

杭 - 地盤系の強非線形性を考慮した
杭基礎の耐震性能評価法に関する実験的研究

2009年3月

柏 尚稔

目次

第 1 章. 序論

1.1 研究の背景	1.1
1.2 既往の研究	1.3
1.2.1 動的相互作用モデルに対する非線形性の導入	1.3
1.2.2 杭の水平抵抗に関する解析的、実験的研究	1.5
1.2.3 杭基礎の開発的研究	1.11
1.3 研究の目的 と本論文の構成	1.13
第 1 章の参考文献	

第 2 章. 大振幅水平載荷実験による杭の水平抵抗の非線形性

2.1 概要	2.1
2.2 実験方法	2.2
2.3 単杭と 4 本群杭の水平抵抗	2.9
2.3.1 平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係	2.9
2.3.2 各振幅最大変位時の平均杭頭荷重	2.12
2.3.3 各振幅最大変位時の割線剛性と等価減衰定数	2.13
2.3.4 曲げモーメント分布と杭頭曲げモーメント	2.15
2.4 杭本数と杭の水平抵抗	2.17
2.4.1 平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係	2.17
2.4.2 各振幅最大変位時の平均杭頭荷重	2.20
2.4.3 各振幅最大変位時の割線剛性と等価減衰定数	2.20
2.4.4 曲げモーメント分布と杭頭曲げモーメント	2.22
2.5 載荷速度、載荷方向、相対密度と杭の水平抵抗	2.24
2.5.1 平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係	2.24
2.5.2 各振幅最大変位時の平均杭頭荷重	2.24
2.5.3 各振幅最大変位時の割線剛性と等価減衰定数	2.24
2.6 まとめ	2.28
第 2 章の参考文献	

第3章. 大振幅水平載荷実験による地盤の非線形挙動

3.1 概要	3.1
3.2 地表面での地盤変状	3.2
3.2.1 単杭の地盤変状	3.2
3.2.2 群杭の地盤変状	3.4
3.3 地盤変状と杭の水平抵抗	3.13
3.3.1 杭頭荷重 - 杭頭変位関係と地盤変状	3.13
3.3.2 地盤の限界状態	3.16
3.4 地盤内部の変形状態	3.18
3.4.1 実験方法	3.18
3.4.2 地表面での地盤変状と対称面上での地盤変状	3.21
3.4.3 地盤の限界状態時の杭挙動	3.25
3.5 まとめ	3.27
第3章の参考文献	

第4章. 大振幅水平載荷実験のシミュレーション解析

4.1 概要	4.1
4.2 解析方法と解析モデル	4.1
4.3 実験結果と解析結果の比較 - 杭の水平抵抗	4.4
4.3.1 平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係	4.4
4.3.2 曲げモーメント分布と杭頭モーメント	4.6
4.4 実験結果と解析結果の比較 - 地盤変状	4.9
4.4.1 地表面での地盤変状	4.9
4.4.2 地盤内部の変形	4.12
4.4.3 すり鉢と平均杭頭荷重	4.15
4.5 まとめ	4.17
第4章の参考文献	

第 5 章. 大振幅水平載荷実験・解析による群杭の水平抵抗の分析	
5.1 概要	5.1
5.2 杭頭変位に対する群杭効果の分析	5.2
5.2.1 群杭効率	5.2
5.2.2 杭頭せん断力 - 杭頭変位関係	5.4
5.2.3 杭に作用する曲げモーメント	5.6
5.2.4 杭頭せん断力と杭頭荷重分担率	5.10
5.3 群杭効果へ杭 - 地盤系の非線形性が及ぼす影響の評価	5.16
5.3.1 実験結果と有限要素解析結果の比較	5.16
5.3.2 杭・地盤の材料非線形性が群杭効果に及ぼす影響	5.21
5.3.3 杭長が杭 - 地盤系の非線形性に及ぼす影響	5.36
5.4 まとめ	5.42
第 5 章の参考文献	

第 6 章. 実大杭の解析による群杭 - 地盤系の非線形性の評価	
6.1 概要	6.1
6.2 実大実験のシミュレーション解析	6.2
6.2.1 実大水平載荷実験の概要と解析モデル	6.2
6.2.2 実験結果と解析結果の比較	6.4
6.3 実大実験のシミュレーション解析	6.7
6.3.1 杭のスケールと群杭効果	6.7
6.3.2 模型と実物の地盤物性の違いと群杭効果	6.10
6.3.3 杭長と群杭効果	6.13
6.3.4 モデルによる群杭効果の比較	6.16
6.4 まとめ	6.19
第 6 章の参考文献	

第 7 章. 結語	
7.1 結論	7.1
7.2 今後の課題	7.4

発表論文リスト

A. 学術雑誌等（紀要・論文集等も含む）に発表した論文及び著書

- 1) 倉田高志, 柏尚稔, 林康裕, 田村修次, 吹田啓一郎 : 大振幅水平載荷実験による群杭・地盤系の非線形挙動, 日本建築学会構造系論文集, No.614, pp.45-52, 2007.4.
- 2) 柏尚稔, 倉田高志, 林康裕, 田村修次, 吹田啓一郎 : 大振幅水平載荷実験による群杭効果の振幅依存性, 日本建築学会構造系論文集, No.614, pp.53-60, 2007.4.
- 3) 勝二理智, 柏尚稔, 林康裕, 吹田啓一郎, 倉田高志 : 大振幅水平載荷実験に基づく杭-地盤系の非線形挙動のシミュレーション解析, 構造工学論文集, Vol54-B, pp.37-44, 2008.3.
- 4) 柏尚稔, 勝二理智, 林康裕, 吹田啓一郎, 倉田高志 : 大振幅水平載荷実験に基づく杭-地盤系の非線形挙動が群杭効果の杭頭変位振幅依存性に及ぼす影響の考察, 構造工学論文集, Vol54-B, pp.51-58, 2008.3.

B. 学術雑誌等又は商業誌における解説、総説

C. 国際会議における発表

(C1) 査読付き

- 1) H.Kashiwa, T.Kurata, M.Shoji, Y.Hayashi, K.Suita and S.Tamura : Nonlinear behavior of pile group in dry sand based on lateral cyclic loading tests with large displacement amplitude, 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Paper No.1721, June 25-28, 2007.
- 2) M.Shouji, H.Kashiwa, Y.Hayashi, K.Suita, T.Kurata and W.Inoue : Simulation Analysis of Nonlinear Behavior of Pile-Soil Structure System Based on Horizontal Loading Tests, 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.10.
- 3) H.Kashiwa, M.Shouji, Y.Hayashi, K.Suita, T.Kurata and W.Inoue: Influence of Nonlinear Behavior of Pile-Soil Structure on Displacement Amplitude Dependence for Efficiency of Pile Group Based on Cyclic Lateral Loading Tests Subjected to Large Displacement Amplitude, 14th World Conference on Earthquake Engineering, 2008.10.

D. 国内学会・シンポジウム等における発表

- 1) 倉田高志, 柏尚稔, 林康裕, 吹田啓一郎, 田村修次: 乾燥砂地盤模型における群杭の大振幅水平載荷実験 その1:実験概要と地盤の変形, 日本建築学会近畿支部研究報告集構造系, pp.141-144, 2005.6
- 2) 柏尚稔, 倉田高志, 林康裕, 吹田啓一郎, 田村修次: 乾燥砂地盤模型における群杭の大振幅水平載荷実験 その2:各杭の挙動と群杭効果, 日本建築学会近畿支部研究報告集構造系, pp.145-148, 2005.6
- 3) 倉田高志, 柏尚稔, 吹田啓一郎, 林康裕, 田村修次: 乾燥砂地盤模型における群杭の大振幅水平載荷実験 その1:実験概要と地盤の変形, 第40回地盤工学研究発表会, pp.1713- 1714, 2005.7.
- 4) 柏尚稔, 倉田高志, 吹田啓一郎, 林康裕, 田村修次: 乾燥砂地盤模型における群杭の大振幅水平載荷実験 その2:杭の挙動と群杭効果, 第40回地盤工学研究発表会, pp.1715-1716, 2005.7.
- 5) 倉田高志, 柏尚稔, 林康裕, 吹田啓一郎, 田村修次: 乾燥砂地盤模型における群杭の大振幅水平載荷実験 その1:実験概要と地盤の変形, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.467-468, 2005.9.
- 6) 柏尚稔, 倉田高志, 林康裕, 吹田啓一郎, 田村修次: 乾燥砂地盤模型における群杭の大振幅水平載荷実験 その2:各杭の挙動と群杭効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.469-470, 2005.9.
- 7) 柏尚稔, 倉田高志, 林康裕, 吹田啓一郎, 田村修次: 乾燥砂地盤模型における杭の大振幅水平載荷実験, 日本地震工学会大会2005梗概集、 pp.236-237, 2005.11.
- 8) 倉田高志, 柏尚稔, 林康裕, 田村修次, 吹田啓一郎: 乾燥砂地盤における群杭の大振幅水平載荷実験による履歴挙動と地盤変状 その3:地盤の形状変化と極限反力, 日本建築学会近畿支部研究報告集構造系, pp.165-168, 2006.6.
- 9) 柏尚稔, 倉田高志, 林康裕, 田村修次, 吹田啓一郎: 乾燥砂地盤における群杭の大振幅水平載荷実験による履歴挙動と地盤変状 その4:杭の水平抵抗力と振幅依存性, 日本建築学会近畿支部研究報告集構造系, pp.169-172, 2006.6.
- 10) 倉田高志, 柏尚稔, 林康裕, 吹田啓一郎, 田村修次: 乾燥砂地盤における群杭の大振幅水平載荷実験による履歴挙動と地盤変状 その3:地盤変状と極限水平抵抗力, 第41回地盤工学研究発表会, pp.1505-1506, 2006.7.
- 11) 柏尚稔, 倉田高志, 林康裕, 吹田啓一郎, 田村修次: 乾燥砂地盤における群杭の大振幅水平載荷実験による履歴挙動と地盤変状 その4:杭の水平抵抗力と振幅依存性, 第41回地盤工学研究発表会, pp.1507-1508, 2006.7.
- 12) 倉田高志, 柏尚稔, 林康裕, 田村修次, 吹田啓一郎: 乾燥砂地盤模型における群杭の大振幅水平載荷実験 その3:地盤変状と極限反力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.431-432, 2006.9.

- 13) 柏尚稔, 倉田高志, 林康裕, 田村修次, 吹田啓一郎 : 乾燥砂地盤における群杭の大振幅水平載荷実験による履歴挙動と地盤変状 その4:杭の水平抵抗力の振幅依存性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.433-434, 2006.9.
- 14) 倉田高志, 勝二理智, 柏尚稔, 林康裕, 吹田啓一郎, 田村修次 : 乾燥砂地盤模型における群杭の大振幅水平載荷実験 その5:短杭と長細い杭の比較, 日本建築学会近畿支部研究報告集構造系, pp.273-276, 2007.6.
- 15) 勝二理智, 柏尚稔, 倉田高志, 森井雄史, 有木寛江, 林康裕 : 既存基礎の再利用に関する研究, 日本建築学会近畿支部研究報告集構造系, pp.269-272, 2007.6.
- 16) 柏尚稔, 倉田高志, 勝二理智, 林康裕, 吹田啓一郎, 田村修次 : 乾燥砂地盤における群杭の大振幅水平載荷実験 その5:透明土槽を用いた地盤内部の変形状態の確認, 第42回地盤工学研究発表会, pp.1231-1232, 2007.7.
- 17) 倉田高志, 柏尚稔, 勝二理智, 林康裕, 吹田啓一郎, 田村修次 : 乾燥砂地盤における群杭の大振幅水平載荷実験 その6:短杭と長細い杭の比較, 第42回地盤工学研究発表会, pp.1233-1234, 2007.7.
- 18) 勝二理智, 柏尚稔, 倉田高志, 林康裕, 吹田啓一郎, 田村修次 : 乾燥砂地盤における群杭の大振幅水平載荷実験 その7:地盤中に残存する既存杭の影響, 第42回地盤工学研究発表会, pp.1235-1236, 2007.7.
- 19) 倉田高志, 柏尚稔, 勝二理智, 林康裕, 吹田啓一郎, 田村修次 : 乾燥砂地盤における群杭の大振幅水平載荷実験 その5:短杭と細長い杭の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.629-630, 2007.8.
- 20) 勝二理智, 柏尚稔, 倉田高志, 林康裕, 吹田啓一郎, 田村修次 : 乾燥砂地盤における群杭の大振幅水平載荷実験 その6:地盤中に残存する既存杭の影, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.631-632, 2007.8.
- 21) 柏尚稔, 倉田高志, 勝二理智, 林康裕, 吹田啓一郎, 田村修次 : 乾燥砂地盤における群杭の大振幅水平載荷実験 その7:3次元有限要素法による解析結果と実験結果の比較, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp.633-634, 2007.8.
- 22) 柏尚稔, 勝二理智, 林康裕, 吹田啓一郎 : 杭-地盤系の大振幅水平載荷実験のシミュレーション解析 その1:杭の負担応力, 日本地震工学会大会2007梗概集, pp.190-191, 2007.11.
- 23) 勝二理智, 柏尚稔, 林康裕, 吹田啓一郎 : 杭-地盤系の大振幅水平載荷実験のシミュレーション解析 その2:地盤の非線形性, 日本地震工学会大会2007梗概集, pp.192-193, 2007.11.
- 24) 柏尚稔, 勝二理智, 林康裕, 吹田啓一郎 : 乾燥砂地盤における群杭の大振幅水平載荷実験 その8:実験シミュレーション解析による杭-地盤系非線形挙動と群杭効果の検討, 第43回地盤工学研究発表会, 2008.7.

- 25) 勝二理智, 柏尚稔, 井上和歌子, 林康裕, 吹田啓一郎 : 新設杭と既存杭間の改良地盤が杭の水平抵抗に及ぼす影響, 第43回地盤工学研究発表会, 2008.7.
- 26) 勝二理智, 柏尚稔, 井上和歌子, 林康裕, 吹田啓一郎 : 新設杭と既存杭間の改良地盤が杭の水平抵抗に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp., 2008.9.
- 27) 柏尚稔, 勝二理智, 林康裕, 吹田啓一郎 : 乾燥砂地盤における群杭の大振幅水平載荷実験 その8:杭の根入れ長さが群杭の杭頭せん断力に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1, pp., 2008.9.

第1章 序論

1.1 研究の背景

1995年の兵庫県南部地震や2001年の改正建築基準法の施行を契機として、建物の耐震設計は使用規定型設計から性能規定型設計へ移行しつつある。性能規定型設計の際に重要なものは建築構造物が持つ限界状態（保有性能）を明確な数値で示すことであり、その限界量が地震動を受けた時の建物応答（要求性能）を超えて満足する様に設計することが建築構造物の耐震設計の根幹である。

近年、南海地震、東南海地震、東海地震をはじめとするプレート境界型の巨大地震の発生が確実視されているが、その発生前後には各地で活断層による内陸直下の地震が多発すると言われている。そのような地震の代表例が兵庫県南部地震、鳥取県西部地震、新潟県中越地震に当たる。これらの震源域では現行の設計で考慮されているレベル2に相当する地震荷重さえも大きく上回る高レベル地震動が観測^{例えは1.1)}、推定^{1.2～4)}された。さらに、大阪府域の内陸直下地震に対する地震動予測が様々な機関によって精力的に行われており、提案されている予測地震動は設計用地震動よりもはるかに大きい^{例えは1.5)}。このように耐震設計の検討対象とされる地震動レベルは以前と比べてはるかに大きくなっており、崩壊状態までの構造物の耐震性能を明確にすることが重要になると考えられる。

現在の耐震設計において、上部構造物には2次設計が一般的に行われている。しかし高層建築物などの特殊構造物を除いて、杭基礎の耐震設計には2次設計^{例えは1.6)}はほとんど行われていない。杭基礎の耐震設計が本格的に導入されたのは1981年に施行された「新耐震設計法」においてである。そこでは1次設計のみ規定されており、2001年に施行された改正建築基準法においても、2007年の建築基準法改正の際にも、水平抵抗に対する杭基礎の2次設計は盛り込まれなかった。その理由としては、杭基礎が壊れることによって人命が失われた事例が過去の地震被害の中でほとんど見当たらないことが挙げられる。さらに現状として杭基礎の2次設計を行うとしても、設計例が非常に少ないことや2次設計に対応したソフトウェアがほとんどないことなどを考えると導入のための整備が十分の状態とは言えず、杭基礎の2次設計が導入されにくい一因となっている。しかし、杭基礎も構造物の一部であることを考えると、合理的な設計のためには上部構造物と同様に杭基礎に対しても2次設計を行うべきである。実際60mを超える超高層建築物に対しては杭基礎の2次設計が要求されており、このことは杭基礎の2次設計は必要なものと認識されている証拠である。このとき問題としてあげられるのは杭 - 地盤系の強非線形性(Local nonlinearity)である。建物が高レベル地震動を受けた時、例えば杭体の損傷、杭周地盤の非線形性、杭周地盤の剥離などに代表されるような非線形性が現れると考えられ、杭基礎の耐震性能を明確にす

る上では杭 - 地盤系の強非線形性を適切に評価しなければならない。杭基礎の2次設計導入のためには杭基礎の目標性能を明確にして各限界状態を適切に定める必要があるが、杭 - 地盤系の強非線形性を十分に把握していない現状においては目標性能の設定も困難である。まずはレベル3相当までの大地震を想定して、通常的设计を超える大変位まで、杭 - 地盤系の強非線形性がどのように現れるかを正確に把握することが必須事項である。

一方で杭 - 地盤系の強非線形性は上部構造にも影響を及ぼす可能性がある。文献1.7)で示されているように、1995年の兵庫県南部地震では耐震設計のレベル2をはるかに超える地震動が観測されたにもかかわらず、新耐震設計法に基づいて設計された建物の被害率は低かった事例もある。このことについて、通常設計で考慮されていない建物と地盤の動的相互作用による入力損失効果や逸散減衰が原因の一つと推測され、文献1.7)、1.8)では入力損失効果によって建物の地震時応答が低減したことを示している。ただし、これらの検討によって兵庫県南部地震での建物の被害率を全て評価できたわけではなく、近傍地盤と基礎との非線形相互作用効果や基礎構造の損傷のような杭 - 地盤系の強非線形性が建物応答に対して大きな影響を及ぼした可能性は十分に考えられるとしている。建物応答の予測精度を向上させるという側面からも、杭 - 地盤系の強非線形挙動の精査は重要であることが覗えよう。

近年の情報技術の発達によってコンピュータによる数値解析の予測精度が飛躍的に上昇した。特に3次元非線形有限要素解析が以前に比べて格段に身近になったことは研究の進歩に大きく貢献したと言える。3次元有限要素解析は杭 - 地盤系のような複雑な構造系を直接モデル化することができ、杭 - 地盤系の強非線形性を考慮した杭の水平抵抗の評価には最適な解析法と言えるだろう。しかし、3次元有限要素解析による解がどこまで正しく実現象を捉えられているかは定かではなく、正解は観測や実験によるものとなる。よって杭 - 地盤系の強非線形性を適切に評価するためには観測や実験データの蓄積が必要であり、実験データの理解を深めるため3次元有限要素法を用いて分析することが現象の正確な理解に繋がる。

以上のような背景より、杭 - 地盤系の強非線形性を考慮した杭基礎構造物の耐震設計手法を構築することは急務であり、杭 - 地盤系の強非線形性として実験を通じて現象を把握する必要がある。そのためには、杭に対して今まで実験されていないような大変位を与える実験を行って、杭 - 地盤系にどのようなことが起こるのか詳細に分析する必要がある。さらに3次元有限要素解析でどこまで実験を評価できるのか把握した上で、杭 - 地盤系の非線形性が杭の水平抵抗に対して及ぼす影響を分析することが、杭 - 地盤系の強非線形性を考慮した杭基礎の耐震設計に直結すると言えよう。

1.2 既往の研究

本論文の位置付けを明確にするため、基礎 - 地盤系の相互作用問題を扱った既往の文献の見解を整理する。本節では次の3つの観点から既往の文献の概説すると共に、残された課題点を抽出する。

- (1) 動的相互作用モデルに対する非線形性の導入
- (2) 杭の水平抵抗に関する実験的、解析的研究
- (3) 杭基礎建物の開発的研究

1.2.1 動的相互作用モデルに対する非線形性の導入

1.1節で述べたように、建物の地震時挙動は基礎固定モデルではなく、地盤との力のやり取りも模擬した相互作用モデルを用いることによってより正確に推定することができる。動的相互作用解析に関しては文献1.9、10)に詳しく説明されている。本節では動的相互作用解析に対して考慮される非線形性に関わる既往の研究について概説する。

杭 - 地盤系の非線形性は建物が建設されている敷地地盤の非線形性による「Site nonlinearity」、基礎近傍地盤の非線形性による「Local nonlinearity」の2つに分類され、それぞれが建物 - 杭 - 地盤系の地震時応答に影響を及ぼしており、設計で考慮すべき因子である。さらに、それぞれの非線形性は周波数領域において物性値の時間的変化を考慮しない等価線形化手法を用いて扱う方法と、時間領域において時事刻々と変化する物性値を考慮した逐次非線形として扱う方法のいずれかで考慮される。

Site nonlinearityに関して周波数領域で扱っている研究として、Schnabelら^{1.11)}が考案したSHAKEがあり、研究的、実用的に幅広く用いられている。SHAKEは一次元重複反射理論に基づいて、地盤のせん断剛性と減衰定数のひずみ依存性を考慮した自由地盤の地震応答解析プログラムである。この時の地盤の非線形性は G/G_0 、 $h-\gamma$ 曲線として大崎 - 原モデル^{1.12)}や古山田モデル^{1.13)}など、地盤の動的変形試験に基づくモデルが提案されている。等価線形化手法は簡便で実用的であるが、吉田^{1.14)}が指摘しているように軟弱地盤で地震動のレベルが大きい場合には地盤のせん断ひずみが増大すると観測値との差が大きくなることが知られている。この原因は等価線形解析では地盤のひずみを最大ひずみの65%(有効ひずみ)で評価するためであり、必要によっては逐次非線形解析を用いる必要がある。

逐次非線形解析では地盤の G/G_0 、 $h-\gamma$ 曲線を履歴曲線でモデル化して、地盤の地震時応答をNewmark β 法やWilson θ 法をはじめとする直接積分法を用いて時間軸で求める。この時の地盤の G/G_0 、 $h-\gamma$ の骨格曲線としては、双曲線モデルのHardin-Drnevichモデル(H-Dモデル)^{1.15)}、指数曲線モデルのRamberg-Osgoodモデル(R-Oモデル)^{1.16)}がよく用いられる。地震応答解析の際にはこれらの骨格曲線に対してMasing則^{1.17)}を適用して、数値解析モデルとして履歴曲線が与えられる。田蔵ら^{1.18)}によれば地震観測結果と修正H-Dモデル及び修正R-Oモデルを用いた逐次非線形解析結果の比較から、修正H-Dモデルは大ひずみレベル

で減衰を過大評価し、修正R-Oモデルは観測結果をよく近似した結果となることを報告している。このように、逐次非線形解析では等価線形解析で考慮できないひずみレベルまで地震応答解析を行うことができるが、観測結果との適合性がよい非線形モデルを適切に設定することが重要となる。逆に、非線形モデルの設定の難しさゆえに、通常の耐震設計では等価線形解析を用いることが多いが、地震に対する要求性能が高度化したことを考えると設計者が各非線形モデルの特徴を明確に把握し、適切な非線形モデルを選択できるような整備をする必要が急務と考えられる。

Local nonlinearityに関しては杭 - 地盤間の相互作用力伝達部に対して非線形性の影響を取り入れることによって考慮することができる。このとき有限要素モデルや杭を個別にモデル化するようなPenzien系杭全体モデルのように杭 - 地盤系を詳細にモデル化した場合、Local nonlinearityが生じる部分に対して、剥離などの力学的性状を直接考慮することで杭 - 地盤間の相互作用力を適切に評価できる。しかしLocal nonlinearityを等価線形として扱う場合や、SRモデルのような簡略モデルで考慮する場合には、Local nonlinearityを集約した形で評価することになり、例えばSRモデルならばスウェイ、ロッキングばね物性の設定が非常に難しくなる。

周波数領域でLocal nonlinearityを扱っている研究として、Novak et al.^{1.19)}は杭周囲地盤を水平方向に2層に分割し、外側の地盤を弾性とし内側の地盤に材料非線形性を考慮した緩み層を設けるモデルを提案している。内側の地盤の材料非線形性は等価線形で考慮される。小林^{1.20, 21)}らは地盤の材料非線形性、杭 - 地盤間のすき間などの幾何学的非線形性を考慮した群杭の水平方向の動的インピーダンス評価法を提案し、実験結果と比較して良好な結果が得られることを確認している。

時間領域においてLocal nonlinearityを扱う場合には、SRモデル、Penzienモデル、有限要素モデルによる解析方法がある。SRモデルの場合は前述したように、スウェイ、ロッキングばねに対してLocal nonlinearityを集約して考慮することになる。田守らは^{1.22)}SRモデルに対して杭 - 地盤系の非線形性を等価線形的に考慮した非線形解析手法を提案している。Penzienモデルの場合には地盤相互作用ばねに対してLocal nonlinearityを考慮する。非線形性を考慮した地盤相互作用ばねとして基礎構造設計指針^{1.23)}に基づいて地盤反力係数と塑性水平地盤反力を用いたもの、弾性波動論に基づいて評価されるFrancis^{1.24)}のばねとBromsの極限地盤反力^{1.25 ~ 27)}を用いた双曲線モデル、薄層法を用いた地盤ばねとBromsの極限地盤反力を用いたモデルなどが挙げられる。護ら^{1.28)}は双曲線モデルを用いた地盤相互作用ばねに杭 - 地盤間の剥離を取り入れた復元力モデルを提案している。Penzienモデルを用いた杭支持建物の地震時応答性状に関する研究として、宮本ら^{1.29)}は液状化地盤の杭支持建物に対してPenzienモデルを用いた応答解析を行っている。地盤相互作用ばねは水平方向ばねとせん断地盤ばねを用いており、ばね特性は3次元薄層法により求められた群杭効果を考慮したものであり、Bromsによる極限地盤反力を用いた双曲線モデルに加えて有効応力による

地盤の非線形性も考慮している。さらに、応答変位法に基づいた液状化地盤における杭応力の算定法を示している。酒向ら^{1.30)}は宮本らの研究を拡張して、群杭を一本に集約せずに多本杭のまま地震応答解析を行っており、変動軸力が杭の非線形に対して及ぼす影響を考察している。このとき各杭の相互作用ばねはすべて同じとしている。また、酒向ら^{1.31)}、引田ら^{1.32)}は群杭支持建物に対して、多本杭のままモデル化した地震応答解析を行っており、その際極限地盤反力にたいして前方、後方の違いを考慮したモデル化を行っている。木村ら^{1.33)}は模型杭基礎建物の遠心載荷実験を行い、構造物の地震時挙動に基礎梁の剛性が及ぼす影響を検討し、Penzienモデルを用いた3次元立体骨組の振動解析を行っている。長谷川ら^{1.34)}は、兵庫県南部地震で被災した建物に対して地震応答解析を行い被災シミュレーションを行っている。このとき地盤反力 - 変位関係としてよく用いられる地盤反力係数法ではなく岸田ら^{1.35)}によるp-y曲線法を採用している。このように、Penzienモデルは比較的自由度が少なく基礎構造設計指針でも推奨されており、多くの研究で適用性が裏付けられた解析手法である。ただし、予測される地震動レベルが青天井に大きくなっている背景を考えると、杭が大変位を受けた時の杭 - 地盤系の強非線形性を適切に表現するには、地盤相互作用ばねの復元力特性を定めるパラメータの設定法が現状で確立しているとは言えない。適切なパラメータ設定のためにはさらなる実験データの蓄積が必須である。

1.2.2 杭の水平抵抗に関する解析的、実験的研究

杭の水平抵抗に関しては古くから解析的、実験的研究が数多くなされており、その氷山の一角を文献1.36)、1.37)で垣間見ることができる。本項では解析的研究と実験的研究に分けて既往の研究を概説する。

(1) 解析的研究

杭の水平挙動をモデル化し数値解析として評価することは古くから研究されており、手法によって極限平衡法、弾性地盤反力法、複合地盤反力法、杭地盤相互作用法の4つに分類される。

極限平衡法は杭を剛体として杭 - 地盤系の崩壊機構を仮定し、地盤の極限水平抵抗力を求める方法である。この方法は杭の変形を捉える事が出来ないが地盤の塑性水平地盤反力を算定することができ、地盤の非線形性を解析的に算出できる方法として広く用いられている。この解析法に当たるものとしてBromsの研究^{1.25 ~ 27)}があり、さらに地盤の塑性水平地盤反力を算定するモデルとしてReeseらの研究^{1.38)}、Meyerhofらの研究^{1.39)}、岸田らの研究^{1.35)}群杭に関しては富永らの研究^{1.40 ~ 41)}が挙げられる。基礎構造設計指針では単杭の塑性地盤反力に対してBromsらの研究による解析法が、群杭の塑性地盤反力に対して富永らの研究による方法が用いられている。

弾性地盤反力法は地盤をWinklerばねでモデル化した弾性支承梁理論に基づいて、次式で

表わされる微分方程式を解くことによって誘導される。

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + pB = 0 \quad (5.1)$$

$$p = k_h z^m y^n$$

EI : 杭の曲げ剛性、 k_h : 水平地盤反力係数、 y : 杭変位、 z : 地盤深さ

この方法は極限平衡法と異なり杭に生じる応力や杭変位を求めることができる。また、Winklerばね定数を適切に設定することによって杭応力を精度良く求めることができる。この方法の代表的な研究としてChangによる研究^{1.42)}が挙げられ、Changの解は基礎構造設計指針でも簡略法として挙げられている。ただしChangの解は無限長の長さを持つ杭に対して地盤、杭共に弾性もしくは等価線形の条件のもとで一様な剛性を持つ地盤でしか適用できない。杉村^{1.43)}は杭頭回転拘束度および杭先端の境界条件を考慮することにより有限長の杭に対する水平抵抗理論解が、また文献^{1.37)}では多層地盤中の杭に対する水平抵抗理論解が示されており、弾性地盤反力法は様々な条件の杭に対して水平抵抗を算出することができる。しかし、自由地盤の応答解析と同様、大変位を受ける杭の水平抵抗を算出する際に杭 - 地盤系の非線形性を等価線形で考えるのには限界があるだろう。

複合地盤反力法は弾性地盤反力法に対して塑性水平地盤反力を考慮した解析法であり、杭頭荷重の増加に伴って地盤の塑性領域が地盤深部へと進行していく現象を表現することができる。これらの研究として勝見^{1.44)}による研究や富永ら^{1.40 ~ 41)}による研究が挙げられる。基礎構造設計指針の推奨法もこの方法に当たる。この方法では3次元的地盤内の応力の広がりを2次元のWinklerばねに対してどのように考慮できるかがキーポイントとなる。

さらに高度な解析法として杭地盤相互作用法がある。この方法は地盤を3次元連続体と仮定して杭 - 地盤間の相互作用現象を表現する解析法で、弾性論を用いる方法と有限要素法を用いる方法が挙げられる。

弾性論を用いた方法として代表的なものにPoulosの研究が挙げられる。PoulosはMindolinの第2解を適用し、単杭に関して地盤の塑性条件を考慮した理論^{1.45)}を示し、その後弾性的な群杭の理論^{1.46)}、2層地盤に対する単杭の理論^{1.47)}に展開した。Poulosの方法では地盤を弾性と仮定しているため杭頭荷重 - 杭頭変位関係は線形となるが、地盤反力に上限値を定めて、近似的に地盤の塑性化を表現している。またRandlph^{1.48)}もMindlinの第2解を応用した単杭、群杭の理論解を導いている。弾性論に立脚した杭の水平抵抗評価法では等価線形や地盤反力の上限を設ける方法で地盤の塑性化を考慮できるが、非線形レベルが強くなる大変位での杭の水平抵抗力評価のためには工夫が必要となる。富永ら^{1.40 ~ 41)}は杭体の非線形を考慮した単杭、群杭の塑性地盤反力理論解を求めており、特に群杭ではPoulosの解析で考慮できなかった杭の位置による塑性地盤反力の違いを表現しており、この考え方は基礎構造設計指針にも取り入れられている。

有限要素法を用いる方法では現象を2次元的に捉える場合と3次元的に捉える場合の2つに分けられる。簡略的に2次元モデルで評価する場合もあるが、2次元モデルでは矢板のような挙動となるため、本来の杭挙動を正確に再現するものではない。しかし今日の情報技術の発達によって3次元有限要素法を容易に扱えるようになり、3次元有限要素法で杭の水平抵抗を評価できるようになった。木村ら^{1.49)}は実大実験に対して3次元弾塑性有限要素解析を実施している。木村らはN値より地盤定数を決定し、地盤をDrucker-Pragerの塑性条件を持つ弾完全塑性体として単杭と9本群杭の解析を行い、実験を評価するために有限要素解析が有効であることを示している。若井ら^{1.50)}は乾燥砂地盤における群杭の模型実験、及び斎藤ら^{1.51)}が実施した実大群杭実験に対して、地盤をDrucker-Pragerの塑性条件を持つ弾完全塑性体とした有限要素解析による解析を行っており、解析結果は実験結果を良好に評価できることを示している。青砥ら^{1.52)}は実大鋼管群杭の大変形水平載荷実験に対して、地盤を非線形弾性とした有限要素解析により実験を評価している。間瀬ら^{1.53)}は実大鋼管群杭の水平載荷実験に対して、地盤を下負荷面モデル、Mohr-Coulombモデルの2種類でモデル化した有限要素解析により、地盤の塑性条件の違いで実験をどのように評価できるか考察している。これらの解析では杭 - 地盤を連続としたモデル化を行っており、いずれの解析でも杭 - 地盤間に特殊な要素を考慮することで杭 - 地盤間の相互作用を表現している。また藪内ら^{1.54)}は杭 - 地盤間にすべり、剥離、再接触を考慮できるコンタクト条件を与えた有限要素解析を行っており、実験との比較を行っている。この時、杭後面と地盤との間に剥離が生じることが表現できている。このように3次元有限要素解析は杭 - 地盤間の接触条件や下負荷面モデルのような特殊な構成則を用いた高度な解析が可能となっている。3次元有限要素解析は地盤定数の設定や接触条件の諸元の設定が難しく、解析が正解を出してくれれば過剰な期待をよせることは禁物であるが、模型実験や実大実験と合わせて用いることにより、杭 - 地盤系の強非線形性を適切に評価できると考えられる。

(2) 実験的研究

杭の水平抵抗に関する実験的研究として、今までに実大実験、模型実験が数多く行われている。実大実験は、高価なこととパラメータの自由度が低いことに難点がある。一方、模型実験では相似則の問題で実地盤に比べて地盤の拘束圧が小さいことや模型地盤物性と実地盤物性では性質がかなり異なるなどの問題が挙げられるが、パラメータの自由度が高く、目的に応じた実験を行うことができる。

単杭の実験としては実大実験、模型実験共に古くから数多く行われている。最近では時松ら^{1.55)}は杭頭水平載荷試験だけでなく、地中水平載荷試験を行うことで、実地盤の地盤反力 - 変位関係について分析している。この中で、基礎構造設計指針に挙げられている地盤反力 - 変位関係の問題点を抽出し、新たな地盤反力 - 変位関係モデルを提案し、その有効性を実証している。一方、群杭の実験としては、実大実験、模型実験共にそれほど多くなく、限られたものとなっている。玉置ら^{1.56)}は砂地盤における模型群杭の静的単調水平載荷実験を行っており、杭本数、杭配置、杭頭の固定度をパラメータとした群杭効率評価式を提案している。実験では杭径の約1.5%までの杭頭変位まで載荷を行っており、提案されている群杭効率評価式は微小変位で適用されるものと考えられる。富永ら^{1.57)}は砂地盤における模型群杭の静的水平載荷実験を行っており、杭本数、杭配置をパラメータとして群杭中の各杭の水平抵抗力を分析し、文献1.40、41)で提案された複合地盤反力法による群杭の水平抵抗評価法による解析値と比較することにより、その有効性を示している。柴田ら^{1.58 ~ 60)}は砂地盤における一連の模型群杭の静的水平載荷実験を行っている。この実験では杭頭自由条件で砂地盤に設置された杭径20mmのアルミニウム杭及び杭径22mmの塩化ビニル杭に対しておおそ杭径の5割の杭頭変位まで、単杭、9本群杭の水平抵抗性状について検討が行われている。その中で、一連の3種類の杭と地盤の相対剛性の実験に対して、Randolphの解による群杭効率の計算値は3割以内の精度で実測値を推定できることを示している。木村ら^{1.61)}は文献1.58 ~ 60)に示す模型実験の相似則に関する検討のため、大型の土槽を用いた群杭の静的水平載荷実験を行っている。ここでは杭径165.2mmの鋼管杭を用いられている。大型土層実験の結果は杭径20mmの小さい模型実験の結果とよく整合しており、さらにRandolphの提案式である程度群杭の挙動を説明し得たことが示されている。Brownら^{1.62, 63)}による砂地盤、粘土地盤での実大群杭実験では、杭径273mmの中詰鋼管杭で構成された9本群杭に対しておおそ杭径の2割の杭頭変位まで動的繰り返し載荷を行っている。この中で、粘土地盤では繰り返し載荷により地盤の軟化現象が顕著に認められるが、砂地盤ではそれほど認められないこと、いずれの地盤でも群杭効果が認められ、後方に位置する杭に対して抵抗する地盤の極限地盤反力を低減させることにより評価可能であることを示している。富永ら^{1.64)}は鉛直力を考慮した群杭の大変形単調水平載荷実験を行っており、群杭 - 地盤系の終局水平耐力とその状態に至るまでの水平挙動性状について検討している。用いられている杭は杭径20mmのアルミニウム管であり、杭径の4倍近くまでの杭頭変位まで

実験が行われている。この中で群杭の杭間隔が小さい場合では地盤中のアーチ効果を考慮すべきこと、杭本数が多くなると抵抗剛性が低下するが終局に至る変形性能は増大すること、鉛直力の有無により杭頭荷重 - 杭頭変位関係は変化することなどを指摘している。西村ら^{1.65)}は砂地盤に設置された直径約100mmの鋼管杭を用いて杭径の約8割の杭頭変位まで繰返し水平載荷実験を行っている。ここでは杭頭荷重 - 杭頭変位関係の性状、荷重の繰返しの影響、群杭効果についての定性的傾向を示している。さらに、小長井ら^{1.66)}は西村らによる実験と若井ら^{1.50)}による実験に基づいて、群杭の水平抵抗を等価な一本の単杭に置換して評価する手法を提案している。小笠原ら^{1.67)}は実規模9本杭の水平・鉛直載荷実験を行っており、水平載荷実験としては実地盤に設置された杭径318.5mmの実大鋼管杭に対しておおよそ杭径の8割の杭頭変位まで単調載荷により、単杭、9本群杭の水平抵抗性状について検討が行われている。この中で、群杭の挙動と耐力は単杭の挙動と耐力から評価できる可能性があること、群杭では基礎全体が一体の基礎として挙動していること、後方に位置する杭ほど杭頭の降伏する杭頭変位が大きいことが指摘されている。斉藤ら^{1.51)}は小笠原らの実験から群杭の水平方向大变位実験結果に着目し、群杭効果についてまとめている。この中で群杭効果は微小変形時（道路橋設計の1次設計レベル）と大变形時（道路橋設計の2次設計レベル）で異なる性状を示すことが示されており、既往の評価式を用いて実験を評価するための適切なパラメータの分析を行っている。岡原ら^{1.68)}は地盤抵抗の非線形性、杭体の曲げ剛性の非線形性が杭基礎の水平抵抗に及ぼす影響を定量的に把握するために、乾燥砂地盤において直径100mmの鋼管杭を用いた一連の群杭モデルの単調水平載荷実験を行っている。この中で載荷方向に並ぶ杭の杭頭せん断力には違いが生じ、載荷直交方向に並ぶ杭の杭頭せん断力には大きな差異が認められないこと、杭の中心間隔が杭径の2.5倍の方形群杭では杭に囲まれた地盤が杭との拘束力によってケーソンのような挙動を示し、前方杭においても地盤抵抗が低下することが実験より得られており、バイリニアモデルを用いた複合地盤反力法によって杭体降伏までの群杭の応力を評価できる手法を提案している。このとき、3本並列杭と9本方形群杭を比較した場合、見かけ上の基礎の載荷幅が同じでも平均杭頭荷重が異なることから、文献1.69)で示している地中連続壁基礎のように荷重載荷方向の間隙土も含めた基礎全体として、側面抵抗が見かけ上の換算載荷幅に影響を及ぼしているという考察は着目すべき点である。幸左ら^{1.70)}は杭径1200mmの場所打ちコンクリート杭の単調水平載荷実験を実施しており、杭径の約4割の杭頭変位まで載荷することにより、群杭の終局状態に対する検討を行っている。この中で、杭頭荷重は常に漸増傾向を示したこと、後方杭では負の軸力が作用することにより曲げ耐力が低下し、先行して降伏すること、杭径の10%程度の領域までは地盤の非線形特性をバイリニアモデルとして十分評価可能であることなどを示している。青砥ら^{1.52)}による水平載荷実験では、杭径318.5mmの実大鋼管杭を単杭から9本群杭まで、杭本数と杭配置をパラメータとして、おおよそ杭径の8割の杭頭変位まで単調載荷、繰返し載荷により、群杭の水平抵抗の検討が行われている。

この中で載荷方法が杭頭荷重 - 杭頭変位関係に及ぼす影響が小さいこと、群杭の大変形挙動を評価する上で杭・地盤の非線形性を考慮した梁ばねモデルは有効であるが、地盤反力の上限值の設定には慎重な検討が必要なこと、FEM解析の有効性が示されている。内田ら^{1.71)}は液状化地盤中の群杭に対して杭頭載荷実験及び土槽載荷実験を行っている。この実験で用いられている杭は杭径165.2mmの鋼管杭で、杭頭載荷実験、土槽載荷実験ともに杭径の約3割の変位を与えている。この中で、群杭の水平力分担率について水圧比が上昇すると杭の位置による差が小さくなること、杭頭載荷実験と土槽載荷実験で得られた地盤反力係数は杭の相対変位が小さい場合にはほぼ等しいことなどが示されている。鈴木ら^{1.72)}は飽和砂地盤を対象として模型群杭の繰返し水平載荷実験を行っている。実験で用いられている杭は杭径16mmの亚克力杭で、杭径の約0.5倍までの杭頭変位について検討されている。この中で、地盤の浅い部分では前方に位置する杭ほど地盤反力が大きくなり、地盤の深い部分では後方に位置する杭の地盤反力が大きくなること、杭頭荷重分担率は杭頭変位の増加に伴って変化することなどが指摘されている。間瀬ら^{1.73)}は実地盤中の杭径318.5mmの鋼管杭で構成される直列群杭の実大水平載荷実験を行っている。この中で、杭の位置により杭頭せん断力、曲げモーメント分布が異なることを指摘している。土方ら^{1.74)}は大規模発破震動を利用した杭基礎構造物の振動実験を行っている。この実験で用いられている杭は杭径220mmの鋼管杭で、振動による上部構造物慣性力により杭の地表面位置の相対変位は杭径の約2%となっている。この中で振動レベルが大きくなると杭頭荷重分担率が変化すること、弾性論から得られる初期剛性とBromsの評価式を基準として推定できる極限地盤反力を用いた解析モデルによって実験で得られた群杭の杭応力を評価できることを示している。

以上に示したように、群杭の水平抵抗に関する実験的研究では群杭効率、杭頭荷重分担率が杭頭変位によってどのような性状を示すか、さらに杭応力評価モデルに対して地盤ばねの非線形性をどのように考慮するかに重点が置かれている。しかしいずれの実験も杭径以内の杭頭変位での検討となっており、群杭の終局状態に着目して、杭径をはるかに超える杭頭変位まで検討されている例は非常に少ない。地盤の受働破壊には非常に大きな杭頭変位を要するので、杭径以内の杭頭変位での考察では生じうる現象をすべて把握できているとは言えない。系の崩壊までの構造物の性能を捉えるためには、杭径をはるかに超える範囲まで検討することが必要である。

1.2.3 杭基礎建物の開発的研究

建物の耐震設計は使用規定型設計から性能規定型設計へ移行しつつあるなか、文献のように杭基礎にも2次設計を導入しようとする動きが活発化している。さらに杭基礎を制振デバイスとして用いる研究もあり、杭 - 地盤系の強非線形性の評価はさらに重要となると考えられる。

(1) 杭基礎の保有性能の把握

杭の2次設計を導入するためには建物が高レベル地震動を受けた時の保有性能を把握するためには、杭 - 地盤間で生じる強非線形性を適切に考慮しなければならない。長江ら^{1.75)}は杭基礎構造物の地震応答解析を行い、上部構造が保有耐力に達する前に杭頭の曲げ降伏を認めることで、ピロティ構造の1階層間変形角及びラーメン構造の梁塑性率を抑制することができることを示している。田端ら^{1.76)}は杭基礎の破壊仮定を調べるため実大規模の非液化地盤中の杭基礎に対する振動実験を行っている。宮本ら^{1.77)}は群杭中の杭位置、変動軸力の影響を考慮して、場所打ちコンクリート杭の保有性能を限界耐力計算法に立脚した損傷限界、修復限界、安全限界の3つに分類し、それぞれの変形クライテリアを設定している。

(2) 水平抵抗のみに寄与する短い杭の利用

杭は曲げ変形の性状から短い杭と長い杭に分類できる^{1.23)}。建物に用いられる杭には鉛直支持力を期待するために通常長い杭を用いることが多いが、地盤内に残存する既存杭との水平方向の応力伝達を杭に期待したり^{1.78, 79)}、水平抵抗にのみ効果が発揮される様に杭を用いる^{1.80, 81)}ことなどを考えると、短い杭は杭基礎の水平抵抗を向上させるためデバイスとして大いに期待できる。よって本実験では短い杭を基準として杭 - 地盤系の強非線形性について分析した。

以上、既往の研究より次の課題点を指摘できる。

地震時の建物応答には建物と地盤の動的相互作用効果が大きく影響を及ぼす。このとき、杭 - 地盤系の強非線形性 (Local nonlinearity) の考慮の有無によって建物応答の評価が異なる可能性が考えられるが、杭 - 地盤系の強非線形性を杭に取り付く相互作用ばねに対して正確に考慮できているか分からない。杭 - 地盤系の強非線形性としての現象について、例えば杭体の損傷、杭周地盤の非線形性、杭周地盤の剥離などが生じると知られているものの、これらの現象が構造物に対してどのような影響を及ぼすのか実測、実験から明らかにする必要がある。

杭の水平抵抗に関する実験ではかなり大きな杭頭変位まで考察しているものの、動的载荷も含めて杭径以上の大振幅で繰返し载荷した実験例は見あたらない。また、杭配置に対して载荷方向を45°変えた繰返し载荷の実験例については皆無である。杭 - 地盤系の強非線形性が杭の水平抵抗に及ぼす影響を評価するには、小さい変形レベルから今まで実験されていない大きいレベルまで幅広い杭変位について検討する必要がある。

新しい基礎形式として、短い杭を用いる場合が今後増えると予測できる。短い杭は杭 - 地盤系の非線形性の影響を大きく受けると考えられるため、杭 - 地盤系の非線形性の適切な評価法を早急に構築する必要がある。

1.3 研究の目的と本論文の構成

以上のような実情を背景として、本研究では大地震時の建物挙動の把握のため、杭 - 地盤系の強非線形性が杭の水平抵抗に及ぼす影響を解明すると共に、設計で考慮されているよりはるかに大きな杭頭変位までの杭の耐震性能を評価することを目的として掲げる。この目的のために、乾燥砂地盤に設置した群杭の大振幅水平載荷実験を行い、3次元有限要素法を用いて分析することにより、杭頭変位の増加に伴って現れる杭 - 地盤系の非線形性を把握した。本論文の構成を図 1.1 にまとめる。

第2章では、杭の水平抵抗の非線形性として平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係の特性として(1) 履歴形状、(2) 各載荷振幅の最大変位時の平均杭頭荷重、(3) 履歴から得られる割線剛性と等価減衰定数について、杭長、杭本数、載荷速度(動的・静的)、地盤密度、載荷方向が(1)～(3)に及ぼす影響を分析した。

第3章では、大振幅水平載荷実験で地表面において観察された地盤変状について、対象とした実験パラメータが及ぼす影響を把握し、第2章で示した平均杭頭荷重と地盤変状の関連について考察した。さらに、短い杭で構成された4本群杭を対象として群杭の対称面上の地盤変状を直接観察する実験を行い、地盤変状と平均杭頭荷重の関連について分析した。

第4章では、大振幅水平載荷実験で見られた杭 - 地盤系の非線形挙動に対する理解をさらに深めるために実験のシミュレーション解析を行い、杭の水平抵抗と観察された地盤変状について実験結果と解析結果を比較することにより、3次元有限要素モデルの本実験への適用性について検討した。

第5章では、実験の中で杭頭荷重 - 杭頭変位関係に及ぼす影響の大きかった杭本数、杭形状をパラメータとして、群杭効果の変位振幅依存性について考察した。さらにシミュレーション解析により、地盤、杭の材料非線形性が群杭効果の振幅依存性に及ぼす影響について分析した。

第6章では、模型実験で認められた群杭効果の変位振幅依存性が実大スケールにおいても同様に認められるかどうかについて考察した。さらに第5章で示した群杭効率の評価法が実大スケールでも用いることができるかどうか検証した。

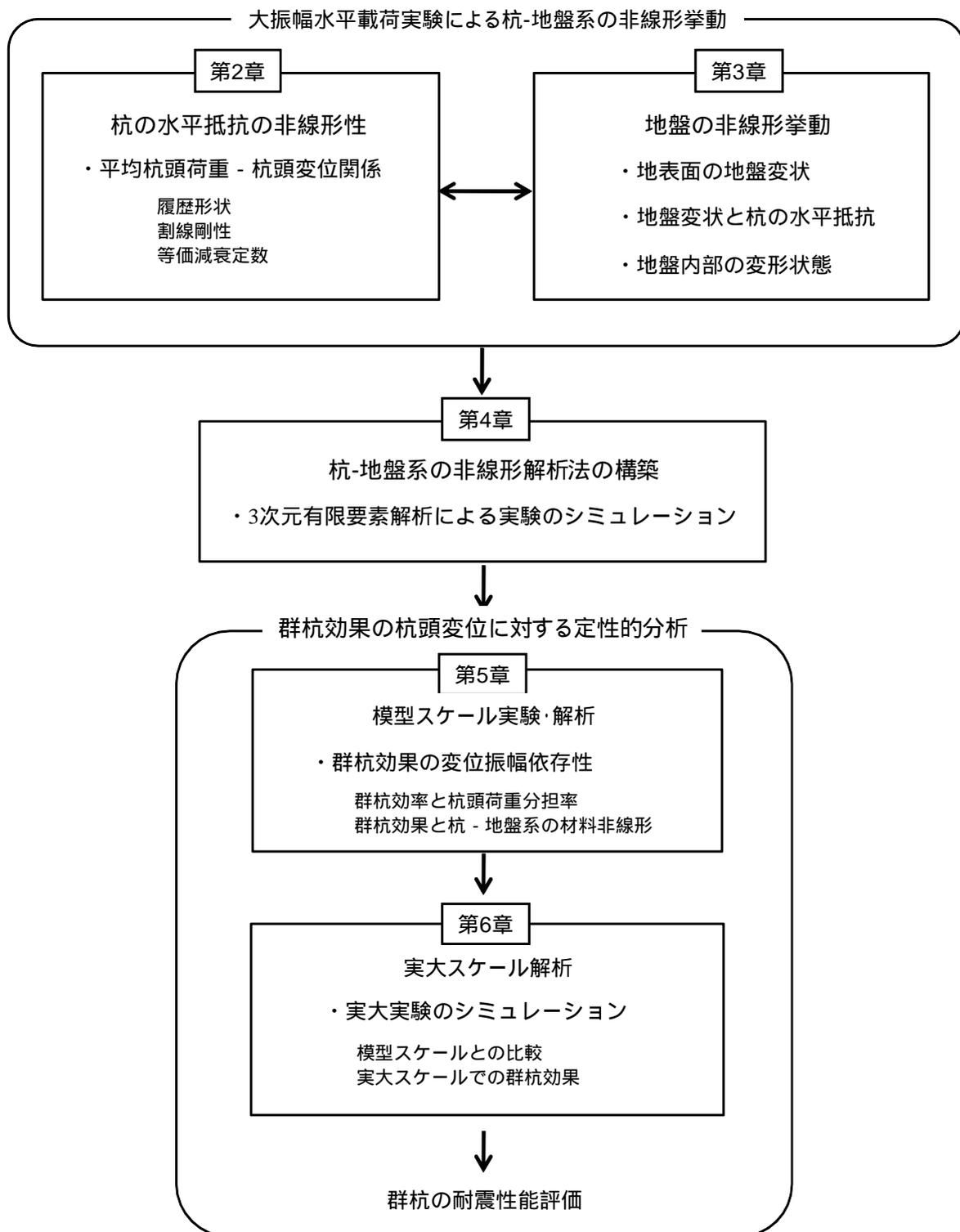


図 1.1 本論文の構成

参考文献

- 1.1) 建設省建築研究所：平成7年兵庫県南部地震被害調査最終報告書，1996.
- 1.2) 林康裕，川瀬博：1995年兵庫県南部地震における神戸市中央区の地震動評価，日本建築学会構造系論文集，No.481，pp.37-46，1996.3.
- 1.3) 源栄正人，永野正行：深部不整形地下構造を考慮した神戸市の地震動の増幅特性解析 - 兵庫県南部地震における「震災の帯」の解釈 - ，日本建築学会構造系論文集，No. 488，pp.39-48，1996.
- 1.4) 時松孝次，新井洋，浅香美治：微動観測から推定した神戸市住吉地区の深部S波速度構造と地震動特性，日本建築学会構造系論文集，No. 491，pp.37-45，1997.
- 1.5) 大西良広：大阪府・市による内陸地震の予測地震動，シンポジウム「大阪を襲う内陸地震に対して建物をどう耐震設計すればよいか？」資料，日本建築学会近畿支部耐震構造研究部会，pp.1-8，2008.3.
- 1.6) 田村修次：「大地震時の杭基礎の耐震設計」- 2次設計を導入するのに何が必要か - 主旨説明，2008年日本建築学会大会（中国）構造部門（基礎構造）PD資料，日本建築学会構造委員会基礎構造運営委員会，pp.21-23，2008.9.
- 1.7) 林康裕，藤森健史，安井譲，井口道雄：1995年兵庫県南部地震における相互作用効果と建物応答，日本建築学会構造系論文集，No. 520，pp.45-51，1999.6.
- 1.8) 安井譲，井口道雄，赤木久真，林康裕，中村充：1995年兵庫県南部地震における基礎有効入力動に関する考察，日本建築学会構造系論文集，No. 512，pp.111-118，1998.
- 1.9) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，1996.4.
- 1.10) 日本建築学会：建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計，2006.2.
- 1.11) Schnabel P.B., Lysmer J. and Seed H.B.： SHAKE A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, EERC 72-12, College of Eng. University of California Berkeley, California, 1972.
- 1.12) 原昭夫：土の動的変形特性と地盤の応答解析に関する研究，東京大学学位論文，1980.
- 1.13) 古山田耕司，宮本裕司，三浦賢治：多地点での原位置採取試料から評価した表層地盤の非線形特性，第38回地盤工学会研究発表会，pp.2077-2078，2003.6.
- 1.14) 吉田望：実用プログラムSHAKEの適用性，軟弱地盤における地震動増幅シンポジウム発表論文集，土質工学会，pp.14-31，1994
- 1.15) 国生剛治，桜井彰雄：Modified Hardin-Drnevich モデルについて，土木学会学術講演会講演梗概集 部，pp.116-117，1978.
- 1.16) Jennings, P.C.：Periodic Response of General Yielding Structure, J.Eng. Mech. Div., ASCE, EM2, pp.49-59, 1995.
- 1.17) 柴田明德：最新耐震構造解析，森北出版，2002.

- 1.18) 田蔵隆, 横田治彦, 土岐彰輝, 清水勝美, 嶋田穰: 観測記録に基づく地盤の非線形地震応答解析結果からの2,3の考察, 第17回土質工学研究発表会, pp.1853-1856, 1982.6.
- 1.19) Novak, M., and Sheta, M.: Approximate Approach to Contact Effects of Pile, Proceeding of Geotechnical Engineering Division, ASCE, National Convention, Dynamic Response of Pile Foundation: Analytical Aspects, pp.53-79, 1980.1.
- 1.20) 小林恒一, 八尾眞太郎: 動的な水平載荷を受ける群杭の挙動に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 425, pp.121-130, 1991.7.
- 1.21) 小林恒一, 八尾眞太郎: 地盤の非線形性を考慮した水平方向における群杭の杭頭複素剛性の評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 444, pp.121-130, 1993.2.
- 1.22) 田守伸一郎, 飯場正紀, 北川良和: 地盤の大歪み領域における地盤・杭・建物連成系の地震時挙動の簡易評価法に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 531, pp.73-81, 2000.5.
- 1.23) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 2001.
- 1.24) Francis, A. J.: Analysis of Pile Groups with Flexural Resistance, J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, , Vol.90, No.sm3, pp.1-32, 1964.5.
- 1.25) Broms, B. B.: Lateral Resistance of Pile in Cohesion Soil, J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, , Vol.90, No.sm2, pp.27-63, 1964.3.
- 1.26) Broms, B. B.: Lateral Resistance of Pile in Cohesionless Soil, J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, , Vol.90, No.sm3, pp.123-156, 1964.5.
- 1.27) Broms, B. B.: Design of Lateral Loaded Pile, J. Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, , Vol.91, No.sm3, pp.79-99, 1965.10.
- 1.28) 護雅史, 長谷川正幸, 土方勝一郎: ペンツェンモデルにおける地盤ばねの剥離を考慮した復元力モデルの検討, 日本建築学会大会学術講演集, 構造 , pp.389-390, 1999.9.
- 1.29) 宮本裕司, 酒向裕司, 喜多村英司, 三浦賢治: 非線形、液状化地盤における杭基礎の地震応答性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No. 471, pp.41-50, 1995.5.
- 1.30) 酒向裕司, 宮本裕司: 変動軸力を考慮した杭基礎の地震応答に関する解析的検討, 日本建築学会構造系論文集, No. 523, pp.79-86, 1999.9.
- 1.31) 酒向裕司, 引田真規子, 宮本裕司: 基礎梁 - 杭体と杭周地盤ばねの非線形性を考慮した群杭支持建物の地震応答(その1 解析条件と基礎梁非線形の影響), 日本地震工学会大会梗概集, pp.158-159, 2007.11.
- 1.32) 引田真規子, 酒向裕司, 宮本裕司: 基礎梁 - 杭体と杭周地盤ばねの非線形性を考慮した群杭支持建物の地震応答(その1 杭体と杭周地盤ばねの非線形の影響), 日本地震工学会大会梗概集, pp.160-161, 2007.11.

- 1.33) 木村匠, 社本康広, 松井和幸, 真野英之, 護雅史, 中井正一: 杭基礎構造物の耐震性に及ぼす基礎梁の剛性の影響, 日本建築学会構造系論文集, No.618, pp.41-48, 2007.8.
- 1.34) 長谷川正幸, 護雅史, 淵本正樹, 浅香美治: 1995年兵庫県南部地震におけるRC造杭支持建物の被災シミュレーションと杭基礎の耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, No.543, pp.87-95, 2001.5.
- 1.34) 岸田英明, 中井正一: 地盤の破壊を考慮した杭の水平抵抗, 日本建築学会論文報告集, No.281, pp.41-55, 1979.7.
- 1.36) 地盤工学会: 地盤工学ハンドブック, 1999.
- 1.37) 土質工学会: 杭基礎の設計法とその解説, 1985.
- 1.38) Reese, L. C., Cox, W. R. and Koop, F. D.: Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand, 6th Annual Offshore Technology Conference, Texas, pp.473-480, 1974.
- 1.39) Meyerhof, G. G. and Ranjan, G.: The Bearing Capacity of Rigid Piles Under Inclined Loads in Sand. I: Vertical Piles, Canadian Geotechnical Journal, Vol.9, pp.430-446, 1972.
- 1.40) 富永晃司, 山肩邦男: 地盤の塑性状態を考慮した群ぐいの水平抵抗理論 - その1 塑性地盤反力について -, 日本建築学会論文報告集, No.317, pp.32-40, 1980.7.
- 1.41) 富永晃司, 山肩邦男: 地盤の塑性状態を考慮した群ぐいの水平抵抗理論 - その2 理論および実験結果との比較検討 -, 日本建築学会論文報告集, No.321, pp.89-96, 1982.11.
- 1.42) Y.L.Chang: Discussion on "Lateral Pile-Loading Test" by Feagin, Trans., ASCE, pp.272-278, 1937.
- 1.43) 杉村義広: 杭頭回転拘束度および杭長を考慮した杭の水平抵抗理論解, 日本建築学会構造系論文報告集, No.365, pp.132-143, 1986.7.
- 1.44) 勝見雅: 地盤の非線形的性質を考慮した単杭の水平抵抗に関する研究, 土木学会論文報告集, No.223, pp.39-49, 1974.
- 1.45) Poulos, H. G.: Behavior of Lateral Loaded Piles: 1-Single Piles, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No.SM5, pp.711-732, 1971.
- 1.46) Poulos, H. G.: Behavior of Lateral Loaded Piles: 2-Pile Groups, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.97, No.SM5, pp.733-752, 1971.
- 1.47) Poulos, H. G.: Behavior of Lateral Loaded Piles: 3-Socketed Piles, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol.98, No.SM4, pp.391-406, 1972.
- 1.48) Randolph, M. F.: The response of flexible piles to lateral loading, Geotechnique, Vol.31, No.2, pp.247-259, 1981.
- 1.49) 木村亮, 八嶋厚, 柴田徹: 水平力を受ける群杭基礎に関する3次元有限要素解析, 京都大学防災研究所年報, 第34号B-2, pp.1-11, 1991.

- 1.50) Akihiko Wakai, Shingo Gose and Keizo Ugai : 3-D elasto-plastic finite element analyses of pile foundations subjected to lateral loading, Soil and foundations, Vol.39, No.1, pp.97-111, 1999.2.
- 1.51) 斎藤亮, 飯古道則, 五瀬伸吾, 易鋒 : 杭基礎の水平方向大变位時の挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1395-1408, 1993.3.
- 1.52) 青砥一浩, 富樫勝男, 尾形隆永, 佐藤立 : 鋼管群杭の大変形水平載荷試験とその数値シミュレーション, 第46回地盤工学シンポジウム, pp.229-pp234, 1991.11
- 1.53) 間瀬辰也, 橋口公一, 中井正一, 土方勝一郎, 杉山達也, 柳下文雄 : 下負荷面モデルを用いた単杭の水平挙動の3次元弾塑性解析, 日本建築学会構造系論文集, No.626, pp.575-582, 2008.4.
- 1.54) 藪内彰夫, 土方勝一郎, 杉山達也, 伊東賢伸, 藤原一成, 酒向裕司 : 静的水平載荷試験結果による場所打ち鋼管コンクリート群杭基礎の水平耐力と変形性能, 日本建築学会構造系論文集, No. 617, pp.111-119, 2007.7.
- 1.55) 時松孝次, 鈴木比呂子, 佐伯英一郎 : 実大杭の杭頭及び地中水平載荷試験に基づく地盤反力変位関係, 日本建築学会構造系論文集, No.562, pp.53-58,2002.12.
- 1.56) 玉置修, 三橋晃司, 今井常雄 : 水平抵抗における群杭効果の研究, 土木学会論文報告集, No.192, pp.79-89,1971.8
- 1.57) 富永晃司, 山肩邦男 : 砂地盤中の模型群杭に関する水平載荷試験と理論的考察, 日本建築学会論文報告集, No.326, pp.68-77,1983.4
- 1.58) 柴田徹, 八嶋厚, 木村亮 : 群杭の水平抵抗に関する模型実験(1), 京都大学防災研究所年報, No.26 B-2, pp.35-44,1983.4
- 1.59) 柴田徹, 八嶋厚, 木村亮 : 群杭の水平抵抗に関する模型実験(2), 京都大学防災研究所年報, No.27 B-2, pp.77-85,1984.4
- 1.60) 柴田徹, 八嶋厚, 木村亮 : 群杭の水平抵抗に関する模型実験(3), 京都大学防災研究所年報, No.28 B-2, pp97-110,1985.4
- 1.61) 木村亮, 柴田徹, 八嶋厚 : 群杭の水平抵抗に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報, No.30 B-2, pp149-166,1987.4
- 1.62) Dan A. BROWN, Lymon C. REESE and Michael W. O'NEILL: Cyclic Lateral Loading of a Large-Scale Pile Group, Journal of Geotechnical Engineering, Vol.113, No.11, pp.1326-1343,1987.11
- 1.63) Brown, D. A. , Morrison, C. , Reese, L. C. : Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.114, No.11, pp.1261-1276, 1988.11
- 1.64) 富永晃司, 山本春行, 染川常二 : 鉛直力を受ける群杭の水平挙動に関する模型実験, 日本建築学会構造系論文報告集, No.394, pp.130-140,1988.12

- 1.65) 西村昭彦、神田仁、青木一二三、丸山修: 模型杭基礎の大変形水平載荷試験(その1)(その2), 第27回土質工学研究発表会, E-4, pp.1603-1606, 1992.6
- 1.66) Kazuo KONAGAI, Yuanbiao YIN and Yoshitaka MURONO: Single beam analogy for describing soil-pile group interaction, Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.23, pp.213-221, 2003
- 1.67) 小笠原政文, 飯古道則, 五瀬伸吾, 川口光雄: 杭基礎の耐力に関する研究, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1467-1477, 1993.3.
- 1.68) 岡原美知夫、高木章次、茶林一彦: 地中連続壁基礎の支持機構, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.1301-1307, 1989.3
- 1.69) 岡原美知夫、木村嘉富、高木繁、大堀裕康: 群杭の水平載荷試験およびシミュレーション解析, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1371-1384, 1993.3
- 1.70) 幸左賢二、鈴木直人、木村亮、木村嘉富、森田悠紀雄: 終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験, 土木学会論文集, No.596-43, pp.249-260, 1998.6
- 1.71) 内田明彦、濱田純次、土屋富男、山下清、加倉井正昭: 液状化地盤における模型群杭の水平載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, No.572, pp.117-122, 2003.10
- 1.72) 鈴木康嗣, 安達直人: 模型水平載荷試験による群杭の地盤反力~変位関係, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 570, pp.115-122, 2003.8
- 1.73) 間瀬辰也、中井正一、橋口公一、土方勝一郎、杉山達也、柳下文雄: 杭頭拘束条件における2本直列杭の水平載荷試験の3次元弾塑性解析, 日本地震工学会・大会 - 2007梗概集, pp.200-2001, 2007.11
- 1.74) 土方勝一郎、杉山達也、伊東賢伸、藤原一成、酒向裕司、宮本裕司: 群杭基礎の非線形挙動に関する振動実験及び解析研究 - 25本杭試験体の実験結果とシミュレーション解析 -, 日本建築学会構造系論文集, No.615, pp.109-117, 2007.5
- 1.75) 長江拓也, 内村均, 小林恒一, 吉田望, 林静雄: 変形性能に優れた鉄筋コンクリート杭に支持される建物の地震応答解析, 日本建築学会構造系論文集, No.555, pp.107-114, 2002.5.
- 1.76) 田端憲太郎, 佐藤正義, 時松孝次, 鈴木比呂子: E-ディフェンスによる非液状化地盤中の杭基礎の震動実験(その1: 大型せん断土槽を用いた水平地盤実験の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集 構造, pp.635-636, 2007.8.
- 1.77) 宮本裕司, 酒向裕司, 岡安隆史: 杭支持建物の耐震性能評価に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, No.547, pp.59-65, 2001.9.
- 1.78) 勝二理智, 柏尚稔, 井上和歌子, 林康裕, 吹田啓一郎: 新設杭と既存杭間の改良地盤が杭の水平抵抗に及ぼす影響, 第43回地盤工学研究発表会, No., pp., 2008.7.
- 1.79) 足立圭佑, 田村修次, 樋口康仁, 林康裕: 遠心場実験における既存杭が新規杭の水平抵抗に及ぼす影響, 第43回地盤工学研究発表会, No., pp., 2008.7.

- 1.80) 中井正一, 真野英之, 松田崇, 石田理永: 極短杭を有する杭基礎構造物の振動特性に関する基礎的検討, 日本建築学会構造系論文集, No. 567, pp.79-84, 2003.5.
- 1.81) 弘中孝宣, 佐伯英一郎, 永田誠, 小林勝巳, 山田哲, 和田章: 細長い支持杭と太短い耐震杭を併用した損傷制御杭基礎構造, 日本建築学会構造系論文集, No.578, pp.59-66, 2004.4.

第2章 大振幅水平載荷実験での杭の水平抵抗の非線形性

2.1 概要

兵庫県南部地震に代表される、通常の耐震設計レベルをはるかに超える地震動が作用した場合の建築物の地震時挙動を解明し、建築構造物の耐震設計に合理的に反映させるためには、建築物と地盤間の強非線形相互作用効果を適切に考慮することが不可欠である。よって、まずは実験データを蓄積しながら強非線形現象を解明する必要があると考えられる。

群杭基礎と地盤間の強非線形相互作用効果を調べた既往の実験的研究の中で、単調載荷で杭径以上の水平変位を杭頭に与えた模型実験として、杭頭荷重 - 杭頭変位関係の履歴特性及び地盤変形に着目した白方らの模型実験^{2.1)}、全ての杭について塑性ヒンジが発生し、かつ地盤も塑性化に至るまでの杭の水平抵抗挙動を考察した富永らの模型実験^{2.2)}などが挙げられる。これらの実験ではかなり大きな杭頭変位まで考察しているものの、動的載荷も含めて杭径以上の大振幅で繰返し載荷した実験例は見あたらない。また、杭配置に対して載荷方向を45°変えた繰返し載荷の実験例については皆無である。そこで本研究では群杭の大振幅漸増繰返し水平載荷実験(以下、大振幅水平載荷実験と記す)を系統的に実施した。

杭は曲げ変形の性状から短い杭と長い杭に分類できる^{2.3)}。本実験では短い杭を中心として実験を実施した。杭 - 地盤系の強非線形性は、杭と地盤の相対変位の大きい、地盤のごく浅い部分で局所的に現れると予測できる。短い杭はこの杭 - 地盤系の強非線形性の影響を強く受けると考えられ、杭 - 地盤系の強非線形性を評価する目的に適している。また、建物に用いられる杭には鉛直支持力を期待するために通常長い杭を用いることが多いが、地盤内に残存する既存杭との水平方向の応力伝達を杭に期待したり^{2.4, 5)}、水平抵抗にのみ効果が発揮される様に杭を用いる^{2.6, 7)}ことなどを考えると、短い杭は杭基礎の水平抵抗を向上させるためデバイスとして大いに期待できる。よって本実験では短い杭を基準として杭 - 地盤系の強非線形性について分析した。

本章では杭形状、杭本数、載荷速度(動的・静的)、地盤密度、載荷方向をパラメータとして、杭の水平抵抗の非線形性について述べる。2.3節では単杭と4本方形群杭について、杭群の杭頭部に作用する杭頭荷重と杭頭変位の関係を用いて、短い杭と長い杭の違いが(1)杭頭荷重 - 杭頭変位関係の履歴ループの形状、(2)繰返し載荷の各振幅について最大変位時の杭頭荷重、(3)杭頭荷重 - 杭頭変位関係の履歴から得られる割線剛性と等価減衰定数、(4)各杭の曲げモーメント分布の違いを考察する。2.4節では短い杭、長い杭のそれぞれについて杭本数をパラメータとして、杭本数の違いが(1)~(4)に及ぼす影響について考察する。2.5節では短い杭で構成される4本群杭について、載荷速度、載荷方向、地盤の相対密度の違いが(1)~(3)に及ぼす影響について考察する。

2.2 実験方法

(1) 実験装置

杭・地盤模型と実験装置の概要を図2.1に示す。土槽は固定土槽であり、幅3.0m、奥行き1.2m、高さ1.0mである。いずれの実験でも、杭試験体の杭頭部分は地表面より上に170mm突出させ、載荷フレームに剛性の十分高いフーチングを介し、高力ボルト接合している。また、杭先端は土槽底より離れており自由である。載荷フレームは摩擦の小さいガイドローラーで上下面外の移動を拘束するよう支持され、一端をアクチュエータに連結して水平1方向にだけ載荷される機構とした。

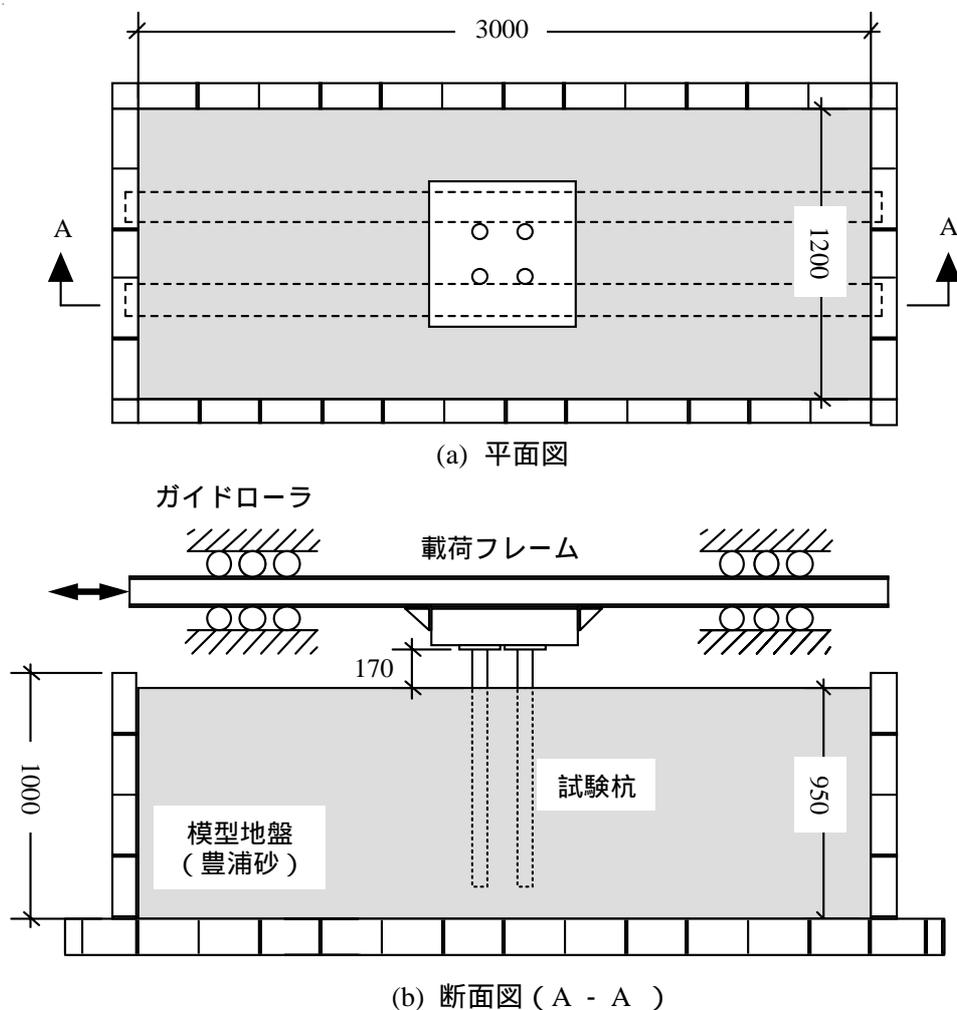


図2.1 杭 - 地盤模型と実験装置の平面・断面図

(2) 実験諸元

表2.1に実験の諸元を示す。本実験では短い杭として挙動をするものと長い杭として挙動するものの2種類の杭を用いた。短い杭を用いた実験として、単杭1P、単杭を模して載荷直交方向に十分な間隔をあけて2本ならべた2P、 2×2 の方形群杭4P、 3×3 の方形群杭9Pと杭本数の異なる3種類を設定した。さらに、4Pを基準とし条件の異なる実験として、正弦波で動的載荷した4P-D、相対密度の低い地盤を設置した4P-L、載荷方向を 45° 回転させた4P-Xの3種類を設定した。一方、長い杭を用いた実験として、単杭1P-S、 2×2 の方形群杭4P-S、 3×3 の方形群杭9P-S、 4×4 の方形群杭16P-Sと杭本数の異なる4種類を設定した。2Pの中心間距離は杭径の6倍と設定した。この距離は基礎構造設計指針⁸⁾によれば群杭効果を考慮しなくてもよい距離である。また、他の方形群杭の中心間距離は群杭効果を考慮すべきである杭径の3倍とした。本論文では杭頭変位振幅 δ を杭径 B で規準化し載荷杭頭変位振幅(以下、載荷振幅)及び杭頭変位を表現する。

(3) 地盤の製作方法

地盤試験体は物理的性質の明らかな乾燥した豊浦砂で製作され、地盤の深さは950mmである。豊浦砂の比重、および最大、最小間隙比はそれぞれ2.65、0.95、0.58である⁹⁾。地盤の製作の流れを図2.2に示す。地盤を製作する際、厚さ100mmの層を9層、厚さ50mmの層を1層、計10層に分けて砂を積み重ね、各層の重量と深さをその都度計測しながら管理して相対密度60%を目標に地盤を製作した。相対密度 D_r の算定式を式2.1に示す。

$$D_r = 100 \cdot \gamma_{d \max} (\gamma_d - \gamma_{d \min}) / \gamma_d (\gamma_{d \max} - \gamma_{d \min}) \quad (2.1)$$

$$\gamma_d = W_d / V$$

$\gamma_{d \max}$: 豊浦砂の標準最大密度(g/cm^3)、 $\gamma_{d \min}$: 豊浦砂の標準最小密度(g/cm^3)

γ_d : 各層の比重(g/cm^3)、 W_d : 各層の地盤重量(g)、 V : 各層の体積(cm^3)

地盤試験体1層分の製作法は次の通りである。

下層の地盤に衝撃を与えないよう注意して、クレーンを用いてコンテナバックに入った砂を土槽に入れる(図2.2(b)、(c))。

コテで地盤の表面を平坦にならす(図2.2(e))。

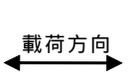
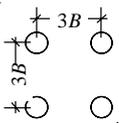
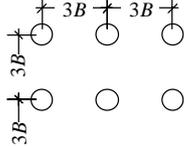
電動バイブレータを用いて地盤を均一に押し固める(図2.2(f))。杭間の地盤はハンマーでタッピングすることによって押し固める(図2.2(g))。

製作した層の深さを計測して相対密度を算定する(図2.2(h))。

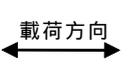
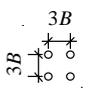
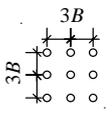
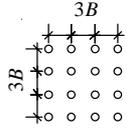
実際に製作した地盤の相対密度は表2.1に示すとおりである。

表 2.1 実験諸元

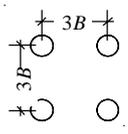
(a) 短い杭：杭本数の異なる実験

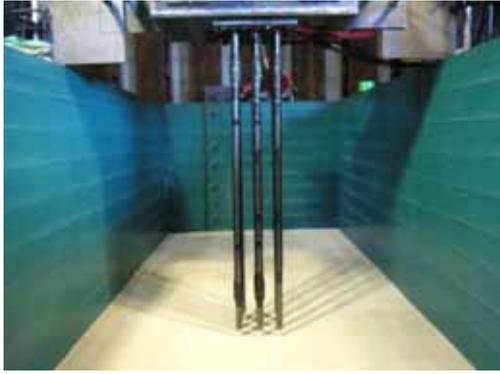
実験名	1P	4P	9P
杭本数	1	4	9
杭径 B (mm)	60.5	60.5	60.5
杭厚さ t (mm)	8	8	8
載荷方法	静的	静的	静的
相対密度(%)	60	61	62
杭の配置 載荷方向			

(b) 長い杭：杭本数の異なる実験

実験名	1P-S	4P-S	9P-S	16P-S
杭本数	1	4	9	16
杭径 B (mm)	21.7	21.7	21.7	21.7
杭厚さ t (mm)	1.9	1.9	1.9	1.9
載荷方法	静的	静的	静的	静的
相対密度(%)	65	63	62	62
杭の配置 載荷方向				

(c) 4本群杭で載荷速度、載荷方向、相対密度の異なる実験

実験名	4P-D	4P-X	4P-L
杭本数	4	4	4
杭径 B (mm)	60.5	60.5	60.5
杭厚さ t (mm)	8	8	8
載荷方法	動的	静的	静的
相対密度(%)	62	62	45
杭の配置 載荷方向			



(a) 初期状態



(b) ゆっくりとコンテナバックを入れる



(c) 砂投入



(d) 砂を投入し終わった状態



(e) 鋏で地表面をならす



(f) バイブレータで押し固める



(g) 杭間はハンマーでタッピング



(h) 製作した層の高さを計測

図 2.2 地盤製作の流れ

(4) 杭の根入れ長さの算定方法と杭の材料特性

本実験では図2.3に示すように、杭径の異なる2種類の杭を用いることで短い杭と長い杭のそれぞれの挙動を再現する実験を行った。杭は鋼管(STK400)であり、杭先端を鋼製のキャップで塞いでいる。杭長は1000mm、地表面突出量は170mmであり、短い杭と長い杭の径と厚さは $\phi 60.5 \times 8.0$ 、 $\phi 21.7 \times 1.9$ である。ある。建築基礎構造設計指針⁸⁾では長い杭として挙動するために満たさなければならない条件式を次のように定めている。

$$\beta L > 2.25 \quad (2.2)$$

$$\beta = [k_h \cdot B / 4K]^{1/4} \text{ (1/m)}$$

L : 杭の根入れ長さ(m)、 k_h : 水平地盤反力係数(N/m³)

B : 杭径(m)、 K : 杭体の曲げ剛性(N・m²)

長い杭として用いた鋼管の径と厚さは、式(2.2)を満たすように定めた。ここで k_h の値は地盤の深さ方向に一様であると仮定し、予備実験として実施した短い杭の単杭実験における杭頭変位 $0.4B$ 時の杭頭荷重と杭変位分布を用いて算出した。杭変位分布は杭先端を不動とした直線分布を仮定した。短い杭と長い杭の βL の値はそれぞれ1.01、2.33である。また短柱圧縮試験より鋼材の降伏応力がそれぞれ295、373N/mm²、杭の断面形状より降伏モーメント M_y がそれぞれ4.54、0.20kN・m、全塑性モーメント M_p がそれぞれ6.56、0.27kN・mであることがわかった。

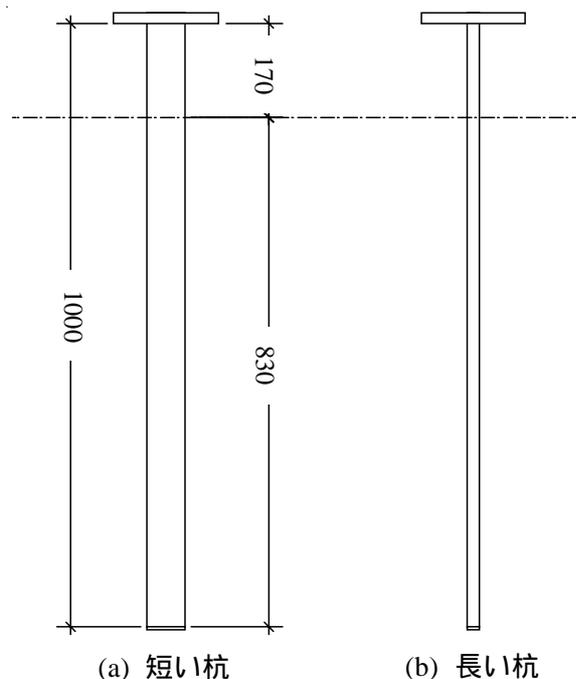


図2.3 実験で用いた杭の形状

(5) 載荷プログラム

載荷は杭径で規準化した載荷振幅 $\pm 0.017B$ 、 $0.033B$ 、 $0.067B$ 、 $0.1B$ 、 $0.13B$ 、 $0.17B$ 、 $0.2B$ 、 $0.25B$ 、 $0.3B$ 、 $0.4B$ 、 $0.5B$ 、 $0.75B$ 、 $1.0B$ の順に漸増振幅で2回ずつ繰返し載荷したあと、 $2.0B$ 、 $3.0B$ の振幅で1回ずつ繰返し載荷した。ただし、2Pのみ $0.4B$ までの繰返し載荷とした。静的実験の載荷速度は、最大 0.5mm/sec に設定した。動的載荷した実験(4P-D)では、静的試験と同様の載荷振幅で正弦波を用いて載荷を行った。動的実験の載荷速度を静的実験と差をつけるため、アクチュエータの性能上最速の速さで載荷した。各載荷振幅におけ

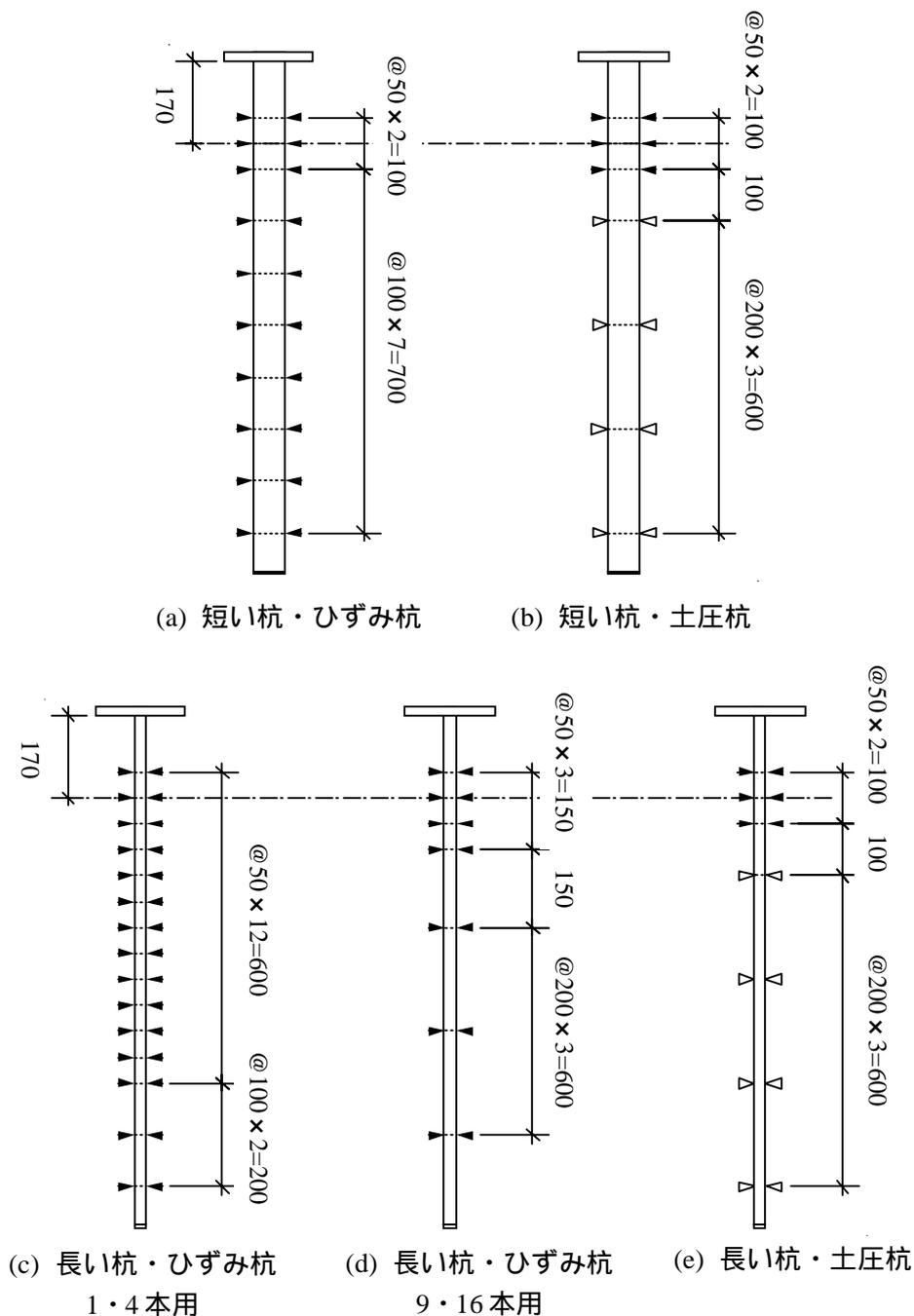


図2.4 ひずみゲージ、土圧計の貼付位置

る加振周期は、振幅 $0.3B$ までは 0.5 秒で、その後は載荷振幅の増加に伴って周期を長くし、振幅 $3.0B$ では周期 2 秒で載荷した。

(6) 計測方法

杭に対してはひずみゲージを図2.4の様に配置した。杭頭の曲げモーメントとせん断力は、地盤表面上の歪ゲージの中で弾性域かつ地盤に埋まっていない位置の歪計測値を用いて算出した。第3章で説明するように、杭の水平載荷により杭周囲の地盤はすり鉢状にくぼむため地盤中に埋まっていたひずみゲージが地表面より上部に現れる。この現れたひずみゲージを用いることで、かなり大きな振幅までの杭頭曲げモーメントを算出することができる。本論文では、歪測定値より算出した値を杭頭せん断力と呼び、載荷点のロードセルにより測定した荷重を杭頭荷重と呼んで区別する。杭頭せん断力の合計を杭頭荷重と比較した結果を、 $4P$ 、 $9P$ について図2.5(a)(b)に示す。載荷振幅によって杭の弾性域が変化し、杭頭せん断力を算出するのに用いた歪計測位置が異なるため精度に差が見られるが、杭頭せん断力の合計と杭頭水平荷重は後の考察に支障のない程度におおむね対応している。

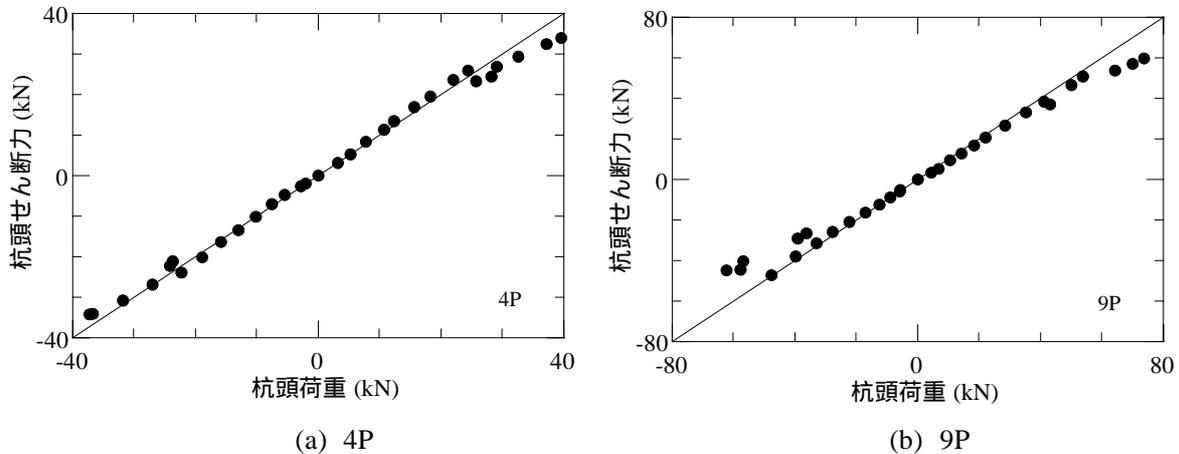


図2.5 杭頭せん断力の合計と杭頭荷重の関係

2.3 単杭と4本群杭の水平抵抗

本節では実験諸元のうち単杭と4本群杭について、杭群の杭頭部に作用する杭頭荷重と杭頭変位の関係を用いて、短い杭と長い杭の違いが(1) 杭頭荷重 - 杭頭変位関係の履歴ループの形状、(2) 繰返し载荷の各振幅について最大変位時の杭頭荷重、(3) 杭頭荷重 - 杭頭変位関係の履歴から得られる割線剛性と等価減衰定数、(4) 各杭の曲げモーメント分布の違いを考察する。

2.3.1 平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係

まず単杭の実験 1P、1P-S について杭頭荷重 - 杭頭変位関係を図 2.6、7 に示す (図(a): 载荷振幅 $0.4B$ まで、図(b): 载荷振幅 $3.0B$ まで)。なお、杭頭が全塑性状態となった時点と杭頭変位(载荷振幅・サイクル数)と併せて矢印で示す。1P と 1P-S のいずれの実験でも図 2.6、7(a)より、

杭頭荷重 - 杭頭変位関係は小さな载荷振幅から紡錘形の履歴特性を示しており、非線形性が確認できる。

同一振幅で2サイクル繰返ししても履歴ループはほぼ重なる。

振幅の増加に伴って履歴ループは原点を中心に相似形に拡大する。

さらに、図 2.6、7(b)より

杭頭が全塑性状態になると、履歴の接線剛性は低下する

といった定性的傾向が認められた。

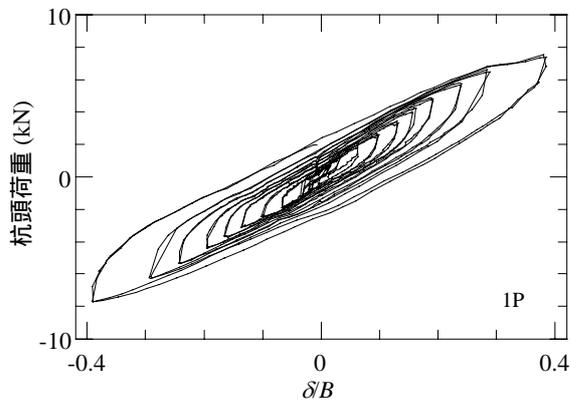
次に4本群杭の実験 4P、4P-S について平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係を図 2.8、9 に示す。ここで、杭頭荷重の測定値を杭本数で除した値を平均杭頭荷重と定義する。図 2.8、9(a)より、までの 4P、4P-S の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係は、

小さな载荷振幅から紡錘形の履歴特性を示す。

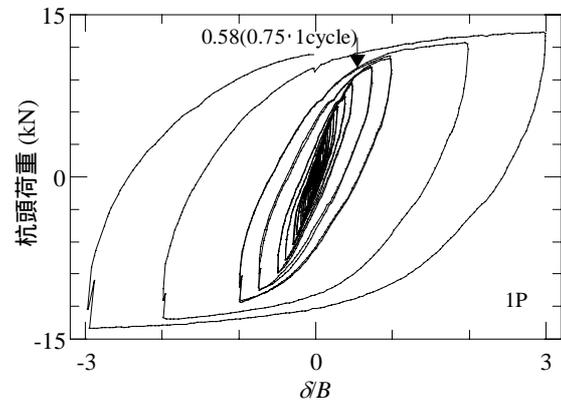
同一载荷振幅で2サイクル繰返ししてもループはほぼ重なる。

载荷振幅の増加に伴って、履歴ループは原点を中心に相似形に拡大する。

というように、単杭の実験で得られた杭頭荷重-杭頭変位関係と同じ定性的傾向を持っていることがわかる。また図 2.8、9(b)より 4P、4P-S 共に、単杭の杭頭が塑性化した载荷振幅付近で、前方杭の杭頭が塑性化した。杭頭の塑性化によって履歴の接線剛性は低下した。载荷振幅 $1.0B$ を超えると、短い杭の 4P では履歴ループの形状が変化しており、平均杭頭荷重は最大値に達したのち低下して一定値に収束した。このとき、2.3.4項で述べるように後方杭の杭頭モーメントは全塑性モーメントに達していなかった。一方、長い杭の 4P-S では载荷振幅 $3.0B$ まで履歴ループの形状は変わらず、平均杭頭荷重は増加し続けた。4Pでの杭頭荷重の低下は第3章で示す、すり鉢状の地盤変状の外側に地表面上の明瞭な段差と関連があり、地盤の水平抵抗力が限界に達して地盤が破壊するという短い杭に特有の限界状態が現れたためと考えられる。

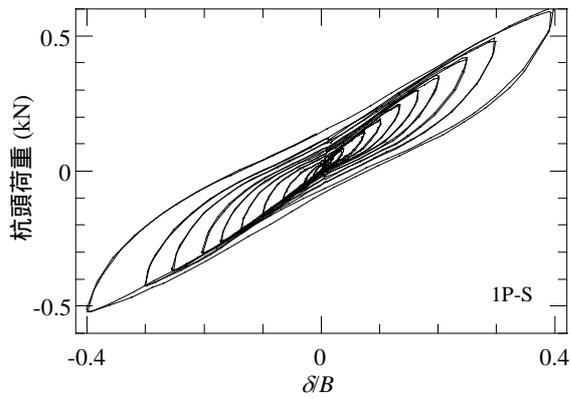


(a) 小振幅 ($\delta=0.3B$ まで)

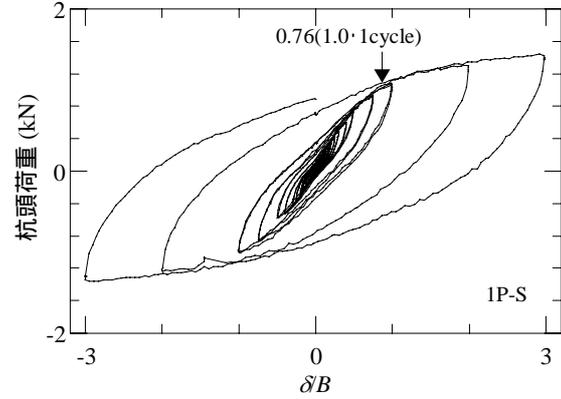


(b) 大振幅 ($\delta=3.0B$ まで)

図 2.6 単杭 1P の杭頭荷重 - 杭頭変位関係



(a) 小振幅 ($\delta=0.3B$ まで)



(b) 大振幅 ($\delta=3.0B$ まで)

図 2.7 単杭 1P-S の杭頭荷重 - 杭頭変位関係

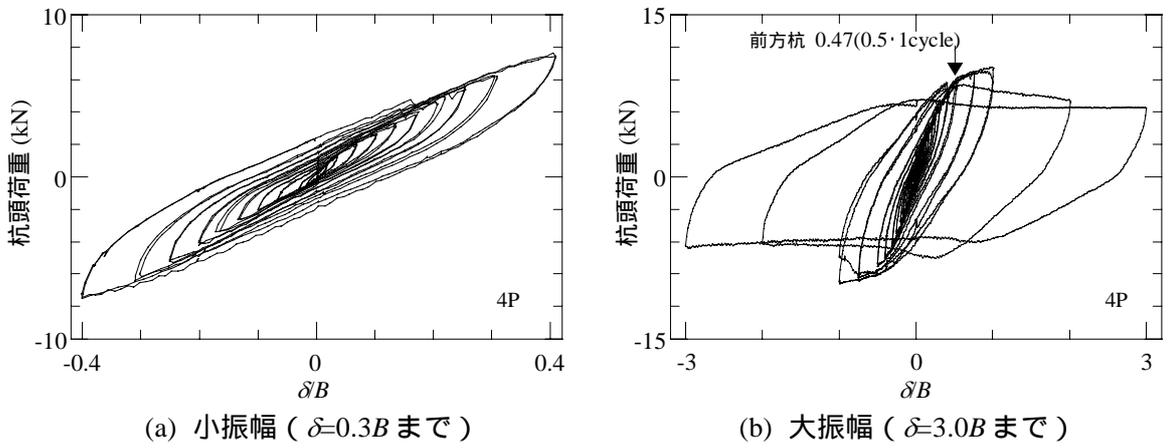


図 2.8 4本群杭 4P の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係

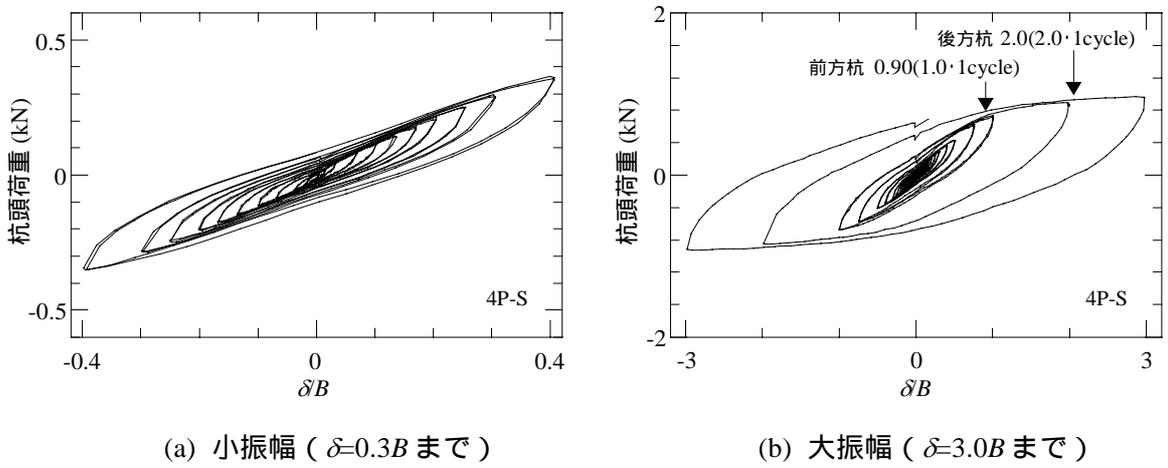


図 2.9 4本群杭 4P-S の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係

2.3.2 各載荷振幅最大変位時の平均杭頭荷重

図2.6で示した短い杭の単杭実験1Pの平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係より、各載荷振幅の最大変位時の杭頭荷重を抽出し、載荷振幅の関係を図2.10に示す。同図では正載荷時と負載荷時それぞれの平均値を示している。正載荷時の杭頭荷重と負載荷時の杭頭荷重はほとんど一致している。そこで、以降では杭頭荷重として正載荷時と負載荷時のものを平均した値を用いる。1Pと4P、1P-Sと4P-Sの杭頭荷重と載荷振幅の関係を図2.11に示す。差異はあるものの、短い杭、長い杭ともに単杭の平均杭頭荷重の方が4本群杭よりも大きい結果となった。さらに杭頭(4本群杭では前方杭の杭頭)が塑性化すると、平均杭頭荷重と載荷振幅の関係の接線係数が低下した。載荷振幅 $1.0B$ を超えると短い杭の群杭である4Pの平均杭頭荷重のみ低下した。

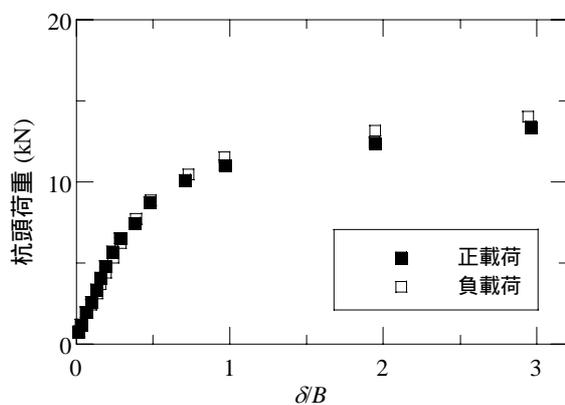


図2.10 1Pの載荷方向による杭頭荷重の比較

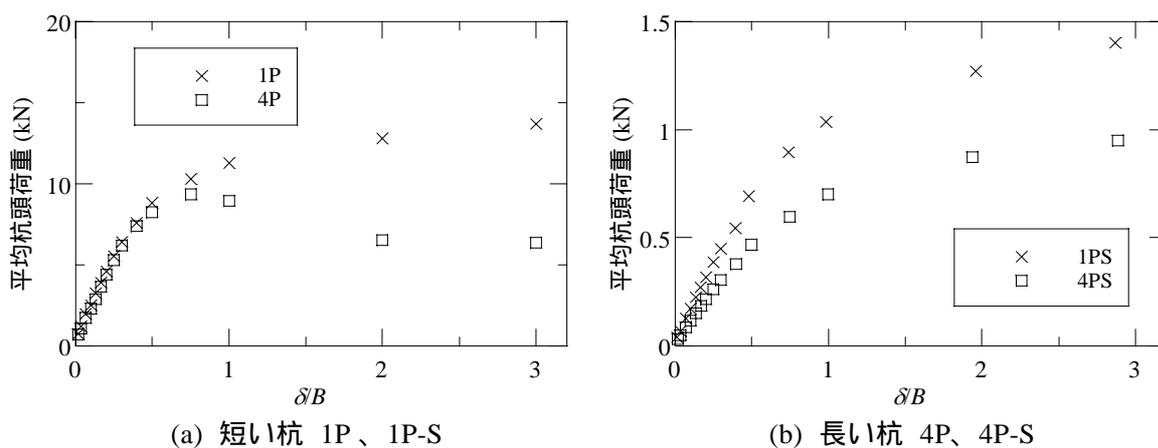


図2.11 平均杭頭荷重と載荷振幅の関係

2.3.3 各振幅最大変位時の割線剛性と等価減衰定数

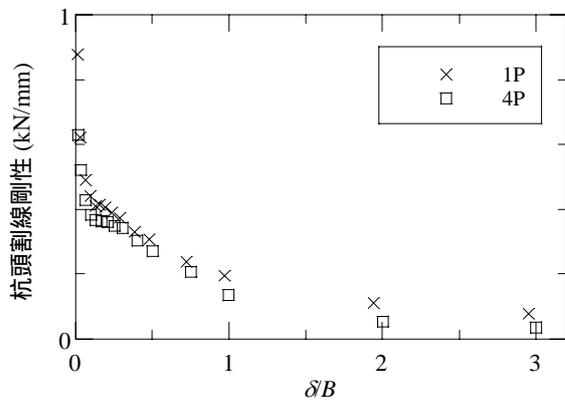
続いて、杭 - 地盤系の非線形性を示す指標として、各振幅の杭頭最大変位時の割線剛性と履歴ループより得られる等価減衰定数について考察する。割線剛性と振幅との関係を図2.12に示す。割線剛性は、正載荷と負載荷それぞれの最大変位時の平均杭頭荷重の平均値を振幅で除したものである。杭形状に関わらず、割線剛性は振幅の増加に伴って減少した。また、単杭の割線剛性は4本群杭よりも常に大きかった。等価減衰定数と振幅との関係を図2.11に示す。等価減衰定数は図2.11のように1サイクルの履歴消費エネルギーと各振幅最大変位時のポテンシャルエネルギーから次式に基づいて算出している。

$$h=1/4\pi(\Delta W/W) \quad (2.3)$$

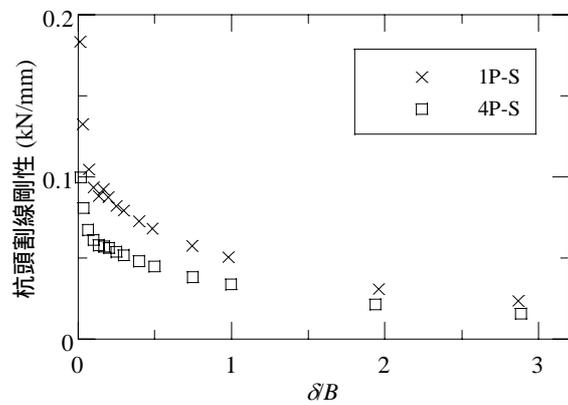
h :等価減衰定数、 ΔW :1サイクルの履歴消費エネルギー

W :各振幅最大変位時のポテンシャルエネルギー

振幅 $0.5B$ までは、いずれの実験の等価減衰定数も振幅の増加に伴って約15%まで微増した。また、実験間の差は約10%以内に収まった。短い杭では振幅 $0.5B$ を超えると、等価減衰定数は急増し、振幅 $0.75B$ で約25%に達した。さらに振幅 $1.0B$ を超えると、4Pの等価減衰定数は1Pよりも大きくなり、最大約50%まで増加した。一方、長い杭では、等価減衰定数はほぼ一定の割合で増加し、振幅が $3.0B$ で約30%に達した。これらの変化の中で、短い杭の実験では振幅 $0.5B$ 以降、長い杭の実験では $0.75B$ 以降での等価減衰定数の増加には杭頭の塑性化が影響していると考えられる。ただし、振幅 $0.5B$ 以降の4Pの等価減衰定数の急増は杭の塑性化の影響のみに起因するとは考えにくい程大きく、次章で説明する地盤の破壊の影響が大きいと考えられる。なお、鈴木らの研究¹⁰⁾では、割線剛性については本実験と同様に、杭頭変位の増加に伴って小さくなる傾向を示し、等価減衰定数は本実験の長い杭の場合と同様の定性的傾向を示している。

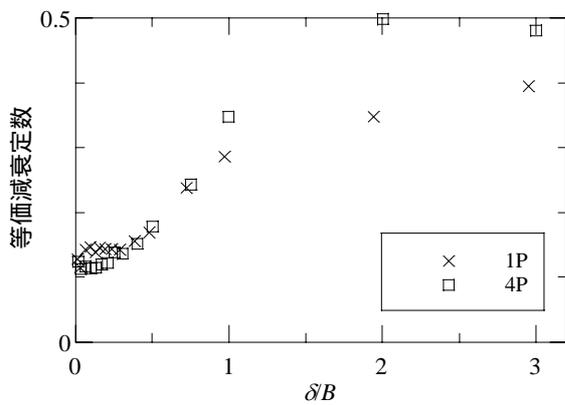


(a) 短い杭 1P、1P-S

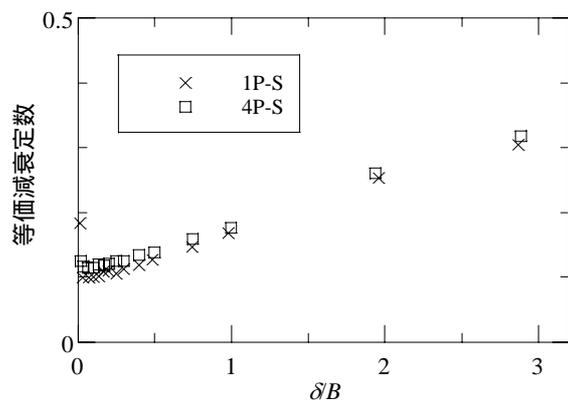


(b) 長い杭 4P、4P-S

図2.12 割線剛性と載荷振幅の関係



(a) 短い杭 1P、1P-S



(b) 長い杭 4P、4P-S

図2.13 等価減衰定数と載荷振幅の関係

2.3.4 曲げモーメント分布と杭頭曲げモーメント

各載荷振幅の最大変位時の曲げモーメント分布を各実験の代表的な載荷振幅を取り出して図2.14に示す。同図の曲げモーメントは杭の全塑性モーメントで規準化している。短い杭の曲げモーメント分布は直線的で、長い杭の曲げモーメント分布は反曲点を持ち、それぞれ杭の根入れ長さの短い杭、長い杭が持つ特徴的な曲げモーメント分布となった。4本群杭の後方杭の曲げモーメントは前方杭や単杭より小さく、この傾向は杭形状によらず認められた。後方杭に前方杭や単杭ほど曲げモーメントが作用しないことは、図2.9で示した杭本数の違いによる平均杭頭荷重の差となって現れると考えられる。さらに、4Pの後方杭の曲げモーメント分布は前方杭よりも直線的であり、4P-Sの後方杭の反曲点位置は前方杭よりも深く、載荷方向に並ぶ杭の位置によって曲げモーメント分布の形状が異なっていた。この定性的傾向は富永らの実験²⁾でも認められている。

各杭の杭頭モーメントに着目し、各載荷振幅の最大変位時の杭頭モーメントと載荷振幅との関係を図2.15に示す。杭頭モーメントは杭の全塑性モーメントで規準化している。1P、1P-S、4P-Sの各杭の杭頭モーメントは載荷振幅の増加に伴って、全塑性モーメントに達するまで増加した。全塑性モーメントに達した後、各杭の杭頭モーメントはほぼ頭打ちになった。一方、4Pでは1.0*B*載荷振幅までは1Pと同様に、載荷振幅の増加に伴って、杭頭モーメントは杭頭で全塑性モーメントに達するまで増加したが、載荷振幅が1.0*B*を超えると、杭頭モーメントは前方杭、後方杭共に低下した。なお、4Pの後方杭の曲げモーメントは杭頭で全塑性モーメントに達していない。このことから、4Pで見られた杭頭モーメントの低下は杭の塑性化の影響ではなく、杭に抵抗する地盤の水平抵抗力が限界に達して地盤が破壊したためと推察できる。

4P、4P-Sの前方杭と単杭の曲げモーメントを比較すると、前方杭と後方杭ほどの差はないものの、4Pの前方杭の曲げモーメントは1Pよりも大きく、4P-Sの前方杭の曲げモーメントは1P-Sよりも小さくなった。杭形状により群杭の前方杭と単杭の関係が逆転している。この理由について次のように考察した。第3章で示すように、群杭周囲のすり鉢は単杭周囲のすり鉢よりも大きい。すり鉢の大きさだけ地表面付近で地盤の締め固めが生じていると考え、群杭では単杭より地盤の締め固めが強く生じていると考えられる。さらに、短い杭は地表面付近の地盤の影響を特に大きく受けると考えられる。これらの理由から、短い杭では群杭の前方杭の方が単杭より大きな杭頭モーメントを負担する可能性がある。ただし、地盤の締め固まった範囲がどのように広がっているのか、また短い杭に対して地盤の締め固まりがどれほど影響するのかを実証するデータは得られなかったため、今後改めて検討する必要がある。

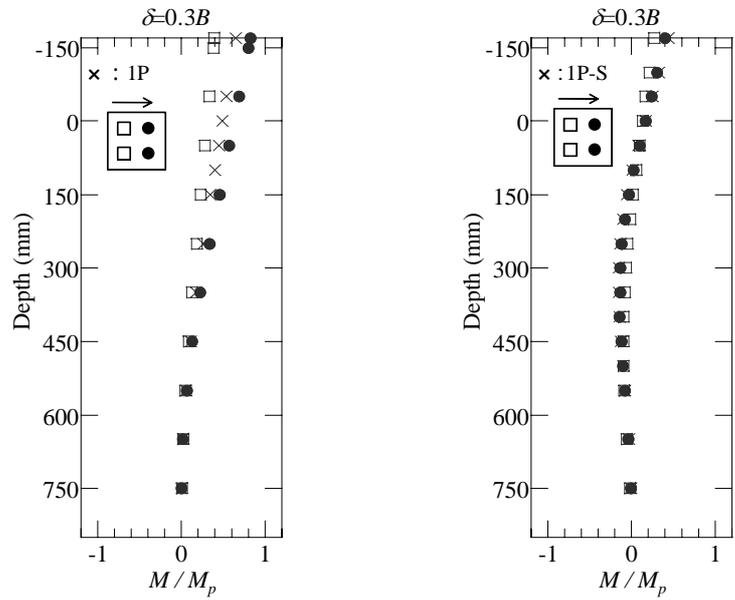
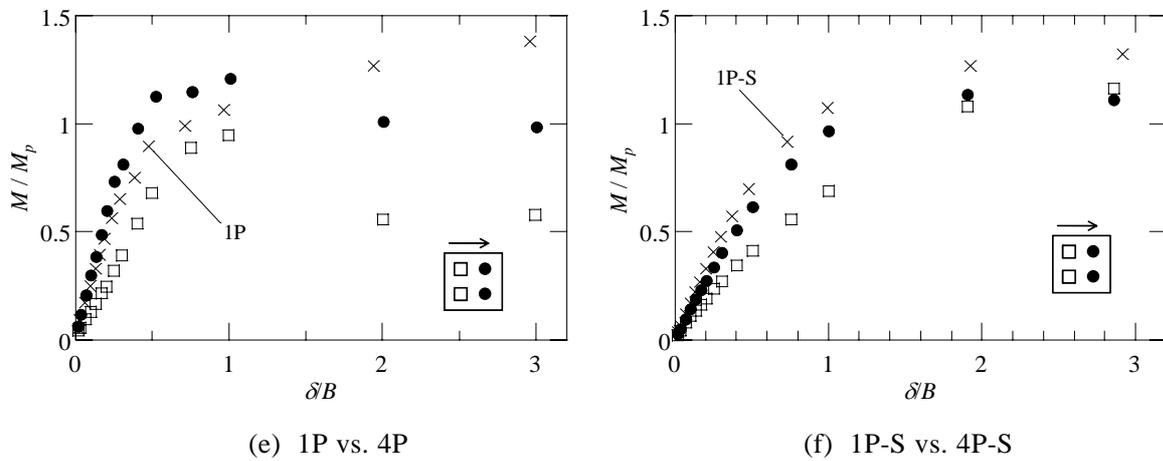


図 2.14 短い杭の曲げモーメント分布



(e) 1P vs. 4P

(f) 1P-S vs. 4P-S

図 2.15 杭頭曲げモーメントと荷重振幅の関係

2.4 杭本数と杭の水平抵抗

本節では実験諸元のうち、短い杭、長い杭それぞれの杭本数を変えた実験(1P、2P、4P、9P、1P-S、4P-S、9P-S、16P-S、)に焦点を当て、杭本数の違いが杭の水平抵抗の非線形性に及ぼす影響について考察する。

2.4.1 平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係

短い杭の実験 2P、9P の杭頭荷重 - 杭頭変位関係を図 2.16、17 に示す(図(a): 杭頭変位振幅 $0.4B$ まで、図(b): 杭頭変位振幅 $3.0B$ まで)。同図には載荷方向に並ぶ杭のうち外側に位置する杭の杭頭が全塑性状態となった時点を杭頭変位(載荷振幅・サイクル数)と併せて矢印で示す。また、載荷方向に並ぶ杭を先頭から 1 列目の杭、2 列目の杭というように記述する。載荷振幅 $1.0B$ までの 2P、9P の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係は

小さな振幅領域から紡錘形の履歴特性を示す。

同一振幅で 2 サイクル繰り返してもループはほぼ重なる。

振幅の増加に伴って履歴ループは原点を中心に相似形に拡大する。

というように、図 2.6、7 で示したような単杭の実験で得られた杭頭荷重 - 杭頭変位関係と同じ定性的傾向を持っていることがわかる。また、9P では単杭の杭頭が塑性化した載荷振幅付近で、前方杭の杭頭が塑性化した。杭頭の塑性化によって履歴の接線剛性は低下した。載荷振幅 $0.75B$ を超えると、図 2.17(b) で見られるように、9P の平均杭頭荷重は 4P と同じ定性的傾向が認められ、履歴ループの形状が変化しており、平均杭頭荷重は最大値に達したのち低下して一定値に収束した。

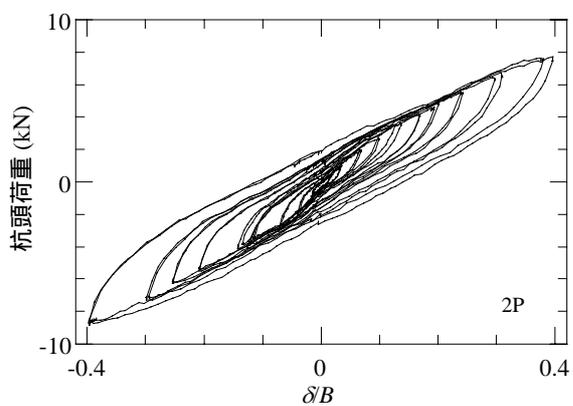
次に長い杭の実験 9P-S、16P-S の杭頭荷重 - 杭頭変位関係を図 2.18 ~ 19 に示す(図(a): 杭頭変位振幅 $0.4B$ まで、図(b): 杭頭変位振幅 $3.0B$ まで)。9P-S、16P-S の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係は載荷振幅 $3.0B$ まで、

小さな振幅領域から紡錘形の履歴特性を示す。

同一振幅で 2 サイクル繰り返してもループはほぼ重なる。

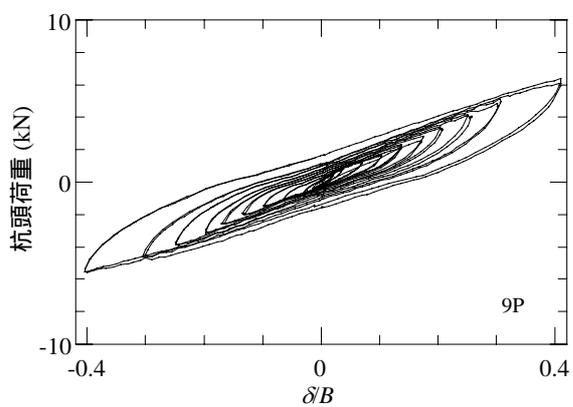
振幅の増加に伴って履歴ループは原点を中心に相似形に拡大する。

という 1P-S や 4P-S と同じ定性的傾向を持っていることがわかる。また、単杭の杭頭が塑性化した載荷振幅付近で、前方杭の杭頭が塑性化し、その結果履歴の接線剛性は低下した。また、9P で見られた杭頭荷重の低下は 9P-S や 16P-S では見られなかった。

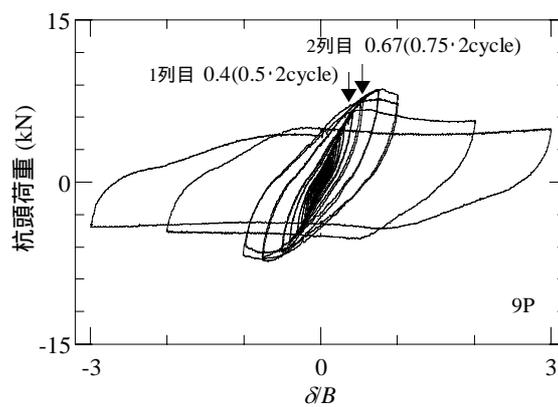


(a) 小振幅 ($\delta=0.3B$ まで)

図 2.16 2P、9P の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係



(a) 小振幅 ($\delta=0.3B$ まで)



(b) 大振幅 ($\delta=3.0B$ まで)

図 2.17 2P、9P の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係

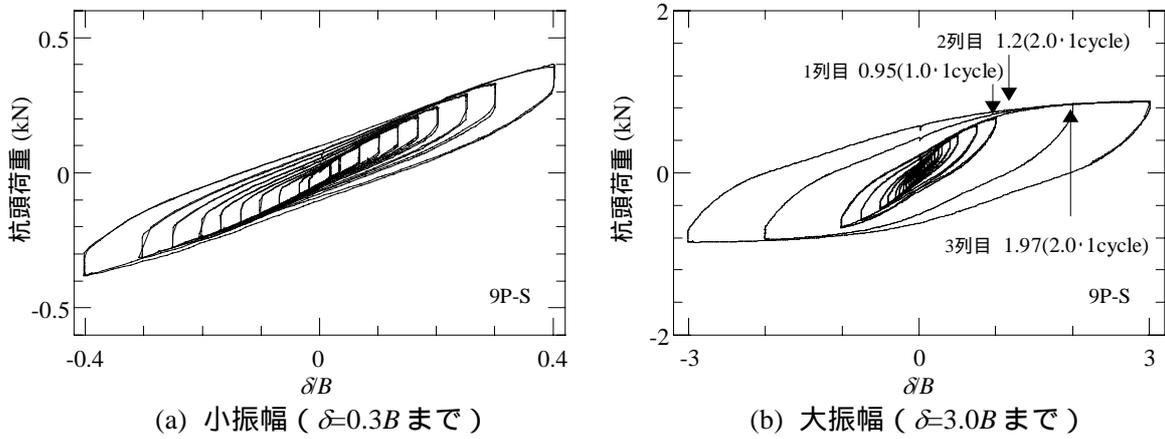


図 2.18 9P-S の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係

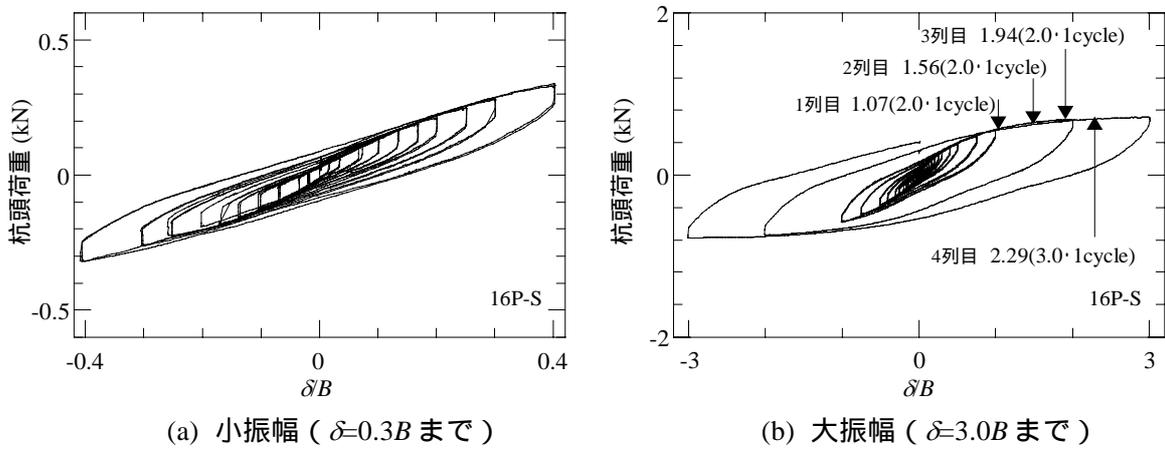


図 2.19 16P-S の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係

2.4.2 各載荷振幅最大変位時の平均杭頭荷重

各載荷振幅の最大変位時の平均杭頭荷重と載荷振幅の関係を図2.20に示す。短い杭では載荷振幅1.0Bまで、1Pの平均杭頭荷重が最も大きく、2P、4Pは1Pとほぼ一致しており、9Pの平均杭頭荷重は最も小さくなった。載荷振幅1.0Bを超えると、4P、9Pの平均杭頭荷重は低下し、1Pの半分以下になった。長い杭ではすべての載荷振幅で1P-Sの平均杭頭荷重が最も大きく、4P-Sと9P-Sの平均杭頭荷重はほぼ一致しており、16P-Sは最も小さくなった。既往の研究では、杭本数の増加に従って平均杭頭荷重は小さくなる傾向を示す実験結果²⁾がある一方で、杭本数が平均杭頭荷重に及ぼす影響が小さい結果となった実験¹¹⁾もある。本実験では、短い杭で1Pと4P、長い杭で4Pと9Pに既往の研究で認められるような杭本数による平均杭頭荷重の差が生じていない。これには、本実験は乾燥砂であり、繰返し載荷に伴う砂の締固めが起こり、その影響が杭本数によって異なったことや、載荷直交方向に並ぶ杭同士のアーチ作用が働いたこと^{2, 12)}が原因としてあげられるが、はっきりとした原因を特定するデータはない。1Pと4P、及び4P-Sと9P-Sの関係を除くと、本実験結果は既往の研究と同じ定性的傾向を示している。

2.4.3 各載荷振幅最大変位時の割線剛性と等価減衰定数

続いて平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係より得られる割線剛性と載荷振幅との関係を図2.21に示す。短い杭の実験では、単杭を模した2Pの割線剛性は1Pとほぼ一致した。また、杭本数に関わらず割線剛性は載荷振幅の増加に伴って減少した。さらに同じ載荷振幅で比較すると、杭本数が多くなるほど割線剛性は小さくなった。長い杭の実験でも短い杭と同様に、割線剛性は杭本数に関わらず載荷振幅の増加に伴って減少し、同じ載荷振幅で比較すると、杭本数が多くなるほど割線剛性は小さくなった。

等価減衰定数と載荷振幅との関係を図2.22に示す。短い杭の実験の等価減衰定数は、杭本数の違いによらず載荷振幅1.0Bまで載荷振幅の増加に伴って約35%まで増加した。載荷振幅が1.0Bを超えると、4Pと9Pの等価減衰定数は地盤の水平抵抗が限界に達したことによる影響で1Pよりも大きくなり、最大で約50%に達した。一方、長い杭の実験9P-S、16P-Sの等価減衰定数は載荷開始から載荷振幅0.2Bまで載荷振幅の増大に伴って減少し、その後増加した。載荷振幅0.2B以下で等価減衰定数が減少したことの理由を示すデータは得られなかった。載荷振幅0.2B以降の9P-S、16P-Sの等価減衰定数は1P-S、4P-Sとほぼ一致した。

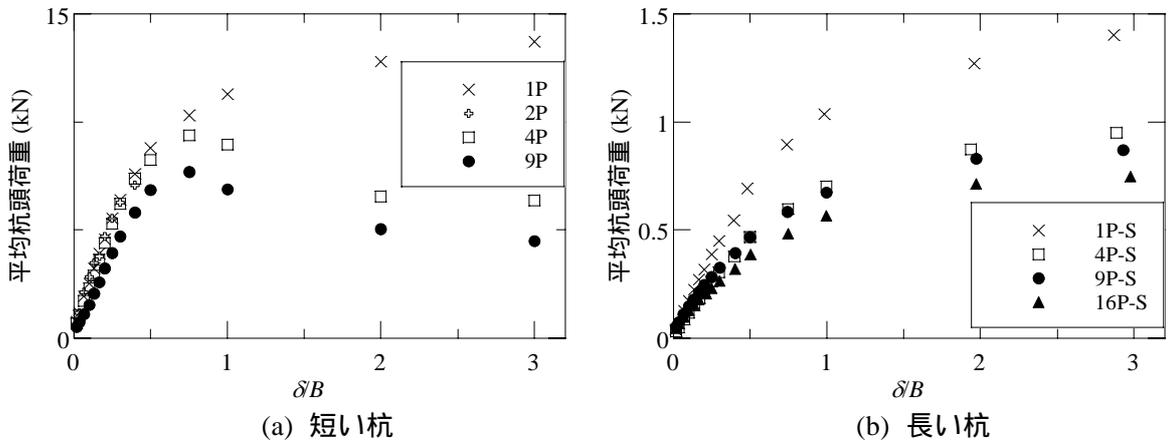


図 2.20 平均杭頭荷重と載荷振幅の関係

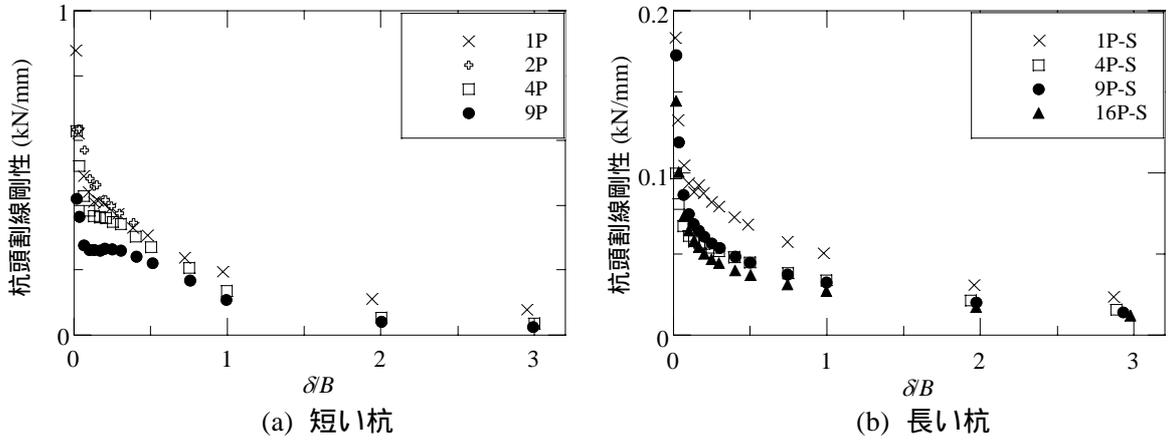


図 2.21 割線剛性と載荷振幅の関係

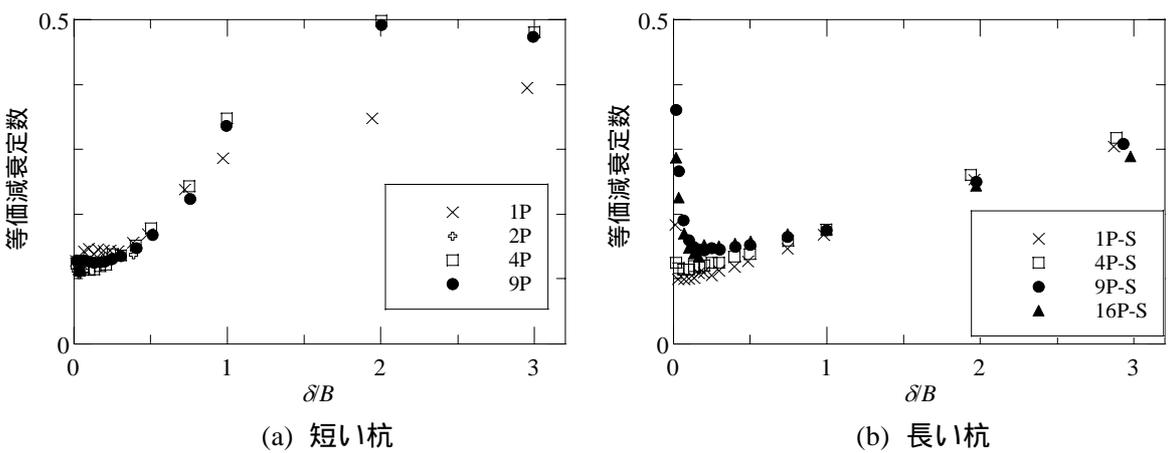


図 2.22 等価減衰定数と載荷振幅の関係

2.4.4 曲げモーメント分布と杭頭曲げモーメント

9P、9P-S、16P-Sの載荷方向に並ぶ杭の中で外側に位置する杭について、代表的な載荷振幅の最大変位時の曲げモーメント分布を図2.23に示す。曲げモーメントは杭の全塑性モーメントで規準化している。同図には比較のため1P及び1P-Sの曲げモーメントを合わせて描いている。後方に位置する杭ほど作用する曲げモーメントは小さくなり、この傾向は杭長の違いによらず認められた。さらに、9Pでは後方に位置する杭ほど曲げモーメント分布は直線的になり、9P-S、16P-Sでは後方に位置する杭ほど曲げモーメント分布の反曲点位置は深くなった。

各杭の杭頭モーメントに着目し、各載荷振幅の最大変位時の杭頭モーメントと載荷振幅との関係を図2.24に示す。杭頭モーメントは杭の全塑性モーメントで規準化している。9P-S、16P-Sの各杭の杭頭モーメントは4P-Sと同様に、載荷振幅の増加に伴って全塑性モーメントに達するまで増加した。全塑性モーメントに達した後、各杭の杭頭モーメントは緩やかに増加した。一方、9Pでは図2.15で示した4Pと同じ定性的傾向が認められ、載荷振幅 $0.75B$ まで載荷振幅の増加に伴って、杭頭モーメントは杭頭で全塑性モーメントに達するまで増加したが、2列目の杭頭モーメントは載荷振幅 $0.75B$ 、3列目の杭頭モーメントは載荷振幅 $1.0B$ を超えると低下した。また、1列目の杭頭モーメントは低下しなかった。なお、3列目の杭頭モーメントは全塑性モーメントに達していなことから、杭頭モーメントの低下は4Pと同様に杭の塑性化の影響ではなく、杭に抵抗する地盤の水平抵抗力が限界に達して地盤が破壊したためと推察できる。

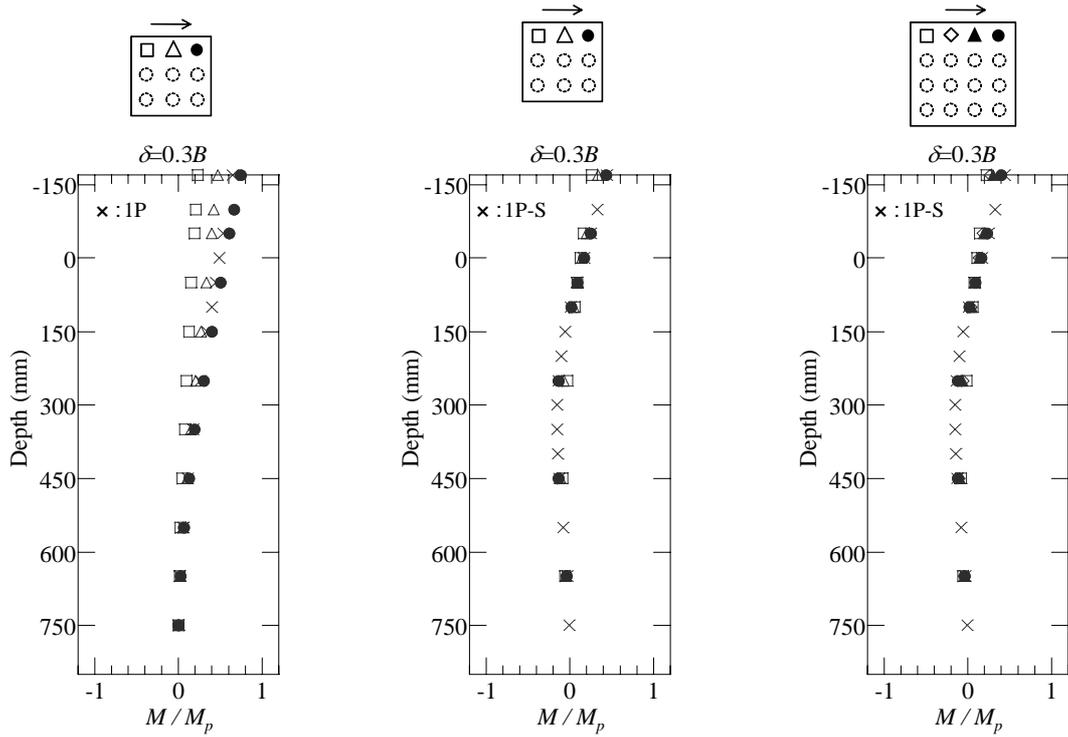


図 2.23 9P の曲げモーメント分布

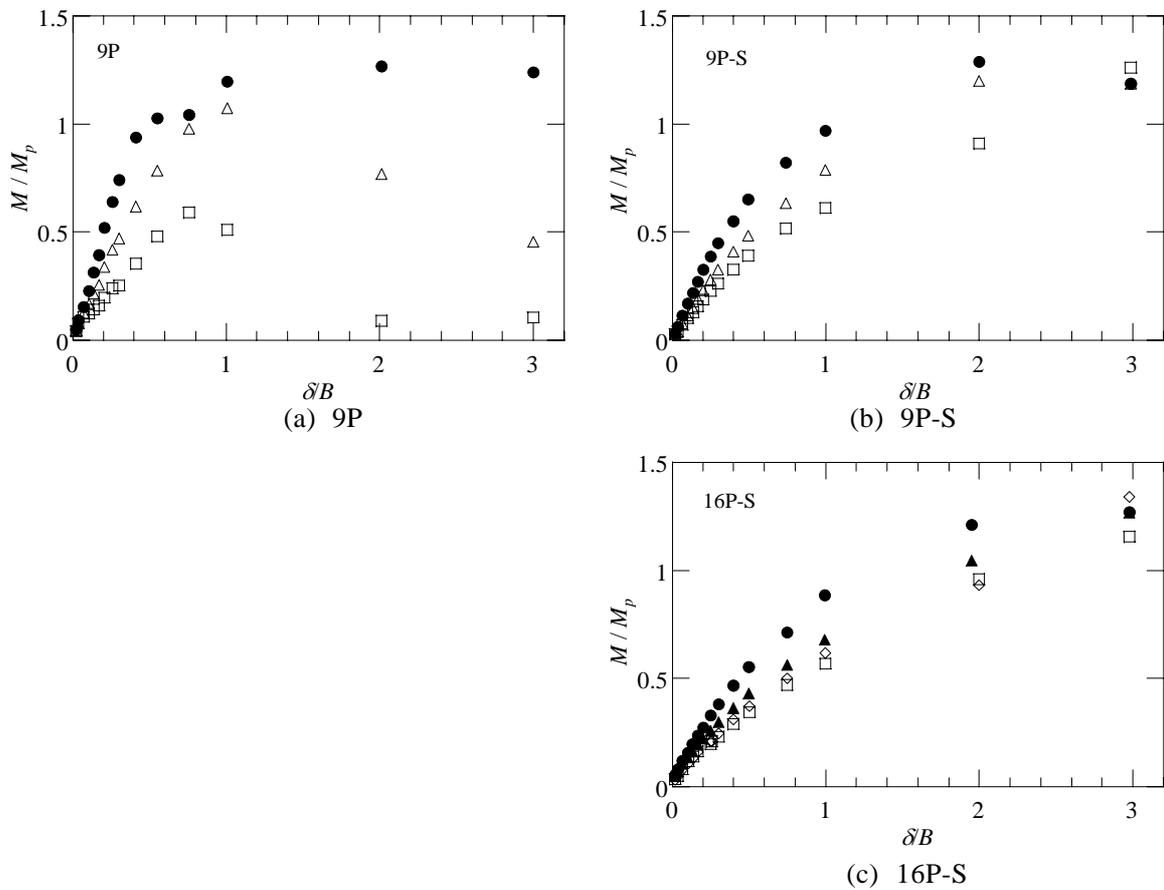


図 2.24 杭頭曲げモーメントと载荷振幅の関係

2.5 載荷速度、載荷方向、相対密度と杭の水平抵抗

本節では実験諸元のうち、4Pを基本として載荷速度を変えた実験(4P-D)、載荷方向を変えた実験(4P-X)、相対密度を変えた実験(4P-L)に焦点を当て、それぞれが杭の水平抵抗の非線形性に及ぼす影響について考察する。

2.5.1 平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係

動の実験4P-D、45°方向載荷実験4P-X、相対密度45%実験4P-Lの杭頭荷重 - 杭頭変位関係を図2.25～27に示す(図(a):杭頭変位振幅0.4Bまで、図(b):杭頭変位振幅3.0Bまで)。いずれの実験でも、載荷振幅1.0Bまでの平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係は

小さな載荷振幅から紡錘形の履歴特性を示す。

同一振幅で2サイクル繰り返してもループはほぼ重なる。

載荷振幅の増加に伴って履歴ループは原点を中心に相似形に拡大する。

前方杭の杭頭が塑性化することによって、履歴の接線剛性は低下した。

というように、4Pで得られた平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係と同じ定性的傾向を持っている。さらに、載荷振幅1.0Bを超えると、4Pと同様に履歴ループの形状が変化しており、平均杭頭荷重は最大値に達したのち低下して一定値に収束した。

2.5.2 各載荷振幅最大変位時の平均杭頭荷重

各載荷振幅の最大変位時の平均杭頭荷重と載荷振幅の関係を図2.28～30に示す。まずは動の実験4P-Dと静的載荷の4Pを同じ載荷振幅で比較すると(図2.28)、載荷振幅0.1B～1.0Bまで4P-Dの平均杭頭荷重が4Pよりも2～3割ほど小さい。次に45°方向載荷実験4P-Xと4Pを比較すると(図2.29)、4P-Xの平均杭頭荷重は4Pとほぼ一致している。最後に相対密度45%実験4P-Lと相対密度60%の4Pを比較すると(図2.30)、4P-Lの平均杭頭荷重は4Pよりも小さく、最大荷重の値も3割ほど小さくなっている。ここから、載荷速度と相対密度は平均杭頭荷重に影響を及ぼし、載荷方向が及ぼす影響は小さいと考えられる。

2.5.3 各載荷振幅最大変位時の割線剛性と等価減衰定数

各実験の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係より得られる割線剛性及び等価減衰定数と載荷振幅との関係を図2.31～33に示す。同図では比較のため4Pの割線剛性も示している。どの実験の割線剛性も4Pと同様に載荷振幅の増加に伴って減少する傾向がある。同一の載荷振幅で各実験を比較したところ、4P-Dと4P-Lの割線剛性は4Pよりも1～3割ほど小さい(図2.34、36)。それらの差は振幅の増大に伴って徐々に減少し、載荷振幅1.0Bになるとほぼ等しくなる。4P-Xの割線剛性は、4Pとほぼ同じであった(図2.35)。このように、杭1本あたりの平均でみると割線剛性は載荷速度、相対密度による影響を受け、載荷方向が及ぼす影響は小さいと言える。しかし、振幅が増大すると最終的には載荷初期の約8%まで減少

し、荷重速度や相対密度による割線剛性の差も小さくなる。

等価減衰定数には相対密度、荷重速度、荷重方向の及ぼす影響は小さく、いずれも4Pと同様に荷重振幅 $0.5B$ までは振幅とともに微増するがほぼ一定で約10～15%であるが、荷重振幅 $0.5B$ を超えると約50%まで急増するという振幅依存性が認められた。

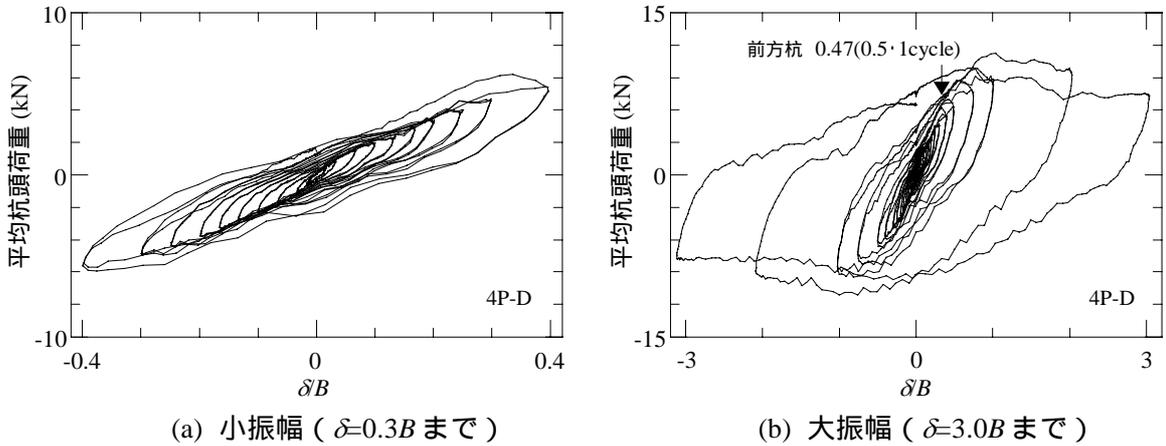


図 2.25 4P-D の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係

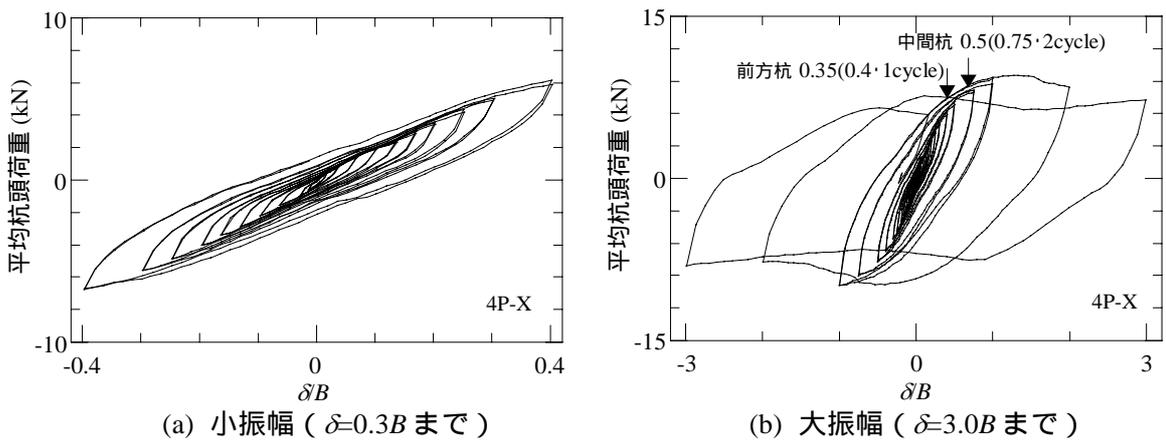


図 2.26 4P-X の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係

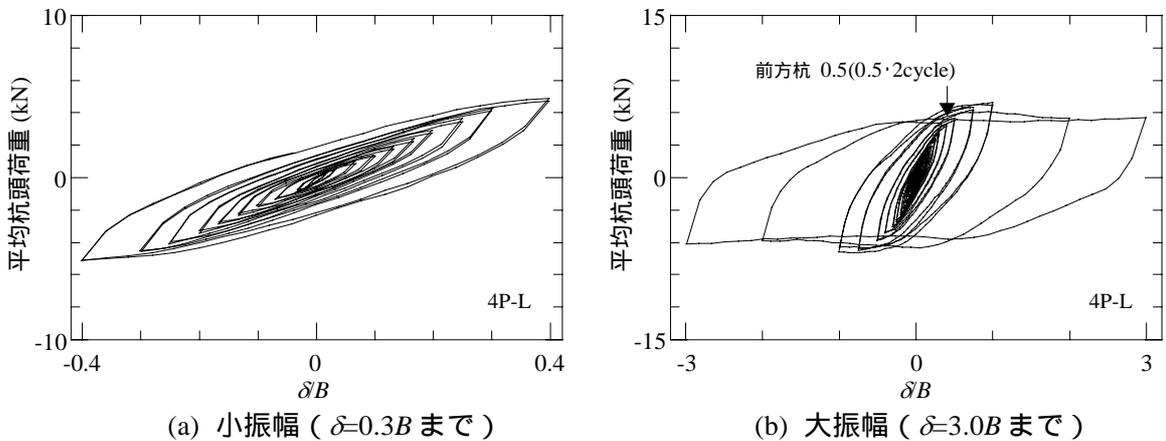


図 2.27 4P-L の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係

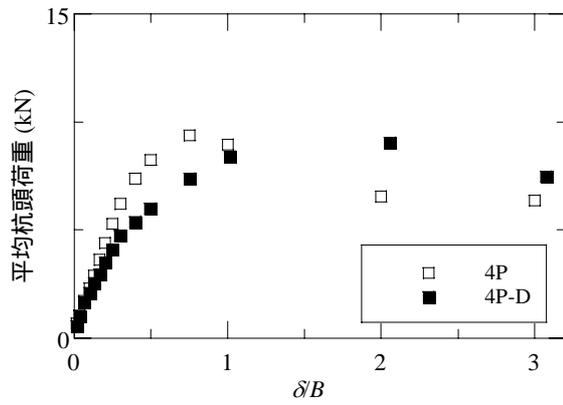


図 2.28 4P-D の平均杭頭荷重と載荷振幅の関係

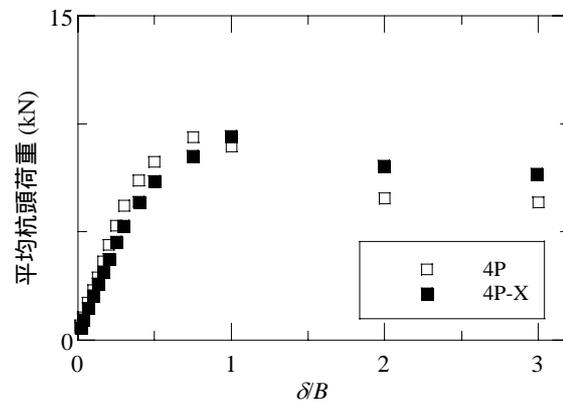


図 2.29 4P-X の平均杭頭荷重と載荷振幅の関係

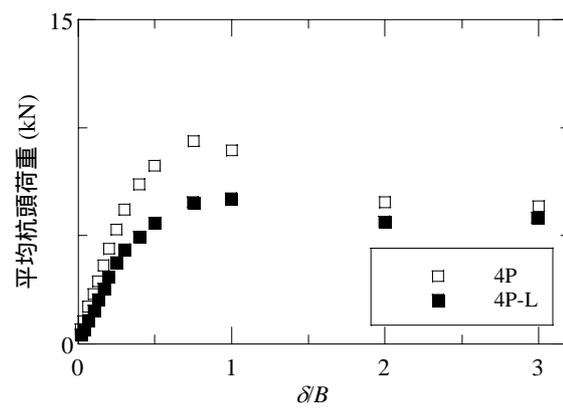
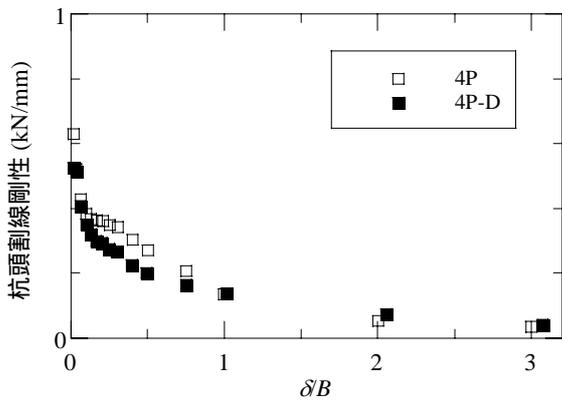
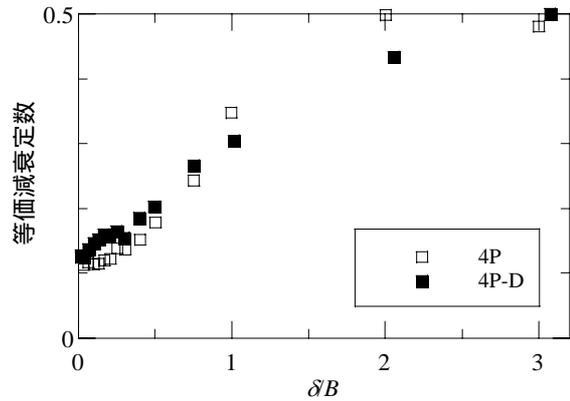


図 2.30 4P-L の平均杭頭荷重と載荷振幅の関係

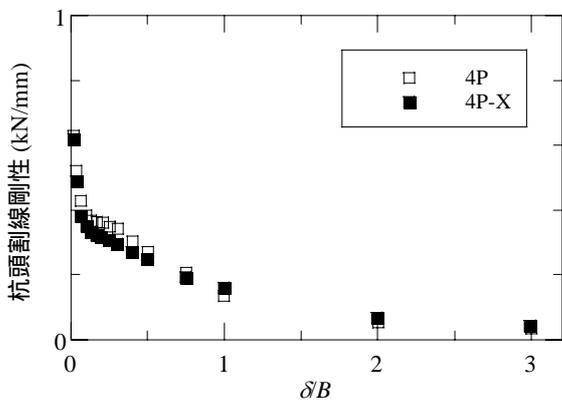


(a) 割線剛性

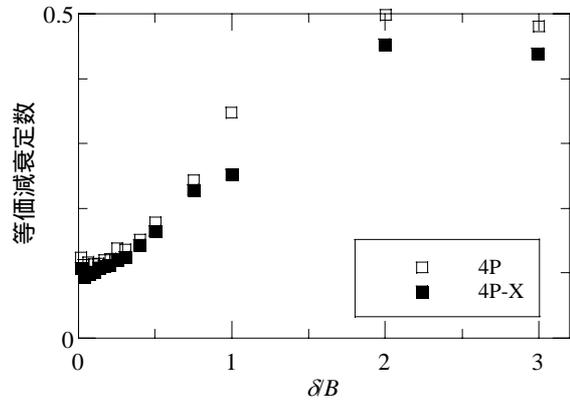


(b) 等価減衰定数

図 2.31 4P-D の割線剛性及び等価減衰定数と載荷振幅の関係

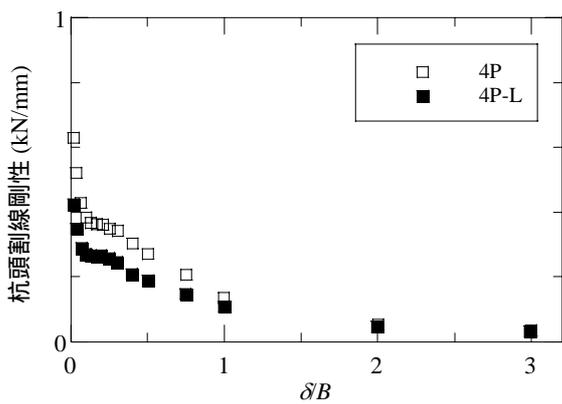


(a) 割線剛性

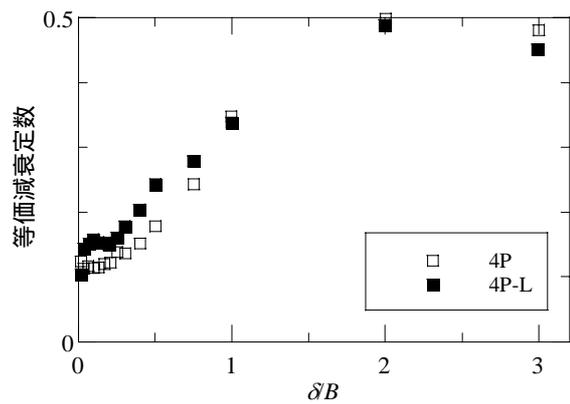


(b) 等価減衰定数

図 2.32 4P-X の割線剛性及び等価減衰定数と載荷振幅の関係



(a) 割線剛性



(b) 等価減衰定数

図 2.33 4P-L の割線剛性及び等価減衰定数と載荷振幅の関係

2.4 まとめ

第2章では、大振幅水平載荷実験において杭頭荷重 - 杭頭変位関係の非線形性の進展性状について検討した。さらに、杭長、杭本数、載荷速度(動的・静的)、地盤密度、載荷方向が強非線形性に及ぼす影響について分析した。その結果、既往の実験では確認されていない、杭頭荷重 - 杭頭変位関係に現れる強非線形性を確認した。本章で得られた知見の詳細は次の通りである。

杭本数、杭形状によらず、平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係の履歴形状は載荷初期から紡錘形を示し、非線形性が確認できる。

載荷振幅が増加すると前方杭から後方杭の順番に杭頭が塑性化し、平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係の接線剛性が低下する。

短い杭で構成される群杭では載荷振幅 $1.0B$ を超えると履歴形状が変化し、平均杭頭荷重は最大値に至った後、徐々に低下して一定値に収束する。

平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係の割線剛性は、杭本数や杭形状によって差があるが、載荷振幅の増加に伴う割線剛性の減少とともに、実験間の差も減少していく。一方、等価減衰定数は小振幅でほぼ一定であるが、杭頭の塑性化、地盤の破壊が生じると増加する。

載荷方向が平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係に及ぼす影響は小さい。また、載荷速度や相対密度が変わると平均杭頭荷重は多少増減するが、平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係の履歴形状や等価減衰定数の定性的傾向には大きな変化は見られなかった。

第 2 章の参考文献

- 2.1) 白方邦博, 中島寿, 竹澤請一郎, 上本秀之, 水野正之: 群杭の水平抵抗と地盤の崩壊形状に関する模型実験(その1), 土質工学研究発表会, pp.1601-1602, E-4, 1992.6.
- 2.2) 富永晃司, 山本春行, 染川常二: 鉛直力を受ける群杭の水平挙動に関する模型実験, 日本建築学会構造系論文報告集, No.394, pp.130-140, 1988.12.
- 2.3) Bengt B. Broms: Design of laterally loaded piles, Journal of the soil mechanics and foundations division, ASCE, Vol.91, No.SM3, pp.79-99, 1965.10.
- 2.4) 勝二理智, 柏尚稔, 井上和歌子, 林康裕, 吹田啓一郎: 新設杭と既存杭間の改良地盤が杭の水平抵抗に及ぼす影響, 第43回地盤工学研究発表会, No., pp., 2008.7.
- 2.5) 足立圭佑, 田村修次, 樋口康仁, 林康裕: 遠心場実験における既存杭が新規杭の水平抵抗に及ぼす影響, 第43回地盤工学研究発表会, No., pp., 2008.7.
- 2.6) 中井正一, 真野英之, 松田崇, 石田理永: 極短杭を有する杭基礎構造物の振動特性に関する基礎的検討, 日本建築学会構造系論文集, No. 567, pp.79-84, 2003.5.
- 2.7) 弘中孝宣, 佐伯英一郎, 永田誠, 小林勝巳, 山田哲, 和田章: 細長い支持杭と太短い耐震杭を併用した損傷制御杭基礎構造, 日本建築学会構造系論文集, No.578, pp.59-66, 2004.4.
- 2.8) 日本建築学会: 建築基礎構造設計指針, 2001.
- 2.9) 足立紀尚, 龍岡文夫: 新体系土木工学 18 土の力学(3), 技報堂出版, pp61, 1981.8.
- 2.10) 鈴木康嗣, 安達直人: 模型水平載荷試験による群杭の地盤反力~変位関係, 日本建築学会構造系論文集, No. 570, pp.115-122, 2003.8.
- 2.11) 青砥一浩, 富樫勝男, 尾形隆永, 佐藤立: 鋼管群杭の大変形水平載荷試験とその数値シミュレーション, 第46回地盤工学シンポジウム, pp.229-234, 2001.11.
- 2.12) 富永晃司, 山肩邦男: 砂地盤中の模型群ぐいに関する水平載荷試験結果と理論的考察, 日本建築学会論文報告集, No.326, pp.68-77, 1983.4.

第3章 大振幅水平載荷実験での地盤の非線形挙動

3.1 概要

本章では杭 - 地盤系の非線形挙動のうち地盤に焦点を当てる。杭の水平変位に伴う地盤変状に関する実験的研究として、例えば、小笠原ら^{3.1)}や幸左ら^{3.2)}は実大の鋼管杭を用いた実験で群杭の地表面に生じる地盤変状や地表面の水平変位分布について報告している。鶴飼ら^{3.3)}は乾燥砂地盤における模型群杭の単調静的水平載荷実験で、間瀬ら^{3.4)}は実大単杭の静的水平載荷実験で観察された地盤変状及び水平変位を3次元有限要素解析によってシミュレーションできたことを報告している。白方ら^{3.5)}や杉山ら^{3.6)}はアクリル土槽を用いて杭周地盤の変形状態を直接観察する実験を行っている。岸田^{3.7, 8)}らはX線を利用して地盤内部の変形を観察する実験を行っている。これらの実験は単調載荷で検討が行われており、杭径をはるかに超えるような大きな杭頭変位まで地盤の非線形挙動について検討されている例はまれである。繰返し載荷による実験としてはBrown^{3.9)}らによる研究が挙げられるが、載荷された杭頭変位は杭径以内にとどまっている。大地震時の建物挙動を予測し耐震設計に反映させるためには、地盤のすべりや杭と地盤の剥離など杭周辺地盤に起こる可能性のある強非線形性と杭応力の関係を明確にしており必要があり、小さい変形レベルから今まで実験されていない大きいレベルまで幅広い振幅について地盤の非線形挙動を検討する必要がある。そこで、本研究で行った群杭の大振幅水平載荷実験により、地表面の地盤変状を詳細に観察した。さらに、地盤内部で生じている現象を把握するため、地盤内全体の変形を直接観察することを目的とした実験も行った。3.2節では単杭と群杭それぞれの実験で模型地盤の地表面で観察された地盤変状について述べる。このとき、杭形状、杭本数、載荷速度、載荷方向、相対密度が地盤変状に及ぼす影響についても考察する。3.3節では3.2節で示した地盤変状と第2章で示した杭応力の関係について考察する。さらに、3.4節では地盤内全体の変形を直接観察することを目的とした実験について示す。特に、3.2節で示した地表面での地盤変状と地盤内部で生じている現象との関係に着目し、地盤変状が杭の水平抵抗力に及ぼす影響についてより深い考察を加える。

3.2 地表面での地盤変状

3.2.1 単杭の地盤変状

単杭の実験 1P、1P-S について観察された杭周囲の地盤(以下、杭周囲地盤と呼ぶ)での地盤変状の様子を図3.1及び図3.2に示す。図中に記した実線は各載荷振幅の載荷終了時における地盤表面の形状を表し、平面図の点線は破線のすべりによって現れた線状の痕跡を表している。以下に載荷振幅の対しての地盤変状を順に説明する。

[載荷初期～載荷振幅 0.1B]

載荷の初期では載荷方向の前面の地盤に目視で微かに分かる程度の低い盛り上がりが見られ、逆に後方では杭の移動に伴ってできる地盤との間の隙間へ砂が崩れながら落下して斜面を形成した。この斜面は載荷の繰返しに伴ってすり鉢状になり、載荷振幅 0.1B を超えると顕著に観察されるようになった。以下、この杭周囲地盤の変形状態をすり鉢と呼ぶ。1P と 1P-S のすり鉢の形状は相似であり、大きさが異なっていた。

[載荷振幅 0.1B 以降]

すり鉢は載荷振幅の増加に伴って大きくなった。すり鉢の外側の地盤(以下、外周地盤と呼ぶ)は広範囲にわたり徐々に盛り上がった。Brown らの研究^{3.9)}でもこのすり鉢状の地盤変状が観察されたと報告されている。

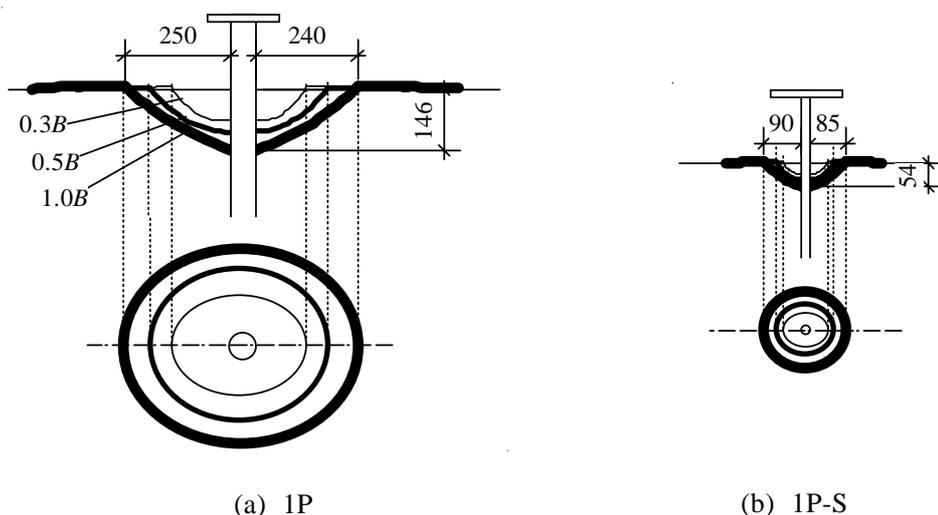
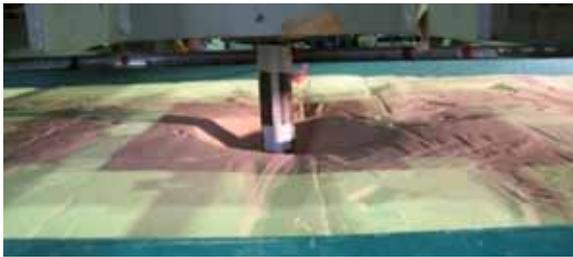
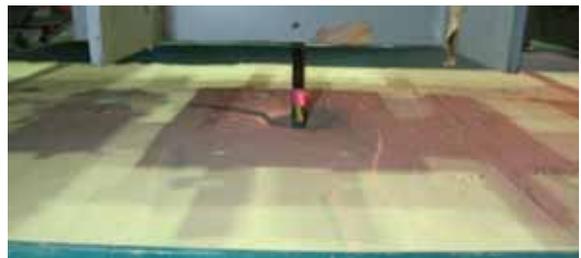
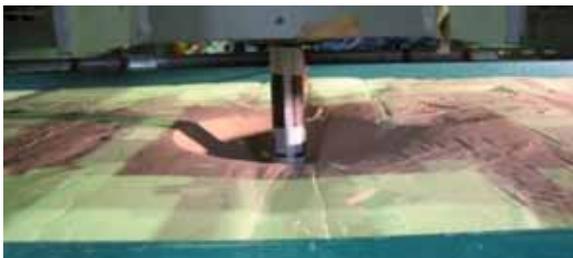


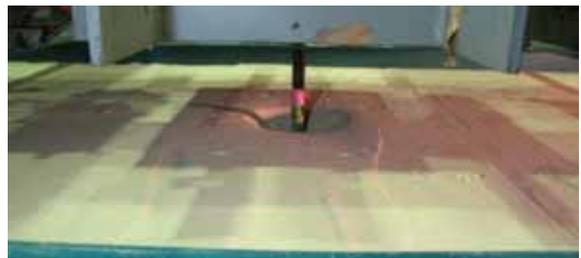
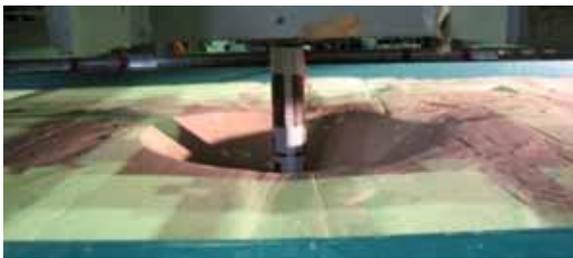
図3.1 単杭の地盤変状の平面図と断面図



$\delta=0.3B$



$\delta=0.5B$



$\delta=1.0B$

(a) 1P

(b) 1P-S

図3.2 単杭の地盤変状の杭周辺の写真

3.2.2 群杭の地盤変状

(1) 4本群杭の地盤変状

まず、4本群杭の実験4P、4P-Sで観察された杭周囲地盤での地盤変状の様子を図3.3に示す。さらに、短い杭の実験4Pについて外周地盤での地盤変状の様子を図3.4～3.6に写真で示す。以下に載荷振幅の対しての地盤変状を順に説明する。

[載荷振幅 $0.1B \sim 0.3B$]

4本群杭の場合、載荷振幅 $0.1B$ 以上で載荷方向外側の杭周囲地盤は載荷正方向側・負方向側それぞれに対し、大きなすり鉢のくぼみを一つずつ形成した(図3.3)。このすり鉢はそれぞれ載荷直交方向に並ぶ2本の杭を中心とするすり鉢であった。群杭に囲まれた地盤はすり鉢状にならず、山形の形状で残った。また、外周地盤は単杭と同様に広範囲にわたり徐々に盛り上がった。すり鉢の径と深さは載荷振幅の増加に伴って大きくなった。

[載荷振幅 $0.3B \sim 1.0B$]

載荷振幅 $0.3B$ を超えると、載荷方向で挟まれる杭間の地盤は周囲との間にずれを生じ、杭径と同じ間隔の2本の平行な地盤変状線(以下、すべり線と呼ぶ)が地表に現れた(図3.5)。このすべり線で囲まれる地盤(以下、杭間の地盤)は杭と一体となって移動した。載荷振幅 $0.5B$ になると、群杭に囲まれた地盤が崩れ始め、山形の形状で残った地盤の頂きの高さが徐々に低くなった。載荷振幅 $1.0B$ で4本の杭を中心に一つの大きなすり鉢に成長した。

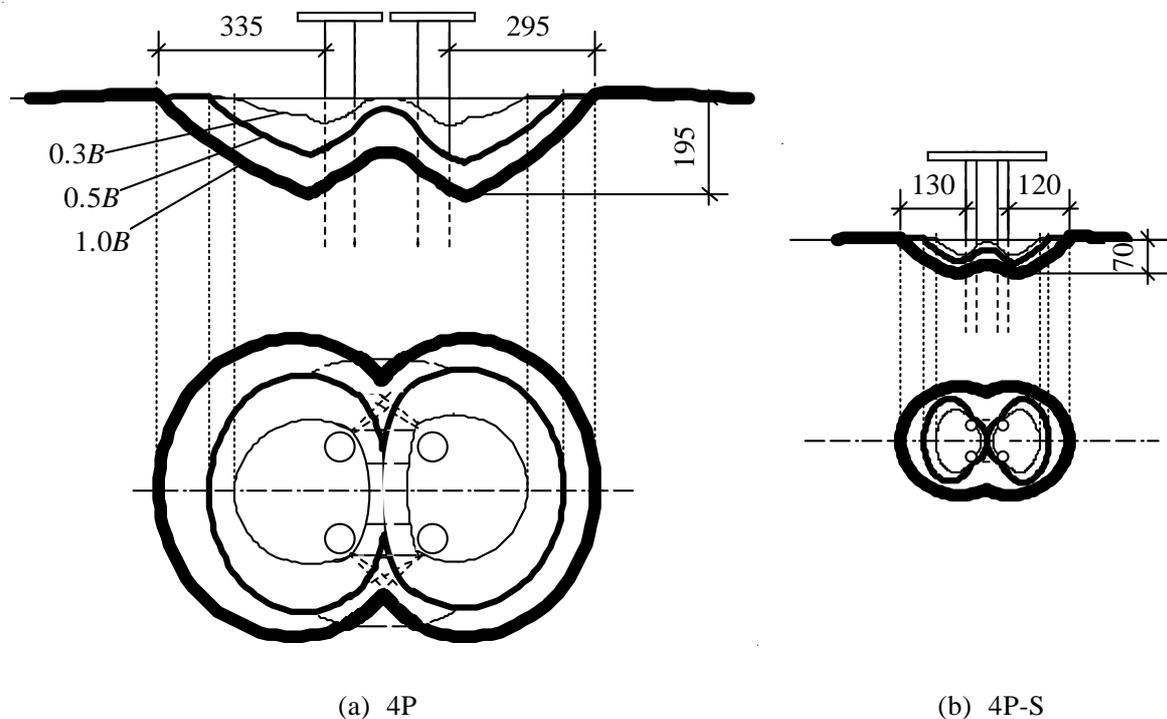
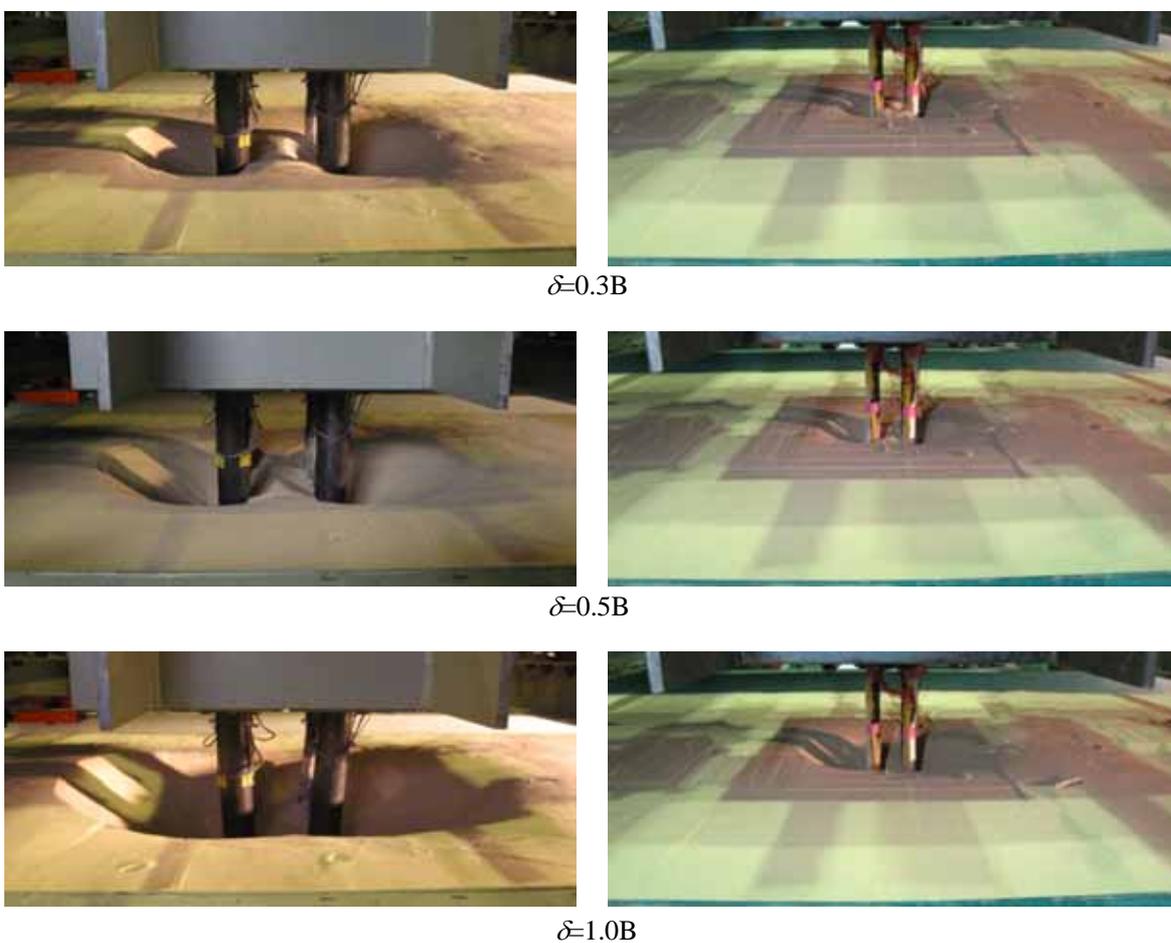


図3.3 4本群杭の地盤変状の平面図と断面図

すり鉢とすべり線は4Pと4P-S両方で観察された。

[載荷振幅 $1.0B$ ~]

載荷振幅 $1.0B$ を超えると、4Pでは図3.6のように外周地盤はさらに広範囲にわたって隆起し、はっきりとした段差(以下、外周地盤の段差)が現れた。外周地盤の段差は4Pにのみ現れ、4P-Sでは振幅 $\delta=3.0B$ まで載荷しても段差は確認されなかった。



(a) 4P

(b) 4P-S

図3.4 4本群杭の地盤変状の杭周辺の写真



図 3.5 杭間地盤のすべり線

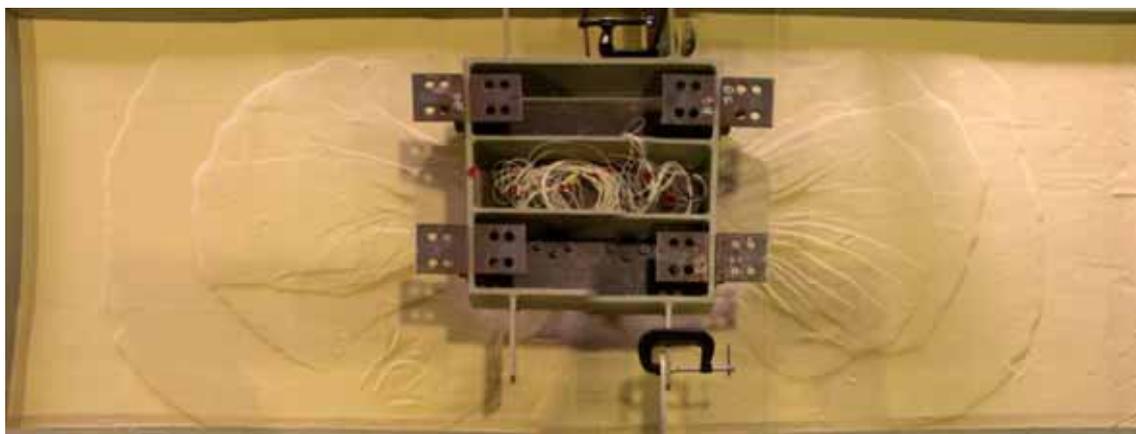


図 3.6 外周地盤の段差

観察されたすり鉢の大きさについて考察する。すり鉢の深さ D および杭からすり鉢の縁までの載荷方向の長さ L と載荷振幅の関係を図3.7に示し、短い杭と長い杭それぞれのすり鉢を比較する。なお杭径の異なる実験間での比較を行うため、すり鉢の深さおよび長さを杭径で規準化しており、測定するのが可能であった振幅から値を記載している。4P、4P-Sともに、すり鉢の深さと長さは振幅の増加に伴って大きくなる。その大きさは杭径で規準化すれば、杭の大小によらずほぼ一定の比率である。

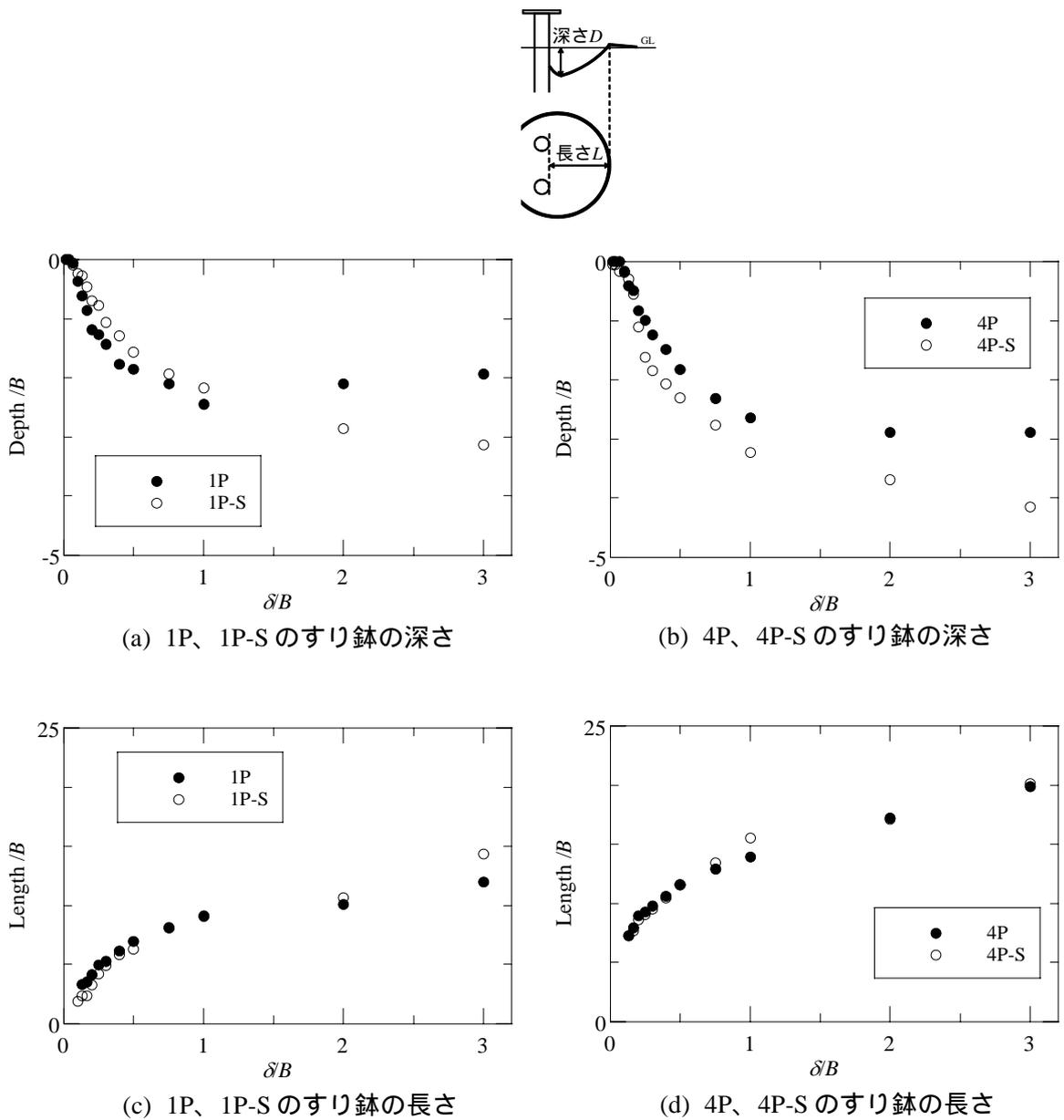


図 3.7 4本群杭の地盤変状の写真

(2) 群杭の杭本数と地盤変状

9本群杭の実験9P、9P-Sで観察された杭周囲地盤での地盤変状の様子と9Pの実験終了後の杭の変形状態を図3.8、図3.9に示す。また、16本群杭の実験16P-Sの場合を図3.10に示す。さらに9P-S、16P-Sで観察された载荷終了後の地表面の様子を図3.11に示す。短い杭の9P、長い杭の9P-Sそれぞれの地盤変状は短い杭の4P、長い杭の4P-Sとよく似ており、4Pで見られた地盤変形の特徴であるすり鉢とすべり線が同様に観察された。ここで、4本群杭と同様にすり鉢が外周杭の周囲にそれぞれ二つ形成されるが、9本のうち载荷方向の中間に位置する3本の杭の周囲の地盤は4Pの杭間の地盤と比べて、崩れるのが遅いという特

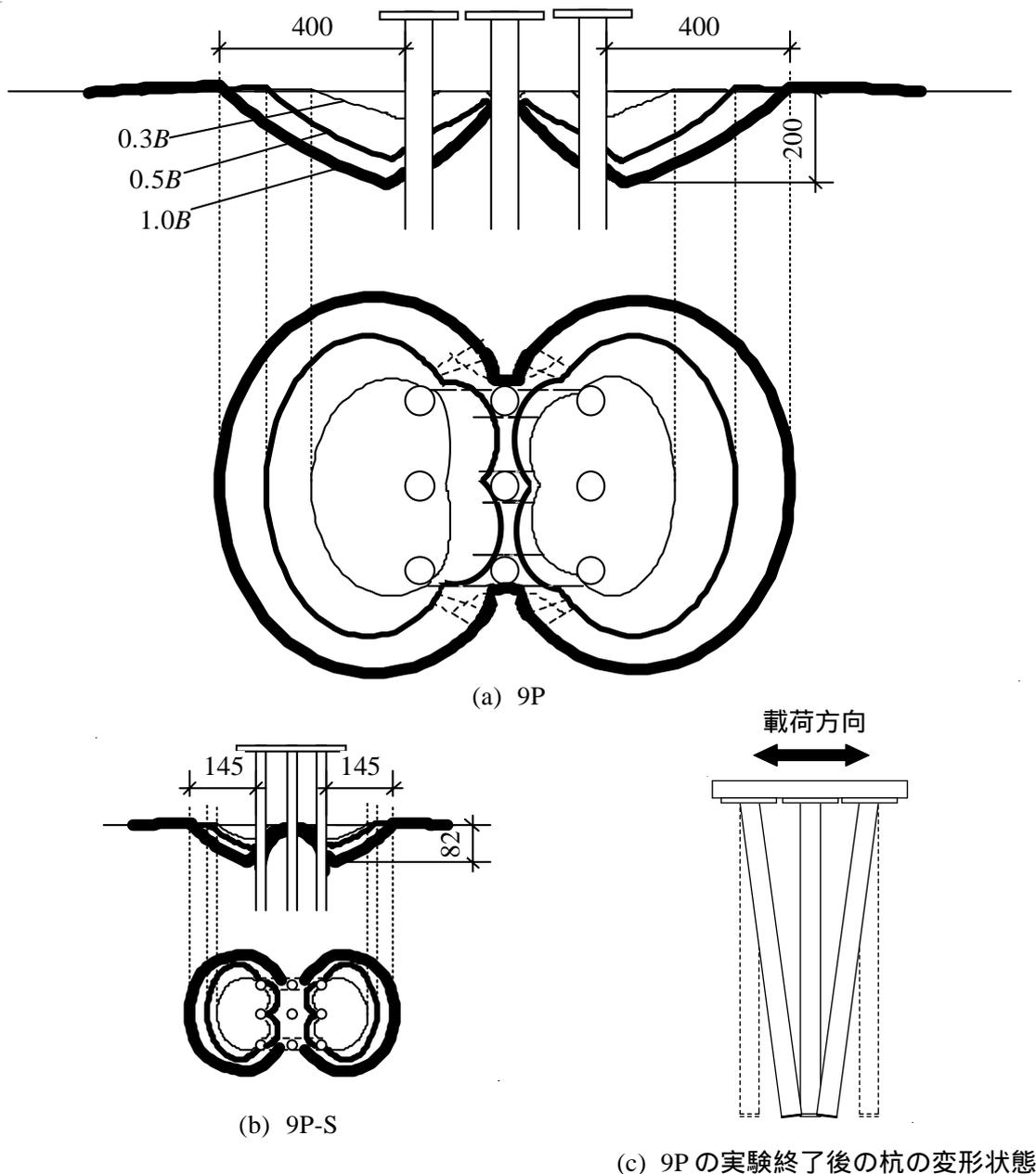


図3.8 9本群杭の地盤変状の平面図、立面図と9Pの実験終了後の杭の変形状態

徴が見られた(図 3.8、図 3.9)。また、9P、9P-S 共に短い杭の 4P と同様に外周地盤は広範囲にわたって隆起し、9P では荷重振幅 1.0B、9P-S では荷重振幅 2.0B を超えると外周地盤の段差が現れた(図 3.11)。9P の実験終了後の杭の状況は図 3.8(c)の $\delta=1.0B$ に例示するように、杭先端が中央へ寄る向きに残留変形が生じている。これは正負交番繰返し荷重で常に前方杭に残留変形が生じた結果であり、第 5 章で示すように前方杭と後方杭のせん断力分担の非対称性によるものと考えられる。16P-S でも 4P で見られた地盤変状の特徴であるすり鉢とすべり線が同様に観察された(図 3.10)。すり鉢は外周杭の周囲にそれぞれ二つ形成され、16本のうち荷重方向の中間に位置する 8本の杭の周囲の地盤は 9P-S の杭間の地盤と比べて、さらに崩れるのが遅いという特徴が見られた。また、荷重振幅 2.0B を超えると 4P と同様の外周地盤の段差が現れた(図 3.11)。

これらの結果より杭本数が増えても、群杭周囲の地盤では 4 本群杭で観察されたものと同じ地盤変状が現れ、すり鉢やすべり線の発生に及ぼす杭本数の影響は小さいといえる。ただし、杭本数が増えると長い杭でも外周地盤の段差が現れることから、外周地盤の段差の発生は杭本数に影響を受ける。

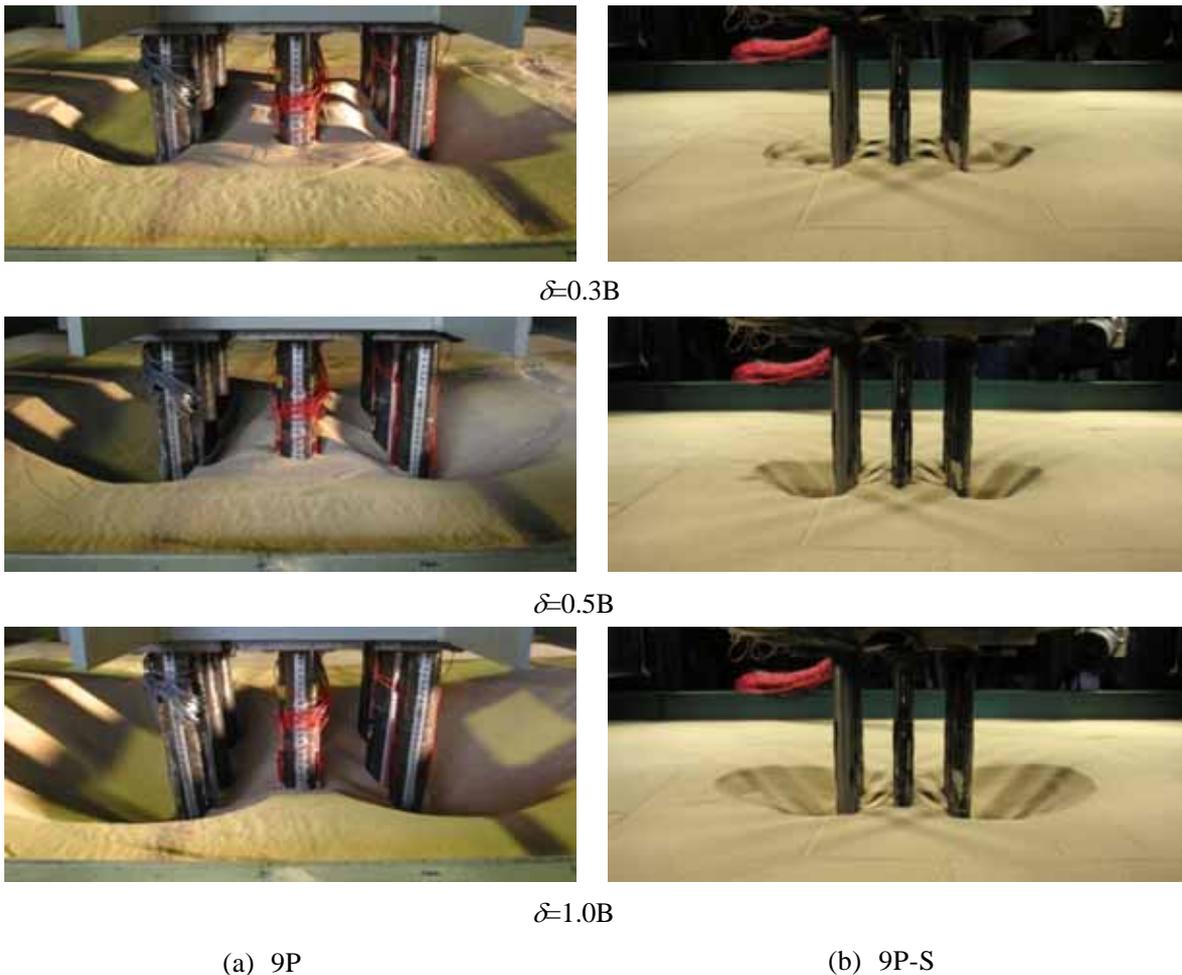


図 3.9 9 本群杭の地盤変状の杭周辺の写真

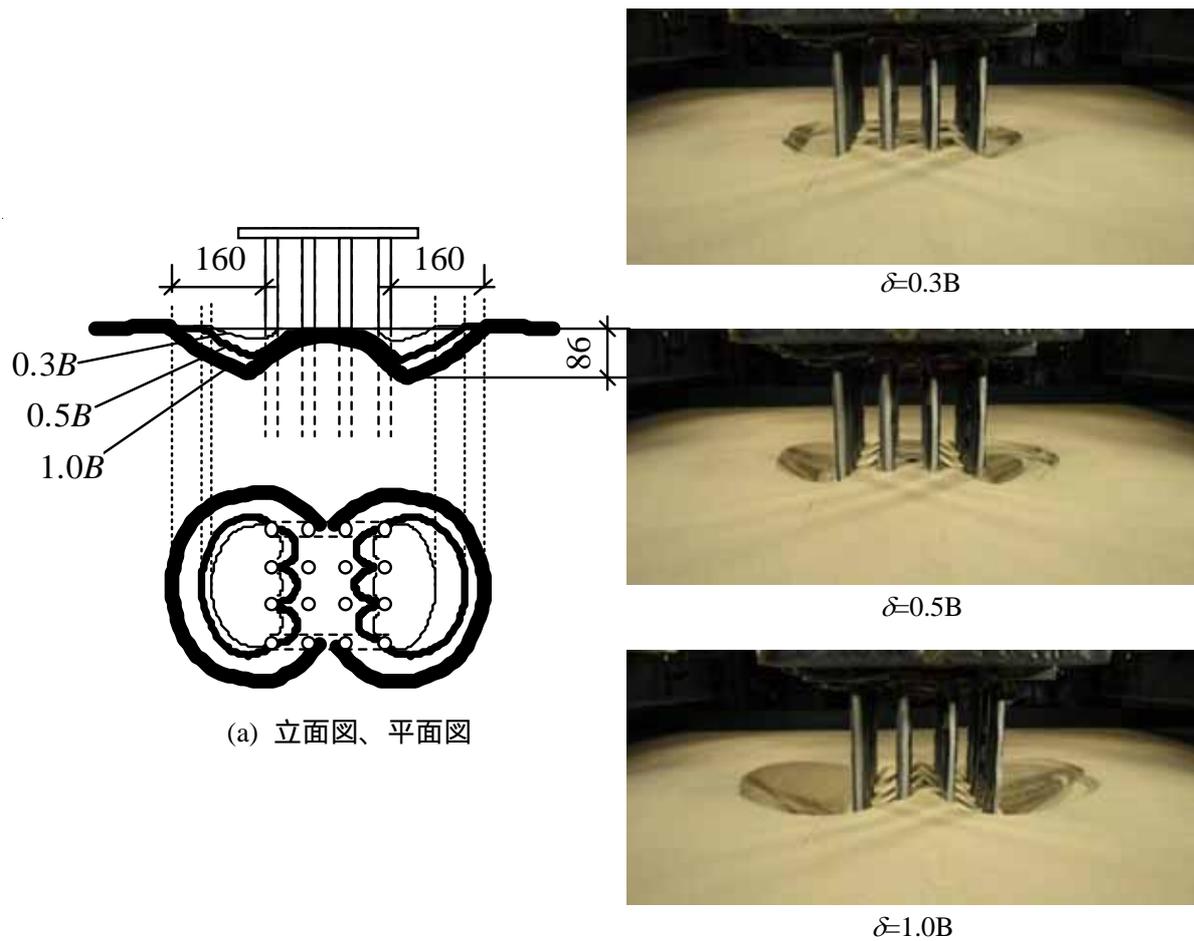


図 3.10 16本群杭の地盤変状の立面図、平面図及び杭周辺の写真

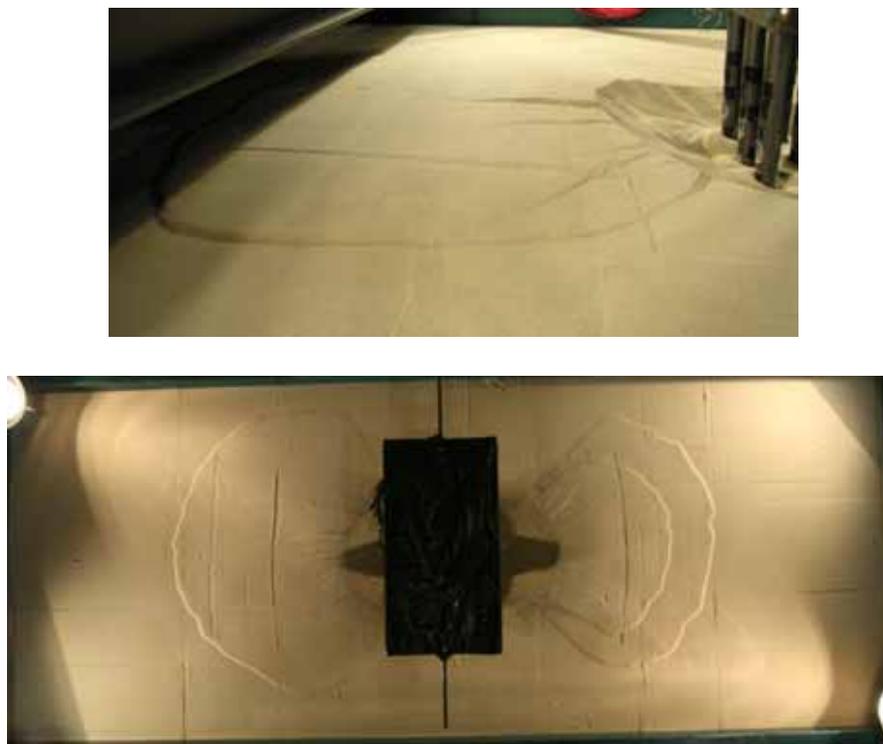


図 3.11 9P-S、16P-S の外周地盤の段差 (上図：9P-S、下図：16P-S)

(3) 載荷方向、相対密度と地盤変状

4本群杭の実験で4Pと実験条件の異なる実験とで比較を行った結果について説明する。実験4P-X、4P-Lで観察された杭周囲地盤での地盤変状の様子を図3.12、3.13に示す。

45°方向載荷の4P-Xの地盤変状は、0°方向載荷の4Pのように載荷正方向側・負方向側それぞれに、大きなすり鉢を一つずつ形成するのではなく、群杭全体を囲む一つの大きなすり鉢を形成し、各杭の周囲にも局所的なくぼみを形成した(図3.12)。さらに、載荷方向の杭間の地盤に45°方向にすべり線が現れ、変状線で囲まれる地盤は杭と一体となって移動した。載荷振幅0.5Bを超えると個別にできたすり鉢の大きさは拡大し、各杭の近傍に形成した局所的なくぼみの大きさも拡大した。

相対密度の小さい4P-Lについて、杭周囲地盤にすり鉢を形成する地盤変状は4Pと共通するが、外周地盤は4Pと異なり全体的に沈下する挙動が観察された(図3.13)。この外周地盤の沈下は、ゆるい地盤が繰返し載荷に伴って締め固まったために生じたと考えられる。また、載荷条件を変えた実験全てについて、4Pと同様に載荷振幅1.0Bを超えると外周地盤にはっきりとした段差が現れた。

以上のように、載荷方向、相対密度が異なるとすり鉢の形状や大きさが多少は異なるが、すり鉢の現われ方はいずれも同一であり、すべり線、外周地盤の段差は共通して見られる。

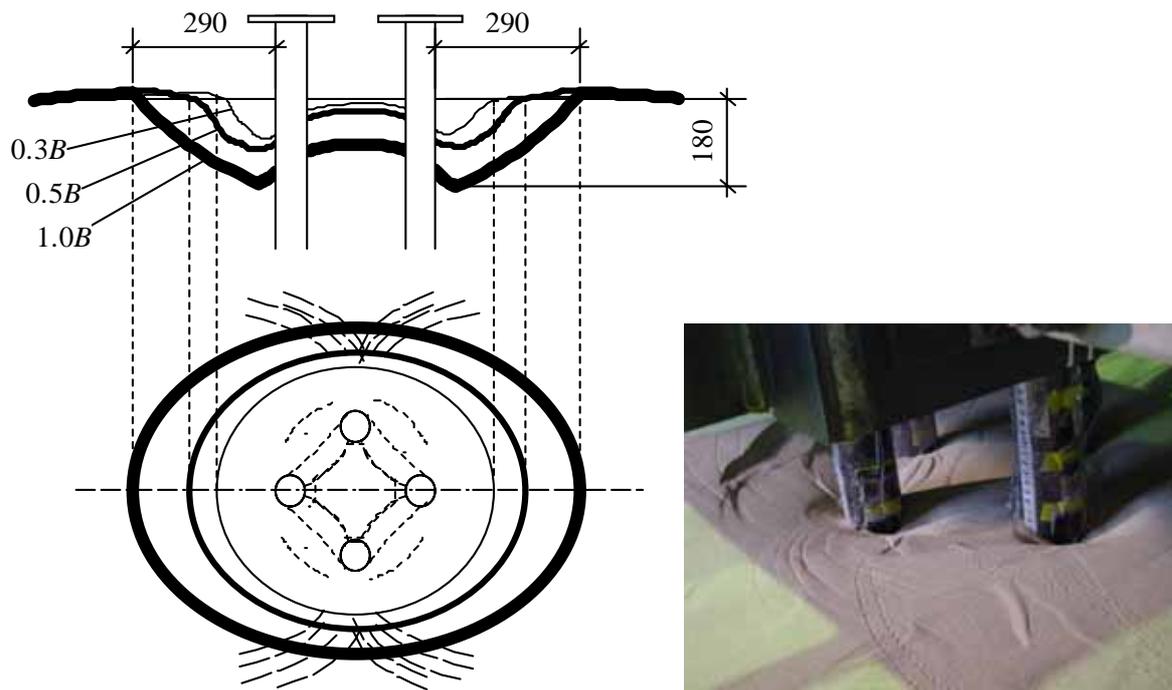


図 3.12 4P-X の地盤変状の平面図、立面図及び杭周辺の写真

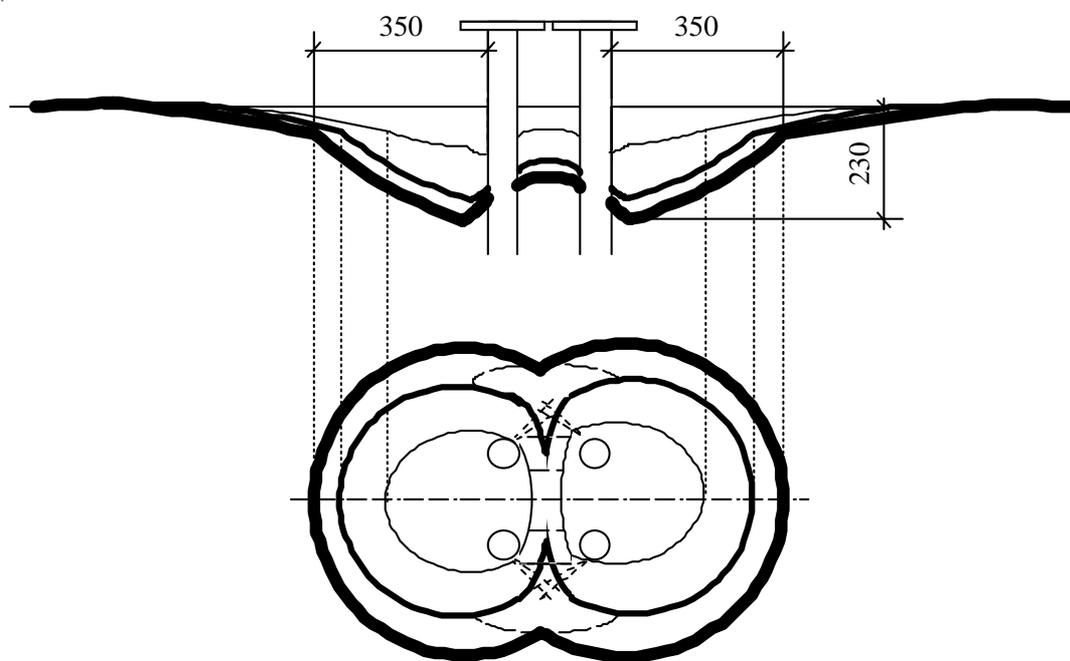


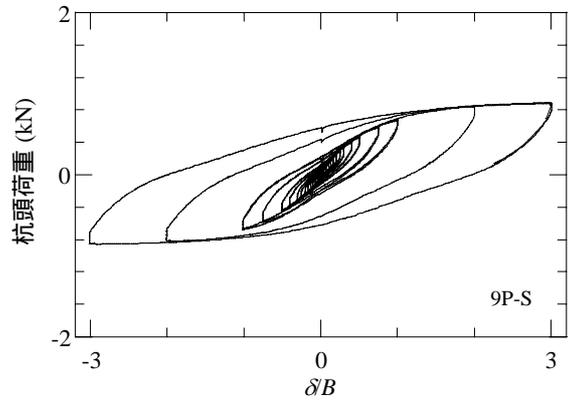
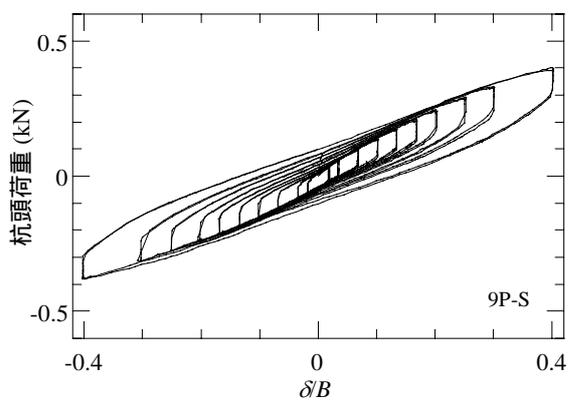
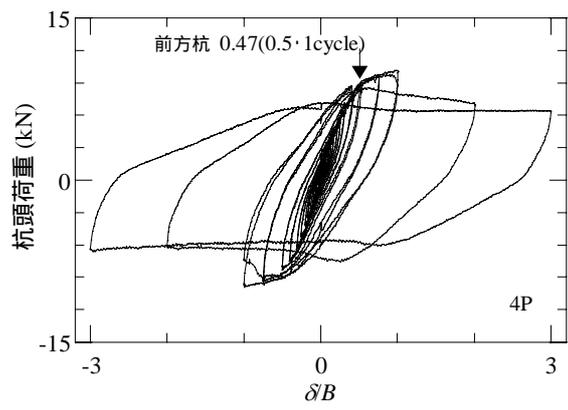
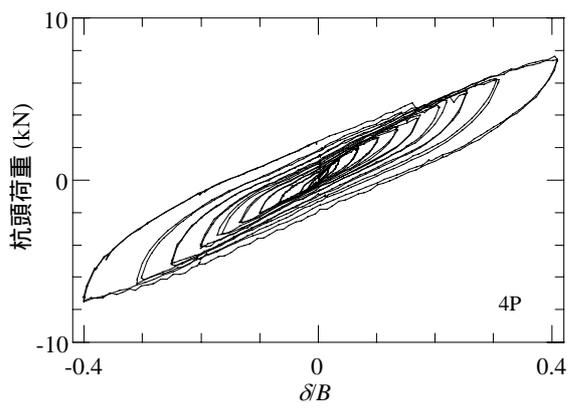
図 3.13 4P-L の地盤変状の平面図、立面図

3.3 地盤変状と杭の水平抵抗

3.3.1 杭頭荷重 - 杭頭変位関係と地盤変状

3.2節で述べた、実験で観察された地盤変状は、生成メカニズムの点から すり鉢、すべり線、外周地盤の段差の3種類にまとめられる。すべての地盤変状が観察された4Pと9P-Sを代表として、観察された地盤変状が杭頭荷重 - 杭頭変位関係に及ぼす影響について考察する。図3.14に4Pと9P-Sの平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係を示す(第2章図2.8、2.16再掲)。前節で示したように載荷振幅0.1Bを超えると、4Pでも9P-Sでもすり鉢とすべり線が形成される。しかし図3.14(a)を見ると、すり鉢やすべり線が形成される載荷振幅領域では平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係に急激な変化はなく、履歴ループは振幅の増加に伴って、杭頭荷重の最大値発現まで原点を中心に相似形に拡大し、安定した紡錘形を示す。このことから、すり鉢やすべり線は平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係に急激な影響を与える現象ではないと判断できる。さらに、4Pでは載荷振幅1.0B、9P-Sでは載荷振幅2.0Bを超えると、外周地盤の段差が現れた。図3.14(b)を見ると、4Pでは載荷振幅1.0B以上で履歴ループの形状が変化し平均杭頭荷重は減少したが、9P-Sの履歴ループの形状は変わらず平均杭頭荷重も増加し続けた。このことから、外周地盤の段差は短い杭の杭頭荷重に大きな影響を及ぼすが、長い杭の杭頭荷重に及ぼす影響は小さいと考えられる。

図3.15に4Pの載荷振幅0.75B、2.0Bにおける土圧分布を、図3.16に9P-Sの載荷振幅1.0B、3.0Bにおける土圧分布を示す。図3.15より4Pで外周地盤の段差が生じた後の載荷振幅2.0Bでは、載荷振幅0.75Bに比べて前方杭の深度550mmより浅い部分の杭に作用する土圧が小さくなり、深度750mmの土圧が大きくなった。一方後方杭では、深度750mmよりも浅い部分の杭に作用する土圧はほぼ0となった。図3.16より9P-Sで外周地盤の段差が生じた後の載荷振幅3.0Bでは、載荷振幅1.0Bに比べて第1列目、第2列目杭の深度350mmより浅い部分の杭に作用する土圧が小さくなり、深度550mmの土圧が大きくなった。一方、第3列目杭では深度750mmの土圧が大きくなった。このように、外周地盤の段差が現れると地盤の浅い部分の抵抗力が小さくなり、地盤の深い部分で抵抗するようになるが、短い杭は杭の長さが限られており、抵抗できる地盤の深さが限られている。よって短い杭では外周地盤の段差が現れると平均杭頭荷重が低下すると考えられる。



(a) 小振幅 ($\delta=0.3B$ まで)

(b) 大振幅 ($\delta=3.0B$ まで)

図 3.14 4P、9P-S の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係

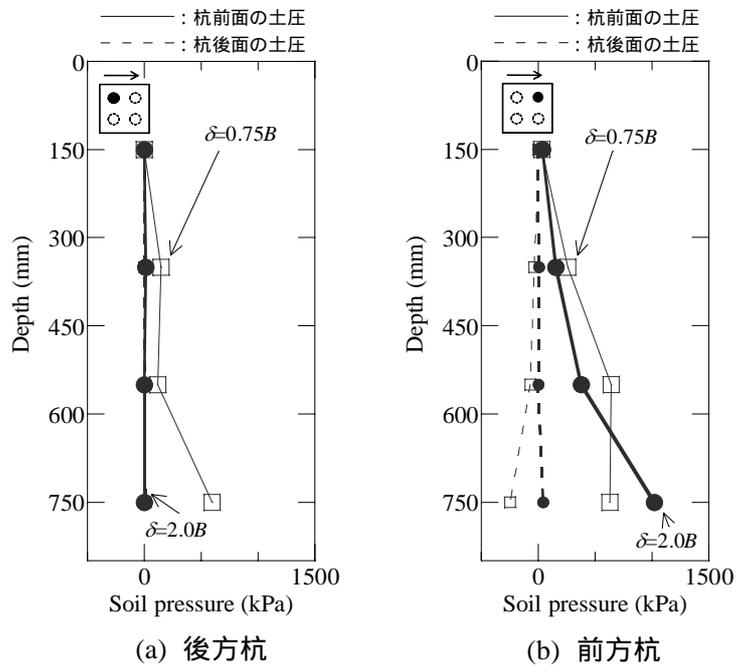


図 3.15 4P の载荷振幅 0.75B、2.0B の土圧分布

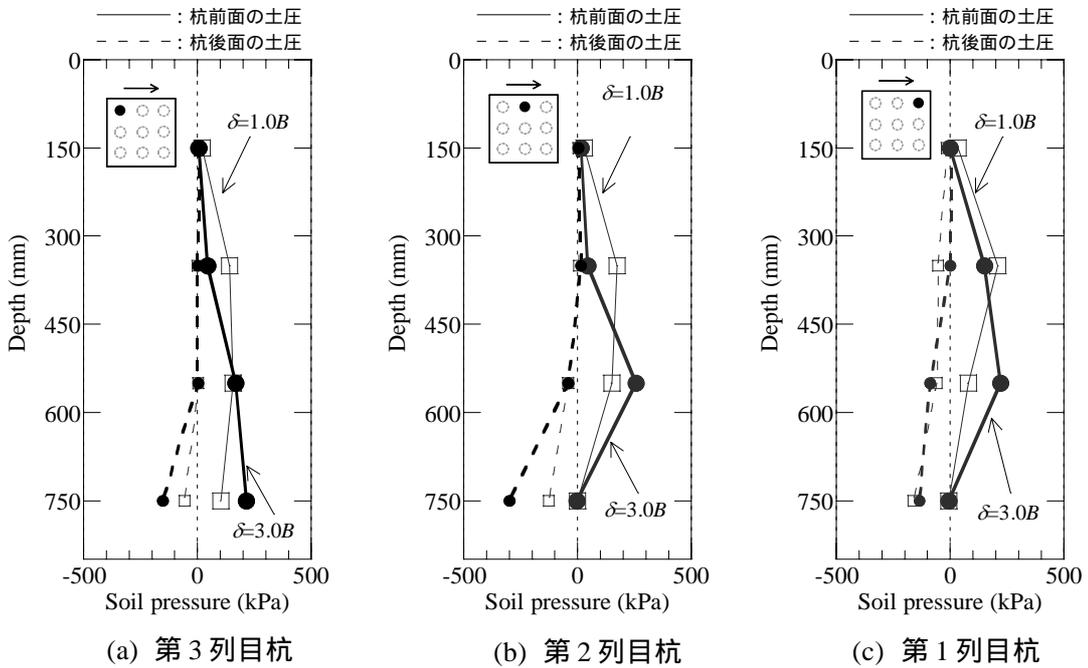


図 3.16 9P-S の载荷振幅 1.0B、3.0B の土圧分布

3.3.2 地盤の限界状態

履歴ループの形状が変化し、さらに平均杭頭荷重が減少した原因を明らかにするために杭頭の歪の挙動、杭頭最大変位時の杭の変位・土圧について考察する。以下では杭に変位計を直接取り付け付けた4P-Xの結果を用いて述べる。載荷振幅2.0Bでの履歴ループを図3.17(a)に、正方向載荷時に前方に位置する杭の地表面より50mm下の断面の歪と杭頭変位との関係を図3.17(b)に示す。ここで、図3.17中のR1、R2は、載荷振幅1.0B以上の荷重が一定となる領域を示す。杭頭荷重が一定となる領域R1、R2では、杭の歪は殆ど増加することなくほぼ一定値を保っている。次に、代表的な載荷振幅における杭頭変位最大時の杭の変形を図3.18に、杭の土圧分布を図3.19に示す。まず、図3.18より載荷振幅1.0Bまでは杭のたわみは増大し続けるが、載荷振幅1.0Bを超えるとたわみは増加せずに、杭全体が剛体的に変位している。すなわち、杭自身の変形は進行していないことが分かる。一方、図3.19より、載荷振幅1.0Bを超えると、550mmより浅い部分の杭に作用する土圧が小さくなり、750mmより深い部分の土圧が大きくなる傾向が見られた。以上より、杭頭荷重が最大値に至った後、徐々に低下して一定値に収束している時、杭は地盤中を剛体変位し、550mmより浅い地盤の水平抵抗力が限界に達して破壊し、外周地盤に明瞭な段差を形成したと考えられる。この時、杭と地盤の間では主に750mmより深い位置で応力が伝達されていると考えられる。

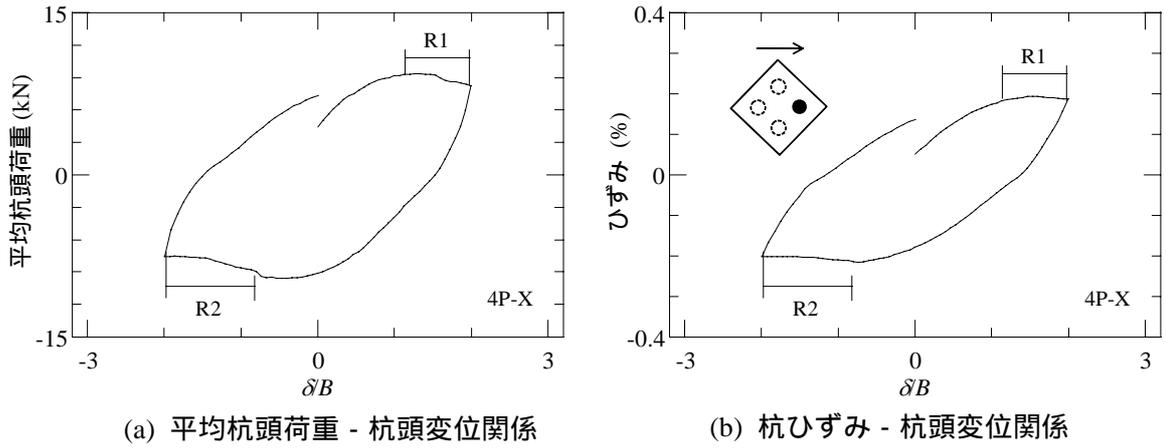


図 3.17 4P-X の載荷振幅 2.0B での平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係と杭ひずみ - 杭頭変位関係

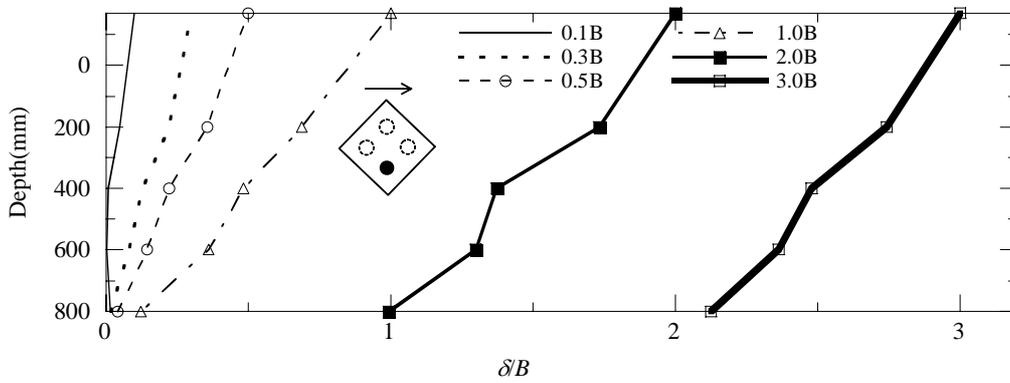


図 3.18 4P-X の代表的な載荷振幅の最大変位時での杭変位分布

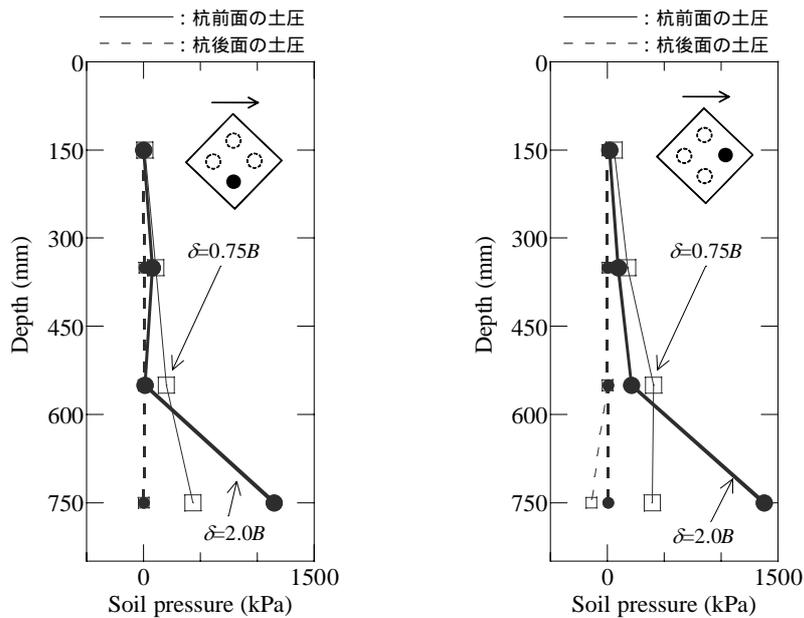


図 3.19 4P-X の載荷振幅 0.75B、2.0B の土圧分布

3.4 地盤内部の変形状態

一連の実験では大振幅時に地表面に段差が現れることが観察された。段差発生メカニズムを解明するには地盤内部でどのような現象が起きているのかを把握する必要がある。地盤内部を観察した実験には岸田らによるX線写真を用いて地盤の変形を調べた実験^{3.7, 8)}があるが、杭周辺部の変形に限られているため地盤内全体の変形を直接観察することを目的とした実験を行った。

3.4.1 実験方法

地盤内観察実験4P-Tの装置の概要を図3.20に示す。地盤内観察実験では透明土槽を用いた。透明土槽は対称条件を仮定して固定土槽の奥行き寸法を概ね半分とし、対称面をアクリル板に置き換えており、対称面上の砂の動きを直接観察できるように工夫している。その際、地盤内部の変形を確認しやすくするため、墨汁で色付けした色砂をアクリル板に沿って格子状に設置した。ここで生原らによる砂と側壁面の摩擦が砂の支持力に及ぼす影響を調べた模型実験^{3.10)}や、加倉井らによる壁面摩擦力が基礎および砂の変形状態に及ぼす影響を調べた模型実験^{3.11)}を鑑みると、砂とアクリル板の摩擦は無視できないため、詳細な変形を高精度で観察するのは困難だと思われる。しかし詳しくは次節で述べるが、摩擦があるにもかかわらず砂は大きく変位しており、地盤内全体の変形像を把握する上では問題がないと考える。載荷フレームへの接合方法や載荷方法は固定土槽を用いた実験と同じである。なお、4P-Tでは地盤の非線形挙動に焦点を当てるため、杭頭が全塑性状態に至らないよう杭長を570mmと4Pに比べて短くしている。

色砂の設置作業の流れを図3.21に示す。厚さ100mmの地盤の層を積み重ねるたびに、水平方向に色砂を設置する。設置した色砂の量は、アクリル面を通して厚さ5mm程度の格子線が見えるように、アクリル土槽の付近のみに設置した。鉛直方向の色砂の格子線を設置するため、幅1cmのコの字型のアルミ棒をアクリル土槽の面に設置し(図3.21(a)、(b))、コ字型のアルミ棒の中に色砂を設置し(図3.21(c))、次の層の地盤を新たに設置し、色砂が乱れないようにアルミ棒を取り除いた。色砂地盤が完成した状態を図3.21(d)に示す。

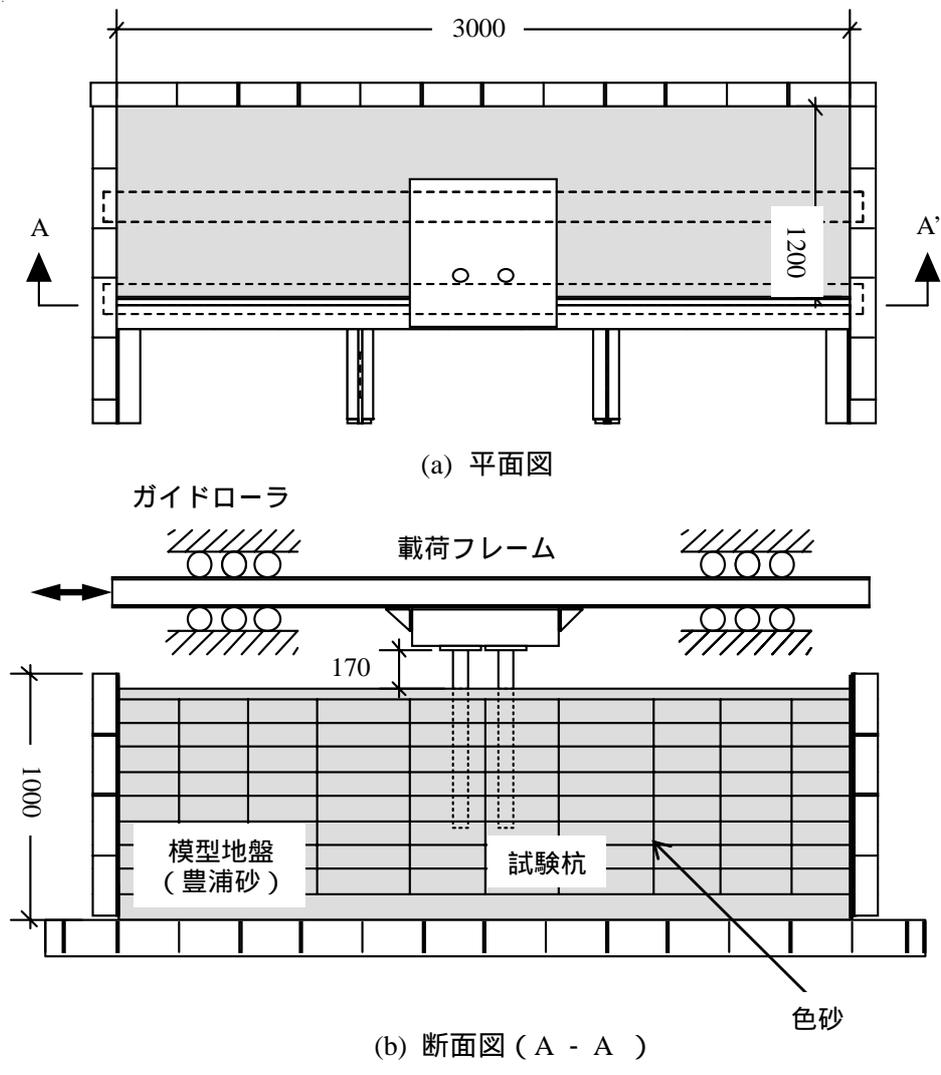
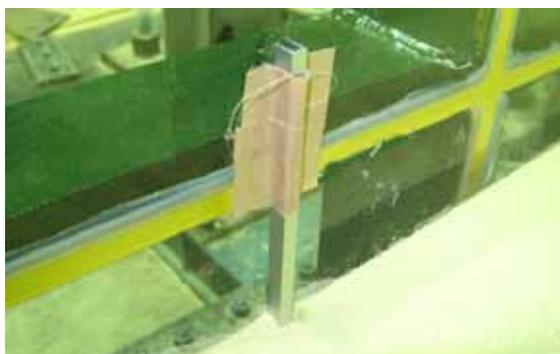


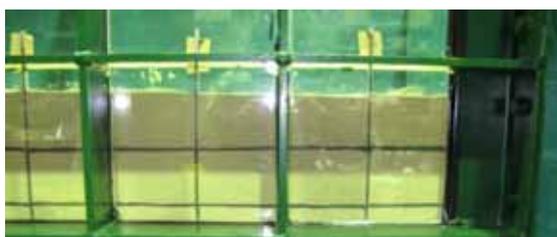
図 3.20 透明土槽の平面図と断面図



(a) コの字のアルミ棒を固定した状態
(土槽内側から)



(c) コの字のアルミ棒の中に色砂を詰める



(b) コの字のアルミ棒を固定した状態
(土槽外側から)



(d) 完成状態

図 3.21 4P-T の地盤の作製の流れ

3.4.2 地表面の地盤変状と対称面上での地盤変状

まず、地表面で観察された地盤変状について述べる。まず、杭周囲の地盤で観察された地盤変状の様子を図3.22、3.23に示す。4P-Tでも4Pと同じようにすり鉢が観察され、振幅の増加に伴って、すり鉢は大きくなった。また群杭内部の地盤は群杭周囲の地盤よりも変形しにくく、すり鉢にならず山形の形状でそのまま残った。そして振幅の増加に伴って、群杭内部の地盤の頂の高さは徐々に低くなった。さらにすべり線が前方杭 - 後方杭間の地盤に現れた。載荷振幅 $1.0B$ を超えると、外周地盤の段差が現れた。4P-Tでは杭長が短いため4Pよりは段差が現れる範囲は小さかった。このように、地表面の地盤変状は4Pと同様の物が現れ、対称条件を利用した実験として4Pで起こった地盤変状を概ね再現できた。

次に地盤内の変形状態を図3.24に、実験終了後の地盤内部の様子を図3.25に示す。図中の破線は載荷振幅 $0B$ での杭の位置を、点線は地盤内部の変形を観察するために設置した色砂の初期状態を示す。載荷初期では地盤の動きは見られない。載荷振幅 $0.16B$ を超えると、色砂は載荷方向外側に水平移動した。載荷振幅の増加に伴い、地盤の変形は進行し、図3.24(b)に示すように、載荷振幅 $0.3B$ 時に杭先端付近の鉛直方向の色砂に斜め上方向にずれが生じ始めた。生じたずれは図3.24(c)に示すように振幅の増加に伴って徐々に大きくなるとともに地表面に近づき、載荷振幅 $1.0B$ で地表面に達し段差が現れた。図3.25に示すように実験終了後には、弓なり形のすべり面が形成された。このように、地表面に段差が現れる前に、比較的小さな振幅(載荷振幅 $0.3B$ 程度)から杭先端付近でずれが生じていることがわかった。

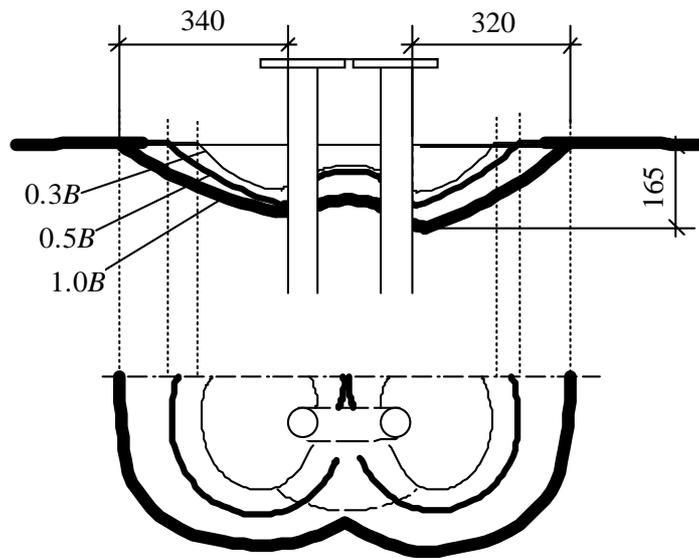


図 3.22 4P-T の地盤変状の平面図、立面図



$\delta=0.3B$

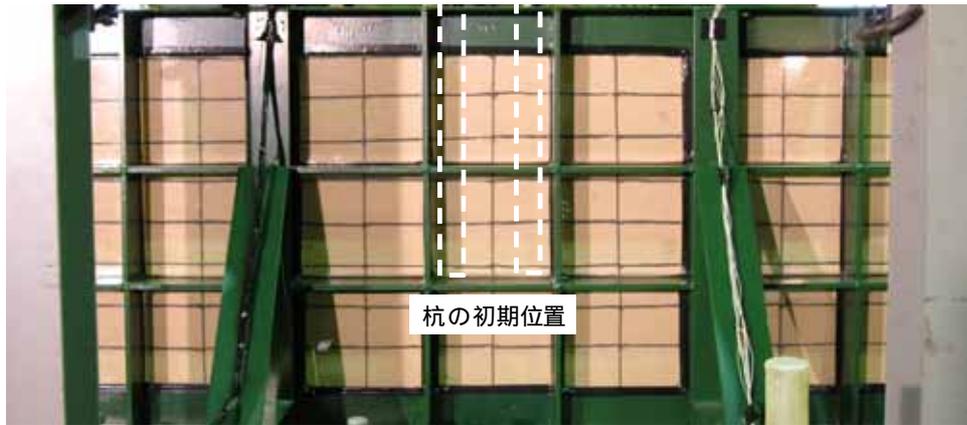


$\delta=0.5B$



$\delta=1.0B$

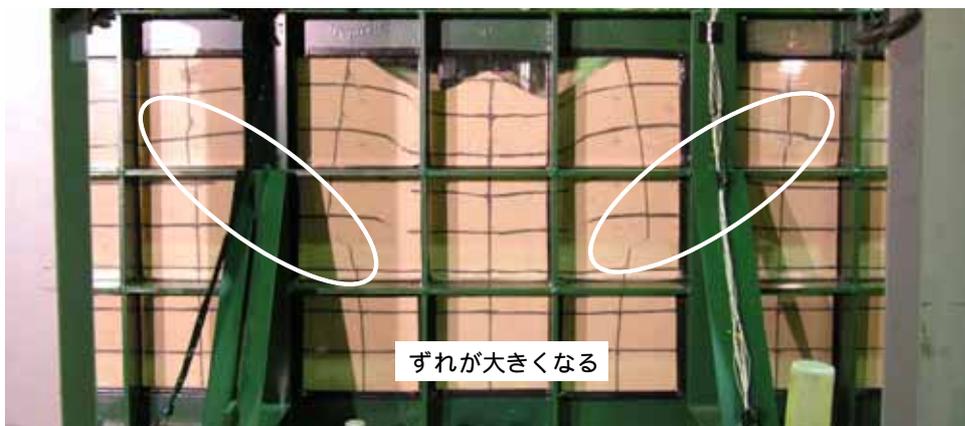
図 3.23 4P-T の地盤変状の杭周辺の写真



(a) 初期状態

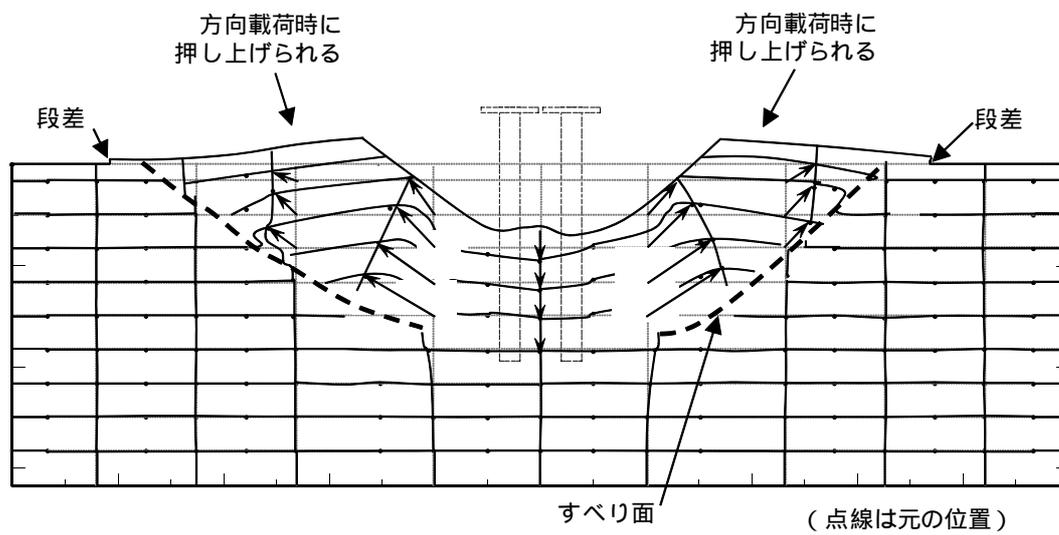


(b) 振幅 $\delta B=0.3$

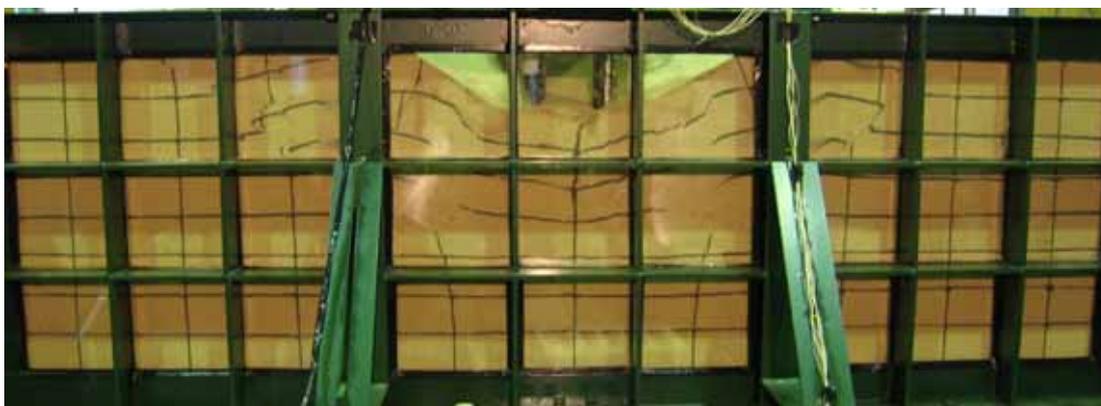


(c) 振幅 $\delta B=0.75$

図 3.24 地盤内部の変形状態



(a) 砂の動き



(b) 全体写真

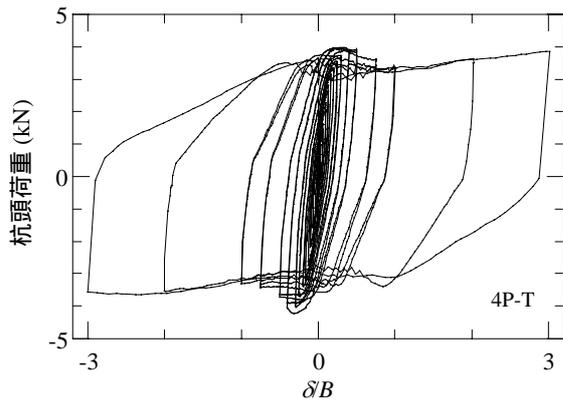
図 3.25 実験終了時の地盤内部の変形状態

3.4.3 地盤の限界状態時の杭挙動

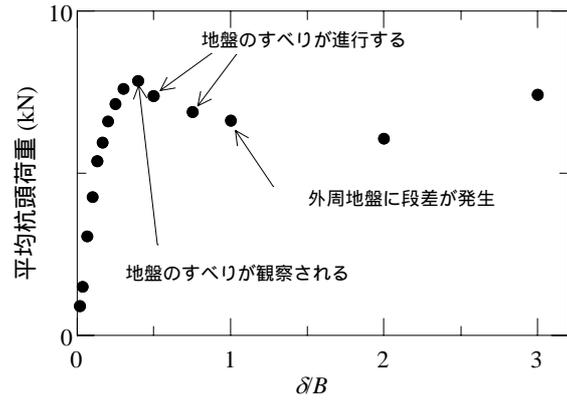
図3.26に平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係と、そこから得られる各載荷振幅の最大変位時の平均杭頭荷重と載荷振幅の関係を示す。4Pと同様に平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係は小さな振幅領域から紡錘型の履歴特性を示しており、非線形性が確認できる。そして振幅の増加に伴って履歴ループは原点を中心に相似形に拡大した。さらに振幅が大きくなると4Pと同様に4P-Tの履歴ループの形状は変化し平均杭頭荷重は減少した。また4Pでは振幅が大きくなると杭頭は全塑性状態に至ったが、4P-Tでは振幅が大きくなっても杭は弾性域にあった。さらに平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係と地盤内部の変形状態を比較する。平均杭頭荷重は地盤内部に生じたずれが少し大きくなった載荷振幅 $0.4B$ で最大となった後、徐々に減少して一定値に収束した。そして平均杭頭荷重が一定値に収束するあたりで地表面に段差が現れた。

代表的な載荷振幅における杭頭変位最大時の杭の変形を図3.27に、載荷振幅 $0.3B$ 、 $1.0B$ の杭の土圧分布を図3.28に示す。図3.27より図3.18の4P-Xで見られたように、載荷に伴って杭の変形は進行せずに、杭全体が水平移動していることが分かる。また、図3.28より図3.15の4P、3.19の4P-Xで見られたように、外周地盤の段差が生じた後の載荷振幅 $1.0B$ では、載荷振幅 $0.3B$ に比べて杭に作用する土圧が前方杭、後方杭共に小さくなった。このように、4P-Tでは固定土槽による短い杭の実験と同じ傾向が見られることより、外周地盤の段差が現れた短い杭の群杭では、地盤内部で4P-Tで観察されたような地盤内部のずれが生じていると考えられる。

以上より、短い杭において地盤内部にずれが生じ外周地盤の段差が現れる現象は、杭先端から地盤が受働破壊したことによるもので、このとき地盤の受働破壊した部分の水平抵抗力は低下すると考えられる。



(a) 平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係



(b) 平均杭頭荷重 - 載荷振幅関係

図 3.26 4P-T の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係と最大変位時の平均杭頭荷重 - 載荷振幅関係

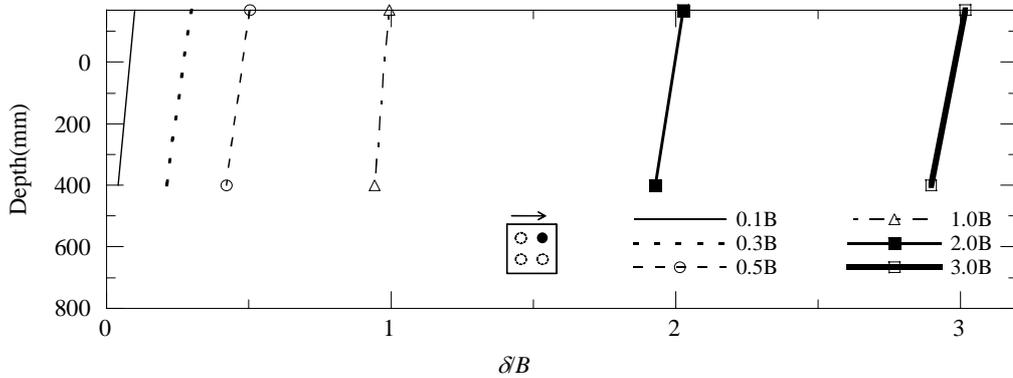


図 3.27 4P-T の代表的な載荷振幅の最大変位時での杭変位分布

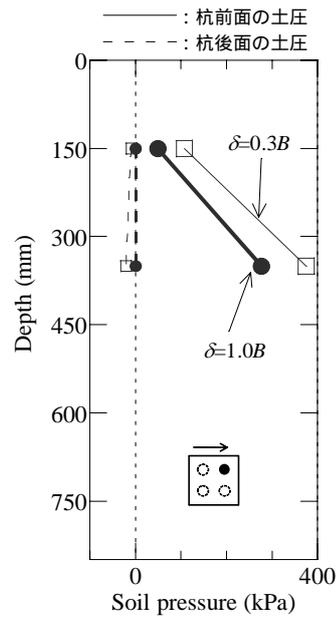
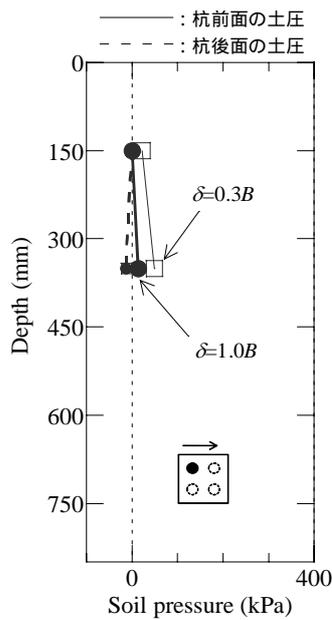


図 3.28 4P-T の載荷振幅 0.3B、1.0B の土圧分布

3.5 まとめ

第3章では、大振幅水平載荷実験において載荷に伴って地表面に現れる杭近傍地盤の変形状態について検討した。さらに、短い杭で構成された4本群杭を対象として群杭の対称面上の地盤変状を直接観察する実験を行い、地盤内部の変形状態についても検討した。その結果、既往の研究では確認されていない、杭近傍の地盤に現れる非線形挙動を確認した。本章で得られた知見の詳細は次の通りである。

載荷初期では杭周囲の地盤はすり鉢状にくぼみが生じた(すり鉢)。すり鉢は載荷振幅の増加に伴って拡大した。すり鉢の形状は杭本数、地盤の相対密度、載荷方向によって異なった。また、すり鉢の大きさは杭径で規準化すればほぼ一定値であり、短い杭と長い杭のすり鉢は相似形であった。

群杭の場合では、載荷振幅が増加すると載荷方向に並ぶ杭に挟まれる地盤とその周囲地盤との間ですべりが生じ、すべり線(杭間のすべり線)が現れた。

杭径を超える振幅になると、すり鉢の外側の地盤が大きく隆起し、明瞭な段差(外周地盤の段差)が現れた。短い杭では外周地盤の段差が現れると杭頭荷重が低下した。大振幅時に地表面に段差が現れるが、それ以前の比較的小振幅から杭先端付近でずれが生じている。生じたずれは振幅の増加に伴って徐々に大きくなるとともに地表面に近づき、地表面に達すると段差が現れる。杭頭荷重はずれが生じると減少し、段差が現れるとき一定値に収束している。このように、短い杭では大振幅時に杭先端より地盤が受動破壊し、杭頭荷重が低下したと考えられる。

第3章の参考文献

- 3.1) 小笠原政文, 飯古道則, 五瀬伸吾, 川口光雄: 杭基礎の耐力に関する研究, 構造工学論文集, Vol.37A, pp1467-1477, 1991.3.
- 3.2) 幸左賢二, 鈴木直人, 木村亮, 木村嘉富, 森田悠紀雄: 終局挙動に着目した実物大杭基礎の水平載荷試験, 土木学会論文集, Vol.596, -43, pp.249-260, 1998.6.
- 3.3) 鵜飼恵三, 若井明彦: 単杭及び群杭の水平載荷挙動に関する三次元有限要素解析による検討, 土と基礎, Vol.43-8, pp.19-22, 1995.8
- 3.4) 間瀬辰也, 橋口公一, 中井正一, 土方勝一郎, 杉山達也, 柳下文雄: 下負荷面モデルを用いた単杭の水平挙動の3次元弾塑性解析, 日本建築学会構造系論文集, Vol.626, pp.575-582, 2008.4.
- 3.5) 白方邦博, 中島寿, 竹澤請一郎, 上本秀之, 水野正之: 群杭の水平抵抗と地盤の崩壊形状に関する模型実験(その1), 土質工学研究発表会, pp.1601-1602, E-4, 1992.6.
- 3.6) 杉山達也, 土方勝一郎, 伊東賢伸, 藤原一成, 下村修一, 鈴木康嗣, 藪内彰夫: 地盤の滑りを模擬した一面せん断実験に基づく杭の水平抵抗機構, 日本建築学会構造系論文集, Vol.618, pp.121-128, 2007.8.
- 3.7) 岸田英明, 小林勝巳, 佐々木俊平: 水平力を受ける模型杭周辺部地盤の変形,
- 3.8) Kishida, K., Suzuki, Y. and Nakai, S. (1985): Behavior of a pile under horizontal cyclic loading, Proceedings of the Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.4, pp.1413-1416
- 3.9) Brown, D. A. , Morrison, C. , Reese, L. C. : Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.114, No.11, pp.1261-1276, 1988.11.
- 3.10) 生原修, 龍岡文夫: 砂の模型支持力実験における側壁面条件の影響, 第19回土質工学研究発表会講演集, pp.967-970, 1984.
- 3.11) 加倉井正昭, 伴野松次郎, 岡村保信: 模型土槽の壁面摩擦力の除去法とその効果について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.2013-2014, 1977.

第4章 大振幅水平載荷実験のシミュレーション解析

4.1 概要

本章では、3次元有限要素解析による大振幅水平載荷実験のシミュレーション解析について述べる。

第2章、第3章で述べたように、大振幅水平載荷実験により、小さな変位から杭径を超えるような大変位までの幅広い杭頭変位レベルについて杭 - 地盤系の非線形挙動の現れ方と杭の水平抵抗に及ぼす影響を把握することができた。しかし、実験は限られた範囲のパラメータでの考察となり、さらに地盤の非線形性として評価すべき地盤内の応力分布を実験データのみを用いて分析することは困難である。一方、若井らは^{4.1)}は模型群杭の水平載荷実験に対して3次元有限要素解析を用いて解析的な検討を加えており、3次元有限要素解析は杭の水平抵抗や地盤内に生じる応力を評価するためには非常に有用なツールであることを示している。また、青砥ら^{4.2)}、間瀬ら^{4.3)}は鋼管杭、藪内ら^{4.4)}は場所打ち鋼管コンクリート杭の実大実験に対して3次元有限要素解析による解析的検討により3次元有限要素解析の有効性を示すと共に、地盤変位や地盤内応力についても検討が加えられている。実験で得られた現象を評価できる解析モデルを構築し、実験より把握できた杭 - 地盤系の非線形挙動に対してより詳細な検討を加えると共にパラメータの自由度を広げるために、3次元有限要素法による実験のシミュレーション解析を行った。本章では実験結果と解析結果を比較することにより、3次元有限要素モデルの本実験への適用性について検討する。4.2節では解析方法と解析モデルについて示す。4.3節では杭の水平抵抗に着目し、実験結果と解析結果を比較する。4.4節では地盤変状に着目し、実験結果と解析結果を比較する。

4.2 解析方法と解析モデル

図4.1に杭、地盤を3次元ソリッド要素でモデル化した解析モデルについて、4Pを代表して示す。解析ソフトはABAQUS ver.6.6^{4,5)}を用いた。杭と地盤を構成するソリッド要素の形状関数は線形である。解析モデルは実験と同じスケールで対称条件を利用した1/2モデルとした。図4.1(b)に示すように杭周辺部の地盤は細かくメッシュ分割した。また地盤が抵抗側に働く载荷方向正側の地盤は細かく分割し、载荷方向負側の地盤は粗めの分割とした。地盤要素の杭長方向の長さは杭径1~1.5倍程度とした。地盤の境界条件として地盤側方をローラ条件、地盤底面を完全固定とし、杭-地盤間にはすべり・剥離・再接触を考慮した接触条件^{4,5)}を与えた。本解析では杭をマスタ面、地盤をスレーブ面として規定しており、マスタ面は各要素のサーフェスで、スレーブ面は各要素の節点で接触を決定する。接触接線方向にはCoulomb条件で決定される摩擦力が働く。接触法線方向は剛接触条件としている。

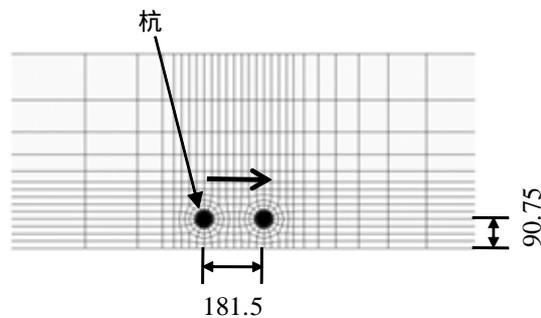
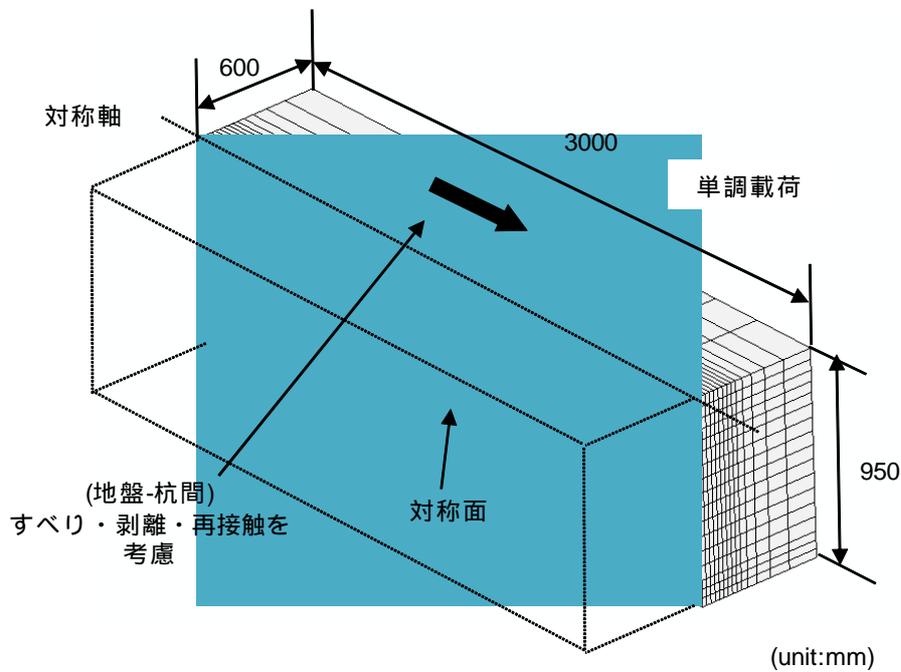


図4.1 3D-FE 解析モデル

杭の境界条件として杭頭位置に取り付けた剛体に回転拘束条件を与えた。杭頭と剛体には接点の変位拘束条件を適用している。載荷方法は実験と異なり、自重解析を行った後、杭頭に対して1方向に強制変位を与える単調載荷とした。なお、地盤内部観察実験4P-Tではアクリル面と地盤との間に摩擦が存在するが、本解析では摩擦を無視し、4P-Tを4Pよりさらに杭長の短い杭の実験と位置付ける。

杭・地盤の材料特性は表4.1の通りである。杭は弾塑性体とし、降伏条件としてMisesの条件を用いた。降伏応力は第2章で示した鋼管の短柱圧縮試験より得られた値を用いた。また、降伏後の硬化係数として弾性係数 E_p の1/100を与えた。地盤は弾完全塑性体とし、降伏条件としてMohr-Coulombの降伏条件^{4,5)}を適用した。流動則は非関連とし、塑性流れポテンシャルとして、子午線応力平面では双曲線関数、偏差応力平面ではMenereyとWillam^{4,6)}により提案された滑らかな楕円関数を用いている。実験では相対密度以外の地盤定数を測定することが困難であったため、本解析で用いる地盤定数は既往の文献を参照して決定した。地盤の弾性係数 E_s は、設定された相対密度が本実験と近く、乾燥砂を用いた実験のシミュレーションを行っている文献4.1)を参照した。文献4.1)では、相対密度72%の乾燥砂の弾性係数 E_s に三軸圧縮試験における最大耐力の50%時の割線剛性 E_{50} を用いている。側圧 p を29.4、49、98kPaの三つに変えて行った三軸圧縮試験より得られた次式

$$E_{50} = E_0(p/p_0)^{0.5} \quad (E_{50} = 19.8 \text{ MPa}, p_0 = 98 \text{ kPa}) \quad (5.1)$$

表4.1 杭 - 地盤模型と実験装置の平面・断面図

杭	降伏応力 σ_y (N/mm ²)	実験値
	硬化係数 $E_p/100$ (N/mm ²)	2050
地盤	弾性係数 E_s (N/mm ²)	4.19
	単位体積重量 γ (kN/m ³)	14.9
	ポアソン比 ν	0.4
	静止土圧係数 K_0	0.5
	降伏条件	Mohr-Coulomb
	流れ則	非関連流れ則
	粘着力 c (N/mm ²)	0.0008
	内部摩擦角 ϕ (°)	40
	膨張角 ψ (°)	10
	地盤 - 杭間	接線方向接触面摩擦係数

より E_{50} を算出している。せん断波速度から算出される弾性係数は 10^{-6} オーダーのひずみレベルなのに対して、 E_{50} は 10^{-3} オーダーのひずみレベルの弾性係数である。本解析では簡単のため式(5.1)より得られる弾性係数を深さ方向に平均し、地盤に一様な弾性係数を与えた。本解析で対象としている地盤は乾燥砂であるが、解析上、解が安定しないのでわずかな粘着力を地盤に与えている。内部摩擦角 ϕ は文献 4.7) を参照し、相対密度 60% に対応する最大内部摩擦力を読み取り 40° に設定した。膨張角 ψ は文献 4.8) より $\psi = \phi - 30$ (degree) とした。杭と地盤の接触部分で接触面接線方向に生じる摩擦係数は 0.5 とした。実験と解析で載荷方法が異なるが、本章では各振幅の最大変位時の実験結果を用いて解析結果と比較する。また解析結果は非線形計算が収斂したところまでを示す。

4.3 実験結果と解析結果の比較 - 杭の水平抵抗

本節では実験で見られた杭の水平抵抗力について、図4.1に示すモデルでシミュレーションできるかを示す。本節では平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係と、各杭の曲げモーメント分布、杭頭モーメント - 杭頭変位関係を対象とする。平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係、杭頭モーメント - 杭頭変位関係については、実験での各載荷振幅最大変位時の平均杭頭荷重及び杭頭モーメントと解析より得られる平均杭頭荷重及び杭頭モーメントを比較する。本節では、短い杭と長い杭それぞれの単杭、4本群杭(地盤内部観察実験4P-Tを含む)、及び杭本数の異なる群杭を対象として検討する。

4.3.1 平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係

平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係について実験と解析を比較する。まず単杭と4本群杭について、図4.2に実験と解析で得られた平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係を示す。短い杭の実験4P、9Pと4P-Tでは杭頭変位がそれぞれ1.0B、1.0B、0.3Bを超えると、地盤の水平抵抗力が限界に達したことにより、平均杭頭荷重が低下した。解析では平均杭頭荷重は低下せず、増加し続けた。この原因は、解析では地盤を弾塑性体で近似しているため、荷重の低下を表現できないモデル化となっていることによると考えられる。ただし解析は、杭頭荷重の低下が起こらない範囲で、単杭、群杭共に実験から得られた平均杭頭荷重と良い対応を示した。

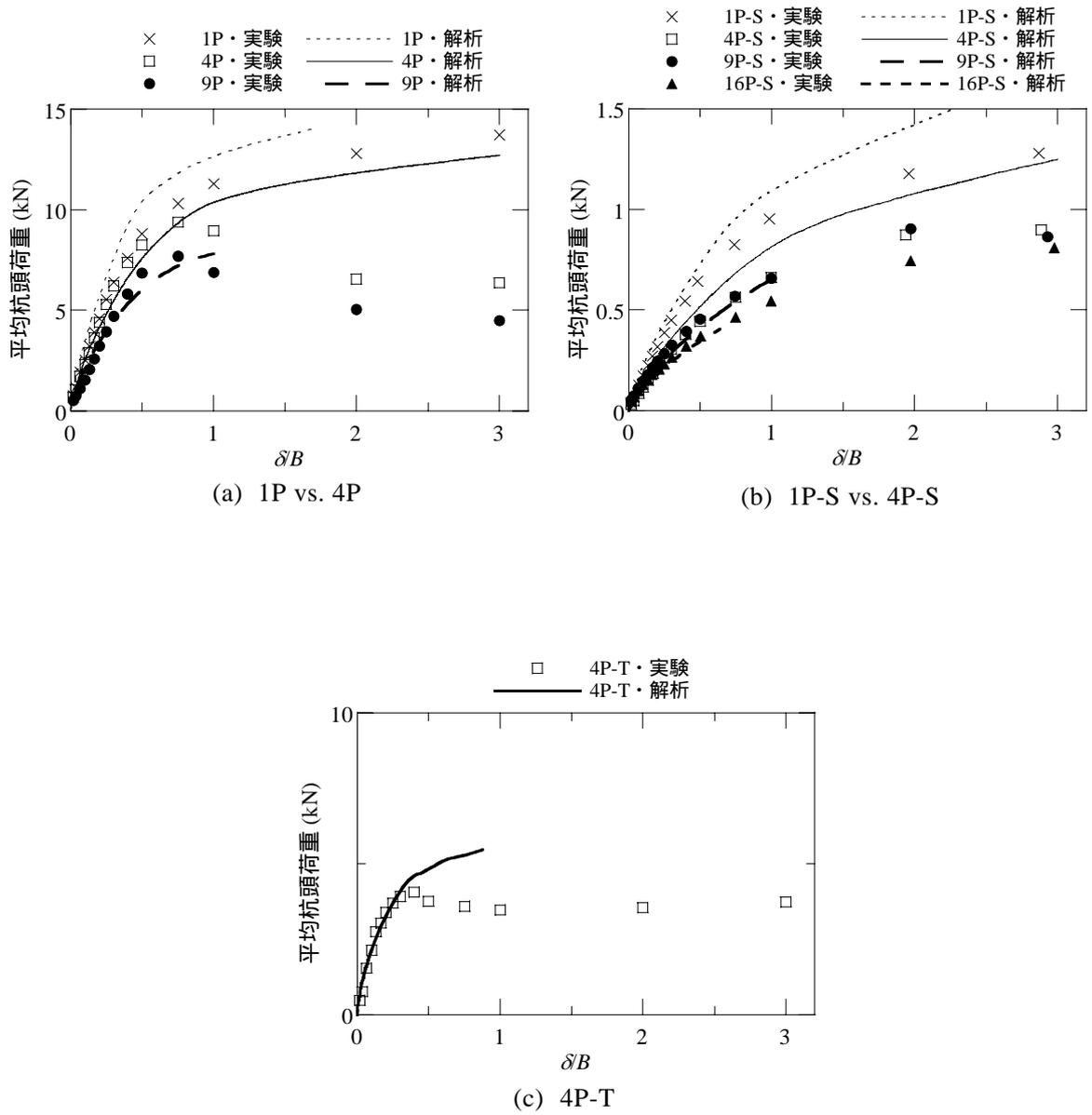


图 4.2 平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係

4.3.2 曲げモーメント分布と杭頭モーメント

続いて曲げモーメントに着目し、実験と解析を比較する。まず単杭と4本群杭について、図4.3に載荷振幅0.3Bにおける杭の曲げモーメント分布を実験結果と解析結果を併せて示す。解析結果は実験で見られたような根入れ長さの違いを表現できた曲げモーメント分布を示している。次に、図4.4に杭頭モーメント - 杭頭変位関係を実験結果と解析結果を併せて示す。短い杭の実験では4Pの前方杭の杭頭曲げモーメントは1Pよりも大きかったのに対して、解析では4Pの前方杭と1Pの杭頭曲げモーメントはほぼ一致する結果となった。一方、長い杭の実験では4P-Sの前方杭の杭頭曲げモーメントは1Pよりも小さかったのに対して、解析では短い杭と同様に4P-Sの前方杭と1Pの杭頭曲げモーメントはほぼ一致する結果となった。第2章でも示したように、短い杭と長い杭で4本群杭と単杭の杭頭曲げモーメントの関係が逆転している理由として、繰返し載荷による地盤の締固め具合が単杭と群杭で違うことが挙げられる。解析では地盤の締固めを考慮できていないため、このような結果になったと考えられるが、原因を特定するに至っていない。ただし、長い杭、短い杭共に実験の4本群杭の後方杭の杭頭曲げモーメントは単杭や前方杭に比べて約半分となっており、この点については解析でも良好に表現できている。さらに、杭頭が降伏、全塑性となる杭頭変位についても、実験と解析で大きな違いはなく、解析結果は実験で得られた各杭の曲げモーメントを良好に表現できている。

次に、短い杭と長い杭それぞれの杭本数の異なる群杭の平均杭頭荷重について実験と解析を比較する。9P、9P-S、16P-Sについて、図4.5に載荷振幅0.3Bにおける各実験の杭の曲げモーメント分布を実験結果と解析結果を併せて示す。いずれの実験でも、解析結果と実験結果は概ねよく対応しており、解析は実験で見られた、載荷方向に並ぶ杭の曲げモーメント分布を評価できる。さらに、図4.6に各実験の杭頭モーメント - 杭頭変位関係を実験結果と解析結果を併せて示す。解析結果は、載荷方向に並ぶ杭の杭頭モーメントの違いをよく評価できており、実験結果とも概ね対応する。

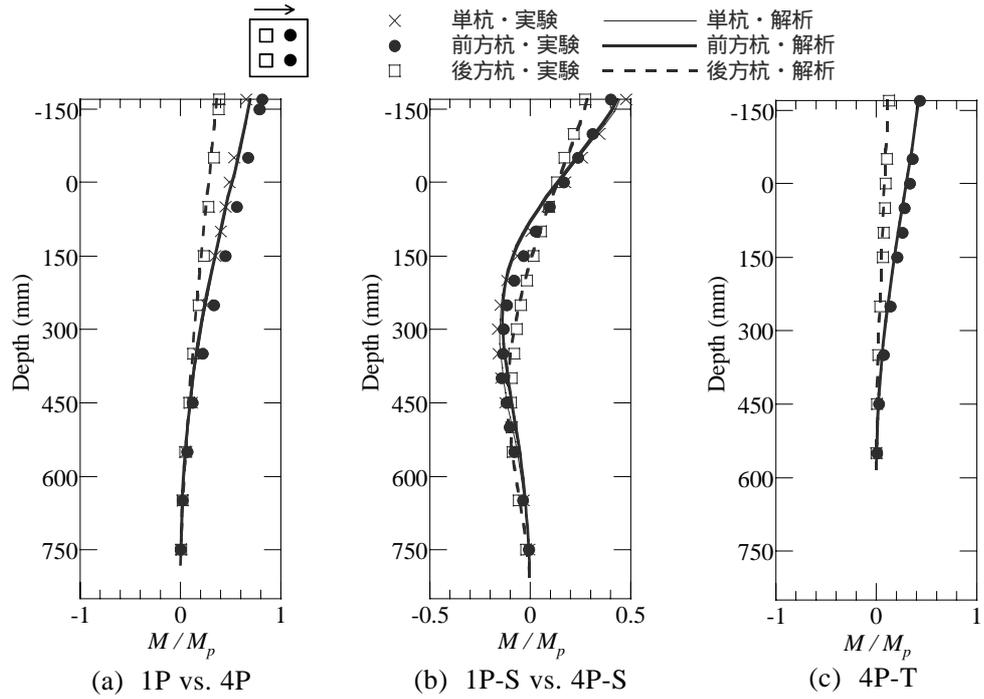


図 4.3 単杭、4本群杭の曲げモーメント分布

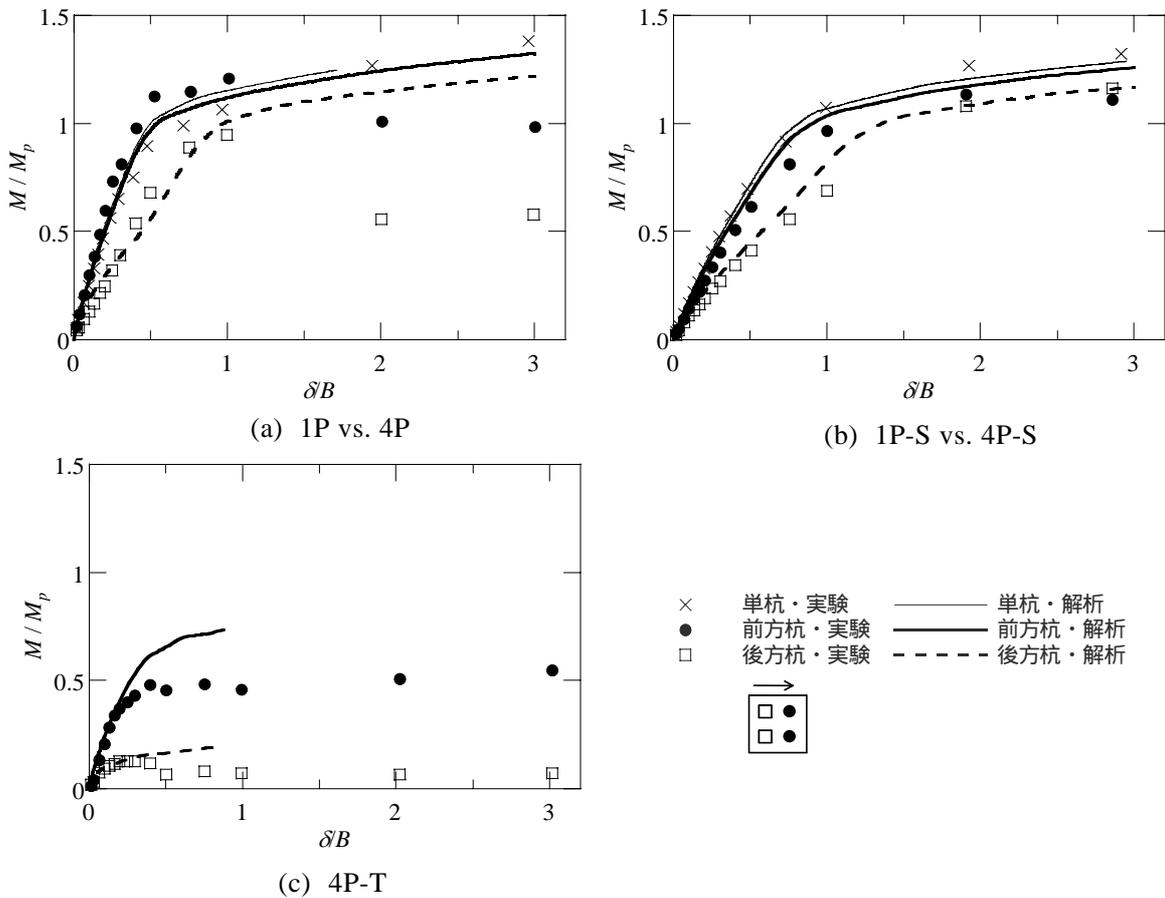


図 4.4 単杭、4本群杭の杭頭モーメント - 杭頭変位関係

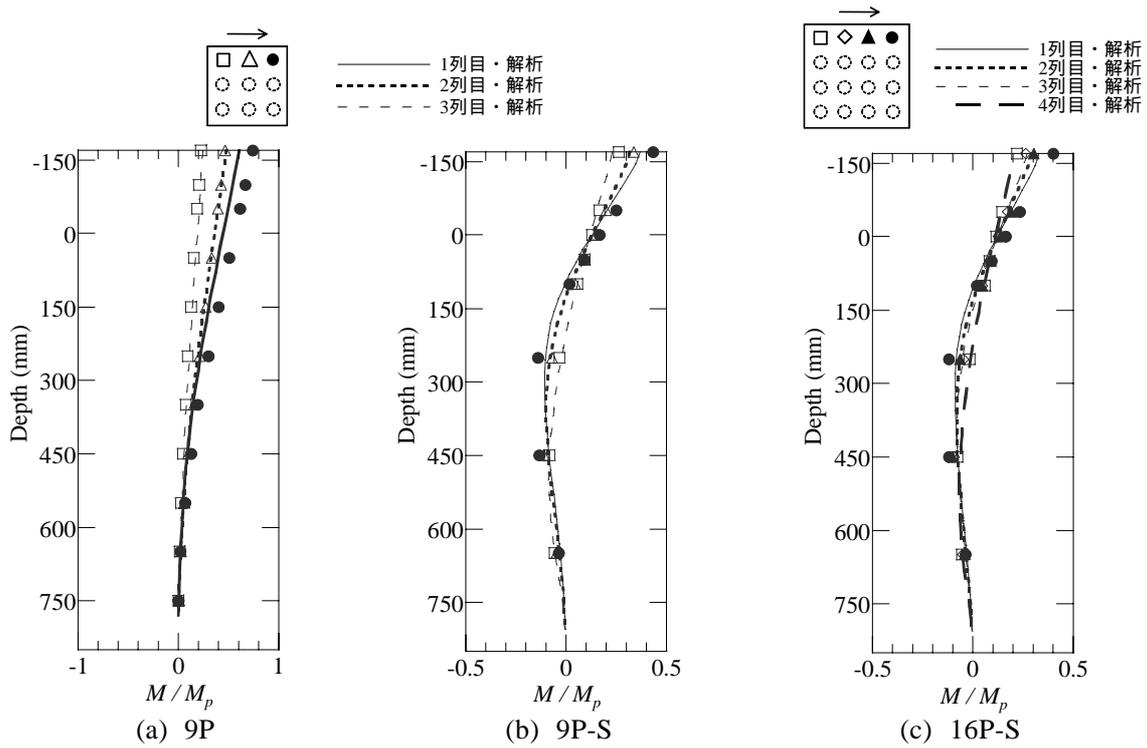


図 4.5 9本群杭、16本群杭の曲げモーメント分布($\delta=0.3B$)

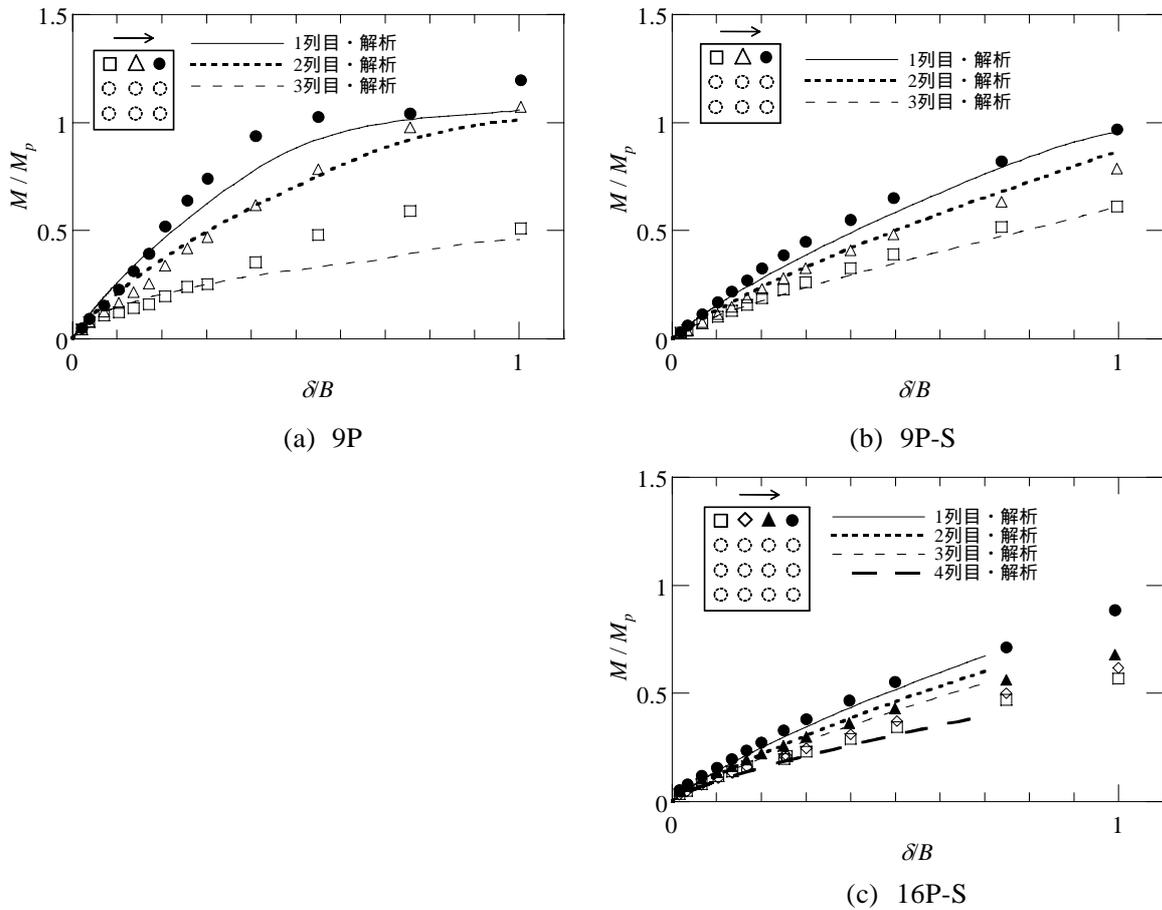


図 4.6 9本群杭、16本群杭の杭頭曲げモーメントと載荷振幅の関係

4.4 実験結果と解析結果の比較 - 地盤変状

4.4.1 地表面での地盤変状

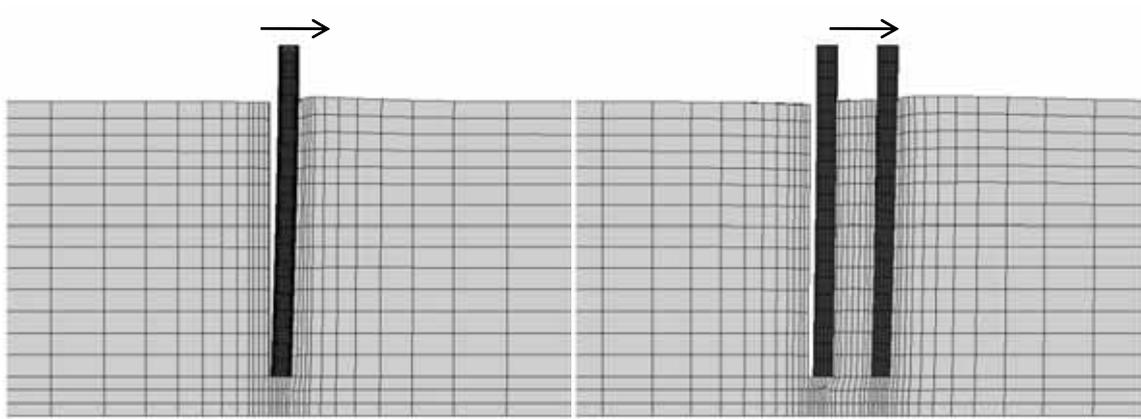
本節では地盤変状について実験と解析を比較する。まず杭周囲の地盤変状の中ですり鉢に着目する。杭頭変位 $0.3B$ 時の解析から得られた地盤変状の様子を図 4.7 に示す。本項では実験ケースのうち、短い杭と長い杭それぞれの単杭、4 本群杭と、地盤内部観察実験 4P-T を対象として検討する。実験では第 3 章で示したように、後方杭と杭後面の地盤の間に杭周囲の砂が流れ込み、繰返し載荷されることによりすり鉢が形成された。一方解析では、単杭では杭と杭後面、群杭では後方杭と杭後面の地盤の間に隙間が生じたが、すり鉢状の地盤変状は形成されなかった。単杭、群杭のいずれの場合も、実験では杭と地盤の間にできた隙間に砂が流れ込むことですり鉢が形成されたと考えられる。本解析では地盤を連続体で近似しており、地盤が崩れ落ちるような現象を追えるモデル化をしていないため、本解析モデルではすり鉢を表現することができないと考えられる。ただし、杭と地盤の間の隙間はすり鉢ができる過程の途中の状態であり、解析は実験で生じた現象の途中段階までは捉えられていると考えられる。さらに、隙間に流れ込んだ砂は杭に対して主働側に働くが、砂の主働土圧は受働土圧に比べるとはるかに小さいため、杭の水平抵抗力に及ぼす影響は小さいと考えられる。また群杭の場合で前方杭と後方杭を比較すると、後方杭の方が前方杭よりも大きく剥離した。このことは実験で観察された、群杭周囲の地盤は大きくくぼみ、群杭内部の地盤は群杭周囲の地盤よりも変形しにくく山形の形状で残ることに対応している。さらに、短い杭と長い杭を比較すると、1P や 4P や 4P-T の後方では地盤は杭全長にわたり剥離しているのに対し、1P-S や 4P-S の後方では地盤は杭上部で剥離している。このように地盤の剥離の仕方が異なることは、4P と 4P-S の杭形状の違いによると考えられる。

次に杭間地盤のすべり線に着目する。杭頭変位 $0.3B$ 時の相当塑性ひずみの増分の分布を図 4.8 に示す。相当塑性ひずみ $\tilde{\varepsilon}^{pl}$ は次の式によって定義されている。

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \int \frac{1}{c} \sigma : d\varepsilon^{pl} \quad (4.2)$$

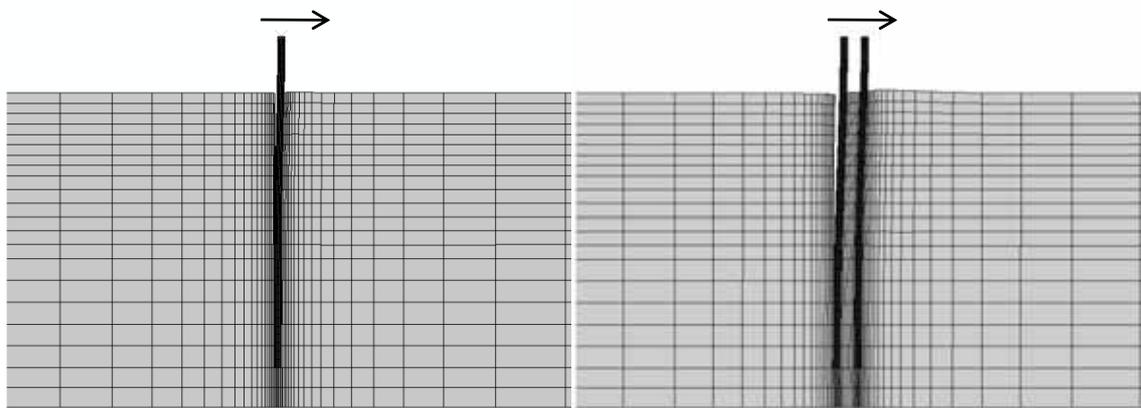
$\tilde{\varepsilon}^{pl}$: 相当塑性ひずみ、 ε^{pl} : 塑性ひずみテンソル、 c : 粘着降伏応力、 σ : 応力テンソル

相当塑性ひずみ増分は杭の形状によらず、単杭では載荷方向の杭前方に広がっている。群杭では前方杭の前面地盤の相当塑性ひずみ増分は単杭と同様の広がりを示しているが、後方杭の前面地盤の相当塑性ひずみ増分は前方杭-後方杭間に集中しており、この箇所は第 3 章に示している実験ですべり線が観察された箇所と概ね対応している。実験と解析のすべり線の位置の一致度を高めるためには解析モデルに更なる工夫が必要と考えられるが、本解析モデルは杭近傍地盤の局所的な非線形性を表現できている。また後方杭周辺のせん断ひずみが大きいこと、前方杭では杭と杭後面地盤があまり剥離していないことから、前方杭-



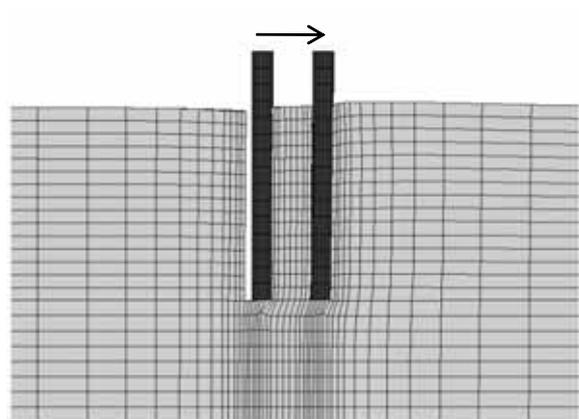
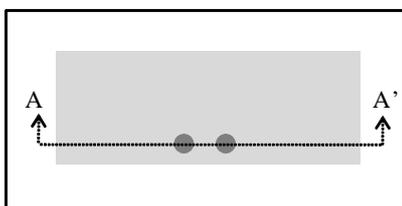
(a) 1P

(b) 4P



(c) 1P-S

(d) 4P-S



(e) 4P-T

図 4.7 杭と地盤の変形状態 (単杭：対称面、4本群杭：A-A 断面図)

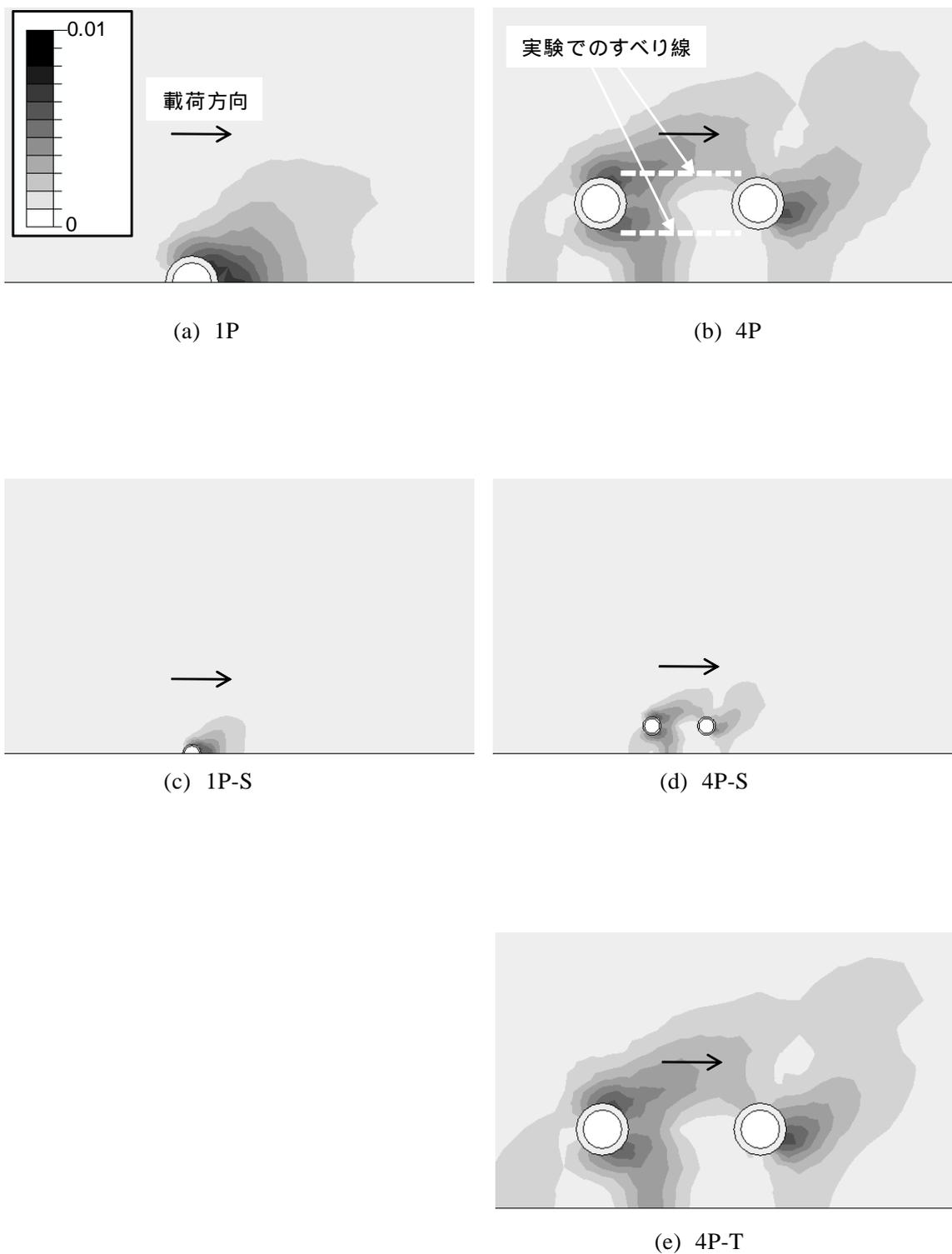


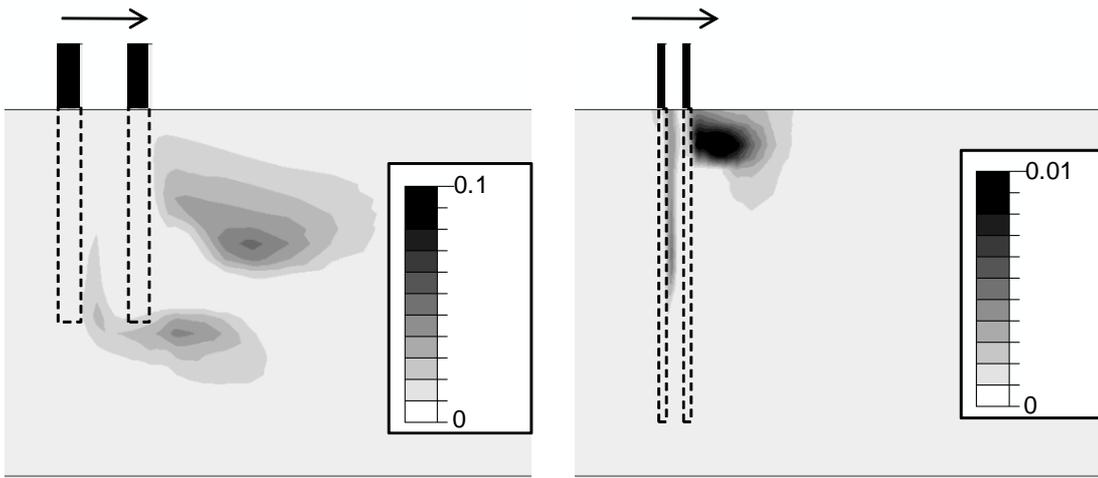
図4.8 地表面の相当塑性ひずみ増分の分布

後方杭間の地盤を後方杭が前方へ押し出すことにより、周囲の地盤との間ですべりが生じていると考えられる。

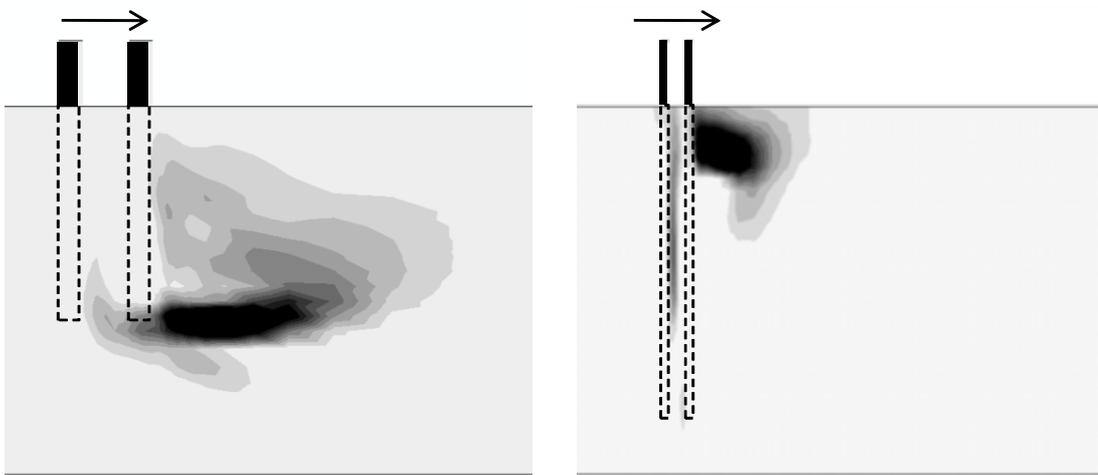
4.4.2 地盤内部の変形

3.4節で示したアクリル面での砂の動きに関連して、地盤内部の変形について解析で分析する。まず、4P-T、4P-Sにおける地盤の相当塑性ひずみ増分の分布を図4.9に示す。解析では砂とアクリル面の摩擦を考慮していないが、4P-Tで相当塑性ひずみ増分が集中する箇所は実験において地盤内部でずれが観察された箇所に対応している(図4.9(a))。また杭頭変位の増加に伴って相当塑性ひずみ増分が集中する範囲は広がっていき、杭先端付近から地表面にかけて斜め上方向に相当塑性ひずみ増分は集中するようになる。このことは、第3章に示している実験で観察された地盤内部のずれが振幅の増加に伴って徐々に大きくなっていくことに対応している。ただし、解析では地盤をMohr-Coulomb条件をもつ弾塑性体としてモデル化しているため、塑性ひずみの集中を表現できても応力の低下を表現できないため、杭頭荷重の低下を表現することはできないと考えられる。さらに、4P-Sにおける杭頭変位 $0.75B$ 時の地盤の相当塑性ひずみ増分の分布を見ると(図4.9(b))、短い杭である4P-T(図4.9(a))と異なり、長い杭である4P-Sではそれほど塑性ひずみは集中しておらず前方杭の前面に広く広がっており、杭形状によって塑性ひずみが集中する箇所および集中の度合いが異なることが確認できた。

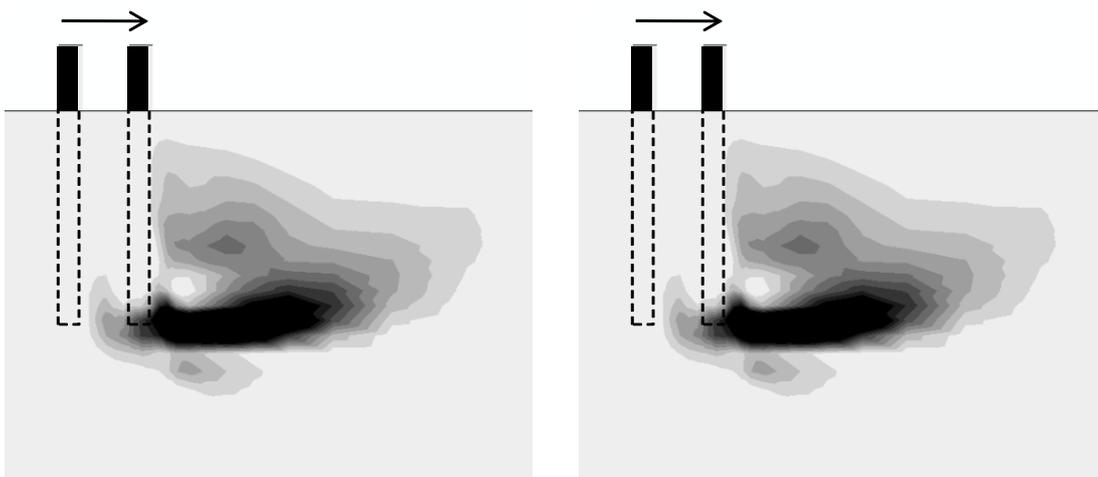
さらに地盤が破壊する条件について考察する。図4.10相対密度約60%、拘束圧0.05、1.0、4.0での豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験結果¹²⁾を示す。豊浦砂の応力 - ひずみ関係は拘束圧により影響を受けるが、せん断歪がおよそ5% ~ 10%でピーク値を持っていることが分かる。図4.11に4P-Tを模擬した解析より得られた、杭を通る断面での8面対せん断ひずみ分布を示す。4P-Tの杭先端付近の拘束圧は、静止土圧係数を0.5と仮定すると0.0375となる。よって図4.10より杭先端付近の豊浦砂のピーク値を示すせん断歪を5%と仮定する。図4.11より杭頭変位の増加に伴ってせん断歪は大きくなっていくが、杭頭変位 $0.3B$ で前方杭の杭先端付近のせん断ひずみは5%に達することが分かる。実験では載荷振幅 $0.3B$ 以上で杭頭荷重の低下が起こることを考えると、この杭先端付近のせん断ひずみの集中が杭頭荷重につながった可能性は大きい。



杭頭変位 $\delta=0.3B$



杭頭変位 $\delta=0.5B$



杭頭変位 $\delta=0.75B$

(a) 4P-T

(b) 4P-S

図4.9 地表面の相当塑性ひずみ増分の分布

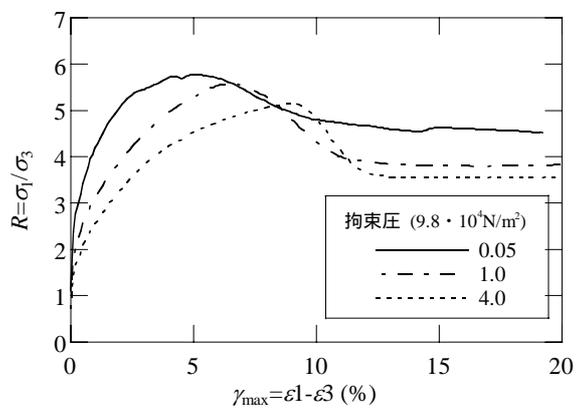


図 4.10 豊浦砂の平面ひずみ圧縮試験結果¹⁾

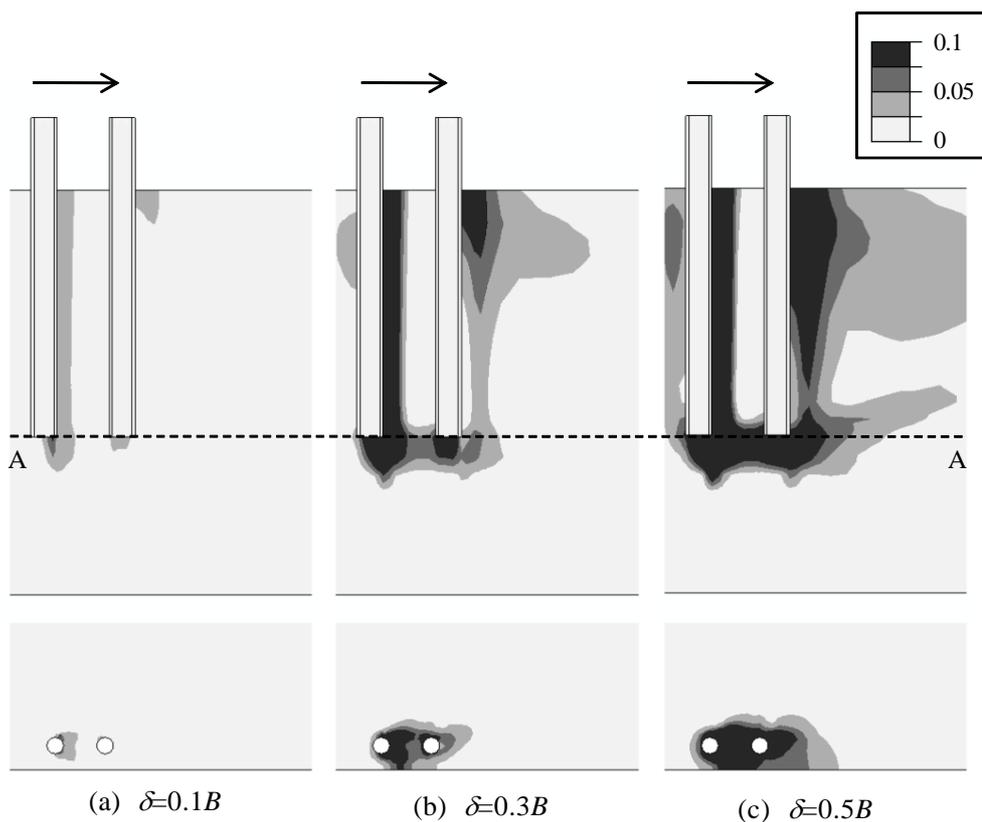
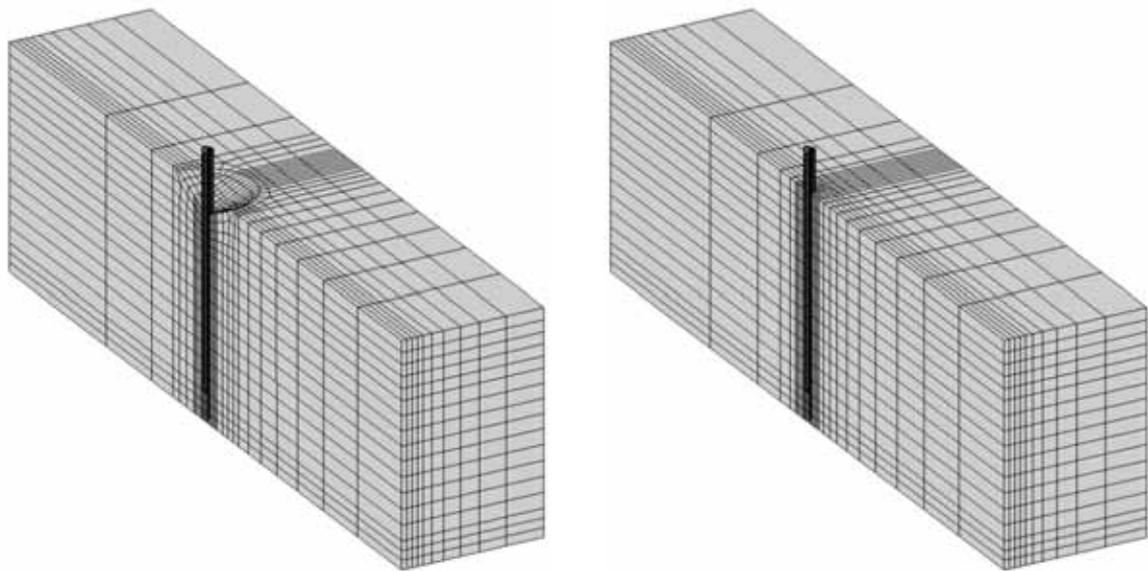


図 4.11 4P-Tでの8面体せん断応力分布

4.4.3 すり鉢と平均杭頭荷重

1P、1P-Sのモデルを用いて、すり鉢が平均杭頭荷重に及ぼす影響について考察する。図4.12に1Pの解析モデルを示す。図4.12(a)は今までの解析と同じすり鉢なしのモデル、図4.12(b)は杭の周囲に実験と同じ大きさのすり鉢を設けたモデルである。すり鉢の大きさは杭頭変位 $0.5B$ 載荷終了時の大きさとした。境界条件、及び材料構成則は両者同じである。

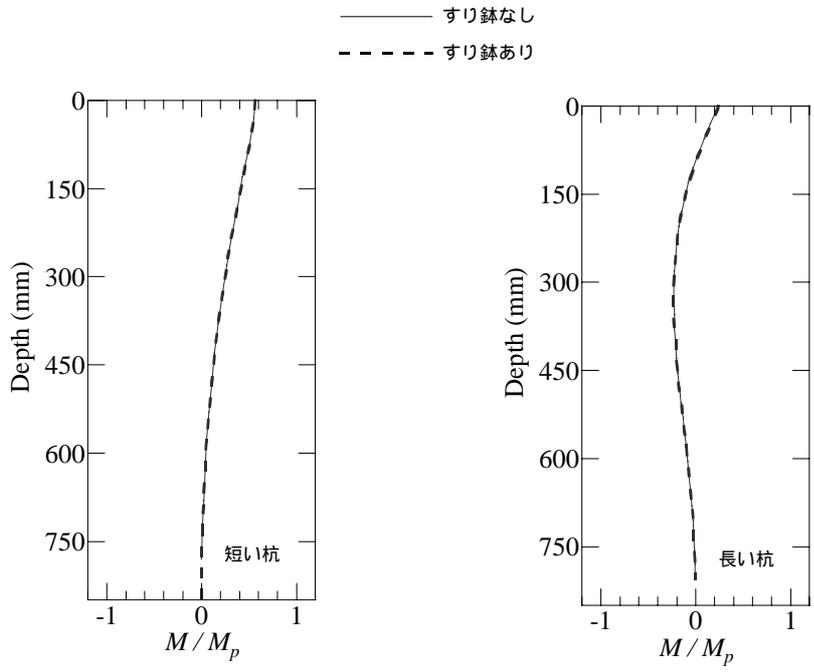
図4.13にそれぞれの解析から得られた曲げモーメント分布と杭頭荷重 - 杭頭変位関係を示す。曲げモーメント分布は杭頭変位 $0.5B$ のときのものである。また、杭頭荷重 - 杭頭変位関係については杭頭変位 $1.0B$ までについて検討する。杭形状に関わらず、曲げモーメント分布と杭頭荷重 - 杭頭変位関係は、すり鉢のありなしに関わらずほぼ一致している。このことから、すり鉢が杭頭荷重に及ぼす影響は小さいと考えられる。ただし、実験ではすり鉢の形成に伴って、地盤の締固めが生じたと考えられ、解析ではこの影響を考慮できておらず、この点については検討の余地が残されている。



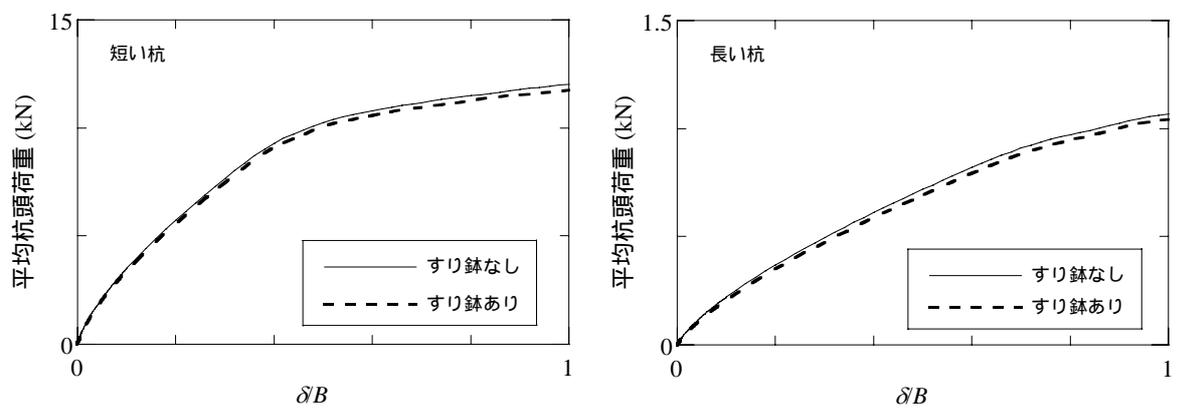
(a) すり鉢ありモデル

(b) すり鉢なしモデル

図4.12 解析モデルの比較 (1P)



(a) 曲げモーメント分布 ($\delta=0.5B$)



(b) 杭頭荷重 - 杭頭変位関係

図4.13 すり鉢ありモデルとすり鉢なしモデルの比較

4.5 まとめ

本章では、既往の研究により杭の水平抵抗の評価に対して有効性が確認されている3次元有限要素解析を用いて、大振幅水平載荷実験のシミュレーション解析を行った。その結果、杭 - 地盤系の材料非線形性と杭 - 地盤間の接触条件を考慮した有限要素解析モデルを構築することにより、地盤の受働破壊が生じるまでの範囲で杭 - 地盤系の非線形性を適切に表現でき、群杭の水平抵抗を概ね評価できることを実証した。本章で得られた知見の詳細は次の通りである。

地盤の受働破壊による平均杭頭荷重の低下が生じない範囲で、解析から得られた平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係、曲げモーメント分布、杭頭モーメント - 杭頭変位関係は実験結果と良い対応を示した。

解析は短い杭で生じる平均杭頭荷重の低下を評価できなかった。

解析では、杭間のすべり線は相当塑性ひずみ増分の集中として概ね表現できた。また、解析は砂とアクリル面の摩擦を考慮していないが、短い杭の場合では長い杭とは異なり杭先端付近の地盤に相当塑性ひずみ増分が集中しており、集中する箇所は実験において地盤内部でずれが観察された箇所に対応している。

地盤のずれが生じた時、杭先端付近の地盤の8面体塑性せん断ひずみは、砂の平面ひずみ圧縮試験より得られる砂の応力ひずみ関係における応力ピーク値のひずみレベルに対応する。ここから、杭頭荷重の低下を表現するためには、地盤のひずみ軟化を表現できる地盤物性モデルを用いる必要があると考えられる。

解析ではすり鉢を表現することができなかった。しかし、すり鉢の有無をパラメータとした解析の平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係、曲げモーメント分布はほぼ一致し、すり鉢が杭の水平抵抗に及ぼす影響は小さいと考えられる。

第4章の参考文献

- 4.1) Akihiko Wakai, Shingo Gose and Keizo Ugai : 3-D elasto-plastic finite element analyses of pile foundations subjected to lateral loading, *Soil and foundations*, Vol.39, No.1, pp.97-111, 1999.2.
- 4.2) 青砥一浩, 富樫勝男, 尾形隆永, 佐藤立 : 鋼管群杭の大変形水平載荷試験とその数値シミュレーション, 第46回地盤工学シンポジウム, pp.229-pp234, 2001.11.
- 4.3) 間瀬辰也, 橋口公一, 中井正一, 土方勝一郎, 杉山達也, 柳下文雄 : 下負荷面モデルを用いた単杭の水平挙動の3次元弾塑性解析, *日本建築学会構造系論文集*, Vol.626, pp.575-582, 2008.4.
- 4.4) 藪内彰夫, 土方勝一郎, 杉山達也, 伊東賢伸, 藤原一成, 酒向裕司 : 静的水平載荷試験結果による場所打ち鋼管コンクリート群杭基礎の水平耐力と変形性能, *日本建築学会構造系論文集*, No. 617, pp.111-119, 2007.7.
- 4.5) Dassault Systemes Simulia Corp. : Awaqus ver.6.7.1 User's Manual.
- 4.6) Ph.Menetrey, K.J.Willam : Triaxial failure criterion for concrete and its generalization, *ACI Structural Journal*, Vol.92, pp.311-318, 1995.5/6.
- 4.7) 足立紀尚, 龍岡文夫 : 新体系土工学 18 土の力学(3), 技報堂出版, pp.61, 1981.8.
- 4.8) Fumito Tatsuoka, Satoshi Goto and Makoto Sakamoto : Effects of some factors on strength and deformation characteristics of sand at low pressures, *Soil and foundations*, Vol.26, No.1, pp.105-114, 1986.3.
- 4.9) 地盤工学会 : 弾塑性有限要素法がわかる, 2003.

第5章 大振幅水平載荷実験・解析による群杭の水平抵抗の分析

5.1 概要

本章では大振幅水平載荷実験結果及び第4章で構築した解析モデルを用いて、杭 - 地盤系の非線形性が群杭中の各杭の水平抵抗性状に及ぼす影響について分析する。

杭基礎の中でも群杭は水平力を受けた時に群杭を構成する各杭が互いに影響しあうため杭の位置によって分担する荷重に差が出るなどの複雑な性状が現れ、単杭とは異なった挙動を示す。この現象は群杭効果と呼ばれており、本研究で実施した実験では群杭の平均杭頭荷重が単杭より小さくなる現象、群杭で載荷方向に対して後方に位置する杭の曲げモーメント分布が前方杭や単杭より小さくなる現象(第2章)、地表面での地盤変状が単杭と群杭で異なる現象(第3章)より群杭効果を確認できる。これらの現象は杭頭変位によって性質が変化している。大变位における群杭の水平抵抗を算定するためには、杭頭変位の増加に伴って変化する杭 - 地盤系の非線形性が群杭効果に対してどのような影響を及ぼすのかを詳細に把握する必要がある。さらに第2章や第3章で述べたように、杭 - 地盤系の非線形性が杭の水平抵抗に及ぼす影響は杭長によって異なるので、杭長をパラメータとした群杭効果の検討も必要である。既往の実験的研究としては実大実験、模型実験が数多く行われており、例えば齊藤らによる発破震動を用いた液状化地盤における振動実験^{5.1)}、飯古らの実規模9本杭の大変形水平載荷実験^{5.2)}、鋼管群杭を対象とした青砥らによる水平載荷実験^{5.3)}、Brownらによる砂地盤での実験^{5.4)}、飽和砂地盤を対象とした鈴木らの群杭模型実験^{5.5)}、足立らによる砂地盤の遠心模型実験^{5.6)}、富永らによる鉛直力を考慮した群杭の水平載荷実験^{5.7)}がある。これらの実験で用いられている杭は全て長い杭に相当し、短い杭に相当する群杭の水平載荷実験の例は皆無である。本章では実施した大振幅水平載荷実験及び第4章で構築した有限要素解析を用いて、短い杭、長い杭それぞれの場合で杭 - 地盤系の非線形性が群杭の水平抵抗に及ぼす影響を分析した。5.2節では実験で見られた群杭効果の定性的分析について説明する。5.3節では3次元有限要素解析の結果を用いて、杭 - 地盤系の非線形性と群杭の水平抵抗の関係について分析する。

5.2 杭頭変位に対する群杭効果の分析

本節では大振幅水平載荷実験において認められた杭頭変位の増加に対する群杭効果の傾向について分析する。

5.2.1 群杭効率

短い杭 1P、4P、9P と長い杭 1P-S、4P-S、9P-S、16P-S の平均杭頭荷重と杭頭変位の関係を図 5.1 に示す (図 2.17 再掲)。杭の形状によらず、杭本数が多くなるほど平均杭頭水平荷重が小さくなる傾向が確認でき、群杭の平均1本当たりの杭頭荷重が単杭よりも小さい「群杭効果」が現れている。群杭効果の評価式として群杭効率は数多くの研究で検討されており、実務でも広く用いられている。群杭効率は次式で定義される。

$$e = \frac{K_{HG}}{K_{HS} N_P} \quad (5.1)$$

$$K_{HG} = P/y \quad (5.2)$$

e : 群杭効率、 K_{HG} : 群杭の杭頭位置における水平地盤ばね定数

K_{HS} : 単杭の杭頭位置における水平地盤ばね定数、 N_P : 杭本数

P : 杭頭位置での載荷荷重 (杭合計)、 y : 杭頭変位

本項では、杭頭変位 y での単杭の杭頭荷重に対する群杭の平均杭頭荷重として群杭効率を算出し考察する。

$$e(y) = \frac{P_{HG}(y)}{P_{HS}(y) N_P} \quad (5.3)$$

$e(y)$: 群杭効率、 $P_{HG}(y)$: 杭頭変位 y での群杭の平均杭頭荷重

$P_{HS}(y)$: 杭頭変位 y での単杭の杭頭荷重、 N_P : 杭本数

実験より得られた群杭効率と杭頭変位の関係を図 5.2 に示す。同じ載荷振幅で比較すると短い杭も長い杭も、杭本数が多いほど群杭効率は小さくなる傾向がみられる。小さい載荷振幅では短い杭の群杭効率は緩やかに増加するのに対して、長い杭の群杭効率は一旦減少してから緩やかに増加する。振幅が大きくなると、短い杭の群杭効率は大きく減少する。短い杭で杭頭変位 $0.75B$ 以上で群杭効率が低下するのは、4P、9P で地盤の破壊により平均杭頭荷重が低下したのに対して、1P では地盤の破壊が生じず平均杭頭荷重が低下しなかったことが原因である。地盤の破壊が生じない範囲では長い杭の小振幅を除いて群杭効率の変化は 10% 以内であり、載荷振幅の増加に対する群杭効率の変化は小さいと言える。

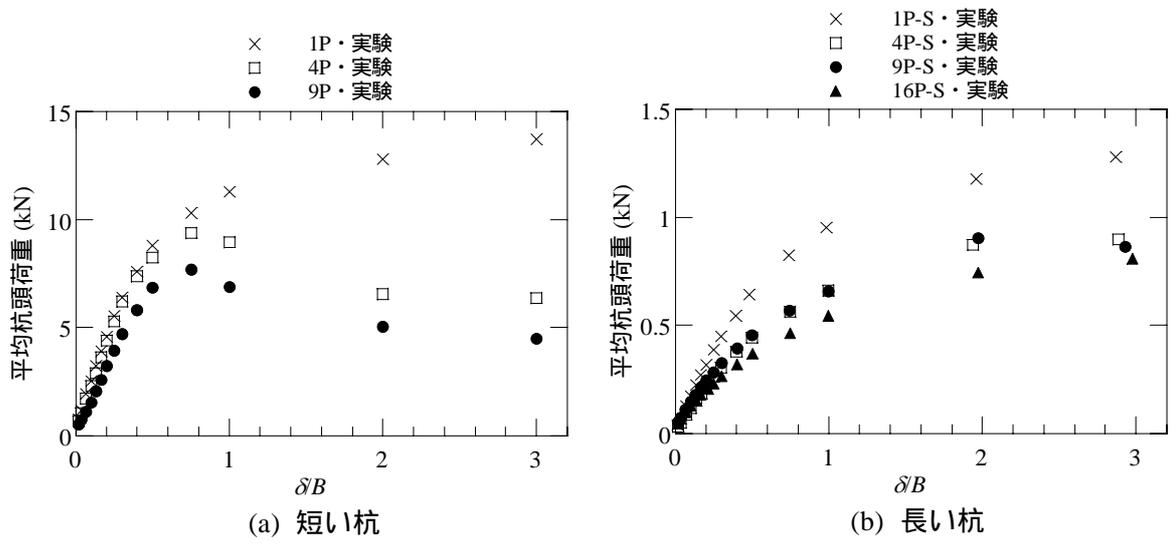


図 5.1 平均杭頭荷重と載荷振幅の関係

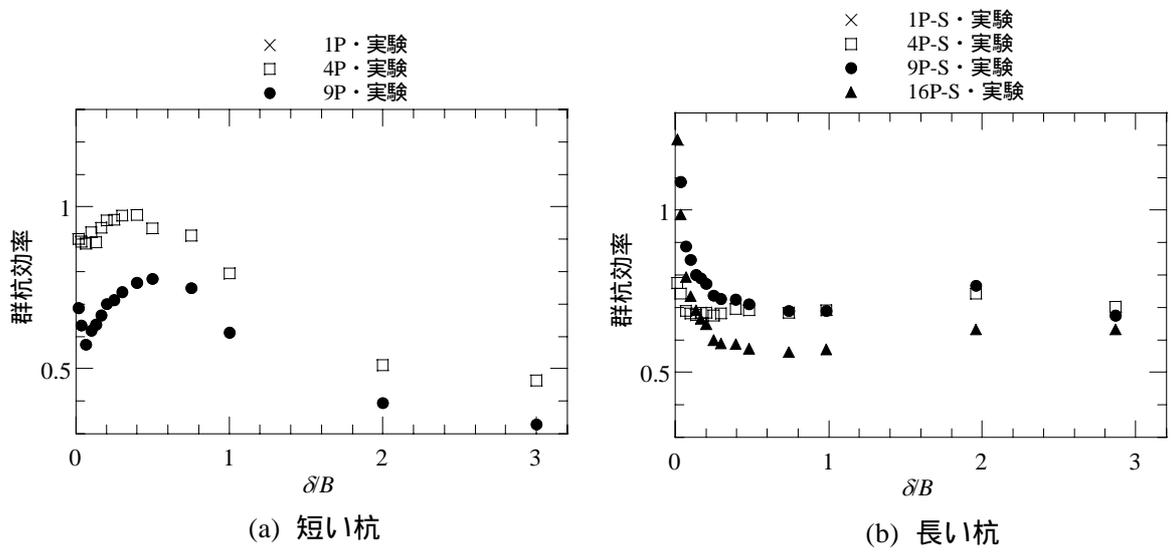


図 5.2 群杭効率と載荷振幅の関係

5.2.2 杭頭せん断力 - 杭頭変位関係

群杭効果が表れる理由の一つとして、第2章で示したように、杭の位置によって杭の曲げモーメントが異なることが挙げられる。曲げモーメントより算出した杭頭せん断力を用いて、個々の杭の挙動を詳しく見る。

まず各杭の杭頭せん断力 - 杭頭変位関係の履歴性状について考察する。図5.3に短い杭の1P、4P、9Pを代表例として、載荷振幅0.4Bまでの杭頭せん断力 - 杭頭変位関係を示す。1Pと9P中間杭では原点で対称な紡錘形の履歴となり、4P、9Pの前方、後方に位置する杭では非対称な履歴となった。

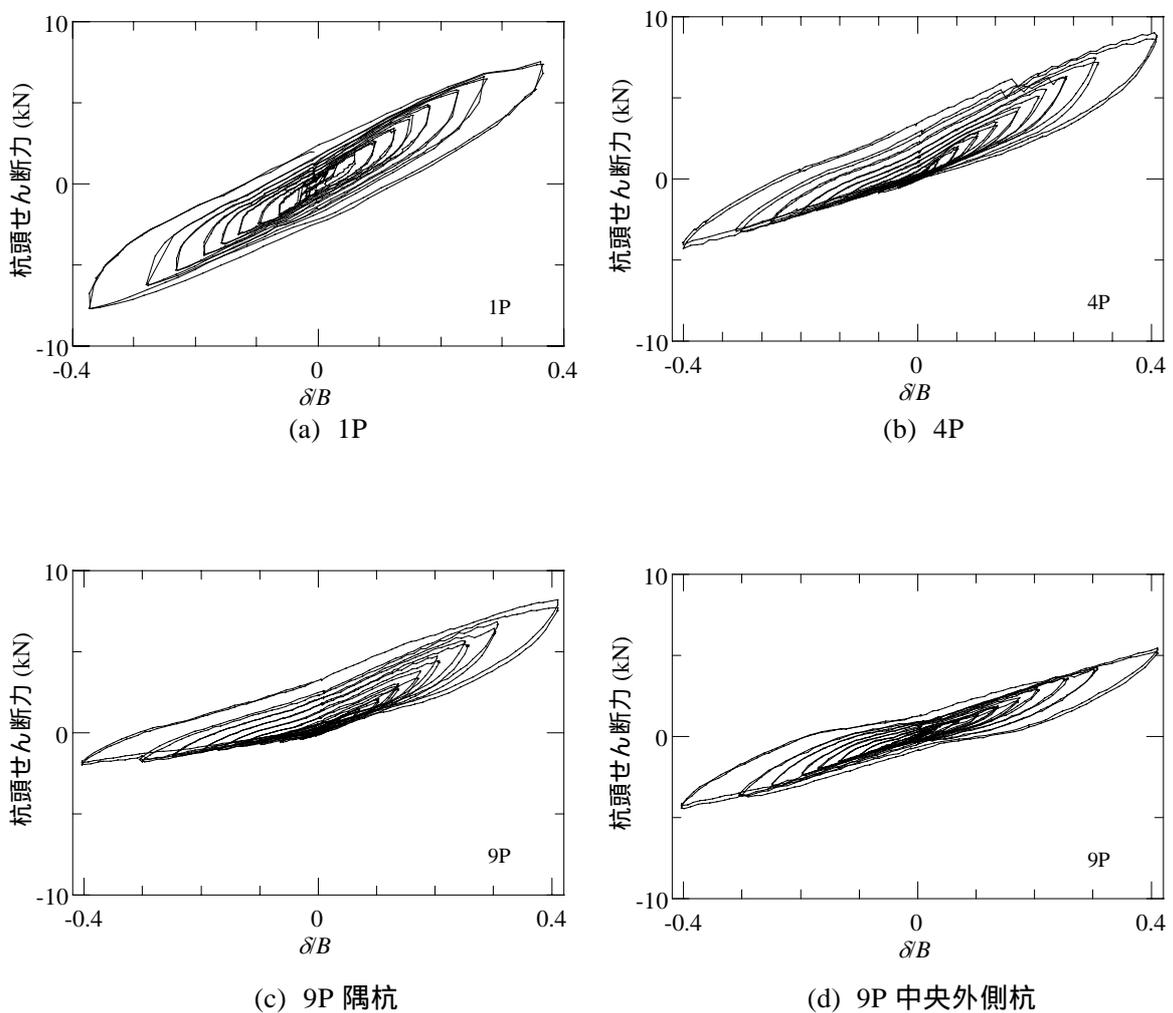


図 5.3 杭頭せん断力 - 杭頭変位関係 ($\delta=0.4B$ まで)

図5.4に荷重振幅 $0.5 \sim 3.0B$ の1P、4P、9Pの杭頭せん断力 - 杭頭変位関係を示す。いずれの杭でも図中の矢印を超えると杭頭での塑性化の影響で杭頭せん断力 - 杭頭変位関係の接線係数は低下する。4P、9Pでは荷重振幅 $1.0B$ を超えると杭の位置によらず履歴の形状が変化し、杭頭変位が増加しても杭頭せん断力はほぼ一定値となる。このような履歴の特徴は第2章で示した全体の履歴と共通する点が多いが、群杭中の杭の位置によって杭頭せん断力は異なっており、後方に位置する杭ほど杭頭せん断力が小さくなること5.2.1項で示した群杭効率に結びついている。

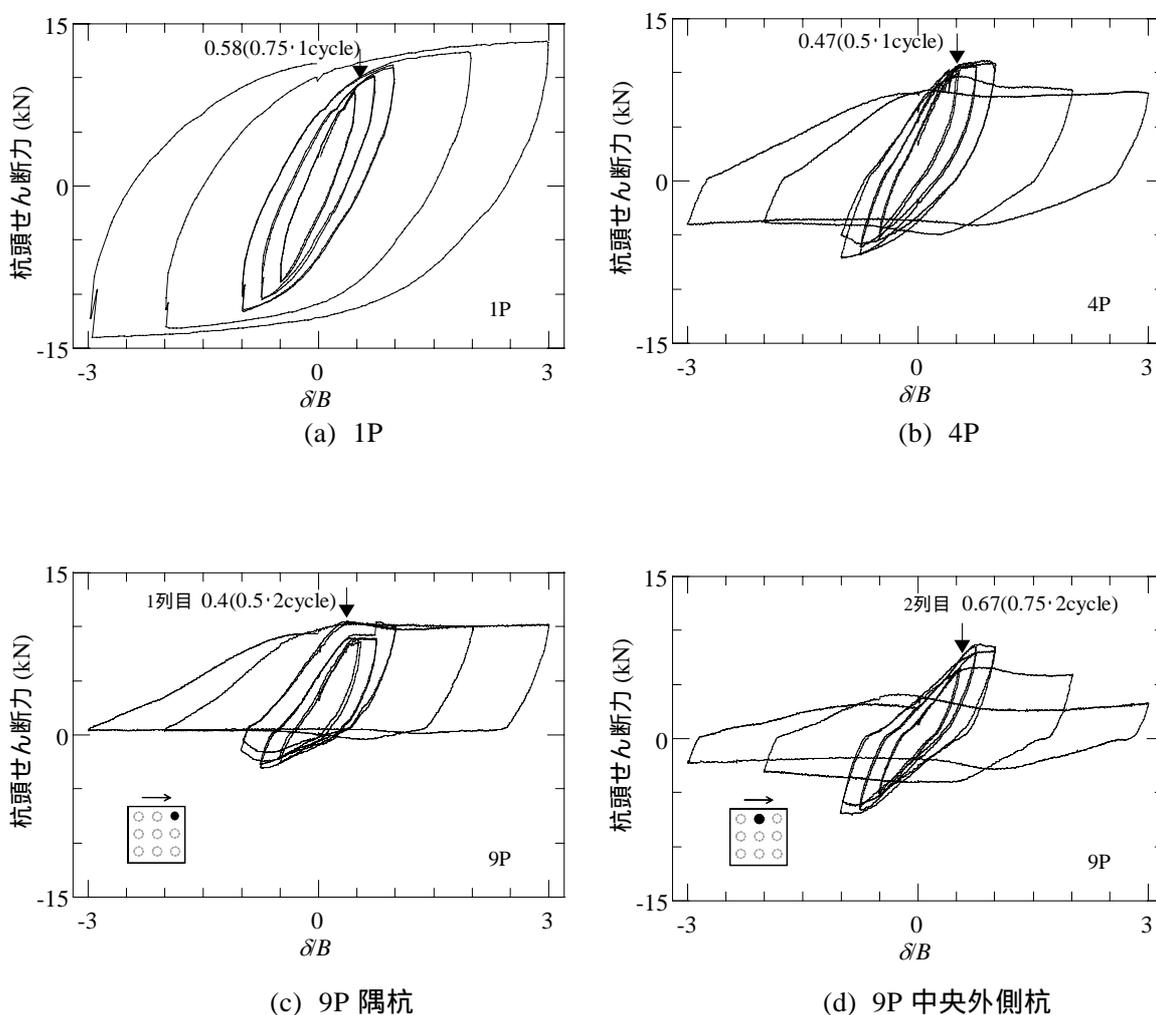


図5.4 杭頭せん断力 - 杭頭変位関係 ($\delta=0.5 \sim 3.0B$)

5.2.3 杭に作用する曲げモーメント分布

載荷振幅 0.1B、0.3B、1.0B、2.0B について、短い杭と長い杭の曲げモーメント分布を図 5.5 ~ 5.9 に示す。曲げモーメント M は全塑性モーメント M_p で規準化している。図 5.5、6 に示すように、短い杭の場合の曲げモーメントはほぼ直線的な分布である。載荷振幅の増加に伴って全塑性モーメントに達するまで杭頭モーメントは増加し、全塑性モーメントに達すると杭頭モーメントは殆ど増加しなくなる。さらに載荷振幅 1.0B を超えて地盤が極限状態に達すると 4P、9P の杭頭モーメントは減少し、特に 9P の 3 列目では曲げモーメントの減少は顕著である。図 5.7 ~ 9 に示すように、長い杭の場合でも同様の傾向が見られる。長い杭の場合には曲げモーメント分布は反曲点を持っており、載荷振幅の増加に伴って反曲点は地盤の深部へと緩やかに移動した。この傾向は全ての杭で共通して認められた。

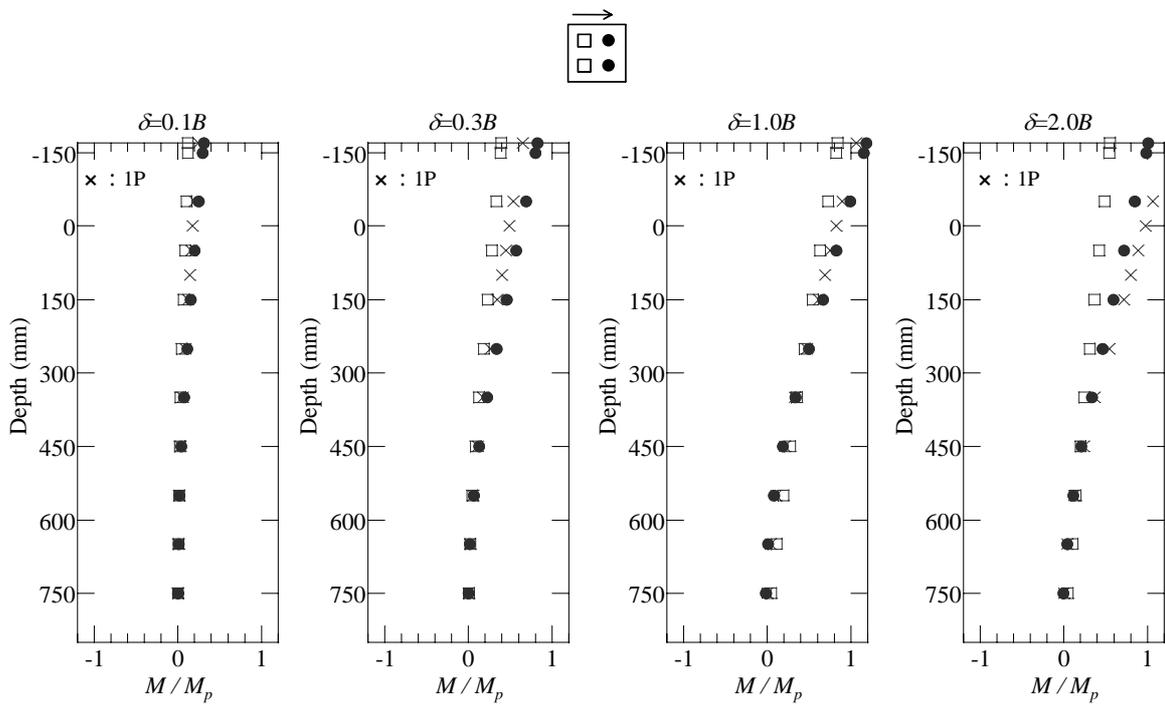


図 5.5 4Pの曲げモーメント分布

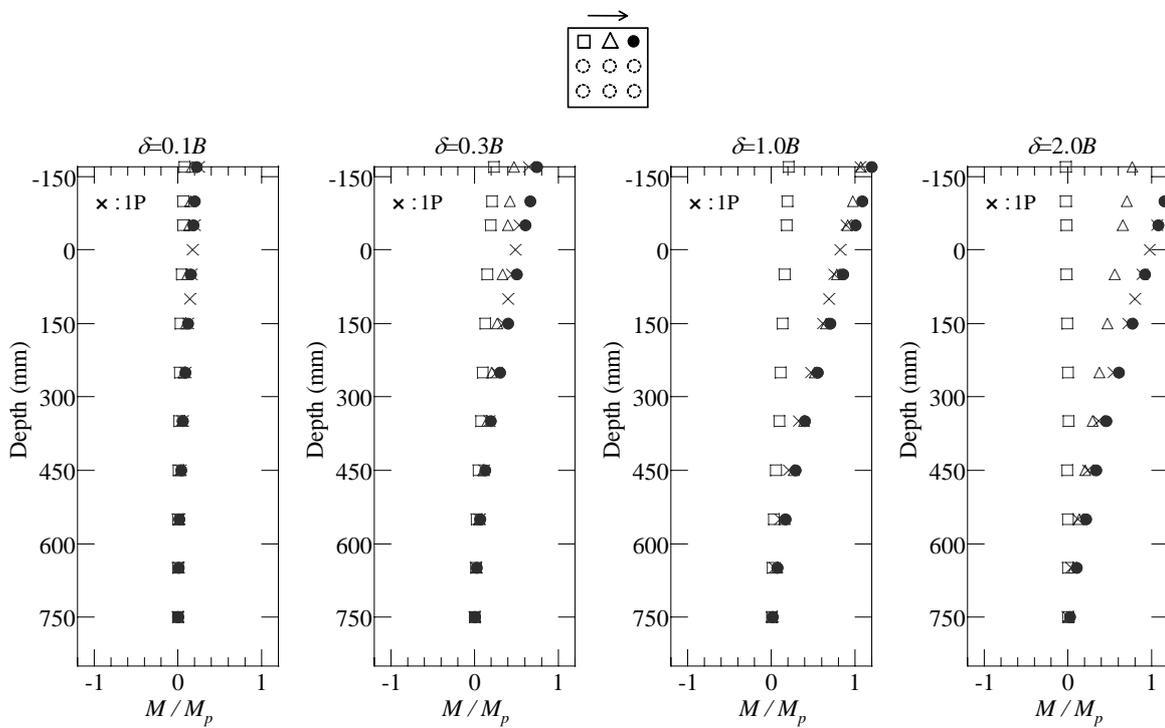


図 5.6 9Pの曲げモーメント分布

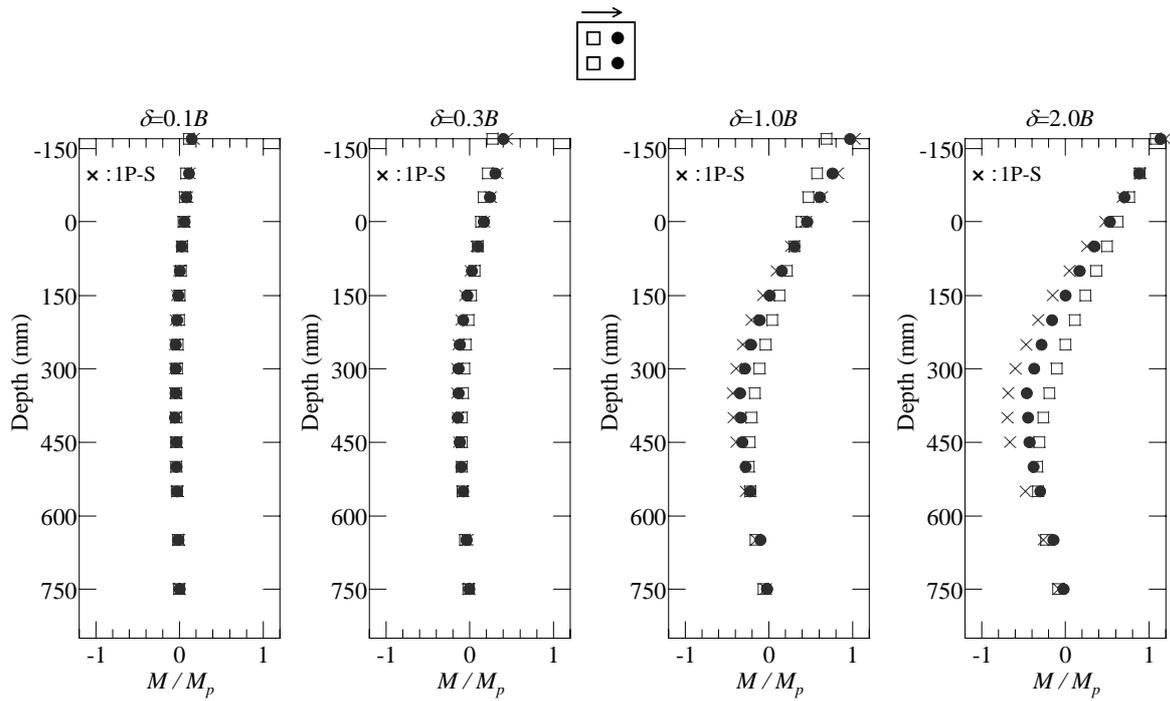


図 5.7 4P-S の曲げモーメント分布

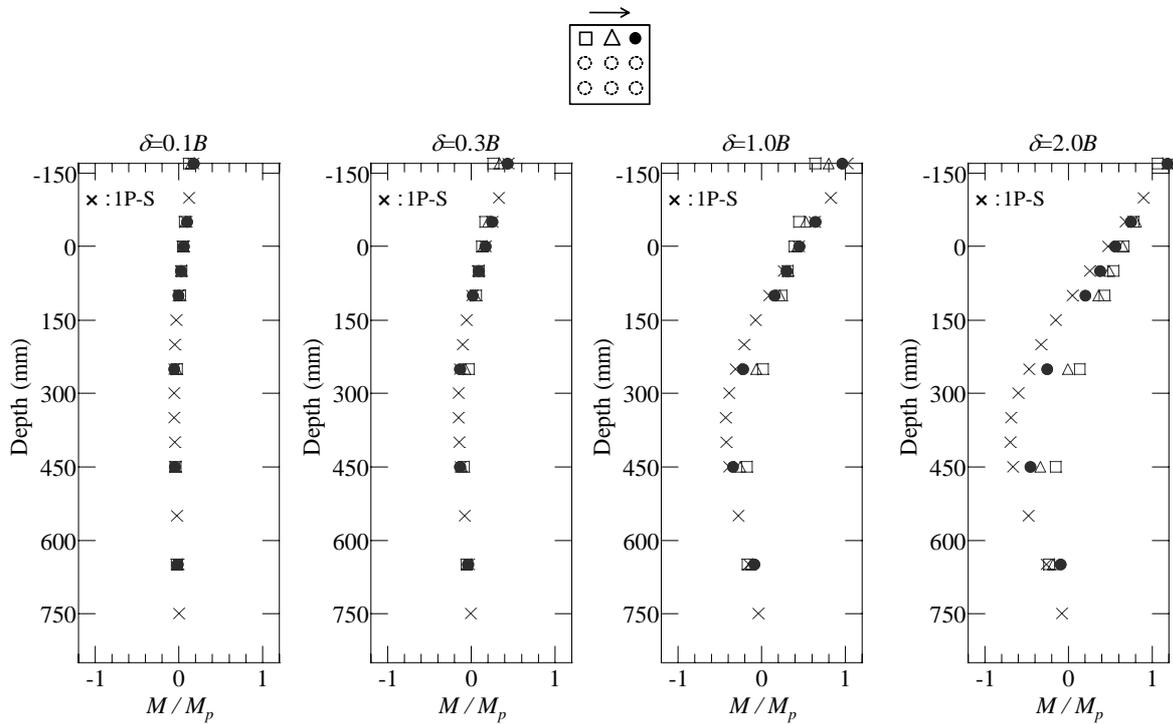


図 5.8 9P-S の曲げモーメント分布

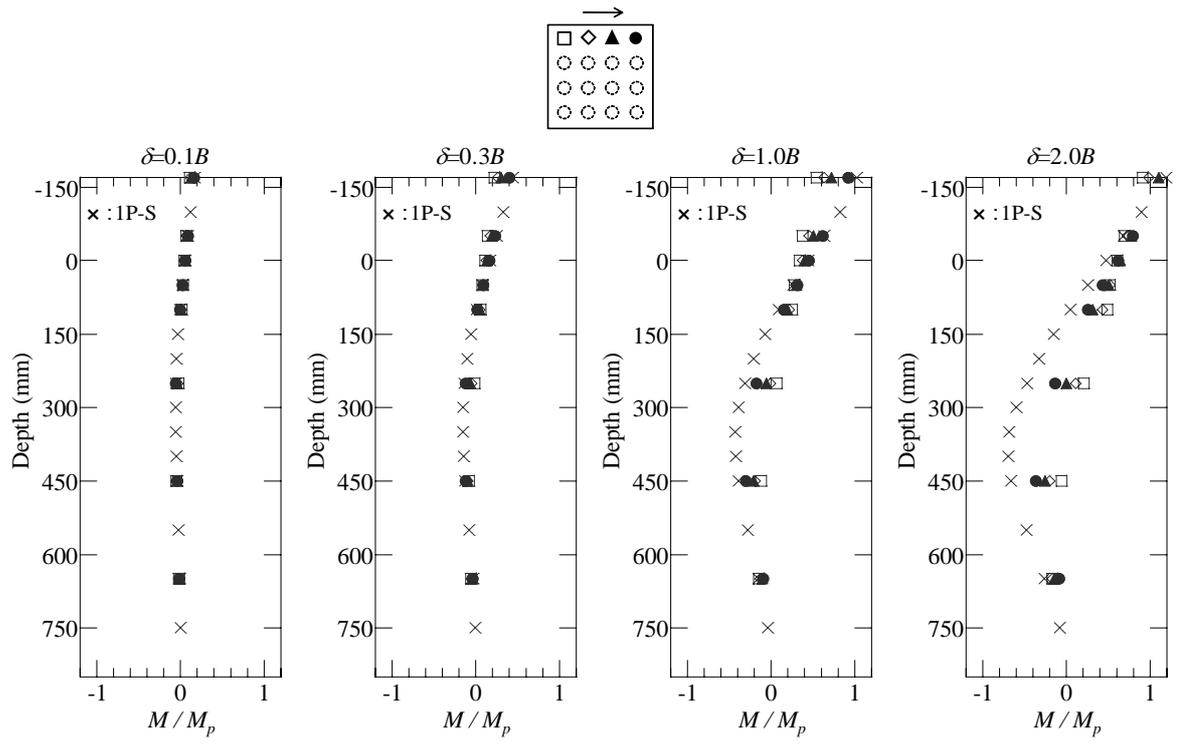


図 5.9 16P-S の曲げモーメント分布

5.2.4 杭頭せん断力と杭頭荷重分担率

本項では5.2.2項で示した杭頭せん断力 - 杭頭変位関係より、各載荷振幅の最大変位時の杭頭せん断力を抽出し、群杭中の各杭の杭頭せん断力を比較する。本項の前方杭の杭頭せん断力は正載荷と負載荷それぞれの前方杭(第1列目の杭)の平均値を用いる。後方杭(第2列目の杭以降)についても同様とする。本項では短い杭と長い杭で分けて説明する。

(1) 短い杭

図5.10～12(a)に短い杭の群杭の杭頭せん断力と載荷振幅の関係を示す。同図では1Pの結果も併せて示している。また、ここでは4Pより短い杭と位置づけられる4P-Tについても検討する。なお、9Pについては、1列目、3列目の中で載荷直交方向の中間に位置する杭の杭頭せん断力は載荷振幅0.4Bまでしか測定できず、図5.11(a)では各杭について杭頭せん断力が測定できたところまでを示す。

図5.10(a)より、4Pでは0.3Bまでの振幅領域では前方杭、後方杭ともに杭頭せん断力は振幅の増大に伴ってほぼ線形に増加する。このとき前方杭の杭頭せん断力は後方杭よりも大きく、最大で2倍の差となる。また、4Pの前方杭の杭頭せん断力は1Pより2～3割ほど大きいものの、後方杭に比べると単杭に近い値を示している。0.4B以上の載荷振幅になると前方杭の杭頭での塑性化の影響により、前方杭の杭頭せん断力の増加量は小さくなる。その後載荷振幅が1.0Bになると、後方杭の杭頭は塑性化していないが、後方杭の杭頭せん断力の増加量が小さくなる。そして載荷振幅が1.0Bを超えて地盤が破壊すると、前方杭と後方杭の杭頭せん断力がともに徐々に減少し、その後一定値となる。

図5.11(a)より、9Pでは、載荷振幅0.4Bまでいずれの杭の杭頭せん断力もほぼ線形に増加する。このとき、4Pと同様に載荷方向の後方に位置する杭ほど杭頭せん断力は小さくなる。また、9Pでは載荷方向前方から1列目・2列目で、中央の杭が端の杭よりも杭頭せん断力が大きい。ただし、載荷直交方向に並ぶ杭の杭頭せん断力の差は、載荷方向に並ぶ杭の差に比べると小さい。また、1列目の杭頭せん断力は単杭に近い値となっている。載荷振幅0.4Bを超えると1列目の杭頭における塑性化の影響を受け、1列目の杭頭せん断力の増加量は小さくなる。その後載荷振幅が1.0Bになると、3列目の杭頭せん断力が低下し、載荷振幅2.0Bで2列目の杭頭せん断力も低下するとともに、載荷振幅2.0B以上では3列目の杭頭せん断力が0となった。

図5.12(a)より、4P-Tでも4Pと同様の傾向が見られるが、前方杭の杭頭せん断力は後方杭に比べて4Pの場合よりも大きくなっている。4P-Tでは杭頭が塑性化せず、地盤の破壊後では前方杭と後方杭の杭頭せん断力がともに徐々に減少し、その後一定値となる。

ここで、杭頭せん断力の総和の平均に対する各杭の杭頭せん断力の比率を杭頭荷重分担率と定義し、載荷方向に並ぶ杭の杭頭せん断力の差を比較する。

$$\eta(y) = \frac{Q(y) \cdot N_p}{Q_{all}(y)} \quad (5.4)$$

$\eta(y)$: 杭頭荷重分担率、 $N_p(y)$: 杭本数、 $Q(y)$: 各杭の杭頭せん断力

$Q_{all}(y)$: 杭頭せん断力の総和の平均 = 平均杭頭荷重 $P_{HG}(y)N_p$

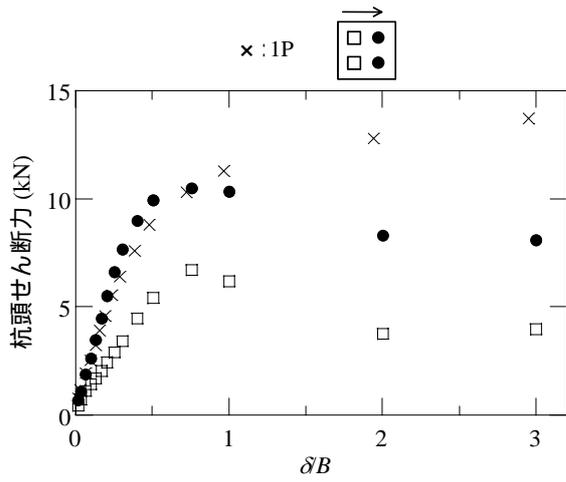
図5.10 ~ 12(a)から算出した、短い杭の群杭の杭頭荷重分担率と載荷振幅の関係を図5.10 ~ 12(b)に示す。

図5.10(b)より、4Pでは、載荷振幅0.4Bまでは載荷振幅の増加に伴って、前方杭の杭頭荷重分担率は増加し、後方杭の杭頭荷重分担率は減少する。載荷振幅0.3Bで前方杭の杭頭荷重分担率は後方杭の2倍程度となる。しかし、載荷振幅0.4B以上で前方杭の杭頭が降伏、全塑性化すると、前方杭の杭頭荷重分担率が減少し、これに伴って杭頭が弾性域のままである後方杭の杭頭荷重分担率は増加する。さらに、載荷振幅1.0Bを超えると、前節で示した様に前方杭と後方杭の杭頭せん断力は一定値となるため、杭頭荷重分担率もほぼ一定値に収束する。

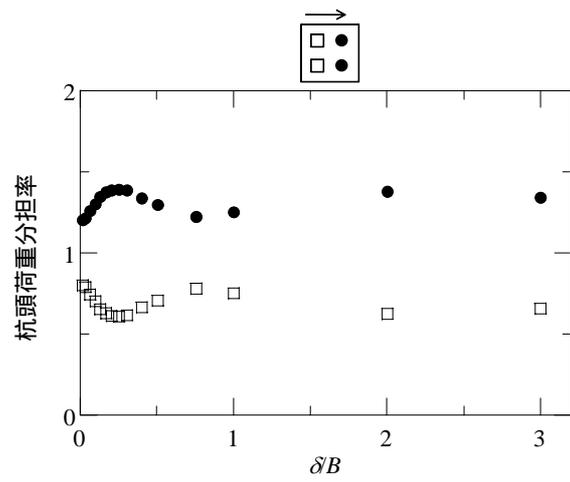
図5.11(b)より、9Pでは杭頭荷重の低下が起こる載荷振幅0.75Bまで、1列目、3列目の杭頭荷重分担率は、載荷振幅に対して4Pの前方杭、後方杭とほぼ同様の变化を示す。ただし、9Pの1列目の杭頭荷重分担率は4Pの前方杭の杭頭荷重分担率より約15%大きく、逆に9Pの3列目の杭頭荷重分担率は4Pの後方杭の杭頭荷重分担率約15%小さい。また、2列目の杭頭荷重分担率は載荷振幅0.4Bまでほぼ1である。載荷振幅0.4B以降では、1列目の塑性化の影響を受けて2列目と3列目の杭頭荷重分担率は増加した。載荷振幅0.75B以上になると杭頭荷重が低下した影響で、2列目、3列目の杭頭荷重分担率が減少し、3列目の杭頭荷重分担率は0となった。

図5.12(b)より、4P-Tでは4Pと同様に載荷振幅の増加に伴って、前方杭の杭頭荷重分担率は増加し、後方杭の杭頭荷重分担率は減少する。このとき前方杭の杭頭荷重分担率は後方杭の約4倍となり、4Pよりも後方杭の杭頭荷重分担率が小さい。地盤の破壊後には後方杭の杭頭せん断力がほぼ0となるのに伴い、前方杭の杭頭荷重分担率は約2となる。

4Pと9Pで杭頭せん断力を比較すると、前方杭では大きな差がないが、後方杭では9Pが4Pよりもかなり小さくこのことは図5.11(b)の杭頭荷重分担率からも読み取れる。荷重分担に寄与しない杭が多いほど群杭効率が低下すると考えると、9Pは特に後方杭の分担が小さく、3.2.2項で示したように、9Pの群杭効率率は4Pよりも小さいことと対応している。

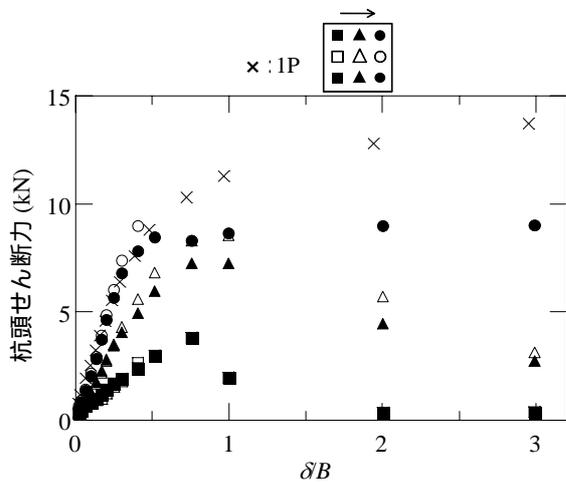


(a) 杭頭せん断力

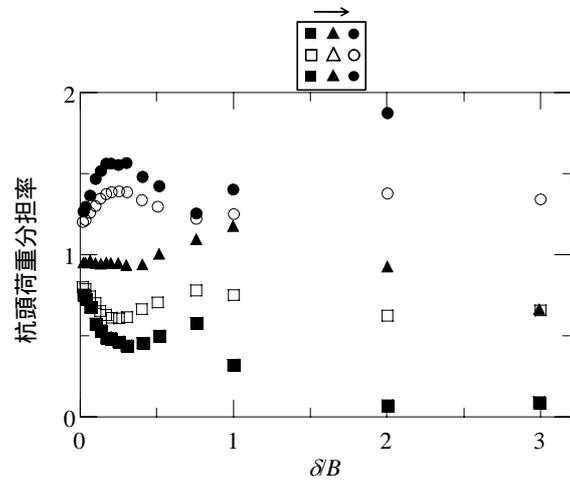


(b) 杭頭荷重分担率

図 5.10 短い杭の群杭 4P の杭頭せん断力及び杭頭荷重分担率と载荷振幅の関係

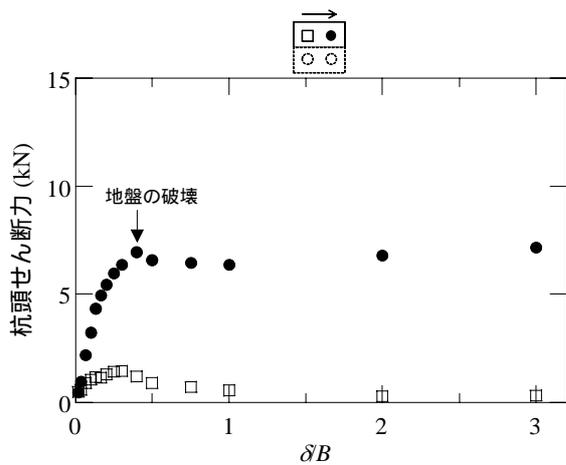


(a) 杭頭せん断力

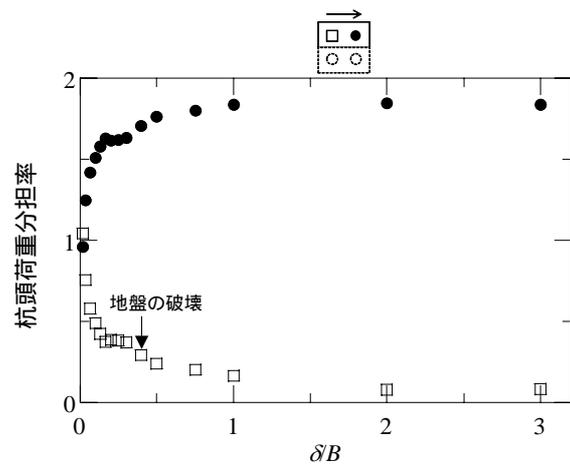


(b) 杭頭荷重分担率

図 5.11 短い杭の群杭 9P の杭頭せん断力及び杭頭荷重分担率と载荷振幅の関係



(a) 杭頭せん断力



(b) 杭頭荷重分担率

図 5.12 短い杭の群杭 4P-T の杭頭せん断力及び杭頭荷重分担率と载荷振幅の関係

(2) 長い杭

図5.13～15(a)に長い杭で構成される群杭の杭頭せん断力と載荷振幅の関係を示す。同図では1P-Sの結果も併せて示している。

図5.13(a)より4P-Sでは、前方杭の杭頭が塑性化する載荷振幅1.0Bまでは、各杭の杭頭せん断力は緩やかな非線形を示しながら増加する。載荷振幅1.0Bで前方杭の杭頭が塑性化すると、前方杭の杭頭せん断力の増加量は減少するが、図5.13(a)で示した4Pほど明確に減少しなかった。また、4P-Sでは杭頭荷重の低下が起こらなかったため、杭頭せん断力は減少しなかった。4P-Sでは、前方杭の杭頭せん断力は後方杭よりも大きく、ほぼ2倍の差がある。1P-Sと比較すると、4P-Sの前方杭の杭頭せん断力は1P-Sより1～2割ほど小さくなっているものの、群杭の前方杭は後方杭に比べると単杭に近い値を示している。

図5.14、15(a)より9P-Sや16P-Sでも4P-Sと同様に、第1列目の杭の杭頭が塑性化する載荷振幅1.0Bまでは、各杭の杭頭せん断力は緩やかな非線形を示しながら増加する。第1列目の杭の杭頭が塑性化すると、第1列目の杭では杭頭せん断力の増加量が減少するが、短い杭(9P)と比較するとその低下量は小さい。杭本数が増えても4P-Sと同様に、載荷方向の後方に位置する杭ほど杭頭せん断力は小さくなった。また載荷直交方向に並ぶ杭同士を比較すると、中央の杭の杭頭せん断力は端の杭よりも大きくなった。しかし、載荷方向に並ぶ杭同士の杭頭せん断力の差に比べると小さい。また、9P-S、16P-Sの1列目の杭頭せん断力は1P-Sに近い値となっている。

図5.13～15(a)から算出した、長い杭で構成される群杭の杭頭荷重分担率と載荷振幅の関係を図5.13～15(b)に示す。

図5.13(b)より4P-Sでは、載荷振幅0.2Bまでは載荷振幅の増加に伴って4Pと同様に、前方杭の杭頭荷重分担率は増加し、後方杭の杭頭荷重分担率は減少する。載荷振幅0.2B以降前方杭の杭頭が塑性化するまで、前方杭と後方杭の杭頭荷重分担率はほぼ一定である。載荷振幅1.0Bで前方杭の杭頭が降伏、全塑性化すると、前方杭の杭頭での塑性化により前方杭の杭頭荷重分担率が減少し、これに伴って後方杭の杭頭荷重分担率は増加する。

図5.14(b)より、載荷振幅に対する9P-Sの1列目、3列目の杭頭荷重分担率の変化は、4P-Sの前方杭、後方杭と同様である。ただし、9P-Sの3列目の杭頭荷重分担率は4P-Sの後方杭の杭頭荷重分担率より小さい。9P-Sでの第2列目の杭の杭頭荷重分担率は9Pと同様にほぼ1.0である。

図5.15(b)より、16P-Sでは、載荷振幅0.3Bまでは載荷振幅の増加に伴って、1列目、2列目の杭頭荷重分担率は増加し、3列目、4列目の杭頭荷重分担率は減少する。このとき、1列目の杭頭荷重分担率は2列目よりも大きくなり、4列目の杭頭荷重分担率は3列目よりも小さくなる。さらに、1列目の杭の杭頭荷重分担率は4P-Sの前方杭の杭頭荷重分担率よりも大きく、4列目の杭の杭頭荷重分担率は4P-Sの後方杭の杭頭荷重分担率よりも小さくなった。載荷振幅0.3B以降、1列目の杭頭が塑性化するまで、すべての杭の杭頭荷重分担

率はほぼ一定である。載荷振幅 1.0B で 1 列目の杭頭が塑性化すると、1 列目の杭頭荷重分担率が減少し、これに伴って 2 列目、3 列目の杭頭荷重分担率は増加する。

以上のように、長い杭の杭頭荷重分担率は短い杭とほぼ同じ定性的傾向をもつ。

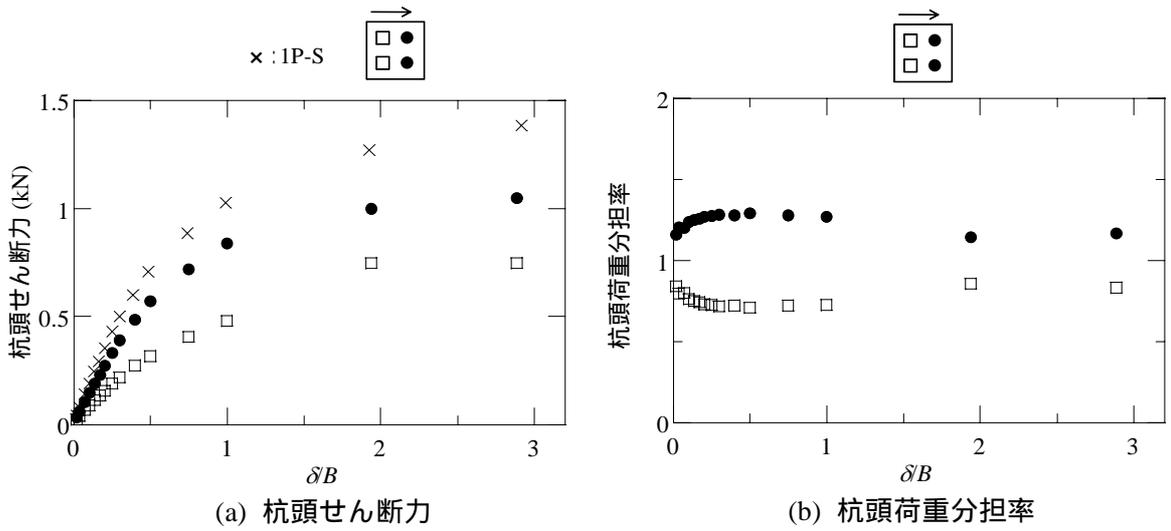


図 5.13 長い杭の群杭 4P-S の杭頭せん断力及び杭頭荷重分担率と载荷振幅の関係

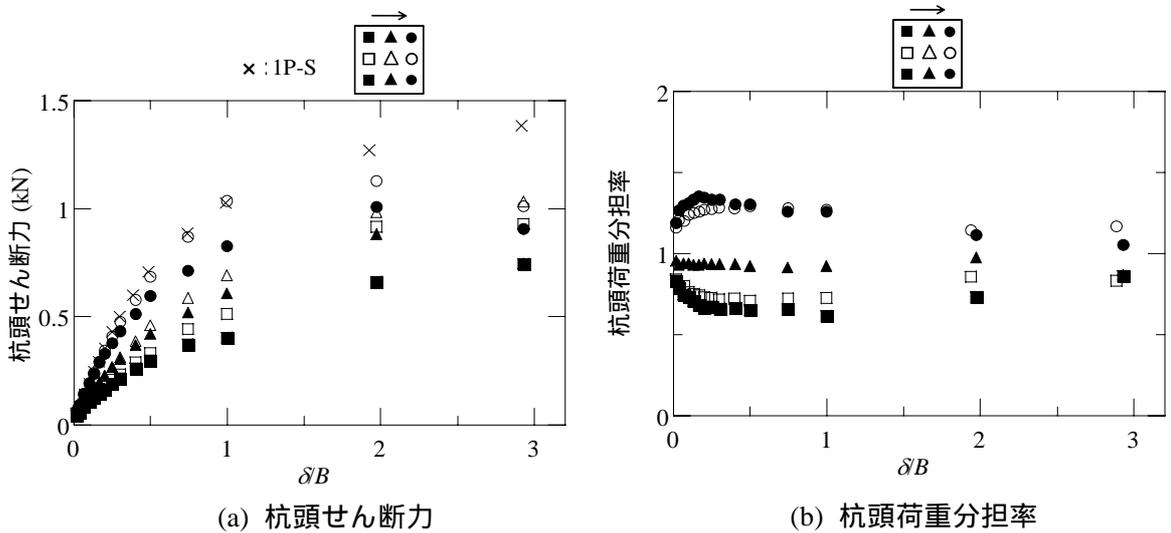


図 5.14 長い杭の群杭 9P-S の杭頭せん断力及び杭頭荷重分担率と载荷振幅の関係

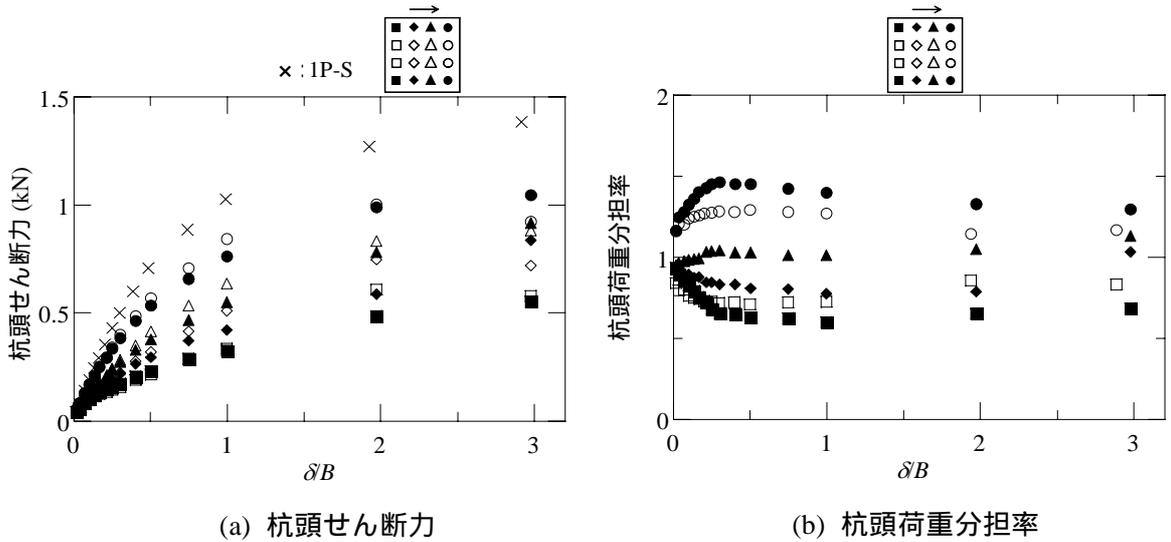


図 5.15 長い杭の群杭 16P-S の杭頭せん断力及び杭頭荷重分担率と载荷振幅の関係

5.3 群杭効果へ杭 - 地盤系の非線形性が及ぼす影響の評価

本項では杭頭変位 $1.0B$ までの範囲で、実験結果と解析結果を用いて杭 - 地盤系の非線形性が群杭効果へ及ぼす影響を評価する。

5.3.1 実験結果と有限要素解析結果の比較

(1) 群杭効率

解析より得られた平均杭頭荷重及び群杭効率と杭頭変位の関係を、図5.1、5.2で示した実験結果と併せて図5.16、17に示す。解析では杭長によらずほぼ同じ定性的傾向を示し、杭本数の増加により群杭効率が減少する傾向がはっきりと表れている。群杭効率は非常に小さな杭頭変位で微増する。その後前方杭の杭頭が降伏するまでほぼ一定値である。前方杭の杭頭が降伏する杭頭変位 $0.5B$ 以降で群杭効率は約 0.05 微増する。解析結果は杭頭変位 $0.2B$ 以下で実験結果と異なるが、それより大きな杭頭変位になると、実験結果と解析結果は同じ定性的傾向を示した。また、解析では短い杭と長い杭で同じ定性的傾向を示した。以上、表現できていない部分はあるものの、解析による群杭効率は実験の定性的傾向をある程度とらえてられている。

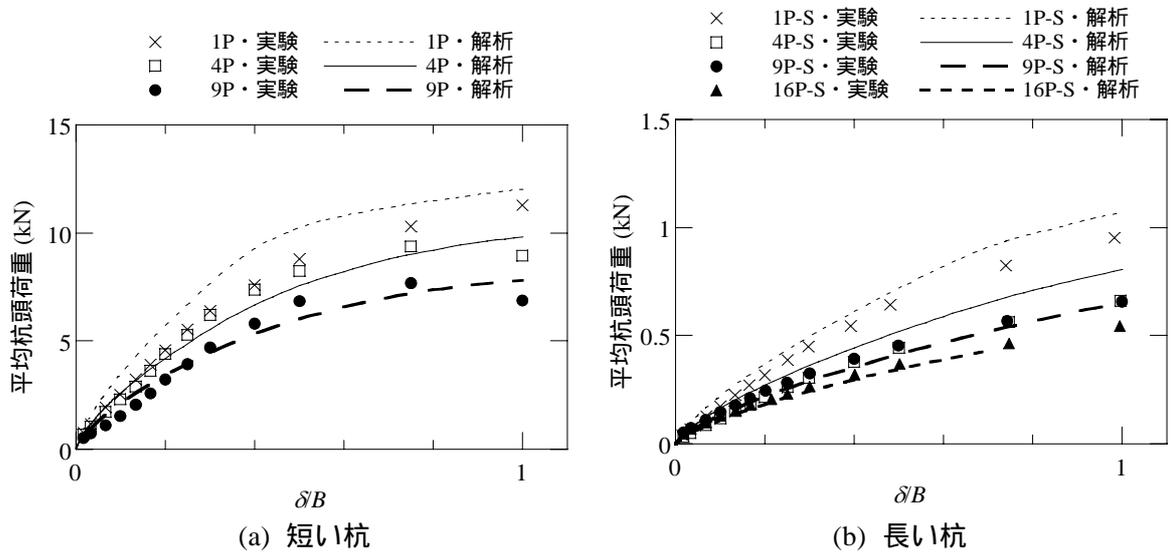


図5.16 実験と解析の比較 (平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係)

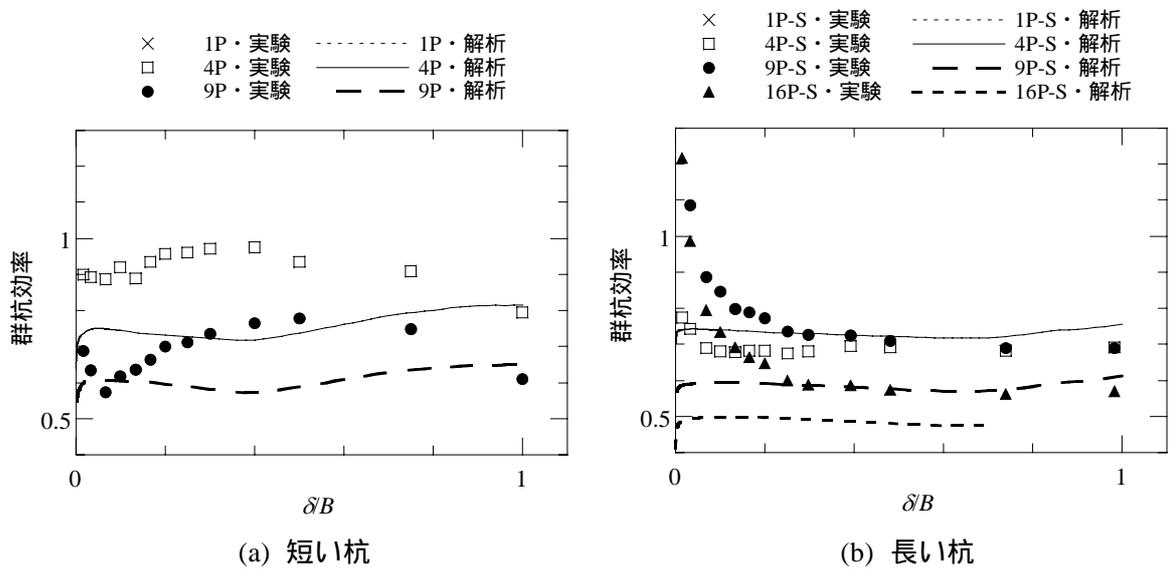


図5.17 実験と解析の比較 (群杭効率と杭頭変位の関係)

(2) 杭頭せん断力と杭頭荷重分担率

各杭の杭頭モーメントについては第4章で解析結果が実験結果を評価できることを示している。ここでは、有限要素解析により各杭の杭頭せん断力、杭頭荷重分担率について実験結果を表現できることを示す。

まず、短い杭について実験と解析を比較する。図 5.18 ~ 20 に短い杭で構成された単杭、群杭の杭頭せん断力及び杭頭荷重分担率と杭頭変位の関係を示す。杭頭荷重分担率の比較は載荷直交方向に並ぶ杭の中で外側に位置する杭を対象とする。図 5.18(a)より、4Pについては、前方杭と1Pの関係が実験と解析で逆転しているが、実験と解析の誤差は最大でも2割程度であり、解析は実験を概ね表現できていると言える。図 5.18(b)より、4Pの杭頭荷重分担率については、解析から得られた杭頭荷重分担率は実験とほぼ一致している。図 5.19(a)より、9Pについては、解析での載荷直交方向に並ぶ杭の杭頭せん断力は、最後列を除いて内側の方が外側よりも大きくなっており、実験でも同様の傾向が得られている。さらに載荷方向に並ぶ杭の杭頭せん断力を見ても、解析と実験の誤差は最大でも2割程度であり、解析は実験を概ね表現できている。図 5.18(b)より、9Pの杭頭荷重分担率についても、解析から得られた杭頭荷重分担率は実験を概ね表現できている。図 5.20(a)より、4P-Tについては、実験において地盤の破壊により杭頭せん断力が低下するが、解析では杭頭せん断力の低下を評価できていない。しかし、杭頭せん断力の低下が生じる杭頭変位 0.4B まででは、解析は実験値を概ね評価できている。図 5.20(b)より、杭頭荷重分担率についても同様に、杭頭変位 0.4B まででは、解析は実験値を概ね評価できている。

次に長い杭について実験と解析を比較する。図 5.21 ~ 23 に長い杭で構成された単杭、群杭の杭頭せん断力及び杭頭荷重分担率と杭頭変位の関係を示す。まず図 5.21(a)より、4P-Sについて、解析より得られた杭頭せん断力は実験より最大3割ほど大きく評価しているものの、単杭と前方杭の杭頭せん断力の関係、さらに前方杭と後方杭の杭頭せん断力の関係について解析結果は実験結果を概ねよく表現できている。次に図 5.22、23(a)より、9P-Sと16P-Sについて、解析での載荷直交方向に並ぶ杭の杭頭せん断力は、最後列を除いて内側の方が外側よりも大きくなっており、実験では9P-Sの最後列を除いて同様の傾向が得られている。さらに載荷方向に並ぶ杭の杭頭せん断力を見ても、解析は実験を概ね表現できていると言える。図 5.22 ~ 24(b)より、杭頭荷重分担率についても4P-S、9P-S、16P-Sともに、解析から得られた杭頭荷重分担率は実験を概ね表現できている。

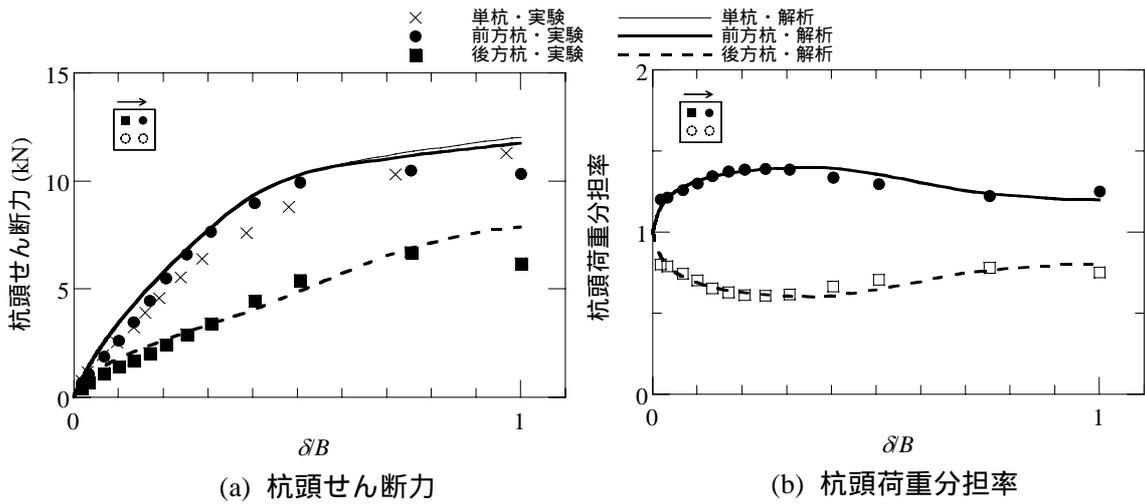


図 5.18 実験と解析の比較 (4P)

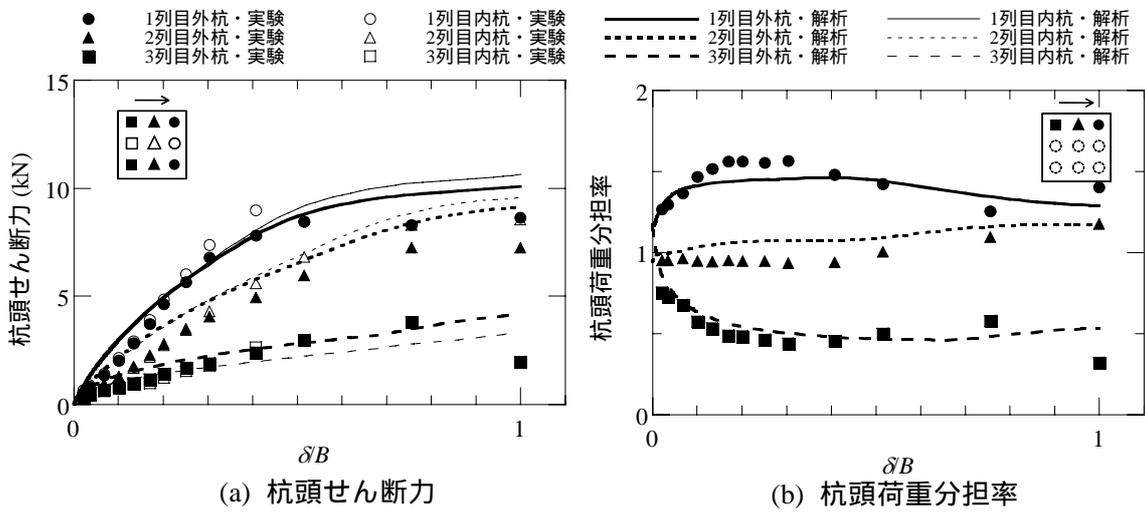


図 5.19 実験と解析の比較 (9P)

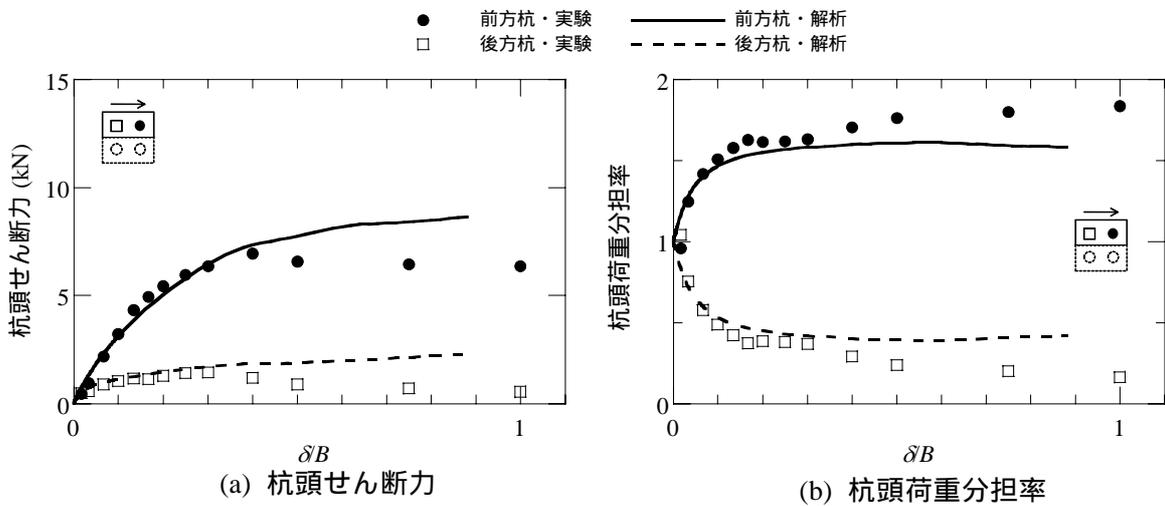


図 5.20 実験と解析の比較 (4P-T)

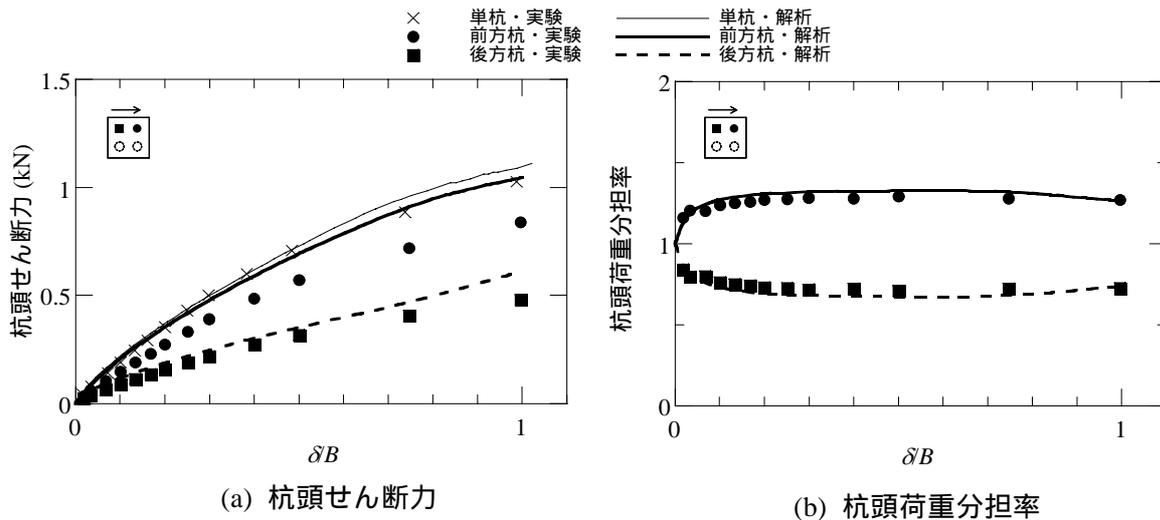


図 5.21 実験と解析の比較 (4P-S)

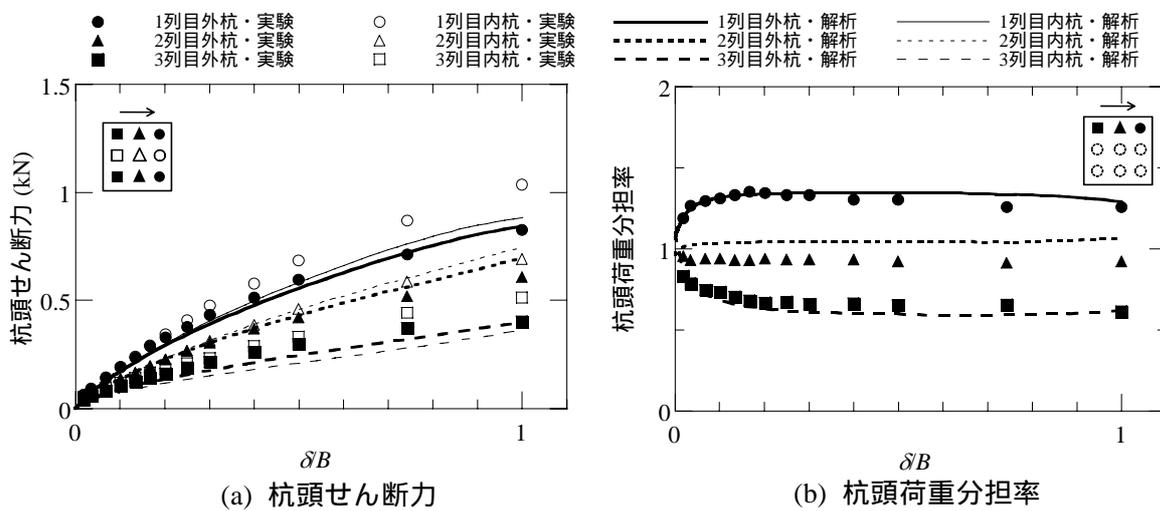


図 5.22 実験と解析の比較 (9P-S)

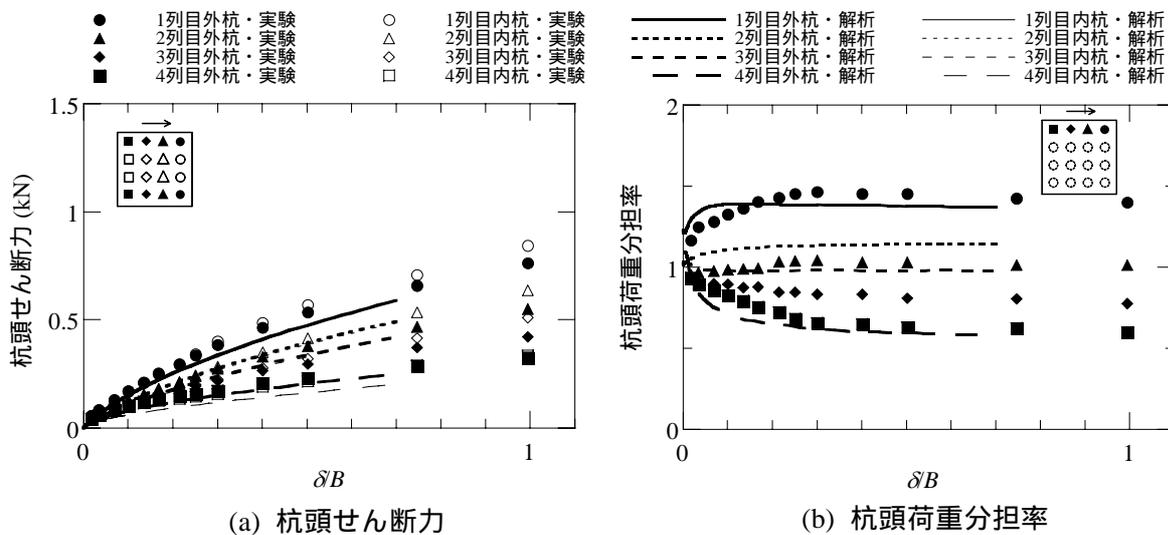


図 5.23 実験と解析の比較 (16P-S)

5.3.2 杭・地盤の材料非線形性が群杭効果に及ぼす影響

5.3.1項で解析結果が実験結果をよく表現できていることを踏まえて、地盤と杭の材料非線形性が群杭効果に及ぼす影響について考察する。本項では4本群杭に焦点を当て考察する。

(1) 短い杭(4)Pにおける地盤の材料非線形性が群杭効果に及ぼす影響

まず、地盤の材料非線形性が群杭効果に及ぼす影響について考察する。地盤が弾塑性条件の場合に加えて、地盤の材料特性よりMohr-Coulombの降伏条件をなくし、地盤の塑性化を許さない条件(地盤弾性条件)下での解析を実施した。このとき杭の塑性化は許さない条件で解析を実施している。

単杭および4本群杭について、地盤弾性条件及び弾塑性条件下での解析結果より得られた曲げモーメント分布(杭頭変位0.3B)を図5.24に示す。地盤弾性条件下では4本群杭の曲げモーメント分布は前方杭と後方杭でほぼ一致しており、両者とも単杭より小さい曲げモーメントとなっている。一方、地盤弾塑性条件下では4本群杭の前方杭の曲げモーメント分布は後方杭より大きく、単杭の曲げモーメントとほぼ一致している。

地盤弾性条件及び弾塑性条件下での単杭および4本群杭の解析結果より得られた群杭効率と杭頭変位の関係を図5.25に示す。地盤弾性条件下での群杭効率は約0.7でほぼ一定値を示すのに対して、地盤弾塑性条件下での群杭効率は杭頭変位の増加に伴って一旦増加し、その後緩やかに減少する傾向を示す。群杭効率の最大値と最小値の差は約0.1で杭頭変位がごく微小な範囲での変化であり、杭頭変位0.1B以降の群杭効率は約0.7付近で緩やかに変化している。地盤弾塑性条件下での群杭効率の変化は土方らの研究^{5.11)}でも確認されており、地盤の塑性化の影響が表れていると考えられる。

地盤弾性条件及び弾塑性条件下での単杭および4本群杭の解析結果より得られた杭頭せん断力と杭頭変位の関係を図5.26に示す。地盤弾性条件下での前方杭の杭頭せん断力は後方杭とほぼ一致しており、単杭よりも小さい。よって地盤弾性条件下では前方杭、後方杭の杭頭せん断力は共に単杭より小さいため、群杭効率が1を下回ったと言える。地盤弾塑性条件下では、前方杭の杭頭せん断力は後方杭より大きく、単杭とほぼ一致している。よって地盤弾塑性条件下では後方杭の杭頭せん断力が単杭や前方杭より小さいため、群杭効率が1を下回ったと言える。

地盤弾性条件及び弾塑性条件下それぞれにおける群杭各杭の杭頭モーメント、杭頭せん断力、杭頭荷重分担率を図5.27に示す。図5.27(a)、(b)に示すように、地盤の塑性化を許さない場合には杭頭モーメントや杭頭せん断力は線形に変化し、前方杭と後方杭でほぼ一致している。しかし、地盤の塑性化を許すと前方杭、後方杭ともに杭頭変位の増加に伴い杭頭モーメント、杭頭せん断力は非線形性を示し、前方杭と後方杭で差が生じる。特に後方杭では杭頭変位0.5B以降で杭頭モーメント、杭頭せん断力の増加量がほぼ0となっている。

さらに図5.30(c)の様に前方杭と後方杭の杭頭荷重分担率は地盤の塑性化を許さなかった場合には両者ほぼ1で一定あるが、地盤の塑性化を許すことによって両者は1から離れる。このように、杭の位置によって地盤の非線形性の与える影響の大きさが異なることから、前方杭と後方杭の杭頭荷重分担率には差が生じると考えられる。

図5.28に杭頭荷重分担率が大きく変化した杭頭変位 $0.01 \sim 0.2B$ の地盤の相当塑性ひずみ増分の分布を示す。相当塑性ひずみ^{5.8)}は第4章で示したように次式で表わされ、地盤の塑性領域で単位体積当たり消費された仕事量に相当する。

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \int \frac{1}{c} \sigma : d\varepsilon^{pl} \quad (5.5)$$

$\tilde{\varepsilon}^{pl}$: 相当塑性ひずみ、 ε^{pl} : 塑性ひずみテンソル、 c : 粘着降伏応力、 σ : 応力テンソル

地盤の相当塑性ひずみ増分は杭頭変位の増加に伴って深部へと進行する。このとき、後方杭前面の地盤は前方杭前面の地盤よりも深部まで相当塑性ひずみ増分が進行する。ただし、前方杭の前面では広範囲にわたって相当塑性ひずみ増分が分布するが、後方杭の前面では前方杭 - 後方杭間の地盤を囲むように相当塑性ひずみ増分が集中する。この相当塑性ひずみ増分の集中は実験で見られた前方杭-後方杭間の地盤でのすべり線と同様のものと考えられる。前方杭の前面は広い領域で地盤が抵抗しているのに比べて、後方杭の前面では杭間のひずみ線の位置で集中して地盤が抵抗することになる。このように、前方杭と後方杭それぞれの前面地盤で地盤の塑性領域が大きく異なり、前方杭と後方杭の杭頭荷重分担率の違いにつながっている。

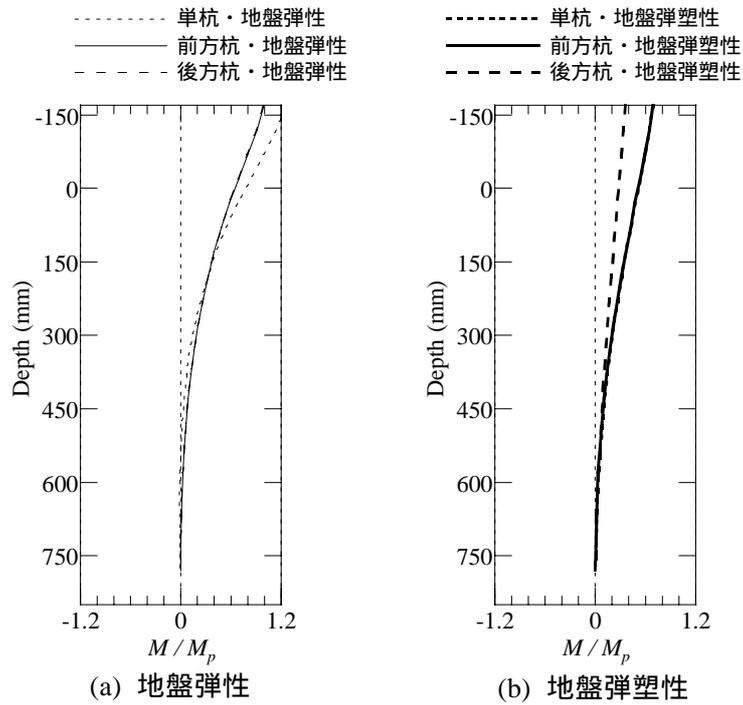


図 5.24 4Pでの地盤の塑性化の有無による曲げモーメント分布の比較 ($\delta=0.3B$)

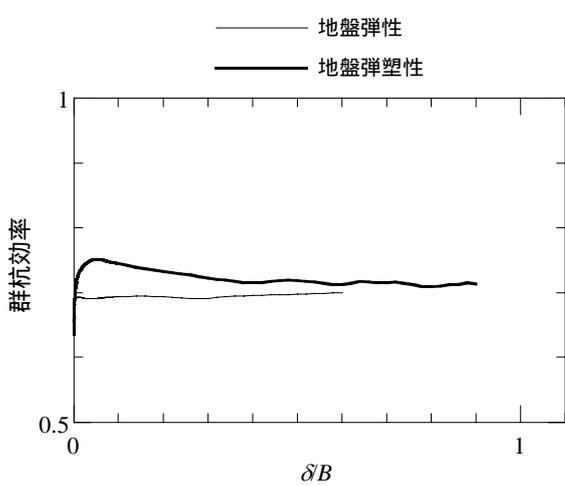


図 5.25 4Pでの地盤の塑性化の有無による群杭効率の比較

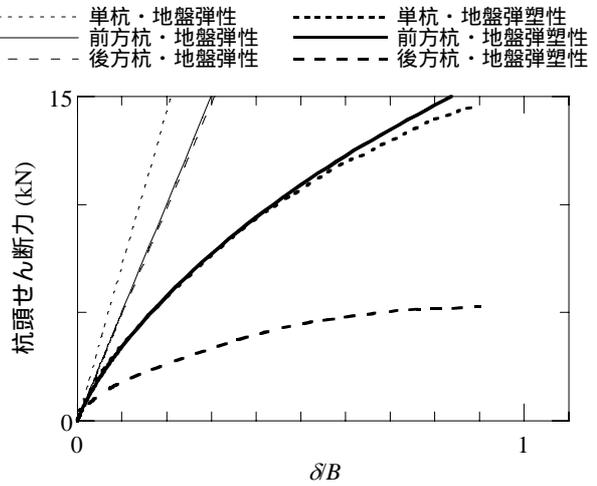
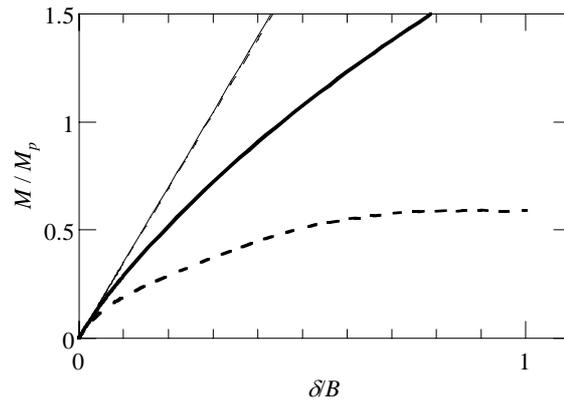


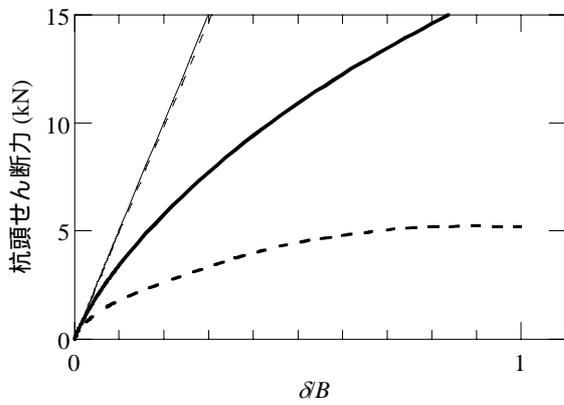
図 5.26 4Pでの地盤の塑性化の有無による単杭と群杭前方杭の杭頭せん断力の比較

— 前方杭・地盤弾性 — 前方杭・地盤弾塑性
 - - - 後方杭・地盤弾性 - - - 後方杭・地盤弾塑性

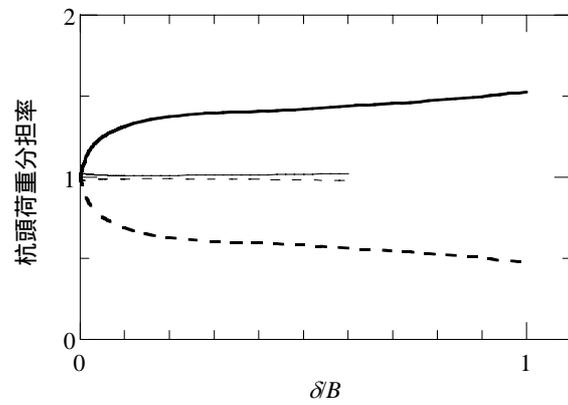


(a) 杭頭モーメント

— 前方杭・地盤弾性 — 前方杭・地盤弾塑性
 - - - 後方杭・地盤弾性 - - - 後方杭・地盤弾塑性



(b) 杭頭せん断力



(c) 杭頭荷重分担率

図 5.27 4P での地盤の塑性化の有無による群杭各杭の比較

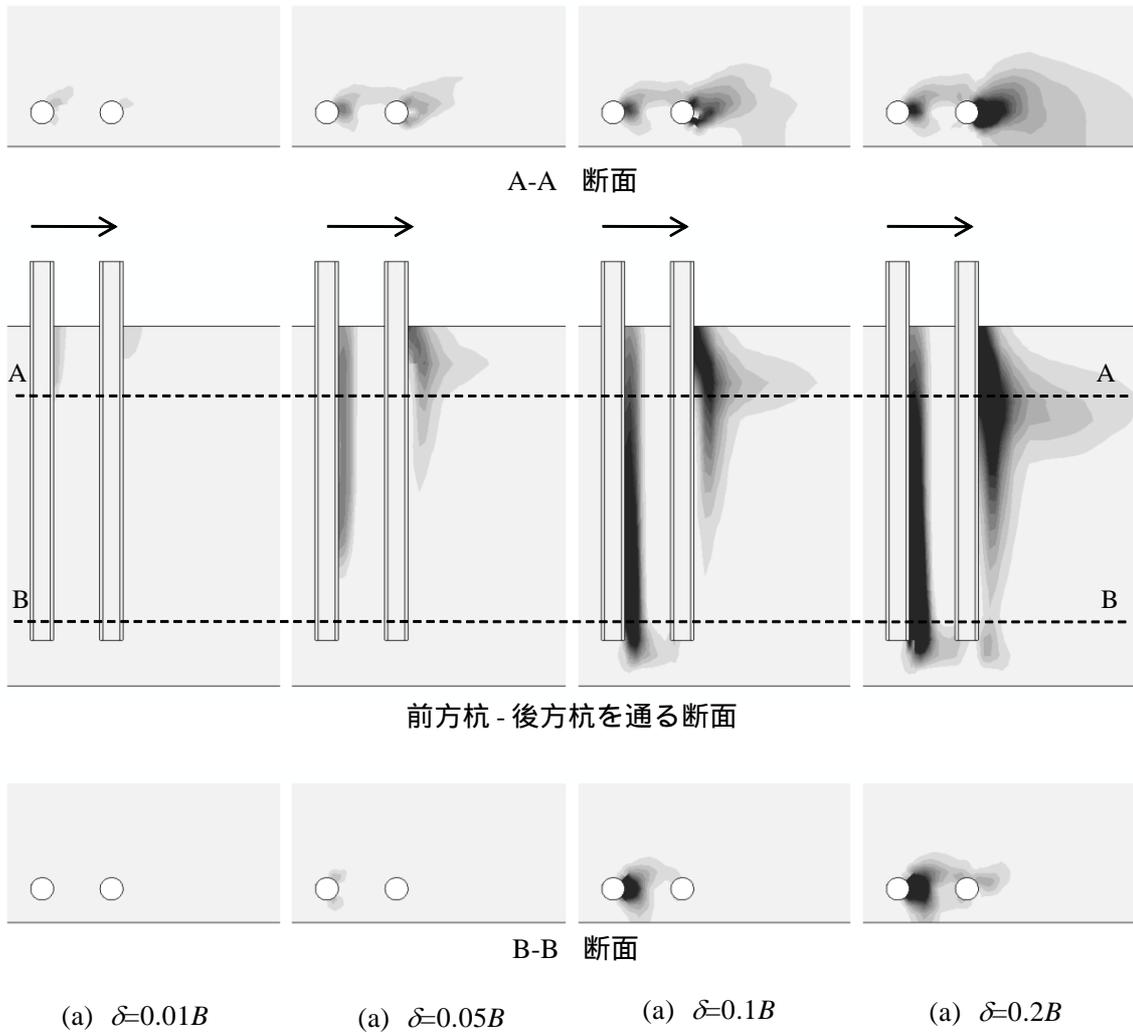


図 5.28 4P の相当塑性ひずみ増分の分布

(2) 短い杭(4P)における杭の材料非線形性が群杭効果に及ぼす影響

次に杭の材料非線形性が群杭効果に及ぼす影響について考察する。ここでは地盤の塑性化を許す解析を行っており、杭弾性条件の解析と杭の塑性化を許す条件に変えた解析を比較する。杭弾性条件下の解析は図5.24～27で示した地盤の塑性化のみ許し杭の塑性化を許さない解析と同じである。

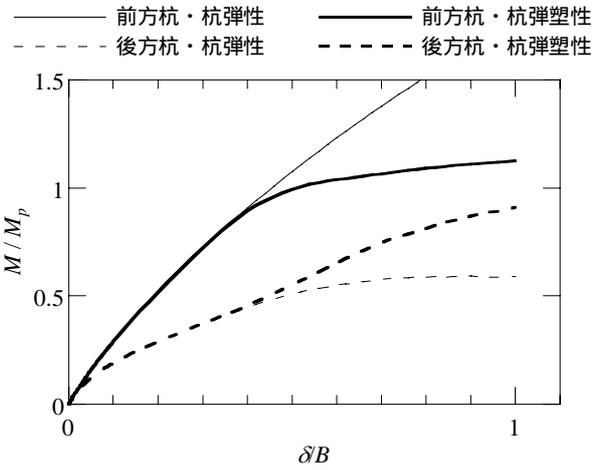
単杭および4本群杭について、杭弾性条件及び弾塑性条件下での解析結果より得られた曲げモーメント分布($\delta=0.75B$)を図5.29に示す。杭弾性条件下では前方杭の曲げモーメント分布は後方杭より大きい。杭弾塑性条件下でも同じ傾向が認められるが、4本群杭の前方杭と後方杭の曲げモーメント分布は杭弾性条件下ほど離れていないことが分かる。

杭弾性条件及び弾塑性条件下での単杭および4本群杭の解析結果より得られた群杭効率と杭頭変位の関係を図5.30に示す。ここで杭弾性条件、弾塑性条件それぞれの群杭効率は、それぞれの4本杭の平均杭頭荷重より同じ条件での単杭の杭頭荷重を除すことにより算出している。杭に弾塑性条件を与えることによって単杭、前方杭の杭頭は杭頭変位約0.4～0.5Bでほぼ同時に塑性化し、その後杭頭変位の増加に伴って群杭効率は増加する。

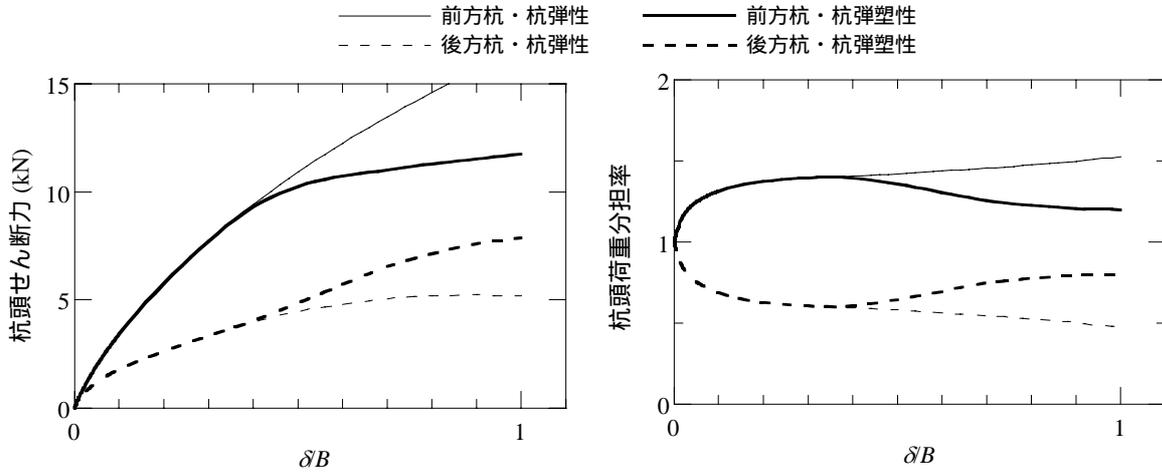
杭弾性条件及び弾塑性条件下での単杭および4本群杭の解析結果より得られた杭頭せん断力と杭頭変位の関係を図5.31に示す。杭弾性条件でも杭弾塑性条件でも、単杭と前方杭の杭頭せん断力はほぼ一致しており、後方杭の杭頭せん断力は小さくなっている。ただし、杭弾塑性条件では前方杭の塑性化後、後方杭の杭頭せん断力が単杭に近づいており、図5.31で前方杭の塑性化後、群杭効率が増加する要因となっている。

杭弾性条件及び弾塑性条件下それぞれにおける群杭各杭の杭頭モーメント、杭頭せん断力、杭頭荷重分担率を図5.32に示す。図5.32(a)、(b)に示すように、杭の塑性化を許すことにより前方杭の杭頭が塑性化し、塑性化後では前方杭の杭頭モーメント、杭頭せん断力の増加量が鈍くなる。前方杭杭頭の塑性化は後方杭にも影響を及ぼし、塑性化を許した場合の後方杭の杭頭モーメント、杭頭せん断力は杭の塑性化を許さない場合に比べて大きくなっている。さらに図5.32(c)の様に杭頭の塑性化後、前方杭の杭頭荷重分担率は低下、逆に後方杭の杭頭荷重分担率は増加し、両者はともに1.0に近づく。

図5.33に杭の塑性化の有無による杭-地盤系の挙動を示す。図5.33(a)より、杭頭変位0.9Bにおいて相当塑性ひずみ増分は、杭の塑性化を許さない場合には杭先端まで杭間のすべり線の位置に集中するが、杭の塑性化を許す場合には杭間の位置に集中しない。また図5.33(b)より、杭の塑性化を許すことによって、前方杭の杭先端付近の変位増分が大きく低下する。さらに実験より杭の塑性化前後で杭への土圧分布を比較すると、杭塑性化後の $\delta=0.75B$ 方が塑性化前の $\delta=0.5B$ よりも前方杭後面、後方杭前面の土圧が共に大きくなっている。これらより、前方杭が塑性化すると前方杭の変形が大きくなり、後方杭に対して地盤を介して応力を伝える結果、前方杭の塑性化後に後方杭の杭頭せん断力が増加する。



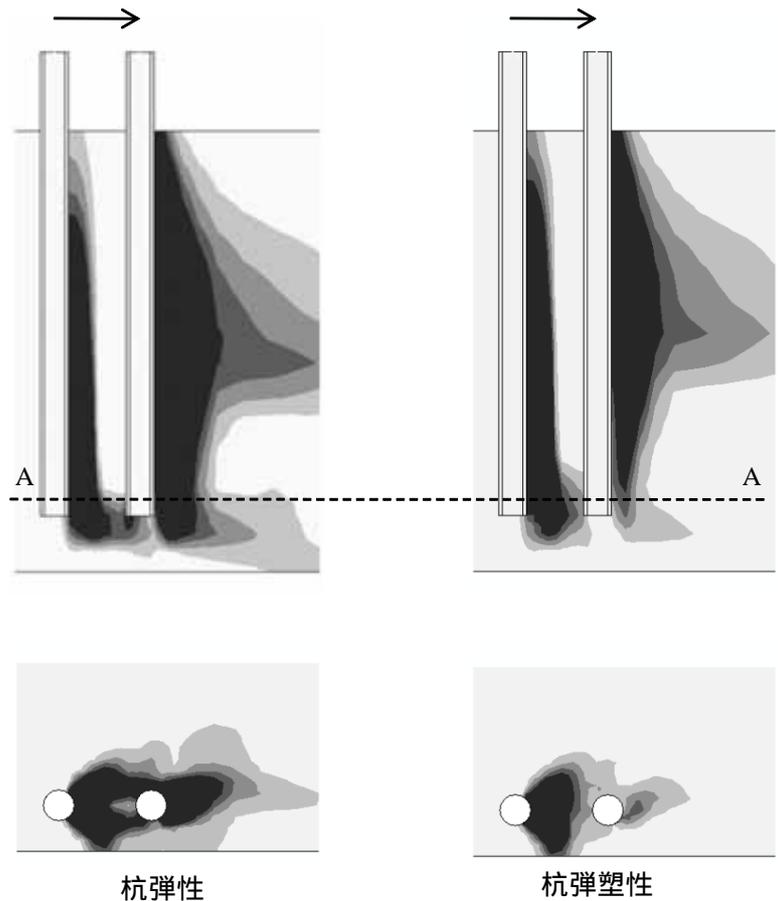
(a) 杭頭モーメント



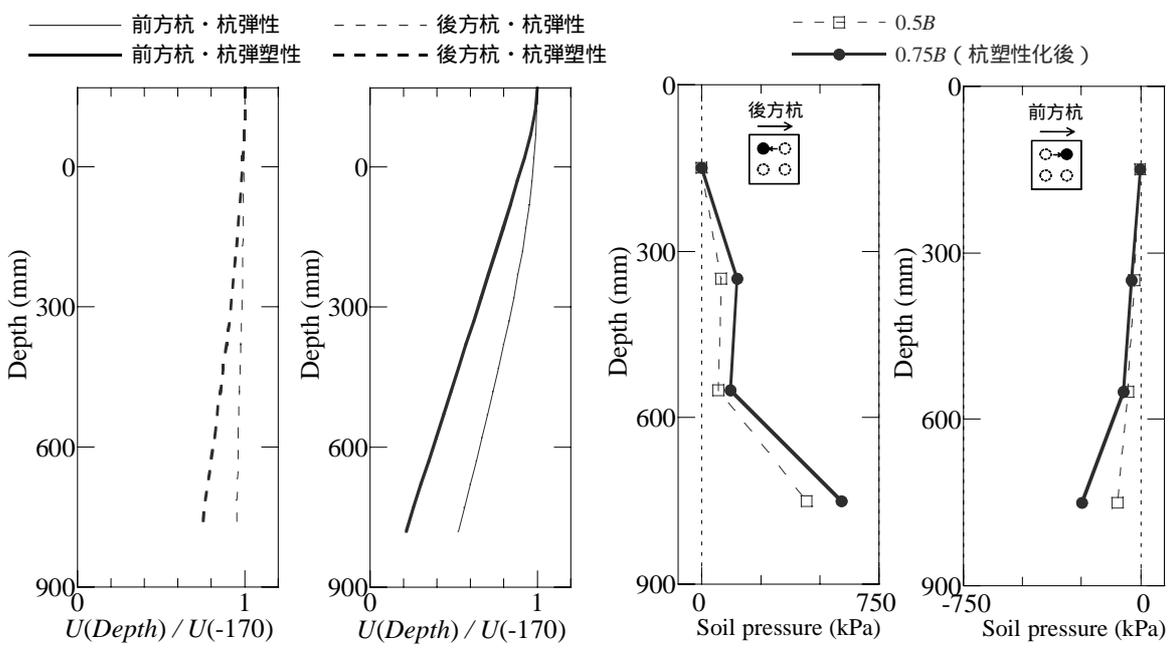
(b) 杭頭せん断力

(c) 杭頭荷重分担率

図 5.32 4P での杭の塑性化の有無による群杭中各杭の比較



(a) 相当塑性ひずみ増分 ($\delta=0.9B$)



(b) 変位増分 ($\delta=0.9B$)

(c) 実験による土圧分布

図5.33 杭の塑性化の有無による杭 - 地盤系の挙動

(3) 長い杭 - 4P-S の地盤・杭の材料非線形性と群杭の水平抵抗

長い杭の4P-Sについても短い杭で図5.24～33で行ったものと同様の検討を行った。その結果を図5.34～42に示す。実験結果からも認められたように、4P-Sでは図5.34、39のように地盤中に反曲点をもつモーメント分布となっており、この点では4Pと異なる。しかし、図5.35～37、40～42で示すように、杭・地盤の材料非線形性が杭頭変位に対する曲げモーメント、杭頭せん断力、群杭効果それぞれの傾向に及ぼす影響は長い杭、短い杭で共通していることが分かる。ただし4Pと4P-Sで杭の挙動が異なるため、4Pと4P-Sで杭頭変位に対して杭・地盤の材料非線形性の現れ方が異なる。具体的には、地盤の材料非線形性について図5.28と5.38を比較すると、4Pの場合では杭頭変位0.2Bで後方杭前面地盤の相当塑性ひずみ増分は杭先端まで達しているのに対して、4P-Sの場合では同じ杭頭変位で後方杭前面地盤の相当塑性ひずみ増分は杭の中間部までにしか到達していない。この影響が後方杭の杭頭モーメント、杭頭せん断力に表れており、4Pの場合では杭頭変位0.5B以降で後方杭の杭頭モーメント、杭頭せん断力の増加量がほぼ0となっているのに対して、4P-Sの場合では図5.37(a)、(b)に示すように杭頭変位1.0Bまで後方杭の杭頭モーメント、杭頭せん断力は前方杭より小さいものの増加し続ける。杭の材料非線形性については図5.32(a)、5.42(a)を比較すると、4P-Sでは4Pよりも前方杭の塑性化が遅れていることが分かる。

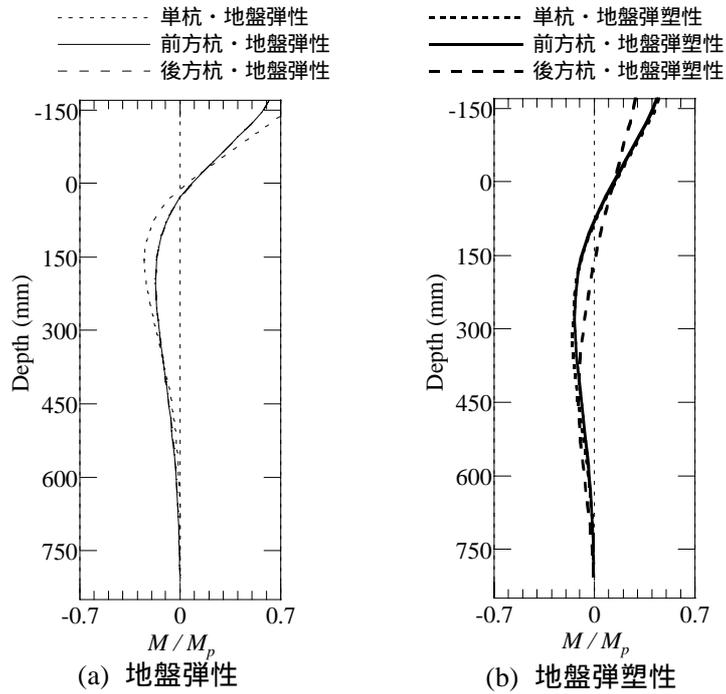


図 5.34 4P-S での地盤の塑性化の有無による曲げモーメント分布の比較 ($\delta=0.3B$)

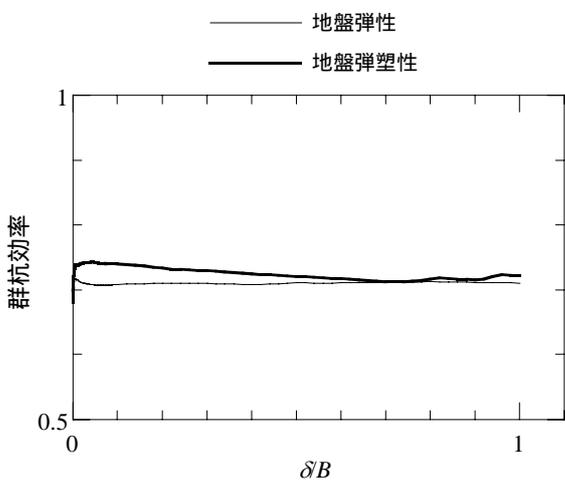


図 5.35 4P-S での地盤の塑性化の有無による群杭効率の比較

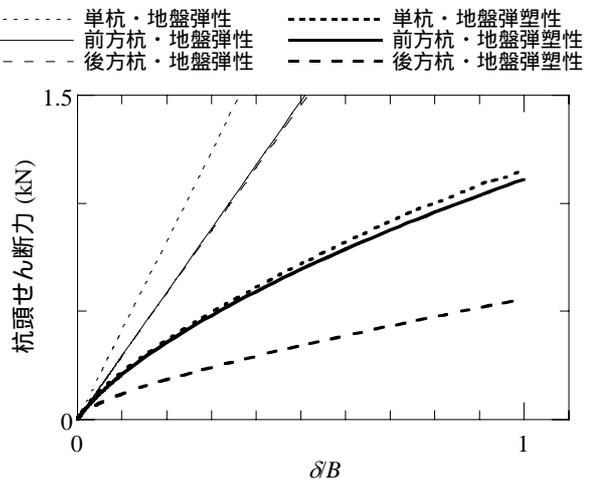
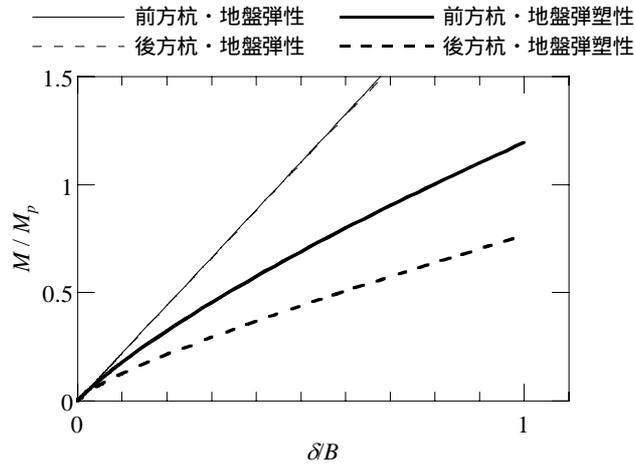
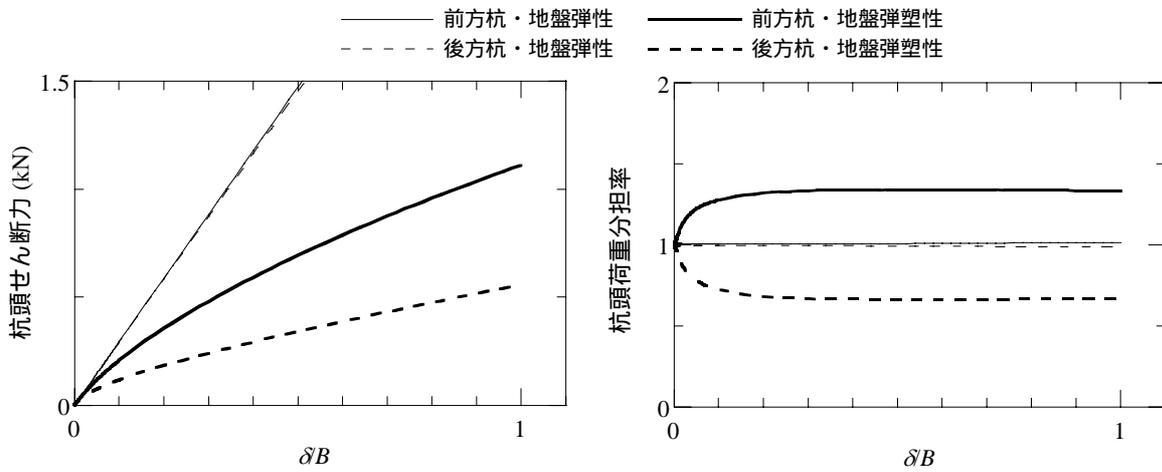


図 5.36 4P-S での地盤の塑性化の有無による単杭と群杭前方杭の杭頭せん断力の比較



(a) 杭頭モーメント



(b) 杭頭せん断力

(c) 杭頭荷重分担率

図 5.37 4P-S での地盤の塑性化の有無による群杭中各杭の比較

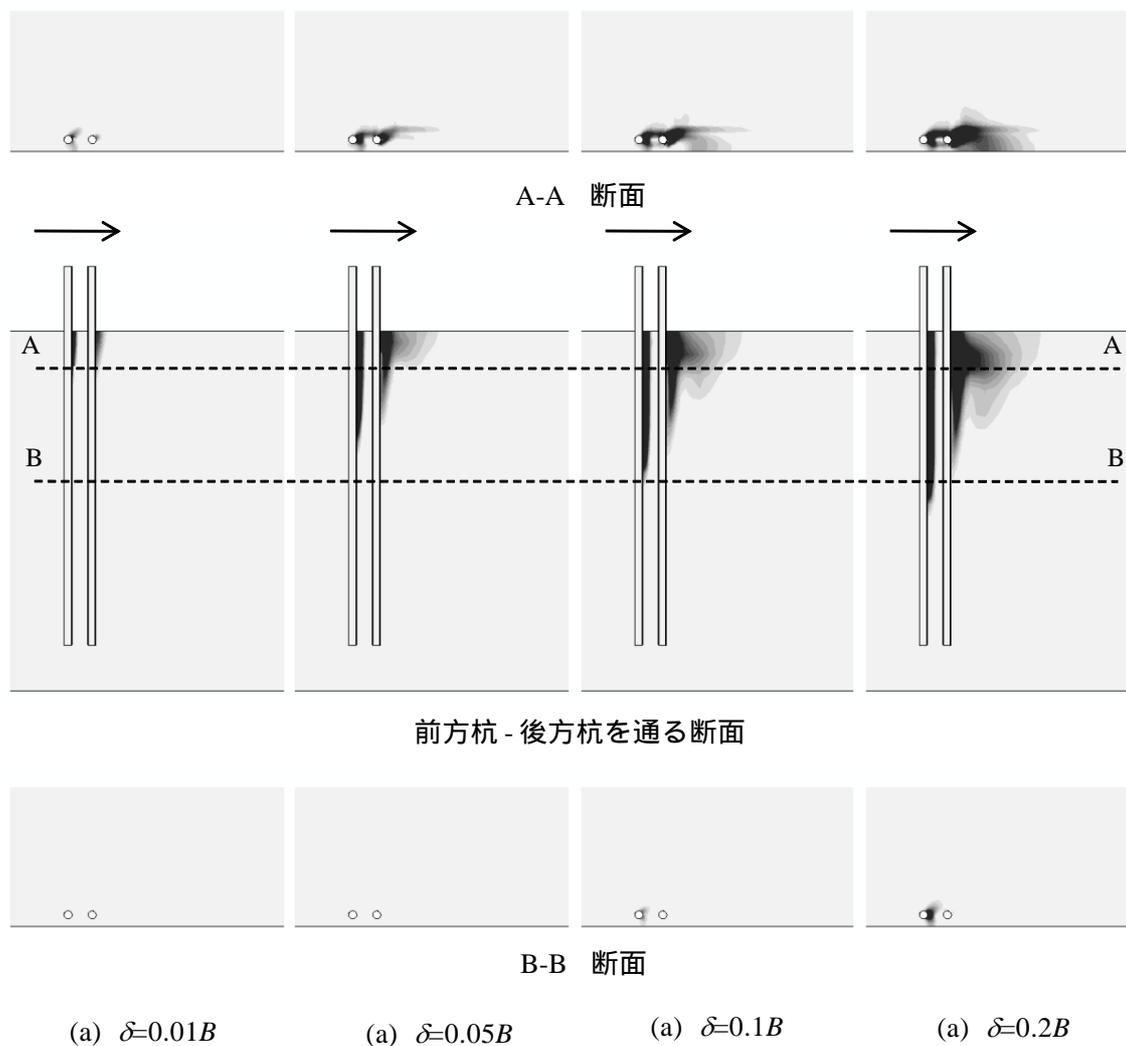


図 5.38 4P-S での相当塑性ひずみ増分の分布

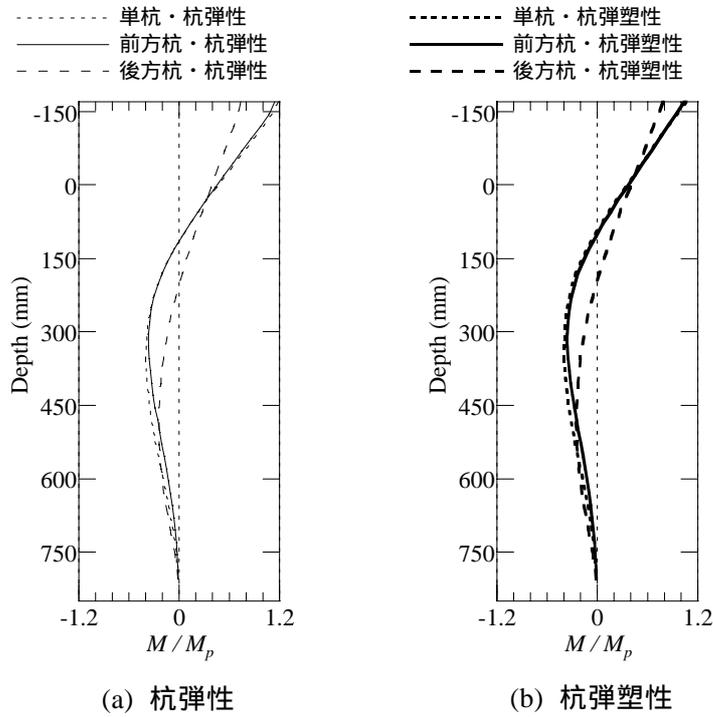


図 5.39 4P-S での杭の塑性化の有無による曲げモーメント分布の比較 ($\delta=1.0B$)

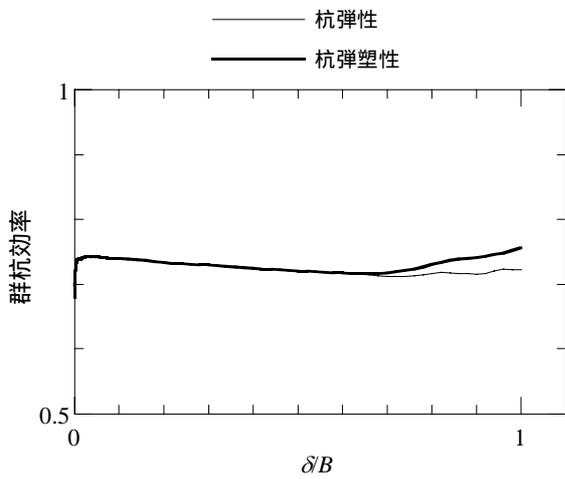


図 5.40 4P-S での杭の塑性化の有無による群杭効率の比較

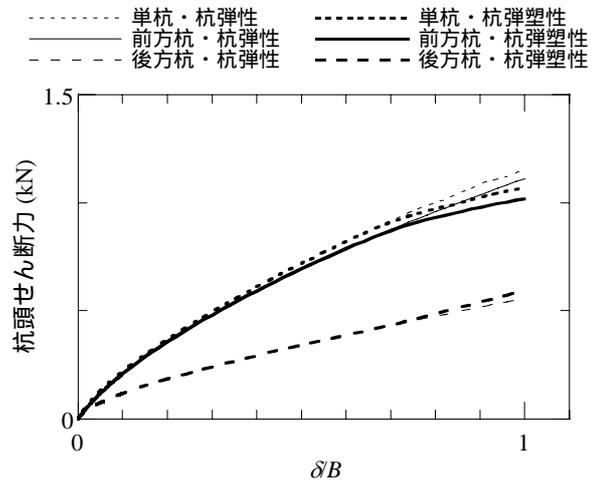
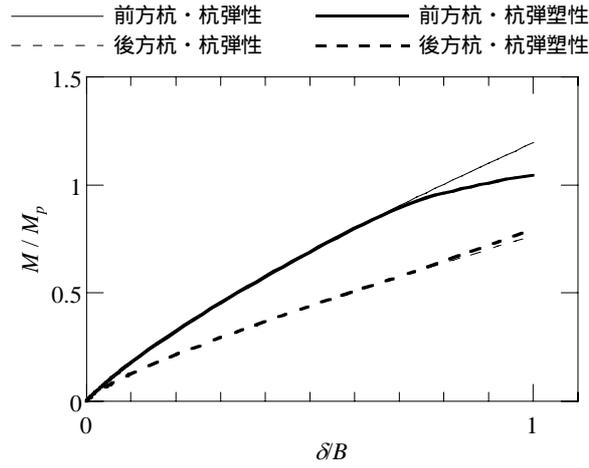
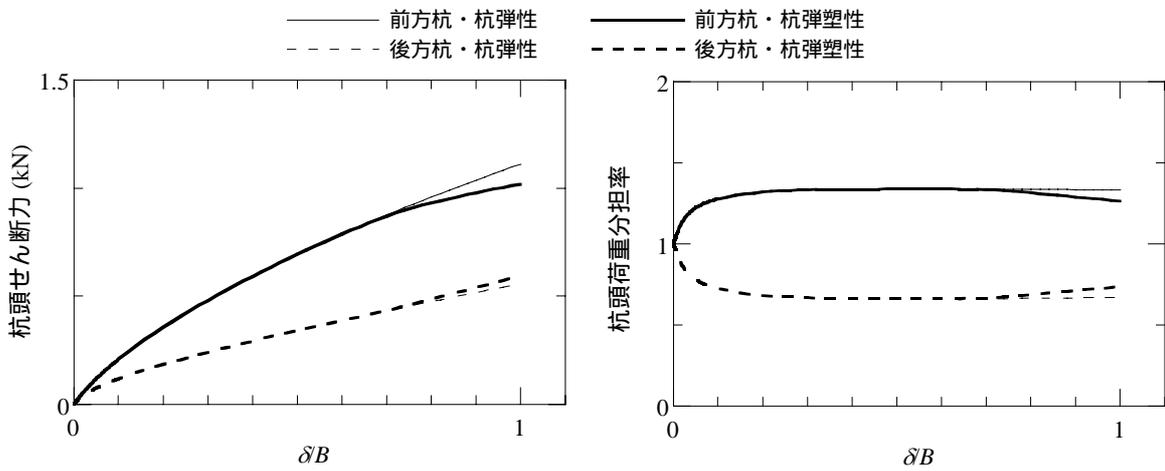


図 5.41 4P-S での杭の塑性化の有無による単杭と群杭前方杭の杭頭せん断力の比較



(a) 杭頭モーメント



(b) 杭頭せん断力

(c) 杭頭荷重分担率

図 5.42 4P-S での地盤の塑性化の有無による群杭中各杭の比較

5.3.3 杭長が杭 - 地盤系の非線形性に及ぼす影響

本項では短い杭の杭径を基準として杭長をパラメータとし、杭長が杭 - 地盤系の非線形性に及ぼす影響について分析する。検討の対象とした杭長 L は図5.43に示すように、4Pに相当する $L=830\text{mm}$ 、4P-Tに相当する $L=580\text{mm}$ 、長い杭に相当する $L=2000\text{mm}$ の3種類とした。さらに5.3.2項に示したように、杭長だけでなく杭の塑性化の有無によって大変位での地盤の塑性状態に差が認められる。そこで杭頭が塑性化する $L=2000\text{mm}$ 、 $L=830\text{mm}$ については杭の塑性化を許さない場合を加えて、合わせて5ケースを比較した。杭頭突出量は全て実験と同じ 170mm としている。長い杭に相当する $L=2000\text{mm}$ の場合の βL の値は杭頭変位 $0.032B$ (約 2mm)のときの単杭の杭頭せん断力と杭頭モーメントをChangの解による次式に代入することで2.76と算定できる。

図5.44に杭頭変位 $0.3B$ での杭長による曲げモーメント分布の比較を前方杭、後方杭別に示す。前方杭、後方杭共に、 $L=830\text{mm}$ 、 $L=580\text{mm}$ の曲げモーメントは短い杭特有の直線的な分布、 $L=2000\text{mm}$ の曲げモーメントは反曲点を持つ長い杭特有の分布となっている。

図5.45～47に $L=2000\text{mm}$ 、 $L=830\text{mm}$ 、 $L=580\text{mm}$ の杭頭モーメント・杭頭せん断力と杭頭変位の関係を示す。 $L=2000\text{mm}$ と $L=830\text{mm}$ の前方杭では、杭頭変位約 $0.5B$ で全塑性モーメントに達し、杭の塑性化を考慮した場合には杭頭モーメント・杭頭せん断力の増加量が低下した。また $L=2000\text{mm}$ の後方杭は杭頭変位約 $0.8B$ で全塑性モーメントに達し、杭の塑性化を考慮した場合には杭頭モーメント・杭頭せん断力の増加量が低下した。 $L=580\text{mm}$ の前方杭の杭頭モーメントは全塑性モーメントに達しなかった。これは実験で見られたように、 $L=580\text{mm}$ の場合では地盤の水平抵抗力が限界になっていると考えられる。一方、 $L=580\text{mm}$ や $L=830\text{mm}$ の後方杭の杭頭モーメントも全塑性モーメントに達しなかった。これらの杭では杭弾性条件下において杭頭変位が大きくなると杭頭が塑性化しなくても杭頭モーメント・杭頭せん断力の増加量が低下した。一方、これらの杭は杭弾塑性条件下では前方杭の塑性化の影響を受けて、杭頭せん断力が増加した。

図5.48に杭頭変位 $0.75B$ での各ケースの相当塑性ひずみ増分の分布を示す。 $L=2000\text{mm}$ 、 $L=830\text{mm}$ 杭弾塑性条件では図5.46、47より杭頭変位 $0.75B$ で前方杭の杭頭が塑性化している。図5.28、38で示したように、相当塑性ひずみ増分は杭頭変位の増加に伴って地盤の深部に向かって進行する。 $L=580\text{mm}$ 、 $L=830\text{mm}$ の場合では、相当塑性ひずみ増分は杭先端まで達している。特に $L=580\text{mm}$ では前方杭の杭先端付近の地盤で相当塑性ひずみ増分の集中が見られ、図5.45で示した杭頭モーメント、杭頭せん断力の増加量の低下に繋がると考えられる。さらに $L=580\text{mm}$ 、 $L=830\text{mm}$ の杭弾性条件では、杭先端まで杭間に相当塑性ひずみ増分が集中しており($L=580\text{mm}$ はB-B、 $L=830\text{mm}$ はC-C)、図5.45、46で示した後方杭における杭頭モーメント、杭頭せん断力の増加量の低下に繋がると考えられる。

短い杭における杭 - 地盤系の非線形状態を模式的に描くと図5.49のように示すことができる。杭が弾性の場合には杭間のすべり線が杭先端付近まで達することにより、後方杭の

杭頭せん断力の増加量が低下する要因となる。一方、前方杭が塑性化すると前方杭の変形が大きくなり、後方杭に対して地盤を介して応力を伝えることで後方杭の杭頭せん断力が増大する。

図 5.50、51 に杭長による群杭効率と杭頭荷重分担率の比較を示す。 $L=2000\text{mm}$ の杭弾性条件を基準として大きな変位での群杭効率を比較すると、杭が弾性状態の短い杭の場合には後方杭の杭頭せん断力が頭打ちになることで、 $L=2000\text{mm}$ の杭弾性条件よりも群杭効率が小さくなる。一方、前方杭が塑性化する場合には後方杭の杭頭せん断力が増大することによって、 $L=2000\text{mm}$ の杭弾性条件よりも群杭効率が大きくなる。杭頭荷重分担率にも同様のことが指摘でき、杭が弾性の短い杭の場合には、後方杭の杭頭荷重分担率は $L=2000\text{mm}$ の杭弾性条件よりも小さくなる。一方、前方杭が塑性化する場合には、後方杭の杭頭荷重分担率は $L=2000\text{mm}$ の杭弾性条件よりも大きくなる。

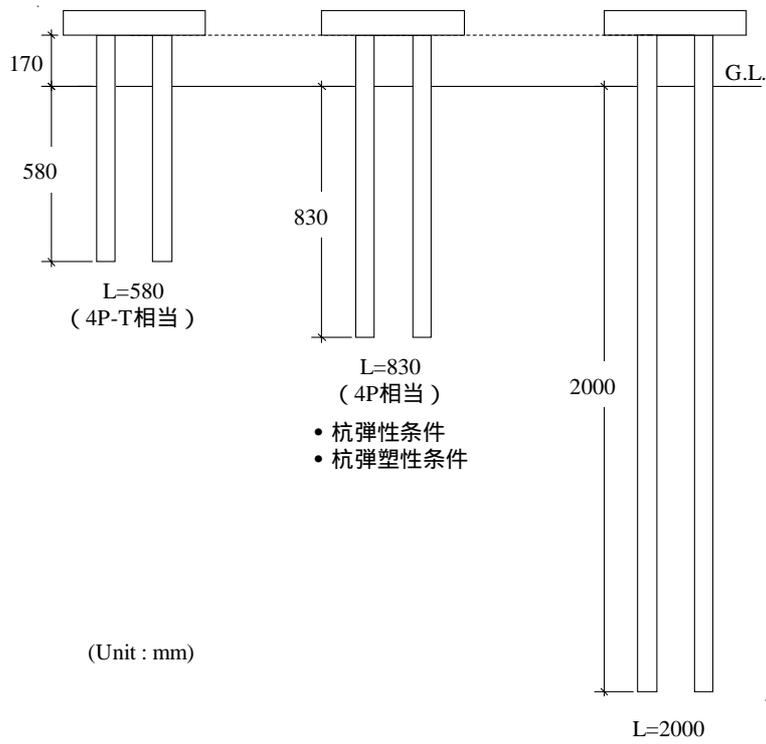


図 5.43 検討の対象とする杭の形状 ($\phi=60.5 \times 8$)

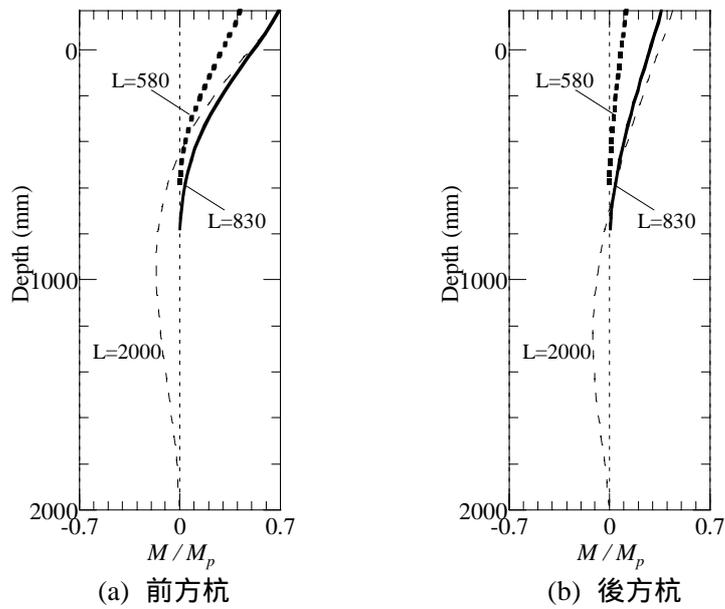


図 5.44 杭長による群杭中各杭の曲げモーメント分布の比較

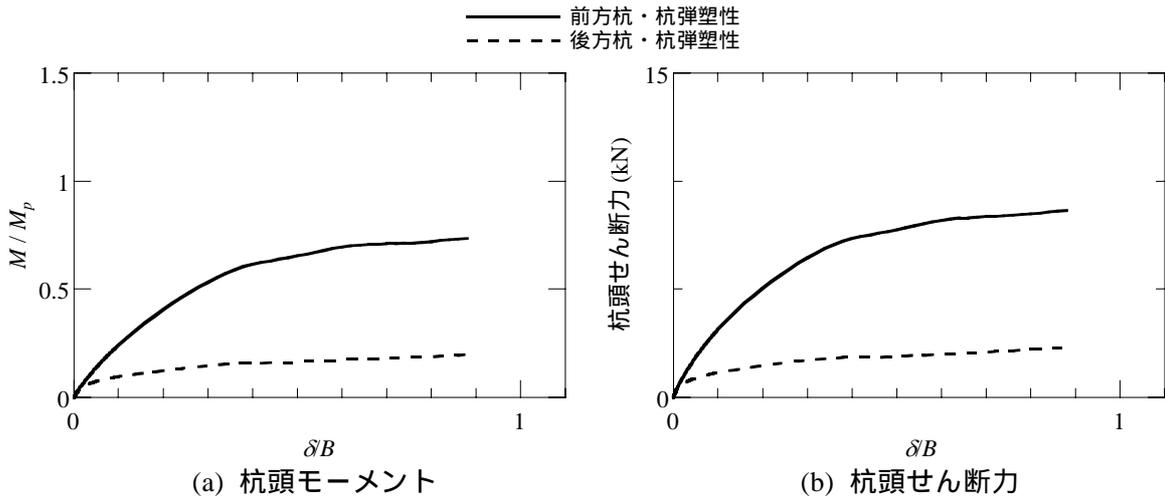


図 5.45 $L=580\text{mm}$ の各杭の杭頭モーメント・杭頭せん断力と杭頭変位の関係

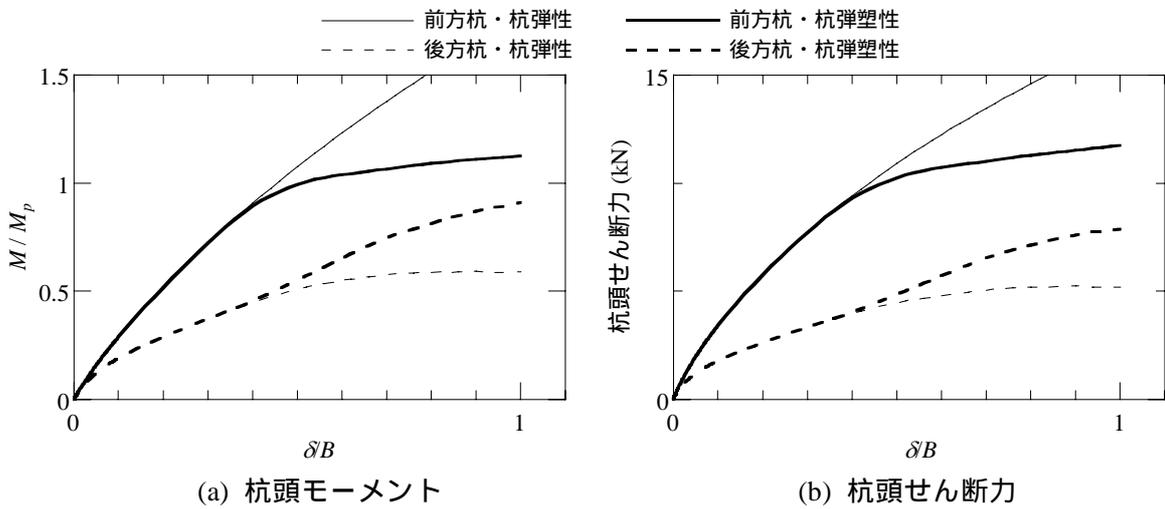


図 5.46 $L=830\text{mm}$ の各杭の杭頭モーメント・杭頭せん断力と杭頭変位の関係

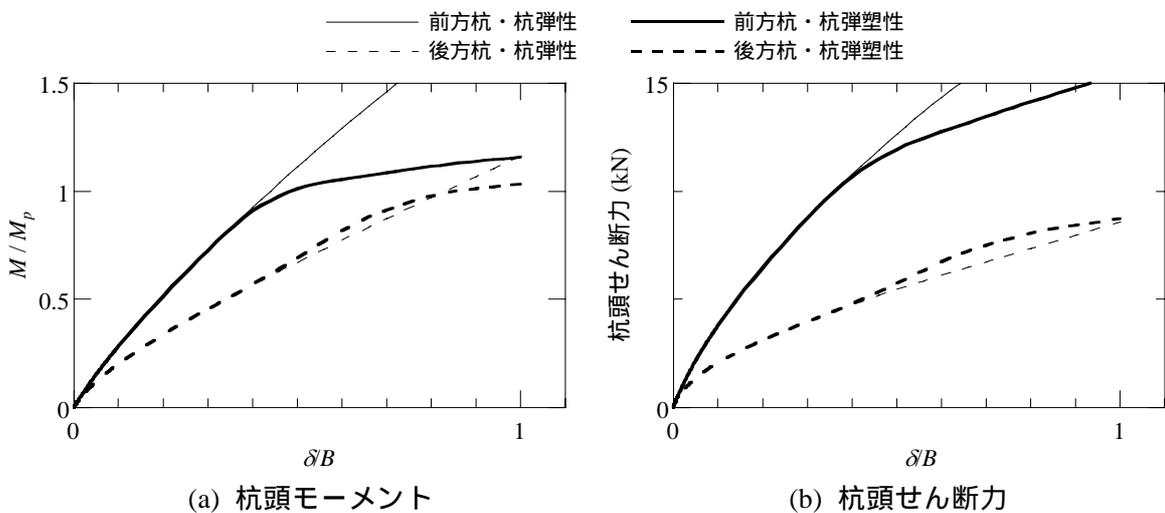


図 5.47 $L=2000\text{mm}$ の各杭の杭頭モーメント・杭頭せん断力と杭頭変位の関係

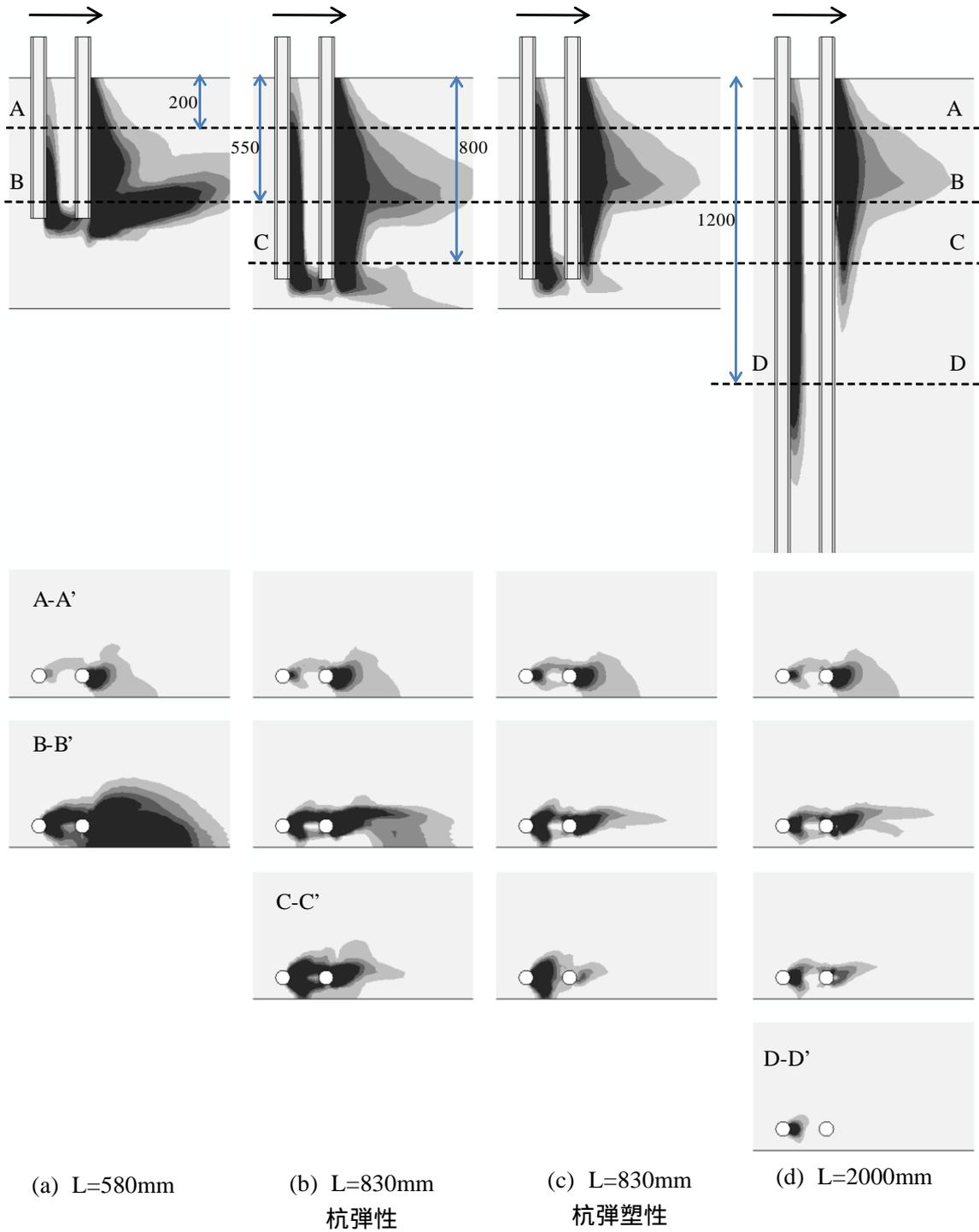


図5.48 杭長による相当塑性ひずみ増分分布の比較

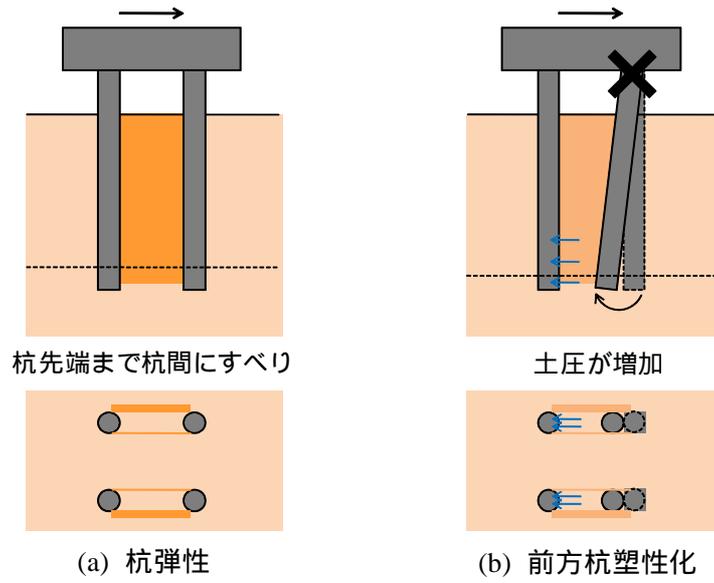


図 5.49 短い杭における杭 - 地盤系の非線形状態

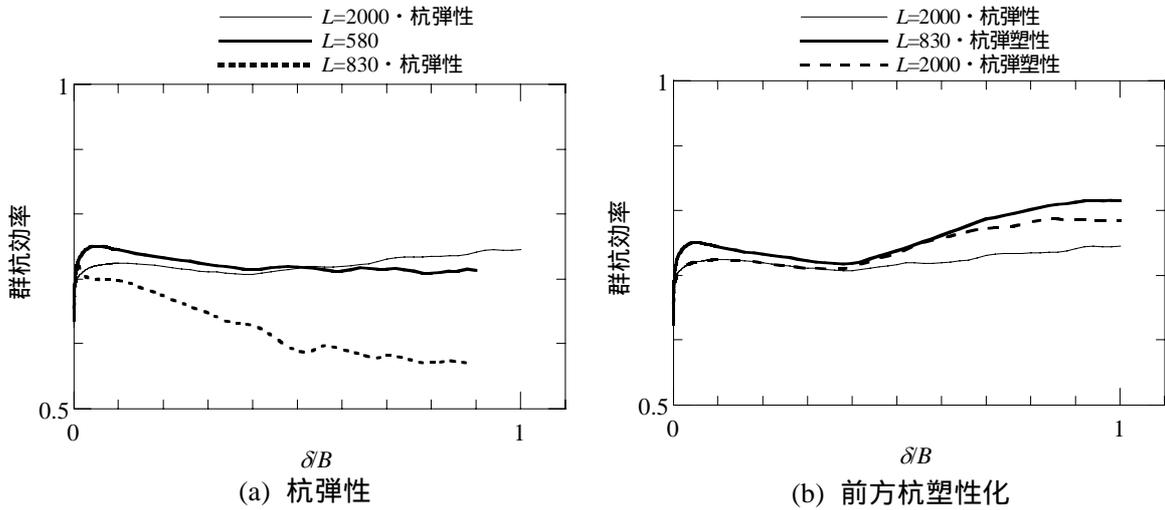


図 5.50 杭長による群杭効率の比較

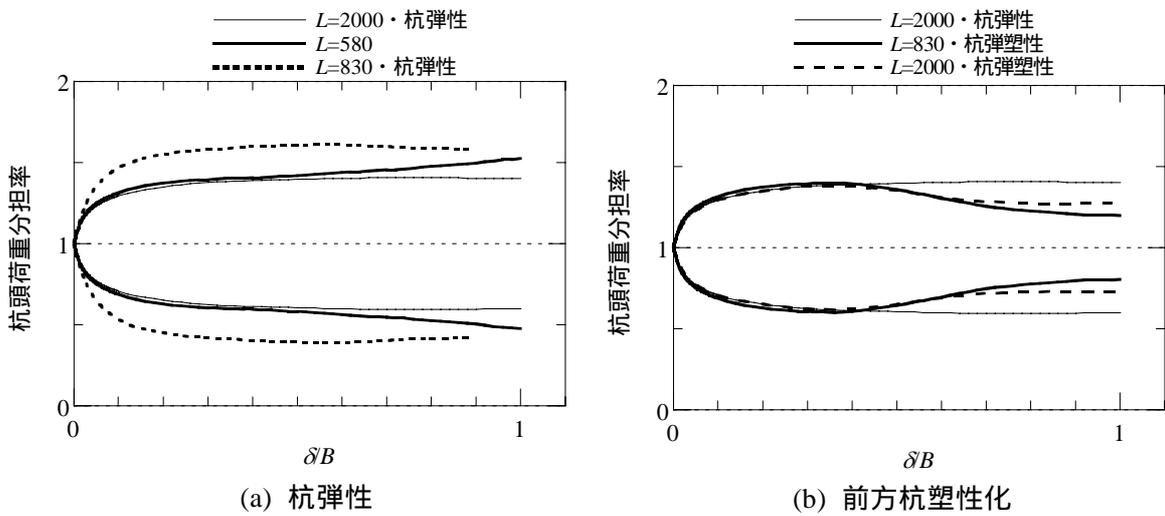


図 5.51 杭長による杭頭荷重分担率の比較

5.4 まとめ

第5章では、大振幅水平載荷実験及び第4章で構築した有限要素解析より、群杭 - 地盤系の非線形性の進展性状とこれに伴う杭頭荷重分担率の定性的傾向を分析した。その結果、杭の長さや耐力によって、群杭 - 地盤系の非線形性の進展性状が変化し、これに伴って杭頭荷重分担率も大きく変化することを明らかにした。本章で得られた知見の詳細は次の通りである。

短い杭、長い杭共に群杭効率は杭頭の塑性化によって増加する。ただし、短い杭の実験では地盤の締め固めに起因すると考えられる群杭効率の増加も見られ、この点について解析は実験を評価できていない。群杭効率に対しては単杭と群杭の地盤状態の違いを考慮する余地が残されている。

載荷振幅の増加に伴って地盤の材料非線形性の影響が現れ、杭頭荷重分担率は前方杭で増加し、後方杭で減少する。このとき、杭長が短く耐力が高い杭では、杭間の地盤に生じるすべりが杭先端まで達する。これによって、後方杭の杭頭せん断力の増加量が頭打ちになり、後方杭の杭頭荷重分担率が減少する。

杭長が長く耐力が低い杭では、載荷振幅が増加すると前方杭から後方杭の順番に杭頭が塑性化する。前方杭の杭頭が塑性化する影響を受けて、後方杭の杭頭せん断力の増加量は大きくなり、後方杭の杭頭荷重分担率は増大する。これらの傾向は杭本数が増えても同様に認められる。

第5章の参考文献

- 5.1) 齊藤英明, 田中英朗, 石田智昭, 古山田耕司, 紺谷修, 宮本裕司: 大規模発破震動を用いた液状化地盤における杭支持構造物の振動実験 - 実験方法と地盤 - 杭基礎 - 構造物の応答性状 -, 日本建築学会構造系論文集, No. 553, pp.41-48, 2002.3
- 5.2) 斎藤亮, 飯古道則, 五瀬伸吾, 易鋒: 杭基礎の水平方向大変位時の挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.1395-1408, 1993.3.
- 5.3) 青砥一浩, 富樫勝男, 尾形隆永, 佐藤立: 鋼管群杭の大変形水平載荷試験とその数値シミュレーション, 第46回地盤工学シンポジウム, pp.229-pp234, 1991.11.
- 5.4) Brown, D. A. , Morrison, C. , Reese, L. C. : Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.114, No.11, pp.1261-1276, 1988.11
- 5.5) 鈴木康嗣, 安達直人: 模型水平載荷試験による群杭の地盤反力 ~ 変位関係, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 570, pp.115-122, 2003.8
- 5.6) 足立紀尚, 木村亮, 森本輝: 水平力を受ける2本群杭の遠心模型実験と3次元FEM解析, 第28回土質工学研究発表会, pp.1789-1792, 1993.6
- 5.7) 富永晃司, 山本春行, 染川常二: 鉛直力を受ける群杭の水平挙動に関する模型実験, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 394, pp.130-140, 1988.12.
- 5.8) Dassault Systemes Simulia Corp. : Avaqus ver.6.7.1 User's Manual.
- 5.9) 富永晃司, 山肩邦男: 地盤の塑性状態を考慮した群ぐいの水平抵抗理論 - その1 塑性地盤反力について -, 日本建築学会論文報告集, No.317, pp.32-40, 1980.7.
- 5.10) 富永晃司, 山本春行, 山下泰史: 根入れ長さが杭の水平挙動性状に及ぼす影響の実験的検討, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 438, pp.127-136, 1992.8.
- 5.11) 酒向裕司, 土方勝一郎, 今村晃, 徳光亮一, 宮本裕司, 柳下文雄: 3D-FEMに基づく群杭地盤ばねの非線形特性 (その5) 単杭及び群杭の極限地盤反力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 , pp.625-626, 2007.8.

第6章 実大杭の解析による群杭 - 地盤系の非線形性の評価

6.1 概要

第5章までの検討は模型実験に基づいたものであった。重力場における模型実験では相似則の問題で実地盤に比べて地盤の拘束圧が小さいことや模型地盤物性と実地盤物性では性質がかなり異なるなどの問題が挙げられる。模型実験における相似則に関しては、井合ら^{6.1)}が重力場における相似則を提案しており、相似則を用いることで模型実験における挙動を実大に置き換えることがある程度可能である。ただし第5章で示したように、群杭の水平抵抗は杭 - 地盤系の非線形性により大きな影響を及ぼされ、特に杭・地盤の耐力が大きく関わってくると考えられる。実物における群杭の水平抵抗の定性的傾向を把握するためには杭 - 地盤系を実物に則してモデル化し、3次元有限要素法による解析で模型と実大を直接比較するのが最も効率的であろう。そこで3次元有限要素解析で実物大モデルを用いて、杭地盤系の非線形性が群杭効果に及ぼす影響について検討する。

6.2 実大実験のシミュレーション解析

6.2.1 実大水平載荷実験の概要と解析モデル

本項では間瀬ら^{6.2)}による単杭及び群杭の実大水平載荷実験の概要と前章までに基づく実大実験のシミュレーション解析モデルについて説明する。実大水平載荷実験装置の断面を図6.1に示す。実験では、試験杭周囲をG.L.0mからG.L.-0.75mまで掘削し、G.L.0.75mを実験の地表面としており、杭頭に対して変位制御により水平荷重を与えている。さらに杭頭回転拘束条件を実現するため、試験体フーチングにH鋼をPC鋼棒で固定し、H鋼を介して反力体加力面より9m離れた位置で鉛直力を加えて、杭頭回転が生じないように補正されている。表6.1に杭試験体の諸元を示す。また、実大実験に用いられた杭試験体の平面図を図6.2に示す。本節では実験で行われたケースの中から、単杭と杭中心間隔を杭径の2.5倍とした2本直列群杭について検討する。杭試験体は $\phi 318.5 \times 6.9$ の鋼管杭で、杭の根入れ長は5500mmである。杭はフーチングに400mm埋め込まれており、フーチングの下部と地盤には100mmの間隔が設けられている。表6.1中の降伏強度は、実験終了後に杭試験体より切り出した試験片の引張試験結果の平均値である。表6.2に実験が行われた地盤の物性を示す。表6.2の値は、標準貫入試験によるN値、物理試験に基づく密度 ρ_t 、せん断波速度 V_s 、圧密非排水3軸圧縮試験結果に基づく粘着力、内部摩擦角 ϕ である。また、静的載荷のためポアソン比 ν は0.3に設定されている。

本研究の手法を用いた実大実験(単杭)の解析モデルを図6.3に示す。解析モデルは図6.1と同じスケールのものである。地盤の側面の境界条件はローラ条件、地盤の底面の境界条件は完全固定としており、杭頭の回転を固定した状態で1方向に強制変位を与えた。杭-地盤間にはコンタクト条件を用いており、接触面接線方向の摩擦係数は0.5としている。

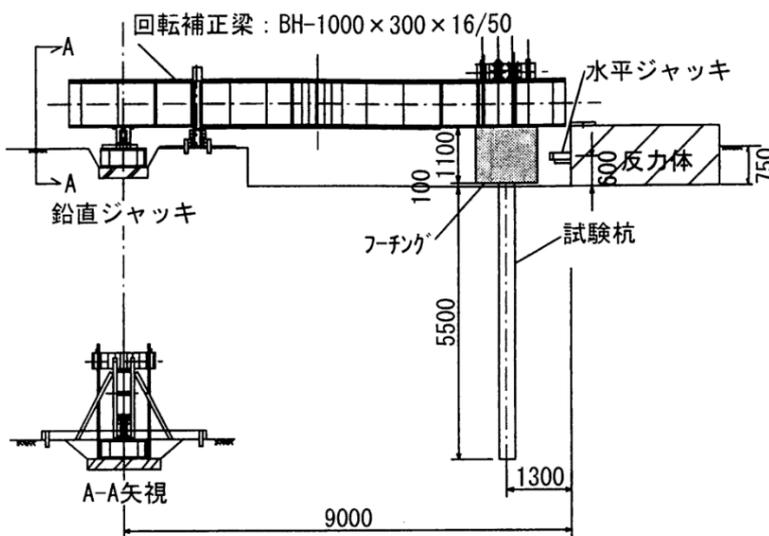


図6.1 間瀬らによる実大水平載荷実験装置の断面図

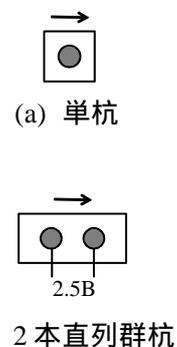


図6.2 実験ケース

表 6.1 杭試験体の諸元

杭径	板厚	杭長 (地中)	杭頭突出量	降伏応力
mm	mm	mm	mm	N/mm ²
318.5	6.9	5500	100	440

表 6.2 地盤物性

土層名	深さ	層厚	N値	ρ_t	V_s	ν	ϕ	粘着力	
	m	m		g/cm ³	m/s		°	kN/m ²	
G.L.-0.75 (試験地盤面)									
砂質シルト	-1.4	0.65	3	1.73	150	0.3	31.8	10	
	-2.25	0.85	5	1.73	150			10	
地下水位	-3	0.75	13	1.94	190		40.1		19.9
	-4.3	1.3	12	1.94	190			19.9	
細砂	-5	0.7	16	1.94	180			19.9	
	-6	1	10	1.94	180			19.9	
	-7	1	16	1.94	180			19.9	
	-8	1	13	1.94	180			19.9	
	-9	1	13	1.94	180			19.9	
	-10	1	13	1.94	180			19.9	

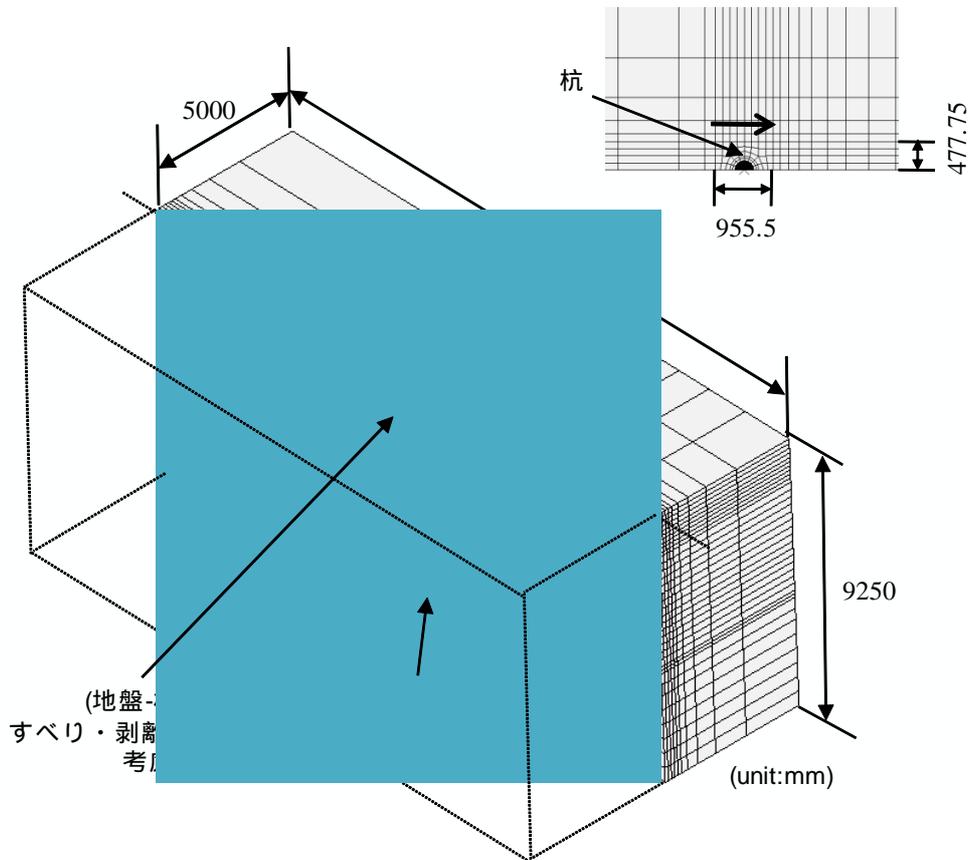


図 6.3 本研究の手法を用いた実大実験の解析モデル

6.2.2 実験結果と解析結果の比較

図6.3で示した実物スケールの解析モデルに対して、実地盤の標準貫入試験及び材料試験より得られるの物性を与えて解析を行って実大実験の結果と比較することにより、実大実験に対する本解析モデルの有効性を検討する。間瀬らは実大実験に対して3D-FEM (FLAC3D)でシミュレーション解析を行っている。特徴的なのは、地盤の構成則として下負荷面モデル、及び非硬化の降伏面と非関連流れ則を用いた完全弾塑性型のMohr-Coulombモデルを用いて、解析結果を比較していることである。間瀬らの結論として以下を挙げている。

下負荷面モデルを用いた解析結果は、変形、水平耐力とも試験結果と良い対応を示す。

微小ひずみ領域の剛性を示すPS検層結果に基づく地盤の初期剛性及び3軸圧縮試験のピーク強度より算定した粘着力と内部摩擦角を機械的にMohr-Coulombモデルに適用した場合、杭基礎の水平抵抗力が過大に評価される。

筆者の行った大振幅水平載荷実験のシミュレーション解析は、Mohr-Coulombモデルを用いることによって、杭頭荷重の低下が起こらない範囲で実験を表現することができた。このとき用いた地盤の内部摩擦角は間瀬らの行った解析のように3軸圧縮試験のピーク強度を用いたものだが、ヤング係数はピーク強度の50%時の割線剛性としている。筆者らのシミュレーション解析で設定したヤング係数は、PS検層に基づくものよりも大きなひずみ領域での値と考えられる。そこで本実大実験に対してABAQUSを用いてシミュレーション解析を行う際には、PS検層結果に基づくヤング係数は用いず、若井らが行った解析^{6.4)}のように道路橋示方書^{6.5)}に基づいて、N値より推定される $E_0=2800\text{N(N/mm}^2\text{)}$ を用い、必要に応じて E_0 を係数倍し実験値にフィッティングさせる。ただし、水面下では $E_0=1400\text{N(N/mm}^2\text{)}$ を用いる。

まず、単杭について、地盤のヤング係数として E_0 を与えた場合と $3E_0$ を与えた場合の解析結果を実験結果と比較する。それぞれの解析結果より得られる杭頭変位 $0.032B$ (約 10mm)における杭頭モーメントと杭頭せん断力を用いてChangの解より βL を逆算したところ、それぞれ約 2.65 、 3.04 となった。 $\beta L > 2.25$ を満たしているので、本ケースにおける杭はいずれも長い杭に相当する。杭頭せん断力 - 杭頭変位関係と曲げモーメント分布をそれぞれ図6.4、5に示す。図6.4に示すように、地盤のヤング係数として $3E_0$ を与えた時、杭頭変位が大きくなるにつれて解析結果は実験結果より杭頭せん断力を示すようになるが、杭頭変位約 $0.5B$ まで誤差3割以内で解析結果は実験結果を評価できている。さらに図6.5に示すように、地盤のヤング係数として $3E_0$ を与えた時、解析結果は実験結果と良い対応を示していることが分かる。

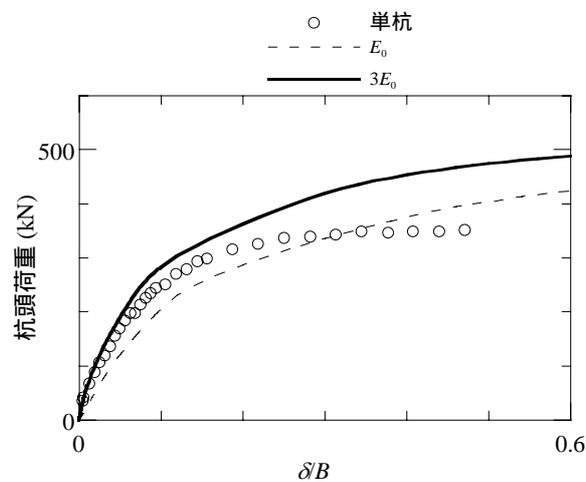
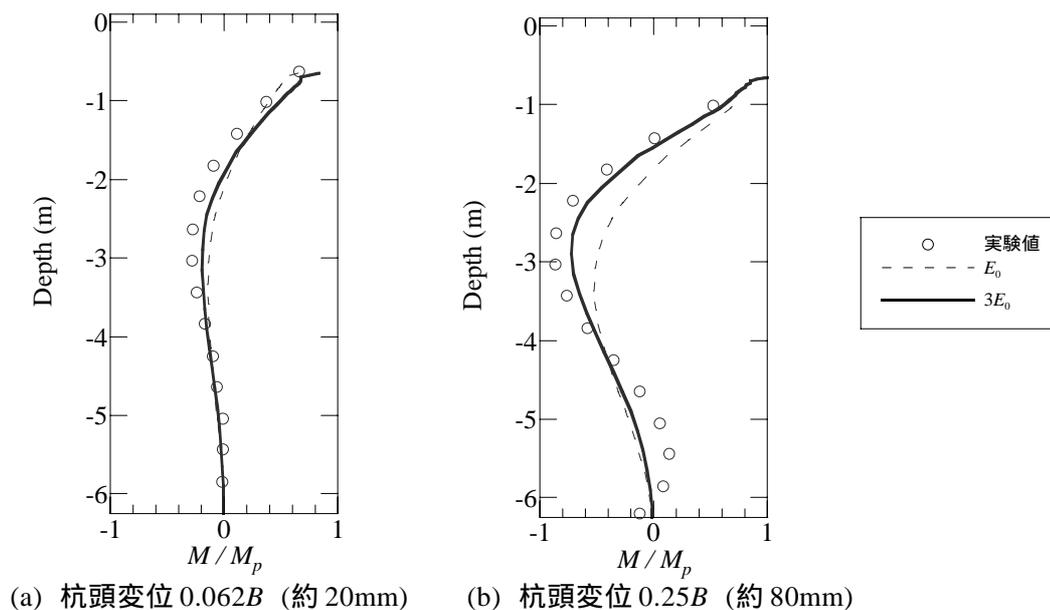


図6.4 地盤物性による単杭の杭頭荷重の比較



(a) 杭頭変位 $0.062B$ (約 20mm) (b) 杭頭変位 $0.25B$ (約 80mm)

図6.5 地盤物性による単杭の曲げモーメント分布の比較

次に、2本直列群杭について検討する。地盤のヤング係数として $3E_0$ を与えた場合の解析結果として杭頭せん断力 - 杭頭変位関係と曲げモーメント分布を群杭の実大実験結果と併せて図6.6、7に示す。解析結果と実験結果を比較したところ、後方杭の杭頭せん断力を小さめに評価するものの、解析結果と実験結果の杭頭せん断力 - 杭頭変位関係、及び曲げモーメント分布は概ね良い対応を示した。以上より、第4章で示した解析モデルに実地盤物性を用いることにより、杭頭せん断力、杭の曲げモーメント分布に関して解析結果が実大実験結果を概ね評価可能である。

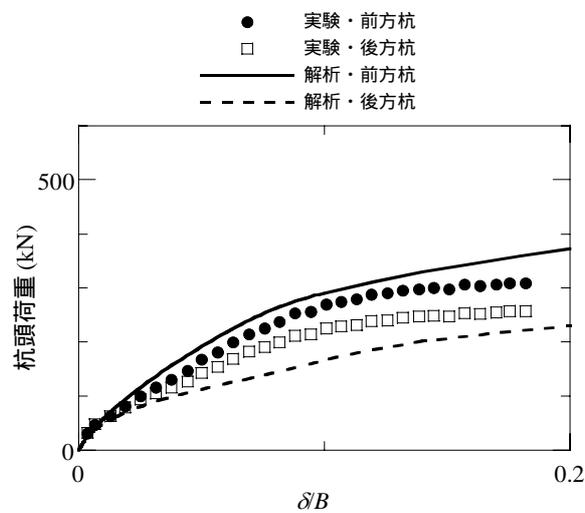
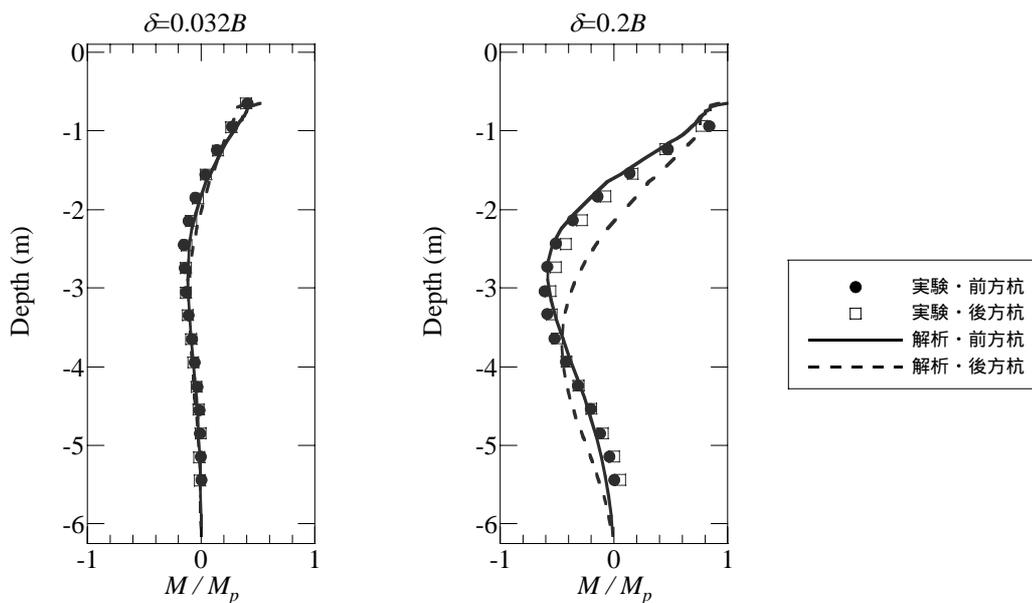


図6.6 2本直列群杭の杭頭せん断力についての実験と解析の比較



(a) 杭頭変位 $0.032B$ (約 10mm) (b) 杭頭変位 $0.2B$ (約 64mm)

図6.7 2本直列群杭の曲げモーメント分布についての実験と解析の比較

6.3 実大杭の解析による群杭効果の検討

本節では第5章までで検討した、杭中心間隔が3倍の4本方形群杭に対して、杭のスケールの影響、実地盤の影響が群杭効果に及ぼす影響について分析する。検討対象は図6.8に示す、単杭と4本群杭である。

6.3.1 杭のスケールと群杭効果

本項で検討する解析ケースを表6.3に示す。図6.3で示した実大の解析モデルに対して、第4章表4.1で示した模型の解析モデルに用いた地盤物性を与えた解析を行い、杭の大きさの違いが群杭効果の振幅依存性に及ぼす影響を検討する。ここでは実大の解析に模型地盤物性を与えた単杭の解析を1P-Fs、4本群杭を4P-Fsと記す。4本群杭の杭中心間距離は杭径の3倍としている。1P-Fsの解析結果より得られる杭頭変位 $0.032B$ (約10mm)における杭頭モーメントと杭頭せん断力を用いてChangの解^{6.3)}より βL を逆算したところ、約2.27となった。 $\beta L > 2.25$ を満たしているので、本ケースにおける杭は長い杭に相当する。よって本項では、単杭1P-Fsと杭中心間隔を杭径3倍に設定した4本群杭4P-Fsの解析結果を長い杭に相当する模型実験1P-S、4P-Sのシミュレーション解析の結果と比較する。

図6.13に杭頭変位 $0.1B$ 時の実大の解析1P-Fs、4P-Fsと模型の解析1P-S、4P-Sそれぞれの曲げモーメント分布を示す。実大の解析、模型の解析共に、曲げモーメント分布は地盤内に反曲点を持っており、長い杭に特有の分布形状となっている。群杭の前方杭、後方杭それぞれの曲げモーメントを比較すると、実大の解析に比べて模型スケール解析の方が群杭の前方杭と後方杭の曲げモーメントの差が大きく、さらに群杭の前方杭は単杭の曲げモーメントとほぼ一致している。実大の解析において、群杭の前方杭と後方杭の曲げモーメント分布の差が小さく、単杭と群杭の前方杭の曲げモーメント分布が離れている傾向は、第5章5.3.4項で示した中の地盤の塑性化を許さない場合における単杭及び群杭のモーメント分布に近く、実大ので模型地盤物性をを用いた場合、地盤の非線形性の現れ方が鈍い。これは実大に対して模型地盤を与えたために、地盤の変形係数をかなり低く評価したことが原因と考えられる。

図6.14に実大の解析1P-Fs、4P-Fsと模型の解析1P-S、4P-Sそれぞれの杭頭モーメント-杭頭変位関係を示す。実大の解析、模型の解析共に、杭頭変位が大きくなると各杭の杭

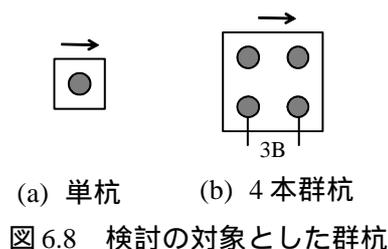


表6.3 解析ケース

解析ケース	杭本数	杭径	地盤条件	変形係数
1P-S	1	21.7	模型地盤物性	4.19 (N/mm ²)
4P-S	4			
1P-Fs	1	318.5		
4P-Fs	4			

頭は塑性化する。このとき、塑性化する順番は単杭、前方杭、後方杭の順である。さらに、実大の解析の各杭の杭頭が塑性化する杭頭変位は模型の解析よりも小さい。

図 6.15 に実大の解析 1P-Fs、4P-Fs と模型の解析 1P-S、4P-S それぞれの杭頭せん断力 - 杭頭変位関係を示す。実大の解析、模型の解析共に、杭頭変位が大きくなると前方杭と後方杭の杭頭せん断力に差が生じる。

図 6.16 に実大の解析 1P-Fs、4P-Fs と模型の解析 1P-S、4P-S それぞれの群杭効率及び杭頭荷重分担率と杭頭変位の関係を示す。第 5 章で示したように、模型の解析では微小な杭頭変位では地盤の非線形性が徐々に現れる影響で群杭効率は増加する。その後、地盤の非線形性が大きく現れると群杭効率は減少するが、杭頭の塑性化が生じると微増する。実大の解析でも同様の傾向が見られるが、前述したように実大の解析では地盤の変形係数が小さいために地盤の非線形性の現れ方が鈍く、さらに杭頭の塑性化が早いため、群杭効率は減少することなく、杭頭の塑性化の影響で微増する。実大の解析において模型の解析より地盤の非線形性の現れ方が鈍いことは杭頭荷重分担率にも現れており、実大の解析における前方杭の杭頭荷重分担率の増加率は模型の解析よりも小さい。

以上のように、模型地盤物性を用いた実大の解析結果と模型の解析結果を比較すると、杭 - 地盤系の非線形性の影響度は異なるが、杭のスケールが異なっても杭の水平抵抗力の定性的傾向はほぼ同じである。

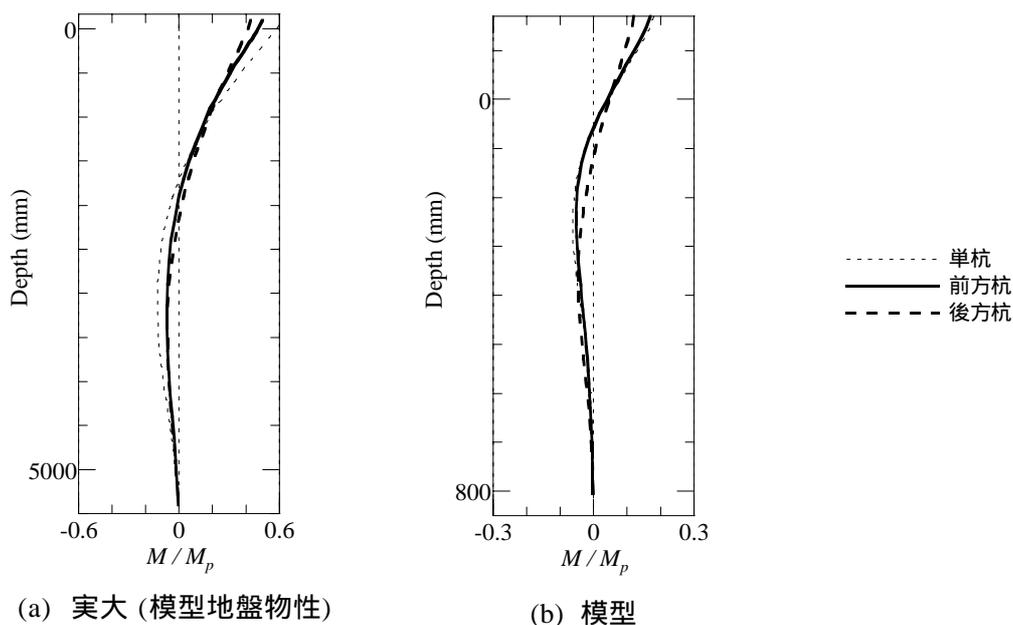


図 6.9 杭のスケールによる曲げモーメント分布の比較 ($\delta=0.3B$)

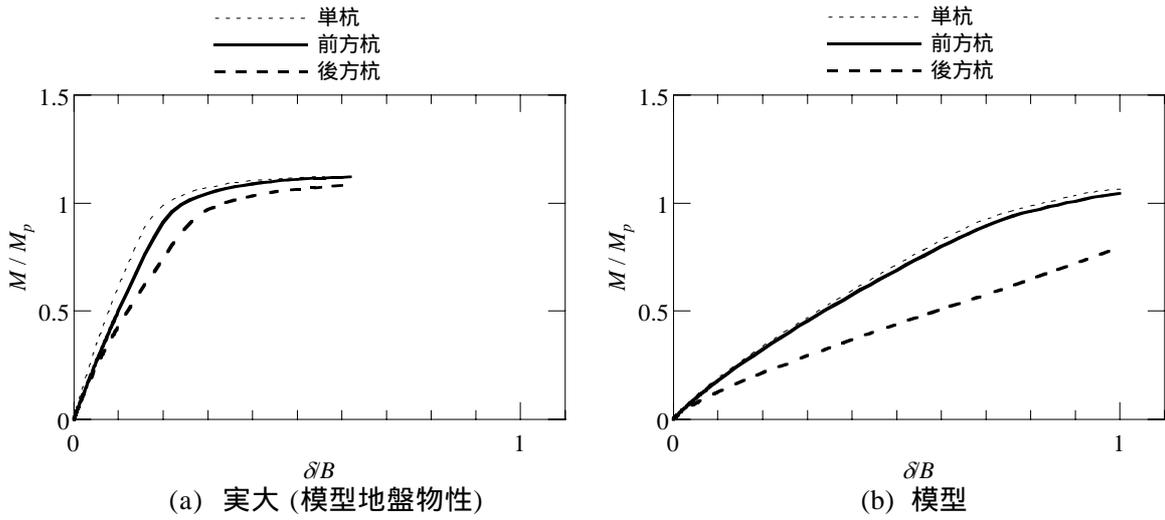


図 6.10 杭のスケールによる杭頭モーメントの比較

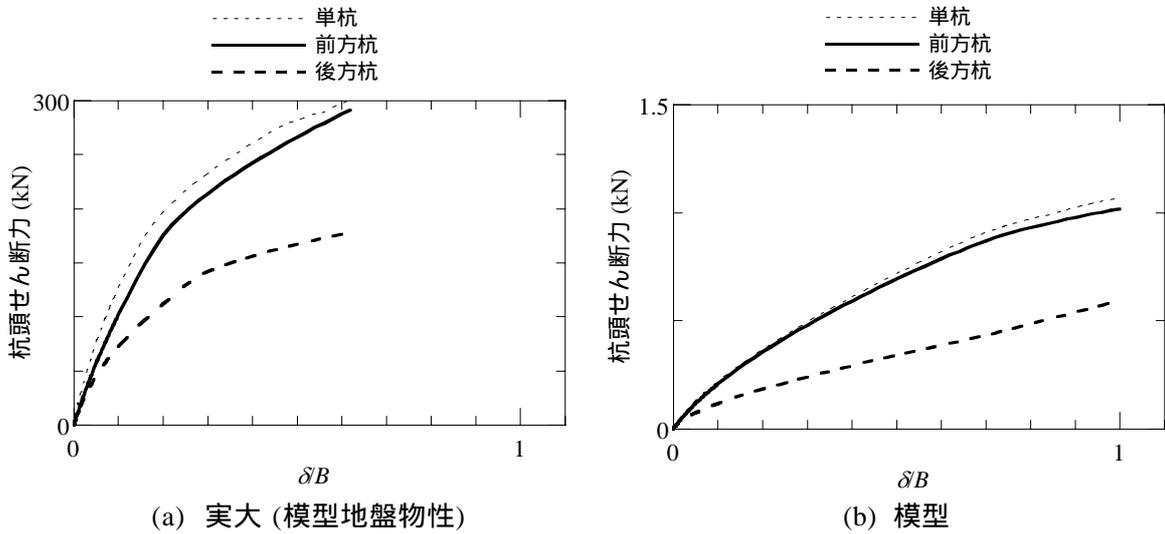


図 6.11 杭のスケールによる杭頭せん断力の比較

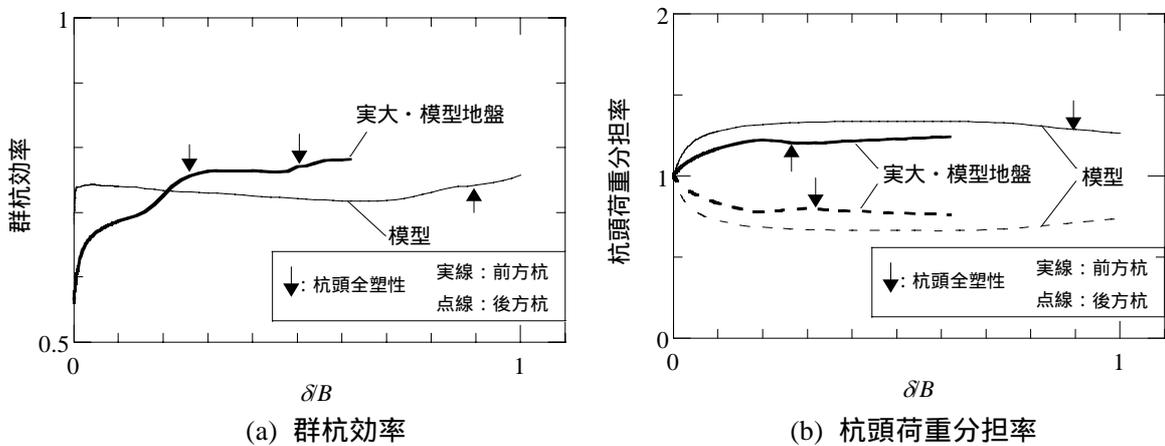


図 6.12 杭のスケールによる杭頭荷重分担率と群杭効率の比較

6.3.2 模型と実物の地盤物性の違いと群杭効果

6.3.1項で示した地盤物性を地盤モデルに対して与えたことにより、解析結果が実験結果を概ね評価できたことを踏まえて、実物スケールの解析モデルに模型地盤物性と実地盤物性のそれぞれを与えた場合に杭の水平抵抗がどのような影響を受けるのかについて検討する。表6.4に本項で検討する解析ケースを示す。ここでは実物スケールの解析モデルに模型地盤物性を与えた単杭の解析を1P-Fs、4本群杭を4P-Fsと記し、実物スケールの解析モデルに実地盤物性を与えた単杭の解析を1P-F、4本群杭を4P-Fと記す。模型地盤物性におけるヤング係数は6.3.1項で検討した実地盤物性におけるヤング係数 $3E_0$ の約1/17にあたる。

図6.13に杭頭変位0.05B時の実地盤物性による解析1P-F、4P-Fと模型地盤物性による解析1P-Fs、4P-Fsそれぞれの曲げモーメント分布を示す。実地盤物性、模型地盤物性共に、曲げモーメント分布は地盤内に反曲点を持っており、長い杭に特有の分布形状となっている。実地盤物性による曲げモーメント分布は模型地盤物性よりも大きい。さらに実地盤物性による解析では群杭の前方杭と後方杭の曲げモーメントの差が大きく、さらに群杭の前方杭は単杭の曲げモーメントとほぼ一致しており、模型地盤物性による解析より地盤の非線形性がよく現れていることが分かる。この原因は実地盤のヤング係数の方が模型地盤より大きいことによると考えられる。

図6.14に実地盤物性による解析と模型地盤物性による解析それぞれの杭頭モーメント - 杭頭変位関係を示す。杭頭変位が大きくなると各杭の杭頭は塑性化し、塑性化する順番は単杭、前方杭、後方杭の順で、地盤物性が異なってもこれらの傾向は共通している。各杭の塑性化する杭頭変位は実地盤物性による解析の方が模型地盤物性による解析より小さい。この原因は前述したように、実地盤のヤング係数の方が模型地盤より大きいことによると考えられる。

図6.15に実地盤物性による解析と模型地盤物性による解析それぞれの杭頭せん断力 - 杭頭変位関係を示す。実地盤のヤング係数の方が模型地盤より大きいことにより、実地盤物性による解析の杭頭せん断力の方が模型地盤物性による解析より大きくなっている。杭頭変位が増加すると前方杭と後方杭の杭頭せん断力に差が生じる傾向は両者共通して認められる。

図6.16に実地盤物性による解析と模型地盤物性による解析それぞれの群杭効率及び杭頭荷重分担率と杭頭変位の関係を示す。異なる地盤物性の解析による群杭効率は異なる値を示すものの、杭頭変位に対する定性的傾向は共通している。また、杭頭変位の増加に伴う各杭の杭頭荷重分担率の変化はいずれの解析でも共通の傾向を認めることができる。ただし、実地盤物性による解析の方が模型地盤物性による解析よりも前方杭の杭頭荷重分担率の増加量は大きく、後方杭の杭頭荷重分担率の増加量は小さい。

実物スケールによる群杭の解析において、模型の地盤物性を用いた場合と実地盤の地盤物性を用いた場合とを比較すると、実地盤物性を用いた場合の方が模型地盤物性を用いた場合よりも杭頭の塑性化が早期に生じ、前方杭と後方杭の杭頭せん断力の差が大きく現れた。このように杭の水平抵抗に対する杭 - 地盤系の非線形性の影響度は異なるが、杭頭変位に対する群杭効果の変化には共通の定性的傾向が認められた。

表 6.4 解析ケース

解析ケース	杭本数	杭径	地盤条件	変形係数
1P-Fs	1	318.5	模型地盤物性	4.19 (N/mm ²)
4P-Fs	4			
1P-F	1		実地盤物性	約70 (N/mm ²)
4P-F	4			

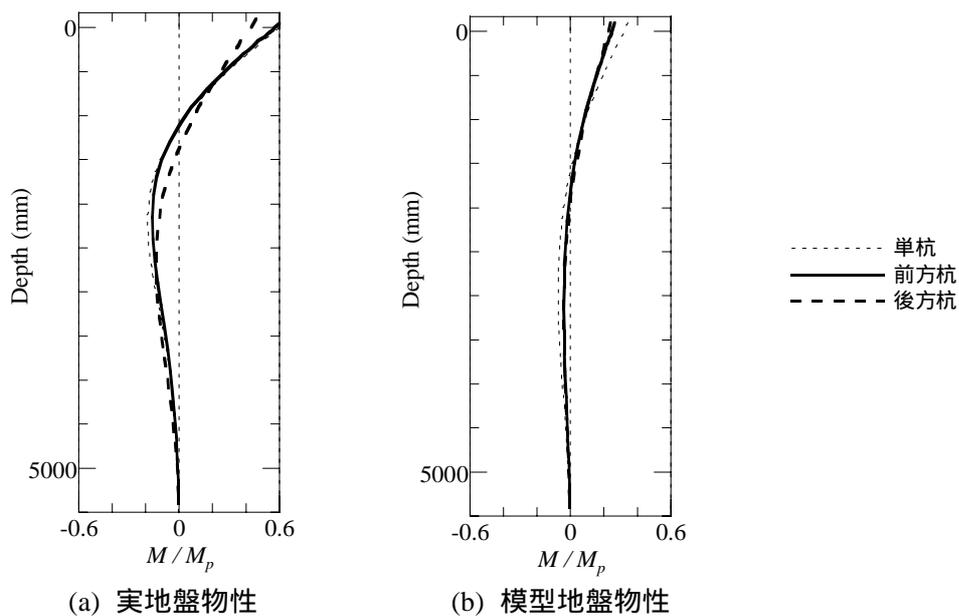


図 6.13 地盤物性による曲げモーメント分布の比較 ($\delta=0.05B$)

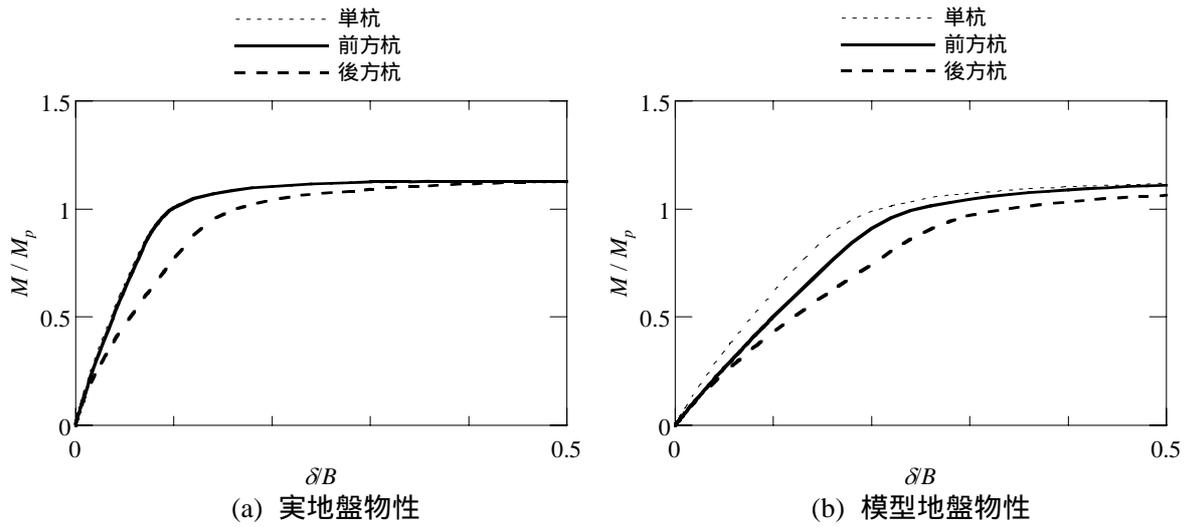


図 6.14 地盤物性による杭頭モーメントの比較

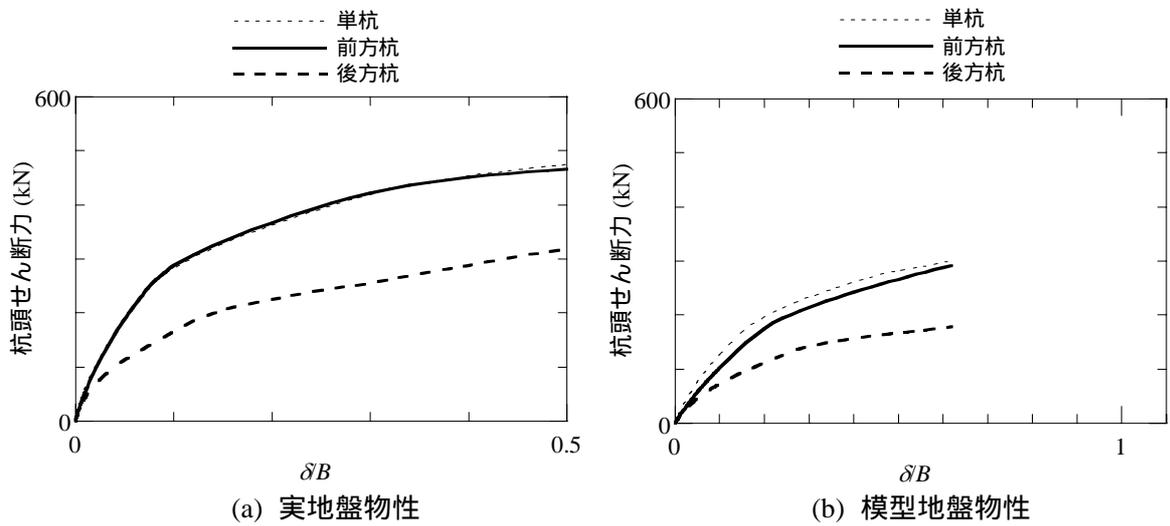


図 6.15 地盤物性による杭頭せん断力の比較

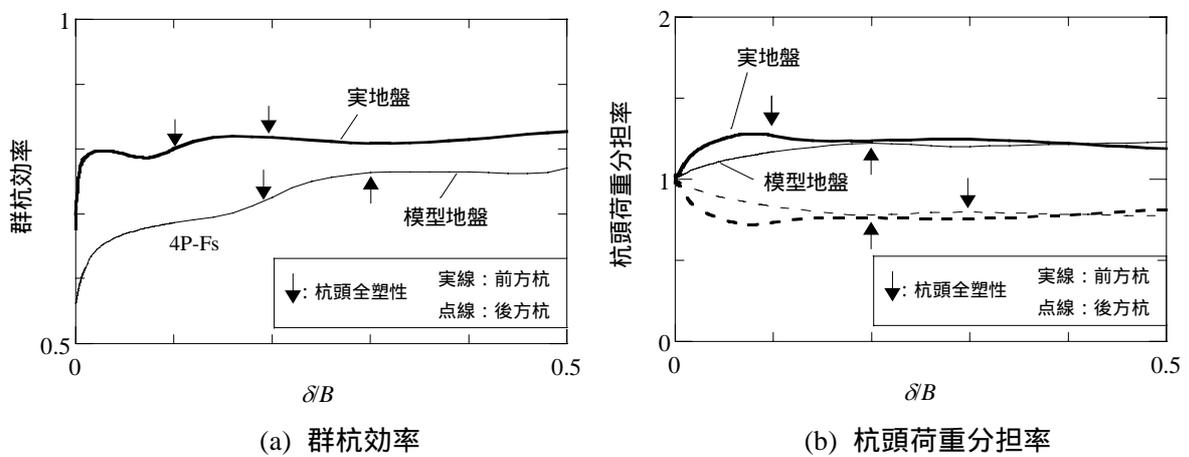


図 6.16 地盤物性による群杭効率・杭頭荷重分担率・規準等価距離の比較

6.3.3 杭長と群杭効果

本項では、第5章5.3.5項で検討した、杭長が群杭効果に及ぼす影響について、実大・実地盤の解析により検討する。検討の対象とした杭基礎は図6.17に示すように単杭と4本群杭である。表6.3に解析ケースを示す。実大実験で用いられた鋼管杭の $L=5500\text{mm}$ を基準とし、それより短い杭の $L=2000\text{mm}$ 、 $L=1600\text{mm}$ の3ケースについて検討する。杭頭突出量は全て 100mm としている。

図6.17に杭長による曲げモーメント分布の比較を前方杭、後方杭別に示す。前方杭、後方杭共に、 $L=1600\text{mm}$ 、 $L=2000\text{mm}$ の曲げモーメントは短い杭特有の直線的な分布、 $L=5500\text{mm}$ の曲げモーメントは反曲点を持つ長い杭特有の分布となっている。

表 6.5 解析ケース

解析ケース	杭長	杭本数	杭の条件
$L=5000$ ・杭弾塑性	5000	1、4本	弾塑性
$L=2000$ ・杭弾塑性	2000		弾塑性
$L=1600$ ・杭弾塑性	1600		弾塑性

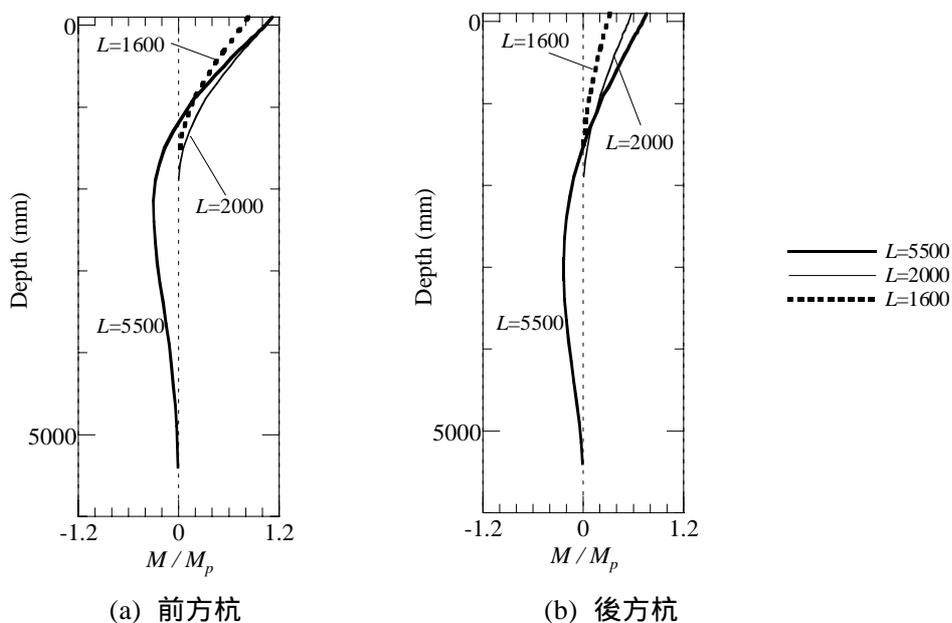


図 6.17 杭長による群杭中各杭の曲げモーメント分布の比較 ($\delta=0.1B$)

図 6.18 に杭長による杭頭モーメントの比較を前方杭、後方杭別に示す。杭頭変位の増加に伴って杭頭モーメントは各杭共に増加した。このとき、前方杭では全てのケースにおいて杭頭が塑性化した。L=2000mm と L=5500mm の前方杭の杭頭モーメントはほぼ一致しており、それぞれの前方杭が塑性化した変位は L=5500mm と L=2000mm で杭頭変位約 0.1B である。また L=1600mm の前方杭の杭頭が塑性化した杭頭変位は約 0.2B である。一方、後方杭では L=5500mm と L=2000mm の杭頭が塑性化した。後方杭が塑性化した変位は L=5500mm で杭頭変位約 0.15B、L=2000mm で杭頭変位 0.25B である。L=1600mm の後方杭の杭頭モーメントは全塑性モーメントに達しなかった。すべてのケースにおいて、前方杭の杭頭が塑性化した後、後方杭の杭頭モーメントの増加量が上昇する傾向が認められる。

図 6.19 に杭長による杭頭せん断力の比較を前方杭、後方杭別に示す。杭頭変位に対する杭頭せん断力の傾向は杭頭モーメントとほぼ同じであった。

図 6.20 に杭長による杭頭荷重分担率と群杭効率の比較を示す。杭頭変位が小さい範囲では杭長が異なっても、前方杭と後方杭の杭頭荷重分担率は 1 から離れる。このとき L=1600mm、L=2000mm では、まず後方杭の杭頭せん断力の増加量が低下するため、L=5500mm よりも後方杭の杭頭荷重分担率が小さくなる。ただしいずれのケースでも杭頭変位が増加すると前方杭の杭頭が塑性化するため、それ以降の杭頭変位において杭頭荷重分担率は杭頭の塑性化の影響を受け、前方杭、後方杭の杭頭荷重分担率は 1 に近づく。群杭効率は前方杭の杭頭の塑性化による影響を受け、杭頭塑性化度の杭頭変位で群杭効率は増加する。このように、実大でも模型スケールで見られたものと同様に、杭長によって杭 - 地盤系の非線形状態が変化し、杭頭荷重分担率、群杭効率には実大と模型で同じ定性的傾向が認められる。

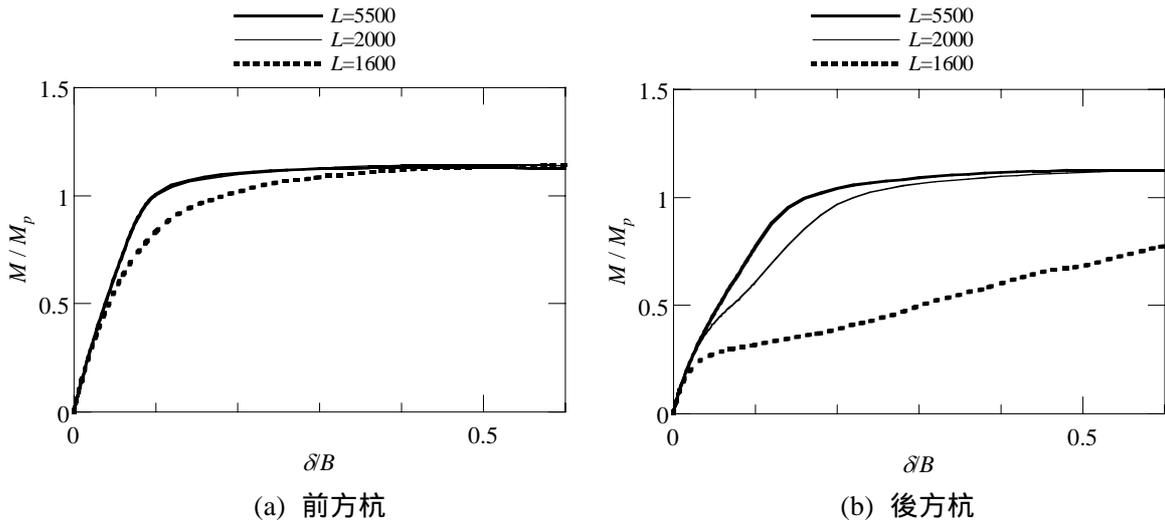


図6.18 杭長による群杭中各杭の杭頭モーメント分布の比較

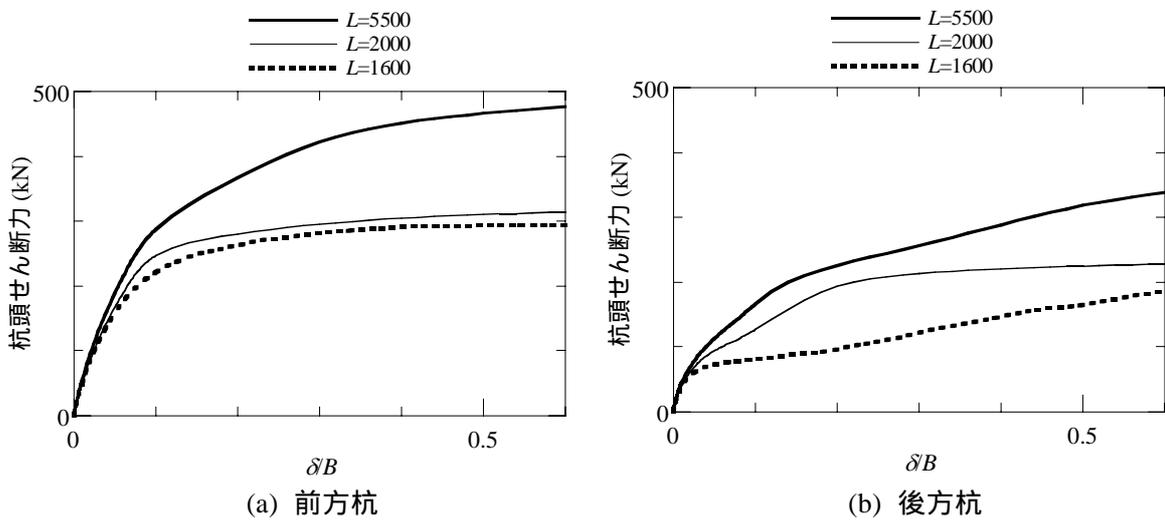


図6.19 杭長による群杭中各杭の杭頭せん断力の比較

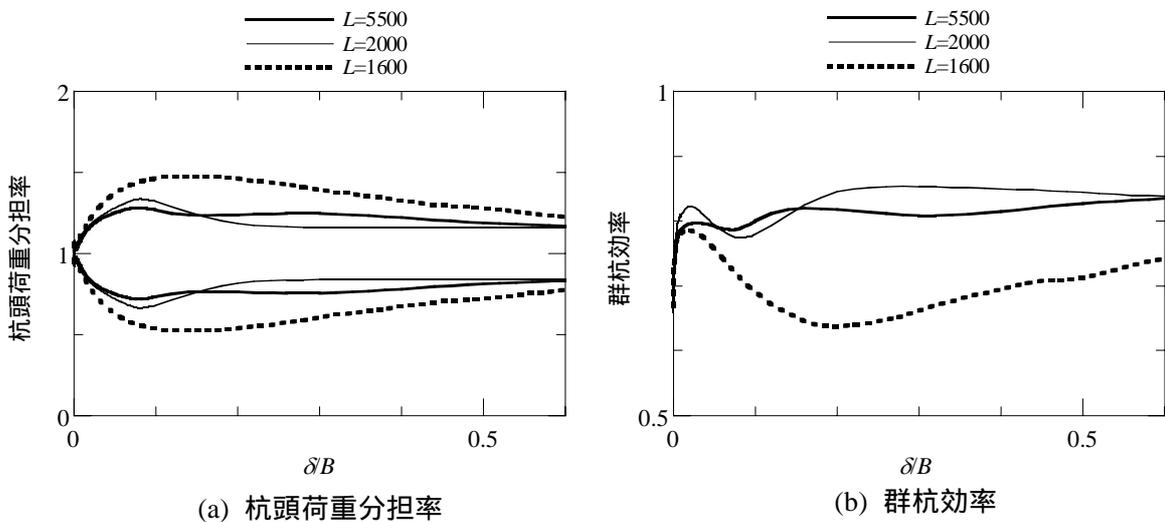


図6.20 杭長による群杭中各杭の群杭効率と杭頭荷重分担率の比較

6.3.4 モデルによる群杭効果の比較

杭応力は一般的に図 6.21 に示す梁ばねモデルにより評価される。基礎構造設計指針の推奨法では杭、地盤に非線形性を考慮し、繰返し計算によって杭応力を算定する。群杭は各杭を個別にモデル化し、前方杭と後方杭それぞれに異なる地盤ばねを取り付けることによって算定するとしている。本項では有限要素モデルと基礎構造設計指針の推奨法による梁ばねモデルのそれぞれを用いて群杭の杭応力を評価し、それぞれのモデルで考慮されている杭 - 地盤系の非線形性が群杭効果に及ぼす影響を比較する。本項では6.3.3項で検討した中で $L=1600\text{mm}$ 、 $L=5500\text{mm}$ で杭の材料条件を弾性、弾塑性とした合計4つのケースについて検討する。

梁ばねモデルに取り付ける地盤ばねは図 6.22 に示すバイリニアとする。このとき、地盤ばねの剛性は、基礎構造設計指針の方法と同様に前方杭と後方杭で同じとし、杭頭変位 $0.01B$ での杭頭せん断力が杭・地盤共に弾性と仮定した梁ばねモデルの解析と杭弾性・地盤弾塑性の有限要素モデルの解析で一致するように補正係数を掛けたものとする。一方、後方杭に取り付ける地盤ばねの耐力は前方杭のものに低減係数を掛けたものとし、前方杭の地盤ばねの耐力は杭頭変位 $0.4B$ での杭頭せん断力が杭のみ弾性と仮定した梁ばねモデルの解析と杭弾性・地盤弾塑性の有限要素モデルの解析で一致するように補正係数を掛けたものとする。後方杭の地盤ばねに対する低減係数も同様の方法で算出する。以下に地盤ばねの非線形評価式を示す。

$$K_a = a_k \cdot k_{h0} \cdot B \cdot l' \quad (6.1)$$

$$k_{h0} = (\alpha \cdot E_0 \cdot \bar{B}^{-3/4}) \quad (6.2)$$

$$E_0 = 700 \cdot N \quad (6.3)$$

$$P_{leading} = (3 \cdot K_p \cdot \sigma_0 \cdot B) \cdot a_p \cdot l' \quad (6.4)$$

$$P_{trailing} = \mu \cdot P_{leading} \quad (6.5)$$

K_a : 地盤ばねの剛性 (kN/m)、 l' : 地盤ばねの支配長さ (m)

$P_{leading}$: 前方杭地盤ばねの耐力 (kN)、 $P_{trailing}$: 後方杭地盤ばねの耐力 (kN)

k_{h0} : 基礎構造設計指針による単杭の基準水平地盤反力係数 (kN/m³)、

E_0 : 変形係数 (kN/m²)、 α : 砂地盤...80 (m⁻¹)、 N : N 値

B : 杭径 (m)、 \bar{B} : 無次元化杭径 (杭径を cm で表した無次元数値)

K_p : 受働土圧係数、 σ_0 : 有効拘束圧 (kN/m²)

a_k : 地盤ばねの剛性の補正係数、 a_p : 前方杭地盤ばねの耐力の補正係数

μ : 後方杭地盤ばねの耐力に関する低減係数

図 6.22 に杭弾性条件でのモデルによる杭頭せん断力の比較を示す。梁ばねモデルによる結果を有限要素モデルによる結果に一致させるための補正係数及び低減係数は、 $L=5500\text{mm}$ の場合 $a_k=2.4$ 、 $a_p=2.13$ 、 $\mu=0.27$ 、 $L=1600\text{mm}$ の場合 $a_k=2.6$ 、 $a_p=3.21$ 、 $\mu=0.29$ であった。杭長によらず、杭頭せん断力を一致させた杭頭変位 $0.4B$ まででは、梁ばねモデルの方が有限要素モデルよりも杭頭せん断力を大きめに評価することが分かる。

図 6.23 に図 6.22 の状態から杭の塑性化を許す条件に変えた場合における、モデルによる杭頭せん断力の比較を示す。 $L=5500\text{mm}$ の場合は前方杭、後方杭共に、 $L=1600\text{mm}$ の場合は前方杭が塑性化し、杭頭せん断力は杭弾性条件の場合より低下した。 $L=1600\text{mm}$ の後方杭については、有限要素モデルでは前方杭の塑性化の影響を受けて杭頭せん断力が増加したが、梁ばねモデルでは増加しなかった。この理由は、梁ばねモデルは各杭の地盤ばねを独立したものとして考えるために前方杭の塑性化の影響が後方杭に及ばないが、有限要素解析は地盤を介して前方杭の塑性化が後方杭に及ぼす影響を考慮できることによる。

図 6.24 に図 6.23 から算出できる杭頭荷重分担率を示す。 $L=1600\text{mm}$ の場合、梁ばねモデルでは前方杭の塑性化の影響を後方杭に対して考慮できないため、有限要素モデルのように、前方杭の塑性化後に前方杭と後方杭の杭頭荷重分担率が 1 に近づく挙動を評価できない。この場合、前方杭が塑性化した後の後方杭の杭頭荷重分担率は有限要素モデルでは梁ばねモデルよりも杭頭変位 $0.4B$ で約 35% 大きく評価される。

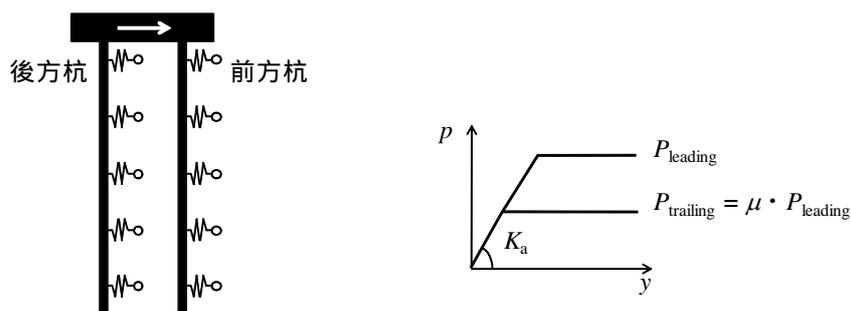
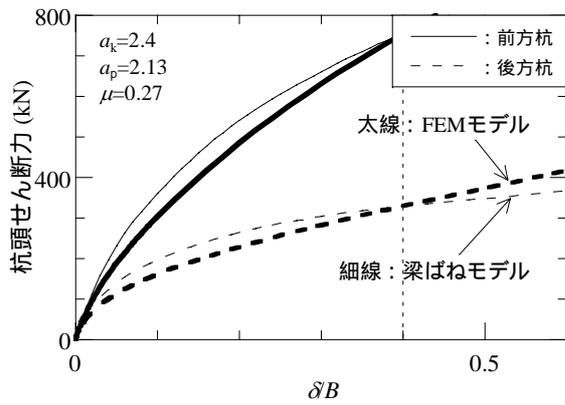
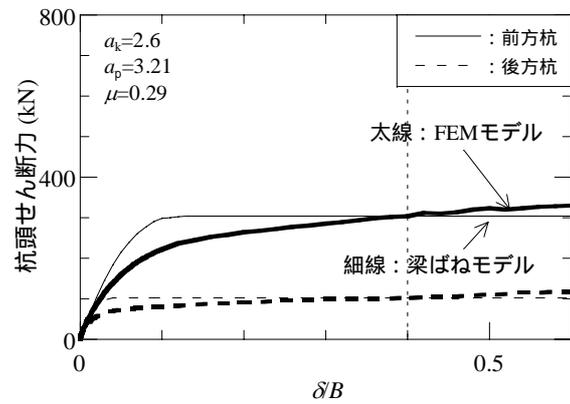


図 6.21 基礎構造設計指針による梁ばねモデル

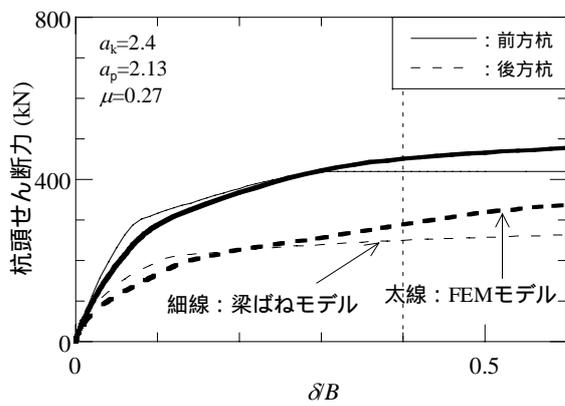


(a) $L=5500\text{mm}$

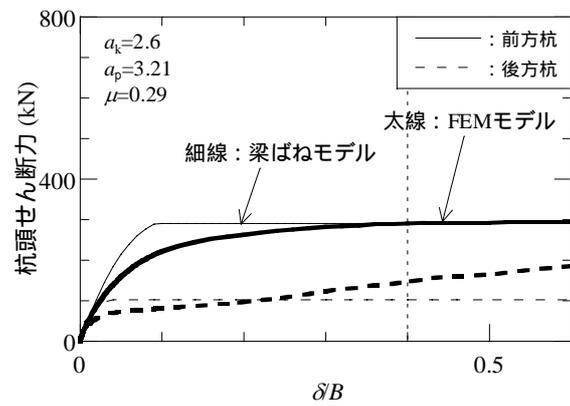


(b) $L=1600\text{mm}$

図6.22 杭弾性条件でのモデルによる杭頭せん断力の比較

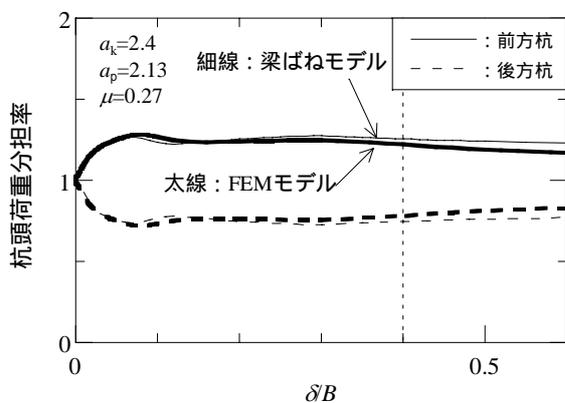


(a) $L=5500\text{mm}$

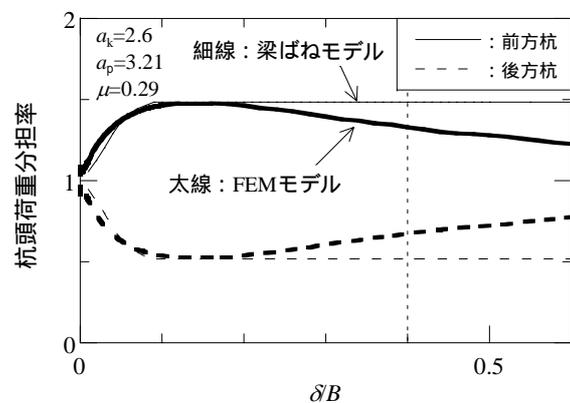


(b) $L=1600\text{mm}$

図6.23 杭弾塑性条件でのモデルによるの杭頭せん断力の比較



(a) $L=5500\text{mm}$



(b) $L=1600\text{mm}$

図6.24 杭弾塑性条件でのモデルによるの杭頭荷重分担率の比較

6.4 まとめ

第6章では既往の実大実験を参照した有限要素解析より、第5章で認められた群杭 - 地盤系の非線形性の進展性状が杭頭荷重分担率に及ぼす影響を数値的に評価した。本章で得られた知見は次の通りである。

第4章で構築した解析モデルを実大実験に適用した。その結果、実大、実地盤物性を用いた解析モデルにより、杭頭せん断力、杭の曲げモーメント分布に関して解析結果が実大実験結果を評価可能である。

有限要素モデルのように杭間の地盤を介して前方 - 後方杭間の相互作用を考慮できるモデル化をすることによって、前方杭が塑性化した後の後方杭の杭頭荷重分担率は短い杭の場合で30%以上大きく評価される。

第6章の参考文献

- 6.1) 井合進 : Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, Soil and foundations, Vol.29, No.1, pp.105-118, 1989.5.
- 6.2) 間瀬辰也, 橋口公一, 中井正一, 土方勝一郎, 杉山達也, 柳下文雄 : 下負荷面モデルを用いた単杭の水平拳動の3次元弾塑性解析, 日本建築学会構造系論文集, No.626, pp.575-582, 2008.4.
- 6.3) Y.L.Chang : Discussion on " Lateral Pile-Loading Test "by Feagin, Trans., ASCE, pp.272-278, 1937.
- 6.4) Akihiko Wakai, Shingo Gose and Keizo Ugai : 3-D elasto-plastic finite element analyses of pile foundations subjected to lateral loading, Soil and foundations, Vol.39, No.1, pp.97-111, 1999.2.
- 6.5) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 下部構造編, 1996.

第7章 結語

7.1 結論

近年、活断層破壊に起因する内陸直下地震が頻発しているが、これらの震源域では、一般的に用いられる設計用地震荷重を遙かに上回る強震動が観測されている。このような地震動が構造物に作用する場合、構造物を支える杭 - 地盤系は強非線形挙動を呈することが指摘されており、杭基礎を合理的に設計するためには、この杭 - 地盤系の強非線形挙動を考慮することが必要不可欠である。しかし、耐震設計で考慮される変位領域を越す変位を受ける杭の水平抵抗特性に関わる実情報が極めて限られていることから、杭 - 地盤系の強非線形性は十分に解明されていない。このような事情を踏まえ、本研究では建物が大地震を被った場合に現れる杭 - 地盤系の強非線形性が杭の水平抵抗に及ぼす影響を解明すると共に、設計で考慮されているよりはるかに大きな杭頭変位まで、建物慣性力に対する杭の耐震性能を評価することを目的として掲げた。そのために乾燥砂地盤に設置した群杭の大振幅水平載荷実験を実施し、3次元有限要素解析を用いて分析することにより、現行の設計で考慮されている変位をはるかに越す変位を受ける杭の耐震性能を実験的・解析的に検証した。以下に各章で得られた知見を示す。

第2章では、大振幅水平載荷実験において杭頭荷重 - 杭頭変位関係の非線形性の進展性状について検討した。その結果、既往の実験では確認されていない、杭頭荷重 - 杭頭変位関係に現れる強非線形性を確認した。本章で得られた知見の詳細は次の通りである。

杭本数、杭形状によらず、平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係の履歴形状は載荷初期から紡錘形を示し、非線形性が確認できる。

載荷振幅が増加すると前方杭から後方杭の順番に杭頭が塑性化し、平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係の接線剛性が低下する。

短い杭で構成される群杭では載荷振幅1.0Bを超えると履歴形状が変化し、平均杭頭荷重は最大値に至った後、徐々に低下して一定値に収束する。

平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係の割線剛性は、杭本数や杭形状によって差があるが、載荷振幅の増加に伴う割線剛性の減少とともに、実験間の差も減少していく。一方、等価減衰定数は小振幅でほぼ一定であるが、杭頭の塑性化、地盤の破壊が生じると増加する。

載荷方向が平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係に及ぼす影響は小さい。また、載荷速度や相対密度が変わると平均杭頭荷重は多少増減するが、平均杭頭荷重 - 杭頭変位関係の履歴形状や等価減衰定数の定性的傾向には大きな変化は見られなかった。

第3章では、大振幅水平載荷実験において載荷に伴って地表面に現れる杭近傍地盤の変形

状態について検討した。さらに、短い杭で構成された4本群杭を対象として群杭の対称面上の地盤変状を直接観察する実験を行い、地盤内部の変形状態についても検討した。その結果、既往の研究では確認されていない、杭近傍の地盤に現れる非線形挙動を確認した。本章で得られた知見の詳細は次の通りである。

載荷初期では杭周囲の地盤はすり鉢状にくぼみが生じた(すり鉢)。すり鉢は載荷振幅の増加に伴って拡大した。すり鉢の形状は杭本数、地盤の相対密度、載荷方向によって異なった。また、すり鉢の大きさは杭径で規準化すればほぼ一定値であり、短い杭と長い杭のすり鉢は相似形であった。

群杭の場合では、載荷振幅が増加すると載荷方向に並ぶ杭に挟まれる地盤とその周囲地盤との間ですべりが生じ、すべり線(杭間のすべり線)が現れた。

杭径を超える振幅になると、すり鉢の外側の地盤が大きく隆起し、明瞭な段差(外周地盤の段差)が現れた。短い杭では外周地盤の段差が現れると杭頭荷重が低下した。大振幅時に地表面に段差が現れるが、それ以前の比較的小振幅から杭先端付近でずれが生じている。生じたずれは振幅の増加に伴って徐々に大きくなるとともに地表面に近づき、地表面に達すると段差が現れる。杭頭荷重はずれが生じると減少し、段差が現れるとき一定値に収束している。このように、短い杭では大振幅時に杭先端より地盤が受働破壊し、杭頭荷重が低下したと考えられる。

第4章では、既往の研究により杭の水平抵抗の評価に対して有効性が確認されている3次元有限要素解析を用いて、大振幅水平載荷実験のシミュレーション解析を行った。その結果、杭 - 地盤系の材料非線形性と杭 - 地盤間の接触条件を考慮した有限要素解析モデルを構築することにより、地盤の受働破壊が生じるまでの範囲で杭 - 地盤系の非線形性を適切に表現でき、群杭の水平抵抗を概ね評価できることを実証した。

第5章では、大振幅水平載荷実験及び第4章で構築した有限要素解析より、群杭 - 地盤系の非線形性の進展性状とこれに伴う杭頭荷重分担率の定性的傾向を分析した。その結果、杭の長さや耐力によって、群杭 - 地盤系の非線形性の進展性状が変化し、これに伴って杭頭荷重分担率も大きく変化することを明らかにした。本章で得られた知見の詳細は次の通りである。

短い杭、長い杭共に群杭効率は杭頭の塑性化によって増加する。ただし、短い杭の実験では地盤の締め固めに起因すると考えられる群杭効率の増加も見られ、この点について解析は実験を評価できていない。群杭効率に対しては単杭と群杭の地盤状態の違いを考慮する余地が残されている。

載荷振幅の増加に伴って地盤の材料非線形性の影響が現れ、杭頭荷重分担率は前方杭で増加し、後方杭で減少する。このとき、杭長が短く耐力が高い杭では、杭間の地盤に生じるすべりが杭先端まで達する。これによって、後方杭の杭頭せん断力の増加量が頭打ちになり、後方杭の杭頭荷重分担率が減少する。

杭長が長く耐力が低い杭では、載荷振幅が増加すると前方杭から後方杭の順番に杭頭が塑性化する。前方杭の杭頭が塑性化する影響を受けて、後方杭の杭頭せん断力の増加量は大きくなり、後方杭の杭頭荷重分担率は増大する。これらの傾向は杭本数が増えても同様に認められる。

第6章では、既往の実大実験を参照した有限要素解析より、第5章で認められた群杭 - 地盤系の非線形性の進展性状が杭頭荷重分担率に及ぼす影響を数値的に評価した。本章で得られた知見は次の通りである。

第4章で構築した解析モデルを実大実験に適用した。その結果、実大、実地盤物性を用いた解析モデルにより、杭頭せん断力、杭の曲げモーメント分布に関して解析結果が実大実験結果を評価可能である。

FEMモデルのように杭間の地盤を介して前方 - 後方杭間の相互作用を考慮できるモデル化をすることによって、前方杭が塑性化した後の後方杭の杭頭荷重分担率は短い杭の場合で30%以上大きく評価される。

本検討は1種類の砂質土地盤と1種類の群杭についての限られた条件でのものである。群杭各杭の水平抵抗に対する杭 - 地盤系の強非線形性の影響度を定量化するためには、杭の耐力、杭本数、杭間隔、地盤種別をパラメータとし、第4章で構築した有限要素解析モデルを用いたパラメトリックスタディをする必要がある。これについては今後の課題とする。

以上、本研究で構築した解析モデルを用いて群杭 - 地盤系の強非線形相互作用効果を評価でき、杭 - 地盤系の強非線形性を考慮した杭基礎設計法の確立に向けた今後の基盤を構築したことが本研究の成果である。

7.2 今後の課題

最後に、本研究で扱った杭 - 地盤系の非線形挙動の評価についての今後の課題を示す。本研究は乾燥砂地盤という限定された地盤で、限界状態がどのように現れるか把握することを目的として超大変位まで杭頭に対して強制変位を与える方法で検討を行ってきた。モデル地盤と実地盤との関係については有限要素解析で概ね評価できることを示したが、はたして飽和砂や粘性土が対象となった場合に、有限要素解析では追えないような杭頭荷重 - 変位関係の履歴が現れる可能性がある。これについては新たな実験データを蓄積する必要がある。通常では考えられない大变位まで検討することによって、杭 - 地盤系の強非線形性がどのように現れるかを把握できたが、杭の2次設計のためにどの状態を目標として設定するかは、杭 - 地盤 - 建物連成系の地震応答解析を交えて検討する必要がある。さらに本研究は建物慣性力のみに着目したが、地盤変位が杭応力に対して大きな影響を及ぼすことは指摘されており、特に建物慣性力によって杭と地盤に大きな相対変位が生ずるような地盤では地盤変位の影響を無視できないだろう。これについても改めて検討する必要がある。また、上述したように第6章での実大の検討は1種類の砂質土地盤と1種類の群杭についての限られた条件でのものである。群杭各杭の水平抵抗に対する杭 - 地盤系の強非線形性の影響度を定量化するためには、杭の耐力、杭本数、杭間隔、地盤種別をパラメータとし、第4章で構築した有限要素解析モデルを用いたパラメトリックスタディをする必要がある。これらについては今後の課題とする。