共同研究報告書
整理番号第282号

既設基礎の耐震補強技術の開発に関する
共同研究報告書（その３）

（６分冊の１）

平成 14 年 9 月

独立行政法人 土木研究所
(財)先端建設技術センター
極東工業(株)
(株)鴻池組
三信建設工業(株)
(株)白石
(株)錢高組
東洋建設(株)
利根地下技術(株)
日特建設(株)
日本基礎技術(株)
ヒロセ(株)
(株)フジタ
ライト工業(株)

Copyright © (2002) 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 Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

共同研究報告書
第 282 号 2002 年 9 月

既設基礎の耐震補強技術の開発に関する
共同研究報告書（その３）
（６分冊の 1）

独立行政法人土木研究所　技術推進本部（施工技術チーム）主席研究員　大下　武志
独立行政法人土木研究所　構造物研究グループ（基礎チーム）上席研究員　福井　次郎
（財）先端建設技術センター　先端建設研究所　研究第三部　部長　城戸　正行
極東工業（株）　技術本部　技術部　課長　中田　順憲
（株）鴻池組　東京本店　土木設計部　部長　谷　善友
三信建設工業（株）　技術開発部　部長　田中　良一
（株）白石　第一営業本部　環境リノベーション事業部　部長　天野　明
（株）錢高組　技術本部　技術研究所　副所長　水取　和幸
東洋建設（株）　土木エンジニアリング部　第三室　室長　岡　憲二郎
利根地下技術（株）　執行役員　技術開発本部　本部長　荻須　一致
日特建設（株）　技術本部　筑波研究所長　大山　廣喜
日本基礎技術（株）　技術本部　副本部長　中原　巖
ヒロセ（株）　補強土事業本部　切土事業部　技術ｸﾞﾙｰﾌﾟ　ｸﾞﾙｰﾌﾟﾘｰﾀﾞｰ　大谷　義則
（株）フジタ　技術センター　土木研究部長　斉藤　悦郎
ライト工業（株）　技術本部　法面環境技術部　部長　長谷川　泉

要　旨

桁下空間や近接構造物の影響が少ない効率的な耐震補強工法の開発を目的とし、独立行政法人土木研究所、（財）先端建設技術センター、民間 12 社により、平成 11 年度から 3 ヶ年間にわたり「既設基礎の耐震補強技術の開発」に関する共同研究を実施してきた。

本報告書は、平成 13 年度における 5 工法の研究成果、異種群杭の静的水平載荷実験や振動台実験の分析結果や解析結果についてとりまとめるとともに、5 工法の設計・施工マニュアルをとりまとめたものである。

キーワード：橋梁基礎、耐震補強、液状化対策、設計・施工マニュアル

ま え が き

既設橋梁の耐震補強や液状化対策にあたっては、基礎の補強が必要となる場合がある。しかし、既設基礎を補強する場合、桁下空間による制約、都市部においては近接構造物による制約などがあり、一般に十分な施工空間を確保できない厳しい現場条件下における作業が要求される。このような場合には、従来の増し杭工法や地盤改良工法では、その適用が困難なことが多い。

そこで、既設橋梁直下でも現場条件の制約を受けない耐震補強技術、液状化対策技術を開発することを目的に、独立行政法人土木研究所、(財) 先端建設技術センター、民間 12 社により、平成 11 年度から 13 年度まで共同研究を実施した。

その結果、施工性に優れ、経済的な耐震補強技術、液状化対策技術として、①高耐力マイクロパイル工法、②ＳＴ（Strong Tubfix）マイクロパイル工法、③ねじ込み式マイクロパイル工法、④小径ドレーン工法および⑤Kui Taishin-SSP（Super Strengthening Pile Bents）工法の５つの工法を開発した。

「既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その３）」は、平成 13 年度に行った研究成果、各工法の設計・施工マニュアルをとりまとめたものであり、以下により構成される。

- 既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その３）　（６分冊の１）
- 同　上　　高耐力マイクロパイル工法　設計・施工マニュアル　（６分冊の２）
- 同　上　　ＳＴマイクロパイル工法　設計・施工マニュアル　（６分冊の３）
- 同　上　　ねじ込み式マイクロパイル工法　設計・施工マニュアル　（６分冊の４）
- 同　上　　小径ドレーン工法　設計・施工マニュアル　（６分冊の５）
- 同　上　　Kui Taishin-SSP 工法　設計・施工マニュアル　（６分冊の６）

本分冊は、上記のうち、「既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その３）（６分冊の１）」であり、平成 13 年度に行った各工法の研究成果をとりまとめたものである。

独立行政法人土木研究所
技術推進本部（施工技術チーム）主席研究員　　大下　武志
構造物研究グループ（基礎チーム）上席研究員　　福井　次郎

既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その３）

（６分冊の１）

目　次

１．平成 13 年度研究概要 ・・・

3.2.3 数値解析概要 ・・・

4.5 Kui Taishin-SSP 工法 ・・・

1．平成13年度研究概要

1.1　研究目的

既設橋梁の耐震補強にあたり、施工性に優れ、経済的な耐震補強技術や液状化対策技術が必要とされている。本共同研究は、このニーズに応える補強技術、液状化対策技術として、高耐力マイクロパイル工法、ＳＴマイクロパイル工法、ねじ込み式マイクロパイル工法、小径ドレーン工法、Kui Taishin-ＳＳＰ工法の５工法の設計・施工法の確立を目的としている。

1.2　研究内容

平成13年度は、昨年度に引き続き、静的模型実験の解析、振動台模型実験とその解析、各工法別の実験や解析等を実施した。

（１）合理的な異種群杭基礎の設計手法の検討（静的模型実験）

異種群杭基礎における群杭の影響を把握するとともに、マイクロパイルによる補強効果を適切に考慮できる合理的な設計手法を検討するために、昨年度、マイクロパイルによる補強を想定した異種群杭基礎の模型を用いた静的水平載荷実験を実施した。また、その結果に基づき、異種群杭基礎における群杭の影響、既設杭とマイクロパイルの荷重分担等を把握した。

本年度は、マイクロパイルによる補強効果を適切に考慮できる合理的な設計手法を提案するために、静的模型実験の結果をさらに詳細に分析するとともに、載荷実験の数値シミュレーションを行った。また、マイクロパイルと既設杭の間隔やマイクロパイルを斜杭とした場合の角度が補強効果に及ぼす影響を把握することを目的に数値解析を行った。その結果、より合理的な異種群杭基礎の設計手法を提案することができた。

（２）地震時におけるマイクロパイルの耐震補強効果の確認（振動台模型実験）

マイクロパイルにより補強された既設杭基礎の動的挙動および耐震補強効果を定性的に把握するために、振動台による模型実験を行った。平成12年度は、非液状化地盤を対象とした振動台実験を実施したが、本年度は、液状化地盤を対象とした実験を行った。また、振動台実験の結果に対し、非線形地震応答解析を実施し、動的解析手法の妥当性や耐震補強効果の検証を行った。その結果、異種群杭基礎の地震時の挙動およびマイクロパイルによる耐震補強効果を確認することができた。

（３）各工法における実験、解析等

各工法においては、本年度は、設計・施工マニュアルのとりまとめにあたり、残された課題を解明するための実験、解析等を行った。

①　高耐力マイクロパイル

液状化層が地表に位置するような場合には、微小変形理論による解析結果と大変形理論による解析結果には、降伏耐力や変形量、杭体に作用する応力度分布などにおいて大きな差が生じ

ることが確認された（平成12年度）。本年度は、液状化層の厚さを変化させて、微小変形理論および大変形理論による解析結果を比較し、杭の突出高さの大小がその挙動に及ぼす影響を定量的に把握した。また、様々な施工制約条件を設定し、高耐力マイクロパイル工法を適用した場合の施工シミュレーションを実施し、適用にあたっての課題、留意事項等の抽出を行った。さらに、鉛直杭、斜杭の施工性を考慮したうえで、概算工費等の検討を行った。さらに、これまでに実施した実験データ等を整理し、設計・施工マニュアルのとりまとめに必要なデータの分析を行った。

② ＳＴマイクロパイル工法

本年度は、これまでに実施した室内実験、実規模の試験施工や載荷試験のデータなどを整理し、設計・施工マニュアルのとりまとめに必要なデータの分析を行った。

③ ねじ込み式マイクロパイル

本年度は、機械式継手（スプライン継手）の曲げ、引張り試験を実施し、その実験結果をとりまとめた。また、ねじ込み式マイクロパイルを支持地盤（砂地盤、Ｎ≧50）に根入れさせた場合の載荷試験（押込み、引抜き）を実施し、これまでの実験データとも合わせて、支持力式等の検討を行った。さらに、設計・施工マニュアルのとりまとめに必要なデータの分析を行った。

④ 小径ドレーン工法

本年度は、小径ドレーンの施工性を確認するための施工実験を行うとともに、小径ドレーンの排水性能、排水効果を確認するための原位置液状化実験（振動実験、水平載荷実験、鉛直載荷実験）を実施した。また、小径ドレーンによって改良された地盤における土質定数の設定方法の検討を行うとともに、設計･施工マニュアルのとりまとめに必要なデータの分析を行った。

⑤ Kui Taishin-SSP 工法

本年度は、これまでに実施した作動・耐圧試験、実証施工実験、材料試験、曲げ載荷試験および解析結果等のデータを整理し、設計・施工マニュアルのとりまとめに必要なデータの分析を行った。

（4）設計・施工マニュアル

これまでの研究成果を踏まえ、上記５工法の設計・施工マニュアルをとりまとめた。いずれも、施工性に優れ、経済的な耐震補強技術、液状化対策技術である。各工法のマニュアルは、「既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その３）（６分冊の２）～（６分冊の６）」にそれぞれまとめている。

1.3 研究体制

表-1.3.1 に平成 13 年度の共同研究担当者名簿を示す。

表-1.3.1 平成 13 年度共同研究担当者名簿

所属名	氏名	役職名
独立行政法人土木研究所（施工技術）	大下 武志	技術推進本部（施工技術）主席研究員
	小野寺 誠一	技術推進本部（施工技術）主任研究員
	井谷 雅司	技術推進本部（施工技術）研究員
	河村 敏伸	技術推進本部（施工技術）交流研究員
独立行政法人土木研究所（基礎）	福井 次郎	構造物研究グループ（基礎）上席研究員
	西谷 雅弘	構造物研究グループ（基礎）主任研究員
	梅原 剛	構造物研究グループ（基礎）研究員
	渡辺 達也	構造物研究グループ（基礎）交流研究員
(財)先端建設技術ｾﾝﾀｰ	城戸 正行	先端建設研究所研究第三部長
	竹内 友章	先端建設研究所研究第三部上席研究員
	保岡 哲治	先端建設研究所研究第三部主任研究員
極東工業(株)	川内 康雄	技術本部ＩＤＲ部部長
	鈴木 充寛	技術本部ＩＤＲ部課長
	山根 隆志	技術部課長
	中田 順憲	技術部設計課課長
	戸川 邦彦	技術部開発課課長
(株)鴻池組	谷 善友	東京本店　土木設計部　部長
	田中 幸芳	東京本店　土木設計部　課長
	加藤 満	東京本店　土木設計部　主任
	橋立 健司	東京本店　土木設計部　課員
三信建設工業(株)	田中 良一	技術開発部長
	菊地 将郎	技術開発部部長
	山崎 淳一	東京第二事業部課長
	仲家 純次	技術開発部主任
(株)白石	天野 明	第一営業本部環境リノベーション事業部部長
	吉川 修	第一営業本部環境リノベーション事業部副部長
	大石 雅彦	技術本部開発技術部課長
	青柳 守	技術本部土木設計部課長
	岩本 靖	第一営業本部環境リノベーション事業部
	星野 英明	技術本部土木設計部

所　属　名	氏　名	役　職　名
(株)銭高組	水取　和幸	技術本部技術研究所副所長
	渡辺　淳	土木本部技術部技術課課長
	高津　忠	技術本部技術研究所主席研究員
	原田　尚幸	技術本部技術研究所研究員
	角田　晋相	技術本部技術研究所研究員
	谷野　洋一	土木本部技術部技術課
東洋建設(株)	岡　憲二郎	土木エンジニアリング部第三室室長
	合田　和哉	土木設計部課長代理
	三木　健男	土木エンジニアリング部係長
利根地下技術(株)	荻須　一致	執行役員技術開発本部本部長
	前田　忠重	技術開発部部長
	村田　道彦	部員
日特建設(株)	大山　廣喜	技術本部筑波研究所長
	山田　浩	営業本部技術営業部次長
	外崎　亘	技術本部技術部主任
	田中　頼博	技術本部筑波研究所主任
日本基礎技術(株)	中原　巖	技術本部副本部長
	竹石　峰也	東京支店副部長
	井上　武	技術本部副部長
ヒロセ(株)	大谷　義則	補強土事業本部切土事業部技術ｸﾞﾙｰﾌﾟ　ｸﾞﾙｰﾌﾟﾘｰﾀﾞｰ
	坂本　龍司	補強土事業本部切土事業部技術ｸﾞﾙｰﾌﾟ　ｸﾞﾙｰﾌﾟﾒﾝﾊﾞｰ
(株)フジタ	池水　富美矢	技術センター副所長
	畑野　俊久	土木本部営業部部長
	斉藤　悦郎	技術センター土木研究部長
	岸下　崇裕	技術センター土木研究部主査
	相良　昌男	技術センター土木研究部主査
ライト工業(株)	長谷川　泉	技術本部法面環境技術部部長
	横田　弘一	技術本部法面環境技術部課長代行
	庭田　和之	技術本部法面環境技術部係長
	濱浦　尚生	技術本部法面環境技術部課員

2. 静的模型実験（共通実験①）

2.1 目的

マイクロパイルのような小口径杭によって既設杭基礎を補強する場合には、多数のマイクロパイルを既設杭の周囲に配置し、フーチングと結合することになる。一般に、群杭に水平力が作用し杭が大きく変形する場合、地盤内応力を介して各杭が相互に干渉しあい、単杭の時に比べて、各杭に作用する地盤反力がその位置や杭間隔などによって異なることが知られている。

これまで、群杭に関する実験のほとんどは同種の組杭で実施されているが、マイクロパイルで既設杭基礎を補強する場合のように、比較的大口径の既設杭と小口径のマイクロパイルから構成される異種の群杭となるときの各杭の挙動については、まだ十分解明されていない。

そこで、異種の群杭となるときの群杭の影響を把握するとともに、マイクロパイルによる補強効果を適切に考慮できる合理的な補強設計法を検討するために、12年度に、マイクロパイルによる補強を想定した異径群杭の模型を用いた静的な水平載荷実験[1)]を実施した。また、道示[2)]に示される杭基礎の設計手法に基づき載荷実験の数値シミュレーションを行い、実験結果と数値解析結果を比較することにより、その設計手法の適用性について検討を行った。

13年度は、マイクロパイルを用いた場合の補強設計を合理的に行うための設計手法を提案するために、静的模型実験の結果についてさらに詳細に分析を行うとともに、載荷実験の数値シミュレーションを行った。また、マイクロパイルと既設杭の間隔やマイクロパイルを斜杭とした場合のその角度が、補強効果に及ぼす影響を把握することを目的に数値解析を行った。

2.2 静的模型実験の考察

2.2.1 実験概要

12年度に実施した静的模型実験の概要を以下に示す。

異種群杭となるときの群杭効果を把握するために、表-2.2.1 に示す7ケースの静的模型実験を行った。CASE 1 および CASE 2 は、既設杭および補強杭（マイクロパイル、以下、「MP」と略す）、それぞれ単杭の実験ケースである。CASE 3 は、既設杭4本の実験ケースで、同種杭からなる場合の群杭の影響を確認するために行った。CASE 4 は、CASE 3 を基本として、荷重載荷方向の前後に、MP を3本ずつ設置した実験ケースで、異種群杭となる場合の群杭の影響を把握するために行った。CASE 4 は、交番載荷により行った。CASE 5 は、CASE 4 に対して、既設杭と MP の間隔を2倍にした実験ケースである。ここで、CASE 4 および CASE 5 とも、MP は鉛直に配置した。CASE 6 および CASE 7 は、CASE 4 に対して、MP を斜杭に配置した実験ケースである。CASE 6 では斜杭角度は 10°、CASE 7 では 20° とした。各ケースに用いた既設杭および MP の諸元を表-2.2.2 に示す。また、図-2.2.1 に、CASE 4 および CASE 6 の実験概要図を示す。

表-2.2.1　載荷実験ケース

CASE	杭の構成	既設杭と補強杭の間隔（mm）	斜杭の角　度（°）	載荷方法
1	単杭（既設杭）	—	—	一方向
2	単杭（補強杭）	—	—	一方向
3	群杭（既設杭4本）	—	—	一方向
4	群杭（既設杭4本＋補強杭6本）	200	—	交番
5	群杭（既設杭4本＋補強杭6本）	400	—	一方向
6	群杭（既設杭4本＋補強杭6本（斜杭））	200	10	一方向
7	群杭（既設杭4本＋補強杭6本（斜杭））	200	20	一方向

表-2.2.2　模型杭諸元

	杭径（mm）	肉厚（mm）	断面積（cm^2）	断面係数（cm^3）	曲げ剛性（$kN \cdot m^2$）	$1/\beta$（cm^{-1}）	降伏ひずみ（μ）
既設模型杭	114.3	3.5	12.18	32.7	385.4	73.2	1549
補強模型杭	34.0	2.3	2.291	1.70	5.95	28.5	1903

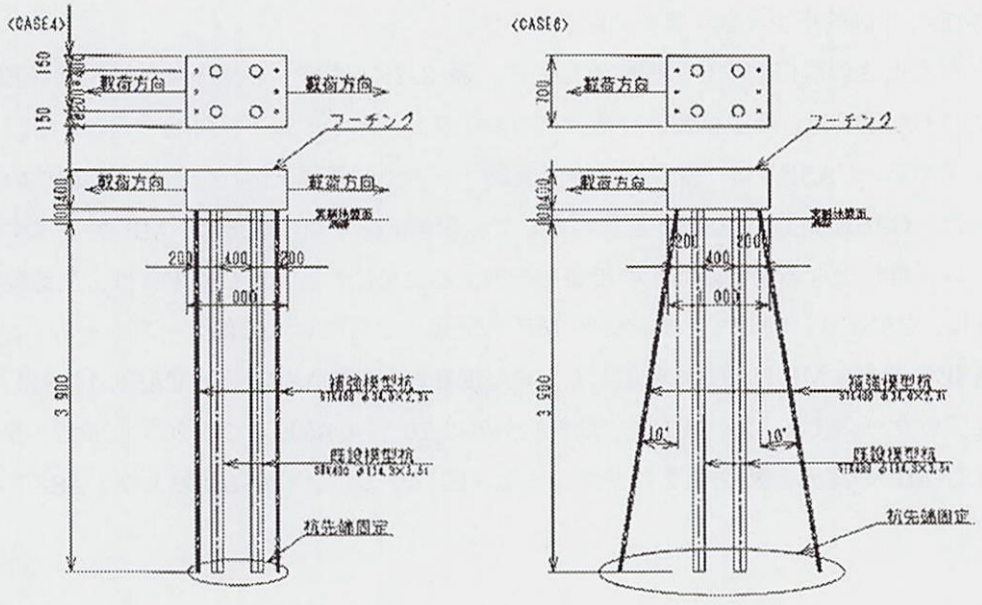


図-2.2.1　CASE4 および CASE6 の実験概要図

実験模型のフーチングは鋼製とし、杭とフーチングはエポキシ樹脂系接着剤によって結合した。地盤は相対密度70%程度を目安とし、タンパによって均一になるように締め固めた。

載荷実験においては、載荷荷重、フーチングの水平変位、鉛直変位および杭体のひずみを計測した。

この水平載荷実験は、土木研究所内にある大型実験土層にて行い、地盤工学会基準「杭の水平載荷試験方法・同解説」に準拠し、載荷サイクルおよびステップ、保持時間等を設定した。

水平載荷実験は、フーチングに固定されたＰＣ鋼棒をセンターホールジャッキにて引張り、水平力を載荷することによって行った。CASE４の実験状況を写真-2.2.1に示す。

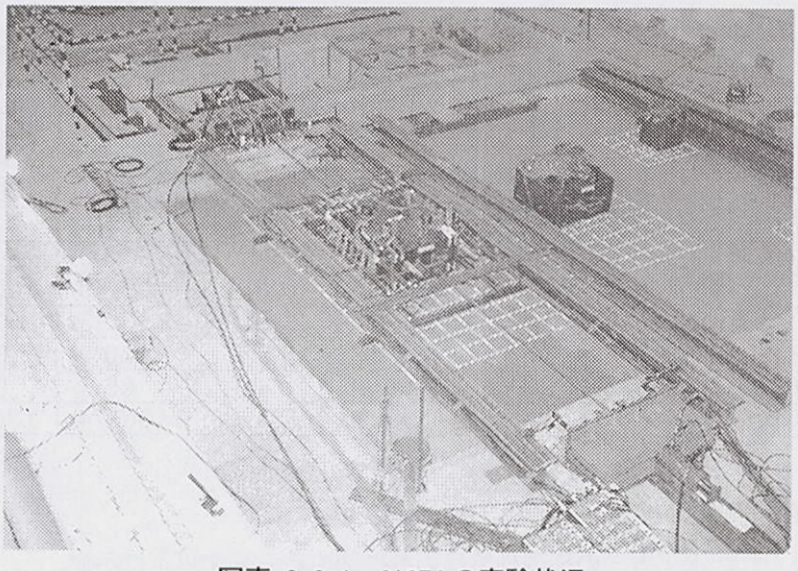


写真-2.2.1　CASE4の実験状況

2.2.2　水平地盤反力度

(1)　極限地盤反力度の算出

実験結果から得られた曲げモーメントを２回微分することにより、各杭の水平地盤反力度を求めた。図-2.2.2～図-2.2.4 に CASE1～CASE6 の水平地盤反力度の分布図を示す。図-2.2.2～図-2.2.4 に示されるように、地表面付近では、ある地盤反力度に達するとそれ以上地盤反力度が増加しない傾向が見られる。その地盤反力度（「極限地盤反力度」とする；pu）を pu=a×pp と表す。ここで、pp は受働土圧強度であり、pp は土質試験結果より、γ_t=17.7kN/m³、ϕ=34.3°、c=1.6kN/m² として算定した。表-2.2.3 は各ケース、各杭列ごとに pu/pp をまとめたものである。なお、（　）内の数値は、最前列に配置した杭に対する比率である。

表-2.2.3　極限地盤反力度と受働土圧強度の比率（pu/pp）

	CASE1	CASE2	CASE3	CASE4	CASE5	CASE6	CASE4～6の平均値
既設単杭	8.0						
MP単杭		13.0					
MP前列側方杭				6.5	5.0	6.0	
MP前列中央杭				6.5	6.5	7.5	
MP前列杭の平均値				6.5(1.00)	5.8(1.00)	6.8(1.00)	6.4(1.00)
既設前列杭			6.5(1.00)	4.0(0.62)	4.0(0.69)	4.5(0.66)	4.2(0.66)
既設後列杭			3.0(0.46)	2.5(0.38)	2.5(0.43)	2.5(0.37)	2.5(0.39)
MP後列側方杭				3.5	4.0	3.5	
MP後列中央杭				4.0	4.5	3.0	
MP後列杭の平均値				3.8(0.58)	4.3(0.74)	3.3(0.49)	3.8(0.59)

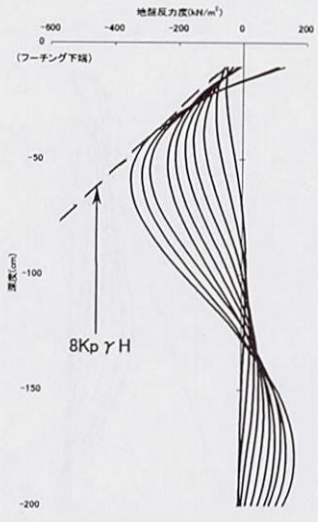
(2)　極限地盤反力度に関する考察

本実験によって得られた水平方向の極限地盤反力度に関する考察を以下に示す。

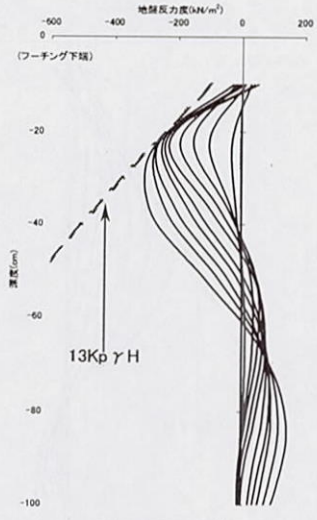
① CASE3 の既設前列杭および CASE4～CASE6 の MP 前列杭の pu/pp の値には、あまり大きな差が見られない。このことから、杭径の違い、設置角度、２列目の杭との杭間隔が最前列杭の極限地盤反力度に及ぼす影響は小さいと考えられる。

② CASE4～CASE6 において、極限地盤反力度は、MP 前列杭＞既設前列杭＞既設後列杭の順に、すなわち、載荷方向に対して後方に配置される杭ほど減少していく傾向が見られる。これは、群杭による影響と考えられる。ただし、MP 後列杭の極限地盤反力度はその前方にある既設後列杭の値より大きい。これは、MP の杭径が既設杭の杭径に比べて小さいため、相対的に群杭による影響をあまり受けないものと考えられる。

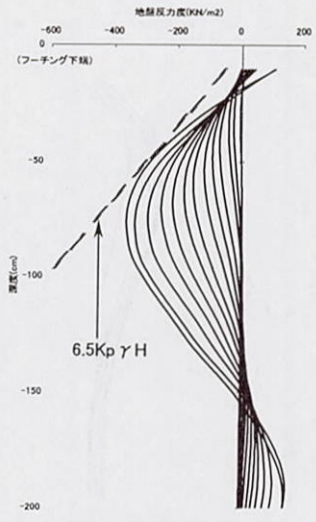
③ MP の中央杭と側方杭は、前列および後列ともに pu/pp の値にあまり大きな差がない。今回の実験において、MP の杭径に対する杭間隔の比は 5.9 であり、杭径に対し杭間隔が大きかったため、群杭による影響があまり生じなかったものと考えられる。しかし、杭間隔が小さくなると、群杭による影響が生じることが考えられる。これについては、遠心実験において、MP の杭間隔を狭くした場合の載荷実験が行われているので、そこで考察を行う。



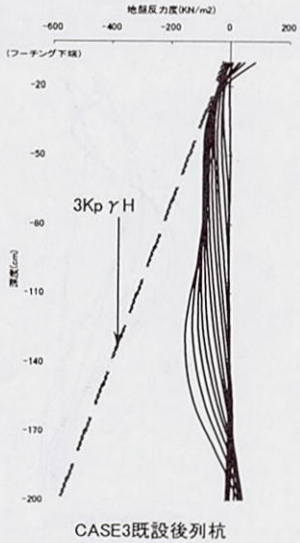
CASE1(既設杭:単杭)



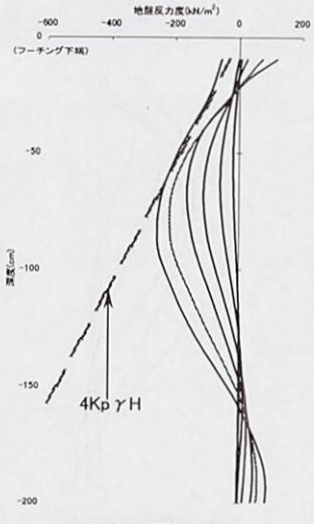
CASE2(MP:単杭)



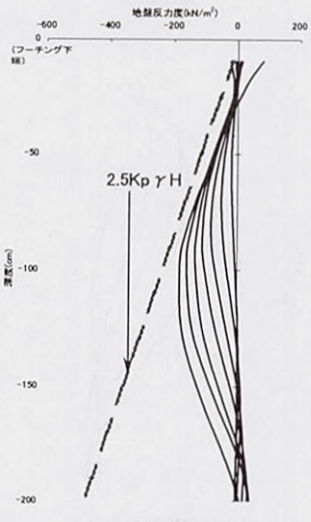
CASE3既設前列杭



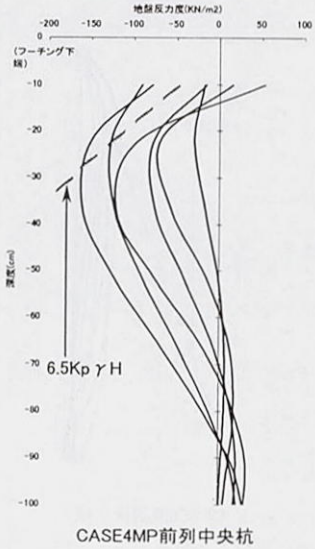
CASE3既設後列杭



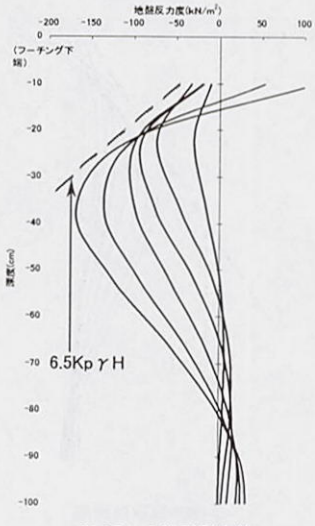
CASE4既設前列杭



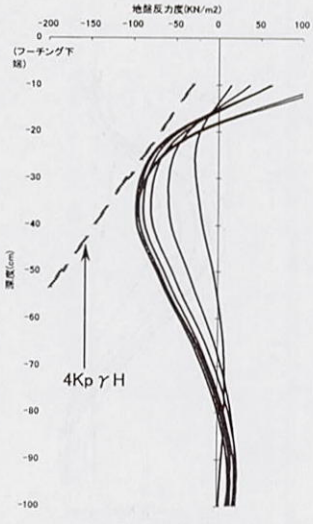
CASE4既設後列杭



CASE4MP前列中央杭

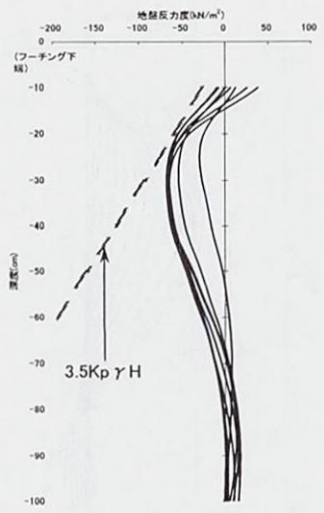


CASE4MP前列側方杭

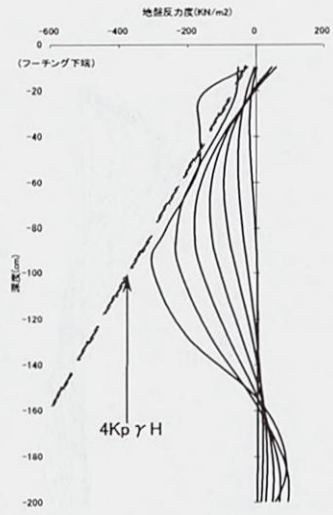


CASE4MP後列中央杭

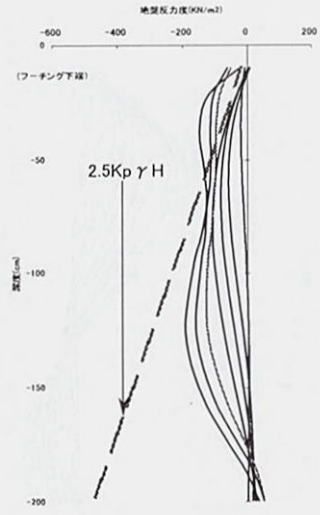
図-2.2.2　水平地盤反力度分布図（その１）



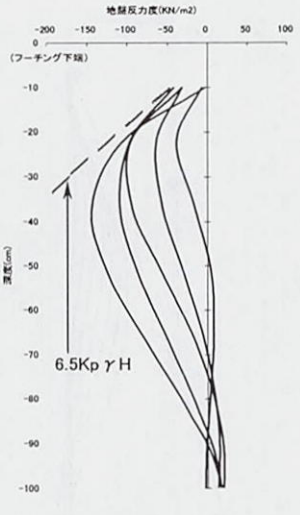
CASE4MP後列側方杭



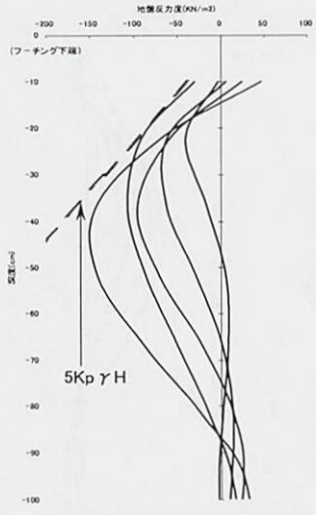
CASE5既設前列杭



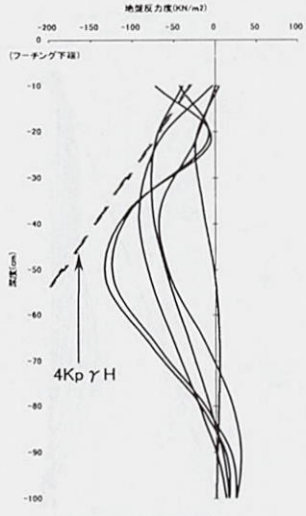
CASE5既設後列杭



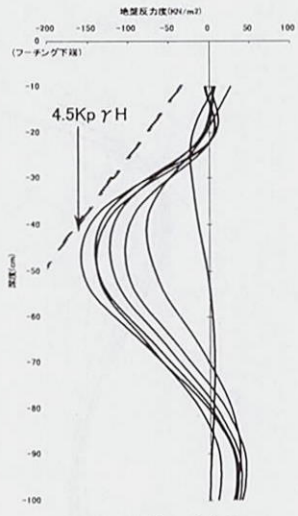
CASE5MP前列中央杭



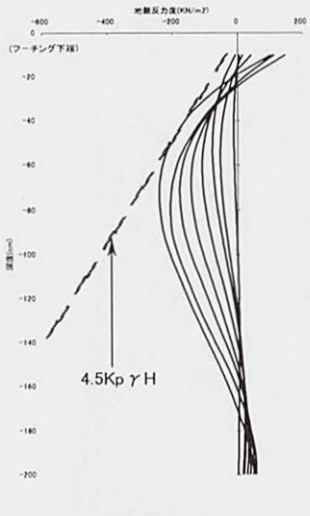
CASE5MP前列側方杭



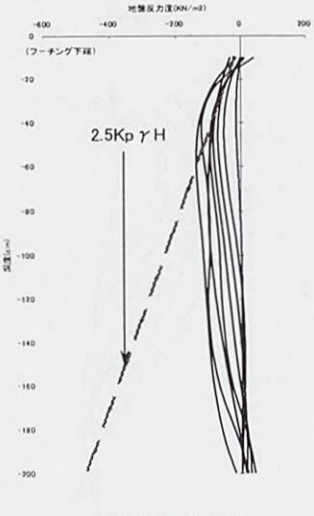
CASE5MP後列側方杭



CASE5MP後列中央杭

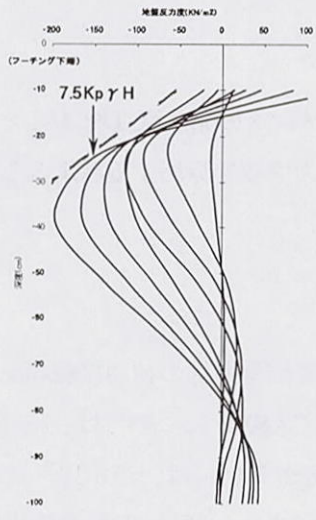


CASE6既設前列杭

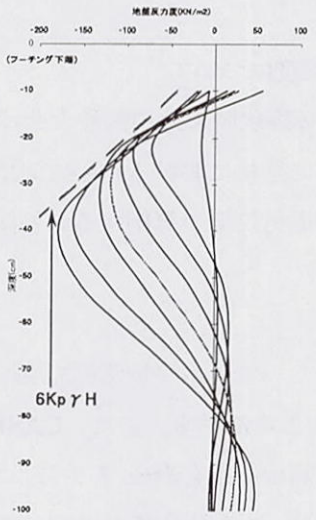


CASE6既設後列杭

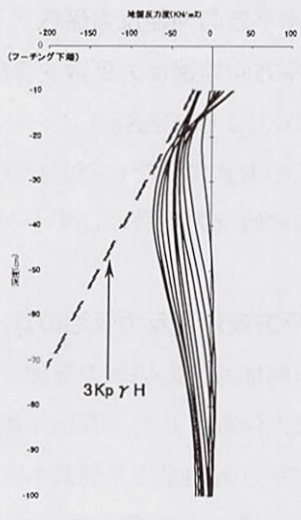
図-2.2.3　水平地盤反力度分布図（その２）



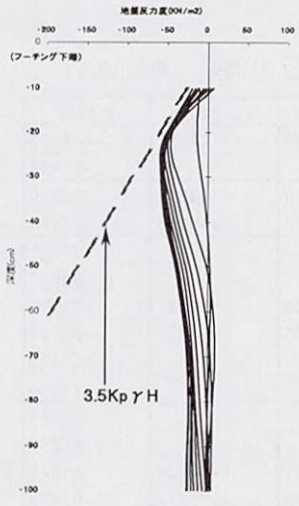
CASE6MP前列中央杭



CASE6MP前列側方杭



CASE6MP後列中央杭



CASE6MP後列側方杭

図-2.2.4　水平地盤反力度分布図（その３）

2.2.3　水平方向地盤反力係数

(1)　水平方向地盤反力係数を算出する深度について

CASE1 および CASE2 において、杭体降伏時の地中部最大曲げモーメントの発生深度を $1/\beta$ とし、地表面からこの $1/\beta$ までを CASE1～CASE6 の全杭における水平方向地盤反力係数を算出する深度とした。なお、水平方向地盤反力係数はひずみゲージの貼付位置で算出することにした。

(2)　水平方向地盤反力係数の算出

水平方向地盤反力係数を算出するにあたって、水平地盤反力度～杭体変位量曲線の初期接線勾配を水平方向地盤反力係数とした。算出結果を表-2.2.4 に示す。また、CASE1 と CASE2 については、杭径の 1%変位時の水平方向地盤反力係数も求めた。算出結果を表-2.2.5 に示す。表-2.2.5 には、道示IV[2] に示される水平方向地盤反力係数の推定式から求められる計算値を併記している。また、表-2.2.4 の算出根拠を図-2.2.5～図-2.2.8 に、表-2.2.5 の算出根拠を図-2.2.9 に示す。

表-2.2.4　初期接線勾配より求めた水平方向地盤反力係数　単位(kN/m³)

		GL-0.12m	GL-0.27m	GL-0.42m	GL-0.57m	平均値
CASE1	既設杭(単杭)	-224006	-289224	-302136	-174522	-247472
CASE2	MP(単杭)	-99015	-83960			-91488
CASE3	既設前列杭	-115674	-173903	-155869	-108632	-138520
	既設後列杭	-123050	-161214	-113770	-101666	-124925
CASE4	MP前列中央杭	-144954	-131177			-138065
	MP前列側方杭	-149597	-128076			-138837
	既設前列杭	-23122	-73551	-119563	-154926	-92790
	既設後列杭	-9928	-66717	-118905	-161226	-89194
	MP後列中央杭	-147727	-195113			-171420
	MP後列側方杭	-133507	-220406			-176956
CASE5	MP前列中央杭	-193458	-117483			-155471
	MP前列側方杭	-204117	-122467			-163292
	既設前列杭	-61674	-98423	-97651	-70034	-81946
	既設後列杭	-65662	-97452	-118905	-107872	-97473
	MP後列中央杭	-116042	-131496			-123769
	MP後列側方杭	-129709	-145215			-137462
CASE6	MP前列中央杭	-111281	-89327			-100304
	MP前列側方杭	-130737	-74397			-102567
	既設前列杭	-37254	-87178	-111204	-108762	-86099
	既設後列杭	-72986	-114552	-116681	-109821	-103510
	MP後列中央杭	-100829	-53855			-77342
	MP後列側方杭	-115277	-65000			-90138

表-2.2.5　杭径の 1%変位時の水平方向地盤反力係数　単位(kN/m³)

		GL-0.12m	GL-0.27m	GL-0.42m	GL-0.57m	平均値
CASE1	既設杭(単杭)	-73156	-91236	-101235	-99441	-91267
CASE2	MP(単杭)	-74216	-68675			-71446
道示式による計算値*1						
		GL-0.12m	GL-0.27m	GL-0.42m	GL-0.57m	平均値
既設杭		-55560	-54635	-52099	-56787	-54770
MP		-87544	-86086			-86815

*1 変形係数 $E_0=28N$ で推定した計算値。

(3) 水平方向地盤反力係数に関する考察

①単杭の水平方向地盤反力係数について

CASE1 と CASE2 における初期接線勾配から求められた水平方向地盤反力係数（表-2.2.4）と杭径の１％変位時の水平方向地盤反力係数（表-2.2.5）を比較すると、CASE1 では 2.71 倍、CASE2 では 1.28 倍となっており、ともに初期接線勾配から求められた水平方向地盤反力係数の方が大きい。これは、水平方向地盤反力係数のひずみ依存性に起因するものと考えられる。

②杭の配置位置における群杭の影響について

表-2.2.4 より、各ケースの MP 前後列杭、既設前後列杭どうしの値に明確な差は見られない。これは、変位の小さい領域では杭相互の作用による群杭の影響が小さいため、杭の配置位置によって明確な差は生じなかったものと考えられる。

③群杭効率の算定

表-2.2.4 において、CASE3～CASE6 の各既設杭における水平方向地盤反力係数の各平均値を CASE1 の水平方向地盤反力係数の平均値で除した値が、各既設杭の群杭効率と定義することができる。その算出結果を表-2.2.6 に示す。表-2.2.6 において、CASE4～CASE6 の各値を比較すると、各ケースともほぼ同等の値を示している。これは、既設杭と MP の杭間隔、MP の設置角度によって、既設杭が受ける群杭の影響には大きな差がないことを意味するものである。また、CASE3～CASE6 において、既設前列杭の群杭効率は１以下となった。また、既設前後列杭の群杭効率はほぼ同じ値を示す結果となった。このことから、群杭による影響は、変位量の小さい段階から現れるものの、杭の位置による差は小さいものと考えられる。

表-2.2.6 既設杭の群杭効率

		群杭効率
CASE3	既設前列杭	0.56
	既設後列杭	0.50
CASE4	既設前列杭	0.37
	既設後列杭	0.36
CASE5	既設前列杭	0.33
	既設後列杭	0.39
CASE6	既設前列杭	0.35
	既設後列杭	0.42
CASE4～6の平均値		0.37

表-2.2.7 MP の群杭効率

CASE4	MP前列中央杭	1.87
	MP前列側方杭	1.93
	MP後列中央杭	1.87
	MP後列側方杭	1.93
CASE5	MP前列中央杭	1.70
	MP前列側方杭	1.78
	MP後列中央杭	1.35
	MP後列側方杭	1.50
CASE6	MP前列中央杭	1.10
	MP前列側方杭	1.00
	MP後列中央杭	0.85
	MP後列側方杭	0.99
CASE4～6の平均値		1.49

表-2.2.4 において、CASE4～CASE6 における MP の水平方向地盤反力係数の各平均値を CASE2 の水平方向地盤反力係数の平均値で除した値が各 MP の群杭効率となる。その算出結果を表-2.2.7 に示す。表-2.2.7 において、CASE4 および CASE5 の群杭効率は 1 を大きく上回る結果となった。これは、CASE2 の地盤反力度～杭体変位量曲線が、GL-0.12m 付近において、上に反っており（下に凸の形状）、また、GL-0.27m 付近においては、S 字を描いているために、CASE4 および CASE5 の MP の水平方向地盤反力係数より小さくなったものと考えられる。ある程度変位の大きい範囲までの曲線形状から推察すると、CASE2 の水平方向地盤反力係数は、CASE4 および CASE5 の MP と同程度の初期勾配を有すると考えられることから、その場合には、CASE4 および CASE5 の MP の群杭効率は１に近い値となる。CASE6 の MP については、CASE4 および CASE5 の MP よりも群杭効率が低下している。これは、MP を斜杭として用いたことによる影響と考えられるが、CASE2 と同様に地盤反力度～杭体変位量曲線が上に反っていることがその要因と

も考えられる。ある程度変位の大きい範囲までの曲線形状と比較すると、CASE4 および CASE5 の MP とほぼ同程度となる。なお、CASE2 の MP の水平方向地盤反力係数が実際よりも小さくなったと考えられるため、CASE4～CASE6 における MP の群杭効率がどの程度になるかは、明らかにできなかった。ただし、MP の水平地盤反力度～杭体変位量曲線の形状より推察すると、CASE2 の初期勾配は CASE4～CASE6 の MP のそれとほぼ同程度と考えられるため、MP の群杭効率は既設杭の群杭効率よりは大きく、また、1 に近い値になると考えられる。

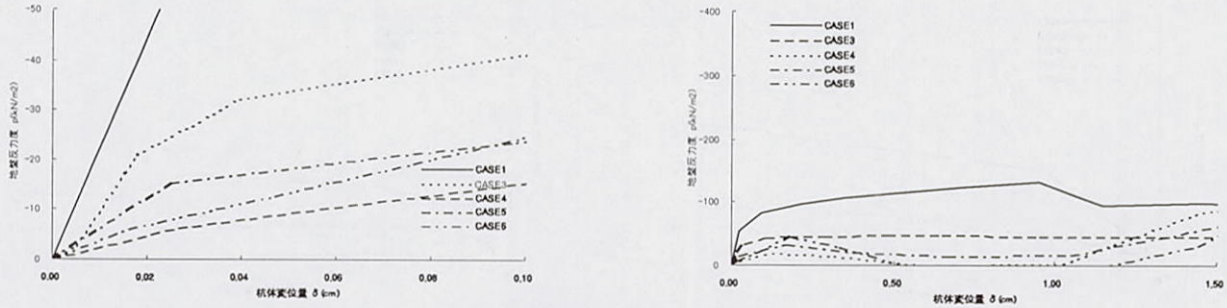
2.2.4 まとめ

静的模型実験の結果より、異種群杭基礎における水平地盤反力度の上限値および水平方向地盤反力係数に現れる群杭の影響について検討を行った。

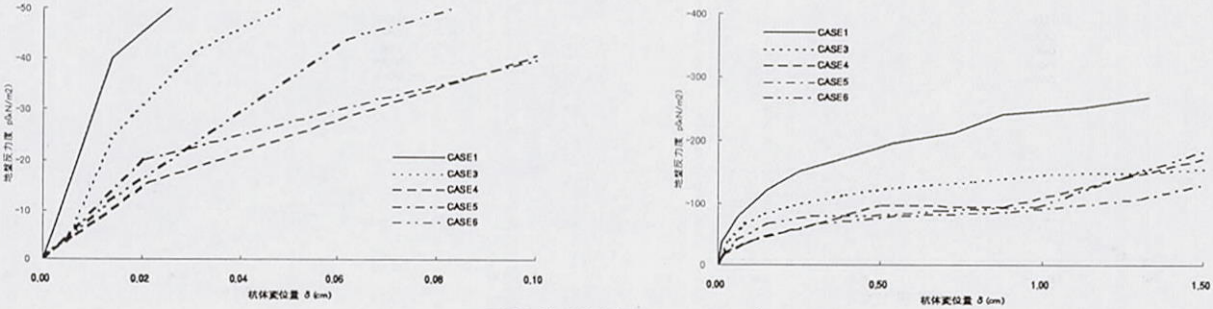
既設杭においては、群杭による影響は変位の小さい段階から現れ、CASE1 に比べ、CASE4～CASE6 の既設杭の水平地盤反力度は小さくなった。ただし、杭の位置による水平地盤反力度の違いについては、あまり大きな差は生じなかった。

既設杭における水平方向地盤反力係数の群杭効率は、約 1/3 となった。

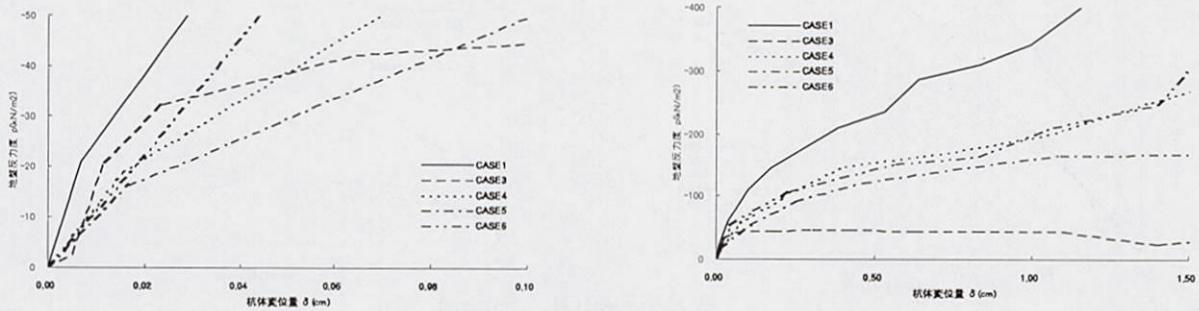
MP における水平方向地盤反力係数の群杭効率は明確には求められなかったが、既設杭の群杭効率よりは大きく、1 に近い値になるものと考えられる。



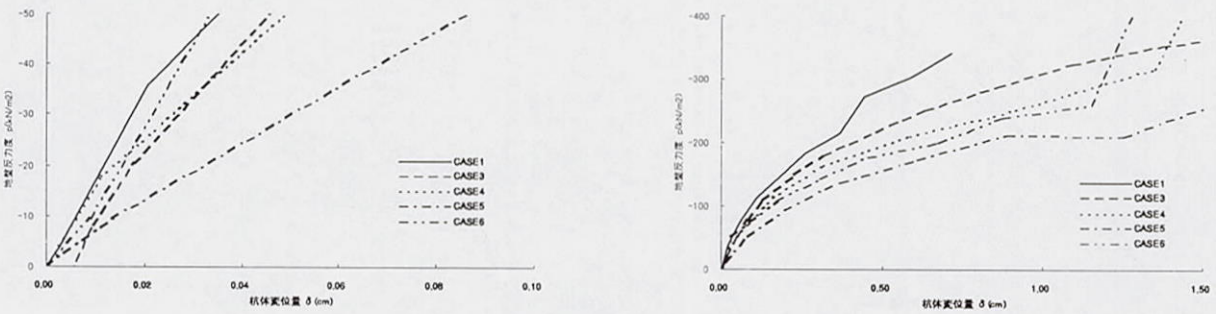
既設前列杭(GL－0.12m)



既設前列杭(GL－0.27m)

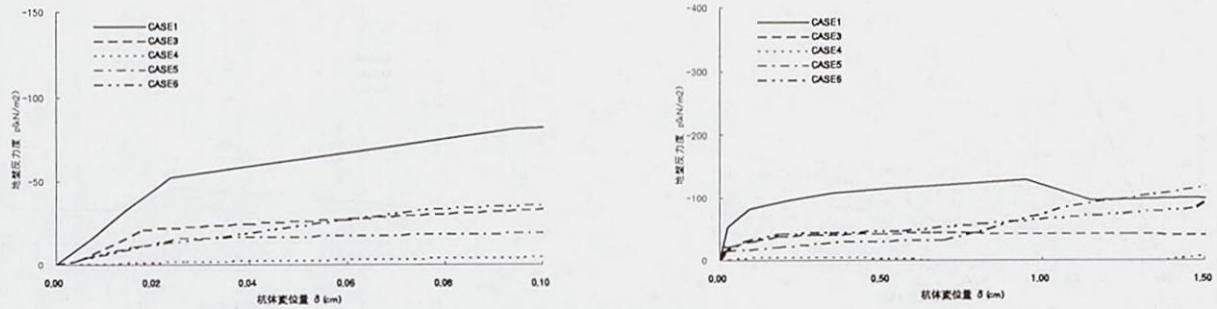


既設前列杭(GL－0.42m)

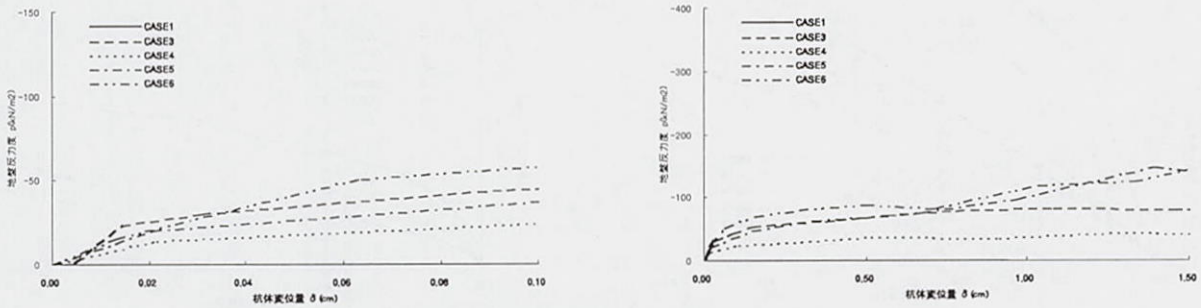


既設前列杭(GL－0.57m)

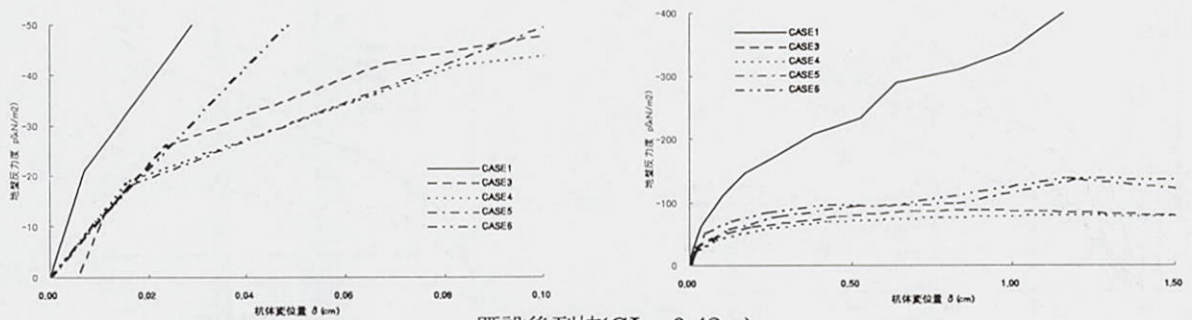
図-2.2.5　水平地盤反力度～杭体変位量の関係図（その１）



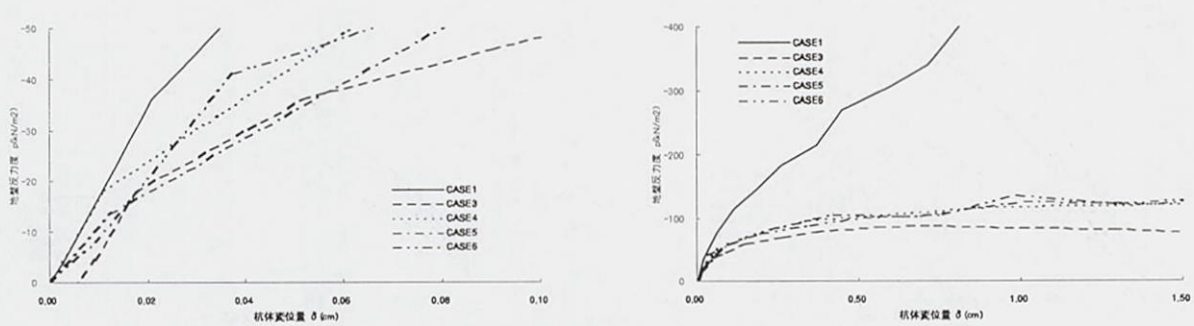
既設後列杭(GL－0.12m)



既設後列杭(GL－0.27m)

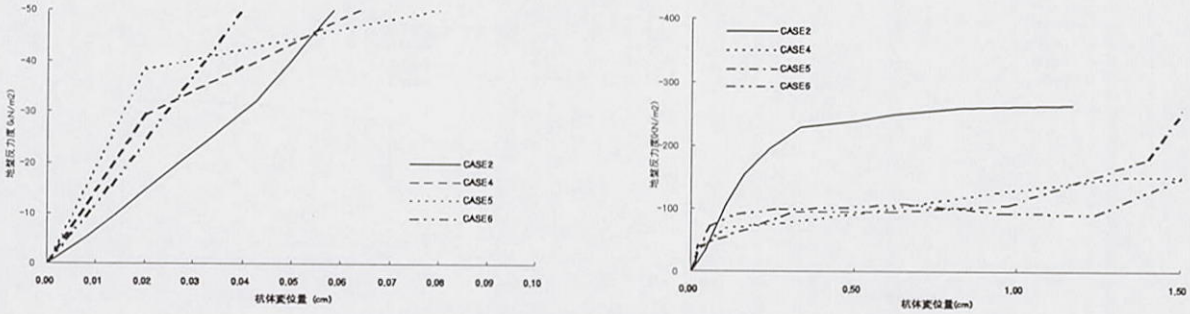


既設後列杭(GL－0.42m)

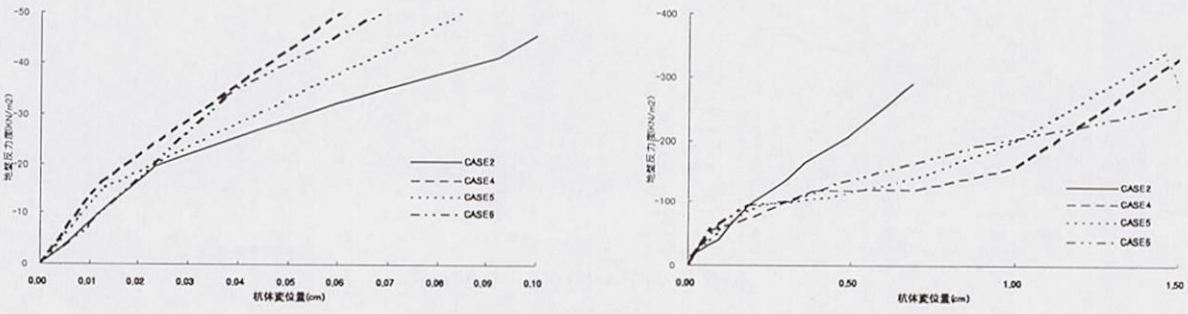


既設後列杭(GL－0.57m)

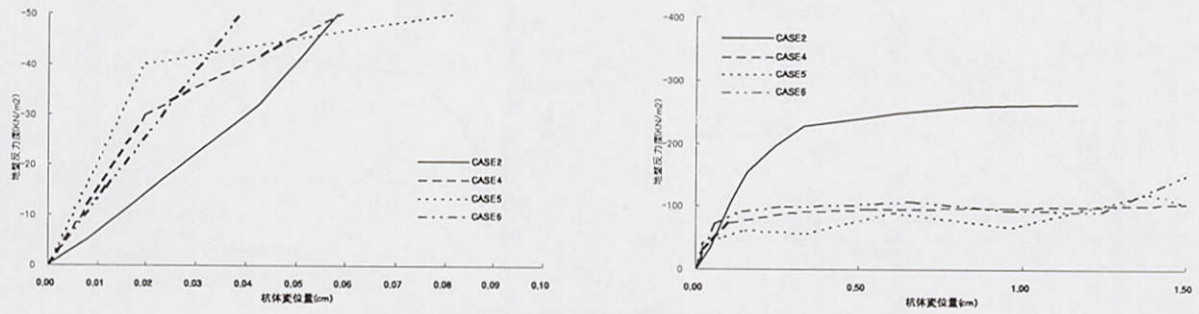
図-2.2.6　水平地盤反力度～杭体変位量の関係図（その２）



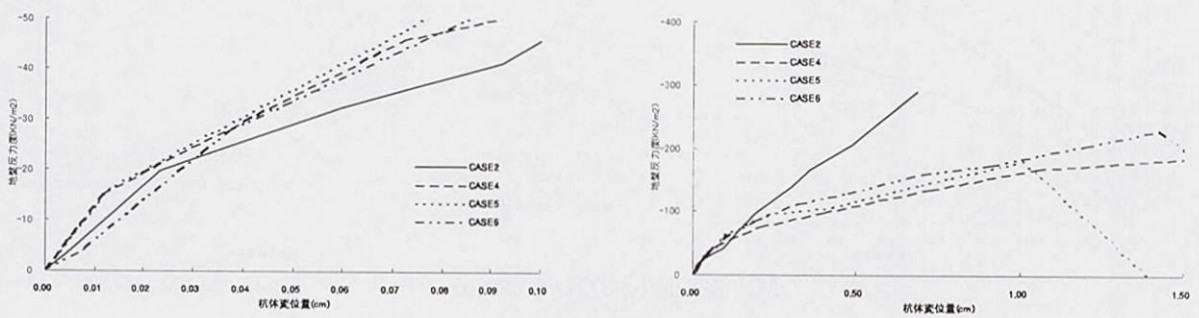
MP 前列中央杭(GL－0.12m)



MP 前列中央杭(GL－0.27m)

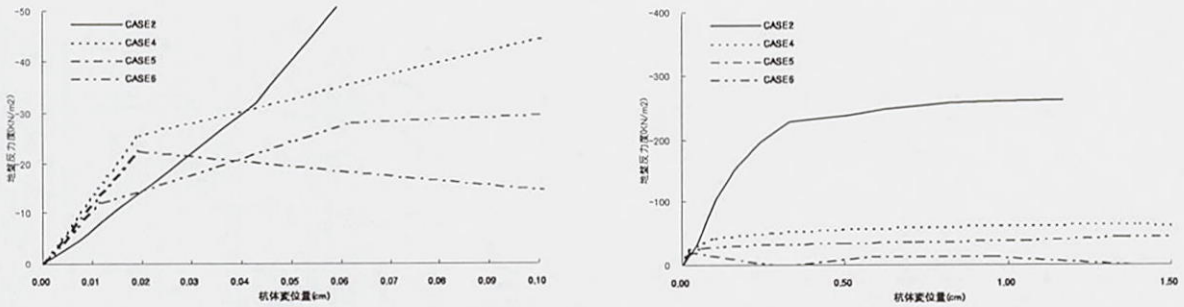


MP 前列側方杭(GL－0.12m)

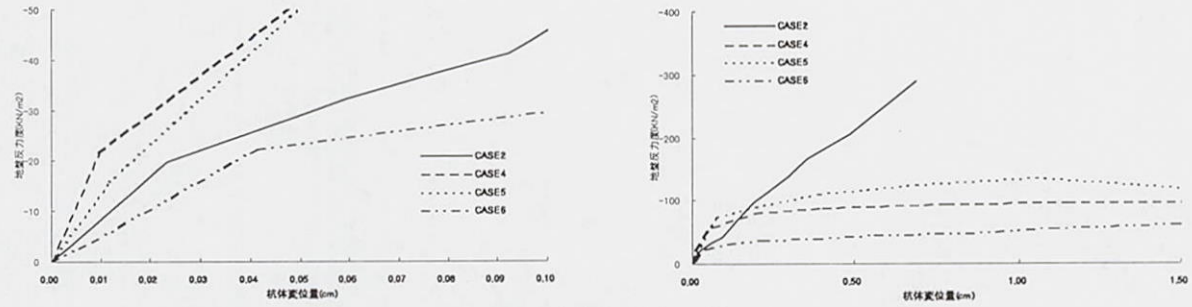


MP 前列側方杭(GL－0.27m)

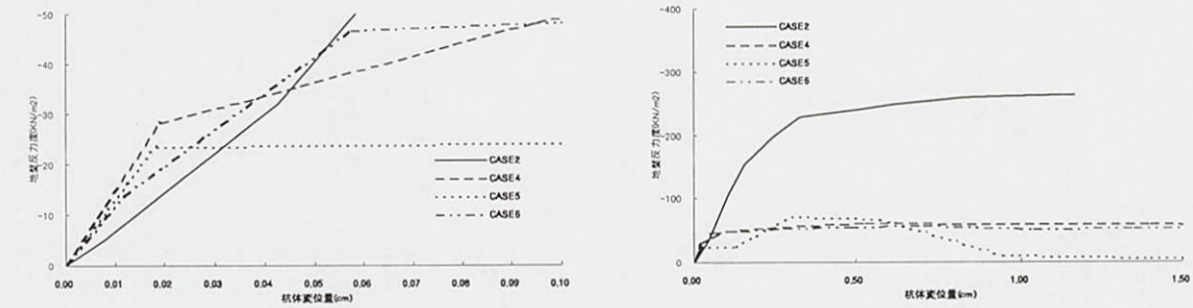
図-2.2.7　水平地盤反力度～杭体変位量の関係図（その３）



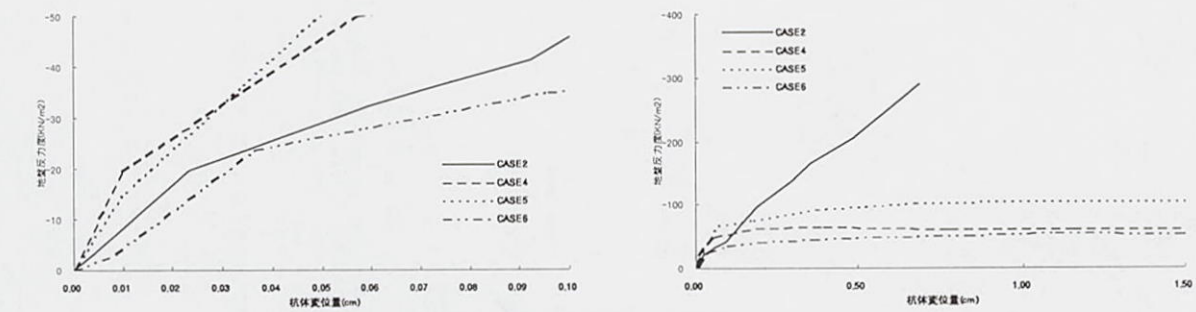
MP 後列中央杭(GL－0.12m)



MP 後列中央杭(GL－0.27m)

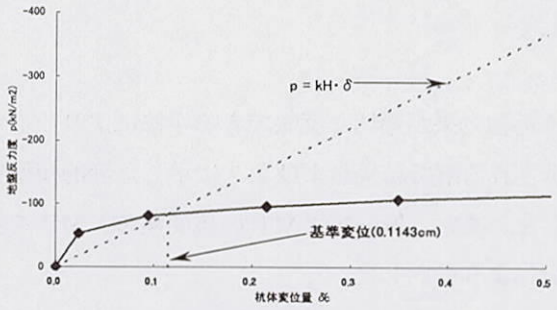


MP 後列側方杭(GL－0.12m)

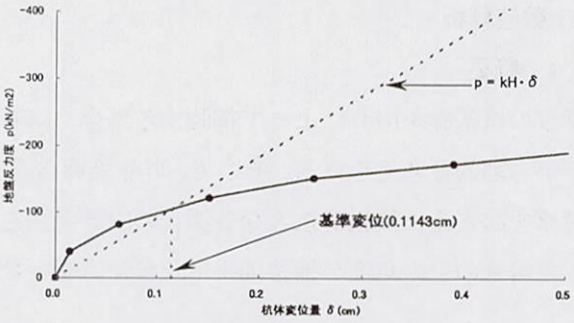


MP 後列側方杭(GL－0.27m)

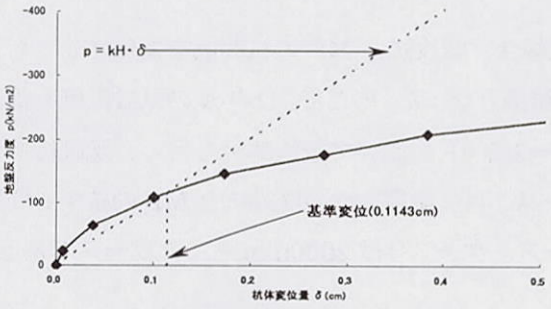
図-2.2.8　水平地盤反力度～杭体変位量の関係図（その４）



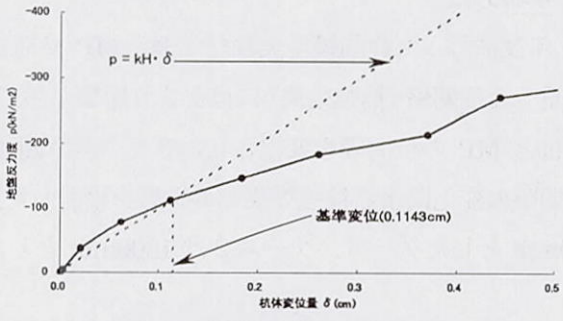
CASE1 既設杭；単杭(GL-0.12m)



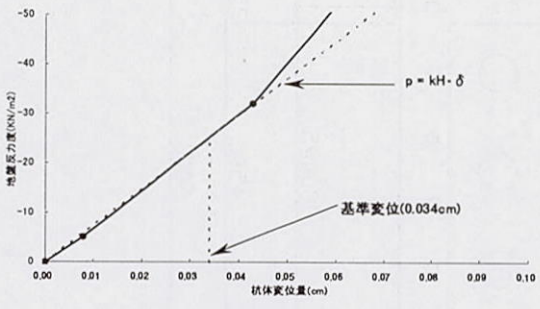
CASE1 既設杭；単杭(GL-0.27m)



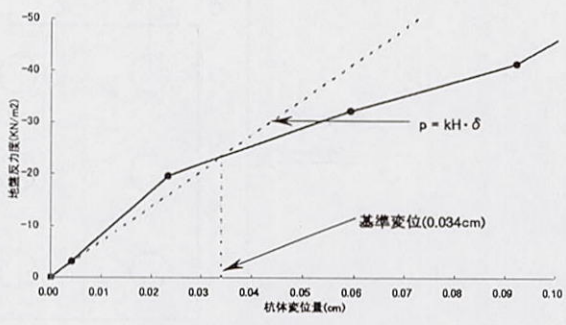
CASE1 既設杭；単杭(GL-0.42m)



CASE1 既設杭；単杭(GL-0.57m)



CASE2 MP；単杭(GL-0.12m)



CASE2 MP；単杭(GL-0.27m)

図-2.2.9　水平地盤反力度～杭体変位量の関係図(1%変位時)

2.3 数値解析

2.3.1 概要

既設の杭基礎をＭＰによって補強する場合、ＭＰによる補強効果が適切に反映できる手法により設計することが合理的と考えられる。そこで、昨年度報告書[1)]に示される解析結果および2.2に示した静的模型実験の考察を踏まえ、異種群杭となる場合の設計手法を検討した。また、既設杭とＭＰの杭間隔や、MP を斜杭とした場合のその角度が補強効果に及ぼす影響を数値解析により検討した。

2.3.2 補強効果に対する杭間隔の影響

(1) 解析方法

12 年度に行った静的模型実験[1)]では、MP で補強した場合、既設杭と MP の杭間隔を変化させても、その荷重～変位関係（補強効果）にはあまり影響が生じない結果となった。そこで、11 年度の試設計例を基に、既設杭と MP の杭間隔を変化させた３ケース（図-2.3.1～2.3.3）について数値解析を行い、既設杭と MP の杭間隔の変化による補強効果への影響を検討した。ケース１は、載荷方向の既設杭と MP の杭中心間隔を 1000mm としたケース、ケース２は 1500mm としたケース、ケース３は 2000mm としたケースである。

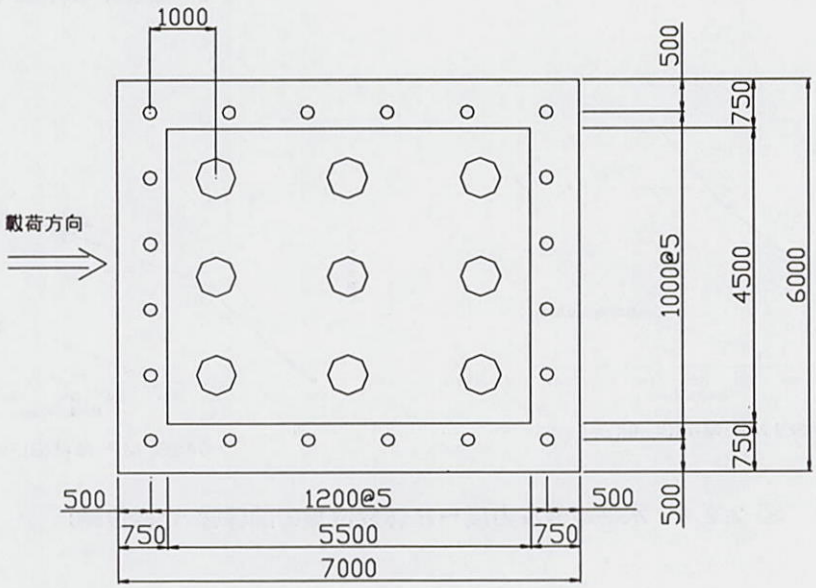


図-2.3.1 ケース１（杭中心間隔 1000mm）

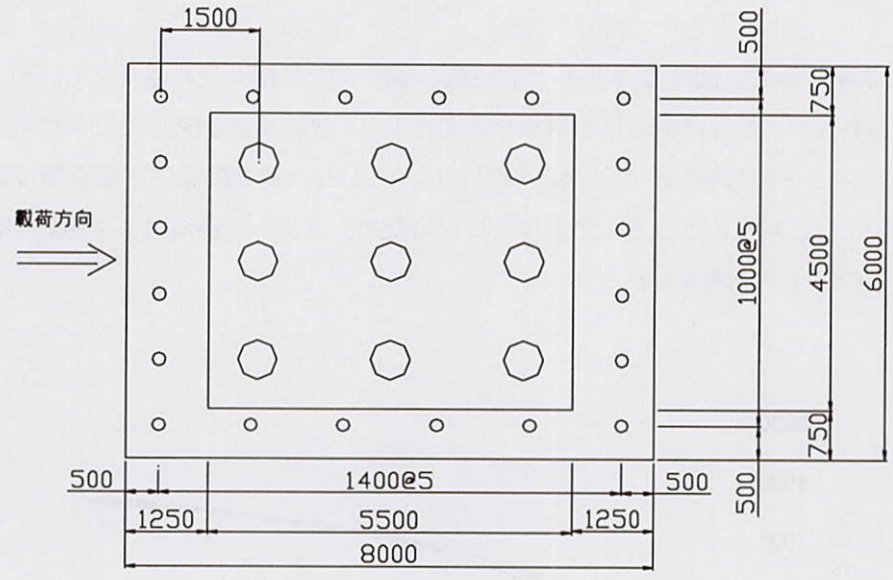


図-2.3.2　ケース２（杭中心間隔 1500mm）

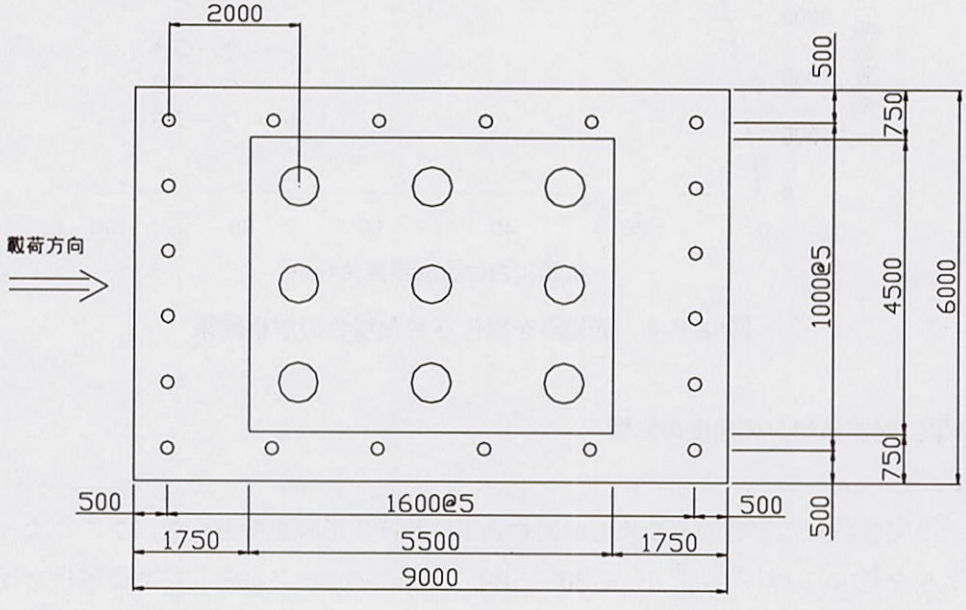


図-2.3.3　ケース３（杭中心間隔 2000mm）

(2) 解析結果

解析結果を図-2.3.4 に示す。図-2.3.4 より、既設杭と MP の杭間隔を変化させても、荷重～変位関係には大きな変化は見られない。これは実験[1)]と同様の結果であり、既設杭と MP の杭間隔は補強効果にはほとんど影響を及ぼさないことが数値解析の結果、判明した。しかし、補強効果に影響を及ぼさない既設杭と MP の杭間隔については、現在のところ十分明確ではないため、当面、実験によって確認できた間隔をその最小値の目安とするのがよいと考えられる。

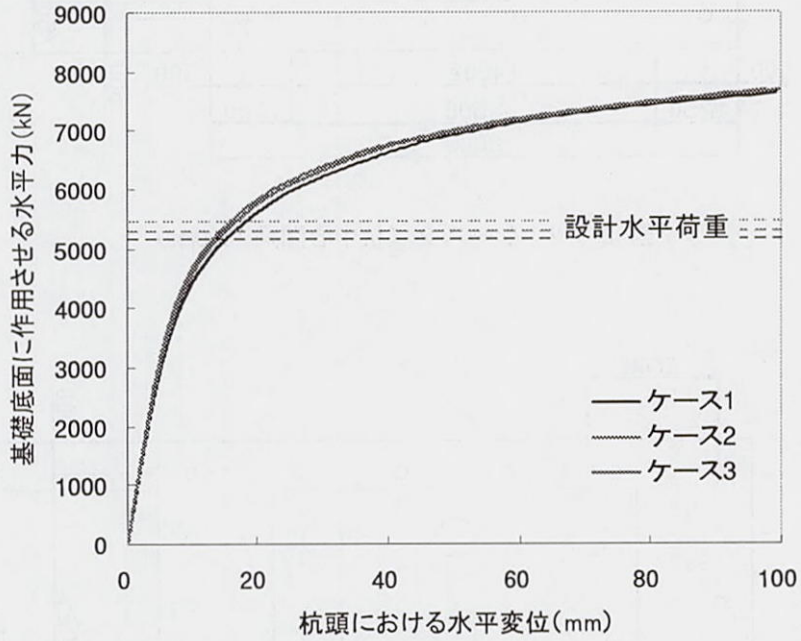


図-2.3.4 杭間隔を変化させた場合の解析結果

2.3.3 補強効果に対するＭＰの角度の影響

(1) 解析方法

MP を斜杭として配置した場合のその角度が補強効果に及ぼす影響を検討した。ここでは、2.3.2 に示すケース２のモデルを基本に、斜杭角度 10°、20°、30° の３つのケースに対して数値解析を行った。なお、MP のうち、荷重載荷方向において最前列および最後列にある MP のみを斜杭とした。斜杭角度 10° の場合の解析モデルを図-2.3.5 に示す。

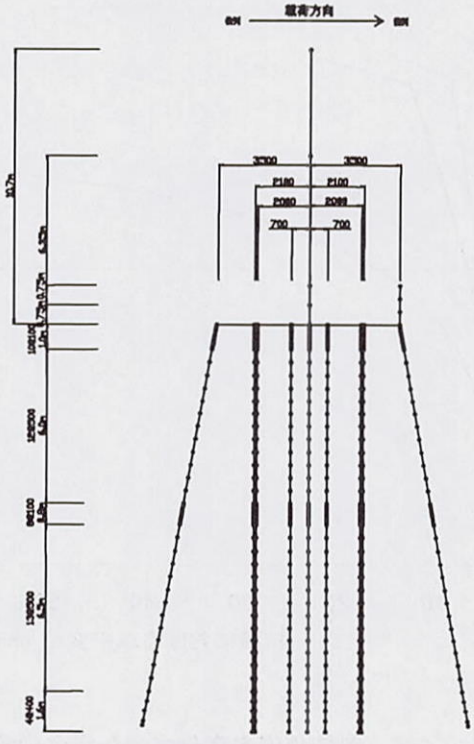


図-2.3.5　斜杭角度 10° の解析モデル

(2)　解析結果

解析結果を図-2.3.6 に示す。図-2.3.6 より、ＭＰの角度が大きくなるほど、荷重～変位関係において、水平変位が急増する点（基礎の降伏）が増加する（補強効果が増加する）ことがわかる。しかし、ＭＰの角度が大きくなるにつれて、補強効果の増加程度は鈍くなる傾向がある。ただし、水平変位は、角度の増加とともに、減少している。

本解析結果より、既設基礎において耐力増加が必要と判断される場合には、ＭＰを 10° ～15° 程度の斜杭として配置することによって、効果的に既設基礎を補強することができるものと考えられる。また、既設基礎の変位抑制が必要と判断される場合には、斜杭の角度を大きくすることによって、その効果を発揮することができるものと考えられる。

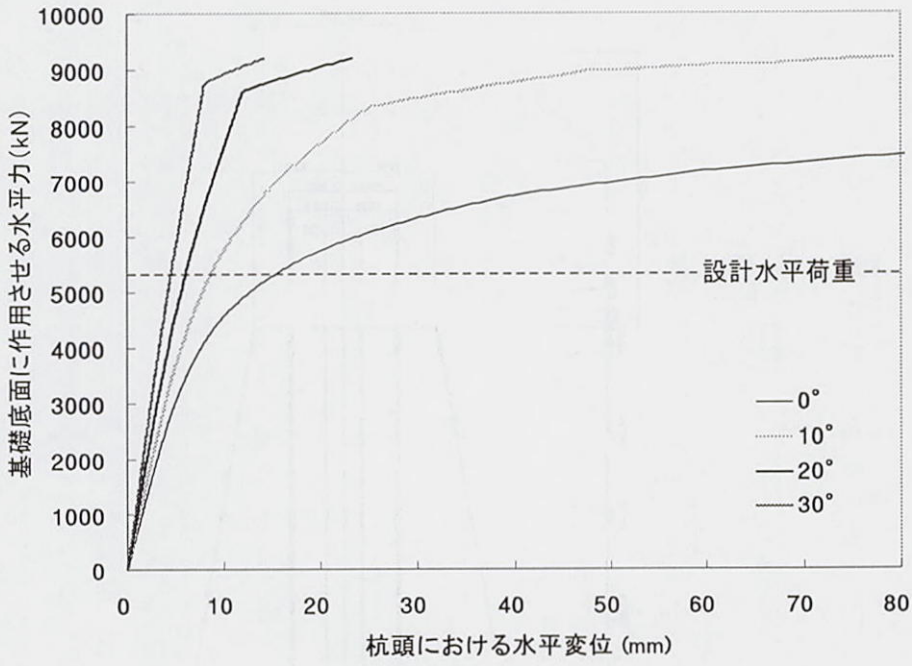


図-2.3.6　斜杭角度を変化させた場合の解析結果

2.3.4　各杭列における水平地盤反力度の比率の検討

(1)　解析方法

昨年度実施した解析の結果、道示[2]に示される杭基礎の地震時保有水平耐力法（以下、「保耐法」と略す）は、異種群杭の設計に適用可能であることが判明した。

保耐法において、杭の軸直角方向の抵抗特性は、水平方向地盤反力係数k_{HE}を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値p_{HU}を有するバイリニア型にモデル化される。同種の群杭の場合、群杭の影響は、k_{HE}およびp_{HU}を補正することによって考慮される。異種群杭の場合においても、静的模型実験の結果、同種群杭の場合に類似した群杭の影響が生じることが確認されたため、k_{HE}およびp_{HU}を補正することにより、群杭の影響を考慮することができるものと考えられる。

昨年度[1]は、静的模型実験のうち CASE 1 および CASE 3 の荷重～変位曲線が再現できるように、k_{HE}およびp_{HU}に関する各補正係数（η_k、α_k、η_p、α_p）を設定し、それを用いて、CASE 4～CASE 6 の数値解析を行った。しかし、CASE 4～CASE 6 の解析結果においては、ある程度、実験結果を再現することができたものの、CASE 1 や CASE 3 に比べると若干の乖離が見られた。そこで、ここでは、昨年度設定したk_{HE}およびp_{HU}の各補正係数をそのまま適用し、各杭列におけるp_{HU}の比率を検討することにした。また、荷重載荷方向に平行に MP が配置される場合については、各杭における軸直角方向の抵抗特性の考え方が整理されていなかったため、2.4 に示す遠心実験の結果を考慮したうえで、その補正の考え方について検討を行うことにした。

ここでは、下記に示す２つのケースに分けて検討を行った。

解析Ⅰ：CASE４の実験結果に整合するように、各杭列におけるp_{HU}の比率を検討する。このとき、k_{HE}およびp_{HU}の各補正係数には昨年度設定したものを用いる。

解析Ⅱ：解析Ⅰの結果を適用し、図-2.3.7に示すように、荷重載荷方向に平行にＭＰが配置される場合の各杭におけるp_{HU}の補正係数の考え方を検討する。

ここで、既設杭と MP の杭間隔が異なる CASE４と CASE５の実験結果において、群杭の影響にあまり差が見られなかったため、CASE４のみを対象に数値解析を行った。

なお、解析条件は、昨年度[1)]と同様とした。

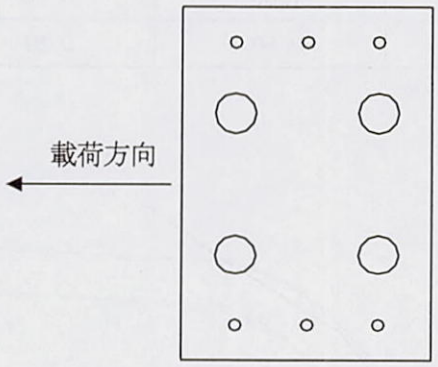


図-2.3.7　解析ⅡにおけるＭＰ配置図

(2)　解析結果

解析Ⅰにあたり、設定した補正係数を表-2.3.1に示す。

道示[2)]によれば、同種群杭の場合、砂地盤においては、最前列杭以外の杭における水平地盤反力度の上限値p_{HU}は、最前列杭の値の 1/2 を用いるものとされている。ここでは、各杭列における水平地盤反力度の上限値の比率として、①～④の４つのケースを設定することにした。①は、道示に準じて各杭列の比率を設定したケース（最前列杭以外の杭におけるp_{HU}は、最前列杭の値の 1/2）であり、②は、既設杭に及ぼす MP の影響は小さいと考え、MP および既設杭それぞれの最前列杭以外の杭におけるp_{HU}は、それぞれの最前列杭における値の 1/2 としたケースである。また、③は、MP は杭径が小さく、また、剛性も小さいことを考慮し、相互に及ぼす群杭の影響は小さいと考え、p_{HU}の低減は行わないケースであり（しかし、既設杭については、全て低減した）、④は、静的模型実験の結果から求められた表-2.2.3に示す極限地盤反力度と受働土圧強度の比率を考慮して設定したケースである。

解析結果を図-2.3.8に示す。図-2.3.8に示す荷重～変位曲線から、表-2.3.1の②に示す各杭列の比率が静的模型実験の結果を最もよく再現していることがわかる。また、結果として、②に示す各杭列の比率は、表-2.2.3に示す値にもよく整合している。したがって、荷重載荷方向に直角方向に配置される MP に対しては、②に示す各杭列の比率を考慮して、杭の軸直角方向の抵抗特性を求めることが合理的な設計につながるものと考えられる。

表-2.3.1　解析Ⅰに用いた各杭列におけるp_{HU}の比率

ケース No.	マイクロパイルのp_{HU}の上限値の比率		既設杭のp_{HU}の上限値の比率	
	最前列杭	最前列杭以外	最前列杭	最前列杭以外
実験結果（平均値）	1.00	0.59	0.66	0.39
①	1.00	0.50	0.50	0.50
②	1.00	0.50	1.00	0.50
③	1.00	1.00	0.50	0.50
④	1.00	0.50	0.67	0.33

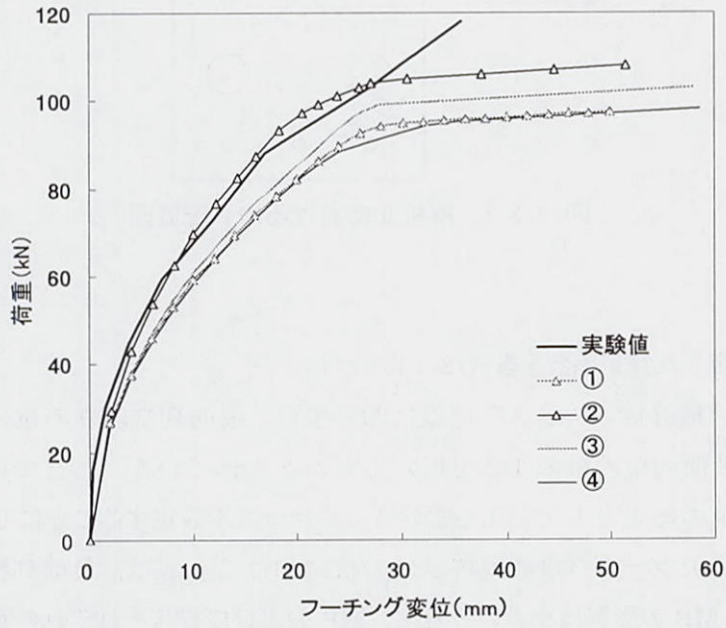


図-2.3.8　解析Ⅰの結果（荷重～変位曲線）

次に、解析Ⅱにあたり、考慮したp_{HU}の補正係数の考え方を表-2.3.2に示す。

解析結果を図-2.3.9に示す。ここで、図-2.3.9に示す実験値は、2.4に示す遠心実験のCase3とCase6およびCase4とCase6の荷重～変位曲線の比率を用いて、静的模型実験のCase3およびCase4から、図-2.3.7に示す杭配置における荷重～変位曲線を推定したものである。

図-2.3.9に示す荷重～変位曲線から、表-2.3.2に示す①および②のいずれの考え方でp_{HU}の補正係数を設定しても、安全側に荷重～変位曲線が求められているが、②の考え方でp_{HU}の補正係数を設定した方が、載荷実験の結果をより適切に再現していることがわかる。したがって、荷重載荷方向に平行に配置されるMPに対しては、②に示すp_{HU}の補正係数の考え方により杭の軸直角方向の抵抗特性を求めることが合理的な設計につながるものと考えられる。

表-2.3.2　解析Ⅱに用いたp_{HU}の補正係数

No.	マイクロパイルのP_{HU}の補正係数
①	荷重載荷直角方向の杭の中心間隔／既設杭径
②	荷重載荷直角方向の杭の中心間隔／マイクロパイル杭径

注１）マイクロパイルの上限値の比率は１。
注２）既設杭は表-2.3.1の②と同じ補正を行う。

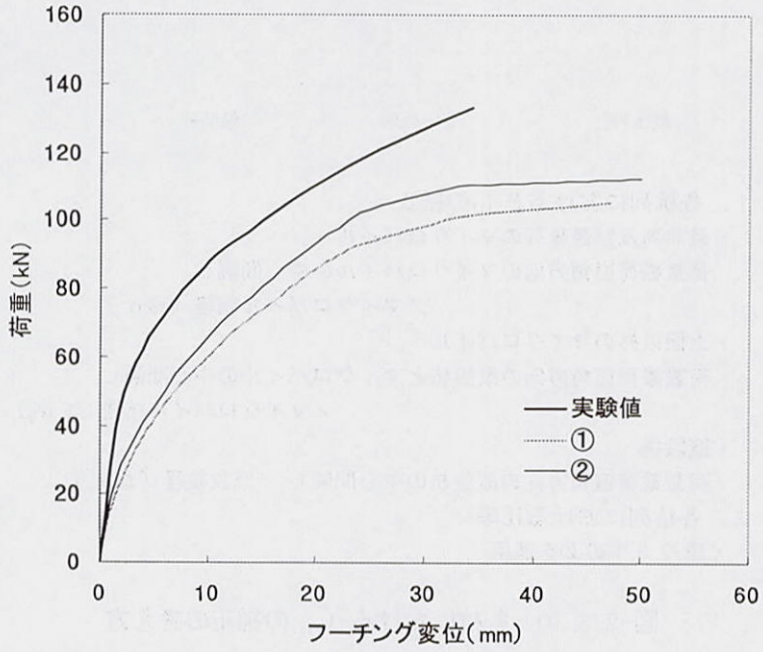
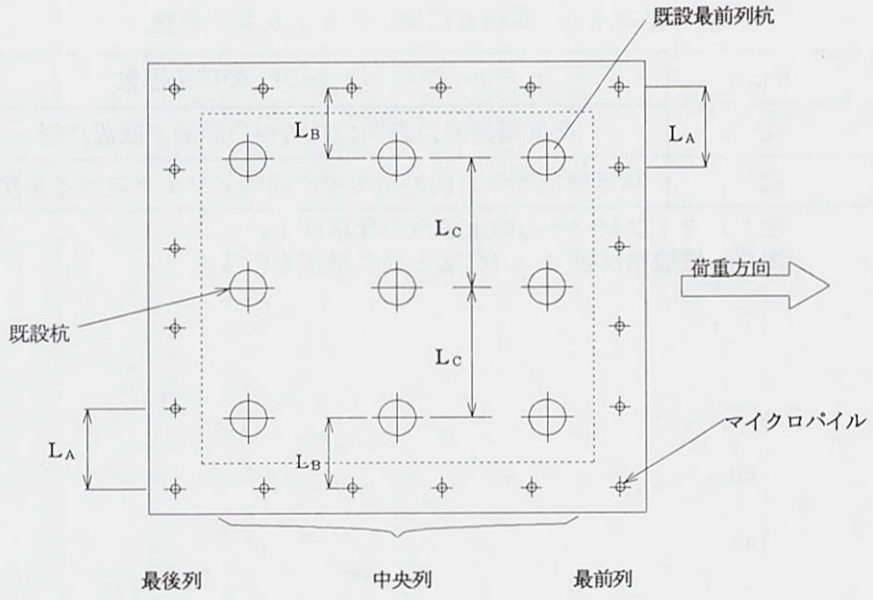


図-2.3.9　解析Ⅱの結果（荷重～変位曲線）

2.3.5　異種群杭の設計手法の提案

昨年度[1]および今年度の検討の結果、図-2.3.10に示す考え方により、道示[2]に示される杭基礎の保耐法における各杭の軸直角方向の抵抗特性を算出することによって、より適切に載荷実験の結果を評価できることが確認できた。したがって、この考え方を適用することにより、合理的に異種群杭を設計できるものと考えられる。ただし、本手法は、静的模型実験の結果をシミュレーションすることによって得られたものであり、現在のところ、その適用性には限界があると考えるのが妥当である。静的模型実験を踏まえ、本手法の適用範囲は、図-2.3.11に示すMPと既設杭の杭径比および杭間隔を目安とするのがよい。



1．各杭列におけるP_{HU}の補正

・最前列及び最後列のマイクロパイル

荷重載荷直角方向のマイクロパイルの中心間隔L_A／マイクロパイル杭径（$\leqq \alpha_p$）

・上記以外のマイクロパイル

荷重載荷直角方向の既設杭とマイクロパイルの中心間隔L_B／マイクロパイル杭径（$\leqq \alpha_p$）

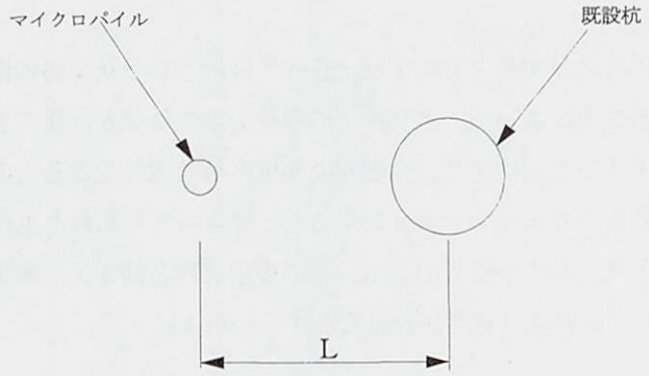
・既設杭

荷重載荷直角方向の既設杭の中心間隔L_C／既設杭径（$\leqq \alpha_p$）

2．各杭列における比率

・表-2.3.1の②を適用

図-2.3.10　各杭におけるp_{HU}の補正の考え方



・マイクロパイルと既設杭の杭径比

$D_E / D_M \geqq 3.4$

・既設杭とマイクロパイルの杭間隔

$L / D_E \geqq 1.8$

ここに、

D_E：既設杭径(m)

D_M：マイクロパイル杭径(m)

L　：既設杭とマイクロパイルの杭中心間隔(m)

図-2.3.11　設計手法の適用範囲

2.3.6 まとめ

道示[2)]の保耐法に示される杭の軸直角方向における抵抗特性の考え方を修正することにより、異種群杭の設計手法を提案することができた。

現在のところ、検討の対象とした静的模型実験上の条件を考慮すると、その適用性には限界があると考えられるが、本手法を適用することによって、より合理的に異種群杭の設計を行うことができる。

2.4　遠心場水平載荷実験

2.4.1　目的

MP に関する遠心実験は、13 年度を含め過去 2 年間行った。12 年度[1] は異径群杭の基本形およびＭＰを斜杭とした場合の耐震補強効果を確認した。

13 年度は、12 年度に引き続き、水平荷重が作用した場合の既設杭と MP の荷重分担率、MP の配置間隔や配置位置による群杭の影響を把握するために、遠心載荷装置を用いて静的模型実験を実施した。

2.4.2　実験概要

（1）概要

実験は、独立行政法人土木研究所内にある大型遠心力載荷試験装置を用いた。

実験供試体および模型の概要を図-2.4.1 に示す。実験に用いた模型杭は実物の 1/20 とし、２種類のステンレス製中空パイプを用いた。表-2.4.1 に、それぞれの模型杭諸元を示す。模型杭の杭体には、曲げひずみを計測するために対角２方向にひずみゲージを貼付した。各杭の頭部はアルミ製のフーチングに剛結し、杭先端は土槽に固定した。地盤は模型杭をセットした後、気乾状態の珪砂７号を空中落下法により土槽に投入し、相対密度が 85%程度（土質試験結果より γ_t=16.8kN/m³、ϕ =42.5°、c=0kN/m²）となるように作成した。実験は、遠心加速度 20G の条件下において、変位制御（1.0mm/min）により、フーチングの側面を一方向に静的に水平載荷し、荷重－変位関係および杭体各部のひずみを計測した。なお、杭頭変位は、不動梁に取り付けたレーザー変位計により計測した。

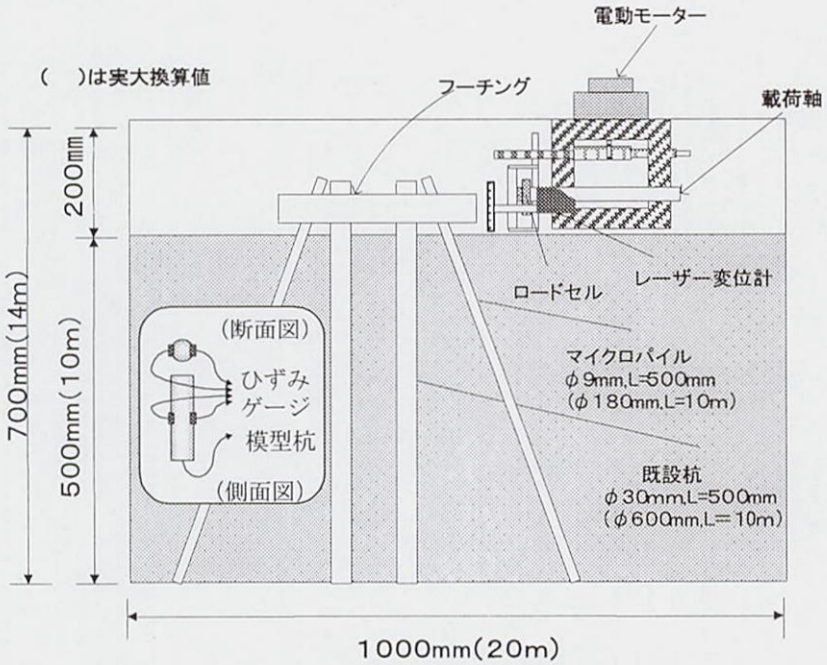


図-2.4.1　実験供試体および模型概略図

表-2.4.1　模型杭諸元

		杭径 D (mm)	肉厚 t (mm)	ヤング率 E(kN/m^2)	曲げ剛性 EI(N･m^2)
1G場	既設杭	30	1	1.93E+08	1.85E+03
	MP	9	0.5	1.93E+08	2.33E+01
プロトコル換算 (20G)	既設杭	600	20	1.93E+08	2.96E+08
	MP	180	10	1.93E+08	3.74E+06

（2）実験ケース

実験は、図-2.4.2 に示す 9 ケースを実施した。Case1～Case9 の杭はすべて鉛直杭である。Case1 および Case2 は既設杭および MP それぞれ単杭のケース、Case3 は既設杭 4 本のケース、Case4 は Case3 を基本として、荷重載荷方向の前後に MP を配置したケース、Case5 は MP の杭本数を増やしたケース、Case6 および Case7 は、Case4 および Case5 の載荷方向を 90° 回転させたケース、Case8 および Case9 は、Case4 および Case5 において既設杭と MP との間隔を 2 倍にしたケースである。

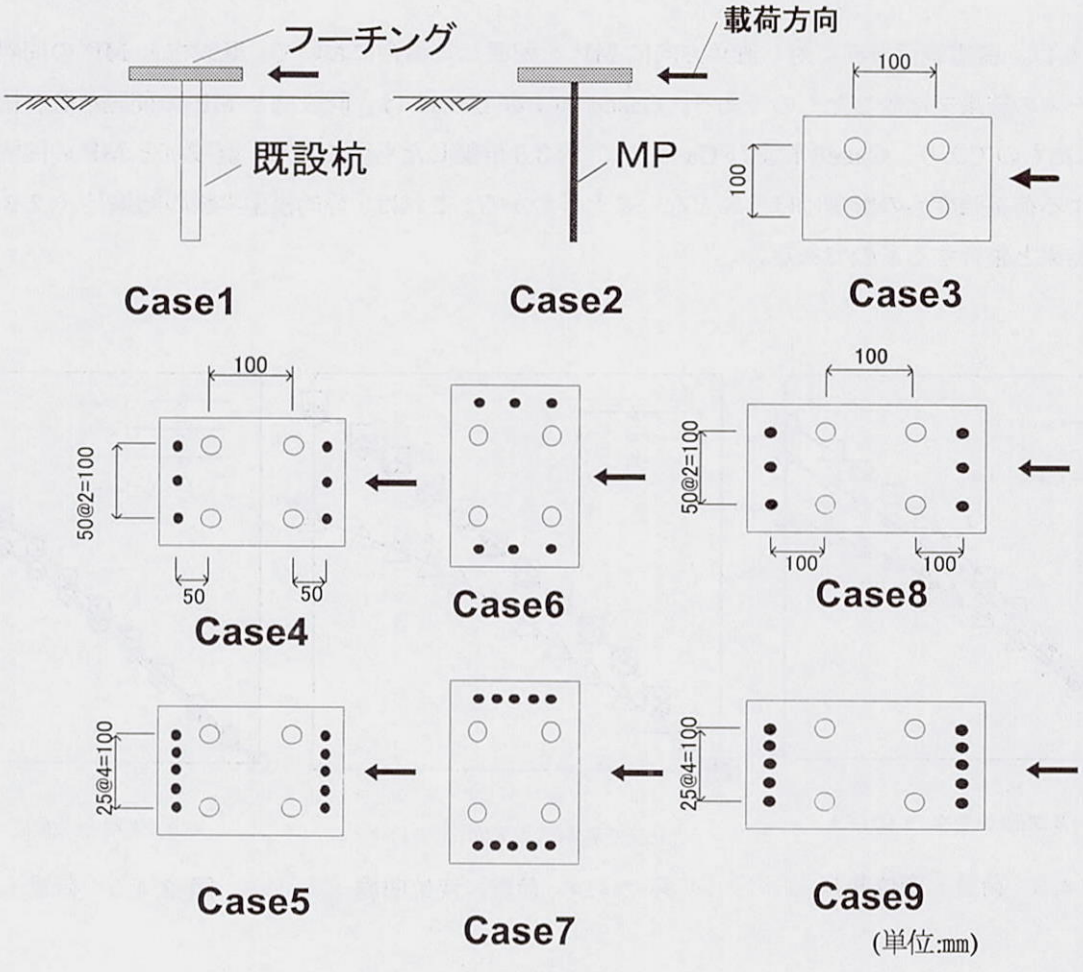


図-2.4.2　実験パターン

2.4.3　実験結果

（1）荷重－変位関係

図-2.4.3～図-2.4.5 に Case3～Case9 の荷重 - 変位曲線を示す。

図-2.4.3 は、荷重載荷方向の前後に MP を配置した実験ケースを比較したものである。MP を配置することにより荷重強度が大きくなり、補強効果が表れることが確認できる。また、MP の本数が異なるケース（Case4 および Case5）を比較すると、MP を多く配置した Case5 の方が、荷重強度が大きくなっている。したがって、Case5 における MP の配置間隔（実大値 500 ㎜＝MP 径 180 ㎜×2.7 倍）程度では、MP どうしによる群杭の影響は生じないものと考えられる。

荷重載荷方向に MP を配置した場合の実験ケース（Case6 および Case7）を比較した結果を図-2.4.4 に示す。荷重載荷方向に対し直角方向に MP を配置した場合と同様、MP の本数を多く配置した方が荷重強度は大きくなる。しかし、MP を多数配置したことによる荷重強度の増加する割合は、荷重載荷方向に対し直角方向に MP を配置する場合よりも小さい。

また、MP の本数が少ない Case4 および Case6 では、荷重載荷方向に MP を配置した Case6 の方が荷重強度が大きいが、MP の本数が多い Case5 および Case7 では、荷重強度にあまり大きな違いはないことがわかる。

図-2.4.5 は、荷重載荷方向に対し直角方向に MP を配置した場合において、既設杭と MP の間隔が異なる実験ケースの結果を比較したものである。Case4 および Case5 は、既設杭と MP の間隔を既設杭径の約 1.7 倍離したものであり、Case8 および Case9 は、約 3.3 倍離したものである。既設杭と MP の間隔を離したことによる荷重強度への影響はほとんどないことがわかる。これは、静的模型実験の結果[1)] や 2.3.2 に示す解析の結果と整合するものである。

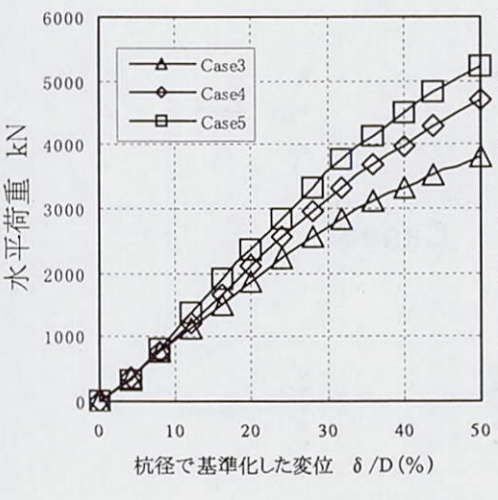


図-2.4.3　荷重 - 変位曲線

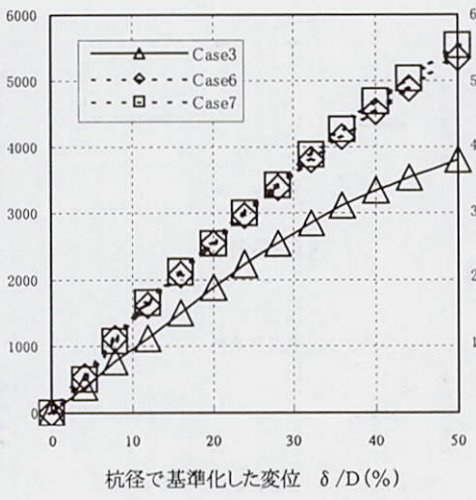


図-2.4.4　荷重 - 変位曲線

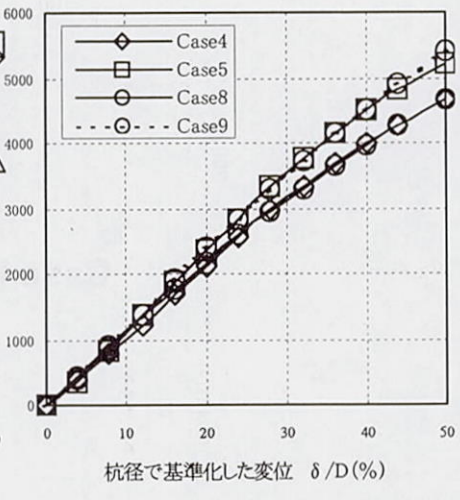


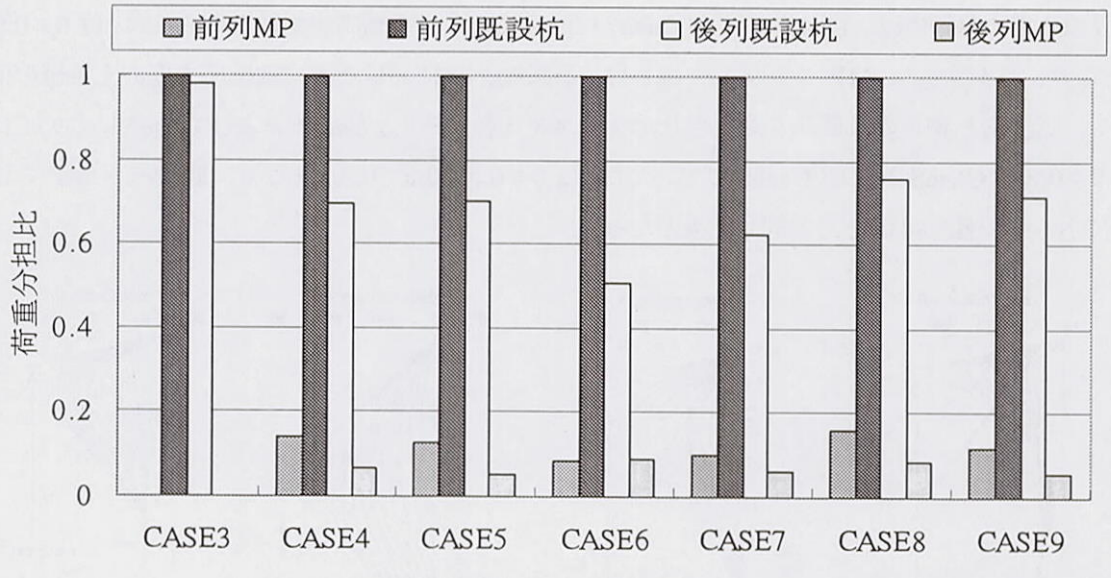
図-2.4.5　荷重 - 変位曲線

（２）ＭＰの配置間隔、配置位置関係

Case3～Case9 において、杭体の降伏直前のフーチング下面（杭頭部）における杭のせん断力から、既設前列杭を基準（「１」とする）とした場合の杭１本当りの分担比を求めた結果を図-2.4.6 に示す。

荷重載荷方向に対し直角方向に MP を配置した Case4 および Case5 と、載荷方向に配置した Case6 および Case7 を比較する。Case4 において、MP 後列杭の荷重分担比は、MP 前列杭の約 1/2 となっている。しかし、Case6 においては、MP の前後列杭の荷重分担比はほぼ同程度である。配置する MP の本数が少ない場合、荷重載荷方向に MP を配置すると、MP の各杭がほぼ均等に荷重を分担するため、Case6 は Case4 よりも荷重強度が大きくなったものと考えられる。しかし、載荷方向に配置する MP の本数を増やした Case7 では、MP 後列杭の荷重分担比が MP 前列杭に比べて若干低下している。このため、Case5 に比べ、MP 後列杭の効果が小さくなり、MP の本数が増加しても荷重強度の増加の割合が小さくなったものと考えられる。これらのことから、荷重載荷方向に対し直角方向にＭＰを配置する場合よりも、載荷方向に配置する方が、ＭＰの間隔による影響を受けやすいことが確認できた。

既設杭と MP の杭間隔を大きくした Case8 および Case9 においては、杭間隔の小さい Case4 および Case5 と荷重分担比にほとんど差が見られない。すなわち、既設杭と MP の杭間隔が、既設杭径の約 1.7 倍以上であれば、杭間隔に関係なく、群杭の影響はほとんど変化しないものと考えられる。



※　既設前列杭を「１」とした場合の杭１本当りの荷重分担比を表示している。

図-2.4.6　荷重分担比

（3）地盤反力度

図-2.4.7～図-2.4.12 に、各ケース（Case4～Case9）における各杭の水平地盤反力度分布を示す。各深度における地盤反力度は載荷荷重とともに増加するが、地表面付近ではある地盤反力度に達するとそれ以上増加しない傾向がある。各ケース（Case4～Case9）の各杭毎に求めた極限地盤反力度と受動土圧強度の比率を表-2.4.2 に示す。ここで、地盤反力度（極限地盤反力度：pu）を pu＝a×pp と表す（pp：受動土圧強度、土質試験結果＜γ_t＝16.8kN/m³、ϕ＝42.5°、c＝0 kN/m²＞より算定）。極限地盤反力度 pu は、地表面から深度方向に直線的に増加していることがわかる。

表-2.4.2　極限地盤反力度と受動土圧強度の比率（pu/pp）

	MP前列杭	既設前列杭	既設後列杭	MP後列杭
Case4	7.00 (1.00)	4.20 (0.60)	1.20 (0.17)	1.80 (0.26)
Case5	8.00 (1.00)	5.50 (0.69)	1.30 (0.16)	1.10 (0.14)
平均	***7.50 (1.00)***	***4.85 (0.64)***	***1.25 (0.17)***	***1.45 (0.20)***
Case6	4.50 (1.00)	4.50 (1.00)	1.50 (0.33)	3.00 (0.67)
Case7	6.00 (1.00)	4.80 (0.80)	2.50 (0.42)	2.00 (0.33)
平均	***5.25 (1.00)***	***4.65 (0.90)***	***2.00 (0.38)***	***2.50 (0.50)***
Case8	8.50 (1.00)	4.90 (0.58)	2.20 (0.26)	2.00 (0.24)
Case9	9.00 (1.00)	4.00 (0.44)	0.90 (0.10)	1.50 (0.17)
平均	***8.75 (1.00)***	***4.45 (0.51)***	***1.55 (0.18)***	***1.75 (0.20)***

※（　）内は最前列に配置した杭の pu/pp を“1”とした時の各杭の pu/pp の比率

pu/pp の比率の平均値は、Case6 および Case7 においては、荷重載荷方向前列から順に（1.0：0.9：0.4：0.5）となり、載荷方向に MP を配置した場合は、既設前列杭における水平地盤反力度の上限値の低減は見られない。既設杭と MP の杭間隔を変化させたケースを比較すると、Case4 および Case5 においては（1.0：0.6：0.2：0.2）、Case8 および Case9 においては（1.0：0.5：0.2：0.2）となり、既設杭と MP の杭間隔が異なっても、その傾向はほとんど同じ結果となった。

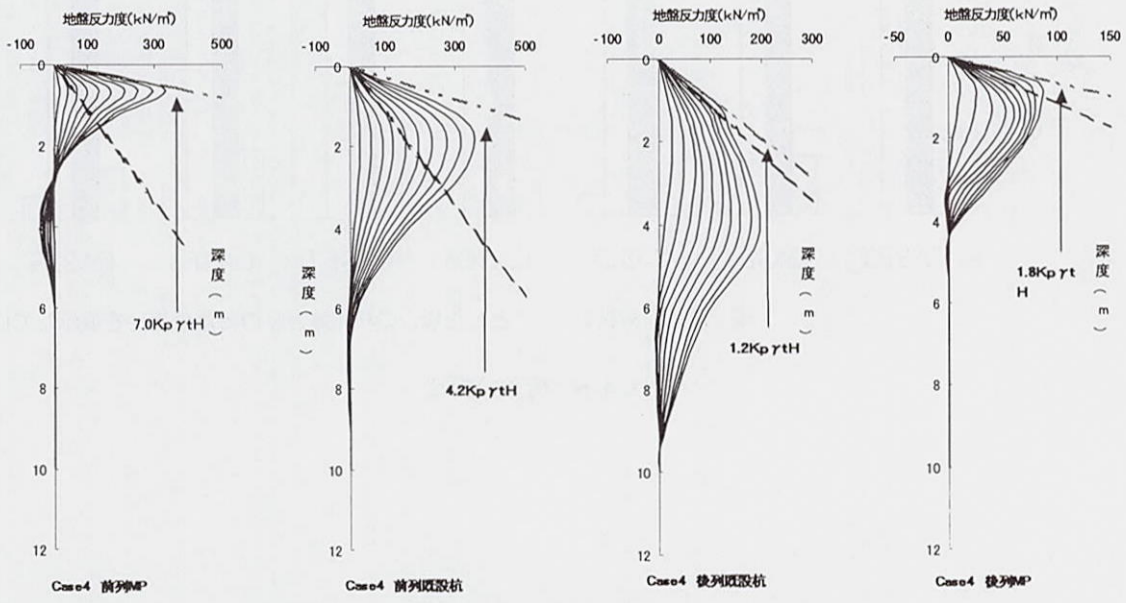


図-2.4.7　地盤反力度分布図（Case4）

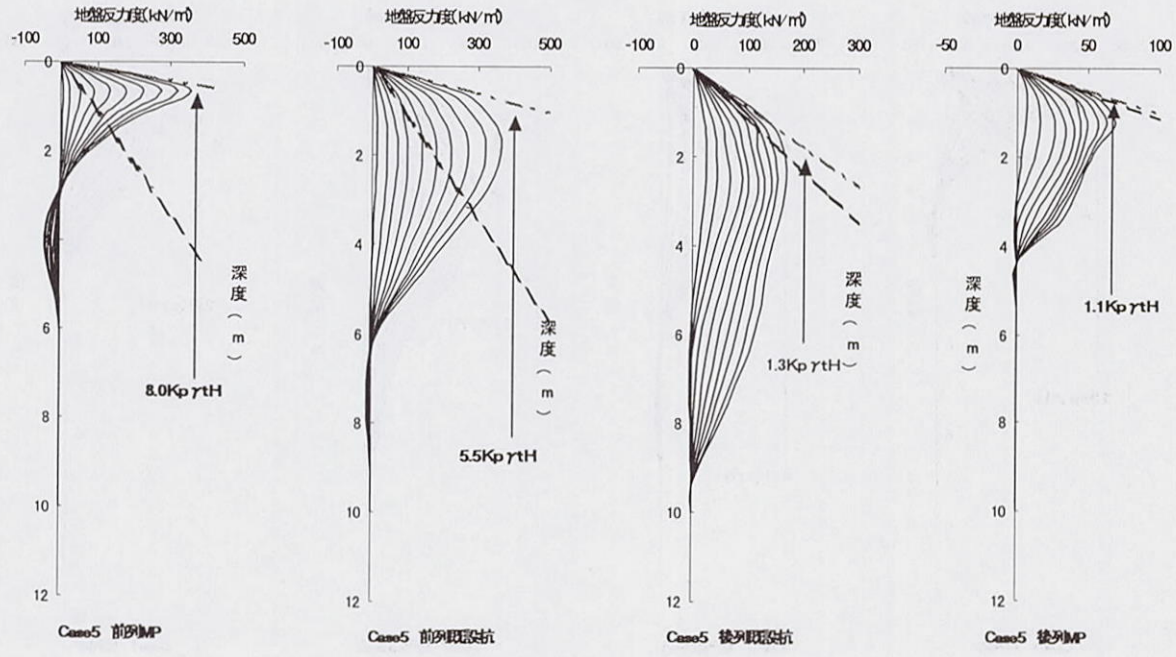


図-2.4.8　地盤反力度分布図（Case5）

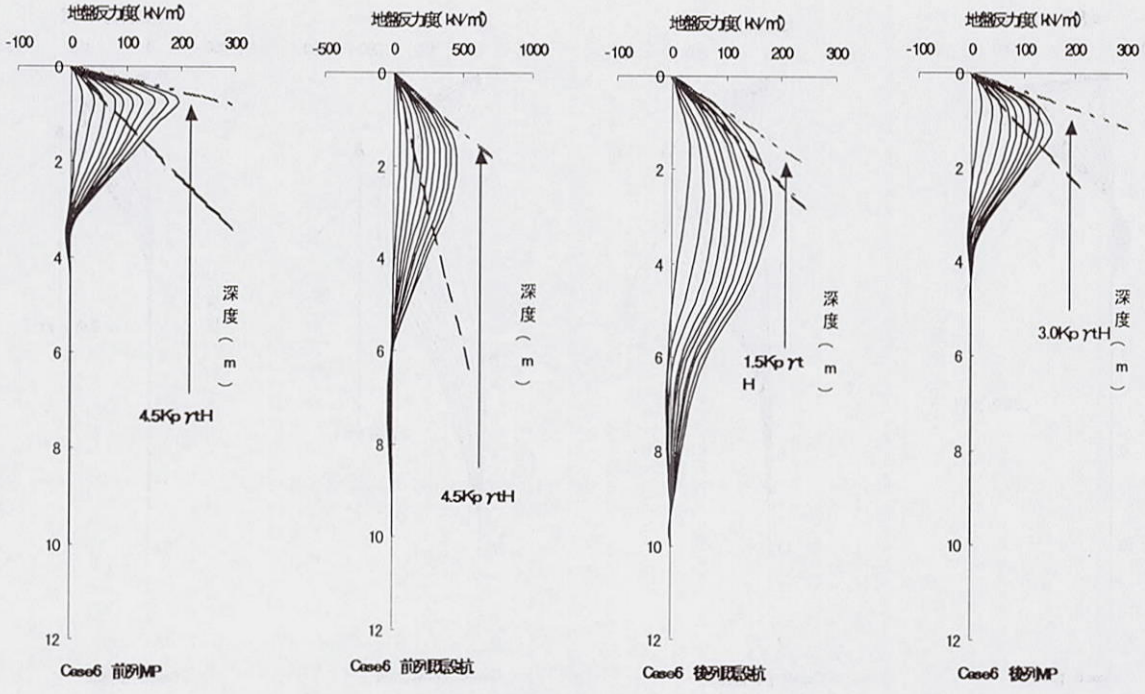


図-2.4.9　地盤反力度分布図（Case6）

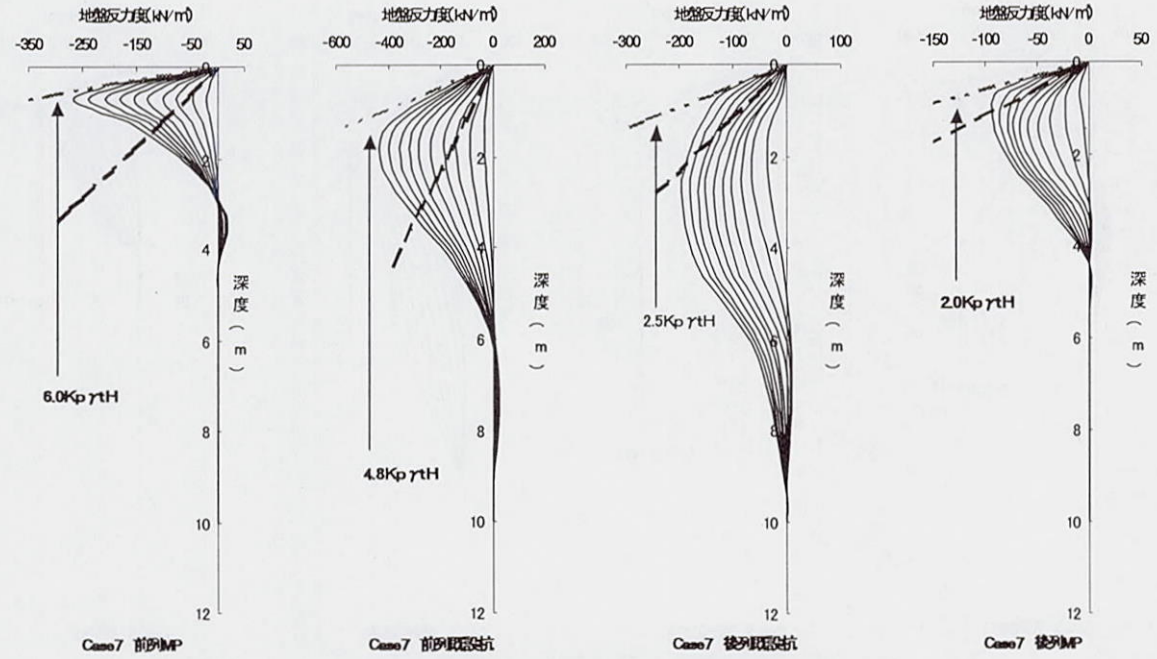


図-2.4.10　地盤反力度分布図（Case7）

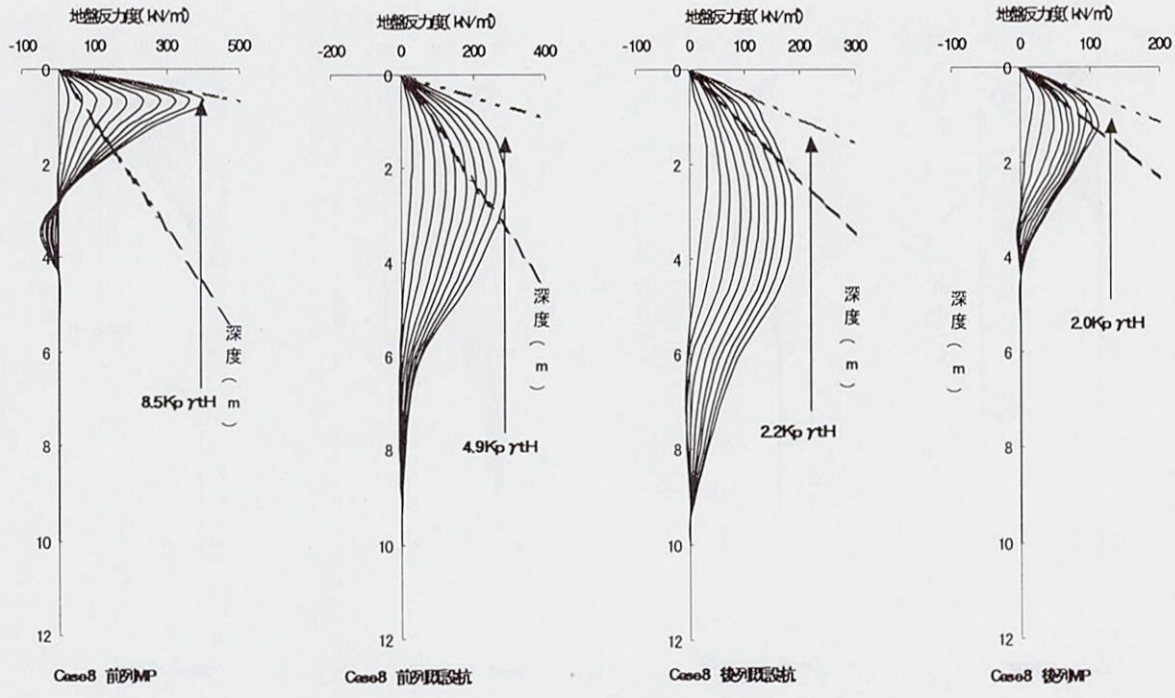


図-2.4.11　地盤反力度分布図（Case8）

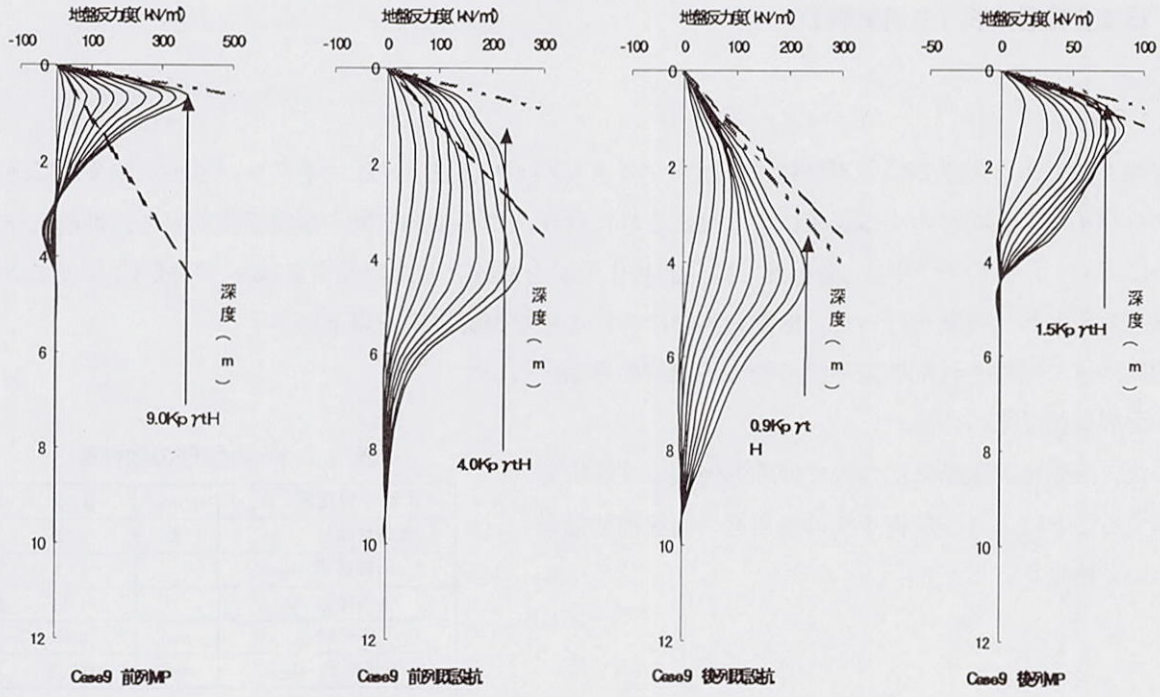


図-2.4.12　地盤反力度分布図（Case9）

2.4.4　まとめ

遠心載荷実験から得られた結果をまとめると、以下のとおりである。

① MP による補強効果が確認できた。

② 荷重載荷方向に対し直角方向にＭＰを配置する場合よりも、荷重載荷方向に配置する方が、ＭＰの間隔による影響を受けやすい。

③ 既設杭と MP の杭間隔が既設杭径の約 1.7 倍以上になれば、ＭＰ前列杭が既設前列杭に及ぼす影響はほとんどない。

2.5　まとめ

静的模型実験およびその解析の結果、遠心実験の結果を踏まえ、異種群杭の設計手法を提案することができた。現在のところ、検討の対象とした実験上の条件を考慮すると、その適用性には限界があるが、より合理的に異種群杭の設計を行うことができるものと考えられる。

【参考文献】

1) 独立行政法人土木研究所：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書(その２)　2001 年 12 月

2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編、Ⅴ耐震設計編　2002 年 3 月

3．振動台模型実験（共通実験②）

3.1 目的

共通実験である振動台模型実験は、高耐力マイクロパイル工法、ST マイクロパイル工法やねじ込み式マイクロパイル工法などの小口径杭により補強された既設基礎の動的挙動や耐震補強効果を定性的に把握するために実施したもので、平成 12 年度では非液状化地盤を対象とした振動台実験を、平成 13 年度では液状化地盤を対象とした実験を行った。振動台実験における主な確認事項を以下に示す。

①異径杭で補強された杭基礎構造物の地震時の挙動について

②耐震補強効果の確認

また、振動台実験結果について非線形地震応答解析を実施することにより、解析手法の妥当性や耐震補強効果について検証を行った。

3.2 非液状化地盤における模型実験

3.2.1 実験概要

実験は、１次元の大型振動台上に、長さ 1.2m、幅 0.8m、高さ 1m で 15 段のフレームから構成されたせん断土槽を設置して行なった。実験に用いた地盤は、せん断土槽内に乾燥状態の遠州浜岡産の砂を空中落下法で投入する事により作成した。高さは、初期の相対密度が 60%程度になるように 1.5m とした。砂の物理的な性質を表-3.2.1 に示す。

杭模型は、既設杭はφ600mm のＰＣ杭を、補強杭はφ177.8cm のマイクロパイルをモデル化し、実物大の 1/20 スケールで作成した。模型杭の諸元を表-3.2.2 に示す。なお、本実験は、補強効果をより顕著に把握することを目的としているので、模型杭の曲げ剛性は、相似則より求められた値よりさらに 1/10 とした。フーチングとの結合は剛結合とし、杭先端はピン結合とした。

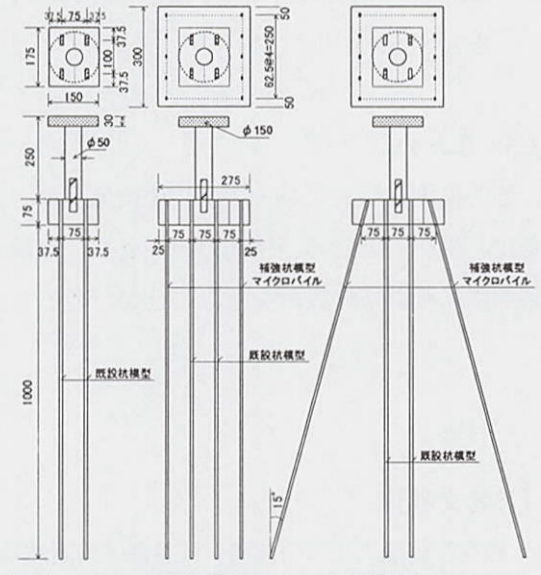
本実験では、既設杭模型を４本とした既設モデル、既設モデルの加振方向前後に５本ずつのマイクロパイル模型を配置した直杭補強モデルおよびマイクロパイルを 15 度傾けた斜杭補強モデルの 3 タイプ

表-3.2.1　浜岡砂の物性値

土粒子の密度 ρ_s	N/mm^3	0.269
自然含水比 ω_n	%	0.20
均等係数 U_c		2.11
曲率係数 U_c'		1.03
最大粒径	mm	0.85
50%粒径 D_{50}	mm	0.262
20%粒径 D_{20}	mm	0.170
透水係数(Dr45%)	cm/s	1.95×10^{-2}
砂の最大密度 ρ_{dmax}	N/mm^3	0.172
砂の最小密度 ρ_{dmin}	N/mm^3	0.143
最小間隙比 e_{min}		0.564
最大間隙比 e_{max}		0.881

表-3.2.2　模型杭の諸元

杭模型	材質	幅 (mm)	厚さ (mm)	曲げ剛性 EI(N･cm^2)
既設杭	ステンレス SUS304	30	5	5.52×10^5
補強杭		10	2	1.18×10^4



a) 既設モデル　b) 直杭補強モデル　c) 斜杭補強モデル

図-3.2.1　模型杭の概略図

のモデルを用いて検討を行った。また、各々のモデルに対して上部構造重量の影響についても検討を行った。図-3.2.1 に模型杭の概略図を示す。

図-3.2.2 に模型実験の概略図を示す。模型地盤部の加速度応答は、0.2mm の鋼製板に加速度計(A11～A14) を取り付けて計測を行った。杭基礎模型の応答は、フーチングおよび模型上端には変位計(L8、L9)と加速度計(A2、A3)を、既設杭模型およびマイクロパイル模型の断面力は、ひずみゲージを各杭 14 断面貼り付けて計測を行った。また、せん断土槽のフレームには、加速度計(A4～A10)と変位計(L1～L7)を設置した。

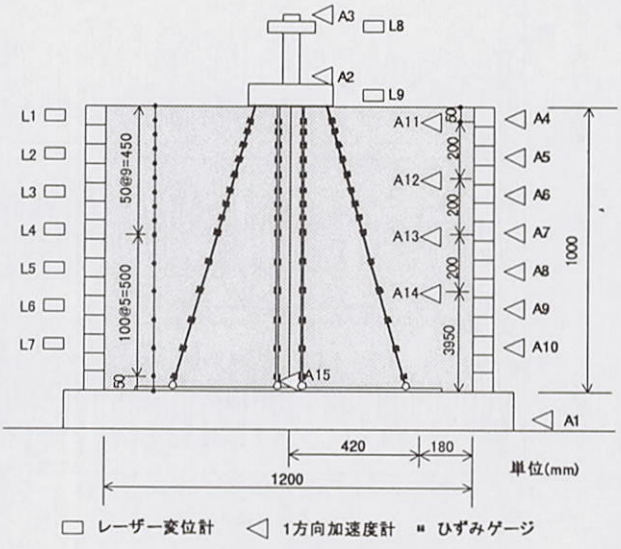


図-3.2.2　模型実験概略図

入力加速度は、模型地盤の固有周期が 0.104 秒に相当するので、ほぼその共振振動数に相当する周波数 10Hz の正弦波とした。図-3.2.3 に入力加速度波形を示す。入力最大加速度は、100gal、200gal および 300gal の 3 種類とした。図で示されるように入力加速度の増加勾配は一定とした。実験ケースを表-3.2.3 に示す。これらの図や表の結果より、本振動台は、目標どおり加振していることが分かる。

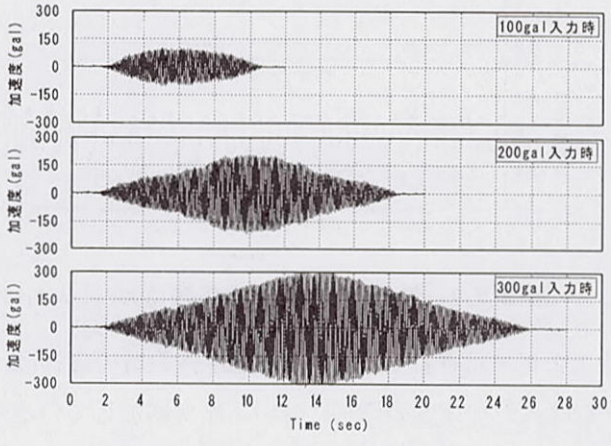


図-3.2.3　入力加速度波形

表-3.2.3　実験ケースおよび実験状況

実験ケース	模型		入力加速度(gal)		初期相対密度
	タイプ	上部構造重量	想定	実験	Dr(%)
CASE1001	既設モデル	無し	100	102.6	60.0
CASE1002			200	217.4	61.6
CASE1003			300	317.5	63.3
CASE1101		有り	100	99.2	60.0
CASE1102			200	199.3	60.0
CASE1103			300	302.0	61.6
CASE2001	直杭補強モデル	無し	100	110.2	60.1
CASE2002			200	207.8	60.1
CASE2003			300	317.7	63.4
CASE2101		有り	100	91.3	60.0
CASE2102			200	209.7	60.0
CASE2102			300	313.1	66.6
CASE3001	斜杭補強モデル	無し	100	109.9	60.1
CASE3002			200	219.6	60.1
CASE3003			300	293.0	63.4
CASR3101		有り	100	105.7	60.0
CASE3102			200	220.1	60.0
CASE3103			300	300.4	61.6

3.2.2　実験結果および考察

(1) 時刻歴応答

既設モデルの時刻歴応答を図-3.2.4 および図-3.2.5 に示す。図中の上段は、既設模型杭頭部の曲げモーメント、中段はせん断枠(L1)とフーチング(L9)の水平変位応答を下段は地表部(A11)とフーチング(A2)の加速度応答を示している。図-3.2.4 は、最大入力加速度が 200gal 時の結果を、図-3.2.5 は最大

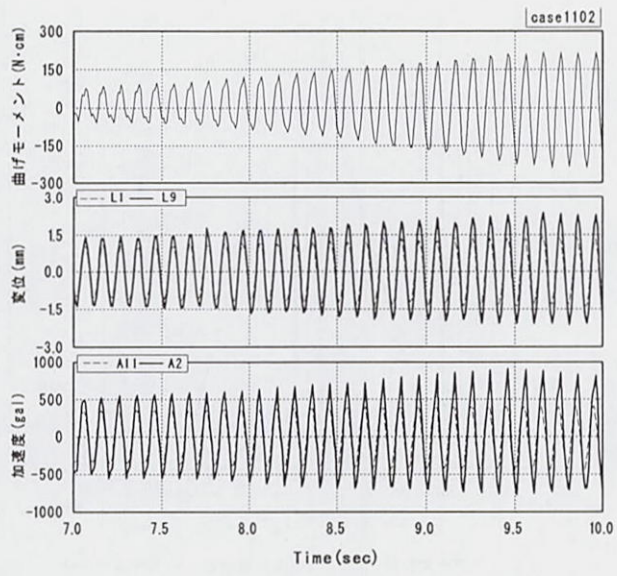


図-3.2.4　既設モデルの応答(200gal 入力時)

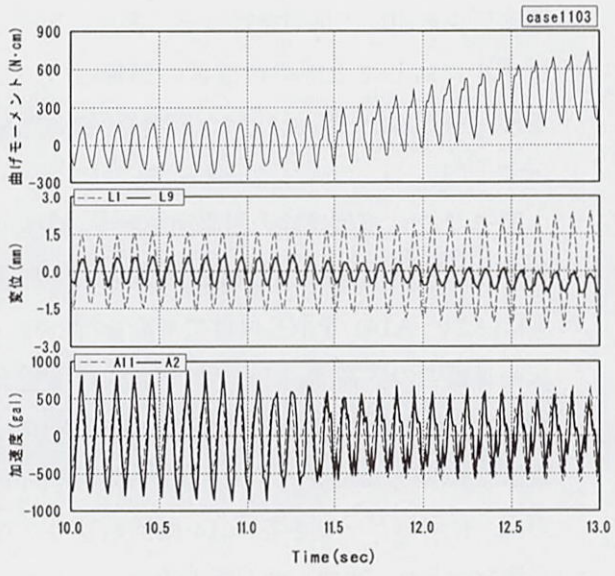


図-3.2.5　既設モデルの応答(300gal 入力時)

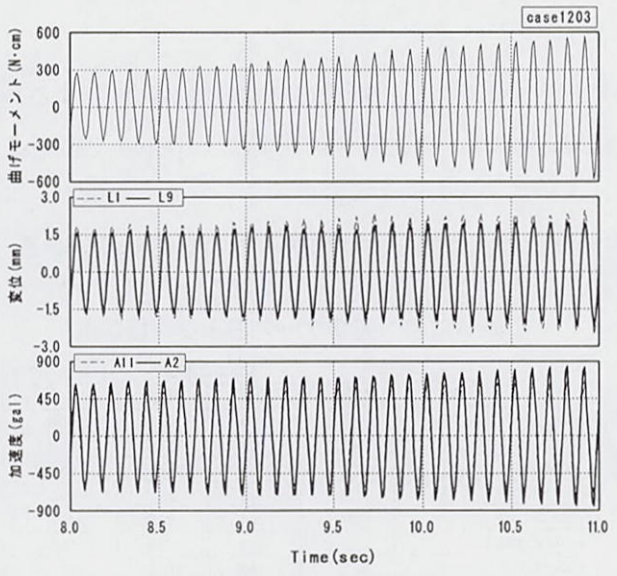


図-3.2.6　直杭補強モデルの応答(300gal 入力時)

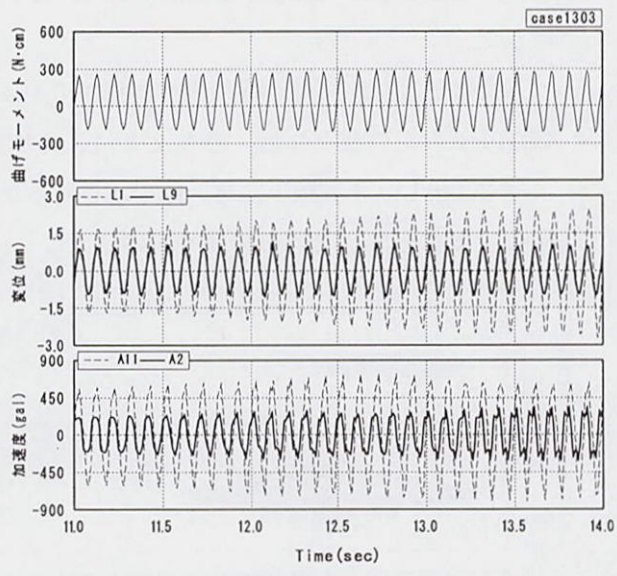


図-3.2.7　斜杭補強モデルの応答(300gal 入力時)

入力加速度が 300gal 時の結果を示している。図-3.2.4 で示されるように 200gal 入力時の応答は、曲げモーメント応答、変位応答および加速度応答ともに入力加速度の増加に伴い、漸次増加している。それに対して図-3.2.5 で示されるように 300gal 入力時には、変位や杭頭部の曲げモーメントは、11 秒以降その中心軸がずれている。これは、模型が 11 秒以降入力加速度に耐えられなくなり傾いたためである。模型実験で用いた既設杭モデルは、入力加速度が 300gal では耐えられないことが確認できた。

図-3.2.6 に 300gal 入力時の直杭補強モデルの応答を示す。直杭補強モデルの応答は、杭の曲げモーメント、変位応答および加速度応答ともに入力加速度の増加に伴い、漸次増加している。フーチングの変位応答(L9)や加速度応答(A2)は、周辺地盤と同じほぼ応答（それぞれ L1,A11）を示している。マイクロパイルで補強された模型基礎は、300gal 入力時においても傾くようなこともなく応答していることが

確認された。

図-3.2.7 に 300gal 入力時の斜杭補強モデルの応答を示す。斜杭補強モデルの応答は、杭の曲げモーメント、フーチングの変位応答(L9)および加速度応答(A2)ともに入力加速度が増加しているのにもかかわらずほぼ一定の値で応答している。せん断枠の変位応答(L1)や地盤の加速度応答(A11)は、他の実験ケースと同様に入力加速度の増加に対して漸次増加している。図-3.2.8 に入力加速度が 150gal までの応答を示す。図で示されるように、ほぼ 6.5 秒までは、周辺地盤と同じ応答値を示しているが、それ以降の地盤変位の増加は 1.9mm であるのに対し、フーチング変位の増加は 0.6mm と少なくなっている。これは、既設基礎に対して斜杭補強することによって、基礎全体が地盤変位や慣性力に対する抵抗力が増加していることを意味している。

表-3.2.4 に入力加速度が 300gal 時の最大水平変位を示す。表中には、せん断枠上端(L1)、フーチング(L9)および構造物上端(L8)の値を示している。表に示されるように、せん断枠上端の変位は、どの実験結果においても 2.7mm 程度であった。このことより加振時の地盤の変形量が同程度であったことが分かる。表より斜杭補強モデルのフーチングおよび構造物上端の変位が最も少ない値を示しており、斜杭による補強が最も有効的であるものと判断される。

(2) 補強効果について

マイクロパイルによる補強効果を確認するために既設基礎に生じる曲げモーメントにより比較を行った。図-3.2.9～図-3.2.11 に既設基礎の杭頭部に生じる曲げモーメントが最大となった時刻における曲げモーメントの深度分布の比較図を示す。左側の図は上部構造重量

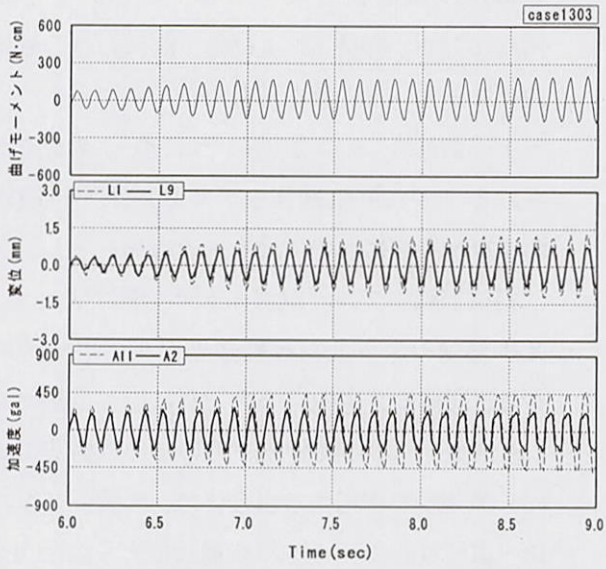


図-3.2.8 斜杭補強モデルの応答（300gal 入力時）

表-3.2.4 最大水平変位量（300gal 入力時）

	重量	水平変位(mm)		
		せん断枠 L1	フーチング L9	上端 L8
既設モデル	無し	2.74	1.95	2.10
直杭補強モデル	無し	2.77	2.53	2.54
斜杭補強モデル	無し	2.78	1.40	0.53
既設モデル	有り	2.74	1.35	9.64
直杭補強モデル	有り	2.72	2.53	3.01
斜杭補強モデル	有り	2.77	1.18	0.56

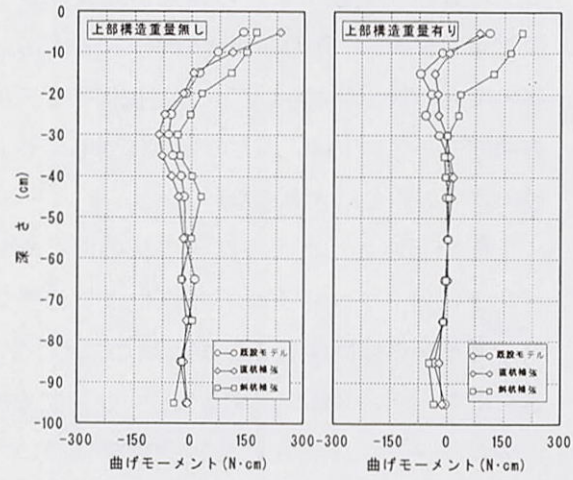


図-3.2.9 杭頭部最大時刻の曲げモーメント分布

（100gal 入力時）

がない場合の実験結果を、右側の図は上部構造重量ありの実験結果を示している。また表-3.2.5には、杭頭部および地中部における最大曲げモーメントの値を示した。

上部重量無しの実験結果では、表-3.2.5に示されるように直杭補強モデルの結果が杭頭部および地中部において最も大きな値を示し、次に斜杭補強モデル、既設モデルの順であった。直杭補強モデルと斜杭補強モデルのフーチングは、既設モデルのフーチングに比べ重量比で2.8倍大きくなっている。そのために構造物に同じ加速度が作用する場合には、既設モデルに比べ直杭補強モデルや斜杭補強モデルには2.8倍の慣性力が作用することになる。上部構造重量無しの実験結果では、単純に曲げモーメントの比較による補強効果を確認することは難しいものと思われる。

上部構造重量有りの曲げモーメントは、重量無しの結果に比べ杭頭部および地中部において増加する傾向にある。上部構造重量の慣性力により橋脚基部に曲げモーメントが付加されたためである。重量有りの実験結果では、既設モデルと直杭補強モデルの結果が比較的良く似た傾向を示し、入力加速度の増大に対して応答の増大の割合が大きい。一方斜杭補強モデルの曲げモーメントは、入力の増大に対して最大値の増大の割合は大きくない。

上記で記述されたように既設杭の曲げモーメントに対してマイクロパイルによる補強効果をある程度確認することが出来た。そこで、さらにフーチングに作用する慣性力、変位や杭頭曲げモーメントを用いて補強効果について検討を行った。

図-3.2.12にフーチングに作用する水平方向の慣性力とフーチングの水平変位の関係を示

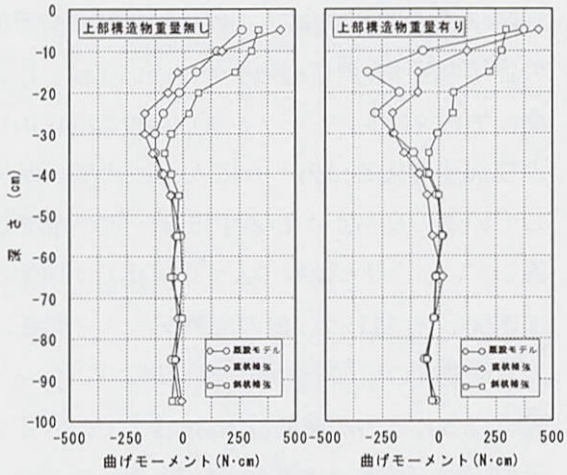


図-3.2.10　杭頭部最大時刻の曲げモーメント分布(200gal 入力時)

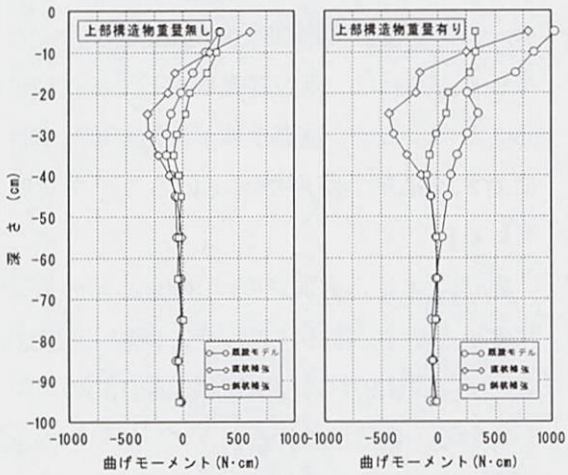


図-3.2.11　杭頭部最大時刻の曲げモーメント分布(300gal 入力時)

表-3.2.5　杭頭部および地中部の最大曲げモーメント

モデル	重量	杭頭部曲げモーメント(N·cm)			地中部曲げモーメント(N·cm)		
		100gal	200gal	300gal	100gal	200gal	300gal
既設モデル	無し	136.04	261.12	332.40	-61.65	-144.65	-144.65
直杭補強モデル		234.75	433.84	604.37	-87.22	-170.78	-312.46
斜杭補強モデル		170.22	334.22	335.67	-43.99	-80.98	-77.73
既設モデル	有り	111.55	374.40	1032.18	-72.12	-315.09	-62.49
直杭補強モデル		83.89	440.68	792.30	-34.82	-202.64	-429.47
斜杭補強モデル		195.36	295.02	334.15	-46.85	-55.32	-96.12

	重量有りの結果／重量無しの結果					
	杭頭部			地中部		
既設モデル	0.82	1.43	3.11	1.17	2.18	0.43
直杭補強モデル	0.36	1.02	1.31	0.40	1.19	1.37
斜杭補強モデル	1.15	0.88	1.00	1.06	0.68	1.24

す。ここで示す慣性力は、フーチングの重量に作用する最大応答加速度を掛けた値とした。図中に示しているデータは、フーチング加速度が最大となる時刻、フーチング変位が最大となる時刻および杭頭曲げモーメントが最大となる時刻のデータをプロットしたものである。また図中に示す白印は上部構造重量無しの結果を、黒印は重量ありの結果を示している。

図に示されるようにフーチングに作用する慣性力と変位との関係は、既設モデルと補強モデル（直杭補強モデル、斜杭補強モデル）に分けられる。特にフーチングの変位が 1.0mm より大きくなると、その傾向が顕著に現れている。この勾配の違いは、同じ慣性力に対しては補強された基礎の変形の方が、既設基礎に比べ小さくなることを示している。

図-3.2.13 に杭頭曲げモーメントとフーチング変位との関係を示す。図で示されるように、杭頭部に生じる曲げモーメントは、フーチング変位とほぼ比例関係にあることが分かる。このことより、杭の耐震補強では、補強後の基礎の変形量を減らせない限り、既設杭に対する補強効果が顕著に表れないものと判断される。

上述の図-3.2.12、図-3.2.13 に示す実験結果より、既設杭の耐震補強には、斜杭による補強が最も有効的であることが確認された。

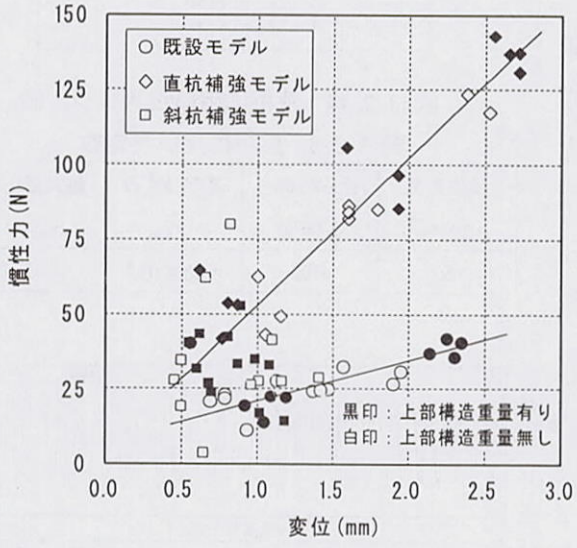


図-3.2.12　慣性力と変位との関係

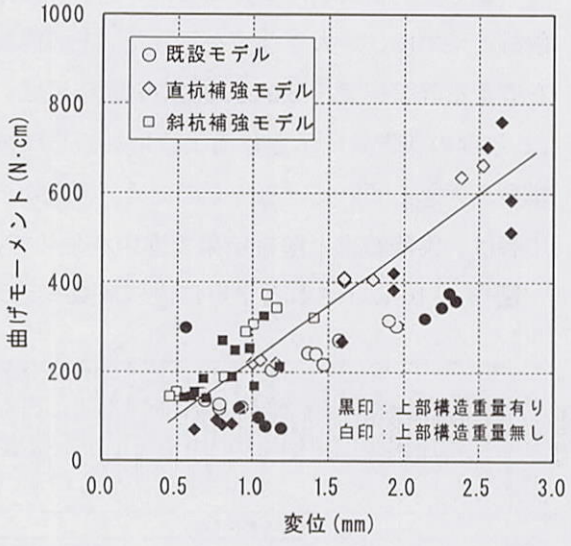


図-3.2.13　曲げモーメントと変位との関係

3.2.3　数値解析概要

非液状化地盤における振動台模型実験の解析では、実験結果の検証や補強効果の確認を目的としているため、地盤の非線形性をより精度良く表現できる非線形地震応答解析を行った。本解析で用いた解析手法は、地盤と構造物を連成解析することの出来る解析コード“DINAS”を用いて行った。地盤は、平面歪み要素を用い、非線形性は修正 R-O モデルとした。図-3.2.14 に解析に用いたメッシュ図を、表-3.2.6 に解析に用いた地盤の定数を示す。表中の初期せん断剛性 G_0 は、振動実験前にせん断土槽底面

を打撃して得られたせん断波速度より算出したものである。また地盤の奥行き幅は、フーチングの2倍とした[1]。既設杭やマイクロパイルは、実験において破損していなかったことから線形の梁要素とし、杭と地盤は節点を共有させた。フーチング部は、線形の平面ひずみ要素を用い、フーチング部と地盤部の節点は共有させなかった。地盤部の境界条件は、底面境界は固定とし、側方境界は繰り返し境界とした。解析に用いた入力加速度は、土槽底面(A15)で計測された値を用いた。

3.2.4 解析結果および考察

(1) 変位応答

図-3.2.15 から図-3.2.17 に、実験結果と解析結果の変位応答の比較を示す。図の上段は、せん断枠の上端部(L1)の水平変位を、中段はフーチング(L9)の水平変位を、下段は構造物上端(L8)の水平変位を示している。また、図中の実線は実験結果を破線は解析結果を示している。図-3.2.15 に示されるように既設モデルの解析結果は、せん断枠の上部ではよく一致している。それに対してフーチング位置では、解析結果のほうが大きな値を示した。上部構造重量を有する既設モデル(case1103)の実験結果は、平成12 年度の報告書に示されるように加振時に杭基礎模型が大きく傾いている。そのため、構造物上部の応答は、実験結果と解析結果で違いが生じている。

図-3.2.16 に示されるように直杭補強モデルの解

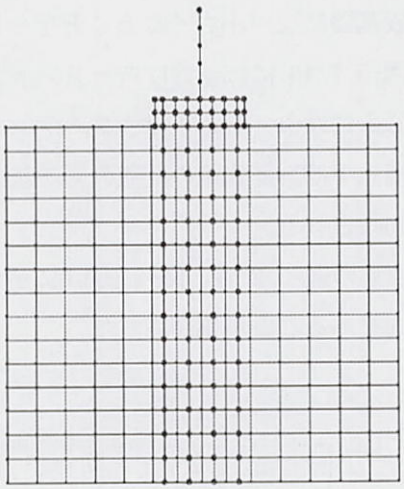


図-3.2.14 解析に用いたメッシュ図

表-3.2.6 解析に用いた定数

単位重量	せん断剛性	基準ひずみ	最大減衰率
ρ (kN/m^3)	G_0(kPa)	$\gamma_{0.5}$	h_{max}(%)
15.7	4700	1.00×10^{-4}	25

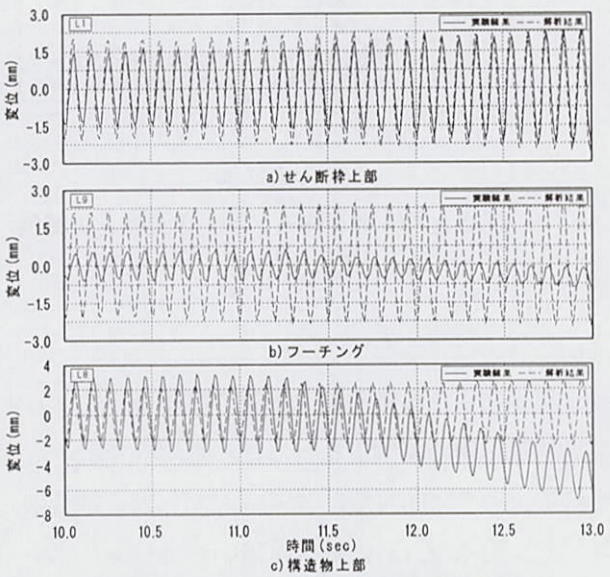


図-3.2.15 変位応答の比較(既設モデル)

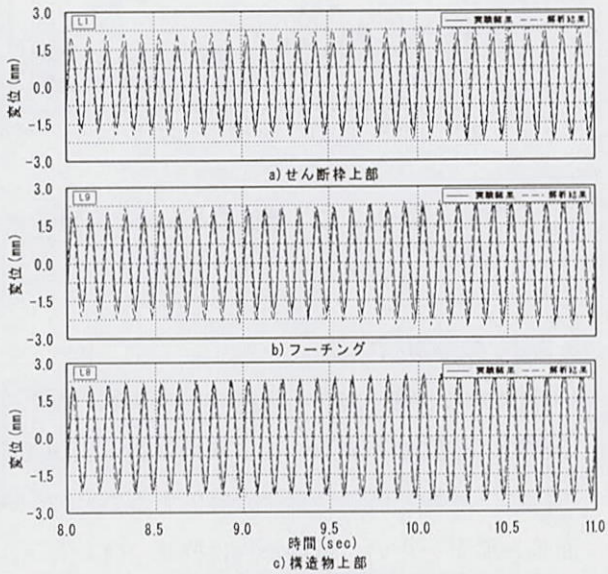


図-3.2.16 変位応答の比較(直杭補強モデル)

析結果は、構造物上部で実験結果が多少大きくなっているが、良く一致している。

図-3.2.17 に示されるように斜杭補強モデルの解析結果は、せん断枠上部では実験結果とよく一致している。それに対してフーチングや構造物上部で、解析結果が実験結果に比べ大きな応答を示した。解析結果におけるフーチングや構造物の変位応答は、地盤変位に追随して増加している。それに対し実験結果は、平成 12 年度の報告書に示されるように地盤変位の増加に比べフーチング変位の増加量はきわめて少なかった。実験は、杭模型とフーチングを分割している板ではさんで留めていた。それに対して解析では、杭模型とフーチングを剛結合としていた。この結合条件の違いのため、上部構造物の応答に差が生じたものと考えられる。

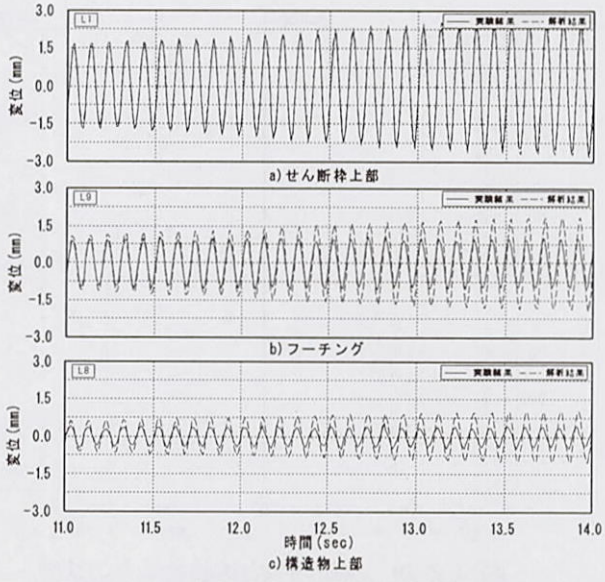


図-3.2.17　変位応答の比較(斜杭補強モデル)

上記の結果より、解析結果は上部構造物の応答に多少の差があるものの実験結果を良くシミュレーションできていると言える。

(2) 既設杭の曲げモーメント分布

図-3.2.18～図-3.2.20 に既設杭(M1)の曲げモーメント分布について解析結果と実験結果の比較を示す。図の左側は上部構造重量無しの結果を、右側は上部構造重量ありの結果を示している。図中の○印は実験結果を、△印は解析結果を示している。また図中の値は、杭頭部の曲げモーメントが最大となる時刻の値を示している。図で示されるように、直杭補強モデルや斜杭補強モデルの杭頭部で実験結果と解析結果に多少の差がある。これは前節で示したようにフーチングと杭模型の結合条件の違いによるものと考えられる。上記のように杭頭部に多少の差があるものの、解析結果は実験結果をよくシミュレーションできていると言える。

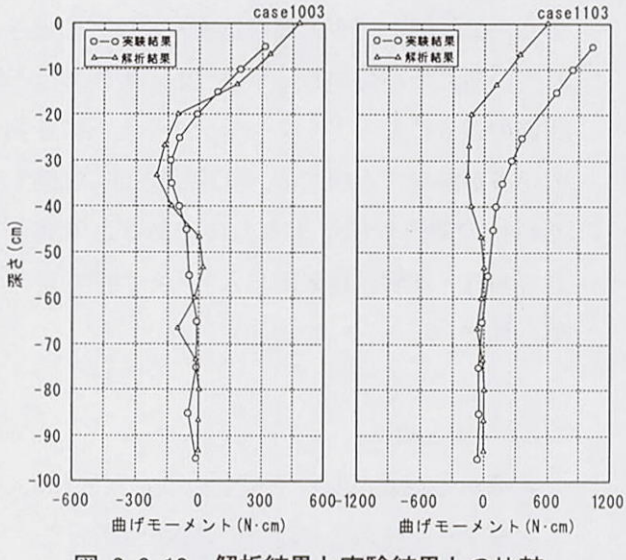


図-3.2.18　解析結果と実験結果との比較
(既設モデル)

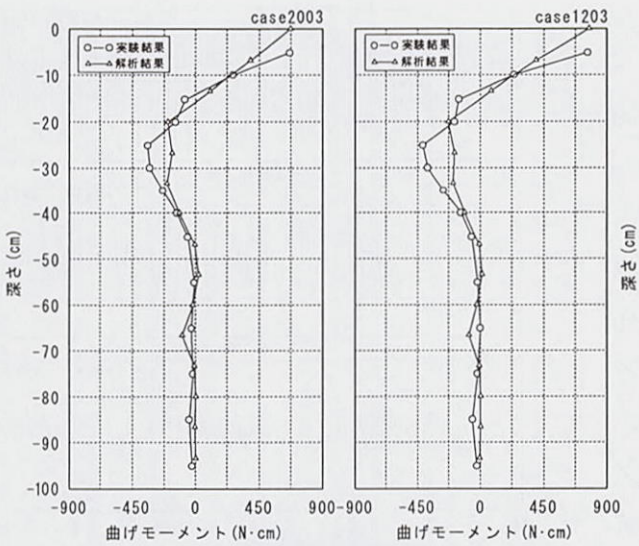


図-3.2.19　解析結果と実験結果との比較
（直杭補強モデル）

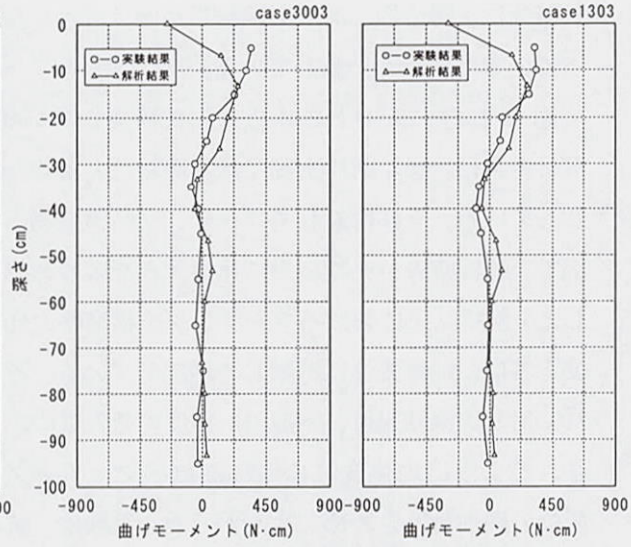


図-3.2.20　解析結果と実験結果との比較
（斜杭補強モデル）

(3) 杭基礎構造物の変形について

図-3.2.21 に杭頭部の曲げモーメントが最大となる時刻の各モデルの変形を示す。図に示されるように直杭補強モデルの変形は、既設モデルの変形と同じ傾向を示した。それに対して斜杭補強モデルの変形は、変形方向前面のマイクロパイルが水平変形により起き上がることにより、フーチングや上部構造物の変形が抑止されていることが分かる。平成 12 年度における実験の報告において、フーチングや上部構造物の応答が減少する傾向は、既設杭前面に位置する斜杭の変形性能によるものであると考察されており、本解析結果においてもその傾向が確認された。

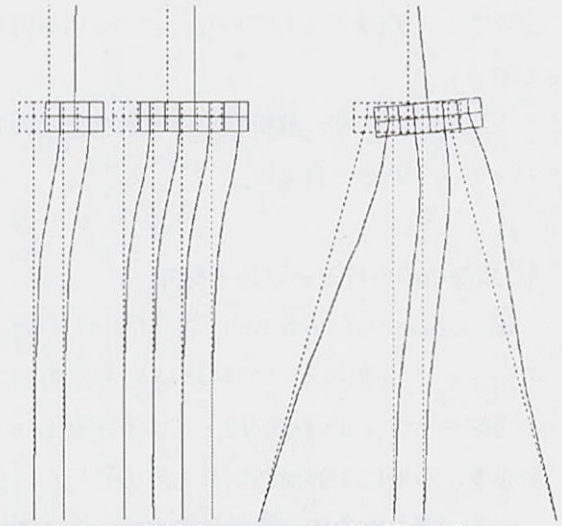


図-3.2.21　各モデルの変形図

3.2.5　まとめ

非液状化地盤における模型振動台実験および非線形地震応答解析による模型振動台実験の数値シミュレーション結果より以下の結論を得た。

① フーチングに作用する慣性力と変位との関係から、同じ慣性力に対してマイクロパイルにより補強された場合には応答変位がかなり低減されることが分かった。

② 解析結果は、上部構造物の応答に多少の差があるものの変位応答や加速度応答を良くシミュレーシ

ョンできている。また既設杭の曲げモーメント分布を良くシミュレーションできている。

③ 斜杭補強モデルの変形は、変形方向前面のマイクロパイルが変形に伴い起き上がるため、変形を抑止する効果が確認された。その結果上部構造物やフーチングに作用する加速度や変位が、既設モデルや直杭補強モデルに比べ減少することが確認された。

3.3 液状化地盤における模型実験

3.3.1 実験概要

本検討では、マイクロパイルで補強された杭基礎構造物の動的挙動および基礎の補強効果を定性的に把握すること目的として振動台による模型実験を実施した。

3.3.2 実験方法

実験は、大型振動台の上に設置したせん断土槽を用いて重力場で実施した。**図-3.3.1** に実験装置の概略図を、**写真-3.3.1** にせん断土槽を示す。せん断土槽は、加振方向にせん断変形する 15 段の独立した鋼製枠からなっている。その内側寸法は、幅 1.2m、奥行き 0.8m、高さ 1.0m である。

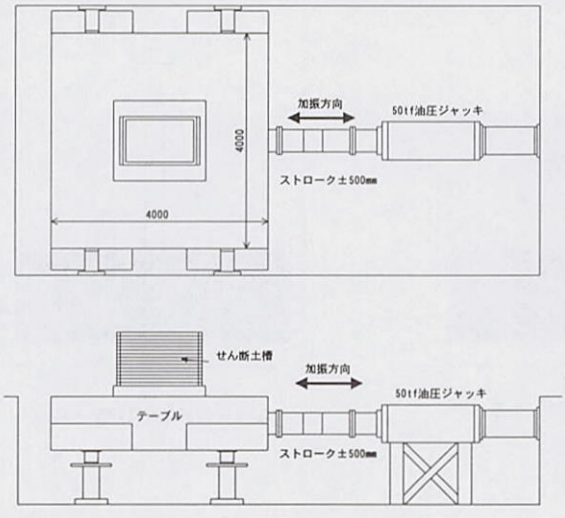


図-3.3.1 大型振動台

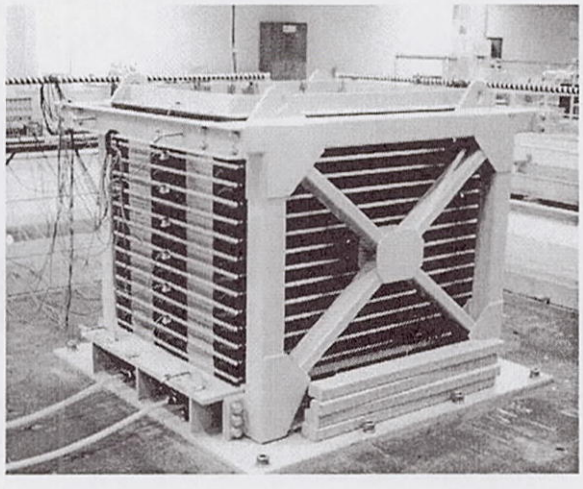


写真-3.3.1 せん断土槽

(1) 模型地盤

模型地盤には、遠州浜岡砂を使用した。**表-3.3.1** に浜岡砂の物性値を、**図-3.3.2** に粒径加積曲線を示す。図で示されるように浜岡砂は、粒径が良く揃った砂である。**図-3.3.3** に浜岡砂の液状化強度試験結果を示す。実験の模型地盤は、模型杭をせん断土槽内に設置した後、乾燥状態の遠州浜岡産の砂を下部層は空中落下法で、上部層は水中落下法で作成し 2 層構造とした。下部層は、非液状化層とするため、あらかじめ乾燥砂を空中落下させて作成した後、

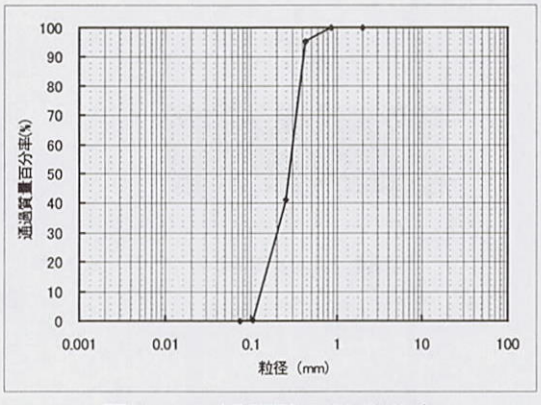


図-3.3.2 浜岡砂の粒度分布

振動台を加振して相対密度が 80%になるように締め固め、底部より水を注水して作成した。上部層は、乾燥砂を水中落下させて作成し、初期の相対密度が 40%程度であった。**図-3. 3. 4** に地盤作成方法と、**写真-3. 3. 2～写真-3. 3. 5** に作成状況を示す。

表-3. 3. 1 浜岡砂の物性値

土粒子の密度	ρs	2.699 g/cm^3
粒度	礫分	0%
	砂分	100.00%
	シルト分	0.00%
	粘土分	0.00%
	均等係数	2.31
	曲率係数	1.03
最大乾燥密度	ρd max	1.694 g/cm^3
最小乾燥密度	ρd min	1.396 g/cm^3

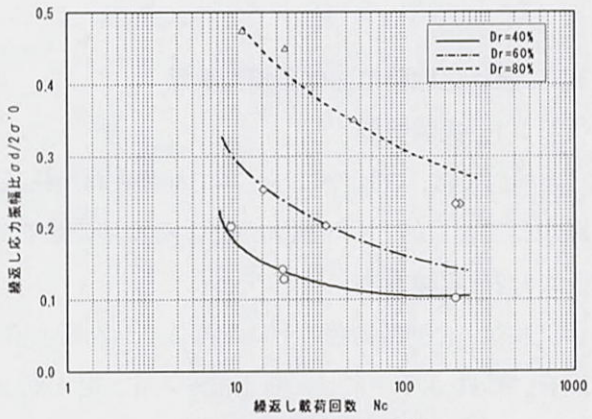


図-3. 3. 3 液状化強度

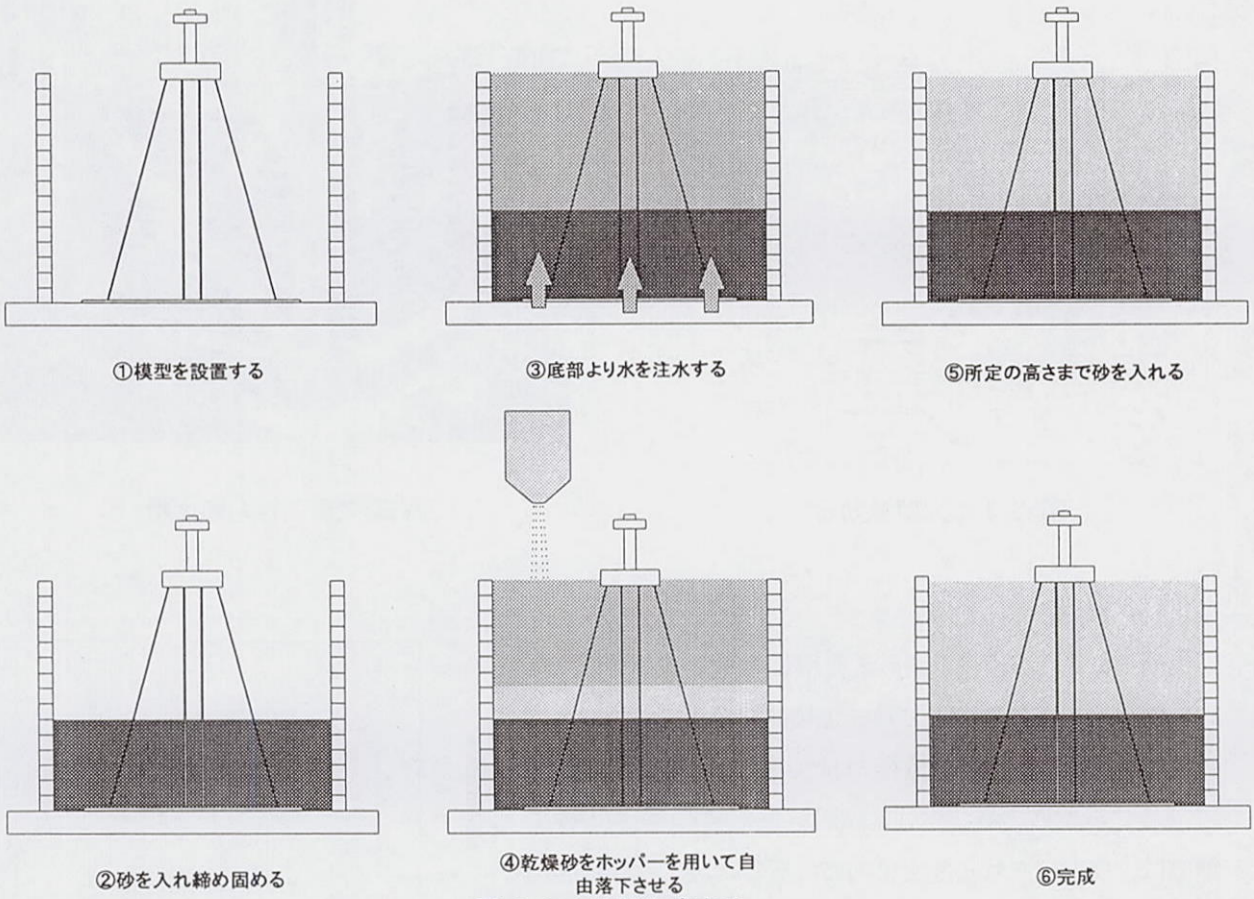


図-3. 3. 4 地盤作成方法

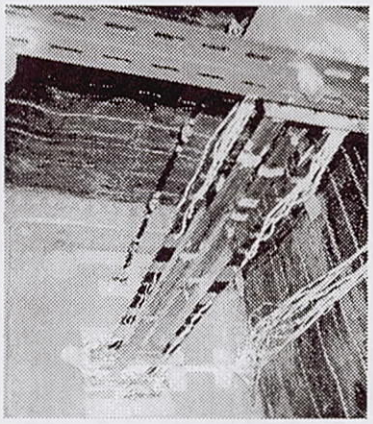


写真-3.3.2 模型設置状況

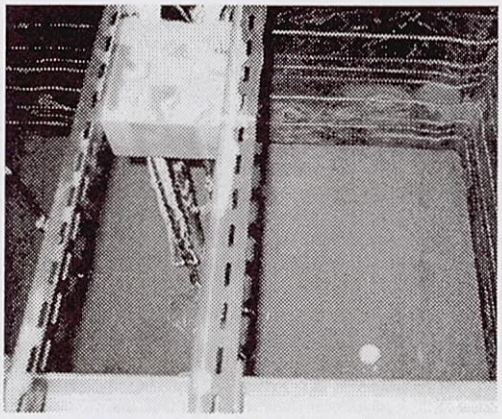


写真-3.3.3 下層地盤作成状況

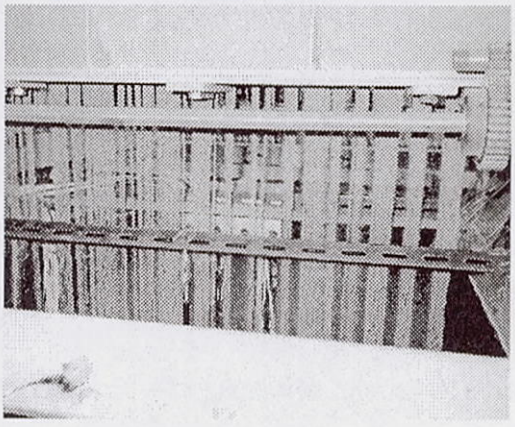


写真-3.3.4 水中落下状況

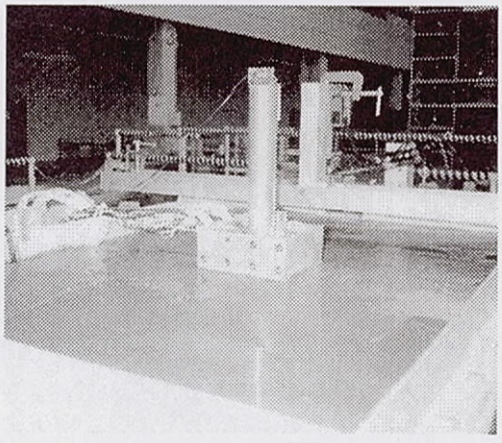


写真-3.3.5 地盤完成状況

(2) 実験モデルおよび入力加速度波形

実験モデルは、平成 11 年度に実施した非液状化地盤での模型振動台実験で用いたモデルと同じモデルで行った。

入力加速度は、地盤模型の固有周期が 0.104 秒に相当するので、周波数 10Hz、最大加速度 100gal の正弦波と、ホワイトノイズを用いた。図-3.3.5 に入力加速度波形を示す。表-3.3.2 に実験ケースを示す。

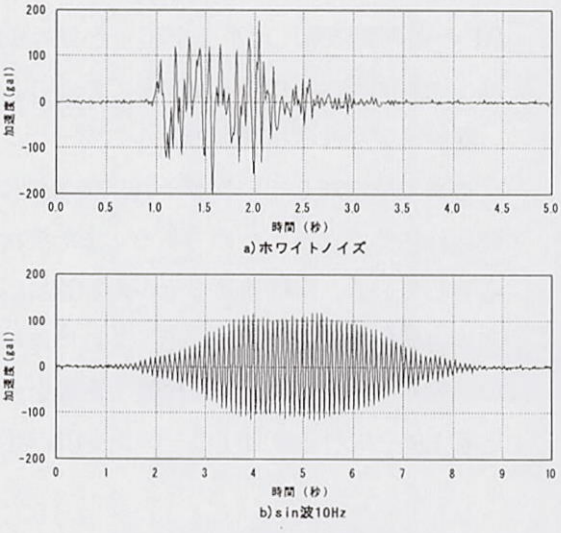


図-3.3.5 入力加速度波形

(3) 計測方法

実験模型には、地盤中に加速度計(A9～A12)と間隙水圧計(P1～P4)を、模型杭に間隙水圧計(P5～P8)とひずみゲージを、せん断枠に加速度計(A2～A8)とレーザー変位計(L1～L7)および上部構造物に加速度計(A13～A15)とレーザー変位計(L8～L9)をそれぞれ設置して計測を行った。

表-3.3.2　実験ケース

実験ケース	ファイル名	モデル	上部重量	入力加速度	台上加速度
case1	case1001	既設モデル	無し	sin波	157
	case1002			ホワイトノイズ	195
case2	case2001		有り	sin波	160
	case2002			ホワイトノイズ	208
case3	case3001	直杭補強	無し	sin波	140
	case3002			ホワイトノイズ	210
case4	case4001		有り	sin波	150
	case4002			ホワイトノイズ	235
case5	case5001	斜杭補強	無し	sin波	117
	case5002			ホワイトノイズ	233
case6	case6001		有り	sin波	112
	case6002			ホワイトノイズ	212

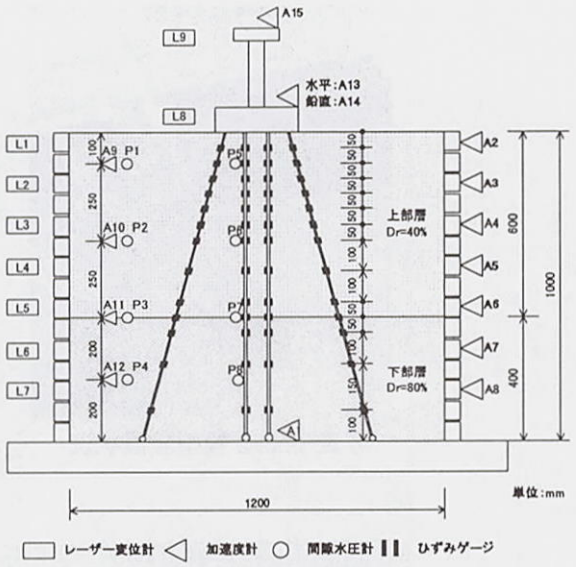


図-3.3.6　計測位置図

3.3.3　実験結果および考察

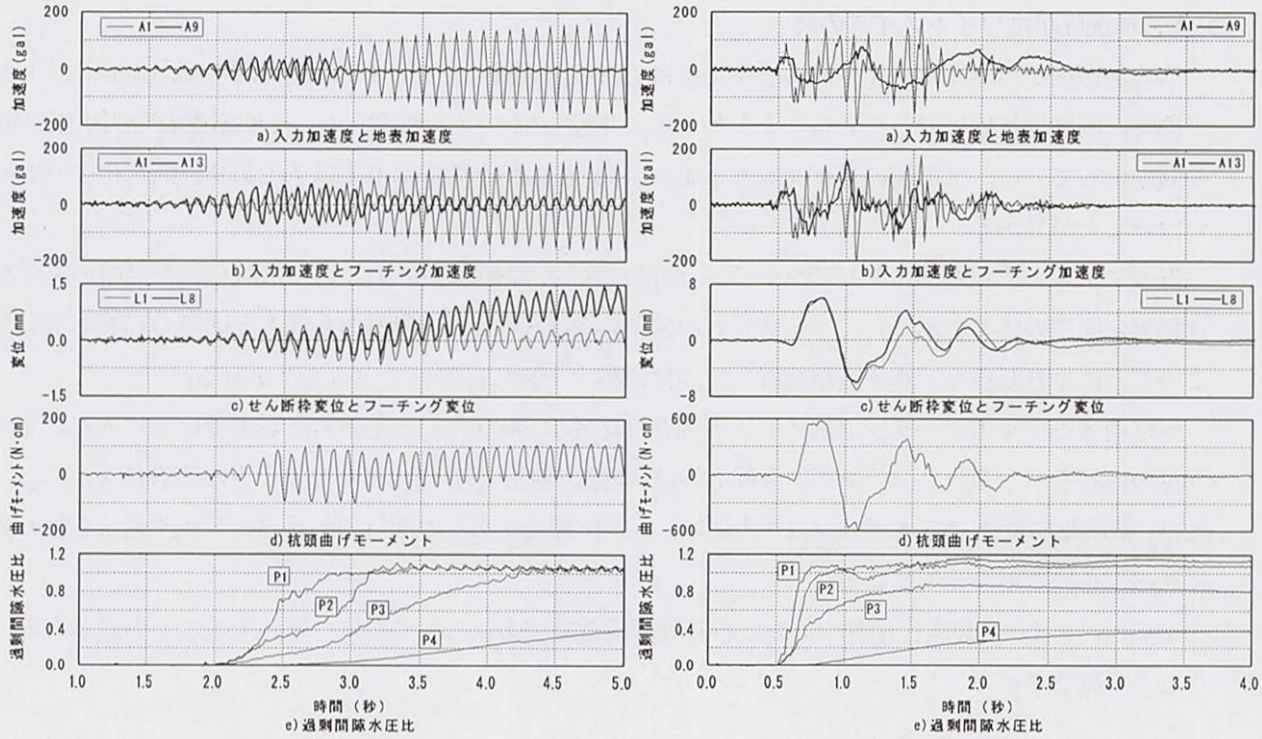
(1) 時刻歴応答

図-3.3.7～図-3.3.9 に各モデルの時刻歴応答を示す。時刻歴応答は、左側に sin 波 10Hz の結果を右側にホワイトノイズの結果を示している。図中の 1 段目は、入力加速度（A1）と地盤の加速度(A9)を、2 段目は入力加速度とフーチングの加速度(A13)を、3 段目はせん断枠(L1)とフーチングの変位(L8)を、4 段目は杭頭曲げモーメントを、5 段目は地盤部の過剰間隙水圧比を示している。

a)入力加速度が sin 波の時

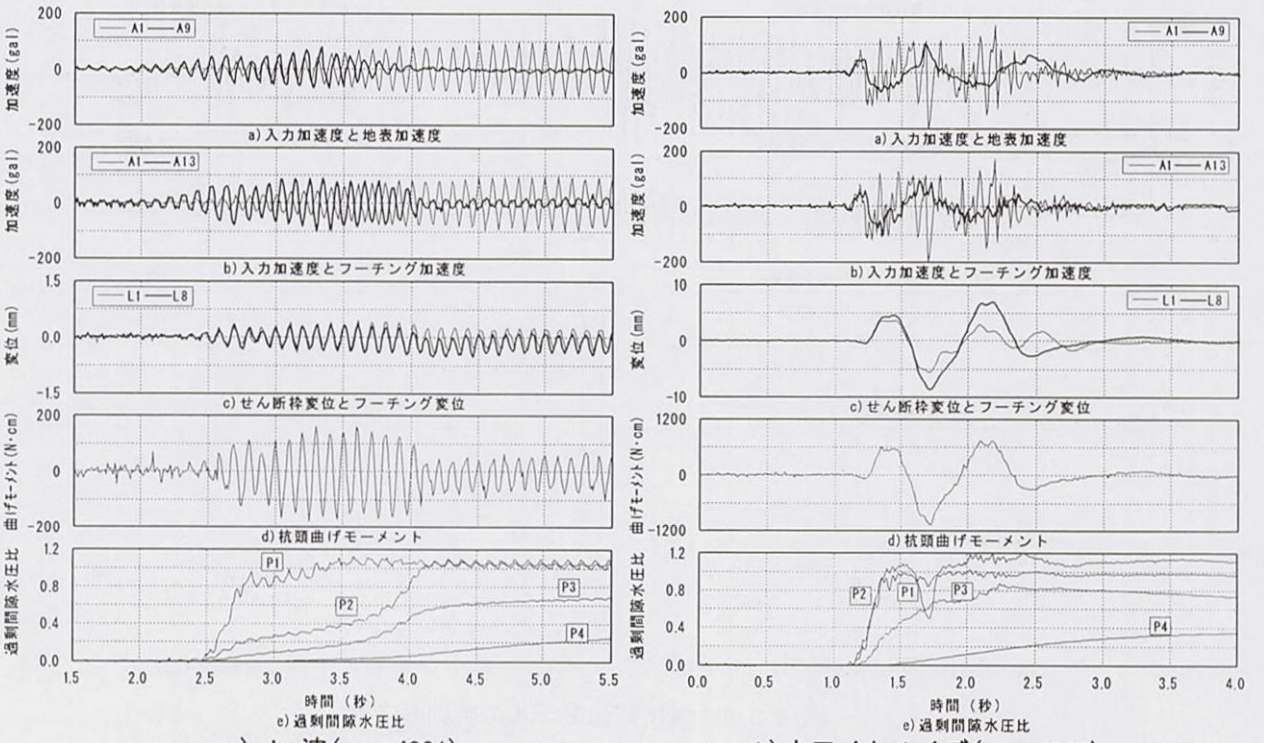
図より模型地盤は、加速度の増加に伴い、地表部より順次（P1→P2→P3）液状化し、最終的に上部層全体が液状化していることがわかる。上部層の地盤が液状化しているため、地盤上部の加速度応答 A9 は、P1 の過剰間隙水圧比が 1 を超えるあたりから急激に減少しほとんど応答しなくなっている。また下部層は、過剰間隙水圧比が 0.4 以下であることから液状化にいたっていないことが分かる。

既設モデルと直杭補強モデルのフーチング部における加速度応答 A13 は、P2 の過剰間隙水圧比が 1 になるまでは増加しているがそれ以後急激に減少している。これは、上部層が液状化したために加速度が伝達されにくくなったためである。また液状化後の加速度応答は、入力加速度に対して位相が 180° ずれて応答している。斜杭補強モデルの加速度応答は、上部層の液状化状態に影響されずに漸次増加し、入力加速度と同位相で応答している。これは斜杭補強モデルが、既設モデルや直杭補強モデルに比べ、基礎全体の剛性が強いために、周辺地盤の影響を受けずに応答していることを示している。またフーチングの変位応答 L8 や杭頭部の曲げモーメントの応答も同様な傾向を示している。



a)sin 波(case2001)　　b)ホワイトノイズ(case2002)

図-3.3.7　既設杭モデルの時刻歴応答



a)sin 波(case4001)　　b)ホワイトノイズ(case4002)

図-3.3.8　直杭補強モデルの時刻歴応答

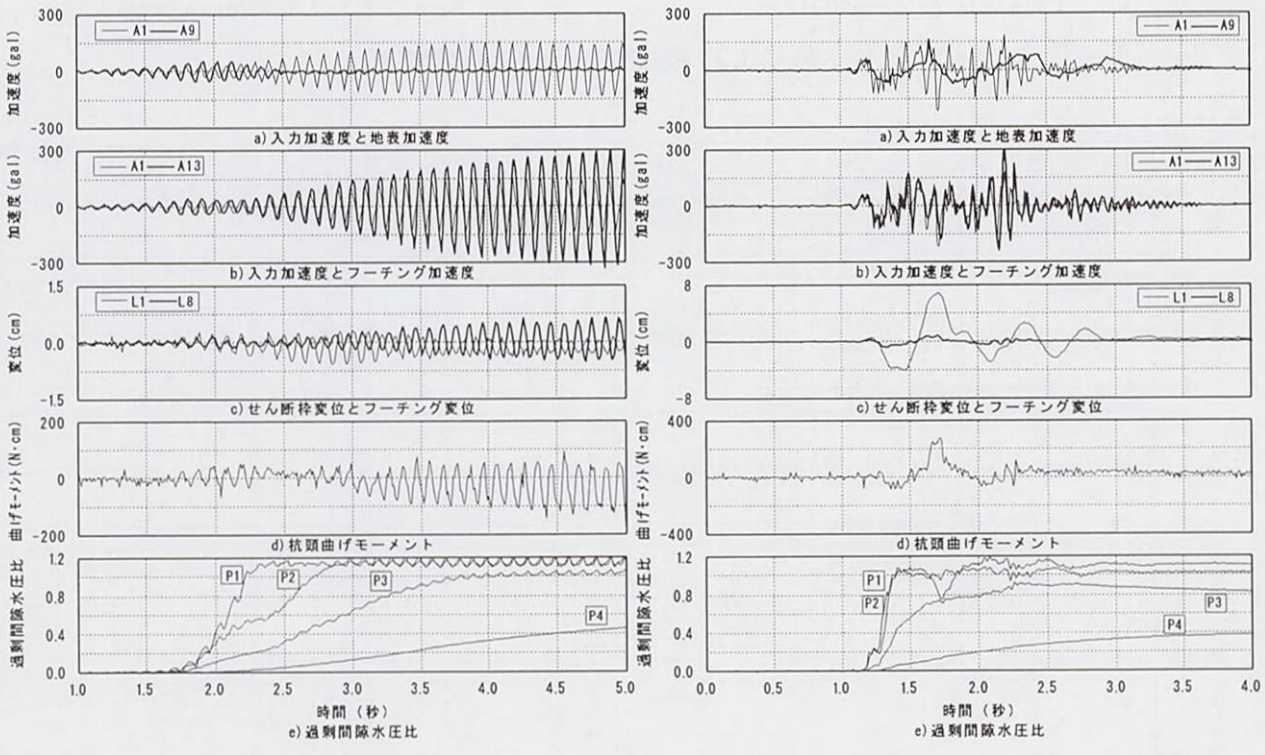
b) 入力加速度がホワイトノイズの時

入力加速度がホワイトノイズ時の模型地盤は、加振と同時に P1 と P2 過剰間隙水圧が上昇し、上層部が瞬時に液状化状態になっていることがわかる。地盤上部の加速度応答は、上部層地盤の液状化に伴い、長周期化している。下部層の過剰間隙水圧比は、sin 波の時と同様に 0.4 以下であり、液状化にいたっていないことが分かる。

既設モデルと直杭補強モデルのフーチング部における加速度応答 A13 は、液状化した地盤の影響を受け地盤と同様の応答を示した。フーチングの変位応答 L8 は、せん断枠変位 L1 と同等の応答を示した。このことにより既設モデルや直杭補強モデルは地盤と一緒に応答していることが分る。

斜杭補強モデルのフーチング部における加速度応答は、液状化した地盤の影響を受けずに入力加速度と同等の応答を示した。フーチングの変位応答は、地盤の変位応答に比べかなり小さな応答値を示した。これは、液状化時に生じる水平方向の外力に対し、斜杭補強モデルの抵抗力が既設モデルや直杭補強モデルに比べ大きいことを示している。

上記のことより、液状化地盤中における基礎の耐震補強方法として斜杭で補強することが最も有効であることが確認された。



a) sin 波(case6001)　　b) ホワイトノイズ(case6002)

図-3.3.9　斜杭補強モデルの時刻歴応答

(2) 曲げモーメント分布

図-3.3.10 および図-3.3.11 は、既設杭頭部の曲げモーメント値が最大となる時刻の曲げモーメント分布を示している。図中の○印は、既設モデルの結果を、◇印は直杭補強モデルの結果を、□印は斜杭補強モデルの結果を示している。

図-3.3.10 および図-3.3.11 に示されるように sin 波時の曲げモーメントは、既設モデルと直杭補強モデルにおいて、-30cm の位置で地中部の最大値を示した。それに対し斜杭補強モデルは、地中部の最大値は-60cm 近傍であった。図-3.3.7 および図-3.3.8 で示されるように、既設モデルと直杭補強モデルの杭頭曲げモーメントは、P2 (G.L.-35cm) の過剰間隙水圧比が 1 に達する近傍で最大値となり、フーチングに作用する加速度が最大となる時刻と一致している。それに対し斜杭補強モデルの杭頭曲げモーメントは、図-3.3.9 に示されるように、液状化地盤の影響を受けずに応答し、入力加速度が最大となる時刻で最大値を示した。ちなみに最大となる時刻の地盤の状況は、P3 の過剰間隙水圧も約 0.9 程度であり上部層全体が液状化している状態であった。このことから、sin 波の実験結果は、フーチングに作用する慣性力が支配的な結果を示しているものと思われる。

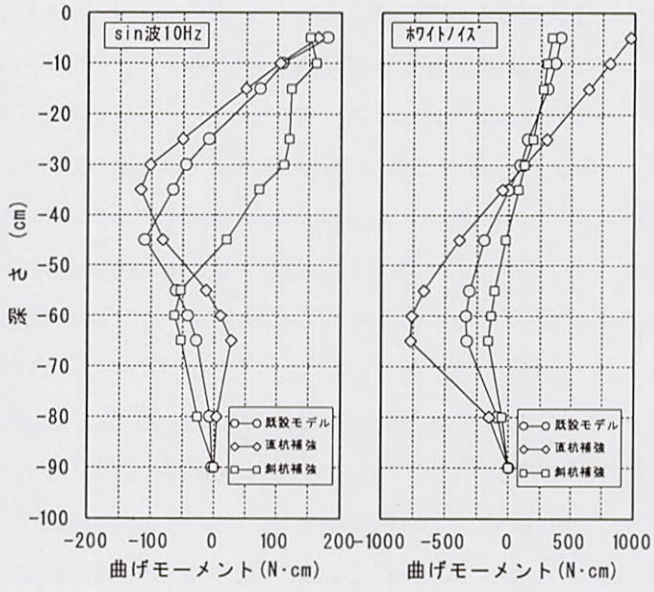


図-3.3.10 既設杭の曲げモーメント分布
(上部重量無し)

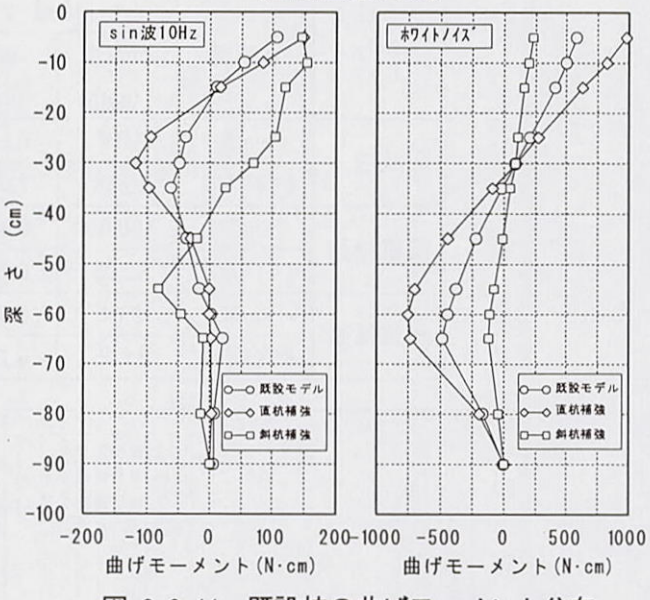


図-3.3.11 既設杭の曲げモーメント分布
(上部重量有り)

またホワイトノイズの結果では、各モデルともに-60cm 近傍で地中の最大値を示した。ホワイトノイズの実験では、曲げモーメントが最大となる時刻と、地盤変形およびフーチングの変形が最大となる時刻がほぼ一致している。このことからホワイトノイズの実験結果は、フーチングの変形量が支配的な結果を示しているものと思われる。

液状化地盤に対するマイクロパイルによる補強は、慣性力が支配的な場合には顕著な効果は得られないが、地盤の変形が支配的な場合には斜杭とすることが最も効果的であることが確認された。

(3) 耐震補強効果について

液状化地盤中の既設基礎に対するマイクロパイルによる補強効果を確認にするために、地盤やフーチングの加速度応答と変位応答、杭頭曲げモーメントの比較を行った。

表-3.3.3 に杭頭曲げモーメントが最大となる時刻の地盤やフーチングの加速度と変位を示す。図-3.3.10、図-3.3.11 に示されるように sin 波 10Hz の結果では、既設杭に生じる最大曲げモーメントはどのケースにおいてもほぼ同じ値を示した。フーチングの変位応答に違いがあるものの最大値がどのケースも表-3.3.3 に示されるように、1.0mm 程度と非常に小さいために曲げモーメントも同程度になったものと考えられる。それに対してホワイトノイズの結果は、直杭補強モデルの値が一番大きく、次に既設モデル、斜杭補強モデルの順に小さくなっている。これは、斜杭補強モデルのフーチング変位量が、地盤に比べ 1/10 ほど小さかったためである。図-3.3.12 にフーチングに作用する慣性力とフーチング変位との関係を示す。前節で示したように sin 波の実験において慣性力が支配的な実験結果を示しているため、図には sin 波のみの結果を示した。図に示されるように慣性力と変位との関係は、基礎の構造形式の違いに相関があるよう見受けられる。図-3.3.13 に杭頭曲げモーメントと変位との関係を示す。図中に示す白色の

表-3.3.3　最大値比較

モデル	入力波	地盤		フーチング		杭
		加速度 (gal)	変位 (mm)	加速度 (gal)	変位 (mm)	曲げモーメント (N·cm)
既設	sin波	1.17	0.254	-135.27	-0.920	-177.83
	ﾎﾜｲﾄﾉｲｽﾞ	55.58	7.031	57.44	6.025	575.16
直杭補強	sin波	100.09	0.316	157.60	0.383	196.10
	ﾎﾜｲﾄﾉｲｽﾞ	69.96	6.125	88.46	8.659	976.13
斜杭補強	sin波	2.01	0.042	37.80	0.570	155.37
	ﾎﾜｲﾄﾉｲｽﾞ	21.05	6.743	146.85	0.702	218.35

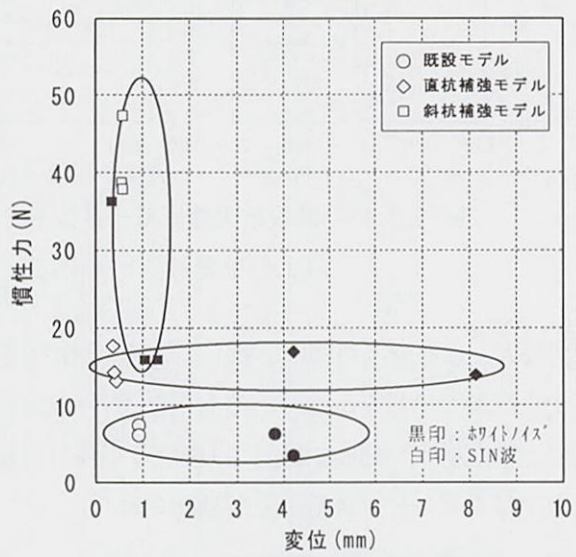


図-3.3.12　慣性力と変位の関係

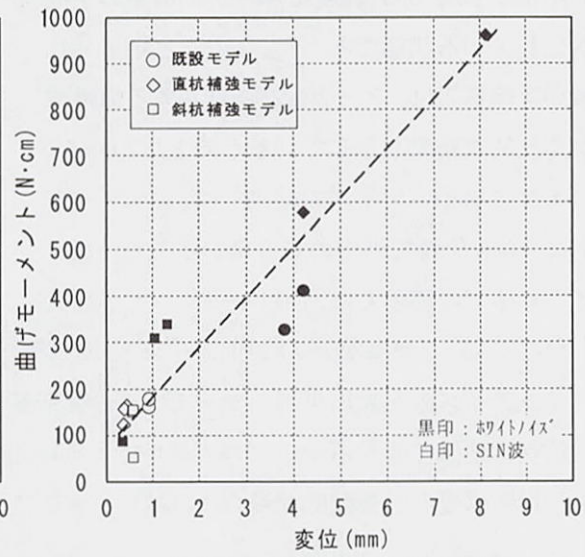


図-3.3.13　曲げモーメントと変位の関係

印は sin 波の結果を、黒色の印はホワイトノイズの結果を示している。図に示されるように基礎の構造形式にかかわらずほぼ直線がある。これは、液状化地盤中の基礎の耐震補強方法は、変形を抑止することがより有効的であることを意味している。上記の結果より、液状化地盤中における既設基礎の耐震補強方法として、斜杭補強が有効的であると考えられる。

3.3.4 数値解析概要

（1）解析方法

液状化現象は、地震時における地盤中の間隙水と土骨格の両者の挙動に深く関わっている。したがって、地盤の液状化を考慮した解析を行う場合には、地震時に時々刻々と変化する土および間隙水の挙動を適切に表現でき、液状化後や地震後の挙動も表現可能な有効応力解析法の方が全応力解析法よりも適していると考えられる。そこで、本解析では、Oka ら[1),2)]の砂の弾塑性モデルを組み込んだ土～水連成の 2 次元有効応力解析法[3)]（LIQCA-2D；Coupled Analysis of LIQuefaction）を用いて動的模型実験の数値シミュレーションを行った。LIQCA は、(財)リバーフロント整備センターの「高規格堤防盛土設計・施工マニュアル」（平成 12 年 3 月）や(財)国土開発技術研究センターの「河川堤防の地震時変形量の解析手法」（平成 14 年 2 月）等に代表的な有効応力解析方法の一つとして紹介されている。

（2）解析ケース

解析ケースを表-3.3.4 に示す。入力加速度としてホワイトノイズ波形（最大加速度 200gal）を用いた場合をとりあげ、構造物が既設杭のみに支持された場合とマイクロパイル（斜杭）による補強が施された場合の 2 ケースについて解析を行った。

表-3.3.4 解析ケース

	解析モデル	対応する実験ケース名	入力加速度
①	既設杭のみ	Case2	ホワイトノイズ，最大 200gal
②	マイクロパイルによる補強（斜杭（15°））	Case4	ホワイトノイズ，最大 200gal

（3）有限要素メッシュ

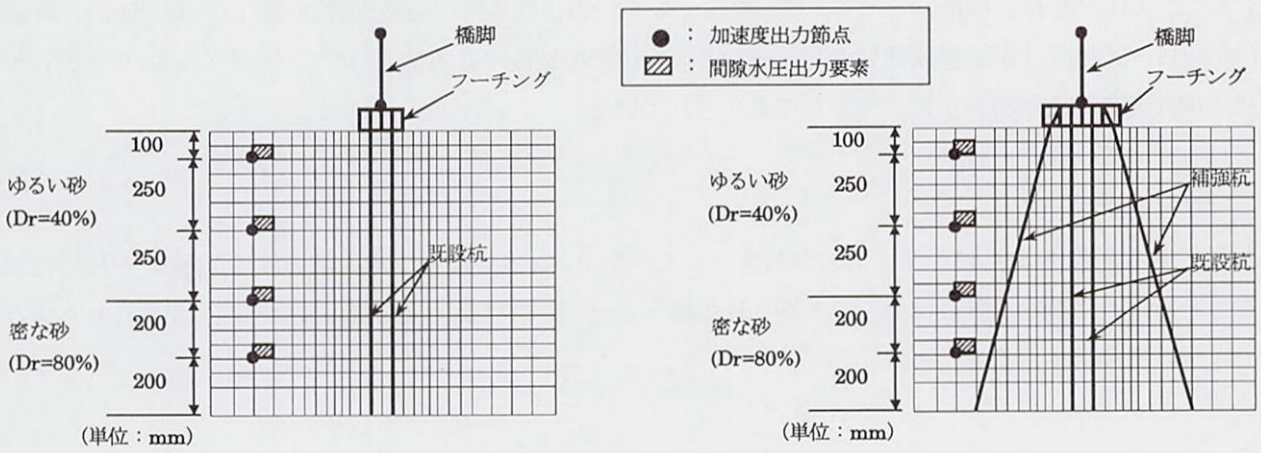
有限要素メッシュを図-3.3.14(a)，(b)に示す。図-3.3.14(a)，(b)は、いずれも動的模型実験の模型をほぼ忠実にモデル化したものであり、図-3.3.14(a)は構造物が既設杭のみに支持されたモデル、図-3.3.14(b)はマイクロパイル（斜度 15° の斜杭）による補強が施されているモデルである。境界条件としては、有限要素メッシュの底面は剛基盤として固定境界とし、側方は等変位境界とした。また、有限要素メッシュの底面と側方は非排水境界とし、土要素間は排水境界として水の移動を考慮した。

（4）材料パラメータ

砂の材料パラメータは、実験の際に行った土質試験結果を用いて設定した。設定した材料パラメータを表-3.3.5に示し、表-3.3.5の材料パラメータを用いて行ったゆるい砂（Dr=40%）の要素シミュレーション結果を図-3.3.15に示す。

既設杭とマイクロパイルと橋脚は弾性の梁要素としてモデル化し、杭先端部を有限要素メッシュの底面にピン結合した。また、フーチングは弾性体としてモデル化した。動的模型実験で用いた模型の仕様に基づいて設定した構造物の材料パラメータを表-3.3.6（既設杭、マイクロパイル、橋脚）～表-3.3.7（フーチング）に示す。表-3.3.6～表-3.3.7のうち、剛性に関するパラメータ（ヤング係数E、断面2次モーメントI、Lameの定数λ、μ）は単位奥行き幅（1mあたり）に換算して設定した。また、杭やフーチングと地盤との間には、すべりを表現するためにジョイント要素を設けた。

地盤内の初期応力は、弾塑性モデルを具備した初期応力解析プログラム（ini2d）[4]を用いて自重解析によって算定した。なお、初期応力解析の際は、有限要素メッシュの側方境界を鉛直ローラーとした。



(a) 既設モデル　　(b) 斜杭補強モデル

図-3.3.14　有限要素メッシュ

表-3.3.5　砂の材料パラメータ

砂の相対密度		40%	80%
透水係数	k (cm/sec)	1.95×10^{-2}	1.95×10^{-2}
初期間隙比	e_0	0.752	0.630
圧縮指数	λ	0.03	0.03
膨潤指数	κ	0.0015	0.0015
初期せん断係数比	G_0/σ'_{m0}	707.88	664.69
変相応力比	M_m	0.909	0.909
破壊応力比	M_f	1.269	1.350
硬化パラメータ	B_0	3000	6000
〃	B_1	30	60
〃	C_f	0	0
基準ひずみ（塑性剛性）	γ^p_r	0.003	0.004
基準ひずみ（弾性剛性）	γ^e_r	0.02	0.02
ダイレイタンシー係数	D_0	2.0	0.5
〃	n	2.5	20

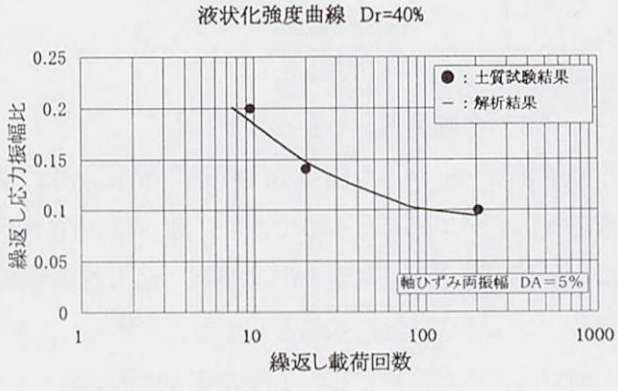


図-3.3.15　要素シミュレーション結果

表-3.3.6　杭と橋脚の材料パラメータ

	ヤング係数 E (MPa)	断面積 A (cm^2)	断面2次ﾓｰﾒﾝﾄ I (cm^4)
既設杭	2.03E+05	10.0	0.208
ﾏｲｸﾛﾊﾟｲﾙ	2.03E+05	3.33	1.11E-02
橋　脚	6.97E+04	65.4	1.02E+02

表-3.3.7　フーチングの材料パラメータ

	Lameの定数 λ (MPa)	Lameの定数 μ (MPa)
フーチング	5.50E+04	2.60E+04

（5）入力加速度

入力加速度としては、動的模型実験の際に用いられたホワイトノイズ波（最大加速度 200gal）を用いた。入力加速度を図-3.3.16 に示す。

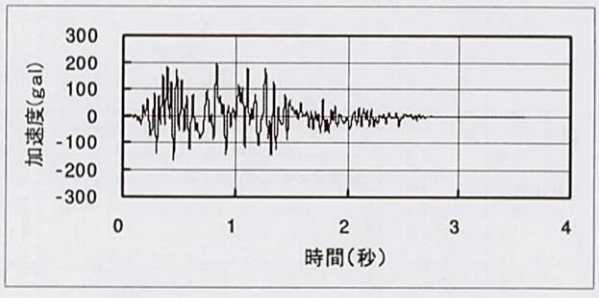


図-3.3.16　入力加速度

3.3.5　解析結果および考察

過剰間隙水圧比の時刻歴を図-3.3.17 に示し、地盤応答加速度の時刻歴を図-3.3.18 に示す。図-3.3.17、図-3.3.18 ともに、(a)が既設モデルの場合であり、(b)が斜杭補強モデルの場合である。図-3.3.17 と図-3.3.18 から、ゆるい上部砂層（Dr=40%）で過剰間隙水圧が上昇して液状化が発生することや液状化に至る時間、そして液状化によって応答加速度が減衰する様子等において実験結果と解析結果は概ね一致している。また、密な下部砂層（Dr=80%）での過剰間隙水圧比や加速度の応答も解析結果は実験結果を概ね定性的に再現している。

フーチング天端の水平変位の時刻歴を図-3.3.19(a), (b)に示す。(a)が既設モデルの場合であり、(b)が斜杭補強モデルの場合であるが、(a), (b)ともに解析による水平変位量の最大値は実験値よりも小さい傾向にある。

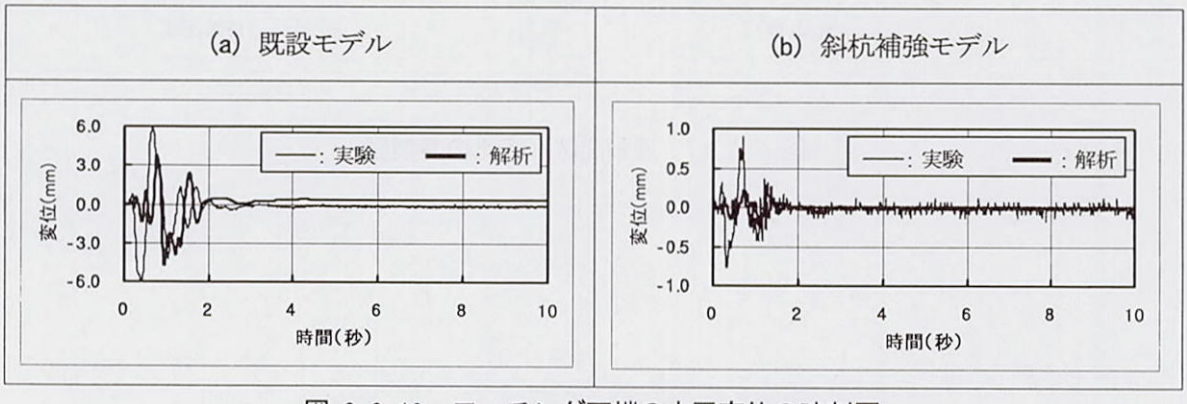


図-3.3.19　フーチング天端の水平変位の時刻歴

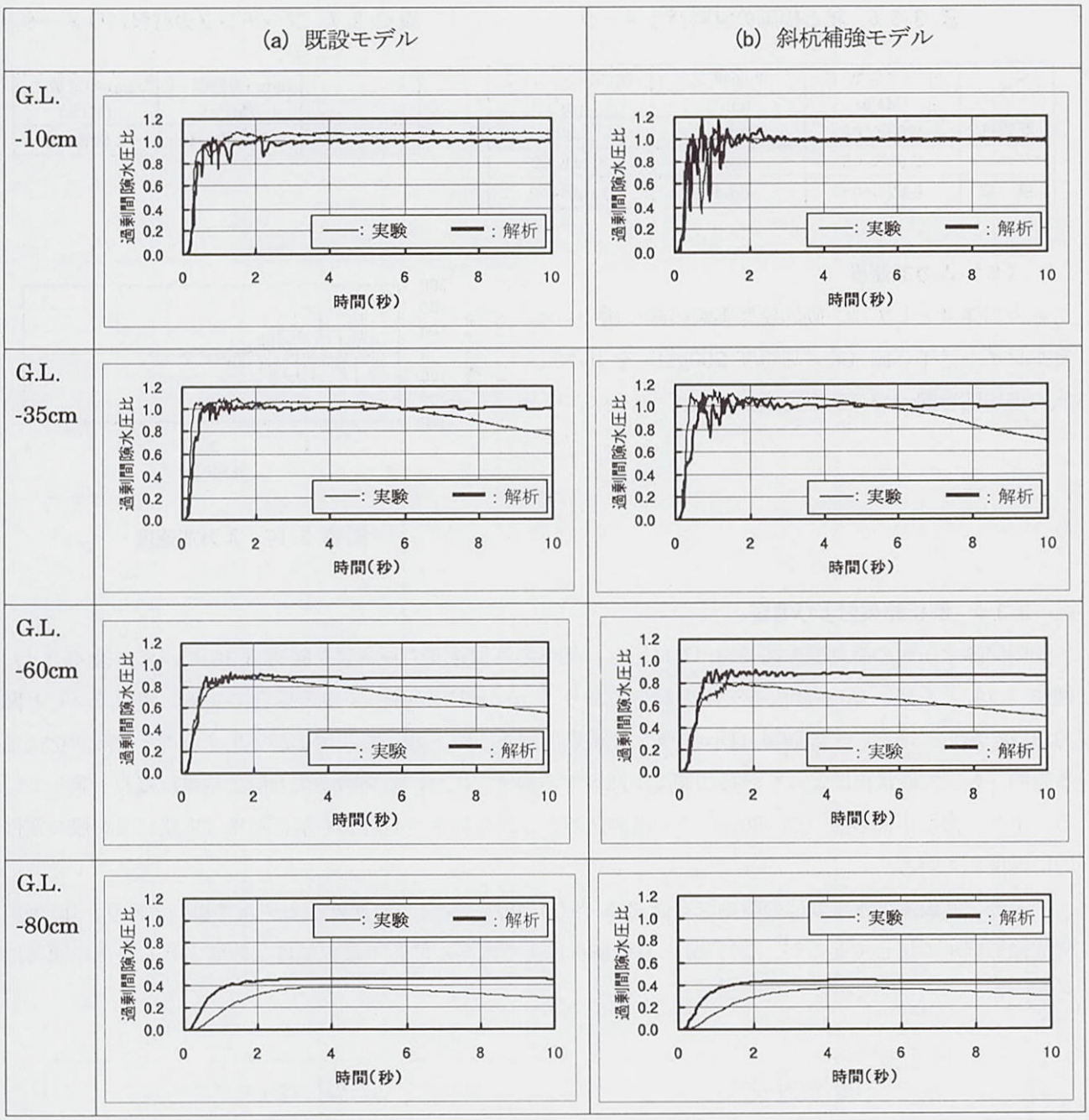


図-3. 3. 17　過剰間隙水圧比の時刻歴

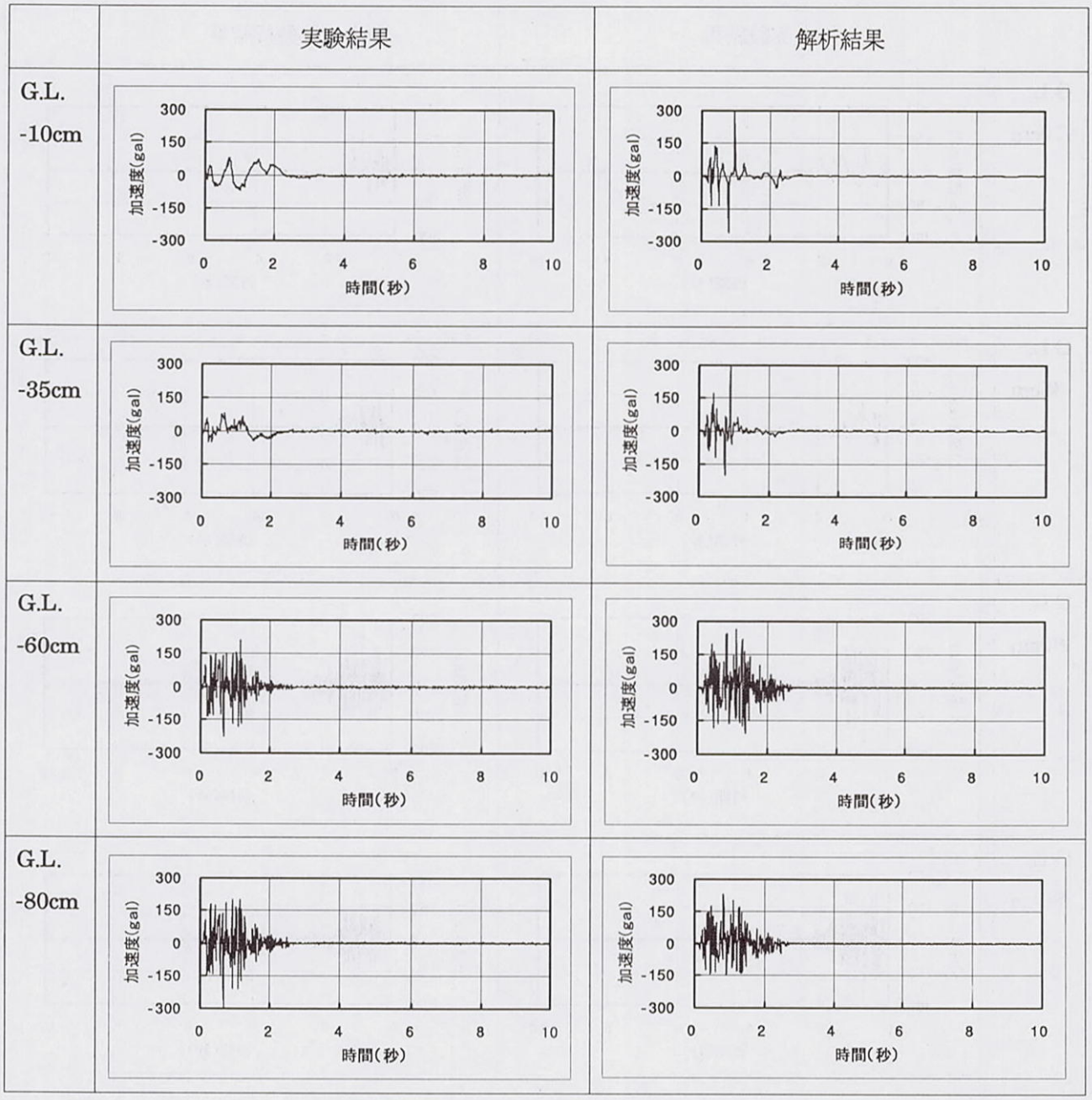


図-3.3.18(a)　応答加速度の時刻歴（既設モデル）

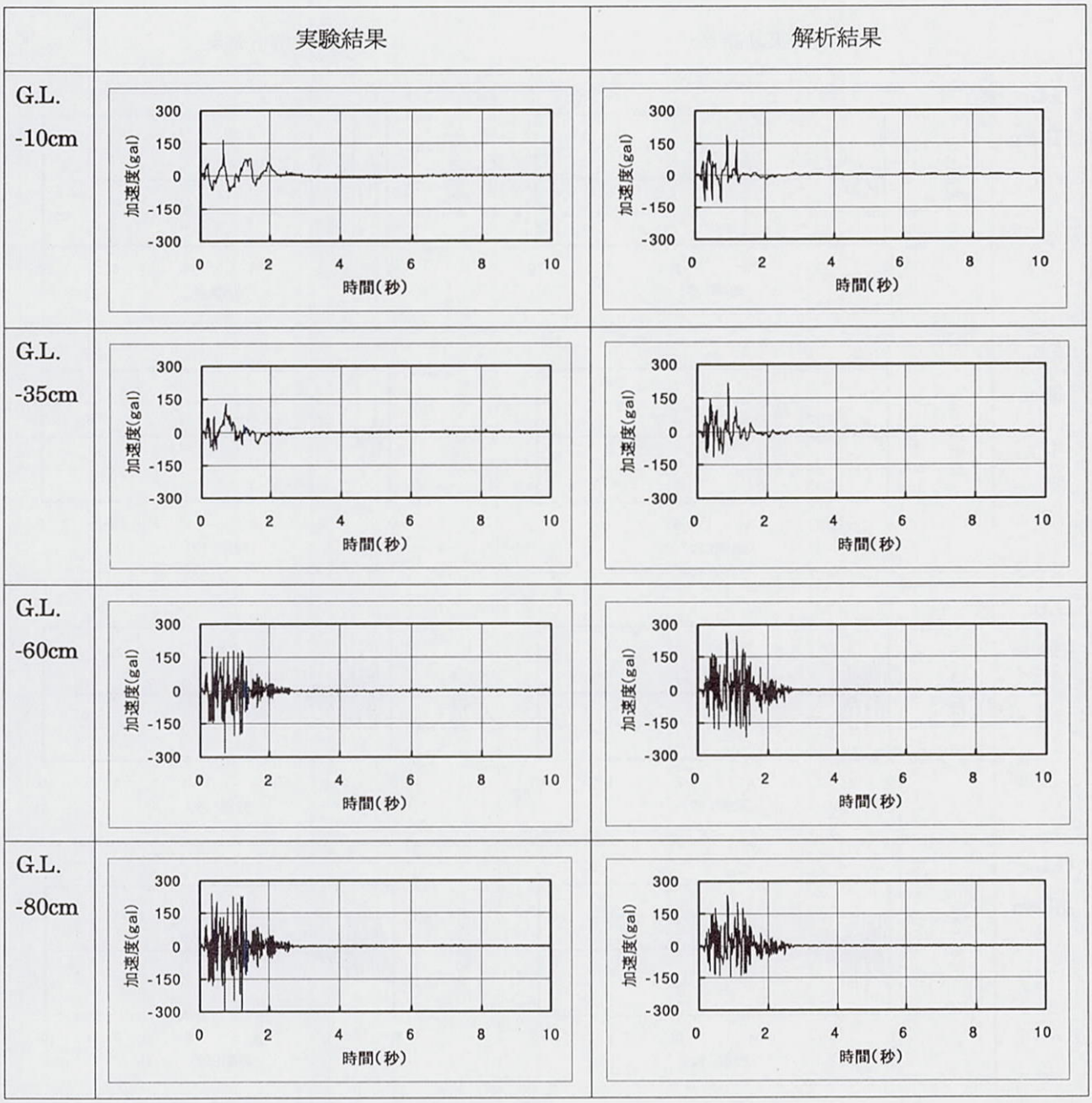
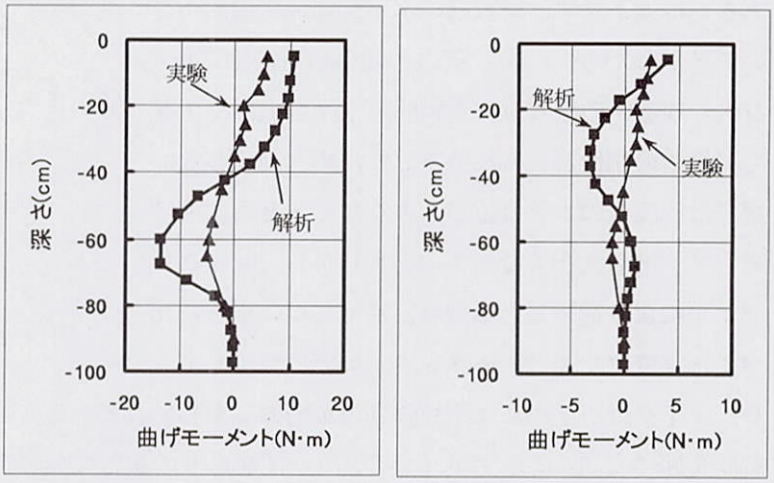


図-3.3.18(b)　応答加速度の時刻歴（斜杭補強モデル）

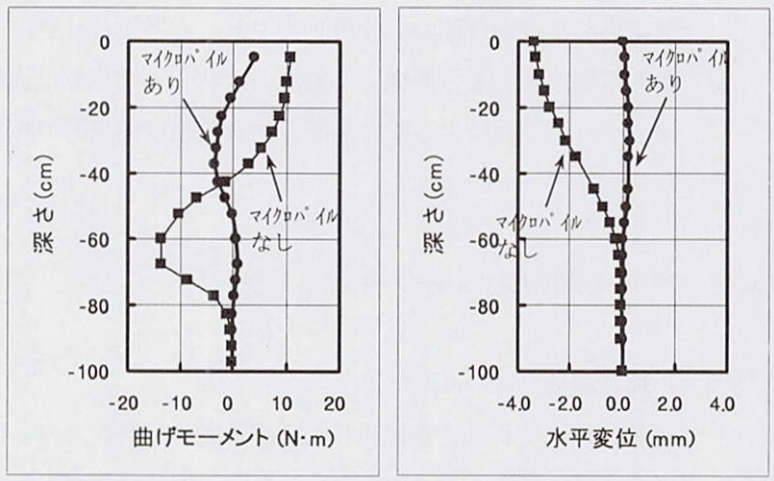
既設杭（図-3.3.14(a), (b)の既設杭の左側の杭）の曲げモーメントの深度分布を図-3.3.20(a), (b)に示す。図-3.3.20(a)は既設モデルの場合に対応し、図-3.3.20(b)は斜杭補強モデルの場合に対応しているが、図-3.3.20(a)では、実験結果と解析結果が概ね定性的に一致している。図-3.3.20(a), (b)の解析結果の曲げモーメント図は、実験結果と同様に、既設杭の杭頭部での曲げモーメントが最大となった時点のものを示した。実験では、上部砂層が液状化に至る直前に既設杭の曲げモーメントが最大になったのに対し、解析では、上部砂層が液状化に至る直前ではなく液状化に至った後（液状化に達してから0.5秒程度後）に既設杭の曲げモーメントが最大となった。これは、主として、本来3次元的な状態にある杭基礎構造物を2次元モデルに置き換えて解析を行った影響であると考えられる。すなわち、杭が3次元的に配置されている場合は、例えば液状化した土が杭間を通り抜ける現象が認められるが、今回の2次元モデルの場合は、既設杭やフーチングがいわば壁状になっているため、液状化土の変位による影響をより大きく受けた。このような解析モデルによる影響により、解析結果の方が実験結果よりも曲げモーメントの値が大きいことについても説明できよう。したがって、今回のような3次元的な構造物を対象とした解析で、より一層高い精度が要求される場合には、3次元モデルを用いた解析を行う必要があると考えられる。ただし、本報告で示した解析結果からも分かるように、2次元解析でもある程度の精度（再現性）を確保することができるため、実務においては状況に応じた使い分けが重要である。



(a) 既設モデル　　(b) 斜杭補強モデル

図-3.3.20　既設杭（左側）の曲げモーメントの深度分布

次に、解析結果における既設杭（左側）の曲げモーメントおよび水平変位により、マイクロパイルによる既設基礎の補強効果について検討した。マイクロパイルがある場合とない場合の最大の曲げモーメントおよび水平変位の比較図を図-3.3.21に示す。図-3.3.21から、相対密度 Dr＝80%の密な砂層では過剰間隙水圧の発生量が小さいために地盤の剛性が



(a) 曲げモーメント　　(b) 水平変位

図-3.3.21　既設杭（左側）の曲げモーメントと水平変位の深度分布

大きくは低下せず、既設杭の水平変位が比較的小さいことがわかる。一方、その上部の相対密度 Dr＝40%のゆるい砂層では、過剰間隙水圧が大きく上昇して地盤の剛性が大幅に低下したため、補強しない場合は既設杭の水平変位が大きくなるとともに曲げモーメントも大きくなっている。しかし、マイクロパイルにより補強した場合は、補強しない場合に比べて水平変位や曲げモーメントが大幅に減少しており、マイクロパイルによる補強効果が明確にあらわれている。参考までに、フーチング天端の水平変位の時刻歴を図-3.3.22 に示すが、マイクロパイルありの場合はなしの場合に比べて水平変位が大幅に減少していることが確認できる。

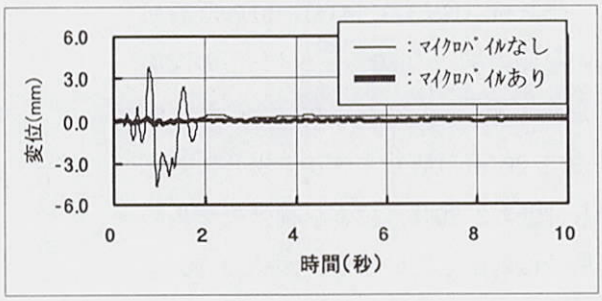


図-3.3.22　フーチング天端の水平変位の時刻歴

3.3.6　まとめ

液状化地盤における模型振動台実験および2次元有効応力解析によって次の結論が得られた。

① マイクロパイルを鉛直に配置して補強した既設基礎の液状化時の応答は、既設基礎の応答と同じ挙動を示した。

② マイクロパイルを斜めに配置して補強した既設基礎の液状化時の応答は、液状化地盤の影響を受けずに応答していることが確認できた。したがって、液状化地盤における既設基礎の耐震補強方法としては、マイクロパイルを斜杭にすることが有効であることが確認された。

③ 2次元有効応力解析法は、今回のような液状化を考慮した動的模型実験結果を概ね再現できることが確認できた。より高い精度が要求される場合には、杭基礎構造物を3次元的にモデル化して解析を行う必要があると考えられるが、2次元解析でもある程度の精度が確保できるため、実務においては状況に応じた適切な使い分けが必要であると考えられる。

④ 動的模型実験結果と同様に、砂層が液状化して地盤反力等を期待することが困難な場合においても、マイクロパイルによる既設基礎の耐震補強は効果的であることが解析的にも確認された。

3.4　実大構造物における動的解析による検討[5)]

3.4.1　解析概要

マイクロパイルにより補強した既設基礎の耐震設計は、静的模型実験の結果を踏まえ、地震時保有水平耐力法により行う方針である。しかし、保耐法では上部構造物の慣性力のみを考慮するため、地盤と構造物の動的な相互作用を考慮した動的解析とは異なる結果が得られる場合もある。

そこで、図-3.4.1 に示した試設計例[6)]を対象とし、動的解析によるマイクロパイルの補強効果について検討した。

（1）検討ケース

検討ケースを表-3.4.1 に示す。検討は、無補強（既設杭のみ）、直杭による補強、斜杭による補強のケースとした。無補強については、杭要素と地盤要素の間にジョイント要素を設け、杭と地盤の不連続性を評価したケースについても検討している。

また、マイクロパイルによる増し杭本数は、試設計結果[2]より算出された本数とした。

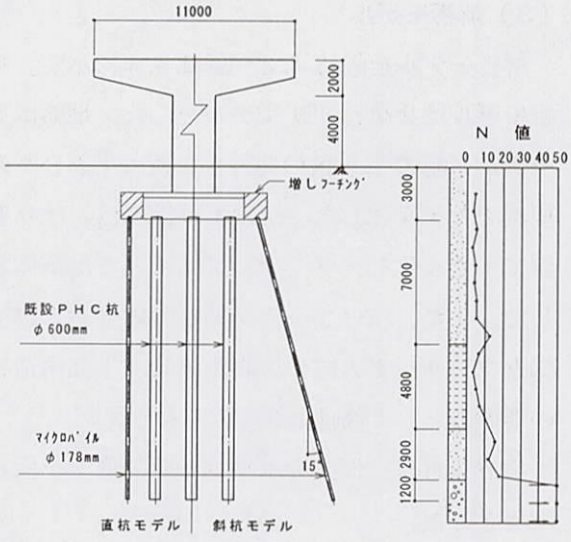
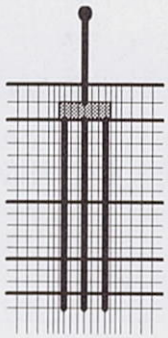
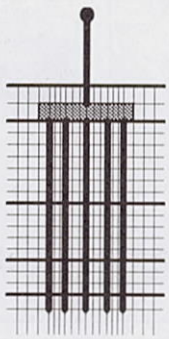
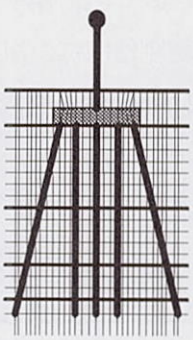
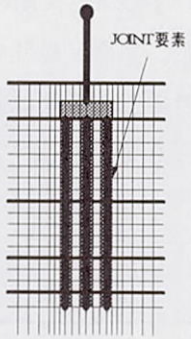


図-3.4.1 補強概念図

表-3.4.1 検討ケース

検討ケース	1	2	3	4
	無補強	直杭補強	斜杭補強（15°）	無補強（JOINT要素）
増し杭本数	－	26 本	10 本	－
構造モデル図				

（2）解析手法

解析は、地盤－構造物連成系の相互作用解析プログラム「TDAPⅢ」を用いて行った。レベル２地震動に対しては、上部構造、杭、地盤のいずれも非線形変形特性を考慮することになるが、上部、杭は道示Ⅴの保耐法よる方法で、地盤は演算時間あるいは費用の面から実用的である等価線形解析法により非線形特性を与えることとした。

（3）解析モデル

解析モデルを図-3.4.2～図-3.4.4に示す。解析モデルは2次元FEMモデルとした。地盤はフーチング幅の1.5倍の奥行きを持つ平面ひずみ要素でモデル化した。杭および橋脚は、はり要素でモデル化し、フーチングについては剛体とした。また、杭とフーチングとの結合および橋脚とフーチングの結合は剛結とし、上部構造物の慣性力として橋脚上部に質点を与えた。

境界条件は、側方を水平ローラ、底面を固定境界とした。

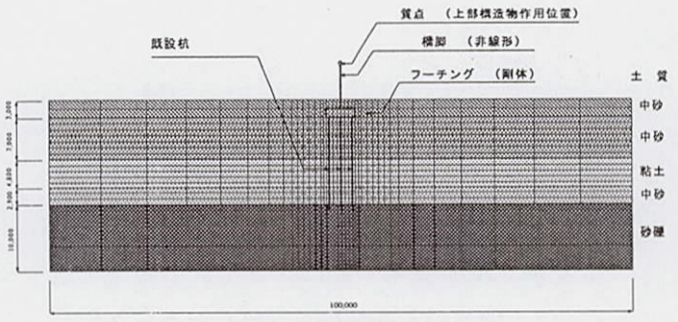


図-3.4.2　既設モデル

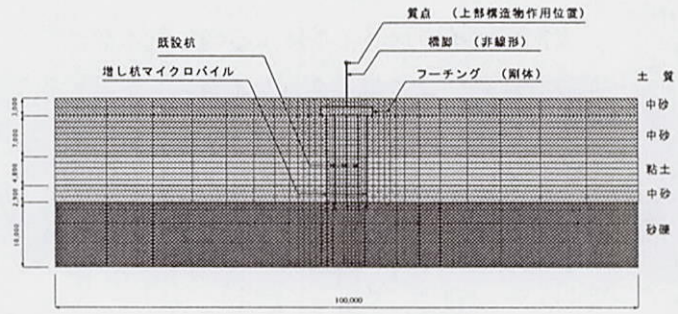


図-3.4.3　直杭補強モデル

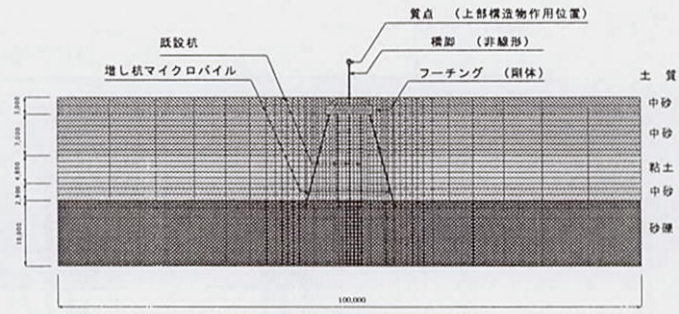


図-3.4.4　斜杭補強モデル

（4）解析定数

a)　地盤モデル

地盤は構造物周辺地盤と杭間地盤とに分けてモデル化した。周辺地盤の解析定数を表-3.4.2に、杭間地盤の解析定数を表-3.4.3に示す。周辺地盤の地盤剛性および減衰定数は、等価線形法において最大せん断ひずみが1.0%に相当する値とした。また、杭間の地盤剛性は杭の拘束効果により著しい低下はしないと考え、最大せん断ひずみ0.1%に相当する値とした。

表-3.4.2　地盤の解析定数

地層番号	土　質	単位重量 γ (kN/m³)	せん断弾性係数 G (kN/m²)		ポアソン比	減衰定数 h (%)	
			周辺地盤	杭間地盤		周辺地盤	杭間地盤
①	中砂	18.0	15000		0.495	12	12
②	中砂	18.0	3700	15400	0.495	25	13
③	粘土	17.0	32000	39000	0.333	9	7
④	中砂	18.0	50000	57000	0.333	8	6
⑤	砂礫	19.0	165000		0.333	5	4

b) 構造物モデル

構造物モデルは、高耐力マイクロパイル工法による試設計モデル[1)]と同様とし、既設PHC杭はトリリニア型、マイクロパイルは死荷重時の軸力を評価したバイリニア型のM～φ関係をもつ非線形特性を与えた。既設杭の非線形特性を図-3.4.5に、マイクロパイルの非線形特性を図-3.4.6に示す。また、橋脚については図-3.4.7に示すように保有耐力を考慮するためバイリニア型の非線形特性をもつ部材とした。

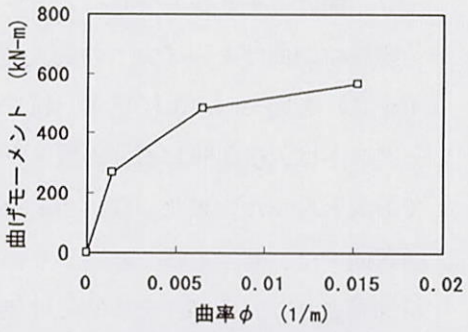


図-3.4.5 既設杭の非線形特性

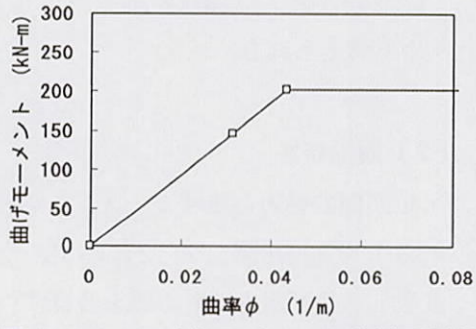


図-3.4.6 マイクロパイルの非線形特性

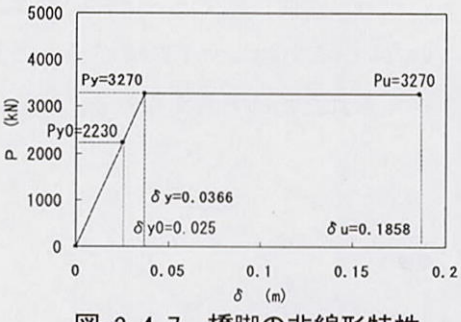


図-3.4.7 橋脚の非線形特性

（5）入力地震動

入力地震動の波形を図-3.4.8に示す。入力地震動は道示・標準入力地震波OGAS FUKIAI N27Wとし、地表面での最大応答加速度が700gal程度になるように補正し使用した。

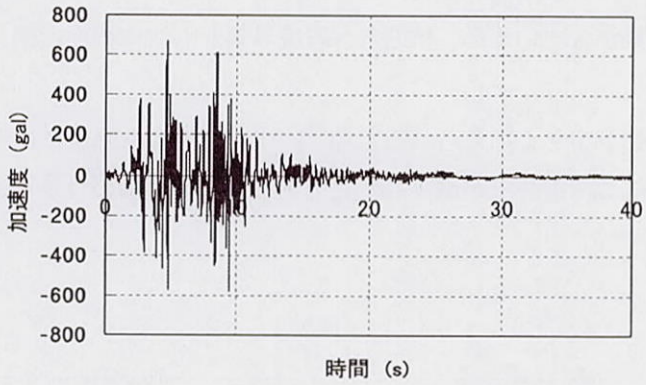


図-3.4.8 入力地震動

3.4.2 解析結果および考察

（1）最大応答値

a) 水平変位量

橋脚－フーチング－既設杭の応答変位の最大値分布（ケース1～3）を図-3.4.9に示す。マイクロパイルの補強効果は杭頭部に顕著に現れ、水平変位量を約30%低減している。これはマイクロパイルの支持効果により構造物のロッキングが抑えられたためと考えられる。また、斜杭補強は、杭本数が直杭補強の約4割にもかかわらず、ほぼ同じ変位量となった。

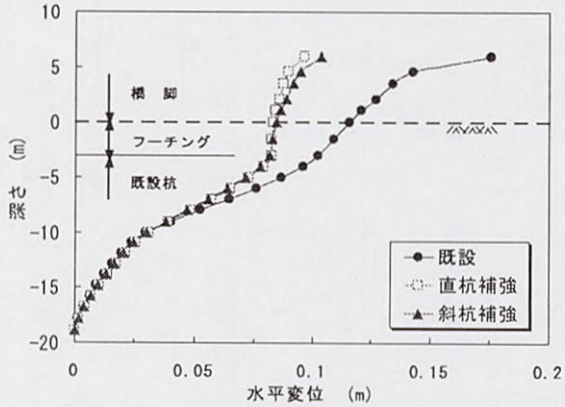


図-3.4.9 水平変位の最大値分布

b)　曲げモーメント分布

既設杭の曲げモーメントの最大値分布（ケース１～３）を図-3.4.10 に示す。杭に生じる曲げモーメントは、杭頭部および砂層と粘土層の境界部で最大となった。また、G.L-3m～G.L-10m の砂層区間では、補強することにより曲げモーメントが抑制されているが、全体的には無補強の場合と大きな差異はみられない。これは、杭に生じる曲げモーメントは地盤の応答変位に支配されるためと考えられる。

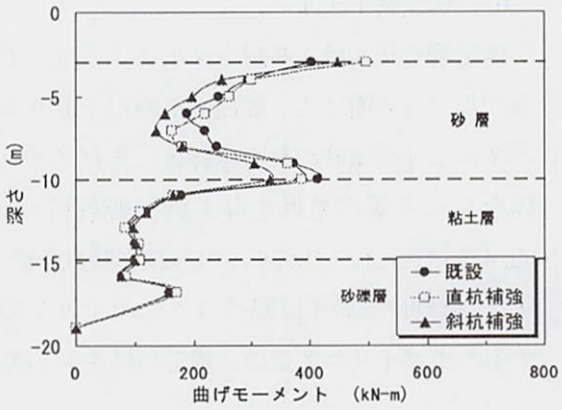


図-3.4.10　曲げモーメントの最大値分布

（２）履歴特性

杭頭部の軸力と曲げモーメントの相関履歴（ケース１～３）を図-3.4.11 に、層境界部の相関履歴（ケース１～３）を図-3.4.12 に示す。一般に、軸力は外側杭ほど大きな値を示すとともに動的応答によって変動し、曲げ耐力にも影響を及ぼす。各ケースとも杭頭部、層境界部の最大曲げモーメントに大きな差はみられない。しかし、既設モデルでは軸力変動が大きいため、杭頭部、層境界部とも杭体の曲げ耐力を越え降伏に至っている。

一方、補強したケースにおいては、軸力変動が小さく抑えられるため、いずれの場合も降伏には至っていない。これは、マイクロパイルにより既設杭の荷重分担が減少したことと、上部構造物のロッキングを抑えられたためと考えられる。

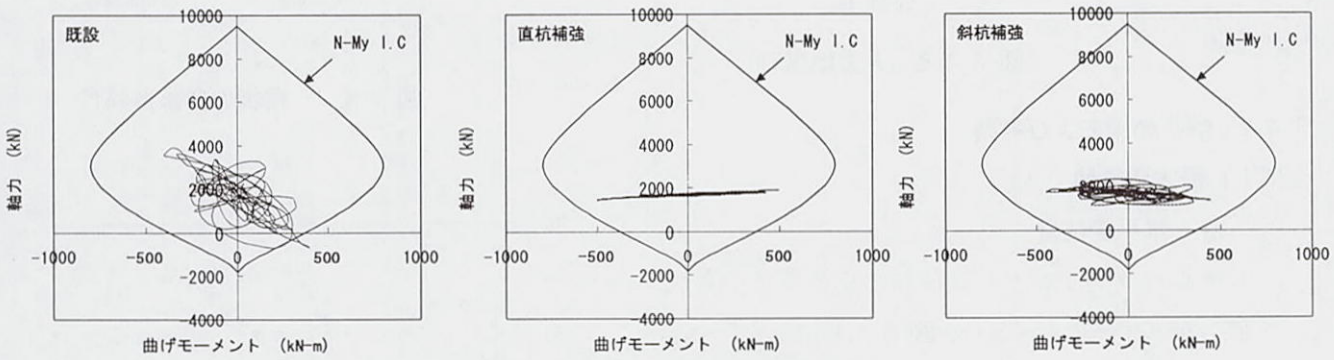


図-3.4.11　杭頭部の履歴特性

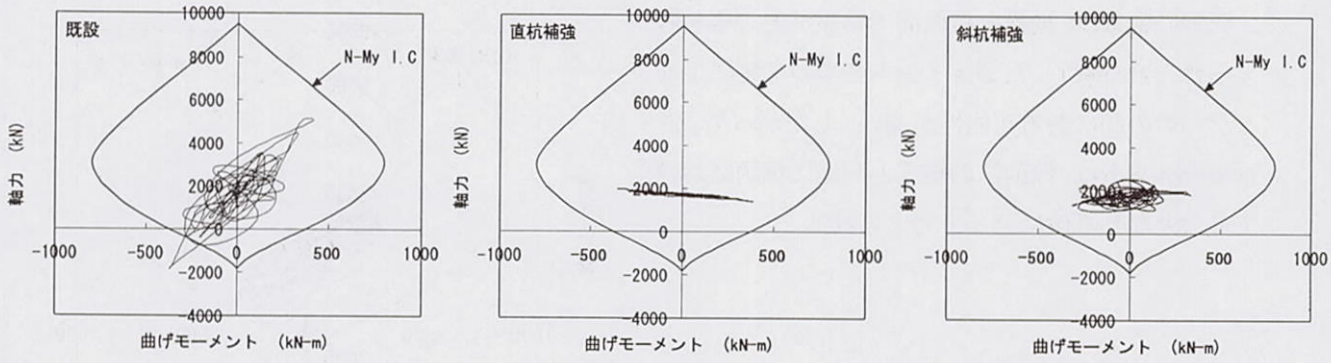


図-3.4.12　層境界部の履歴特性

（3）地盤－杭間のモデル化の影響

既設杭の軸力の最大値分布（ケース１、４）を図-3.4.13に示す。地盤と杭が節点を共有しすべりを考慮しないケース１（ジョイント要素なし）では、地盤のひずみが杭の軸力に影響し、杭中央付近で最大となっている。それに対し、地盤と杭の間にジョイント要素を設けてすべりを考慮したケース４では、軸力の最大応答値は杭頭から杭先端にかけて一定であり、杭は鉛直方向に地盤の影響を受けていない。

既設杭の曲げモーメントの最大値分布を図-3.4.14に示す。両ケースとも杭頭においてほぼ同一の最大値が発生しているが、すべりを考慮しないケース１は、層境界においても杭頭と同程度の曲げモーメントが発生している。また、すべりを考慮したケース４は、杭頭慣性力のみを考慮した保耐法による結果と同様の挙動を示している。

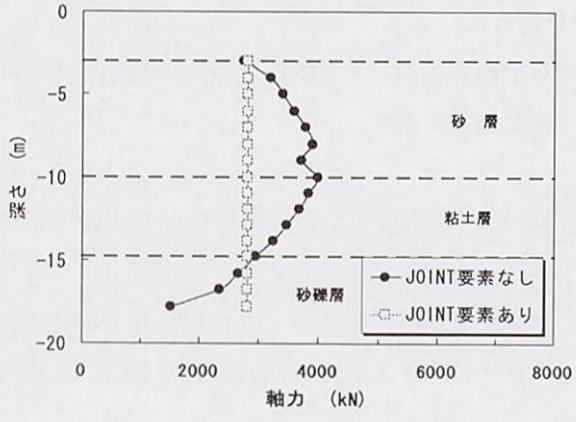


図-3.4.13　軸力の最大値分布

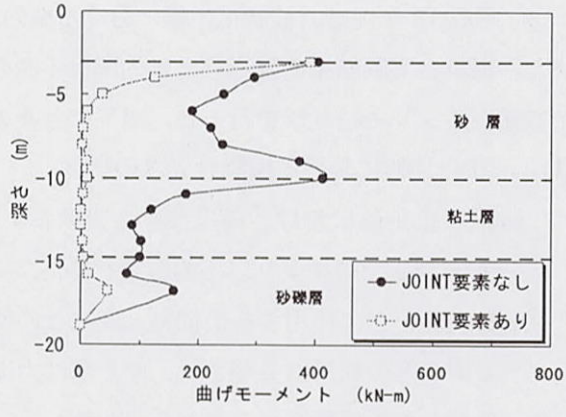


図-3.4.14　曲げモーメントの最大値分布

すべりを考慮した場合の杭頭部の相関履歴を図-3.4.15に示す。杭頭部においては、地盤－杭間のすべりの影響（ジョイント要素の有無）はなく、同様の履歴をたどり降伏に至っている。

実際の現象は、地盤と杭の間で摩擦が生じると考えられ、今回解析したジョイント要素の有無による２ケースの間にある可能性が高い。したがって、曲げモーメントは、保耐法の結果と同様に杭頭において最大となり降伏に至ると考えられる。

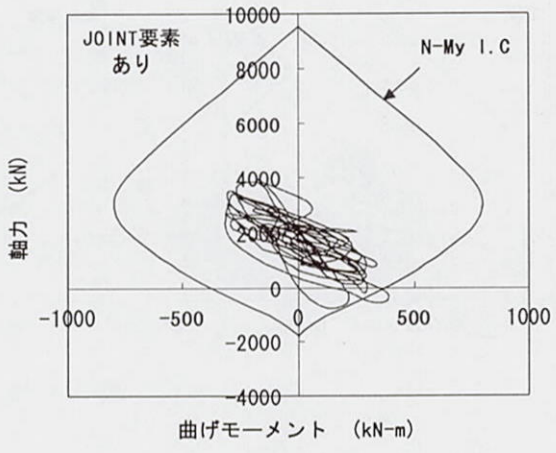


図-3.4.15　杭頭の履歴特性
（JOINT 要素がある場合）

3.4.3　まとめ

動的解析による検討の結果、以下のことが明らかとなった。

① マイクロパイルによる補強は、上部構造物のロッキングを抑える効果があり、既設杭の杭頭部水平変位量と軸力変動を小さくし曲げ耐力の低下を抑制できることが確認された。

② 動的解析を行う際には、地盤と杭が節点を共有するモデルではなく、地盤と杭の間に杭周辺地盤の剛性低下や杭との隙間の発生などを評価できる適切なモデルを設ける必要があると考えられる。

3.5　まとめ

振動台模型実験では、マイクロパイルにより補強された既設基礎の動的挙動および補強効果を定性的に把握することを目的とした振動台実験を行ってきた。実施した実験を下記に示す。

① 平成 12 年度は、非液状化地盤における振動台実験を行った。

② 平成 13 年度は、液状化地盤における振動台実験を行った。

また、振動台実験結果の妥当性と動的解析手法の有用性を把握することを目的に、各々の振動台実験について数値シミュレーションを行った。以下に各々の実験で得た結論を示す。

(1)非液状化地盤における振動台実験の結果

非液状化地盤における模型振動台実験および非線形地震応答解析を用いて模型振動台実験の数値シミュレーション結果より以下の結論を得た。

① フーチングに作用する慣性力と変位との関係は、既設モデルの結果とマイクロパイルで補強されたモデルとの結果に分類され、同じ慣性力に対してマイクロパイルにより補強された場合には応答変位がかなり低減されることが分かった。

② 解析結果は、上部構造物の応答に多少の差があるものの実験結果を良くシミュレーションできている。また既設杭の曲げモーメント分布を良くシミュレーションできている。

③ 斜杭補強モデルの変形は、変形方向前面のマイクロパイルが変形に伴い起き上がるため、荷重作用方向に生じる変形に対して抑止する効果が確認された。その結果上部構造物やフーチングに作用する加速度や変位が、既設モデルや直杭補強モデルに比べ減少することが確認された。

(2)液状化地盤における振動台実験の結果

液状化地盤における模型振動台実験および2次元有効応力解析法によって次の結論が得られた。

① マイクロパイルを直杭に配置して補強した既設基礎の液状化時の応答は、既設基礎の応答と同じ挙動を示した。

② マイクロパイルを斜杭に配置して補強した既設基礎の液状化時の応答は、液状化地盤の影響を受けずに応答していることが確認できた。さらに、液状化地盤における既設基礎の耐震補強方法としては、マイクロパイルを斜杭で用いることが有効的であることが確認された。

③ 2次元有効応力解析法は、今回のような液状化を考慮した動的模型実験結果を概ね再現できる。より一層の高い精度が要求される場合には、杭基礎構造物を3次元的にモデル化した解析を行う必要があると考えられるが、2次元解析でもある程度の解析結果の精度が確保できるため、実務においては状況に応じた適切な使い分けが必要であると考えられる。

④ 動的模型実験結果と同様に、砂層が液状化して地盤反力等を期待することが困難な場合においても、マイクロパイル（斜杭）による既設基礎の耐震補強は効果的であることが解析的にも確認された。

上記に示すように、マイクロパイルにより補強された基礎の動的挙動やその補強効果は、振動台実験および数値解析により確認され、振動台実験結果の妥当性と数値解析手法の有用性が確認できた。

さらに平成13年度には、実大構造物に対するマイクロパイルの補強効果や動的解析手法を用いた耐震設計法の適応性を把握することを目的に、実大構造物に対する動的応答解析を実施した。この検討における動的解析手法は、耐震設計に用いる観点から地中構造物や土構造物等の動的解析において多く用いられている等価線形解析手法によるものとした。以下に動的解析により明らかになったことを示す。

① マイクロパイルによる補強は、上部構造物のロッキングを抑える効果があり、既設杭の杭頭部水平変位量と軸力変動を小さくし曲げ耐力の低下を抑制できることが確認された。

② 動的解析を行う際には、地盤と杭が節点を共有するモデルではなく、地盤と杭の間に杭周辺地盤の剛性低下や杭との隙間の発生などを評価できる適切なモデルを設ける必要があると考えられる。

今回の検討で用いた構造物は、平成11年度に実施した静的非線形解析により設計された基礎構造物であり、その補強設計された構造物に対して補強効果が確認されたことは、耐震設計による動的解析手法の有効性は確認されたものと思われる。ただし本検討結果は、ひとつの構造物モデル、地盤モデルや入力地震波形について解析した結果である。今後は、静的非線形解析により補強設計された構造物に対して同種の動的解析を行い、動的解析手法による耐震設計の問題点や有効性について検証する必要があるものと思われる。

【参考文献】

1) F.Oka, A.Yashima, M.Kato and K.Sekiguchi ： A constitutive model for sand based on the non-linear kinematic hardening rule and its application, Proc. 10WCEE, pp.2529-2534, 1992.

2) F.Oka, A.Yashima, A.Tateishi, Y.Taguchi and S.Yamashita ： A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, Geotechnique, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999.

3) F.Oka, A.Yashima, T.Shibata, M.Kato and R.Uzuoka ： FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, Applied Scientific Research, Vol.52, pp.209-245, 1994.

4) 液状化解析手法 LIQCA 研究会 ： ini2d マニュアル, 2000.

5) 角田, 原田, 岸下, 相良, 福井, 大下：既設基礎の耐震補強に関する検討（その６）－動的解析によるマイクロパイルを用いた複合基礎の検討－、土木学会第 57 回年次学術講演会、2002. 9.

6) 建設省土木研究所他：共同研究報告書第 246 号 既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その１）、2000. 8.

4. 研究対象とした新工法の研究成果

4.1 高耐力マイクロパイル工法

4.1.1 工法概要

高耐力マイクロパイル工法の概要を表-4.1.1 に、また、地盤条件および施工条件に関する適用条件を表-4.1.2 に示す。

表-4.1.2 高耐力マイクロパイル工法の適用条件

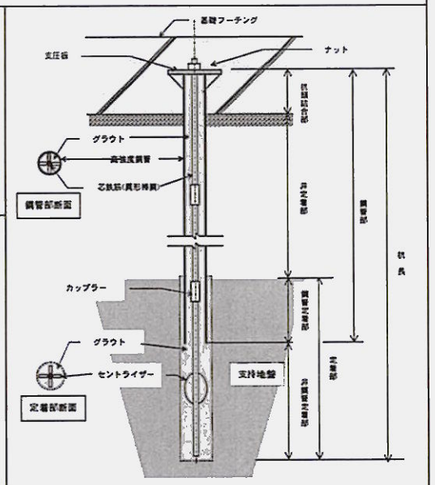
				適用性
地盤条件	支持層までの状態	粘性土	$0 \leqq N < 20$	可能（施工実績あり）
		砂・砂れき	$0 \leqq N < 30$	可能（施工実績あり）
		れき		可能（施工実績あり）
		液状化地盤		可能（施工実績あり）
	支持層の状態	粘性土	$20 \leqq N$	可能（施工実績あり）
		砂・砂れき	$30 \leqq N$	可能（施工実績あり）
		土丹		可能（施工実績あり）
		岩		可能（施工実績あり）
	地下水の状況			地下水位が地表面付近にある地盤における施工実績がある。 地下水の流速が早い場合（一般には 3m/min 以上）、被圧地下水が存在する場合、湧水量が極めて多い場合などには、混和材料の配合や補助工法の検討が必要である。
施工条件	斜杭の施工			耐震補強の施工実績により 20° までの斜杭施工は可能である。
	作業空間			空頭高さ 4.0m での施工実績あり。現存の施工機械では、3.5m の空頭高さでも施工は可能である。プラント設備の遠隔分離が可能であり、一車線分程度の幅員があれば施工可能である。
	周辺環境への影響			施工実績より、近接構造物に対する影響は小さい。 ロータリー方式による削孔を行う場合には、施工時の騒音・振動が小さい。

（平成 14 年 8 月末現在）

表-4.1.1　高耐力マイクロパイル工法概要

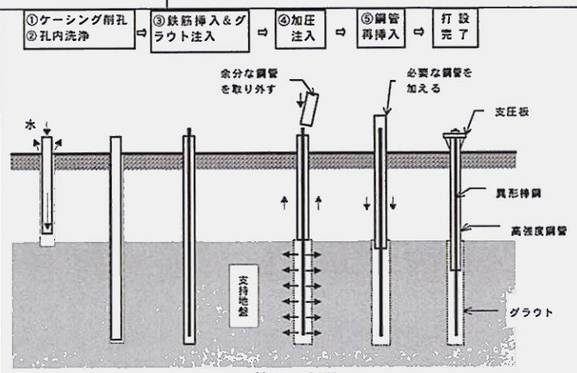
記入日　　平成　14 年　07 月　31 日

技術名称	高耐力マイクロパイル工法
工法概要	高耐力マイクロパイル(High capacity Micro Piles; 以下 HMP と略)は、従来のマイクロパイルの技術にグラウンドアンカー工法で用いられている削孔技術や注入材の加圧注入技術を取り入れ、補強材として異形棒鋼に加えて、高強度の鋼管を埋め込むことにより、小口径でも高耐力・高支持力を可能にした杭です。
特　徴	①従来のマイクロパイルに比べて、著しく耐力が向上し、杭の許容耐力は1000kN(100tf)以上確保できる。圧縮(押込力)だけでなく、引張(引抜)に対して高い抵抗力を有する。 ②ボーリングマシンを用いて施工するため、空頭制限のあるところや、狭隘地での施工に適し、騒音・振動が少なく、環境への影響も少ない。 ③ケーシング削孔のため、地中障害物や転石の多い地盤でも施工できる。 ④任意の角度で斜杭も施工できるので、大きな水平力にも抵抗できる。



構造概略図

施工方法 (施工手順)	①杭体となる鋼管(φ177.8 mm)をケーシングとして、ボーリングマシンで削孔する。 ②清水により孔内を洗浄する。 ③芯材(異形鉄筋)を挿入し、グラウト注入(一次注入)を行う。 ④鋼管を所定位置まで引き上げ、加圧グラウト(二次注入)を行う。 ⑤鋼管をグラウト部に再圧入し、杭頭処理を行い高耐力マイクロパイルを完成する。



施工手順

適用分野・範囲・条件(施工ヤード等)等	適用条件；低空頭、狭小スペース、橋桁の直下で施工したり、基礎の拡幅幅に制約がある場合に適する。 必要な施工ヤード；最小桁下空間：3.5m、最小施工幅：3.5m(削孔機種，杭配置(傾斜角，杭位置)の条件による)、注入プラント・泥排水処理プラント占有面積：各々　50 ㎡程度(最小幅 B=2.5m)削孔機との遠隔分離可 適用範囲；最大深度：40m、杭径：0.15～0.30m、土質条件：硬岩・軟岩・礫質土・砂質土・シルト・粘性土・有機質土

施工実績　　総件数；　4　[件]

工事名	発注者（事務所名）	施工期間	備考
国道 9 号差海橋補強工事 [1]	建設省中国地方建設局 松江国道工事事務所	1999/09/30～ 2000/06/30	橋脚基礎耐震補強工事
国道 9 号差海橋補強工事(その2)	建設省中国地方建設局 松江国道工事事務所	2000/10/05～ 2001/04/27	橋脚基礎耐震補強工事
八幡橋災害復旧工事(その2)	広島市佐伯区役所建設部	1999/12/17 ～ 2000/03/31	橋脚基礎復旧工事
平成 13 年度緊保橋補 A 第 7-5-01 号緊急地方道路整備工事 (橋梁補修)	宮崎県都城土木事務所	2001/10/04～ 2002/03/30	橋脚基礎耐震補強工事

実験等の実施状況	●材料試験等について ・杭の軸力を考慮した曲げ耐力試験を実施 ・杭体の各種要素実験（杭体およびカップラー）を実施 ⇒材料特性を把握 [2]。 ●施工確認実験・載荷試験・実大実験・模型実験等について ・実大杭の試験施工（鉛直交番載荷、水平交番載荷）を実施（平成 11 年 1 月から平成 11 年 3 月フジタ旧技術研究所内）例えば [3]。また、土木研究所においても実大杭の載荷試験が実施されている例えば [4,5]。 ・動的解析による検討を実施⇒補強杭の効果を確認 [6]。 ・模型地盤における HMP の出来形確認実験(平成 12 年度)。 ・HMP の大変形理論による解析検討(平成 12 年度) [7]。 ・施工制約条件の整理および施工管理手法の整備(平成 12 年度)。 ・斜杭の液状化地盤での効果の確認⇒共同研究における振動台実験で確認（平成 13 年度)。 ・斜杭の施工性の確認⇒共同研究の施工 WG で検討（平成 13 年度)。および実施工により確認。 ・液状化地盤における HMP の補強効果向上のために、液状化工法の併用を検討⇒平成 12 年度および平成 13 年度に振動台実験を実施。 ●今後の課題 (1) 設計法 ① 各種載荷試験データの蓄積による支持力特性の解明 ② 鉛直載荷試験データの蓄積により、提案している軸方向バネの算出方法の検討 (2) 施工法 ① 斜杭の施工実績の蓄積により、斜杭のより合理的な施工法の検討 ② 施工管理として簡便な載荷試験方法（衝撃試験・引抜き試験等）の適用性の検討と簡便な載荷試験方法の開発

マニュアル類の有無	●設計・施工マニュアルの有無	
	有り ・ 作成中 ・ 無し　(*有りの場合はタイトルと発行元を記入)	
	タイトル	既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書(その3) 高耐力マイクロパイル工法 設計・施工マニュアル(6分冊の2)
	発行元	独立行政法人土木研究所　他
	●積算マニュアルの有無	
	有り ・ 作成中 ・ 無し　(*有りの場合はタイトルと発行元を記入)	
	タイトル	高耐力マイクロパイル積算資料(案)
	発行元	高耐力マイクロパイル研究会
	●パンフレットの有無	
	有り ・ 作成中 ・ 無し	
	●その他（上記以外で、特記するものがあれば記入）	
	技術資料(高耐力マイクロパイル研究会)、国道 9 号差海橋補強工事パンフレット	

特許・実用新案の有無		
	特　許の有無	有り(　1 件)・出願中(　　件)・出願予定(　　件)・無し
	実用新案の有無	有り(　　件)・出願中(　　件)・出願予定(　　件)・無し

参考文献

1) 橋脚基礎の耐震補強―高耐力マイクロパイル工法―、岡、若槻、畑野、土木技術 55 巻 5 号、2000.05
2) 鋼管で補強されたマイクロパイルの曲げ耐力に関する研究－グラウトを充填した油井用鋼管の曲げ試験－、斉藤他、土木学会第 55 回年次学術講演会講演概要集第 3 部、2000.09
3) 鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性に関する研究（その 3）－鉛直交番載荷試験結果－、中田他、土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集第 3 部(A)、1999.09
4) 鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性（その２）－急速載荷試験結果－、市村他、土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集第 3 部、1998.09
5) 小口径摩擦杭（高耐力マイクロパイル）の支持力特性（その 1）-鉛直交番載荷試験結果-、福井他、土木学会第 54 回年次学術講演会講演概要集第 3 部 1999.09
6) 高耐力マイクロパイルによる既設構造物基礎の耐震補強、岸下他、第 10 回日本地震工学シンポジウム、1998.11
7) 既設基礎の耐震補強に関する検討（その５）－高耐力マイクロパイル工法の大変形理論による検討－、中田他、土木学会第 56 回年次学術講演会講演概要集第 3 部、2001.10

4.1.2 研究成果

ここでは、平成１３年度の研究成果として、下記の(1)～(4)の４点について記述する。また、これまでの研究成果のとりまとめとして、主な参考文献を設計・施工・材料に分類し、表に示した（表-4.1.14～表-4.1.16参照）。

(1)　大変形理論による解析検討結果
(2)　杭頭載荷試験
(3)　高耐力マイクロパイルによる基礎の耐震補強事例
(4)　杭の軸方向バネ定数の推定式
(5)　これまでの研究成果（参考文献一覧）

（１）大変形理論による解析検討結果

ａ）解析目的

ＨＭＰは、小径鋼管を主部材とした小口径杭であり、その液状化地盤における耐震補強効果および適用性については既往の研究[1,2]により確認されている。しかしながら、杭基礎の骨組み解析手法として一般に用いられている部材変形のみを考慮した微小変形理論による解析結果と部材変形に伴う付加曲げの影響を考慮した大変形理論による解析結果とを比較した場合、杭基礎の降伏耐力や変形量および杭体の作用応力度分布に差異が生じることも同時に確認されている。そこで、本検討では、液状化層の深さを変化させたモデルについて微小変形理論および大変形理論の解析比較を行い、突出高の大小が杭挙動へ及ぼす影響を定量的に把握することを試みた。

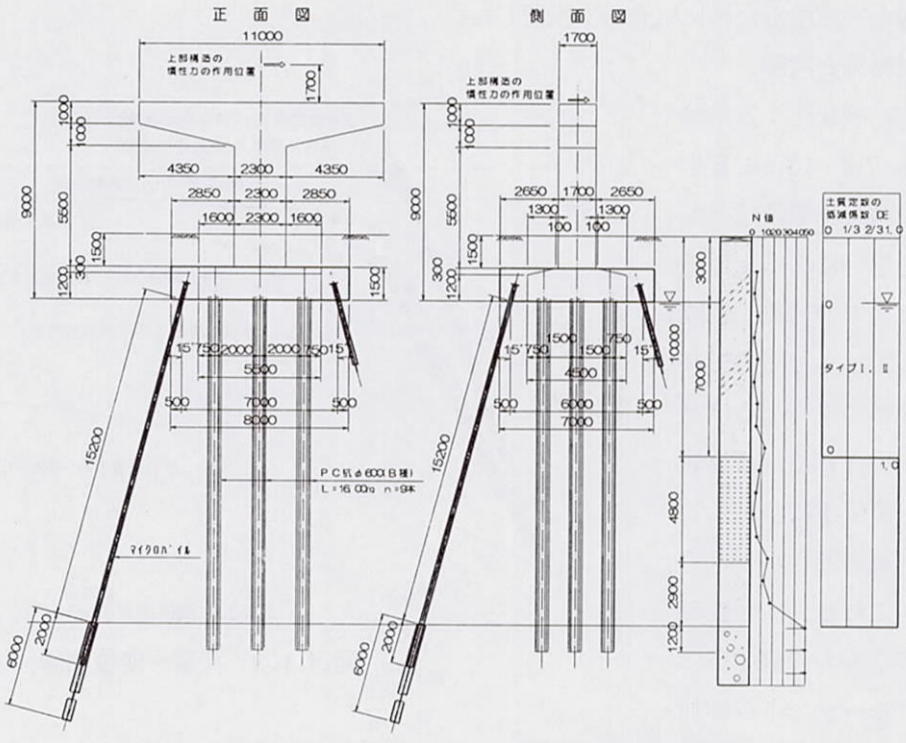


図-4.1.1　高耐力マイクロパイルによる耐震補強構造図

b）検討概要

図-4.1.1に本検討に用いた補強構造を示す。解析モデルの設定方法および、用いた設計条件や構造部材の諸元等については、「既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その1、2）」[1,2]に記述されている。

「既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その2）」[2]では、液状化する地盤の層厚が7mの場合について、微小変形理論と大変形理論の両解析結果の比較がなされており、液状化地盤における解析では、微小変形理論が補強基礎の耐力や変形性能を過大評価する傾向にあるという結果が得られている。そこで、本検討では、新たに液状化する地盤の層厚を4mおよび10mとした場合についての解析を加え、液状化する地盤の深さをパラメータとした杭挙動の変化と全体構造系への影響を検討した。解析モデルとしては、図-4.1.2に示すように液状化層の深さに合せて該当区間の杭軸直角方向の地盤設定バネをすべて除去することとした。また、増杭の杭軸方向バネは杭体に生じる軸力影響を考慮するために杭先端に設置した。

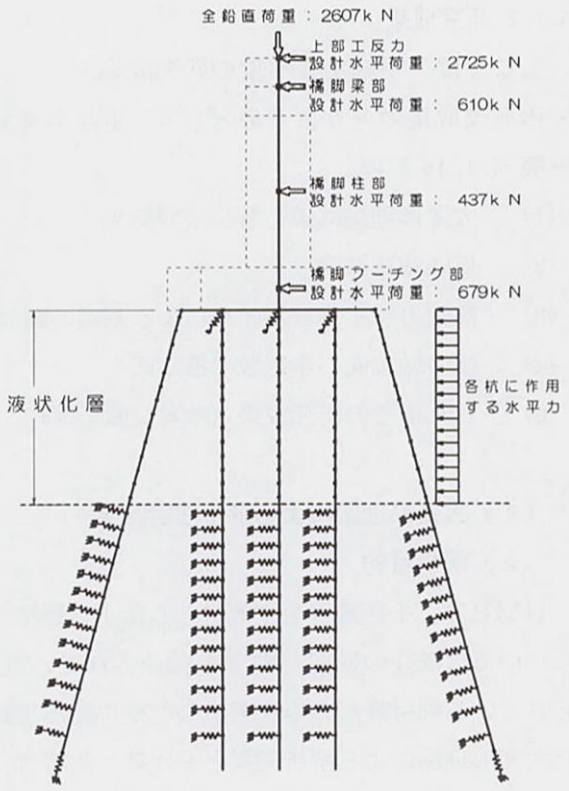


図-4.1.2　非線形解析モデル図

c）検討結果と考察

図-4.1.3は、液状化する地盤の層厚を4m・7m・10mと変化させた場合の微小変形理論と大変形理論の両解析による上部工慣性力作用位置での荷重～変位曲線を対比して示したものであり、液状化層厚が厚くなるほど両解析により得られる同荷重レベルでの水平変位量に差が生じ、荷重～変位曲線の開きが大きくなっている。これは、曲げ変形量の増加に伴う軸力の偏載荷により付加曲げモーメントが増加し、変形がさらに増長されている状態が評価された結果であると考えられる。

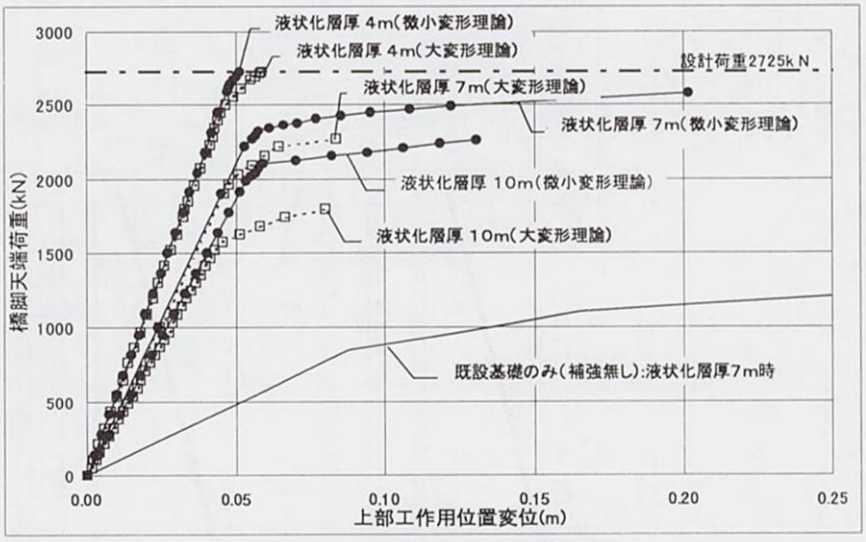


図-4.1.3　荷重～変位曲線

表-4.1.3 は、図-4.1.3 の各解析結果における基礎の降伏耐力と降伏時の上部工天端変位を抽出し、液状化層厚ごとに大変形理論と微小変形理論の値を比較したものであり、図-4.1.4 は、その比較結果をグラフ化したものである。尚、このときの基礎の降伏は、増杭の押込み支持力が上限値に達した時点とした。

大変形理論と微小変形理論の降伏耐力比、降伏変位比ともに液状化層厚が深くなるにつれて 2 次曲線状に小さくなっているが、その減少の程度は降伏耐力の方が降伏変位に比べ約 2 倍程度大きくなっている。このことから、液状化した地盤では、構造物の水平移動により押込み側に偏載荷された軸力と偏心軸力による付加曲げモーメントの影響により、増杭の軸剛性の低下を招いているということが推察できる。

表-4.1.3　基礎の降伏荷重および降伏時変位（上部工天端）

液状化層厚		降伏荷重(kN)	降伏時変位
4m	①大変形理論	2502	0.0460
	②微小変形理論	2588	0.0467
	①/②	0.97	0.99
7m	①大変形理論	2027	0.0507
	②微小変形理論	2221	0.0527
	①/②	0.91	0.96
10m	①大変形理論	1613	0.0478
	②微小変形理論	1989	0.0531
	①/②	0.81	0.90

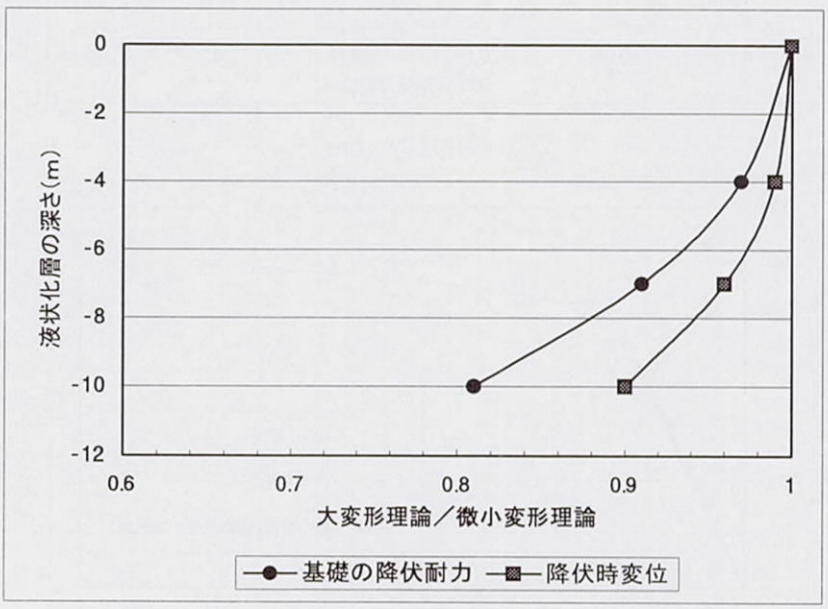
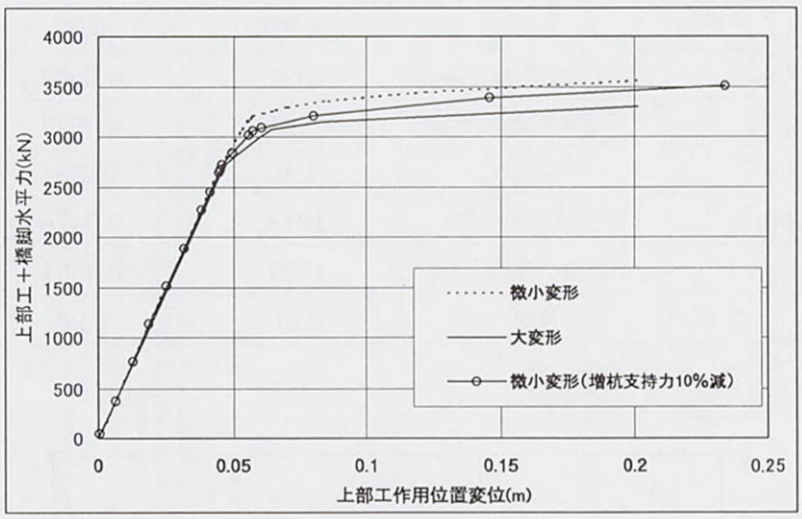


図-4.1.4　降伏耐力および降伏時変位に関する解析結果比較図

液状化地盤における微小変形理論解析の適用性の検討として、微小変形理論解析において液状化層厚に応じて低減された押込み支持力の上限値を用いて解析を行い、剛性低下の影響を考慮した設計の可否を検討した。これは、本解析モデルの場合、曲げ変形により偏載荷される軸力と偏心軸力による付加曲げモーメントの影響により、早期に増杭の軸剛性が低下し支持機能が失われることが大変形理論における降伏耐力低下の主要因であると考えられるため、支持力を適切に評価することで解析誤差を少なくできるという判断に基づいている。

図-4.1.5 は、液状化層 **7m**、**10m** について**表-4.1.3** で算定した大変形理論と微小変形理論の基礎の降伏荷重比により、押込み側増杭の支持力の上限値を補正して行った微小変形理論による解析結果の荷重～変位曲線である。その結果、液状化層が **7m** の場合は、補正値による微小変形理論と大変形理論による両解析結果の荷重～変位曲線はほぼ同様の軌跡を描いたのに対して、液状化層厚が 10mの場合は、両曲線は近づくものの差異は明確である。

① 液状化層厚 **7m**



② 液状化層厚 **10m**

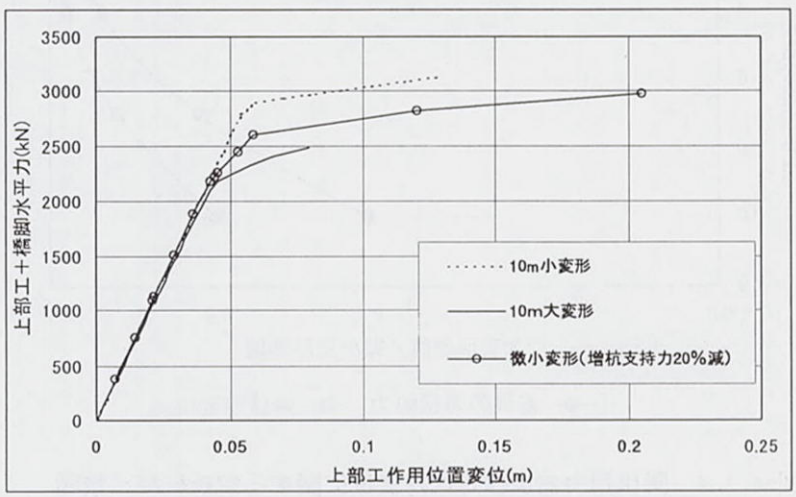


図-4.1.5　押込力上限値補正による荷重～変位曲線

次に、降伏時の部材変形に着目し、液状化層厚による影響を検討した。図-4.1.6 左図は、基礎の降伏時（増杭の押込み力上限）における押込み側増杭の杭体変位図を示したものであり、右図は液状化層境界部の変位図を拡大して表現したものである。液状化層厚が 4m,7m の場合は、降伏時の部材変形はほぼ同じであるのに対して、液状化層厚が 10mの場合は、大変形理論の場合、地中部に大きな圧縮変形が生じており微小変形の結果との間に大きな差が生じていることが分かる。この結果からみても液状化層厚が 10m 程度と深くなると部材剛性の低下が顕著となり微小変形理論による解析と実際の部材変形との解析誤差が大きくなるものと考えられる。また、図-4.1.6 右図において液状化層厚が 10m の場合のみ杭体変位量が地盤の降伏変位を超過していることから、地中部に生じた増杭の変形により地盤が降伏したことも、さらに変形量を増加させる原因となっているものと考えられる。

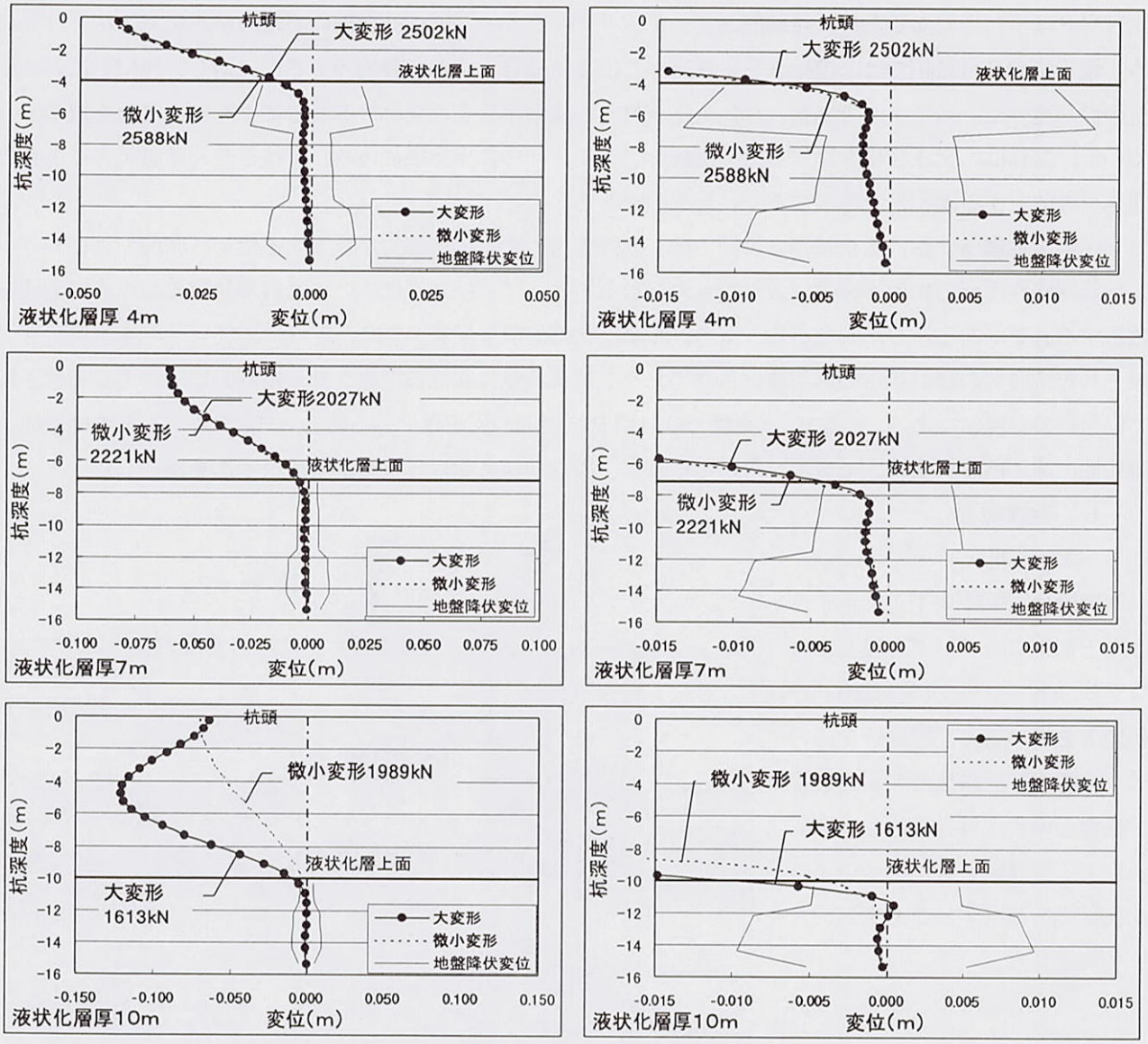


図-4.1.6　降伏時の押込側増杭変形図

d）まとめ

本検討により、液状化層厚が７m程度までは、極限支持力を液状化層厚に応じて低減することにより、微小変形理論による設計が適用可能であるという結果が得られた。また、液状化層厚がそれ以上となった場合、軸剛性の低下による支持力伝達能力の減少に加え、地盤の降伏などの複合要因が発生するため、微小変形理論による解析と実際の部材変形との解析誤差が大きくなることが判明した。このような場合には大変形理論による照査を行うのが望ましいと考えられる。液状化時に地盤抵抗が完全に失われる地盤や流動化する地盤においてHMPを適用する場合、液状化対策工との併用を検討することも必要であると考えられる。

（2）杭頭載荷試験

a）はじめに

HMPは小口径であるため、杭頭部とフーチングコンクリートとの結合部の処理方法が従来工法とは異なる。鋼管杭やPHC杭では、溶接鉄筋や鉄筋かごによる結合方式が一般的であるのに対し、HMPにおける杭頭部の補強は、スチフナで補強された支圧板付きの杭頭鋼管を取り付けることにより行うことを標準としている。これは、支圧面積を確保した支圧板をフーチング中に十分埋め込み、押抜きせん断抵抗力により杭頭作用力に対する安全性を確保するというものである。

レベル２地震時における杭基礎の設計では、極限支持力までの杭反力が作用するため、常時およびレベル１地震時の作用反力に比べ非常に大きなものとなる。よって、杭頭部についても終局状態における安全性を確認する必要がある。しかしながら、道示Ⅳおよび杭基礎設計便覧[3]では、常時およびレベル１地震時を対象とした杭頭部の設計手法のみ明確化されており、終局状態における押抜きせん断耐力については考慮されていないのが現状である。そこで、本実験ではHMP杭頭部の支圧板による結合方式について、その構造性、耐荷性、施工性を、実物大モデルを用いて検証し、終局状態における杭頭部の設計手法を検討した。

b）実験概要

①目的

本実験は、写真-4.1.1に示すような下部工フーチングを模したコンクリートブロックに、HMPの杭頭部を埋め込んだ試験体を用いて、その引抜き破壊時の耐力および破壊面の状況等を確認し、支圧板による杭頭結合方法についての耐荷性能を検証することを目的として実施した。

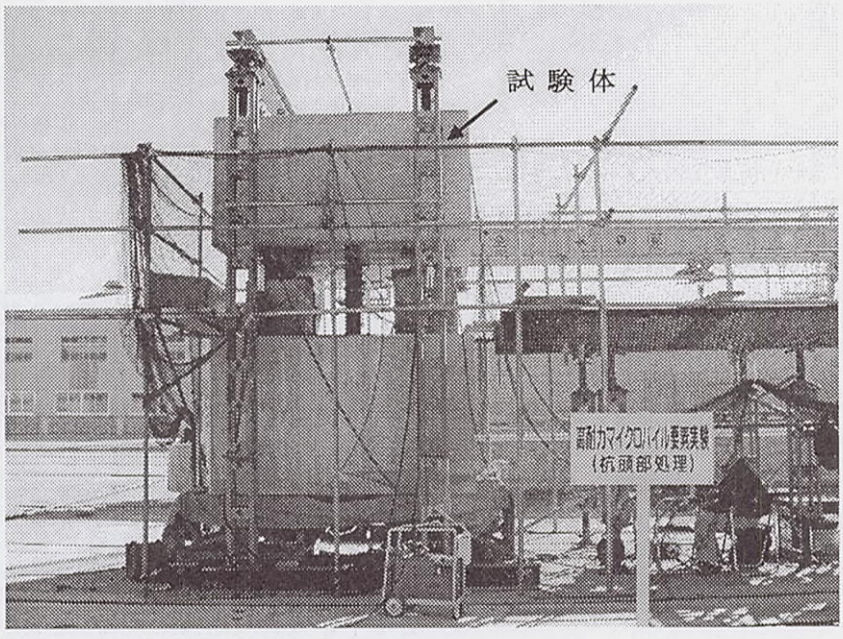


写真-4.1.1　実験状況

② 試験体および試験方法

試験体は、杭中心から十分な縁端距離を確保し押抜きせん断破壊面が側面に及ばないものと、杭中心からフーチング縁端までの距離を 50cm とし押抜きせん断破壊面が側面に現れるものの 2 種類を作成した。また、引抜き力は、試験体の 4 隅に設置した 1000kN の油圧ジャッキを使用し、試験体を上方に押し上げることにより載荷した。図-4.1.7 に試験体および荷重載荷概要図を示す。また、主要材料規格を表-4.1.4 に、杭頭部材の構造図および各試験体の配筋図を図-4.1.8～図-4.1.10 に示す。

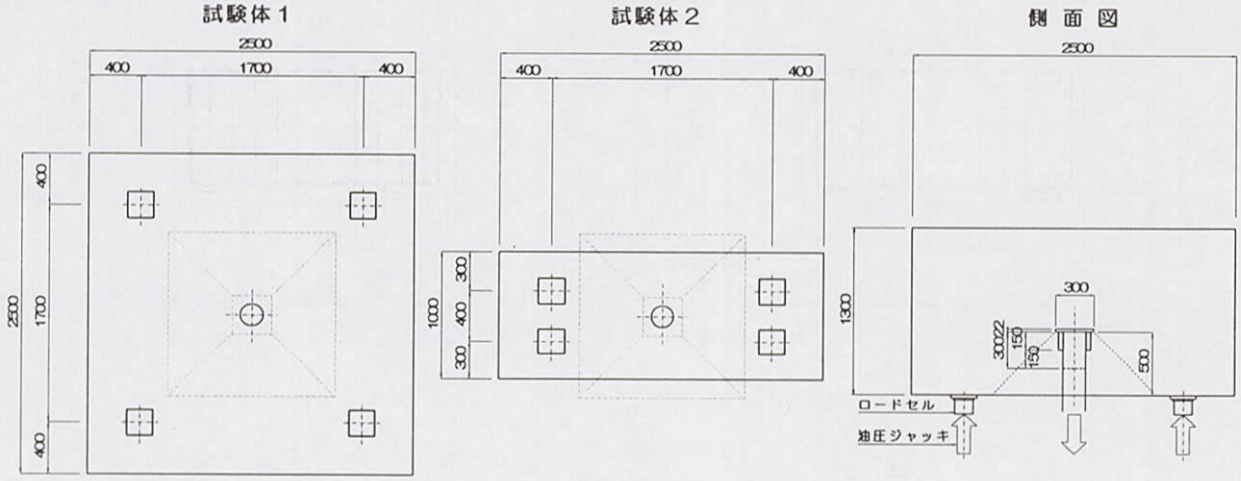


図-4.1.7　試験体および荷重載荷概要図

表-4.1.4　主要材料一覧表

材料種別	規　　格	備　　考
コンクリート	σ_{ck}=30N/mm²	
鉄　筋	SD295	
鋼　材	SM490	支圧板・スチフナ

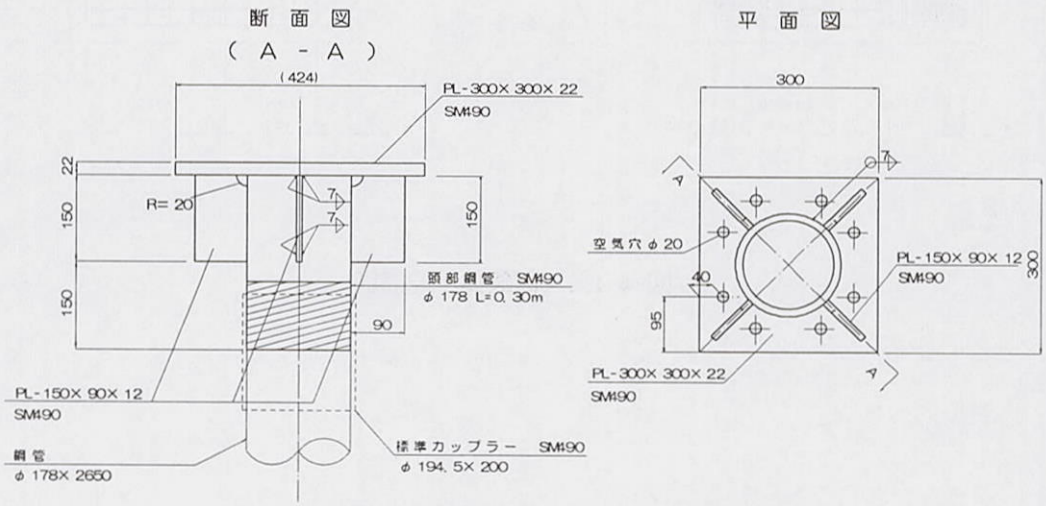


図-4.1.8　支圧板、スチフナー般図

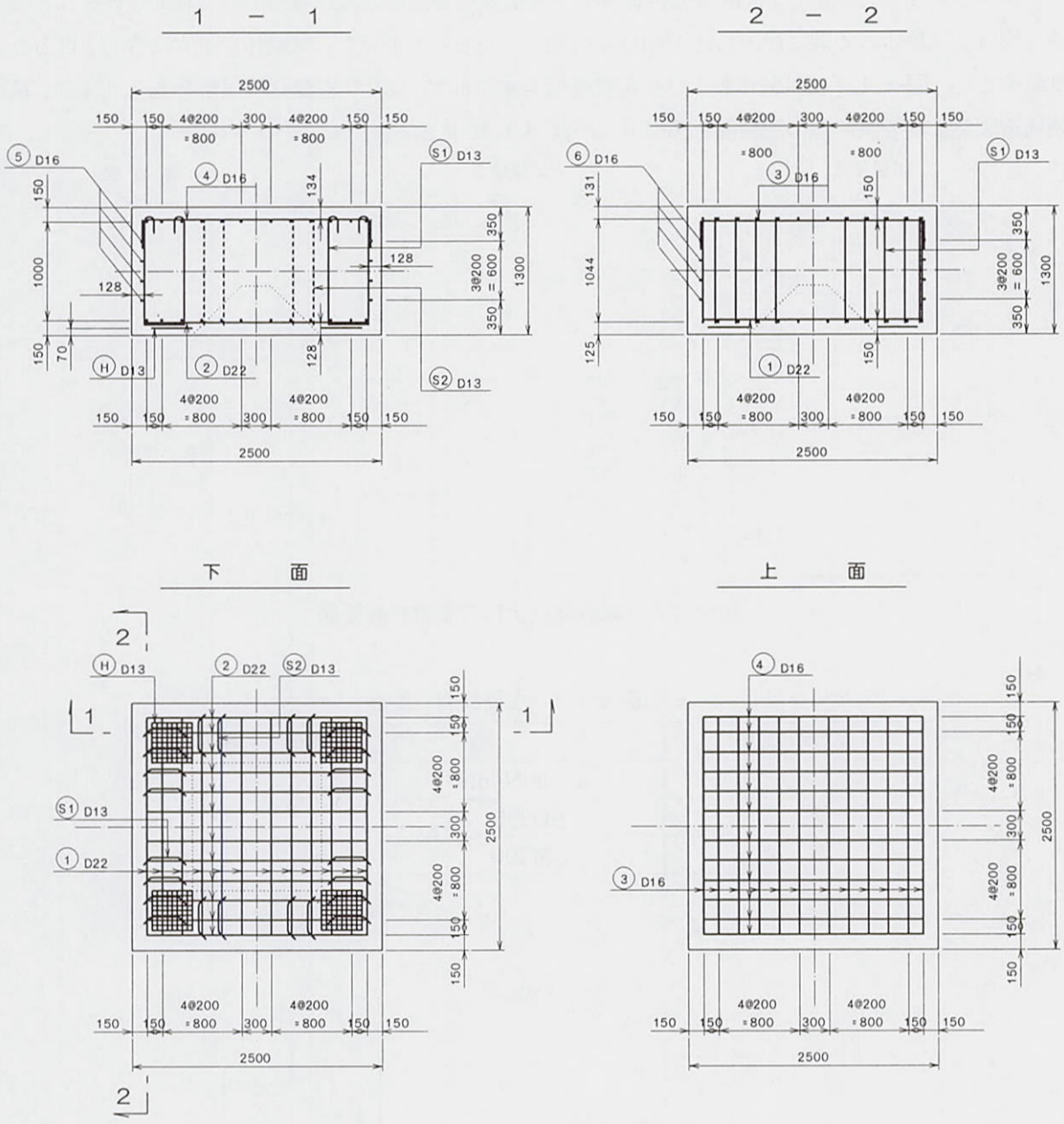


図-4.1.9　試験体１配筋図

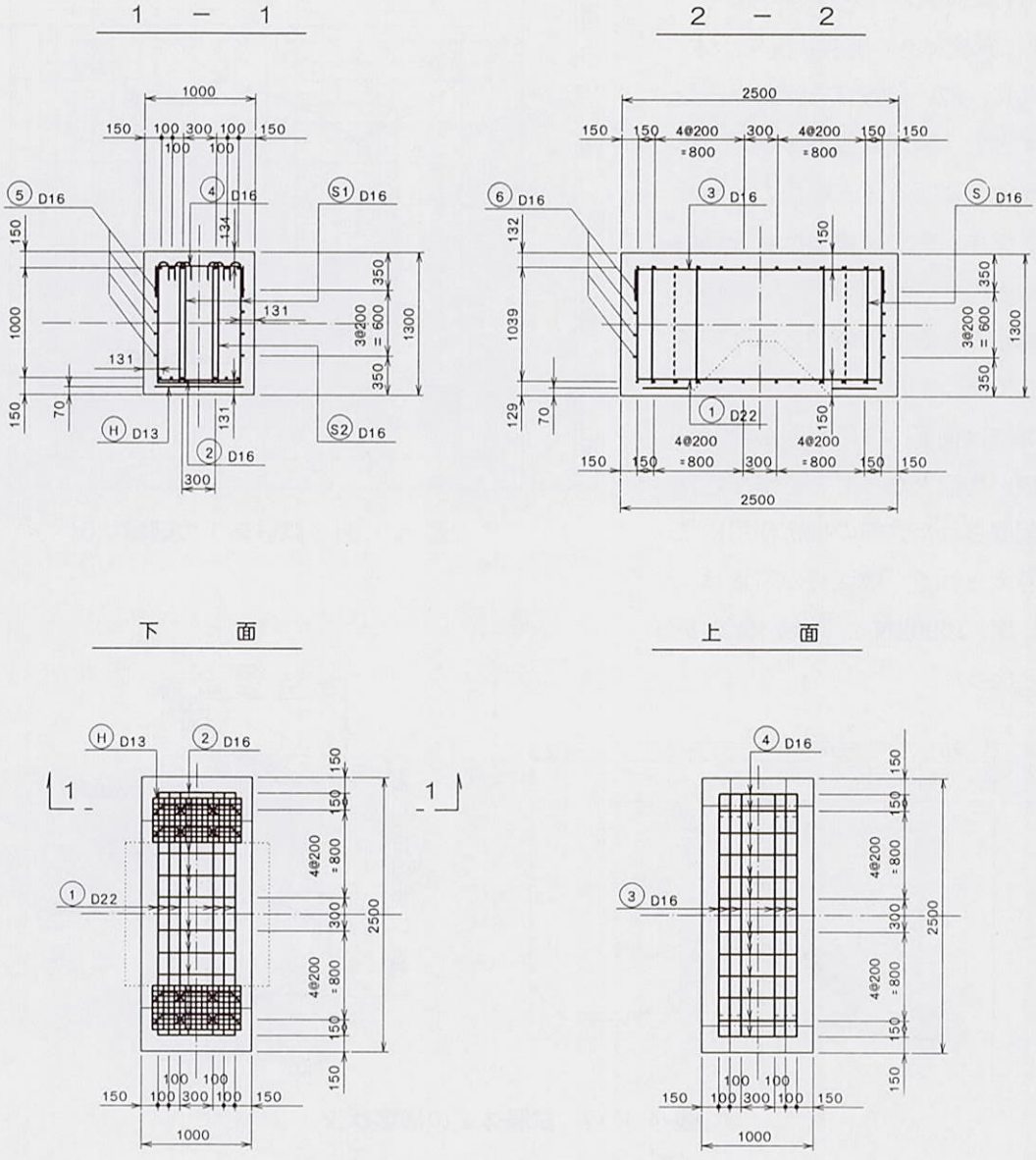


図-4.1.10　試験体2配筋図

c）引抜き破壊試験結果

① 破壊状況

図-4.1.11 に試験体 1 の破壊状況を、図-4.1.12 に試験体 2 の破壊状況を示す。両試験体共に、鈍い破壊音を伴いコーン状に抜出すという破壊形態であった。単独ジャッキ 4 台による 4 点載荷のため載荷重にバラツキが生じ破壊面は若干偏心してはいるものの、支圧板端部より 45° 分布にて設定した設計破壊面とほぼ同様の破壊形状であった。

試験体 2 では側面への破壊線が設計破壊線より緩い勾配となっているが、これは側面に配置された鉄筋の抵抗作用によるものと考えられる。破壊時の荷重は、試験体 1 が 1690kN、試験体 2 が 1840kN となった。

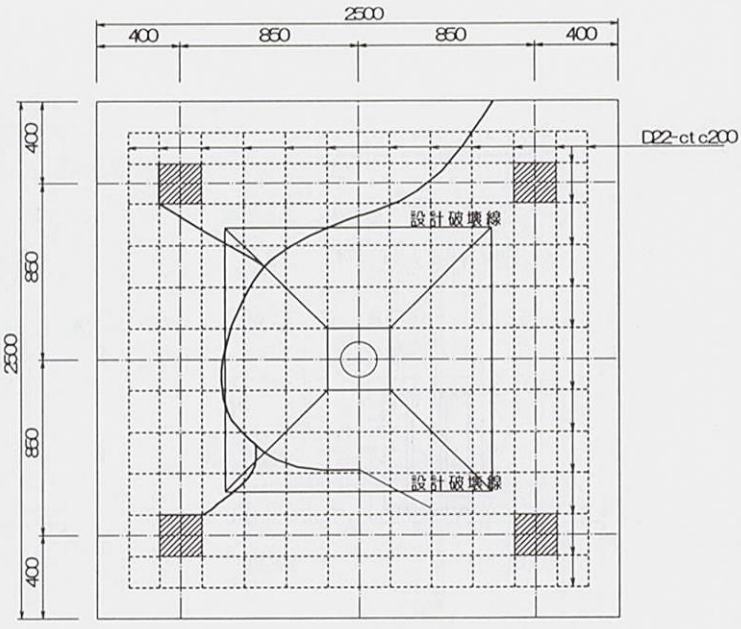


図-4.1.11 試験体 1 の破壊状況

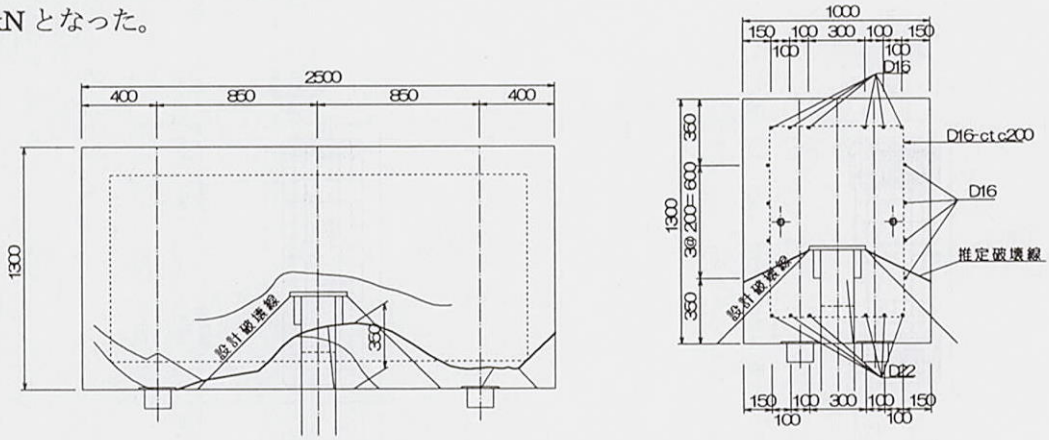


図-4.1.12 試験体 2 の破壊状況

② 極限荷重に対する検討

ここでは、「コンクリート標準示方書（以下コン示という）」[4]に示される面部材の押抜きせん断耐力の算定式に準じて算出した押抜きせん断耐力（推定値）と、実験により得られた破壊時荷重との比較を行いコン示による算定式の適用性を検討した。

表-4.1.5 に推定値と破壊時荷重を比較した結果を示す。尚、このときの推定値の算出条件は、①が試験体の実強度 $\sigma_{ck}'=30N/mm^2$ を用いて、材料係数 γ_c および部材係数 γ_b を 1.0 として算出した耐力であり、②が設計基準強度 $\sigma_{ck}=24N/mm^2$ を材料係数 1.3 で補正して算出した耐力である。

試験体の実耐力に着目し、①と③を比較すると、縁端距離に余裕があり典型的な引抜きせん断型の破壊を生じた試験体1については、破壊時荷重が推定値に対して10%程度大きな値となった。よって、十分な縁端距離が確保された場合は推定値によれば安全側の耐力評価が可能であると考えられる。また、縁端距離が小さくせん断破壊面が側面に現れた試験体2については、破壊時荷重が推定値に対して60%程度上回る結果となったが、これは、算定式では縁端距離が不足する部分のせん断抵抗を考慮しないのに対し、実験では側面に配置された鉄筋がせん断破壊に対して有効に抵抗した結果であるといえる。しかしながら、その効果についてはコン示においても考慮されていないのが現状であり、現段階では縁端距離の不足する部分のせん断抵抗面を減じて設定するのが適当である。

次に、安全係数の設定について着目し②と③を比較すると、破壊時荷重に対する推定値の安全率は1.4となり適切な安全率を確保しているといえる。

このように、本実験により得られた破壊時荷重と各推定値の関係から、コン示に示される押抜きせん断耐力の算定式に準じ、適切な安全係数（材料係数1.3、部材係数1.0）を考慮することにより道示Ⅳにおける安全率が確保され、不確定要素を包括した設計が可能であると考えられる。尚、本実験によりせん断破壊に対する側面鉄筋の補強効果も確認できたが、2つの試験体の結果ではその定量的な把握は困難であるといえる。よって、現段階ではその効果は無視するのが良いと思われる。

表-4.1.5　押抜きせん断耐力比較

	試験体1	試験体2
$\sigma_{ck'}$=30N/mm², γ_c=1.0としたせん断耐力 ①	1519 kN（1.11）	1166 kN（1.58）
σ_{ck}=24N/mm², γ_c=1.3としたせん断耐力 ②	1193 kN（1.41）	919 kN（2.00）
実験結果による破壊時荷重 ③	1687 kN	1844 kN

注）（　）内は③／（①or②）

$\sigma_{ck'}$：試験体の圧縮強度試験値（実強度）

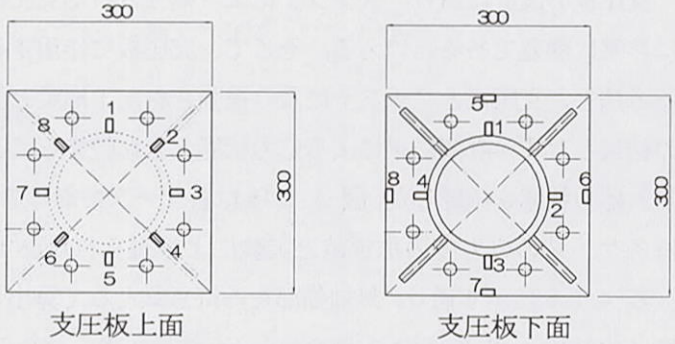
σ_{ck}：試験体の設計基準強度

γ_c：コンクリート標準示方書による材料係数

d）支圧板のひずみ計測結果

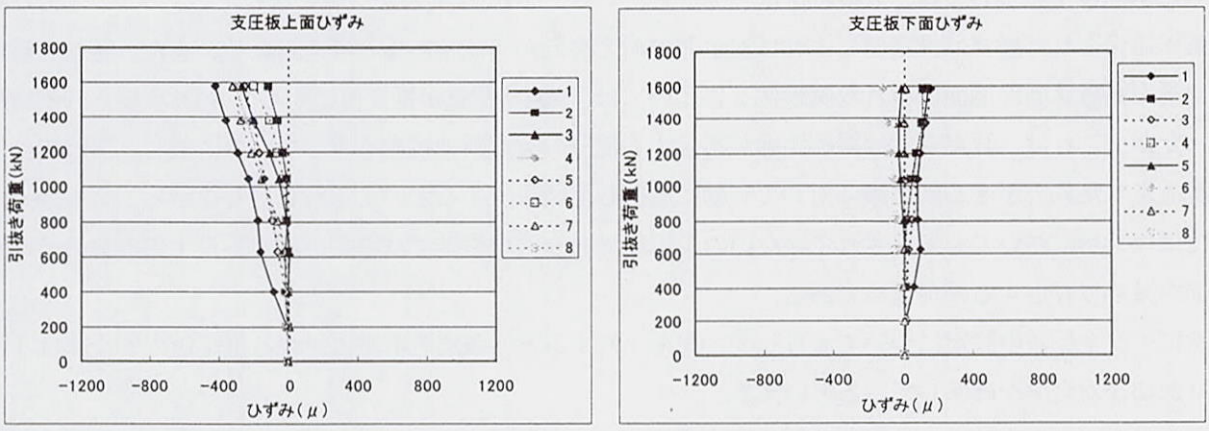
① 荷重ひずみ

図-4.1.13 に支圧板上下面に配置したひずみゲージの位置を示し、図-4.1.14 に荷重とひずみの関係を示す。ひずみ値の分布は試験体および測定個所によってばらつきはあるものの、支圧板上面のひずみ値はスチフナ補強部が無補強部に対して小さな値となっている。また、支圧板の上面がすべて圧縮、下面の付

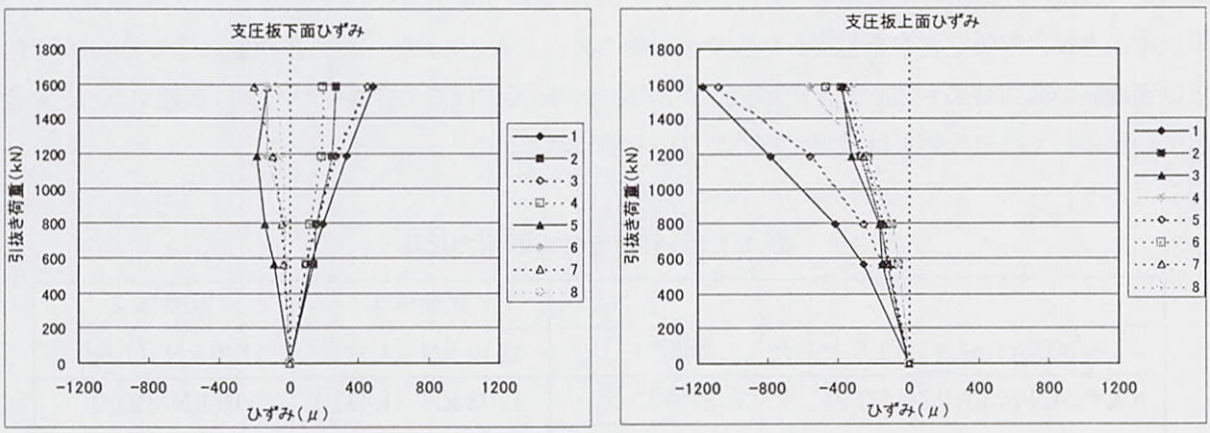


支圧板上面　　支圧板下面

図-4.1.13　ひずみゲージ位置図



a) 試験体 1



b) 試験体 2

図-4.1.14　支圧板荷重ひずみ図

け根が引張、下面の端部が圧縮というひずみ分布からも、溶接部が破断することなく機能しているということが分かる。

② スチフナによる支圧板の補強効果の確認

支圧板の設計に当り、スチフナにより補強された支圧板の応力分布を明確にするべきであるが、その把握は非常に困難であるといえる。そこで、支圧板に作用する応力度を、無補強部を片持ち梁と仮定して算出する方法と、支圧板とスチフナにより補強されたT形梁と仮定して算出する方法の2ケースにより算出し、その結果とひずみ計測結果による応力状態とを比較することにより、スチフナにより補強された支圧板に作用する応力状態を確認した。図-4.1.15は各ケースにおける計算断面の設定方法を示したものであり、表-4.1.6は各ケースの応力度の推定値と実験により得られたひずみ値をまとめたものである。

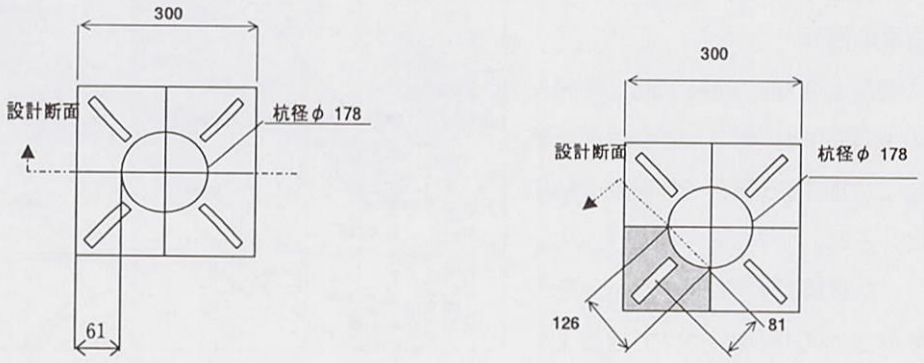
表-4.1.6に示す通り、無補強部を片持ち梁として算出した場合の応力度は、406N/mm^{2}と鋼材の降伏応力度（320N/mm^2）をかなり上回るという結果が得られたのに対し、実際に発生したひずみ値は設計値の50%以下となっている。これは、支圧板の無補強部が鋼管と両端のスチフナに囲まれた3辺固定梁となり、作用モーメントが小さくなるためであり、片持ち梁として設計すれば安全側の値を得られるといえる。

表-4.1.6　ひずみ値比較

		試験体 1	試験体 2	設計結果
無補強部	圧縮応力度(N/mm²)	－	－	406
	上面ひずみ値　（μ）	428※1	1168※1	2030※2
スチフナ補強部	圧縮応力度(N/mm²)	－	－	92
	上面ひずみ値　（μ）	312	560	460

※1 設計結果のひずみ値は σ_s／E（ヤング係数）による。

2 実験値のひずみ値は最大値を示す。



a）無補強部を片持ち梁と仮定　　b）スチフナにより補強されたＴ型梁と仮定

図-4.1.15 支圧板の設計断面

e）まとめ

本実験では、フーチングに埋め込まれたＨＭＰの杭頭部の耐荷性について、実物大モデルを用いた検証を行った。その結果、杭頭部の押抜きせん断耐力は、コンクリート標準示方書に示される押抜きせん断耐力の算定式に順ずることにより安全側の耐力評価が可能であり、さらに同示方書で示される安全係数について、材料係数を 1.3、部材係数を 1.0 とすることにより適切な安全率を考慮した設計が可能であるということも確認された。

尚、本実験により、側面に配置された鉄筋によるせん断補強効果も併せて確認することが出来たが、押抜きせん断に対する側面鉄筋の補強効果については、実験数が少なく定量的な把握は困難であることから、現段階では設計上無視するのが良い。

（3）高耐力マイクロパイルによる基礎の耐震補強事例

a）現場概要

宮崎県都城市街に位置する県道都城霧島公園線 龍泉寺陸橋（図-4.1.16）において、既設基礎の耐震性について照査した結果、基礎の補強が必要であると判断され、既設 PC 杭の耐震補強工法として、高耐力マイクロパイル（以下、HMP と略）工法が施工された。

b）対象橋梁の諸元

龍泉寺陸橋は橋長 119.3m、幅員 12m、支間長 12.2m・14.4m の 9 径間の陸橋で、橋の形式を表-4.1.7 に示す。この陸橋は昭和 55 年の道路橋示方書に従い設計され、昭和 58 年に竣工した。

補強対象となった橋脚は計 8 脚あるが、そのうち P1、P5、P6 の 3 つの橋脚について補強工事が行われた。



図-4.1.16　施工位置

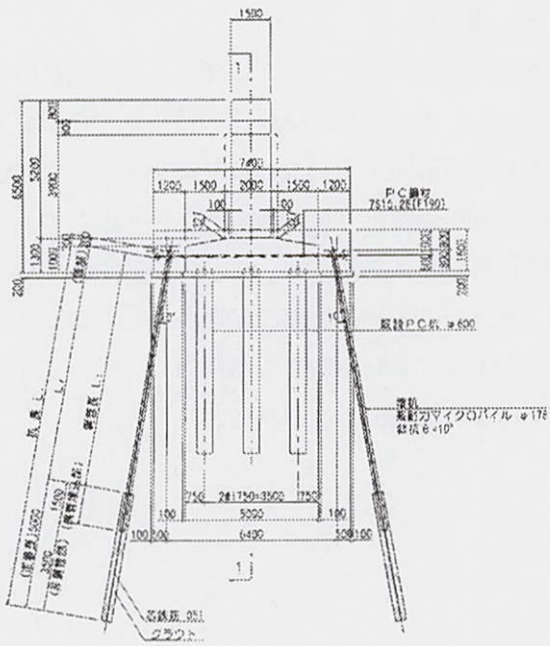
c）地質概要

HMP の検討に際しては、平面図上（図-4.1.17 (b)）に示した 3 地点で行われたボーリングに基づき支持層を決定している。各ボーリングデータは No.1 から No.3 に向かって *N* 値が増加するといった差異はあるが、おおむね地層の出現深度や *N* 値など、3 地点ともにほぼ同様の地質条件を示している。

施工位置の地盤は、 G.L- 2.5m の深度まで *N* 値 1~5 の埋土である。G.L-2.5m～8m までの深度にはシルト・砂・砂礫が分布しており、No.1 から No.3 に向かって砂礫層が減少している。*N* 値はおよそ 5~20 を示す。さらに G.L-8m 以深には *N* 値 20 以上のシラス層が分布しており、この層が支持層とな

表-4.1.7　橋の形式

上部工形式	プレテンション方式PC単純ホロースラブ桁
下部工形式	張出壁式橋脚
基礎形式	杭基礎（PC 杭）



(a) 側面図

図-4.1.17　側面図・平面図

っている（図-4.1.18参照）。

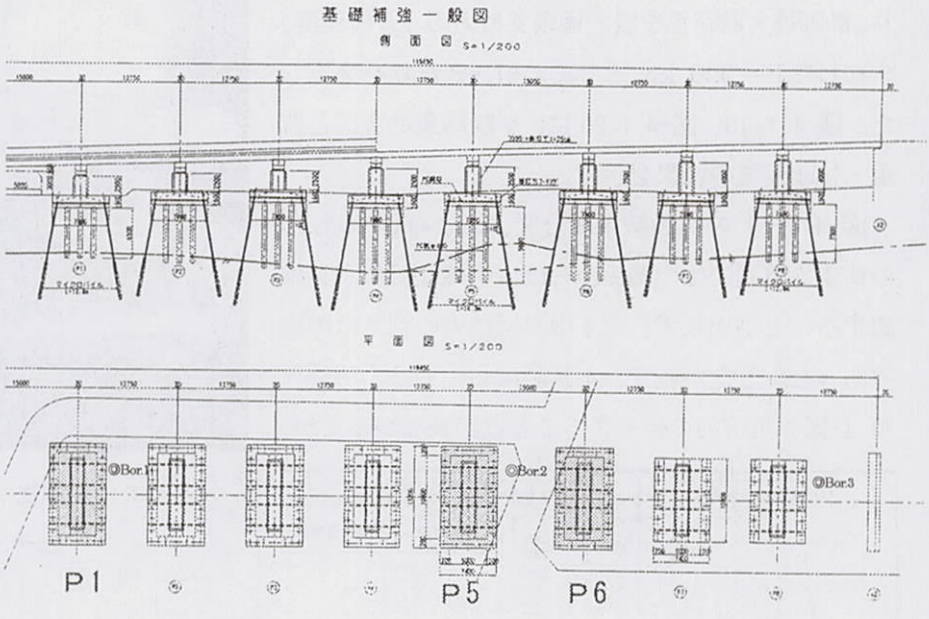
d）HMPの諸元

8橋脚を上部負担重量及び橋脚高さなどでグループ化して検討し、設計条件の違いにより P1 は直杭と斜杭の併用が必要であり、P5・P6 は斜杭のみの施工とした。橋脚 P1 は、直杭を 8 本、斜杭を 20 本、計 28 本（L=12.8m）の HMP を打設した。P5・P6 は杭長 14.3m の HMP を斜杭のみ 24 本打設した。共に、斜杭の削孔角度は鉛直方向に対し 10° である。用いた HMP の規格を表-4.1.8 に、材料の写真を写真-4.1.2 に示す。

e）載荷試験

一般に、杭の支持力確認には、押込み載荷試験が実施されるケースが多い。しかしながら、過去の HMP の鉛直交番載荷試験においては、第一限界抵抗力までの荷重～変位関係は、押込み、引抜きでほとんど差がないことが報告されている[例えば 5)]。また、設計上は HMP の先端支持力は考慮していないことから、ここでは、先端支持力を考慮しない支持力、すなわち、周面摩擦抵抗力に依存した支持力を把握するため、引抜き載荷試験を実施した（写真-4.1.3）。

試験は、段階載荷方式・多サイクルで載荷し、各荷重時の杭頭部変位を計測した。なお、本試験では、設計極限支持力の確認を主題としてお



(b) 側面図・平面図

図-4.1.17　側面図・平面図

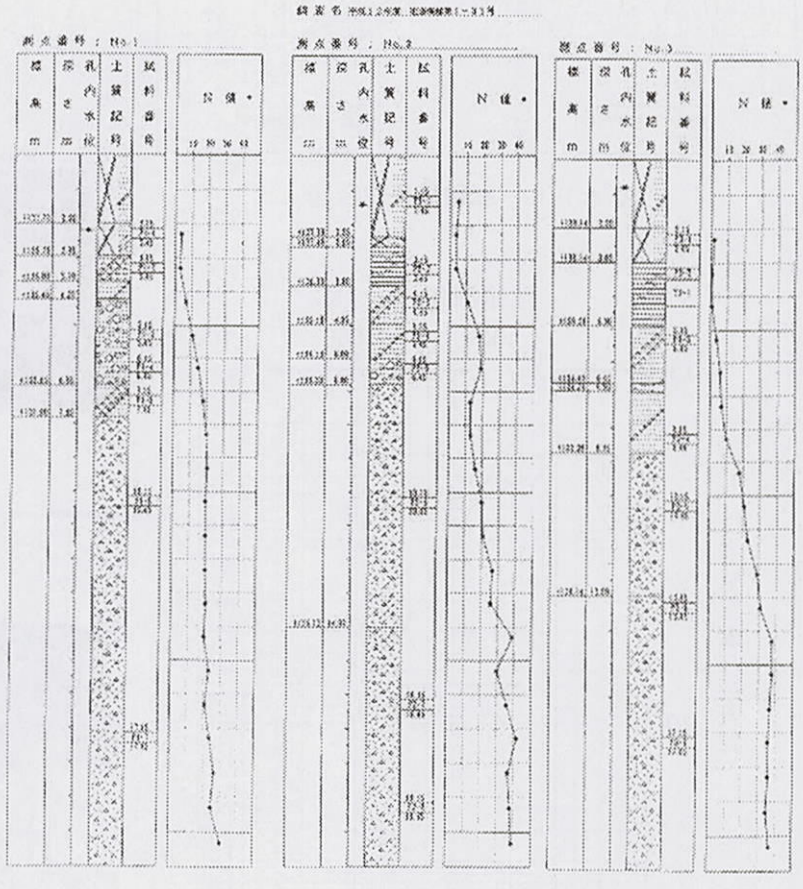


図-4.1.18　土質柱状図

り、計画最大載荷重を設計極限支持力の 1.5 倍程度、すなわちＰ＝990 kN として、引抜き試験を実施した。図-4.1.19、図-4.1.20 に、試験結果総合図と荷重－杭頭変位の結果を示す。

図-4.1.19 の試験結果総合図、および図-4.1.20 の荷重－杭頭変位の関係からは、明確な折れ点を確認することが出来ず、第１限界抵抗力の判断は困難であった。したがって、本試験においては、明確な第 1 限界抵抗力の値を得ることは出来なかったが、

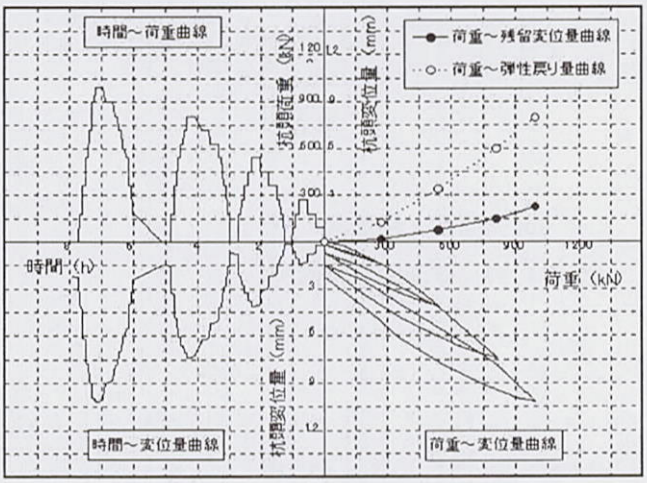


図-4.1.19　試験結果総合図

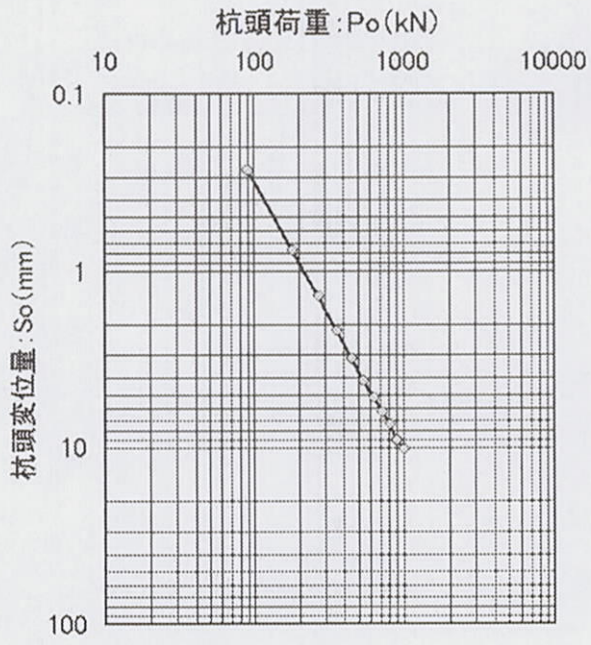


図-4.1.20　荷重-杭頭変位図(logP-logS)



写真-4.1.2　使用材料

表-4.1.8　使用材料規格

鋼　管	API-N80　φ178 mm L=1.5m
芯鉄筋	ねじ節異形棒鋼 SD345 D51
グラウト	セメントミルク W/C=50% 設計強度 30N/mm²

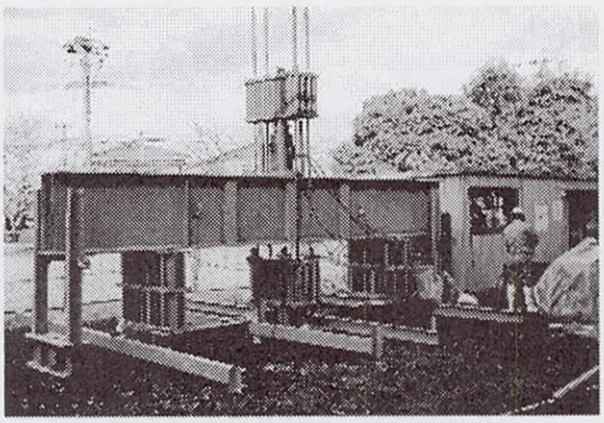


写真-4.1.3　載荷試験状況

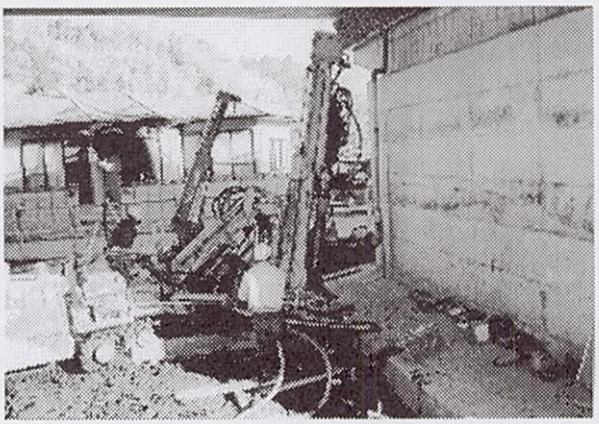


写真-4.1.4　施工状況

表-4.1.9　使用機械

種　別	名　称	仕　様
削　孔	ボーリングマシン	ロータリー パーカッション
	コンプレッサー	5m³/min 50PS
	発電機	60kVA
注入工	グラウトミキサー	250 ﾘｯﾄﾙ×2
	グラウトポンプ	0.58 ﾘｯﾄﾙ/分
	水中ポンプ	0.5m³/分
	サンドポンプ	0.5m³/分
	送水ポンプ	300 ﾘｯﾄﾙ/分

最大引抜き抵抗力 990kN が極限支持力に達していないことは明確であり、当該地の支持地盤においては 990 kN/本（設計極限支持力の 1.5 倍）以上の支持力が期待できることが確認された。

f）本施工

図-4.1.21 に施工フローを示す。施工はすべて陸橋桁下での施工となり、最も狭隘な施工空間は、現地盤から桁下まで 3.5m(既設フーチング下端部まで掘り下げて施工を行ったため、実際の桁下空間は 4.5m)であった。したがって、削孔機は、短尺ガイドセル使用のロータリーパーカッション方式(クローラータイプ)を選定した。主な使用機械とその仕様を表-4.1.9 に示す。

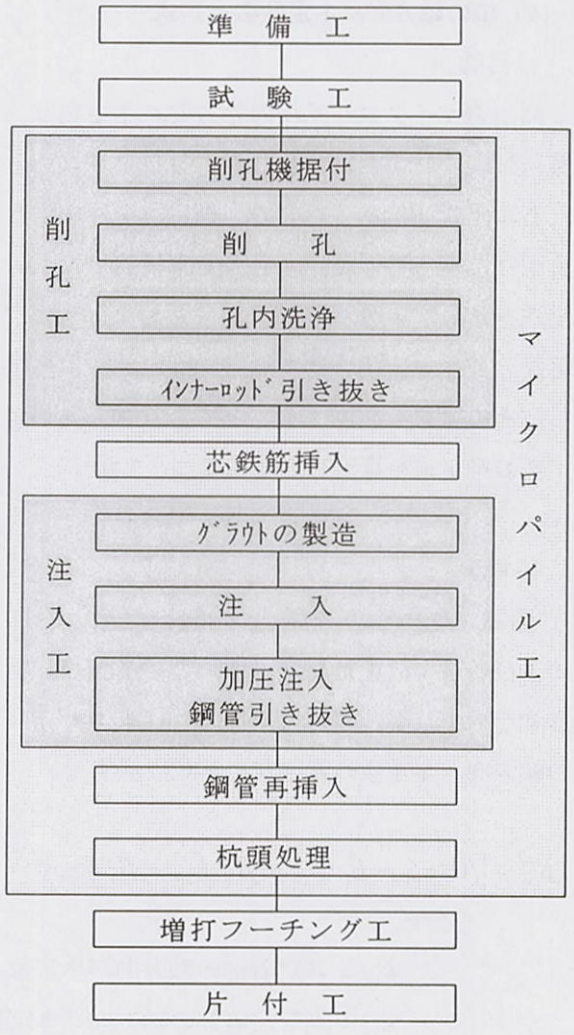


図-4.1.21　施工フロー

当地は大淀川直近に位置し、地盤高さがほぼ河川水位と同じであるため、地下水位が高く、削孔・注入に留意を要した。削孔に関しては、エアーを併用した孔内洗浄を行い、スライム除去の徹底を行った。また、注入に関しては、削孔水や地下水による注入材の希釈を防ぐため、戻り注入材の比重確認を十分に行い、品質の確認を行った。

g）まとめ

本施工により、桁下空間に制限のある現場においても、HMP の斜杭 10° の施工性が確認された。また、これまでは HMP の引抜き載荷試験結果の例が少なく、今後は、さらに引抜き載荷試験結果のデータの蓄積が課題であると考える。

(4) 杭の軸方向バネ定数の推定式

a) 目的

高耐力マイクロパイルの軸方向バネ定数は、載荷試験[6]により得られた軸力分布より求められる算出式[7]はあるものの、推定式を作成するまでには至っていない。そこで本検討では、算出式を基に定着層の N 値、定着長および鋼管定着長の長さを変化させて軸方向ばね定数を算出し、その結果を整理することにより軸方向バネ定数の推定式を算出した結果について示す。

b) 概要

図-4.1.22 に載荷試験より得られた軸力分布および各部位の変形量を示す。この各部位の変形量をもとに算出された高耐力マイクロパイルの軸方向バネ定数の算出式を下式に示す。

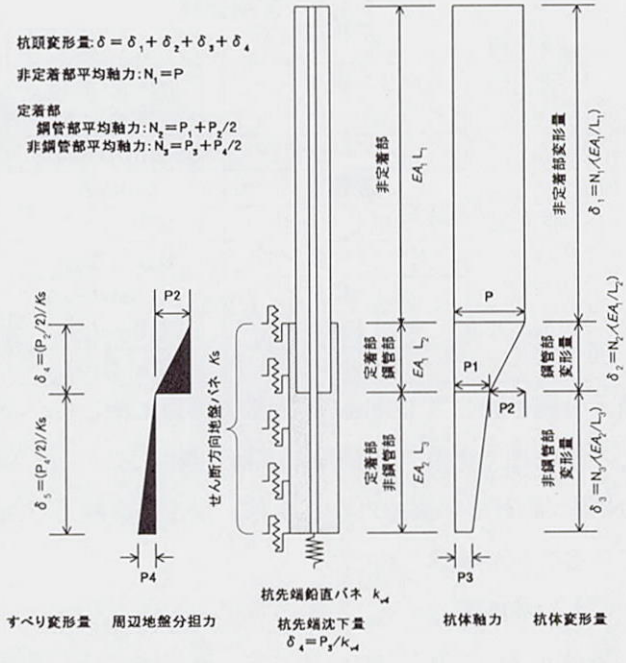


図-4.1.22　軸力分布および変形モデル

$$K_v = 1/(1/k_{v1} + \beta_1/k_{v2} + \beta_2/k_{v3} + \beta_3/k_{v4}) \quad \cdots\cdots (4.1.1)$$

ここで

k_{v1} ：非定着部の軸方向バネ定数　(kN/m)

k_{v2} ：鋼管定着部の軸方向バネ定数　(kN/m)

k_{v3} ：非鋼管定着部の軸方向バネ定数　(kN/m)

k_{v4} ：杭先端バネ定数　(kN/m)

上式より軸方向バネ定数は、各部位の長さにより求められる軸方向特性 k_{vi} と定着部の軸方向特性および地盤強度により求められる軸力分担率 β_i からなっている。そこで、本検討では、非定着部長 L1、鋼管定着長 L2、非鋼管定着長 L3 および定着部地盤の N 値をパラメトリックに変化させて軸方向バネ定数を算出し、その値を整理することにより軸方向バネ定数の推定式を求めた。表-4.1.10 にパラメトリック解析に用いた定数を示す。

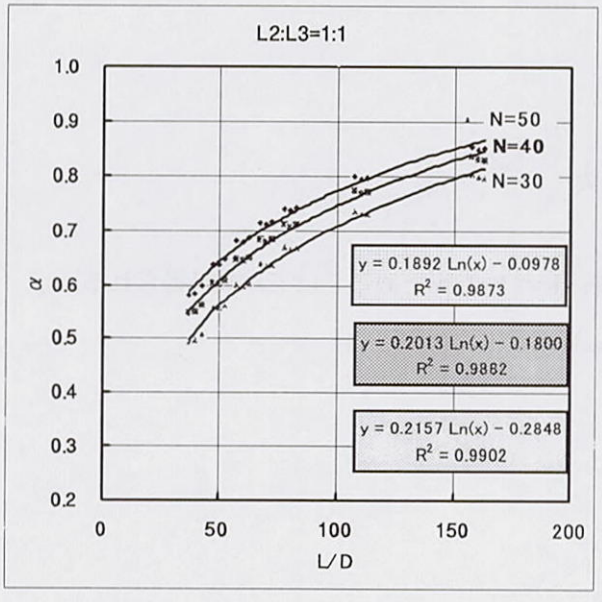
表-4.1.10　解析に用いた定数

定着地盤		N 値：30，40，50
非定着部		L1：6，8，10，12，20，30
定着部	鋼管定着部	L2：1.0，1.5，2.0，2.5，3.0
	非鋼管定着部	L3：L2，2×L2，3×L2

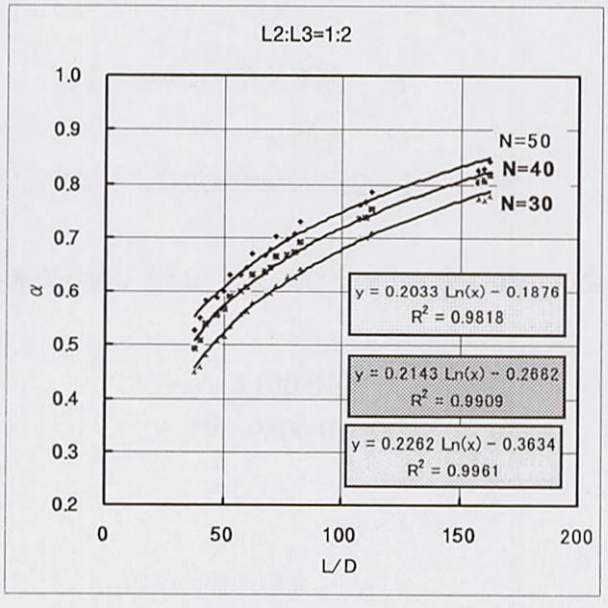
c)結果および考察

道示で示されている杭の軸方向バネ定数の推定式を式(4.1.2)に示す。高耐力マイクロパイルにおいても他の杭と同様に式(4.1.2)で軸方向バネ定数を推定できるように、パラメトリック解析で得られた結果についてαとL/Dの関係で整理を行った。図-4.1.23にαとL/Dの関係を示す。

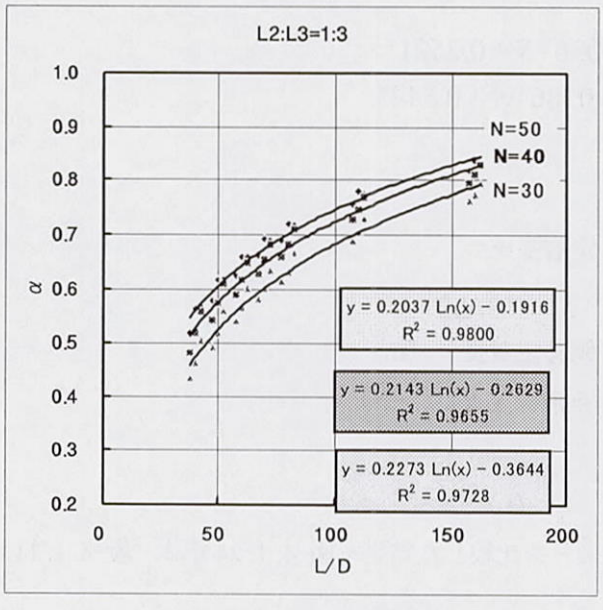
$$K_V = \alpha \frac{EA_1}{L} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.1.2)$$



a)L3=L2の結果



b)L3=2×L2の結果



c)L3=3×L2の結果

図-4.1.23　軸方向特性との比率αとL/Dの関係

図-4.1.23で示されるように高耐力マイクロパイルの軸方向バネ定数は、L/Dが大きくなるにつれてαが1.0に漸近する傾向にある。これは、高耐力マイクロパイルが小口径であるために杭長が長くなるにつれて、鋼管部における軸方向の変形が支配的になっていることを示している。

上記の解析結果より軸方向ばね定数を推定するための式(4.1.2)に用いるαは、式(4.1.3)に示す関係にあるものと思われる。

$$\alpha = \alpha 1 \cdot \ln(L/D) + \alpha 2 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.1.3)$$

ここで、

L ：鋼管長(L1+L2)(m)

D ：杭径(m)

$\alpha 1, \alpha 2$ 支持地盤強度により求まる係数

式(4.1.3)上のα1およびα2についてN値や定着長比についてまとめると以下の式が得られる。

$$\alpha 1 = -0.0012 \cdot N + b1$$
$$\alpha 2 = 0.0089 \cdot N + b2$$

ここで、

N ：支持地盤のN値

$b1, b2$: 定着長比より求まる係数

$$b1 = 0.0036 \cdot S + 0.2521$$
$$b2 = -0.0286 \cdot S - 0.5445$$

ここで、

S ：定着長比

$$S = L3/L2$$

$L2$ ：鋼管定着長 (m)

$L3$ ：非鋼管定着長 (m)

上記の式と載荷試験結果とを比較した結果を図-4.1.24示す。表-4.1.11に比較のために用いた載荷試験の条件を示す。

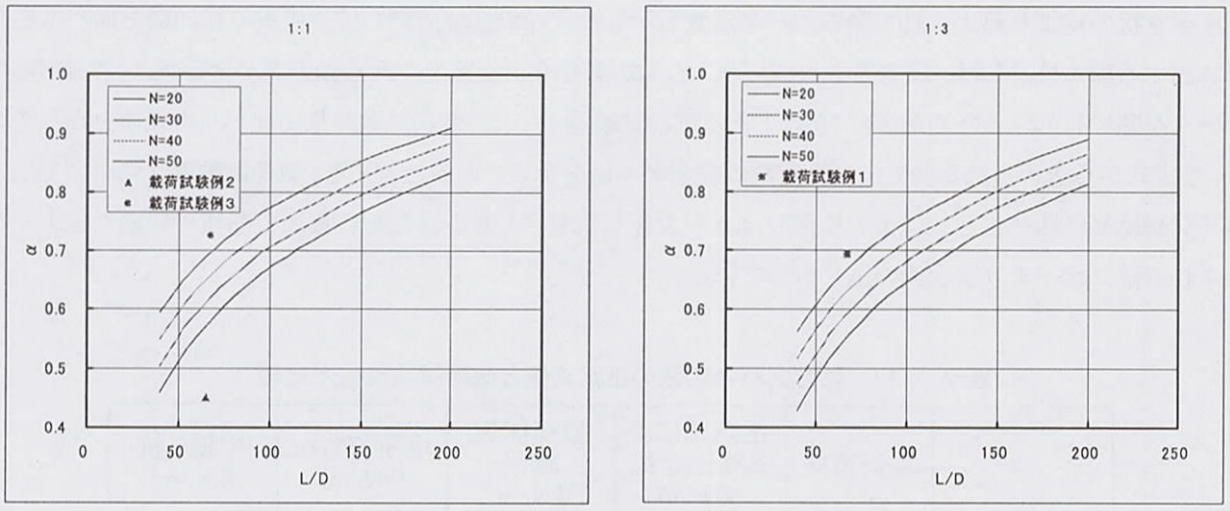


図-4.1.24　算出結果と載荷試験結果の比較

表-4.1.11　比較を行った載荷試験の条件

	載荷試験内容	定着層	N値	定着長比
載荷試験例1[6]	押込み試験	土丹	５０以上	3
	交番試験（引抜き）	土丹	５０以上	1
載荷試験例2[8]	交番試験（引抜き）	細砂	２０程度	1

現状高耐力マイクロパイルの載荷試験例は少なく推測式の妥当性を判断するには難しい。そのため、載荷試験例が多数揃うまでは、本マニュアルで扱う支持地盤の最低値であるN=30の式を推定式として用いることとする。以下にN=30時の推定式を示す。

$$\alpha = \alpha 1 \cdot \ln(L/D) + \alpha 2 \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.1.4)$$

ここで、

D　：杭径(m)

$\alpha 1, \alpha 2$：定着長比より求める係数

$$\alpha 1 = 0.0036 \cdot S + 0.2161$$

$$\alpha 2 = -0.0286 \cdot S - 0.2775$$

S　：定着長比

$$S = L_3 / L_2$$

表-4.1.12に式(4.1.4)により算出した軸方向バネ定数と載荷試験より得られた値とを比較した結果を、表-4.1.13に検討条件を示す。表-4.1.12の表中には、参考のために道示Ⅳに示されている場所打ち杭およ

び中掘り杭の式より算出された軸方向バネ定数も示した。なお、場所打ち杭や中掘り杭の軸方向バネ定数を算出する際の杭長Lは、鋼管長(L1+L2)とした。**式(4.1.4)**より算出される軸方向バネ定数は、*N*値=30のデータを基にしているため*N*値が50以上ある載荷試験例1では、載荷試験結果に比べ小さな値となっており、推定式から求められる軸方向バネ定数は安全側の値を示していると言える。載荷試験例2については、載荷試験結果に比べ推定式による結果のほうが大きな値を示した。ただし、場所打ち杭や中掘り杭より算出される値に比べより安全側の値を示している。

表-4.1.12　軸方向バネ定数の推定式値と載荷試験結果と比較

	載荷方向	推定式による算出結果 (kN/m)	載荷試験結果 (kN/m)	場所打ち杭 (kN/m)	中掘り杭 (kN/m)
載荷試験例1	押込み	89968	115000	334000	169000
	引抜き	94043	120000		
載荷試験例2	引抜き	96300	71000	333000	172000

表-4.1.13　検討条件

	載荷方向	非定着長 L1(m)	鋼管定着長 L2(m)	非鋼管定着長 L3(m)	杭径 D(m)	軸剛性 EA(kN)
載荷試験例1	押込み	12.0	1.5	4.5	0.178	2050000
	引抜き	12.0	1.5	1.5		
載荷試験例2	引抜き	10.5	2.5	2.5		

d)まとめ

高耐力マイクロパイルの載荷試験結果や軸方向特性モデルによる杭の軸方向バネ定数を算出する式を求めた。結果、道示Ⅳで示されている場所打ち杭や中掘り杭の推定式によりもとまる値に比べより載荷試験の値に近づき安全側の値を示した。

ただし、今回算出された推定式は、少ない載荷試験結果を基に算出されたものであり、また一部の載荷試験では推定式の結果が載荷試験値より大きな値を示した。よって載荷試験例が増え、より精度の良い推定式が算出されるまでは、設計時において**式(4.1.2)**と**式(4.1.4)**より算出されるバネ定数を用いても良いが、載荷試験により検証することを基本とする。

（5）これまでの研究成果（参考文献一覧）

これまでに本共同研究での成果も含めてHMP工法に関する研究開発について、種々の報告がなされている。HMPに関する主な研究成果としては、試験杭による鉛直載荷試験、鉛直交番載荷試験、水平交番載荷試験、杭の主材となるグラウトを充填した鋼管の曲げ試験、施工事例等がある。

そこで、研究成果として発表した主な文献を、設計・施工・材料（設計と施工いずれにも関係するものは「設計および施工」として分類）で分類し取りまとめたので、表-4.1.14～表-4.1.16に示す。

表-4.1.14　設計に関係する研究成果(参考文献一覧)

No.	キーワード	文献タイトル	著者･連名者	出典	発表時期
1	設計法	高耐力マイクロパイル工法による既設構造物基礎の耐震補強	岸下 崇裕･斉藤 悦郎･山根 隆志･大谷 義則･三浦 房紀･谷藤 正樹	第10回日本地震工学シンポジュウム講演論文集 Vol.1	1998.11
2	設計法	講座 高耐力マイクロパイル工法編 第4回高耐力マイクロパイルの設計	浜塚 政治･末岡 徹･稲木 孝義･中村 正博･加藤 正三	土木施工第40巻第6号	1999.06
3	設計法	DYNAMIC-RESPONSE CHARACTARISTICS OF STRUCTURES WITH MICROPILE FOUNDATION SYSTEM	岸下崇裕･斉藤悦郎･三浦房紀	第12回世界地震会議講演論文集	2000.02
4	設計法	マイクロパイル基礎の遠心模型実験	相良 昌男･大下 武志･市村 靖光･井谷 雅司	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集，第3部(B)	1999.09
5	設計法	既設基礎の耐震補強に関する検討(その2)－高耐力マイクロパイル工法の試設計－	中田 順憲･相良 昌男･福井 次郎･大下 武志	土木学会第55回年次学術講演会講演概要集第3部	2000.09
6	設計法	既設基礎の耐震補強に関する検討(その5)－高耐力マイクロパイル工法の大変形理論による検討－	大下 武志･福井 次郎･中田 順憲･山根 隆志･相良 昌男	土木学会第56回年次学術講演会講演概要集第3部	2001.10
7	設計法	既設基礎の耐震補強に関する検討(その7)－高耐力マイクロパイル工法の大変形理論による検討－	稲冨 芳寿･山根 隆志･相良 昌男･大下 武志･福井 次郎	土木学会第57回年次学術講演会講演概要集第3部	2002.09
8	設計法	高耐力マイクロパイルの原位置載荷試験とその支持力特性	岸下 崇裕･三浦 房紀･浜塚 政治･畑野 俊久･斉藤 悦郎	土木学会論文集第VI部門	2002.09

表-4.1.15　材料・施工に関係する研究成果(参考文献一覧)

No.	キーワード	文献タイトル	著者・連名者	出典	発表時期
1	材料試験	鋼管を用いたマイクロパイルの曲げ耐力に関する研究(その1)－グラウトを充填した油井用鋼管の交番曲げ試験－	斉藤 悦郎・浜塚 政治・米倉亜州夫・岸下崇裕	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第3部(A)	1999.09
2	材料試験	鋼管で補強されたマイクロパイルの曲げ耐力に関する研究－グラウトを充填した油井用鋼管の曲げ試験－	斉藤悦郎・浜塚政治・米倉亜州夫・岸下崇裕	土木学会第55回年次学術講演会講演概要集第3部	2000.09
1	施工法	講座　高耐力マイクロパイル工法編 第1回マイクロパイル工法の概要と分類	浜塚政治・末岡　徹・稲木孝義・中村正博・加藤正三	土木施工第39巻第12号	1998.12
2	施工法	講座　高耐力マイクロパイル工法編 第2回マイクロパイルの使われ方	浜塚政治・末岡　徹・稲木孝義・中村正博・加藤正三	土木施工第40巻第2号	1999.02
3	施工法	マイクロパイルの技術開発と今後の動向	畑野俊久・相良昌男・岸下崇裕・江口　孝・浜塚政治	月刊誌「橋梁と基礎」Vol.33・No.8	1999.08
4	施工例	米国における基礎の耐震補強事例について	岸下崇裕・中村正博・稲木孝義・大谷義則・山根隆志	第24回地震工学研究発表会講演概要集Vol.1	1997.07
5	施工例	米国における橋梁基礎の耐震補強事例について	岸下　崇裕・斉藤　悦郎・浜塚　政治・山根　隆志	第2回耐震補強・補修技術、診断技術に関するシンポジュウム講演論文集	1998.07
6	施工例	講座　高耐力マイクロパイル工法編 第3回高耐力マイクロパイルの構造と施工法	浜塚　政治・末岡　徹・稲木　孝義・中村　正博・加藤　正三	土木施工第40巻第4号	1999.04
7	施工例	鋼管を用いたマイクロパイル工法による基礎の補強	相良　昌男・岸下　崇裕・畑野　俊久・浜塚　政治・奥松　俊博	月刊誌「土木技術」Vol.54・No.8	1999.08
8	施工例	高耐力マイクロパイルによる既設基礎の耐震補強事例	岸下　崇裕・畑野　俊久・江口　孝・田坂友次郎・杉内　茂美	土木学会　土木施工研究委員会　第4回「耐震補強・補修、耐震診断に関するシンポジウム」	2000.07
9	施工例	高耐力マイクロパイルによる基礎の耐震補強事例	岸下　崇裕・田坂友次郎・杉内　茂美・畑野　俊久・江口　孝	土木学会第55回年次学術講演会講演概要集第6部	2000.09

表-4.1.16　設計・施工に関係する研究成果(参考文献一覧)

No.	キーワード	文献タイトル	著者・連名者	出典	発表時期
1	鉛直載荷試験	高耐力マイクロパイル施工・載荷実験報告書		高耐力マイクロパイル研究会	1999.04
2	設計法・施工法	平成10年度高耐力マイクロパイル工法検討業務報告書		財団法人先端建設技術センター	1999.03
3	設計法・施工法	高耐力マイクロパイル設計・施工マニュアル(案)		高耐力マイクロパイル研究会	1999.04
4	鉛直載荷試験	鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性(その1)―静的載荷試験結果―	相良 昌男・塚田 幸広・市村 靖光	第33回地盤工学研究発表会発表講演集	1998.07
5	鉛直載荷試験	鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性(その2)－急速載荷試験結果－	市村 靖光・塚田 幸広・相良 昌男	土木学会第53回年次学術講演会講演概要集第3部(B)	1998.09
6	鉛直載荷試験	鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性(その3)―静的載荷試験結果およびFEM解析結果―	相良 昌男・塚田 幸広・市村 靖光	土木学会第53回年次学術講演会講演概要集第3部(B)	1998.09
7	鉛直載荷試験	鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性	相良 昌男・大下 武志・市村 靖光・塚田 幸広	建設省土木研究所土木技術資料第40巻第11号	1998.11
8	鉛直載荷試験	小口径摩擦杭(高耐力マイクロパイル)の支持力特性(その1)-鉛直交番載荷試験結果-	福井 次郎・石田 雅博・加藤 秀章・三木 健男	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第3部(A)	1999.09
9	水平載荷試験	小口径摩擦杭(高耐力マイクロパイル)の支持力特性(その2)-水平交番載荷試験結果-	石田 雅博・福井 次郎・加藤 秀章・三木 健男	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第3部(A)	1999.09
10	鉛直載荷試験	鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性に関する研究(その1)－杭および載荷試験の概要－	大谷 義則・岸下 崇裕・松原 健蔵・浜塚 政治	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第3部(A)	1999.09
11	鉛直載荷試験	鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性に関する研究(その2)－鉛直押込み載荷試験結果－	小野寺 賢・斎藤 有功・横田 弘一・岡田 繁之	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第3部(A)	1999.09
12	鉛直載荷試験	鋼管を用いたマイクロパイルの支持力特性に関する研究(その3)－鉛直交番載荷試験結果－	中田 順憲・新坂 孝志・村田 道彦・小野寺 賢	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第3部(A)	1999.09
13	載荷試験	既設基礎の耐震補強に関する検討(その3) -高耐力マイクロパイル載荷実験-	中田 順憲・岸下 崇裕・大谷 義則・小野寺 賢	土木学会　土木施工研究委員会　第5回「耐震補強・補修、耐震診断に関するシンポジウム」	2001.07
14	水平載荷試験	鋼管を用いたマイクロパイルの曲げ耐力に関する研究(その2)－水平交番載荷試験結果－	岸下 崇裕・浜塚 政治・大谷 義則	土木学会第54回年次学術講演会講演概要集第3部(A)	1999.09

4.1.3 研究課題

高耐力マイクロパイルの今後の課題として、下記の点が考えられる。

(1) 設計法

① 各種載荷試験（鉛直載荷試験、引抜き載荷試験、鉛直交番載荷試験、水平交番載荷試験、急速載荷試験など）のデータの蓄積による支持力特性の解明

② 鉛直載荷試験データの蓄積により、提案している軸方向バネの算出方法の検討

(2) 施工法

① 斜杭の施工実績の蓄積により、斜杭の合理的な施工法の検討

② 簡便な載荷試験方法（衝撃試験・引抜き試験等）の適用性の検討（細径杭であるＨＭＰへ衝撃試験等を実施する場合のその装置の検討や、試験結果への影響について検討を要すると考える）

③ 施工管理としてより簡便な載荷試験方法の開発

【参考文献】

1) 建設省土木研究所他：共同研究報告書第 246 号　既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その１）、2000. 8.

2) 独立行政法人土木研究所他：共同研究報告書第 278 号　既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その２）、2001. 12.

3) 日本道路協会：杭基礎設計便覧、1992. 10

4) 土木学会：コンクリート標準示方書（構造性能照査編）、2002. 3.

5) 福井他：小口径摩擦杭（高耐力マイクロパイル）の支持力特性（その 1）、土木学会第 54 回年次学術講演会、第Ⅲ部 pp892-893、1999. 9

6) 高耐力マイクロパイル研究会：「高耐力マイクロパイル施工・載荷実験報告書」, 1999. 4

7) 岸下・三浦・浜塚・畑野・斉藤：高耐力マイクロパイルの原位置載荷試験とその支持力特性, 土木学会論文集第VI部門, 2002. 9

8) 福井・石田・加藤・三木：マイクロパイルによる橋梁基礎の補強に関する検討, 第 3 回耐震補強・補修技術、耐震診断技術に関するシンポジウム講演論文集, pp. 87－94, 1999. 7

4.2 ST マイクロパイル工法

4.2.1 工法概要

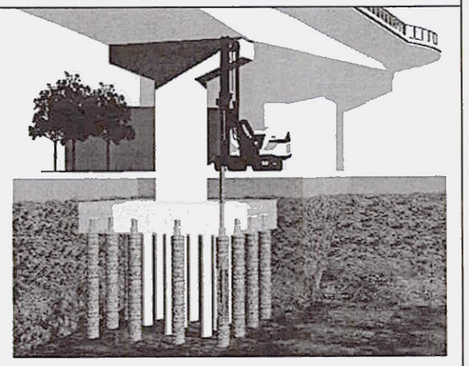
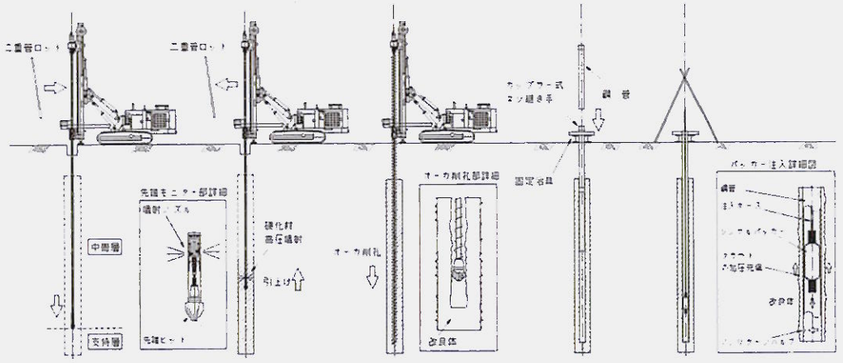
ST マイクロパイル工法の概要を表-4.2.1 に、地盤条件・施工条件に対する適用性を表-4.2.2 に示す。

表-4.2.2 ST マイクロパイル工法の各適用性

				適用性
地盤条件	支持層までの状態	粘性土	$0 \leqq N < 20$	可能（施工実績あり。中間層に硬質粘性土層（$N=30$ 程度）が存在する場合も施工実績がある）。 ただし、高含水粘性土や高有機質土等の特殊地盤の場合には、硬化材の配合等を検討する必要がある。
		砂・砂れき	$0 \leqq N < 30$	可能（施工実績あり）。
		れき		可能（施工実績あり）。
		液状化地盤		可能（施工実績あり）。
	支持層の状態	粘性土	$20 \leqq N$	可能（施工実績はあるが、先端支持力度は載荷試験によって確認する必要がある）。
		砂・砂れき	$30 \leqq N$	可能（施工実績あり）。
		土丹		改良体の造成が困難。
		岩		改良体の造成が困難。
	地下水の状況			地下水の流速が早い場合（一般には 3m/min 以上）や、被圧地下水が存在する場合、湧水量が極めて多い場合などには、硬化材の配合やケーシングを用いた排泥ガイド管の設置などの検討が必要である。
施工条件	斜杭の施工			現在のところ、施工実績はない。
	作業空間			3.5m の空頭で施工は可能である。 プラント設備の遠隔分離が可能であり、一車線分程度の幅員があれば施工可能である。
	周辺環境への影響			施工実績より、近接構造物に対する影響は小さい。 ロータリー方式による削孔を行うため、施工時の騒音・振動が小さい。

（平成 14 年 8 月末現在）

表-4.2.2　ST マイクロパイル工法の概要

技術名称	ST マイクロパイル工法
工法概要	・ST マイクロパイル工法（STRONG-TUBFIX MICROPILES）とは、小口径のマイクロパイルの技術に高圧噴射撹拌による地盤改良技術を併用したものであり、小口径の高張力鋼管と高圧噴射改良体の合成構造の鋼管杭工法である。 ・鋼管は付着性能を向上させるための節突起加工を施した高張力鋼管も用いる（鋼管径：300mm 以下、鋼種：STKT590, HT590, HT780） ・改良体は硬化材の高圧噴射撹拌によるものであり、土質条件や支持力等の要求性能に応じて 600～1000mm の改良体を造成する 
特　徴	①付着性能を向上させた節突起付き鋼管と改良体の一体化、および改良体での地盤抵抗によって、小型機械で大きな支持力を得ることができる（載荷実績では約 4,500kN の極限支持力） ②高張力鋼管の曲げ抵抗、および改良体の水平地盤抵抗によって大きな水平抵抗が期待できる ③小型機械の施工であり、空頭制限、狭小ヤード、土留め締切内等の制約条件での施工が可能 ④施工において地盤改良を先行するため、削孔等によって地盤をゆるめることがない ⑤回転トルクのみのロータリー方式の削孔・地盤改良のため、施工時の騒音・振動が小さい
施工方法 （施工手順）	①削　孔　②改良体造成　③改良体削孔　④鋼管挿入　⑤グラウト注入・定着 
適用分野・範囲・条件（施工ヤード等）等	適用条件　：低空頭、狭小スペース、１車線規制内、土留め締切内 最小桁下空間　：空頭高さ 3.5m 必要な施工ヤード：最小施工幅 3.0m、プラントとの遠隔分離施工可能（プラント設備等は 170m² 程度、打設位置との距離は 150m 以内） 適用範囲　：最大深度 30m 程度、改良体造成径 600～800mm、鋼管径 300mm 以下 土質条件　：砂質土、シルト、粘性土、有機質土、砂礫
施工実績	総件数；　0［件］（試験施工３件、要素技術の工事実績は有り）

工事名	発注者（事務所名）	施工期間	備考

実験等の実施状況	
	●材料試験等 ①杭体の圧縮、引張、曲げ試験を実施し、基本特性を把握した（鋼管＋グラウト有無） ②カップラー一式ネジ継手を含んだ杭体の圧縮、引張、曲げ試験を実施し、継手部が母材鋼管と同等の耐荷性能を有することを確認した。 ③固化体に定着した節突起付き鋼管の引抜試験を行い、節加工仕様～付着強度関係を確認 ●施工確認実験・載荷実験等 ①3回の試験施工を行い、改良体の出来形・品質等の施工性を確認した（ST マイクロパイルに併用する高圧噴射撹拌の要素技術は NIJ 研究会で多数の実績有。また、地盤改良を併用しない鋼管削孔・グラウト加圧注入のマイクロパイルは過去より数件の施工実績有。） ②実大杭の試験施工により、改良体造成径～施工時の噴射エネルギーの関係、改良体強度～セメント添加量・配合の関係を確認した。 ③以下の実大杭の載荷試験を行い、支持力特性（極限支持力の推定方法、杭頭の軸方向バネ定数の推定方法）、水平抵抗特性（改良体の水平地盤抵抗等）を検討した。 ・埋立地盤における鉛直押込み載荷試験（H10 年，試験杭3本，東洋建設技術研究所内） ・砂質地盤における鉛直押込み載荷試験（H11 年，試験杭2本，極限支持力約 4,500kN） ・砂質地盤における鉛直引抜き載荷試験（H12 年試験杭1本，極限引抜力約 2,500kN） ・砂質地盤における水平載荷試験（H12 年，試験杭1本，大変形水平交番載荷試験） ④実大杭の試験施工・載荷試験結果を基に、既設基礎の耐震補強効果を確認（参考文献③）

マニュアル類の有無		
	●設計・施工マニュアルの有無	
	有　り ・ 作成中 ・ 無　し　（*有りの場合はタイトルと発行元を記入）	
	タイトル	既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その3） ST マイクロパイル工法　設計・施工マニュアル（6分冊の3）
	発行元	独立行政法人土木研究所、（財）先端建設技術センター、東洋建設㈱
	●積算マニュアルの有無	
	有　り ・ 作成中 ・ 無　し　（*有りの場合はタイトルと発行元を記入）	
	タイトル	ST マイクロパイル工法　積算資料（案）
	発行元	NIJ 研究会
	●パンフレットの有無	
	有　り ・ 作成中 ・ 無　し	
	●その他（上記以外で、特記するものがあれば記入）	
	高圧噴射撹拌工法技術資料（NIJ 研究会）	

特許・実用新案の有無		
	特　　許の有無	有り（ 4 件）・出願中（ 4 件）・出願予定（　　件）・無し
	実用新案の有無	有り（　　件）・出願中（　　件）・出願予定（　　件）・無し
関連する工法研究会または協会等	NIJ研究会	
参考文献		
連絡先		

4.2.2　研究成果

最終年度である平成 13 年度は、これまでの室内実験、実大の試験施工・載荷試験データを基に、設計・施工法の取りまとめを行った。

（1）設計法

a）材料特性

① 継手を含んだ杭体の材料特性

ST マイクロパイルの鋼管の接続は、空頭制限下における施工速度の向上を目的とし、試験により耐荷性能が確認されたカップラー式ネジ継手を用いることを標準とする。カプラー式ネジ継手の一例を図-4.2.1 に示す。継手部の杭体としての材料特性は、図-4.2.2～図-4.2.4 に示すような継手を含んだ鋼管の各載荷試験を行い、カップラー式ネジ継手部が母材鋼管と同等の耐荷性能を有していることを確認した。

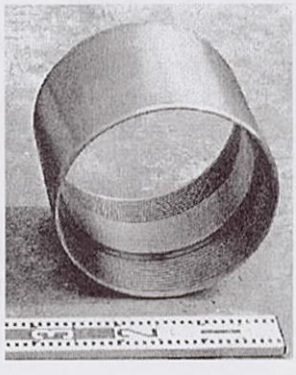


図-4.2.1　カップラー式ネジ継手

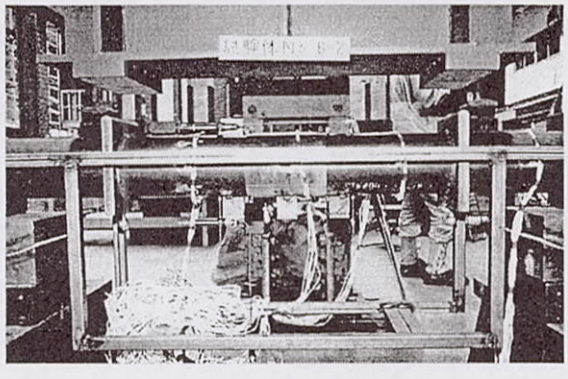


図-4.2.2　継手を含んだ鋼管の曲げ試験状況

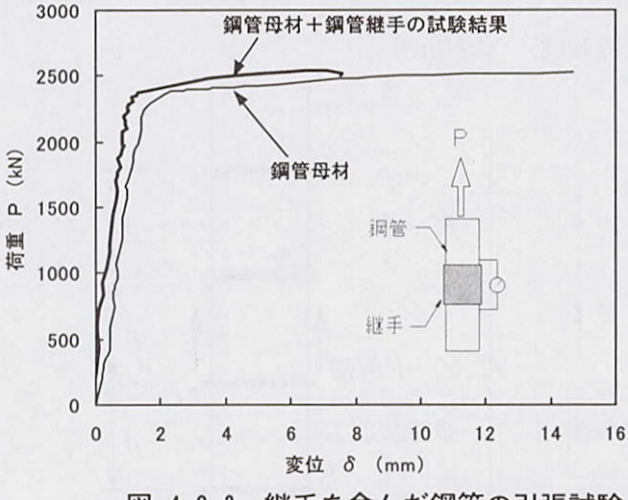


図-4.2.3　継手を含んだ鋼管の引張試験

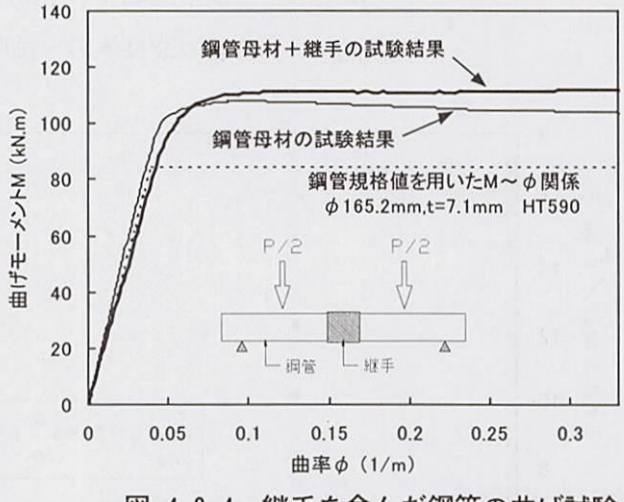


図-4.2.4　継手を含んだ鋼管の曲げ試験

② 鋼管の付着性能

ST マイクロパイルの軸方向支持力機構は、杭頭の鋼管に作用した軸方向荷重に対して、鋼管から改良体に荷重を伝達し、改良体の地盤抵抗によって支持するものである。鋼管と改良体の荷重伝達性能を確保するため、鋼管には図-4.2.5 に示すようなビード溶接による節突起加工を施し、付着性能を確保する。このような節突起付き鋼管の付着性能に関して、セメントミルク固化体中に定着した節付き鋼棒の引抜き載荷試験（図-4.2.6）を行い、節加工仕様（溶接高さ、節加工間隔）・固化体強度～鋼管付着強度の関係式を設定した。図-4.2.7、式(4.2.1)に付着試験により設定した節突起付き鋼管の最大付着応力度の推定式を示す。

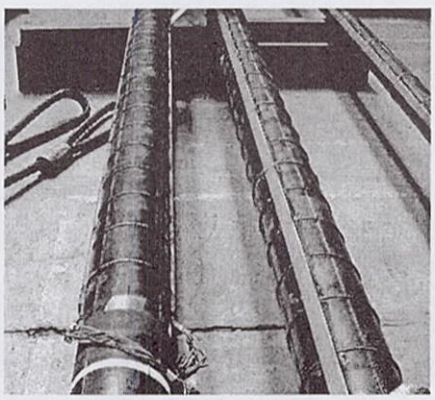


図-4.2.5 節突起付き鋼管

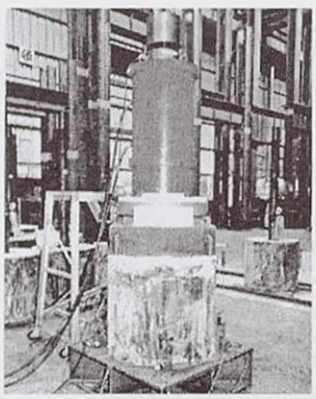


図-4.2.6 付着性能試験状況

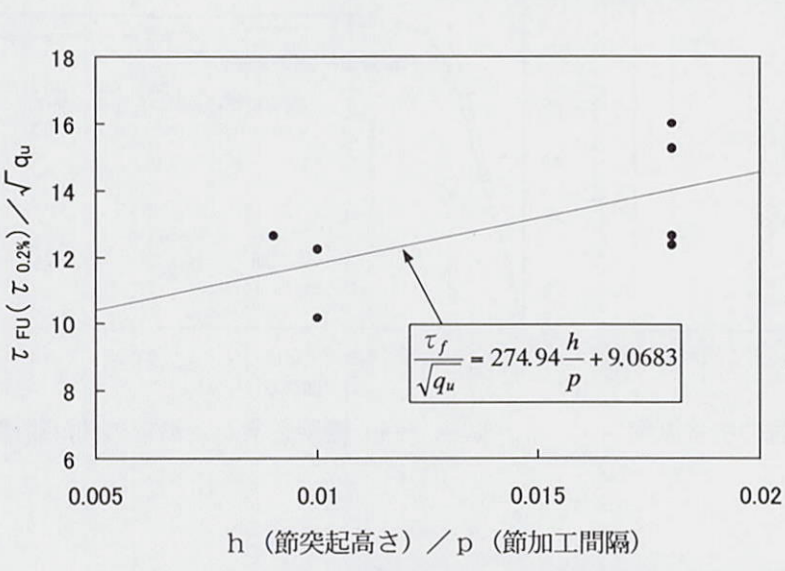
$$\tau_{fi} = \left(274.94\frac{h}{p} + 9.0683\right) \times \sqrt{q_{ui}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.2.1)$$

τ_{fi} ：各層の鋼管の最大付着応力度 （kN/m²）

h ：節突起高さ （mm）

p ：節加工間隔 （mm）

q_{ui} ：各層の改良体の一軸圧縮強度 （kN/m²）



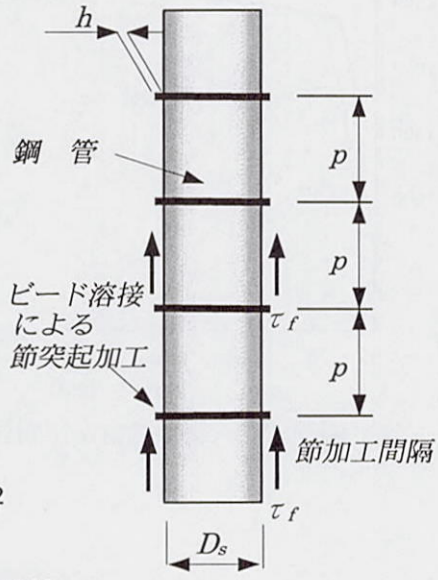


図-4.2.7 節突起付き鋼管の最大付着応力度の関係

b）支持力特性

ST マイクロパイルの支持力・水平抵抗特性を確認するため、実大の試験施工を行い、各載荷試験を実施した。これまでの試験施工・載荷試験例を表-4.2.3 に示す。

表-4.2.3　ST マイクロパイルの試験施工・載荷試験例

NO	実施年	場　所	地盤条件	杭諸元			試験内容
				杭長*	鋼管径 D_s	改良体造成径 D_c	
1	平成 10 年	兵庫県	砂礫、シルト、粘土	9.0m	165.2mm t=11.0mm	800mm	鉛直押込み載荷試験
2	平成 10 年	兵庫県	砂礫、シルト、粘土	12.0m	165.2mm t=11.0mm	800mm	鉛直押込み載荷試験
3	平成 10 年	兵庫県	砂礫、シルト、粘土	15.0m	165.2mm t=11.0mm	800mm	鉛直押込み載荷試験
4	平成 11 年	茨城県	細砂、砂礫	6.0m (2 本)	165.2mm t=11.0mm	1000mm	鉛直押込み載荷試験
5	平成 12 年	茨城県	細砂、砂礫	8.0m	165.2mm t=11.0mm	1000mm	鉛直引抜き載荷試験
6	平成 12 年	茨城県	細砂、砂礫	9.0m	165.2mm t=11.0mm	1000mm	水平交番載荷試験

＊　鋼管天端から改良体先端までの長さ

① 地盤から決まる極限支持力の推定方法

ST マイクロパイルの極限支持力は、改良体造成径 D_c を杭径として式 (4.2.2) により推定する。

$$R_u = q_d \cdot A_c + U_c \sum L_i \tau_{ci} \quad \cdots\cdots (4.2.2)$$

ここに、

R_u　：地盤から決まる杭の極限押込み支持力（kN）

q_d　：改良体先端における単位面積当たりの極限支持力度（kN/m²）

A_c　：改良体先端面積（m²）$= \pi D_c{}^2/4$

U_c　：改良体の周長（m）$= D_c \times \pi$

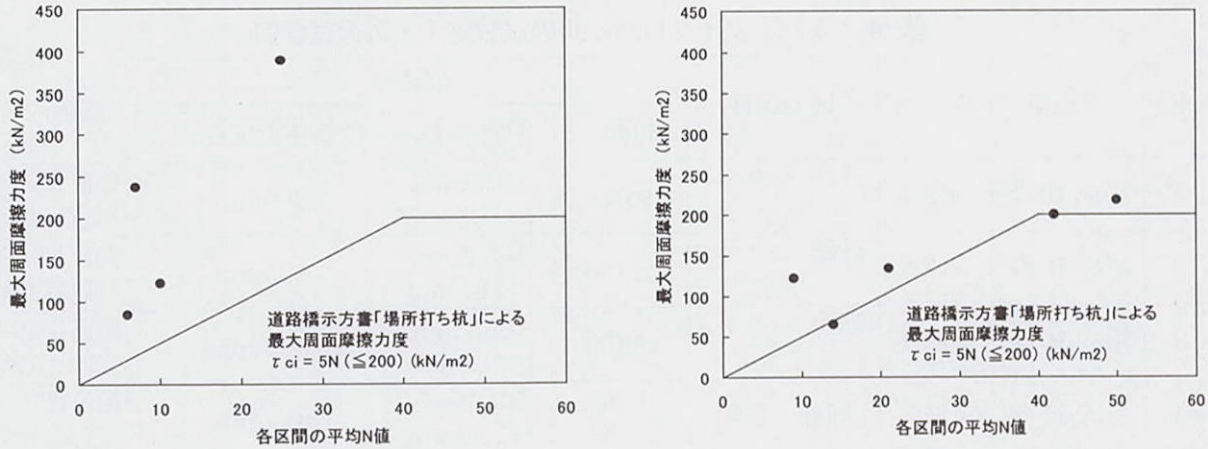
L_i　：周面摩擦力を考慮する層の層厚（m）

τ_{ci}　：周面摩擦力を考慮する層の最大周面摩擦力度（kN/m²）

D_c　：改良体造成径（m）

・最大周面摩擦力度

改良体周面の最大摩擦力度は、図-4.2.8 に示すような押込み・引抜き載荷試験結果から、道路橋示方書に規定する場所打ち杭の最大周面摩擦力度を準用することとした（表-4.2.4）。



（押込み載荷試験）　　（引抜き載荷試験）

図-4.2.8　鉛直載荷試験による N 値と最大周面摩擦力度の関係

表-4.2.4　改良体の最大周面摩擦力度 τ_{ci} の推定表

地盤の種類	最大周面摩擦力度 τ_{ci}　（kN/m²）
砂　質　土	$5N$　（≦200）
粘　性　土	c または $10N$（≦150）

ここに、c は地盤の粘着力（kN/m²）、Nは標準貫入試験の N値

・先端支持力度

改良体先端に期待する極限支持力度 q_d は、表-4.2.5 により推定することとする。この極限支持力度は、ST マイクロパイルの鉛直押込み載荷試験時に発生した鋼管先端部での軸力を改良体面積で除して設定したものである。当面の支持力推定においては、現時点で確認できているデータとして鉛直載荷試験結果から逆算した極限支持力度を用いることとする。杭先端の極限支持力度 q_d の推定値は限られたデータであるため、今後の載荷試験データの蓄積によってさらに極限支持力度を検討することが必要である。

表-4.2.5　杭先端（改良体先端）の極限支持力度 q_d の推定表

地　盤　種　類	杭先端の極限支持力度（kN/m²）
砂礫層および砂層　N≧30	2,500

ここに、Nは標準貫入試験の N値

② 杭の軸方向バネ定数の推定方法

ST マイクロパイルの軸方向バネ定数K_Vを既往の鉛直載荷試験に基づいて推定する場合、式(4.2.3)によって求める。ただし、図-4.2.9 に示すように試験データ数としては少数であり、また、改良体の造成径等のパラメータを含んでいない簡便的な推定方法である。したがって、今後の載荷試験データの蓄積によって推定式をさらに検討していく必要がある。

$$K_V = a\frac{A_P E_P}{L} \quad \cdots\cdots (4.2.3)$$

ここに、

K_V ：ST マイクロパイルの軸方向バネ定数（kN/m）

A_P ：鋼管の有効断面積（m²）

E_P ：鋼管のヤング係数（kN/ m²）

L ：鋼管の根入れ長（m）

$$a = 0.0165(L/D) + 0.0704 \quad \cdots\cdots (4.2.4)$$

L ：鋼管の根入れ長（m）

D ：杭径（m）で、鋼管径D_sとする。

表-4.2.6 ST マイクロパイルの鉛直載荷試験例

NO	試験場所	地盤条件	載荷試験	鋼管根入れ長 L (m)	鋼管径 D (m)	L/D	改良体造成径 (m)
NO.1	兵庫県西宮市	砂礫、シルト、粘土	押込み載荷	8.5	0.165	51.5	0.8
NO.2	兵庫県西宮市	砂礫、シルト、粘土	押込み載荷	11.5	0.165	69.7	0.8
NO.3	兵庫県西宮市	砂礫、シルト、粘土	押込み載荷	14.5	0.165	87.9	0.8
NO.4	茨城県鹿島郡	細砂、砂礫	押込み載荷	5.0	0.165	30.3	1.0
NO.5	茨城県鹿島郡	細砂、砂礫	引抜き載荷	7.0	0.165	42.4	1.0

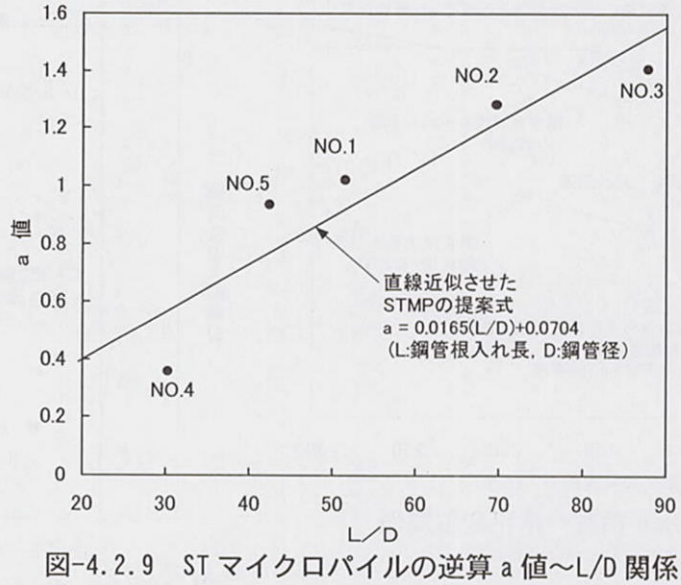


図-4.2.9 ST マイクロパイルの逆算 a 値～L/D 関係

③　水平抵抗特性

STマイクロパイルの水平抵抗特性は、図-4.2.10に示すような水平載荷試験から検討した。その結果、改良体を杭の構造部材としては考慮しないが、水平地盤抵抗は負担するものとし、水平抵抗に関する計算上の杭径を水平地盤抵抗幅D'として水平方向地盤反力係数を設定するものとする。これは、図-4.2.11,12に示す改良体の抵抗状況、図-4.2.13,14に示すシュミレート解析の結果から検証したものである。したがって、STマイクロパイルの水平方向地盤反力係数を地盤調査の結果から推定する場合は、図-4.2.15に示すような水平地盤抵抗幅D'を考慮して算出するものとする。

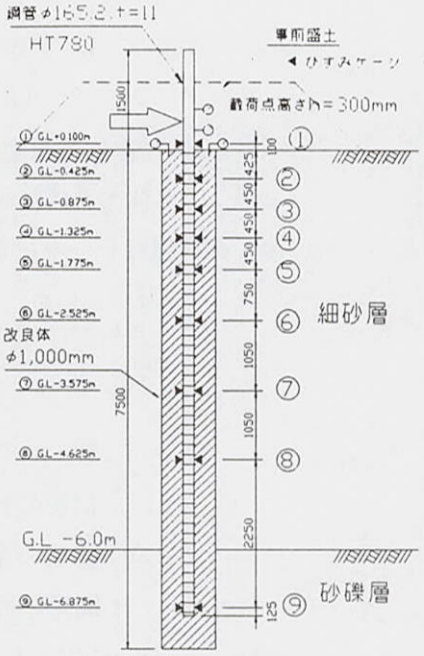


図-4.2.10　水平載荷試験杭

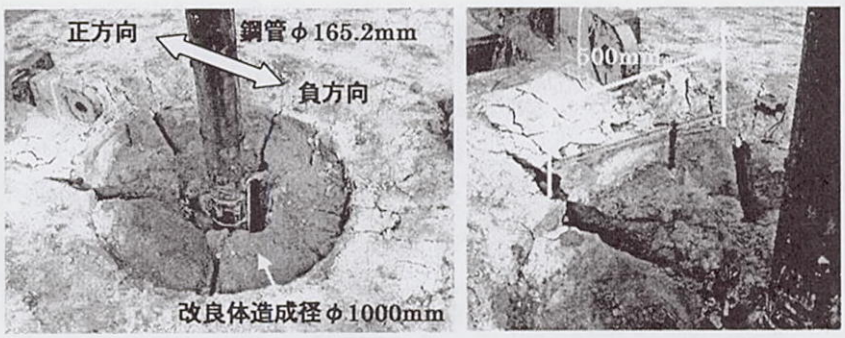


図-4.2.11　試験終了後の杭頭状況　図-4.2.12　試験終了後の杭頭近影

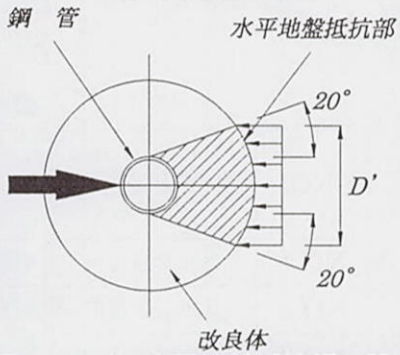


図-4.2.15　水平地盤抵抗幅の設定

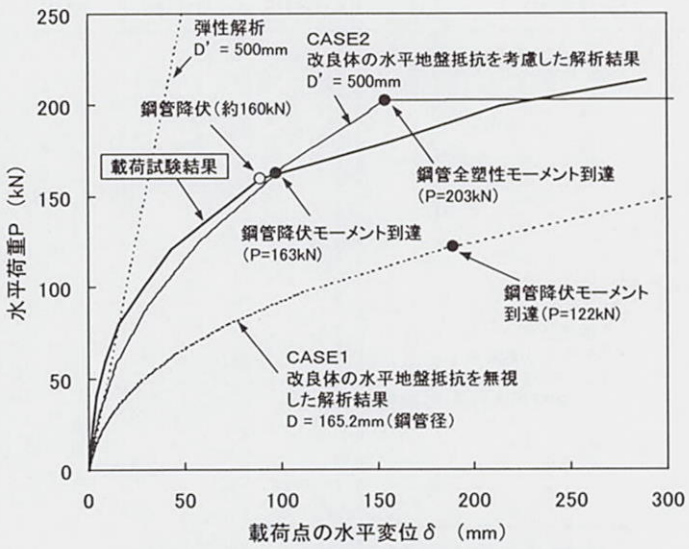


図-4.2.13　水平荷重～水平変位関係

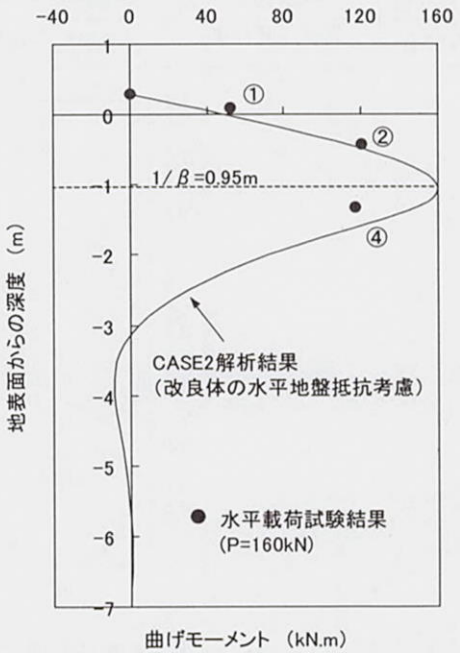


図-4.2.14　曲げモーメント分布

（2）施工法

a）改良体の造成仕様

ST マイクロパイルの施工実績における噴射エネルギーと改良体造成径の関係を図-4.2.16 に示す。このような施工実績を基に、改良体造成径D_cに対する造成仕様例を設定した（表-4.2.7）。ここで、軟弱な中間層（軟弱粘性土および N 値 15 以下程度の砂質土）においては、プレカット（清水噴射）を行わなくても 600～800mm の造成径は確保できるため、比較的密な地盤のみを対象としてプレカットを行うように設定した。ただし、これらの造成仕様はこれまでの施工実績に基づいて設定した目安であり、当該施工条件や土質条件等を考慮したうえで、試験施工を行って改良体造成径を確認することが望ましい。

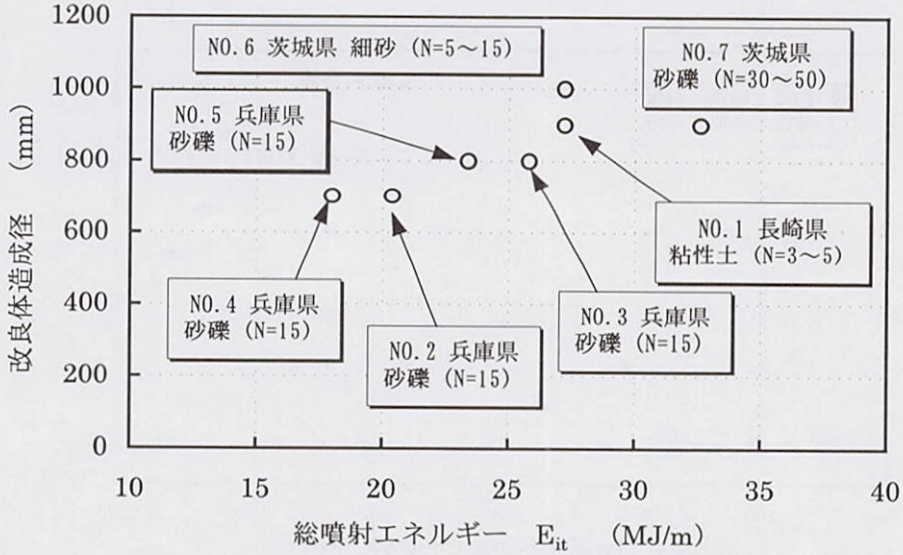


図-4.2.16　総噴射エネルギー～改良体造成径の関係

表-4.2.7　改良体の造成仕様の設定例

改良体造成径D_c			600mm		800mm	
地盤条件			軟弱な 砂質土・粘性土	比較的密な 砂質土・粘性土	軟弱な 砂質土・粘性土	比較的密な 砂質土・粘性土
プレカット工程（清水噴射）	吐出圧力	(MPa)	－	30	－	30
	吐出流量	(m^3/min)	－	0.18	－	0.18
	速　　度	(min/m)	－	1	－	1
造成工程（硬化材噴　射）	吐出圧力	(MPa)	40	40	40	40
	吐出流量	(m^3/min)	0.17	0.17	0.17	0.17
	速　　度	(min/m)	3	3	4	4
総噴射エネルギー		(MJ/m)	20.4	25.8	27.2	32.6

b）セメント添加量・硬化材の配合

これまでの施工実績におけるセメント添加量と改良体の一軸圧縮強度の関係を図-4.2.17 に示す。これらのデータを基に、安全側の施工となるよう各地盤条件に対するセメント添加量、硬化材の配合例を設定した（表-4.2.8～表-4.2.9）。ここで、粘性土に関してはセメント添加量の多い施工実績がないこと、一般には粘性土は砂質土に比べて強度発現性が劣ることから、一軸圧縮強度を低く設定している。ただし、改良体の強度は土の特性（自然含水比や原位置強度、深度等）によっては強度発現性が異なるため、当該土質条件などを検討したうえで、試験施工によって改良体の品質・強度を確認することが望ましい。また、特殊な地盤条件（高含水比土、有機質土等）に対しては事前の室内配合試験によって、硬化材の種類・配合、添加量を別途検討するものとする。

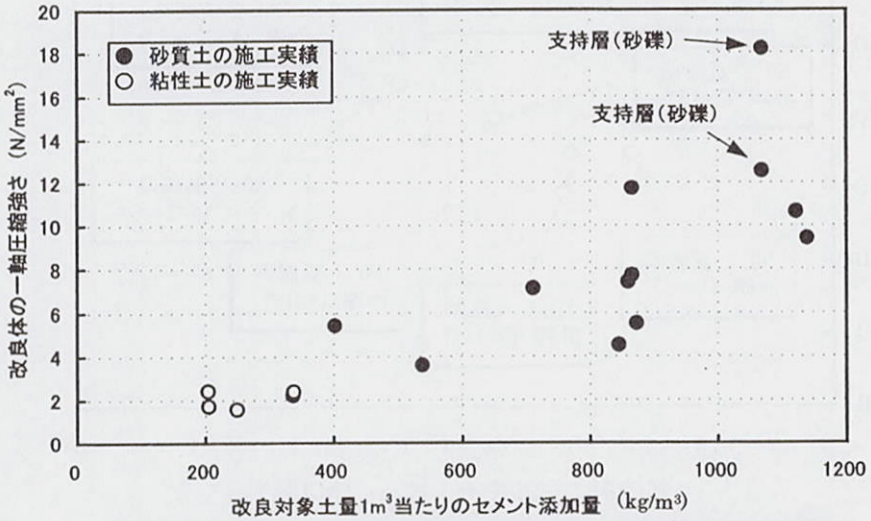


図-4.2.17　セメント添加量～改良体一軸圧縮強度の関係

表-4.2.8　改良対象土に対するセメント添加量の目安

	地盤条件	一軸圧縮強度 q_u (N/mm²)	セメント添加量 (kg/m³)
中間層部	砂質土	4 ～ 5	850 以上
	粘性土	2 ～ 3	850 以上
支持層部	N 値 30 以上の砂、砂礫	10	1,050 以上

表-4.2.9　ST マイクロパイルの高圧噴射攪拌に用いる硬化材の配合例

改良体造成径 D_c (mm)	地盤	硬化材 1m³ 当たりの配合例			
		W/C (%)	セメント C (kg)	水 (kg)	混和剤 (kg)
600	中間層部	83	860	716	13
	支持層部				
800	中間層部	67	1,000	668	15
	支持層部				

4.2.3 研究課題

STマイクロパイルの今後の課題としては、次のような事項があげられる。

① 設計法

・載荷試験データの蓄積による支持力特性（最大周面摩擦力度、先端支持力度）の検討

・載荷試験データの蓄積による軸方向バネ定数の検討

・載荷試験データの蓄積による水平抵抗特性（改良体の水平地盤抵抗幅）の検討

② 施工法

・多様な地盤での施工実績の蓄積による改良体造成仕様（噴射エネルギー、硬化材配合等）の検討

・斜杭の試験施工による施工性の確認

・効率の良い鋼管挿入方法の検討

4.3 ねじ込み式マイクロパイル工法

4.3.1 工法概要

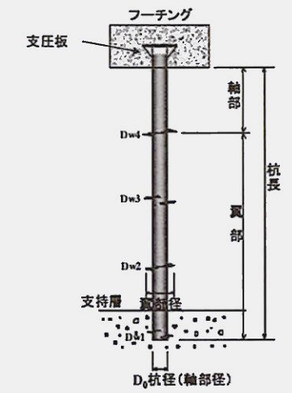
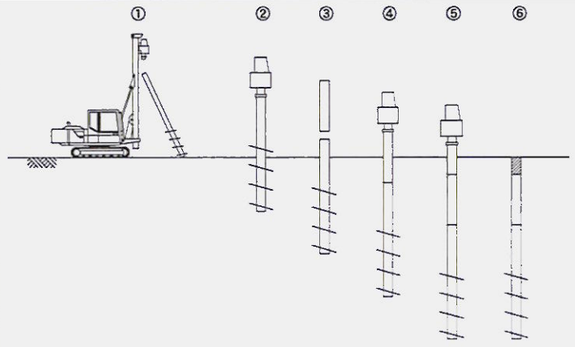
ねじ込み式マイクロパイル工法の概要を表-4.3.1 に示し、地盤条件・施工条件に対する適用性を表-4.3.2 に示す。

表-4.3.2 ねじ込み式マイクロパイル工法の適用条件

				適用性
地盤条件	支持層までの状態	粘性土	$0 \leqq N < 20$	可能（施工実績あり）
		砂・砂れき	$0 \leqq N < 30$	可能（施工実績あり）
		れき		れきの径が 100mm 以内であれば、マイクロパイルの軸部径（鋼管径）以下の径の先行削孔の併用により、施工は可能。
		液状化地盤		可能（施工実績あり）
	支持層の状態	粘性土	$20 \leqq N$	可能（施工実績あり）
		砂・砂れき	$30 \leqq N$	可能（施工実績あり）
		土丹		可能（施工実績あり）
		岩		適用困難
	地下水の状況			地下水位が地表面付近にある地盤における施工実績がある。 伏流水による影響は小さいが、被圧地下水による影響が考えられる場合には、補助工法などの検討が必要である。
施工条件	斜杭の施工			施工実績より、30° までの斜杭施工は可能である。
	作業空間			施工実績より、5.3m の空頭で施工は可能である。 施工実績より、一車線分程度の幅員があれば施工可能である。 （本工法はプラント設備を必要としない。）
	周辺環境への影響			施工実績より、近接構造物に対する影響は小さい。 施工機械が小規模なため、施工時の騒音・振動は小さい。 回転推進力によって施工を行うため、無排土で施工が可能である。

（平成 14 年 8 月末現在）

表-4.3.1　ねじ込み式マイクロパイル工法の概要

技術名称	ねじ込み式マイクロパイル工法		実験等の 実施状況	●材料試験等について ・平成 13 年度の共同研究にて機械式継手（スプライン継手）の曲げ・引張り試験を実施。 ●施工確認実験・載荷試験・実大実験・模型実験等について ・平成 12 年度の共同研究にて支持層砂礫地盤での載荷試験（押込み、引抜き）を実施。 ・斜杭の施工精度確認試験実施（10 度、15 度、30 度）。 ・支持層砂地盤での載荷試験（押込み、引抜き）を実施。 ・その他の載荷試験数 21 件。 ・模型実験による翼間隔の検討実験の実施（共同研究以前に実施）。 ●今後の課題 ・載荷試験データの蓄積による支持力式の再評価
工法概要	ねじ込み式マイクロパイル工法とは、小口径（最大φ300㎜ 程度）の鋼管（軸部）に４枚のφ600mm程度のドーナツ状鋼板（翼部）をらせん状に取付けた杭を、回転オーガにより杭を回転させて地盤に無排土で貫入するものである。施工機械の回転オーガのみで施工するため、また、小型の施工機械（15t～30t 級程度）で施工が可能である。			
特　長	①高い支持力性能 らせん状に取付けた翼の効果により、小径杭で大きな支持力を得る。 ②完全無排土 回転推進力により施工を行うため、無排土で施工が可能。 ③コンパクト施工 小径杭であるので、小型の機械で施工が可能で、狭隘地での施工に適する。 ④環境に優しい 低振動・低騒音での施工が可能で、施工時にセメントミルク等を使用しないので、環境に優しい。			
施工方法 （施工手順）	①　施工機に下杭を取込み杭芯位置に建込む。 ②　鉛直度を確認し、杭体を回転させながら埋設する。 ③　継ぎ杭の場合、中・上杭を建込み接続する。 ④⑤ヤットコ等を使って所定の深度まで埋設し打止める。 ⑥　ヤットコ等を回収し施工を完了する。		マニュアル類 の有無	●設計・施工マニュアルの有無 （有り）・　作成中　・　無　し　　(*有りの場合はタイトルと発行元を記入) タイトル：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その３） ねじ込み式マイクロパイル工法　設計・施工マニュアル（６分冊の４） 発行元：独立行政法人土木研究所、（財）先端建設技術センター、㈱鴻池組 ●積算マニュアルの有無 有り　・　（作成中）　・　無　し　　(*有りの場合はタイトルと発行元を記入) タイトル： 発行元： ●パンフレットの有無 （有り）・　作成中　・　無　し ●その他（上記以外で、特記するものがあれば記入）
適用分野・範囲・条件（施工ヤード等）等	適用条件；低空頭、狭小スペース、橋桁の直下での施工および基礎の拡幅幅に制約がある場合に適する。 必要な施工ヤード；最小桁下空間：H=5.3m、最小施工幅：3.5m(施工機機種，杭配置(傾斜角，杭位置)の条件による) 適用範囲；最大深度：40m、杭径：0.15～0.30m 土質条件：礫質土（礫径 10cm 以下）、軟岩、砂質土、シルト、粘性土、有機質土		特許・実用新案 の有無	特　　許の有無：（有り）(1 件)・出願中(　　件)・出願予定(　　件)・無し 実用新案の有無：（有り）(1 件)・出願中(　　件)・出願予定(　　件)・無し
			関連する工法研究会または協会等	なし
施工実績 （耐震補強）	総件数；０［件］　（建築工事においては 1,050 件）			

工事名	発注者 （事務所名）	施工期間	備考

4.3.2　研究成果

ねじ込み式マイクロパイルの本年度の研究は、以下に示す３項目について行った。

(1)　機械式継手（スプライン継手）の開発

(2)　支持地盤（砂地盤 $N \geqq 50$）の場合の載荷試験（押込み、引抜き）の実施

(3)　支持力式等の取りまとめ

以下にこれらの研究内容をそれぞれ示す。

(1)　スプライン継手の開発

a)　スプライン継手

スプライン継手とは、空頭制限下の施工における施工速度の向上と継手部の品質の向上を目的として開発した機械式継手である。構造は、スプラインを有する雄雌継手とロックリングとから成っている。継手の形状は，**写真-4.3.1** に示すように雌管継手内にロックリングを組込んであり、雄管挿入後にロックリングを回転させ、雄管と固定することにより，応力を伝達する構造となっている。



写真-4.3.1　スプライン継手

b)　スプライン継手を含んだ杭体の材料特性

スプライン継手の性能を確認するために、継手の曲げおよび引張り試験を行なった。試験に用いた継手は，母管径φ267.4mm,厚さ t=12.7mm に対して設計したものである。試験に用いた母管および継手部の形状および材質を**表-4.3.1** に示す。

表-4.3.1　試験体の形状および材質

	外径 (mm)	管厚 (mm)	材質
母　管	267.4	12.7	STK400
継手部	267.4	27.5	NJR780

①　曲げ試験結果

曲げ試験装置の概要図を**図-4.3.1** に示す。**図-4.3.1** に示すように載荷点間隔は 1.5m で、その中心に長さ 170mm の継手を取付けている。この装置を用いて標準供試体（母管のみ）と継手試験体の曲げ試験をそれぞれ行った。**図-4.3.2** に曲げ試験結果を示す。継手試験体は、標準試験体の試験結果に比べ初期勾配が緩やかになっている。これは継手の噛み合わせにおける隙間が影響したものと考えられる。試験体の破壊形態はひずみ計測の結果、圧縮側の雌管最小断面部が塑性化し、

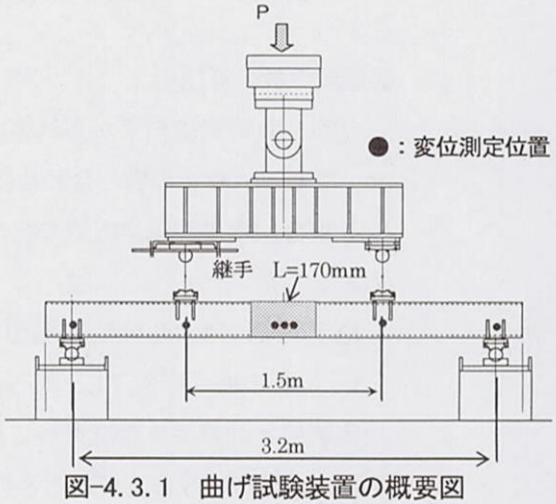


図-4.3.1　曲げ試験装置の概要図

また、継手部に近い母管の圧縮ひずみも同様に増加することによって生じた。また、最大荷重は、母管とほぼ同等であった。

② 引張り試験結果

引張り試験装置の概要図を図-4.3.3に示す。図-4.3.3に示すように載荷点間隔は1.25mで、その中心に長さ170mmの継手を取付けている。図-4.3.4に引張り試験結果を示す。引張り最大荷重は3,577kNで，対象とする母管の設計降伏荷重より1.5倍程度大きな強度を有していることが確認できた。なお、引張り試験においては、母管の引張り試験を行っていないため設計値を用いて比較した。また、試験体の破壊形態は、ひずみ計測および断面観察の結果、継手断面部が塑性化し、破壊に至ることが分かった。

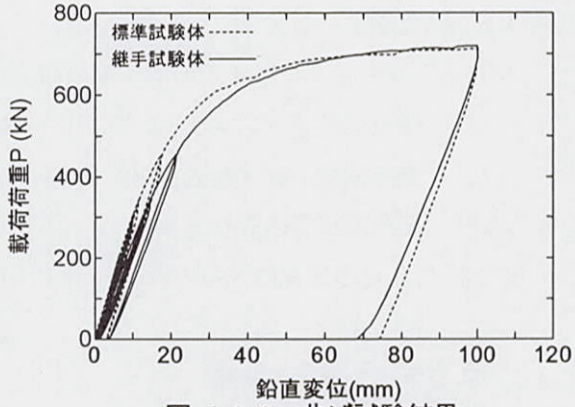


図-4.3.2 曲げ試験結果

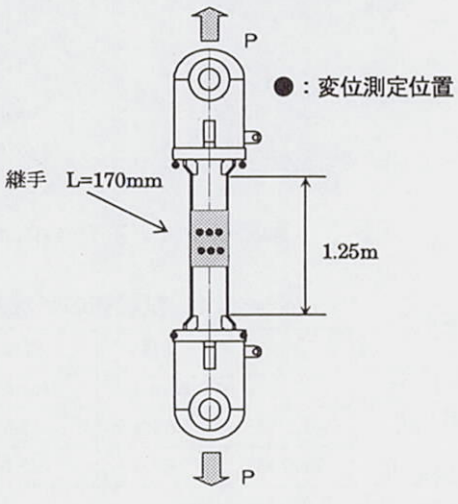


図-4.3.3 引張り試験装置概要図

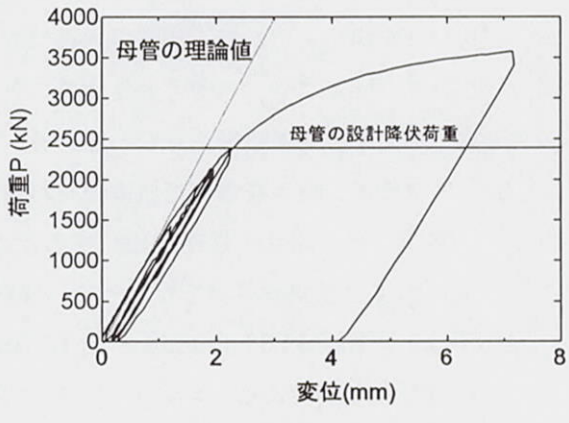


図-4.3.4 引張り試験結果

③低減係数の算出

今回の載荷試験結果から試験に用いた継手の剛性が母管に比べて若干低いということがわかった。これは、継手の噛み合わせにおける隙間の影響によるものと考えられる。したがって、設計を行う場合は継手間隔に応じて杭の軸方向バネ定数（引張り方向）と曲げ剛性(EI)を低減して用いるものとした。

継手間隔に対する低減係数は以下の方法により算出した。FRAME計算により母管の引張り剛性EA、母管の曲げ剛性EIに対し、継手の引張り剛性EA、継手の曲げ剛性EIがどの程度になるかを実験値と計算値を比較することにより検討した。検討の結果、継手部の引張り剛性、曲げ剛性ともに、母管の1/3程度であると推定できた。継手の剛性と母管の剛性を考慮して、継手間隔に対する低減係数を算出した（表-4.3.2参照）。

表-4.3.2　継手間隔による低減係数

継手間隔(m)	杭の軸方向バネ定数 (引張り方向、軸部のみ)	EI の低減係数
2.0	0.86	0.94
2.5	0.88	0.96
3.0	0.90	0.96
3.5	0.91	0.97
4.0	0.92	0.97
4.5	0.93	0.98
5.0	0.94	0.98
5.5	0.94	0.98

(2)　支持地盤が砂地盤の場合の載荷試験結果

本年度は、支持地盤（砂地盤 $N \geqq 50$）における載荷試験を行い支持力度の算定を行った。載荷試験の概要と試験結果を以下に示す。

試験地盤は、図-4.3.5 に示す杭先端部が N 値 50 以上の砂地盤である。この支持地盤に第 1 翼径(500mm)以上根入れしたときの載荷試験（押込み、引抜き）を行った。試験杭には、図-4.3.5 に示す位置にひずみゲージを取付け、各翼ごとの支持力度を測定できるようにした。試験杭の仕様を表-4.3.3 に示す。

表-4.3.3　試験杭の仕様

軸　部				翼　部			
杭径 D_0 (mm)	杭長 L (m)	板厚 t (mm)	材質		翼径 D_W (mm)	板厚 t_w (mm)	材質
267.4	10.5	12.7	STK540	1	500	19	SM490
				2	550	16	
				3	600	16	
				4	650	16	

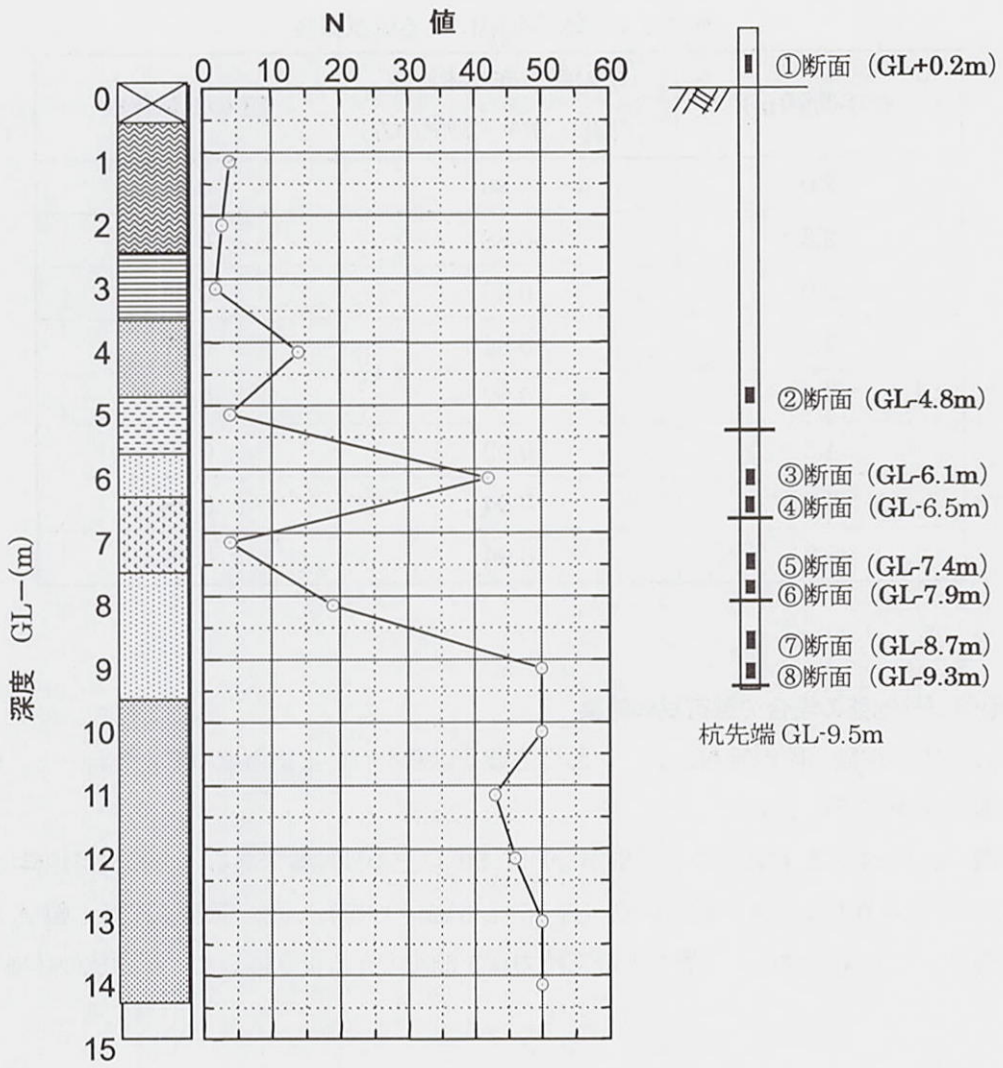


図-4.3.5　試験地盤と試験杭の関係

図-4.3.6 に押込み載荷試験結果、図-4.3.7 に引抜き試験結果を示す。

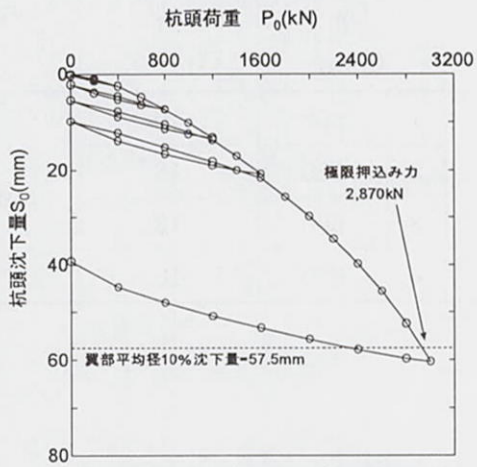


図-4.3.6　押込み試験結果

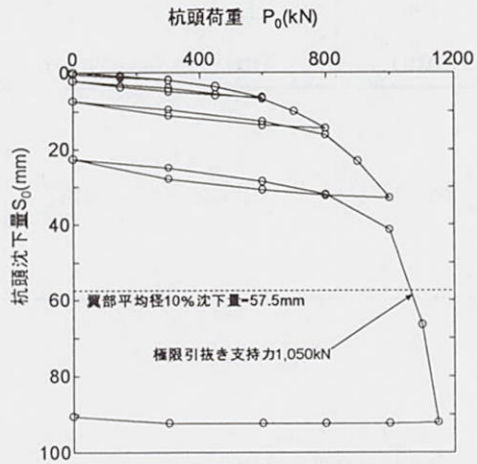


図-4.3.7　引抜き試験結果

(3) 支持力式の取りまとめ

ねじ込み式マイクロパイルの支持力は、共同研究中に行った実大載荷試験結果とそれ以前に行った実大載荷試験結果を取りまとめて算定した。

a) 地盤から決まる極限支持力

ねじ込み式マイクロパイルの極限支持力は、式（4.3.1）に示すように翼部の支持力度と軸部の最大周面摩擦力度から算出する。

$$R_u = \sum q_{wi} A_{wi} + U \sum L_i f_i \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4.3.1)$$

ここで、R_u：地盤から決まる杭の軸方向極限支持力(kN)

q_{wi}：各翼および底板の単位面積当たりの極限支持力度(kN/m²)

A_{wi}：各翼および底板の抵抗面積(m²)

U ：軸部の周長(m)

L_i ：周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_i ：各層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

① 翼部の支持力度

翼部の支持力度は、表-4.3.4、図-4.3.8に示すように、支持地盤に貫入した第1翼、底板部と第2～4翼部に分けて設定した。

表-4.3.4 翼部の極限支持力度 q_{wi}

第1翼部、底板部
$q_{w1}=150N$（kN/m²）　（砂礫） $q_{w1}=100N$（kN/m²）　（砂） ここに、N：標準貫入試験の N 値
第2～4翼部
$q_{wi\,(i=2\sim4)}=50N$（kN/m²）　（砂質土および粘性土） ここに、N：標準貫入試験の N 値

② 軸部の最大周面摩擦力度

軸部の最大周面摩擦力度は、共同研究以前に行った載荷試験結果を取りまとめて算定した（表-4.3.5、図-4.3.9参照）。

表-4.3.5　軸部の最大周面摩擦力度 f_i

地盤種別	軸部の最大周面摩擦力度（kN/m²）
砂質土	$1N$（≦50）
粘性土	$3N$（≦100）

ここに、N：標準貫入試験の N 値

注）N 値≦2 の軟弱層では信頼性が乏しいので周面摩擦抵抗を考慮しない。

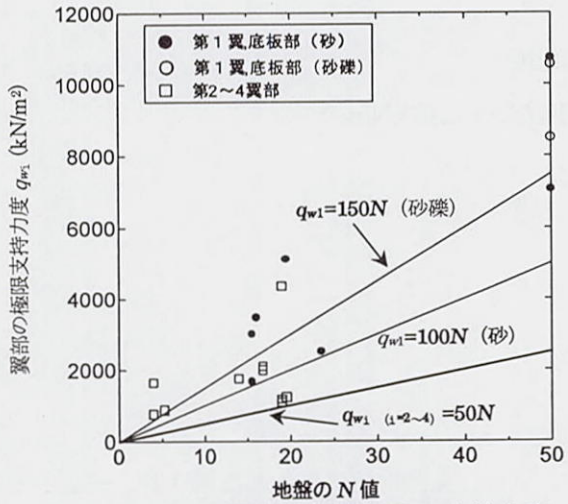


図-4.3.8　翼部の極限押込み支持力度

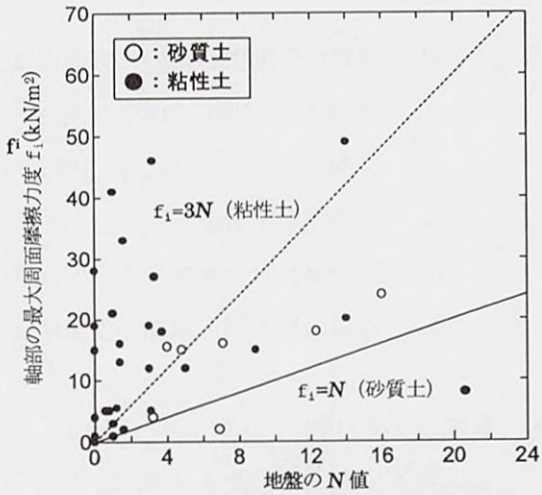


図-4.3.9　軸部の最大周面摩擦力度

b)　地盤から決まる極限引抜き力

ねじ込み式マイクロパイルの引抜き力は、式（4.3.2）に示すように翼部の支持力度と軸部の最大周面摩擦力度から算出する。

$$P_u = \sum q_{wi} A_{wi} + U \sum L_i f_i \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4.3.2)$$

ここで、P_u：地盤から決まる杭の軸方向極限引抜き力(kN)

q_{wi}：各翼の単位面積当たりの極限支持力度(kN/m²)

A_{wi}：各翼の抵抗面積(m²)

U　：軸部の周長(m)

L_i　：周面摩擦力を考慮する層の層厚(m)

f_i　：各層の最大周面摩擦力度(kN/m²)

①　翼部の支持力度

翼部の支持力度は、表-4.3.6、図-4.3.10 に示すように、支持地盤に貫入した第 1 翼と第 2～4 翼部に分けて設定した。

表-4.3.6　翼部の極限支持力度 q_{wi}

第1翼部
$q_{w1}=70N$ (kN/m²)　　(砂および砂礫) ここに、N：標準貫入試験の N 値
第2～4翼部
$q_{wi\ (i=2\sim4)}=50N$ (kN/m²)　　(砂質土および粘性土) ここに、N：標準貫入試験の N 値

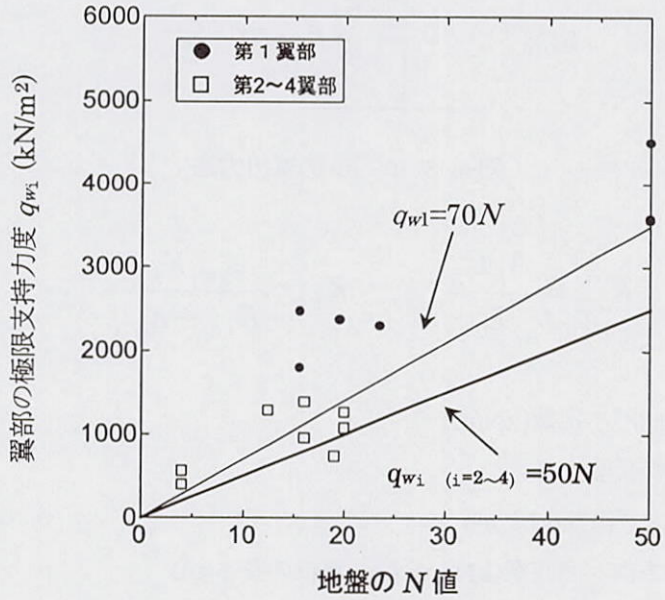


図-4.3.10　翼部の極限引抜き支持力度

② 軸部の最大周面摩擦力度

軸部の最大周面摩擦力度は、共同研究以前に行った載荷試験結果を取りまとめて算定した(表-4.3.7、図-4.3.9 参照)。

表-4.3.7　軸部の最大周面摩擦力度 f_i

地盤種別	軸部の最大周面摩擦力度 (kN/m²)
砂質土	$1N$ (≦50)
粘性土	$3N$ (≦100)

ここに、N：標準貫入試験の N 値

注) N 値≦2 の軟弱層では信頼性が乏しいので周面摩擦抵抗を考慮しない。

c) 杭の軸方向バネ定数の算定

ねじ込み式マイクロパイルの杭の軸方向バネ定数推定法は、共同研究中に行った載荷試験結果から翼部と軸部の軸力の差が大きいため、バネ定数を翼部と軸部に分けて算出する（図-4.3.10参照）。翼部の K_{V1} は、翼部の長さを仮根入れ長さとして評価して算出し、軸部の K_{V2} は弾性変形のみを考慮して算出する。杭全体としての K_V は、式(4.3.3)により翼部と軸部のバネ値を合わせて算出する。

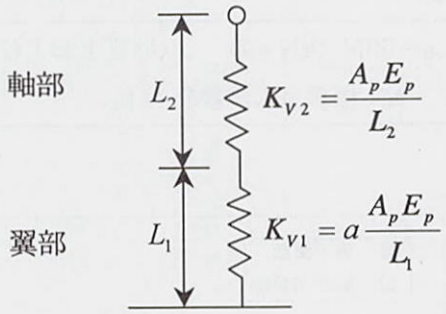


図-4.3.10 Kv の算出方法

$$K_{V1}=a\frac{A_pE_p}{L_1}\quad,\quad K_{V2}=\frac{A_pE_p}{L_2}\quad,\quad K_V=\frac{K_{V1}K_{V2}}{K_{V1}+K_{V2}}\qquad\cdots\cdots\cdots\cdots(4.3.3)$$

ここに、K_V ：杭の軸方向バネ定数(kN/m)

A_p ：軸部の純断面積(m²)

E_p ：杭体のヤング係数(kN/m²)

K_{V1}：翼部の軸方向バネ定数(kN/m), L_1：翼部の長さ(m)

K_{V2}：軸部の軸方向バネ定数(kN/m), L_2：軸部の長さ(m)

翼部の K_{V1} は、翼部周面および翼部先端にバネを有する弾性体と仮定して考え、これらのバネを土質試験により推定する。係数 a は式(4.3.4)により算出される。

$$a=\frac{\lambda\cdot\tanh\lambda+\gamma}{\gamma\cdot\tanh\lambda+\lambda}\cdot\lambda\qquad\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots(4.3.4)$$

ここに、

$$\gamma=\frac{A_ik_VL_1}{A_pE_p}\quad,\quad\lambda=L_1\sqrt{\frac{C_SU}{A_pE_p}}$$

k_V：杭先端地盤の鉛直方向地盤反力係数 (kN/m³)

C_s：翼部周面～地盤間のすべり係数 (kN/m³)

A_i：杭の先端閉塞面積 (m²)

L_1：翼部の長さ(m)

U：軸部の周長(m)

なお、C_sおよびk_Vはそれぞれ地盤のN値から算出される。以下にそれぞれの算出方法を示す。

翼部周面と地盤のすべり係数C_sは、これまでの載荷試験結果から、翼部平均N値を用いて式（4.3.5）により算出する。翼部平均N値とすべり係数C_sの関係を図-4.3.11に示す。

$$C_S = 770N_w \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4.3.5)$$

杭先端地盤の鉛直方向地盤反力係数は、道示Ⅳに基づき、式（4.3.6）により算出する。

$$k_V = k_{V0}\left(\frac{D}{0.3}\right)^{-3/4} = \alpha\frac{E_0}{0.3}\left(\frac{D}{0.3}\right)^{-3/4} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4.3.6)$$

ここに、k_V：杭先端地盤の鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

k_{V0}：直径30cmの剛体円盤による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)

α：地盤反力係数の推定に用いる係数（道示Ⅳ　表-解9.5.1）

E_0：杭先端地盤の変形係数　$E_0 = 2800N$ (kN/m²)

D：軸部（鋼管）の径(m)

N：地盤のN値

また、式(4.3.3)より算出したK_Vと実測によるK_Vの比較結果を図-4.3.12に示す。図-4.3.12に示すように実測値と推定値はほぼ一致しており、式(4.3.3)を用いてK_Vを推定することは妥当と考えられる。

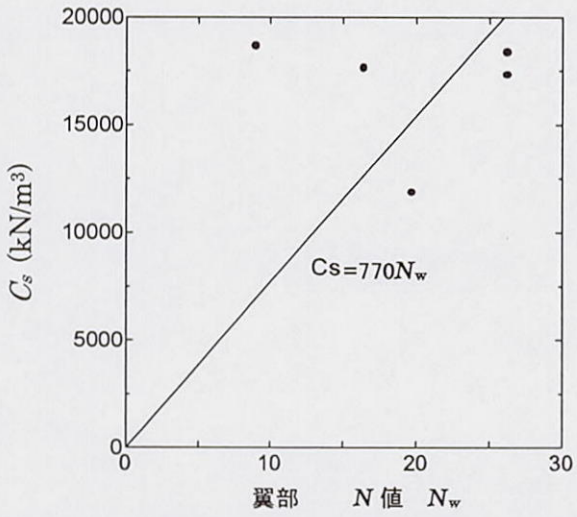


図-4.3.11　翼部平均N値とすべり係数C_sの関係

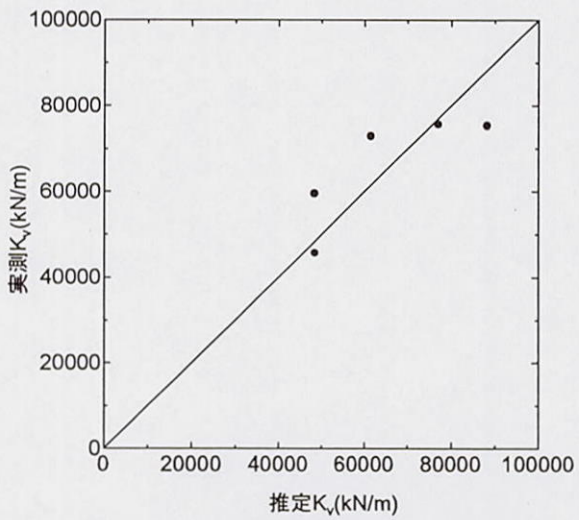


図-4.3.12　K_Vの実測値と推定値の比較

4.3.3 研究課題

ねじ込み式マイクロパイルの今後の課題としては、次のような事項があげられる。

① 設計法

・載荷試験データの蓄積による支持力特性、軸方向バネ定数等の追加検討

② 施工法

・4m 以下の低空頭対応施工機の施工性確認

機械の開発や基本設計は完了しており、実際に低空頭施工機を製作し、施工性の確認を行う必要がある。

4.4　小径ドレーン工法

4.4.1　工法概要

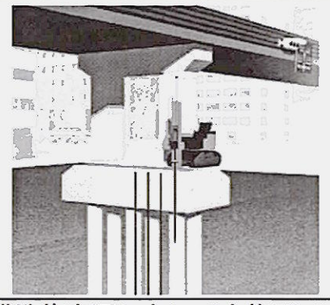
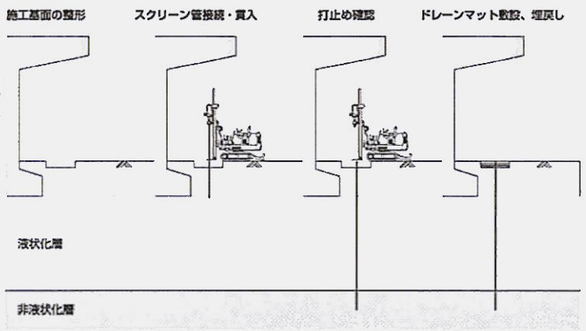
小径ドレーン工法の概要を表-4.4.1 に、地盤条件・施工条件に対する適用性を表-4.2.2 に示す。

表-4.4.2　小径ドレーン工法の適用性

		適　用　性
地盤条件	液状化地盤	N＜30 の砂地盤、砂礫地盤において施工実績がある。
	地下水の状況	地下水の状態（流速、被圧、負圧など）に関係なく施工可能である。
施工条件	斜め打設の施工	あらゆる角度での施工実績がある。
	作業空間	施工実績より、3.0m の空頭で施工可能である。 施工実績より、2.0m の幅で施工可能である。
	周辺環境への影響	施工実績より、近接構造物に対する影響は小さい。 圧入方式により施工を行う場合、騒音・振動は小さい。 φ5～10cm のスクリーン管を地盤に圧入あるいは打撃貫入させるため、無排土で施工が可能である。

（平成 14 年 8 月末現在）

表－4.4.1　小径ドレーン工法の概要

技術名称	小径ドレーン工法	実験等の実施状況	
工法概要	小径ドレーン工法（Screen Pipe Drain Method）とは、小口径のスクリーン管を用い、地震時に発生する過剰間隙水圧を抑制し、消散を促進させる既設基礎を対象とした液状化対策工法である。 		●材料試験等について (1)ボイリング試験によるスクリーン管の排水性および防砂効果の確認[1)] (2)長期通水試験によるスクリーン管の目詰まり状態の確認 ●施工確認実験・載荷試験・実大実験・模型実験等について (1)模型振動台実験による排水効果の確認[2)] (2)コアボーリング実験によるフーチング削孔方法の検討 (3)現場施工実験による施工性の確認[3)] (4)原位置液状化実験による排水性能、地盤反力（鉛直・水平）保持性能の確認[3)] ●試設計および解析等について (1)既設基礎の液状化対策効果を試設計にて確認[4)] (2)改良範囲、改良形態が杭基礎に及ぼす影響について検討[5)] (3)原位置液状化実験による小径ドレーンの排水効果を解析にて確認 (4)小径ドレーンによる増し杭本数低減効果に関する検討
特　徴	(1)用地、上空等種々の制約条件下にある既設構造物直下においても施工できる (2)レベル１地震動では、グラベルドレーン工法や他の人工材ドレーン工法と同等以上の対策効果が期待できる (3)レベル２地震動に対しても条件によっては、完全液状化に至ることなく地盤反力が期待できる (4)施工機械が軽量小型で操作性に優れ、安全性の確保が容易である (5)周囲に与える騒音・振動の影響は少ない		
施工方法（施工手順）	本工法は、液状化の可能性がある飽和砂地盤中に小径ドレーン（φ5～10cmの鋼製スクリーン管）を、打設間隔 50～150cm で鉛直または斜めに直打設するものである。 ①施工基面を整形する ②スクリーン管を順次接続しながら、所定の深度まで貫入する ③所定の深度まで打設したことを確認する ④ドレーンマットを敷設し、掘削土等で埋戻す 	マニュアル類の有無	●設計・施工マニュアルの有無 （有り）・作成中・無し　(*有りの場合はタイトルと発行元を記入) タイトル：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その３）小径ドレーン工法　設計・施工マニュアル（６分冊の５） 発行元：独立行政法人土木研究所、（財）先端建設技術センター、㈱錢高組 ●積算マニュアルの有無 有り・（作成中）・無し　(*有りの場合はタイトルと発行元を記入) タイトル： 発行元： ●パンフレットの有無 （有り）・作成中・無し ●その他（上記以外で、特記するものがあれば記入）
適用分野・範囲・条件（施工ヤード等）等	・適用条件　：低空頭、狭小スペース、液状化地盤 ・最小桁下空間　：空頭高さ 3.0m ・必要な施工ヤード：最小施工幅 2.0m、最小施工ヤード：10m²程度 ・適用範囲　：最大深度 20m、スクリーン管径φ50～100 mm ・土質条件　：砂質土、礫質土	特許・実用新案の有無	特　許の有無：[有り(　1件)]・出願中(　1件)・出願予定(　件)・無し 実用新案の有無：有り(　件)・出願中(　件)・出願予定(　件)・[無し]
		関連する工法研究会または協会	なし
施工実績	総件数；　0［件］　（試験施工１件） 工事名 / 発注者（事務所名） / 施工期間 / 備考.	参考文献	1)原田,高津,坂本：スクリーンを用いた液状化防止材の防砂効果の検討,土木学会第 54 回年次学術講演会,1999.9. 2)渡辺,原田,東畑他：模型振動台実験に基づく小口径スクリーン管の排水性能評価，第 36 回地盤工学研究発表会,2001.6. 3)原田，大下：小口径スクリーン管を用いた既設基礎の液状化対策工法の開発－現場実証実験－,平成 14 年度近畿地方整備局管内技術研究発表会,2002.7. 4)谷野,渡辺,大下,市村他：既設基礎の耐震補強に関する検討（その５）－小径ドレーン工法の液状化対策効果の試算－,土木学会第 55 回年次学術講演会,2000.9. 5)角田，原田，大下：既設基礎の耐震補強に関する検討（その８）－小径ドレーン工法の改良範囲・改良形態が杭基礎に及ぼす影響－，第 24 回日本道路会議，2001.10

4.4.2　研究成果

本年度の研究成果として、以下の内容を報告する。

（1）　現場実証実験

ａ）実験概要

ｂ）現場施工実験

ｃ）原位置液状化実験

（2）改良地盤の土質定数の設定方法

（1）現場実証実験

ａ）実験概要

①実験項目

実験項目を表-4.4.1に示す。施工実験では、小径ドレーン工法の実施工への適用性について検討し、原位置液状化実験では、小径ドレーンの排水性能と排水効果（水平方向地盤反力係数、地盤の変形係数の低下抑制効果）について確認した。

②実験ヤード

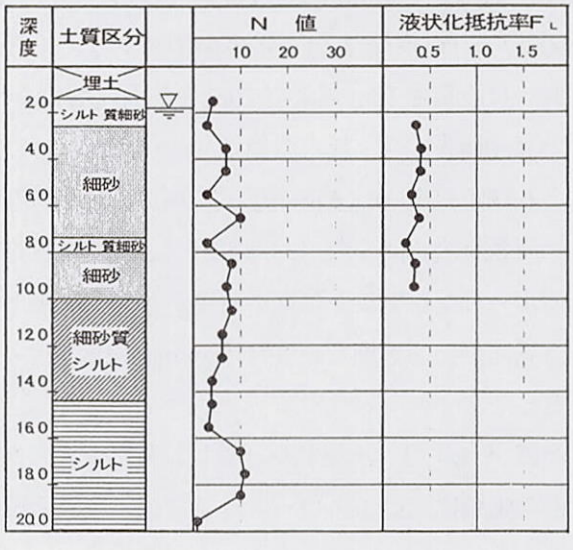
実験ヤードは、千葉県浦安市の 1975～1977 年にかけて造成された埋立地である。上位より造成に伴う埋立土、および沖積層の上部有楽町層、七号地層が分布し、その下位には洪積層の東京層群高砂層が分布する。

実験ヤードの地盤特性を表-4.4.2 に示す。地下水位は GL-1.7m 付近に位置し、埋立土および有楽町層上部砂層は液状化抵抗率 F_Lが 0.3 程度と小さく、液状化発生の可能性が高いと予測される地盤である。

表-4.4.1　実験項目

項目	目 的	内 容		測定項目
施工実験	実工事への適用性把握	打設能力、施工精度の確認		最大打設深度 施工速度 鉛直精度 騒音・振動
実験 原位置液状化	対策効果の確認	排水性能の確認		ドレーン間中央の加速度、間隙水圧
		構造物への影響把握	水平地盤反力係数	杭の水平変位量
			地盤の変形係数	カウンターウエイトの沈下量

表-4.4.2　実験ヤードの地盤特性



ｂ）現場施工実験[1), 2), 3)]

①実験ケース

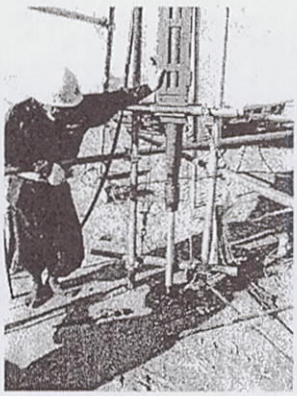
実験ケースを表-4.4.3 に示す。実験は、打設方式の異なる４種類の施工機械を用い、打設可能深度、施工速度、打込み精度（直線性、鉛直精度）、および施工時の騒音・振動など施工に関する事項について調査した。また、スクリーン管のスロットサイズ 0.2mm、0.3mm、0.5mm の３タイプについて、打設時の防砂効果（土粒子の流入防止効果）を確認した。施工機械の特長を表-4.4.4 に、打設状況を写真-4.4.1 に示す。

表-4.4.3　実験ケース

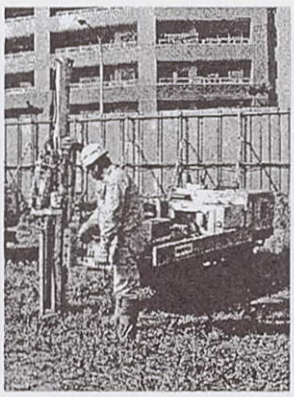
No.	打設機械	スロットサイズ (mm)	打設長 (m)	打設本数	調査項目
1	I	0.2	10	1	スロットサイズの違いによる砂の流入量
		0.3		1	
		0.5		1	
2	I	0.3	10	12	施工速度 直線性・目詰まり
	III			10	
3	II		20	1	施工速度 最大深度 直線性
	III			1	
	IV			1	

表-4.4.4　施工機械の特長

施工機械		打込み工法	機械高	特　長
I	衝撃式削進機	打撃	1.6m	構造がシンプル 軽量、人力運搬可能
II	小型ボーリングマシン		3.0m	ハンマによる打撃貫入 (振動数 30Hz)
III		圧入	3.6m	油圧圧入、低騒音 ハンマとの併用可
IV		振動	3.2m	振動圧入 低騒音



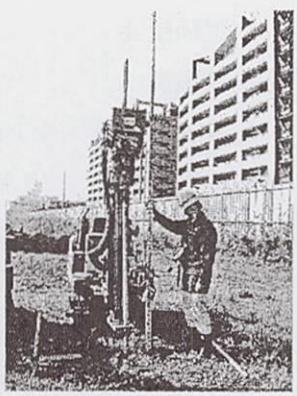
I　衝撃式削進機



II　打撃貫入式マシン



III　油圧圧入式マシン



IV　振動圧入式マシン

写真-4.4.1　小径ドレーンの打設状況

②実験結果および考察

小径ドレーンは、いずれの打設方式においても、打設長 10m、20m をスムーズに施工できた。しかし、打設時に折れや曲がりが発生している可能性がある。そこで、打設後の直線性を PC 鋼線(φ5 ㎜)を挿入し、鉛直精度を PC 鋼線の倒れ角度で確認した。PC 鋼線は、内径 30 ㎜のスクリーン管に対し打設長さ 10m および 20m を側面に触れることなく挿入でき、折れや極端な曲がりがないことが確認できた。また、倒れ角度は 1～2°(スラントルールにより測定)であり、鉛直精度は 1/50 程度と推定される。

表-4.4.5　小径ドレーン１本(10m)あたりの所要打設時間

	衝撃式削進機	小型ボーリングマシン
移動・芯出し	10分	5分
打設・ジョイント	40分	25分
所要時間	50分	30分

所要打設時間を表-4.4.5 に示す。衝撃式削進機は狭小な箇所にも人力運搬できるという利点があるが、小型ボーリングマシンに比べ時間がかかる結果となった。一方、小型ボーリングマシンの場合、いずれの施工方式においても施工速度（30cm/min 程度）に差異はみられず、小径ドレーン１本(10m)を打設するに約 30 分要した。

図-4.4.1 は、小径ドレーン打設時に流入した土砂の堆積高さをスロットサイズ毎に示したものである。今回の実験におけるスロットサイズは、地盤の粒度特性と図-4.4.2 に示す関係があり、スロットサイズ 0.5 ㎜

は95%粒径（D_{95}）に、0.3 ㎜は85%粒径（D_{85}）に、0.2 ㎜は70%粒径（D_{70}）に相当する。スロットサイズ0.5 ㎜（D_{85}/D_{SLOT} =0.6）の場合、小径ドレーン内には高さ1.5m程度まで土砂の流入がみられたが、スロットサイズ0.3 ㎜（D_{85}/D_{SLOT} =1.0）、0.2 ㎜（D_{85}/D_{SLOT} =1.5）ではいずれの場合も0.5 ㎜を用いた場合の1/3程度に抑えられた。これはD_{85}/D_{SLOT}＜1で多量に流入した既往の実験結果[1)]と同じであり、スロットサイズは地盤の85%粒径（D_{85}）である0.3 ㎜で十分であることが確認された。

また、打設本数22本の小径ドレーン（スロットサイズ0.3 ㎜）内への流入量は、図-4.4.3に示すように平均値で0.5m程度であり、若干のばらつきはあるが少ないことが確認された。したがって、D_{85}/D_{SLOT} =1.0、液状化層厚10mの場合、ドライブポイントの砂溜まり長は地震時も考慮し1m程度（打設時0.5m＋地震時0.5m）とする。

施工時の騒音測定の結果を図-4.4.4に示す。小径ドレーン打設中の騒音レベルは、低騒音・低振動型の地盤改良工法である深層混合処理工法（機械攪拌式）や小口径高周波サンドコンパクションパイル工法等と同程度であった。

以上、施工法については、いずれの施工方式においても小径ドレーンの貫入不能、折れや極端な曲がりといったトラブルは発生せず、円滑な施工が可能でありおおむね問題のないことが確認できた。

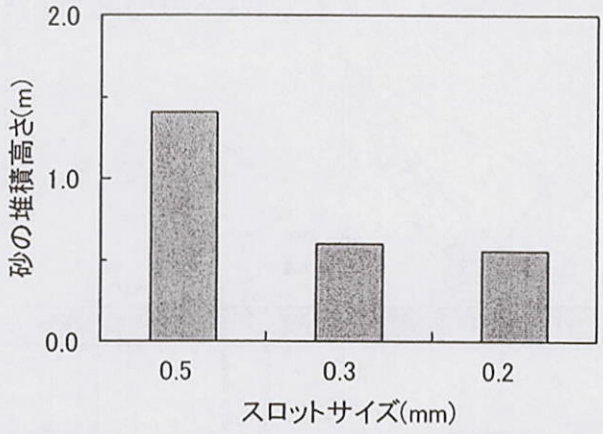


図-4.4.1　スロットサイズ毎の砂の堆積高さ

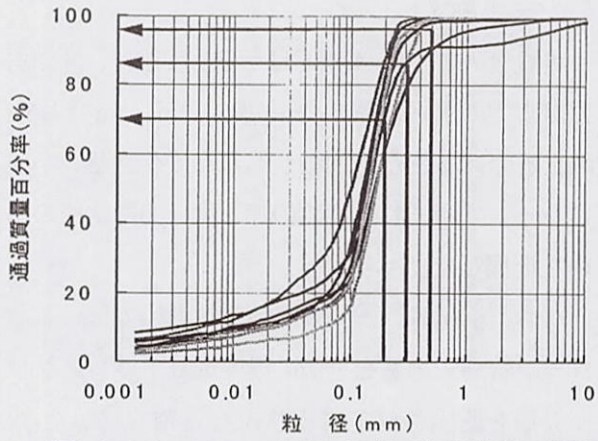


図-4.4.2　スロットサイズと粒度特性の関係

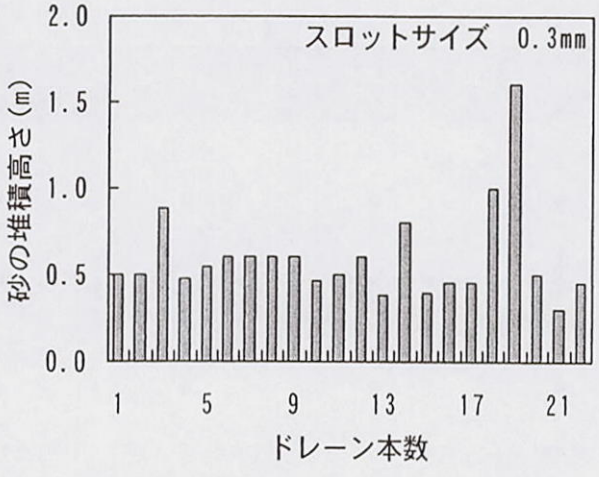


図-4.4.3　小径ドレーン内の砂の堆積高さ

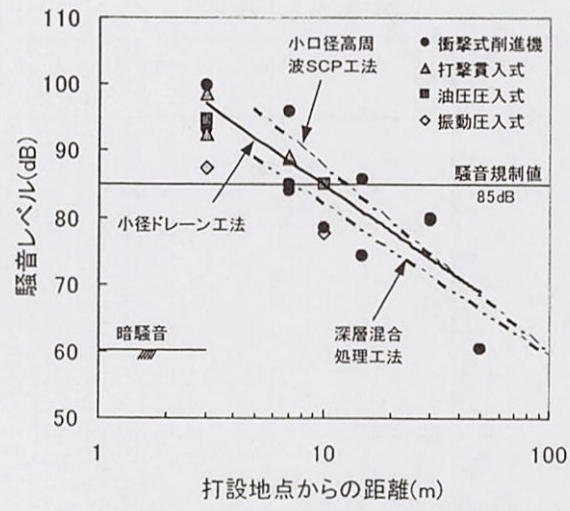


図-4.4.4　騒音レベルの距離減衰

c）原位置液状化実験

原位置液状化実験は、バイブロハンマ（60kW, 18.3Hz）による鋼管（φ508mm,t=9.5mm,L=12m）打込み時の振動を利用して行い、鋼管を起振力一定（490kN）、貫入速度1～2m/minでG.L-8.0mまで振動貫入させる方法とした。加振状況を写真-4.4.2に示す。

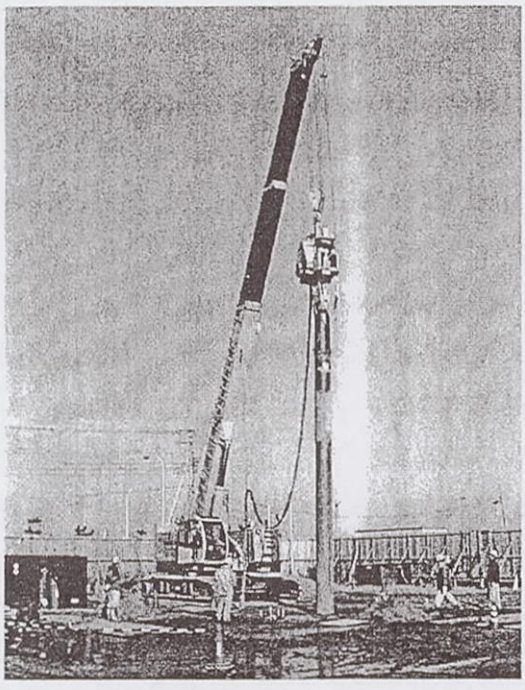


写真-4.4.2　バイブロハンマによる加振状況

①排水性能確認実験[4)]

1）実験方法

実験概要を図-4.4.5に示す。実験に先立ち、地盤内G.L-5m位置に加速度計、間隙水圧計を埋設し、これを中心に1.5m、1.0m、0.5m間隔で小径ドレーンを正方形配置（以下、□1.5m、□1.0m、□0.5mと称す）した。

実験ケースを表-4.4.6に示す。実験は、計測器位置までの水平距離を4m、3m、2m、1mと段階的に近づけることで加振レベルを変化させ、小径ドレーンで囲まれた地盤の加速度、間隙水圧の挙動を把握した。

なお、小径ドレーン設置地盤においては、スクリーン管周辺地盤を1.2m程度掘り下げ、スクリーン面を露出させて排水状況を目視観察した。

表-4.4.6　実験ケース

実験No.	打設間隔 (m)	加振点間距離 (m)
1	無対策	4.0
		3.0
		2.0
		1.0
2	1.5	4.0
		3.0
		2.0
		1.0
3	1.0	4.0
		3.0
		2.0
		1.0
4	0.5	4.0
		3.0
		2.0
		1.0

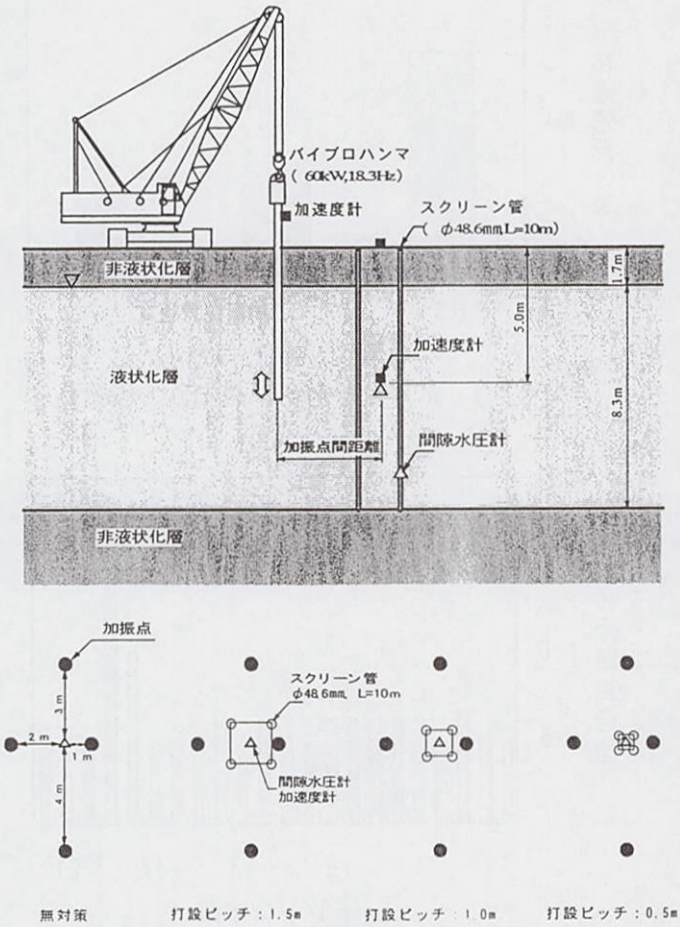


図-4.4.5　排水性能確認実験

2）実験結果および考察

小径ドレーン打設地盤におけるスクリーン管からの排水状況を写真-4.4.3 に示す。

各実験ケースにおける過剰間隙水圧（GL-5.0m）の経時変化を図-4.4.6 に示す。過剰間隙水圧は各ケースとも同様の上昇過程をたどるが、無対策地盤は、最大過剰間隙水圧に達した後も高い水圧を保ちながら徐々に周辺地盤に消散している。これに対し、小径ドレーン打設地盤は、いずれのケースもスクリーン管からの排水により間隙水圧の上昇量が抑えられている。また、過剰間隙水圧がピークを迎えた後すぐに水圧が低下して、消散効果が明瞭にみられた。

最大加速度と最大過剰間隙水圧比（GL-5.0m 位置）の関係を図-4.4.7 に示す。最大加速度が大きいほど最大過剰間隙水圧の発生量も増大しているが、小径ドレーン打設地盤ではスクリーン管からの排水により、0.55G 程度の地中加速度でも過剰間隙水圧の発生が無対策地盤に比べ大きく抑えられ、その有効性が確認された。

しかし、打設間隔が密になるほど排水効果が大きくなるという関係は、明確には見出せなかった。これは、地盤性状のばらつきのほか、バイブロハンマの貫入速度の調整が難しく最大加速度やその加速度に至るまでの時間、波形などが必ずしも同一にならなかったためと考えられる。

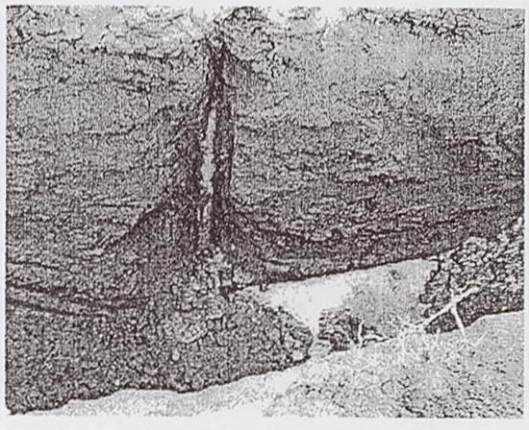


写真-4.4.3　小径ドレーンからの排水状況

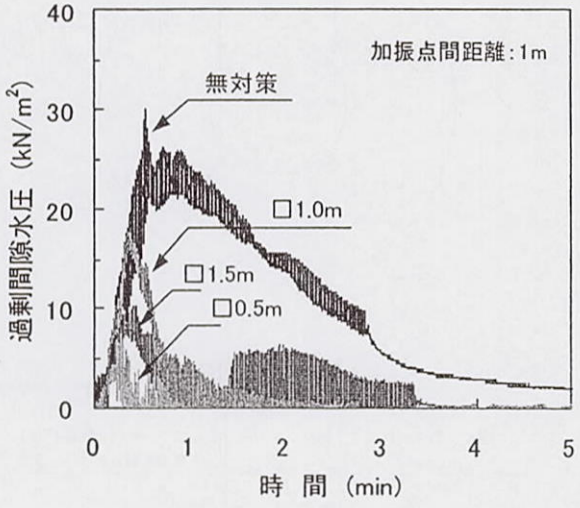


図-4.4.6　過剰間隙水圧の経時変化

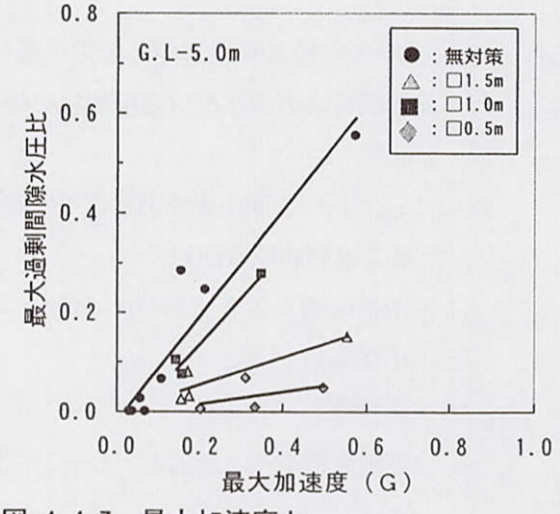


図-4.4.7　最大加速度と最大過剰間隙水圧比の関係

②排水効果に関するシミュレーション解析[5), 6)]

1）解析概要

小径ドレーンの排水効果を定性的・定量的に評価するため、等価線形解析と過剰間隙水圧の発生・消散解析を組み合わせた解析手法[7)]を用い検討した。解析フローを図－4.4.9に示す。

2）解析ケース

解析ケースを表-4.4.7に示す。小径ドレーンの透水係数は、式（4.4.1）に示す不圧帯水層の定常浸透流条件における群井の地下水位低下解析式を利用して算出した。具体的には、式（4.4.1）のHを加振鋼管直近の間隙水圧（完全液状化していると考えた水圧）、h_cをドレーンに囲まれたGL-5m位置の間隙水圧（実測した最大過剰間隙水圧）とし、ドレーンからの排水流量を求め（主として排水がみられた加振鋼管側の２本分）、この流量を解析メッシュ幅の円環断面積で除した等価透水係数と仮定した。

$$Q_w = \frac{\pi k\left(H^2 - h_c{}^2\right)}{n \ln\left(R/l\right)} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4.4.1)$$

ここに、Q_w：一本の小径ドレーンからの揚水量(cm³/s)

H：加振鋼管直近の水位（完全液状化時の水位）

h_c：小径ドレーン間中央での水位（実測した最大過剰間隙水圧）

k：地盤の透水係数（3×10^{-4}cm/s）

n：小径ドレーンの本数

R：影響範囲（1～4m）

l：等価面積半径（計器とドレーン間距離）

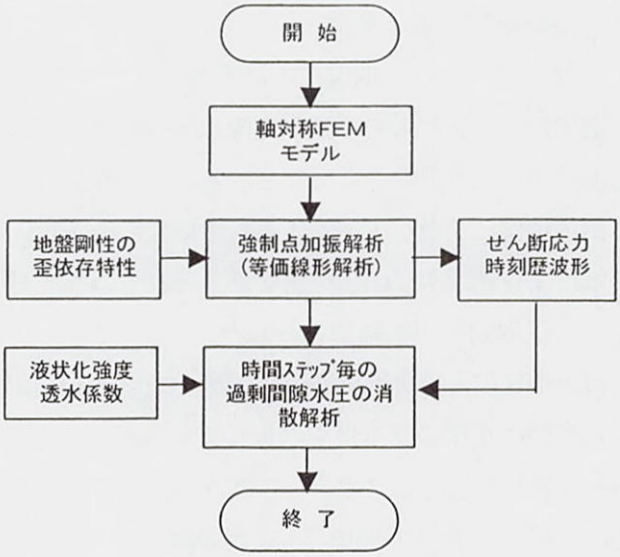


図-4.4.8　解析フロー

表-4.4.7　解析ケース

No.	対策有無	打設間隔 (m)	ドレーン透水係数 (cm/s)	地　盤透水係数 (cm/s)
1	無対策	－	－	3×10^{-4}
2	対策あり	□1.5	1×10^{-2}	
3		□1.0	3×10^{-2}	
4		□0.5	1×10^{-1}	

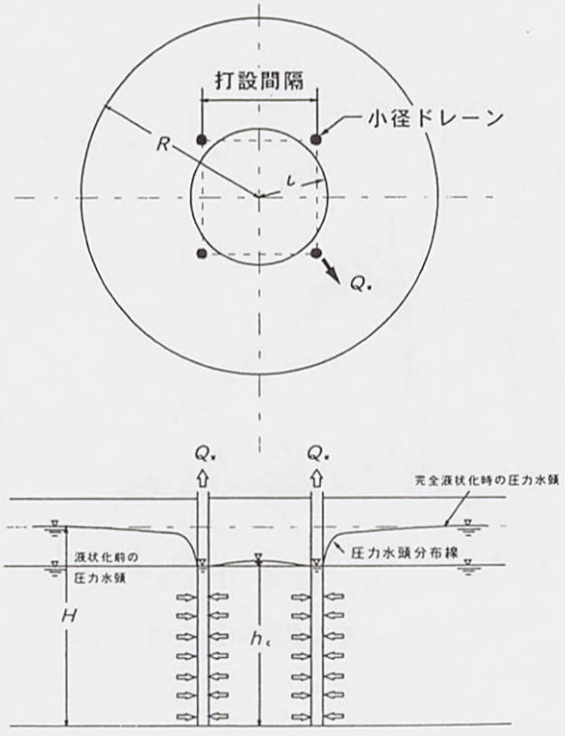


図-4.4.9　小径ドレーンからの排水量推定のための群井モデル

解析モデルを図-4.4.10 に示す。解析では、地盤振動の三次元的な波動伝播を考慮するために地盤と振動体の鋼管を軸対称 FEM を用いてモデル化した。地盤の要素分割は、地盤の非線形性による剛性低下を考慮して透過振動数を満足するように波長の 1/6 以下とした。境界条件は、側面エネルギー伝達境界、底面粘性境界、対称軸上は鉛直ローラである。

地盤の解析定数は表-4.4.8 に示すものとし、地下水位は GL-1.7m、地盤のせん断剛性と減衰定数のひずみ依存性は文献[8] を参考に、透水係数と液状化強度比は地盤調査結果に基づいて設定した。

また、加振力は実験結果をシミュレートできる大きさに設定するものとし、非定常な正弦波形（18.3Hz）を長さ GL-6.5m の鋼管モデル頭部に与えた。

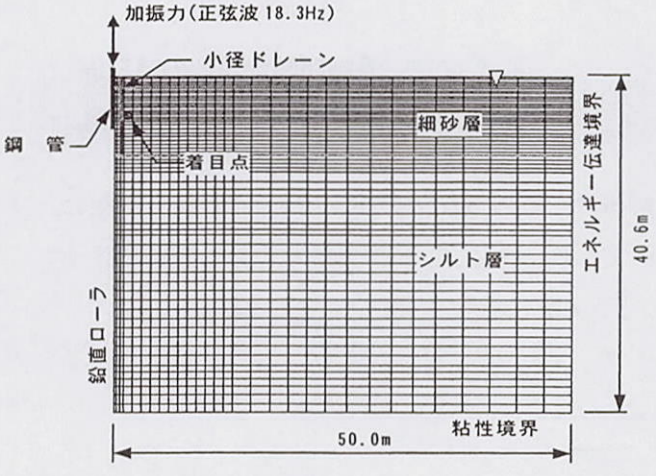


図-4.4.10　軸対称ＦＥＭ解析モデル

表-4.4.8　地盤の解析定数

深度 (m)	せん断波速度 (m/s)	単位体積重量 (kN/m³)	ポアソン比	透水係数 (cm/s)	液状化強度比 R_{20}
-1.7m	120	16.3	0.300	—	—
-5.8m	120	16.3	0.495	3.0×10^{-4}	0.24
-6.8m	90	16.3	0.495	3.0×10^{-4}	0.24
-8.7m	130	16.3	0.495	3.0×10^{-4}	0.24
-10.0m	140	16.3	0.495	3.0×10^{-4}	0.24
-12.8m	165	14.9	0.495	—	—
-15.3m	105	14.9	0.495	—	—
-17.8m	130	14.9	0.495	—	—
-19.2m	130	14.9	0.495	—	—
-30.3m	140	14.9	0.495	—	—
-34.9m	215	16.5	0.495	—	—
-37.4m	205	15.7	0.495	—	—
-40.6m	230	15.7	0.495	—	—
半無限地盤	230	15.7	0.495	—	—

3）解析結果および考察

最大加速度の距離減衰を図-4.4.11 に示す。実験により得られた最大加速度は、加振力 490kN とし解析した結果と良い対応を示した。しかし、この加振力条件のもとで過剰間隙水圧の消散解析を行った結果、かなり広い範囲まで完全液状化状態となり実験結果と大きく異なった。そこで、実測の鋼管加速度と加振点～計測地点間距離 1m の地中加速度の比（約 1/10）を鋼管周囲の液状化による影響と考え、加振力を 1/10 程度に低減し解析を行った。加振点～計測地点間距離 1m の場合における無対策での過剰間隙水圧比の時刻歴の比較を図-4.4.12 に示す。解析結果は、最大値の発生時刻および水圧の上昇傾向、水圧の消散傾向まで、実験結果がよく再現されている。

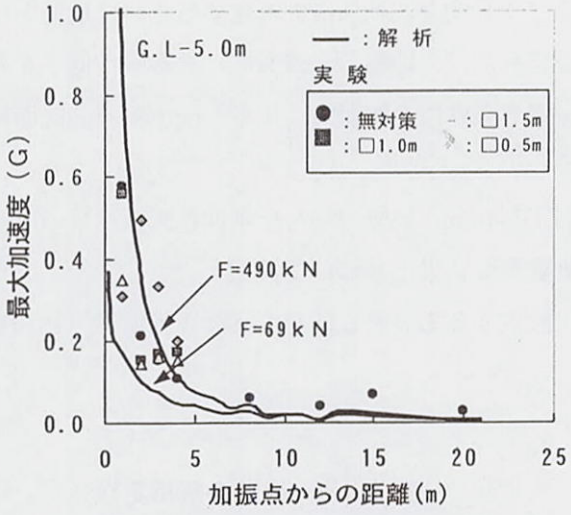


図-4.4.11　最大加速度の距離減衰

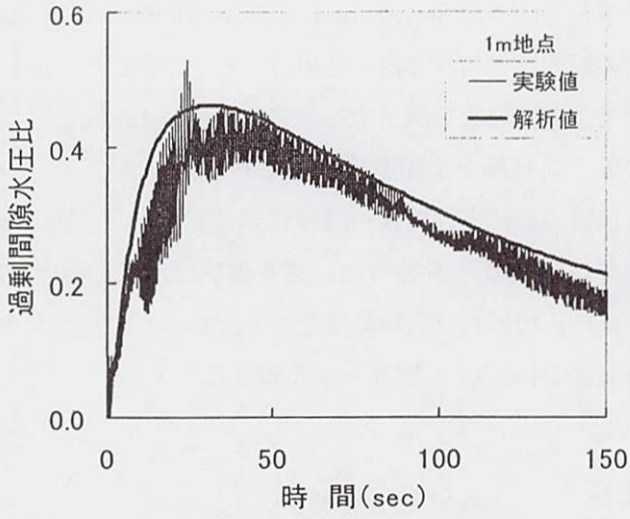


図-4.4.12　過剰間隙水圧比の時刻歴
（加振点～計測地点間距離 1m）

過剰間隙水圧比の距離減衰を図-4.4.13 に示す。解析は、過剰間隙水圧の周辺地盤への消散現象およびドレーンの排水効果など実験結果を比較的よく再現できており、小径ドレーンの透水係数を適切に評価することで対策効果の妥当性を数値解析にて確認できることがわかる。

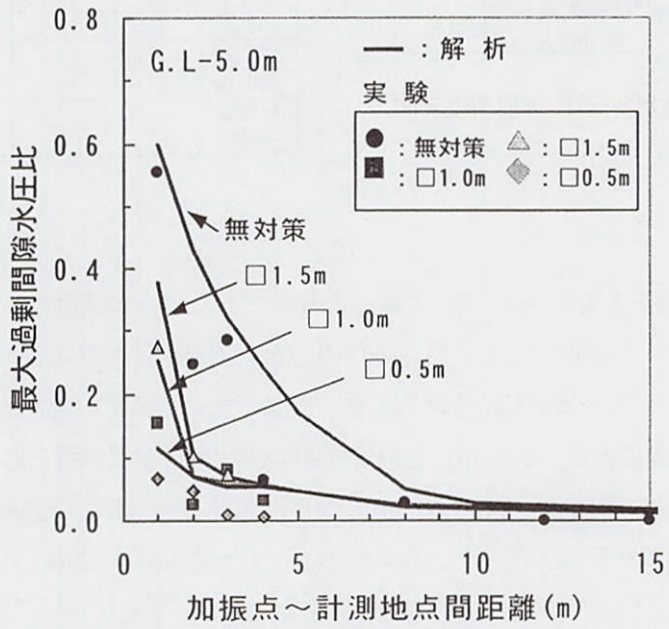


図-4.4.13　最大過剰間隙水圧比の距離減衰

③杭の水平載荷実験[9)]

1）実験方法

実験概要を図-4.4.14 に示す。杭の水平載荷実験は、強制加振により現地盤の間隙水圧を上昇させた条件下で、杭頭に 4.9kN の水平荷重を与えて行った。試験杭は H 鋼（H-150×75,L=12.0m）を使用し、杭頭変位および挙動を測定した。実験ケースは小径ドレーンの有無、設置間隔を変化させた表-4.4.9 に示す 3 ケースとした。実験では、非液状化層である表層を GL-1.7m まで掘削し、液状化層表面を露出させた。また、水平荷重の載荷位置は、試験杭の液状化層上面から 2m とした。加振は、水平荷重載荷後、杭変位が一定値に収束したことを確認してから行うものとし、加振点は試験杭から 1.0m 離れた位置とした。

計測項目は、巻き線型変位計による杭頭変位量と挿入式傾斜計（7 箇所）による杭の傾斜角とした。

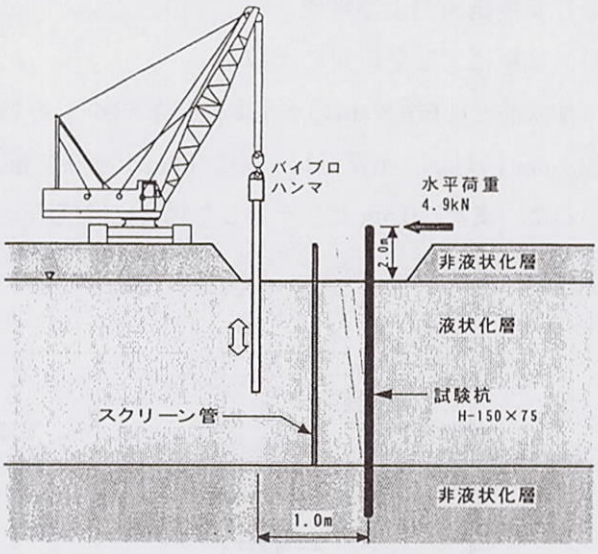


図-4.4.14　杭の水平載荷実験

表-4.4.9　実験ケース

実験 No	打設間隔	ドレーン本数	配　置
1	無対策	-	◎ H ⇦水平荷重
2	1.0m間隔	2本	◎ ○H○ ⇦水平荷重
3	0.5m間隔	3本	◎ ○○H○○ ⇦水平荷重

◎ 加振点 ○ 小径ドレーン

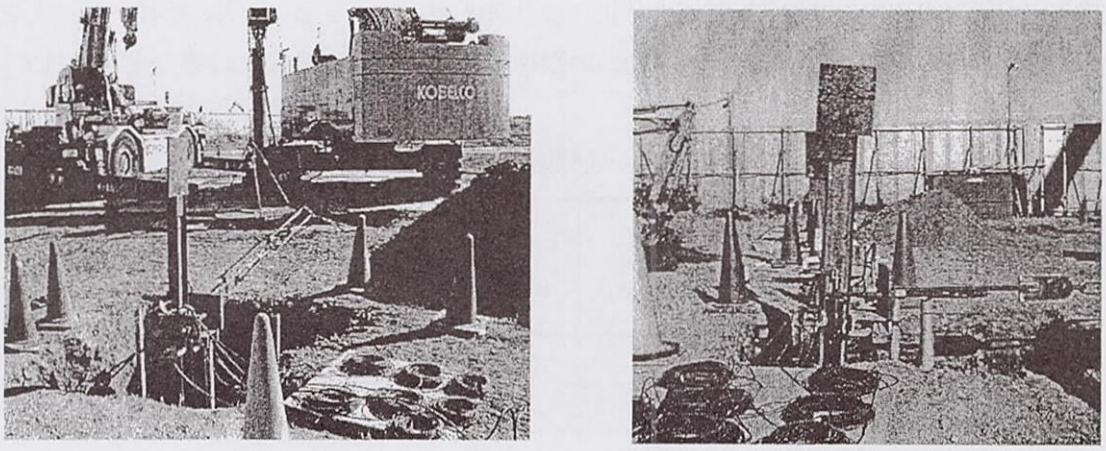
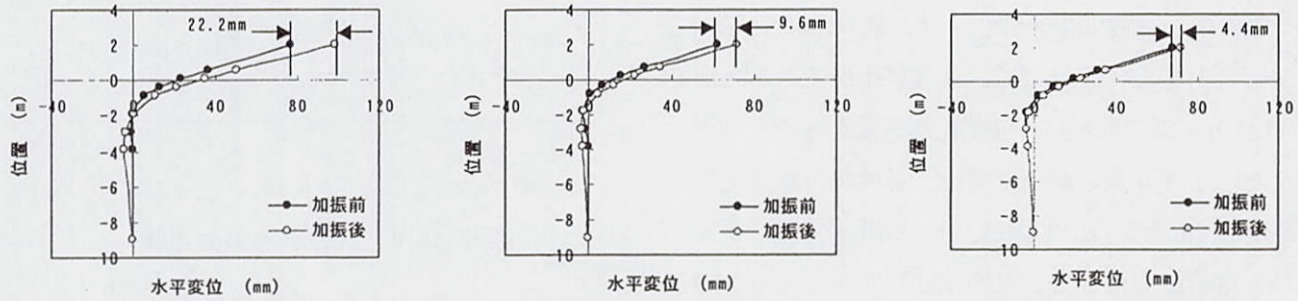


写真-4.4.4　杭の水平載荷状況

2）実験結果および考察

1)　加振による変位量の比較

加振前と加振後の杭の水平変位分布を図-4.4.15 に示す。加振による杭頭での変位量は、無対策地盤での22.2mm に対し、小径ドレーンを 1.0m ピッチで配置した場合は 9.6mm であり無対策地盤の 40%程度に抑えられた。また、0.5m ピッチとした場合には杭頭の変位量は 4.4mm となり、無対策地盤の約 20%に抑えられている。



a）無対策　　b）ドレーン 1.0m 間隔　　c）ドレーン 0.5m 間隔

図-4.4.15　加振前と加振後の変位分布

2)　見かけの地盤剛性の算定

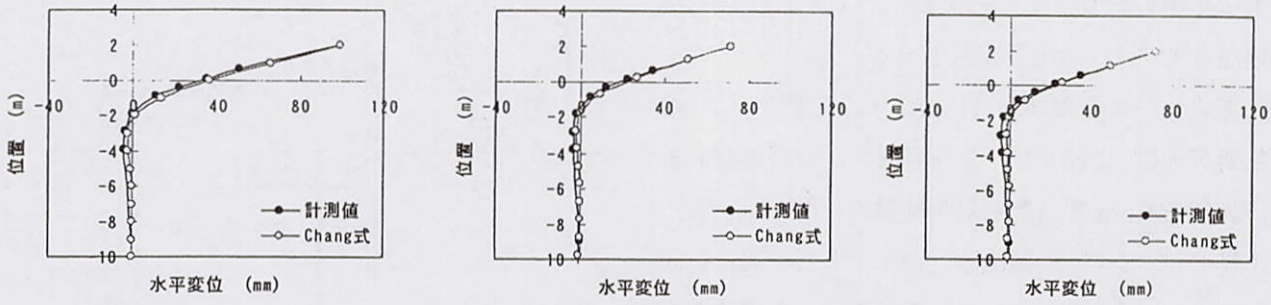
実験で得られた変位量と、Chang の式による杭変位量をもとに、加振に伴い地盤の剛性がどの程度変化したかを推定した。加振前の地盤剛性は各ケースとも同一とし、地盤の平均 N 値から初期値 E_0=700N(kN/m^2)を算出した。

地盤剛性の算定結果を表-4.4.10 に示す。加振後の地盤剛性 E_1 を加振前の地盤剛性 E_0 で除したものを剛性低下率とすると、無対策地盤では地盤剛性が液状化により 70%程度低下する。一方、小径ドレーンを配置した場合には、地盤剛性の低下を抑えられ 55～70%の剛性を保持しており液状化対策効果が表れている。

表-4.4.10　地盤剛性の算定結果

実験ケース	加振前 地盤剛性 E_0 (kN/m^2)	加振後 地盤剛性 E_1 (kN/m^2)	剛性低下率 $(E_0-E_1)/E_0$ (%)
無対策	4200	1300	69
1.0m間隔	4200	2300	45
0.5m間隔	4200	3000	29

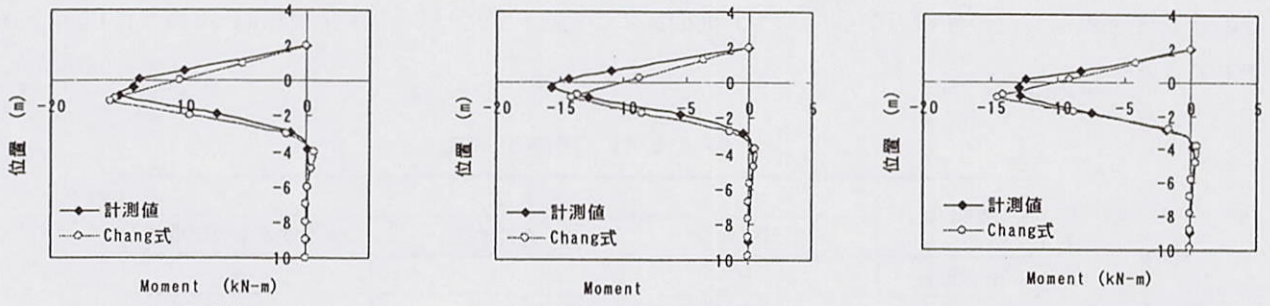
加振後の杭の水平変位分布を図-4.4.16 に示す。各ケースとも計測値と Chang 式の変位分布はほぼ一致している。



a） 無対策　　b）ドレーン 1.0m 間隔　　c）ドレーン 0.5 間隔

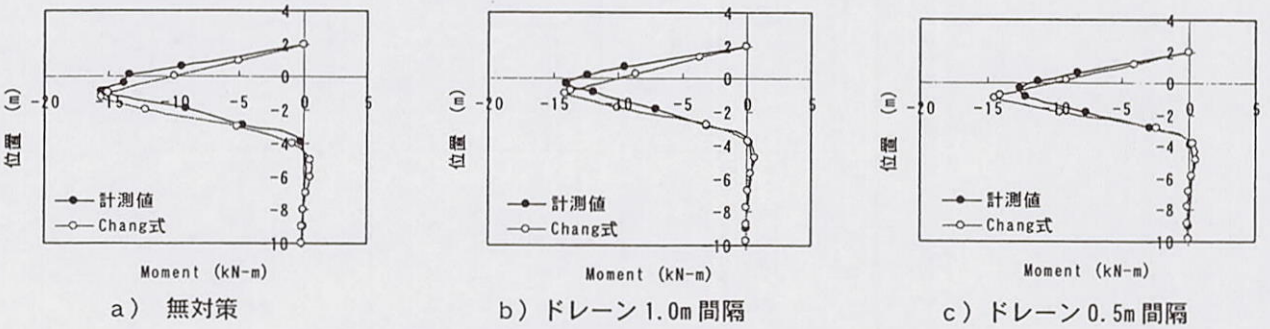
図-4.4.16　加振後の変位分布

試験杭の曲げモーメント分布を図-4.4.17（加振前）、図-4.4.18（加振後）に示す。曲げモーメント分布は、各ケースとも加振前と加振後に顕著な差はみられず、計測値と Chang の式による計算値はよく一致している。



a） 無対策　　b）ドレーン 1.0m 間隔　　c）ドレーン 0.5m 間隔

図-4.4.17　加振前のモーメント分布



a） 無対策　　b）ドレーン 1.0m 間隔　　c）ドレーン 0.5m 間隔

図-4.4.18　加振後のモーメント分布

④支持力確認実験[10)]

1）実験方法

実験概要を図-4.4.19 に示す。実験は直接基礎をモデル化したカウンターウエイト（重量 49kN、接地圧 62kN/m²）の沈下実験である。

実験ケースを表-4.4.11 に示す。実験ケースは、無対策地盤、小径ドレーンを設置した対策地盤および表層を 0.5m 残した無対策地盤の３ケースとした。小径ドレーンは、加振位置とウエイトとの間に打設間隔 1.0m で２本配置した。液状化層のみの評価を対象とする実験ケース１と２では、非液状化層である表層を G.L-1.7m まで掘削し、液状化層の上面にウエイトを設置した。また、表層の有無の影響は実験ケース３において確認した。

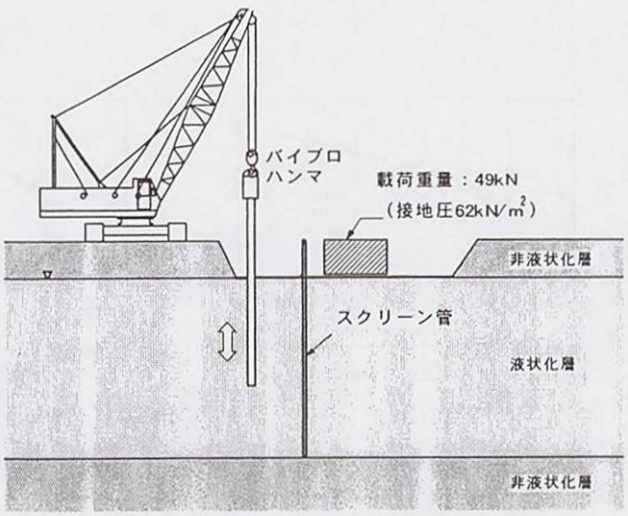
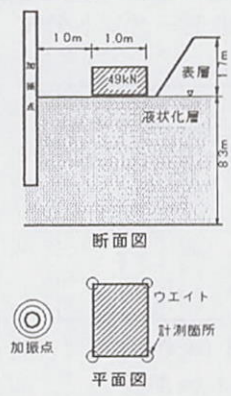
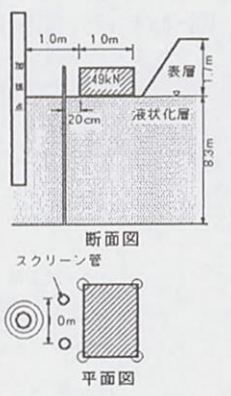
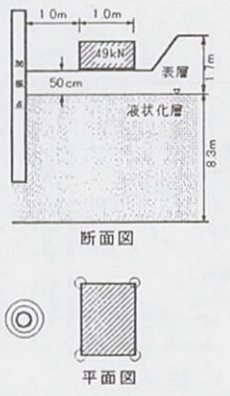


図-4.4.19　支持力確認実験

計測項目は、ウエイトの沈下量であり、ウエイト天端の４隅に測点を設置して、加振前と加振後に測定しその差を沈下量とした。加振点からウエイト前面および背面の測点までの水平距離はそれぞれ 1.0m、2.0m である。

表-4.4.11　実験ケース

実験 No	1	2	3
	無対策地盤	対策地盤	表層がある対策地盤
打設間隔	—	1.0m	—
ドレーン本数	—	2本	—
配　置			

2）実験結果および考察

1） 地盤の沈下量

加振後のウエイトの沈下量を図-4.4.20 に示す。無対策地盤の沈下量は、加振点に近い前面で 10mm、また背面では 4mm となり、加振点側に傾斜する傾向となった。これは、加振点に近いほど地中加速度が大きく、前面の液状化の程度が大きくなったためと考えられる。

最大鉛直加速度（GL-5m）の距離減衰を図-4.4.21 に示す。加速度伝達は指数関数的に急激に減衰しており、ウエイト前面位置にあたる加振点～計測地点間距離 1m では最大 0.6G 程度の地中加速度が生じているが、背面位置にあたる加振点～計測地点間距離 2m では 0.2G 程度の地中加速度である。

小径ドレーンを設置した対策地盤の沈下量は、加振点側の前面で 4mm、背面で 2.5mm となり、加振点側へやや傾斜する傾向を示した。最大沈下量については、無対策地盤 10mm の約 40%であり、液状化対策効果が発揮されていることがわかる。表層がある無対策地盤と比較してもその値は約 60%であり、小径ドレーンの排水効果により沈下を抑制できると考えられる。

表層がある無対策地盤の沈下量は、前面で 6.5mm、背面で 4.5mm となり、無対策地盤と比較し、加振点側への傾斜は小さい傾向となった。これは、非液状化層である表層により沈下が抑制されたためと考えられる。

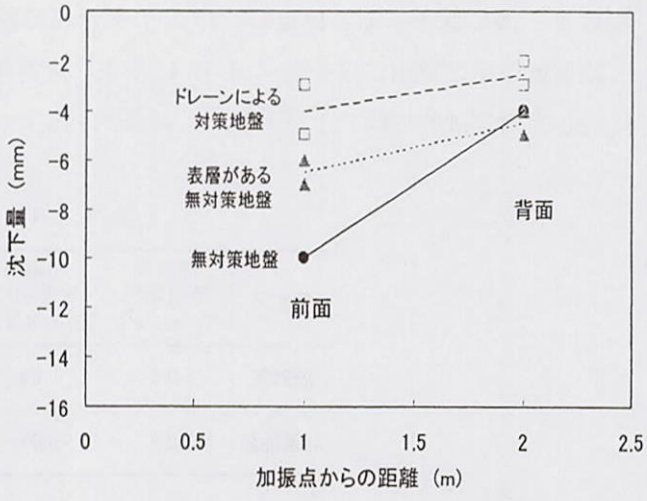


図-4.4.20 カウンターウエイトの沈下量

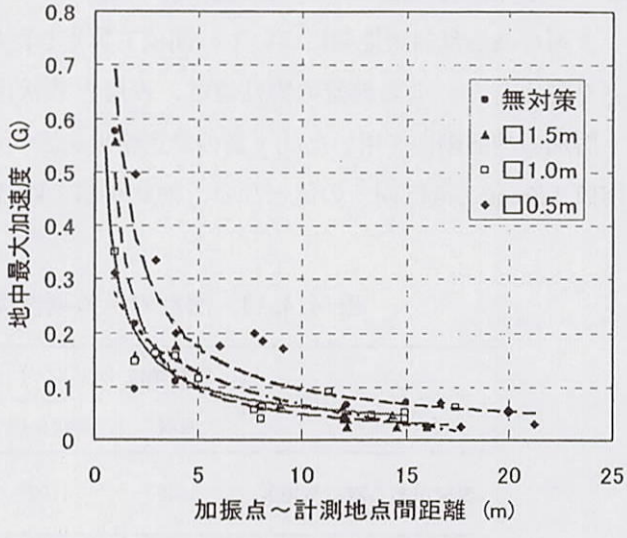


図-4.4.21 最大鉛直加速度の距離減衰

2)　排水効果による地盤剛性の保持

実験により得られた沈下量から、２次元有限要素法を用い、地盤剛性の変化を推定した。加振後の地盤は剛性が一様に低下すると仮定し、ウエイト４隅の測定値の平均を実験による沈下量とした。

剛性低下率の算出結果を表-4.4.12 に示す。無対策地盤では、加振により地盤剛性が 50%以上低下するのに対し、対策地盤では、小径ドレーンの排水効果により 30%程度の低下に抑えられていることがわかった。

表-4.4.12　剛性保持率の算定結果

ケース	加振前 地盤剛性 E_0 (kN/m^2)	加振後 地盤剛性 E_1 (kN/m^2)	実験沈下量 (mm)	解析沈下量 (mm)	剛性低下率 $(E_0-E_1)/E_0$ (%)
無対策	8400	4100	7.20	7.20	51
対策地盤	8400	5800	3.20	3.20	31

3)　表層がある場合の無対策地盤の沈下量算定

表層がある無対策地盤について、前項で算定した地盤剛性を用いて、液状化に伴う沈下量を FEM 解析により算定した。なお地盤の物性値は、表層と液状化層の２層に分けて考えた。

層別の地盤剛性を用いた沈下量の算定結果を表-4.4.13 に示す。液状化時の沈下量 5.8mm は、実測値の平均値 5.5mm とほぼ同一の値となり、液状化層の剛性の評価についてはほぼ妥当であることが確認できた。

表-4.4.13　層別の地盤剛性保持率を用いた沈下量の算定結果

	地盤剛性 E (kN/m^2)		ポアソン比		実験沈下量 (mm)	解析沈下量 (mm)
	表層	液状化層	表層	液状化層		
表層がある無対策地盤	8400	4100	0.333	0.495	5.5	5.8

以上、原位置液状化実験により、小径ドレーンは、比較的大きな地中加速度でも過剰間隙水圧の発生が抑えられ、杭基礎の水平問題や直接基礎の沈下問題に対して排水効果が期待できることが明らかになった。

（２）改良地盤の土質定数の設定法

液状化地盤における土質定数の低減係数D_Eは、F_lおよび動的せん断強度比Rの値に応じて定められている。しかし、小径ドレーンにより改良された地盤では、排水により過剰間隙水圧の上昇が抑えられた土質定数の低減係数D_Eを求める必要がある。したがって、ここではF_Lの代わりに小径ドレーンの設計時に求めた平均最大過剰間隙水圧比を用いて、土質定数の低減率D_Eを求める手法について検討した。

ａ） 液状化抵抗率と過剰間隙水圧比の関係

従来より用いられている液状化抵抗率F_Lと過剰間隙水圧比$\Delta u/\sigma_v'$の関係[11]を図-4.4.21に示す。この関係は、平成２年道示による方法で算定されたF_L値を対象としたものである。したがって、この関係を現行F_L（平成14年道示）として用いる場合には、F_L算定法の改訂による影響を把握する必要がある。図-4.4.22は、同一地盤に対し旧F_Lと現F_Lの比較例を示したものである。この比較例を基に液状化抵抗率と過剰間隙水圧比の関係を書き改めると、図-4.4.23のようになる。

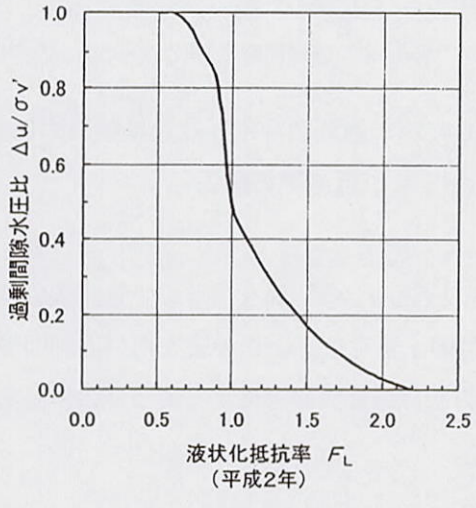


図-4.4.21　液状化抵抗率と過剰間隙水圧の関係[11]

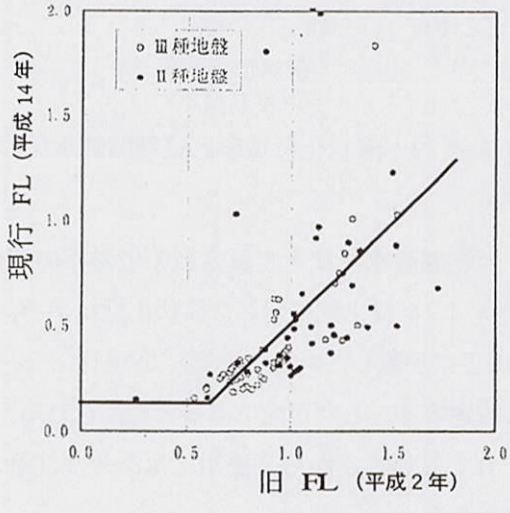


図-4.4.22　旧F_Lと現行F_Lの関係[12]に加筆

図では、F_L=1.0 のとき$\Delta u/\sigma_v'$=0.18、F_L=0.5 のとき$\Delta u/\sigma_v'$=0.5、F_L=0.1 のとき$\Delta u/\sigma_v'$=1.0 となる。この関係を図-4.4.24 にあてはめると、ほぼ現行の道示D_E（レベル 1 地震時、R≦0.3、0≦x≦10）を表現しており、図-4.4.23 の現行道示への適用は可能であると考えられる。

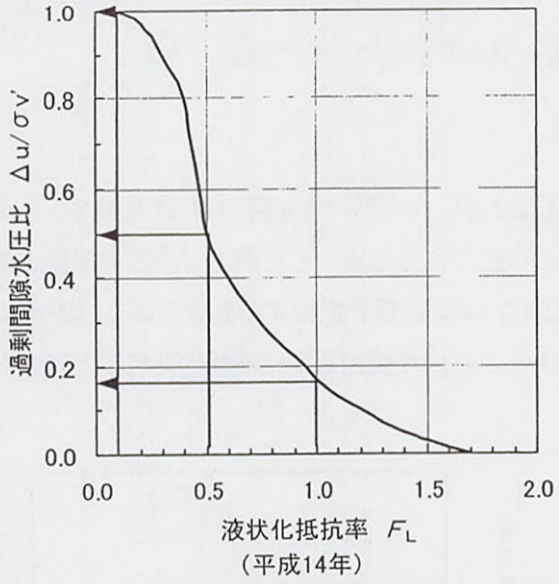


図-4.4.23　液状化抵抗率と過剰間隙水圧の関係

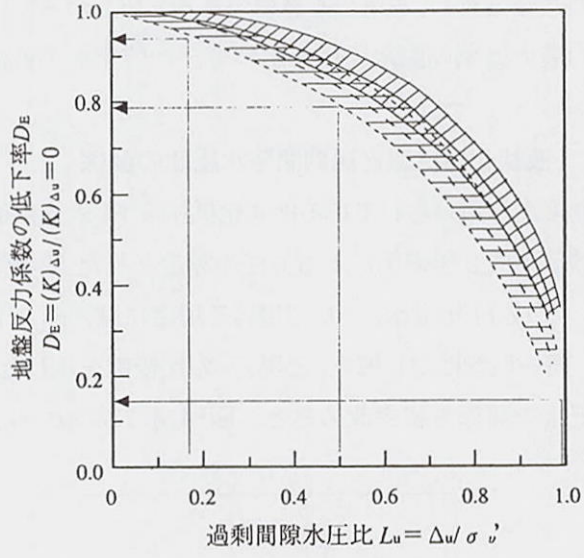


図-4.4.24　過剰間隙水圧比と地盤反力係数の低減率の関係

b）過剰間隙水圧比と土質定数の低減率の関係

表-4.4.14 は上記に示した液状化抵抗率F_Lと過剰間隙水圧比$\Delta u/\sigma_v'$の関係を道示の土質定数の低減係数D_Eの表に加筆したものである。小径ドレーンによる改良地盤の土質定数は、この表を用い過剰間隙水圧比から設定することが可能であると考えられる。ただし、この方法は振動実験等による妥当性の検証が必ずしも十分でないことから、適用には十分な注意が必要である。

表-4.4.14　過剰間隙水圧比と土質定数の低減係数の関係[13]に加筆

F_Lの範囲	過剰間隙水圧比 Δu/σv' の範囲	原地盤面からの深度x(m)	動的せん断強度比 R			
			R≦0.3		0.3<R	
			レベル1地震動に対する照査	レベル2地震動に対する照査	レベル1地震動に対する照査	レベル2地震動に対する照査
F_L≦1/3	0.9≦Δu/σv'<1	0≦x≦10	1/6	0	1/3	1/6
		10<x≦20	2/3	1/3	2/3	1/3
1/3<F_L≦2/3	0.3≦Δu/σv'<0.9	0≦x≦10	2/3	1/3	1	2/3
		10<x≦20	1	2/3	1	2/3
2/3<F_L≦1	Δu/σv'<0.3	0≦x≦10	1	2/3	1	1
		10<x≦20	1	1	1	1

4.4.3　研究課題

本年度までの研究成果と今後の研究課題を表-4.4.15 に示す。

表-4.4.15　小径ドレーン工法の研究課題

分　類	項　　目	実施した検討方法	確認された知見・成果	残された課題
材料性能	スクリーン仕様	ボイリング試験によるスクリーン材選定試験の実施	小径ドレーンの排水性能・防砂効果は、スロットサイズに支配されることがわかった。 スロットサイズ選定方法を提案した。	
	排水性能	模型振動台実験の実施 原位置液状化実験の実施	小径ドレーンの排水性能は、グラベルドレーンと同等以上であることを確認した。 実地盤においても施工時の目詰まりや過大な砂の流入は見られず、排水性能が発揮されることを確認した。	
設計法	排水効果	模型振動台実験の実施 原位置液状化実験の実施	小径ドレーンを基礎周辺にのみ配置した場合でも効果があることが確認できた。 実地盤においても過剰間隙水圧の上昇を抑制することにより、地盤反力が期待できることを確認した。	
	Ｌ２地震動	道示・保耐法による試設計（マイクロパイル工法との併用についても検討）	L2 地震動タイプⅠに対し対策効果があることが示された。 マイクロパイルに小径ドレーンを併用することで増し杭本数の低減が可能であることがわかった。	L2 地震動タイプⅡに対応した設計法の確立
	改良範囲	２次元 FEM 解析	締固め工法で提案されている改良範囲で、効果が期待できることがわかった。	最適な改良範囲の設定
施工法	施工性能	施工実験 フーチング削孔方法の検討	最大打設深度 20m まで精度よく施工可能であることを確認した。 鉄筋を損傷させることなく、フーチング削孔を簡易かつ確実に行えることを確認した。	耐久性の確認
	周辺環境への影響	打設時の騒音計測	小径ドレーン打設時の騒音は、深層混合処理法や小口径高周波 SCP 工法と同程度である。	

【参考文献】

1）原田,大下：小口径スクリーン管を用いた既設基礎の液状化対策工法の開発－現場実証実験－、平成 14 年度近畿地方整備局管内技術研究発表会、2002.7.

2）角田,原田,大下,小野寺,井谷：小口径スクリーン管を用いた液状化対策工法の現場実証実験、第６回耐震補強・補修・耐震診断技術に関するシンポジウム、2002.7.

3）渡辺,原田,角田,谷野,大下,小野寺：既設基礎の耐震補強に関する検討（その９）－小径ドレーン工法現場実験－、土木学会第 57 回年次学術講演会、2002.9.

4）原田,角田,高津,水取,大下,小野寺：小口径スクリーン管の排水効果に関する原位置液状化実験、第 37 回地盤工学研究発表会、2002.7.

5）高津,原田,布引,内山,庄司,東畑：振動杭打ち機を用いた原位置液状化実験のシミュレーション解析、第 37 回地盤工学研究発表会、2002.7.

6）原田,角田,高津,内山,庄司,東畑：小径ドレーン工法の排水効果に関するシミュレーション解析、土木学会第 57 回年次学術講演会、2002.9.

7）西，金谷他：地震時における基礎地盤の安定性評価（その 1,2）－動的解析に基づく砂・砂礫地盤の安定性評価手法の開発－、電力中央研究所報告 U86002,U86003、1986.9.

8）建設省土木研究所：土研資料第 1778 号「地盤の地震時応答特性の数値解析法―SHAKE：DESRA－」、1982.2.

9）角田,原田,谷野,高津,大下,井谷：排水効果を考慮した杭の水平抵抗に関する原位置液状化実験、第 37 回地盤工学研究発表会、2002.7.

10）渡辺,原田,角田,高津,小野寺,井谷：小径ドレーン工法による基礎の沈下抑制効果について、第 37 回地盤工学研究発表会、2002.7.

11）日本道路協会：道路土工－軟弱地盤対策工指針、1986.11.

12）日本道路協会：平成８年度「道路橋」に関する地区講習会 講義要旨、1996.12.

13）日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編、2002.3.

4.5 Kui Taishin－ＳＳＰ工法

4.5.1 工法の概要

Kui Taishin－SSP 工法（以下、SSP 工法と略す）の採用にあたっては、施工条件、地盤条件等を考慮し、その適用性を十分検討しなければならない。表-4.5.1 に工法概要、表-4.5.2 に地盤条件および施工条件に対する本工法の適用条件を示す。表-4.5.2 は、各項目に対し、本工法の施工実績の有無、試験施工の有無等から判断した結果をまとめたものである。したがって、今後の技術開発によっては、さらに適用性が向上することも考えられる。

表-4.5.2 SSP 工法の適用条件

				適用性
地盤条件	支持層までの状態	粘性土	$0 \leqq N < 20$	可能（施工実績あり）
		砂・砂れき	$0 \leqq N < 30$	可能（施工実績あり）
		れき		最大れき径が既設杭と補強鋼板の間(70～100mm 程度)より小さい場合(50～80mm 程度)には、施工は可能である。
		液状化地盤		可能（施工実績あり）
	支持層の状態	粘性土	$20 \leqq N$	可能（施工実績あり）
		砂・砂れき	$30 \leqq N$	可能（施工実績あり）
		土　丹		可能（施工実績あり）
		岩		適用困難
	地下水の状況			河川内における施工実績より、地下水の流速が早い場合でも施工可能である。被圧地下水が存在する場合、先端部を閉にして圧入できる地盤であれば、施工可能である。
施工条件	斜杭の施工			現在のところ、施工実績はない。
	作業空間			水上施工では、梁下から水面まで 2.0m程度、陸上施工では、梁下から 2.5m程度の空頭があれば施工可能である。 陸上施工の場合、仮設ヤードとして、70～80m² 程度あれば施工可能である。水上施工の場合、仮設備を台船上に設けることも可能である。
	周辺環境への影響			補強鋼板内におけるウォータージェットによる地盤掘削のため、近接構造物に対する影響はほとんどない。 圧入施工のため、施工時の騒音・振動が小さい。

（平成 14 年 8 月末現在）

4.5.2　研究成果

(1) 圧入装置の製作および作動・耐圧試験

1) 試験概要

圧入装置の作動状況の確認、盛換え試験を行った。また、既設杭（鋼管）と圧入装置にひずみ計を取り付け、圧入装置加圧時に既設杭および圧入装置に働く応力の測定、変形、亀裂の有無の確認（耐圧試験）を行った。**写真-4.5.1** に耐圧試験状況を示す。

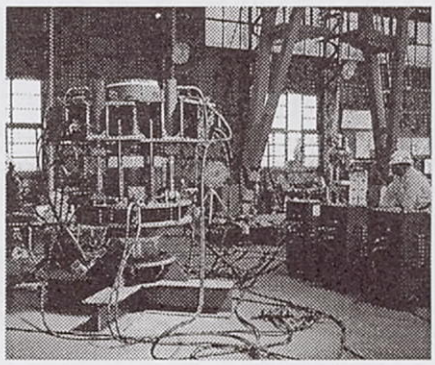


写真-4.5.1　耐圧試験状況

2) 試験結果

圧入装置の作動試験、盛換え試験、耐圧試験の結果、特に問題となる状況は生じなかった。

(2) 実証実験

1) 実験概要

SSP 工法の施工性を実証するため、実施工と同様の施工条件・手順を想定した実証実験を実施した。本実験では、補強鋼板の先端部は開とし、高圧ウォータージェット併用により補強鋼板を深さ GL－8.65m まで圧入した。**写真-4.5.2** に実証実験状況を示す。



写真-4.5.2　実証実験状況

2) 実験結果

実験の結果、圧入装置の組立、補強鋼板内部の残留土砂の排出などに時間を要した。また、圧入深度 8m 付近の硬い地盤（固結シルト）において、圧入装置における最大圧入力による圧入となった。しかし、無事に所定の深度まで圧入することができ、圧入装置が設計どおりの性能を有していることが実証できた。

また、圧入精度も補強鋼板の内側に取付けられたスペーサガイドにより、既設杭に沿って圧入することで高い精度が確保された。さらに、充填モルタルの配合・強度・充填状況においても十分な品質、施工性が確認された。

本工法は、ウォータージェットやスライム処理などで発生する泥水によって、環境への影響が懸念されたが、泥水ホッパーが有効に機能し、施工場所付近を汚すことなく施工できることが確認された。実証実験により、SSP 工法の施工性が確認された

(3) 材料試験

1) 試験概要

曲げ載荷試験時における試験体の挙動を推定するために、既設・補強杭の引張試験およびモルタルの圧縮試験・静弾性係数試験を行った。

2) 試験結果

鋼材の引張試験結果を、**表-4.5.2** に示す。モルタルの圧縮試験および静弾性係数試験結果を、**表-4.5.3**

に示す。

表-4.5.2　引張試験の結果

試験 No	試験片断面積 (mm²)	降伏点		引張強さ	
		荷重 (kN)	強さ (N/mm²)	荷重 (kN)	強さ (N/mm²)
補強杭	452.2	130.0	287	206.0	456
既設杭	452.2	151.2	334	215.0	475

表-4.5.3　圧縮試験および静弾性係数試験の結果

	1	2	3	平均	採用値
圧縮強度 (N/mm²)	62.1	59.2	58.7	60.0	60.0
静弾性係数 (kN/mm²)	22.7	22.5	21.4	22.2	22.0

(4) 曲げ載荷試験および解析

1) 試験概要

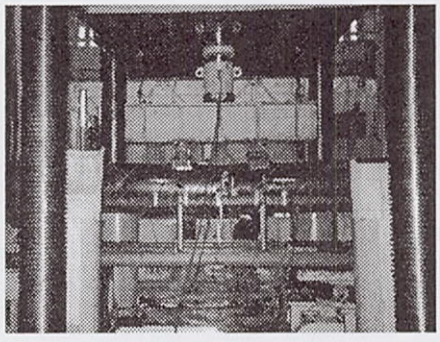
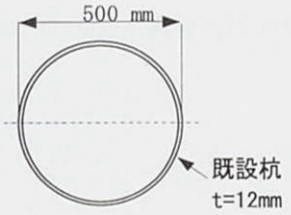
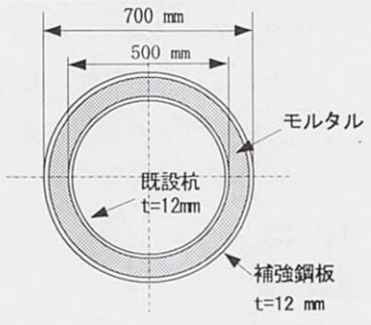


写真-4.5.3　曲げ載荷試験状況

供試体は、SSP 工法による補強を想定して、2 重鋼管の隙間に充填モルタルを打設した複合構造物とした。供試体の構造は、全長 6.0m、補強杭の外径 φ700mm、鋼管厚 t=12mm、既設杭の外径 φ500mm、鋼管厚 t=12mm とした。鋼管の材質は SS400 とし、引張強さ等は表-4.5.2 に示すとおりである。試験は、2 点載荷で一方向の荷重制御方式により行った。計測機器として、荷重計を荷重点に 1 ヶ所、鉛直変位計を供試体の中心に 2 ヶ所（中立軸、下部）、荷重点と支承点の 4 ヶ所（中立軸）に設置した。ひずみゲージは、圧縮側、引張側それぞれに、鋼管の外側と内側、およびモルタル注入部の 1 断面に各 6 ヶ所設置した。写真-4.5.3 に曲げ載荷試験状況、表-4.5.4 に供試体諸元、図-4.5.1 に試験装置を示す。

表-4.5.4　供試体諸元

	既設杭断面	補強杭断面
断面形状		
鋼管の材質	SS400	
鋼材の降伏点	σ_y=334 N/mm²	σ_y=287 N/mm²
モルタル強度	—	σ_u=60 N/mm²
鋼材の弾性係数	E=2.0×10⁵ N/mm²	
モルタルの弾性係数	—	E=2.2×10⁴ N/mm²

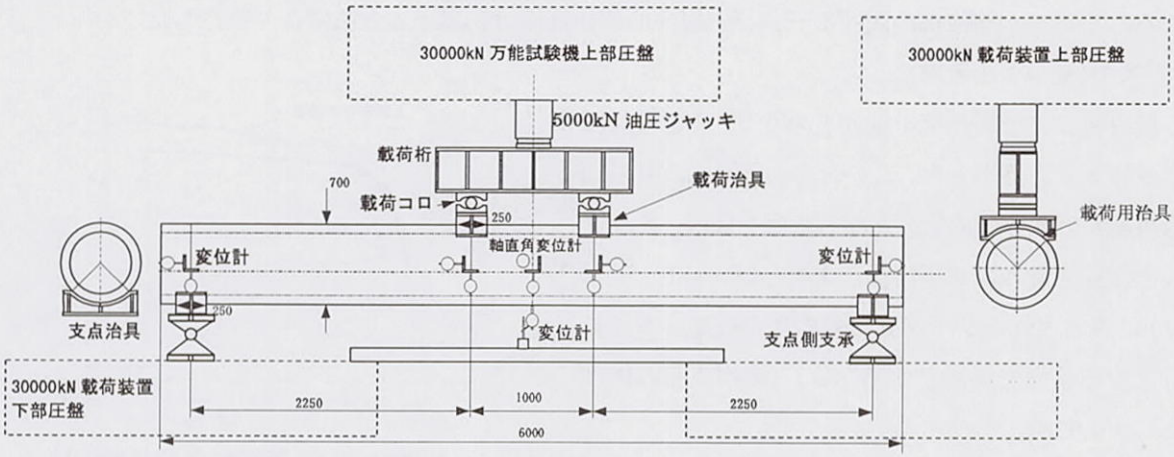


図-4.5.1　試験装置

2）試験結果

図-4.5.2 に荷重－変位曲線を示す。試験体の耐力を比較すると、降伏時で 3.33 倍、終局時で 3.59 倍とそれぞれ増加しており、補強効果を確認することができる。ここで、実験値における降伏耐力 Py は両対数グラフ上において変位の急増する点とした。

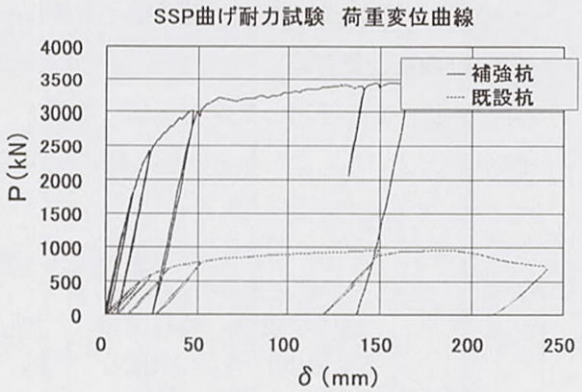


図-4.5.2　荷重－変位曲線

3）補強杭断面のひずみ分布

部材の耐力等を算出する場合、断面の平面保持が成り立っていることを前提に導かれている。補強杭の断面は 2 重鋼管の隙間にモルタルを充填した構造のため、大変形時に平面保持が成り立つかが問題となる。ここでは、計測されたひずみを基に検証する。

図-4.5.3 に載荷点における補強杭の断面のひずみ分布を示す。ひずみ分布は、補強杭断面の既設鋼管と補強鋼管のそれぞれに設置されたひずみ計の値である。ひずみは圧縮領域を負、引張領域を正としている。

載荷荷重約 2000kN 付近が降伏点であるが、それ以前はもちろんのこと、終局点付近の荷重強度まで平面保持が成り立っていることが確認できる。したがって、隙間に充填したモルタルが有効に働き、外側鋼管と内側鋼管が一体化されているものと考えられる。

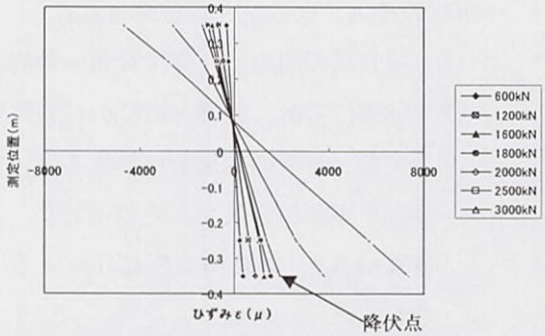


図-4.5.3　補強杭断面のひずみ分布

4）解析概要

図-4.5.4 に実験と計算における荷重P～変位δ曲線を示す。また、表-4.5.5 に各ケースの降伏点と終局点における変位と荷重を示す。計算値は、補強杭の非線形性を考慮した梁モデルにより求めたもので

ある。ここで、補強杭の曲げモーメントM～曲率ϕ関係は、以下の方法により設定した。

ケース１（モルタル考慮）

既設杭および補強杭を鉄筋とみなし、ＲＣ理論によりM～ϕを算出した。このとき、補強杭の引張側最外縁が降伏ひずみε_{sy}となる状態を降伏、モルタルの圧縮側最外縁が道路橋示方書Ｖ編（以下、道示Ｖ）に規定されるタイプⅡに対応する終局ひずみε_{cu}となる状態を終局とする（ρ_s（横拘束筋の体積比）＝0.018）。

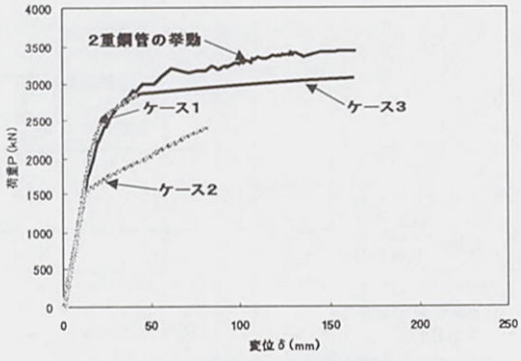


図-4.5.4　実験値と計算値の比較

ケース２（モルタル無視）

既設杭と補強杭の間のモルタルの強度を無視し、平面保持した２重鋼管と考えてM～ϕを算出した。M～ϕの算出方法については、道路橋示方書Ⅳ編（以後道示Ⅳ）の規定に基づいた。

ケース３（拘束効果考慮）

コンクリートを充填した鋼製橋脚に準じて、M～ϕを算出した。このとき、降伏状態は補強杭の引張最外縁が降伏ひずみε_{sy}となる状態、終局状態は、補強杭の圧縮最外縁のひずみε_{su}が 0.05 となる状態とする。

表-4.5.5　実験値と計算値の比較

	降伏荷重 P_y (kN)	終局荷重 P_u (kN)	降伏変位 δ_y (mm)	終局変位 δ_u (mm)	変位塑性率	実験値に対する降伏荷重の比率
ケース１	1584	2818	10.9	37.8	3.5	0.99
ケース２	1518	2344	11.8	77.1	6.5	0.95
ケース３	1604	3066	11.2	153.3	13.7	1.00
実験値	1600	3440	12.5	158.3	12.7	1.00

5）解析結果

解析の結果、次のことが確認された。

① 補強杭の耐力は、降伏荷重・終局荷重ともに既設杭の３倍以上になった。

② 補強杭では、終局点近くの荷重強度まで断面の平面保持が成り立っていた。

③ 実験と解析の結果を比較すると、モルタルの効果を考慮し、かつ、拘束効果も考慮したケースの挙動が実験値と最も良く整合した。実験後、供試体の中心付近でモルタルの状況を確認した結果、**写真-4.5.4、写真-4.5.5** に示すように、ひび割れは発生しているもののモルタルは破壊に至っていなかった。

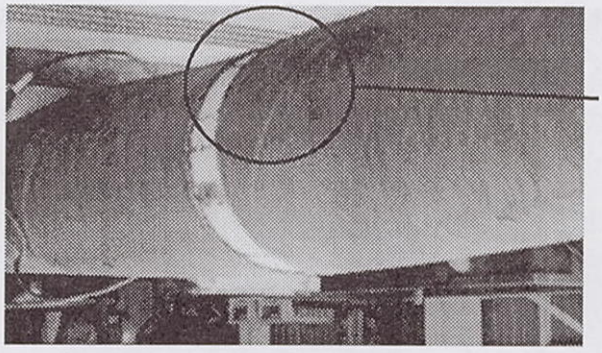


写真-4.5.4 実験後のモルタル部

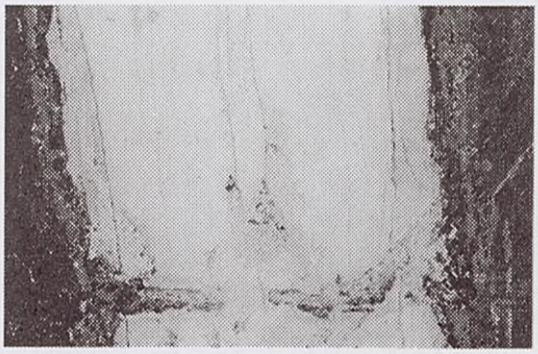


写真-4.5.5 モルタル部詳細

(5) ウォータージェット施工確認実験

1) 実験概要

SSP 工法がN値 20～50 程度の硬質シルトおよび土丹でも、ウォータージェット併用により圧入可能であることを確認するため、模擬地盤を作成し、施工確認実験を行った。写真-4.5.6 に削孔状況を示す。

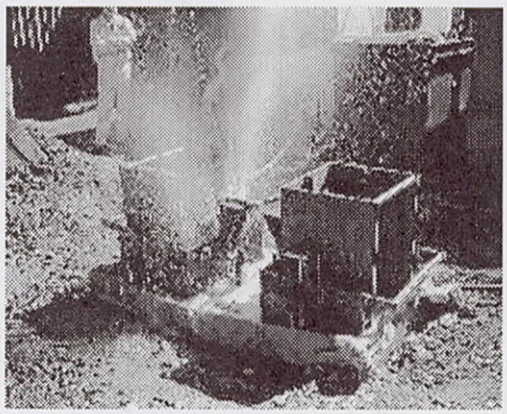


写真-4.5.6 削孔状況

2) 実験結果

実験の結果、地盤の強度がN値 20～50 程度の硬質シルトおよび土丹においても適用できることが確認された。

(6) 非線形応答スペクトルを用いた設計法

1) SSP 工法の設計手法

SSP 工法により補強した橋軸方向のパイルベント基礎は、鋼板圧入補強により既設部と補強部の境に断面変化点を設けることで、その位置でエネルギーを吸収できる構造となると考えられる。よって、橋軸方向におけるレベル 2 地震時に対する照査は、図-4.5.5 に示すように杭部材を断面変化点より上方を一本柱形式の橋脚として、それより下方を基礎部とみなして行うことができるものと考えられる。

コンクリート系の杭が橋脚部となる場合は、地震時保有水平耐力法による照査が可能であると考えられる。一方、鋼管杭の場合は道路橋示方書における鋼製橋脚に準じて照査することが考えられるが、大きな地震を受けた時の応答や抵抗メカニズム、じん性の評価など未解明な部分が多いため、時刻歴応答解析による動的解析を行うことになる。しかし、動的解析による設計は、非常に労力を必要とすることから、鋼管杭の場合に適用できる設計手法として非線形応答スペクトルによる設計法を検討した。

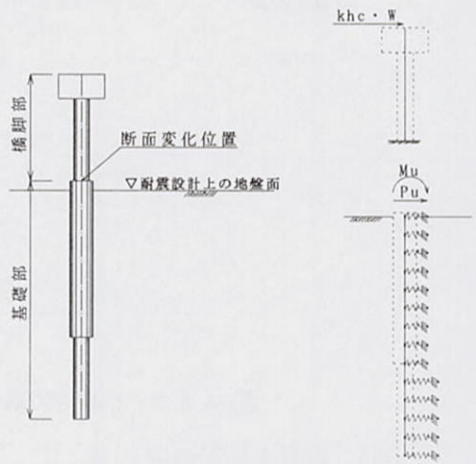


図-4.5.5 SSP 工法橋軸方向設計モデル

2) 非線形応答スペクトル

SSP 工法により補強したパイルベント基礎の橋脚部は、振動モードが比較的単純で、かつ塑性ヒンジの発生箇所が明らか

なことから、非線形応答スペクトル法により応答値を算定することが出来ると考えられる。通常、応答スペクトルとは、横軸に固有周期、縦軸に応答値をとって図示したものだが、一般的には部材を線形として求められる。しかし、L2 地震動に対する構造物の耐震設計を行う場合、地震時に構造物が非線形領域に入ることを考慮する必要がある。このことから、橋脚部の固有周期 T をパラメータとして 1 自由度系の非線形時刻歴解析を行い、変位塑性率 μ ごとに横軸に固有周期 T、縦軸に降伏震度との関係を図示した非線形応答スペクトルを作成することにした。

3) 非線形応答スペクトルの作成

i) 解析モデルの作成

非線形応答スペクトルの作成に用いるモデルは、図-4.5.6 に示すような集中質点系モデルとする。部材については、実際のパイルベント橋脚に使用されている鋼管杭の断面を参考にして$M-\phi$ 関係を算出する。表-4.5.6 に$M-\phi$ 関係の算出に用いた鋼管の断面諸元を示す。また、各部材の部材長は、500mm とした。

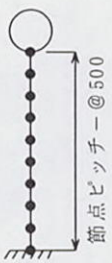


図-4.5.6 解析モデル（集中質点系モデル）

表-4.5.6 鋼管の断面諸元

外径 D(mm)	厚さ t(mm)	腐食代	鋼材断面積 A(m2)	断面2次 I(m4)
500	9	2	0.01075	0.000321
600	9	2	0.01295	0.000562
700	9	2	0.01515	0.000899
800	12	2	0.02469	0.001910
800	9	2	0.01735	0.001350
900	9	2	0.01955	0.001930
900	12	2	0.02783	0.002730
1000	12	2	0.03098	0.003760

ii) $M-\phi$ 関係

鋼管の応力～ひずみ関係は、道示Vに準じ図-4.5.8 に示すようなバイリニア型とした。

また、$M-\phi$ 関係は、図-4.5.7 に示すように、鋼管の応力～ひずみ関係を利用し、板厚中心位置における鋼材の圧縮ひずみ及び引張ひずみが、それぞれ初めて降伏ひずみε_yに達する時の（ϕ_{yc} M_{yc}）及び（ϕ_{yt} M_{yt}）、板厚中心位置における鋼材の圧縮ひずみが初めて許容ひずみε_aに達する時の（ϕ_a M_a）を算出し、それぞれを結んだトリリニア型とした。

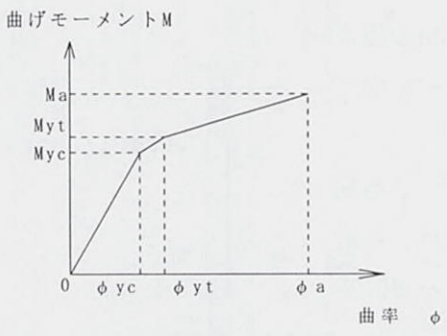


図-4.5.7 橋脚部のM～ϕ関係

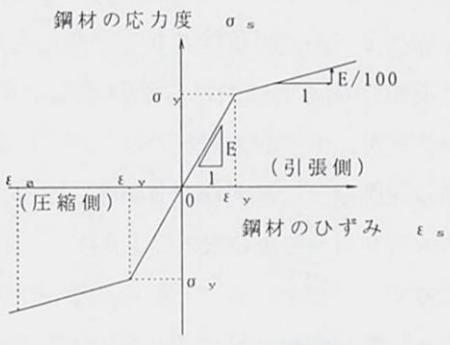


図-4.5.8 鋼材の応力～ひずみ関係

iii) 固有周期の算出

橋脚部の固有周期は、部材の非線形性を考慮し、構造物の降伏震度 k_{hy}、降伏変位δ_y を用いて式

(4.5.1)～式(4.5.3)より算出する。

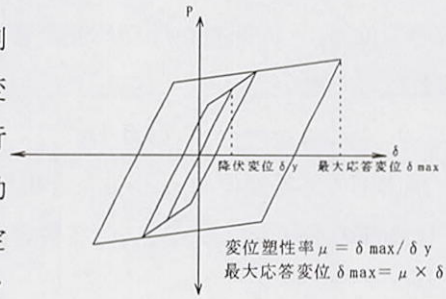
$$T = 2.0\sqrt{\frac{\delta_y}{k_{hy}}} \cdots\cdots\cdots (4.5.1) \qquad \delta_y = \frac{1}{3} \times \phi_{yc} \times h^2 \cdots\cdots\cdots (4.5.2)$$

$$k_{hy} = \left(\frac{M_{yc}}{h}\right) / \quad W \cdots\cdots\cdots (4.5.3)$$

ここで、T：構造物の固有周期、δ_y：構造物の降伏変位（m）、k_{hy}：構造物の降伏震度、
M_{yc}：鋼材の圧縮ひずみが、初めて降伏ひずみε_yに達する時のﾓｰﾒﾝﾄ（kN･m）、
ϕ_{yc}：鋼材の圧縮ひずみが、初めて降伏ひずみε_yに達する時の曲率（1/m）、
h：橋脚高さ（m）、W：構造物の重量（kN）。

iv） 動的解析による応答値の算出

ｉ）で作成した解析モデルを用いて、時刻歴応答解析を行い、最大応答変位δ_{max}から変位塑性率μを算出する。図-4.5.9 に解析を行う際の各種条件を示す。解析に用いる地震動は、Ⅰ種地盤～Ⅲ種地盤の地盤種別毎に規定する必要があるが、ここでは、Ⅱ種地盤のタイプⅡ地震動における検討結果について述べる。



部材減衰：1%

使用波形：Ⅱ種地盤

ﾀｲﾌﾟⅡ

・JR 西日本鷹取駅（NS）

・JR 西日本鷹取駅（EW）

・大阪ガス（N27W）

図-4.5.9　履歴モデルおよび諸条件

v） 非線形応答スペクトルの作成

縦軸に降伏震度k_{hy}、横軸に固有周期Tをとり、式(4.5.1)および式(4.5.3)で算出した位置に点を取る。その点に変位塑性率μの値を示し、同じ値の点を線で結ぶ。この手順で作成した非線形応答スペクトルを図-4.5.10 に示す。この時、動的解析の照査では、各波形の平均値を照査に用いることが一般的であることから、塑性率についても 3 波形の平均値を用いるものとした。次に、図-4.5.10 のグラフでは、設計に用いることが困難であることから、各塑性率における近似式を算出してグラフ化した結果を図-4.5.11 に示す。また、非線形応答スペクトルは、解析のばらつき等を考慮して、μ=6.0 を上限値とし、それより大きい構造物は、時刻歴応答解析による動的解析により照査するのがよいと考えられる。

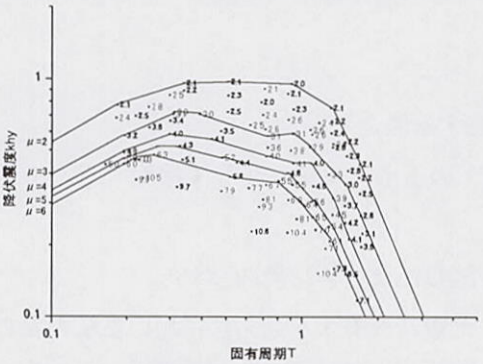


図-4.5.10　非線形応答スペクトル（計算結果）

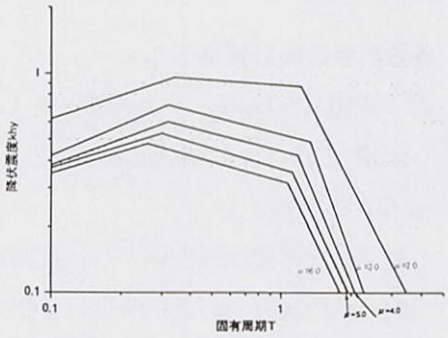


図-4.5.11　非線形応答スペクトル

4)　非線形応答スペクトルを用いた照査方法

ｉ）　許容変位の算出

許容変位δa は、図-4.5.7 に示す$M-\phi$ 関係を用いて、図-4.5.12 に示すようなモデルにて最大水平力作用時の水平変位とする。なお、図-4.5.12 に作用させる最大水平力 P_{max} は、橋脚部下端の終局モーメントM_aを補強開始位置から上部構造重心位置までの高さh で除した値 (M_a/h) を用いるものとする。

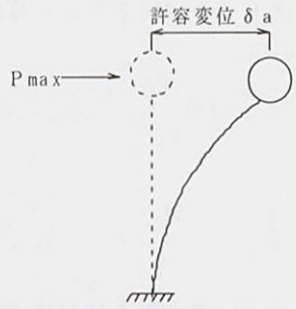


図-4.5.12　許容変位算出モデル

ⅱ）　橋脚部の照査方法

非線形応答スペクトルを用いた橋脚部の照査方法は、橋脚部の降伏震度 k_{hy} および固有周期 T を式(4.5.1)、式(4.5.3)より算出し、非線形応答スペクトル図を用いて、降伏震度 k_{hy} および固有周期 T の交点を定め、塑性率μを読み取る。次に、塑性率μを基に、式(4.5.4)より応答変位δ_mを算出し、ｉ）にて求めた許容変位δ_aとの照査を行う。SSP 工法による補強開始位置は、式(4.5.4)を満足するように設定しなければならない。

$$\delta_m = \mu \times \delta_y \leqq \delta a \cdots\cdots\cdots (4.5.4)$$

ここに、δ_m：橋脚部の応答変位（m）、μ ：非線形応答スペクトルより算出した塑性率、

δ_y：橋脚部の降伏変位（m）、δ_a：許容変位（m）

5)　まとめ

鋼管杭のパイルベント基礎を SSP 工法にて補強する時において、橋脚部の橋軸方向の照査は、通常、動的解析を行う。動的解析による橋脚部の照査は、非常に労力を必要とすると考えられるが、本検討にて算出した非線形応答スペクトルを用いた設計法により労力の軽減を図ることができると考えられる。

(7) 橋軸直角方向における設計モデルの検討

SSP 工法により補強したパイルベント基礎の橋軸直角方向の照査は、その構造上以下の 2 種類の設計手法による照査が考えられる。

①：突出した杭-ラーメンモデルとした全体系により照査する

②：補強開始位置より上方を橋脚部、それより下方を基礎部として照査する

①と②において、試算、比較することにより手法の検討を行う。検討に用いたパイルベント基礎の杭は、鋼管杭とする。

1）各設計手法の計算モデル

①　突出した杭-ラーメンモデルとして全体系で照査する場合

SSP 工法により補強したパイルベント基礎を以下のようにモデル化して検討する。モデル図を図-4.5.13 に示す。

1)　つなぎ梁は弾性体とし、杭頭をつなぎ梁に剛結したラーメン構造とする。

2)　杭の軸方向の抵抗特性は、道示Ⅳに準じて、地震時保有水平耐力法に用いる杭の軸方向バネ定数K_{VE} を初期勾配とし、押込み支持力の上限値p_{NU} および引抜き支持力の上限値p_{TU} を有す

るバイリニア型とする。

3) 杭の軸直角方向の抵抗特性は、道示Ⅳに準じて、地震時保有水平耐力法に用いる水平方向地盤反力係数k_{HE}を初期勾配とし、水平地盤反力度の上限値p_{HU}を有するバイリニア型とする。

4) 補強部の曲げモーメント～曲率関係は、静的模型実験より道示Ⅴのコンクリートを充填した鋼製橋脚に準じて算出する。

5) 既設部の曲げモーメント～曲率関係は、橋脚部については、静的模型実験より道示Ⅴのコンクリートを充填しない鋼製橋脚に準じて算出し、基礎部については、道示Ⅳに準じて算出する。このとき、橋脚部および基礎部においてモデルに違いが生じる。そこで、実務上は、設計の簡便性に配慮し既設部の曲げモーメント～曲率関係はすべて、静的模型実験より得られた橋脚部のモデルに統一するのがよいと考えられる。

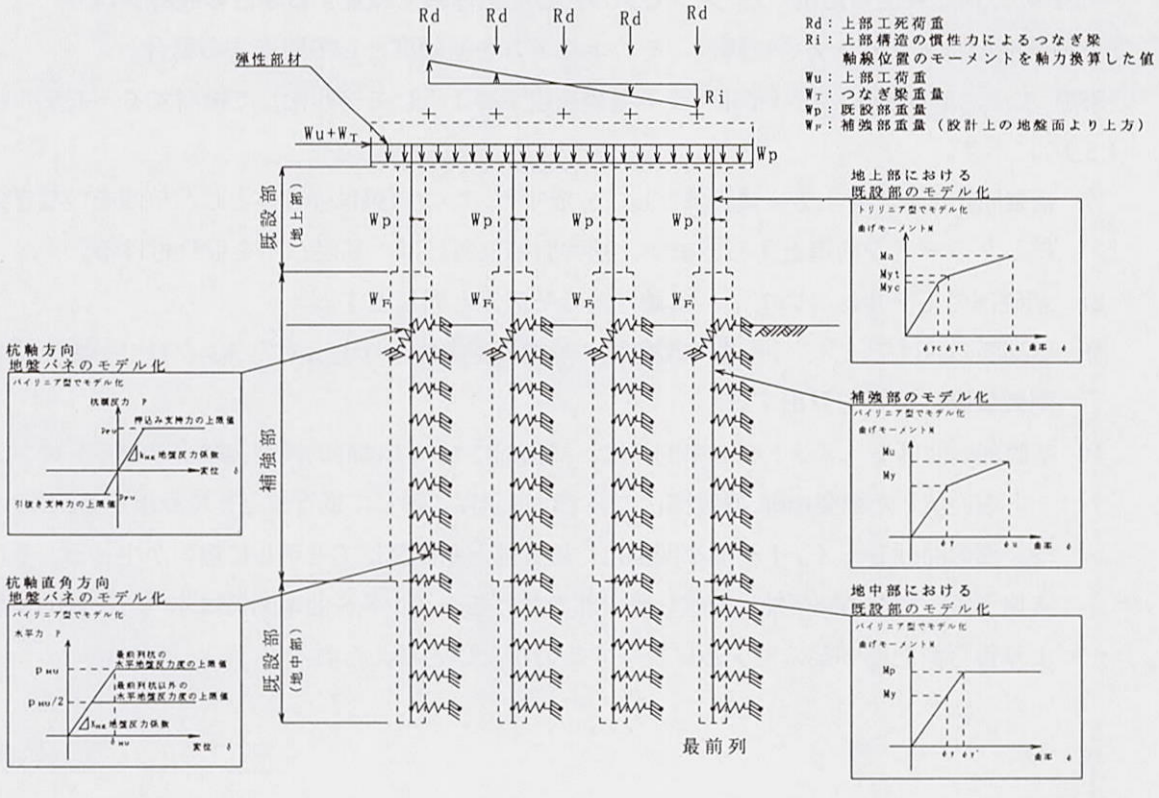


図-4.5.13　突出した杭-ラーメンモデルとした全体系で照査する場合の設計モデル

突出した杭-ラーメンモデルとした全体系で照査する設計手法の設計フローを図-4.5.14に示す。

ここでは、上記のモデルにてプッシュオーバー解析を行い、応答塑性率および応答変位が許容塑性率および許容変位以下となることを照査するものとした。

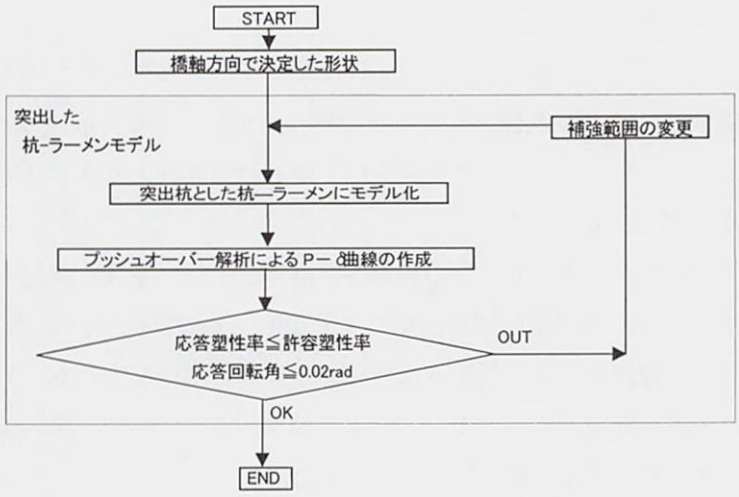
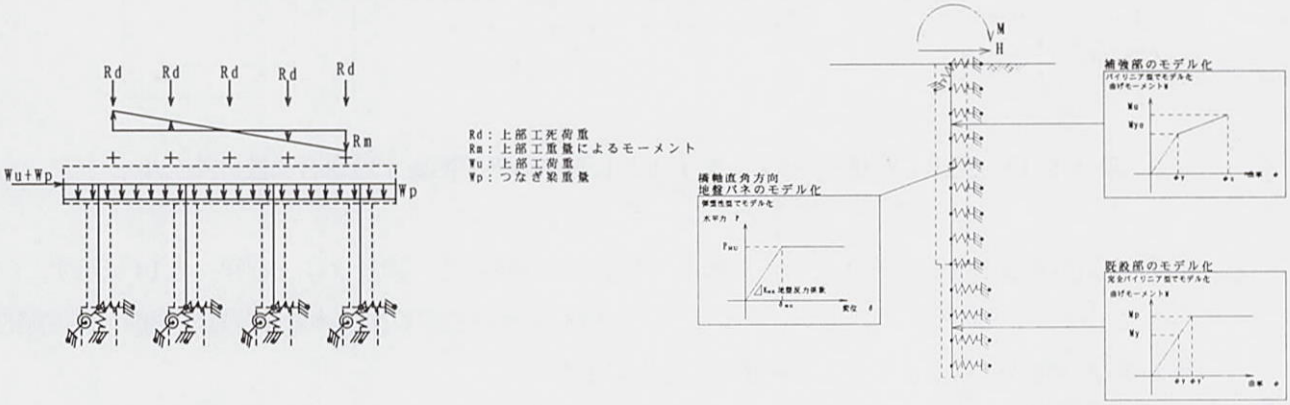


図-4.5.14　突出した杭-ラーメンモデルとした全体系で照査する場合の設計フロー

② 補強開始位置より上方を橋脚部、それより下方を基礎部として照査する場合

SSP 工法により補強したパイルベント基礎を以下のようにモデル化して検討する。モデル図を図-4.5.15 に示す。

1) 補強開始位置より上方を橋脚部として分離する。つなぎ梁は弾性体とし、杭頭をつなぎ梁に剛結したラーメン構造とする。また、補強開始位置には、基礎バネを取り付ける。
2) 基礎部のモデルについては、橋軸方向のモデルと同じとする。
3) 橋脚部の曲げモーメント～曲率関係は、静的模型実験より道示Ⅴのコンクリートを充填しない鋼製橋脚に準じて算出する。
4) 基礎部の曲げモーメント～曲率関係は、補強部については静的模型実験より道示Ⅴのコンクリートを充填した鋼製橋脚、既設部については道示Ⅳに準じて鋼管杭として算出する。このとき、既設部の曲げモーメント～曲率関係は、橋脚部と基礎部にてモデルに違いが生じる。そこで、実務上は、設計の簡便性に配慮し既設部の曲げモーメント～曲率関係はすべて、静的模型実験より得られた橋脚部のモデルに統一するのがよいと考えられる。



(a)　橋脚部　　(b)　基礎部

図-4.5.15　補強開始位置より上方を橋脚部、それより下方を基礎部として照査する場合の設計モデル

補強開始位置より上方を橋脚部、それより下方を基礎部として照査する場合の設計フローを図-4.5.16

に示す。

ここでは、上記モデルにて、橋軸方向と同様に補強開始位置において橋脚部と基礎部を分離し、橋軸直角方向の照査においても補強開始位置にてエネルギー吸収を図るように設計するものとした。

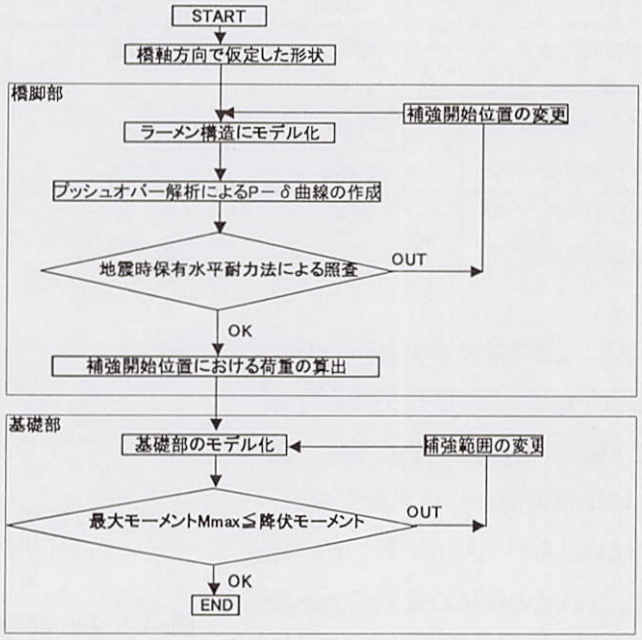


図-4.5.16　補強開始位置より上方を橋脚部、それより下方を基礎部として照査する場合の設計フロー

2）検討ケース

検討に用いたパイルベント基礎の形状を図-4.5.17～図-4.5.19 に示す。この際、各ケースの形状は、橋軸方向においてレベル 2 地震動における照査を行い、補強断面および補強範囲を定めたものである。

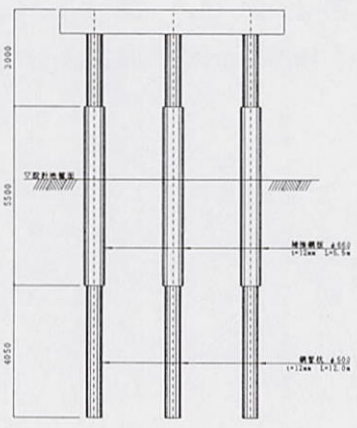


図-4.5.17　検討ケース 1

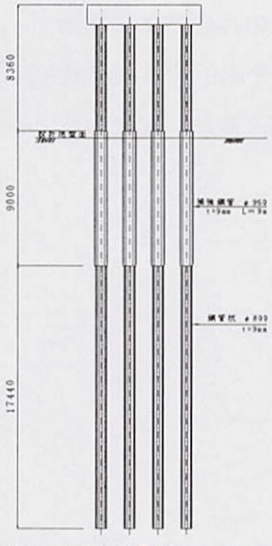


図-4.5.18　検討ケース 2

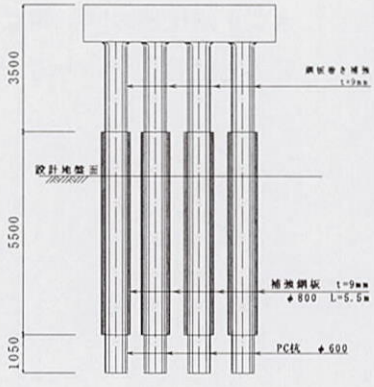


図-4.5.19　検討ケース 3

3）検討結果

ケース 1～ケース 3 の形状において、突出した杭-ラーメンモデルとした全体系モデルと補強開始位置より上方を橋脚部、それより下方を基礎部とした分離系モデルにて橋軸直角方向の照査を行った。その

照査結果を表-4.5.7 に示す。

表-4.5.7　補強形状試算結果

ケースNo	解析手法	補強断面直径 ϕ (mm)	補強鋼板の板厚 t (mm)	基礎部補強長 L (m)
ケース1	全体系モデル	664	12	5.5
	分離型モデル	684	22	7.0
ケース2	全体系モデル	960	9	8.5
	分離型モデル	1000	22	13.5
ケース3	全体系モデル	800	9	4.3
	分離型モデル	設計不能		

表-4.5.7 に示す通り、分離型モデルを用いると補強形状が大きくなる、もしくは、設計不能となる結果が得られた。これは、橋軸直角方向では、図-4.5.20 に示すように単位荷重を作用させた場合、一般的に補強開始点が曲げモーメント第1ゼロ点付近に位置しており、この点の杭体の終局耐力を橋脚部の耐力とし、基礎部が降伏に達しない補強形状を求めるのは、過大な設計を行っていると考えられる。このように、橋軸直角方向における設計手法として、橋軸方向と同様に補強開始位置でエネルギー吸収を考慮する設計は適切ではないことが分かった。したがって、橋軸直角方向のレベル2地震時に対する照査は、突出した杭-ラーメンモデルとした全体系で照査する手法が適切であると考えられる。

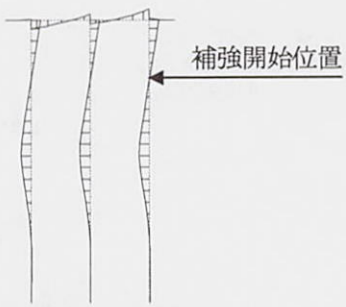
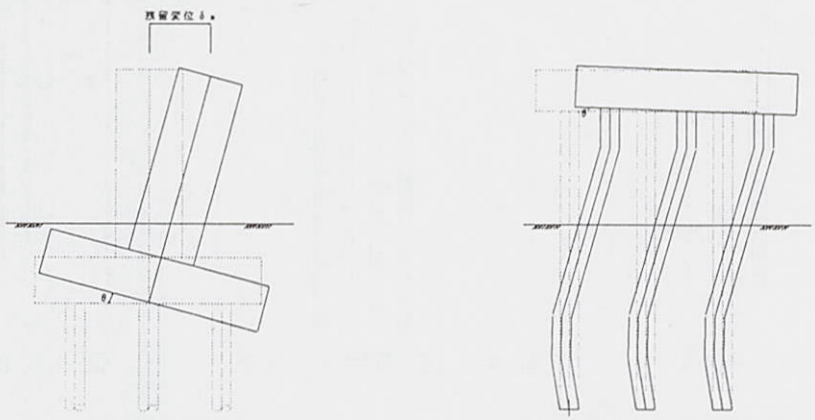


図-4.5.20　橋軸直角方向の曲げモーメント分布

(8) 橋軸直角方向における応答変位の評価方法の検討

パイルベント基礎は、つなぎ梁下端位置の回転角にて照査すると、図-4.5.21（b）に示すようにつなぎ梁下端位置の回転角は、杭頭部の変形が収まってしまうことにより、構造物全体の回転角を評価しているとは言えないと考えられる。



（a）杭基礎　　（b）パイルベント基礎

図-4.5.21　杭基礎とパイルベント基礎の挙動の違い

したがって、ここでは、図-4.5.22 に示すように応答値における変位の第一ゼロ点からつなぎ梁下端までの変位分布より応答変位を求めることとした。

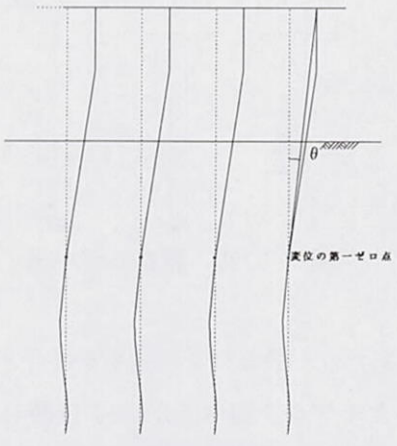


図-4.5.22　応答変位の算出方法

(9) 施工時の照査モデルの検討

SSP 工法は、既設杭に反力を取ることで補強鋼板の圧入を行うことから、圧入時に既設杭を連結するつなぎ梁に発生する断面力が、許容応力度以下となることを照査する必要があると考えられる。その際の照査時のモデルとしては、以下の 3 つが考えられる

①：既設パイルベント基礎を突出した杭-ラーメンモデルとし、水平バネおよび鉛直バネで荷重を支持する（図-4.5.23）。

②：既設パイルベント基礎の地中部を基礎バネでモデル化し、基礎バネで荷重を支持する（図-4.5.24）。

③：杭下端を固定端として荷重を支持する（図-4.5.25）。

上記のモデルにおいて、つなぎ梁に発生する断面力を試算、比較することにより照査モデルの妥当性を検証した。

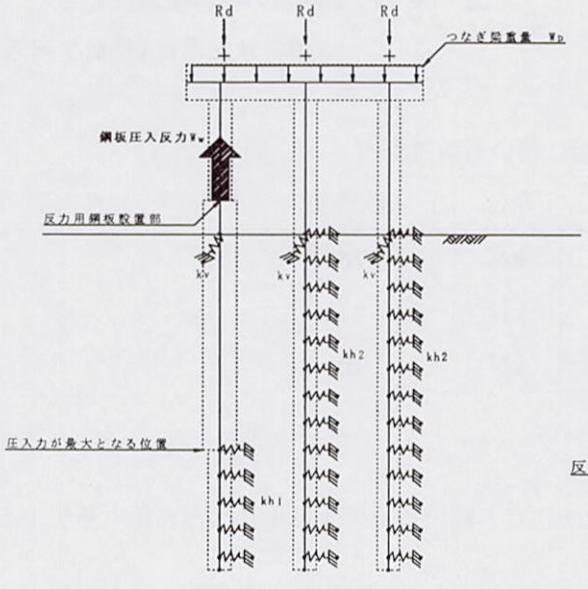


図-4.5.23　照査モデル①

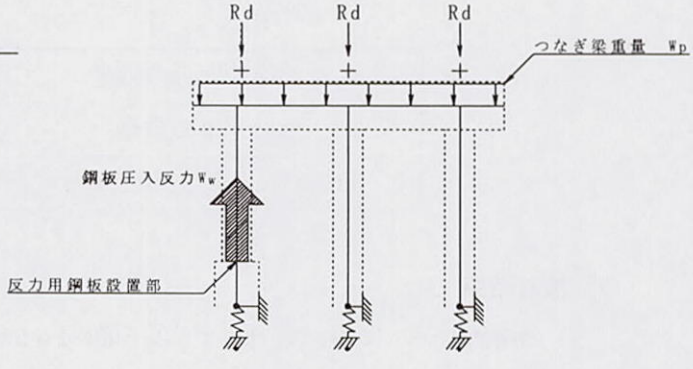


図-4.5.24　照査モデル②

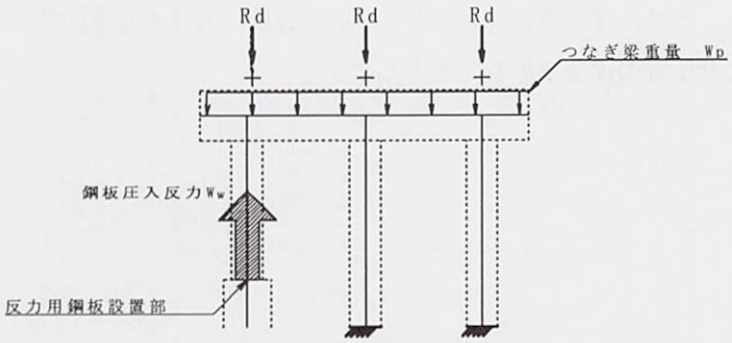


図-4.5.25　照査モデル③

1）検討ケース

各照査モデルの検討を行うにあたり、最後列を補強する場合と中間杭を補強する場合の2ケースについて試算を行った。検討に用いたモデルを図-4.5.26および図-4.5.27に示す。

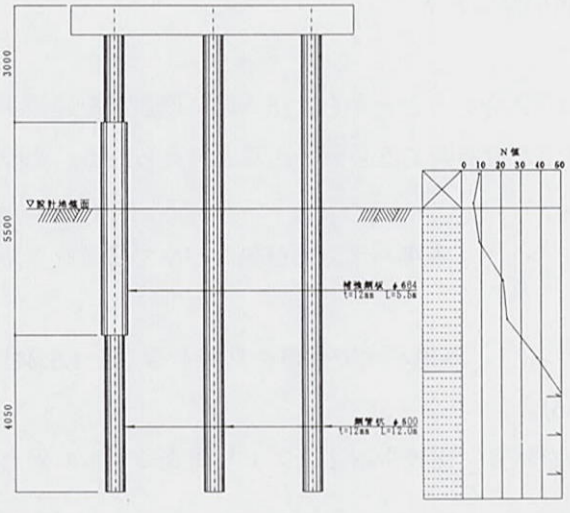


図-4.5.26　1本目の杭に圧入反力を作用させた場合（検討ケース1）

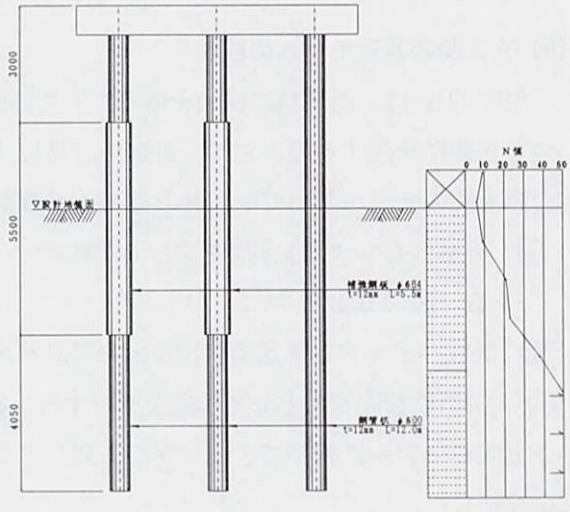


図-4.5.27　2本目の杭に圧入反力を作用させた場合（検討ケース2）

施工時の検討に用いる荷重条件を表-4.5.8に示す。

表-4.5.8　施工時の検討に用いる荷重条件

項　　目	単位	設計値
上部構造部分の重量	kN	760
つなぎ梁の重量	kN	215
既設杭に作用する圧入力	kN	39

2）検討結果

1）の検討ケースにおいて、図-4.5.23～図-4.5.25に示した照査モデルによりつなぎ梁に発生する断面力を表-4.5.9および図-4.5.28～図-4.5.33に示す。

表-4.5.9　各ケースの検討結果

		照査モデル①	照査モデル②	照査モデル③
検討ケース 1	最大モーメント	18.9kN·m	18.6 kN·m	648.5 kN·m
	最大せん断力	41.7kN	41.5kN	314.2kN
検討ケース 2	最大モーメント	29.8 kN·m	29.8 kN·m	319.5 kN·m
	最大せん断力	42.3kN	42.3kN	114.7kN

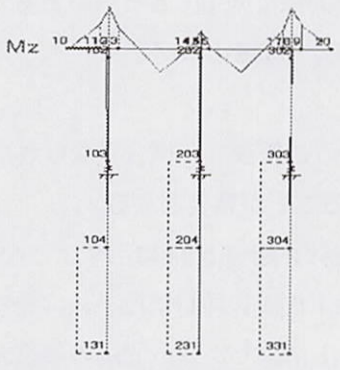


図-4.5.28　照査モデル①
（検討ケース 1）

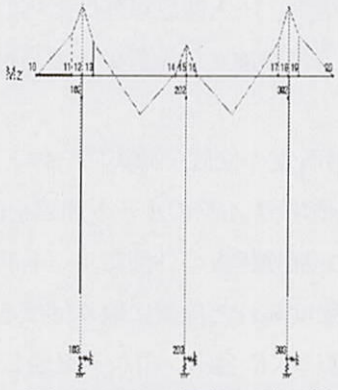


図-4.5.29　照査モデル②
（検討ケース 1）

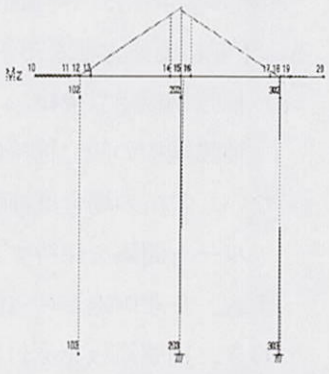


図-4.5.30　照査モデル③
（検討ケース 1）

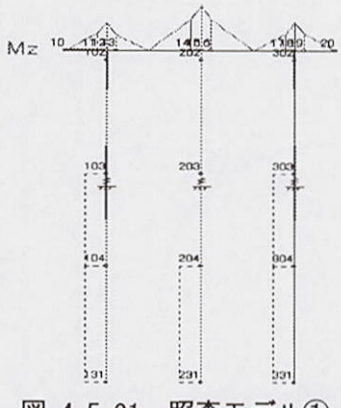


図-4.5.31　照査モデル①
（検討ケース 2）

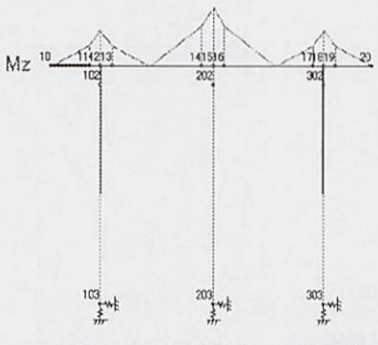


図-4.5.32　照査モデル②
（検討ケース 2）

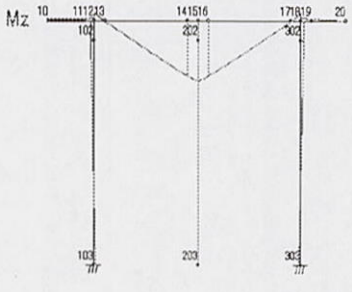


図-4.5.33　照査モデル③
（検討ケース 2）

表-4.5.9 より、検討ケース 1 および検討ケース 2 は、照査モデル①と照査モデル②において計算結果が近い値を示し、照査モデル③は、両者のモデルと比較して大きな違いを生じた。これは、モデル③は鉛直荷重を杭 2 本で支持しているためと考えられる。しかし、SSP 工法による施工において、圧入反力が作用する杭が鉛直荷重に対してまったく支持しないとは考えがたく、実際の挙動を適切に表したモデルとはいい難いと考えられる。次に照査モデル①は、実際の挙動を適切に表したモデルとして考案したが、計算方法が照査モデル②と比較して複雑である。それに対して照査モデル②は、計算モデルが比較的簡単でかつ照査モデル①と計算結果が大きく変わらない。

以上より、施工時の検討モデルとして、照査モデル②が妥当であるものと考えられる。

4.5.3　今後の課題

SSP 工法における今後の課題を以下に記述する。

(1) 施工

1) 斜杭への対応

今まで行った実験および施工実績は鉛直杭であり、斜杭に対しては実証実験等による確認が行われていない。

斜杭の場合には、補強鋼板組立構築、圧入沈設以外は直杭の場合と同様に施工できるものと考えられる。下記に対処方法を示す。今後、試験施工等を行い、妥当性を検証する必要がある。

a) 補強鋼板組立構築

補強鋼板の組立構築は部材が所定の位置で確実に一体となるように管理し、接合しなければならない。斜杭の場合は補強鋼板を溶接する際のルート間隔を保持することが重要となる。

ルート間隔を保持するために、補強鋼板の外面にルート間隔保持材を図-4.5.34 に示すような上端、下端、左右両端から 100mm 程度離れた位置に取り付ける。ルート間隔保持材には予め穴を空けておき、補強鋼板を据付けたときに穴に全ネジボルトを通し、ナットによりルート間隔の調整および保持を行う。図-4.5.35 にルート間隔保持概要図を示す。溶接完了後、ルート間隔保持材を切断し圧入作業を行う。

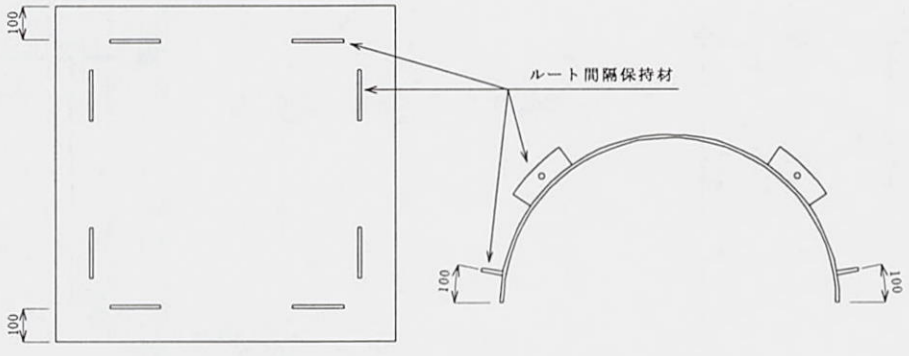


図-4.5.34　ルート間隔保持材の取付位置参考図

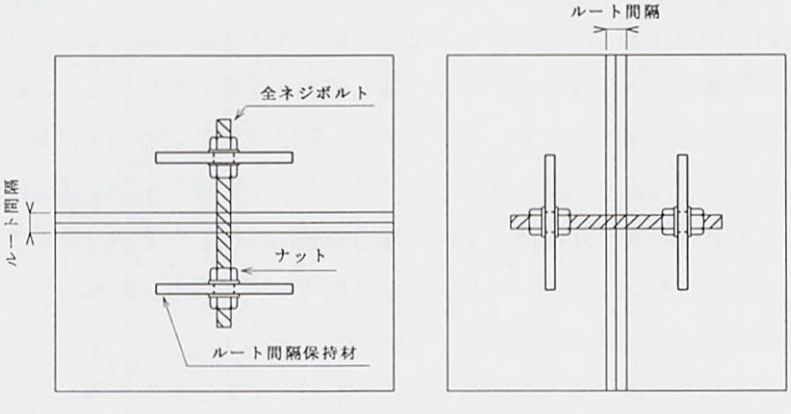


図-4.5.35　ルート間隔保持概要図

b）補強鋼板圧入沈設

補強鋼板は所定の精度で所定の深度まで確実に圧入沈設しなければならない。斜杭の場合の問題点は補強鋼板の沈設精度をいかに確保するかである。

沈設精度を確保するために、補強鋼板の内面に、直杭と同様に既設杭との間隔を確保するためのスペーサを取り付けるが、斜杭の場合は図-4.5.36 に示すように上側に位置するスペーサにローラーを取り付けることにより対処する。

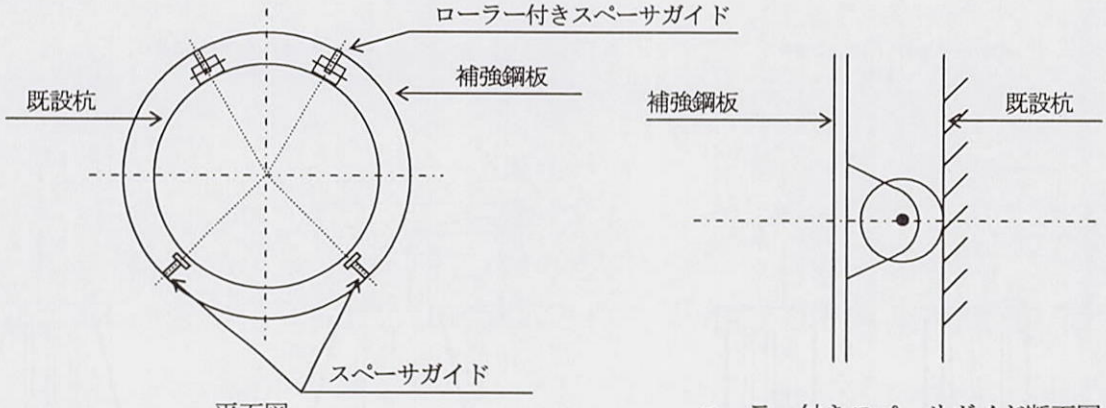


図-4. 5. 36　補強鋼板スペーサ取付参考図

2）空頭制限が厳しい場合の対応

現状では SSP 工法を施工する場合、梁下から水面まで 2.0m程度（水深 2～3m までは簡易仮締切で対応）、陸上施工では、梁下から 2.5m 程度の空頭が必要となる。パイルベント橋には更に厳しい条件の場合が存在し、圧入装置および仮締切方法等をはじめとした仮設方法の工夫が必要である。

3）仮締切方法の更なる検討

水深が深い場合、杭径が大きい場合など、種々な施工条件に対応できる仮締切方法の検討が必要である。

(2) 設計

1）斜杭における設計手法の検討

斜杭が用いられたパイルベント基礎において、SSP 工法による補強を施した場合の設計手法は、検討されていないのが現状である。よって、解析モデルの検討等を行うことで、設計手法の確立を図る必要がある。

2）液状化時の補助工法の検討

液状化時において基礎部の塑性化を考慮した設計を行う場合、応答回転角が許容値を満足しないことが多い。このような場合においても、経済的に SSP 工法による補強を行うため、補助工法を併用した設計・施工法の確立を図る必要がある。

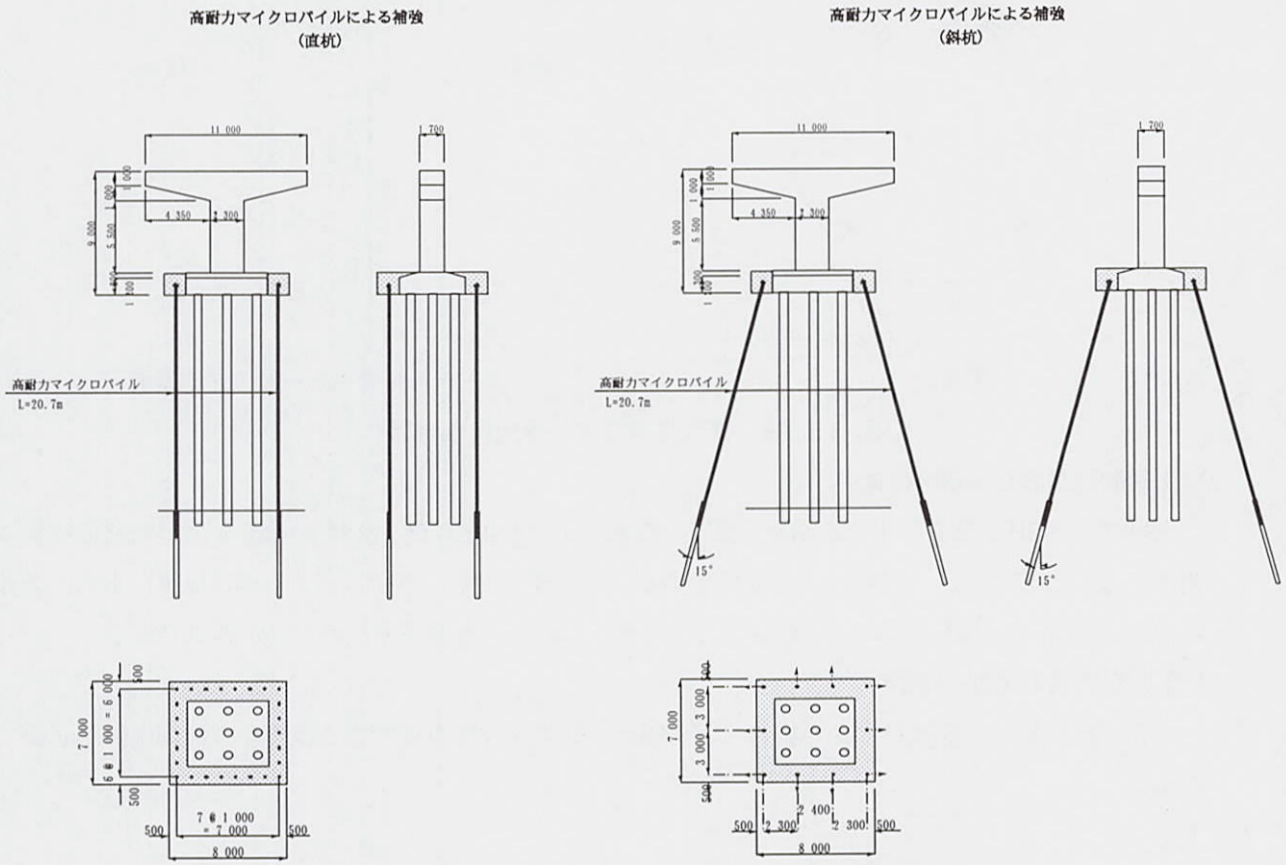
5. 高耐力マイクロパイル工法の施工法に関する研究成果

5.1 制約条件下におけるＨＭＰ工法の施工シミュレーション

5.1.1 検討対象構造物

検討の対象とした構造物は、平成１１年度に実施した地震時保有水平耐力法による試設計[1)]結果から選定した。ＲＣ橋脚と増し杭の諸元を表－5.1.1，5.1.2 に示す。

施工シミュレーションは、非液状化地盤における杭配置を基に、構造物の周辺環境を変化させて行った。



図－5.1.1 施工シミュレーション対象の構造物
（高耐力マイクロパイル工法による既設構造物の耐震補強）

表－5.1.1　補強対象の既設ＲＣ橋脚

適用基準	
鋼道路橋設計示方書　：昭和39年6月　日本道路協会	
道路橋下部構造設計指針杭基礎の設計編：昭和39年3月　日本道路協会	
上部工	
形式	単純工Ｉげた橋
支間長	26.0m
幅員	全幅員　10.0m
支持条件	可動
支承	支承板支承（鋼製）
下部工	
橋脚	単柱式橋脚（Ｔ形橋脚） 矩形断面　2.30×1.70m
基礎	打ち込み式ＰＣ杭　φ600　9本

表－5.1.2　増し杭

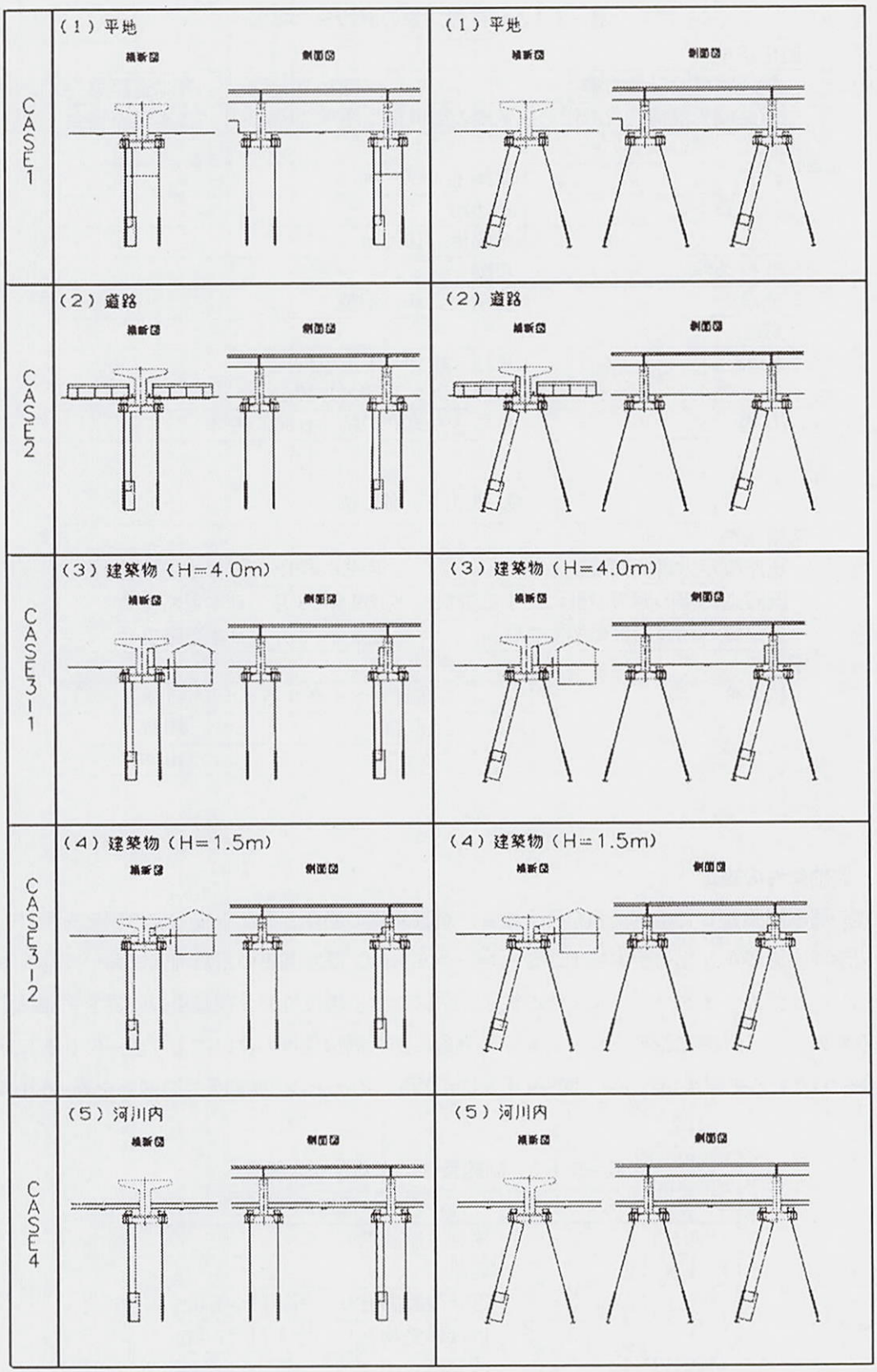
適用基準		
道路橋示方書・同解説　：平成8年12月　日本道路協会		
既設道路橋の耐震設計に関する資料：平成9年　8月　日本道路協会		
道路橋の耐震設計に関する資料　：平成9年　3月　日本道路協会		
増杭工		
杭名称	高耐力マイクロパイル　φ178	
	直杭	斜杭
	26本	10本

5.1.2　制約条件の設定

既設基礎の耐震補強として増杭補強を行う場合、新設基礎の場合と異なる施工上の制約を受け、工費・工期及び周辺環境に影響を与える。本施工シミュレーションは、既設基礎の耐震補強において想定される制約条件を整理し、高耐力マイクロパイル工法の従来工法に対する優位性および適用の限界を明確にすることを目的に行うものである。施工シミュレーションの実施に際し周辺環境の違いにより**表－5.1.3** に示す５ケースの制約条件の異なるモデルを設定し、**図－5.1.2** に示した。各ケースと制約条件の関係を**表－5.1.4** に示す。

表－5.1.3　制約条件によるケース設定

ケース		周辺環境
ＣＡＳＥ１		平地（制約無し）
ＣＡＳＥ２		街路
ＣＡＳＥ３	３－１	近接建築物有り　桁下Ｈ＝4.0m
	３－２	近接建築物有り　桁下Ｈ＝1.5m
ＣＡＳＥ４		河川内



図－5.1.2　設定ケースの構造配置図

表－5.1.4　各ケースと制約条件の関係

施工条件		制約指標	要因子	ケース				
				1	2	3-1	3-2	4
作業空間	桁下の空頭制限	桁下高さ(m)	施工機械の機械高 機械作動時の作業高 材料搬入時のクレーン作業高	○	○	○	◎	○
		張出部高さ(m)		○	○	○	◎	◎
	桁下構造物による平面的なヤードの制約	占有境界線	道路部と橋梁部の管理者間による管理協定に基づく占有境界		◎	○	○	○
		占有時間	使用用途による施工に関する占有時間 桁下構造物の用途 (街路・店舗・駐車場・公園)		○	○	○	
		占有時期			○			○
物による構造条件近接構造物・地下埋設	地下埋設物	許容施工ｸﾘｱﾗﾝｽ	重要度(送電線・送信線・導水路) 地下埋設位置・形状 構造物の構造					
		許容変形量(施工時)						
	近接構造物	許容施工ｸﾘｱﾗﾝｽ	重要度 形状・基礎形態 地盤条件＜掘削＞		○	○	○	
		許容変形量(施工時)			○	○	○	
環境条件	騒音	騒音規制(ホーン)	周辺地域の住居・病院・学校等の立地		○	◎	◎	
		作業時間			○	◎	◎	
	振動	振動規制(dB)	周辺構造物の用途 精密作業への障害 住宅家屋の傾斜・窓戸の開閉障害 地盤条件		△	◎	◎	
	水質汚濁・産業廃棄物	排水規制(pH)	水質利用 漁業協定 注入材品質		○	○	○	◎
河川内の水位による制約条件		河川水位	潮位 降雨記録 河川利用					○

◎：影響が大きい

○：影響を受ける

△：若干の影響を受ける

5.1.3　施工条件

設定した施工制約条件を基に施工を実施する条件を設定した。施工工費を算定する上で表－5.1.5 に示す条件を考慮した。

（1）空頭制限

標準削孔機の打設可能空頭高を 4.0mとしそれ以下の空頭の場合には標準鋼管長 1.5mに対して短尺鋼管1.0mの使用と施工基面の床堀掘削等を実施する。

（2）積算基準

積算は“高耐力マイクロパイル積算資料(案)平成 13 年 3 月高耐力マイクロパイル研究会”に準拠して行った。

労務単価は、平成 13 年度公共工事設計労務単価(東京都)を基準とした。

間接工事費

土工	600 円/m^3
プラント仮設・運搬費	1,000,000 円/一式
シートパイル設置・引抜き工	5,000 円/m　(規格：Ⅱ型)

（3）泥排水処理

河川内施工以外のケースでは設計注入材量に対して 5 倍に希釈された注入排水量を処理するものと仮定する。また、河川内施工の場合には作業時間の 1/2 において削孔泥水が 120 ﾘｯﾄﾙ/分継続して排出されるとした。

河川内施工　：(泥排水量)＝0.12m^3/min×6.0h×60min×作業日数×比重×0.5

市街地・近接施工・河川敷：(泥排水量)＝{A×削孔長×(注入材割増係数)}×5×比重

注入材割増係数：積算基準における地質別に設定される係数

A＝(鋼管内断面積－芯鉄筋断面積)

比重＝1.6

（4）斜杭の施工性

斜杭の施工性を考慮するため現行積算基準に斜杭の補正を行った。現行の積算基準は鉛直杭を対象としており、斜杭の施工性を考慮していない。そのため、斜杭の難易度を考慮するために、3 例の実施事例における鉛直杭と斜杭との施工比較に基づき斜杭の鉛直杭に対する割増し補正係数(＝1.2)を設定した。

表－5.1.5　設定ケースの施工条件

条　件	CASE1	CASE2	CASE3			CASE4
			3－1	3－2		
				その1	その2	
軟弱な作業基盤等のため、削孔機安定のために仮設材等が必要になる場合	－	－	－	－	○	○
作業環境が極めて狭隘で、短尺鋼管の使用等により削孔する場合	－	－	－	○	○	○
削孔ごとに地質を確認する等の必要がある場合	－	－	－	－	－	－
削孔長が25mを超える場合	－	－	－	－	－	－
伏流水、被圧水、逸水などのため、削孔時に相応の措置を講じる場合	－	－	－	－	－	－
削孔の工程が削孔土搬出と競合する場合	－	－	－	－	－	－
エアー削孔が必要な場合	－	－	－	－	－	－
常時作業基盤の整備等の作業が必要な場合	－	－	－	－	－	－
斜杭の施工により削孔機設置と鋼管継手連結が困難な場合	○	○	○	○	○	○
削孔方式	二重管方式 ﾛｰﾀﾘｰﾊﾟｰｶｯｼｮﾝ	二重管方式 ﾛｰﾀﾘｰﾊﾟｰｶｯｼｮﾝ	二重管方式 ﾛｰﾀﾘｰﾊﾟｰｶｯｼｮﾝ	二重管方式 ﾛｰﾀﾘｰﾊﾟｰｶｯｼｮﾝ		二重管方式 ﾛｰﾀﾘｰﾊﾟｰｶｯｼｮﾝ
削孔機	クローラ 88kw	クローラ 88kw	クローラ 88kw	クローラ 88kw		クローラ 88kw
泥排水処理対象	注入材	注入材	注入材	注入材		注入材 削孔水
施工基面掘削高	1.5m	1.5m	1.5m	1.6m	1.5m	3.0m
床堀・締切り山留	有	無	有	有	有	有
防音壁の設置	－	－	○	－	－	－

凡例　○：適用する

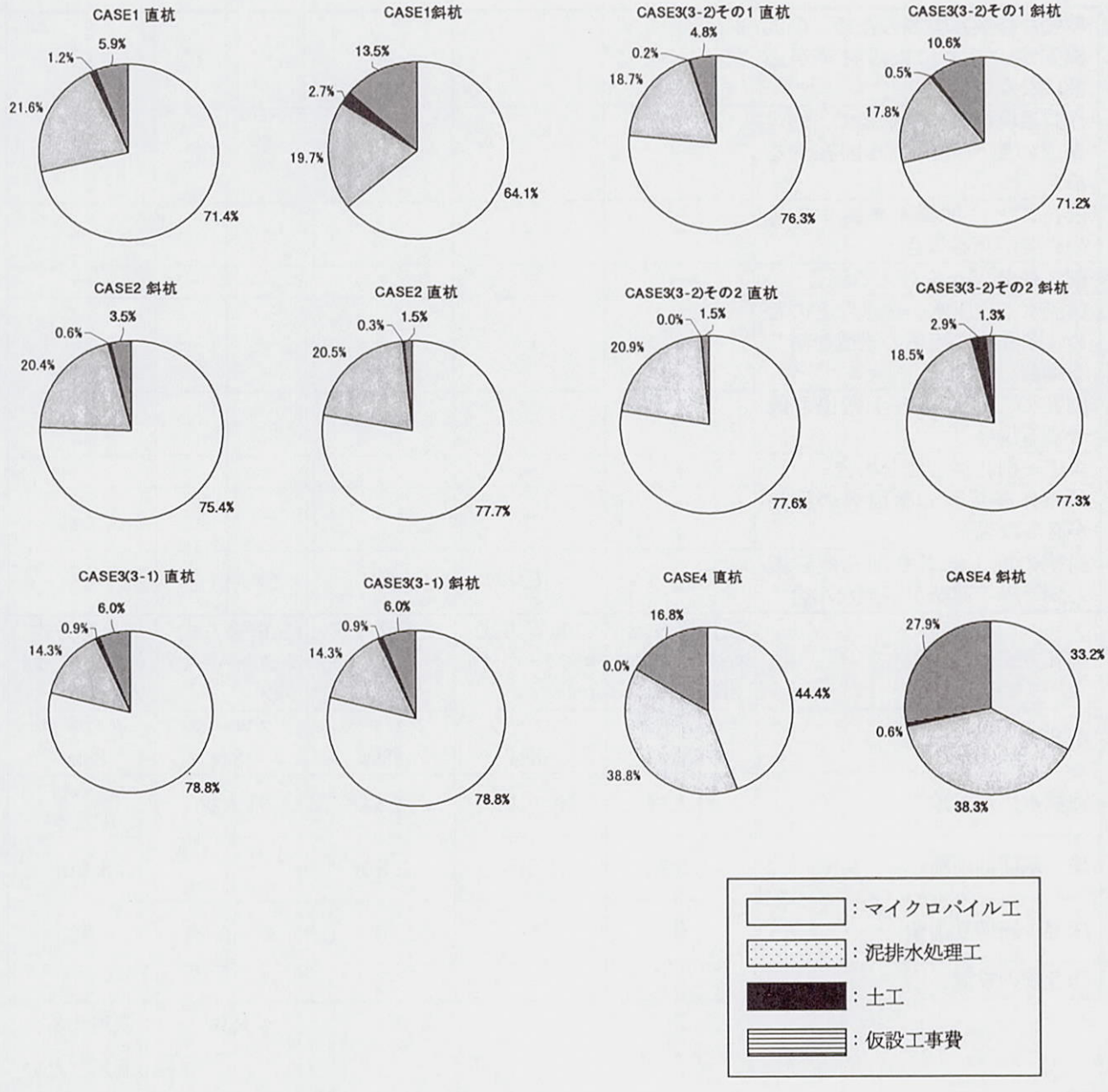
－：適用しない

注）ＣＡＳＥ３－２について作業基盤の掘削時に仮設山留の使用の違いによりその１とその２に区分した。

5.1.4　施工シミュレーション結果と考察

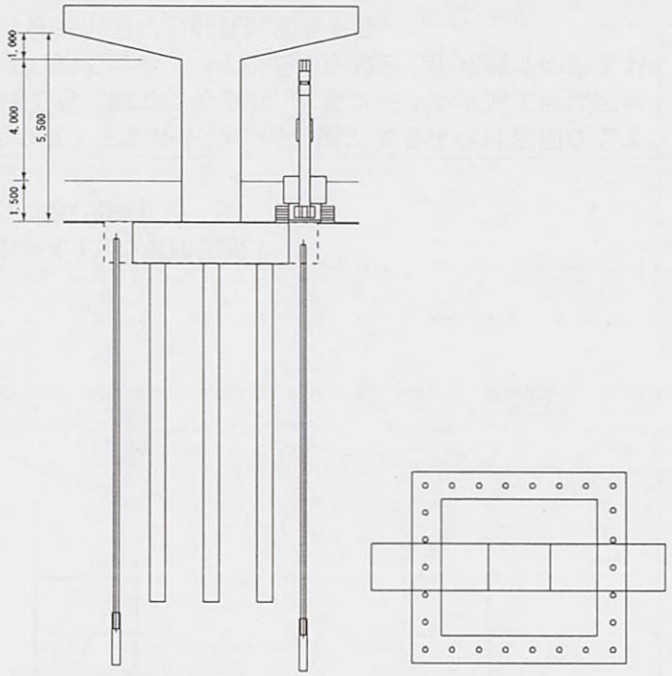
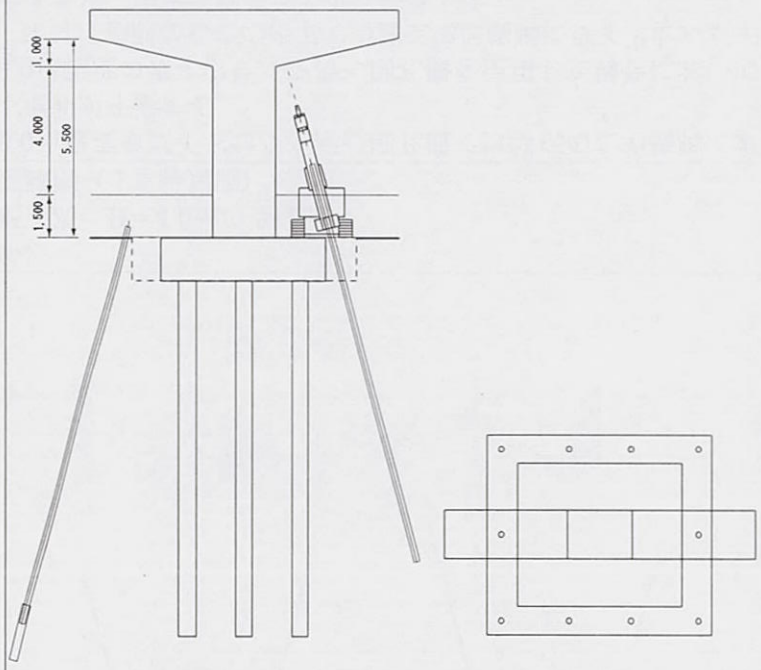
設定した条件に対して施工シミュレーションを実施し、各ケースの結果と全体工事費の構成比を表－5.1.6～11、図－5.1.3に各々示した。

また、制約条件および杭打設角（鉛直杭/斜杭）と全体工費との関係を総括して表－5.1.12、図－5.1.4に示した。

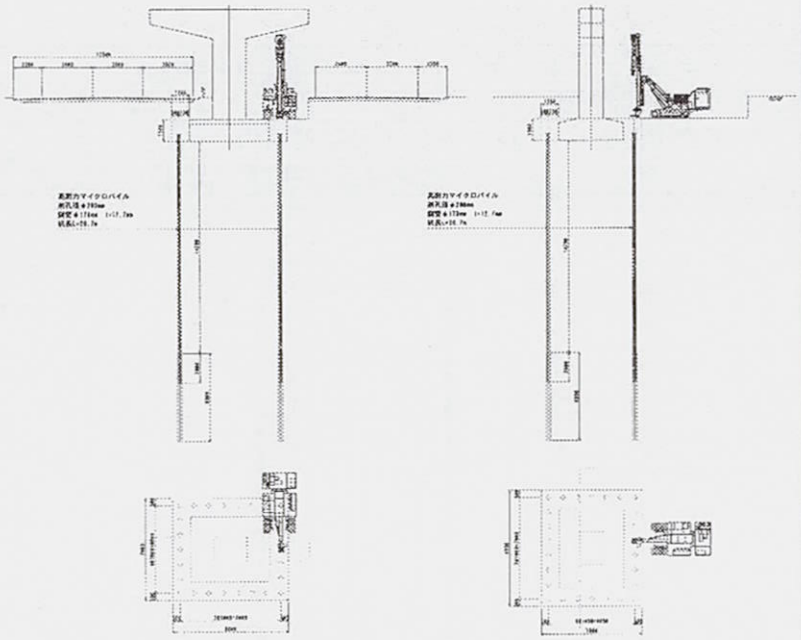
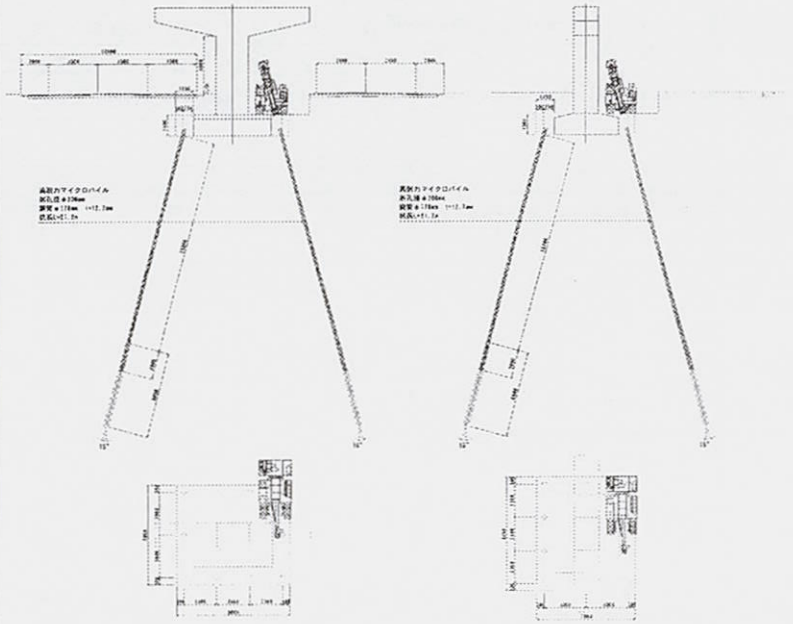


図－5.1.3　全体工事費の構成比

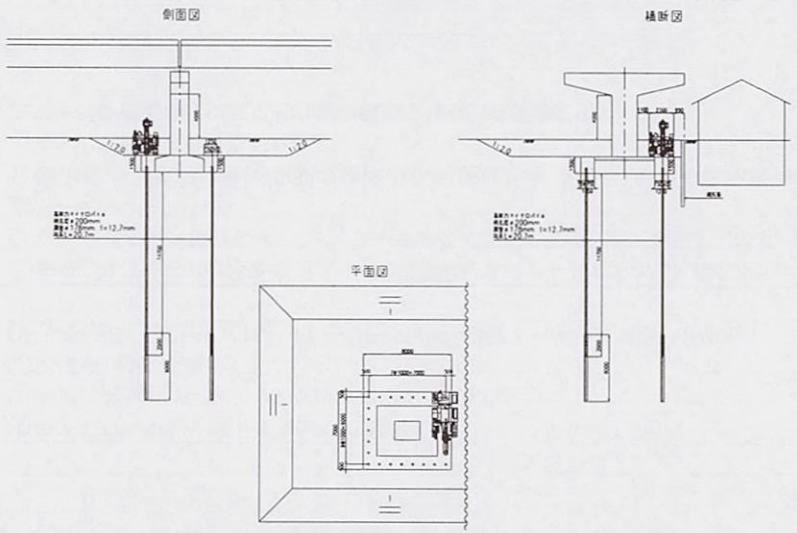
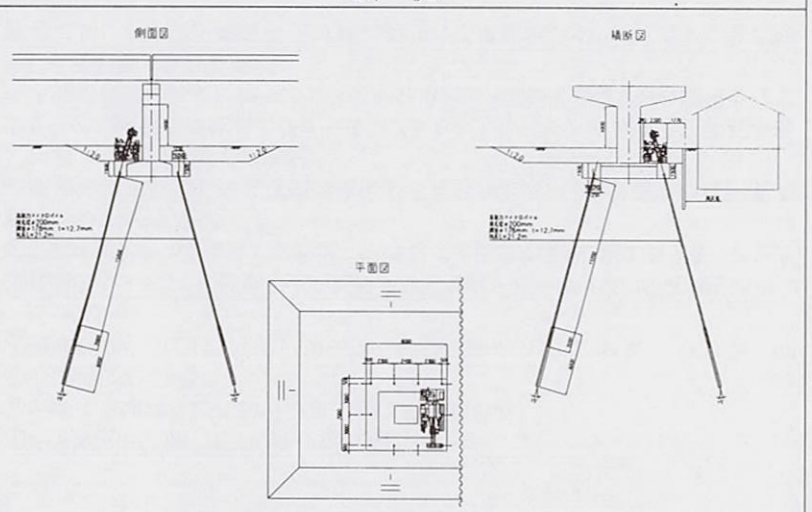
表－5.1.6　施工シミュレーション統括表　ＣＡＳＥ１

		鉛直杭	斜　杭
計画図			
制約条件		・桁下高さ 4.0mの空頭制限 ・河川への排水泥土を流出させないよう処理が必要	
対応策		・拡幅フーチング施工時に床付け掘削をおこなう必要があるので、補強作業前に床付け掘削を行い空頭制限が 5.5mとする。 ・泥土排水処理施設を設置し、削孔残土・グラウト材は産業廃棄物処分場に運搬し投棄処理を行う。	
施工性	削孔性		・高耐力マイクロパイルが鉛直杭の 26 本に比較し、10 本であるため、工期の短縮がはかれる。 ・斜杭の為、直杭に比べ、削孔・鋼管引上げ時に引抜き抵抗が大きくなり、また鋼管継手作業に手間がかかるので、削孔能率が低下する。

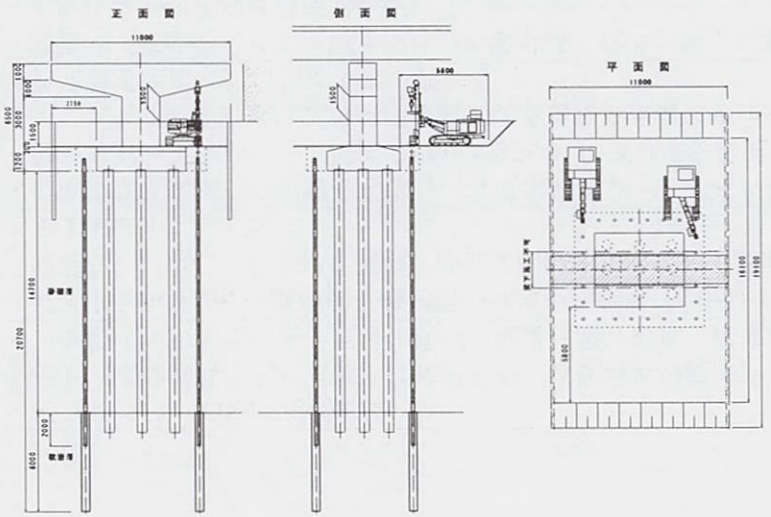
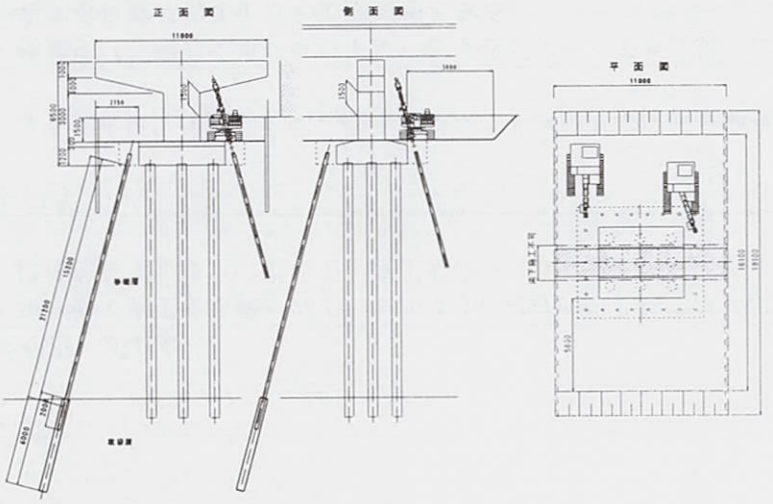
表－5.1.7　施工シミュレーション統括表　ＣＡＳＥ２

	鉛直杭	斜　杭
計画図		
制約条件	・桁下高　H＝4.0mの空頭制限 ・道路内（１車線規制）	・斜杭 ・桁下高　H＝4.0mの空頭制限 ・道路内（１車線規制）
対応策	4.0m程度のガイドセルを持つ削孔機による床付け掘削なしでの桁下での施工も可能ではあるが、拡幅フーチング施工時に床付け掘削が必要であるため、パイル長の削減と、汎用機での施工が可能である床付掘削面での削孔計画とする。	6.0m程度のガイドセルを持つ削孔機では斜杭のため橋脚にガイドセルが干渉する。 4.0m程度のガイドセルを持つ削孔機を使用した場合においても、床付け掘削なしでの桁下での施工では橋脚にガイドセルが干渉するため、床付掘削面での削孔計画とする。
施工性	－	・斜杭のため、鋼管の自重による地山と鋼管及びカップリングの、鋼管引抜き時の引抜き抵抗増加。

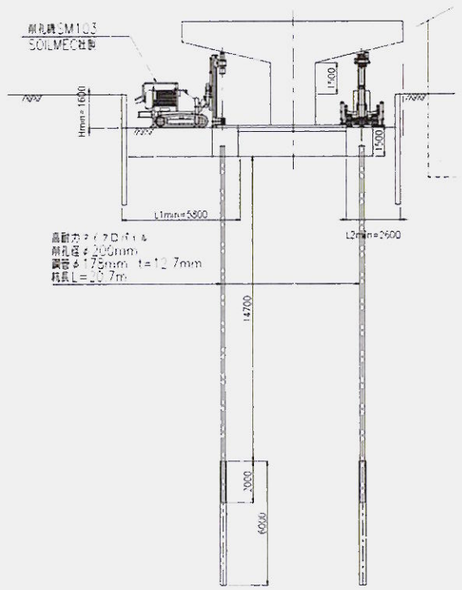
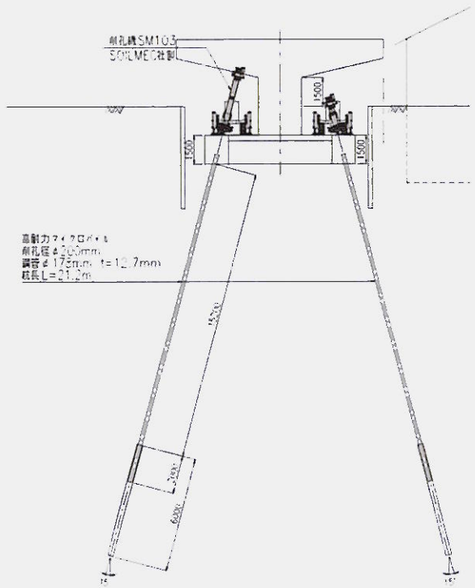
表－5.1.8　施工シミュレーション統括表　ＣＡＳＥ３－１

<table>
<tr><th></th><th>鉛直杭</th><th>斜　杭</th></tr>
<tr><td>計画図</td><td> 
</td><td> 
</td></tr>
<tr><td>制約条件</td><td colspan="2">・桁下高さＨ＝4.0m の空頭制限
・桁下（橋軸直角方向、右側）に家屋有り。官民境界の制限。
・工事場所が市街地の為、近隣住民への配慮（騒音対策、産業廃棄物処理）が必要。</td></tr>
<tr><td rowspan="2">対応策</td><td>・ガイドセル 4.0m 程度の削孔機を用いれば空頭制限（4.0m）は問題ない。但し、今回は作業性、削孔長削減をかねて施工基面を 1.5m掘り下げる。</td><td>・現地盤で施工する際、ガイドセル 4.0m 程度の削孔機では橋脚に接触してしまう。従って、施工基面を 1.5m掘下げる。</td></tr>
<tr><td colspan="2">・掘削に伴う民家への影響を考慮し、官民境界にシートパイル打設を行う。
・騒音対策とし作業ヤード周囲（25m×25m）に遮音板を設置する。
・プラントでの余剰水はＰＨ処理を施し既設道路排水溝に排出する。また、水槽に沈殿した削孔残土・グラウト材は産業廃棄物運搬許可業者経由で処分場に投棄処理する。</td></tr>
<tr><td rowspan="2">施工性</td><td>・補強杭（高耐力マイクロパイル）の本数が多くなり、施工に要する日数が約６９日必要である。</td><td>・補強杭（高耐力マイクロパイル）の本数が少なくでき、施工に要する日数が約４１日と工期短縮となる。
・斜杭にすることでケーシング抜管の抵抗が考えられ、施工手間が大きくなる。</td></tr>
<tr><td colspan="2">・自走式削孔機を使用することで、機械の据え付け作業がスムーズに行うことが可能である。</td></tr>
</table>

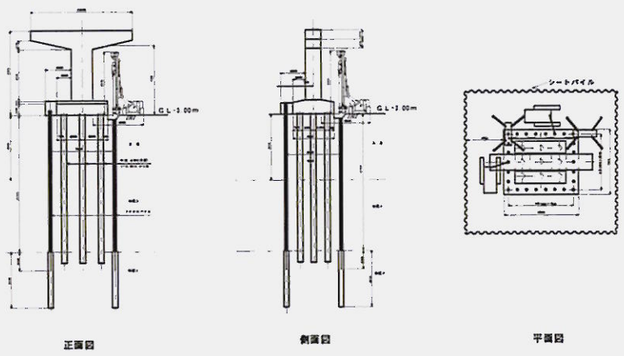
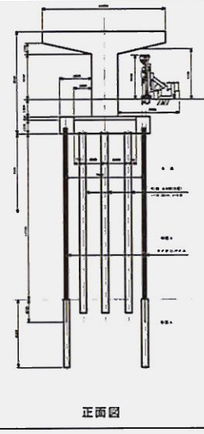
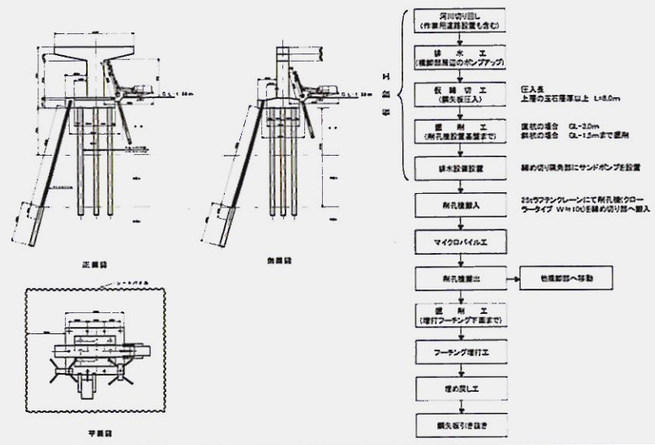
表－5.1.9　施工シミュレーション統括表　ＣＡＳＥ３－２その１

	鉛直杭	斜　杭
計画図		
制約条件	①桁下高H＝3.5m、梁下1.5mの空頭制限 ②桁端に用地境界（施工ヤードは上部工桁幅員のみ） ③近接構造物（建築物） ④機械（掘削・引上げ）性能：クローラータイプ（砂質土：約40m、軟岩：約40m）	①桁下高H＝3.5m、梁下1.5mの空頭制限 ②桁端に用地境界（施工ヤードは上部工桁幅員のみ） ③近接構造物（建築物） ④機械（掘削・引上げ）性能：クローラータイプ（斜杭（15°）　砂質土：約35m、軟岩：約20m）
対応策	①狭隘なスペースでの移動や方向転換が容易なクローラータイプの削孔機を使用。 ②空頭余裕を最大限確保するため、フーチング上面まで床堀し施工基面を下げる。 設計へのフィードバック 1：張出梁の下面部は作業空間の確保が不可能なため、設計段階での杭配置条件として配慮する必要がある。 2：フーチング前面より施工上の最小離隔を確保し杭配置を行う。	①狭隘なスペースでの移動や方向転換が容易なクローラータイプの削孔機を使用。 ②空頭余裕を最大限確保するため、フーチング上面まで床堀し施工基面を下げる。 設計へのフィードバック 1：張出梁の下面部は作業空間の確保が不可能なため、設計段階での杭配置条件として配慮する必要がある。 2：リーダー傾斜時の柱およびフーチングからのクリアランスの確保と芯鉄筋の挿入等の作業に必要なクリアランスを十分検討し、既設構造物からの離隔を設定し平面配置する必要がある。
施工性		直杭に対して、削孔・鋼管引上げ時に発生する摩擦抵抗が大きいため、削孔効率が低下する。

表－5.1.10　施工シュミレーション統括表　CASE3－2 その 2

	鉛直杭		斜杭	
計　画　図				
削　孔　方　式	トップハンマー	ダウンザホールハンマー	トップハンマー	ダウンザホールハンマー
制　約　条　件	桁下 H=1.5m　施工盤は拡幅フーチング掘削時		桁下 H=1.5m　施工盤は拡幅フーチング掘削時	
対　応　策	ﾄｯﾌﾟﾊﾝﾏｰ機ではｶﾞｲﾄﾞｾﾙ長が H=4.5m 程度であり、現状の施工盤では、施工は不可能となる。対応策としては、特殊ｶﾞｲﾄﾞｾﾙの改造と 1.0m ロットの使用が必要となる。	ﾀﾞｳﾝｻﾞﾎｰﾙ専用機を使用することにより、ﾄｯﾌﾟﾊﾝﾏｰ機に比べてﾄﾞﾘﾌﾀｰ（打撃を与える部分）部がないため、ｶﾞｲﾄﾞｾﾙが短くできるので 1.5m ﾛｯﾄの使用が可能である。また、削孔機は専用機となるが、標準型で改造の必要はない。	ﾄｯﾌﾟﾊﾝﾏｰ機ではｶﾞｲﾄﾞｾﾙ長が H=4.5m 程度であり、現状の施工盤では、施工は不可能となる。対策としては掘削盤をさげて施工することとなる	ﾀﾞｳﾝｻﾞﾎｰﾙ専用機を使用することにより、ﾄｯﾌﾟﾊﾝﾏｰ機に比べて、ｶﾞｲﾄﾞｾﾙが短くできる。しかし、標準型ではｶﾞｲﾄﾞｾﾙ長が長い為、施工不可能となるが、ｼｮｰﾄﾌﾞｰﾑ仕様（H=2.1m）があるため改造の必要はないがﾛｯﾄ長は 1.0mﾛｯﾄとなる。
施　工　性	ﾄｯﾌﾟﾊﾝﾏｰ機は粘性土・砂質土の様な地盤ではﾀﾞｳﾝｻﾞﾎｰﾙﾊﾝﾏｰよりも適しているが、硬岩等の地盤にはあまり適さない。また、基本的に送水削孔のため、泥排水処理が必要となる。	ﾄｯﾌﾟﾊﾝﾏｰに比べて、比較的硬い地山を得意といる工法であるが、若干送水をすることにより、ﾄｯﾌﾟﾊﾝﾏｰと同等程度の削孔能力が出せる。また、削孔は乾式二重管削孔を基本とするため、地山の崩壊・緩み等の発生はない。 削孔ﾋﾞｯﾄはﾛｽﾄﾋﾞｯﾄﾀｲﾌﾟであるので、HMP1 本に 1 個のﾛｽﾄﾋﾞｯﾄが必要となるため、短尺なものについては、ｺｽﾄｱｯﾌﾟとなる。	ﾄｯﾌﾟﾊﾝﾏｰ機は特にｸﾞﾗｳﾝﾄﾞｱﾝｶｰ用に使用される機械であるため、斜杭施工には適している。しかし、ガイドセル長がダウンザホールハンマー機より長く必要となる。	ﾀﾞｳﾝｻﾞﾎｰﾙﾊﾝﾏｰ専用機は、斜杭施工は可能ではあるが、直杭施工に対して機械が多少不安定となるため、機械設置等に多少制約がある。また、斜杭施工となるとｽﾗｲﾑ処理等に若干の改良が必要となる

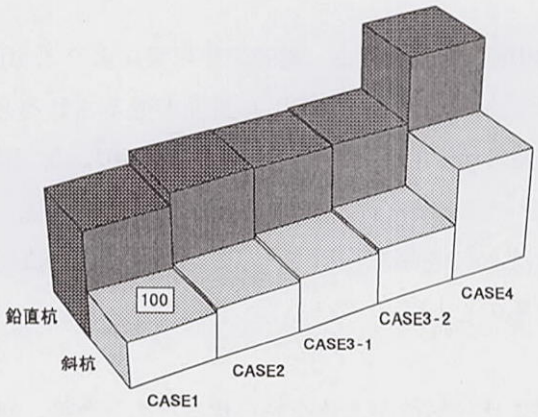
表－5.1.11 施工シミュレーション統括表 CASE4

<table>
<tr><th></th><th colspan="2">鉛 直 杭</th><th>斜 杭</th></tr>
<tr><td>計画図</td><td>施工基面 GL-3.0m
 
</td><td>施工基面 GL±0
 
</td><td> 
</td></tr>
<tr><td>制約条件</td><td>◆河川内水位による制約条件：
①仮締切面積が16m×15m=240m2程度必要。
②河川内の仮設道路等の地盤高さは河川計画によるH･W･L以上。
◆作業空間による制約条件
①施工基面をGL-3.0mと考えた場合の桁下空頭制限は7.35m。GL±0と考えた場合の桁下空頭制限は4.35m。
②マイクロパイルとフーチング天端の離れが0.5m以上。
③壁面とのクリアランスが0～0.8m程度。
◆削孔に関する制約条件
①マイクロパイル施工時の機種はﾛｰﾀﾘｰﾊﾟｰｶｯｼｮﾝﾀｲﾌﾟで打撃エネルギーが600N-m、トルク8,000N-m以上必要。
②削孔角度は0～140°の範囲で調整可能であること。
③使用するケーシングの長さは1.5～2.0m程度。
④シートパイル施工時の桁下空頭制限2.9m（現況地盤で）。
⑤シートパイル施工時の機種は、玉石層へ圧入する能力を有する機種。</td><td>◆河川内水位による制約条件：
①仮締切面積が19m×18m=342m2程度必要。
②河川内の仮設道路等の地盤高さは河川計画によるH･W･L以上。
◆作業空間による制約条件
①桁下による空頭制限5.7m、橋脚による空頭制限4.2m。
②マイクロパイルとフーチング底盤の離れが0.75m以上。
③壁面とのクリアランスが0.5m程度。
◆削孔に関する制約条件
①マイクロパイル施工時の機種はﾛｰﾀﾘｰﾊﾟｰｶｯｼｮﾝﾀｲﾌﾟで打撃エネルギーが600N-m、トルク8,000N-m以上必要。
②削孔角度は-15°～140°の範囲で調整可能であること。
③使用するケーシングの長さは1.0～1.5m程度。
④シートパイル施工時の桁下空頭制限2.9m（現況地盤で）。
⑤シートパイル施工時の機種は、玉石層へ圧入する能力を有する機種。</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="2">◆周辺環境による制約条件
①施工箇所より川下でのPHが5.8(指標値)。
②マイクロパイル、シートパイル施工時の騒音が85ﾎｰﾝ以下、振動が75db以下であること。
③排水のPHが5.8～8.6の範囲であること。</td></tr>
<tr><td>対応策</td><td>◇河川内水位による制約について
①河川内に築堤後河川を切り周し、シートパイルを打設し止水をおこなう。平面的なヤードとして（シートパイルによる締め切り範囲）既設フーチングから4.0m程度必要である。
②渇水期に施工する事としH･W･Lで築堤を設ける。
◇作業空間による制約について
①施工基面をGL-3.0mと考えた場合、最小空頭制限は7.35mとなるため6.0m程度のガイドセルを有する施工機械を使用する。
施工基面をGL±0と考えた場合、最小空頭制限は4.35mとなるため4.0m程度のガイドセルを有する施工機械を使用する。
②マイクロパイルとフーチング天端の離れを0.5m以上確保する。
③壁面とのクリアランスを0.5m～0.8m程度確保する。
◇削孔に関する制約について
①削孔時の反力がとりやすく、施工能力の高いクローラタイプの削孔機(140PS級）の削孔機を用いる。
②既存のクローラタイプの削孔機で対応が可能である。
③市販のケーシングを使用できる。
④有効クリアランス2.9m以下で施工ができる桁下施工用バイブロを用いる。
⑤圧入のみで施工が難しいと考えられる場合は、ウオータージェット等の方法で施工を行う</td><td>◇河川内水位による制約について
①河川内に築堤後河川を切り周し、シートパイルを打設する。平面的なヤードとして（シートパイルによる締め切り範囲）既設フーチングから5.5m程度必要である。
②渇水期に施工する事としH･W･Lで築堤を設ける。
◇作業空間による制約について
①施工基面をGL-1.5mと考えた場合、桁下空頭制限は5.7mとなるため5.5m程度のガイドセルの使用が可能であるが、横断方向では桁下の空頭制限は7.5mあるが、マイクロパイル打設位置と橋脚の位置関係が制約となり、4.2m以下のガイドセルを使用しなければならない。
②マイクロパイルとフーチング天端のクリアランスを0と考えると、フーチング底盤で0.7～0.8m程度の離れが必要である。
③既設橋脚にキズを付けないために0.5m程度のクリアランスが必要である。
◇削孔に関する制約について
①削孔時の反力がとりやすく、施工能力の高いクローラタイプの削孔機(140PS級）の削孔機を用いる。
②角度調整時既存の削孔機で対応が不可能な場合は、テーパー状の架台、盛土等により対応する。
③ガイドセル長が4m以下となるため、削孔機の改造が必要である。また短尺用鋼管を使用する必要がある。
④有効クリアランス2.9m以下で施工ができる桁下施工用バイブロを用いる。
⑤圧入のみで施工が難しいと考えられる場合は、ウオータージェット等の方法で施工を行う。</td></tr>
<tr><td></td><td colspan="2">◇周辺環境による制約について
①河川の濁度、ＰＨを施工位置の川下で定期的に測定し確認する。
②低振動低騒音の機種を選定することにより施工可能である。
③中和槽、中和装置を使用し排水処理を行う。</td></tr>
<tr><td>施工性</td><td>施工場所が河川内のため仮設工の施工においても制約条件が生じる。マイクロパイルの施工は既存の機械で施工が行えるが、施工基面の位置により使用する施工機械が異なる。玉石層の削孔が行える機種を選定する必要がある。</td><td>仮設工についてはほとんど直杭と同様だが、斜杭では削孔機戒の配置上平面的なヤード（仮締め切りの範囲）が直杭の場合より広く必要である。マイクロパイルの施工は、橋脚と削孔機の位置関係によりガイドセル長が4.0m以下となるため、既存の削孔機を改造して使用する事になる。鋼管についても短尺なものを使用する。</td></tr>
</table>

表－5.1.12　制約条件における各ケースの工費比較

ケース		周辺環境	直杭	斜杭
ＣＡＳＥ１		平地（制約無し）	230	100
ＣＡＳＥ２		街路	258	108
ＣＡＳＥ３	３－１	近接建築物有り　桁下　Ｈ＝4.0m	256	117
	３－２	近接建築物有り　桁下　Ｈ＝1.5m	259	124
ＣＡＳＥ４		河川内	401	242

注：ＣＡＳＥ１の斜杭を 100 とした値



図－5.1.4　制約条件における各ケースの全体工事費比較

表－5.1.13　制約条件における各ケースの単位杭長当りの工費比較

ケース		周辺環境	直杭	斜杭
ＣＡＳＥ１		平地（制約無し）	100	110
ＣＡＳＥ２		街路	112	119
ＣＡＳＥ３	３－１	近接建築物有り　桁下　Ｈ＝4.0m	111	129
	３－２	近接建築物有り　桁下　Ｈ＝1.5m	112	137
ＣＡＳＥ４		河川内	174	266

注：ＣＡＳＥ１の鉛直杭を 100 とした値

（１）制約条件による施工性、工費の影響

ａ）鉛直杭と斜杭

斜杭と鉛直杭の削孔機配置の違いによる仮設工事費の差が小さいために、鉛直杭と斜杭に関係無く締切工の仮設工事費が高いＣＡＳＥ４以外は、鉛直杭と斜杭の工事費内訳構成の傾向は、ほぼ同じである。橋梁規模に対してパイル規模の少ない計画の場合は、間接工事費の影響が大きくなる。

ｂ）ＣＡＳＥ２（街路）

施工基盤をフーチング底版まで掘削床付けする計画は、路盤構造を考慮し山留め架設を避けている。掘削深さを小さくするため掘削床付け面はフーチング天端とし、フーチング天端面からの桁下高さは 3.5mまでに適用が限定される。このため、限定した適用条件下では制約条件の影響は少ない結果となった。

c）ＣＡＳＥ３（近接建築物、桁下制限）

近接建築物の影響は防音壁の設置工程度であり、桁下制限は掘削規模が大きくないために仮設工事費への影響は少なく全体工事費を大幅に押し上げていない。

d）ＣＡＳＥ４（河川内施工）

河川内施工等の削孔泥水を泥排水処理する場合には、削孔作業中の削孔水量に対して処理費用が発生するために、工費を押し上げる要因となっている。

河川水位によりドライワークを確保するため、完全締切とする仮設工事費の占める割合が高い。

（２）適用性

a）桁下高さの制約は、汎用削孔機の大きさ、鋼管の単尺長により3.5mに限定される。このため、桁下高さが3.5m以下の場合は、掘削により施工基盤面の低下させる必要がある。

１車線占有による道路交通の切り回しが困難な街路部の適用には、床堀掘削ができないため桁下高さによる制約がある。

b）現在、斜杭の打設角度は20°を限界としているため、斜杭と鉛直杭の削孔機配置の違いによる間接工事費の上昇を小さなものとしている。

（３）課題

a）試設計において鉛直杭に比べ斜杭が本数を減らせるため、今後、斜杭により計画されることが予想される。斜杭の影響を十分に考慮した工費を算定するために、施工制約条件下での鉛直杭と斜杭の施工性比較データを収集する必要がある。

b）桁下制限を改善するためは、鋼管継手のコストダウンとともにガイドセル長を短縮した超低空頭用の専用削孔機の開発を進める必要がある。

c）河川内の施工に際し削孔水の泥排水処理費を低減させるために、削孔水の循環使用設備の整備に留意する必要がある。また、制約条件に関係なく排出される注入材による排水についても、効率よく処理出来る装置開発を検討する。

【参考文献】

1）建設省土木研究所他：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書(その１)　平成12年８月　p117～p140

5.2　インティグリティ試験による品質管理の適用性検討

5.2.1　目的

高耐力マイクロパイル（以下、HMP）は、定着部分のグラウトを加圧注入することで高い周面摩擦力が期待できるようにした構造となっている。このため、支持力は定着部の周面摩擦力に大部分を依存しており、定着部が設計どおり形成されていることが重要である。完成杭体の出来形確認の簡便な計測方法として、インティグリティ試験（以下、IT と称す）によって断面形状やクラック有無を確認し品質管理を行う方法が考えられるが、構造が複雑なHMPに対するITによる品質管理の適用可能性について検討が必要である。昨年度は、気中に設置したHMPにてITの適用性について検討を行った。それに引き続き、今年度は、実際のHMPと同様に鋼管内にセントライザー等を設置した試験杭を地盤に埋設し、それらが反射特性に及ぼす影響、及び、地盤抵抗の影響について検討を行った。また、実現場において、ITを実施した結果についても報告する。

5.2.2　IT概要

ITとは、図-5.2.1に示すように杭頭をハンドハンマで軽打することにより低レベルのひずみを発生させ、そのときの杭の応答を加速度計等で計測して杭の健全性を調査する試験法である。図-5.2.2の様に杭先端からの反射波が杭頭に戻ってくるまでの時間を計測することによって、杭長が推定できる。また、杭の断面や材質が変化する部分、クラックが発生している箇所等からの反射波により、その形状及び発生箇所を推定することも可能である。

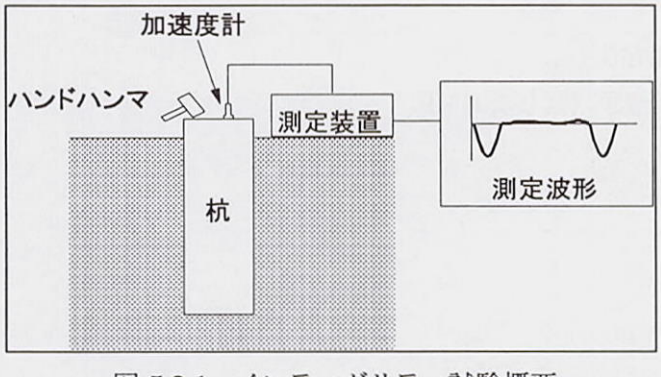


図-5.2.1　インティグリティ試験概要

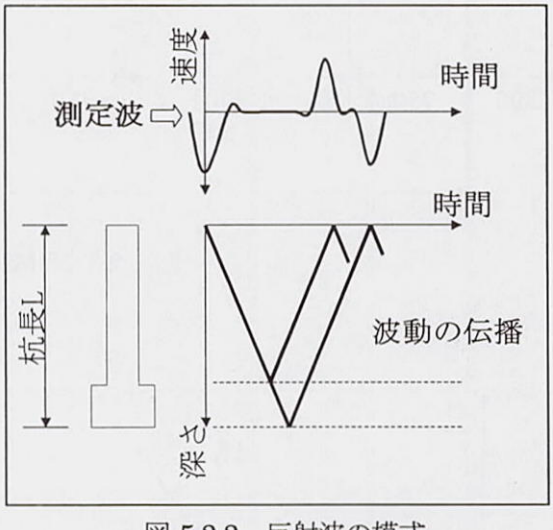


図-5.2.2　反射波の模式

5.2.3　実験方法

HMP の反射波特性の解明を目的として、実物大の HMP 試験杭を作成し、IT を実施した。実験に使用した試験杭は実際の HMP をモデル化したもので、図-5.2.3 に構造図を示す。長さ 1.5m の鋼管（外径 178mm、肉厚 12.6mm）3 本を継手にて連結し、その中に鉄筋（異形棒鋼 SD345, D51）を設置し、実際の HMP と同様にセントライザー及び継手を取り付けた。鋼管内にはグラウト材としてセメントミルク（W/C=45%）を充填し、杭の先端にはグラウトによる拡大部も付加して作成した。試験はグラウト充填から 28 日経過後（グラウトの圧縮強度 37N/mm^2）に実施した。また、周辺地盤による反射波への影響を調べるために、試験杭を気中での IT 終了後に、図-5.2.4 のように土中に埋め、再度 IT を実施した。実験地盤には砂質土（湿潤密度 1.634g/cm^3、含水比 10%）を使用し、締固め度 90%の均質な地盤とした。試験は、杭頭に加速度計を特殊な粘土で固定し、プラスチックハンマーで杭頭を軽く打撃して行った。サンプリング周波数は 200kHz、サンプリング長は波動が 2 往復する程度とし、再現性のある波形が最低 3 波形得られるまで計測を行った。

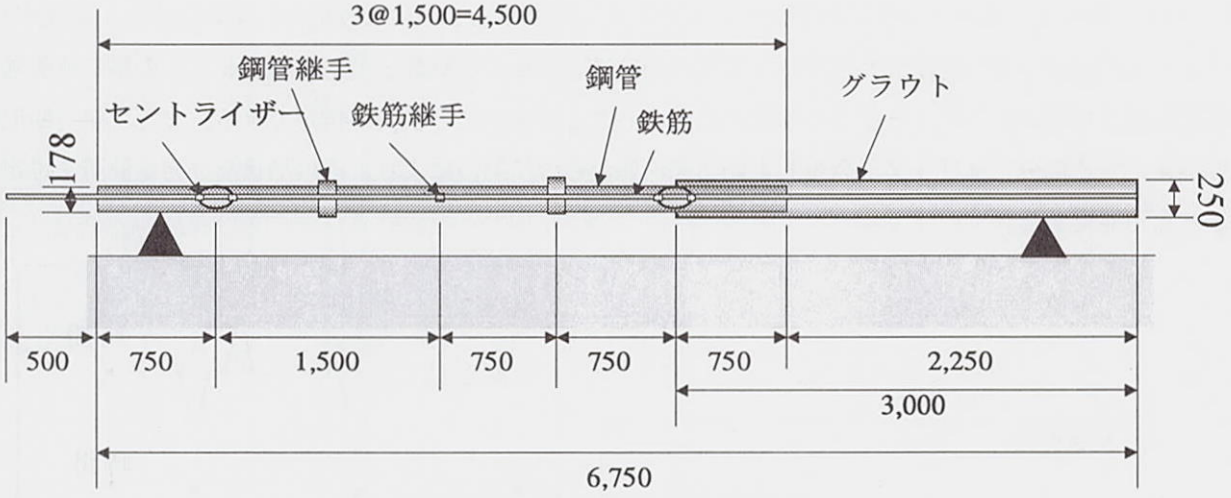


図-5.2.3　HMP 構造図（健全な HMP）

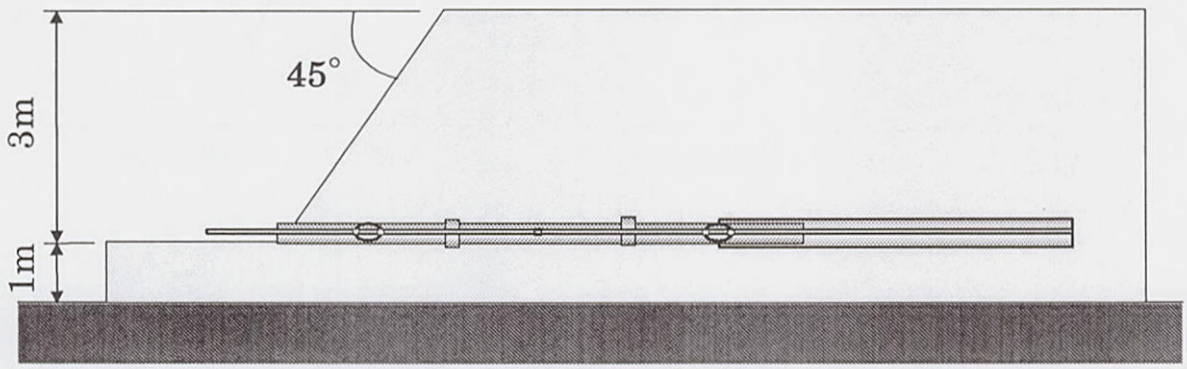


図-5.2.4　試験杭の埋設状況

5.2.4　実験結果

ITによる計測結果を図-5.2.5に示す。HMP試験杭における波動の伝播速度を杭長から逆算すると約4,000m/secであり、一般的な場所打ち杭と同程度であった。図-5.2.5における土中試験による計測結果（実線）は、波形に増幅処理を施したものである。空中試験と土中試験の計測結果を比較すると、同様な速度波形が描かれており、土中に埋設されたHMPにおいても、波形に増幅処理を施すことにより、地盤による波動減衰の影響を低減できることがわかる。また、鋼管先端、杭先端部からの反射が明確に観察されている。鋼管先端からの反射波は実際の位置と若干ずれているが、これは、鋼管とグラウトでの波動の伝播速度が若干異なるためである。微弱な反射波ではあるが、鋼管中のセントライザーや鉄筋継手からと思われる反射波も計測されているが、鋼管内は構造が複雑なため、どの部分からの反射波かは、明確には断定できない。

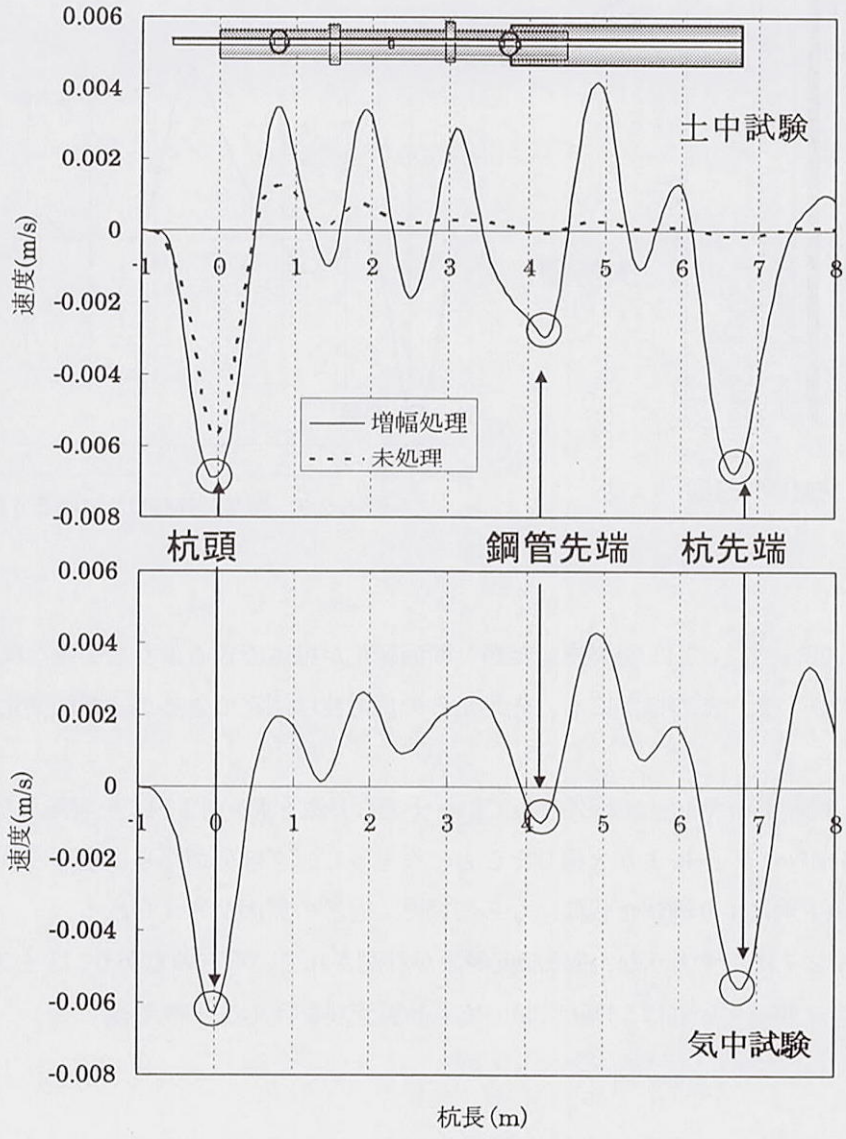


図-5.2.5　IT試験結果

5.2.5　実現場のHMPにおけるIT試験

実現場におけるHMPに対してITを実施し、現場におけるITの適用性について検討を行った。試験を実施したHMPの構造図を図-5.2.6に示す。このHMPに使用されている鋼管、異形棒鋼等の部材は試験杭に使用したものと同様のものである。計測波形を図-5.2.7に示す。この波形は、得られた速度波形に増幅処理およびノイズをカットするためのフィルター処理を施したものである。試験杭に見られたような、鋼管先端部からの明確な反射波は得られていないが、グラウト拡大部からは明確な反射波が得られた。しかし、拡大部からの反射波は4.5mの部分に発生するはずであるが、それよりも浅い付近に現れており、この誤差は、鋼管部と定着部での伝播速度の違いの他に、現場の地盤は玉石を多く含んでいたために、定着部を形成する際に周辺地盤にグラウトが広がり、設計よりも長い定着部が形成されたものと推測される。

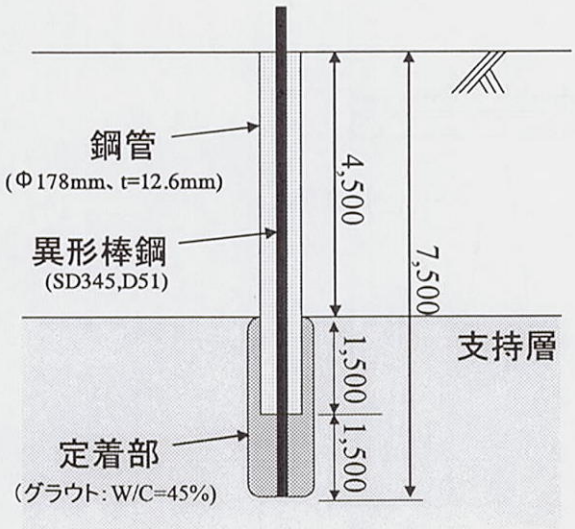


図-5.2.6　HMP 構造図

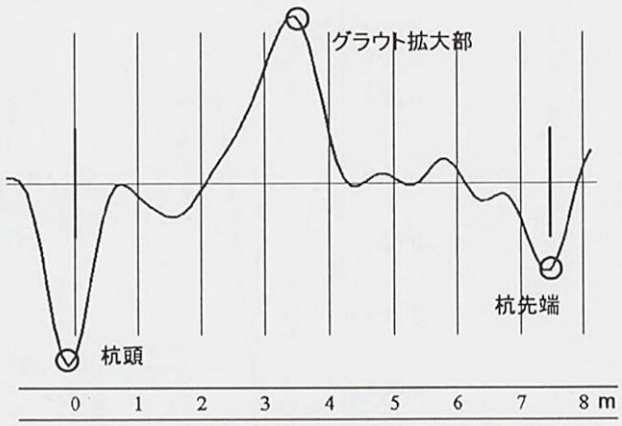


図-5.2.7　現場 HMP における IT 結果

5.2.6　IT 結果考察

今回、10 本程度の HMP に対して IT を実施したが、断面変化が推定できるような明確な反射波が計測できたものは、1 本のみであった。そのほかにも、先端からの反射波は測定できるが、断面変化が測定できないもの等も見られる。

この原因としては、杭頭部のキャッピングをしてから十分な日数をおかずに IT を実施したため、打撃の際に、キャッピング部分がハンマーにより欠損したこと、キャッピング部分が平らに整形されていなかったこと、また、杭頭部が地下水により濡れた状態になっていたこと等の原因が考えられる。

しかしながら、図-5.2.7 に示すような、正確な反射波が計測されているものもあり、IT を実施する条件（キャッピング状態等）さえ整っていれば、HMP においても品質管理を行えると考える。

5.2.7　IT試験における注意事項

今回の計測結果を踏まえて、現場のHMPにおいて、ITを実施する場合の注意事項を以下に示す。

（1）　杭等処理に関する注意

①　キャッピング部のグラウト強度が鋼管内のグラウト強度と同程度になるまで養生期間をおくこと。

杭中のグラウト部分とキャッピング部の強度が異なる場合、強度境界部分からの反射波により、杭先端部を確認できない。また、キャッピングしてから1日程度しか経っていない場合、ハンマーの打撃により、キャッピング部が欠損し、適切な波形を入力することができない。このため、キャッピングをしてから1週間程度は養生期間をおきITを実施するのが望ましい。

②　杭頭部は、きれいな平面に整形しておくこと。

杭頭部がきれいに整形されていない場合、打撃の際に適切な波形を入力できないことが多い。このため、杭頭部はグラインダー等で研磨し、きれいな平面に整形しておく。また、キャッピング表面に浮きが生じた部分がある場合、異常な波形を計測する場合が多いので注意が必要である。

③　杭頭部を空気乾燥させておくこと

杭頭部が濡れていると、加速度計と杭との接着が悪くなり、良いデータを計測できない場合が多い。水気を取り乾燥状態にしておくことが望ましい。

（2）　事前準備

①　地盤のボーリングデータ

地盤の強度が大きい場合、杭先端部からの反射波が明確に捉えられないことがある。また、地層境界部等の地盤強度が変化する場所においては、地盤からの反射波を計測することがある。計測波形を解析するにあたり、反射波が地盤からなのかクラックからなのかを判定するためにボーリングデータは必ず必要である。

②　マイクロパイル構造図

事前にマイクロパイル中のセントライザーの位置や鋼管長を事前に把握することによって、反射波形の推定が可能である。マイクロパイルの場合、鋼管長ははっきりとわかっているため、定着部が設計どおりにできているかが問題となり、HMP構造がわかれば、定着部に着目した解析が可能となる。

③　グラウトの弾性係数

波動伝播速度を算出するためには、グラウトの弾性係数が必要である。杭頭を打撃することにより杭体中を伝播する応力波の速度は、波動理論により次式で与えられる。

$$c = \sqrt{E/\rho}$$

c：波動伝播速度(m/s)

E：弾性係数(N/m^2)

ρ：密度 (kg/m^3)

伝播速度に正しい値を使えば、クラックや断面変化位置を高い精度で計測することが可能である。

過去のデータよりマイクロパイル中の波動伝播速度は3500m/s～4000m/sであることがわかっているので、弾性係数の計測が困難な場合は、それを用いても良い。尚、伝播速度は養生日数や品質によっても変化するので注意が必要である。

（3） インティグリティ試験を行う際の注意事項

① 加速度計は鉛直に設置すること。

反射波を正確に捉えるために、加速度計は、キャッピングに浮きがなく、平らで、乾いている場所に杭に対して垂直に設置すること。

② 打撃位置は加速度計から90°の位置とすること。

気中HMP模型でのIT実験において、打撃位置を変えて計測した結果、加速度計より90°の位置を打撃したものは、適切な反射波を計測する傾向にあった。もし、これでも、適切な反射波が得られない場合は、加速度計及び打撃位置を変化させると良い波形が得られる場合もある。

③ 再現性のある３波以上の計測を行うこと。

試験は１本の杭に対して３波以上の計測を行い、それぞれの波形の再現性を確認する。再現性の得られる波形が測定できない場合は、加速度計の位置や打撃位置を変えて測定する。

④ 適切なハンマーの選定を行うこと。

ハンマーの種類によって入力波の周波数が変わる。プラスチックハンマー等の軟らかい材質のもので打撃すると、杭中での減衰の少ない低周波数の入力波となり、先端からの反射波を得られやすい。逆に、硬い材質で打撃すると、入力波は高周波となり、杭中で減衰がしやすい反面、小さなクラックや断面変化等を計測しやすくなる。再現性のある波形が得られない場合は、ハンマーを変更して再計測することが望ましい。

5.2.8 まとめ

今回の一連の結果により、構造が複雑なHMPにおいても、計測された波形を増幅処理することにより地盤の影響を低減できることがわかった。また、健全なHMPでは、グラウト拡大部、鋼管先端部、杭先端からの反射波を、ある程度、明確に測定できることがわかった。しかしながら、セントライザーや鋼管継手、グラウト形状等の明確な反射波を得ることは難しく、今回の試験結果ではHMPの正確な断面変化を知ることは困難であった。HMPの品質管理にITを適用する場合は全数調査した結果を比較し、相対的な評価によって不具合のあると予想される杭（反射波の傾向が異なる杭）を抽出するという使い方が有効であると考えられる。

6. 新工法と併用を検討した液状化対策工法例

6.1 排水機能つき鋼矢板による既設基礎の耐震補強効果について

6.1.1 研究目的

高耐力マイクロパイル（HMP）工法は、既設基礎の耐震補強工法として、地震時保有水平耐力法[1)]や振動台実験[2),3)]により補強効果が確認されてきた。ただし、液状化地盤中においてHMPを直杭として補強する場合には、非液状化地盤時に比べ多くHMPを必要とすることが確認されている。このような場合には、斜杭による補強がより有効であることが確認されているが、近接構造物や敷地の問題等により斜杭を施工することができない場合も考えられる。

液状化地盤中に存在する既設基礎に対して斜杭施工のできない場合には、HMP工法に液状化対策工法を併用することが有効的であると思われる。

HMP工法に併用する液状化対策としては、既設橋梁下での施工が可能であることや既設基礎に対して影響を与えることの無い対策工法である必要がある。このような条件下において施工可能な液状化工法の一つとして排水機能付き鋼矢板工法（HDSP 工法）[4)5)]がある。この工法は、地盤を鋼矢板で締切る効果と締切り内に発生する過剰間隙水圧を消散させる効果を有しており、HMP工法と併用することにより液状化地盤中の既設基礎に対してより有効的な補強効果が得られるものと思われる。

本検討では、液状化地盤中における基礎の補強方法としてHMP工法にHDSP 工法を併用した場合の振動台実験や有効応力解析により、その補強効果と HDSP 工法を用いる場合の設計法について検討を行った。

6.1.2 工法の概要

本工法は、基礎地盤に液状化が生じる場合の橋脚基礎の耐震補強として、基礎周囲をＨＤＳＰで締切るとともに、HMPによる増し杭工を施すものである。工法の概要を図-6.1.1 に示す。

ＨＤＳＰとは、鋼矢板、鋼管矢板、鋼管杭などに中空の鋼製排水部材が一体化されたものであり、液状化対策用鋼材として鋼材の強度・剛性の他に周辺地盤の過剰間隙水圧を抑制し、地震後の速やかな水圧消散を図る機能を兼ね備えたものである。そのうちの鋼矢板タイプの構造例を写真-6.1.1 に示す。

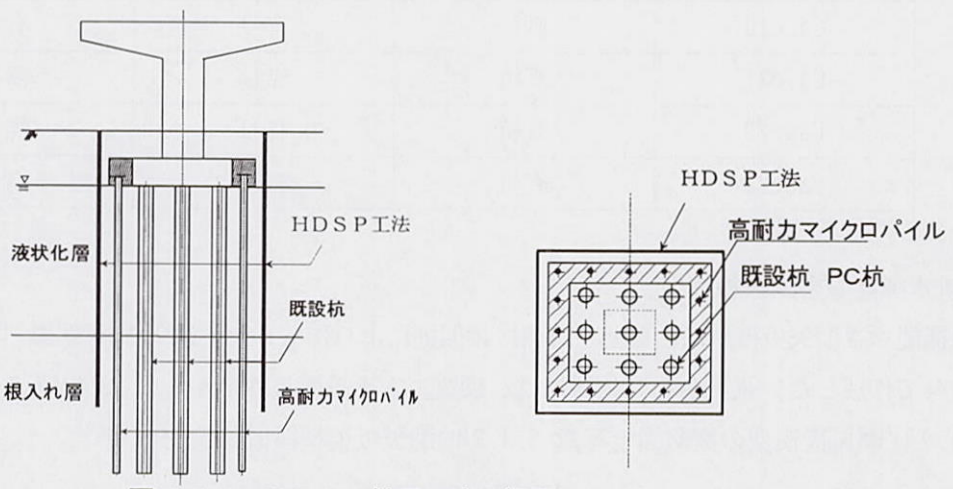


図-6.1.1 ＨＤＳＰ併用工法の概要

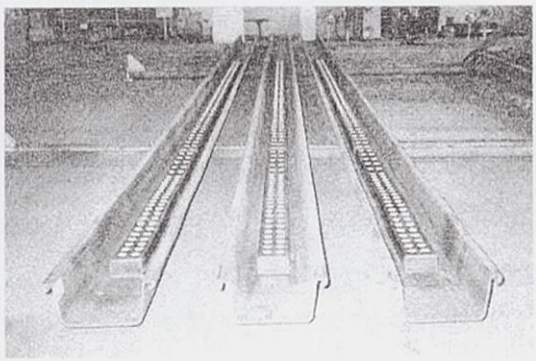


写真 6.1.1　HDSP 工法（鋼矢板タイプ）

6.1.3　実験概要

実験は、一次元の大型振動台を用いて行った。実験における地盤条件、杭模型条件や入力加速度波形は、液状化模型振動台実験（3.3 節を参照）で用いた条件と同じ条件で行った。

(1)実験ケース

実験では、既設モデルにＨＤＳＰ工法を併用したモデルとＨＭＰによる直杭補強モデルにＨＤＳＰ工法を併用したモデルの 2 種類について検討を行った。また、液状化対策工法の一つであるＨＤＳＰ工法についても排水機能無しと排水機能つきの 2 種類のモデルで検討を行った。**表-6.1.1** に実験ケースを示す。実験ケース中のＨＤＳＰ工法を併用しない既設モデル（Case11）や直杭補強モデル(Case21)は、3.3 節で報告された結果を参照している。

表-6.1.1　実験ケース

実験ケース	ＨＭＰ	鋼矢板	排水機能
Case11	無し	無し	無し
Case12	無し	有り	無し
Case13	無し	有り	有り
Case21	直杭	無し	無し
Case22	直杭	有り	無し
Case23	直杭	有り	有り

(2)排水機能つき鋼矢板模型

排水機能つき鋼矢板模型は、Ⅲ型を対象に相似則により作成した。鋼矢板模型は、厚さ 3mm の鋼板を貼り合せて作成した。張り合わせ位置には、硬質ゴムを設置し外部からの水の出入りを少なくさせた。**図-6.1.2** に鋼矢板模型の概略図と**写真-6.1.2** に鋼矢板模型設置状況を示す

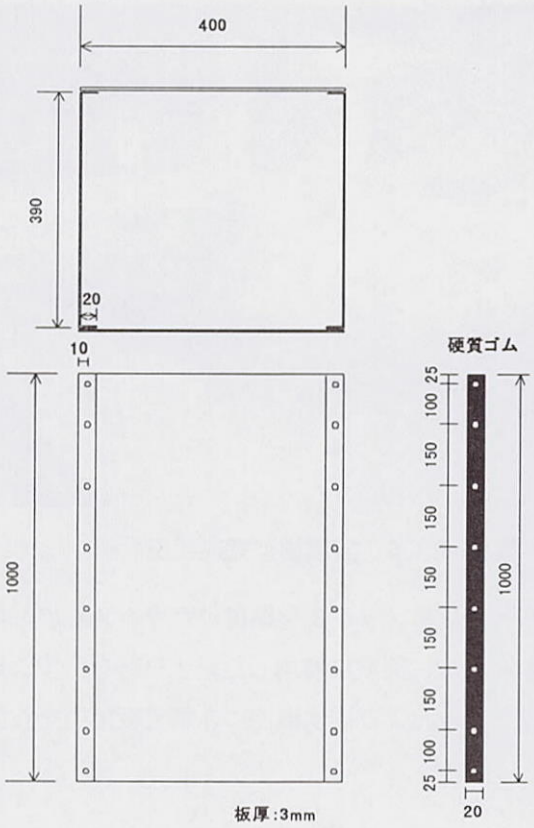


図-6.1.2　鋼矢板模型の概要

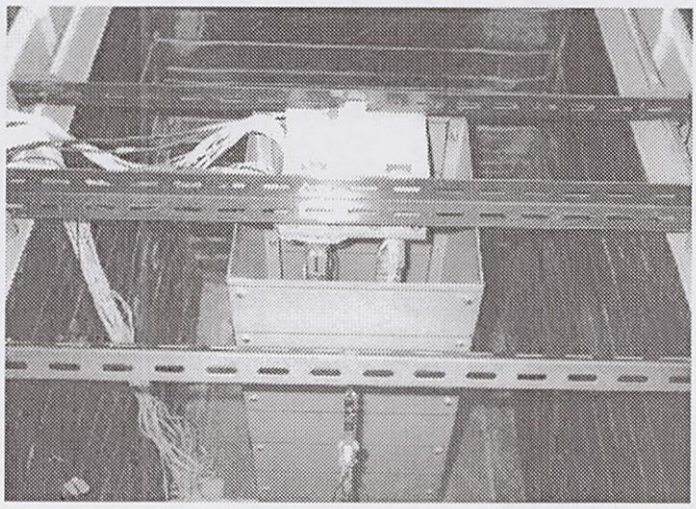


写真-6.1.2　鋼矢板模型設置状況

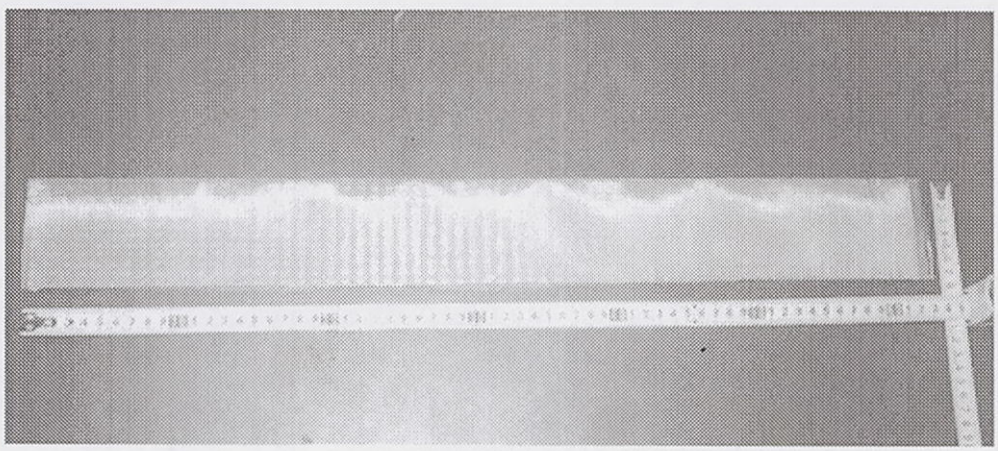


写真-6.1.2　排水材料

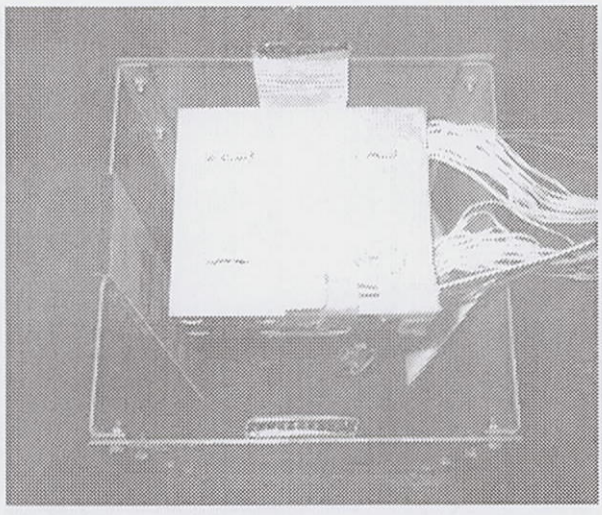


写真-6.1.4　模型設置状況

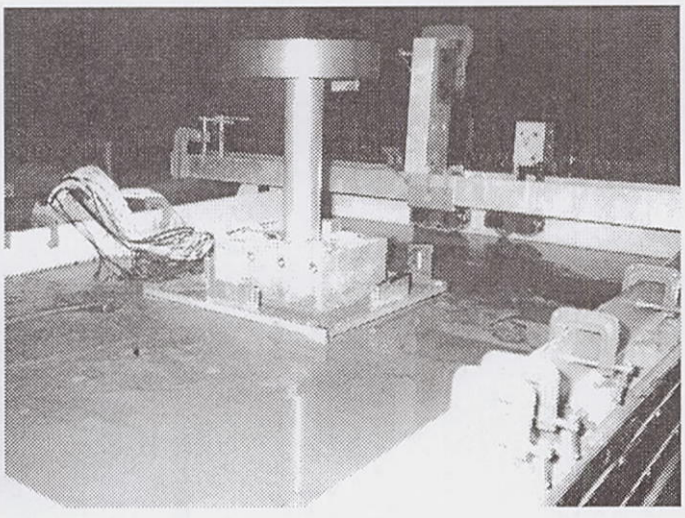


写真-6.1.5　実験模型完成状況

排水材料は、鉛直方向の通水が可能な樹脂製格子材にステンレスメッシュを貼付けた厚さ 8mm の部材を鋼矢板の曲げ剛性に影響しないように設置した[6]。**写真-6.1.3** に実験に使用した排水材料を示す。排水材は、鋼矢板の内側に 4 枚設置した。**写真-6.1.4** に既設モデルおよび排水機能つき鋼矢板模型を設置した状況を示す。

(3) 実験計測

実験模型には、地盤中に加速度計(A9～A12)と間隙水圧計(P1～P4)を、模型杭に間隙水圧計(P5～P7)とひずみゲージを、せん断枠に加速度計(A2～A8)とレーザー変位計(L1～L7)および上部構造物に加速度計(A13～A15)とレーザー変位計(L8～L9)をそれぞれ設置して計測を行った。**図-6.1.3** に計測に用いたセンサーの設置位置図を示す。

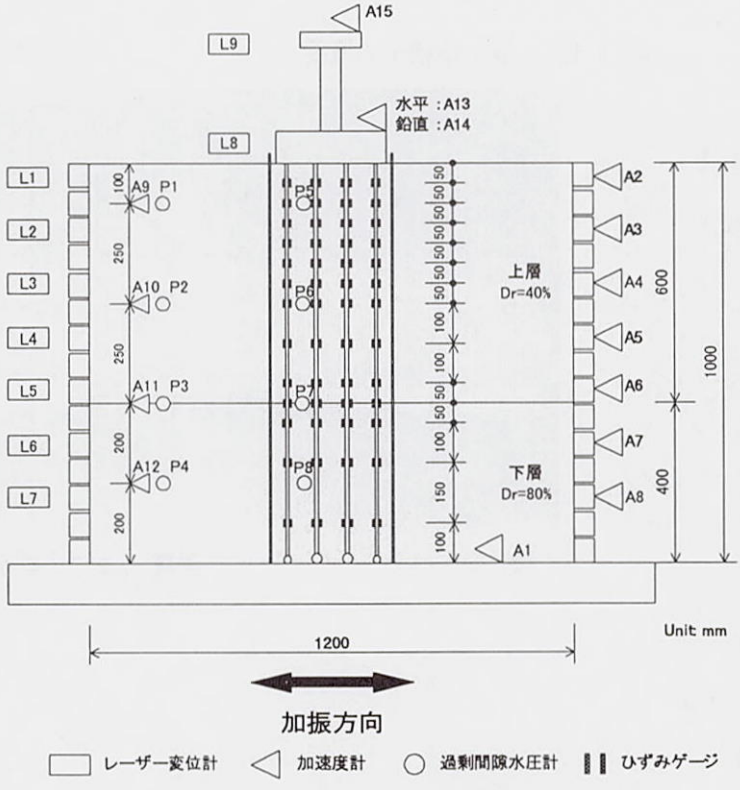


図-6.1.3　計測位置図

6.1.4　実験結果

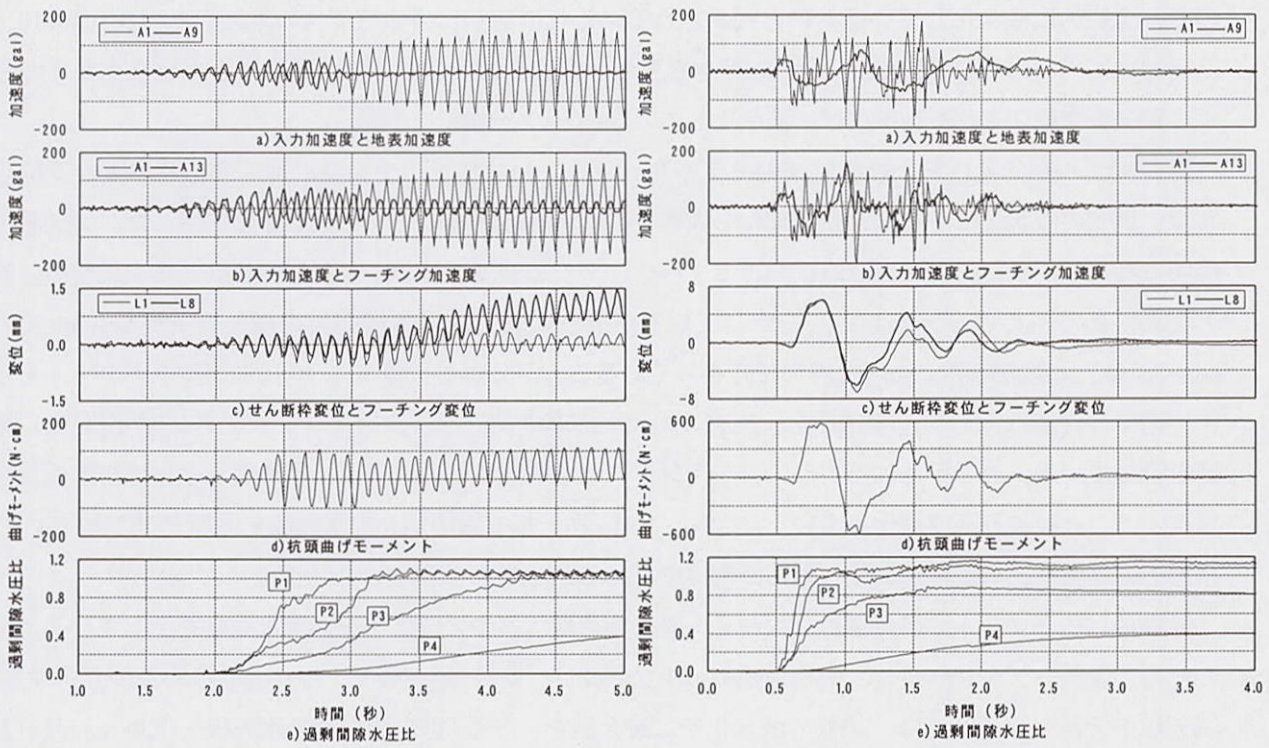
(1)時刻歴応答

図-6.1.4～図-6.1.9 に各実験結果の時刻歴応答を示す。時刻歴応答は、左側に sin 波 10Hz の結果を右側にホワイトノイズの結果を示している。図中の 1 段目は、入力加速度（A1）と地盤の加速度(A9)を、2 段目は入力加速度とフーチングの加速度(A13)を、3 段目はせん断枠(L1)とフーチングの変位(L8)を、4 段目は杭頭曲げモーメントを、5 段目は杭周辺の過剰間隙水圧比を示している。

a)sin 波 10Hz 入力時

既設モデル(case11)や直杭補強モデル(case21)の実験結果における過剰間隙水圧は、入力加速度が増加するにつれ、Ｐ１、Ｐ２、Ｐ３の順に液状化に至り、最終的に上部層全体が液状化している。Ｐ１の過剰間隙水圧比は、入力加速度が 50gal 時に、Ｐ２は 100gal 時に 1 を超える結果となった。この結果上部層は全体が液状化していることが分かる。鋼矢板で囲われたモデル(case12, case22)は、Ｐ５およびＰ６が 1 を超えるもののＰ７が直杭補強時に 0.6 程度であった。この結果、鋼矢板のみで囲われた杭基礎周辺地盤は、過剰間隙水圧の上昇が多少遅れているものの、上部層全体が液状化にいたっているものと判断される。また、排水機能つき鋼矢板を用いた場合(case13、case23)は、Ｐ５において１を超える結果を示したが、Ｐ６では 0.4 程度であった。これは、排水機能つき鋼矢板で囲われた杭基礎周辺の地盤は、表層部が液状化しているものの、上部層全体は液状化にいたっていないものと判断できる。

フーチングの加速度応答や変位応答は、既設モデル(case11)、直杭補強モデル(case21)、既設+鋼矢



a)sin 波　　b)ホワイトノイズ

図-6.1.4　既設杭モデルの時刻歴応答(case11)

板モデル(case12)および直杭補強+鋼矢板モデル(case22)において、ほぼＰ２およびＰ６の過剰間隙水圧が１を越えた以降、急激に減少する傾向にある。これは、上部層全体が液状化したために、入力加速度が伝わらなくなったためである。それに対し既設+排水機能つき鋼矢板モデル(case13)および直杭補強+排水機能つき鋼矢板モデル(case23)では、Ｐ５の過剰間隙水圧が上昇しきった時点で一瞬減少するものの、その後は増加傾向にある。これは、過剰間隙水圧の上昇に伴い、入力加速度の伝達が一時的に減少したものの、排水材により地盤内の間隙水圧を排水され、地盤内が液状化にいたらなかったため、増加傾向を示した。

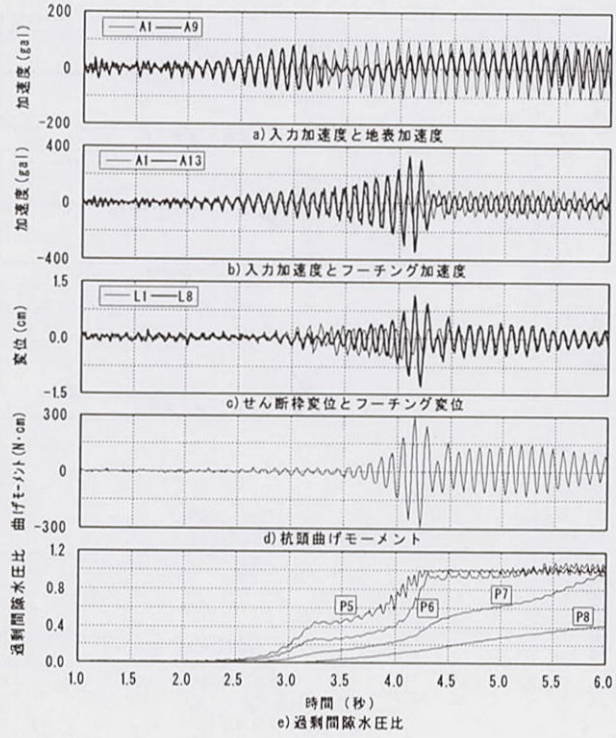
杭頭曲げモーメントの時刻歴は、フーチングの加速度応答や変位応答と同様な挙動を示している。そのため、既設モデル(case11)、直杭補強モデル(case21)、既設+鋼矢板モデル(case12)および直杭補強+鋼矢板モデル(case22)では、地盤の液状化時に最大値を、既設+排水機能つき鋼矢板モデル(case13)および直杭補強+排水機能つき鋼矢板モデル(case23)では、入力加速度がピーク時に最大値を示した。

b)ホワイトノイズ入力時

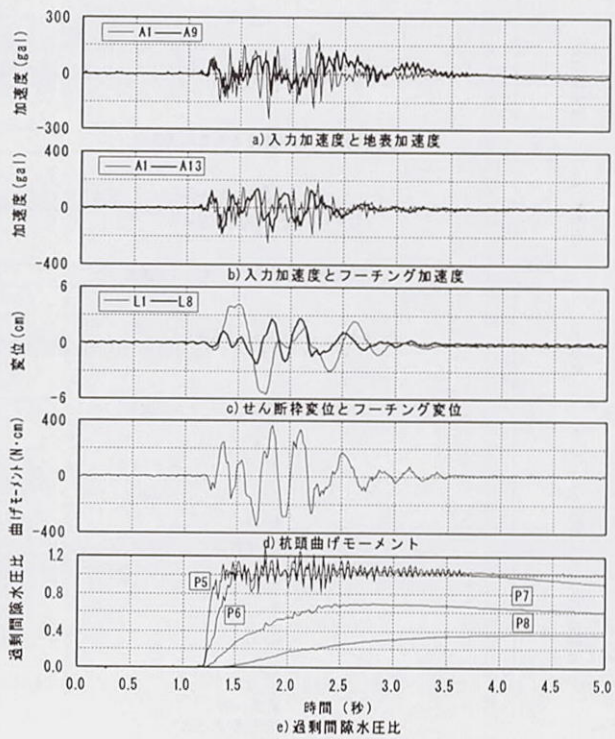
既設モデル(case11)および直杭補強モデル(case21)の過剰間隙水圧発生状況は、加振と同時にＰ１およびＰ２の過剰間隙水圧比が上昇し瞬時に１を超えている。Ｐ３の値も0.8まで達しており、上部層全体が液状化しているものと判断できる。鋼矢板で締切ったモデル(case12、case22)では、上記と同様にＰ５およびＰ６の過剰間隙水圧が上昇し瞬時に１を超えている。ただし、Ｐ７は0.7程度であった。このことより、鋼矢板で締切られた地盤内において層境界付近に一部液状化までに至らない部分があるものの、全般的に液状化しているものと判断される。それに対し、排水機能付の鋼矢板モデル(case13、case23)は、Ｐ５の過剰間隙水圧比が上昇するものの、Ｐ６およびＰ７においてほとんど発生しておらず、鋼矢板で締切られた地盤内は、液状化していないものと判断できる。

既設モデル(case11)および直杭補強モデル(case21)におけるフーチングの加速度応答および変位応答は、地盤の液状化にともない長周期化し大きく揺れ、せん断枠の応答と同じ挙動を示した。鋼矢板で締切ったモデル(case12、case22)におけるフーチングの加速度応答および変位応答は、多少地盤の応答とずれがあるもののほぼ同じ応答を示している。それに対し、排水機能付の鋼矢板モデル(case13、case23)は、地盤の応答に比べ短周期で応答していることが分かる。**図-6.1.10**に加速度スペクトルを示す。図中の点線は入力加速度(A1)を、実線は地表面加速度(A9)を、太線はフーチング加速度（A13）の値を示している。図で示されるようにフーチングの卓越周波数は、鋼矢板で締め切りさらに排水機能を付加することにより高周期化している。このことは、鋼矢板で締め切り排水機能を付加することにより、杭周辺の地盤は、周辺地盤に比べせん断剛性を有していることを意味している。

杭頭曲げモーメントの時刻歴は、フーチングの加速度応答や変位応答と同様な挙動を示している。そのため、既設モデル(case11)、直杭補強モデル(case21)、既設+鋼矢板モデル(case12)および直杭補強+鋼矢板モデル(case22)では、地盤の液状化時に最大値を、既設+排水機能つき鋼矢板モデル(case13)および直杭補強+排水機能つき鋼矢板モデル(case23)では、入力加速度がピーク時に最大値を示した。

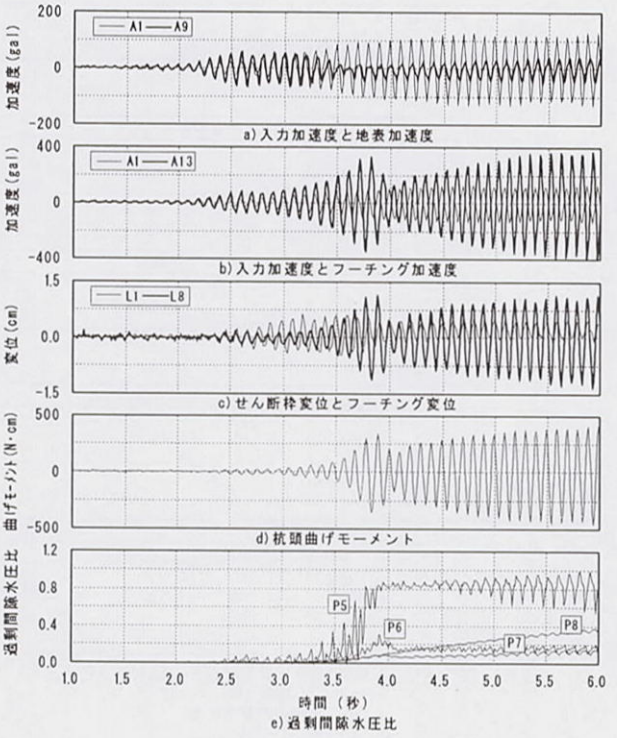


a)sin 波

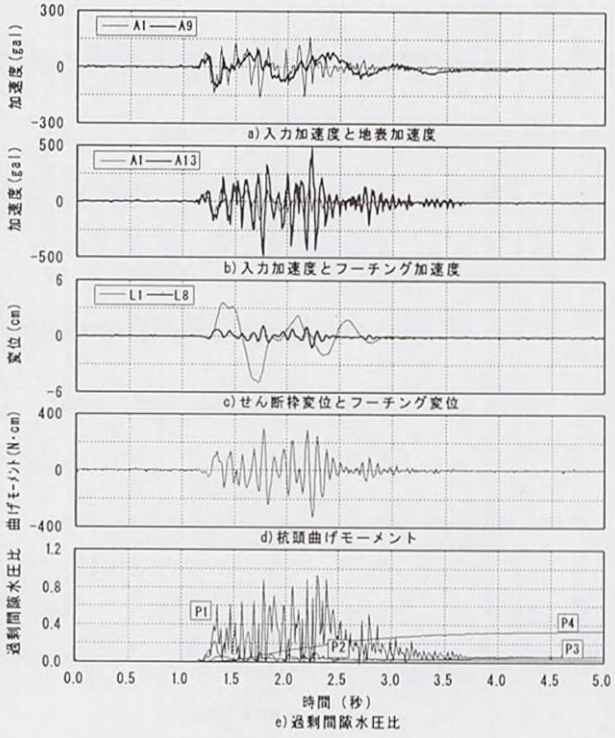


b)ホワイトノイズ

図-6.1.5　既設杭＋鋼矢板モデルの時刻歴応答(case12)

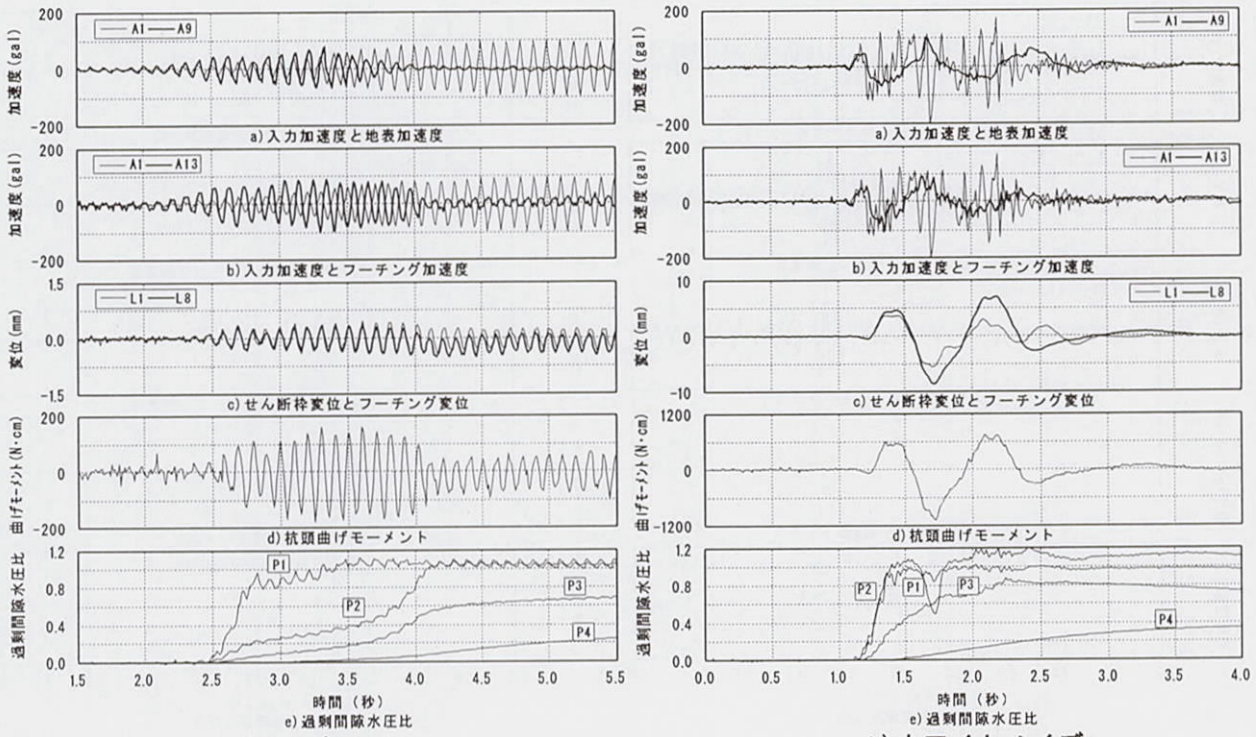


a)sin 波



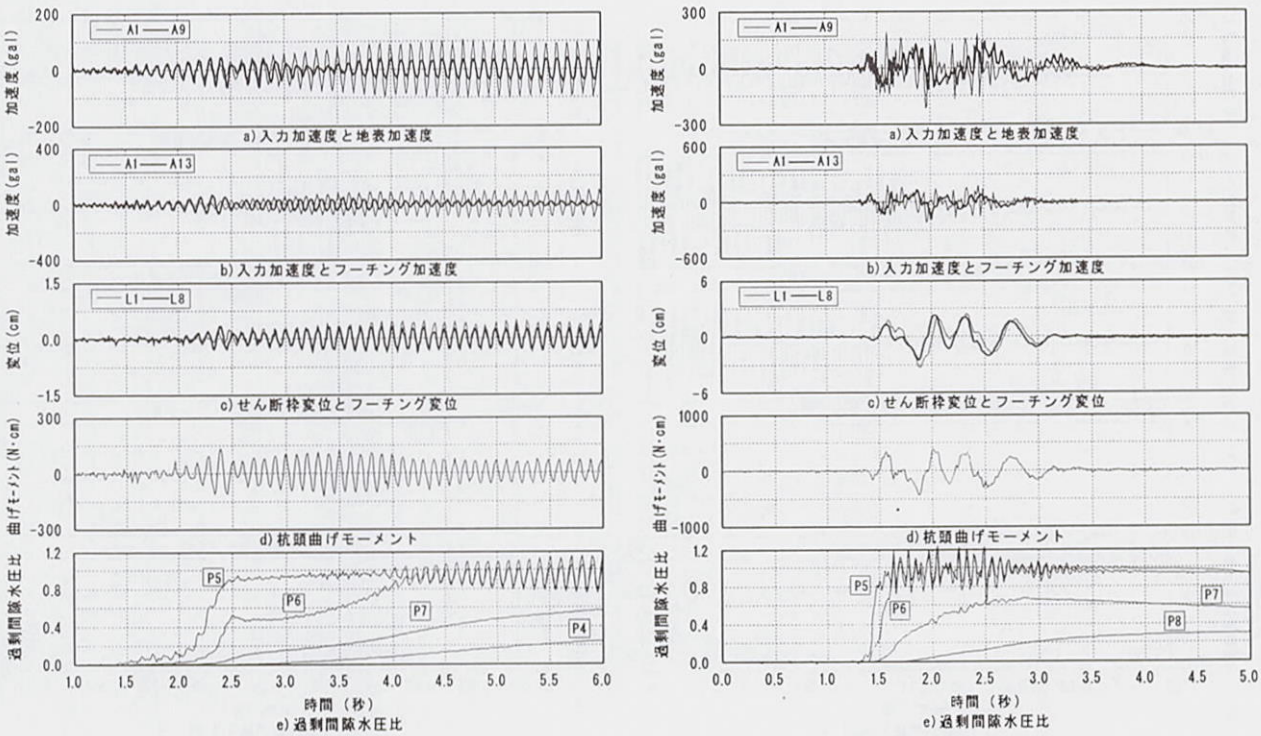
b)ホワイトノイズ

図-6.1.6　既設杭＋排水機能つき鋼矢板モデルの時刻歴応答(case13)



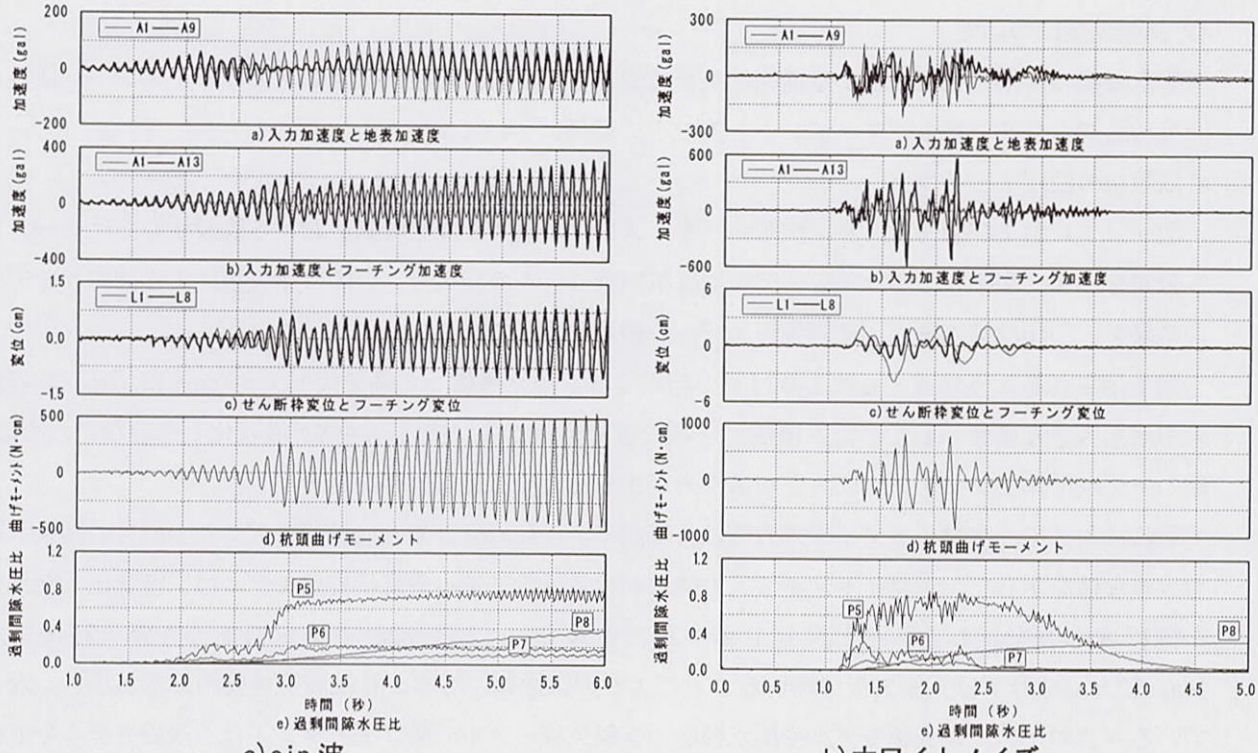
a)sin波　　b)ホワイトノイズ

図-6.1.6　直杭補強モデルの時刻歴応答(case21)



a)sin波　　b)ホワイトノイズ

図-6.1.8　直杭補強＋鋼矢板モデルの時刻歴応答(case22)



a)sin波　　b)ホワイトノイズ

図-6.1.9　直杭補強＋排水機能つき鋼矢板モデルの時刻歴応答(case23)

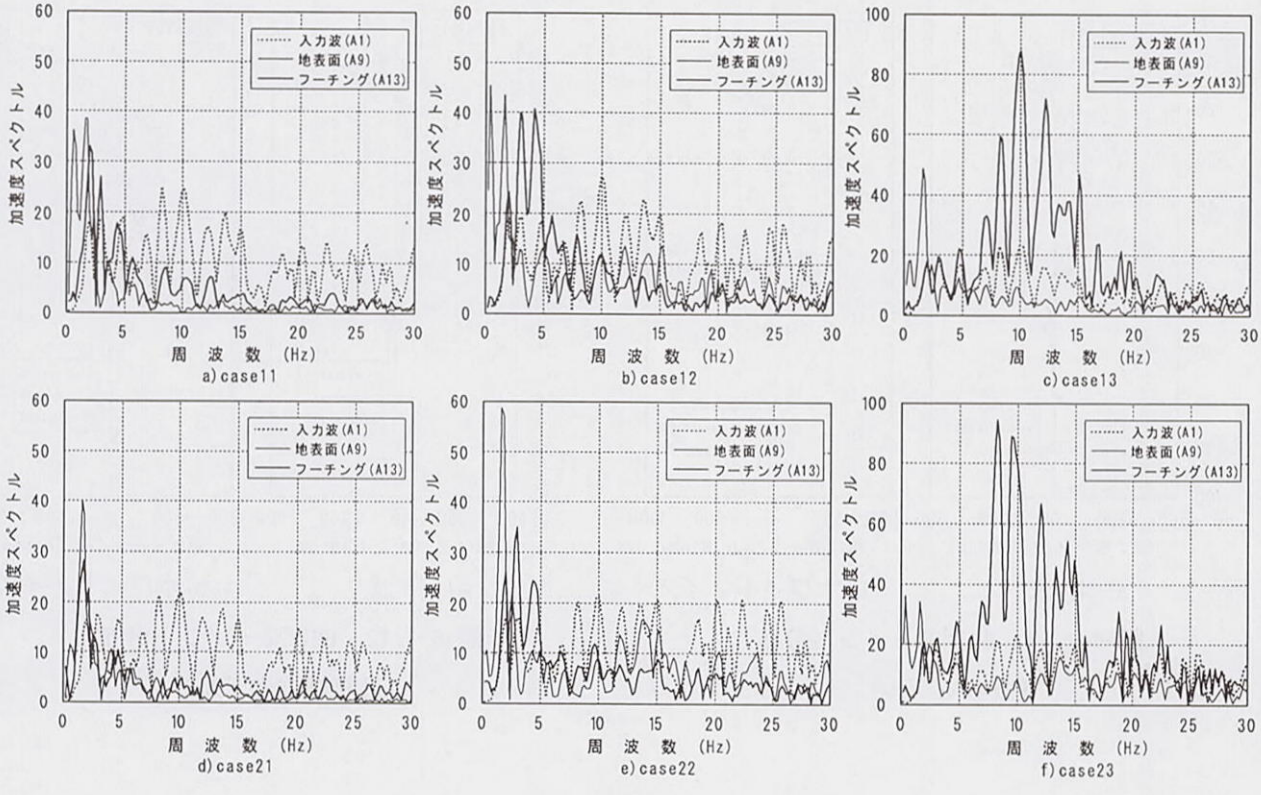


図-6.1.10　加速度スペクトル

(2) 補強効果について

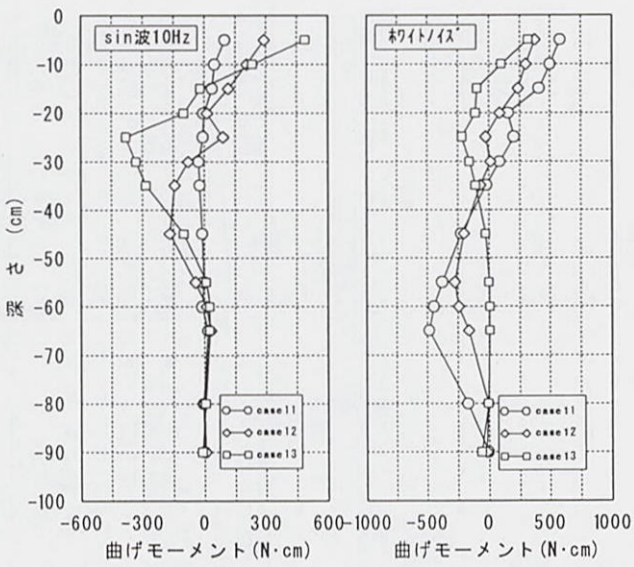
排水機能つき鋼矢板工法による補強効果を確認するために、既設杭に生じる曲げモーメント、慣性力と変位との関係や杭頭曲げモーメントと変位との関係について検討を行った。

a) 既設杭の曲げモーメント

図-6.1.11 および図-6.1.12 に杭頭曲げモーメントが最大となる時刻における既設杭の曲げモーメント分布を示す。図中の○印は既設モデルや直杭補強モデルの結果を、◇印は鋼矢板による締切りモデルの結果を、□印は排水機能つき鋼矢板モデルの結果を示している。

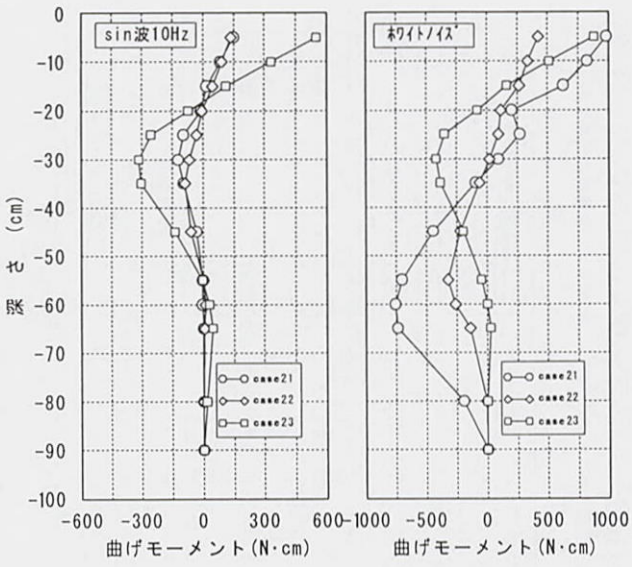
図で示されるようにｓｉｎ波１０Ｈｚの結果では、排水機能つき鋼矢板モデル(case13, case23)の結果が最も大きな値を示した。排水機能つき鋼矢板モデルでは、杭周辺地盤が液状化していないために、他のモデルに比べフーチングに大きな慣性力が生じるために最も大きな値を示した。

それに対して、ホワイトノイズ入力時は、既設モデル(case11)や直杭補強モデル(case21)の結果が最も大きな値を示した。ホワイトノイズ入力時における既設モデルや直杭補強モデルは、液状化した地盤と同程度応答を示した。それに対し鋼矢板モデル(case12, case22)や排水機能つき鋼矢板モデル(case13, case23)では、鋼矢板で締切ることにより周辺地盤の応答より杭周辺地盤の応答が小さくなっている。このため、鋼矢板モデルや排水機能つき鋼矢板モデルの曲げモーメントは、既設モデルや直杭補強モデルに比べ小さくなったものと考えられる。



a) sin 波　　b) ホワイトノイズ

図-6.1.11　曲げモーメント分布
（既設モデル）



a) sin 波　　b) ホワイトノイズ

図-6.1.12　曲げモーメント分布
（直杭補強モデル）

b) 慣性力や曲げモーメントの相関関係について

図-6.1.13 にフーチングに作用する慣性力とフーチング変位との関係を示す。図で示されるようにフ

ーチング位置での慣性力と変位との関係には、実線で示される既設モデルおよび直杭補強モデル、破線で示される鋼矢板モデルおよび一点破線で示される排水機能つき鋼矢板モデルの三つに区分される。この結果により排水機能つき鋼矢板を用いることにより、既設基礎の慣性力に対する抵抗力が増えていることを示している。

図-6.1.14 に杭頭曲げモーメントとフーチング変位との関係を示す。図で示されるように、杭頭曲げモーメントとフーチング変位との関係は、実線で示される既設モデル、直杭補強モデルおよび鋼矢板モデルおよび一点破線で示される排水機能つき鋼矢板モデルの二つに区分される。排水機能つき鋼矢板モデルに発生する曲げモーメントが他のモデルに比べ大きくなっているのは、杭周辺地盤が液状化していないため、フーチングに作用する慣性力が杭周辺地盤の変位による影響に加わっているためである。

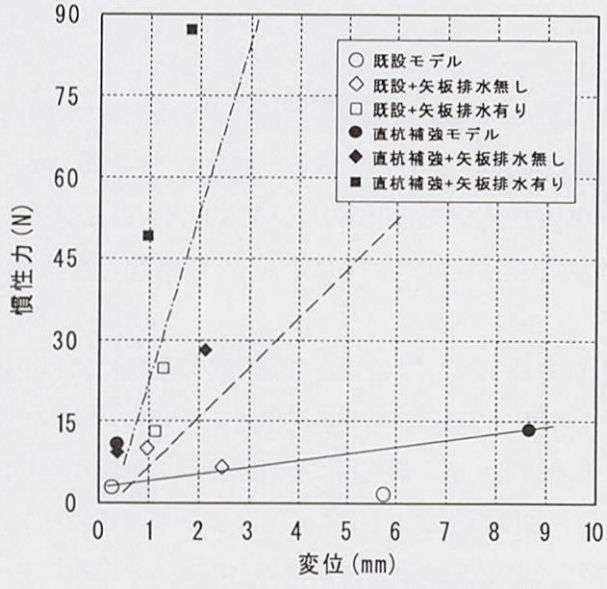


図-6.1.13　慣性力と変位関係

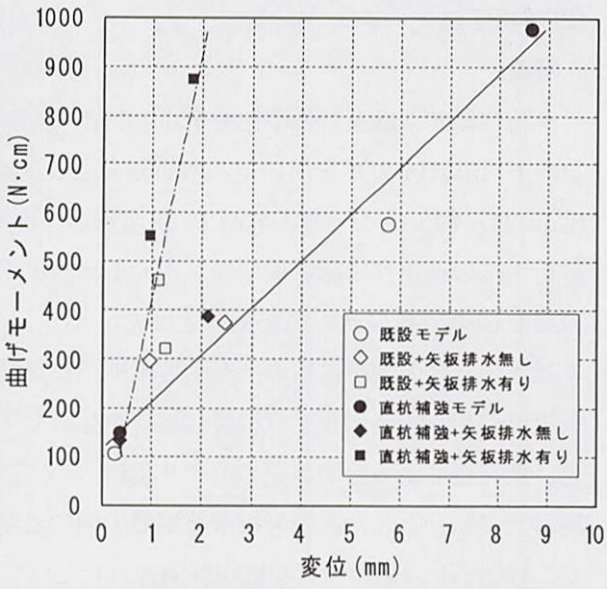


図-6.1.14　杭頭曲げモーメントと変位関係

6.1.5　模型実験の有効応力解析

(1)目的

基礎地盤に液状化が生じる場合の既設杭基礎構造物に対する耐震補強工法として、ＨＭＰとHDSP工法の併用工法の対策効果を振動台模型実験により確認してきた。しかし、実大規模での効果や対策時の杭基礎の挙動を評価するためには模型実験結果のみでは不十分であり、それを評価できる解析手法あるいは力学モデルを構築して実大モデルに対する検討を行っておくことも必要と考えられる。

以降では、本工法の対策効果の評価や設計への２次元有効応力解析の適用可能性を検討する。ここでは、後の実大構造物に対する解析の準備段階として、振動台模型実験のシミュレーションを行って解析手法の適用性を確認するとともに、３次元的な杭基礎構造物とＨＤＳＰ工法による締切り構造のモデル化手法を検討する。

(2)解析手法

a)概要

解析には砂の繰返し弾塑性モデル[7]を組み込んだbiotの二層混合体理論に基づく二次元有効応力解析コード LIQCA-2D[8]を用いた。解析対象とした実験は前述の 6.1.2 に示した実験のうち、既設モデル(Case11)、鋼矢板モデル(Case12)、排水機能つき鋼矢板モデル(Case13)のランダム波入力の３ケースで、解析手法の適用性確認と模型の２次元モデル化手法の検討が目的であることから、複雑化を避けるためＨＭＰ模型の無いケースを対象とした。

対策ケースの解析に用いた有限要素モデルを図-6.1.15 に示す。なお、無補強時の解析には図中の鋼矢板壁に相当する梁要素（斜材含む）がないモデルを用いている。地盤の弾塑性モデルのパラメータ設定、鋼矢板による締切り壁のモデル化については後述する。杭、鋼矢板は弾性梁要素でモデル化し、下端はピン結合とした。鋼矢板壁と地盤の間には剛性、強度の非常に小さいジョイント要素を設けた。また、HDSP 対策ケースでは実験条件に合わせて鋼矢板の杭側表面を排水境界とした。その他、フーチングは弾性要素で、橋脚は弾性梁要素でモデル化し、頭部には実験で用いた上部工模型相当の集中質量を与えた。境界条件は地盤底面を固定境界、側面はせん断土槽を模擬して等変位境界とした。入力波には各実験ケースにおいて計測された振動台加速度を用い、地盤には一次固有周期から減衰定数 2%として求めた初期剛性比例型の Rayleigh 減衰を仮定した。

b)弾塑性モデルのパラメータ

模型地盤はゆる詰め層、密詰め層とも弾塑性モデルに従う平面ひずみ要素とした。解析に用いたパラメータの一覧を表-6.1.2 に示す。ゆる詰め地盤のパラメータ値は実験使用砂（遠州浜岡砂）の非排水繰返し三軸試験結果を要素シミュレーションでフィッティングすることにより求めた。その際、液状化強度曲線の他に軸ひずみの発生状況も考慮してフィッティングを行った。要素シミュレーション結果の液状化強度曲線を実験結果とともに図-6.1.16 に示す。密詰め地盤に関しては、振動台模型実験結果を参考にして過剰間隙水圧の発生性状や加速度応答などが概ね整合するようなパラメータ値を用いた。

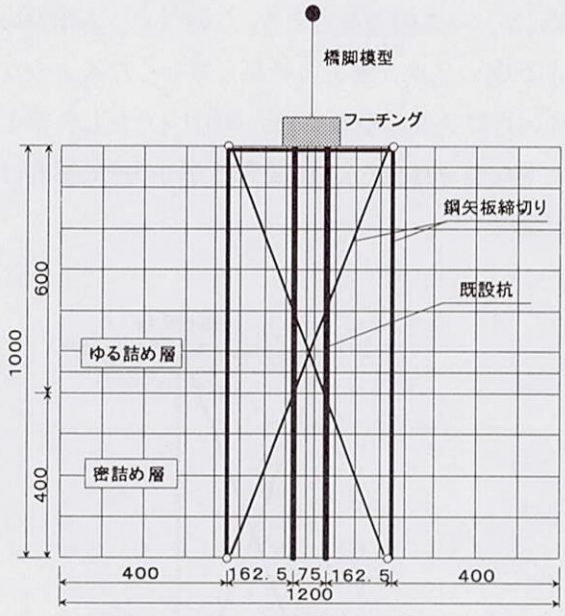


図-6.1.15　有限要素モデル

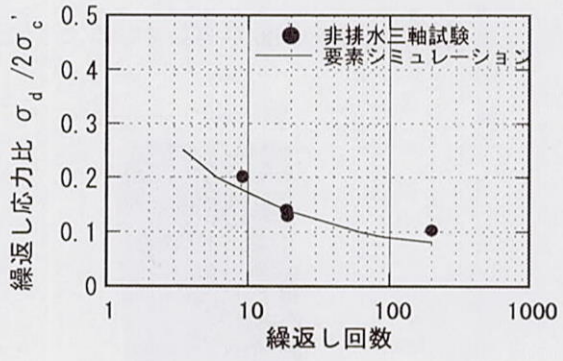


図-6.1.16　液状化強度曲線のフィッティング結果

表-6.1.2　解析に用いた弾塑性モデルのパラメータ

パラメータ	ゆる詰め地盤	密詰め地盤
相対密度(%)	40	80
初期間隙比	0.75	0.63
圧縮指数	0.02	0.01
膨潤指数	0.0007	0.0005
破壊応力比	1.158	1.158
変相応力比	1.033	1.033
透水係数 (cm/sec)	0.0195	0.0195
初期せん断係数比	935.7	1263.2
硬化パラメータB_0	4000	6000
硬化パラメータB_1	80	120
硬化パラメータC_f	0	0
ﾀﾞｲﾚｲﾀﾝｼｰ係数D_0	1.1	0.5
ﾀﾞｲﾚｲﾀﾝｼｰ係数n	2	20
基準ひずみ(塑性)	0.005	0.01
基準ひずみ(弾性)	0.01	0.02

c)鋼矢板による締切り壁のモデル化

鋼矢板および HDSP による締切り壁は閉断面の筒状構造体を形成しているが、２次元解析では直接これを考慮することができない。しかし、加振と平行方向の壁の存在を無視して線状の鋼矢板壁を仮定すると、締切り壁の構造体としての本来の剛性を過小に評価してしまい実状にそぐわない。そこで、ここでは一つの考え方として次の方法により締切り壁の２次元モデル化を試みた。

① 図-6.1.17 に示すように、実験で用いた締切り壁模型を３次元構造としてモデル化し、この頂部に水平方向の単位強制変位を与え、その時の作用合力を求める。なお、解析には汎用構造解析コード ANSYS を用い、鋼板は弾性シェル要素でモデル化した。

② 加振と直角方向の壁（鋼板）を表す２本の鉛直梁が両端ピン結合の２本の斜材と頂部の水平剛

部材により連結された図-6.1.18に示す２次元フレーム構造を考える。このフレーム構造の頂部に単位水平変位を与えたときの作用合力が前記①の３次元解析の結果と等しくなるような斜材の断面積を求める。すなわち、加振直角方向の壁は実際の板厚でモデル化し(ただし、梁としての曲げ変形のみが生じるように軸剛性には大きな値を与えた)、加振平行方向の壁の影響は構造全体としての剛性が等しくなるように斜材で表現する。

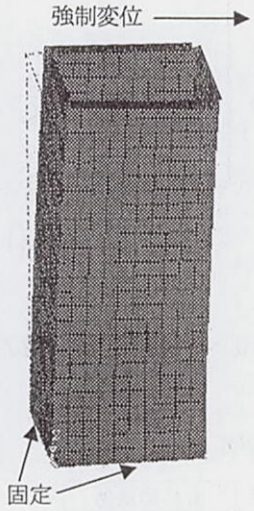


図-6.1.17　締切り壁の３次元構造解析モデル

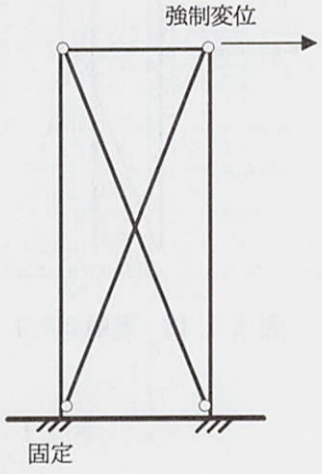


図-6.1.18　締切り壁の二次元モデル化

d) 地盤の有効幅

杭基礎-地盤系の挙動は本来３次元的な問題として捉えるべきであり、動的解析時にも奥行き方向の影響が考慮できる３次元でのモデル化が理想的である。しかし、時間、計算機容量、労力などの問題から容易にそれを実施できる状況にはなく、実用的な２次元モデル化手法が望まれている。２次元モデル化を行う場合には、杭基礎の挙動に影響を及ぼす奥行き方向の地盤幅（以下、地盤の有効幅と称す）の影響を考慮する必要のあることが指摘されているが[6),7)]、その設定手法は確立されていない。そこで、ここでは振動台模型実験のシミュレーションに先立ち、無補強ケース（Case11）を対象として地盤の有効幅を変化させて解析を行い、実験結果との比較を通して地盤の有効幅の設定手法を検討した。なお、実際の解析においては地盤を単位幅に固定し、杭側の剛性を地盤の有効幅に応じて変化させている。

地盤の有効幅と解析結果の杭頭最大曲げモーメントの関係を図-6.1.19に示す。図では地盤の有効幅をフーチング幅で基準化して示している。フーチング幅で基準化することの物理的な意味は薄いが、ここでは簡単のため既往の研究[9),10)]にならいそのようにした。なお、解析結果の詳細は後に譲ることにするが、定性的には有効幅にかかわらず地盤や杭基礎の挙動はほぼ同様で、杭の曲げモーメントや変位の絶対値が変動する結果であった。図より、地盤の有効幅を大きくとるほど杭の曲げモーメントが大きくなるが、フーチング幅の２倍以上では増加が緩やかになり３～４倍程度でほぼ一定値に落ち着く傾向が見られる。これは地盤に対する杭の相対的な剛性が低下すると、地盤とほぼ同じ変形を生じるようになり（地盤の応答変位に支配されるようになり）、杭の曲率が一定値に収束していくためと考えられる。

実験における杭頭に最も近い位置での曲げモーメント計測値は 0.00575kN·m で、その収束値に近い値を示している（着目点は実験が杭頭結合部より 5cm 下、解析が 2.5cm 下であり、同じ位置では実験値がもう少し大きくなると考えられる)。このことから、２次元解析における安全側に配慮した地盤の有効幅の設定手法の一つとして、杭の曲げモーメントがほぼ一定値に落ち着く程度、すなわち、地盤に対する杭の剛性が充分に小さくなるような幅を用いておくことが考えられる。ただし、杭の剛性が大きく断面力が一定値に落ち着く地盤幅では過度に安全側になるような場合、構造物-地盤の応答特性が卓越する等の原因で図-6.1.19 のように滑らかに一定値に収束しない場合も考えられ、そのような場合には別途考え方を検討する必要があると思われる。以上のことから、ここでは杭の最大曲げモーメントがほぼ一定値に落ち着くフーチング幅の３倍を地盤の有効幅として以降の解析を行うことにした。

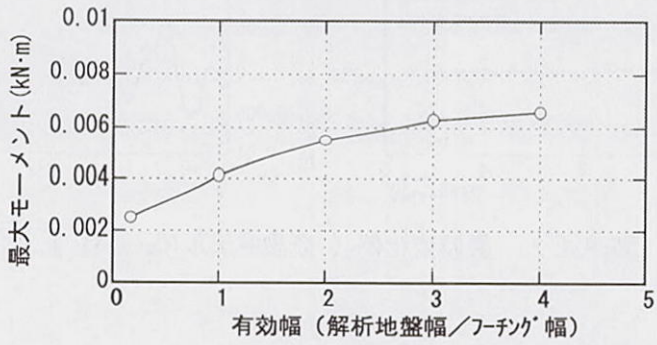


図-6.1.19　地盤の有効幅と杭の最大曲げモーメントの関係

(3) 解析結果

a) 経時変化の実験との比較

既設モデル、鋼矢板モデルおよび排水機能つき鋼矢板モデルのそれぞれに対して、地盤部の深度 z=7.5cm および杭近傍の z=35cm における過剰間隙水圧比、地盤部の z=10cm における加速度、フーチングの加速度と変位（台に対する相対変位)、杭頭部の曲げモーメントの経時変化を実験結果と合わせて図-6.1.20～図-6.1.22 に示す。なお、地盤部 z=7.5cm の過剰間隙水圧比に関しては、同じ位置での実験結果がないため z=10cm での計測値を示してある。これらの図より、応答値の高周波成分に違いが見られるものがあるが、全体的に解析結果は実験結果とよく一致しており、フーチング変位や杭頭の曲げモーメントが対策の実施によって低減される様子がよく再現されていることがわかる。ただし、HDＳＰ対策に関しては、実験では締切り内の杭近傍地盤の過剰間隙水圧が上昇せず液状化しなかったのに対し、解析では他のケースより水圧の上昇が遅れるものの最終的には液状化に至っている。このため実験では締切り内地盤のせん断強度が保持されて短周期の比較的大きな応答値を示しているが、解析ではそれが実験ほど明確ではない。しかし、フーチングの変位や杭頭の曲げモーメントにおいては長周期の成分が抑えられ、絶対値も比較的一致している。以上のことから、地盤の有効幅と材料パラメータを適切に評価することにより、二次元有効応力解析で液状化地盤-杭基礎系の挙動を実用的な精度で再現可能であると考えられる。

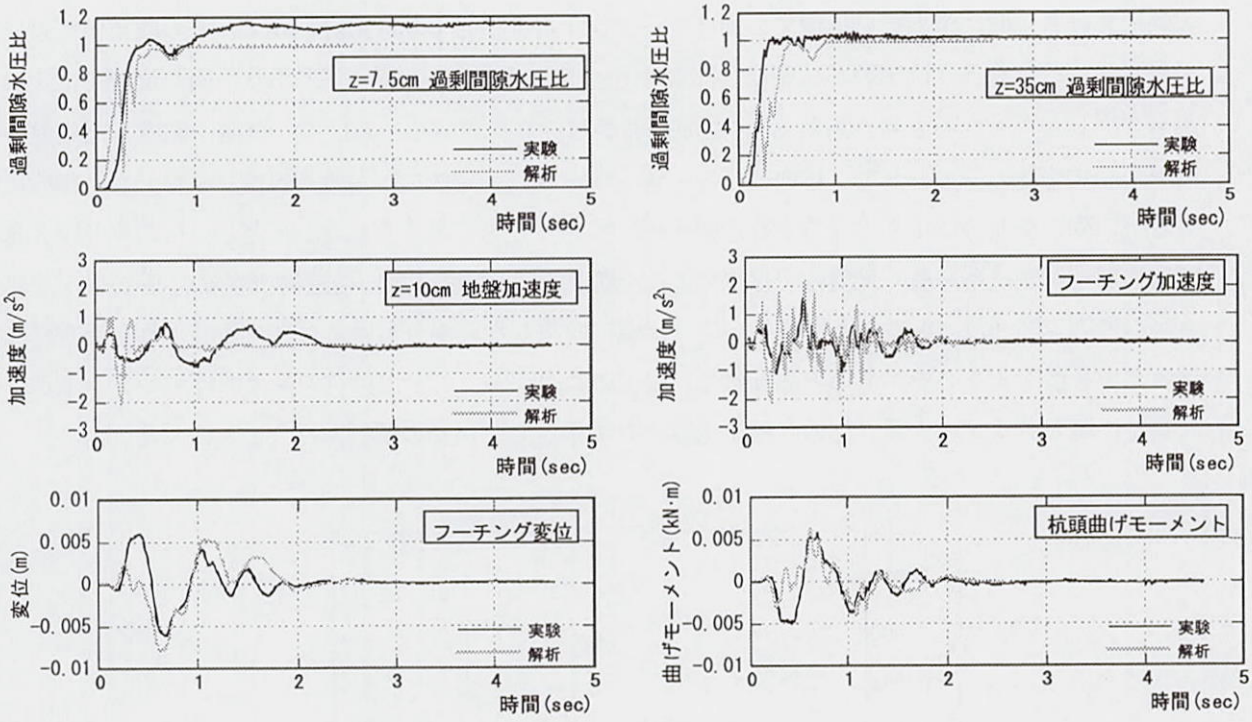


図-6.1.20　経時変化例（ 既設モデル(Case11) ）

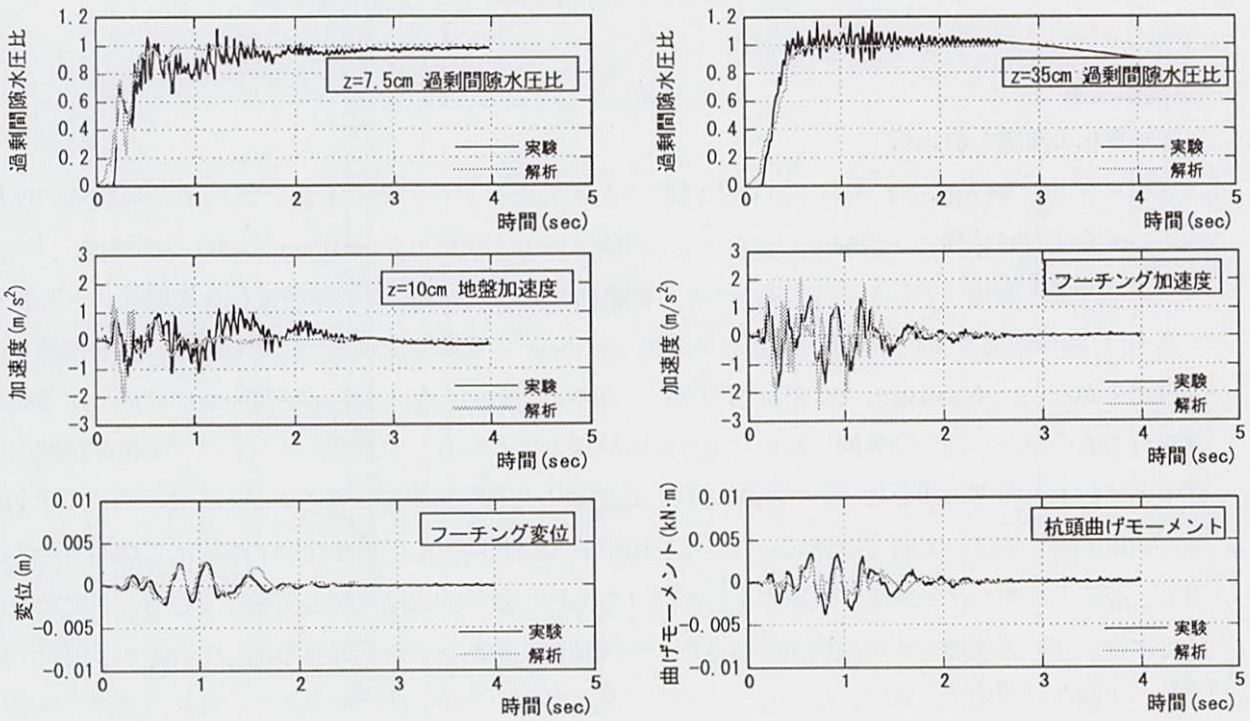


図-6.1.21　経時変化例（鋼矢板モデル(Case12) ）

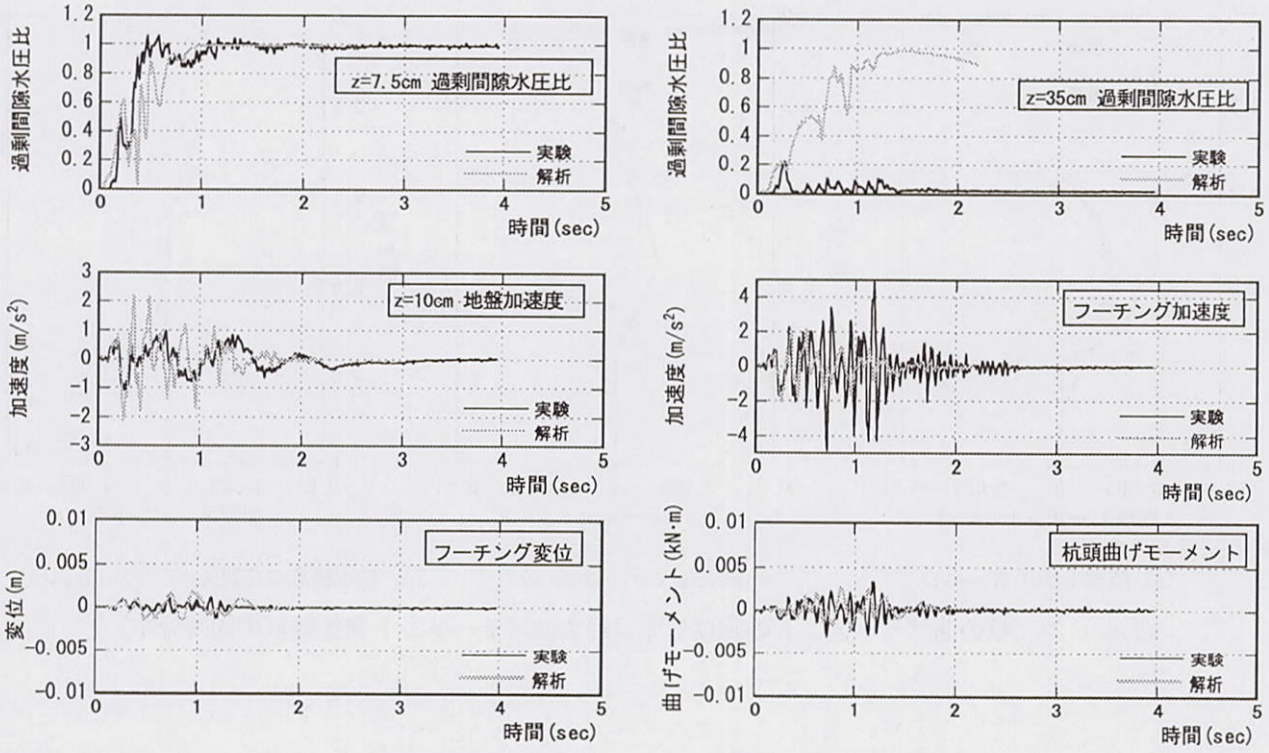
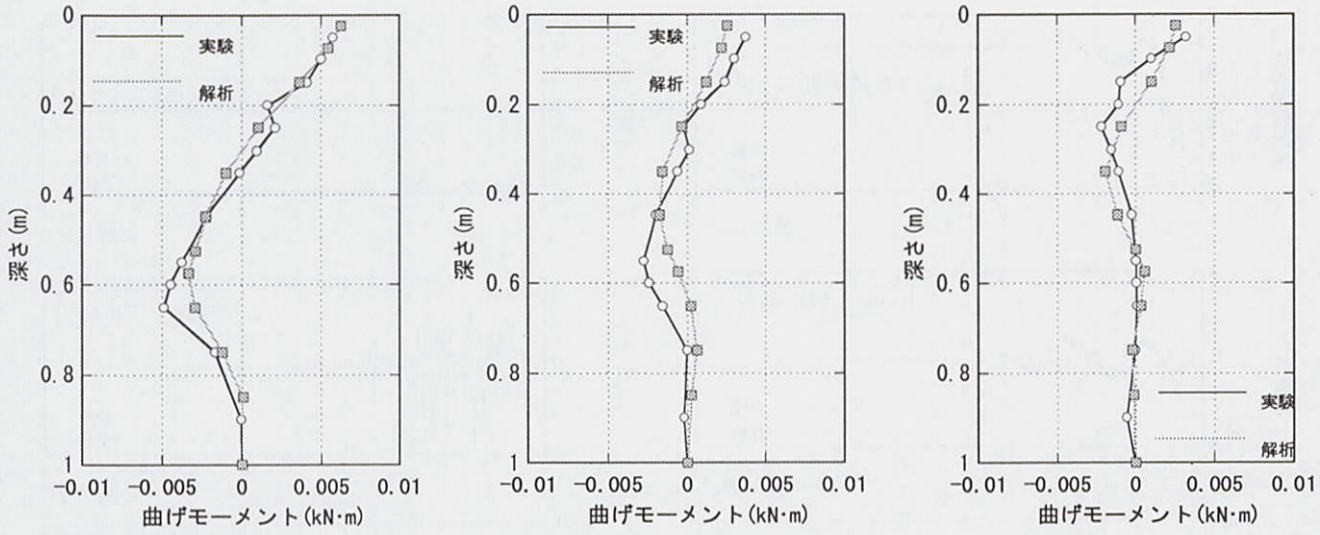


図-6.1.22　経時変化例（ 排水機能つき鋼矢板モデル(Case13) ）

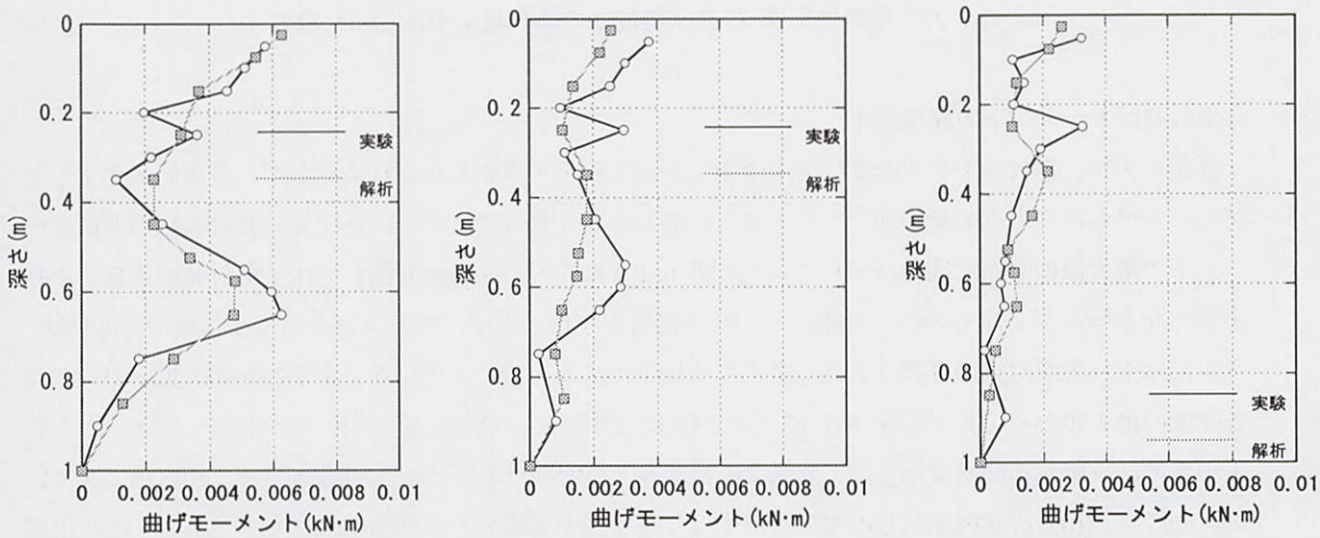
b) 杭の曲げモーメントの深度分布

既設モデル、鋼矢板モデルおよび排水機能つき鋼矢板モデルのそれぞれに対して、最大値が発生した時刻における深度方向の杭の曲げモーメントの同時分布を図-6.1.23 に、各深度における杭の曲げモーメントの最大値の分布を図-6.1.24 に示す。図-6.1.23 より、(b)の鋼矢板モデルで解析値が実験値より小さくなる傾向があるものの、杭頭および液状化層下端付近の曲げモーメント値や全体的な分布性状、さらにはそれらが対策の種類によって変化する様子がよく再現できていることがわかる。図-6.1.24 の各深度の最大値分布で見ても図-6.1.23 と同様のことが言え、液状化層下端付近の曲げモーメントを若干小さめに評価する傾向はあるが、全深度にわたって杭の曲げモーメントの最大値をよく再現できている。ただし、(b)の排水機能なしの対策ではやはり解析値が実験値を下回る結果になっており、液状化層下端付近でそれが顕著である。今回の実験では締切り幅が大きく（フーチング幅の２倍以上、液状化層と締切り幅の比が 3:2)、かつ、締切り内地盤が液状化していることから、締切り壁の二次元モデル化（前記（２）の(c)）で仮定した筒状構造としての挙動だけでなく、各壁面内の変形などの影響も無視できなくなっていた可能性が考えられる。一方、(c)の排水機能つき鋼矢板モデルの場合、液状化層深部の曲げモーメントは比較的よく一致しているが、解析の方が実験よりも逆に若干大きくなっている。これは解析では途中で締切り内地盤が液状化に至るためと考えられるが、実験でも解析で仮定したように対策壁が高剛性の筒状構造として挙動していたと考えられ、両者が比較的よく一致した結果になったものと考えられる。



(a) 既設モデル (Case11)　(b) 鋼矢板モデル(Case12)　(c) 排水機能つき鋼矢板モデル(Case13)

図-6.1.23　杭の曲げモーメントの深度分布（最大曲げモーメント発生時刻の同時分布）



(a) 既設モデル (Case11)　(b) 鋼矢板モデル(Case12)　(c) 排水機能つき鋼矢板モデル(Case13)

図-6.1.24　杭の曲げモーメントの深度分布（各深度における最大曲げモーメント値の分布）

6.1.6　実大構造物に対する有効応力解析

(1)目的

前記6.1.4の模型振動台実験のシミュレーション結果によれば、地盤の材料パラメータに加え、解析における奥行き方向の地盤の有効幅と締切り壁の剛性を適切に評価すれば実用的な精度で地盤-杭基礎系の挙動を評価できるものと考えられた。また、地盤の有効幅の設定手法、締切り壁の二次元モデル化手法に関して、一つの考え方を提案した。ここでは、それらの知見を用いて、実大構造物に対する解析を行い、本工法の実現可能性や対策効果の確認、さらには二次元有効応力解析による設計の可能性を検討する。

(2)解析手法

a)概要

解析には6.1.4と同じくLIQCA-2Dを用いた。解析対象は文献11)に示された単柱式のT型道路橋脚の基礎で、HMP補強時の地震時保有水平耐力法による試設計[1)]や液状化を考慮しない場合の二次元動的解析[12)]が行われたものと同じである。地盤条件や杭の諸元、構造物の条件などは既報の文献[1),11)]を参照されたい。

有限要素モデルを解析ケースと合わせて図-6.1.25に示す。ここでは無補強とHMPによる直杭補強、それにHDSP対策を併用したケースを対象とした。ただし、計算の時間と容量の関係から簡単のため既設杭先端が位置するGL-19mまでの地盤を対象とし、既設杭、HMPおよび鋼矢板壁はモデル地盤の底部にピン固定している（この点で文献12）で用いられたモデルと条件が異なっている)。HMPの補強本数は文献9)と同様に上限値の26本を想定し、このうちモデル平面内のHMPは無視して奥行き方向の片側7本ずつを考慮した。

文献1),11)に示された諸元や曲げモーメントと曲率の関係を参照して、杭はトリリニア型の非線形梁要素、HMPはバイリニア型の非線形梁要素でモデル化した。橋脚は弾性梁要素とし、上部工の慣性力作用位置には集中質量を与えた。フーチングは弾性要素とした。また、鋼矢板壁の周面にはジョイント要素を設置し、HDSP対策の場合には排水部材の設置面を排水境界として扱った。地盤のモデル化および鋼矢板による締切り壁のモデル化、地盤の有効幅の設定については後述する。境界条件は地盤底面を固定、側方を等変位境界とした。入力波に関しては、解析モデル上の基盤面が異なっているが、文献12)のOGAS FUKIAI N27Wの基盤引き戻し波の補正波をそのまま用いることにした。また、初期剛性比例型のRayleigh減衰を仮定し、その値は地盤の一次固有周期から減衰定数2%として求めた。

b)地盤のモデル化

第1層(上部不飽和砂層および液状化層)は弾塑性モデルとした。しかし、地盤条件はN値のみが示されており、弾塑性モデルのパラメータを詳細に検討するための情報が十分ではない。そこで、飽和している砂質土層のパラメータは、先の図-6.1.16で示される液状化試験結果が、拘束圧が49kN/m^{2}で相対密度が40%であることから判断して今回のN=5程度の砂層に対するものと見立て、振動台模型実験のシミュレーションで用いたパラメータを適用することにした。なお、GL-3m以上については不飽和としてモデル化している。第2層（粘土層）と第3層（砂層）についてもN値以外は不明なためR-Oモ

デルを適用した。R-O モデルのパラメータ α、γ はそれぞれ 20、3 とし、両層とも同じ値を用いた。初期剛性は N 値からせん断波速度 V_s を推定することにより求めた。強度定数 c, φ は文献 12)に記載の値を用いたが、第２層の粘土層に対しては計算の安定のため内部摩擦角 φ=5° を与えた。第４層の N 値 >50 の砂層は N=50 として V_s から求めたせん断剛性を有する弾性要素とした。

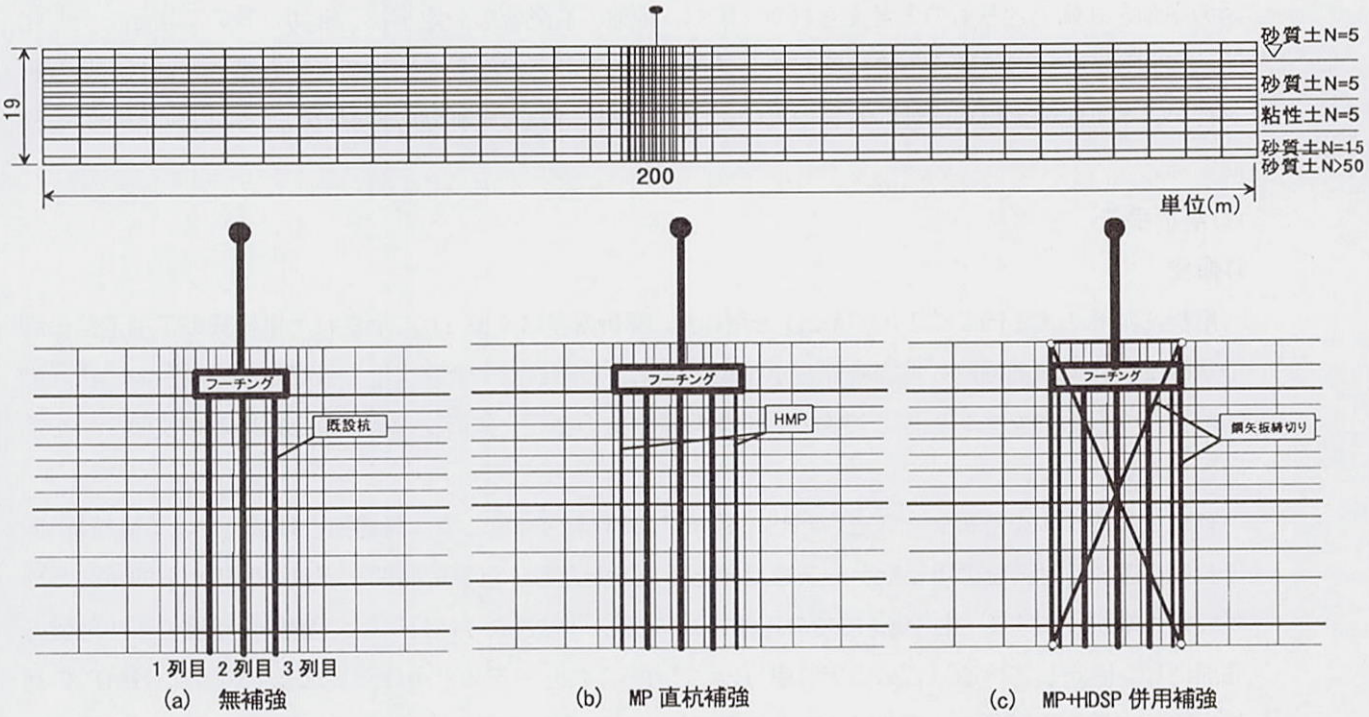
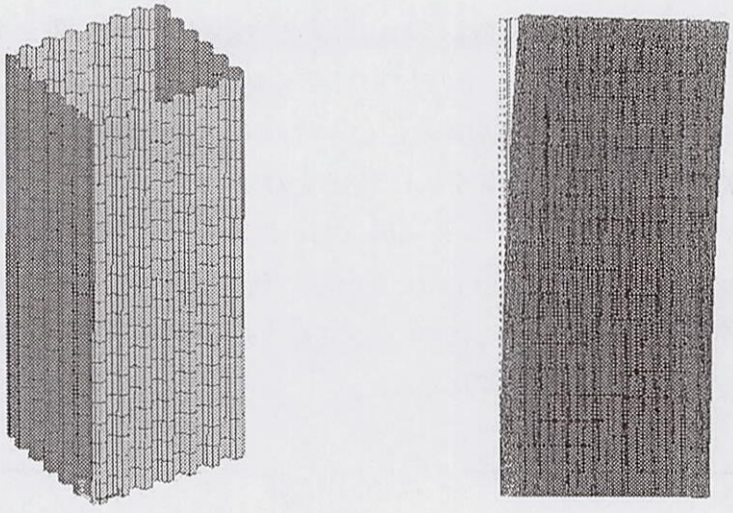


図-6.1.25 解析モデルと検討ケース

c) 鋼矢板による締切り壁のモデル化

鋼矢板締切り壁のモデル化には、6.1.4(2)c) で示した考え方を用いた。鋼矢板として IVw 型を想定し、締切り構造を図-6.1.26 のように 3 次元構造としてモデル化して頂部に強制変位を与えた。この時の頂部での作用合力と変位の関係が等しくなるように、先の図-6.1.18 に示した 2 次元フレーム構造の斜材の断面を決定した。加振直角方向の壁は曲げ剛性が鋼矢板IVw 型相当で、梁としての曲げ変形のみが生じるように軸剛性は大きな部材とした。ここでの二次元モデル化は 3 次元構造と 2 次元フレームの弾性変形を前提としていることから、2 次元有効応力解析においては加振直角方向の壁を鋼矢板IVw 型の曲げ剛性と大きな軸剛性を有する弾性梁要素で、加振平行方向の壁の存在を代替する斜材は上記手法で決定した断面を有する弾性梁要素でモデル化した。したがって、2 次元有効力解析では鋼矢板締切りを弾性構造とするため、結果を踏まえて別途その耐力照査を行っておくことが必要になる。なお、今回の構造解析では鋼矢板特有の波形形状を考慮したが、継ぎ手はモデル化していない。そのため継ぎ手でのせん断ズレは考慮されていないが、その対策として溶接やフーチングとの一体化等により対応できるものと考えている。



(a) 構造解析モデル　　(b) 変形状態

図-6.1.26　鋼矢板締切り壁の３次元構造解析モデルと変形性状

d) 地盤の有効幅

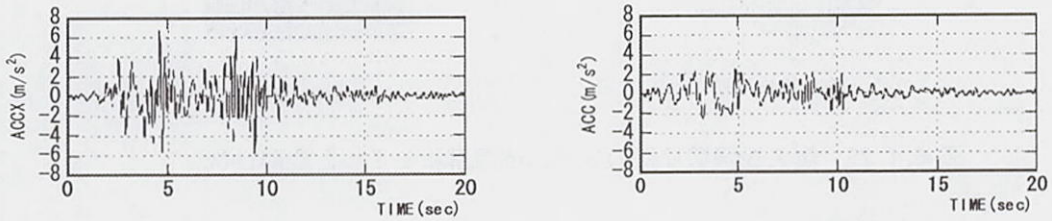
前述の 6.1.4(2)d) で示した考え方で設定した。すなわち、解析結果の杭の曲げモーメントが一定値に落ち着く範囲の有効幅を用いることにした。無補強時を対象に有効幅がフーチング幅の２倍と３倍の解析を行ったところ、杭の曲げモーメント最大値とその時の曲率、深度方向の分布ともほぼ同様の結果であった。さらに小さい有効幅でも結果が変化しない可能性もあるが、ここでは有効幅をフーチング幅の２倍とすることにした。フーチング幅を基準にすると、前述の模型実験の解析に比べて有効幅が小さいが、これは模型と実物のスケールの違いや、模型では杭が弾性であったのに対し、実大では非線形であること等が影響しているものと考えられる。杭が非線形挙動をする場合、地盤に対する相対的な剛性が小さくなり、地盤の変形に追随しやすくなるため比較的小さな有効幅で曲げモーメントおよび曲率が一定値に収束するのではないかと推察される。対策ありのケースではフーチングが拡幅されているために、フーチング幅を基準にとると無補強時と対策時で地盤の有効幅を変えることになる。しかし、ある程度以上の有効幅になると曲げモーメントがほぼ一定値に収束すると考えられることから、ここでは、対策ありの場合には拡幅したフーチングを基準にその２倍の有効幅を考えることにした。実際の解析においては地盤を単位幅に固定し、既設杭、ＨＭＰ、鋼矢板締切りの剛性を有効幅に応じて変化させた。

(3) 無補強および HMP 直杭補強時の解析結果

a) 地盤・構造物の応答性状

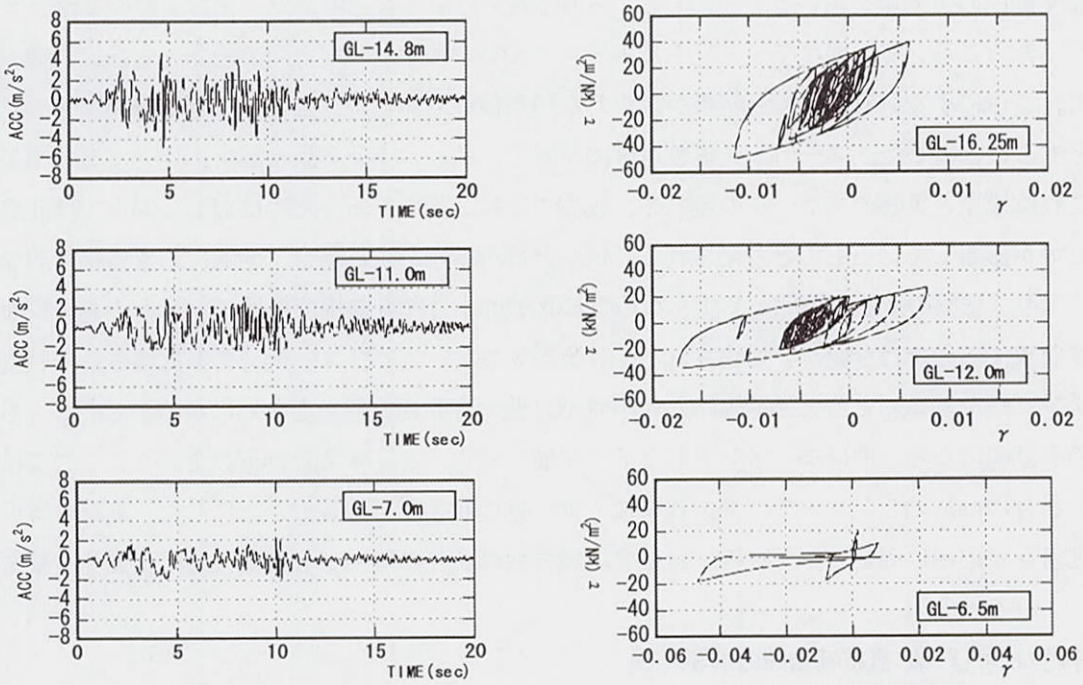
無補強時の解析における入力加速度と構造物頭部の応答加速度の時刻歴を図-6.1.27 に、地盤部の GL-14.8m（下部砂層上境界）、GL-11.0m（粘土層）、GL-7.0m（液状化層）での地盤の応答加速度時刻歴とほぼ同深度の地盤の $\tau-\gamma$ 関係を合わせて図-6.1.28 に示す。図-6.1.27 より入力波に比べて構造物で

は短周期の成分が小さくなり、加速度値は250gal程度まで減衰している。図-2.1.28を見ると、GL-17.7～-14.8mのN=15の下部砂層で1%以上、その上部のN=5の粘土層では2%近いせん断ひずみが発生して大きな非線形ループを描いており、応答加速度も上部へ行くほど値が小さくなっている。さらに、GL-7m付近では液状化層特有の応力ひずみ関係を示し、5%近いひずみが生じて応答加速度が小さくなり長周期化している。なお、図示は省略したがGL-3～10mでは、地盤、杭間とも5sec程度で過剰間隙水圧比が1に達し、完全液状化に至っている。以上のことから、今回の条件では下部の砂層・粘土層、さらには液状化層で加速度が減衰、長周期化するために、大きな入力加速度が上部へ伝達されず、構造物への入力加速度がそれほど大きくならない結果になった。



(a) 入力波形　　(b) 上部構造物

図-6.1.27　入力加速度と上部構造物の応答加速度



(a) 応答加速度　　(b) 応力ひずみ関係

図-6.1.28　地盤の応答加速度と応力ひずみ関係

b) 杭基礎の挙動

無補強時、HMP直杭補強時の既設杭の最大曲げモーメント値の深度分布を図-6.1.29 に、フーチング水平変位と２列目杭(中央杭)の杭頭の曲げモーメントの経時変化を図-6.1.30 に示す。図-6.1.29 より、無補強時には杭頭から 2m 程度の範囲で既設杭の曲げモーメントが終局（死荷重作用時）を超え、液状化層下端付近でも降伏程度の大きな曲げモーメントが生じているのがわかる。また、図-6.1.30 より、杭頭部の最大曲げモーメントはフーチングの応答変位が 30cm 程度の最大値を示す時刻にに生じていることがわかる。なお、解析では My 以降は Mu 後も同勾配を維持するため Mu を超える値が出ている。今回の解析は、結果的に構造物への入力加速度が小さかったこと、地盤の応答変位による杭の変形が支配的だったことなどから、軸力の変動は最大で 400kN 程度と大きくなく、基礎は既設杭の頭部で破壊に至る結果になった。

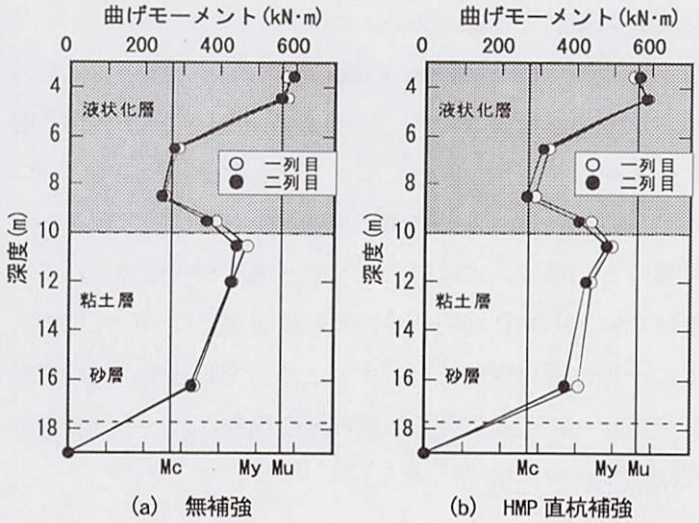


図-6.1.29 既設杭の最大曲げモーメント値の深度分布

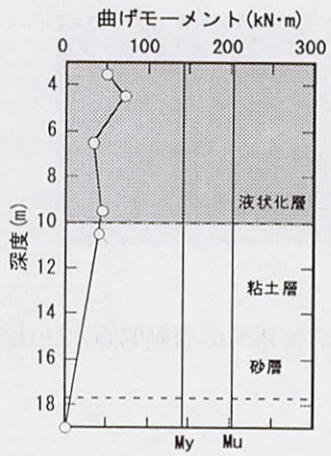


図-6.1.31 MP 直杭の最大曲げモーメント値の深度分布

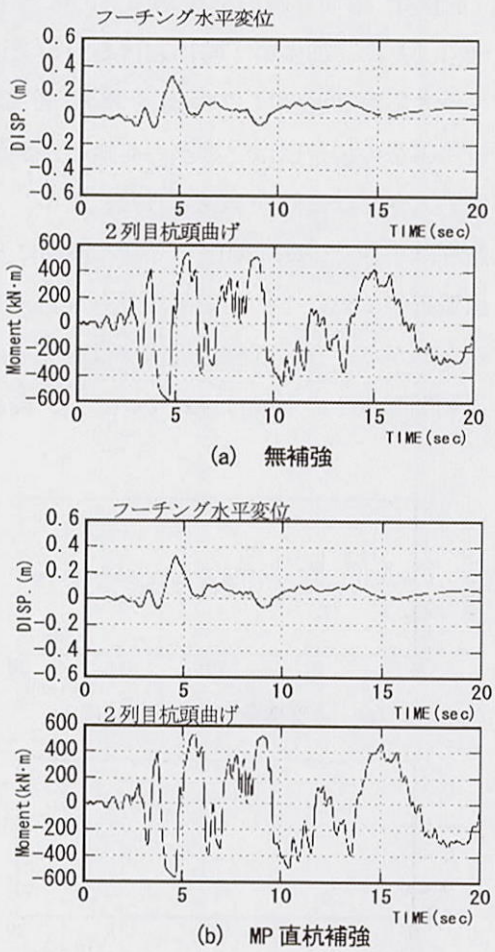


図-6.1.30 フーチング変位と杭頭付近の曲げモーメント値の経時変化

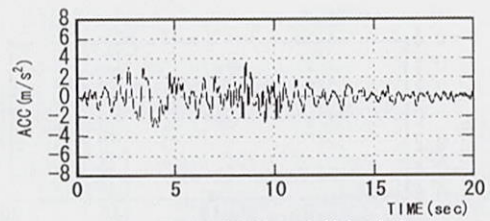
HMP補強時には杭頭付近で若干の違いがあるが、既設杭の曲げモーメント分布は無補強時とほぼ同様で杭頭付近が終局に至っている。一方、図-6.1.31 に示す最大曲げモーメント値の深度分布によるとHMPはかなりの余裕を残した状態である。これは液状化時には杭の断面力が地盤の応答変位に支配され、既設杭が極限に至る変形ではHMP直杭は変形性能に余裕を残した状態であることに対応していると考えられる。周辺地盤の反力が期待できない条件では曲げ剛性が高い既設杭に結果が支配され、HMP直杭では充分な補強効果が得られない結果になった。これは地震時保有水平耐力法による試設計[1]と同様の結果である。

(4) 併用工法の解析結果

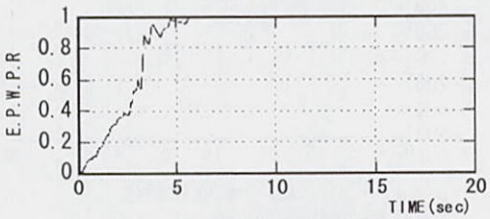
a) 地盤・構造物の応答性状

HDSP 工法を併用した場合には、締切り内地盤および杭ー構造物系の応答に変化が見られた。なお、ここでは鋼矢板の締切り内外両面に排水部材が設置された HDSP 工法の他に、排水機能がない条件での解析も行った。また、HMPの本数は前記（3）の解析と同様である。

HDSP 締切り時の構造物頭部の応答加速度と杭近傍地盤 z=-6.5m の過剰間隙水圧の経時変化を図-6.1.32 に、加振終了時における対策工近傍の過剰間隙水圧のコンター図を図-6.1.33 に示す。構造物の最大応答加速度は 300gal を超え、図-6.1.27 の無補強時よりも大きくなっていることがわかる。また、併用工法の場合には、排水の有無にかかわらず無補強時に比べて、締切り内地盤の液状化層で応答加速度が大きくなる傾向が見られた。しかし、無補強時と同様に入力波形に比べると構造物へ伝達される加速度は小さく、長周期化している傾向に変わりはない。HDSP 締切り時の過剰間隙水圧については鋼矢板壁近傍において抑制効果が見られる。しかし、その効果は既設杭付近までは及んでおらず、経時変化からわかるように既設杭近傍では約 5sec で完全液状化に至っている（無補強の場合に比べると初期の過剰間隙水圧の上昇は遅れているが、5sec 前程度で両者の差が無くなる）。



(a)　上部構造物の応答加速度



(b)　杭近傍地盤の過剰間隙水圧

図-6.1.32　経時変化の例

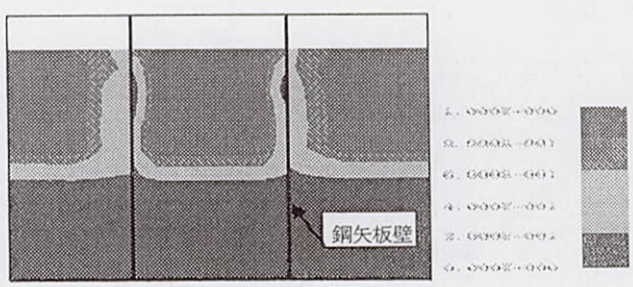
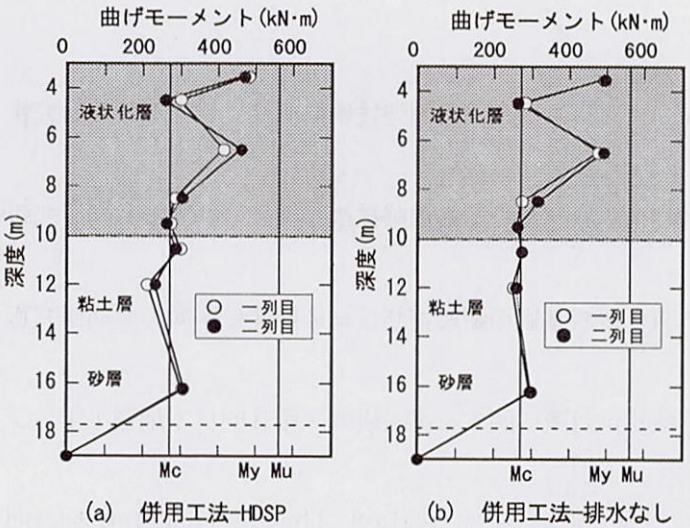


図-6.1.33　HDP 併用時の過剰間隙水圧比のコンター

b) 杭基礎の挙動

併用工法（HDSP、排水なし）実施時の既設杭の最大曲げモーメント値の深度分布を図-6.1.34 に、HDSP 締切り時のフーチングの水平変位、２列目杭の杭頭曲げモーメントの経時変化を図-6.1.35 に示す。また、無補強、併用工法（排水なし）、併用工法（HDSP）の３ケースについて２列目杭の杭頭の曲げモーメント－曲率関係を図-6.1.36 に示す。これらの図から、併用工法を用いることにより、無補強時（図-6.1.29 参照）に比べて既設杭の曲げモーメントやフーチングの変位が低減されているのがわかる。特に、模型振動実験のシミュレーションの時と同様に、液状化層下端付近では曲げモーメントの低減が大きい。杭頭付近についても既設杭の曲げモーメントがかなり抑制されており、HDSP 工法ではいずれの杭もわずかではあるが降伏モーメントを下回る値に抑えられている。また、図-6.1.36 の曲率で見ると無補強時との違いが明確であり、併用工法の効果が確認できる。

次に、今回の解析では併用工法の鋼矢板締切り壁を弾性構造としてモデル化しているが、その条件が満たされているがどうかもチェックする必要がある。図-6.1.37 に示す HDSP 工法の鋼矢板壁の斜材取り付け点の水平変位を見ると、最大で 7cm 程度になっている。前記図-6.1.26 の３次元構造解析結果では 1cm の変位時に加振平行方向の壁内で最大 98MN/m^2 程度の応力が発生していたことを考えると、今回のⅣw 型の鋼矢板では降伏応力の大きい SY390 材を用いても少なくとも局所的には降伏に達している可能性が高い。波形形状のため局所的な応力が生じやすいが、それが全体の構造としての剛性にどの程度影響するかについては３次元の構造解析などによって確認する必要がある。締切り壁全体としての剛性に低下が見られる場合には鋼矢板の型式を大きくする等の対処が必要であるが、現段階ではそれを合理的に評価・照査する方法が確立されておらず、試行錯誤的に２次元有効応力解析と３次元構造解析を繰り返して、十分に安全な鋼矢板型式を選択するのが望ましいように思われる。二次元有効応力解析結果と３次元構造解析を用いて、鋼矢板締切り壁の耐力を照査できる標準化された実用的な手法の確立が今後の課題である。



(a) 併用工法-HDSP　　(b) 併用工法-排水なし

図-6.1.34　併用工法実施の既設杭の最大曲げモーメント分布

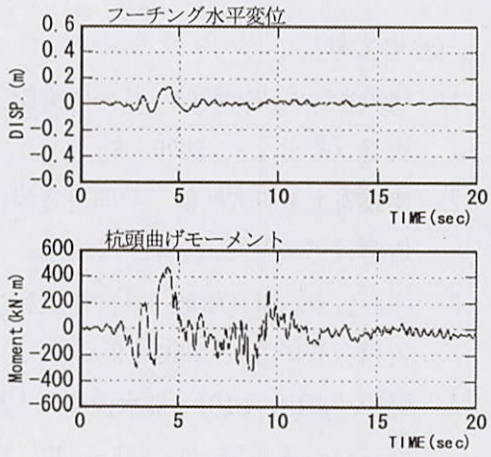


図-6.1.35　フーチング変位と杭の曲げモーメントの経時変化

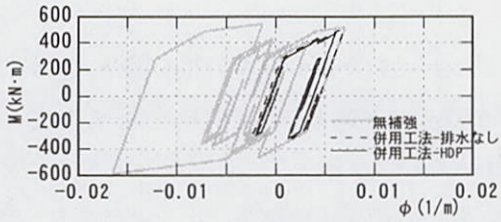


図-6.1.36　杭頭部のM-φ履歴

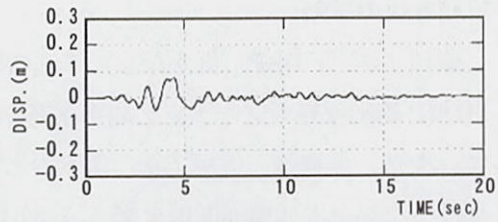


図-6.1.37　鋼矢板上部の変位応答

6.1.7　まとめ

（1）模型振動台実験を行った結果、鋼矢板により締切ることにより、締切られた地盤内の過剰間隙水圧の発生状況を多少抑止できることは確認できたが、既設杭に生じる曲げモーメントを抑える効果は確認できなかった。

（2）排水機能つき鋼矢板を用いて既設基礎構造物を締切ることにより、締切られた地盤内の過剰間隙水圧の発生状況を抑止できることが確認された。さらに、ホワイトノイズ等のランダム波において既設杭に生じる曲げモーメントを抑える効果が確認された。

（3）模型振動台実験のシミュレーションを行った結果、地盤の材料パラメータに加え、解析における奥行き方向の地盤の有効幅と締切り壁の剛性を適切に評価すれば実用的な精度で地盤-杭基礎系の挙動を評価できるものと考えられた。また、地盤の有効幅の設定手法、締切り壁の二次元モデル化手法に関して、一つの考え方を提案した。

（4）上記の結果を踏まえて実大構造物に対する解析を行った。その結果、無補強の既設杭は杭頭部が終局を超える結果になったのに対し、所要の剛性・強度を有する鋼矢板を適用すればＨＤＳＰ併用工法によって杭頭の曲げモーメントを効果的に低減でき、有効な対策工になりうることがわかった。

【参考文献】

1) 建設省土木研究所他：共同研究報告書第246号　既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その１）、2000. 8.
2) 建設省土木研究所他：共同研究報告書第278号　既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その２）、2001. 12.
3) 建設省土木研究所他：共同研究報告書第282号　既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書（その３）、2002. 9.
4) 野田、喜田、飯田：排水機能付き鋼杭による液状化対策に関する実験研究、第８回日本地震工学シンポジウム論文集、pp.885－890、1990.
5) H.Tanaka, H.Kita, T.Iida & Y.Saimura : Countermeasure against liquefaction for buried

structures using sheet pile with drain capability, 1st Int. Conf. On Earthquake Geotechnical Engineering, IS-TOKYO'95, pp.999-1004, 1995

6) 田中、日下：鋼矢板締切りによる地中構造物の液状化時浮上り変形抑制効果と対策後の浮上り変位に関する一考察、第36回地盤工学研究発表会、pp.1987-1988, 2001.6.

7) Tateishi,A., Taguchi,Y., Oka, F. and Yashima,A. : A cycle elastoplastic model for sand and its application under various stress condition, Proc. of 1st. Int. Symp. on Earthquake Geotechnical Engineering, IS-TOKYO'95, pp.399-404, 1995

8) F.Oka, A.Yashima, T.Shibata, M.kato and R.Uzuoka : FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, Applied Scientific Research, Vol.52, pp.209-245, 1994

9) 岸下崇裕、三浦房紀： 2次元FEM解析による杭基礎の動的挙動について、杭基礎の耐震設計法に関するシンポジウム論文集・報告書、土木学会、pp.105-108, 2001.9

10) 淵本正樹、田蔵隆： 2次元有限要素法による地盤・杭・構造物系の地震応答解析における地盤の奥行き方向解析幅に関する一考察、清水建設研究報告Vol.73, 2001.4

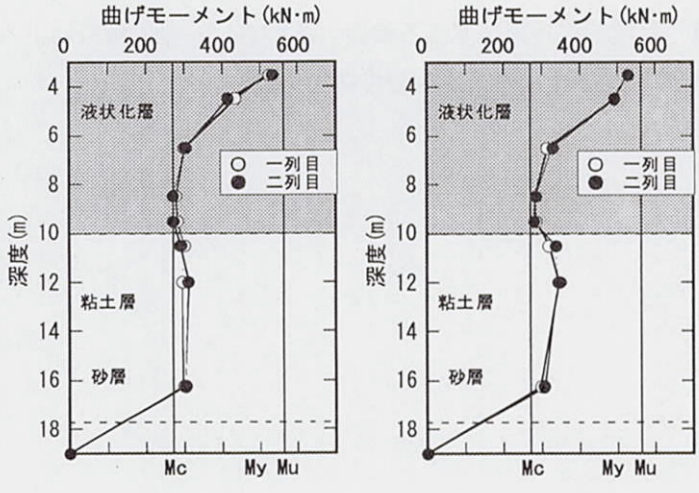
11) 日本道路協会： 既設基礎の補強に関する参考資料、2000.12

12) 角田、原田他：既設基礎の耐震補強技術に関する検討（その６）－動的解析によるＨＭＰを用いた複合基礎の検討－、土木学会第57回年次学術講演会投稿中、2002.9

＜追加＞

上記の解析では、鋼矢板締切り壁を弾性構造としてモデル化しているために、その条件が満たされているがどうかを別途チェックすることが必要になるが、２次元有効力解析の中で同時にそれを考慮できれば便利である。そこで、一つの便法であるが、加振直角方向の鋼矢板壁を SY390IVw 型の降伏モーメントを折れ曲がり点とする弾完全塑性型の非線形梁要素でモデル化することを試みた。ただし、斜材に関しては弾性梁要素のままとした。

解析結果の既成杭の最大曲げモーメント値分布を付図１に示す。図より、液状化層の下部より以深では、無補強時に比べて曲げモーメントが大きく低減され、図-2.1.33 の鋼矢板締切り壁を弾性構造とした時とほぼ同程度の曲げモーメント値を示している。杭頭付近に関しても無補強時と比べると曲げモーメントの低減効果が認められるが、鋼矢板締切り壁を弾性構造とした時に比べると効果が小さくなっている。これは鋼矢板壁が降伏して塑性ヒンジを形成した時点で斜材の効果がなくなり、締切り壁の剛性が低下するためである。この現象が必ずしも実現象と対応しているわけではないと考えられるが、やはり今回の条件では鋼矢板IVw 型では締切り壁が降伏して剛性が小さくなり、対策効果が低下する結果となった。



付図１