

独立行政法人港湾空港技術研究所

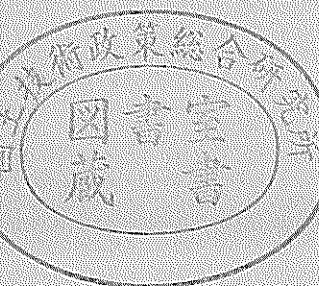
港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

VOL.42 NO.2 June 2003

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE



港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 42 巻 第 2 号 (Vol. 42, No. 2), 2003 年 6 月 (June 2003)

目 次 (CONTENTS)

1. グリーンベルトを用いた南太平洋地域の津波対策
..... 平石 哲也・原田 賢治 3
(Greenbelt Tsunami Prevention in South-Pacific Region
..... Tetsuya HIRAISHI, Kenji HARADA)
2. 時間発展型擬似段波モデルに基づく砕波モデルの開発
..... 平山 克也・原 信彦 27
(A Simple Wave Breaking Model with Quasi-Bore Model in Time Domain
..... Katsuya HIRAYAMA, Nobuhiko HARA)
3. SCP 改良地盤における水平抵抗特性
..... 北詰 昌樹・高橋 英紀・竹村 慎治 47
(Experimental and Analytical Studies on Horizontal Resistance of Sand Compaction Pile Improved Ground
..... Masaki KITAZUME, Hidenori TAKAHASHI, Shinji TAKEMURA)
4. 粘土地盤中の根入れ基礎の鉛直支持力に関する遠心載荷模型実験と解析
..... 中村 健・北詰 昌樹 73
(CENTRIFUGE MODEL TESTS AND STRESS CHARACTERISTICS ANALYSES ON VERTICAL BEARING
CAPACITY OF EMBEDDED SHALLOW FOUNDATION
..... Takeshi NAKAMURA, Masaki KITAZUME)
5. 斜め組杭式棧橋の地震時挙動に関する数値解析と耐震性能照査法の提案
横田 弘・濱田 純次・大熊 弘行・杉澤 政敏・芥川 博昭・津國 正一・佐藤 博 87
(Numerical Analysis on Dynamic Behavior of an Open Type Wharf on Coupled Raking Steel Piles During Earthquakes
... Hiroshi YOKOTA, Junji HAMADA, Hiroyuki OHKUMA, Masatoshi SUGISAWA, Hiroaki AKUTAGAWA,
Shouichi TSUKUNI, Hiroshi SATO)
6. ASR が発生したコンクリートの特性および内部鉄筋ひずみとコンクリート表面ひずみの関係
..... タレク ウディン モハメッド・濱田 秀則・山路 徹 133
(Concrete Properties and Relationship Between Surface Strain and Strain Over the Steel Bars of ASR Affected
Concrete Members
..... Tarek Uddin MOHAMMED, Hidenori HAMADA, Toru YAMAJI)

7. スラグセメントを用いたコンクリートの海洋環境下における長期耐久性
 …… タレク ウディン モハメッド・濱田 秀則・山路 徹 …… 155
 (Long-term Durability of Concrete Made with Slag Cements Under Marine Environment
 …… Tarek Uddin MOHAMMED, Hidenori HAMADA, Toru YAMAJI)
8. 久里浜湾における越波被災の要因と特性
 - ナウファスを用いた臨海部の越波災害予知法の構築 -
 …… 安田 誠宏・服部 昌樹・平石 哲也・平山 克也・永井 紀彦・小川 英明 …… 193
 (Damage Cause and Characteristics of Wave Overtopping in Kurihama Bay
 -Establishment of the Estimation Method for Wave Overtopping Damage Applying NOWPHAS-
 …… Tomohiro YASUDA, Masaki HATTORI, Tetsuya HIRAIISHI, Tosihiko NAGAI, Hideaki OGAWA)
9. コンテナクレーンの耐震性向上に関する研究
 - 免震コンテナクレーンの開発 -
 …… 菅野 高弘・芝草 隆博・藤原 潔・徳永 耕一・榎本 洋二・藤木 友幸 …… 221
 (Study on the Seismic Performance of Container Crane
 -Development of the Container Crane with Isolation System-
 …… Takahiro SUGANO, Takahiro SHIBAKUSA, Kiyosi FUJIWARA, Koichi TOKUNAGA, Yoji MAKIMOTO,
 Tomoyuki FUJIKI)
10. 羽田空港の地震動特性に関する研究
 (第2報) スペクトルインバージョンによるサイト特性
 …… 野津 厚・佐藤 陽子・菅野 高弘 …… 251
 (Characteristics of Ground Motions Observed at Haneda Airport
 (Second Report) Site Amplification Factors
 …… Atsushi NOZU, Yoko SATO, Takahiro SUGANO)
11. 直立部に消波構造を用いた新しい高基混成堤の開発
 - 水理特性および耐波安定性に関する実験的研究 -
 …… 下迫 健一郎・高橋 重雄 …… 285
 (Development of a New Type High Mound Composite Breakwater
 -Experimental Study on Hydraulic Characteristics and Stability against Waves-
 …… Kenichiro SHIMOSAKO, Shigeo TAKAHASHI)

SCP 改良地盤における水平抵抗特性

北詰 昌樹*・高橋 英紀**・竹村 慎治***

要 旨

サンドコンパクションパイル (SCP) 工法は、締固められた砂杭による支持力・せん断力の増加や矢板等の水平抵抗力の増加等を目的とした地盤改良工法の 1 つである。支持力や圧密沈下に関しては、数多くの現地載荷試験や遠心模型実験が行われている。一方、SCP 改良地盤の水平抵抗に関する実験は少なく、そのメカニズムは明らかになっていない。本研究では、SCP 改良地盤中の単純杭に対する地盤の水平抵抗特性を把握するために、遠心模型実験装置を用いて実験を行った。実験では、50g の遠心加速場で改良率・改良範囲が異なる地盤中の杭を水平に載荷し、SCP 改良地盤の水平抵抗特性を調べた。また、港研方式 ($p \propto y^{0.5}$) を念頭において、実験結果を考慮した地盤反力係数の分布モデルを提案した。このモデルを用いることによって、SCP 改良地盤中の杭の水平変位を再現できることを示した。さらに、数値計算によって改良率と改良範囲が改良効果に与える影響について詳細に調べた。その結果、水平地盤反力と杭のたわみから求めた地盤反力係数はほぼ直線的に分布し、港研方式における S 型地盤の反力係数で水平抵抗特性を表せることがわかった。地盤改良率や改良幅が大きくなるにつれて改良効果は増大するが、その増加割合は低下することがわかった。改良深さに関しては、最大曲げモーメント深さを含む位置までを改良した場合、最も効率的であることがわかった。

キーワード：サンドコンパクションパイル (SCP) 工法, 水平抵抗, 遠心模型実験, 改良率, 地盤反力係数

* 地盤・構造部地盤改良研究室長

** 地盤・構造部地盤改良研究室

*** 国土交通省中国地方整備局広島港湾空港工事事務所 (前 地盤・構造部地盤改良研究室)

〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1 独立行政法人 港湾空港技術研究所

電話：046-844-5055 Fax：046-841-8307 e-mail：kitazume@pari.go.jp

Experimental and Analytical Studies on Horizontal Resistance of Sand Compaction Pile Improved Ground

Masaki KITAZUME*
Hidenori TAKAHASHI**
Shinji TAKEMURA***

Synopsis

Sand compaction pile method (SCP) has been utilized for the improvement of the bearing capacity, stability, horizontal resistance of a soft soil, in which many compacted sand piles are driven in the ground. Bearing capacity of the SCP improved ground has been thoroughly investigated by many centrifuge model tests, field test and numerical analysis. Some model tests and field measurements have also been performed on the horizontal resistance of the SCP improved ground, but uncertainties still remains on this subject.

In this study, a series of centrifuge model tests was carried out in the 50g centrifugal acceleration in order to evaluate the horizontal resistance of a single pile embedded in the SCP improved ground. In the model tests, the single pile was statically loaded to investigate the effect of the width, depth and improvement area ratio of the improved ground on the horizontal resistance. The test results were compared with the numerical analysis based on Kubo's formula in which sub grade reaction coefficient of the improved ground was incorporated. It was found that the sub grade reaction coefficient of the SCP improved ground was much dependent upon its width, depth and improvement area ratio, and that the horizontal resistance of the improved ground can be evaluated by incorporating the sub grade reaction coefficient of the improved ground.

Key Words : sand compaction pile (SCP), horizontal resistance, centrifuge model test, improvement ratio, coefficient of sub grade reaction

* Head, Soil Stabilization Division, Geotechnical and Structural Department

** Soil Stabilization Division, Geotechnical and Structural Department

*** Hiroshima Port and Airport Construction Office, Chugoku Regional Development Bureau, Ministry of Land, Infrastructure and Transport (Former, Soil Stabilization Division)

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-8445055 Fax : +81-46-8418307 e-mail : kitazume@pari.go.jp

目 次

要 旨	47
1. まえがき	51
2. 遠心模型実験装置および実験方法	51
2.1 実験装置と試料	51
2.2 実験方法	53
3. 実験結果	56
3.1 実験結果の整理方法	56
3.2 実験結果と考察	58
4. 数値計算	63
4.1 数値計算手法と地盤反力係数モデル	63
4.2 実験結果と数値計算との比較	66
4.3 杭の水平変位における改良効果	68
5. 結論	70
6. あとがき	70
謝辞	71
参考文献	71

1. まえがき

地盤改良工法の1つであるサンドコンパクションパイプ（以下SCP）工法は、海底あるいは陸上の軟弱地盤中に大口径の締固められた砂杭を打設し、砂杭と粘性土からなる複合地盤を造成するものである。改良効果として期待されるのは、締固められた砂杭による支持力・せん断力の増加や矢板等の水平抵抗力の増加、砂杭を排水経路とした圧密による粘土の強度増加などである。現在では、その豊富な実績と優れた経済性から、軟弱地盤改良工法の主流の1つとなっている。SCP改良地盤の支持力や圧密沈下に関しては、数多くの現地載荷試験や遠心模型実験が行われている。一方、SCP改良地盤の水平抵抗に関する実験は少なく、そのメカニズムは明らかになっていない。また、地盤の改良率・改良範囲と水平抵抗の関係が明確でないために、設計においては経験に依存するところが多い。

本研究では、栈橋等の港湾構造物を想定し、SCP改良地盤中の単杭の水平抵抗を遠心模型実験によって調べた。遠心模型実験とは、小型模型をある遠心場に置き実物規模の挙動が再現できるものである。実験では、現地での一般的な地盤条件を想定して縮尺が1/50相当の模型地盤を作製した。この模型地盤中に立てた鉛直模型杭を水平に載荷して、杭に働く曲げモーメントを歪みゲージによって測定する。この実験をSCP改良地盤の仕様を変化させて繰り返し行い、改良率と改良範囲が杭の水平抵抗に与える影響を明らかにした。粘土地盤としてはカオリン粘土を用いた。SCP改良材には室内実験で広く用いられている豊浦標準砂に加えて、フェロニッケルスラグ（以下FNS）を使用した。なお、FNSとはニッケル鉱石からステンレスの原料となるフェロニッケル粒鉄を製造する際に発生するスラグである。

次に、実験で得られた結果を考慮して、地盤反力係数の分布モデルを提案した。地盤反力係数を求める際には非線形弾性モデルである港研方式（久保，1964）を念頭においている。提案した地盤反力係数モデルを用いて、杭に対する非線形弾性方程式を数値計算で解き、水平変位特性を再現できることを確かめた。提案した地盤反力係数モデルと数値計算を用いることによって、簡便にSCP改良地盤中の杭の水平変位を予測することが可能となる。また、今回の実験で扱わなかった改良率や改良範囲の地盤に対して数値計算を行い、改良率と改良範囲が地盤改良効果に及ぼす影響を詳細に調べた。これによって、現場で必要とされる水平抵抗力を確保しつつ、最も効率的なSCP改良率と改良範囲を求めることが可能と

なった。

2. 遠心模型実験装置および実験方法

2.1 実験装置と試料

2.1.1 遠心模型実験装置

独立行政法人港湾空港技術研究所の所有する遠心模型実験装置（Mark II）（図-2.1 参照）を用いて実験を行った。本装置では、対象となる実物地盤の1/Nスケールの模型地盤に Ng の遠心加速度を付加することによって、実物地盤と模型地盤の幾何学的に相似な位置での応力を一致させることができる。土の挙動は応力に強く影響を受けることがわかっており、小型模型で現地の応力状態を再現できる遠心模型実験の重要性は増している。遠心模型実験装置の諸元は、最大有効半径3.8m、最大遠心加速度113g、最大搭載質量2.71tである。装置の詳細な諸元および周辺機器については文献を参照されたい（北詰，1995）。遠心加速場における模型杭の相似則は幾何学的な関係と力学的な関係から表-2.1のようになる。本実験の遠心加速度は50gとしたので、表-2.1に示すように換算できる。

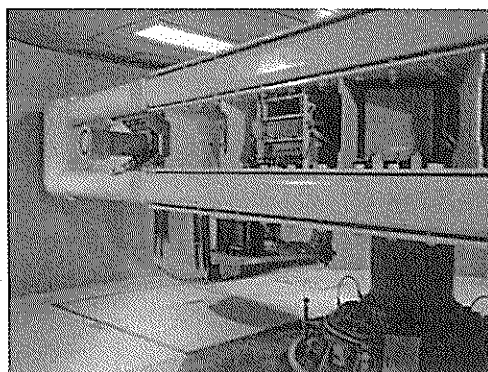


図-2.1 遠心模型実験装置

表-2.1 遠心加速場の相似則換算表

	実物/模型	50g遠心場/1g場
加速度	1/N	1/50
長さ	N	50
荷重	N^2	50^2
モーメント	N^3	50^3
曲げ剛性	N^4	50^4
たわみ角	1	1

2.1.2 試料容器および載荷装置

本実験で使用した試料容器は、内寸法で横幅70cm、深さ60cm、奥行き20cmの剛性の高いものである（図-2.2

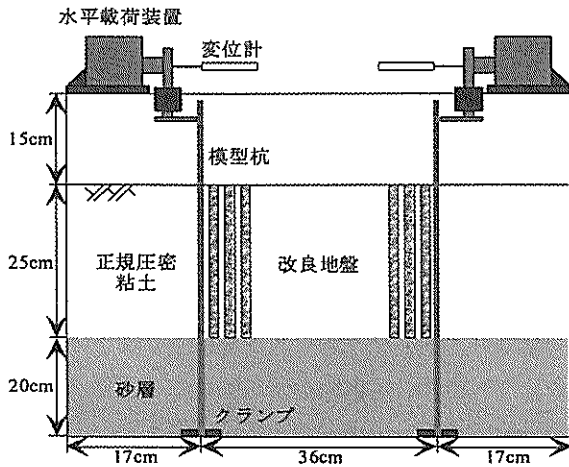


図-2.2 模型実験装置概略図

参照). 容器前面にはガラス窓が取り付けられており、実験中の模型地盤の挙動が観察できるようになっている。容器内面にはレキサンシートと呼ばれる厚さ 1mm のポリカーボネイト樹脂シートを貼り付け、その表面にシリコンオイルとシリコングリースを混合したものを塗布して、試料容器と模型地盤との間の摩擦をできる限り低減するように工夫している。また、図-2.2 に示す水平載荷装置を用いて、改良地盤中に打設した模型杭に一定速度 (3.2mm/min) で水平に載荷した。本実験に用いた試料容器は比較的大型のものであるために、粘土地盤の作製に約 1 ヶ月間を要する。実験効率を高めるために試料容器に 2 本の模型杭を設置し、それぞれに改良率・改良範囲の異なる地盤を作製して載荷実験を行った。ただし事前に、1 本の模型杭に対する載荷が他方の模型杭に影響を及ぼさないことを FEM 解析によって確認している。

2.1.3 実験試料

粘土地盤としてカオリン粘土を用いた。カオリン粘土は市販の粘土粉末である ASP-100 カオリンと 5M カオリンを重量比で 1:1 に混合したものである。一般的な海成粘土である川崎粘土の圧密係数 c_v は $0.03\text{cm}^2/\text{min}$ 程度であるのに対して、カオリン粘土の圧密係数 c_v は $0.15\text{cm}^2/\text{min}$ 程度と大きく、圧密に要する時間を大幅に短縮することができる。また、その他のカオリン粘土の物性を表-2.2 に示している。粘土層下部の排水砂層には特性がよくわかっている豊浦標準砂を用いた。SCP 改良杭には豊浦標準砂あるいは FNS を用いた。それぞれの砂の物性を表-2.3 に示している。FNS はニッケル鉱石からステンレスの原料となるフェロニッケル粒鉄を製造する際に発生するスラグで、コンクリートの骨材などに用いられている。近年、自然環境への負荷の低減という観点か

表-2.2 カオリン粘土の物性

土粒子密度 $\rho(\text{g}/\text{cm}^3)$	2.69
液性限界 $w_L(\%)$	59.0
塑性指数 I_p	42.2
強度増加量 c_u/p	0.314
圧密係数 $c_v(\text{cm}^2/\text{min})$	0.15
圧縮指数 C_c	0.49
膨張指数 C_s	0.12

表-2.3 豊浦標準砂と FNS の物性

	豊浦標準砂	FNS
比重 G_s	2.66	3.14
50%粒径 $D_{50}(\text{mm})$	0.24	0.37
均等係数 U_c	1.5	6.0
最大間隙比 e_{\max}	0.979	1.098
最小間隙比 e_{\min}	0.623	0.612
内部摩擦角 (度) $\phi(\gamma_d)$	36.0 (1.537)	35.7 (1.601)
	38.2 (1.606)	35.3 (1.736)

らリサイクルの機運が高まっており、港湾構造物においても FNS の適用が検討されている。今後、FNS 等のリサイクル資材の利用は増加すると考えられ、本実験の改良杭に採用した。ただし、SCP 改良材がスラグあるいは通常の砂であっても、本研究の結果は SCP 改良地盤に適用できると考えられる。

2.1.4 模型杭

模型杭の諸元を決定するにあたって、現場で多く用いられている直径 50cm、肉厚 1cm 程度の現地杭を想定した。対象とした現地での杭の諸元を表-2.4(a) に示している。本来は表-2.1 の縮尺に応じた模型杭で実験を行う必要があるが、杭の全ての諸元をスケールダウンすることは非常に困難であった。本実験の場合、曲げ剛性 EI が曲げモーメントなどの実験結果に大きく影響すると考えられるため、曲げ剛性の相似則を優先して考えた。表-2.1 から現地杭と模型杭の曲げ剛性の相似則は $1/50^4$ であるので、直径 1cm、肉厚 0.5mm あるいは 1.0mm の模型杭を用いた。模型杭のその他の諸元を表-2.4(b) に示している。水平載荷を行う方向に対して模型杭の前面と後面に歪みゲージを 13 組貼り付け、載荷中の模型杭に発生する曲げモーメント分布を測定できるようにした。ただし、歪みゲージは模型杭の長手方向に貼り付けてあり、貼り付け位置を表-2.5 に示している。また、模型杭の地上部と載荷点の関係を図-2.3 に示している。杭の地上部の長さは 15cm で、杭頭から 2cm (地表面から 13cm) または 7cm (地表面から 8cm) の位置を水平に載荷した。

表-2.4 杭の条件
(a) 想定した実物杭

材質	肉厚 (薄)		肉厚 (厚)
	鋼鉄		
ヤング率 (GPa)	206		
外径 (cm)	50		
内径 (cm)	48.40	47.15	
肉厚 (cm)	0.80	1.43	
断面2次モーメント (cm ⁴)	3.75×10 ⁴	6.42×10 ⁴	
曲げ剛性 (N・cm ²)	7.72×10 ¹¹	13.2×10 ¹¹	

(b) 模型杭

材質	肉厚 (薄)		肉厚 (厚)
	アルミニウム		
ヤング率 (GPa)	73		
外径 (cm)	1		
内径 (cm)	0.9	0.8	
肉厚 (cm)	0.05	0.1	
断面2次モーメント (cm ⁴)	0.0169	0.0290	
曲げ剛性 (N・cm ²)	1.23×10 ⁵	2.12×10 ⁵	

表-2.5 歪みゲージの貼り付け位置

歪みゲージ No.	杭頭からの長さ	歪みゲージ No.	杭頭からの長さ
1	5.0	8	27.5
2	10.0	9	30.0
3	15.0	10	35.0
4	17.5	11	40.0
5	20.0	12	45.0
6	22.5	13	50.0
7	25.0		

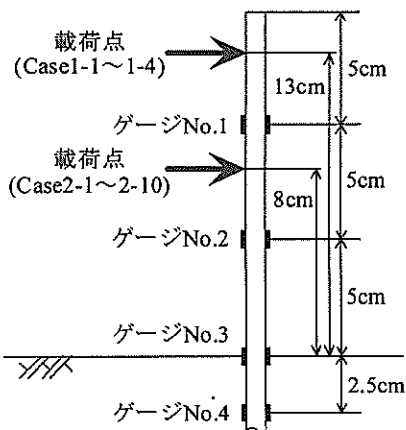


図-2.3 模型杭の地上部の概略図

2.2 実験方法

2.2.1 実験ケース

改良率や改良幅、改良材等の改良地盤の様子が杭への

表-2.6 実験ケース一覧
(a) 載荷高さ 13cm

Case	実験名称	改良率 (%)	改良深さ (cm)	改良幅 (cm)	EI (N・cm ²)	改良材
1-1	FNS2	0	—	—	1.23E+5	—
1-2	FNS3	0	—	—	2.12E+5	—
1-3	FNS4	100	全範囲	全範囲	1.23E+5	FNS
1-4	FNS4	100	全範囲	全範囲	2.12E+5	FNS

(b) 載荷高さ 8cm

Case	実験名称	改良率 (%)	改良深さ (cm)	改良幅 (cm)	EI (N・cm ²)	改良材
2-1	SCP2	0	—	—	1.23E+5	—
2-2	SCP2	26	25	10	1.23E+5	標準砂
2-3	SCP3	26	25	10	1.23E+5	FNS
2-4	SCP2.2	26	12	10	1.23E+5	FNS
2-5	SCP3	26	25	17	1.23E+5	FNS
2-6	SCP2.2	51	25	10	1.23E+5	FNS
2-7	SCP8	100	5	5	1.23E+5	FNS
2-8	SCP8	100	5	10	1.23E+5	FNS
2-9	SCP7	100	25	5	1.23E+5	FNS
2-10	SCP7	100	25	10	1.23E+5	FNS

水平抵抗に及ぼす影響を検討するために、改良率 0%,26%,51%,100%の4種類の改良地盤に対して改良幅や改良材等を変化させて実験を行った。実験ケースの一覧を表-2.6に示す。(a)と(b)はそれぞれ地表面からの載荷高さが13cmと8cmの実験を示している。改良率0%は粘土で、改良率100%は砂で地盤を形成している。また、改良率26%と51%は粘土地盤にSCP改良杭(砂杭)を打設したものである。

2.2.2 模型地盤の作製と実験方法

模型地盤の作製から遠心模型実験に至る実験全体の流れを図-2.4に示す。この流れ図の順に、模型地盤の作製と実験方法を以下に示す。

1) 下部支持砂層の作製

試料容器内の所定の位置に模型杭を設置した後、容器下層に豊浦標準砂で厚さ20cmの支持層を作製した。この砂層は粘土地盤の圧密中には透水砂層として、載荷実験中には基礎砂層として機能する。砂層は十分に締固めを行った後、容器底部の通水口から水を徐々に浸透させて飽和させるように努めた。

2) 粘土地盤の作製

下部の基礎砂層の作製後、容器の内側にシリコンオイルとシリコングリースを1:1の割合で混合したものを均等に塗布し、試料容器と模型地盤との摩擦を極力抑える

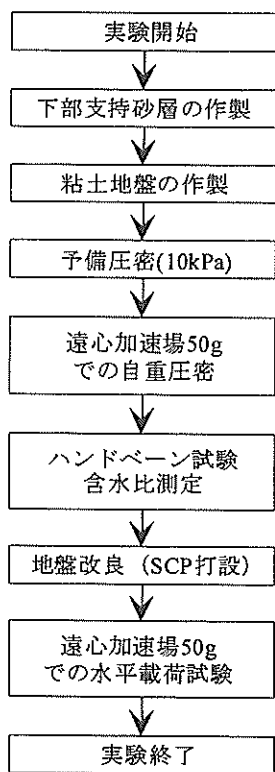


図-2.4 実験の手順

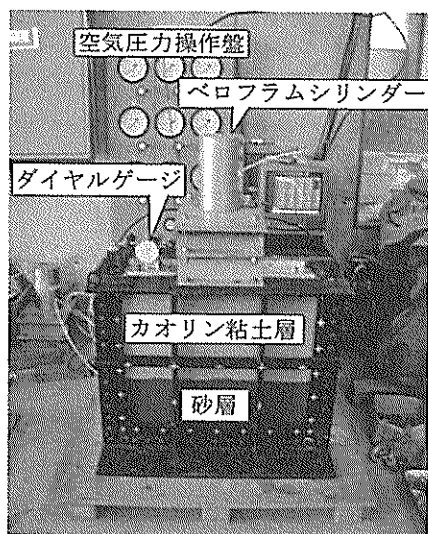


図-2.5 予備圧密の状態

ようにした。真空状態で約3時間攪拌してスラリー状になったカオリン粘土(含水比120%)を気泡が入らないように試料容器内に投入した。投入後、ベロフロムシリンダーを用いて圧密圧力10kPaで予備圧密を行った(図-2.5参照)。本研究では、深度方向に非排水せん断強度が増加する正規圧密粘土地盤を作製することを想定しているため、予備圧密終了後、遠心模型実験装置に搭載して50gの遠心加速場で自重圧密を行った。自重圧密中は

地表面での沈下を測定して、 \sqrt{t} 法において90%以上の圧密を確認してから自重圧密を終了した。遠心加速場における自重圧密が終了した後、地盤の含水比測定を行った。また、いくつかの実験ケースでは自重圧密終了後に50gの遠心加速場で作動するベーン試験機を用いて地盤強度の計測を行った。

3) 改良率26%・51%の地盤作製

2.1.3で述べたように、改良杭には豊浦標準砂とフェロニッケル精錬時に発生する副産物のFNSを用いた。現地でのSCP地盤改良方法は、粘土地盤中にケーシングを打設してケーシングから砂を排出し締め固めながら作製する。しかしながら、この方法では各砂杭の密度を同一にすることや密度を管理することは困難である。そこで、現地での打設方法にこだわらず、均一で密度管理された砂杭を作製することに主眼をおき、以下に示す方法で砂杭の作製を行った。

- ① 砂杭用の円筒形の亚克力パイプ(内径2cm・長さ25cm)の内側に潤滑油を塗布する。
- ② 脱気した標準砂またはスラグをパイプ内に投入する。
- ③ 標準砂またはスラグ投入後、図-2.6に示す振動台を用いて約30秒間振動を与えて締め固めた。砂杭の密度と振動時間との関係は予備試験によって求めている。
- ④ 振動によって締め固まった後に、パイプの上部の空いた部分に標準砂またはスラグを再投入する。
- ⑤ 再投入後、約2分間振動を与えて再度締め固めを行う。
- ⑥ 締め固め終了後、冷凍庫にて凍結させる。
- ⑦ 完全に凍結が確認された後、砂杭をパイプから押し抜く。凍結した砂杭の写真を図-2.7に示してある。

上記の方法で作製された砂杭の特性を表-2.7に示す。次に、50g場で自重圧密を完了した粘土地盤に対して、砂

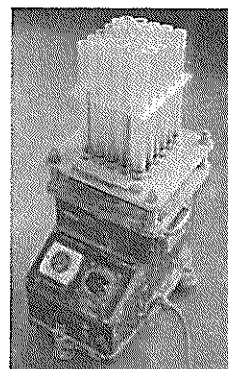


図-2.6 砂杭密度調整用振動台



図-2.7 凍結した砂杭

表-2.7 砂杭の特性

直径	(cm)	2.0
単位体積重量	(N/cm ³)	2.12×10 ⁻²
含水比	(%)	17.3
相対密度	(%)	82.1

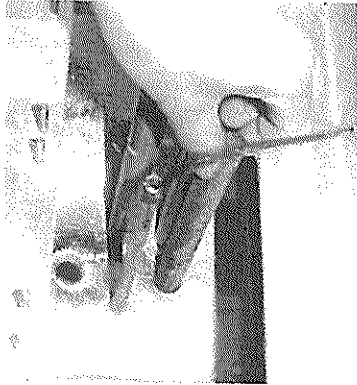
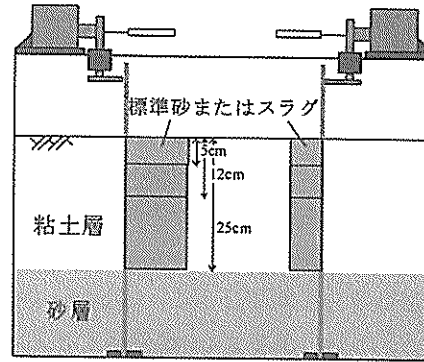
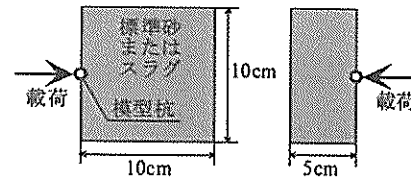


図-2.8 砂杭の打設

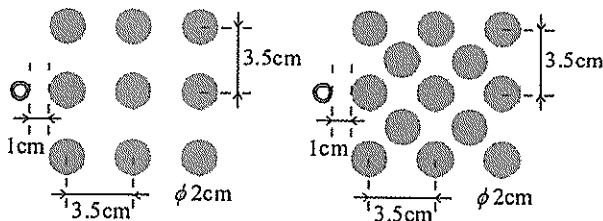


(a) 側面図



(b) 断面図

図-2.10 100%改良地盤の概略図



(a) 26%改良

(b) 51%改良

図-2.9 砂杭打設の配置

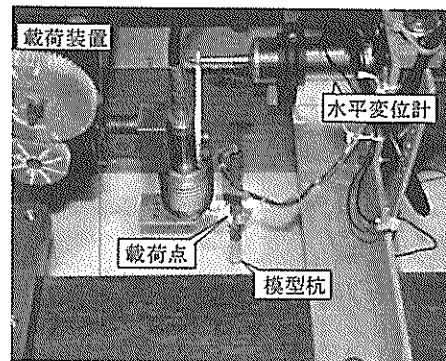


図-2.11 計測機と載荷装置の状態

杭を実験室(1g場)で打設した。砂杭の打設手順は以下のとおりである。

- ① 粘土地盤に外径2cmの薄肉アルミパイプを貫入する。
- ② 外側の粘土地盤を乱さないようにパイプ内の粘土を排出する。
- ③ アルミパイプを引き抜いた後、作製しておいた砂杭を凍結した状態でゆっくり押し込む(図-2.8参照)。

上記の方法で粘土地盤に正方形あるいは千鳥配置で砂杭を打設していく。正方形配置の場合の改良率は約26%になり、千鳥配置の場合は約51%である。それぞれの配置を図-2.9の(a)と(b)に示している。

4) 改良率 100%の地盤作製

改良率 100%の模型改良地盤は杭形ではなく直方体の改良体とした。改良幅を 5cm, 10cm, 改良深さを 5cm, 12cm, 25cm と変えて作製した。100%改良地盤の側面図を図-2.10(a)に、断面図を(b)に示している。

全範囲を改良する場合、2)で示した粘土地盤を作製せずに改良地盤を直接作製した。例えば、FNS 砂層を作製する場合、下部支持砂層を作製した後、その上部にスラ

グを層厚 25cm となるように締めて作製した。締めた後に試料容器底面から通水して地盤を飽和させた。作製したスラグ砂層の乾燥密度と相対密度は $\rho_d=1.80 \times 10^2$ N/cm³, $D_r=80.4\%$ であり、SCP 改良杭の相対密度(82.1%)に近い値であった。

5) 計測器と載荷装置の設置

模型地盤の作製が終了した後、試料容器上面に水平載荷装置を搭載した。載荷点付近の計測器と載荷装置の状態を図-2.11に示している。水平載荷装置のジャッキが図の右方向に進み、載荷点で模型杭に水平荷重を作用させることができる。杭の載荷点での水平変位を変位計で計測し、水平荷重は水平載荷装置のジャッキに取り付けられたロードセルで計測することができる。

6) 遠心模型実験

準備の完了した模型地盤および載荷装置を遠心模型実験装置に搭載して、遠心加速度が 50 g になるまで加速し

た。ただし、正規粘土地盤を作製する際に行った自重圧密後に、改良杭の打設のため1g場へ応力開放しているのに加えて、SCP改良杭の打設によって地盤の乱れなどが生じていると考えられる。そのため、再度50gの遠心加速場で圧密を行って、改良粘土地盤を安定させた。粘土地盤表面の沈下を計測して地盤の圧密がほぼ終了したことを確かめた後、載荷装置を用いて模型杭に水平載荷した。載荷実験は数分程度で行っているため、非排水状態での載荷と考えることができる。載荷速度は3.14mm/minで、移動した距離（載荷点の変位）と載荷荷重、模型杭に発生する曲げモーメントを5秒間隔で測定した。

3. 実験結果

3.1 実験結果の整理方法

3.1.1 模型杭にモーメント等の算出方法

歪みゲージによって計測された曲げモーメントから杭のたわみや分布荷重を求めるためには、離散的な実験値をある連続的な関数で近似する必要がある。補間関数としてはラグランジュ多項式などがよく用いられるが、高次の多項式の場合、ルングの現象によって関数値が大きく振動する可能性がある。そこで本研究では、3次のスプライン補間関数で実験値を近似した。スプライン関数の場合、実験値の個数によらず全区間で低次の区分的多項式で補間でき、関数の振動も少ない。3次のスプライン補間関数は各実験値を3次関数でつないだものであり、各実験値（各区間の端点）において1,2階の導関数が連続で、2階導関数が0という制約を設けている。

区間 $I_k=[x_{k-1}, x_k]$ の曲げモーメント分布 $M_k(x)$ は式(3.1)のように表される。

$$M_k(x) = a_k + b_k x + c_k x^2 + d_k x^3 \quad (3.1)$$

ただし、 x : 地表面を0としたときの深さ、 a_k, b_k, c_k, d_k : 区間 $I_k=[x_{k-1}, x_k]$ における3次式の係数である。たわみ $y_k(x)$ と分布荷重 $p_k(x)$ は、それぞれ式(3.2)と(3.3)から求められる。

$$y_k(x) = \iint \frac{M_k(x)}{EI} dx dx = \frac{1}{EI} \left(\frac{1}{1.2} a_k x^2 + \dots + \frac{1}{4.5} d_k x^5 \right) + e_k x + f_k \quad (3.2)$$

$$p_k(x) = \frac{d^2 M(x)}{dx^2} = 2 \cdot 1 \cdot c_k + 3 \cdot 2 \cdot d_k x \quad (3.3)$$

ただし、 EI : 杭の曲げ剛性、 e_k, f_k : 区間 $I_k=[x_{k-1}, x_k]$ における積分定数である。式(3.2)に示すように、曲げモーメントを2回積分してたわみを求めるために、たわみの関数を決定するためには2つ境界条件が必要である。以下に示

す2組の代表的な境界条件を考える。ただし、載荷点の位置を x_i 、載荷点でのたわみを y_i とする。

① 載荷点でのたわみと粘土層下部でのたわみ

$$\begin{cases} y = y_i & (x = x_i) \\ y = 0 & (x = 25) \end{cases}$$

② 粘土層下部でのたわみとたわみ角

$$\begin{cases} y = 0 & (x = 25) \\ \theta = 0 & (x = 25) \end{cases}$$

境界条件①は、水平変位計で計測した実験値を利用しようとするものである。一方、境界条件②は、締固められた豊浦標準砂で作製した下部支持層は模型杭を固定し変位させないというものである。Case2-5の実験を例として、どちらの境界条件がより実現象に適しているかを調べた。荷重24Nで載荷したときの模型杭の曲げモーメントとその近似式を図-3.1に示している。深さ20cm以下では、曲げモーメントはほとんど0N・cmであることが図-3.1からわかる。これから判断すると、曲げモーメントを1回積分して得られるたわみ角は深さ20cm以下ではほとんど変化しない。曲げモーメント分布の近似式を2回積分し、境界条件①と②からたわみ分布を求めると図-3.2のようになる。ただし、境界条件①から求めたものを破線で、境界条件②から求めたものを実線で示している。境界条件①で計算した破線に注目すると、粘土層下部（深さ25cm）でのたわみ角は0ではないので、試料容器底面（深さ45cm）でのたわみは0cmから大きくず

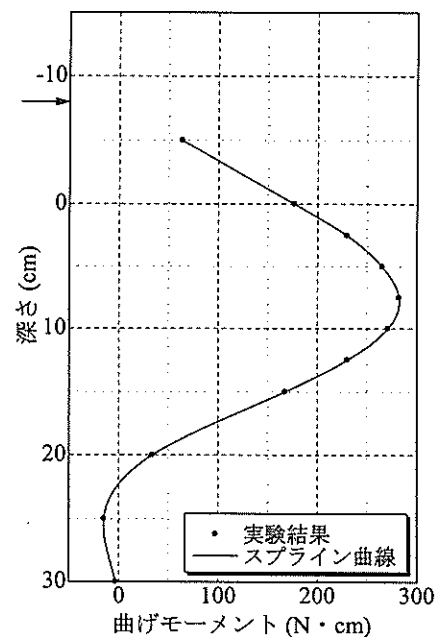


図-3.1 曲げモーメント分布 (Case2-5)

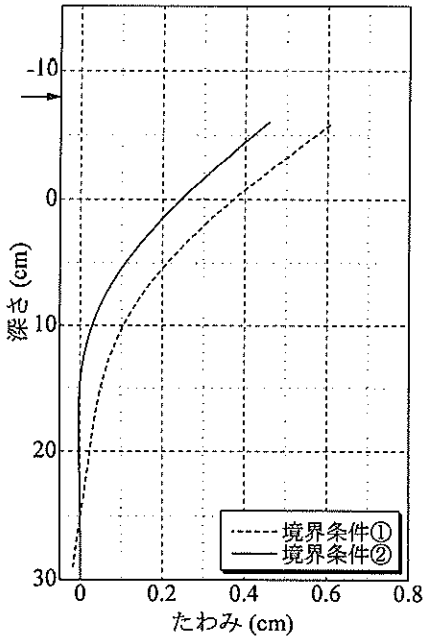


図-3.2 たわみ分布 (Case2-5)

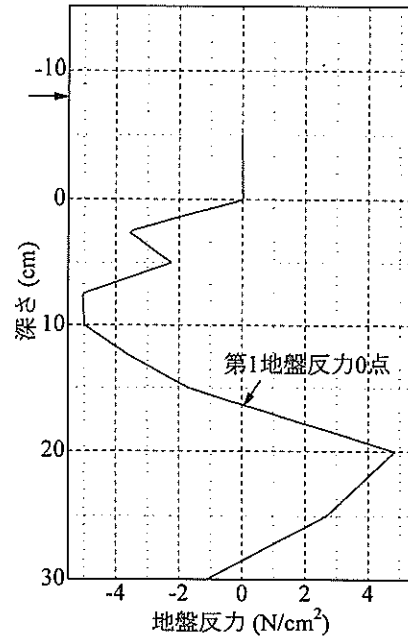


図-3.3 地盤反力分布 (Case2-5)

れると考えられる。このことは模型杭を試料容器底面で固定していることと矛盾する。また、深さ 25cm 以深では締固めた砂層で作製しており地盤反力は大きいことから、図-3.2 に破線で示すような比較的大きなたわみをもつとは考えにくい。したがって、境界条件②の方がより実現象に適していると考えられ、本研究では②の境界条件を採用した。

その他のケースについても同様にたわみを比較したところ、全ケースにおいて境界条件①で計算した載荷点でのたわみは境界条件②のものよりも 0.05~0.1cm 程度大きかった。これは水平変位計の測定ミスに起因するものと考えられ、今後原因を明らかにしていく必要がある。

3.1.2 地盤反力係数の算出方法

杭の水平地盤反力に関しては数多くの提案がなされているが、港湾構造物の設計において単杭の挙動を解析的に推定する場合の基準 (1999) となっている港研方式を用いることにした。港研方式とは、地盤を非線形弾性モデルで表現することによって杭の挙動を説明するものである (久保, 1964)。港研方式では、水平地盤反力を式 (3.4) に示すようにおいている。

$$p(x,y) = k_m x^m y^{0.5} \quad (3.4)$$

ただし、 $p(x,y)$: 水平地盤反力 (N/cm^2)、 x : 地表面を 0 とした深さ (cm)、 k_m : 水平地盤反力係数 ($N/cm^{m+2.5}$)、 m : 指数 (S 型地盤なら 1, C 型地盤なら 0)、 y : たわみ (cm) で

ある。S 型地盤とは深さと共に標準貫入試験値 N が増加する地盤で、C 型地盤とは深さによらず標準貫入試験値 N が一定である地盤である。それぞれの地盤の例として、S 型地盤は密度が一樣な砂地盤や正規圧密の粘土地盤、C 型地盤は大きな先行圧密を受けた粘土地盤が挙げられる。

港研方式で重要な点は、水平地盤反力がたわみの平方根に比例するという非線形モデルであることと、深さ方向に地盤反力係数が変化するということである。そこで本研究では、地盤反力係数を深さ方向の関数 $k(x)$ として考えて、地盤反力分布は以下の式 (3.5) に従うとした。

$$p(x,y) = k(x)y^{0.5} \quad (3.5)$$

この式 (3.5) に、ある深さ x における水平地盤反力とたわみを代入することによって、その深さでの地盤反力係数を求めることができる。例として、Case 2-5 の実験における地盤反力の係数を考えてみる。24N で載荷したときの地盤反力分布は図-3.3 のようになり、地盤反力をたわみの平方根で除して地盤反力係数の分布を求めると図-3.4 に示すとおりになる。第 1 地盤反力 0 点 ($x=16cm$ 付近) より以深では、地盤反力の作用する向きが何度か変換し符号が入れ替わる。そのために、地盤反力の向きが変化する付近では地盤反力の絶対値が非常に小さくなり、たわみの平方根で除しても地盤反力係数は誤差が大きい。例えば、 $x=16cm$ 付近では地盤反力が非常に小さくなっており、図-3.4 に示すように地盤反力係数は大きく振動している。また、第 1 モーメント 0 点 ($x=22cm$ 付近)

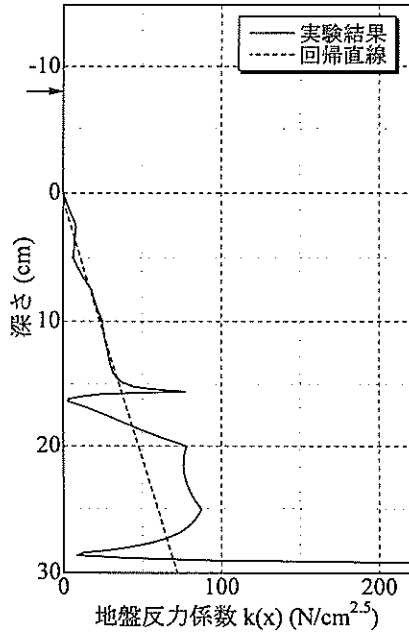


図-3.4 地盤反力係数分布 (Case2-5)

より以深ではたわみが小さいことから、地盤反力係数の誤差が大きくなると考えられる。しかしながら、第1地盤反力0点より深い位置での曲げモーメントは小さく、模型杭の水平変位特性に大きな影響を与えない。これから、以下の解析においては第1地盤反力0点より浅い位置に主眼をおくことにした。

3.2 実験結果と考察

3.2.1 正規圧密粘土地盤の強度分布

実験室 (1g 場) での予備圧密終了後と遠心場 (50g 場) での自重圧密終了後の粘土地盤の含水比分布を図-3.5の(a)と(b)に示した。予備圧密終了時には深度方向にほぼ一定であった含水比が、遠心場での自重圧密終了後には深度方向に直線的に低下することがわかった。

実験室での予備圧密終了後、ハンドベーンを用いて非排水せん断強度を求めた。この測定結果を図-3.6(a)に示している。また、遠心場での自重圧密終了後、遠心加速場で作動するベーンせん断試験機を用いて非排水せん断強度を測定した。これを図-3.6(b)に示している。ただし、ベーンせん断試験で用いたベーン羽根は直径2cm、高さ4cmである。予備圧密後はほぼ一定であった非排水せん断強度も、遠心場での自重圧密終了後は直線的に分布することが図-3.6からわかる。非排水せん断強度を c_u (kPa)、土被り厚を z (cm)とすると、遠心場で測定した非排水せん断強度分布は $c_u=0.5z$ に概ね従う。正規圧密粘土では非排水せん断強度と圧密圧力の比 c_u/p は一定であるので、遠心加速度場での自重圧密によって正規圧密粘土地盤が

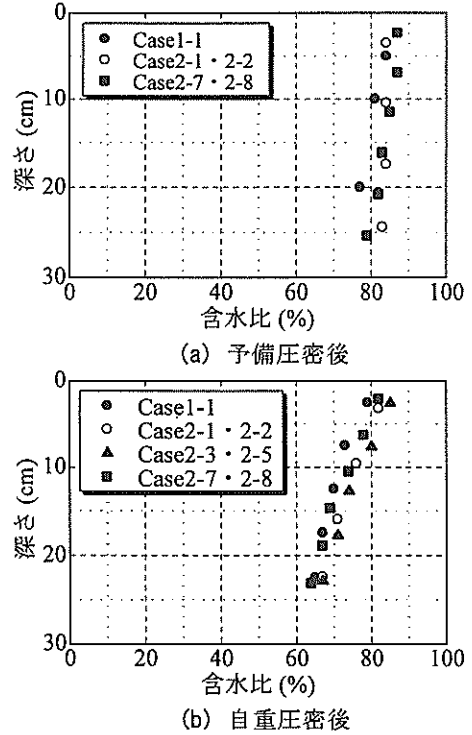


図-3.5 粘土地盤の含水比分布

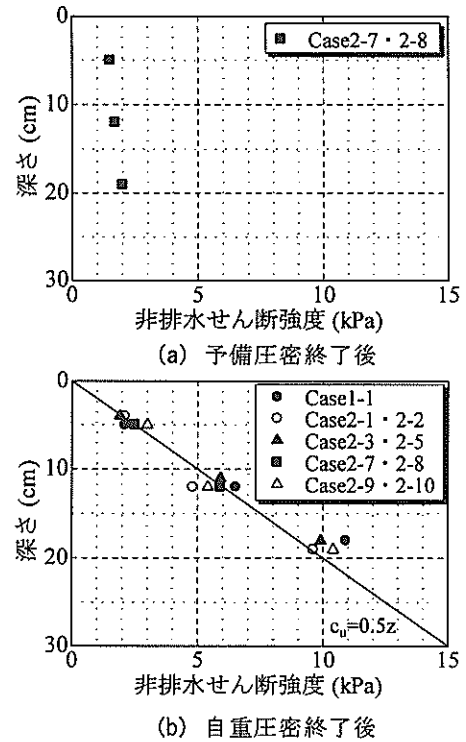


図-3.6 非排水せん断強度分布

作製できていることが確認できた。

3.2.2 模型杭の曲げ剛性・荷重・改良材の影響

港研方式においては、水平地盤反力係数は地盤の性質

表-3.1 諸元の比較のための実験ケース

曲げ剛性の影響	Case1-3とCase1-4
載荷荷重の影響	Case2-1
載荷高さの影響	Case1-1とCase2-1
改良材の影響	Case2-2とCase2-3

で決まると考えられている。そこで、式(3.5)の地盤反力係数 $k(x)$ も地盤の性質のみで決まるとし、模型杭の曲げ剛性 EI や載荷荷重の大きさ、載荷高さなどに影響を受けないかを調べてみた。また、本研究では、SCP 改良材として豊浦標準砂あるいは FNS を用いたが、それぞれの乾燥密度や相対密度、内部摩擦角が類似していることから、改良材の違いによる影響も小さいと考えられる。これらを表-3.1 に示すケースの実験結果を用いて調べた。それぞれの組み合わせにおいて、比較する対象以外の諸元は同じ条件のものを選んでいく。

曲げ剛性以外の条件が同じである Case1-3 と Case1-4 の実験を比較してみる。Case1-3 と Case1-4 の実験では FNS で全粘土地盤を改良し、それぞれの模型杭の曲げ剛性が $1.23 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{cm}^2$ と $2.12 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{cm}^2$ である。荷重 11N で載荷した場合、深さ 0~7cm における地盤反力係数の平均値は、それぞれ $49.6 \text{ N/cm}^{2.5}$ と $56.6 \text{ N/cm}^{2.5}$ であった。7cm までの地盤反力係数を考慮したのは、それぞれの第 1 地盤反力 0 点の深さが約 7cm であったからである。平均値から考えると曲げ剛性による差はほとんどないと考えられる。しかしながら、図-3.7 に地盤反力係数の分布を示しているが、深さ 0~7cm 間では係数に最大 2

倍程度の違いがある。図-3.7 には Case1-3 の実験から得られた地盤反力係数を実線で、Case1-4 から得られたものを破線で示している。Case1-3 では深さ 0~5cm で地盤反力係数が深さ方向に対して直線的に増加するのに対して、Case1-4 では深さ 2.5cm で $95.0 \text{ N/cm}^{2.5}$ と最大になり、その後は減少している。式(3.4)で示したように、港研方式において、密度が一樣な砂地盤では深さ方向に地盤反力係数が直線的に増加すると仮定している。これから考えて、曲げ剛性を $1.23 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{cm}^2$ とした Case1-3 の実験結果は、曲げ剛性を $2.12 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{cm}^2$ とした Case1-4 よりも実現象に合っており、他の実験 (表-2.6 参照) は曲げ剛性が $1.23 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{cm}^2$ の模型杭を用いることにした。ただし、曲げ剛性を $2.12 \times 10^5 \text{ N} \cdot \text{cm}^2$ とした Case1-4 の地盤反力係数に誤差が大きかったのは、曲げ剛性が比較的大きくたわみが小さくなったためと考えられる。つまり、たわみが小さいと誤差の割合が大きくなり、地盤反力をたわみの平方根で除して求める地盤反力係数の誤差も大きくなっていると考えられる。

載荷荷重の大きさの違いが地盤反力係数に与える影響を調べた。Case2-1 において 11N と 24N の荷重で載荷したときの地盤反力係数の分布を図-3.8 に示している。荷重 11N での第 1 地盤反力 0 点の深さは約 15cm で、荷重 24N のときは約 19cm であった。それぞれ第 1 地盤反力 0 点付近で地盤反力係数が振動していることがわかる。しかしながら、深さ 15cm 程度までの地盤反力係数分布はよく類似しており、最大でも 1.5 倍程度の違いしかない。したがって、本実験の結果から、地盤反力係数は載荷荷

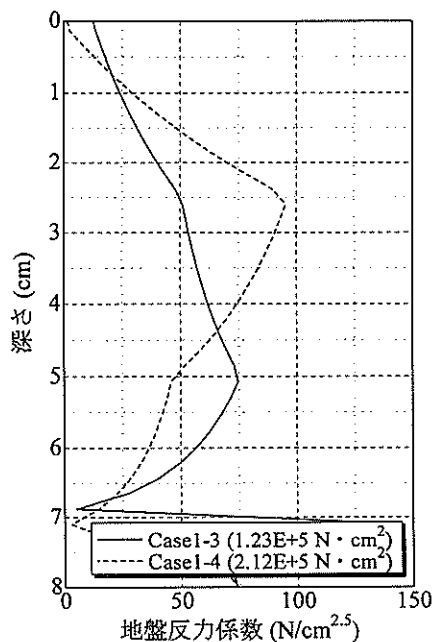


図-3.7 地盤反力係数分布 (Case1-3・Case1-4)

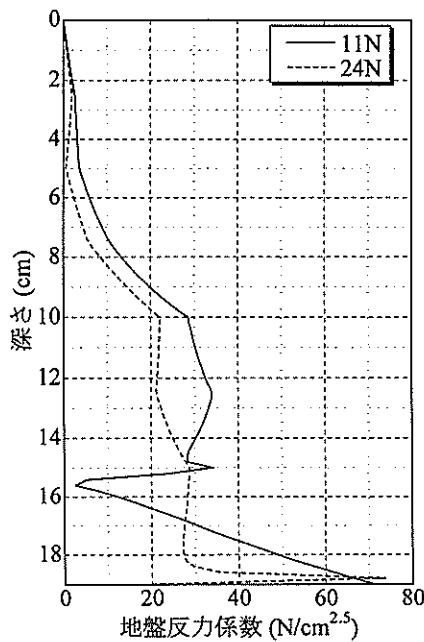


図-3.8 地盤反力係数分布 (Case2-1)

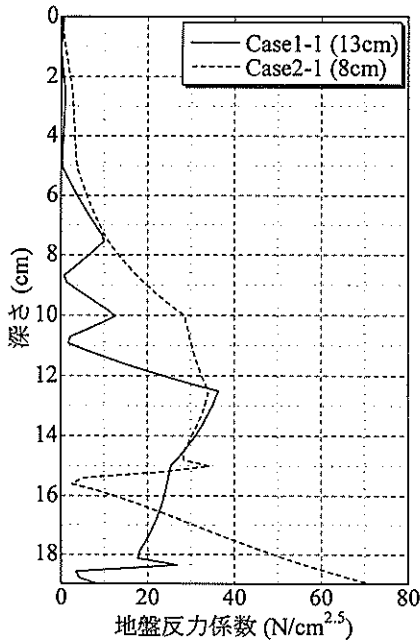


図-3.9 地盤反力係数分布 (Case1-1・Case2-1)

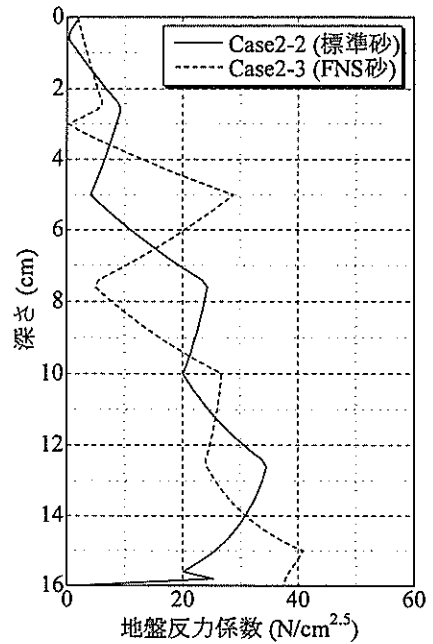


図-3.10 地盤反力係数分布 (Case2-2・Case2-3)

重の大きさにさほど影響を受けない傾向が見られた。

荷重高さの違いによる影響を Case1-1 と Case2-1 を例として調べた。荷重 11N で荷重したときの地盤反力係数の分布を図-3.9 に示している。それぞれの第 1 地盤反力 0 点は、約 19cm と 15cm であった。図から判断すると、深さ 0~7.5cm と 12.5~15cm の区間では 2 ケースの地盤反力係数は類似しているが、Case1-1 では深さ 8.5cm と 10.5cm の位置で地盤反力係数が落ち込んでしまっている。これは Case1-1 の実験において深さ 10cm の地点での曲げモーメントが何らかの原因で小さく測定されており、その付近の曲げモーメント分布が小さな極値をもっているためである。したがって、実際の地盤反力係数は落ち込まずに Case2-1 と同程度の値になっていると考えられる。このことによって、地盤反力係数は荷重高さにほとんど影響を受けないと考えられる。

Case2-2 と Case2-3 を比較することによって、改良材が地盤反力係数に与える影響を見てみる。Case2-2 では豊浦標準砂を、Case2-3 では FNS を改良材として用いた。24N で荷重したときの地盤反力係数を図-3.10 に示している。第 1 地盤反力 0 点深さはどちらも約 16cm であった。Case2-3 については、上記の Case1-1 の場合と同様に最大曲げモーメント付近で計測誤差があり、地盤反力係数が振動している。しかしながら、深さ 10cm で 23 N/cm^{2.5} 程度で、深さ 14cm で 30 N/cm^{2.5} 程度の地盤反力係数で、全体的な傾向として類似しているのがわかる。これは豊浦標準砂と FNS の内部摩擦角などが類似しているため

だと考えられる。一般的には、改良材が異なれば地盤反力係数も異なると考えられるので、Case2-2 以外の実験 (表-2.6 参照) については改良材を FNS とした。

3.2.3 地盤改良率の影響

地盤改良率を変化させることによって、曲げモーメントや地盤反力係数にどのような影響があるかを調べた。この検討の対象とした実験ケースの一覧を表-3.2 に示す。これらの実験は、改良深さや改良幅、曲げ剛性、改良材が共通なもので改良率が異なっている。ただし、改良率 0%とは粘土地盤を、改良率 100%とは改良範囲全体を砂に置換したものである。これら 4 ケースの曲げモーメントを比較したものが図-3.11 である。荷重点から地表面の間は荷重が作用しないので、曲げモーメントは直線的に大きくなるのが確かめられる。Case2-1 については、地表面付近でさらに曲げモーメントは大きくなり、深さが 10.4cm で最大値 324 N・cm になる。曲げモーメントは最大値をとった後に減少していき、深さ 25cm で曲げモーメントが 0 N・cm となる。Case2-3 と Case2-6,

表-3.2 改良率の比較のための実験ケース

Case	実験名称	改良率 (%)	改良深さ (cm)	改良幅 (cm)	EI (N・cm ²)	改良材
2-1	SCP2	0	—	—	1.23E+5	—
2-3	SCP3	26	25	10	1.23E+5	FNS
2-6	SCP2.2	51	25	10	1.23E+5	FNS
2-10	SCP7	100	25	10	1.23E+5	FNS

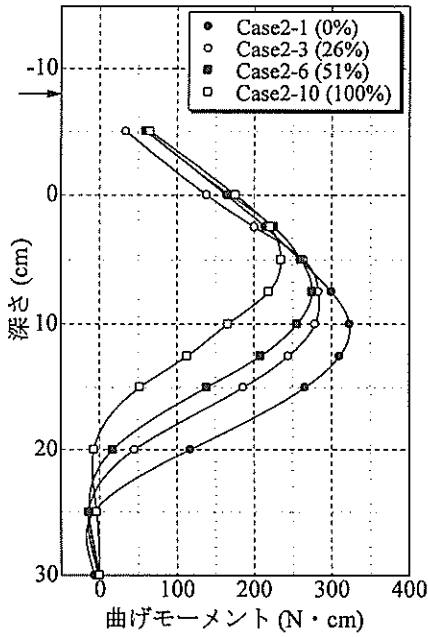


図-3.11 曲げモーメント分布
(Case2-1・2-3・2-6・2-10)

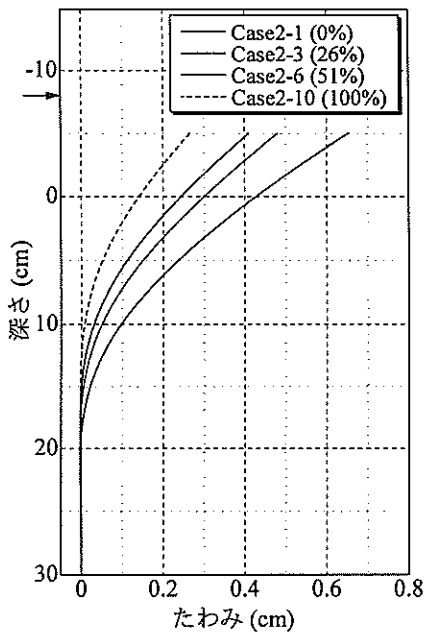


図-3.12 たわみ分布
(Case2-1・2-3・2-6・2-10)

Case2-10 についても同様の傾向が認められ、それぞれ深さ 8.4, 7.4, 5.0cm で最大値 284, 275, 235 $N \cdot cm$ となる。つまり、改良率が 0, 26, 51, 100% と大きくなるにつれて、最大曲げモーメント値は小さくなり、その深さは浅くなることわかった。これは、改良率が大きいほど浅い地点でも地盤反力が大きく、载荷によって発生した曲げモーメントを浅い部分で消散できるためである。

4 ケースのたわみを比較すると図-3.12 のようになる。

Case2-1 の杭のたわみが生じ始めるのは深さ約 19cm のところで、深度が浅くなるにつれてたわみが増加する。また、Case2-10 のたわみが生じ始めるのは約 12cm で、杭全体にわたって Case2-1 よりもたわみは小さい。SCP 改良地盤の実験結果である Case2-3 と Case2-6 のたわみは、Case2-1 と Case2-10 の間に位置している。地表面での模型杭のたわみを比較すると、改良率 0, 26, 51, 100% の順に 0.43, 0.30, 0.24, 0.14cm と小さくなっており、地盤改良の効果が確かめられる。

4 ケースの地盤反力係数を求めたものを図-3.13 に示している。港研方式では、密度が一樣な砂地盤や正規圧密粘土地盤の場合、地盤反力係数は地表面での地盤反力係数を $0 N/cm^{2.5}$ として、深さ方向に対して直線的に増加するとしている(式(3.4)参照)。これに従って、地表面から最大曲げモーメント深さまでの地盤反力係数分布に対して、最小 2 乗法を用いて切片を 0cm とした回帰直線をあてはめることにした。この回帰直線の傾きは S 型地盤の反力係数 (k_s) に相当する。以後、この回帰直線の傾きを S 型地盤反力係数とよぶことにする。図-3.13 の 4 ケースの分布は振動しているが、これらに対して回帰直線をあてはめると、それぞれの傾き (S 型地盤反力係数) は 1.23, 2.25, 2.51, 4.98 $N/cm^{3.5}$ であり、改良率に対してこれらをプロットすると図-3.14 のようになる。図には実験値に対してあてはめた回帰直線も示している。これから、粘土地盤の場合の S 型地盤反力係数が最も小さく、改良率が上がるにつれて S 型地盤反力係数も増しており、

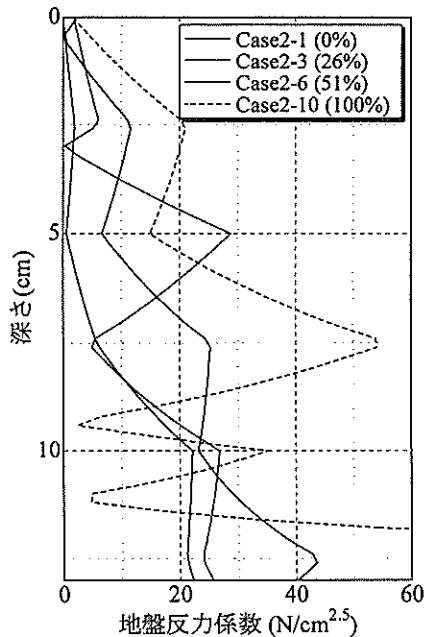


図-3.13 地盤反力係数分布
(Case2-1・2-3・2-6・2-10)

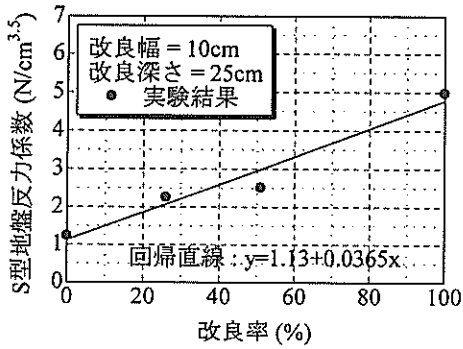


図-3.14 改良率と S 型地盤反力係数の関係

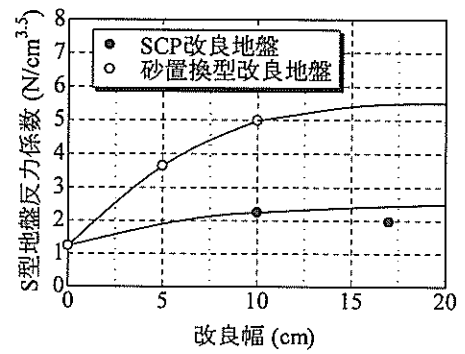


図-3.16 改良幅と S 型地盤反力係数の関係

地盤改良効果がよく現れている。この S 型地盤反力係数は、後で述べる改良幅にも影響を受ける。

3.2.4 地盤改良幅の影響

改良幅が地盤反力係数に与える影響を調べる。SCP 改良地盤と砂で置換した地盤の特性は大きく異なると考えられるので、SCP 改良地盤と砂置換型改良地盤を分けて考えた。SCP 改良地盤に対しては Case2-3 (改良幅 10cm) と Case2-5 (改良幅 17cm) を比較した。これらは改良幅以外の諸元は同じである。それぞれの曲げモーメント分布を図-3.15 に示している。Case2-3 と Case2-5 の曲げモーメントの最大値はそれぞれ 284 N・cm と 283 N・cm で、その深さは 8.4cm と 7.8cm であった。図-3.15 から分布形状も類似していることがわかる。次に、それぞれの S 型地盤反力係数を図-3.16 に示した。図には、実験値から予測される曲線も示している。Case2-3 の S

型地盤反力係数は 2.25 N/cm^{3.5} で、Case2-5 の場合は 1.97 N/cm^{3.5} であった。Case2-3 と Case2-5 の曲げモーメント分布はよく類似していることに加えて、一般的に改良幅を大きくすると地盤反力は同程度か大きくなると考えられるので、Case2-5 の方が若干小さいのは実験誤差だと考えられる。ただし、Case2-3 よりも Case2-5 の方が大幅に大きいとも考えられないので、改良幅を 10cm 以上大きくしても Case2-3 の S 型地盤反力係数 2.25 N/cm^{3.5} とほぼ同程度だと考えられる。また、改良幅を 10cm よりもさらに小さくすると、地盤は粘土地盤の特性に近づき、S 型地盤反力係数は小さくになると考えられる。

砂で置換した地盤については、Case2-9 (改良幅 5cm) と Case2-10 (改良幅 10cm) を比較した。それぞれの S 型地盤反力係数は 3.64 N/cm^{3.5} と 4.98 N/cm^{3.5} であり、改良幅に対してプロットすると図-3.16 のようになる。これから、改良幅を大きくすると S 型地盤反力係数が大きくなり、地盤反力に影響を与えることがわかった。しかしながら、上で述べたように SCP 改良地盤では 10cm 以上の改良効果は認められず、砂置換型改良地盤においても改良幅を 10cm より大きくしていくと、ある値に収束すると考えられる。また、改良幅を 10cm よりもさらに小さくすると、SCP 改良地盤と同様に S 型地盤反力係数は粘土地盤での値に近づくと考えられる。

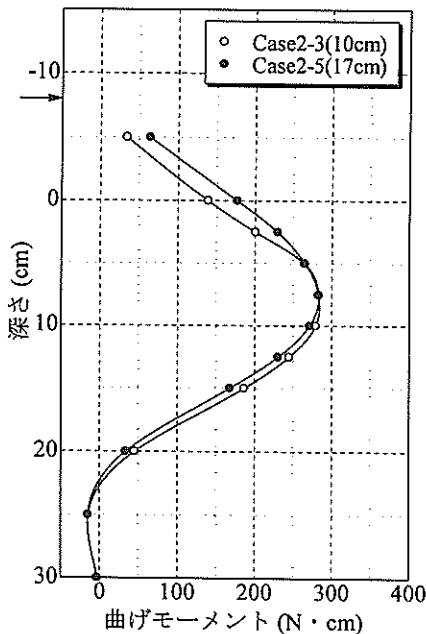


図-3.15 曲げモーメント分布 (Case2-3・Case2-5)

3.2.5 地盤改良深さの影響

SCP 改良地盤における改良深さの影響を調べるために、Case2-3 (改良深さ 25cm) と Case2-4 (改良深さ 12cm) の実験結果を比較した。これらの実験の条件で異なるのは改良深さのみである。それぞれの曲げモーメント分布を図-3.17 に示した。これらの最大曲げモーメント値は 284 N・cm と 290 N・cm で、その深さは 8.4cm と 8.0cm であり、最大曲げモーメントについてはよく類似している。図-3.17 から、曲げモーメント分布形状も非常によく似ていることがわかる。これから、深さ 12cm より深

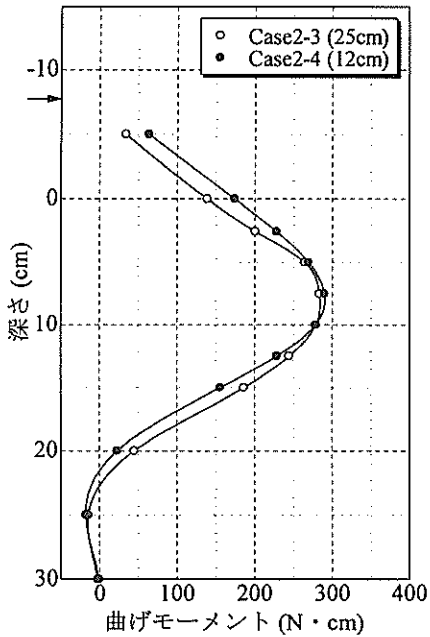


図-3.17 曲げモーメント分布 (Case2-3・Case2-4)

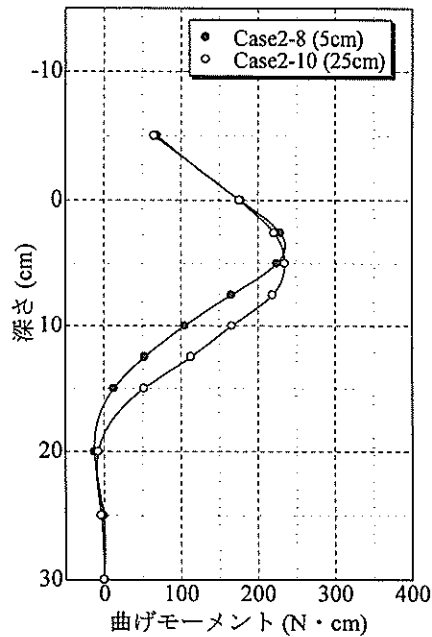


図-3.18 曲げモーメント分布 (Case2-8・Case2-10)

い位置での地盤反力はほとんど影響を及ぼさないことがわかった。つまり、模型杭に発生する曲げモーメントが最大になるのは深さ 8cm 付近であり、この深さまでの地盤反力で杭の変形はほとんど決まる。また、Case2-3 と Case2-4 の S 型地盤反力係数は $2.25 \text{ N/cm}^{3.5}$ と $2.20 \text{ N/cm}^{3.5}$ であり、ほぼ同じ地盤反力係数分布である。これから、SCP 改良地盤において、改良深さは S 型地盤反力係数には大きな影響を及ぼさないことがわかった。ただし、曲げモーメントが最大になる深さよりも改良深さを浅くすると、その深さより深い部分の地盤反力係数は粘土と同じ分布になり、杭全体に働く地盤反力は小さくなると考えられる。

Case2-8 (改良深さ 5cm) と Case2-10 (改良深さ 25cm) を比較して、砂で置換した地盤における改良深さの影響を調べてみた。図-3.18 に曲げモーメントの分布を示している。SCP 改良地盤での結果を考慮すると、地表面から深さ 5cm までは曲げモーメントが同程度であり、深さ 5cm より深い部分では Case2-8 の曲げモーメントが大きくなると予想される。しかしながら、図-3.18 に示すように、深さ 5cm までの曲げモーメントはほぼ同程度であるが、最大曲げモーメント深さ ($x=5\text{cm}$ 付近) より深い部分では Case2-8 における曲げモーメントが Case2-10 よりも小さくなっている。Case2-10 の S 型地盤反力係数は $4.98 \text{ N/cm}^{3.5}$ であるのに対して、Case2-8 における S 型地盤反力係数は $17.38 \text{ N/cm}^{3.5}$ であった。これは Case2-10 以外の実験結果に比べても非常に大きかった。これらから、

Case2-8 の実験にはミスがあったと考えられる。SCP 改良地盤と同様に、砂置換型改良地盤においても、地表面から改良深さまでは砂の地盤反力で、それ以深では粘土の地盤反力になると考えられる。

4. 数値計算

4.1 数値計算手法と地盤反力係数モデル

4.1.1 数値計算の手法

式(3.5)で示した地盤反力をもつ地盤に対して、その地盤中の杭の水平変位を算出する手法を示す。図-4.1 に示すような半無限地盤に一部が埋め込まれている長さ l の杭を考える。座標軸の原点を地表面と杭の軸との交点とし、深さ方向に x 軸を、その直角方向をたわみとして y 軸をとる。この杭の水平変位は、以下の式(4.1)で表される弾性方程式によって解くことができる。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} \pm P(x, y) = 0 \quad (4.1)$$

ただし、 EI :杭の曲げ剛性 ($\text{N} \cdot \text{cm}^2$)、 $P(x, y)$:地盤反力分布 (N/cm) である。また、地盤反力の前の符号は、たわみ y の正負と対応している。このように符号が変化するのは、杭がたわむ方向によって地盤反力の向きが変化するからである。杭幅を B (cm)、杭の単位面積あたりに作用する地盤反力を $p(x, y)$ (N/cm^2) とすると式(4.1)は以下の式(4.2)になる。

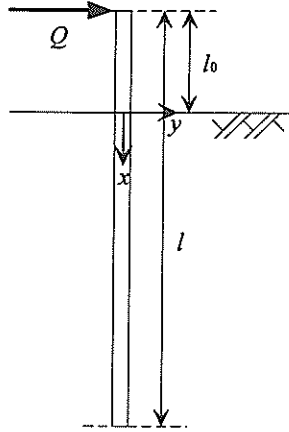


図-4.1 数値計算における杭の概念図

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} \pm Bp(x, y) = 0 \quad (4.2)$$

地盤反力 $p(x, y)$ としては式(3.5)で示したものをを用いる。式(3.5)を用いることによって、深さ方向に自由な地盤反力係数分布で計算することが可能となる。ただし、式(3.5)は 0.5 乗の項を含んでいるために、式(4.2)は非線形微分方程式となる。これを解析的に解くことは困難なために、差分法を用いて近似解を求める。載荷点から杭の下端までを n 等分して、差分幅を h 、各差分点の番号を $i(=0, 1, \dots, n)$ とすると、差分法を用いた非線形弾性方程式は以下の式(4.3)となる。

$$y_{i+2} - 4y_{i+1} + 6y_i - 4y_{i-1} + y_{i-2} \pm \frac{h^4}{EI} Bk_i y_i^{0.5} = 0 \quad (4.3)$$

ただし、 k_i は差分点 i の深さでの地盤反力係数である。杭の載荷点での境界条件はせん断力が載荷荷重 Q と曲げモーメントが 0 という 2 つで、杭の下端での境界条件はたわみとたわみ角が 0 という 2 つである。これらの 4 つを境界条件として、式(4.3)から各差分点でのたわみ y_i を求めることができる。ただし、式(4.3)は中心差分式なので、繰り返し計算によって解を収束させる必要がある。収束計算で求めた解が十分に変化しなくなるときを繰り返し計算の終了回数と考えると、収束条件を式(4.4)に示すものとした。

$$\max_{0 \leq i \leq n} |y_{i(k+1)} - y_{i(k)}| < 1.0 \times 10^{-7} \quad (4.4)$$

式中の $y_{i(k)}$ は繰り返し計算が k 回終了したときの差分点 i でのたわみである。

上記の方法で求めたたわみから曲げモーメントを算出する。曲げモーメントとたわみの関係は次式(4.5)で表される。

$$M(x) = EI \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (4.5)$$

これを差分法すると、

$$M_i = EI \frac{y_{i+1} - 2y_i + y_{i-1}}{h^2} \quad (4.6)$$

となる。収束計算によって求めたたわみ y_i を式(4.6)に代入することによって、各差分点 i での曲げモーメント M_i を求めることができる。

4.1.2 数値計算における誤差の検討

4.1.1 で示した数値計算の方法は、非線形微分方程式を差分法で収束させることによって近似解を求めるものである。差分法および収束計算によって生じる誤差を検討してみた。非線形弾性方程式から理論解を求めることは困難なので、港湾施設の設計基準となっている港研方式で得た解との誤差を検討する。この方法は、ある杭の挙動を推定するのに、一定の基準杭について求めた基準曲線に対して係数を用いて換算するものである。基準杭の挙動は実験によって得られたものであるが、これを理論解との差がほとんどないと仮定する。

比較のためのモデルケースとして、表-4.1 と表-4.2 に示した諸量をもつ 2 ケースを考える。それぞれをモデルケース 1 とモデルケース 2 とする。モデルケース 1 に対して杭頭のたわみと曲げモーメントの最大値を港研方式で求めると、それぞれ 25.8cm と $1.72 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{cm}^2$ であった。これらの結果と数値計算で得られた結果との差を港研方式での結果で除して、港研方式に対する誤差とした。差分計算における杭の分割数を変化させて計算した誤差を図-4.2 に示している。図中の実線は杭頭のたわみの誤差で、破線は最大曲げモーメントの誤差である。杭頭のたわみと最大曲げモーメントのどちらにおいても、

表-4.1 モデルケース 1 の諸量

杭の幅	B (cm)	80
曲げ剛性	EI ($\text{N} \cdot \text{cm}^2$)	3.97×10^{10}
杭の長さ	l (cm)	800
杭の地上部の長さ	l_0 (cm)	200
地盤反力係数の傾き	k ($\text{N}/\text{cm}^{3.5}$)	0.184
水平載荷荷重	Q (kN)	70.1

表-4.2 モデルケース 2 の諸量

杭の幅	B (cm)	1
曲げ剛性	EI ($\text{N} \cdot \text{cm}^2$)	1.23×10^5
杭の長さ	l (cm)	25
杭の地上部の長さ	l_0 (cm)	8
地盤反力係数の傾き	k ($\text{N}/\text{cm}^{3.5}$)	0.382
水平載荷荷重	Q (N)	24.9

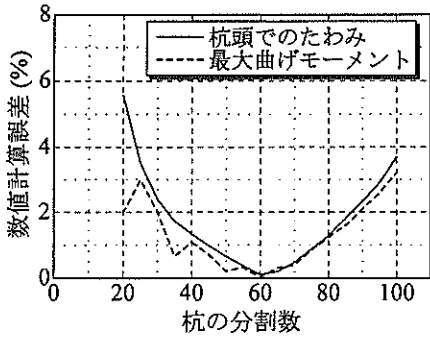


図-4.2 モデルケース 1 の数値計算誤差

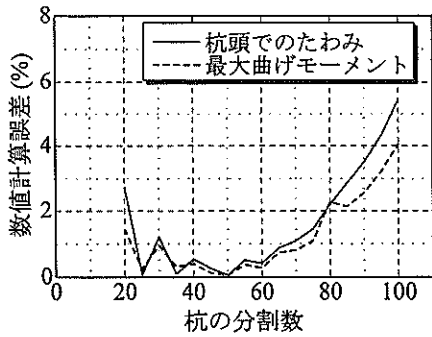
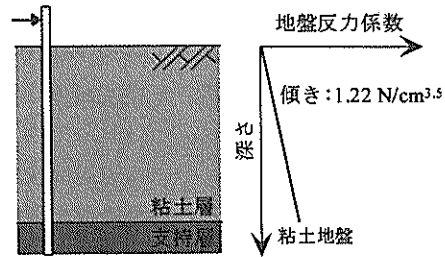


図-4.3 モデルケース 2 の数値計算誤差

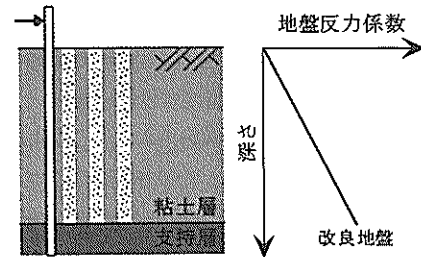
差分計算における杭の分割数が 60 個のときに最も誤差が小さいことがわかる。モデルケース 2 についても港研方式で杭頭のたわみと曲げモーメントの最大値を求めると、それぞれ 1.80cm と $4.09 \times 10^2 \text{ N} \cdot \text{cm}^2$ であった。数値計算との誤差を図-4.3 に示している。図-4.2 と同様に、実線は杭頭のたわみの誤差で、破線は最大曲げモーメントの誤差である。モデルケース 2 の場合、差分計算における杭の分割数が 50 個のときに最も誤差が小さいことがわかる。図-4.2 と図-4.3 において、杭の分割数が 50 ～60 個より小さいときに誤差は振動しており、分割数が増えるにしたがって計算精度が上がっていく様子が見られる。一方、分割数が 50 ～60 個より大きくなると、誤差は振動しないが分割数とともに増加している。この誤差の原因は次のように考えられる。収束計算におけるループ計算 1 回における収束変動量が非常に小さく、プログラムの有効桁数内では解が変化しない。そのため、見かけ上収束したと判定され計算が終了し、誤差が大きくなっていると考えられる。これらから、今回作成したプログラムにおいては、差分計算における杭の分割数を 50 ～60 個とした場合、数値計算の結果は最も真値との誤差が小さくなることがわかった。また、地表面でのたわみ誤差は 0.05% 以下であり、十分に実用的であると考えられる。

4.1.3 地盤反力係数分布のモデル化

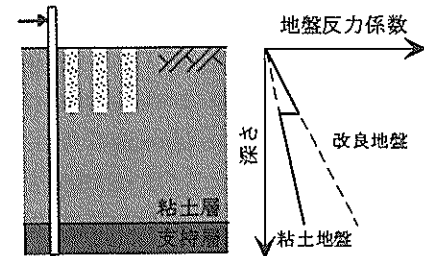
本実験で扱わなかった仕様の SCP 改良地盤に対しても杭の水平変位を数値計算によって予測できるように、地盤反力係数分布をモデル化した。3.2.3～3.2.5 で実験から得られた結果をまとめると以下になる。切片を 0cm として地盤反力係数分布に回帰直線をあてはめると、粘土地盤、SCP 改良地盤、砂置換地盤の順に回帰直線の傾き (S 型地盤反力係数) は大きくなる。SCP 改良地盤では地盤改良率と改良幅が S 型地盤反力係数に影響し、砂で置換した地盤は改良幅によって S 型地盤反力係数が変化する。これらの結果から、各地盤の反力係数分布は図-4.4 のようにモデル化できる。図-4.4 (a) は無改



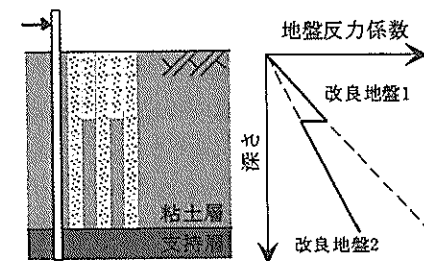
(a) 無改良地盤



(b) 深層改良地盤



(c) 浅層改良地盤



(d) 多層改良地盤

図-4.4 地盤反力係数分布モデル

良地盤（粘土地盤）、(b)は粘土地盤を深層まで改良した地盤、(c)は浅層だけを改良した地盤、(d)は深さによって改良率が異なる地盤の地盤反力係数分布モデルを示している。(a)～(d)のモデルについて以下に詳しく述べていく。

図-4.4(a)は、無改良地盤における地盤反力係数分布を示している。地表面での地盤反力係数を $0 \text{ N/cm}^{2.5}$ として、深さに対して直線的に増加する。そのS型地盤反力係数は、図-3.14の回帰直線から読み取ることができる。改良率0%に対するS型地盤反力係数は $1.13 \text{ N/cm}^{3.5}$ である。

図-4.4(b)は、粘土地盤を深層まで改良した場合の地盤反力係数分布である。ただし、ここでいう深層とは、杭に働く曲げモーメントがその最大値に比べて十分小さくなる深さである。この場合も粘土地盤と同様に、地表面での地盤反力係数を $0 \text{ N/cm}^{2.5}$ として、深さに対して直線的に増加する。ただし、そのS型地盤反力係数は地盤改良率と改良幅に依存する。任意の改良率に対するS型地盤反力係数は図-3.14の回帰直線から読み取ることができる。ただし、図-3.14は改良幅10cmの地盤に対するものなので、改良幅が10cm以外の地盤におけるS型地盤反力係数は、改良幅とS型地盤反力係数の関係から補正する必要がある。改良幅とS型地盤反力係数の関係は図-3.16に示してある。例として、改良率40%・改良幅7.5cm・改良深さ25cmのS型地盤反力係数を求める方法を示す。改良率40%・改良幅10cm・改良深さ25cmのS型地盤反力係数は図-3.14から $2.59 \text{ N/cm}^{3.5}$ と読み取れる。また、SCP地盤における改良幅7.5cmと10cmの比は図-3.16から0.946なので、求めたいS型地盤反力係数は $2.59 \times 0.946 = 2.45 \text{ N/cm}^{3.5}$ となる。砂で置換した地盤の場合、S型地盤反力係数は改良幅に依存し図-3.16から推定できる。例えば、改良幅7cm・改良深さ25cm・砂置換地盤のS型地盤反力係数は、図-3.16から $4.22 \text{ N/cm}^{3.5}$ と読み取れる。

図-4.4(c)は、浅層だけを地盤改良した場合の地盤反力係数分布である。浅層だけを改良した場合、改良した部分の地盤反力分布は図-4.4(b)と同様に求め、改良しなかった深層の部分には図-4.4(a)で示した粘土の地盤反力係数分布を用いればよい。改良幅7cm・改良深さ10cm・砂置換型改良地盤を例にとり、地盤反力係数分布を求めてみる。深さ10cmまでは、改良幅7cm・改良深さ25cm・砂置換地盤と同じ反力係数 $4.22 \text{ N/cm}^{3.5}$ のS型地盤である。10cmより以深では、粘土と同じ反力係数 $1.22 \text{ N/cm}^{3.5}$ のS型地盤である。これらを組み合わせたものが、浅層改良地盤の地盤反力分布である。

図-4.4(d)は、深さによって改良率を変化させた多層式改良地盤の地盤反力係数分布である。この形態の地盤改良は本実験では扱わなかったが、図-4.4(b)と(c)の場合と同様に改良率と改良幅から各層での反力係数分布を求めて、それらを組み合わせることによって全体の反力係数分布を求めることができる。

4.2 実験結果と数値計算との比較

4.2.1 無改良地盤

図-4.4(a)に示すような無改良地盤（粘土地盤）に対して実験結果と数値計算結果を比較し、無改良地盤中の杭の水平変位特性を再現できることを確かめる。数値計算で想定する杭の諸元は実験で用いたものと同じにし、地盤反力係数のモデルは4.1.3で述べたものを用いる。S型地盤反力係数を $1.13 \text{ N/cm}^{3.5}$ としている。図-4.5(a)にCase2-1の曲げモーメントの実験結果と数値計算結果を、(b)にそれぞれのたわみを示す。実験と数値計算から得られた曲げモーメントの最大値は、それぞれ $324 \text{ N} \cdot \text{cm}$ と $321 \text{ N} \cdot \text{cm}$ である。また、第1モーメント0点についても、それぞれ 24.6 cm と 24.1 cm であり、曲げモーメント分布はよく類似する。図-4.5(b)に示しているたわみについては、地表面での誤差が5.8%と小さく、分布形状も非常によく類似することがわかる。無改良地盤での別の例としてCase1-2についてみてみると、地表面でのたわみの実験結果と数値計算結果の誤差は10.6%であった。これらから、無改良地盤での杭の水平変位特性は比較的よく再現できることがわかった。

4.2.2 深層改良地盤

図-4.4(b)に示すような深層改良地盤での杭の水平変位特性を数値計算で再現する。SCP改良地盤での例としてCase2-3を用いて、実験結果と数値計算結果を比較したものを図-4.6に示す。図-4.6(a)が曲げモーメント分布を、(b)がたわみ分布を示したものである。ただし、数値計算におけるS型地盤反力係数を $2.08 \text{ N/cm}^{3.5}$ とした。地表面での曲げモーメントを比較すると、実験結果は $139 \text{ N} \cdot \text{cm}$ と数値計算結果は $188 \text{ N} \cdot \text{cm}$ と誤差が生じている。しかしながら、最大曲げモーメントはそれぞれ $284 \text{ N} \cdot \text{cm}$ と $301 \text{ N} \cdot \text{cm}$ で、その深さは 8.4 cm と 7.5 cm であり、比較的よく類似している。また、最大曲げモーメント深さより深い位置では、実験結果と数値計算結果の分布がほぼ同じ値をとる。図-4.4(b)から、たわみについては数値計算で実験結果をよく再現できていることがわかる。ただし、地表面でのたわみの誤差は1.4%であった。

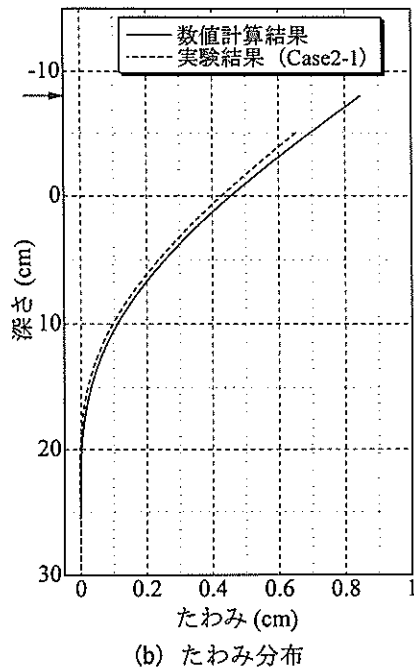
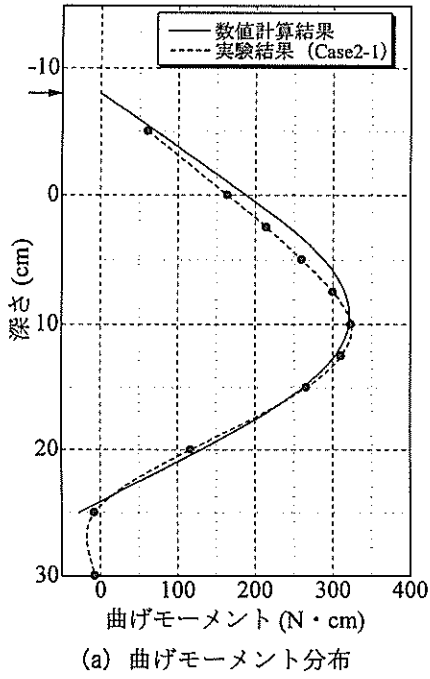


図-4.5 Case2-1の実験結果と数値計算結果

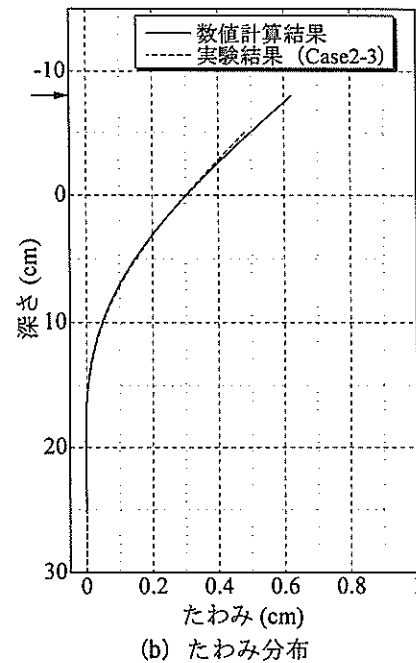
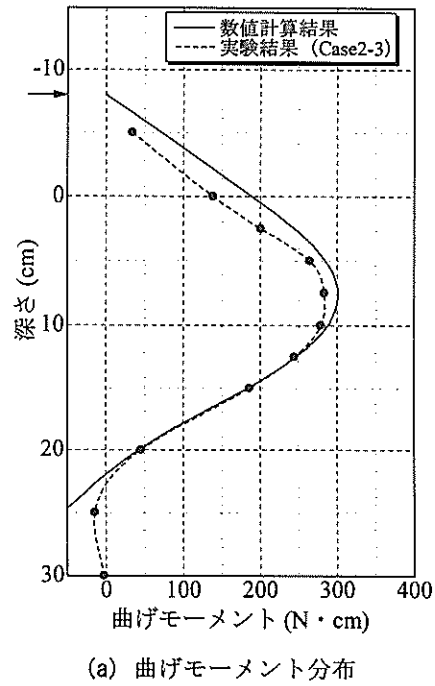


図-4.6 Case2-3の実験結果と数値計算結果

他の深層改良地盤での実験結果と数値計算結果を比較した結果を表-4.3に示している。表には、各実験ケースにおける最大曲げモーメント値と地表面でのたわみの誤差を示している。これから、SCP改良地盤の実験であるCase2-2, 2-3, 2-5, 2-6については、最大曲げモーメントと地表面でのたわみともに誤差が10%以下であり、水平変位特性をよく再現できていることがわかる。Case2-9と2-10の砂置換型改良地盤における実験については、15~20%程度の誤差が認められる。Case2-9とCase2-10での

表-4.3 深層改良地盤における実験結果と数値計算結果との誤差

Case	モーメントの誤差(%)	たわみの誤差(%)
2-2	4.0	8.6
2-3	6.0	1.4
2-5	6.3	9.6
2-6	5.2	1.2
2-9	15.7	16.9
2-10	17.0	20.4

地表面におけるたわみは、数値計算結果が実験結果よりも大きくなっており、実際の砂置換型改良地盤の反力係数は図-3.16で示したのものよりも大きい可能性がある。ただし、改良効果の傾向を調べる目的に対しては、図-3.16で示した関係を用いても問題はないと考えられる。

4.2.3 浅層改良地盤

図-4.4(c)に示すような浅層改良地盤での杭の水平変位を再現することを考える。例として、Case2-4のSCP改良地盤の水平変位を再現してみた。地盤反力係数分布

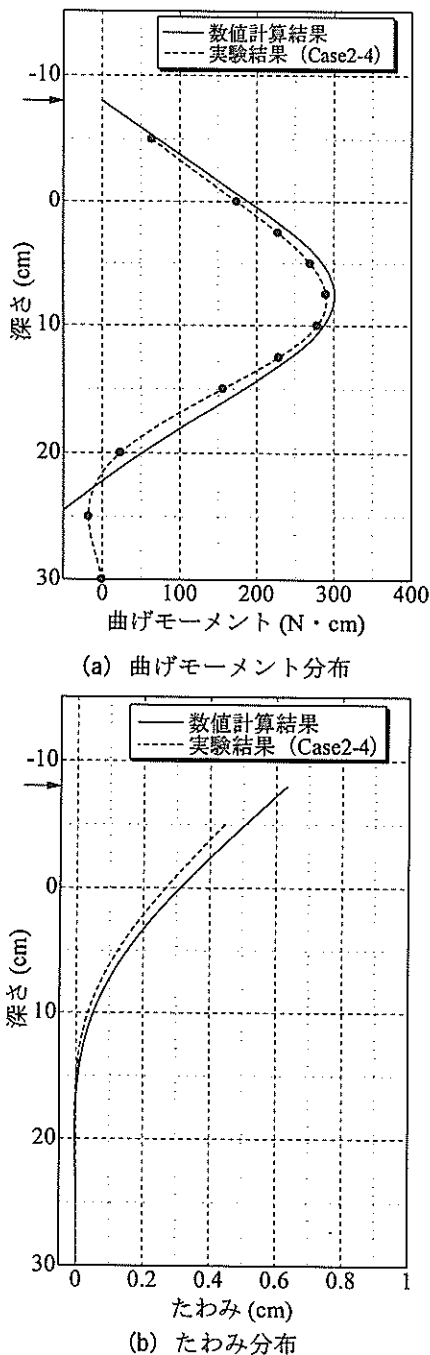


図-4.7 Case2-4の実験結果と数値計算結果

は、深さ12cmまでは26%SCP改良地盤のS型反力係数 $2.08 \text{ N/cm}^{3.5}$ を、12cmより深いところでは粘土地盤のS型反力係数 $1.13 \text{ N/cm}^{3.5}$ を用いた。実験結果と数値計算結果を図-4.7で比較している。図-4.7(a)に曲げモーメント分布を、(b)にたわみ分布を示している。最大曲げモーメントについては、実験結果と数値計算結果はそれぞれ $290 \text{ N}\cdot\text{cm}$ と $301 \text{ N}\cdot\text{cm}$ であり、その分布形状もよく類似している。地表面でのたわみの誤差は17.1%であった。粘土地盤・SCP深層改良地盤と比べると誤差は大きい、たわみの分布形状は比較的よく再現できている。

4.3 杭の水平変位における改良効果

4.3.1 地盤改良率の影響

4.2で示した数値計算と地盤反力係数モデルを用いてSCP地盤中の杭の水平変位を求め、地盤改良率が水平変位に与える影響を明らかにする。改良率の効果を調べるために、改良幅5, 10, 15cm・改良深さ25cmの改良範囲内で改良率を変化させて、杭のたわみと曲げモーメントを数値計算から求めた。ただし、杭は実験で用いたモデル杭で、載荷荷重は24Nである。図-4.8(a)に改良率に対する地表面でのたわみを、(b)に改良率に対する最大曲げモーメントを示している。図中には実験で得られた値もプロットしている。図-4.8(a)と(b)から判断すると、改

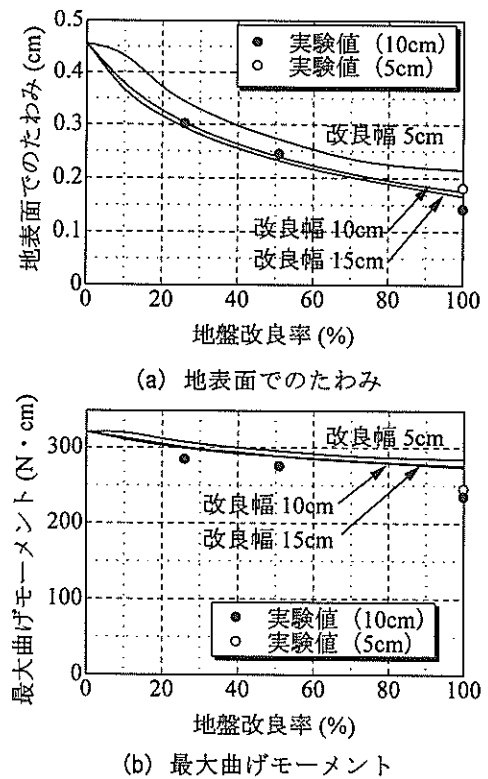


図-4.8 改良率が改良効果に与える影響

改良幅が 5cm (改良幅/杭幅=5) の場合、改良率が 10%以上になると地表面でのたわみと最大曲げモーメントが小さくなり始めて、改良率が 100%に近づくにつれてその減少傾向は小さくなる。これに対して、改良幅が 10cm (改良幅/杭幅=10) 以上の場合、改良率が小さいときに地表面でのたわみと最大曲げモーメントの減少傾向が大きく、改良率が 100%に近づくにつれてその減少傾向は小さくなる。これらは、改良率が小さくても改良幅が比較的大きい場合、改良効果の増加が見込めるためである。また、改良幅 10cm と 15cm の数値計算結果には大きな差がなく、改良幅を 10cm (改良幅/杭幅=10) 以上にしても改良効果の増加は小さいことがわかった。

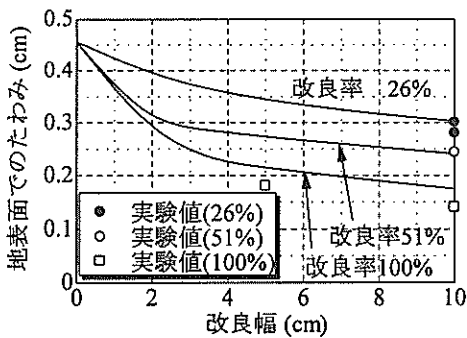
4.3.2 地盤改良幅の影響

4.3.1 で述べたように、改良幅 10cm (改良幅/杭幅=10) 以上での改良効果の増加は小さいので、改良幅 10cm 以下での改良幅と改良効果の関係について調べた。改良幅を変化させたときの地表面でのたわみと最大曲げモーメントを図-4.9 に示している。改良率 26%と 51%、100% の改良地盤における改良幅と地表面でのたわみの関係が図-4.9(a)で、改良幅と最大曲げモーメントの関係が(b)である。実験から得られた結果も図中にプロットしている。改良率 26%の SCP 改良地盤においては、地表面での

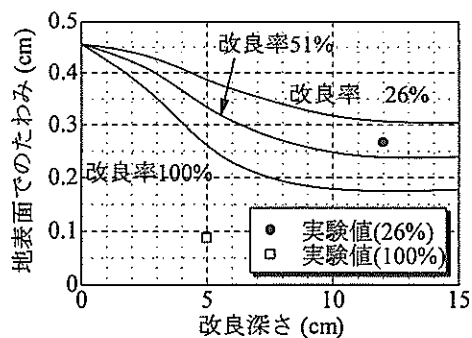
たわみと最大曲げモーメントの減少割合は改良幅が増加するに従って小さくなることがわかった。改良率 51%と 100%の地盤においては、改良幅 0~3cm (改良幅/杭幅=0~3) で地表面でのたわみと最大曲げモーメントの減少割合が大きく、改良幅 3cm (改良幅/杭幅=3) 以上になるとその減少割合は小さくなることがわかった。

4.3.3 地盤改良深さの影響

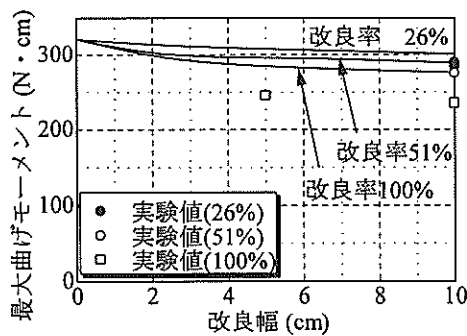
改良深さを変化させたときの地表面でのたわみと最大曲げモーメントを図-4.10 に示している。改良率 26%と 51%、100%の改良地盤における改良深さと地表面でのたわみの関係が図-4.9(a)で、改良深さと最大曲げモーメントの関係が(b)である。実験値も図中にプロットしている。また、改良深さに対する最大モーメント深さを図-4.11 に示している。最大曲げモーメント深さ程度までは、地表面でのたわみの減少割合が大きくなるが、それより深くなると減少割合は小さくなる。さらに改良深さを大きくすると地表面でのたわみはある値に収束する。これから、最大曲げモーメント深さを含む深さまで改良した場合、効率的な改良を行うことができることがわかった。図-4.10(b)から、改良深さが 5~7cm のときに最大曲げモーメントが最も小さくなることがわかる。この深さは、改良深さと最大曲げモーメント深さが一致する値である



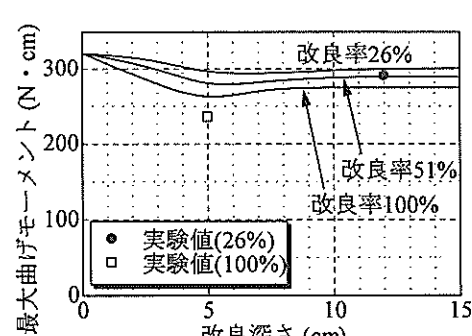
(a) 地表面でのたわみ



(a) 地表面でのたわみ



(b) 最大曲げモーメント



(b) 最大曲げモーメント

図-4.9 改良幅が改良効果に与える影響

図-4.10 改良深さが改良効果に与える影響

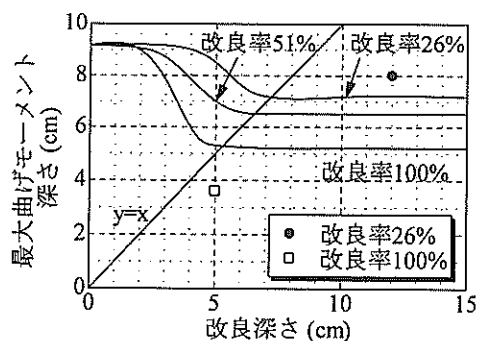


図-4.11 改良深さと最大曲げモーメント深さの関係

ことが図-4.11からわかる。例えば、改良率100%地盤での最大曲げモーメントが最も小さいときの改良深さは図-4.10(b)から約5.3cmである。また、改良深さと最大曲げモーメントが一致する深さも図-4.11から約5.3cmである。この理由を以下で述べる。改良深さが5.3cmよりも小さい場合、改良深さが大きくなれば地表面から最大モーメント深さまでの地盤反力も大きくなり、最大モーメント値も小さくなる。しかしながら、改良深さが5.3cmよりも大きい場合、地表面から最大曲げモーメント深さまでの地盤反力係数が同じであり、地盤反力はたわみの大きさの平方根に比例することになる。改良深さを5cmとした地盤でのたわみは深層改良地盤よりも大きく、地盤反力も大きくなる。これによって、改良深さを5cmとした場合、荷重によって生じた曲げモーメントをより浅い地点で消散でき、最大曲げモーメント値が小さくなっていると考えられる。

5. 結論

本研究では、遠心荷重模型実験によって、SCP改良地盤の改良率や改良範囲が杭の水平抵抗に及ぼす影響を検討した。また、実験で得られた改良地盤の反力係数分布をモデル化し、数値計算によって杭の水平変位を簡便に再現できることを示した。数値計算によって、改良率や改良範囲が改良効果に及ぼす影響を詳細に調べた。本研究で得られた主要な結論を以下に示す。

- 1) 非線形弾性モデルである港研方式に従って、水平地盤反力をたわみの平方根で除して地盤反力係数とした。地表面から第1地盤反力0点までの間で地盤反力係数はおおそ直線的に分布する。それより深いところでは、地盤反力の向きの変化や微小なたわみのために、地盤反力係数分布は大きく振動し誤差が大きくなる。
- 2) 模型杭の曲げ剛性や荷重荷重、荷重高さなどの違いに

よって、実験値から求められる地盤反力係数に大きな違いがないことを確かめた。しかしながら、曲げ剛性が大きい場合など、実験条件によっては地盤反力係数分布の誤差が大きくなる可能性がある。

- 3) 地盤改良率が大きくなるにつれて、最大曲げモーメント値とたわみは小さくなるのが実験によって確かめられた。また、改良率が大きくなるのにしたがって、S型地盤反力係数も大きくなるのがわかった。改良幅についても、改良幅の増加につれてS型地盤反力係数が大きくなるのが確かめられた。ただし、改良幅が非常に大きくなると、それ以上の改良効果は認められずにある値に収束する。改良深さに関しては、最大曲げモーメント深さ付近を含む改良であれば、改良深さを増しても改良効果が認められなかった。
- 4) 港研方式を用いた非線形弾性方程式を差分法で杭の水平変位を簡便に解けることを示した。また、数値計算に用いるための簡便な地盤反力係数分布モデルを提案した。このモデルにおけるS型地盤反力係数については、実験結果から得た改良率・改良幅との関係から読み取ることができる。実験結果と数値計算結果を比較することによって、本モデルの信頼性を確かめた。
- 5) 改良地盤において、改良率と改良幅、改良深さを大きくすることによって改良効果が大きくなることを示した。また、改良深さに関しても、最大曲げモーメント深さ付近よりも大きくしても改良効果は増大しないことがわかった。

6. あとがき

本研究ではSCP改良地盤の水平抵抗特性に関して単純な地盤条件・荷重条件で検討を行い、SCP改良地盤の水平抵抗特性を地盤反力係数を用いた比較的単純なモデルで示すことができた。ただし、模型実験においてSCP改良地盤を作製する際に、模型杭と改良杭との間隔やそれらの配置関係を一定とした。これは、SCP改良地盤(粘土と砂の複合地盤)の水平地盤反力特性を明らかにすることを本研究の主目的としたためである。杭とSCP改良杭の位置関係によって改良地盤の地盤反力係数が大きく異なると考えられる。しかし、改良地盤の地盤反力が精度良く求めることができれば、本研究で提案したモデルで改良幅や深さ・改良率の異なる改良地盤中の杭の水平抵抗を適切に推定できると考えられる。杭の水平抵抗に及ぼす因子として、改良地盤の特性以外にも杭の大きさや曲げ剛性、荷重条件、群杭の効果などが挙げられる。

そのため、今後本研究の成果を基に現地での観測結果を解析して、本研究成果の現地への適用性を検討する必要がある。

(2003年2月14日受付)

謝辞

本研究を進めるにあたり、森永真朗氏（前地盤改良研究室研究員，現国土交通省関東地方整備局）と安田智弘氏（前地盤改良研究室研修生，現日本冶金工業株式会社）には実験の実施ならびにデータ整理を精力的に行って頂いた。また、国土交通省東北地方整備局仙台港湾空港技術調査事務所ならびに前運輸省第二港湾建設局横浜調査設計事務所には現地の情報提供など多大な協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表す。

参考文献

- 久保浩一（1964）：くいの横抵抗の新しい計算法，港研報告，Vol.2，No.3，pp.6～8.
- 北詰昌樹（1995）：新遠心模型実験装置の開発と研究への適用，港研資料，No.812，35p.
- 日本港湾協会（1999）：港湾施設の技術上の基準・同解説（上），pp.457～467.