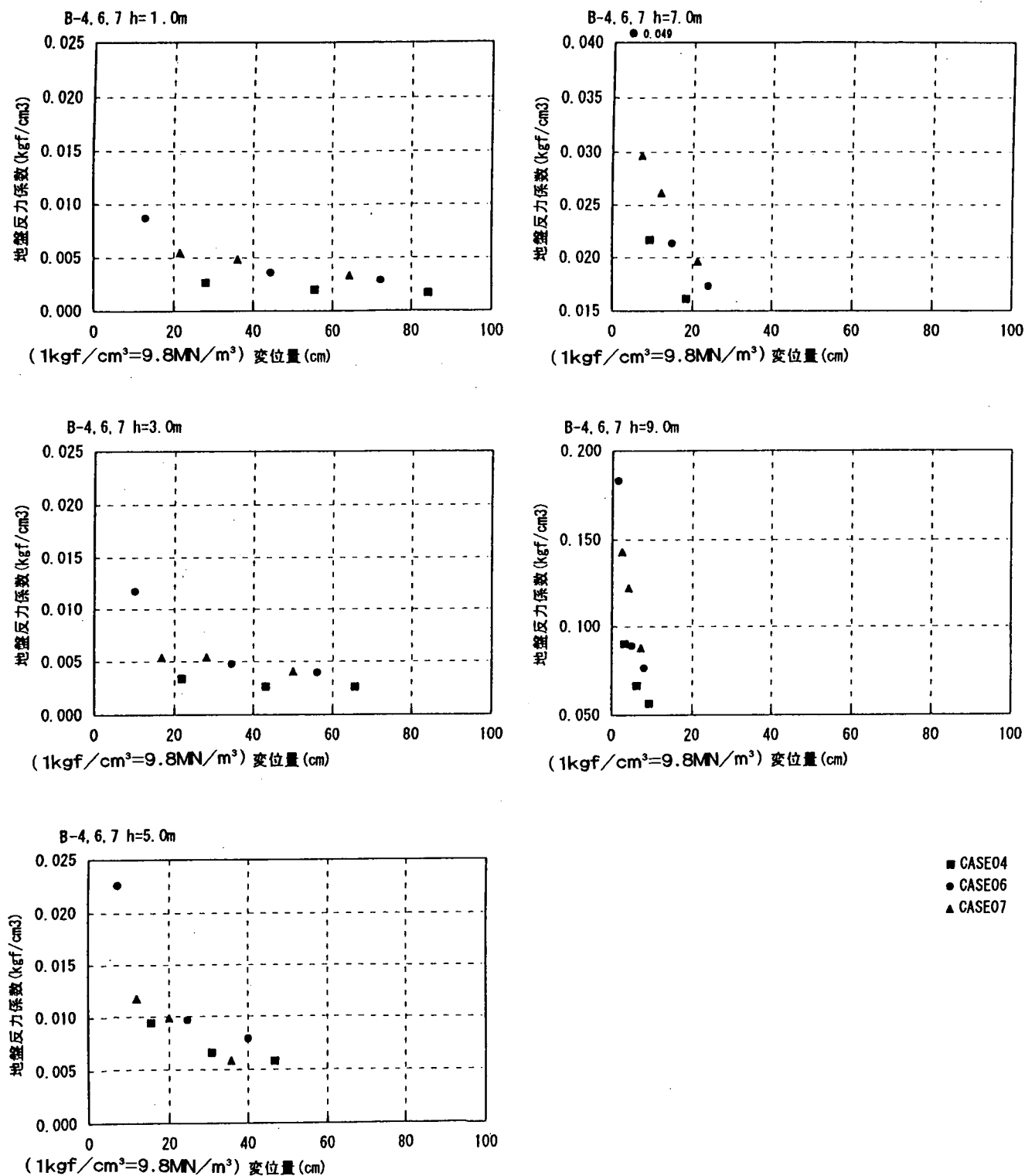


図 5. 23 変位量—地盤反力係数図 (2 列目)

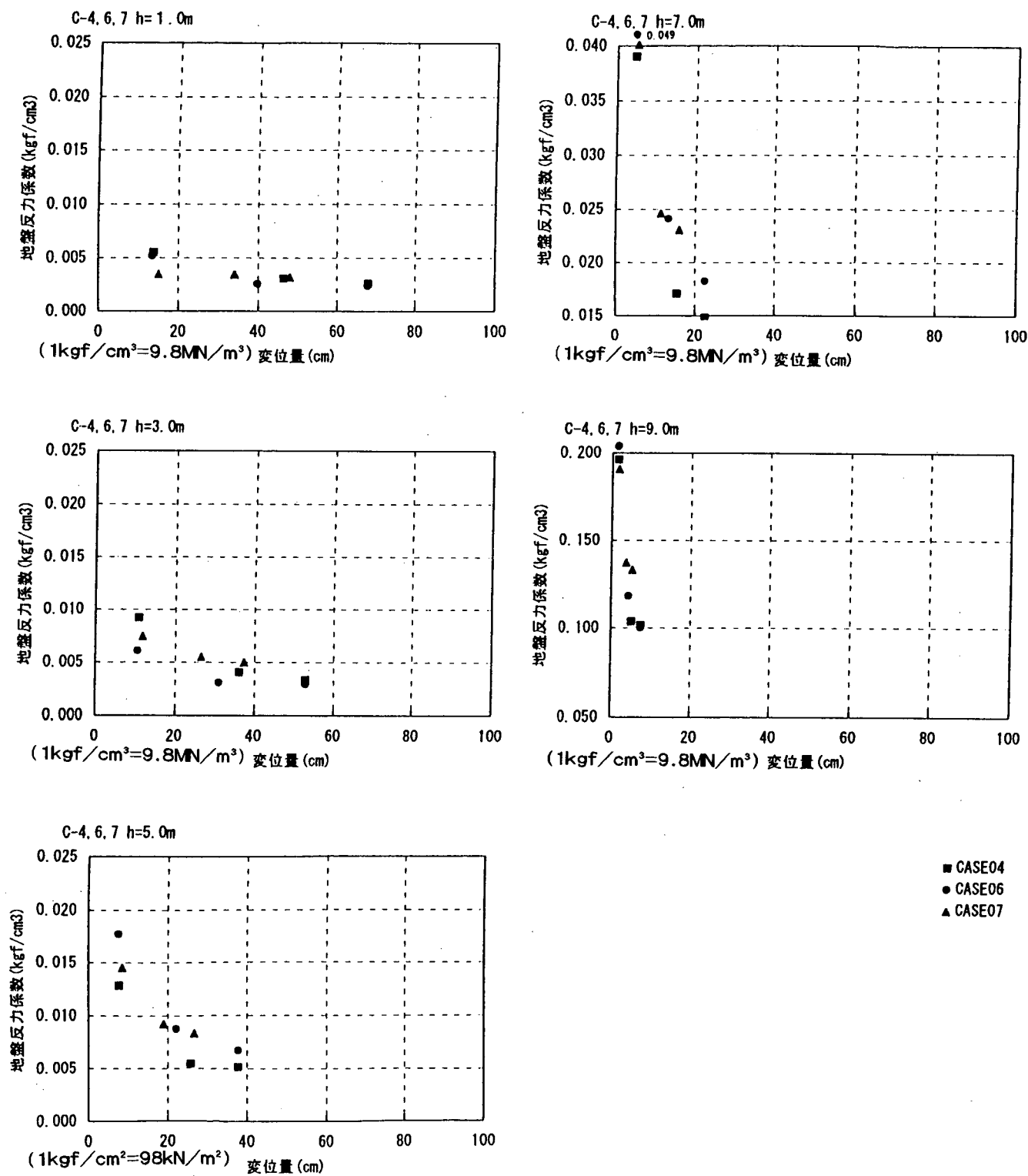


图5.24 变位量—地盤反力係数図 (3列目)

5. 5. 2 地盤反力係数比の比較

各深度の逆算 k 値を総括して比較するため、逆算 k 値を基準 k 値で除することにより地盤強度差による相関を消去した後、変位量と比較する。

図5. 25に各深度（地盤強度）別の、CASE-04, 06, 07における改良1, 2, 3列目の変位量と k/k_0 の関係を示す。また、図5. 26に変位量と k/k_0 の総括図を示す。

基準 k 値 k_0 は、式（5. 1）に示すとおり、道路橋示方書（昭和55年制定）に規定されている杭基礎における横方向地盤反力係数より算定する。

$$k_0 = \alpha \cdot E_0 \cdot D^{-3/4} \quad (\text{kgf/cm}) \quad (5. 1)$$

ここに、 E_0 : 一軸圧縮試験から求めた初期接線係数 (kgf/cm)

α : E_0 の求め方に対応する係数 (=0.8)

D : 改良体径 (cm)

変位量と k/k_0 の関係は、各列、各ケースによって大差なく、ほぼ同様の傾向を示し、一定の相関関係にあるものと考えられる。このことから、同一強度の地盤において、改良地盤が一体となって変形するならば、改良方法、改良地盤内の位置によらず、ある変位量に対し定まった地盤反力が発生することになる。

参考として、図5. 26に $k/k_0 = \delta^{-1}$, $k/k_0 = \delta^{-0.5}$ 式による算定値を付記する。

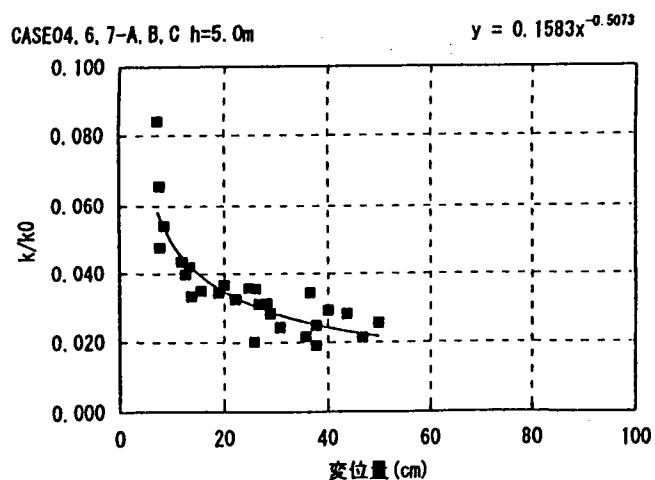
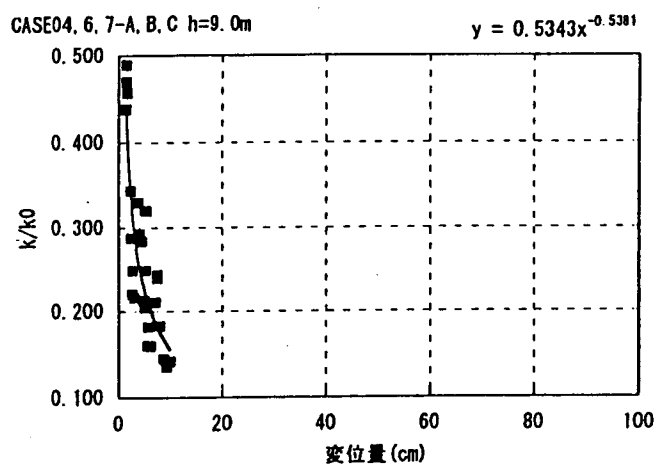
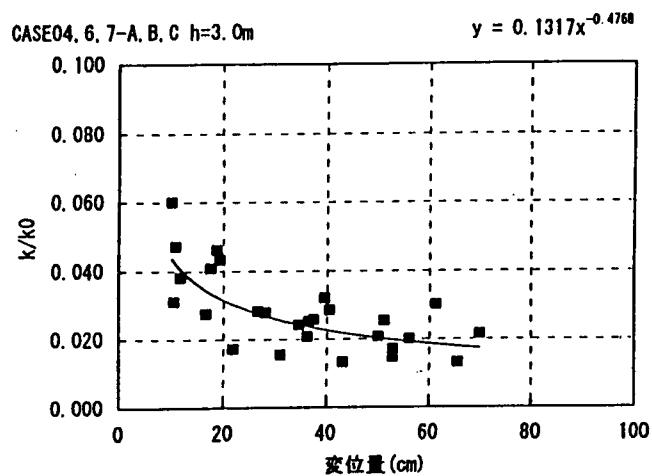
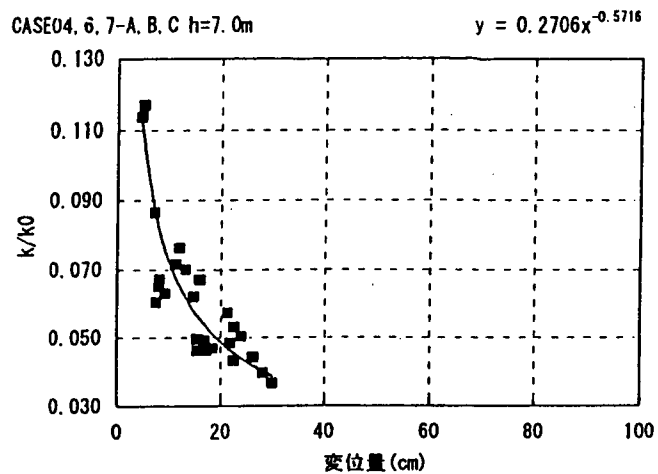
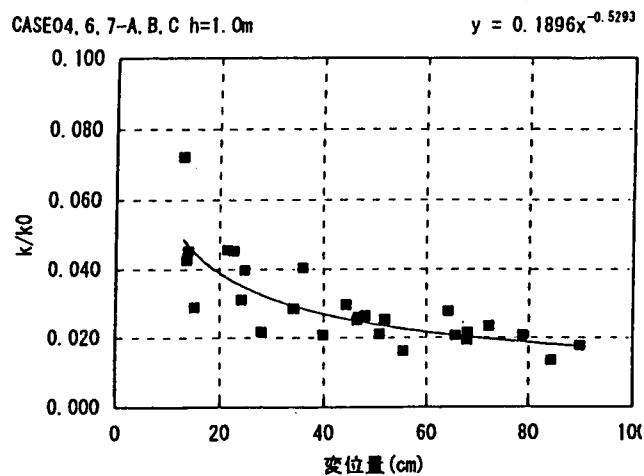


図 5. 25 変位量- k/k_0 図 (各地盤強度別)

CASE04, 6, 7-A, B, C $h=1, 3, 5, 7, 9m$

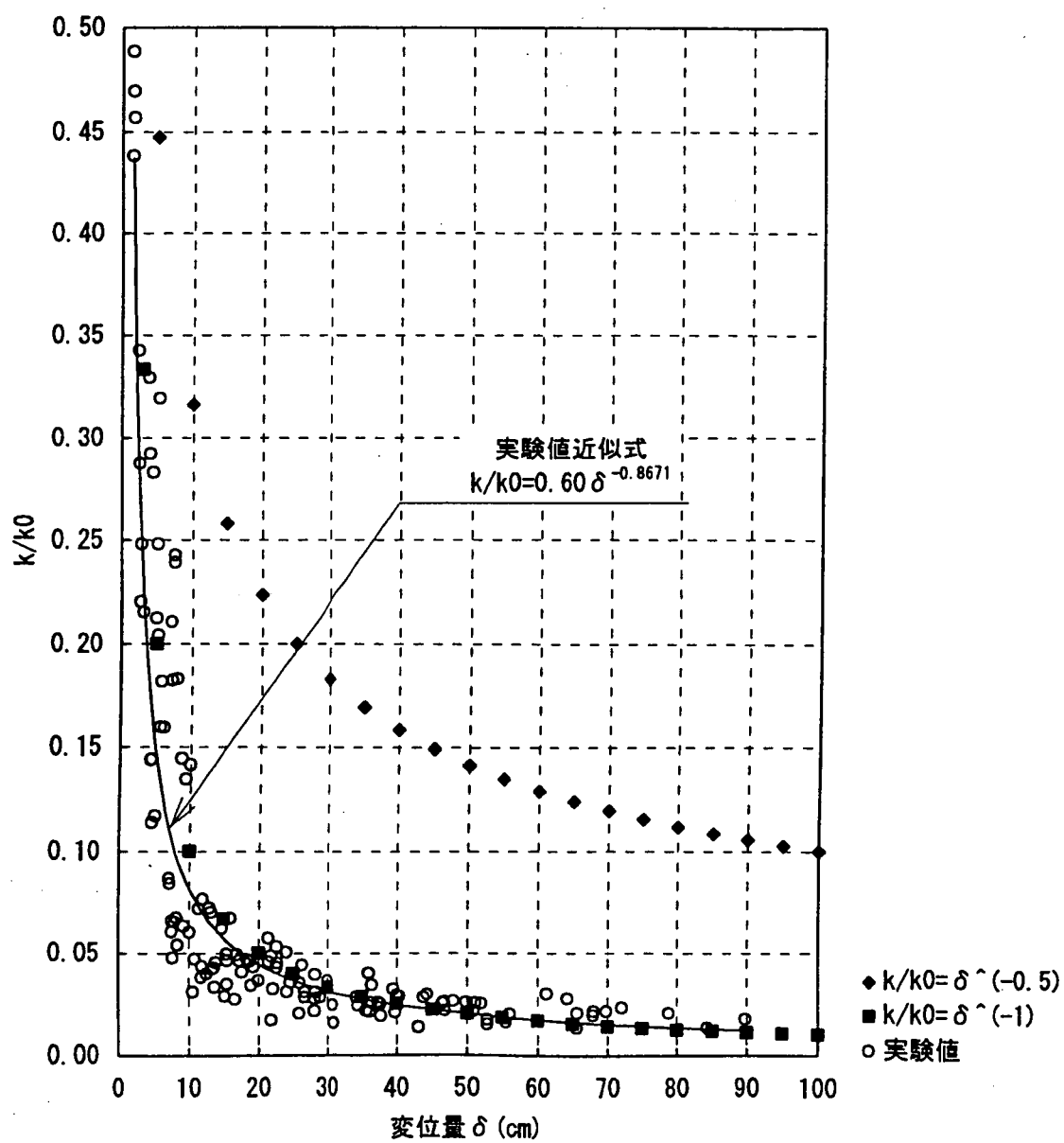


図5. 26 変位量- k/k_0 図 (総括)

5. 6 水平変位量と改良配置の関係

図5. 27に改良列間隔、改良幅と1列目柱頭変位量の関係を示す。CASE-05に比べ改良列間隔の広いCASE-06の方が、柱頭変位量は大きくなると考えられるが、実験の結果CASE-06の方が小さくなったため、CASE-05とCASE-06の直接的な比較は実施していない。

比較の結果、改良列間隔、改良幅が広くなれば変位量は増加しその傾向は荷重強度（载荷段階）が大きいほど強くなっている（図5. 27(1), (2)）。改良幅が等しくても改良列間隔が密（＝改良列数が多い）ならば変位量は小さくなる（図5. 27(3)）。改良列間隔が等しくても改良体幅が広い（＝改良列数が多い）ならば変位量は小さくなる（図5. 27(4)）。

図5. 28に各ケース毎の各列の荷重強度と柱頭変位量の関係を示す。CASE-04, 05, 07は各改良列が同様の挙動を示すことから、1, 2, 3列総括した近似式を算出し、CASE-06は1列目と他列の挙動が異なることから、1列目のみで近似式を算出してある。

図5. 29に各ケースの近似式の比較を示す。荷重強度が小さい場合、変位量のバラツキが大きいため、 $q = 0.5 \text{ kgf/cm}$ 以上を対象にCASE-04の変位量を1.0として他のケースと比較した結果、CASE-05/CASE-04=1.24, CASE-06/CASE-04=1.11, CASE-07/CASE-04=0.73となった。

以上より、平成6年度の実験結果から改良配置の違いによる水平変位量の傾向をとらえることは可能であるが、定量的に評価するには実験結果の信頼性および実施ケース量の点で困難であると考えられる。

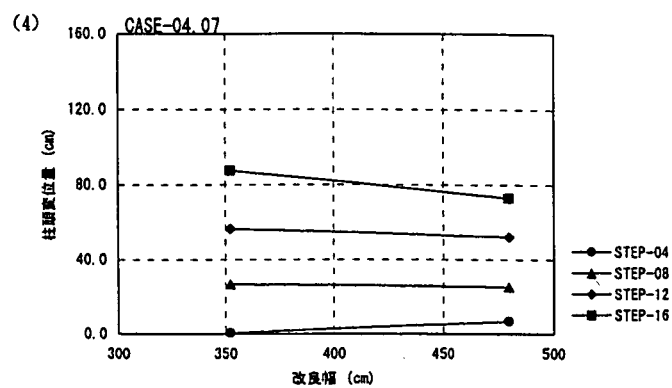
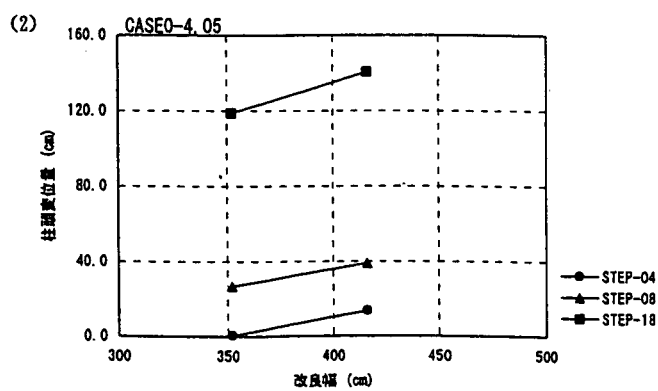
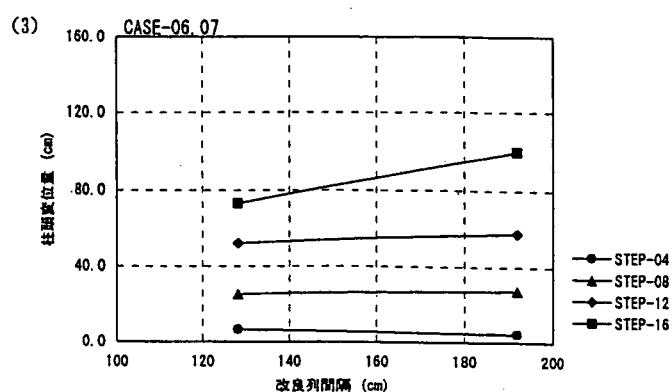
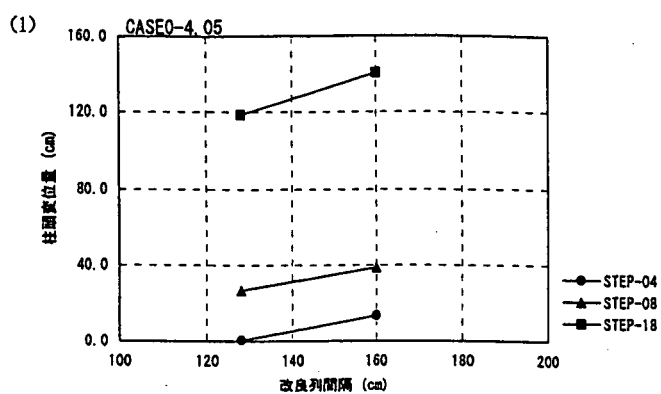
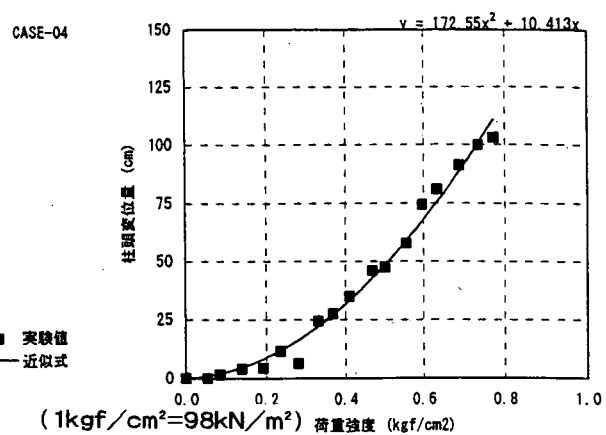
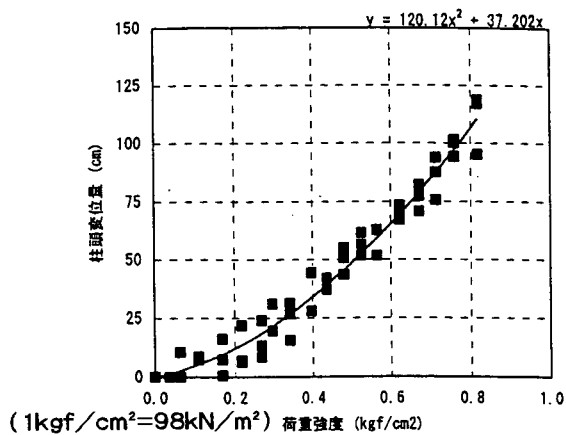
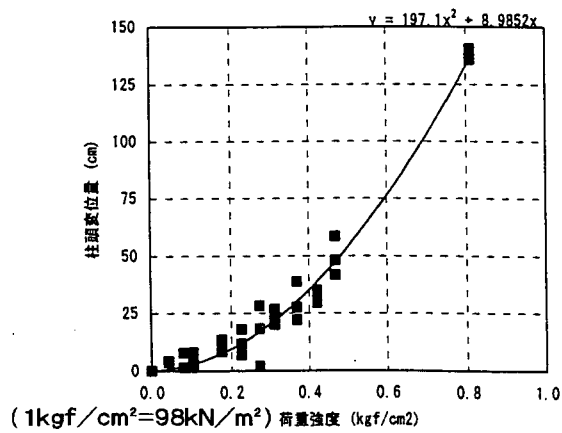


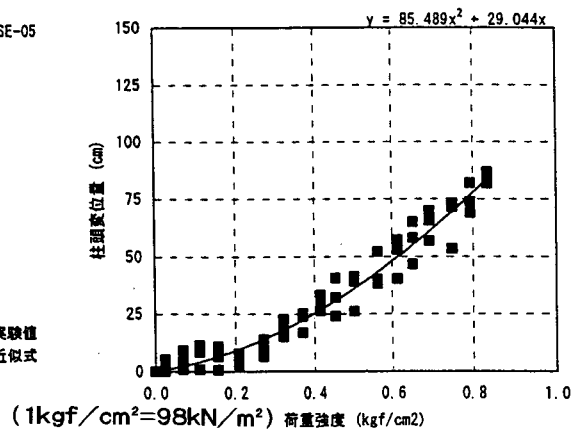
図5.27 改良列間隔、改良幅と1列目柱頭変位量の関係



CASE-06



CASE-05



CASE-07

図5.28 荷重強度と柱頭変位量の関係 (各ケース別)

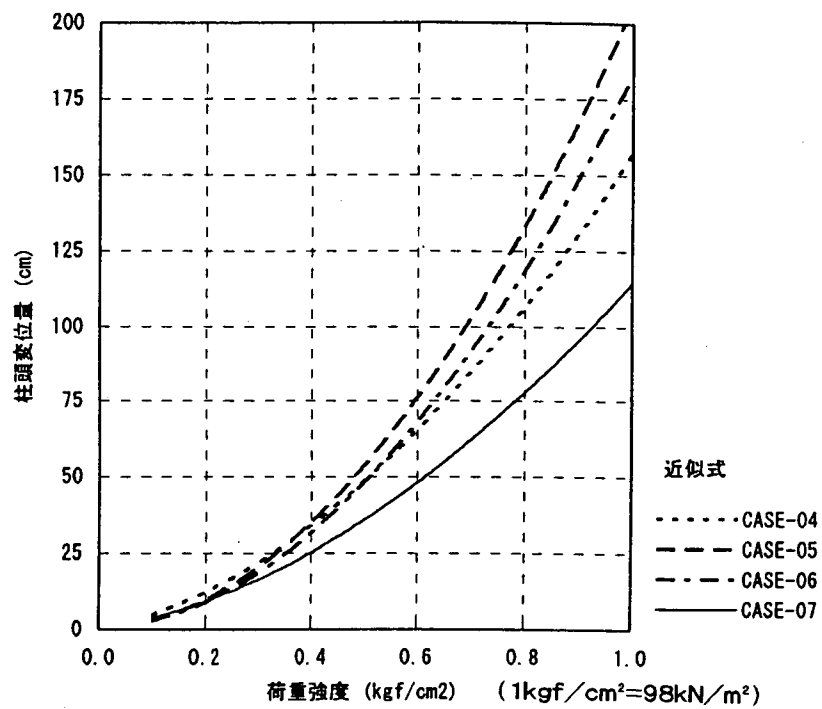


図 5. 29 荷重強度と柱頭変位量の関係 (近似の比較)

5. 7 水平変位量予測方法の提案

これまでの実験および解析結果の検討より、弾性床上の梁理論に基づく本実験に対する改良体水平変位量の簡易予測方法例を提案する。

5. 7. 1 許容変位量の設定

実際、許容変位量は改良地盤の支持構造から決まるものと考えられるが、ここでは許容変位量 $\delta a = 50\text{cm}$ と設定する。

5. 7. 2 荷重強度

図 5. 29 より、CASE-04 の $\delta a = 50\text{cm}$ にほぼ相当する $q = 0.5\text{kgf/cm}^2$ と設定する。

5. 7. 3 側方土圧

図 5. 30 に示すように、同一荷重段階における各ケースの土圧係数に大差は見られないことから、1 列目土圧係数を図 5. 31 に示すとおり設定すると、側方土圧（荷重側土圧増加量）は図 5. 31 となる。なお、解析に当たり、改良配置による改良効果を考慮し、CASE-07 においてはさらに 0.73 倍する。

5. 7. 4 地盤反力係数

図 5. 26 より水平方向地盤反力係数は、下式により算定する。

$$k = k_0 \cdot \delta a^{-1} \quad (\text{kgf/cm}) \quad (5. 2)$$

ここに、 k_0 : 式 (5. 1) により算出された基準 k 値 (kgf/cm)

δa : 許容変位量 (cm) ($1\text{kgf/cm}^2 = 9.8\text{MN/m}^2$)

5. 7. 5 入力用物性値

図 5. 32 に側方土圧および地盤反力係数分布（換算値）を示す。改良体剛性は充実体の剛性を用いる。

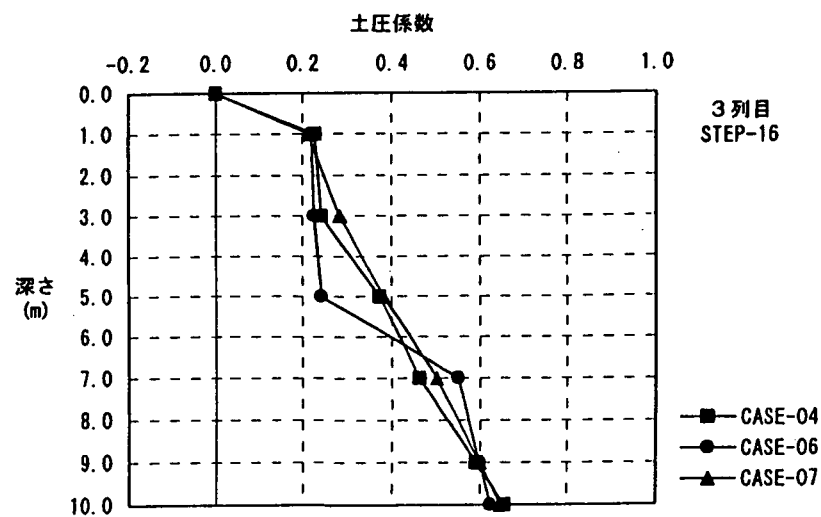
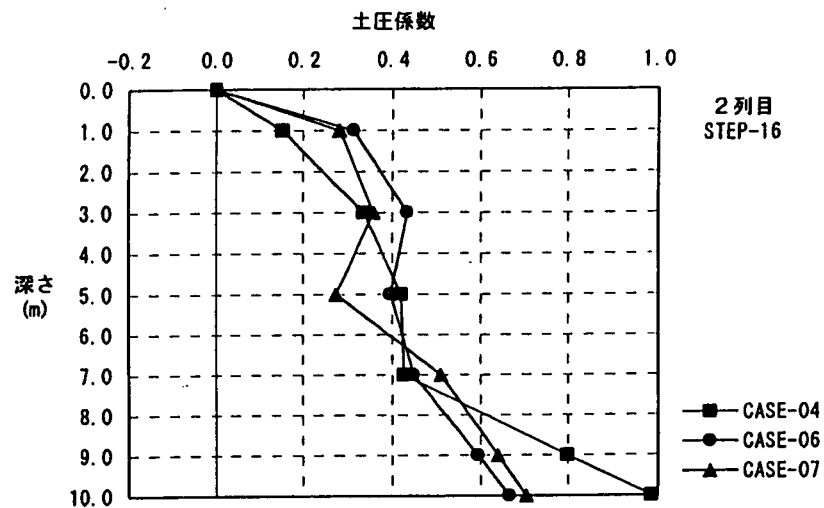
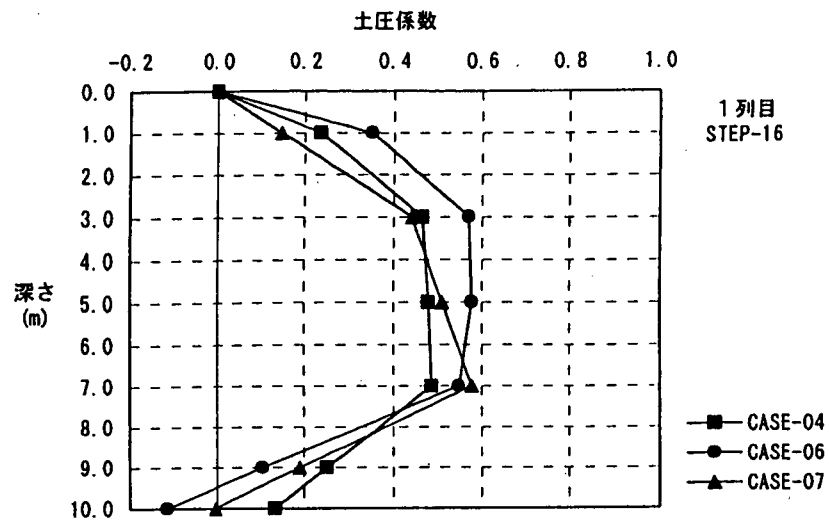
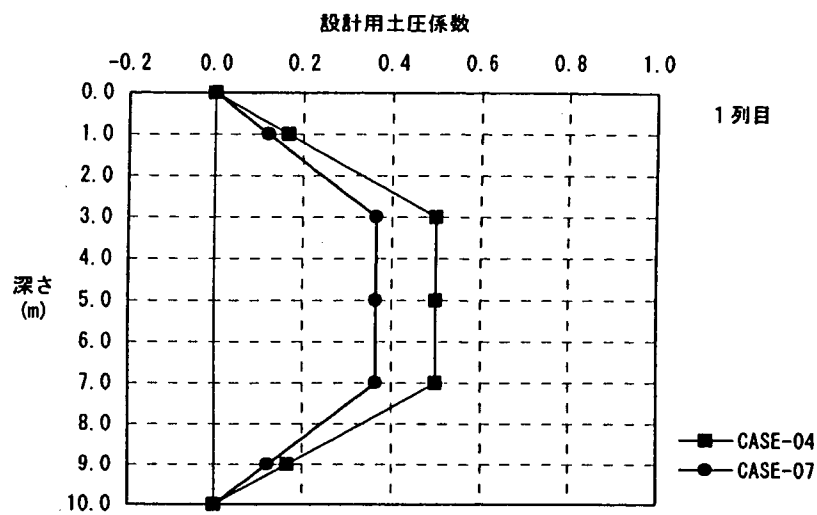
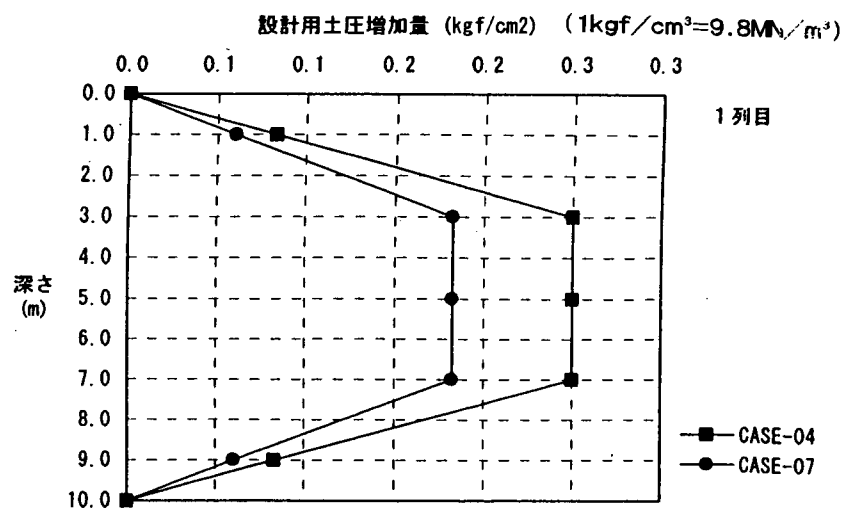


図5. 30 土圧係数の比較

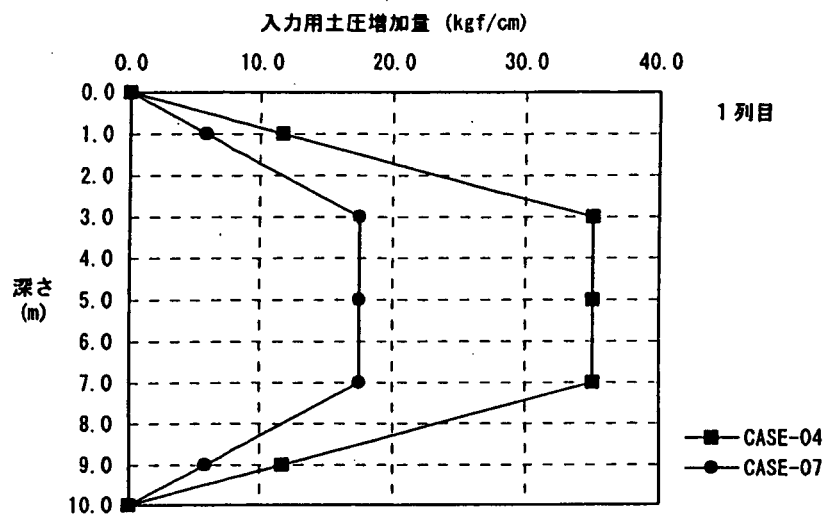


設計用土圧係数

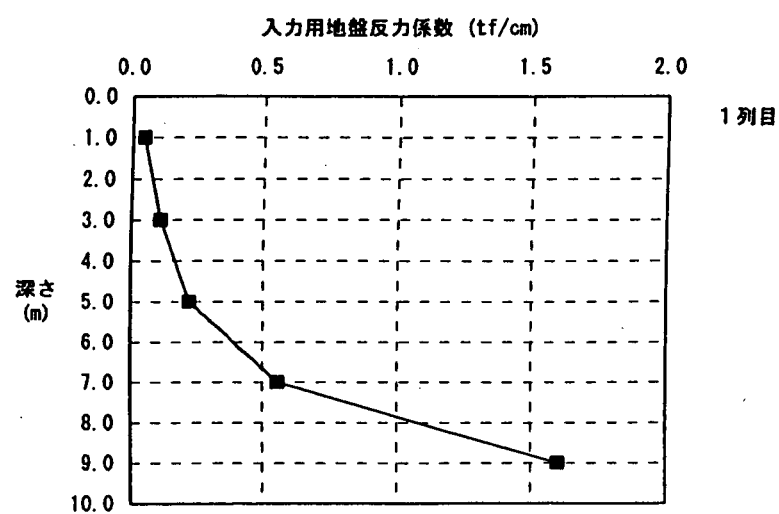


設計用側方土圧

図5. 31 設計用土圧係数および側方土圧



側方土圧



地盤反力係数

図 5. 32 入力用物性値

5. 7. 6 解析結果

表5. 5に改良体変位量の解析結果の比較を示す。

表5. 5 柱頭変位量 ($\delta_{\max}$) の比較
(cm)

CASE-04		CASE-07	
実験値	設計値	実験値	設計値
48.6	66.2	35.9	33.1

柱頭変位量設計値は、CASE-04では、設計値の方が実験値より過大評価となり、CASE-07では、設計値と実験値がほぼ等しい値となった。

5. 8 まとめ

本解析は、あくまで平成6年度の実験結果から得られた改良体の挙動を予測するものであり、実際に固化材により作成した改良体の変形、破壊性状をとらえるものにはなっていない（剛性については、 $E=100q_u$ として評価した充実体において解析は実施した）。このため、解析の大前提として改良体の安定性はあくまで確保されており、弾性体として成立しているものとしている。なお、今回の解析は、代表として良好な計測値が得られ、解析による実験結果の追従が可能なケースに対して実施した。

6. 遠心力載荷模型実験および解析結果のまとめ

6. 1 遠心力載荷模型実験

本報告書では、平成元年度は主に実験手順と正規圧密地盤の作製を整理した。

平成4年度、5年度、6年度は、盛土載荷試験をそれぞれの改良形式に応じて実施し、比較検討を行った。

○改良位置（法先、法下）の比較

法先改良の場合、盛土端部で局所的な潜り込みが生じ、それに伴い原地盤が軟らかい場合には側方流動が、原地盤の強度が大きくなると円弧すべりの変形が生じた。

法下改良の場合には、盛土端部の荷重が改良体に軸力として作用するため、水平方向の変位は比較的小さかった。

○支持形式（固定、着底、フローティング）の比較

改良体・地盤の変形は、支持形式が固定、着底、フローティングにかかわらず円弧すべりの挙動を示した。変形量はフローティングが最も大きく、固定が最も小さかった。

また、着底部の支持力が大きいほど、水平抑止効果が大きいと考えられる。

○改良列数の比較

支持形式が固定または着底の場合、原地盤強度にかかわらず改良列数が多いほど変位量が少なく、水平抑止効果が大きい。しかし、フローティングでは改良列数と変位量の間に明らかな関係が認められなかったため、改良列数の増加による水平変位抑止効果が期待できないと考えられる。

○改良率の比較

地盤が非常に軟らかい場合で改良率 $a_p=9\%$ と低い場合、盛土荷重による地盤の抜け出しが生じ、改良体の変位量は載荷位置に近い列から離れると小さくなっている。また、改良率 $a_p=40, 50\%$ と高くなると地盤の抜け出しが改良体によって抑止された。ただし、抜け出しが少ない分改良体に作用する側方土圧が増大し、水平変位量は低改良率の場合に比べて大きくなった。

地盤がかなり軟らかい場合で改良率 $a_p=23\%$ の場合、3列ともほとんど同じ変位量が生じた。変位量は改良率 $a_p=23\%$ の方が少なく、改良率 $a_p=40\%$ の場合の方が大きいので、地盤の抜け出しがあると考えられる。

地盤が標準の場合で改良率 $a_p=23\%, 40\%$ とともに変位量がほとんど同じであり、原地盤の抜け出しは生じていないと考えられる。

6. 2 解析結果

本研究では、深層混合処理工法による周辺地盤の変形抑止の検証、さらに簡便な設計法の設立を目的とし、平成6年度の遠心載荷実験による改良体の実挙動値と改良体を下端ヒンジ支点により支持した梁として、地盤の非載荷側土圧と改良体変位量から逆算した地盤反力係数によるバネ（逆算 k 値）として評価し、改良体の変位量を算出した値について評価したものである。

表5-2は1列目改良体の比較として、曲げモーメントと改良体水平変位量の実測値と解析結果を示したものである。

その結果のまとめを以下に示す。

- 曲げモーメントは実験値より解析値の方がやや小さくが、分布形状は同様の傾向を示している。
- 杭頭変位量の解析は、改良体が真鍮では変位が大きくなければ実験値とほぼ等しい値だが、改良体がプラスチックでは載荷8段階で実験値より小さな値となる。

杭頭変位量の解析は杭頭変位量が大きくなる場合、改良体剛性が軟らかい場合、逆算 k 値を過大に評価していることになり、実際には非載荷側土圧が改良体により相殺され、土圧計測値よりも低減された反力が改良体に作用するためと考えられる。

変位量の解析値と実測値を一致させるには、改良体自身のたわみも考慮した変位量を設定し、解析結果として得られる支点反力を新たな k 値として設定することにより、解析値が実験値と整合できるまで逆解析を実施する必要がある。

7. 今後の課題

一連の遠心力載荷模型実験および地盤反力法による解析結果から、実験では、杭式改良の場合の改良形式と盛土および周辺地盤の変状の関係について定性的な評価ができた。また、解析結果から改良体の水平変位量の簡便な算出法を提案した。

しかし、実験、解析ともに設計手法として適用するには不十分な点が多く、今後の検討課題も多く上げられる。

今回の実験等から得た留意点を下記に示す。

- ・ 最近、数多くの試験施工が行われて成果を上げている事例もあるが、これらを定量的に判断するには、さらに実験、施工実績データの蓄積が必要である。
- ・ 建設事業コスト縮減といった観点からも、さらなる実績の積み上げによって、各現場条件に適応した効果的な改良位置、改良率、改良形式等を選定できるフローの確立が望まれ、より経済的かつ現場条件に対応した工法になることが期待される。
- ・ 橋梁等の杭基礎の代用法も検討されているが、改良地盤強度のばらつきの評価方法あるいは設計法の考え方を十分に確立する必要がある。
- ・ 解析による水平変位量の予測は、今後、改良列数、改良位置等の配置方法を盛り込んだ解析を実施するには、改良列間隔、改良幅等をパラメータとした比較実験を多く実施し、各改良は位置による変位量との関係を、汎用性のあるノモグラフ化などにすることによって把握する必要がある。
- ・ 改良配置については他の評価方法も考えられるため、実測値と整合する評価法を検討する必要がある。
- ・ 地盤反力の設定に際しては、対象となる軟弱地盤を評価する基準となる基準 k 値の算出方法をどう適用するかを考慮する必要がある。
- ・ 水平変位量予測方法を提案するにあたって、設計上想定する盛土荷重および許容する変位量を現場条件によって適用範囲を明確に設定した上で、その範囲内における解析手法の一般化を検討する必要がある。

参考文献

- 1) 財団法人土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計・施工マニュアル，
1999.6
- 2) 鈴木（吉）、鈴木（善）：深層混合処理工法による改良地盤の破壊機構に関する研究
土木学会第41回年次学術講演会，pp183～184，1986
- 3) 鈴木（吉）、馬場崎：深層混合処理工法による着底型壁状の安定に関する遠心力
載荷装置を用いた研究－滑動破壊および抜け出し破壊－
土木学会第42回年次学術講演会，pp802～803，1987
- 4) 鈴木（吉）、馬場崎：深層混合処理工法による着底型壁状の安定に関する遠心力
載荷装置を用いた研究－改良地盤の境界外力と底面反力－
土木学会第43回年次学術講演会，pp148～149，1988
- 5) 鈴木（吉）、馬場崎、鈴木（善）：DMM壁状外力に関する遠心力載荷実験
土木学会第44回年次学術講演会，pp704～705，1989
- 6) 奈須、梅本、境：深層今後処理工法による側方流動抑止工－改良形式評価方法の検討－
第26回土質工学研究発表会，pp2033～2034，1991.7
- 7) 田中、梅本、田中：深層混合処理地盤における地盤の側方土圧の分布について－考察
第47回土木学会年次学術講演会，pp1106～1107，1992.9
- 8) 小川、別所：遠心力載荷模型実験による杭式深層混合処理地盤の変形とその予測手法
第47回土木学会年次学術講演会
- 9) 小川、酒井、田中：深層混合処理工法による杭式改良地盤の簡易変形予測手法について
第47回土木学会年次学術講演会
- 10) 北詰、池田、山根：セメントで改良された石炭灰地盤の土圧に関する遠心模型実験
第30回土質工学研究発表会，pp2327～2330，1995.7
- 11) 須田、小川、梅本：深層混合処理工法による改良地盤の変位予測法に関する一考察
第30回土質工学研究発表会，pp2191～2194，1995.7
- 12) 柿原、平出：深層混合処理工法施工時の周辺地盤変位の要因についての考察
第32回地盤工学研究発表会，pp2371～2372，1997.7
- 13) 堀井、豊澤、玉手、橋爪他：深層混合処理の位置が軟弱地盤改良に与える影響
第32回地盤工学研究発表会，pp2371～2372，1997.7
- 14) 北詰、岡戸：広範囲に改良された杭式深層混合処理地盤の支持力について
第33回地盤工学研究発表会，pp2215～2216，1998.7
- 15) 北詰、宮島、山本：杭式深層混合処理地盤の支持力に関する遠心模型実験
第52回土木学会年次学術講演会，pp440～441，1997.9
- 16) 橋爪、大河内、董他：盛土築造時の低改良率深層混合処理された軟弱地盤の挙動
第53回土木学会年次学術講演会，pp558～559，1998.10
- 17) 橋本、光橋、塚田：深層混合処理工法の改良合理化の検討
第53回土木学会年次学術講演会，pp556～557，1998.10

- 18) 三木：タイの軟弱基礎地盤対策に関する研究協力プロジェクトの紹介
土木技術資料, p12, 1999.2
- 19) 旭、中神：新潟西バイパスの軟弱地盤対策
土木技術論文集, pp24～33, Vol.46 No.6, 1994
- 20) 嶋津、塚田、岩瀬：深層混合処理工法の改良効果に関する実験的検討
土木研究所資料第2329号, 1986.3
- 21) (財)土木研究センター他：深層混合処理工法による地盤の変状抑止に関する共同研究
共同研究報告書(平成4年度～平成6年度), 1995.10
- 22) 旭、池田、中神他：高コラム強度 低改良率でのDJM工法…(フローティングタイプ)
第43回建設省技術研究会論文集, pp85～92, 1989
- 23) 三宅、関：新潟西バイパスを事例とした軟弱地盤の道路構築について
第30回土質工学研究発表会, pp2171～2174, 1995.7
- 24) 山本、伊藤、関根：低改良率杭によるDJM工法…(着底タイプ)
北陸地方建設局管内技術研究会論文集, pp341～344, 1995