The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	羽付き鋼管杭の水平載荷実験による杭周水平地盤抵抗に関する研究
Author(s)	小林, 俊夫
Citation	大阪大学, 2020, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/77502
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

https://ir.library.osaka-u.ac.jp/

The University of Osaka

博士学位論文

羽根付き鋼管杭の水平載荷実験による
杭周水平地盤抵抗に関する研究

小　林　俊　夫

２０２０年６月

大阪大学大学院工学研究科

論　文　要　旨

近年、耐震設計のレベル 2 地震動を上回る大振幅地震動により、多くの建築物の杭基礎に甚大な被害が発生した。逼迫する大地震に備えて、杭基礎の高耐震化が急務となっている。このような状況の中、鋼管杭の先端に羽根を取り付けて施工の省力化と環境負荷の低減を目的とした羽根付き鋼管杭が開発され、低層建築物の杭基礎に多く適用されてきている。しかし、羽根付き鋼管杭の耐震設計での水平抵抗のモデル化において、回転貫入によって生じる杭周地盤の緩みの影響、また水平抵抗を補強するために行われる改良地盤の効果に関する研究が限られている。そこで本論文では、粘土質地盤に製作した実大羽根付き鋼管杭（杭直径 267.4mm、鋼管厚さ 9.3mm）の正負交番繰返し水平載荷実験と解析的検討を行い、実証データに基づいた羽根付き鋼管杭の水平抵抗特性を解明することを目的とした。本論文は以下の 6 章から構成されている。

第 1 章「序論」では、羽根付き鋼管杭の回転貫入による杭周地盤の乱れと地盤物性の変化、水平載荷実験による杭の水平地盤抵抗と杭頭を地盤改良した改良効果に関する既往研究を調査し、本論文の位置付けを明確にするとともに、研究目的を示した。

第 2 章「羽根付き鋼管単杭における杭周水平地盤抵抗」では、羽根の有無、羽根径比（杭直径に対する羽根の等価円直径の比≒2.3 と 3.0）、約 1 年経過した施工後の経時変化を実験パラメータとして水平載荷実験を行い、杭頭での水平抵抗特性と杭周の水平地盤抵抗の変位依存性および杭の曲げモーメントの発生状況について分析した。その結果、羽根付き鋼管杭の水平抵抗と最大曲げモーメントは羽根なし鋼管杭に比べ小さくなり、杭周地盤の緩みが大きく影響することを示した。杭周地盤の履歴曲線は載荷初期からスリップ型の特性を示し、羽根なし鋼管杭に比べ割線剛性が大幅に低下し、地盤深さと土質の影響を受けることを明らかにした。また、羽根付き鋼管杭の水平抵抗に及ぼす羽根径比と経時変化の影響は小さいことを示した。

第 3 章「羽根付き鋼管群杭における杭周水平地盤抵抗」では、杭頭を半固定条件とした単杭および群杭（2 本直列配置、杭間距離は杭直径の 3.7 倍)の水平載荷実験を行い、群杭効果と羽根の影響領域について検討した。その結果、羽根付き鋼管群杭の水平抵抗特性は、羽根なし鋼管杭に比べ群杭効果が緩和することを示した。また、大変形時において地表面に出現する地盤のひび割れは、概ね羽根の通過領域内に留まり、羽根付き鋼管群杭の水平抵抗は羽根の通過による杭周地盤の緩み領域の反力が支配的であることを明らかにした。

第 4 章「羽根付き鋼管単杭の杭頭を地盤改良した水平抵抗の補強効果」では、杭頭周辺地盤を早強コンクリートで置換改良した単杭の水平載荷実験を行い、改良範囲と改良深さが水平抵抗に及ぼす影響を検討した。その結果、改良範囲を羽根の最大回転直径より大きくし、かつ改良深さを少なくとも杭直径程度とすることで、杭頭の水平抵抗は大変位振幅域においても羽根なし鋼管杭と同等かそれ以上にまで増大し、杭頭周辺地盤の改良が有効であることを明らかにした。一方、改良深さが深くなると杭の水平抵抗を大きくするが、改良体に

よる杭の変形拘束が大きくなり改良体底面付近で局所的に杭の曲げモーメントが大きくなることを示した。

第 5 章「羽根付き鋼管単杭の緩み領域と杭頭改良のシミュレーション解析」では、三次元非線形有限要素法を用いて杭周地盤の緩みを検討するとともに、杭頭改良体の抵抗機構について分析した。その結果、杭周地盤のモデル化として羽根の最大直径をもつ円柱地盤の剛性と強度を、深さと土質に応じて低減させることで、羽根付き鋼管杭の水平抵抗特性を良好にシミュレートすることを示した。また、杭頭の改良体をモデル化した解析では、改良体とその周辺地盤の接触条件として底面に密着条件、側面に剥離・滑りを許容することで改良効果を良好にシミュレートすることを示し、杭頭を改良した羽根付き鋼管杭の水平抵抗機構に改良体前面の受働抵抗と改良体底面での支圧抵抗が大きく影響していることを明らかにした。

第 6 章「結論」では、本研究で得られた成果を総括するとともに、今後の課題についてまとめた。

羽根付き鋼管杭の水平載荷実験による杭周水平地盤抵抗に関する研究

目　次

第 1 章　序論

1.1　研究背景　1-1

1.2　既往研究　1-3

1.2.1　杭の水平抵抗力の評価　1-3

1.2.2　羽根付き鋼管杭の施工による杭周面地盤の緩み　1-4

1.2.3　羽根付き杭の水平載荷実験　1-5

1.2.4　羽根付き杭の杭頭補強による水平抵抗力　1-6

1.3　本論文の構成　1-7

第 1 章の参考文献

第 2 章　羽根付き鋼管単杭における杭周水平地盤抵抗

2.1　はじめに　2-1

2.2　原位置水平載荷実験　2-2

2.2.1　実験敷地の地形および地質概要　2-2

2.2.2　実験敷地の地盤　2-4

2.2.3　実験杭　2-8

2.2.4　実験杭の施工状況　2-11

2.2.5　載荷方法　2-13

2.3　原位置水平載荷実験結果　2-15

2.3.1　羽根の有無による実験結果の分析　2-15

2.3.2　羽根径比の違いによる水平抵抗　2-38

2.3.3　杭施工後の経時変化による水平抵抗　2-46

2.4　杭周面地盤反力の割線剛性と履歴減衰　2-55

2.4.1　分析方法　2-55

2.4.2　割線剛性と履歴減衰　2-56

2.5　本章のまとめ　2-65

第 2 章の参考文献

第 3 章　羽根付き鋼管群杭における杭周水平地盤抵抗

3.1　はじめに　3-1

3.2　原位置水平載荷実験　3-2

3.2.1　実験敷地の地盤　3-2

3.2.2　実験杭　3-5
3.2.3　載荷方法　3-7
3.3　実験結果　3-10
3.3.1　杭頭荷重－代表変位関係　3-10
3.3.2　曲げモーメント分布　3-23
3.3.3　杭頭周辺の地盤変状　3-33
3.3.4　杭周地盤反力－杭変位関係　3-40
3.4　本章のまとめ　3-65
第 3 章の参考文献

第 4 章　羽根付き鋼管単杭の杭頭を地盤改良した水平抵抗の補強効果
4.1　はじめに　4-1
4.2　原位置水平載荷実験　4-2
4.2.1　実験敷地の地盤　4-2
4.2.2　載荷実験の装置と載荷方法　4-5
4.2.3　実験ケース　4-8
4.2.4　杭頭の周辺地盤の改良方法　4-10
4.3　実験結果　4-14
4.3.1　杭頭荷重－代表変位関係　4-14
4.3.2　杭頭荷重－代表変位関係の割線剛性　4-33
4.3.3　地盤変状　4-35
4.3.4　曲げモーメント分布　4-40
4.4　本章のまとめ　4-55
第 4 章の参考文献

第 5 章　羽根付き鋼管単杭の緩み領域と杭頭改良のシミュレーション解析
5.1　はじめに　5-1
5.2　3D-FEM の解析モデルの概要　5-2
5.2.1　羽根なし鋼管単杭の解析モデル　5-2
5.2.2　地盤の非線形特性　5-4
5.2.3　杭－地盤のモデル化　5-7
5.2.4　羽根付き鋼管単杭における杭周地盤の緩み層のモデル化　5-8
5.3　羽根なし鋼管単杭と羽根付き鋼管単杭のシミュレーション解析　5-10
5.3.1　羽根なし鋼管単杭における実験結果と解析結果の比較　5-10
5.3.2　羽根付き鋼管単杭における緩み層の評価　5-12
5.3.3　羽根の有無が杭の水平抵抗に及ぼす影響　5-17

5.4　杭頭の周辺地盤を改良した羽根付き鋼管単杭の補強効果　5-25
5.4.1　改良体のモデル化　5-25
5.4.2　実験敷地の地盤物性と改良体の材料特性　5-28
5.4.3　地盤モデルの境界条件と改良体－周辺地盤の接触条件　5-30
5.5　杭頭の周辺地盤を改良した解析結果　5-31
5.5.1　改良体と周辺地盤のモデル化の検討　5-31
5.5.2　改良深さによるパラメトリックスタディ　5-33
5.6　本章のまとめ　5-42
第 5 章の参考文献

第 6 章 結論
6.1 本論文のまとめ　6-1
6.2 今後の課題　6-3

本論文に関連する発表論文
謝辞

付録　羽根の通過領域地盤における土性試験

第 1 章　序論

1.1　研究背景

近年、我が国で発生した 1995 年 1 月 17 日兵庫県南部地震，2011 年 3 月 11 日東北地方太平洋沖地震，2016 年 4 月 14 日熊本地震では、設計用レベル 2 の地震動をはるかに上回る大振幅地震動が観測され、建築構造物に甚大な被害が生じた [1.1~1.3]。近い将来逼迫している南海トラフ巨大地震や首都直下地震においても大振幅地震動の発生が想定されており、社会基盤や都市・地域の防災および減災に向けた建築構造物の耐震研究の寄与は大きい [1.4~1.5]。特に、構造物を支持する杭基礎は、上部構造に地震力を伝達させるだけでなく、上部構造に作用する外力を地盤へ伝達させる。さらに地震後に構造物の機能を維持させるためにも高耐震化が急務となっている。

一方、ここ数年、杭基礎として鋼管杭の杭先端や杭周面に鋼製の螺旋状または平板状の羽根を溶接によって取り付けた羽根付き鋼管杭が開発され、工期、工費の節減に有効なことや、工法の環境負荷が小さいために中低層建築物に多く採用されてきている [1.6]。羽根付き鋼管杭の施工は、杭頭に回転トルクを与えて羽根に回転推進力を生じさせ、設計深度まで貫入させる。羽根付き杭鋼管杭の杭径はϕ76.3mm～ϕ1600mm と極めて広範囲であり、施工機械の性能から小口径杭(ϕ350mm 以下)、中口径杭(ϕ300mm～ϕ600mm)および大口径杭(ϕ600mm～ϕ1600mm)に分類されている [1.7]。これらの工法の相違は、①羽根形状(螺旋または平板)、②羽根の鋼管への取付け位置(杭周面または杭先端)、③鋼管先端(閉塞または開端)による因子の組み合わせとなり、杭径に対する羽根直径の比(以下、羽根径比)は 1.5～3.0 の範囲にあるため羽根は杭から突出していることになる [1.6]。このように羽根の最大回転直径は杭の外径より大きくなるため、施工時に羽根の通過する地盤が乱されて、杭－周面地盤間に緩みが生じることが想定される(図 1.1、写真 1.1)。また杭の水平抵抗を評価する際に用いる水平地盤反力係数k_hについては、文献 1.8)で「くい周辺の地盤を改良や貫入時の攪拌で著しく乱すおそれがある(小規模の建築物を対象とした小口径の羽根付き鋼管くいを含む)場合には、施工状況を考慮した水平地盤反力係数k_hを用いる」ことが示唆されている。しかし、耐震設計で重要となる羽根付き鋼管杭の水平抵抗についての実証データが殆どないのが現状であり、羽根付き鋼管杭の耐震設計を合理的に行うためには、杭周面地盤の緩みを考慮した水平地盤反力の特性を把握する必要がある。特に、杭基礎の 2 次設計に用いる解析モデルの必要性が高まっている中で [1.9]、羽根の回転によって乱される杭周地盤の大変形時における非線形抵抗特性と、それを補強するために行う杭周改良地盤の効果とその抵抗特性を明らかにした研究例は少ない。

以上の背景のもと本論文では、羽根付き鋼管杭の原位置水平載荷実験を行い、実験的および解析的から羽根付き鋼管杭の水平抵抗力の解明を目的とする。

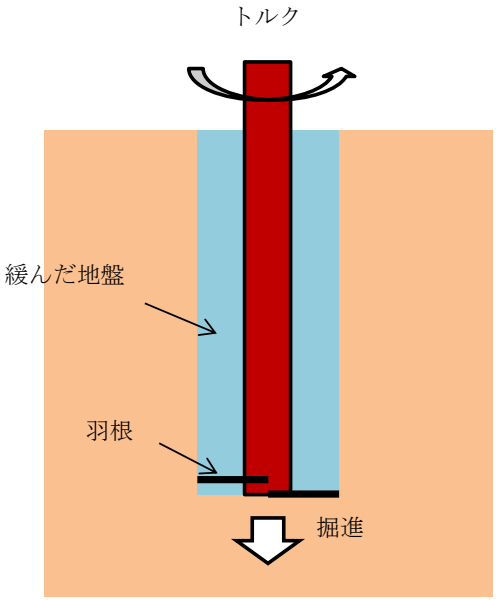


図 1.1　杭周地盤の緩み

写真 1.1　羽根付き鋼管杭の施工時の状況

1.2　既往研究

本節は本論文の位置付けを明確にするため、羽根付き鋼管杭の水平抵抗力に関する既往研究について調査を行った。既往研究に関しては以下の内容でまとめている。

１．杭の水平抵抗力の評価
２．羽根付き鋼管杭の施工による杭周面地盤の緩み
３．羽根付き鋼管杭の水平載荷実験
４．羽根付き鋼管杭の地盤改良による水平抵抗力の補強効果

1.2.1　杭の水平抵抗力の評価

建築基礎構造設計指針[1.9)]では杭頭に水平力を受ける杭の応答は、弾性地盤反力法、極限均衡法、有限要素法および境界要素法による方法を提案している。

弾性地盤反力法は、杭を線材、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、(1.1)式で表される微分方程式を解くことで杭応答(水平変位、曲げモーメント、せん断力)を算出する。

$$EI\frac{d^4y}{dz^4}+pB=0 \tag{1.1}$$

$$p=k_h\cdot y$$

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

この方法は 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[1.10)]が挙げられ、本手法は簡易に杭の応答値を算出できるため「Chang の式」と称し、実務の杭の設計では多用されているが、本方法の適用は杭の長さを無限長とし、かつ杭と地盤は弾性として用いているのが実状である。

極限平衡法は杭－地盤系の破壊形態を仮定し、極限状態における力のつり合いから杭の極限水平抵抗力を求める方法である。この方法では杭の変位を算出することはできない一方、地盤の塑性水平地盤反力を算定することができることから、地盤の非線形性を解析で算出できる方法として用いられている。この方法の代表的な研究として Broms の研究[1.11~1.13)]がある。

有限要素法および境界要素法は、要素間の影響を考慮した詳細な応答値が得られる手法であり、特に三次元有限要素解析では、杭と地盤を連続としたモデル化が可能であるため、杭頭に作用する水平力によって生ずる杭と地盤間の剥離、接触現象を再現できるとともに、

地盤を Mohr-Coulomb や塑性条件を持つ弾完全塑性体とした Drucker-Prager とした特殊な構成則を用いた解析ができる。一方、境界要素法は各要素の地盤物性や接触条件の設定が難しく、解析モデルの作成には高度な工学的判断が必要であること、また応答値を算出するまでの計算時間に時間が費やされることから一般的な手法とは言い難い。以上、杭の応答の算出手法について概要を示した。ただし杭の応答は、簡便な「Chang の式」による算出が一般的であり、その場合には地盤反力の評価が重要となる。

地盤反力の評価に関する研究は古くから多くの実験的、解析的に研究されており、その知見が蓄積されている[例えば 1.14)]。建築基礎構造設計指針では、原位置で水平載荷実験を行い、地盤反力－杭変位関係の割線剛性である水平地盤反力係数を用いることを推奨している。しかし載荷実験は多大な時間とコストを費やすため現実的でない。そのため実務の設計に用いる地盤反力として(1.2)式で算出する基準水平地盤反力係数k_{h0}を示している。

$$k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot B^{-3/4} \tag{1.2}$$

ここで、α：評価法によって決まる定数、ξ：群杭係数、E_0：変形係数、B：無次元化杭径

なおαは、孔内水平載荷試験、一軸または三軸圧縮試験および対象土層の平均 N 値で算出した変形係数で決定される定数である。しかし杭の水平抵抗に関する多くの既往研究は、場所打ちコンクリート杭、既成コンクリート杭および中堀り鋼管杭による知見が多く、本論文の羽根付き鋼管杭の知見は少ないことを鑑みると、(1.2)式には回転貫入による杭周面地盤の緩みの影響は考慮されていないことが示唆される。

1.2.2　羽根付き鋼管杭の施工による杭周面地盤の緩み

羽根付き鋼管杭の施工による杭周地盤の乱れに関する既往の研究は、羽根付き鋼管杭が多く開発されて、その適用が増加される中で多く研究されてきた。

土屋ら[1.15)]は、模型土層装置の地盤材料に白米、ガラスビーズを用いて、螺旋形状の羽根付き鋼管模型杭の内部にファイバースコープを通し杭の貫入による羽根周辺にある土粒子の流動性に着目した実験を行っている。この実験結果から、羽根の上面は土粒子が流動するのに対して、羽根の下面および羽根の刃先に不動部が生じるなど、羽根付き鋼管杭の貫入メカニズムについての知見を示している。

楊ら[1.16)]は、鋼管先端の羽根形状を螺旋形状と 2 枚平板形状の模型杭について、羽根径と羽根角度を実験パラメータとした貫入実験を行っている。実験は山砂を用いた模型土層に模型杭を回転貫入させて貫入時間、貫入トルクおよび貫入軸力について検討を行い、実験結果から貫入量の増加にともない、杭頭の回転トルクが増大するものの、回転トルクに対する羽根角度の影響は小さく、杭頭に入力された回転トルクは、螺旋形状の羽根に比べ 2 枚平

板形状の羽根のほうが大きい回転トルクであることを示している。さらに実大杭を用いた原位置での貫入実験を行い、羽根付き鋼管杭の回転貫入のメカニズムを提案するとともに、今後の課題として貫入時に生ずる杭軸力と貫入速度の検討が必要であると提起している。

新井ら[1.17]は、螺旋形状の羽根を有した模型杭を用いて、貫入速度をパラメータとして模型土層に模型杭を回転貫入し、着色層の変化、サーモグラフィーによる温度分布およびポケットペネトレーターによる固さ試験から、貫入速度の違いによる杭周面地盤の乱れについて実験を行っている。実験結果から、貫入速度の増大にともない杭周面地盤の貫入力量が小さくなる傾向であること、またサーモグラフィーによる杭周面地盤の温度計測では、貫入前に比べ貫入時の方が杭周面地盤の温度が高く、その温度は貫入速度の増大にともない高くなる傾向を示している。杭を回転貫入することで土粒子相互間の摩擦、羽根と土粒子の摩擦が生ずることで、結果として杭周面地盤が乱されると示唆している。

久世ら[1.18]は、羽根付き鋼管杭の施工による杭周面地盤の土性変化について、沖積粘土質地盤と洪積粘土質地盤で土質試験を行い、回転貫入によって生ずる杭周面地盤の密度増加、羽根の通過領域にある地盤の構造的な脆弱化に関して検討している。土質試験は羽根の通過領域の中央部かつ杭の水平抵抗力に影響を及ぼす$1/\beta$の深度を対象に試料を採取して湿潤密度試験、圧密試験および三軸圧縮試験を行い、土中の空気の体積が減少するのに対して、土粒子の体積が増加しており、羽根付き鋼管杭を回転貫入することで土粒子に移動が生じる結果、土中の空気を土粒子が埋める動きが作用することを示唆するとともに、孔内水平載荷試験での孔内圧力－孔壁ひずみの関係から初期剛性が原地盤に対して羽根付き鋼管杭の初期剛性が約 0.65 程度となったことから、回転貫入の影響により杭周面地盤に構造的な脆弱化が生ずる可能性を示している。

1.2.3　羽根付き杭の水平載荷実験

杭の鉛直支持力、引抜支持力に関する実験的研究は、模型杭、実大杭を用いた載荷実験が行われ、羽根付き鋼管杭においても支持力の発現機構や施工貫入について多くの知見が蓄積されている。[例えば 1.19~1.22]。

杭の水平載荷実験も鉛直および引抜支持力と同様に古くから静的載荷実験、動的載荷実験および遠心載荷実験による単杭、群杭での杭の水平抵抗機構に関して多くの知見が蓄積されている[例えば 1.23~1.25]。しかし実大杭を用いた原位置水平載荷実験に関しては場所打ちコンクリート杭、既成コンクリート杭および鋼管杭を用いた実験が多く[例えば 1.26~1.28]、羽根付き鋼管杭による原位置水平載荷実験の知見は少ない。

森ら[1.29]は、砂質地盤と粘土質地盤で実大羽根付き鋼管杭(杭径ϕ508mm、羽根径D_w1016mm、羽根形状は半円状平板)の多サイクル多段階方式による原位置水平載荷実験を行い、実験結果から算出した逆算k_hは、地盤調査で行った孔内水平載荷試験で算出したk_hに比べ大きくなっている。また羽根付き鋼管杭の水平抵抗力が原地盤より増大した要因として、羽根付き鋼管杭では施工時に排土が発生しないため、杭を回転貫入することで杭周面地

盤の密度を増加させる効果があると示唆している。

久世らは文献 1.18)で実大杭(杭径ϕ165.2mm、羽根径D_w350mm、羽根形状は螺旋形状)の羽根の通過領域に対する土質試験を行ったのち、一方向多サイクル方式による原位置水平載荷実験を行っている。なお羽根の有無による違いを検討するため羽根なし鋼管杭も行っている。実験結果から羽根付き鋼管杭の最大曲げモーメントの発生深度は、羽根なし鋼管杭に比べて深くなること、また同一の地表面変位 10mm 時における Chang の式から算定した逆算k_hは、羽根なし鋼管杭に対して羽根付き鋼管杭で 0.54～0.74 と小さくなるものの、変位振幅の増加にともない、羽根なし鋼管杭と羽根付き鋼管杭の逆算k_h は漸近する傾向がみられることから、杭周地盤反力は載荷初期では羽根の通過領域に生じた土質変化の影響が支配的に作用するものの、変位振幅の増加にともない、原地盤の影響に変遷していくとの知見を示している。

さらに久世らは、文献 1.30)で、杭径ϕ165.2mm の実大杭を用い、羽根径比をパラメータとした水平載荷実験を行っている。実験は荷重制御による正負交番繰返し載荷を行い、同一荷重を 20 回繰り返した実験を行った。実験結果から羽根付き杭のk_hは羽根径比（杭径／羽根径の比）が大きくなるにともない小さくなること、繰返し載荷による増分変位も羽根径比の増加にともない、大きくなる傾向がみられ、その要因は羽根の通過領域における地盤の構造的な脆弱化、隙間の程度および土性変化による影響であり、この影響を小さくするためには羽根付き鋼管杭の施工条件の中でも特に貫入速度の管理について今後の課題としている。

1.2.4　羽根付き杭の杭頭補強による水平抵抗力

場所打ち杭、既成コンクリート杭は、杭の鉛直支持力の高支持力化への開発が進んでいる。羽根付き鋼管杭も同様に、杭径の大口径化と羽根径比を大きくすることで、鉛直支持力の高支持力化が進み、上部構造から伝達される柱軸力に対する杭本数を少なくできることで、基礎フーチングの寸法が小さくできるなどのメリットがある。一方、地震時の慣性力による水平力に対しては、杭の本数が少なくなることで、杭の負担する水平力が増加することとなる。その結果、杭の水平抵抗力を増大させる必要が生じている。

本間ら[1.31)]は、杭径ϕ114.3mm の鋼管杭を用い、その杭頭部を鉄鋼スラグで浅層改良することで杭頭を補強した。杭頭の改良領域は杭径D_pに対して深さ方向で $1D_p$、改良幅を $3D_p$として、地盤改良材には転炉スラグと混合スラグを用いている。実験は段階載荷方式による正負載荷で行い、水平地盤反力係数は、杭頭改良なしに比べ、杭頭改良ありでは 1.5~1.8 倍の水平地盤反力係数の増加が見られた。ただし杭頭改良以深に着目すると、小変位領域では地盤改良による効果が見られたが、変位振幅の増加にともない、改良効果の影響が小さくなるという結果となった。さらに文献 1.32)では、杭頭に「傘部」と称した平板状の補強盤(幅 460mm、長さ 460mm、材厚 16mm)を杭頭付近に設置して、傘部底部の地盤反力の増加と摩擦抵抗の累加による杭頭補強を提案している。この実験は一方向多サイクル方式で行い、傘部の有無で水平地盤反力係数を比較した結果、傘部なしに比べ傘部ありでは水平地盤反

力係数が増加する傾向が見られ、水平地盤反力係数の増加はラフトと地盤、地盤と杭の相互作用の状態に近い性状にあったことが要因としている。

羽根付き鋼管杭を用いた杭頭改良の補強に関して永井ら[1.33]の既往研究がある。永井らは実大杭(杭径ϕ216.3mm、羽根径D_w600mm、羽根形状は螺旋形)を先行打設したのち、改良材にソイルセメントを用いて、羽根付き鋼管杭の周囲に直径ϕ760mm(=3.5D_p)、長さ2.5m(=1/β)の改良体を築造して杭頭部の補強を行った。実験パラメータは、改良体の有無、改良体W/Cおよび改良体内の鉄筋籠の有無である。実験は一方向多サイクル段階載荷方式で行い、Chang の式による逆算k_hは、改良なしに対して改良ありの場合では、地表面変位10mm の基準水平地盤反力係数が 5.5～7.5 倍増加する結果を示しており、改良領域を羽根付き鋼管杭の羽根の通過領域以上の範囲、かつ1/β以上の深度方向を改良することで水平抵抗力に補強効果がある知見を示している。また前田ら[1.34]は深層混合処理工法による改良体と鋼管杭からなる複合杭基礎の原位置水平載荷実験を行い、改良部をケーソン基礎に見立てた梁ばねモデルによる解析から、改良幅の 1%程度の杭頭変位まで実験値と解析値の整合が良好であることを示している。

以上、既往の研究から羽根付き鋼管杭の羽根が杭周地盤反力に及ぼす影響を把握するとともに、羽根付き鋼管杭の水平抵抗を回復させる有効な補強方法の提案が課題である。

1.3　本論文の構成

本論文は，「羽根付き鋼管杭の水平載荷実験による杭周水平地盤抵抗に関する研究」と題し，6 章から構成されている。

第 1 章「序論」では，本研究の背景と目的について述べ，既往研究を調査して本研究の位置付けを明確にする。

第 2 章「羽根付き鋼管単杭における杭周水平地盤抵抗」では，羽根付き鋼管杭の単杭での原位置における正負交番の繰返し水平載荷実験から、羽根の有無、羽根径比の違いおよび経年変化が杭の水平抵抗に及ぼす影響について、履歴性状、杭周地盤反力および割線剛性の変位依存性について羽根付き鋼管杭の基本的な性状を把握する。

第 3 章「羽根付き鋼管群杭における杭周水平地盤抵抗」では，杭頭の拘束条件を固定とした単杭および 2 本直列での群杭について、原位置における正負交番の繰返し水平載荷実験から、群杭効率、羽根の影響領域を把握する。

第 4 章「羽根付き鋼管単杭の杭頭を地盤改良した水平抵抗の補強効果」では，杭頭をコンクリートで地盤改良した単杭の原位置における正負交番の繰返し水平載荷実験を行い、改良範囲と改良深さの違いが水平抵抗の補強効果に及ぼす影響を把握する。

第 5 章「羽根付き鋼管単杭の緩み領域と杭頭改良のシミュレーション解析」では，3D-FEM(解析コード : LS-DYNA)を用いて、第 2 章の実験結果をシミュレーション解析するこ

とで解析的にも羽根による杭周面地盤への影響を把握する。また第 4 章の実験結果をシミュレーション解析することで杭頭改良した場合での杭および改良体の挙動について検討する。

第 6 章「結論」では，本研究で得られた成果を総括するとともに，今後の課題を示す。

第 1 章の参考文献

1.1) 日本建築学会近畿支部基礎構造部会 兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会：兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書，1996.7

1.2) 日本建築学会：2011 年東北地方太平洋沖地震災害調査速報，2011.7

1.3) 日本建築学会：2016 年熊本地震災害調査会，2016.8

1.4) 内閣府中央防災会議：南海トラフ巨大地震対策について(最終報告)，2013.5

1.5) 内閣府中央防災会議：首都直下地震の被害想定と対策について(最終報告)，2013.12

1.6) 土屋勉：回転貫入杭工法の動向と今後の課題，基礎工，Vol.34，No.11，pp.2-6，2006.11

1.7) 池田真：回転杭の施工機械，基礎工，Vol.34，No.11，pp.24-27，2006.11

1.8) 2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，pp.429-433

1.9) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2019.11

1.10) Y.L.Chang ： Discussion on “Lateral Pile-Loading Tests” by Feagin,Trans.,ASCE, pp.272-278,1937.

1.11) Broms,B.B. ：Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils,J.Soil Mechanics and Foundations Division,ASCE,,Vol.90,No.sm2,pp.27-63,1964.3.

1.12) Broms,B.B. :Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils,J.Soil Mechanics and Foundations Division,ASCE,,Vol.90,No.sm3,pp.123-156,1964.5.

1.13) Broms,B B. ：Design of Lateral Loaded Piles,J.Soil Mechanics and Foundations Division,ASCE,,Vol.91,No.sm3,pp.79-99,1965.10.

1.14) 柏尚稔,勝二理智,林康裕：砂質地盤における杭－地盤系の強非線形性を考慮した群杭の杭頭水平地盤ばね評価手法，日本建築学会構造系論文集,Vol.75，No.651，pp.957-965，2010.5.

1.15) 土屋勉,中沢楓太,島田正夫：回転貫入杭の羽根近傍地盤の観察に基づく貫入メカニズムの検討，日本建築学会技術報告集，第 13 巻，第 25 号，pp.73-76,2007.6

1.16) 楊恵英，荒井克彦，佐々木佳宏，半沢聖峰，町原秀夫，宮本重信：回転貫入杭のメカニズムに関する室内及び現場実験，構造工学論文集，Vol.53B，pp.337-344，2007.3

1.17) 新井マウリシオ淳，藤井衛，永田誠，小松吾郎，公平絵美：回転貫入杭の貫入速度が杭外周地盤の乱れに及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1,構造Ⅰ,pp.685-686，2004.8

1.18) 久世直哉，末政直晃，井上波彦，二木幹夫：回転貫入により施工される羽根付き杭の周辺地盤の土性変化と水平抵抗特性，日本建築学会構造系論文集，Vol.81，No.727，pp.1455-1465，2016.9.

1.19) 板谷國夫，吉田勝之：小規模建築用羽根付き小径鋼管杭の施工と鉛直載荷試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1265-1266，1986.8

1.20) 柏木将臣，国府田誠，佐藤秀人，田村昌仁，佐伯英一郎，永田誠，長澤剛，刑部徹：

回転貫入杭の貫入性状および支持力性状に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1,構造Ⅰ,pp.611-612，2001.9
1.21) 国府田誠，佐藤秀人，刑部徹，国司基，永田誠，平田尚，田村昌仁：螺旋羽を持つ回転貫入杭の貫入及び支持力に関する基礎的研究，日本建築学会構造系論文集， 第 601 号， pp.91-98，2006.3
1.22) 刑部徹，和田昇三，青山征生，河田泰之：回転貫入杭の支持力特性に関する基礎的実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1,構造Ⅰ,pp.601-602，2010.9
1.23) 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，Vol.54B，pp.51-58，2008.3
1.24) 小林恒一,八尾眞太郎:動的な水平載荷を受ける群杭基礎の挙動に関する実験的研究,日本建築学会構造系論文集，第 425 号， pp.121-130，1991.7
1.25) 尾高大介，田村修次，眞野英之，社本康弘：遠心載荷実験における基礎根入れが杭応力に及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.409-410，2015.9
1.26) 杉山達也，土方勝一郎，石田智昭，柳下文雄，間瀬辰也，井原和弘：杭頭回転固定条件による実地盤での群杭の水平載荷試験(その 1～その 3)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.599-604，2007.8
1.27) 今野知則，前田良治，細井順正，柳井正：場所打ちコンクリート杭の水平載荷試験(その 1～その 2)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.2113-2116，1982.10
1.28) 中村和行，橋本尚之，近藤学，加倉井正昭，田部井哲夫：実物大の杭の原位置載荷試験(その 1～その 4)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.619-626，2008.9
1.29) 森玄，林正宏，篠原敏雄：先端翼付き回転貫入鋼管杭の水平抵抗特性，第 35 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1755-1756，2000.6
1.30) 久世直哉，末政直晃，二木幹夫：火山灰質粘性土における羽根付き杭の水平抵抗特性に羽根形状及び繰り返し載荷が及ぼす影響，日本建築学会構造系論文集， Vol.84，No.758，pp.531-539，2019.4.
1.31) 本間祐介，冨永晃司，永井及：鉄鋼スラグによる浅層改良地盤中杭の繰り返し水平挙動に関する現場実験，地盤工学ジャーナル，Vol.1，No.3，pp.45-55，2006.9
1.32) 本間祐介，冨永晃司，田中佑二郎：杭頭に板状の水平抵抗増大機構を有する「傘付き杭」の水平抵抗確認実験(その 1～その 2),第 41 回地盤工学研究発表会，pp.1473-1476，2006.7
1.33) 永井宏，土屋勉，池田篤則，佐藤雄太，島田正夫：杭頭周囲に柱状地盤改良を併用した回転貫入杭の水平抵抗力特性，地盤工学ジャーナル， Vol.11，No.2， pp.127-137，2016.6
1.34) 前田良刀，緒方辰男，徐光黎，平井卓：地盤改良複合杭基礎の開発とその支持力特性，土木学会論文集，No.686/VI-52，pp.91-107，2001.9

第２章　羽根付き鋼管単杭における杭周水平地盤抵抗

2.1　はじめに

近年、鋼管杭の杭先端や杭周面に鋼製の螺旋状または平板状の羽根を溶接によって取り付けた鋼管杭(以下、羽根付き鋼管杭)が多く開発[2.1)]され、実用化に至っている。羽根付き鋼管杭は、場所打ちコンクリート杭や埋め込み杭と比較して、掘削発生土を抑えることができる等、特に環境に対する負荷軽減工法の一つである。最近は杭径の大きな羽根付き鋼管杭が普及して、大規模な建築物まで適用範囲が拡大している状況にある[2.2)]。羽根付き鋼管杭の施工は、杭の軸部に回転トルクを与えて地盤中に貫入する方式（以下、回転貫入）で行われることが一般的である。このとき、杭から外側に跳ね出した羽根の等価円直径は、杭の外径より大きくなるため、施工時に跳ね出し部が杭周面の地盤を乱して、杭に対する地盤抵抗に影響を及ぼす可能性が考えられる。

羽根付き鋼管杭の施工で杭周面地盤に乱れが生じることについては新井ら[2.3)]の研究がある。新井らは模型土槽を用いて回転速度を一定とした羽根付き鋼管杭の貫入量を変化させた実験を行い、杭周面地盤の乱れに貫入速度が影響を及ぼすことを示している。

しかし、羽根付き鋼管杭の杭周水平地盤抵抗に関する研究は限られている。既往の研究として、久世ら[2.4)]は、原位置で羽根が通過した領域内の土質試料を採取して、密度増加の有無、地盤の構造的な脆弱化の有無および地盤材料の圧縮強度と剛性変化等の土性変化について検討を行っている。森ら[2.5)]、永井ら[2.6)]は、水平載荷実験を実施して地盤反力や杭体に発生する曲げモーメントに関して検討を行っている。しかし、いずれの研究も載荷実験は一方向単調載荷によるものであるため、地震時を想定した繰返し載荷による杭周水平地盤抵抗について検討した研究は著者らによる研究[2.7~2.8)]以外はほとんど見当たらない。羽根付き鋼管杭の耐震設計を合理的に行うためには、繰返し載荷時の羽根付き鋼管杭の水平抵抗特性を十分に把握しておく必要がある。

以上の背景のもと本章では、杭の先端に 2 枚の平板形状の羽根を有する羽根付き鋼管杭を用いて、羽根付き鋼管杭の羽根の有無による影響について基本的な水平抵抗力を把握する目的から、単杭の原位置における正負交番繰返し水平載荷実験を行った。以下に本実験の目的を明記する。

1) 繰返し載荷時に羽根の有無が水平抵抗力に及ぼす影響
2) 繰返し載荷時に羽根径比の違いが水平抵抗力に及ぼす影響
3) 杭施工後の養生期間の違いが水平抵抗力の復元性に関する検証

2.2　原位置水平載荷実験

2.2.1　実験敷地の地形および地質概要

本実験は茨城県小美玉市で実施した。写真 2.1 に実験敷地周辺の空中写真を示す。実験敷地が該当する石岡地域は茨城県の中部，関東平野の北東部に位置する。地域の大部分は海抜 25～30m 程度の極めて平坦な洪積台地で占められており，山地はわずかに北西隅に真岳山・愛宕山の山塊が分布するにすぎない。沖積低地は台地を刻む涸沼川・巴川・薗部川・恋瀬川ほかの中・小 河川沿岸に発達する程度である。実験敷地は地域の大部分を占める洪積台地に位置する。この台地は関東平野の東半分を構成する広大な常総台地の一部で，この付近では東茨城台地と呼ばれている。第四紀の最終氷河期の海進にともなって堆積した浅海成層の構成する隆起海岸平野である [2.9)]。

図 2.1 に実験敷地周辺の広域地質図を示す。実験敷地の周辺は第四紀更新世の見和層と第四紀現世 の盛土層が分布する。見和層は海抜 30m 前後の平坦台地の主部を構成する海成層で，下部・中部・上部に細分される。下部層は見和層の基底に認められる幾筋かの細長い凹地を埋設した地層である。中部層は水戸市街地から大洗南方にかけて分布する河成礫層で，上部層は見和層の主体をなす浅海成の砂層を主体とする [2.9)]。

写真 2.1　実験敷地周辺の空中写真

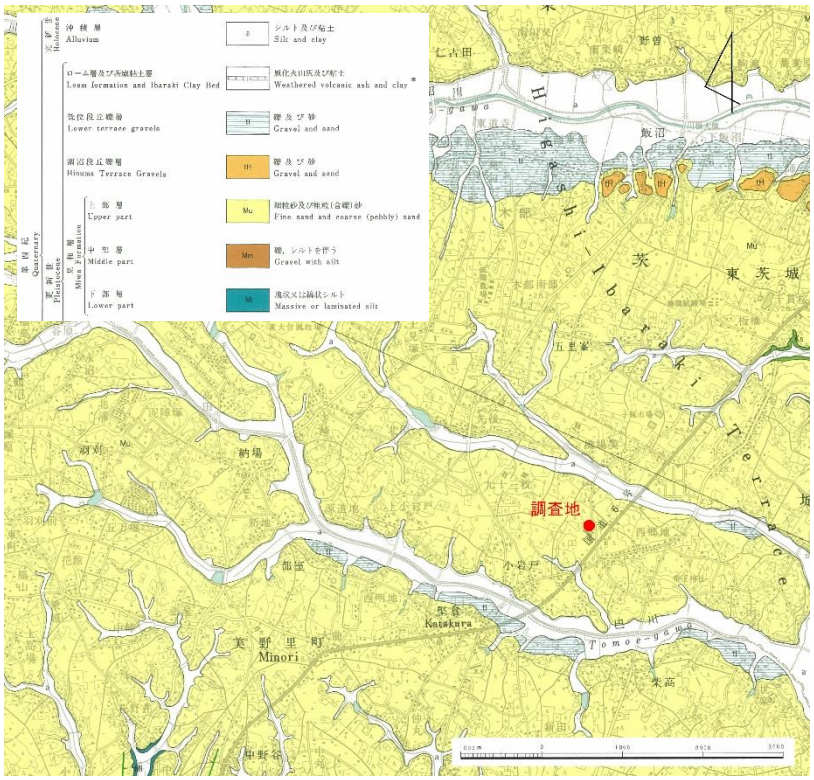


図 2.1　調査地周辺の広域地質図

2.2.2　実験敷地の地盤

写真 2.2 に実験敷地の空中写真を、図 2.2 に実験敷地の地盤調査位置および試験杭の配置を示す。実験敷地が短辺方向 12m，長辺方向 50m の広さであるため、地盤調査は長辺方向の両端で 2 地点(Test-1 と Test-3)と中央で 1 点(Test-2)の計 3 地点で行った。なお土質試験用の試料採取は調査地点 Test-2 の近傍で行った。主な地盤調査内容を以下に示す。

(a) 機械ボーリング（ϕ66mm オールコア）

(b) 標準貫入試験

(c) 孔内水平載荷試験（普通載荷）

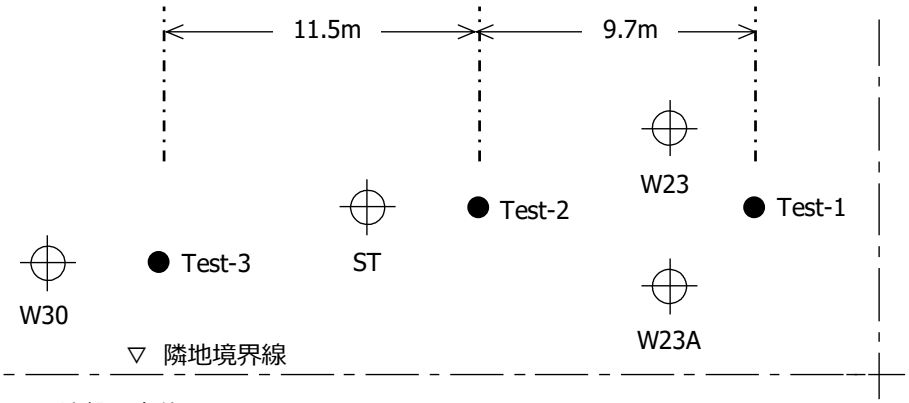
(d) PS 検層（ダウンホール及びサスペンション）

(e) トリプルサンプリング

(f) 室内土質試験：物理試験 1 式，土の UU 三軸試験，繰返し三軸試験（変形特性）

図 2.3 に敷地地盤の N 値分布と土質柱状図を、表 2.1 に敷地地盤の物性値示す。敷地の地盤構成は地表面から GL-0.55m までが黒ボク、GL-0.55m から GL-2.2m までが風化火山灰質土、GL-2.2m から GL-3.2m までが火山灰質土、GL-3.2m 以深は砂質土となっており、杭の水平抵抗力に影響を及ぼす範囲$1/\beta$の地盤は軟弱な粘土質地盤となっている。図 2.4 に実験敷地の地層断面図を示す。地盤調査位置 Test-1(H28B-1),Test-2(H28B-2)および Test-3(H28B-3)の土層の構成順序、土質分布がほぼ同様の傾向であることから、試験杭 4 本の地表面付近の地盤の状態はほぼ同じ性状で水平成層地盤である。なお土質試験、三軸圧縮試験等の詳細な試験は Test-2(H28B-2)で行った。

写真 2.2　実験敷地の空中写真



※地盤調査位置：Test-1～3

※試験杭位置：W23, W23A, ST, W30

図 2.2　地盤調査位置および実験杭の配置

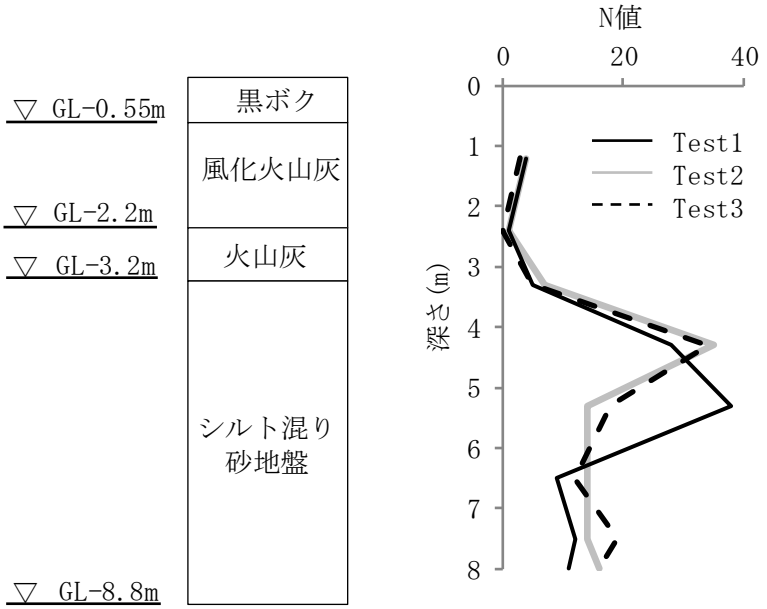
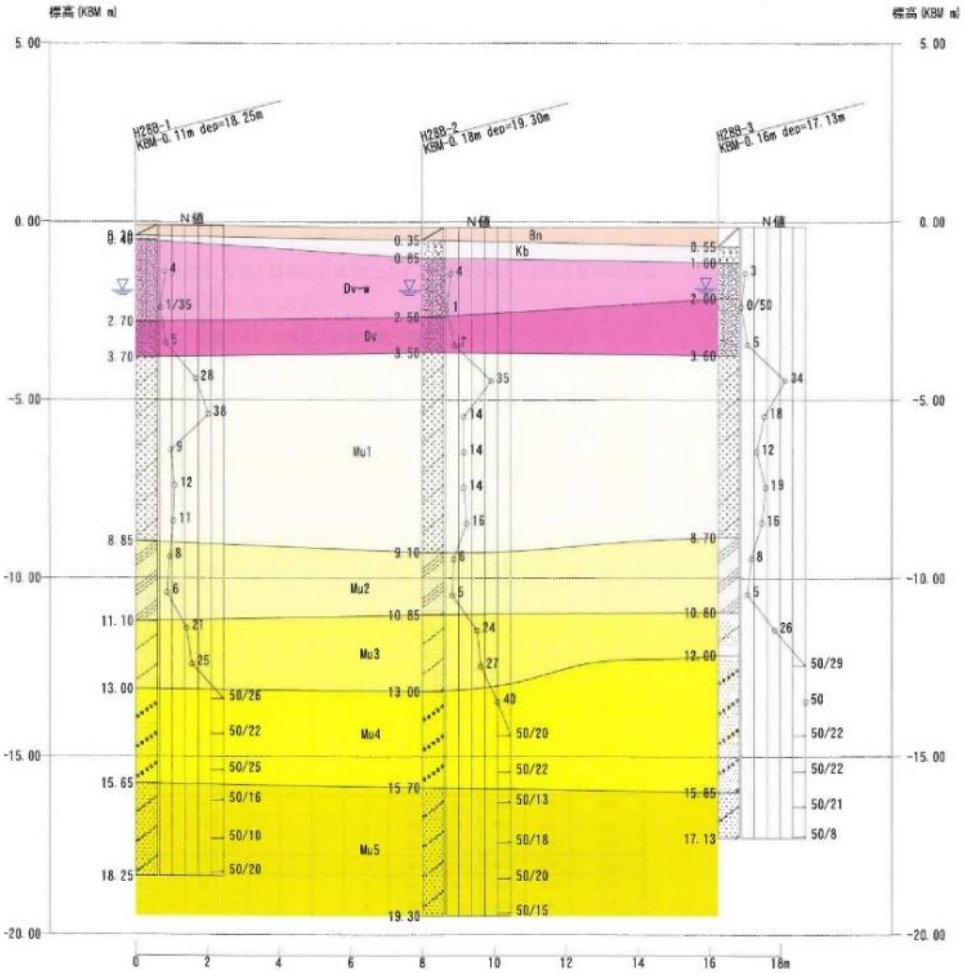


図 2.3　敷地地盤の N 値分布と土質柱状図

表 2.1　敷地地盤の物性値

土質	r ※1	c ※2	f ※2	$g_{0.5}$ ※3	n ※4	h_{max} ※3	G_0		
	t/m^3	N/mm^2	°	(-)	(-)	(-)	(N/mm2)		
							Case1	Case2	Case3
黒ぼく	1.28	0.029	16.9	0.0016	0.292	0.14	12.2	5.6	5.6
風化火山灰	1.34	0.035	10.6	0.0012	0.333	0.15	15.5	5.6	5.6
		0.035	10.6	0.0012	0.33	0.15	15.5	1.7	15.5
		0.035	10.6	0.0012	0.495	0.15	15.2	1.5	15.2
火山灰	1.64	0.09	9.3	0.0016	0.472	0.15	15.2	10.2	15.2
砂	1.80	0.0011	30	0.0004	0.449	0.21	58.3		
		0.0011	30	0.0010	0.47	0.21	35.3		
		0.0011	30	0.0013	0.496	0.21	35.3		

※1：湿潤密度試験　※2：三軸圧縮試験
※3：繰返し三軸試験　※4：PS検層



地層断面図凡例

地質時代		地層名	記号	層相	層厚 (m)	深度 (平均)	地盤構造
第四紀	現世	盛土層	Bn	砕石	0.38～0.55	-	・φ10～50mmの砕石。
	完新世	黒ボク層	Kb	黒ボク	0.18～0.50	-	・粘性に乏しい均質な黒ボク。
	更新世	火山灰層	Dv-w	風化火山灰	1.00～2.30	1～4 (2.60)	・コア内部まで褐色に酸化した風化火山灰。 ・上部は特に酸化顕著である。 ・粘土状主体であるが所々粗粒である。
			Dv	火山灰	1.00～1.60	0～7 (4.25)	・灰白色の新鮮な火山灰で非常に粘性に富む。 ・下部ほど粗粒である。
		見和層	Mu1	シルト混り中～粗砂	5.10～5.60	5～38 (19.33)	・色調変化に富むシルト混り中～粗砂。 ・全体に石英粒の混入目立つ。 ・所々コア内部までの酸化顕著部あり。
			Mu2	シルト質細砂	1.75～2.25	5～8 (6.33)	・上部と下部で明瞭な色調変化あり。 ・やや火山灰質である。 ・粗砂の薄層を挟む。
			Mu3	シルト混り細砂	1.20～2.15	21～27 (24.60)	・明瞭な還元色を呈するシルト混り細砂。 ・混入物見られない。
			Mu4	貝殻混り細砂	2.65～3.85	40～50 (49.00)	・明瞭な還元色を呈する細砂で炭質部あり。 ・貝殻混入堆積部あり。
			Mu5	礫混り中～粗砂	1.20～3.60	50 (50.00)	・全体に弱く酸化した礫混り細～中砂で互層状。 ・礫はφ5～40mmの亜円礫主体。

図 2.4　実験敷地の地層断面図

2.2.3　実験杭

実験杭は計 4 本製作した。本実験の実験杭は、JIS G 3444 一般構造用炭素鋼鋼管（STK）の外径ϕ267.4mm の鋼管材厚t9.3mm(鋼種 490 材)を用いた。本実験では実験杭の製作に用いた鋼管の素材試験を行っていないため、鋼管の許容応力度σ_yは、基準強度F値に対して、杭体の局部座屈を考慮した厚さ径比による低減係数を乗じたσ_y=315N/mm^2 としている [2.11]。基準強度F値の低減係数を (2-1)式に示す。

$$R_c = 0.80 + 2.5\frac{t-c}{r} \tag{2-1}$$

ここで、R_c：低減係数，t：鋼管材厚(mm)，c：腐食代(mm)，r：鋼管半径(mm)とする。ただし本実験では腐食代を無しとして$c = 0$とした。上記から、実験杭の降伏曲げモーメントM_yは 148.1kN・m(＝公称値)となる。

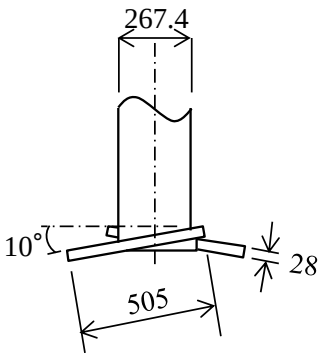
表 2.2 に実験ケースを示す。実験パラメータは、羽根の有無、羽根径比および経年変化とした。なお杭先端に羽根を取付けていない杭(以下、ST)を 1 本製作し、この杭を基準実験杭とした。ST は杭先端に羽根がないため、施工時に杭が地盤中に貫入されないことが想定されるため、ST の先端部には鋼管の内径に納まる大きさの三角形状の掘削刃を溶接接合で取付けた。なお掘削刃は鋼管内径にあるため、施工時に杭周地盤に及ぼす影響は小さいと考える。

羽根付き鋼管杭は、羽根径比D_w/D_p≒2.3(ここで、D_wは羽根の等価円直径、すなわち羽根の形状の実面積を円に単純置換して求めた等価円の直径、D_pは杭の外径)を 2 本、羽根径比D_w/D_p≒3.0 を 1 本製作した。以下では羽根付き鋼管杭 2.3 倍径と羽根付き鋼管杭 3.0 倍径をそれぞれ W23 と W30 と称する。ここで羽根の通過領域 $_pD_w$(=羽根の最大回転直径）は W23 で 760mm、W30 で 990mm である。図 2.5(a)～(b)に実験杭の寸法図、写真 2.3(a)～(b)に ST と W30 の先端羽根形状を示す。

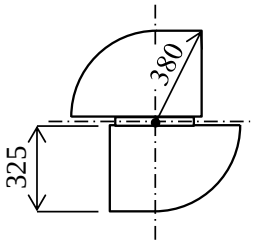
羽根の有無の影響による基本性状については ST と W23 の比較で、羽根の大きさによる違いについては W23 と W30 を比較することで検討を行った。また W23A は経時変化を確認するための実験杭で、W23 杭の施工から約 1 年の養生期間後に水平載荷実験を行い、W23 と W23A で比較している。

表 2.2　実験ケース

実験ケース	実験杭		杭打設日	載荷実験開始日	養生日数
			（日）	（日）	（日）
1	羽根なし鋼管杭	ST	2016/10/18	2016/12/28	71
2	羽根付き鋼管杭（羽根径比=2.3）	W23	2016/10/17	2016/12/10	54
3	羽根付き鋼管杭（羽根径比=3.0）	W30	2016/10/17	2017/1/23	98
4	W23の杭施工から1年経過	W23A	2016/10/17	2017/11/24	403



(a) 側面図



(b) 羽根形状

図 2.5 実験杭の寸法図

(a) ST 実験杭

(b) W30 実験杭

写真 2.3　ST と W30 の先端羽根形状

実験杭は、杭先端の羽根形状を平板として、羽根が取付く鋼管の先端部を羽根の傾斜角が 10 度となるように開先加工したのちに、2 枚の平板を溶接接合で取付けて製作した。なお実験杭は全て杭先端を閉塞としている。実験杭の杭長は、地盤条件および施工条件を考慮して 5m とした。しかし杭の曲げモーメントを実測するため、鋼管内面にひずみゲージを貼付する必要から、実験杭は長さ 1m に切断した鋼管内にゲージを貼付したのちに、ゲージを貼付した鋼管 5 本を完全溶け込み溶接接合(裏当て板厚 4.5mm)で接続して杭長 5m の実験杭を製作した。このような実験杭の製作手順によって杭長 1m 同士の接続部にあたる溶接部に杭の断面が変化する箇所が生ずることから、杭変位に影響を及ぼす可能性が考えられる。この影響については、EIを一定とした場合と継手部分の曲率を 0(影響幅 20mm＝裏当て板幅)とした場合で数値積分による杭変位を計算した。その結果から両者にほとんど差がないことから、接続部で生ずる断面変化の影響が実験結果に及ぼす影響は小さいものとして実験を実施した。なお杭内面に貼付したひずみゲージの位置は、GL+0.15m を起点として深さ方向に 100mm 間隔で載荷方向の両面に各 50 点貼付した。写真 2.4(a)～(b)に実験杭の製作状況を示す。表 2.2 中に各実験杭の杭打設から実験開始までの養生期間を示している。表中 ST、W23 および W30 試験杭の養生期間は実験工程上の関係で違いが生じたが、後節で考察するほぼ 1 年の養生期間の差があった W23A の杭頭荷重－地表面杭変位関係が W23 と近い履歴性状を示したことから、1 か月半の養生期間であった W23 と W30、また 14 日間と養生期間の差が小さい ST と W23 の実験結果に養生期間が与える影響は小さいと考える。

(a) ひずみゲージ貼付状況

(b) ひずみゲージ貼付後の接続状況

写真 2.4　実験杭の製作状況

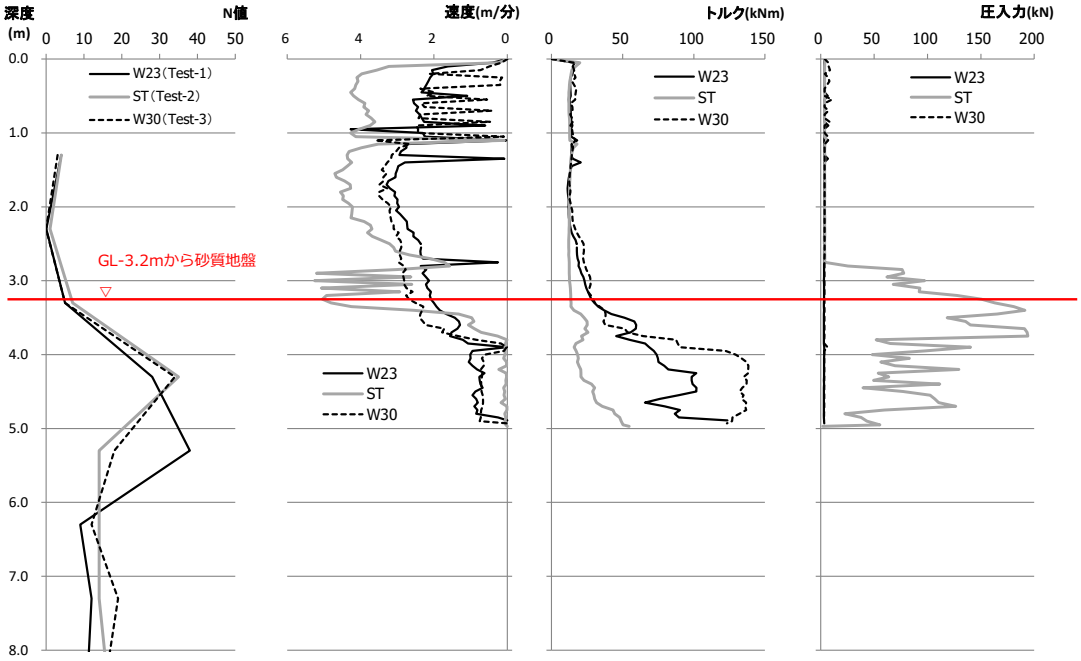
2.2.4　実験杭の施工状況

久世らの研究 [2.4]では、羽根付き鋼管杭の回転貫入速度を$S/P = 1.0 \pm 0.1$(ここでSは螺旋羽根の羽根間隔、Pは杭径)で管理することで、施工による杭周地盤の緩みは緩和されることが報告されている。しかし本実験の実験杭の羽根形状は平板の 2 枚羽根であるため、螺旋羽根のように明確な羽根間隔Sを規定することができない。そのため本実験の実験杭は以下の設定管理値により施工した。

1) 回転貫入速度は施工機の最小回転貫入速度とする。

2) 杭に負荷する圧入力は回転貫入装置の自重(約 10kN)のみとする。

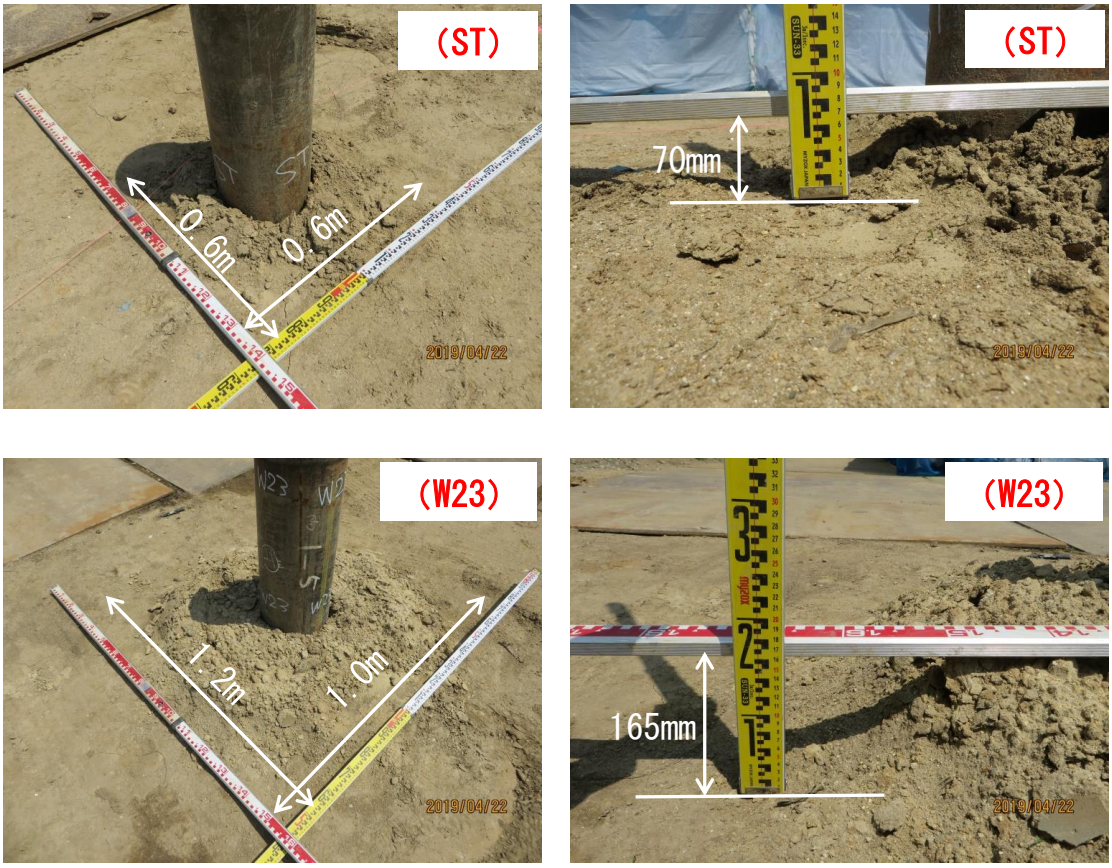
図 2.6(a)～(d)に実験杭の施工データを示す。各実験杭の施工時の貫入速度は、GL-3.2m 以浅の火山灰質土では羽根付き鋼管杭 W23 と W30 が 2～3m/分、羽根なし鋼管杭 ST が 4m/分であった。また各実験杭の貫入時の回転トルク値は、表層から火山灰質土までほぼ同じ回転トルク値で推移したが、GL-3.2m の砂質土に貫入すると羽根付き鋼管杭では羽根に抵抗力が発生するため回転トルク値が高くなった。圧入力についても、回転トルク値と同様に表層から火山灰質土まで各実験杭でほぼ 0kN で推移したが、ST は砂質土以深から貫入不能の状態となってきたため、高い圧入力を併用しながら所定の杭先端深度(GL-4.8m)まで打設した。上記の各実験杭の施工状況から、水平抵抗力に影響を及ぼす表層から黒ボク層、風化火山灰層での施工条件はほぼ同様であり、施工条件による実験結果への影響は小さいと考える。



(a) 深度－N 値　(b) 深度－貫入速度　(c) 深度－回転トルク　(d) 深度－圧入力

図 2.6　実験杭の施工データ

写真 2.5(a)～(b)に実験杭打設後の地表面における杭周地盤の状況を示す。写真から ST、W23 ともに原地盤と杭周地盤が乱された領域との境界が見られる。その影響範囲は ST に対して W23 では面積比で約 3.3 倍に広がっており、また ST では杭周地盤の乱れは杭近傍に集中している一方、W23 では羽根の通過領域を超える範囲にまで広がっており、羽根の有無の違いによる差が見られる。写真 2.5(b)に地表面から計測した地盤の隆起を示す。写真から地盤の隆起は、ST に対して W23 では約 2.4 倍と増大しており、W23 における地盤の隆起は羽根の通過領域のほぼ全面で均等に生じている。以上から、杭施工後に生じた杭周地盤の乱れは、地表面の外観目視からも羽根の有無によってその差に違いがみられる。



(a) 地表面の地盤変化　　(b) 地盤の隆起

写真 2.5　実験杭打設後の杭周地盤状況

2.2.5　載荷方法

図 2.7 に実験装置概要図、写真 2.6 に載荷実験状況を示す。載荷装置は実験杭、反力杭と油圧ジャッキで構成している。実験杭と反力杭の施工は回転貫入で行い、杭上端面を GL+200mm として打ち止めた。実験杭と反力杭の杭頭には加力梁等の載荷治具を取り付けるため厚さt25mm のベースプレートを溶接して取付けた。反力杭はϕ406.4mm、鋼管材厚t12.7mm（鋼種 STK490）の鋼管を 4 本用いて、各反力杭の杭頭を H 形鋼で接続して反力体を構築した。また反力体の載荷軸方向には、束材を反力体内に設置し「日の字」の形状として反力体の剛性を高めている。

実験杭と反力杭の杭中心間隔は全て 3m とした。反力杭と実験杭の杭中心間隔は反力杭の杭径D_pに対して約 7.4 倍となっている。ここで文献 2.10)では杭中心間隔を $6D_p$以上とすることで群杭による影響は小さいこと、また文献 2.11)では水平載荷実験の実験杭と反力杭の杭配置に関して、実験杭を中心とした半径 $5D_p$の円内に反力杭および計測時に必要となる不動杭等の設置を避けることを規定している。以上から、本実験での実験杭と反力杭の杭中心間隔では、反力杭の杭変位が実験杭の実験結果に及ぼす影響は極めて小さいと考える。

水平載荷実験は、実験杭の上に高力ボルトで接合した加力梁と反力杭との間に油圧ジャッキを取り付けて、実験杭の杭頭条件を回転自由で行った。油圧ジャッキの両端はピン接合とし、載荷高さは GL+400mm とした。計測は、杭ひずみのほかに、実験杭と反力体の載荷高さ位置の変位を接触型の変位計で、加力梁の面外変位をレーザー変位計で、実験杭と反力体の傾斜角を傾斜計で計測した。なお、実験杭の水平変位は載荷高さ(GL+400mm)と GL+100mm 高さの 2 点で計測しており、GL+100mm 位置の水平変位を代表変位とする。載荷は正負交番繰返しとし、代表変位による変位制御で行った。変位振幅は 1mm、2mm、4mm、6mm、10mm、15mm、20mm、30mm、40mm、60mm、80mm、100mm、150mm の各変位振幅を 2 回繰返した。漸増変位振幅後は正方向に単調載荷で代表変位 200mm まで載荷して実験を終了した。なお負方向加力の第 1 サイクル時の各最大変位振幅時に地表面でのひび割れの出現などの地盤変状を目視で確認のうえ記録した。

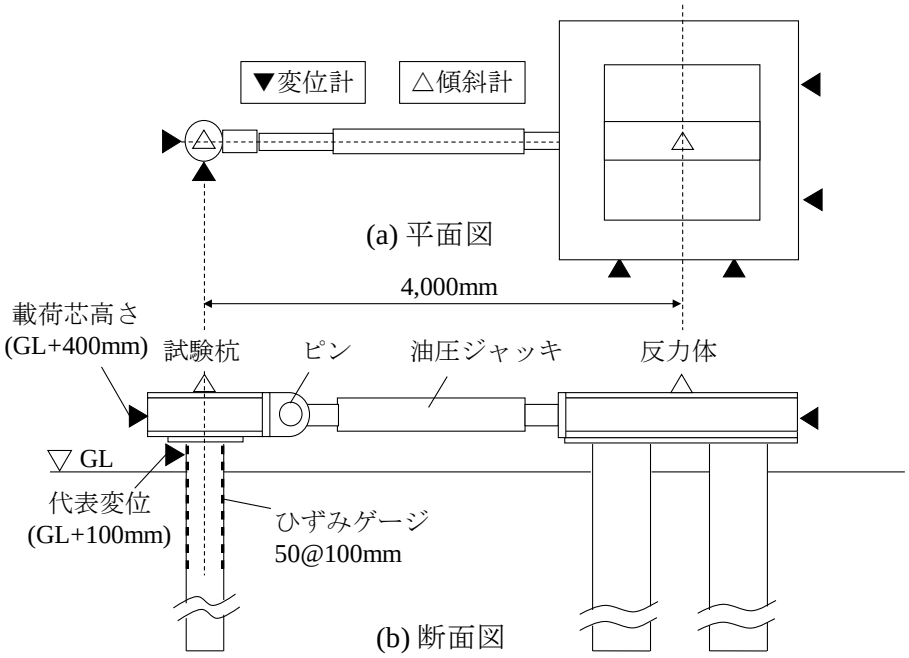


図 2.7　実験装置概要図

写真 2.6　載荷実験状況

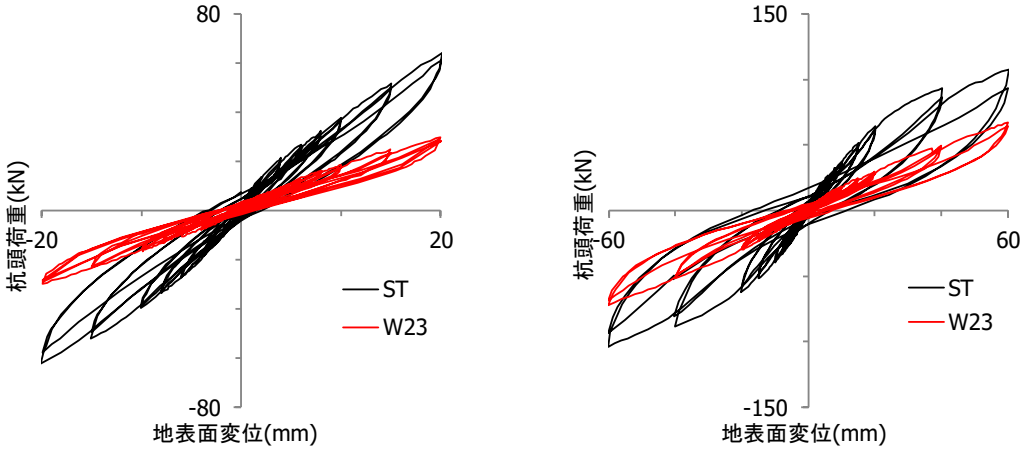
2.3　原位置水平載荷実験結果

2.3.1　羽根の有無による実験結果の分析

羽根の有無による考察は羽根なし鋼管杭 ST と羽根付き鋼管杭 W23 の実験結果で検討する。検討は主に変位振幅 20㎜ 時と 60㎜ 時で行う。ここで変位振幅 20mm は杭径D_pの 10%程度、変位振幅 60mm は ST 杭で杭体が弾性領域に相当している。

1) 杭頭荷重－代表変位

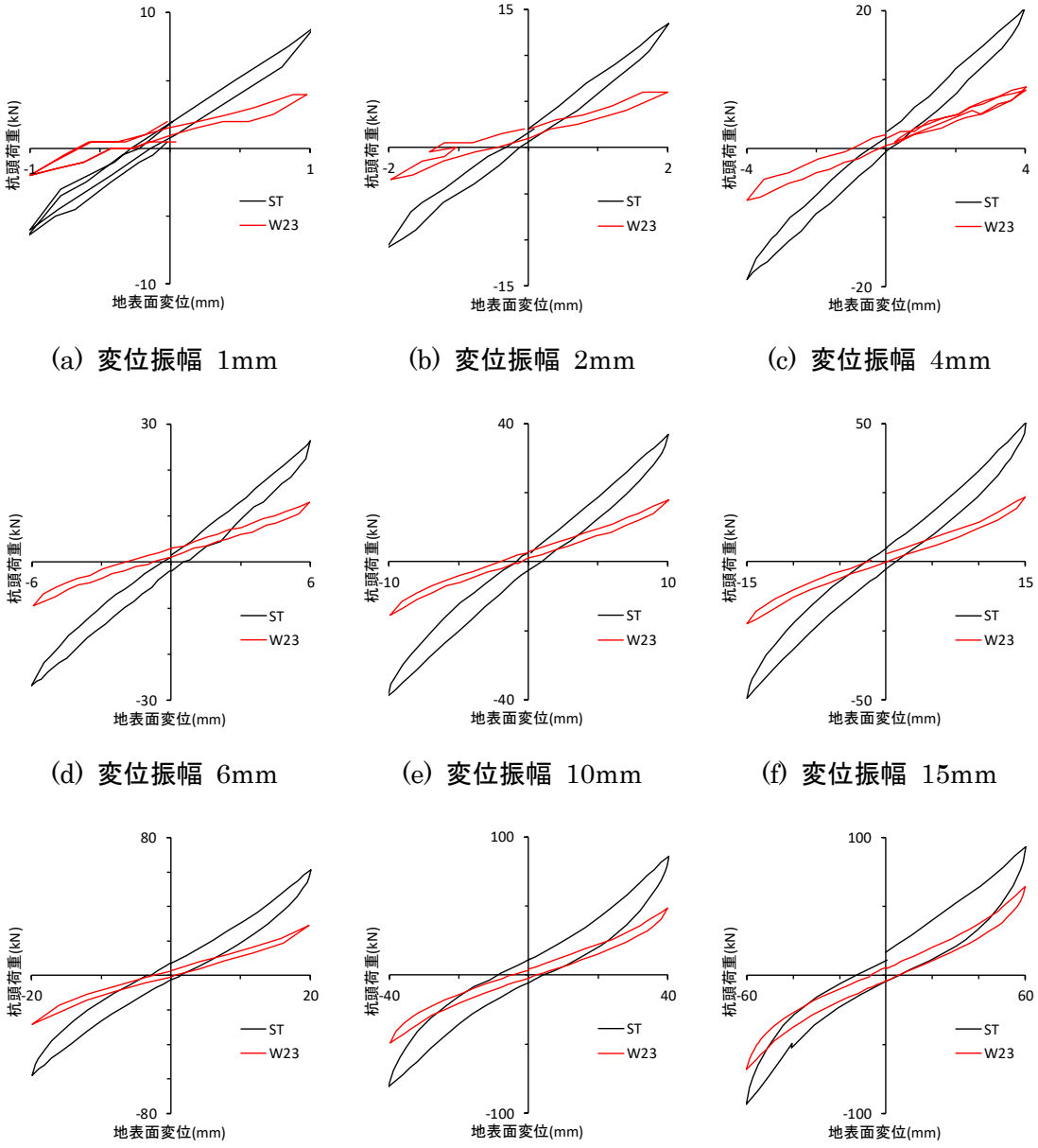
図 2.8(a)に変位振幅 20mm まで、図 2.8(b)に 60mm までの杭頭荷重－代表変位関係を示す。図 2.8(a)から変位振幅 20mm までの W23 杭の杭頭荷重は ST 杭に対して正加力の第 1 サイクル最大変位時で 0.47 倍、負加力の第 1 サイクル最大変位時で 0.48 倍であった。一方、図 2.8(b)から変位振幅 60mm までの W23 杭の履歴曲線は変位振幅が増加しても直線的な形状を示すのに対して、ST 杭の履歴曲線は変位振幅 20mm を超えると剛性が低下する傾向にある。また W23 杭の杭頭荷重は ST 杭に対して、正加力の第 1 サイクル最大変位時で 0.63 倍、負加力の第 1 サイクル最大変位時で 0.69 倍であり、変位振幅の増加にともない杭頭荷重差が小さくなる傾向にある。



(a)　代表変位 20mm まで　　(b)　代表変位 60mm まで

図 2.8　杭頭荷重－代表変位関係

図 2.9(a)～(i)に変位振幅 60mm までの各変位振幅、第 2 サイクルの履歴曲線を示す。図より W23 杭の履歴曲線は、変位振幅 10mm 程度まで紡錘形状となっているが、変位振幅が 20mm を超えると徐々に原点付近にすぼみが見られる逆 S 字型の履歴形状となっている。また W23 杭の履歴曲線で囲まれた面積は ST 杭のそれに対していずれの変位振幅でも小さくなっている。



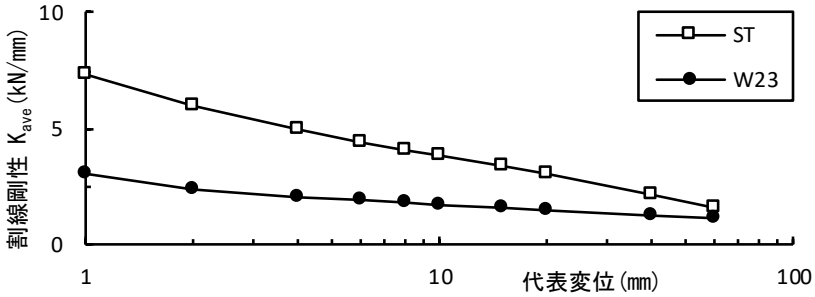
(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

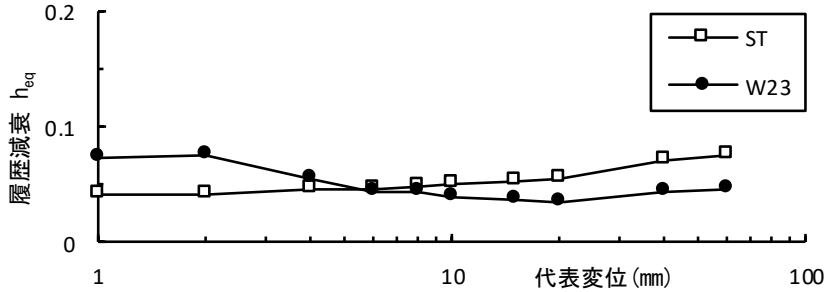
(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 2.9　杭頭荷重－代表変位関係
（第 2 サイクル時の各最大変位振幅）

図 2.10(a)～(b)に W23 杭と ST 杭の杭頭荷重－代表変位から算定した割線剛性(k_{ave})と履歴減衰(h_{eq})を示す。なお割線剛性k_{ave}と履歴減衰h_{eq}は 2.4.1 節に示す(2-18)式、(2-19)式から算定した。W23 杭と ST 杭の割線剛性は羽根の有無に関係なく、変位振幅の増大とともに小さくなる傾向にあり変位依存性が確認できる。また ST 杭に対する W23 杭の割線剛性比は、変位振幅 1mm では約 0.4 倍程度、変位振幅 60mm ではほぼ同等となった。履歴減衰は ST 杭では変位振幅の増加にともない増大する傾向を示す一方、W23 杭では変位振幅の増加にともないと履歴減衰は低下し一定値に近づく傾向を示しており、履歴減衰では羽根の有無により変位依存性に違いが見られた。その要因として杭周地盤との剥離の影響によるものと推測する。



(a) 割線剛性－代表変位関係

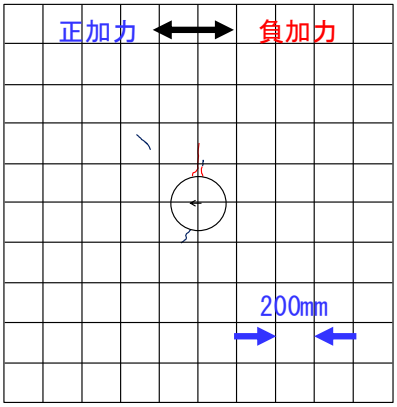


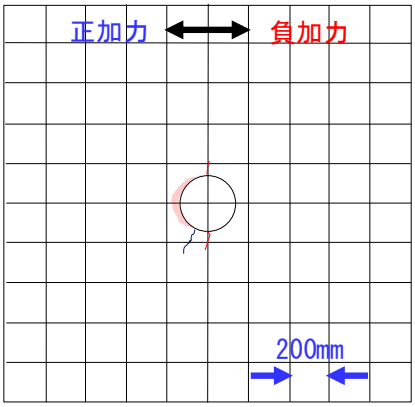
(b) 履歴減衰－代表変位関係

図 2.10　杭頭荷重－代表変位による割線剛性と履歴減衰

2) 杭周地盤の地盤変状

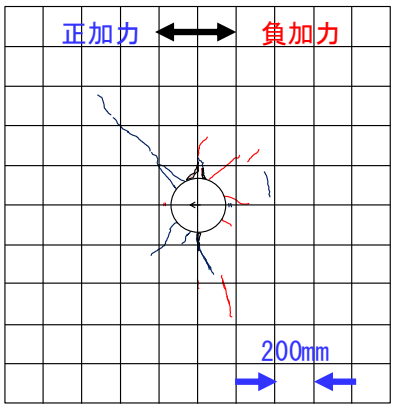
図 2.11(a)～(c)に負加力、第 1 サイクル時の最大変位振幅 10mm、20mm および 60mm 時における ST 杭と W23 杭の地表面に出現したひび割れ状況を比較して示している。変位振幅 10mm および 20mm でのひび割れの出現状況は、ST 杭では杭頭の近傍地盤にひび割れが多く出現し、また変位振幅の増加にともないひび割れの出現範囲が広がっているのに対して、W23 杭ではほとんどひび割れが出現せずに、杭と周面地盤の間に隙間が生じて、地表面に出現するひび割れは杭周面地盤の近傍に集中する傾向を示した。また変位振幅 60mm では、ST 杭、W23 杭ともに変位振幅の増加にともないひび割れの出現量も増加するものの、W23 に比べて ST のひび割れの出現量が多く、またその出現範囲は広がっていることから、ST 杭と W23 杭で杭周面地盤の地盤変状に顕著な差が見られた。この差が生じた要因として、杭と周面地盤間に生じた剥離の深さ、羽根が通過した領域にある杭周地盤に緩みが生じてことで地盤の応力状態が変化したことが考えられる。

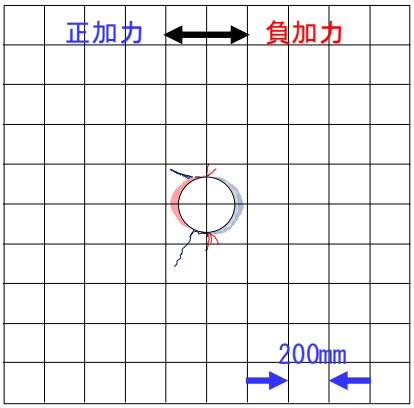




ST　　W23

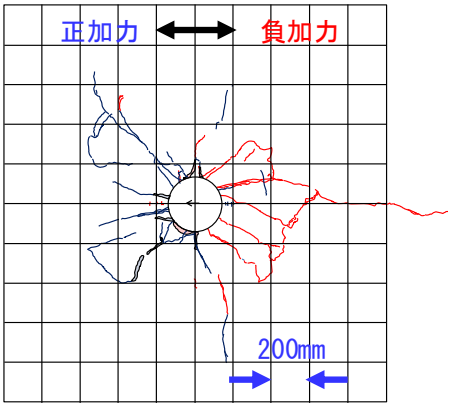
(a)　負方向、変位振幅 10mm 時（第 1 サイクル）

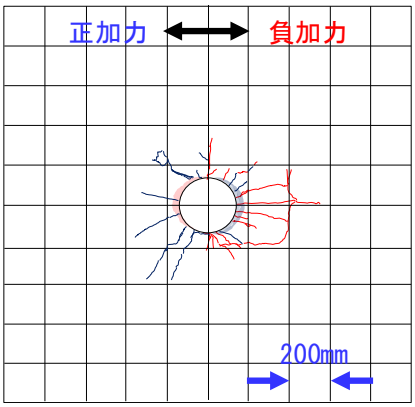




ST　　W23

(b)　負方向、変位振幅 20mm 時（第 1 サイクル）





ST　　W23

(c)　負方向、変位振幅 60mm 時（第 1 サイクル）

図 2.11　地盤変状図

3) 杭の曲げモーメント分布

杭に生ずる曲げモーメントの算定は、先ず杭内面に貼付したひずみゲージから得られたデータを用いて(2-2)式により杭の曲率ϕ_iを算出した。

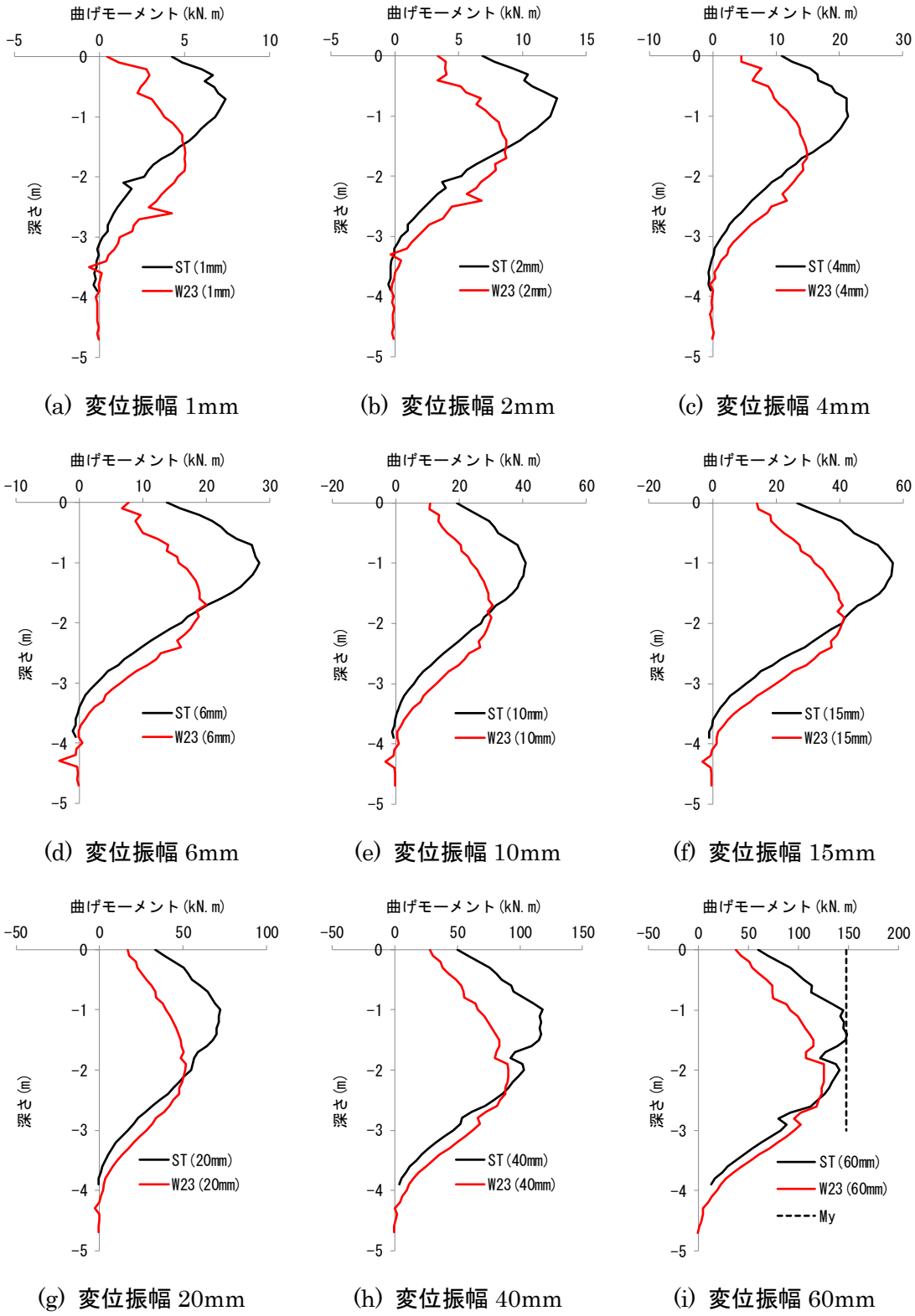
$$\phi_i = \frac{\varepsilon_{i+} - \varepsilon_{i-}}{D_p - 2t} \tag{2-2}$$

ここで、D_p：杭径、t：鋼管厚さ、ε_{i+}：引張側のひずみ、ε_{i-}：圧縮側のひずみ。

さらに、杭の弾性範囲内においては、杭の断面 2 次モーメントをI、ヤング係数をEとすると、杭に作用する曲げモーメントM_iは(2-3)式で算出される。

$$M_i = EI\phi_i \tag{2-3}$$

ひずみゲージの貼付については 2.2.3 節で示したように鋼管内面にひずみゲージを貼付するため、長さ 1m の鋼管を 5 本、完全溶け込み溶接接合(裏当て板厚 4.5mm)で接続して製作したため 1m 毎に溶接部で杭の断面が変化する。そのため鋼管の接続部近傍の曲げモーメント分布に不連続な性状が生じている。また ST 杭は施工時の回転貫入によって杭と地盤間に生じた摩擦熱により GL-4m 以深のひずみゲージが破損して計測不能となった。図 2.12(a)～(i)に正方向の第 1 サイクル時における 1mm～60mm までの各変位振幅について ST 杭と W23 杭の曲げモーメント分布を比較して示す。杭に生ずる最大曲げモーメントは、載荷初期から ST 杭に対して W23 杭は小さくなっている。また W23 杭の最大曲げモーメントの発生深度は ST 杭に比べて深い深度で生ずる傾向にある。



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 2.12　曲げモーメント分布の比較

（正方向加力、第 1 サイクル時の各最大変位振幅）

4) 杭周面の地盤反力－杭変位関係

4-1) 評価方法の概要

本実験結果を地盤－羽根付き鋼管杭－上部構造の連成系として地震応答解析に発展させるためには、水平載荷実験における杭周地盤ばね、すなわち杭周地盤反力－杭変位関係を推定し分析する必要がある。

杭周地盤反力の推定方法として、方法①杭の曲げひずみを多項式で近似する方法、方法②杭の曲げひずみを直接微分、積分する方法について考える。方法①の杭の曲げひずみを多項式で近似する方法は、実験で計測した曲げひずみから曲げモーメントを算出し、その曲げモーメント分布を多項式でフィッティングさせたのち、その多項式を 2 階微分することで求める手法となる。しかし実験データには計測上のばらつきやノイズが含まれているため、その影響を取り除いて杭周地盤反力を推定する必要がある。ノイズの除去のためには鋼管の純曲げ実験による$M-\phi$関係を用いて、本実験の実験データのひずみゲージのバラツキやノイズを除去する必要となるが、本研究では実験の都合上、鋼管の純曲げ実験による$M-\phi$関係を確認していないため、本実験データから計測上のノイズを除去することは容易ではない。また方法②の杭の曲げひずみを直接微分、積分する方法は、柏ら[2.12~2.13)]の研究から、杭のひずみゲージより求めた杭の曲げモーメント及び曲率の分布を多項式に近似することなく、杭周地盤反力と変位の分布を推定する方法である。

4-2) 評価方法と評価方法の違いによる杭周面の地盤反力－杭変位関係への影響

以下に評価方法の手順を示し、評価方法の違いによる杭周地盤反力－杭変位関係への影響について検討する。

方法①　杭の曲げひずみを多項式で近似する方法

杭周地盤反力分布を求める際には、まず、任意の杭頭変位での深さ方向に対する杭の曲げモーメント分布を最小 2 乗法によって 6 次多項式で近似する。次に、関数近似した曲げモーメント分布を 1 階微分してせん断力分布、2 階微分して杭周地盤反力分布を算出する。この時、地表面位置における境界条件として、曲げモーメントがジャッキによる水平荷重と杭突出量の積、杭頭せん断力がジャッキによる水平荷重、杭周地盤反力が 0 となる条件を与えた。また、杭先端位置(GL-4.8m)における境界条件には、曲げモーメントと地盤反力を 0 としている。杭の曲げモーメント分布に対する近似関数を(2-4)式で表す。なお、多項式の次数や境界条件を変えた検討は後節で示す。

$$M(z) = a_0 + \sum_{i=1}^{6} a_i\, z^i \tag{2-4}$$

ここで、a_0=$M(0)$=$H \cdot -h_t$、a_1=H、a_2=0、a_3~a_6：任意のパラメータ、H：杭頭荷重、h_t：杭突出量。

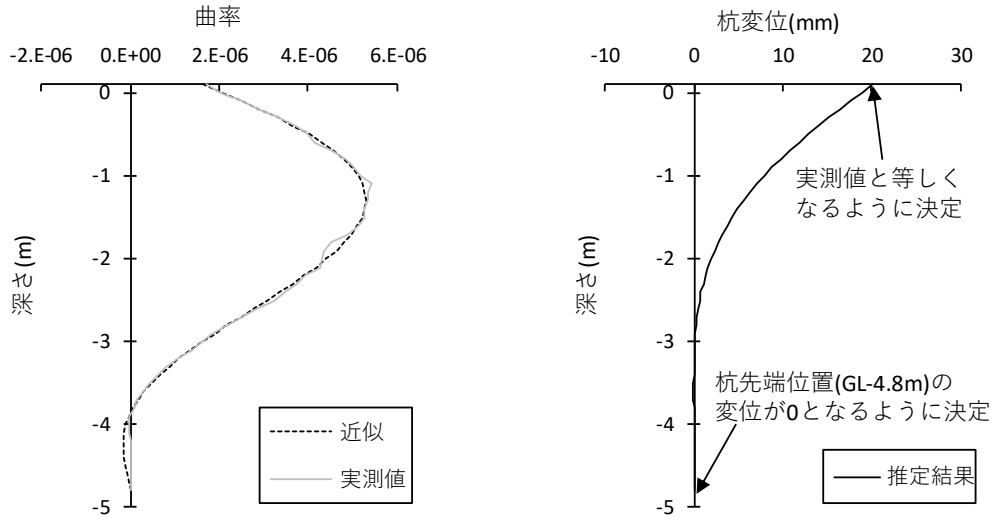
杭変位を求める際には、まず任意の杭頭変位で杭の曲率分布を 5 次多項式で近似する。次に関数近似した曲率分布を 2 階積分して杭変位分布を算出する。曲率分布の 2 階積分で現れる 2 つの積分定数は、代表変位が実測値と等しく、かつ杭先端位置での変位が 0 となるように決定する。曲率に対する近似関数から任意深度での杭変位に関する近似式までを(2-5)式～(2-7)式で表す。また図 2.13 に方法①による杭変位分布の算出方法を図示する。

$$\phi(z) = b_0 + \sum_{i=1}^{5} b_i\, z^i \tag{2-5}$$

$$y(z) = y_0 + \theta \cdot z + \sum_{i=0}^{5} \frac{1}{(i+1)(i+2)} b_i\, z^{i+2} \tag{2-6}$$

$$y(z) = -\frac{1}{z_e}\left\{ y_0 + \sum_{i=0}^{5} \frac{1}{(i+1)(i+2)} b_i\, {z_e}^{i+2} \right\} \tag{2-7}$$

ここで、b_0~b_5：任意のパラメータ、y_0：GL+100mm 位置の変位の実測値、θ：杭先端(z=z_e)位置の変位が 0 になるように(2-7)式により算出。



(a) 曲率分布の近似　　(b) 推定した杭変位分布

図 2.13　方法①による杭変位分布の算出

方法②　杭の曲げひずみを直接微分、積分する方法

柏ら [2.12-2.13]は、杭周地盤反力と杭変位を算出する方法として、杭の曲げひずみを直接微分、積分する方法を提案している。本方法は、杭のひずみゲージより求めた杭の曲げモーメントおよび曲率の分布を多項式に近似することなく、杭周地盤反力と変位の分布を推定することができる。本実験では、杭を深さ方向に約 1m おきに切断して、ひずみゲージを貼った後の杭の接続部を溶接しているため、杭断面の違いが生じたことで剛性変化の影響が接続部付近の曲げひずみに表れている。そこで、切断面とみられる GL-0.85m, GL-1.85m, GL-2.85m で計測された曲げひずみについてはあらかじめ除去し、前後の深さで計測されたひずみを線形補間した値を与えた。GL-0.25m ではひずみゲージの破断が見られたため、杭切断面と同じように曲げひずみを除去して線形補間した。また、計測した曲げひずみにはノイズが含まれており、2 階微分によってノイズが強調されるため、ノイズを除去する必要がある。まず、(2-8)式、(2-9)式から杭のせん断力分布を計算する。

$$Q_1 = H \tag{2-8}$$

$$Q_i = (M_i - M_{i-1})/(x_i - x_{i-1}) \tag{2-9}$$

ここで、Q_1：地表面から 1 番目計測点間のせん断力、Q_i：$i-1$～i番目計測点間のせん断力、x_i：i番目計測点の深さ

Q_1およびQ_iは各計測区間で一定値とすると、(2-8)式、(2-9)式より地表面から曲げひずみ計測点最下部までのせん断力分布を階段関数$Q_i(x)$で表現したことになる。次に$Q_i(x)$を平滑化する。具体的には(2-10)式、(2-11)式により地表面から 0.2m(杭径程度の幅)ピッチで出力点z_jにおけるせん断力Q_jを計算する。Q_jは出力点z_jを中心とした 0.4m の範囲における、Q_jは$Q_i(x)$の平均値として計算する。

$$z_j = -0.2(j-1) \tag{2-10}$$

$$Q_j = \frac{1}{0.4} \cdot \int_{z_j-0.2}^{z_j+0.2} Q_i(x)dx \tag{2-11}$$

次に、(2-12)式、(2-13)式により杭周地盤反力を算出する。せん断力Q_jの深さ方向の差分をz_j~z_{j+1}間の地盤反力p_jとする。

$$d_j = (z_j - z_{j-1})/2 \tag{2-12}$$

$$p_j = (Q_j - Q_{j-1})/0.2 \tag{2-13}$$

ここで、d_j：出力された地盤反力の代表深さ(m)

さらに杭周地盤反力p_jは(2-14)式によりd_j周りで再度平滑化する。

$$_{ave}p_j = (0.5p_{i-1} + p_j + 0.5p_{j+1})/2 \tag{2-14}$$

杭変位$y(x)$は曲率の実測値をそのまま 2 階積分し、代表深さd_jに対して出力する。不定積分の境界条件には、地表面での杭変位(=y_{GL})と杭先端変位(=0 と仮定)を用いる。図 2.14 に本方法を図示する。ここで、$y(z)$：杭先端の曲率と変位が 0 となるように算出した変位、$y_{mod}(z)$：境界条件を考慮した変位、z_{50}：杭先端深さとする。

次に方法①と方法②による評価方法の違いが杭周地盤反力－杭変位関係に与える影響を考察する。ここでは ST 杭の実験結果に対して方法①および②を適用し、評価手法の違いによる影響について検証する。図 2.15 および図 2.16 に方法①、②により推定された杭変位分布と杭周地盤反力分布をそれぞれ示す。図 2.15 より、方法①と方法②の杭変位分布はほぼ同様であることから、評価手法の違いが杭変位に与える影響は小さいと考えられる。次に、杭周地盤反力分布に着目する。図 2.16 から杭変位 2mm および 20mm では、方法①と方法②による地盤反力の分布性状はほぼ同様の性状をしているのに対して、杭変位が 60mm に

なると評価方法の違いにより杭周地盤反力に違いが見られる。図 2.17 に変位振幅 20mm 時(2 サイクル目)の杭周地盤反力－杭変位関係を示す。方法①、②ともに、深度によって履歴曲線に違いが見られる。地表面に近い GL-0.5m 位置の杭周地盤反力－杭変位関係では、方法①、方法②ともにスリップ特性が認められる一方、深度が深くなった GL-1.5 m 位置では紡錘形に近い履歴曲線を示す。また、GL-1.0m 位置に着目すると、方法①の杭周地盤反力－杭変位関係では方法②より逆 S 字型の履歴曲線となっており、評価手法の違いにより杭周地盤反力－杭変位関係の履歴曲線に違いが見られる。

以上から、方法①は多項式の次数、境界条件を実験値に適合するように設定する必要があるが、境界条件だけで杭周地盤反力を算出することができる一方、方法②では、杭の切断面付近の曲げひずみの補間方法、曲げひずみ分布やせん断力分布を算定するための平滑化の精度が算定結果に与える影響が大きいと考えられる。よって、本論文では杭周地盤反力および杭変位は方法①により算定する。

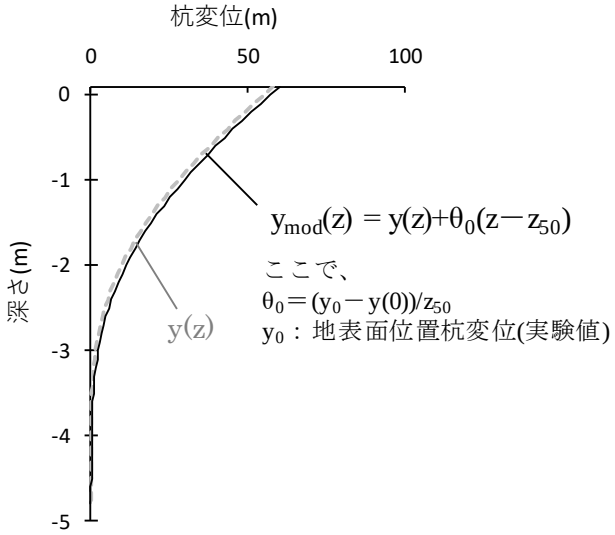
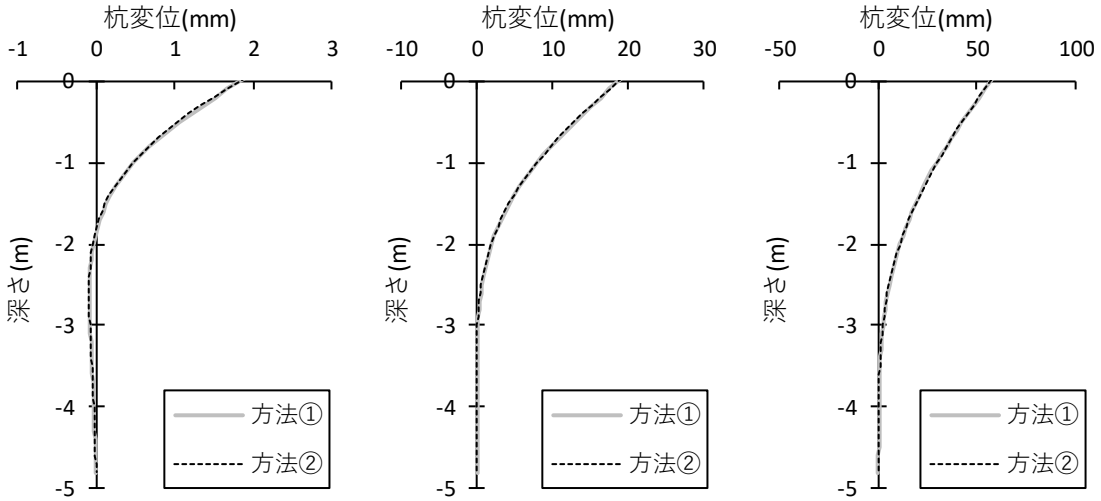
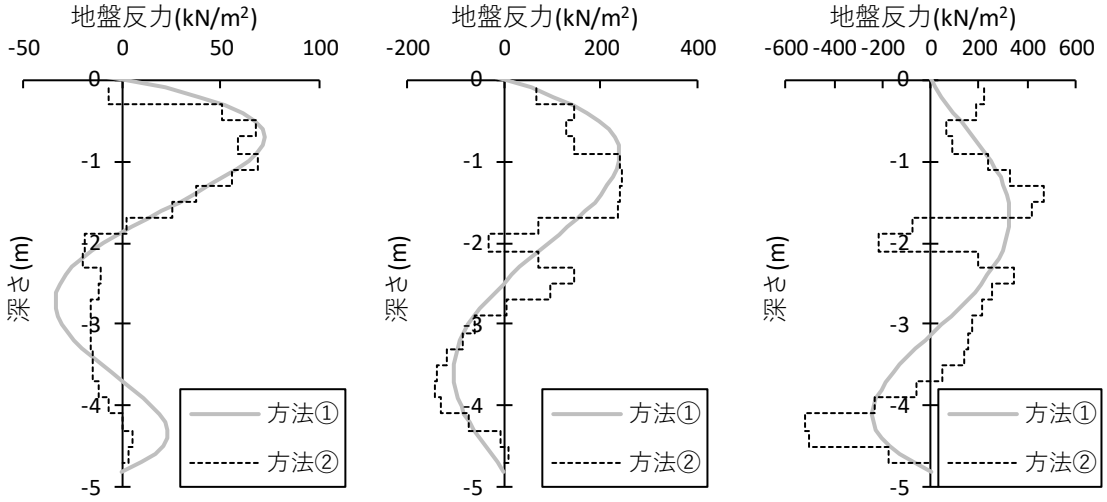


図 2.14　方法②による杭変位分布の算出



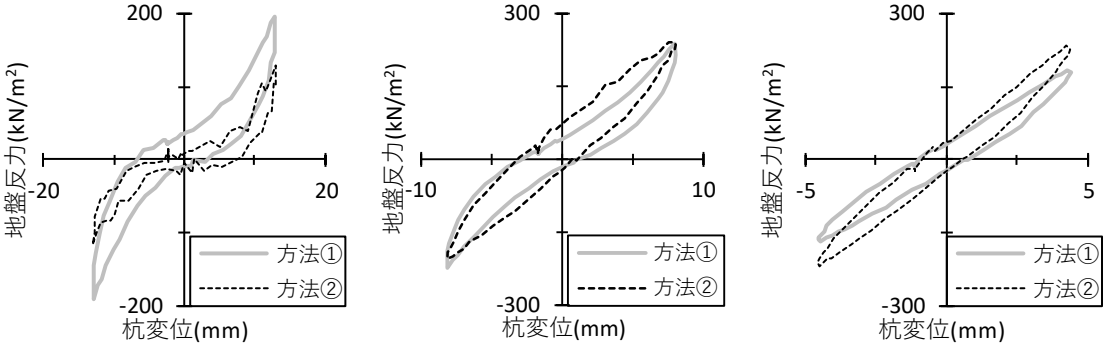
(a) 変位振幅 2mm　(b) 変位振幅 20mm　(c) 変位振幅 60mm

図 2.15　ST 杭に対する杭変位分布の推定



(a) 変位振幅 2mm　(b) 変位振幅 20mm　(c) 変位振幅 60mm

図 2.16　ST 杭に対する地盤反力分布の推定



(a) GL-0.5m　　(b) GL-1.0m　　(c) GL-1.5m

図 2.17　ストレート杭に対する地盤反力－杭変位関係の推定
（変位振幅 20mm 時、第 2 サイクル目）

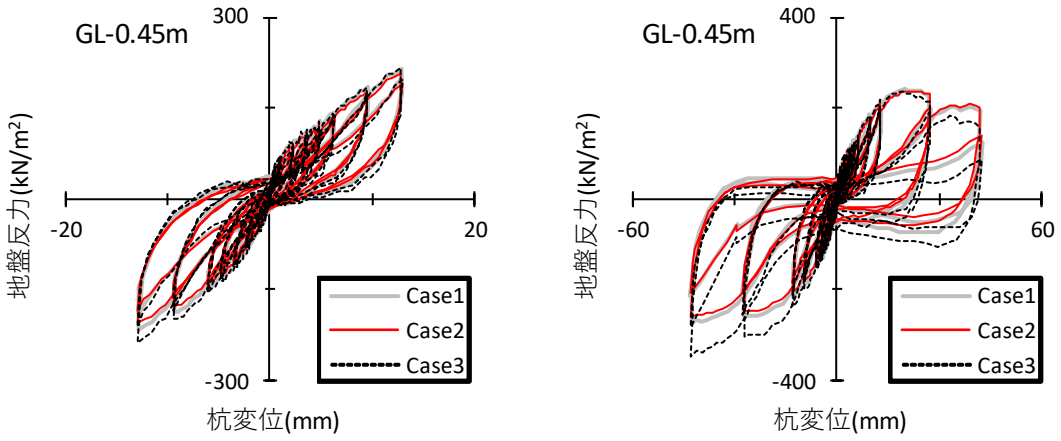
4-3) 多項式の次数に関する検討

ここでは前述の方法①により、杭周地盤反力－杭変位関係とその割線剛性および履歴減衰を算出し、最小 2 乗法を適用する際の多項式の次数と境界条件の違いが杭周地盤反力－杭変位関係におよぼす影響について検討する。検討ケースを表 2.3 に示す。検討は多項式の次数、全ケースに共通の境界条件および各ケースに付加する境界条件とする。ここで実験結果から地盤反力を算定する過程で 2 階微分をすることで計測誤差を拡大させる可能性が示唆される。この問題について Scott ら[2.14]、Ting ら[2.15]の研究では、5 次以上の多項式によるフィッティング法を提案している。よって本検討では多項式の次数を 5 次、また 4.2)の検討で行った 6 次の 2 ケースで検討した。図 2.18 に GL-0.5m 付近における ST 杭の杭周地盤反力－杭変位関係を示す。図 2.18(a)より、地表面に近い GL-0.45m 位置における代表変位振幅 20mm までの杭周地盤反力－杭変位関係は検討ケースに関係なく概ね同じ履歴曲線を示している。しかし、変位振幅が増加した 60mm までの図 2.18(b)では、Case1 と Case2 の杭周地盤反力は同一杭変位で概ね同程度であるのに対して、負方向載荷時において Case3 の杭周地盤反力は同一杭変位で Case1 と Case2 に比べ大きくなる。図 2.19 に GL-0.5m 付近における杭周地盤反力－杭変位関係の割線剛性および履歴減衰と杭変位の関係、弾性ひずみエネルギーおよび履歴面積と杭変位の関係を示す。いずれの図においても、Case1 と Case2 のデータは同一杭変位で概ね同程度であるのに対して、Case3 では Case1、Case2 に比べて大きくなる傾向を示している。図 2.20 に GL-1.0m 付近における ST 杭の杭周地盤反力－杭変位関係を示す。図 2.20(a)より、全ケースの杭周地盤反力－杭変位関係はともに図 2.18(a)と同様に検討ケースによる違いは見られなかったのに対して、図 2.20(b)では Case1 と Case2 の杭周地盤反力は同一杭変位で概ね同程度である。一方、負方向載荷時では Case3 の杭周地盤反力は同一杭変位で Case1 と Case2 に比べて小さくなる傾向にあり、検討ケースによる違いが見られた。図 2.21 に GL-1.0m 付近における杭周地盤反力－杭変位関係の

割線剛性および履歴減衰と杭変位の関係、弾性ひずみエネルギーおよび履歴面積と杭変位の関係を示す。図 2.21(a)より、杭変位 1mm 以下の小変位域では割線剛性に検討ケースの違いがみられるのに対して、図 2.21(b)～(d)から履歴減衰、弾性ひずみエネルギーおよび履歴面積と杭変位の関係にはその違いは見られない。以上の結果より、Case3 では Case1、Case2 と比較して履歴性状に差が見られる一方、Case1 と Case2 はほぼ同様の性状を示しており、杭周地盤反力－杭変位関係を、比較的よく評価できていると考えられる。また Case2 は Case1 に比べ境界条件を少なくできることから、本論文では Case2 による 5 次多項式と境界条件により杭周地盤反力と杭変位を算定して杭周水平地盤抵抗の分析を行う。

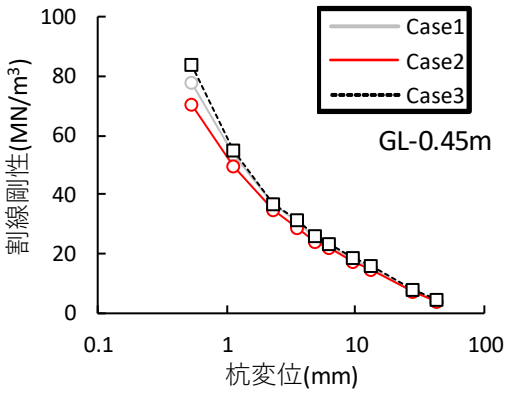
表 2.3　検討ケース

ケース名	多項式の次数	境界条件（全ケース共通）	左記の条件に付け加える境界条件
Case1	6 次多項式	・地表面の曲げモーメント=杭頭荷重×杭突出量 ・地表面のせん断力=実測値 ・杭先端(GL-4.8m)の曲げモーメント=0	・地表面の地盤反力=0 ・杭先端の地盤反力=0
Case2	5 次多項式		・杭先端の地盤反力=0
Case3	6 次多項式		・地表面の地盤反力=0

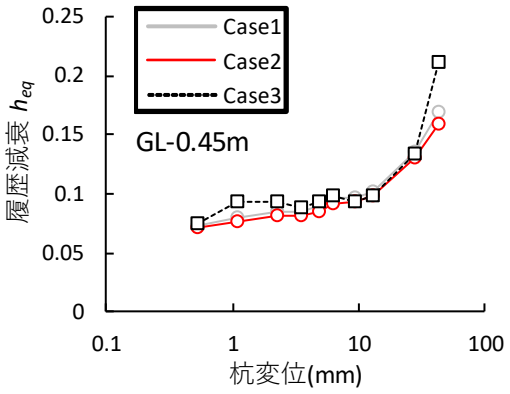


(a) 変位振幅 20mm まで　　(b) 変位振幅 60mm まで

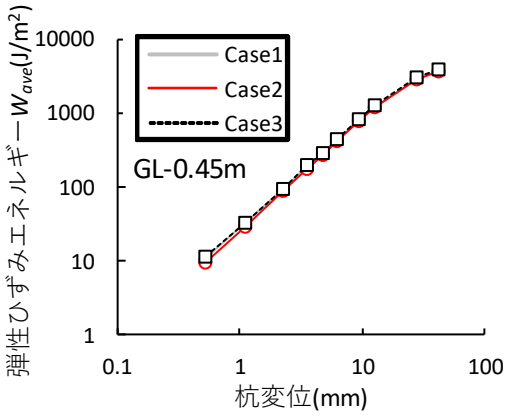
図 2.18　GL-0.5m 付近における ST 杭の地盤反力－杭変位関係



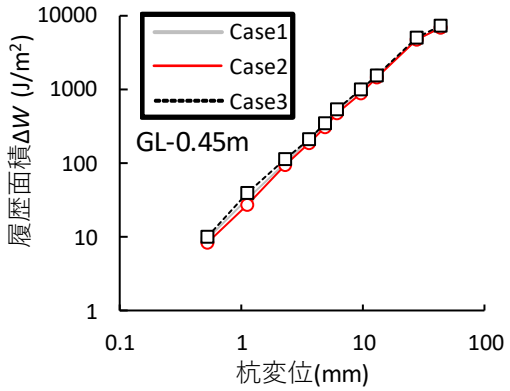
(a) 割線剛性ー杭変位関係



(b) 履歴減衰ー杭変位関係

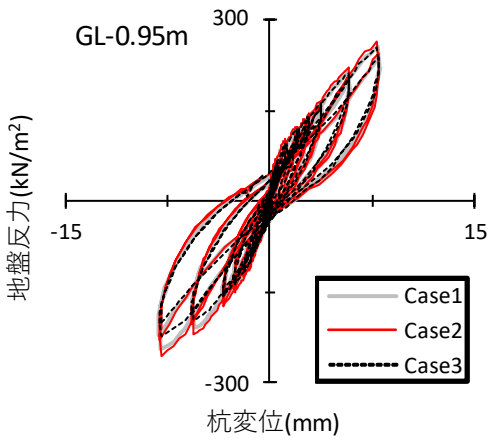


(c) 弾性ひずみエネルギーー杭変位関係

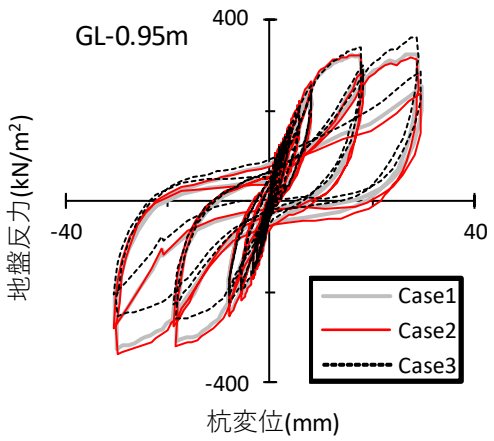


(d) 履歴面積ー杭変位関係

図 2.19　GL-0.5m 付近における ST 杭の地盤反力ー杭変位関係の割線剛性と履歴減衰

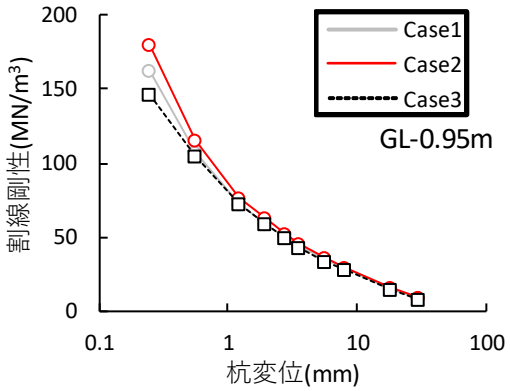


(a) 変位振幅 20mm まで

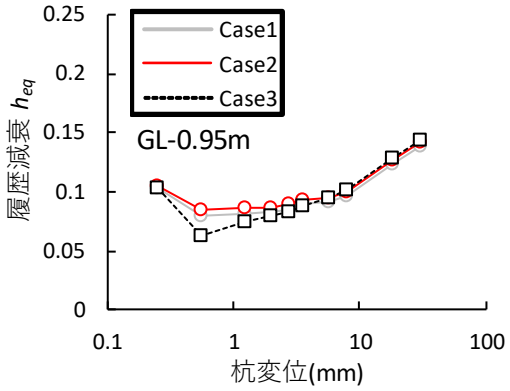


(b) 変位振幅 60mm まで

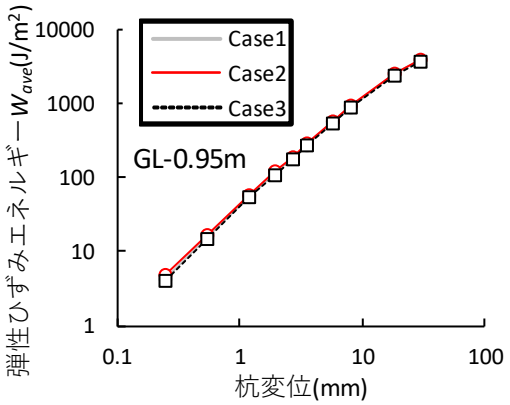
図 2.20　GL-1.0m 付近における ST 杭の地盤反力ー杭変位関係



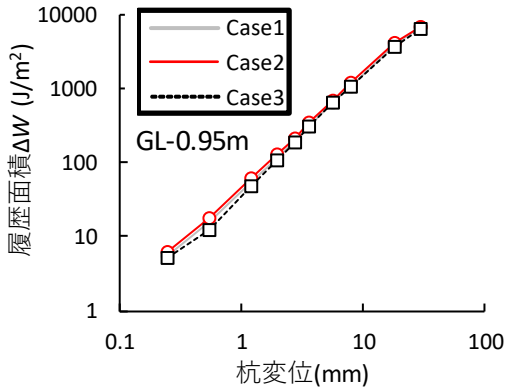
(a) 割線剛性－杭変位関係



(b) 履歴減衰－杭変位関係



(c) 弾性ひずみエネルギー－杭変位関係



(d) 履歴面積－杭変位関係

図 2.21　GL-1.0m 付近における ST 杭の地盤反力－杭変位関係の割線剛性と履歴減衰

4-4) 杭周面の地盤反力－杭変位関係の分析

各深度での杭周地盤反力と杭変位の関係は、杭のひずみより求めた曲げモーメントと曲率の分布から算出した。地盤反力分布は、まず、任意の杭頭変位での曲げモーメント分布を最小 2 乗法によって(2-15)式に示す 5 次多項式で近似し、次に微分してせん断力、2 階微分して地盤反力を算出した。このとき地表面位置の地盤反力が 0、杭頭せん断力が杭頭荷重となる条件と、杭先端位置(GL-4.8m)は曲げモーメントが 0 となる境界条件を設定した。

$$M(z) = a_0 + \sum_{i=1}^{5} a_i\, z^i \tag{2-15}$$

ここで、a_0=$M(0)$=$H \cdot h_t$、a_1=H、a_2=0、$M(-4.8m)$=0、a_3~a_5：任意のパラメータ、H：杭頭荷重、h_t：杭突出量

杭変位の算定は次のように行った。任意の杭頭変位における杭曲率の分布を(2-16)式に示す 5 次多項式で近似した。このとき杭先端での曲率が 0 となる条件とした。

$$\phi(z) = b_0 + \sum_{i=1}^{5} b_i z^i \tag{2-16}$$

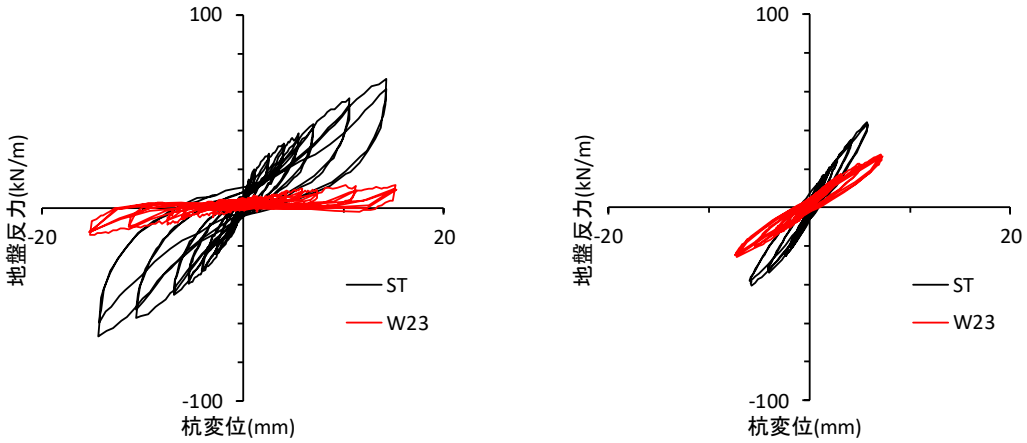
ここで、$\phi(-4.8m)$=0、b_0~b_5：任意のパラメータ。

次に、(2-16)式を 2 階積分することで変位を算出した。このとき地表面位置の変位を実測値、杭先端変位を 0 とした。すなわち、杭変位に関する近似式は(2-17)式となる。

$$y(z) = y_0 + \theta \cdot z + \sum_{i=0}^{5} \frac{1}{(i+1)(i+2)} b_i z^{(i+2)} \tag{2-17}$$

図 2.22 と図 2.23 に代表変位振幅が 20mm までと 60mm までの深度 GL-0.5m と GL-1.5m における杭周地盤反力－杭変位関係を示す。図 2.22(a)から W23 杭と ST 杭の履歴性状は深さによって異なっている。GL-0.5m における W23 杭の履歴曲線は顕著なスリップ性状を示しており、同一変位時における地盤反力はほとんど生じていない。図 2.22(b)から深度の増加にともなって GL-0.5m で見られた W23 のスリップ性状は緩和される傾向にあるが、地盤反力は ST 杭の約半分程度である。図 2.23 から変位振幅の増加にともない、GL-0.5m および GL-1.5m の W23 杭および ST 杭の履歴面積は増加する傾向を示したが、地表面に近い GL-0.5m における W23 杭の地盤反力の増加は小さく、深度が深くなった GL-1.5m においても W23 の地盤反力は ST 杭に比べて小さい。図 2.24 に GL-0.5m での各代

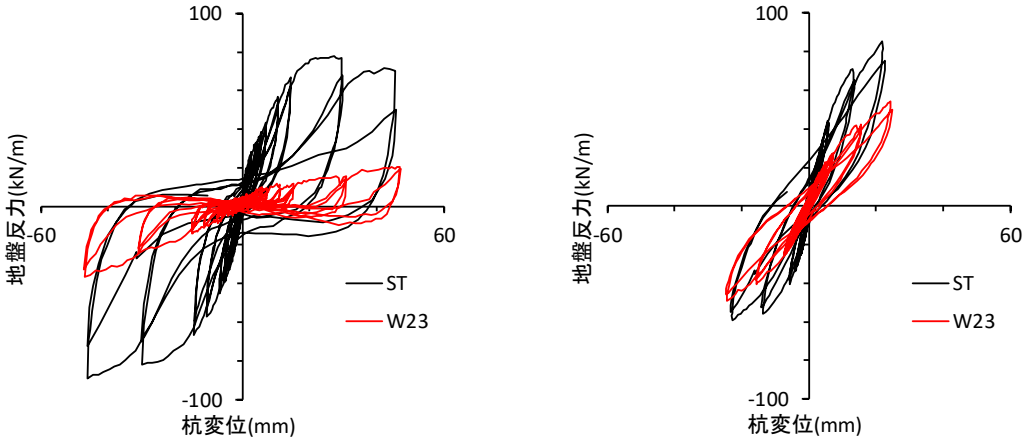
表変位振幅、第 2 サイクル時の杭周地盤反力－杭変位関係を示す。図から W23 杭の履歴曲線は載荷初期から代表変位振幅 60mm までスリップ性状を示して、地盤反力もほとんど生じていない一方、ST 杭の履歴性状は、代表変位振幅 10mm まではほぼ線形的な挙動を示し、代表変位振幅 20mm 以上になるとスリップ性状になる傾向が現れた。図 2.25 に GL-1.5m での各代表変位振幅、2 サイクル時の杭周地盤反力－杭変位関係を示す。図から W23 杭の履歴性状は GL-0.5m でみられたスリップ性状が見られないことから、地表面から深度が増加することで、W23 杭の非線形性は緩和される傾向にあるが、地盤反力については ST 杭に比べて小さい状況に変わりない。写真 2.7 は変位振幅 200㎜ 時に載荷方向の杭背面に生じた隙間から地盤内部を示している。ST 杭と W23 杭を比較すると、杭軸部に付着している土量と周面地盤の凹凸に違いがあるように見える。表 2.4 に杭と杭周地盤間の剥離深さの実測値、写真 2.8 にその実測状況を示す。なお、W23 杭は剥離深さを実測していないため、ここでは W23A 杭と ST 杭を比較している。表 2.4 から代表変位振幅+20mm 時の ST 杭と W23A 杭の剥離深さは、ST 杭が 180mm に対して W23A 杭では 920mm と W23A 杭の剥離深さは ST 杭の約 5 倍となっている。また代表変位振幅+60mm 時には ST 杭で 1430mm、W23A 杭で 1710mm となり、変位振幅の増加にともない両杭ともに剥離深さが深くなっていくが、その進展度合いは ST 杭に比べ W23A 杭の方が早く、剥離の深度も深くなっている。上記から ST 杭と W23 杭で杭周地盤反力の性状に明確な違いが見られたことは、杭施工時の羽根通過により GL-2m 以浅にある黒ボク層と風化火山灰質層の地盤物性が低下したこと、また杭周地盤の緩みにより W23 杭の剥離は ST 杭に比べ載荷初期で生じるとともに、その剥離の深さ方向への進展が ST 杭に比べて早いことで水平剛性の低下を生じた結果として地盤反力の性状に差が生じたと推測する。



(a)　GL-0.5m　　(b)　GL-1.5m

図 2.22　地盤反力－杭変位関係

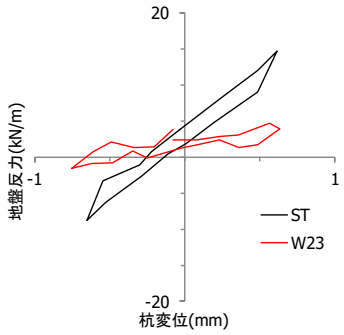
（変位振幅 20mm まで）



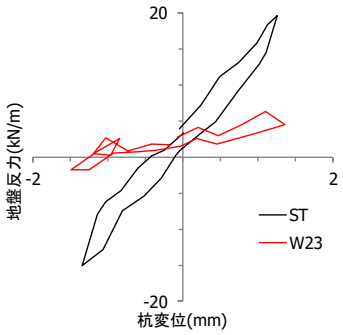
(a)　GL-0.5m　　(b)　GL-1.5m

図 2.23　地盤反力－杭変位関係

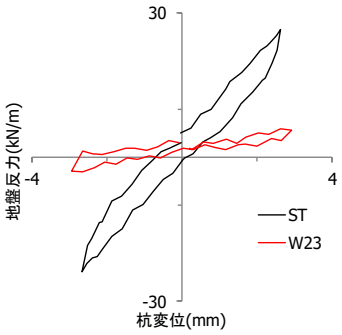
（変位振幅 60mm まで）



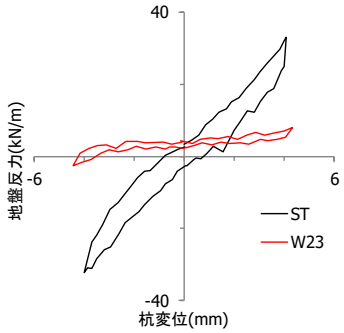
(a) 変位振幅 1mm



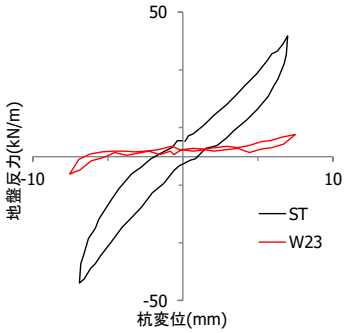
(b) 変位振幅 2mm



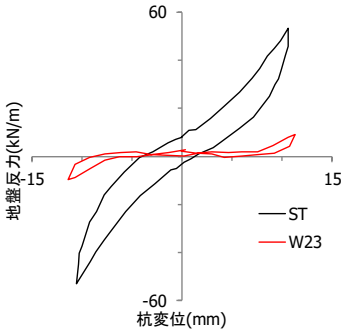
(c) 変位振幅 4mm



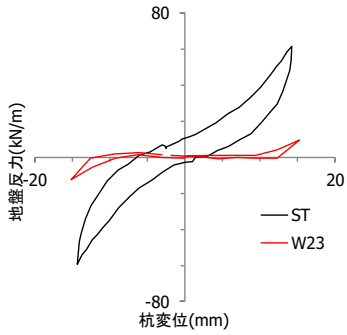
(d) 変位振幅 6mm



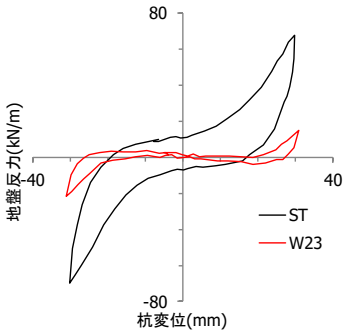
(e) 変位振幅 10mm



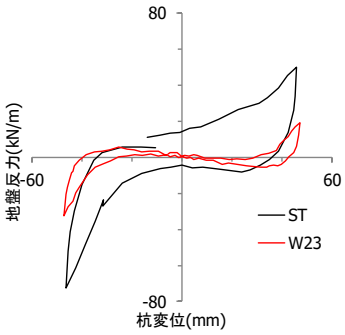
(f) 変位振幅 15mm



(g) 変位振幅 20mm

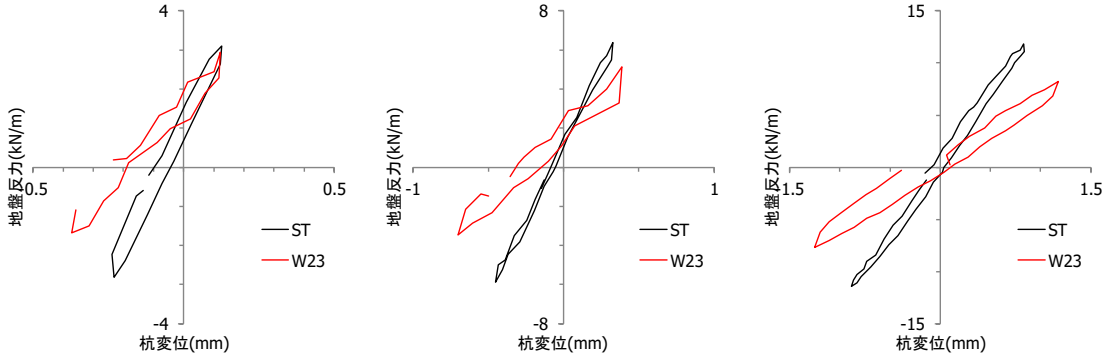


(h) 変位振幅 40mm



(i) 変位振幅 60mm

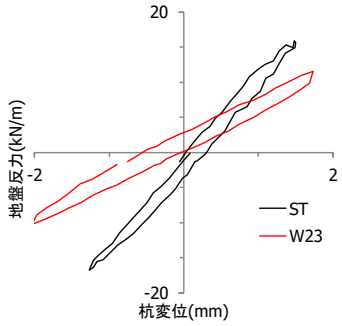
図 2.24　地盤反力－杭変位関係
(GL-0.5m，第 2 サイクル時)



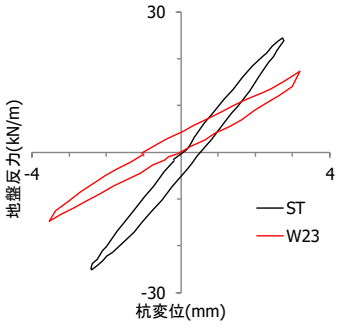
(a) 変位振幅 1mm

(b) 変位振幅 2mm

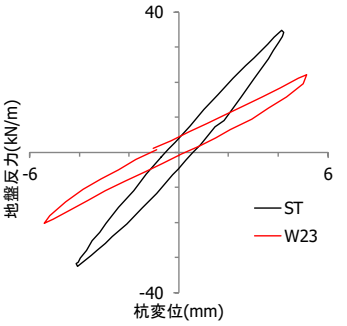
(c) 変位振幅 4mm



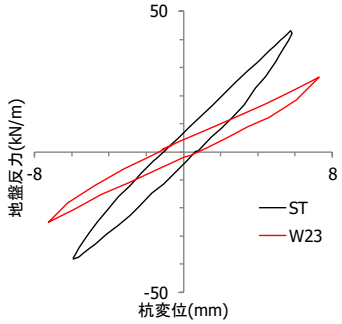
(d) 変位振幅 6mm



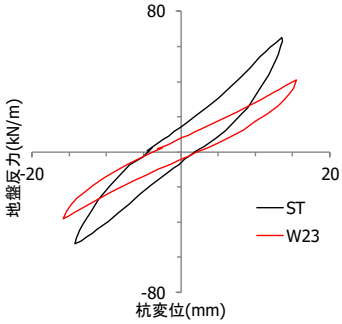
(e) 変位振幅 10mm



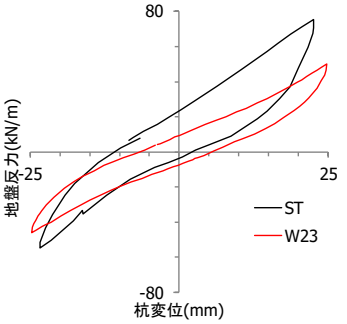
(f) 変位振幅 15mm



(g) 変位振幅 20mm



(h) 変位振幅 40mm



(i) 変位振幅 60mm

図 2.25　地盤反力－杭変位関係

(GL-1.5m、第 2 サイクル時)

(a) ST

(b) W23

写真 2.7　杭周地盤状況の比較

表 2.4　杭－杭周地盤間に生じた剥離深さの実測値

代表 変位振幅	ST	W30	W23A
	剥離深さ	剥離深さ	剥離深さ
mm	mm	mm	mm
+20	180	900	920
+60	1430	1850	1710

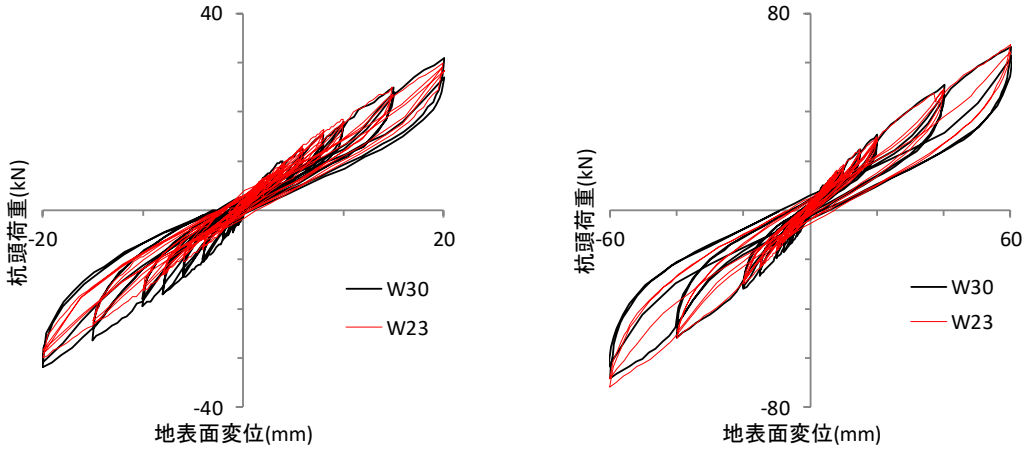
(a) ST

(b) W23A

写真 2.8　杭－杭周地盤間の剥離深さの実測状況
（正方向加力、第 1 サイクル時の変位振幅 20mm）

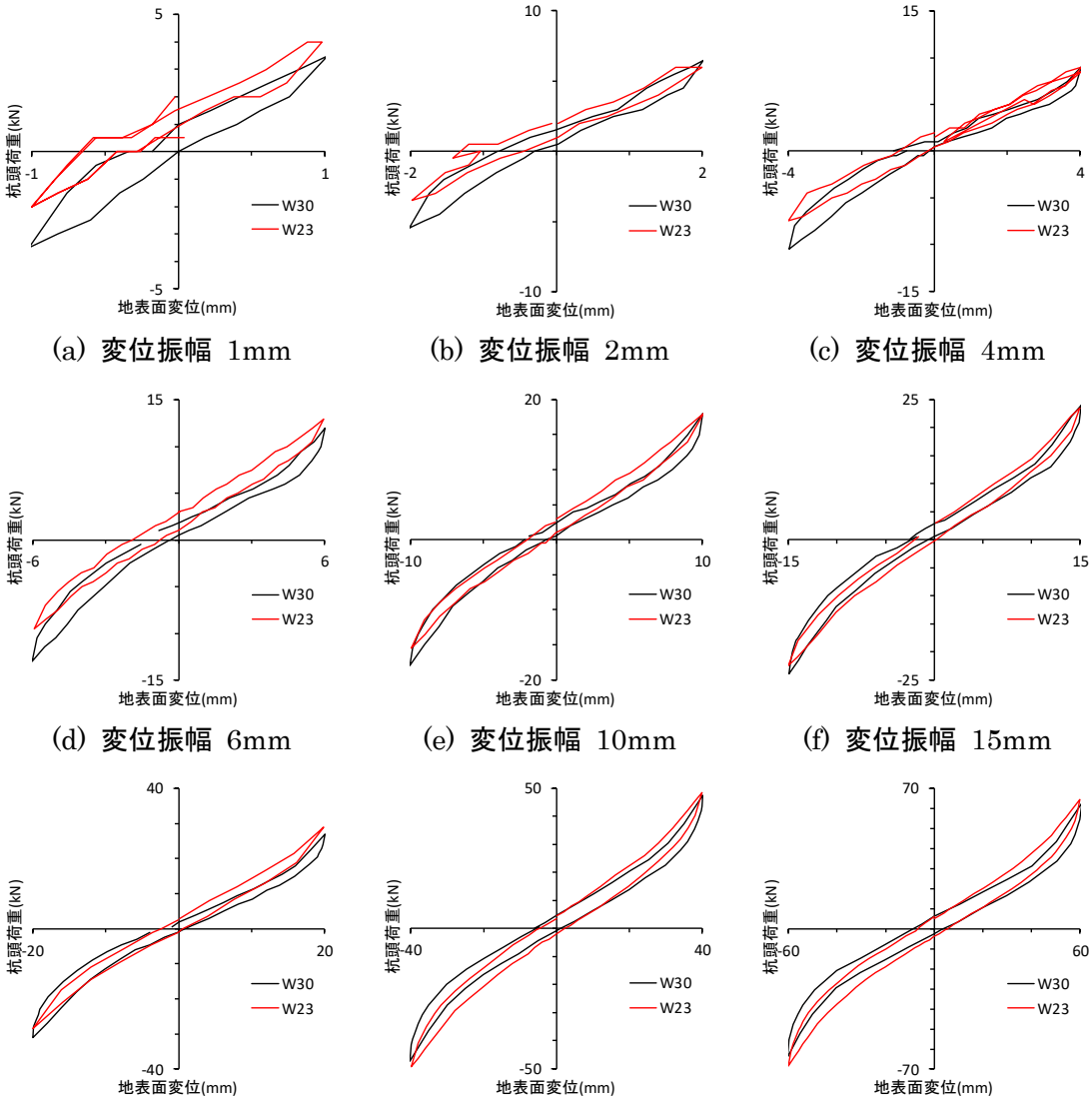
2.3.2　羽根径比の違いによる水平抵抗

図 2.26 に W23 杭と W30 杭の変位振幅 20mm と 60mm までの杭頭荷重－代表変位関係を示す。図 2.26(a)から、変位振幅 20mm までの杭頭荷重－代表変位関係に杭頭荷重および履歴曲線に羽根径比の違いによる差は見られない。また図 2.26(b)に示す変位振幅 60㎜ までについても図 2.26(a)と同様な性状を示している。図 2.27(a)~(i)に各変位振幅の第 2 サイクル時における W23 杭と W30 杭の杭頭荷重－代表変位関係を示す。図から W23 杭と W30 杭の履歴曲線は、載荷初期から逆 S 型のスリップ性状を示している。また履歴曲線で囲まれる履歴面積もほぼ同じ面積であることから杭頭荷重－代表変位関係に大きな違いは見られない。図 2.28(a)～(i)に正方向、第 1 サイクル時における 1mm～60mm までの各最大変位振幅での W30 杭と W23 杭の曲げモーメント分布の比較を示す。載荷初期から W30 杭の曲げモーメント分布は W23 杭と同じ分布形状を示している。また両杭に発生する最大曲げモーメントおよびその発生深度は羽根径比の違いによって差は見られない。図 2.29(a)～(f)は負加力、第 1 サイクル時における最大変位振幅 10mm、20mm および 60mm での W30 杭と W23 杭の地表面のひび割れ状況を比較して示した。地盤に発生するひび割れは W30 杭、W23 杭ともに杭頭周辺の地盤付近に出現している。変位振幅の増加にともないひび割れの出現も増加する傾向にあるものの、ひび割れの出現範囲は W30 杭、W23 杭ともに杭頭の周辺に集中する傾向がみられており、羽根径比の違いによる地盤変状に差は見られない。図 2.30 と図 2.31 に変位振幅 20mm までと 60mm までの深度 GL-0.5m と GL-1.5m における杭周地盤反力－杭変位関係を示す。図 2.30(a)と図 2.31(a)から地表面に近い GL-0.5m の地盤反力は W23 杭に比べ W30 杭が大きくなっているのに対し、図 2.30(b)と図 2.31(b)の深度が深い GL-1.5m の地盤反力は W23 杭のほうが W30 杭より大きい地盤反力となっている。図 2.32 に GL-0.5m、図 2.33 に GL-1.5m における第 2 サイクル時の各代表変位振幅での杭周地盤反力－杭変位関係を示す。図から W30 杭と W23 杭の杭周地盤反力－杭変位関係には図 2.30、図 2.31 と同様の性状を示しており羽根径比の違いによる顕著な差は見られないことから、羽根径比の違いが地盤反力におよぼす影響は小さいと考えられる。また表 2.4 に示した杭と杭周地盤間に生じた剥離深さの実測値から、変位振幅 20mm 時における W30 杭の剥離深さは地表面から 900mm であるのに対して W23A 杭では 920mm、また変位振幅 60mm 時では W30 杭で 1850mm、W23A 杭は 1710mm となり、W30 杭と W23 杭の剥離深さに大きな差が見られない。以上から、羽根付き鋼管杭の水平抵抗は羽根が通過した杭前面近傍の地盤による抵抗の支配が大きいと考えられるため、本実験による羽根径比の差(約 1.3 倍)程度での条件では、杭の水平反力に及ぼす影響は極めて小さいと考える。



(a) 変位振幅 20mm まで　　(b) 変位振幅 60mm まで

図 2.26　羽根径比の違いによる杭頭荷重－代表変位関係



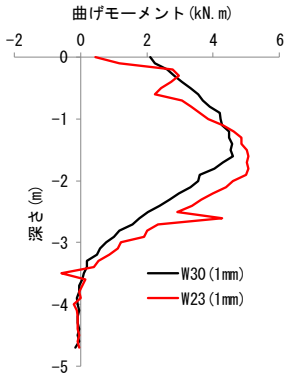
(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

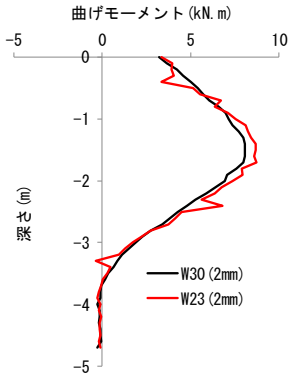
(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 2.27　杭頭荷重－代表変位関係

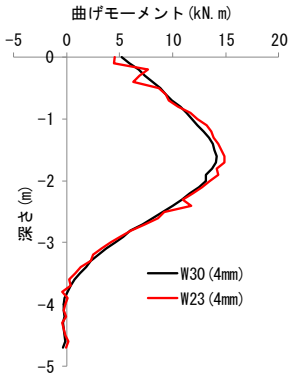
（第 2 サイクル時）



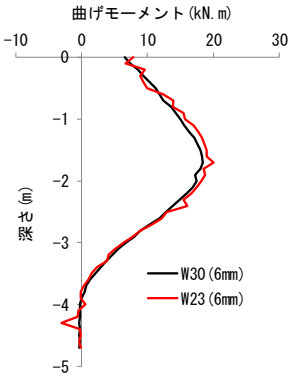
(a) 変位振幅 1mm



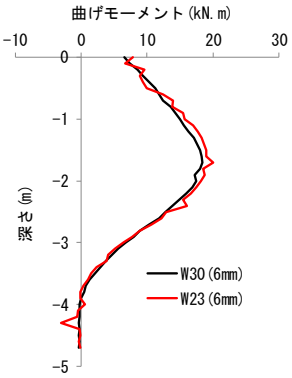
(b) 変位振幅 2mm



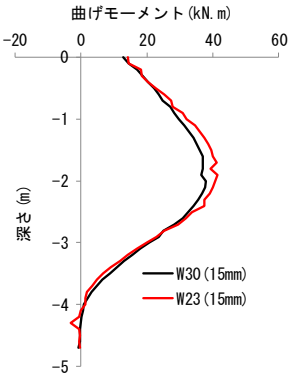
(c) 変位振幅 4mm



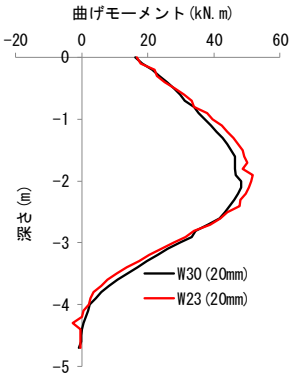
(d) 変位振幅 6mm



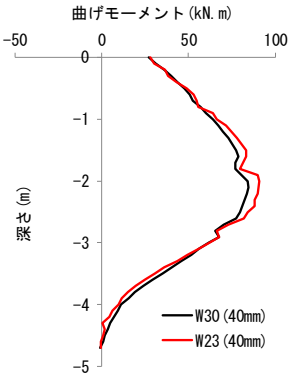
(e) 変位振幅 10mm



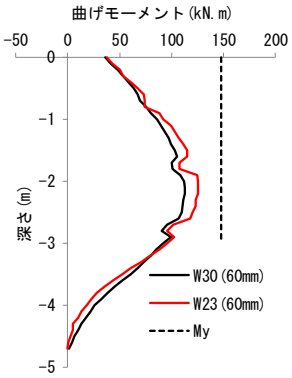
(f) 変位振幅 15mm



(g) 変位振幅 20mm

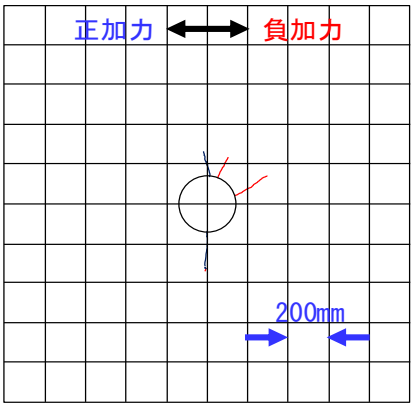


(h) 変位振幅 40mm

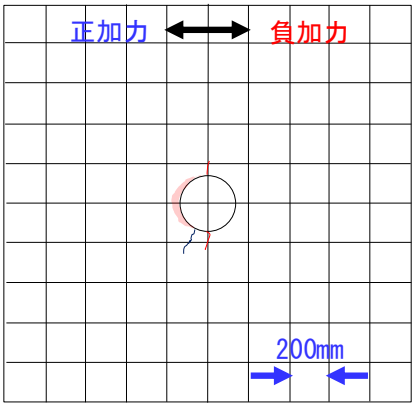


(i) 変位振幅 60mm

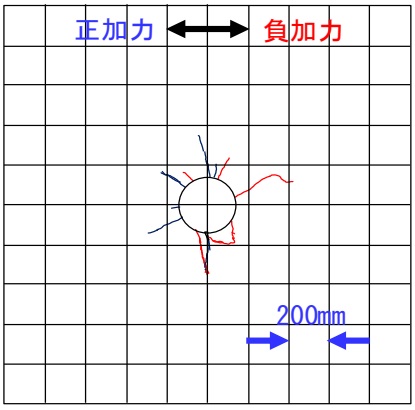
図 2.28　正方向各最大変位振幅時の曲げモーメント分布



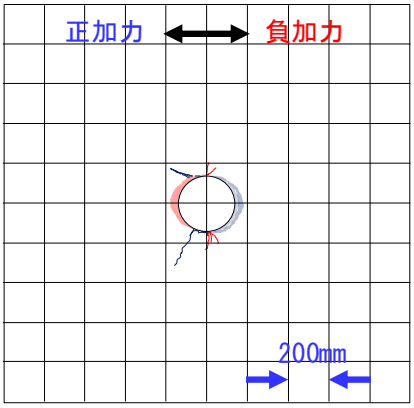
(a) W30 (変位振幅 10mm)



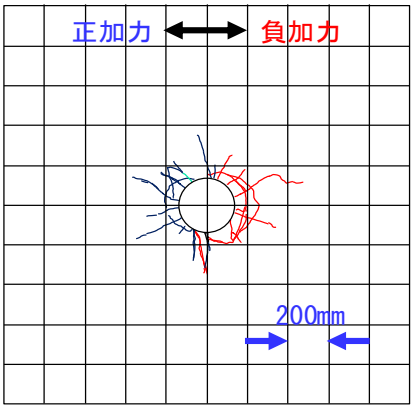
(b) W23 (変位振幅 10mm)



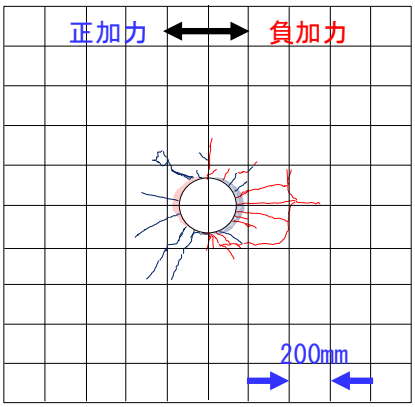
(c) W30 (変位振幅 20mm)



(d) W23 (変位振幅 20mm)



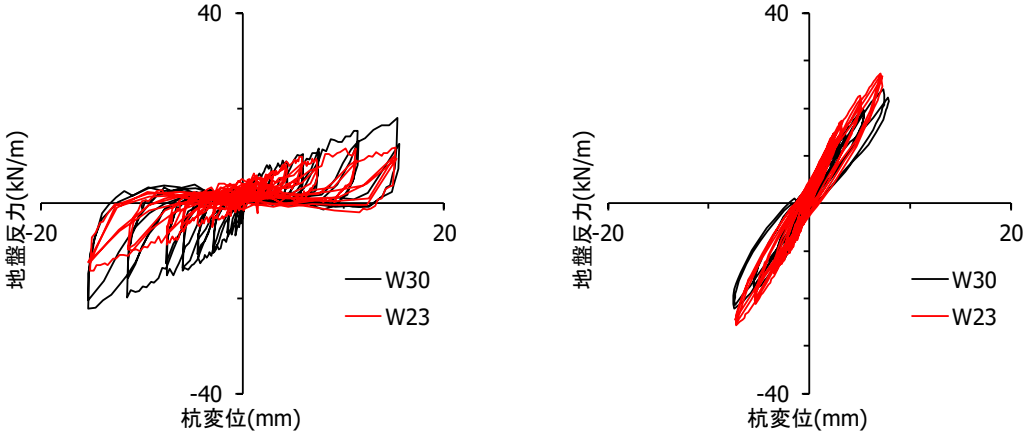
(e) W30 (変位振幅 60mm)



(f) W23 (変位振幅 60mm)

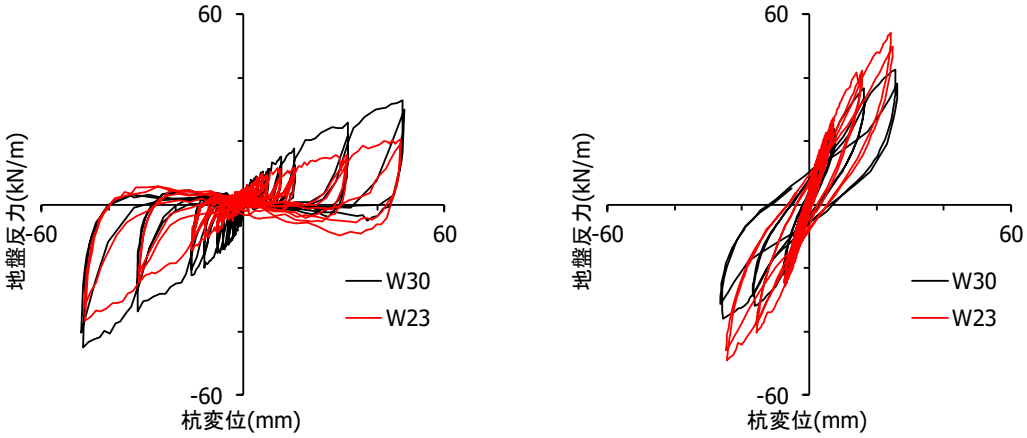
図 2.29　地盤変状図

(負方向加力、第 1 サイクル時の各最大変位振幅)



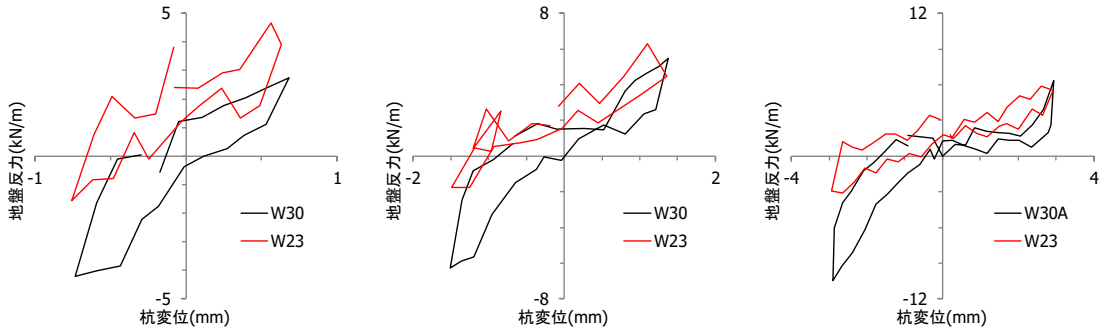
(a)　GL-0.5m　　(b)　GL-1.5m

図 2.30　地盤反力ー杭変位関係（変位振幅 20mm まで）



(a)　GL-0.5m　　(b)　GL-1.5m

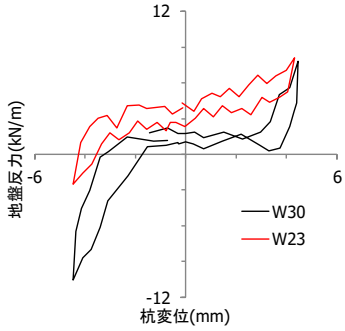
図 2.31　地盤反力ー杭変位関係（変位振幅 60mm まで）



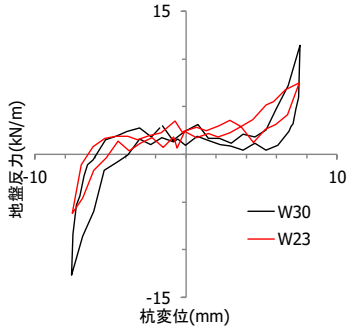
(a) 変位振幅 1mm

(b) 変位振幅 2mm

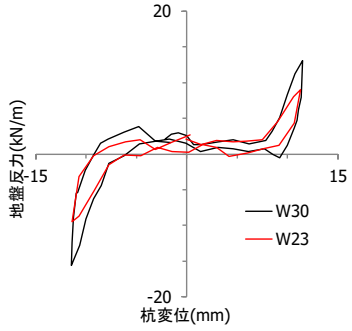
(c) 変位振幅 4mm



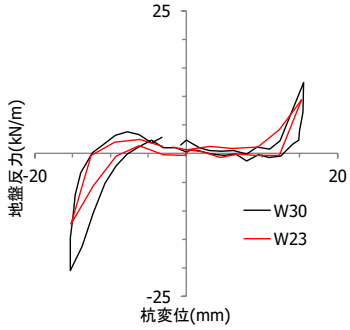
(d) 変位振幅 6mm



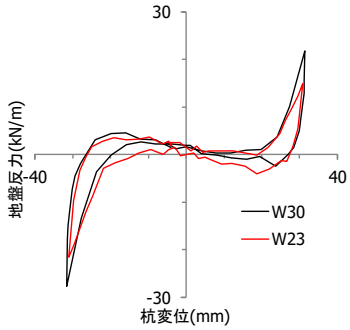
(e) 変位振幅 10mm



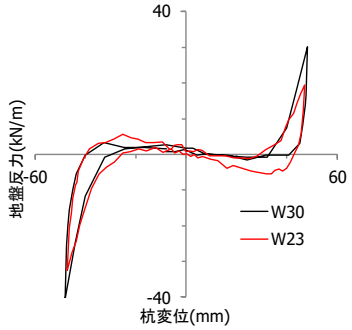
(f) 変位振幅 15mm



(g) 変位振幅 20mm



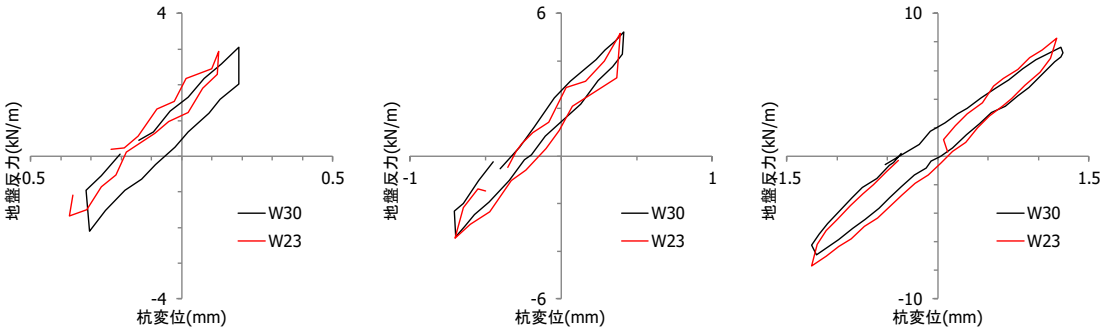
(h) 変位振幅 40mm



(i) 変位振幅 60mm

図 2.32　地盤反力－杭変位関係

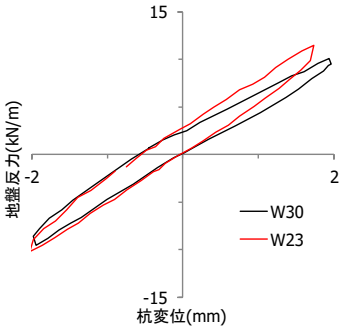
(GL-0.5m，第 2 サイクル時)



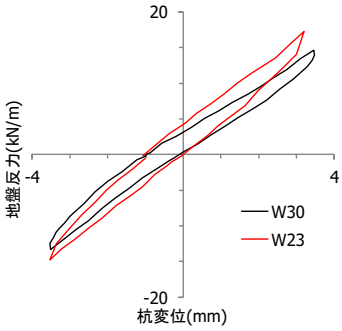
(a) 変位振幅 1mm

(b) 変位振幅 2mm

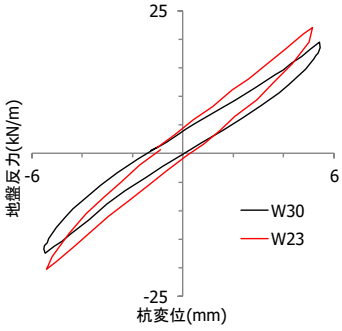
(c) 変位振幅 4mm



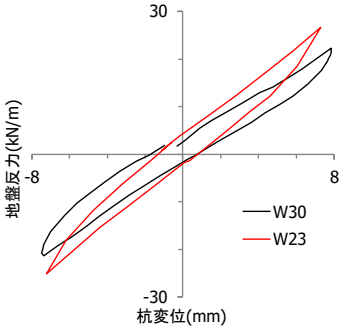
(d) 変位振幅 6mm



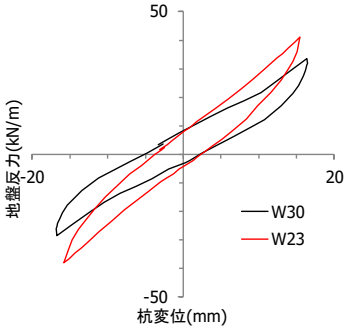
(e) 変位振幅 10mm



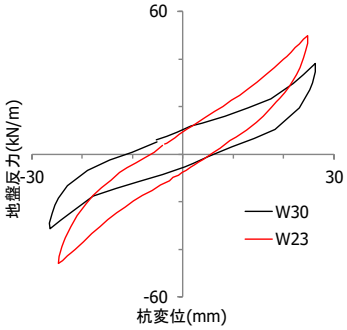
(f) 変位振幅 15mm



(g) 変位振幅 20mm



(h) 変位振幅 40mm



(i) 変位振幅 60mm

図 2.33 地盤反力－杭変位関係

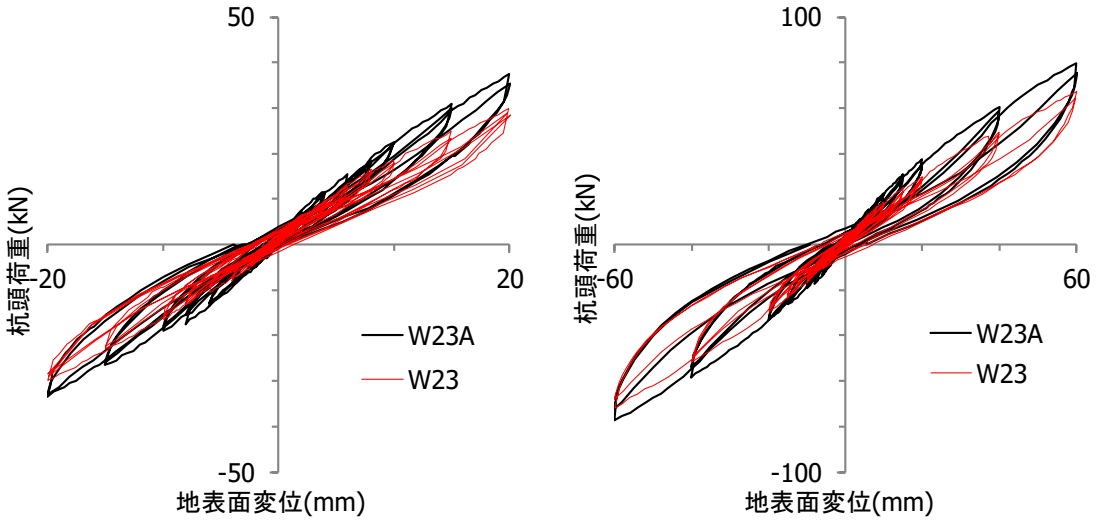
(GL-1.5m，第 2 サイクル時)

2.3.3　杭施工後の経時変化による水平抵抗

図 2.34 に W23 杭と養生期間（養生期間差 349 日）が違う W23A 杭の変位振幅 20mm と 60mm までの杭頭荷重－代表変位関係を示す。図から、変位振幅 20mm、60mm ともに正方向載荷および負方向載荷での杭頭荷重と割線剛性は W23 に比べて大きくなる傾向にあるものの、その回復程度は ST 杭には至っていない。図 2.35(a)～(i)に各変位振幅の第 2 サイクル時における W23A 杭と W23 杭の杭頭荷重－代表変位関係を示す。図から W23A 杭と W23 杭の履歴曲線は、ほぼ同様の性状を示しており W23A 杭、W23 杭ともに載荷初期から逆 S 型のスリップ性状が見られる。図 2.36(a)～(i)に正方向、第 1 サイクル時における 1mm～60mm までの各最大変位振幅での曲げモーメント分布の比較を示す。W23A 杭の地表面から GL-2m までの曲げモーメントは W23 杭に比べ大きい傾向を示しているものの、最大曲げモーメントおよびその発生深度は W23A 杭と W23 杭でほぼ同じ分布形状を示している。図 2.37(a)～(f)は負加力、第 1 サイクル時の変位振幅 10mm、20mm および 60mm での W23A 杭と W23 杭の地表面の出現したひび割れ状況を示している。W23A 杭、W23 杭ともにひび割れは杭頭周辺の地盤付近に出現している。変位振幅の増加にともないひび割れの出現も増加する傾向にあり、変位振幅 60mm における W23A 杭のひび割れの出現量と出現範囲は W23 に比べてやや多く、また広範囲に出現しているものの、両杭ともにひび割れの出現は杭頭の周辺にあること、ひび割れの出現範囲は加力方向のみで加力直交方向には出現していないことから、杭施工後の経時変化の違いによる地盤変状の性状に大きな差は見られない。図 2.38 と図 2.39 に変位振幅が 20mm までと 60mm までの深度 GL-0.5m と GL-1.5m における地盤反力－杭変位関係を示す。図から施工後、約 1 年経過した W23A 杭の地盤反力は加力方向に関係なく W23 杭に対して、杭変位 20mm 時で約 20%(正載荷時と負載荷時の平均)、60mm 時では約 12%(正載荷時と負載荷時の平均)とやや大きく杭周地盤反力に復元傾向がみられるものの、その程度は小さく養生期間の影響は小さい。図 2.40 に GL-0.5m での各代表変位振幅、2 サイクル時の地盤反力－杭変位関係を示す。図から W23A 杭と W23 杭の履歴曲線は載荷初期から変位振幅 60mm まで両杭ともにスリップ性状を示している。一方、図 2.41 に示す GL-1.5m での各代表変位振幅、2 サイクル時の杭周地盤反力－杭変位関係の履歴曲線は、両杭ともに GL-0.5m でみられたスリップ性状は見られず、全体的に載荷初期から紡錘形の履歴形状となっている。杭周地盤反力は、深度が深くなるにともない履歴性状に違いは見られるものの、W23A 杭と W23 杭の履歴曲線はほぼ同様な性状を示しているため、杭打設からの養生期間の違いによる差が地盤反力に及ぼす影響は小さいと考える。以上から、羽根付き鋼管杭の水平抵抗は、1 年程度の養生期間ではその回復は小さい。この原因として、本敷地の表層付近の黒ボク、風化火山灰質層の鋭敏比が大きいために、羽根が通過した地盤の回復が小さいことが要因と考える。

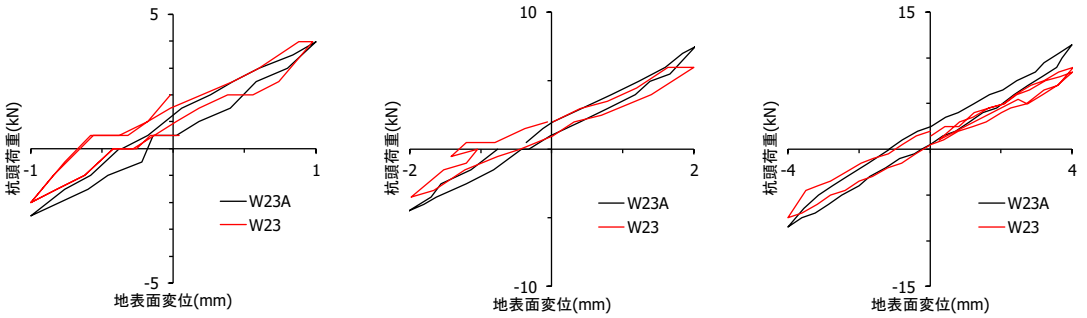
図 2.42 に W23 杭の杭頭荷重を基準とした杭頭荷重比－代表変位関係を示す。杭頭荷重比は各最大変位振幅、1 サイクル時の W23 杭の代表変位を基準変位として、各実験ケース

の杭頭荷重を基準変位で線形補間している。なお図中の実線は正加力の各最大変位振幅時、破線は負加力の各最大変位振幅時で示している。変位振幅 20mm に着目すると、羽根の有無による違い(W23 杭/ST 杭)では、正加力で 0.47 倍、負加力で 0.48 倍であるため、W23 杭の水平抵抗は ST 杭の半分程度である。羽根径比の違い(W30 杭/W23 杭)では、正加力で 1.03 倍、負加力で 1.06 倍であるため、羽根径比の差が約 1.3 倍程度では水平抵抗に及ぼす影響は小さい。杭打設からの養生期間の違い(W23A 杭/W23 杭)では、正加力で 1.25 倍、負加力で 1.11 倍であり、水平抵抗にやや回復傾向は見られるものの、約 1 年程度の養生期間では ST 杭の水平抵抗までには回復しておらず、養生期間の違いが水平抵抗に及ぼす影響は小さい。以上の検討から、羽根の有無、羽根径比の違いおよび養生期間の違いを実験パラメータとした載荷実験結果から、羽根付き鋼管杭の水平抵抗力に及ぼす影響は、羽根の有無による影響が最も支配的であり、羽根径比と養生期間の違いによる影響は小さいことがわかった。次節以降は、ST 杭と W23 杭に着目して検討を行う。



(a) 代表変位 20mm まで　　(b) 代表変位 60mm まで

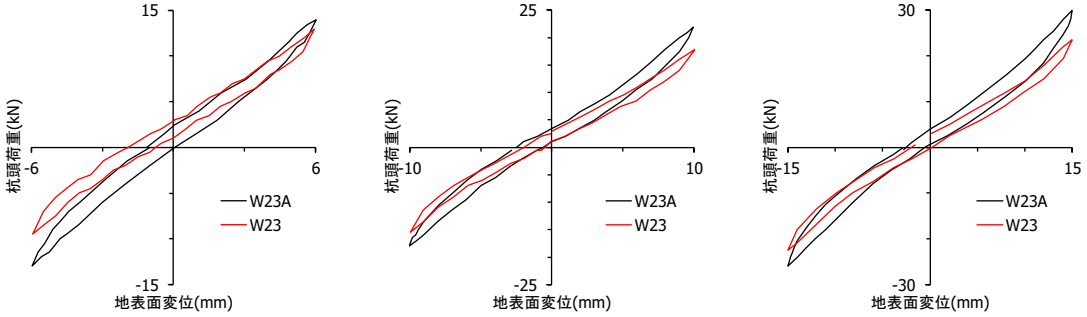
図 2.34　杭施工後の経時変化の違いによる杭頭荷重－代表変位関係



(a) 変位振幅 1mm

(b) 変位振幅 2mm

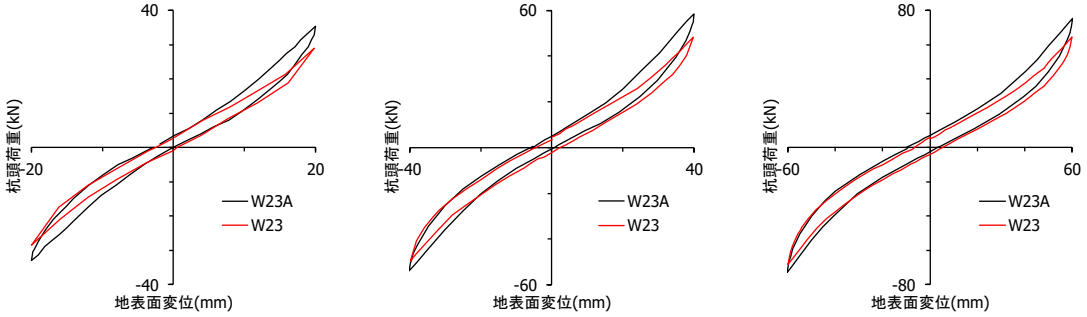
(c) 変位振幅 4mm



(d) 変位振幅 6mm

(e) 変位振幅 10mm

(f) 変位振幅 15mm

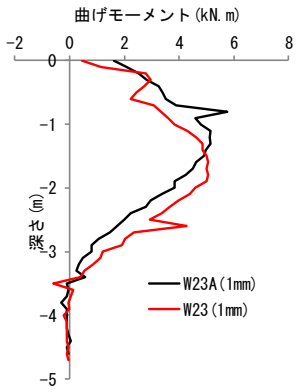


(g) 変位振幅 20mm

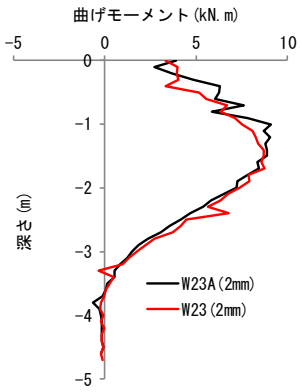
(h) 変位振幅 40mm

(i) 変位振幅 60mm

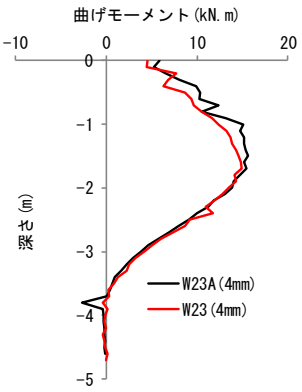
図 2.35 杭頭荷重－代表変位関係
(第 2 サイクル時の各最大変位振幅)



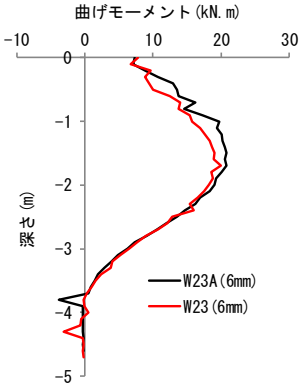
(a) 変位振幅 1mm



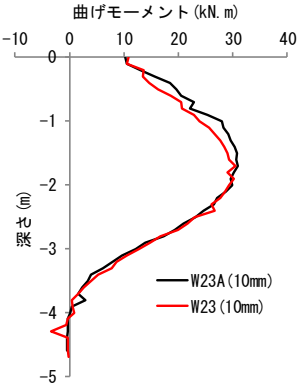
(b) 変位振幅 2mm



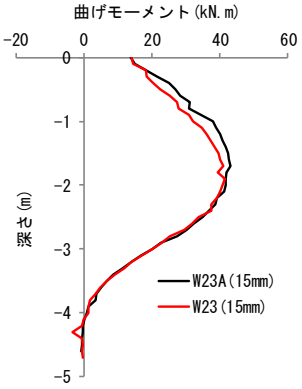
(c) 変位振幅 4mm



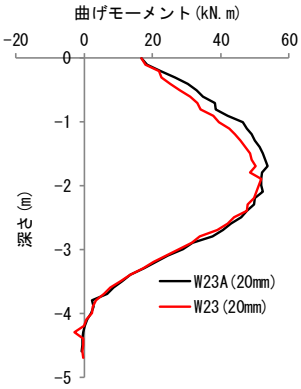
(d) 変位振幅 6mm



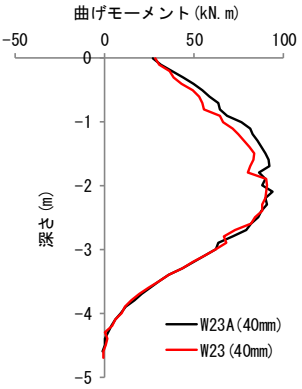
(e) 変位振幅 10mm



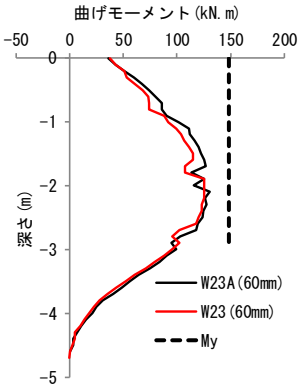
(f) 変位振幅 15mm



(g) 変位振幅 20mm



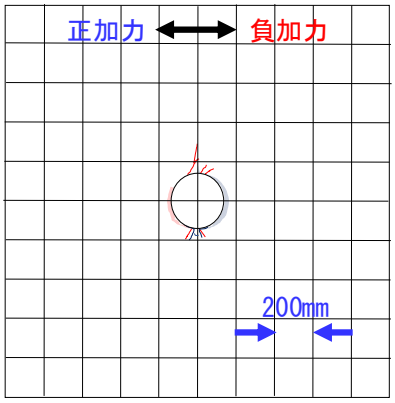
(h) 変位振幅 40mm



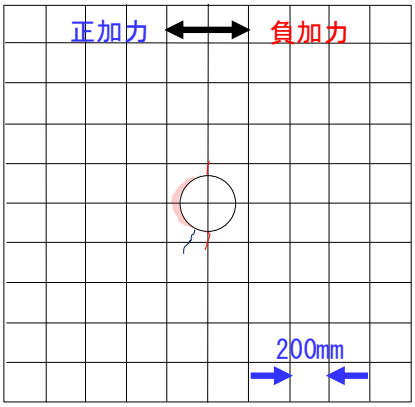
(i) 変位振幅 60mm

図 2.36　曲げモーメント分布

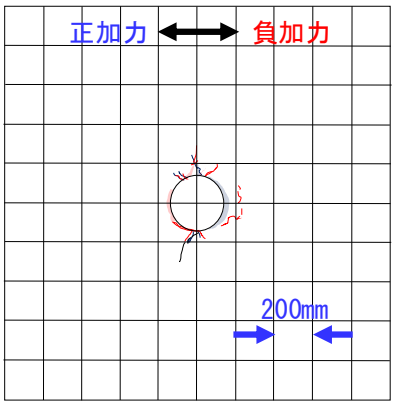
（正方向加力、第 1 サイクル時の各最大変位振幅）



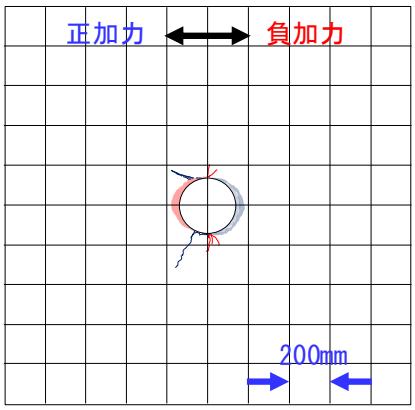
(a) W23A (変位振幅 10mm)



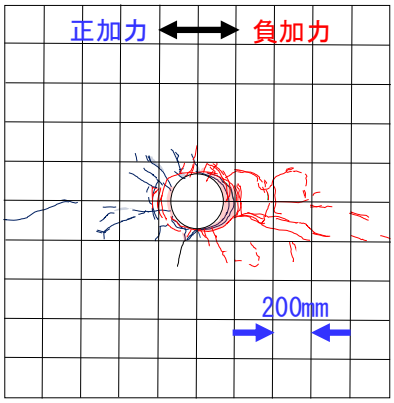
(b) W23 (変位振幅 10mm)



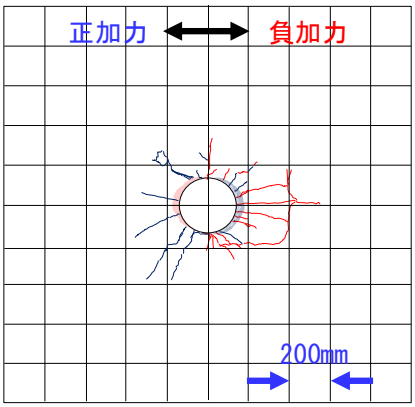
(c) W23A (変位振幅 20mm)



(d) W23 (変位振幅 20mm)



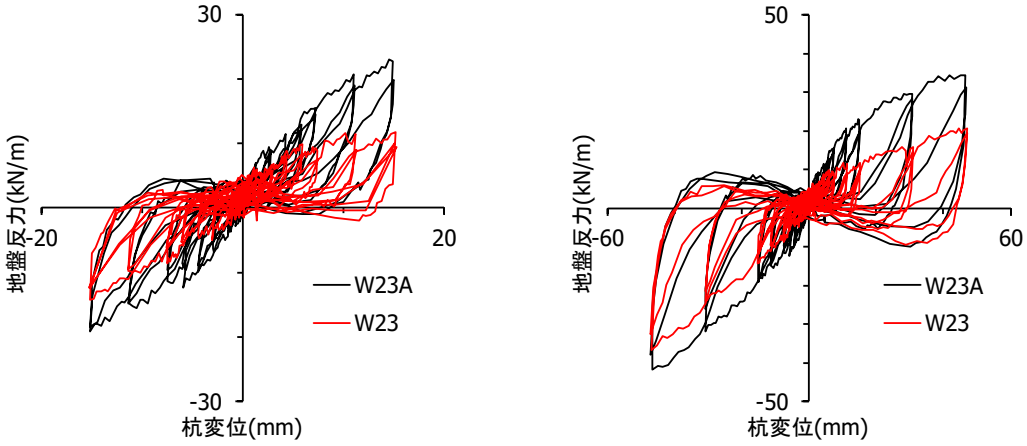
(e) W23A (変位振幅 60mm)



(f) W23 (変位振幅 60mm)

図 2.37　地盤変状図

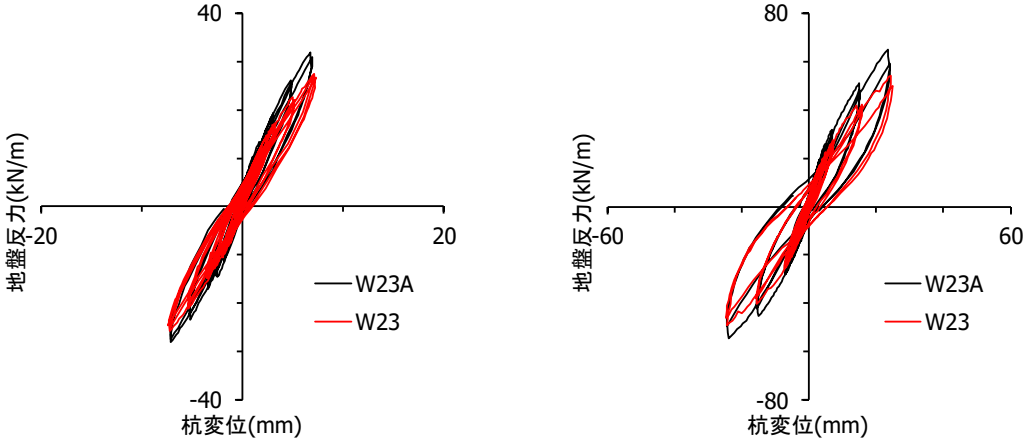
(負方向加力、第 1 サイクル時の各最大変位振幅)



(a)　GL-0.5m　　(b)　GL-1.5m

図 2.38　地盤反力－杭変位関係

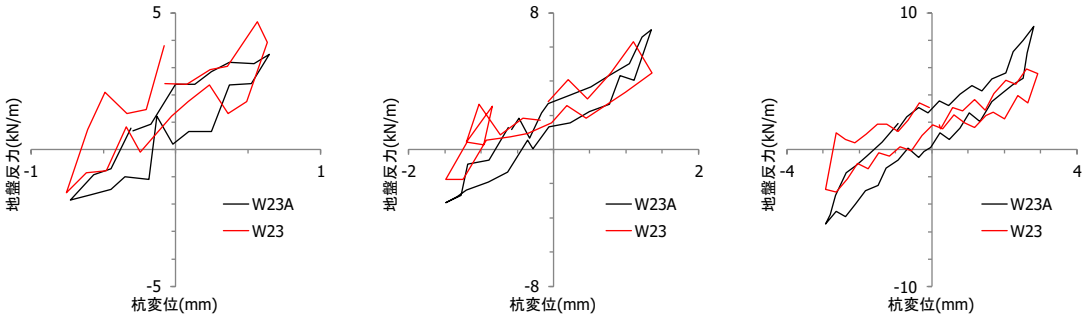
（変位振幅 20mm まで）



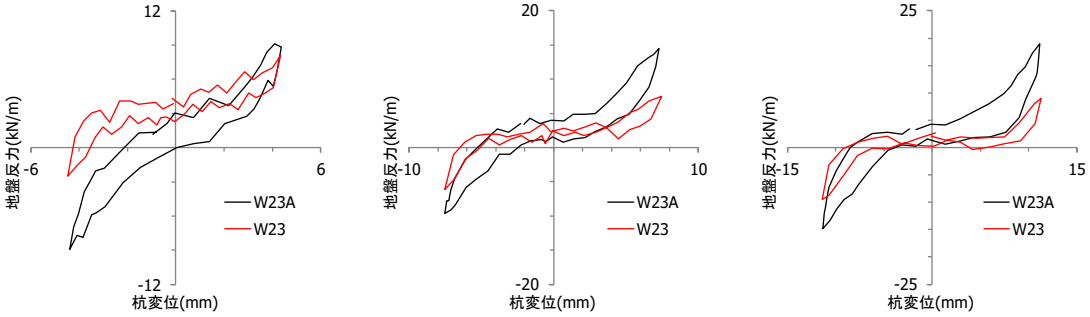
(a)　GL-0.5m　　(b)　GL-1.5m

図 2.39　地盤反力－杭変位関係

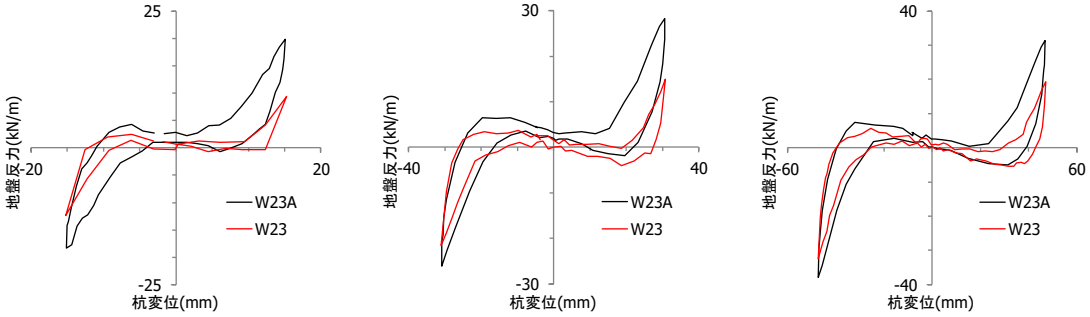
（変位振幅 60mm まで）



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm



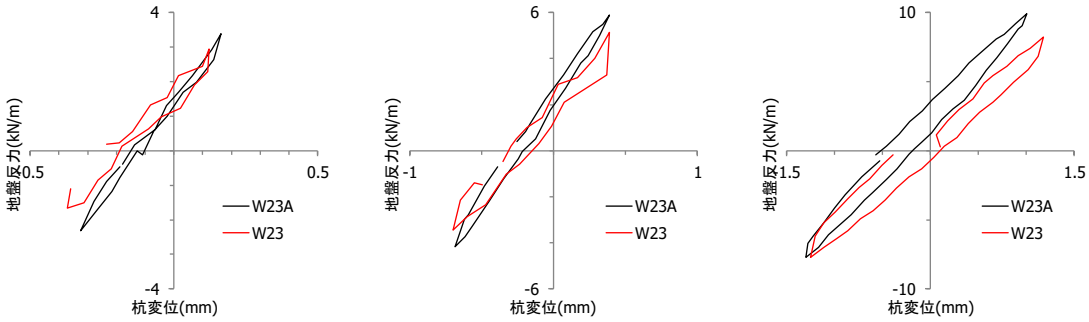
(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm



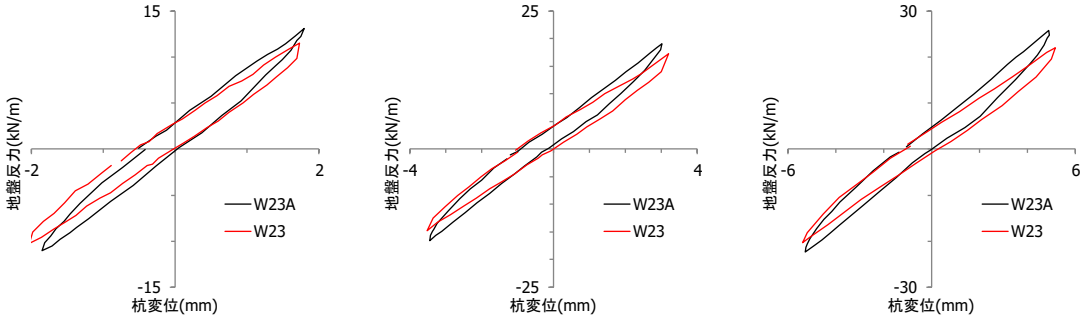
(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 2.40　地盤反力－杭変位関係

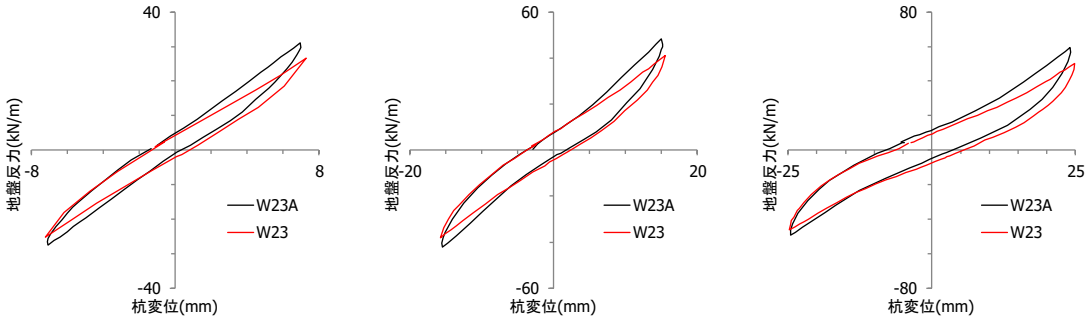
(GL-0.5m，第 2 サイクル時)



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm



(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm



(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 2.41　地盤反力－杭変位関係

(GL-1.5m，第 2 サイクル時)

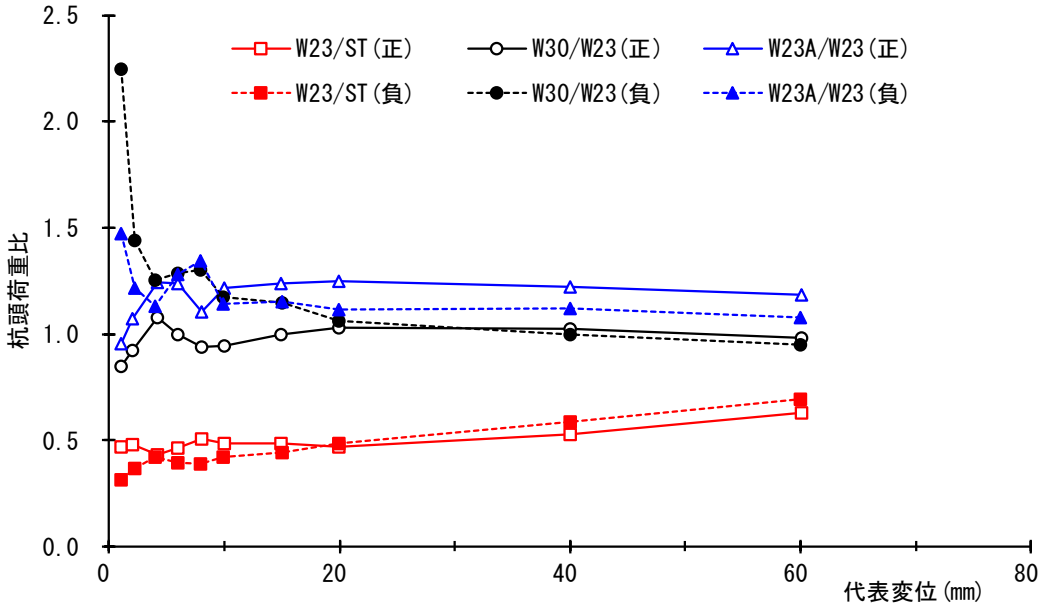


図 2.42　杭頭荷重比－代表変位関係

2.4　杭周面地盤反力の割線剛性と履歴減衰

本節では、ST 杭と W23 杭に着目し杭周地盤反力－杭変位の関係から算定した割線剛性と履歴減衰について考察する。

2.4.1　分析方法

割線剛性(k_{ave})と履歴減衰(h_{eq})の算定方法を図 2.43、図 2.44 に示す。割線剛性と履歴減衰は(2-18)式、(2-19)式から算定した。ここで割線剛性と履歴減衰の算定は杭周地盤反力－杭変位関係の履歴曲線が非対称となった場合を考えて、第 1 象限と第 3 象限で各々算出した結果を平均化している。また本節の割線剛性と履歴減衰は、同一変位の第 2 サイクル目の履歴ループを用いて算定した。

$$K_{ave} = \frac{K_{(+)} + K_{(-)}}{2} \tag{2-18a}$$

$$K_{(+)} = P_{max}/U_{max} \tag{2-18b}$$

$$K_{(-)} = P_{min}/U_{min} \tag{2-18c}$$

ここで、$K_{(+)}$：正加力の第 2 サイクル目の割線剛性、$K_{(-)}$：負加力の第 2 サイクル目の割線剛性、P_{max}、U_{max}：正加力の第 2 サイクル目の最大地盤反力と最大変位、P_{min}，U_{min}：負加力の第 2 サイクル目の最大地盤反力と最大変位。

$$h_{eq} = \frac{\Delta W}{(4\pi W)} \tag{2-19}$$

ここで、ΔWは第 2 サイクル目の消費エネルギー、Wは最大ポテンシャルエネルギーを示す。ただし$W = \left(W_{(+)} + W_{(-)}\right) \cdot (1/2)$とする。

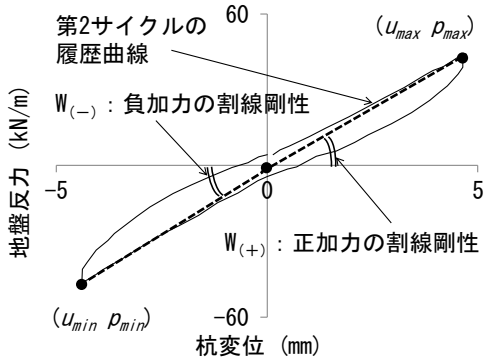


図 2.43 割線剛性の算定方法

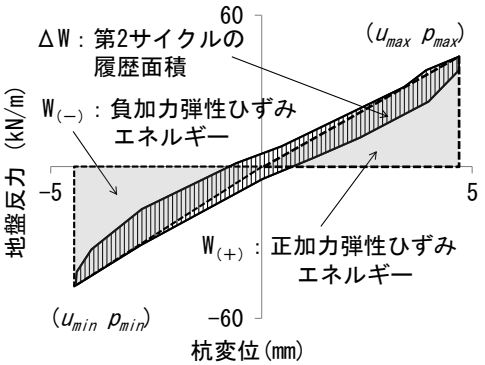


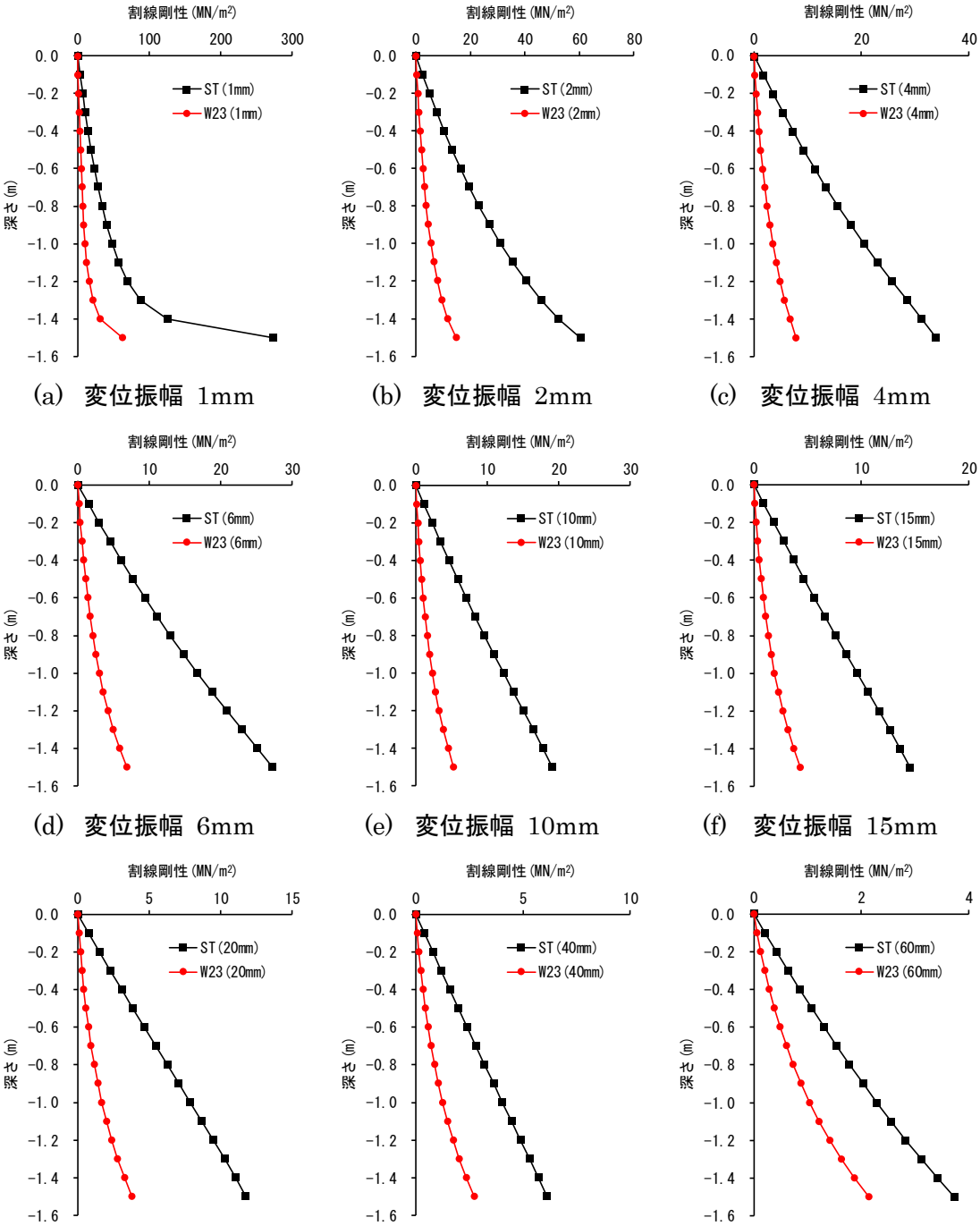
図 2.44 履歴減衰の算定方法

2.4.2　割線剛性と履歴減衰

図 2.45～図 2.48 に割線剛性、弾性ひずみエネルギー、履歴面積および履歴減衰の深度方向の分布を示す。なお図 2.45～図 2.48 は地下水位以浅の地表面から GL-1.5m を対象としている。図 2.45(a)～(i)に各変位振幅における割線剛性の深度方向の分布を示す。図から ST 杭は地表面から深度が深くなるにともない線形的に割線剛性が増大する傾向を示した。W23 杭も ST 杭と同様に深度が深くなるにともない割線剛性が増大する傾向をしているが、地表面から GL-0.5m 付近と GL-0.5m 以深で増大の傾向に違いが見られる。図 2.46(a)～(i)に各変位振幅における弾性ひずみエネルギーの深度方向の分布を示す。図から ST 杭の弾性ひずみエネルギーは W23 杭に比べ大きく、羽根の有無により分布性状に違いが見られた。この要因として、ST 杭では杭頭荷重－代表変位関係の履歴曲線が紡錘形に近い履歴ループを示したのに対し、W23 杭では載荷初期から逆 S 字のスリップ形状が生じ吸収されるエネルギーが ST 杭に比べて小さいためだと考える。また図 2.46 から ST 杭の弾性ひずみエネルギーの分布形状は割線剛性と同様に GL-0.5m の以浅と以深で分布形状に違いが見られる。図 2.47(a)～(i)に各変位振幅における履歴面積の深度方向の分布を示す。履歴面積の分布形状は弾性ひずみエネルギーと同様な傾向を示した。また羽根の有無に関係なく変位振幅の増加にともない履歴面積が増加しているものの、W23 杭の履歴面積の増加は ST 杭に比べて小さい。図 2.48(a)～(i)に各変位振幅における履歴減衰の深度方向の分布を示す。ST 杭の分布形状は変位振幅の増加にともない履歴減衰が大きくなり、また深度方向の履歴減衰も地表面から GL-1.5m までほぼ同じような履歴減衰を示した。一方、W23 杭は、変位振幅 10mm 未満では検討対象の全区間で ST 杭に比べて大きい履歴減衰を示しているが、変位振幅 10mm 以上の変位振幅になると W23 杭の履歴減衰は ST 杭に比べ小さくなっており、変位振幅 10mm を境界として分布形状に差が見られる。以上の結果から黒ボク層と風化火山灰質層で割線剛性と履歴減衰に違いが見られた。以降では地盤種別の違いに着目して割線剛性と履歴減衰についてさらに検討を行う。

割線剛性と履歴減衰の検討深度は、黒ボク層で深度 GL-0.1m、0.3m および 0.5m、風化火山灰質層で深度 GL-0.7m、1.0m および 1.5m とした。ここでボーリング柱状図から検討深度は、黒ボク層では地表面付近(GL-0.1m)、土層の中間付近の深度(GL-0.3m)、土層の下端深度付近(GL-0.5m)となる。また風化火山灰質層では黒ボク層から土質が変化する上端深度付近(GL-0.7m)、土層厚さの約 1/4 付近(GL-1.0m)、土層の中間付近の深度(GL-1.5m)に相当する。図 2.49 に黒ボク層、図 2.50 に風化火山灰質層の割線剛性－杭変位関係を示す。また図 2.51 に黒ボク層、図 2.52 に風化火山灰質層の履歴減衰－杭変位関係を示す。なお図 2.49～図 2.52 の縦軸は実数軸、横軸は対数軸で示している。図 2.49 と図 2.50 から同一杭変位における W23 杭の割線剛性は黒ボク層、風化火山灰質層ともに ST 杭に比べて小さい。また割線剛性は羽根の有無と地盤種別に関係なく変位振幅の増加にともなって小さくなっており変位依存性が見られた。図 2.51 と図 2.52 に示す W23 杭の履歴減衰は、杭変位が

10mm 程度の小さい範囲では地表付近の杭周地盤反力－杭変位関係の履歴形状が不安定となるため誤差を含み信頼性に乏しいとして図から削除している。ST 杭の履歴減衰は、地盤種別に関係なく変位振幅の増加にともない増加傾向にあった一方、W23 杭の履歴減衰は黒ボク層、風化火山灰質層ともにやや増加する傾向が見られるがその変化は小さい。図 2.53 に割線剛性比を、図 2.54 に履歴減衰比を示す。両図とも W23 杭の割線剛性と履歴減衰は、ST 杭の杭変位と同一値で評価できるように線形補間している。なお縦軸は ST 杭に対する W23 杭の比を実数軸で、横軸は杭変位を対数軸で表した。図 2.53 から割線剛性比は概ね 0.1～0.6 の範囲にあり、土質種別に関係なく杭変位の増加にともない増加し、黒ボク層と風化火山灰質層で割線剛性比に差が見られた。各土層の最小割線剛性比は概ね黒ボク層で 0.1、風化火山灰質層で 0.2 程度となっている。図 2.54 から履歴減衰比は、羽根の有無と土質種別に関係なく変位振幅の増加にともない概ね一定か減少していく傾向にあることから変位依存性は見られない。以上の検討から、ST 杭に対して W23 杭の杭周地盤抵抗が低下する原因は、杭の施工によって羽根の通過領域の杭周地盤が緩むことであると考える。よって羽根付き鋼管杭の水平地盤ばねは、地盤深度および地盤種別を考慮したうえで水平地盤ばねを評価する必要がある。



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 2.45 深度－割線剛性関係

（第 2 サイクル時の各最大変位振幅）

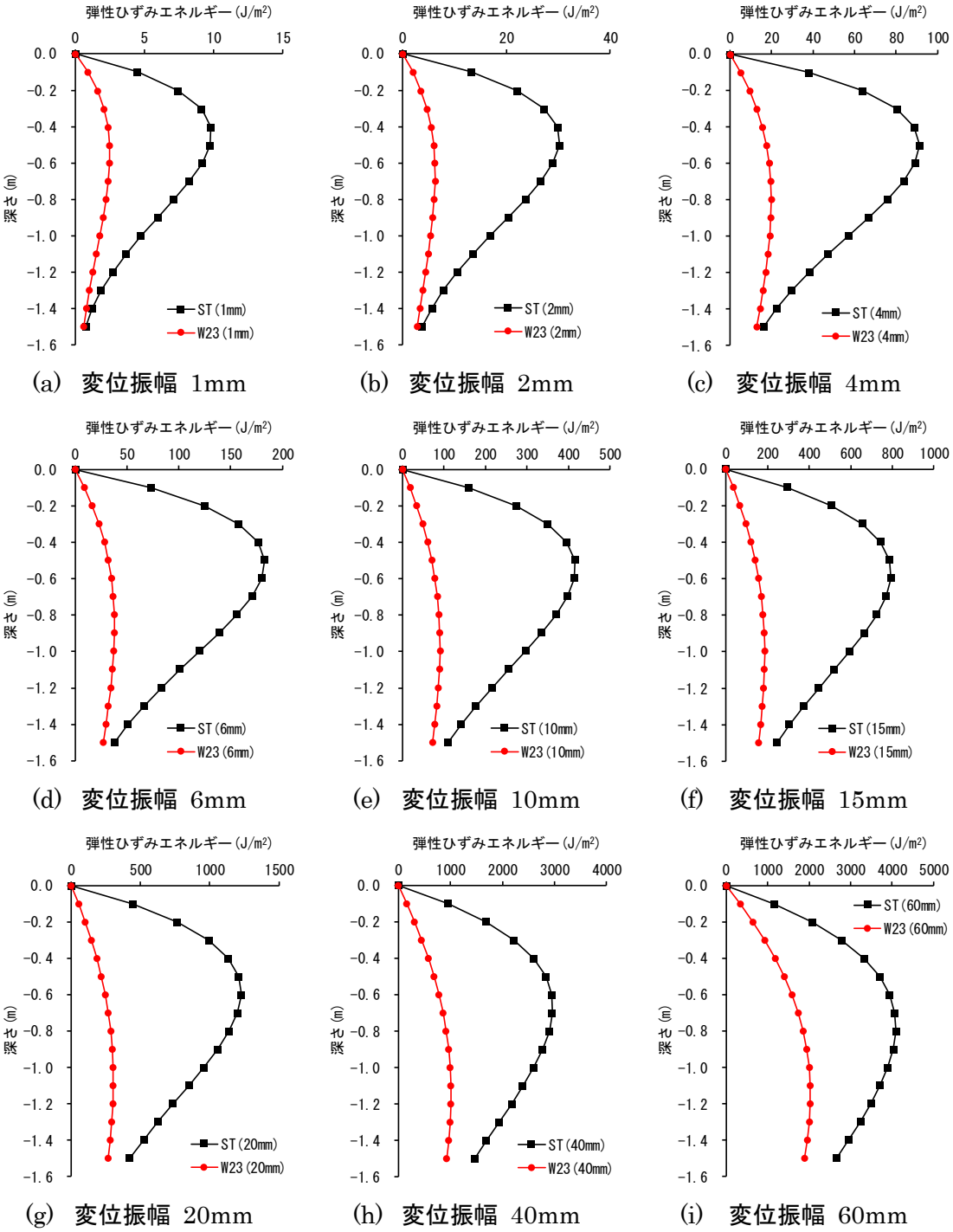
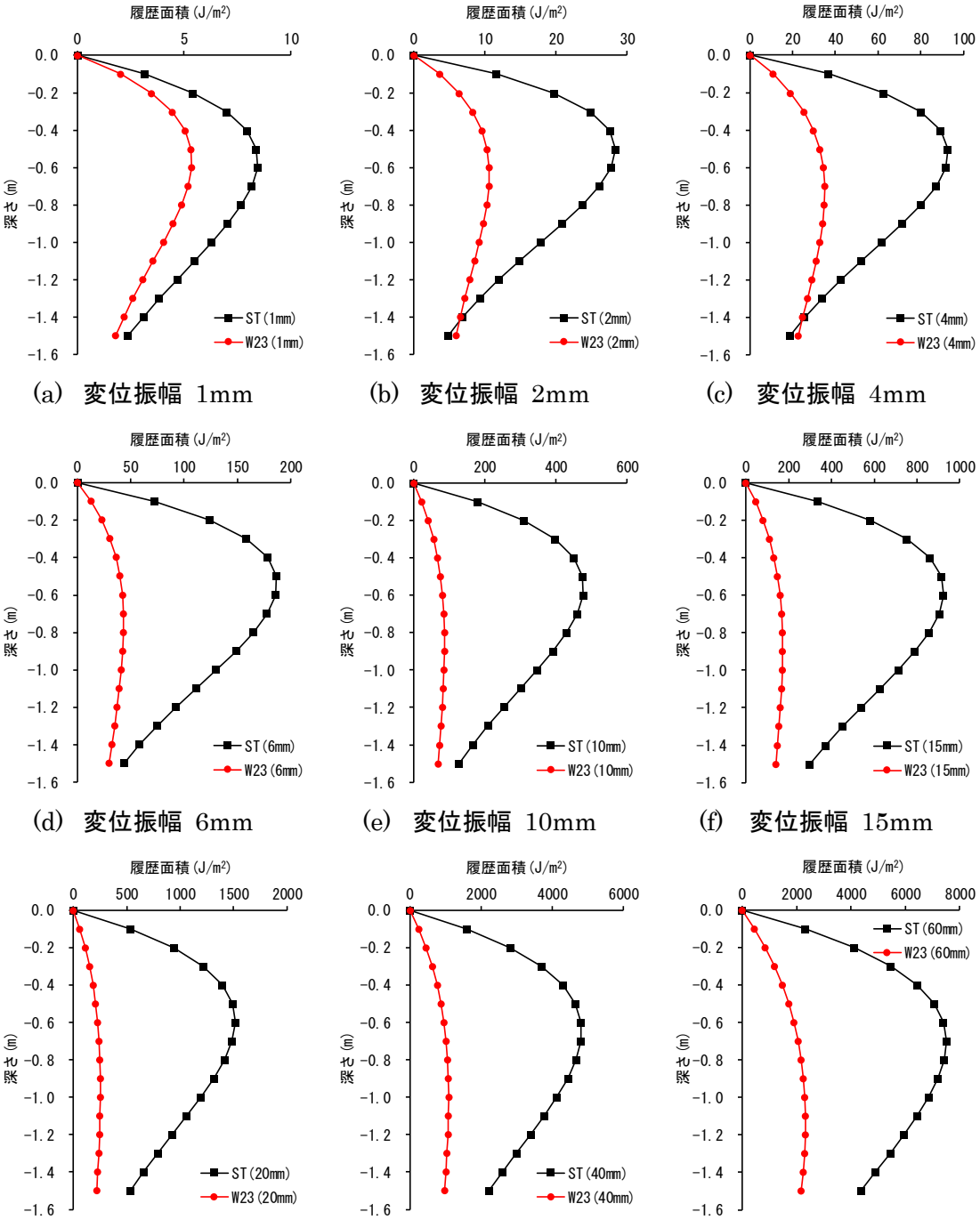


図 2.46 深度－弾性ひずみエネルギー関係

（第 2 サイクル時の各最大変位振幅）



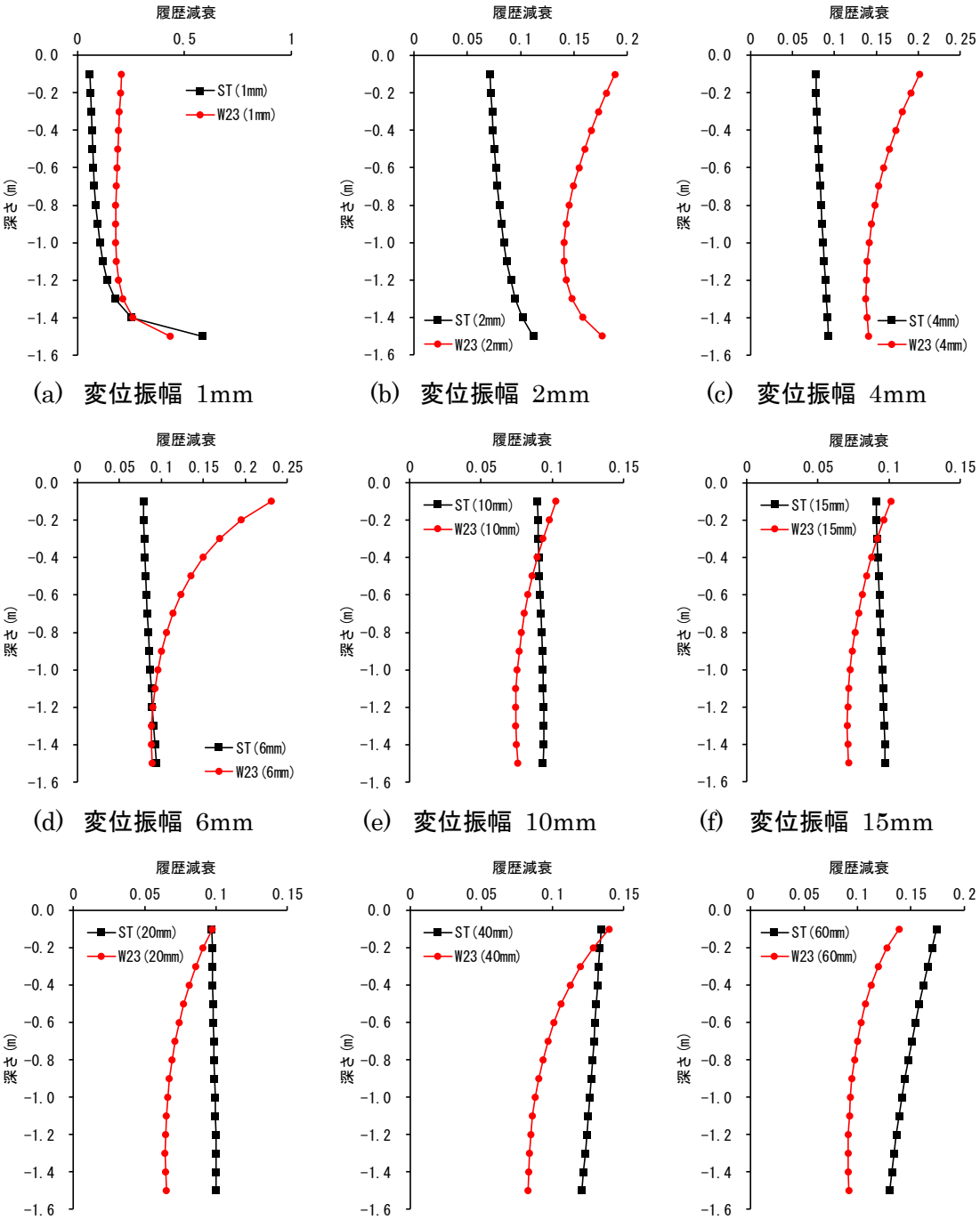
(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 2.47 深度－履歴面積関係

（第 2 サイクル時の各最大変位振幅）



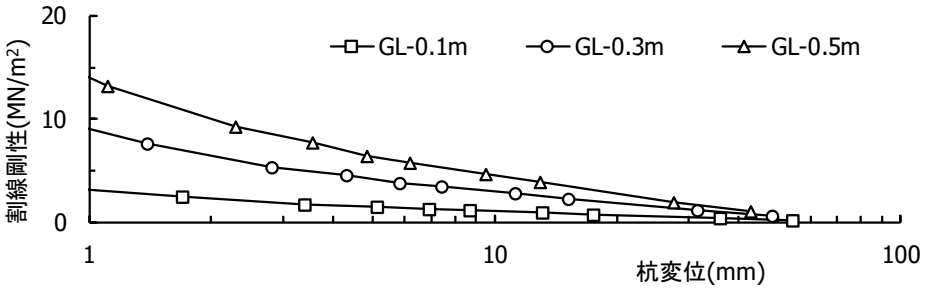
(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

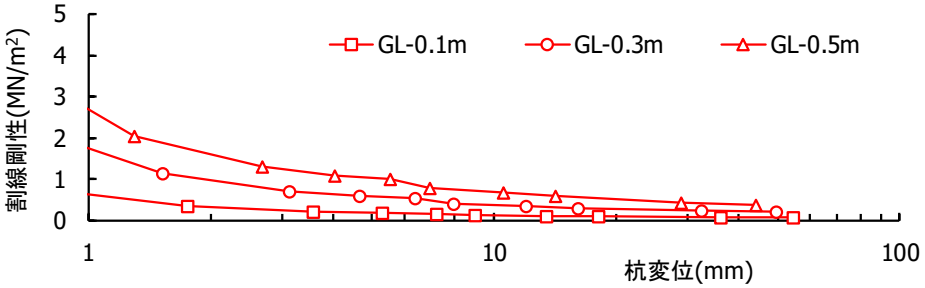
(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 2.48 深度－履歴減衰関係

（第 2 サイクル時の各最大変位振幅）

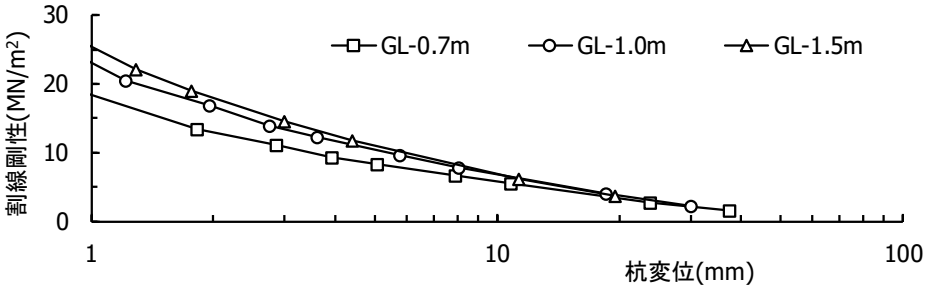


(a) ST

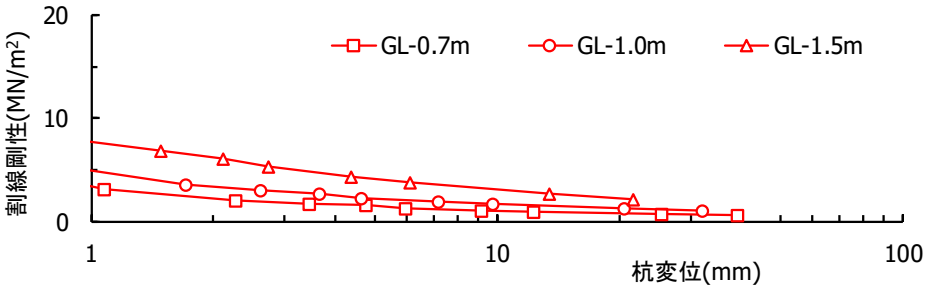


(b) W23

図 2.49　黒ボク層の割線剛性－杭変位関係

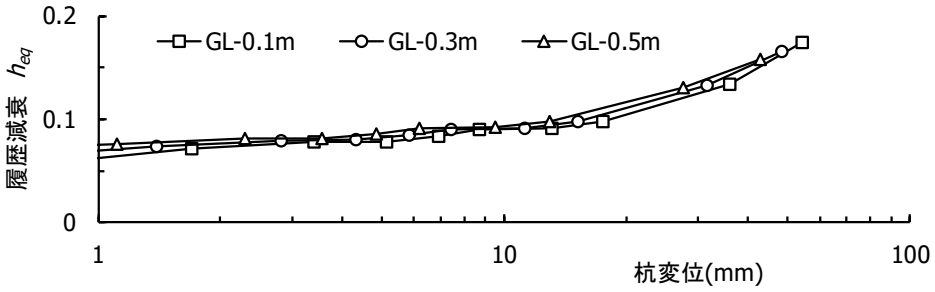


(a) ST

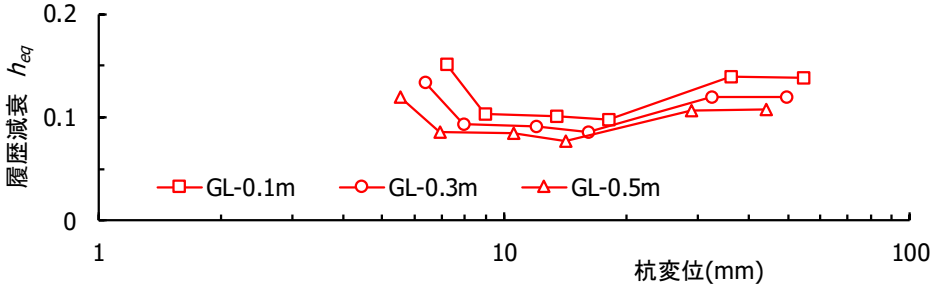


(b) W23

図 2.50　風化火山灰質層の割線剛性－杭変位関係

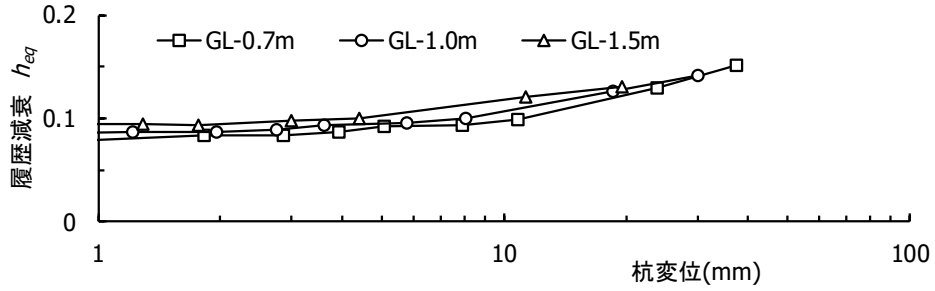


(a) ST

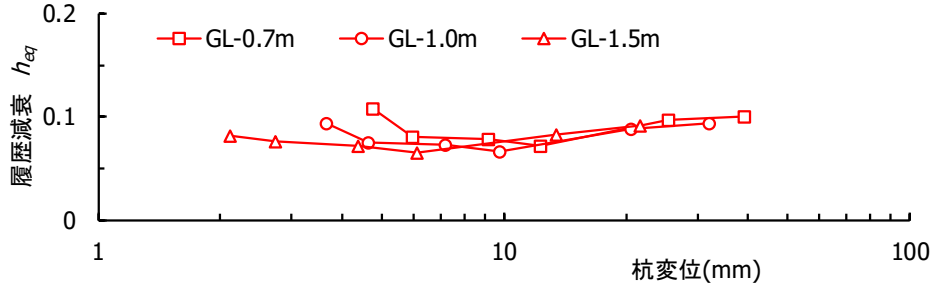


(b) W23

図 2.51　黒ボク層の履歴減衰－杭変位関係



(a) ST



(b) W23

図 2.52　風化火山灰質層の履歴減衰－杭変位関係

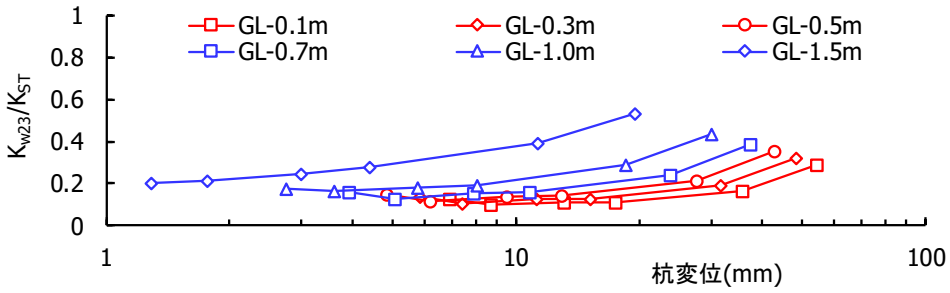


図 2.53　割線剛性比

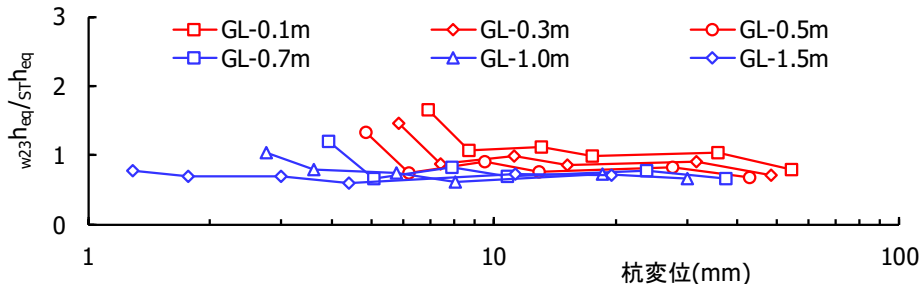


図 2.54　履歴減衰比

2.5　本章のまとめ

本章では、羽根付き鋼管杭の羽根の有無、羽根径比および経年変化に着目し、羽根付き鋼管杭の基本的な水平抵抗力を把握する目的から、実大の羽根付き鋼管単杭による原位置での正負交番繰返し水平載荷実験を行った。以下に得られた知見を示す。

羽根の有無による実験結果から、羽根付き鋼管杭の杭頭水平剛性は羽根なし鋼管杭と比較して小さい。また同一変位における羽根付き鋼管杭の最大曲げモーメントは羽根なし鋼管杭より小さく、その発生深度も深くなる傾向が見られた。

杭周地盤反力－杭変位関係では、羽根付き鋼管杭の杭周地盤反力は載荷初期から羽根なし鋼管杭に比べて小さく、地表面付近の履歴曲線は逆 S 型のスリップ形状を示して地盤反力はほぼ生じていない。一方、深度が深くなるにともない地表面付近で見られたスリップ形状は緩和される傾向が見られるが、地盤反力は羽根なし鋼管杭より小さい。

羽根径比が 2.3 倍と 3.0 倍とした比較から、羽根径比が異なっても杭頭水平剛性、履歴曲線および曲げモーメント分布がほぼ同様の性状を示した。また杭頭の周辺地盤に出現したひびわれ量とその出現範囲は両杭ともに杭頭付近に集中しており同様な傾向を示した。本実験の条件（羽根形状、施工状況、地盤構成）と羽根径比の差(約 1.3 倍)では、羽根径比の違いが水平地盤抵抗に及ぼす影響はほとんど見られない。

杭打設からの養生期間が異なる実験結果から、養生期間を長くすることで水平抵抗はやや大きくなる傾向を示すものの、履歴性状、曲げモーメント分布および杭頭の周辺地盤に出現するひび割れ性状は養生期間の長短に関係なく同様な性状を示した。この要因として、杭の水平抵抗に影響を及ぼす領域($1/\beta$)の地盤の鋭敏比が支配的であり、本実験と同程度の地盤条件では、羽根の通過した杭周地盤の復元性への影響は小さいと考える。

杭周面地盤反力－杭変位関係の割線剛性は、羽根なし鋼管杭に比べ羽根付き鋼管杭の割線剛性は小さい。ただし割線剛性は、羽根の有無と地盤種別に関係なく変位振幅の増加にともない低下する変位依存性が見られた一方、履歴減衰は杭変位の増加にともない概ね一定か減少していく傾向を示した。以上から、羽根付き鋼管杭の水平抵抗に及ぼす影響は羽根の有無が支配的である。

第 2 章の参考文献

2.1）土屋勉：回転貫入杭工法の動向と今後の課題，基礎工，Vol.34，No.11，pp.2-6，2006. 11

2.2）井上波彦：小口径回転貫入鋼管杭工法の最近の動向，基礎工，Vol.41，No.2，pp.36-39，2013. 2

2.3）新井マウリシオ淳，藤井衛，永田誠，小松吾郎，公平絵美：回転貫入杭の貫入速度が杭外周地盤の乱れに及ぼす影響，日本建築学会大会学術講演梗概集, B-1,構造Ⅰ,pp.685-686，2004. 8

2.4）久世直哉，末政直晃，井上波彦，二木幹夫：回転貫入により施工される羽根付き杭の周辺地盤の土性変化と水平抵抗特性，日本建築学会構造系論文集，Vol.81，No.727，pp.1455-1465，2016. 9

2.5）森玄，林正宏，篠原敏雄：先端翼付き回転貫入鋼管杭の水平抵抗特性，第 35 回地盤工学研究発表会発表講演集， pp.1755-1756，2000. 6

2.6）永井宏，土屋勉，池田篤則，佐藤雄太，島田正夫：杭頭周囲に柱状地盤改良を併用した回転貫入杭の水平抵抗力特性，地盤工学ジャーナル，Vol.11, No.2, pp.127-137, 2016. 6

2.7）小林俊夫，小田達哉，柏尚稔，高田光真，中野尊治，宮本裕司：羽根付き鋼管杭貫入時の地盤の乱れ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，構造Ⅰ, pp.551-554，2013. 8

2.8）小林俊夫,宮本裕司,山田浩貴,古田空翔,中野尊治,島村淳,後藤彰宏：水平載荷実験による羽根付き鋼管杭の水平抵抗に関する研究 その 1～3, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅰ, pp.519-524, 2017. 8.

2.9）通商産業省工業技術院地質調査所：石岡地域の地質，1981. 9

2.10）日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001. 10

2.11）地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説〔第一回改訂版〕，2010. 6

2.12）柏尚稔，小林俊夫，宮本裕司：繰返し水平載荷実験における羽根付き鋼管杭の水平地盤抵抗のモデル化手法，日本地震工学会・大会-2017 梗概集, P2-16(ポスターセッション), 2017. 11

2.13）柏尚稔、小林俊夫、宮本裕司：繰返し水平載荷実験における羽根付き鋼管杭の水平抵抗評価，日本建築学会技術報告集，Vol.24，No.56，pp.99-104，2018. 2

2.14）Scott, R.F., Liu, H,P. and Ting, J.: Dynamic pile tests by centrifuge modeling, procs. of 6th World Conf. on earthquake Engineering, Vol.4, pp.199～203，1977

2.15）Ting, M.J.: Full scale cyclic dynamic lateral pile responses, J. of Geotechnical Engineering, vo1.113, No.1, pp,30～45, 1987.

第 3 章　羽根付き鋼管群杭における杭周水平地盤抵抗

3.1　はじめに

羽根付き鋼管杭は、杭先端に杭の外径より大きな螺旋状もしくは平板状の羽根を取り付けた杭である。羽根付き鋼管杭の施工は、杭の軸部に回転トルクを与えて地盤中に貫入する方式で行われることが一般的であり、場所打ちコンクリート杭や埋め込み杭と比較して掘削発生土を抑えることができる等、特に環境に対する負荷の低減が期待される。最近は杭径の大きな羽根付き鋼管杭が普及して、大規模な建築物まで適用範囲が拡大している状況にある[3.1)]。一方で、回転する羽根が施工時に杭周地盤を緩め、羽根付き鋼管杭の水平抵抗力を小さくすることが、原位置水平載荷実験で明らかにされている[3.2~3.3)]。その影響因子として、施工時の杭の貫入速度や羽根の大きさが指摘されている[3.4~3.5)]。

第 2 章では羽根の有無、羽根径比および杭打設後の養生期間を実験パラメータとした実大の羽根付き鋼管単杭の正負交番繰返し載荷による原位置水平載荷実験を行い、羽根付き鋼管杭の水平抵抗に大きく影響を及ぼす要因は羽根の有無であることを示した。しかし設計上、上部構造や地盤の条件によっては羽根付き鋼管杭でも場所打ちコンクリート杭や埋め込み杭と同様に、鉛直支持力を確保するため群杭として用いる場合がある。

羽根のない群杭の水平抵抗は、実大杭および模型杭による載荷実験、薄層法や 3 次元有限要素法等の解析を通じて知見が蓄積されており、建築基礎構造設計指針[3.6)]と文献 3.7)には設計式が示されている。しかし、文献 3.6～3.7)に示された設計式は羽根付き鋼管杭のように杭周地盤の緩みを考慮したものではないため、羽根付き鋼管群杭の耐震設計を合理的に行うためには、羽根付き鋼管杭の群杭の水平抵抗特性、特に杭周地盤反力の非線形特性を把握して、杭周地盤の緩みを考慮した杭周地盤ばね取り入れる必要がある。

以上の背景のもと本章では、杭頭条件を杭頭固定とした実大の羽根なし鋼管杭と羽根付き鋼管杭の単杭と群杭の正負交番繰返し載荷による原位置水平載荷実験を実施して、羽根の有無が群杭の水平抵抗に与える影響を検討した。

3.2　原位置水平載荷実験

3.2.1　実験敷地の地盤

原位置水平載荷実験は茨城県小美玉市で行った。写真 3.1 に実験敷地の空中写真を、図 3.1 に地盤調査位置および実験杭の配置を示す。本章の地盤調査位置は第 2 章の羽根付き鋼管単杭を実験した敷地から直線距離で約 65m 離れた位置で行っている。主な地盤調査内容を以下に示す。

(a) 機械ボーリング(φ66mm オールコア)

(b) 標準貫入試験

(c) 孔内水平載荷試験(普通載荷)

(d) PS 検層(ダウンホール及びサスペンション)

(e) トリプルサンプリング

(f) 室内土質試験：物理試験 1 式，土の UU 三軸試験，繰返し三軸試験(変形特性)

図 3.2 に実験敷地の土質柱状図、N 値分布および PS 検層から算出した S 波速度分布を示す。敷地の地盤構成は地表面から GL-0.8m までが黒ボク、GL-0.8m から GL-2.8m までが風化火山灰質、GL-2.8m から GL-3.7m までが火山灰質、GL-3.7m 以深は砂質土となっており、杭の水平抵抗力に影響を及ぼす範囲($1/\beta$)の地盤は N 値 5 未満の軟弱な粘土質地盤となっている。

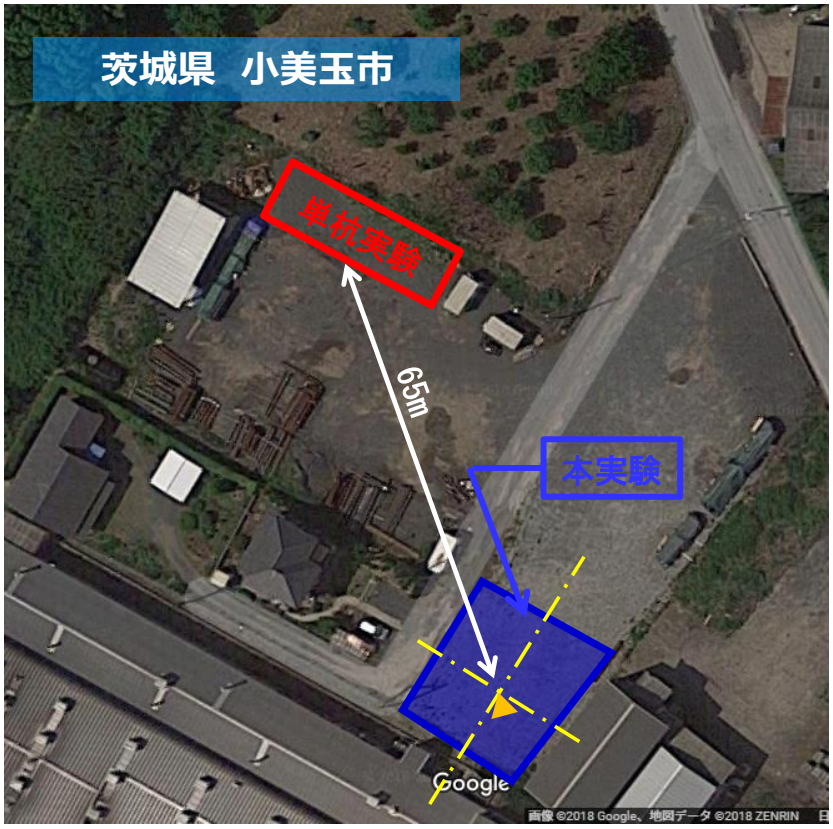


写真 3.1　実験敷地の空中写真

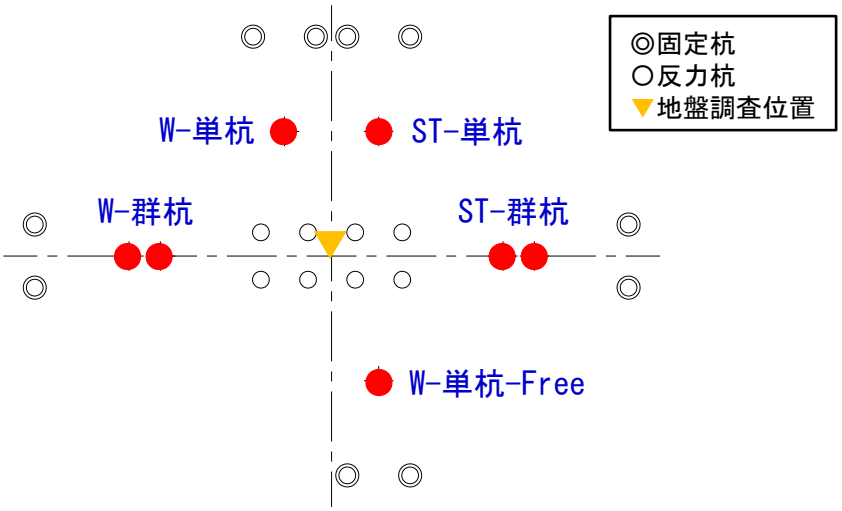


図 3.1　地盤調査位置および実験杭の配置

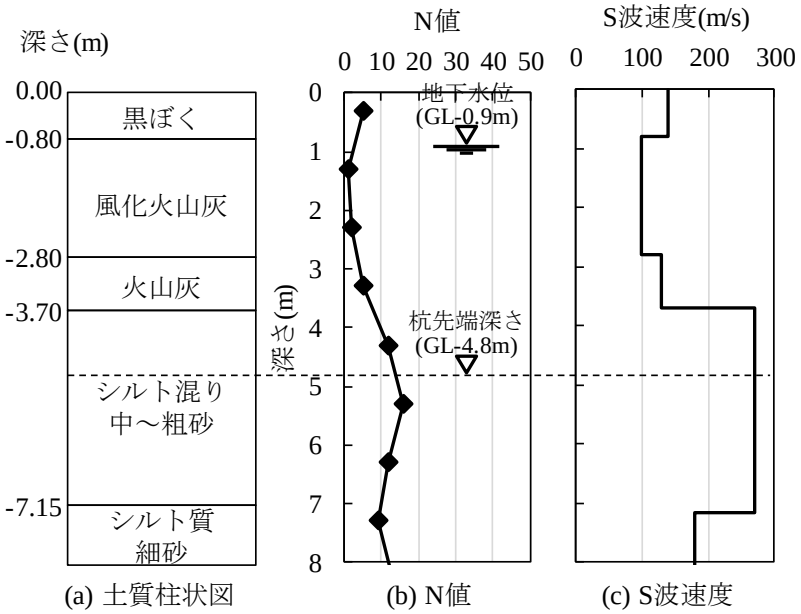


図 3.2　敷地地盤の調査結果

3.2.2　実験杭

表 3.1 に実験ケースと施工後の養生日数を示す。実験は、単杭の杭頭を H 形鋼で拘束した羽根なし鋼管杭(ST 杭)と羽根付き鋼管杭(W 杭)の 2 ケース、ST 杭と W 杭をそれぞれ直列に 2 本配置し H 形鋼で杭頭を拘束した群杭で 2 ケース、また杭頭の拘束条件による影響を比較するため、W 杭の単杭で杭頭条件を自由とした 1 ケースの計 5 ケースについて行った。各実験杭の施工後から水平載荷実験の開始までの経過日数は約 1～2 ヶ月と異なるが、第 2 章の養生期間の違いによる実験結果から、その影響は小さいと考える。

写真 3.2 に実験杭の先端形状を、図 3.3 に W 杭の寸法図を示す。実験杭は JIS G 3444 一般構造用炭素鋼鋼管(STK)の外径ϕ267.4mm、鋼管材厚t9.3mm（鋼種 490 材）を用いて、杭長を 5m とした。ここで杭体の降伏曲げモーメントM_yは 148.1kN･m(=公称値)となる。W 杭は平板状の 2 枚の羽根を杭軸に対して 10°の角度で鋼管先端に溶接接合で取り付けている。ここで杭先端に取り付けた羽根の最外縁の最大回転直径 ${}_pD_w$は 760mm となり、施工時の回転貫入で羽根が通過する領域は杭径D_pに対して約 2.8D_pとなる(写真 3.3)。ST 杭は杭施工時の回転貫入による杭周地盤の緩みの影響を小さくするため、杭径内に収まる掘削刃を取り付けている。なお W 杭、ST 杭ともに杭先端は閉塞している。実験杭の鋼管内面には曲げモーメントを実測するためひずみゲージを貼付している。実験杭の製作は第 2 章と同じ製作手順で行い、杭長 1m の鋼管内面にひずみゲージを貼付したのちに鋼管を溶接継手で接続して計 5m とした。なお鋼管同士が接続部される溶接部では杭の断面に変化が生ずるが、この断面変化による杭変位への影響は第 2 章と同じ手法で検討して断面変化による影響が小さいことを確認している。ひずみゲージの貼付位置は、第 2 章と同様に GL+0.15m を起点として深さ方向に 100mm 間隔で載荷方向の両面に各 50 点貼付した。

実験杭の打設は第 2 章とほぼ同じ施工条件で行った。具体的には貫入速度を 2～3m/分、回転速度を 13～15 回転/分で回転貫入を行い、杭先端深度を GL-4.8m、地表面から杭頭の突出量を GL+200mm として施工を完了した。実験杭の配置は実験杭と反力杭の杭芯間隔を 3200mm、実験杭と固定杭の杭芯間隔を 3000mm としており、実験杭に対する反力杭(ϕ406.4mm)、固定杭(ϕ267.4mm)の杭直径に対する杭間距離は杭径D_pに対して反力杭と実験杭では約 7.9D_p、固定杭と実験杭では約 11.2D_pであるため、文献 3.6)、文献 3.8)が示す離間距離より大きいことから、反力杭と固定杭が実験杭に及ぼす影響は極めて小さいと考える。また群杭における実験杭の杭芯間隔は、W 杭の羽根が互いに干渉しない 1m(約 3.7D_p)とした。

表 3.1　実験ケース

ケース名		杭本数	杭種	杭頭条件	杭打設日	養生日数
ST-単杭	ST-s	1	ストレート	固定	2018/11/16	33
W-単杭	W-s	1	羽根付き	固定		27
W-単杭-Free	W-s-Free	1	羽根付き	自由		58
ST-群杭	ST-g	2	ストレート	固定		52
W-群杭	W-g	2	羽根付き	固定		41

写真 3.2　実験杭の先端形状
(左：羽根付き鋼管杭(W 杭)、右：羽根無し鋼管杭(ST 杭))

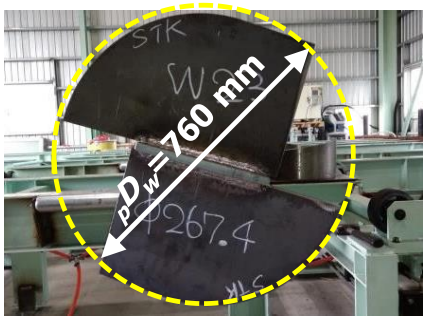
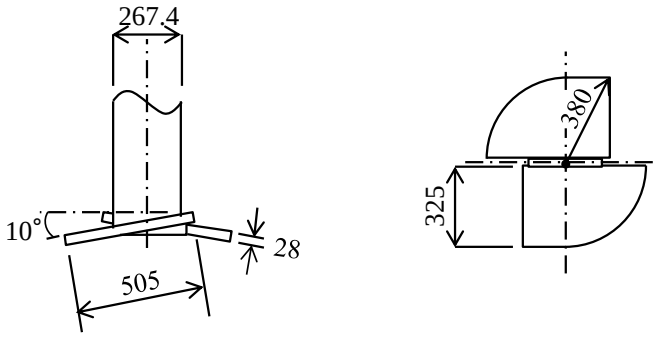


写真 3.3　W 杭の最外縁の回転直径



(a)　側面図　　(b)　羽根形状図

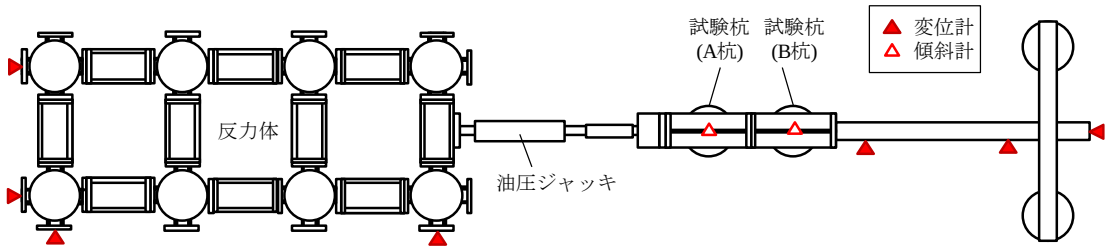
図 3.3　羽根付き鋼管杭(W 杭)の寸法図

3.2.3　載荷方法

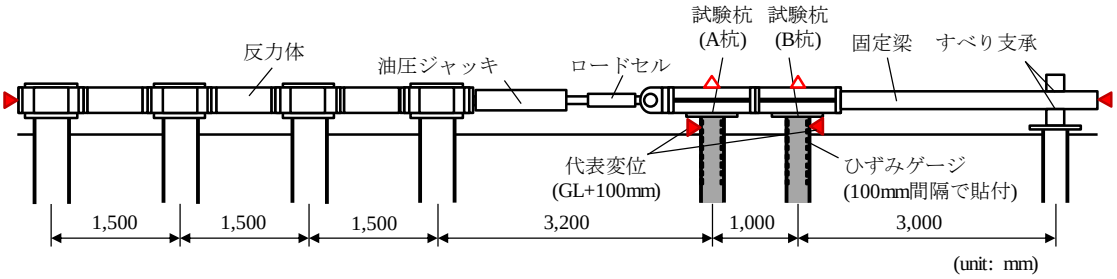
図 3.4 に群杭実験の載荷装置図と計測点位置を示す。また写真 3.4 は群杭、写真 3.5 は杭頭条件を固定とした単杭、写真 3.6 は杭頭条件を自由とした単杭の各実験状況を示す。載荷装置は実験杭、反力体、油圧ジャッキで構成している。水平載荷は実験杭の杭頭に完全溶け込み溶接で溶接接合された鋼板(材厚 25mm)上に加力梁をボルト接合で取り付けて、加力梁－油圧ジャッキー反力体間をチャッキングして水平力を与えた。なお載荷芯の高さは GL+400mm としている。群杭の実験杭は、各杭頭に設置した加力梁をボルト接合で連結して一体化している。ここで油圧ジャッキ側の杭を A 杭(後方杭)、固定梁(後述)側の杭を B 杭(前方杭)と称する。反力体は、杭の外径 406.4mm、材厚 12.7mm(鋼種 STK490)、杭長 6m の羽根付き鋼管杭を 8 本打設し、各杭の杭頭を H 形鋼材で連結して構築している。また反力体の載荷軸方向には束材を反力体内に設置し「日の字」の形状として反力体の剛性を高めている。加力梁の前方には、実験杭の杭頭回転を抑制するために固定梁(角形鋼管 200mm×200mm、材厚 9mm(鋼種 SM490A))を取付けている。固定梁の先端部はすべり支承を用いてローラー支持として杭頭固定の実験計画としたが、本実験では、実験杭の杭頭に設置した傾斜計の計測結果から杭頭に回転が生じていることが確認されたため、杭頭は半固定の条件となっている。写真 3.7 に固定梁の先端に設置したすべり支承(テフロン板)を示す。

計測は、実験杭の杭頭荷重をロードセルで、載荷芯高さ(GL+400mm)と GL+100mm 位置の水平変位を接触型の変位計で、杭頭回転角を傾斜計で行った。また鋼管の載荷方向内面に、同一深度でひずみゲージを対面させて貼付することで杭の曲げひずみを計測して杭の曲げモーメント分布を算出した。ひずみゲージは GL+150mm を起点として、深度方向に 100mm 間隔で片面 50 点ずつ貼付している。

加力は油圧ジャッキのストロークが突出する方向(図 3.4 の右方向)を正方向として、GL+100mm の水平変位(以下、代表変位)による変位制御で行った。なお、群杭では 2 本の杭の代表変位を平均している。変位振幅は、1mm、2mm、4mm、6mm、10mm、15mm、20mm、30mm、40mm、60mm、80mm、100mm までは漸増振幅で正負交番載荷を行い、同一振幅で 2 回繰返した。漸増振幅後は正方向に 150mm まで単調載荷して実験を終了した。なお正加力および負加力の第 1 サイクル時の各最大変位振幅において、目視により地表面のひび割れの出現状況を確認のうえ記録した。



(a) 平面図



(b) 断面図

図 3.4　群杭実験の載荷装置図と計測点位置

写真 3.4　群杭実験

写真 3.5　単杭実験（杭頭固定）

写真 3.6　単杭実験（杭頭自由）

写真 3.7　固定梁の先端状況

3.3　実験結果

3.3.1　杭頭荷重－代表変位関係

1) 杭種と杭頭の拘束条件による違い

図 3.5 に単杭の杭種と杭頭条件の違いによる杭頭荷重－代表変位関係を示す。図中の□印は、鋼材が降伏ひずみ(1500μ(=公称値))に達した点を示している。図から単杭の全ての実験杭で代表変位 80mm まで鋼材は降伏していない。羽根の有無の違いで比較すると、杭頭条件を固定とした W-s の杭頭荷重は、同一条件の ST-s に比べ約半分程度となっている。W-s と ST-s の履歴曲線に着目すると、W-s の履歴曲線は変位振幅の増加にともない杭頭荷重も線形的に増加する傾向にある一方、ST-s は変位振幅 40mm 以上になると杭頭荷重の増加が鈍化する傾向が見られる。また杭頭の固定条件が違う W-s と W-s-Free に着目すると、杭頭自由の W-s-Free の杭頭荷重は、杭頭固定の W-s に比べ杭頭荷重は小さいものの、履歴曲線はほぼ同じ性状を示している。上記から杭頭荷重は羽根の有無により違いが見られ、また杭種が同じである場合でも杭頭の固定条件によって杭頭荷重に違いが見られた。図 3.6 に群杭について杭種の違いによる杭頭荷重－代表変位関係を示す。なお図中の□印は、図 3.5 と同様に鋼材が降伏ひずみ(1500μ(=公称値))に達した点を示している。また代表変位は A 杭(後方杭)、B 杭(前方杭)の平均代表変位としている。図 3.6 から羽根の有無に着目すると、W-g の杭頭荷重は ST-g に比べて小さい。杭頭荷重の差は、変位振幅 40mm 程度までは ST-g と W-g の杭頭荷重に 2 倍程度の差が生じているが、変位振幅の増加にともないその差は小さくなっていく傾向を示している。履歴曲線は W-g、ST-g ともに単杭と同じ性状を示し、W-g は変位振幅の増加にともない杭頭荷重が線形に増加するのに対し、ST-g は変位振幅が 40mm 以上になると杭頭荷重の増加は小さい傾向を示している。なお鋼材の降伏は、単杭と同様に群杭の全実験杭で変位振幅 80mm まで降伏に達しておらず、また W-g の A 杭は実験終了まで降伏しなかった。図 3.7(a)～(k)に単杭の材種の違いによる第 1 サイクル時の各最大変位振幅の杭頭荷重－代表変位関係を比較して示す。図から W-s の履歴曲線は、変位振幅 6mm 以下の小変位振幅域で加力方向により非対称性を示したのに対して、ST-s では加力方向による差は見られずほぼ対称な履歴性状を示した。また履歴ループ面積に着目すると、ST-s の履歴ループ面積に比べ W-s の履歴面積は小さい。図 3.8(a)～(k)に群杭の材種の違いによる第 1 サイクル時の各最大変位振幅の杭頭荷重－代表変位関係を比較して示す。図から W-g の履歴曲線は、単杭 W-s の小変位振幅域で見られた加力方向による履歴曲線の非対称性は見られず、載荷初期から対称な履歴性状を示している。また履歴ループ面積は単杭と同様に群杭でも ST-g に比べ W-g の履歴ループ面積は小さくなっている。図 3.9(a)～(k)に ST-g、図 3.10(a)～(k)に W-g の A 杭と B 杭での杭頭荷重－代表変位関係を示す。ここで杭頭荷重は A 杭と B 杭で各杭が負担する水平力に分離することが難しいためロードセル値で示している。図 3.9、図 3.10 から、ST-g および W-g とも A 杭と B 杭の履歴曲線

はほぼ同じであることから、群杭の実験結果の考察について平均代表変位とした場合でも、各杭の挙動による影響は小さいと考える。図 3.11(a)～(k)に杭頭の拘束条件が違う W-s と W-s-Free の各変位振幅での杭頭荷重－代表変位関係を比較して示す。図から全ての変位振幅で杭頭固定とした W-s の杭頭荷重は杭頭自由の W-s-Free より大きい。また履歴ループ面積に着目すると、実験を通して W-s の方が W-s-Free より大きいことから、杭頭の拘束条件の違いよる差が見られる。

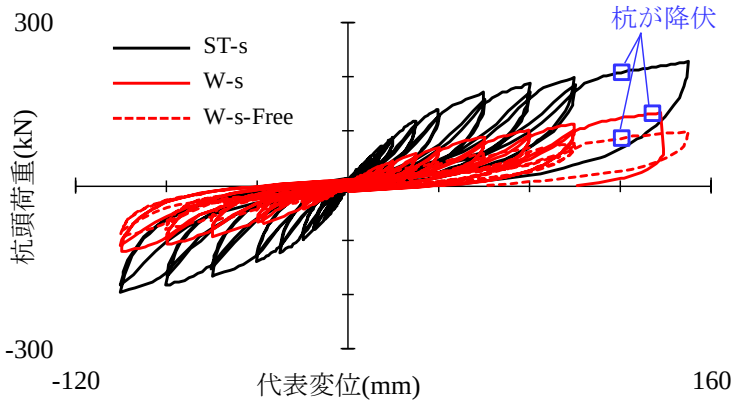


図 3.5　単杭の杭頭荷重－代表変位関係

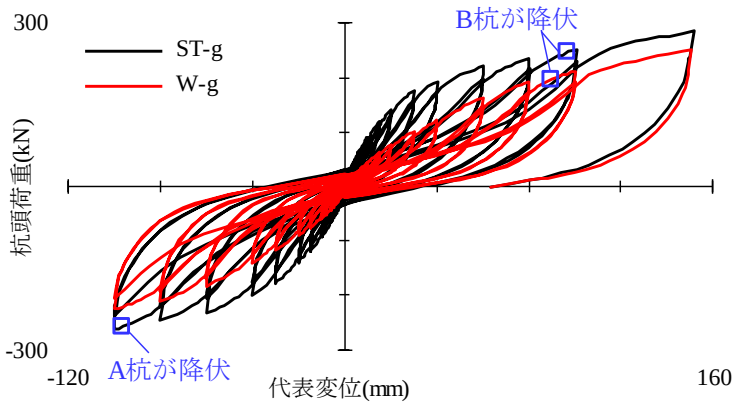
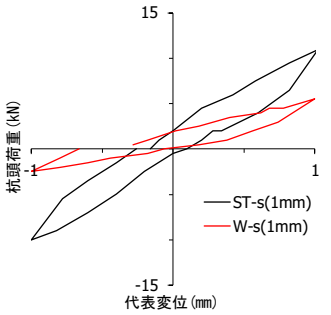
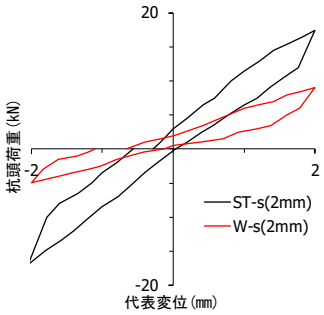


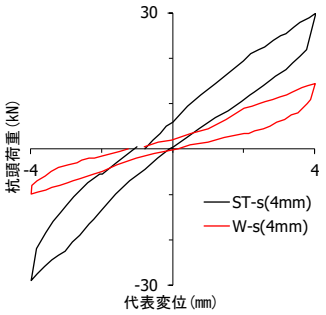
図 3.6　群杭の杭頭荷重－代表変位関係



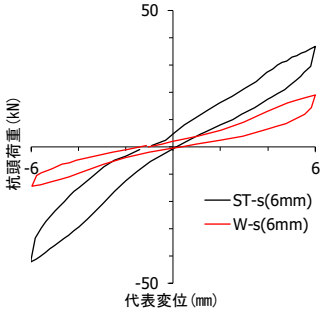
(a) 変位振幅 1mm



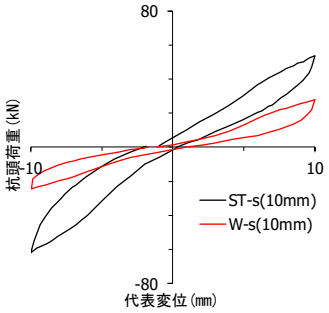
(b) 変位振幅 2mm



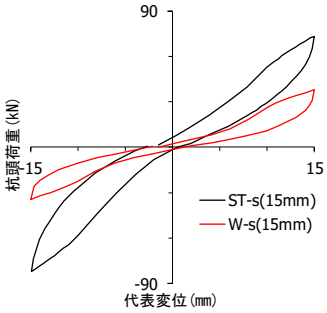
(c) 変位振幅 4mm



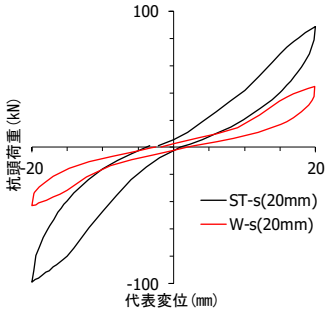
(d) 変位振幅 6mm



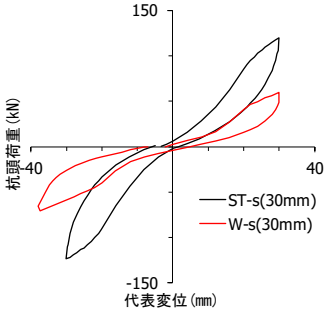
(e) 変位振幅 10mm



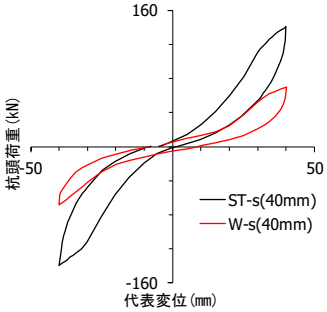
(f) 変位振幅 15mm



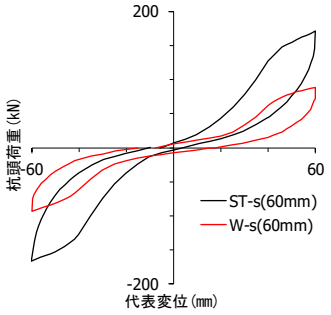
(g) 変位振幅 20mm



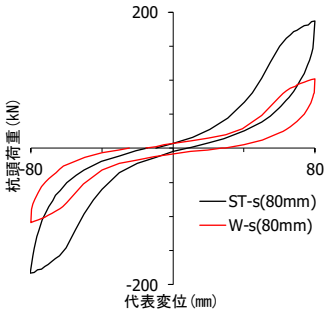
(h) 変位振幅 30mm



(i) 変位振幅 40mm

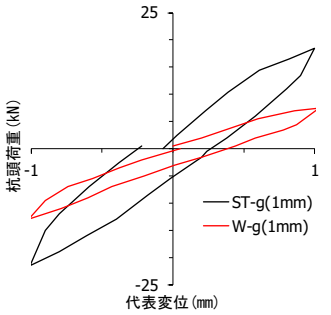


(j) 変位振幅 60mm

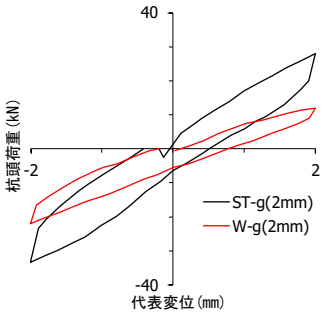


(k) 変位振幅 80mm

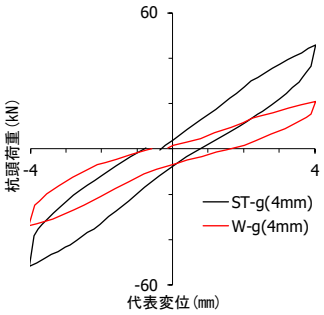
図 3.7 単杭の材種の違いによる杭頭荷重－代表変位関係
(1 サイクル時の各最大変位振幅)



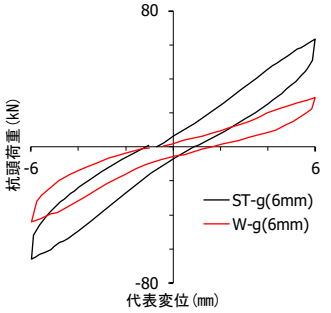
(a) 変位振幅 1mm



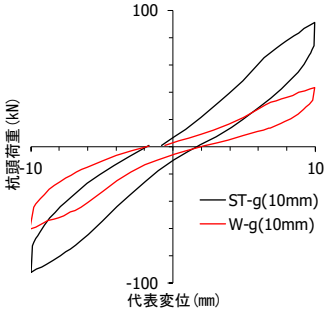
(b) 変位振幅 2mm



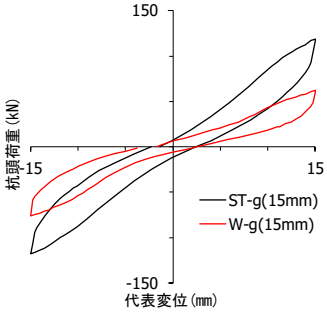
(c) 変位振幅 4mm



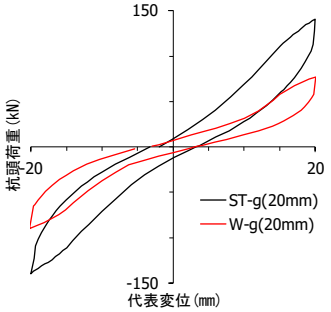
(d) 変位振幅 6mm



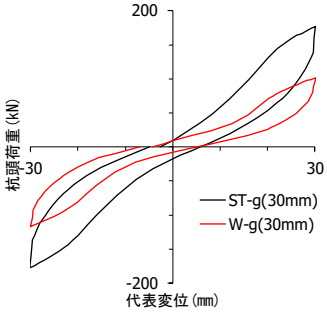
(e) 変位振幅 10mm



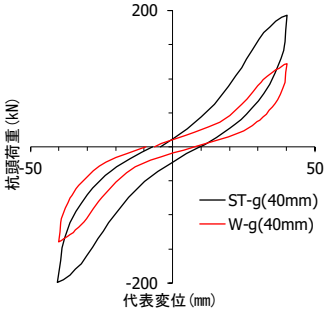
(f) 変位振幅 15mm



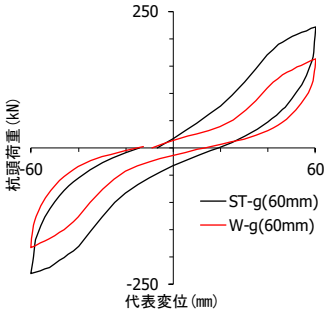
(g) 変位振幅 20mm



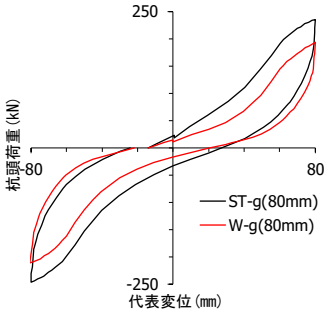
(h) 変位振幅 30mm



(i) 変位振幅 40mm

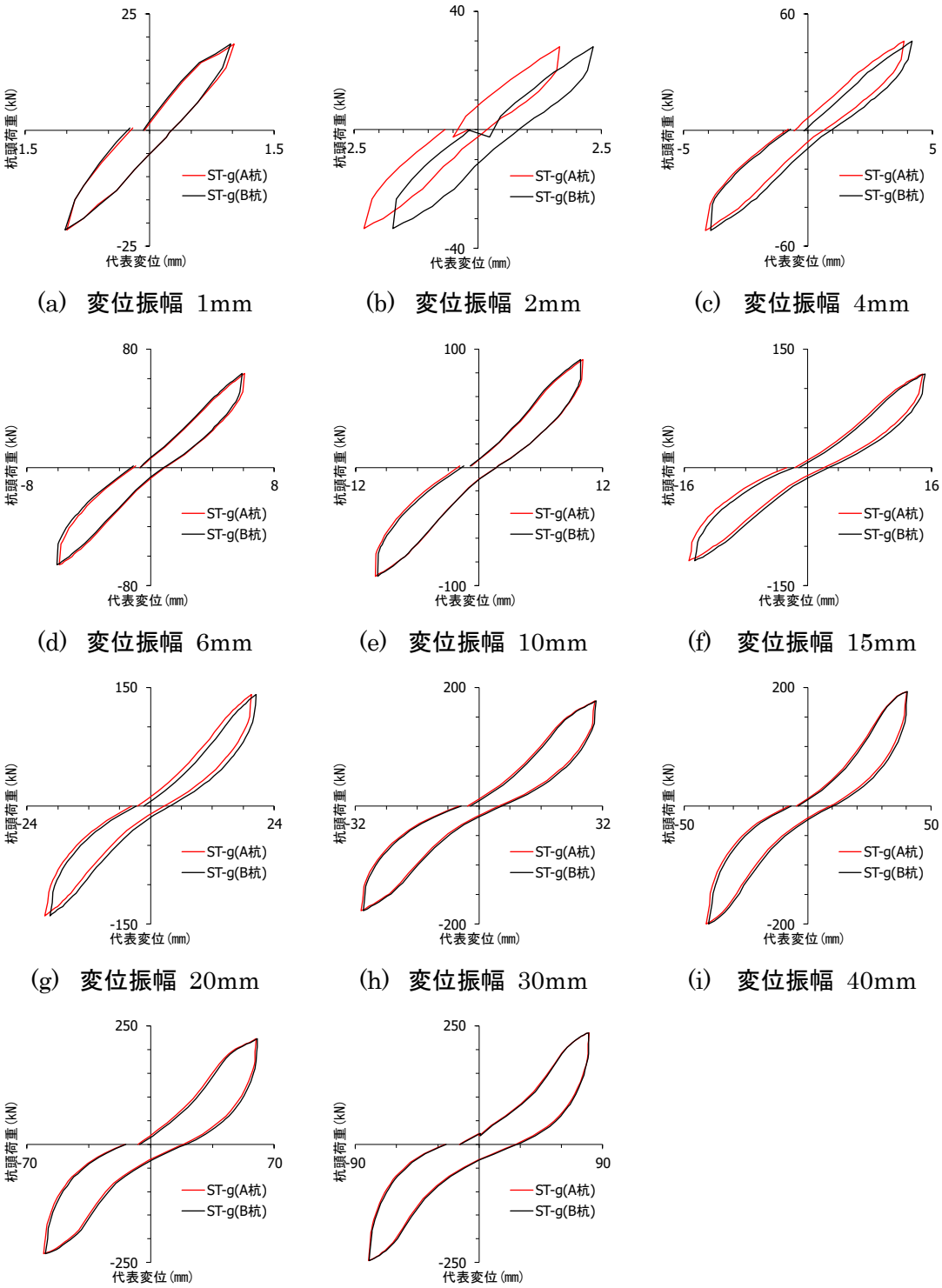


(j) 変位振幅 60mm



(k) 変位振幅 80mm

図 3.8 群杭の材種の違いによる杭頭荷重－代表変位関係
(1 サイクル時の各最大変位振幅)



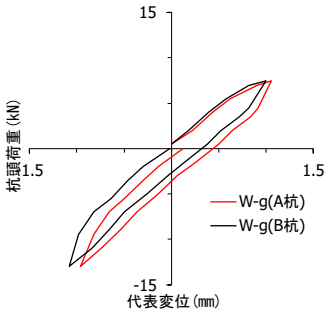
(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

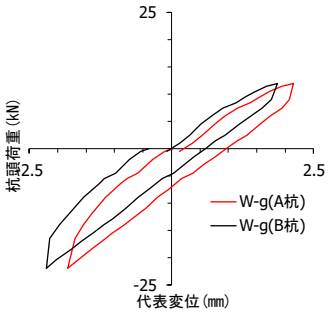
(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 30mm　(i) 変位振幅 40mm

(j) 変位振幅 60mm　(k) 変位振幅 80mm

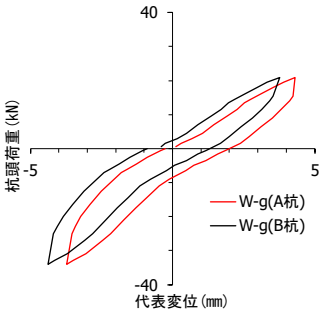
図 3.9　ST-g における A 杭と B 杭の杭頭荷重－代表変位関係の比較
(1 サイクル時の各最大変位振幅)



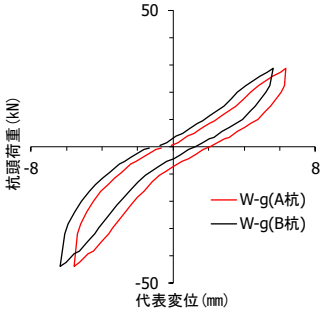
(a) 変位振幅 1mm



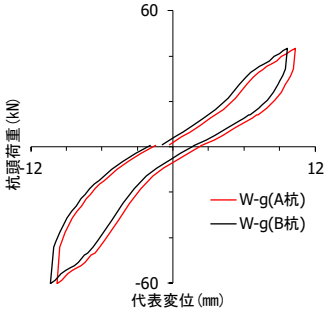
(b) 変位振幅 2mm



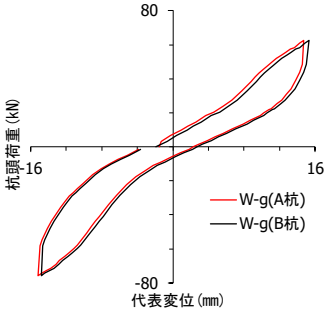
(c) 変位振幅 4mm



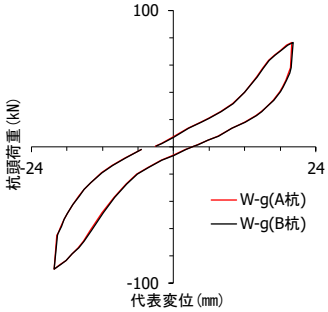
(d) 変位振幅 6mm



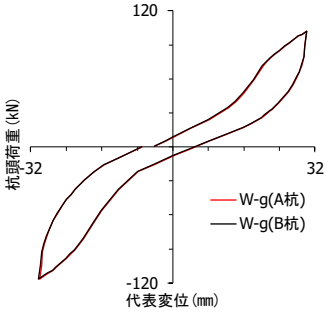
(e) 変位振幅 10mm



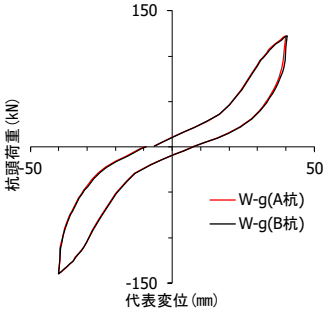
(f) 変位振幅 15mm



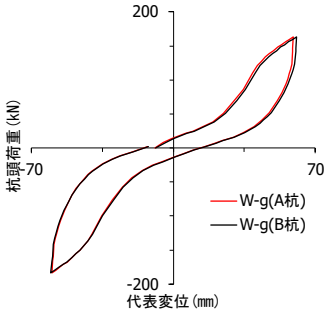
(g) 変位振幅 20mm



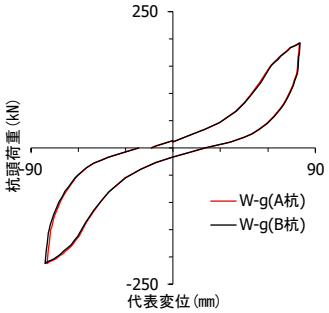
(h) 変位振幅 30mm



(i) 変位振幅 40mm

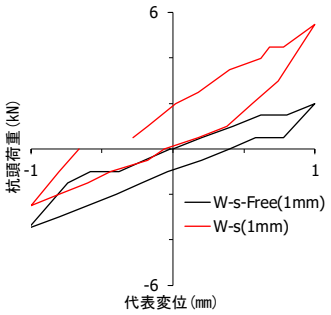


(j) 変位振幅 60mm

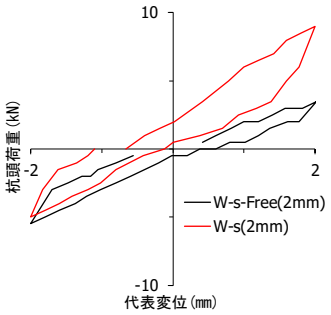


(k) 変位振幅 80mm

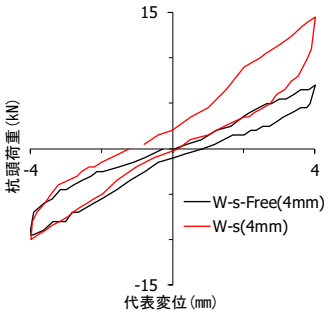
図 3.10 W-g における A 杭と B 杭の杭頭荷重－代表変位関係の比較
(1 サイクル時の各最大変位振幅)



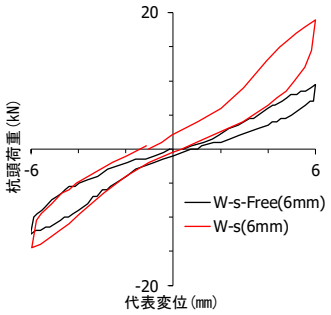
(a) 変位振幅 1mm



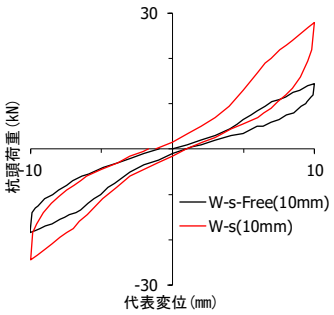
(b) 変位振幅 2mm



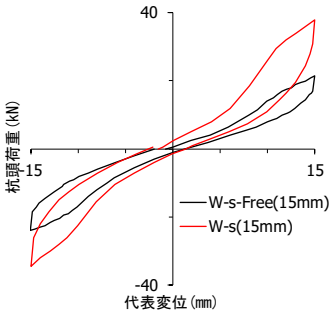
(c) 変位振幅 4mm



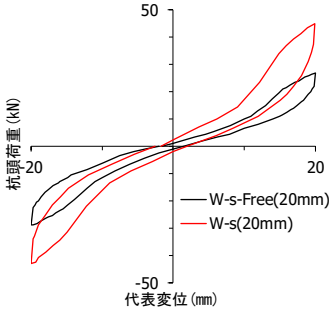
(d) 変位振幅 6mm



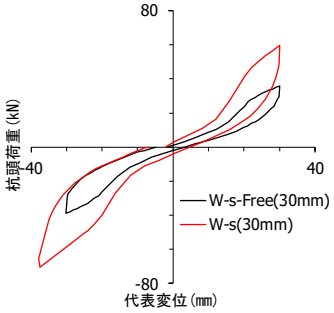
(e) 変位振幅 10mm



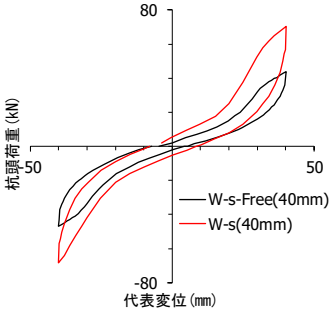
(f) 変位振幅 15mm



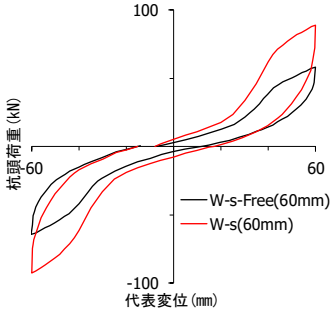
(g) 変位振幅 20mm



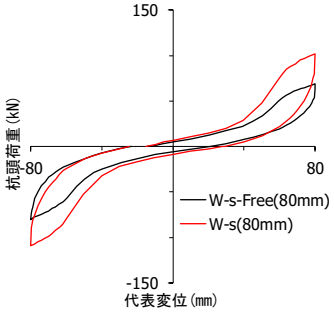
(h) 変位振幅 30mm



(i) 変位振幅 40mm



(j) 変位振幅 60mm



(k) 変位振幅 80mm

図 3.11 杭頭の拘束条件が違いによる杭頭荷重－代表変位関係の比較
（第 1 サイクル時の各最大変位振幅）

2) 単杭と群杭による違い

図 3.12 に ST 杭の、図 3.13 に W 杭の単杭と群杭の杭頭荷重－代表変位関係を比較して示す。ここで、単杭の杭頭荷重は群杭と同本数で比較するため単杭×2 とした。図 3.12 から ST 杭の履歴曲線は ST-g、(ST-s)×2 ともに加力方向による差は見られず対称な履歴性状を示している。(ST-s)×2 の杭頭荷重は変位振幅 40mm から、また ST-g は代表変位 20mm から杭頭荷重の増加が小さくなる傾向を示した。なお ST-g の杭頭荷重は代表変位 10mm で (ST-s)×2 の 8 割程度、代表変位 100mm で 6 割程度に低減しており、ST-g では群杭効果が確認できる。図 3.13 の W-g と(W-s)×2 の履歴曲線を比較すると、履歴性状はほぼ同じ履歴で推移して両杭の杭頭荷重の差は変位振幅によらず小さいことから、W 杭では ST 杭に比べて群杭効果が緩和されていると考える。また ST 杭で見られた変位振幅の増加にともない杭頭荷重が低下する傾向は W-g、(W-s)×2 ともに見られなかった。図 3.14(a)～(k)に ST-g と (ST-s)×2 の第 1 サイクル時の各最大変位振幅での杭頭荷重－代表変位関係を、図 3.15(a)～(k)に W-g と(W-s)×2 の杭頭荷重－代表変位関係を比較して示す。図 3.14 および図 3.15 とも、載荷初期の段階から図 3.12 と図 3.13 と同様に ST 杭では群杭と単杭×2 に違いが見られるのに対して、W 杭ではほぼ同じ履歴性状を示している。図 3.16～図 3.20 に全実験杭の変位振幅 80mm までの杭頭回転角－代表変位関係を示す。図から杭頭の回転角は載荷方向に対して生じており、杭頭の拘束条件を自由とした W-s-Free が最大の杭頭回転角を示している。ただし W-s-Free の場合でも載荷直交方向の回転角がほとんど生じていないため、ねじれ等の面外方向による実験結果への影響はほとんどないと考える。表 3.2 に正方向と負方向での第 2 サイクル時、最大変位振幅 80mm における各実験杭の杭頭回転角を示す。単杭の杭頭回転角は、杭頭自由とした W-s-Free が最も大きく、ST-s の約 2 倍、W-s の約 3 倍の回転角を生じている。群杭の杭頭回転角は、正加力時では ST-g、負加力時では W-g の回転角が大きくなっている。一方、群杭では ST 杭、W 杭とも加力方向に関係なく、後方杭(A 杭)の杭頭回転角が大きくなっている。なお群杭では同一変位に対して杭頭回転角が A 杭、B 杭で異なっており、その要因として杭頭が完全固定となっていないため、杭頭に回転角が生じたためだと考える。

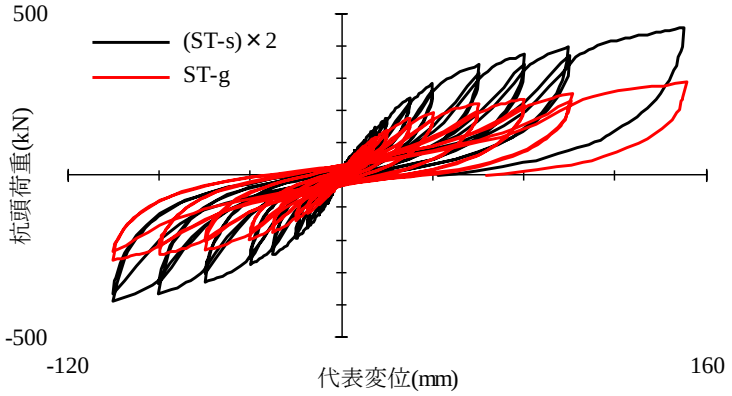


図 3.12　ST 杭の単杭と群杭の違いによる杭頭荷重－代表変位関係

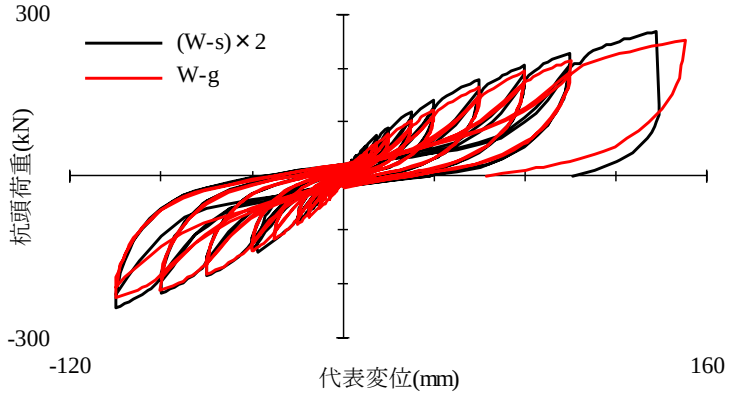
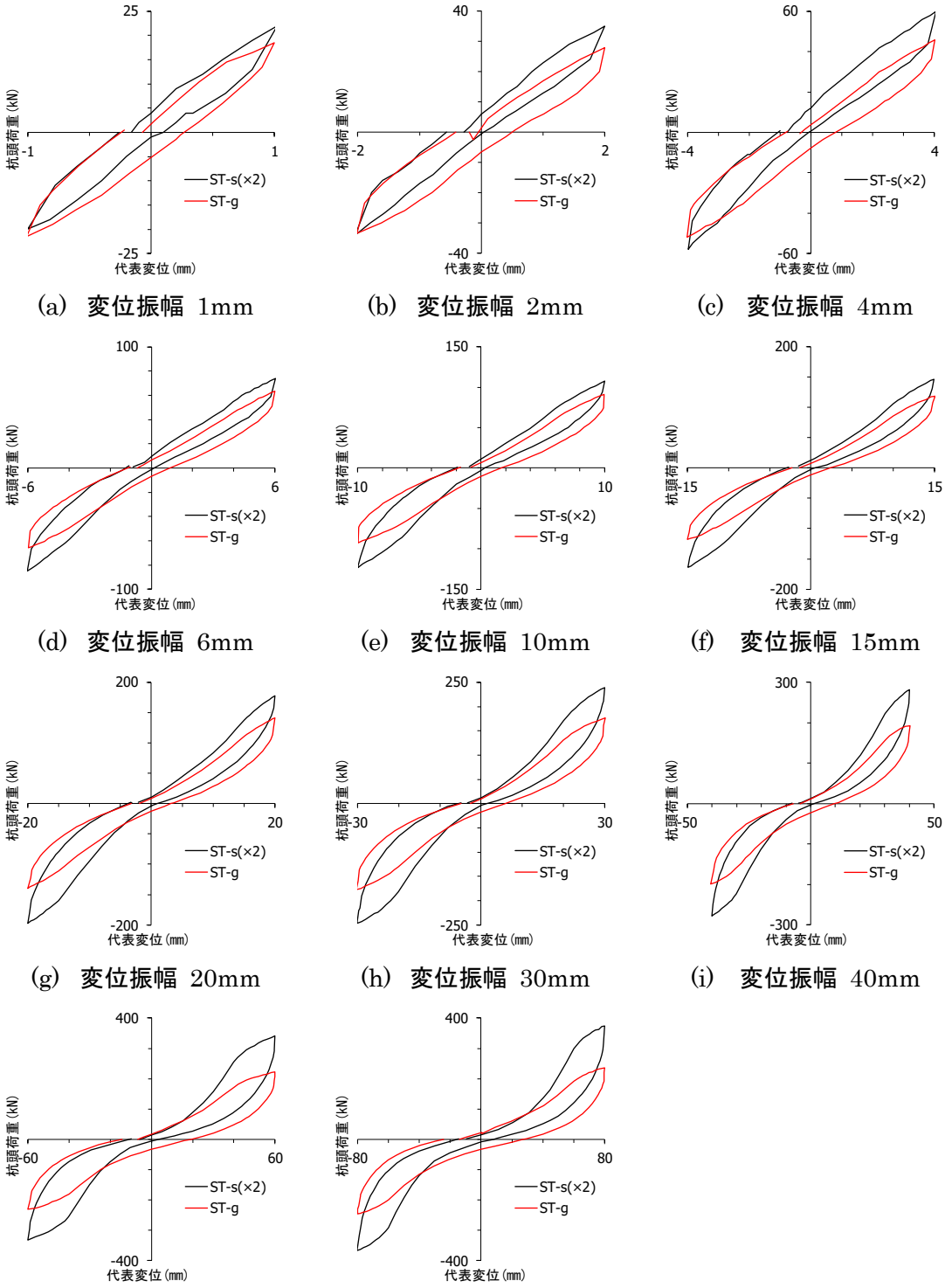


図 3.13　W 杭の単杭と群杭の違いによる杭頭荷重－代表変位関係



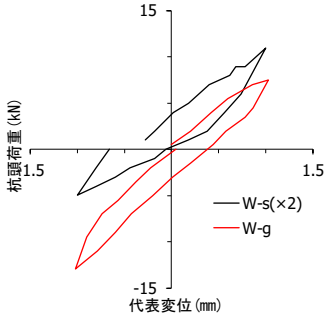
(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

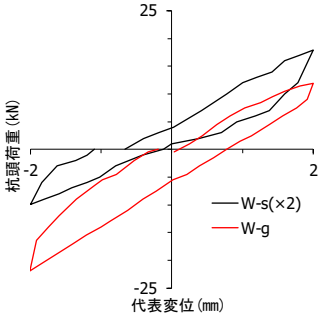
(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 30mm　(i) 変位振幅 40mm

(j) 変位振幅 60mm　(k) 変位振幅 80mm

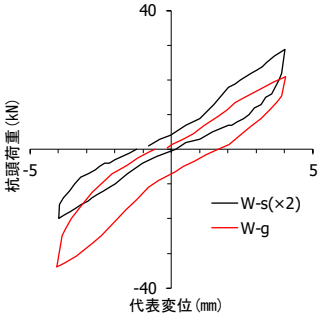
図 3.14　ST 杭の単杭と群杭による杭頭荷重－代表変位関係の比較
（第 1 サイクル時の各最大変位振幅）



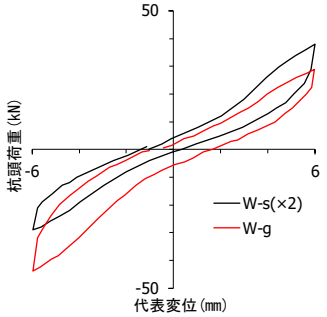
(a) 変位振幅 1mm



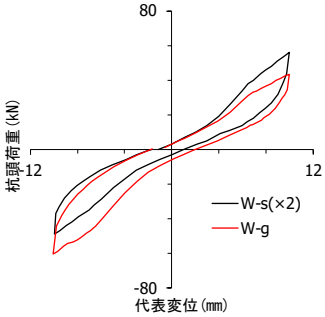
(b) 変位振幅 2mm



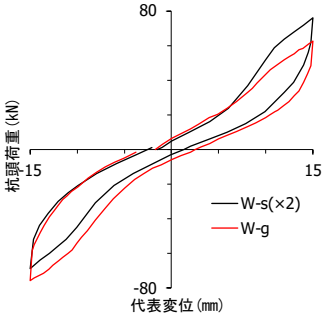
(c) 変位振幅 4mm



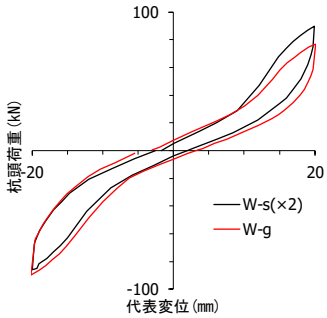
(d) 変位振幅 6mm



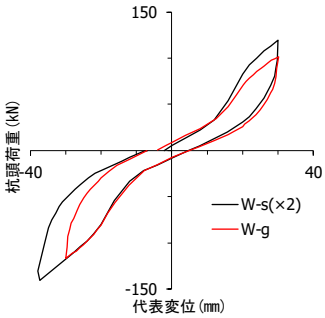
(e) 変位振幅 10mm



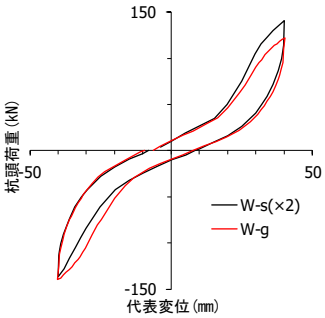
(f) 変位振幅 15mm



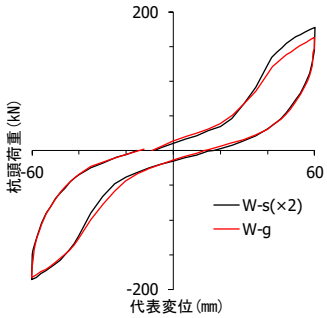
(g) 変位振幅 20mm



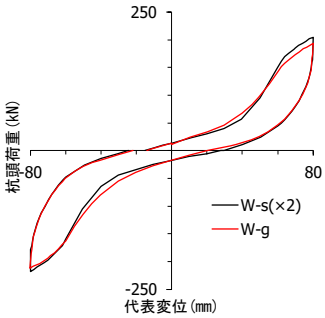
(h) 変位振幅 30mm



(i) 変位振幅 40mm

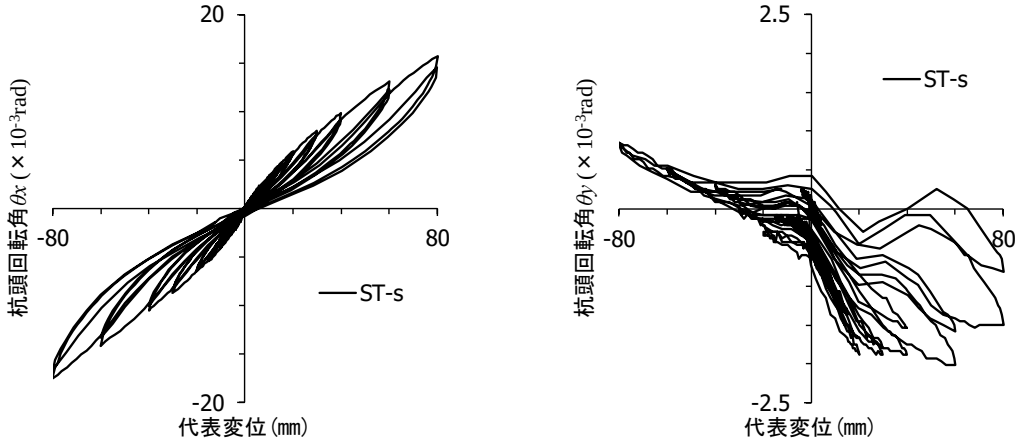


(j) 変位振幅 60mm



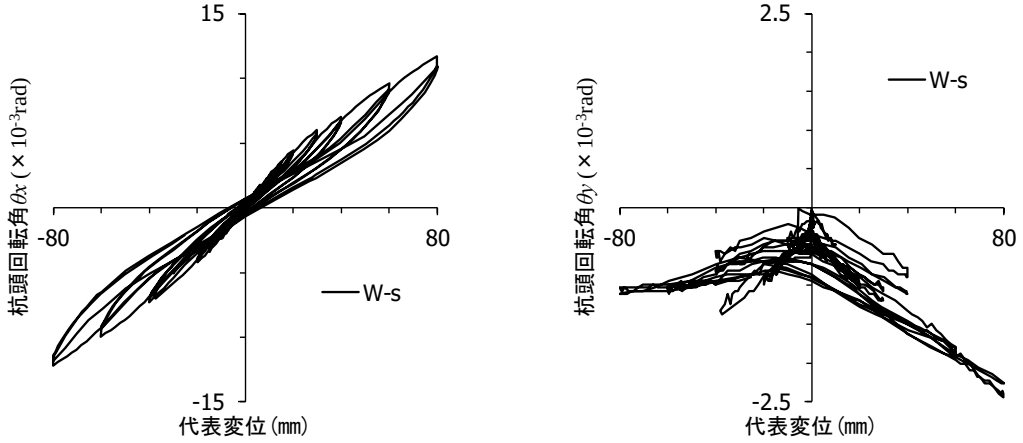
(k) 変位振幅 80mm

図 3.15 W 杭の単杭と群杭による杭頭荷重－代表変位関係の比較
（第 1 サイクル時の各最大変位振幅）



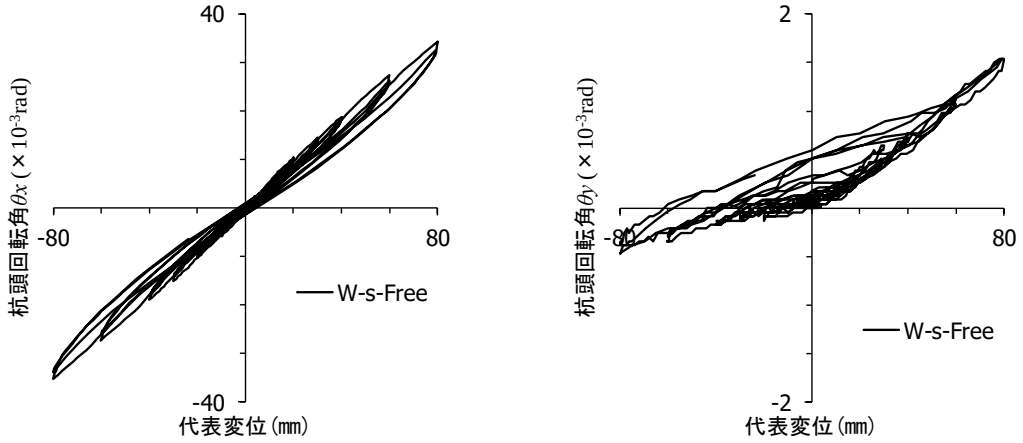
(a) 加力方向　　(b) 加力直交方向

図 3.16　ST-s の杭頭傾斜角－代表変位関係



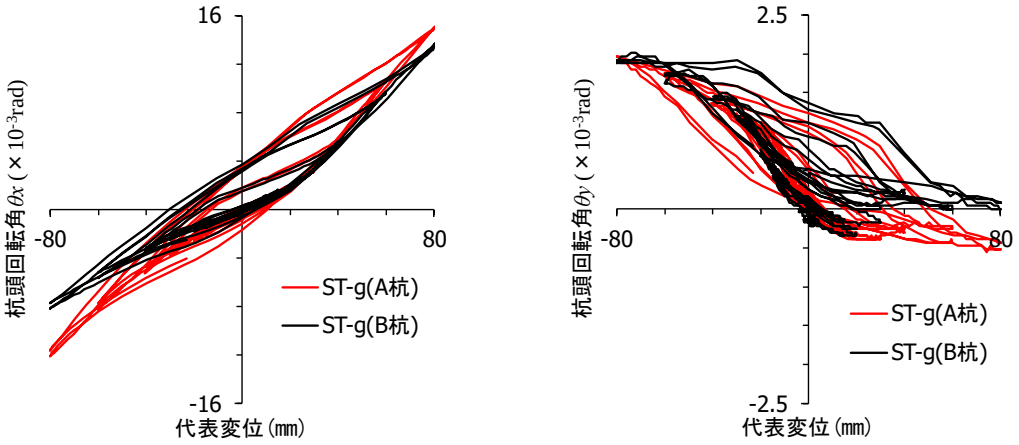
(a) 加力方向　　(b) 加力直交方向

図 3.17　W-s の杭頭傾斜角－代表変位関係



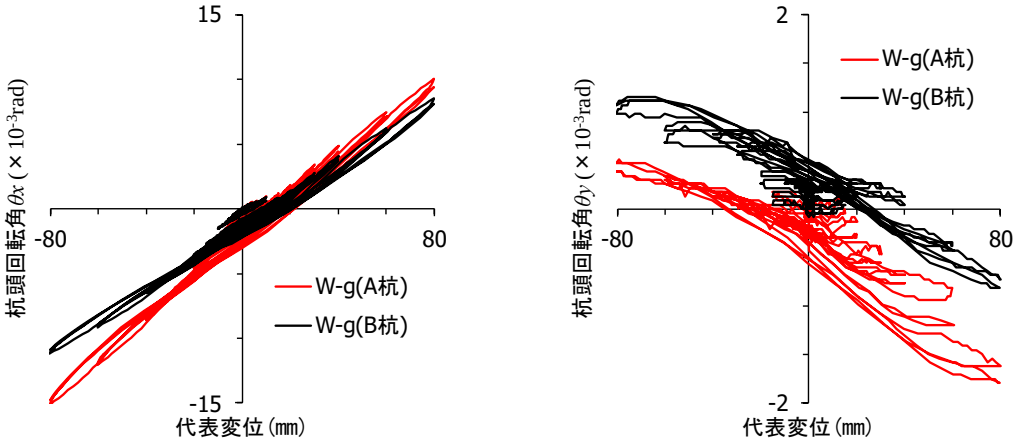
(a) 加力方向　　(b) 加力直交方向

図 3.18　W-s-Free の杭頭傾斜角－代表変位関係



(a) 加力方向　　(b) 加力直交方向

図 3.19　ST-g の杭頭傾斜角－代表変位関係



(a) 加力方向　　(b) 加力直交方向

図 3.20　W-g の杭頭傾斜角－代表変位関係

表 3.2　変位振幅 80mm 時の加力方向の杭頭回転角

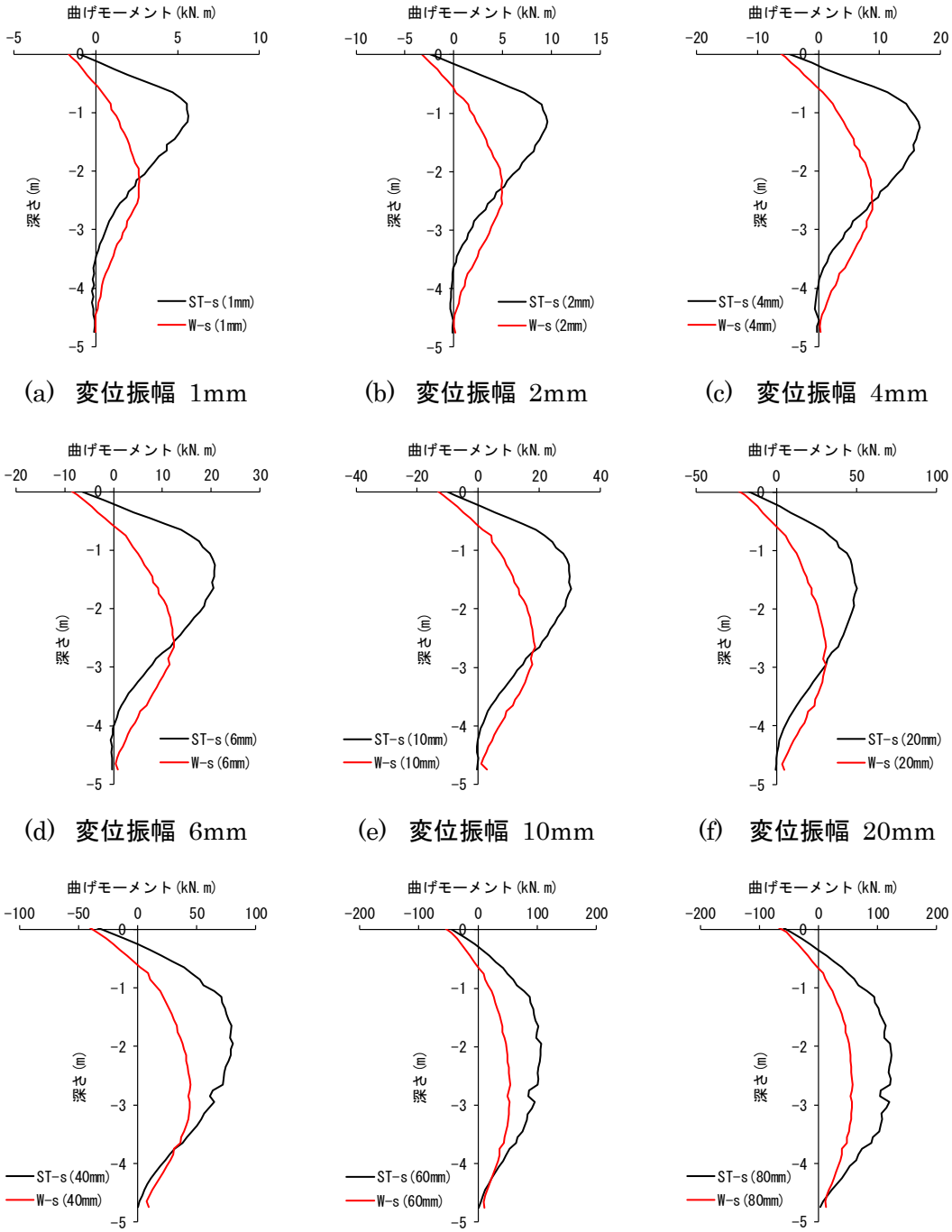
unit ： (×10^{-3}rad)

	正加力時				負加力時			
ST-単杭	14.6				-16.6			
W-単杭	11.0				-11.9			
W-単杭-Free	32.7				-33.9			
ST-群杭	(A杭)	15.2	(B杭)	13.7	(A杭)	-11.7	(B杭)	-7.8
W-群杭		9.4		8.1		-14.9		-11.0

3.3.2　曲げモーメント分布

1) 杭種の違いによる比較

図 3.21(a)～(i)に単杭の正方向加力、第 1 サイクル時の各最大変位振幅における曲げモーメント分布を示す。図から杭種に関係なく変位振幅の増加にともない最大曲げモーメントは増加している。またその大きさは全ての最大変位振幅で W-s に比べ ST-s の方が大きくなっている。図 3.22 に図 3.21 から取り出した最大曲げモーメントと代表変位の関係を示す。図から W-s の最大曲げモーメントは載荷初期から実験終了まで概ね ST-s の半分程度で推移している。図 3.23 に最大曲げモーメントの発生深度－代表変位関係を示す。W-s の最大曲げモーメントの発生深度は ST-s に比べ深い深度で発生しており、その深度は実験を通してほぼ同一深度であった。一方、ST-s は載荷初期では杭の水平抵抗に及ぼす範囲($1/\beta$)より浅い深度において最大曲げモーメントを生じているが、変位振幅の増加にともないその深度は深くなる傾向を示し、変位振幅 60mm 以上では ST-s と W-s の最大曲げモーメントの発生深度はほぼ同一となっている。図 3.24(a)～(i)に群杭の正方向加力、第 1 サイクル時の各最大変位振幅における曲げモーメント分布を、図 3.25 に図 3.24 から取り出した最大曲げモーメントと代表変位の関係を示す。単杭と同様に変位振幅の増加にともない杭種に関係なく最大曲げモーメントが増加し、その大きさは W-g に比べ ST-g の方が大きい。また図 3.26 に示す最大曲げモーメントの発生深度－代表変位関係も単杭と同様に W-g の発生深度は ST-g に比べ深い傾向となっており、単杭と群杭に関係なく杭の曲げモーメント分布形状と最大曲げモーメントの発生深度は同様の傾向を示している。図 3.27(a)～(i)に ST-g での、図 3.28(a)～(i)に W-g での A 杭(後方杭)と B 杭(前方杭)それぞれについて、正方向加力、第 1 サイクル時の各最大変位振幅における曲げモーメント分布の比較を示す。なお図中には、それぞれの材種での単杭(ST-s と W-s)の曲げモーメント分布も図示した。図 3.27 に示す ST-g の A 杭(後方杭)と B 杭(前方杭)の曲げモーメント分布を比較すると、杭配置に関係なくほぼ同様の分布形状を示している。ただし最大曲げモーメントの大きさは B 杭に比べ A 杭の方が小さく、変位振幅の増加にともないその差が大きくなる傾向にある。また曲げモーメントの発生深度に着目すると、杭配置による違いは見られないものの、ST-s に比べ ST-g の発生深度は深くなる傾向を示した。一方、図 3.28 で示す W-g では、曲げモーメント分布形状、最大曲げモーメントの大きさとその発生深度は A 杭と B 杭でほぼ同様の性状を示しており杭配置の違いによる分布形状の差は見られない。また W-g の A 杭、B 杭の分布形状を W-s と比較すると、その分布形状はほぼ同じ性状を示している。以上から、杭種の違いにより A 杭と B 杭で曲げモーメント分布に差が見られ、W 杭に比べ ST 杭の方が明確な差を示している。



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 20mm

(g) 変位振幅 40mm　(h) 変位振幅 60mm　(i) 変位振幅 80mm

図 3.21　単杭における曲げモーメント分布の比較
（第 1 サイクル時の各最大変位振幅）

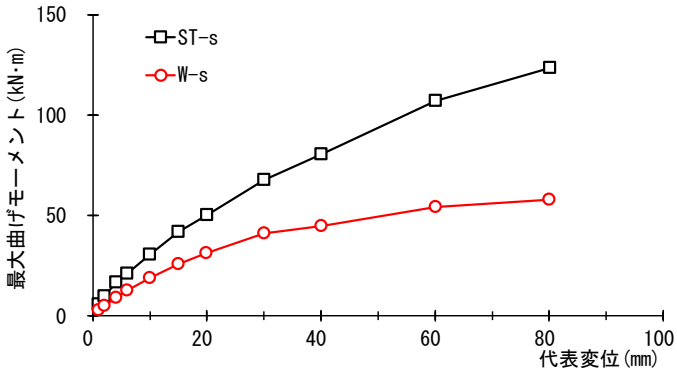


図 3.22　単杭の最大曲げモーメント－代表変位関係
（正加力時、第 1 サイクル）

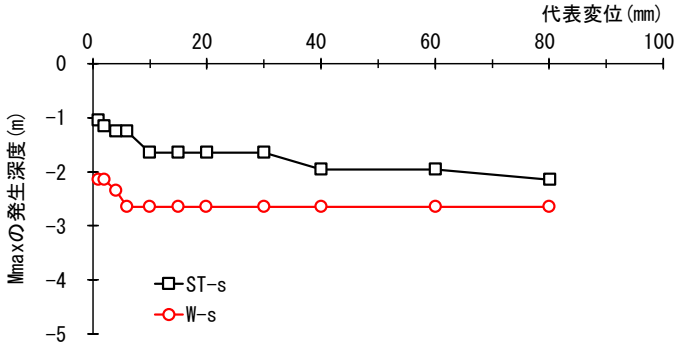
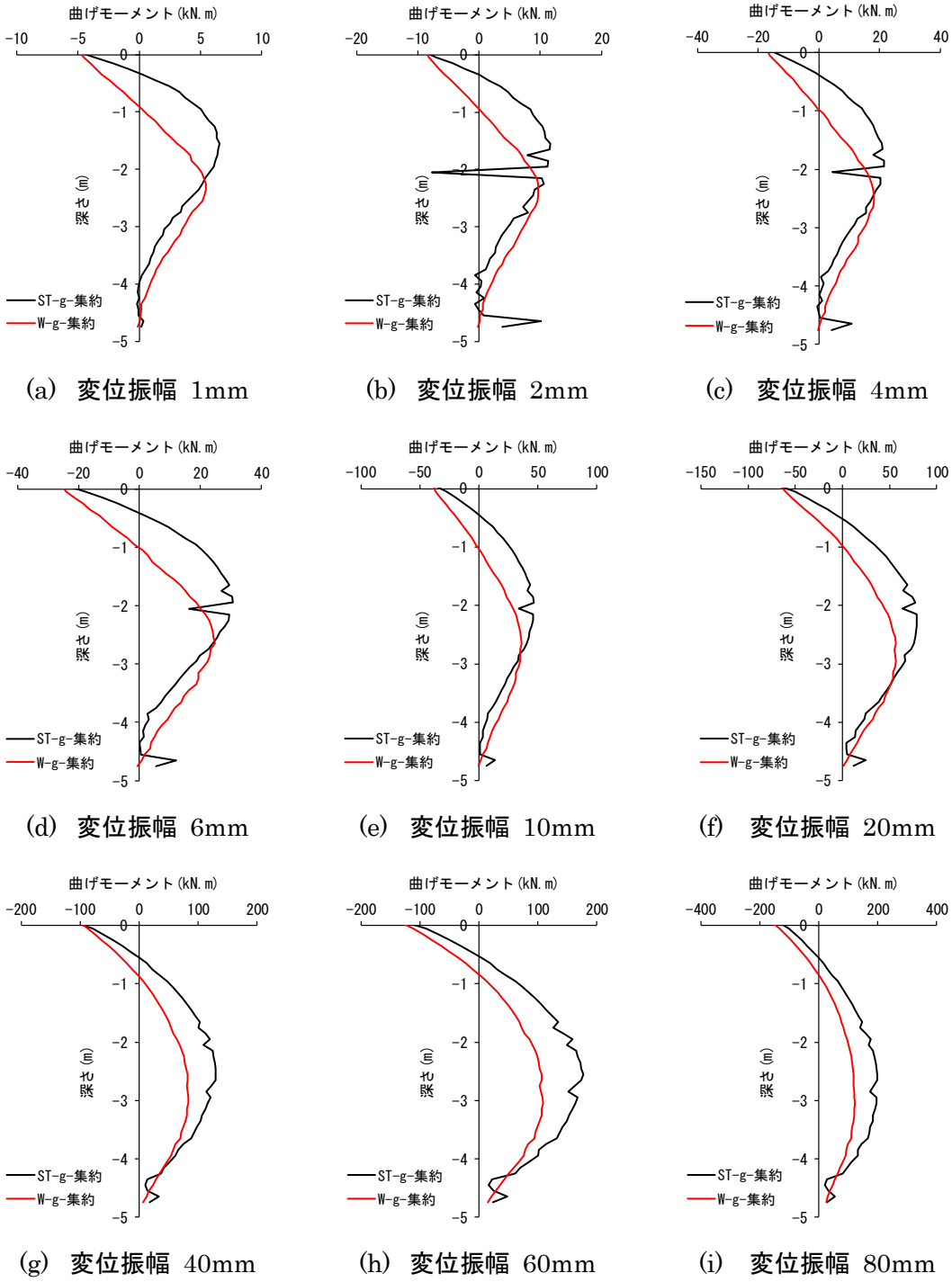


図 3.23　単杭の最大曲げモーメント発生深度－代表変位関係
（正加力時、第 1 サイクル）



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 20mm

(g) 変位振幅 40mm　(h) 変位振幅 60mm　(i) 変位振幅 80mm

図 3.24　群杭における曲げモーメント分布の比較
（第 1 サイクル時の各最大変位振幅）

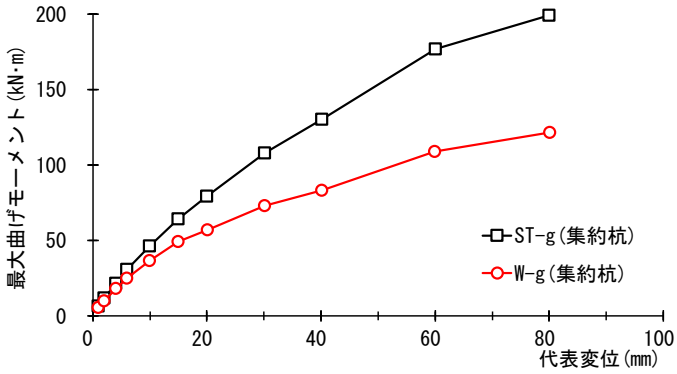


図 3.25　群杭の最大曲げモーメント－代表変位関係
（正加力時、第 1 サイクル）

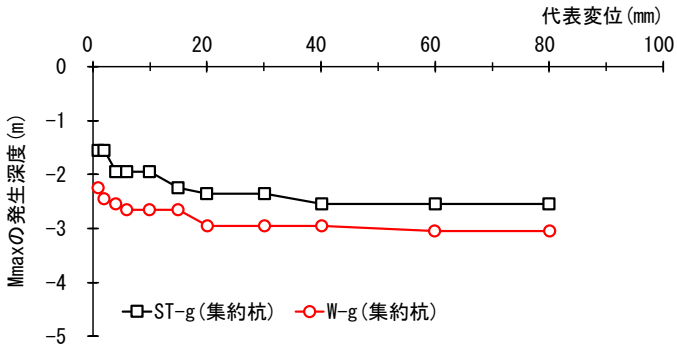
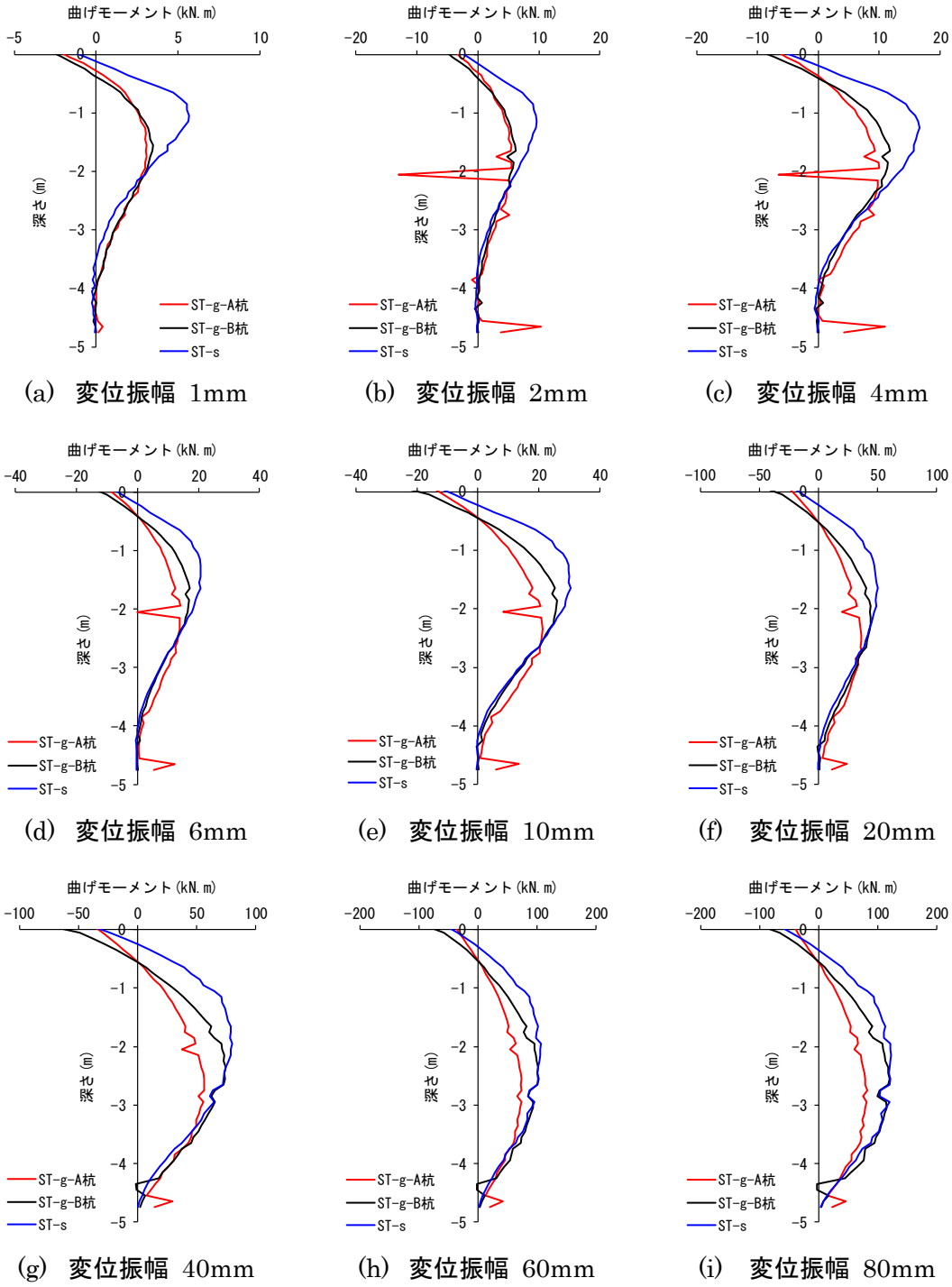


図 3.26　群杭の最大曲げモーメント発生深度－代表変位関係
（正加力時、第 1 サイクル）

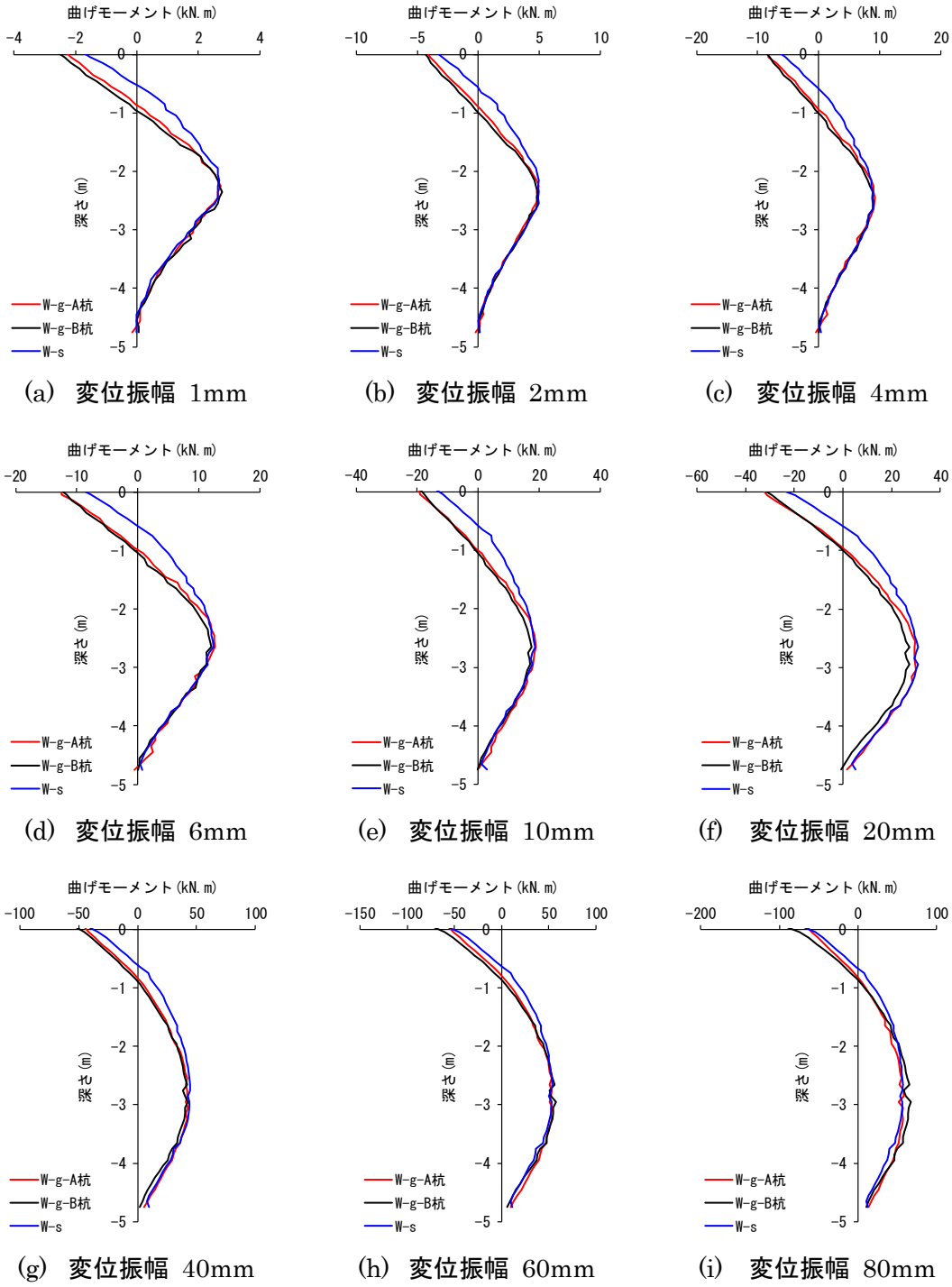


(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 20mm

(g) 変位振幅 40mm　(h) 変位振幅 60mm　(i) 変位振幅 80mm

図 3.27　ST-g の A 杭(後方杭)と B 杭(前方杭)の曲げモーメント分布
(第 1 サイクル時の各最大変位振幅)



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

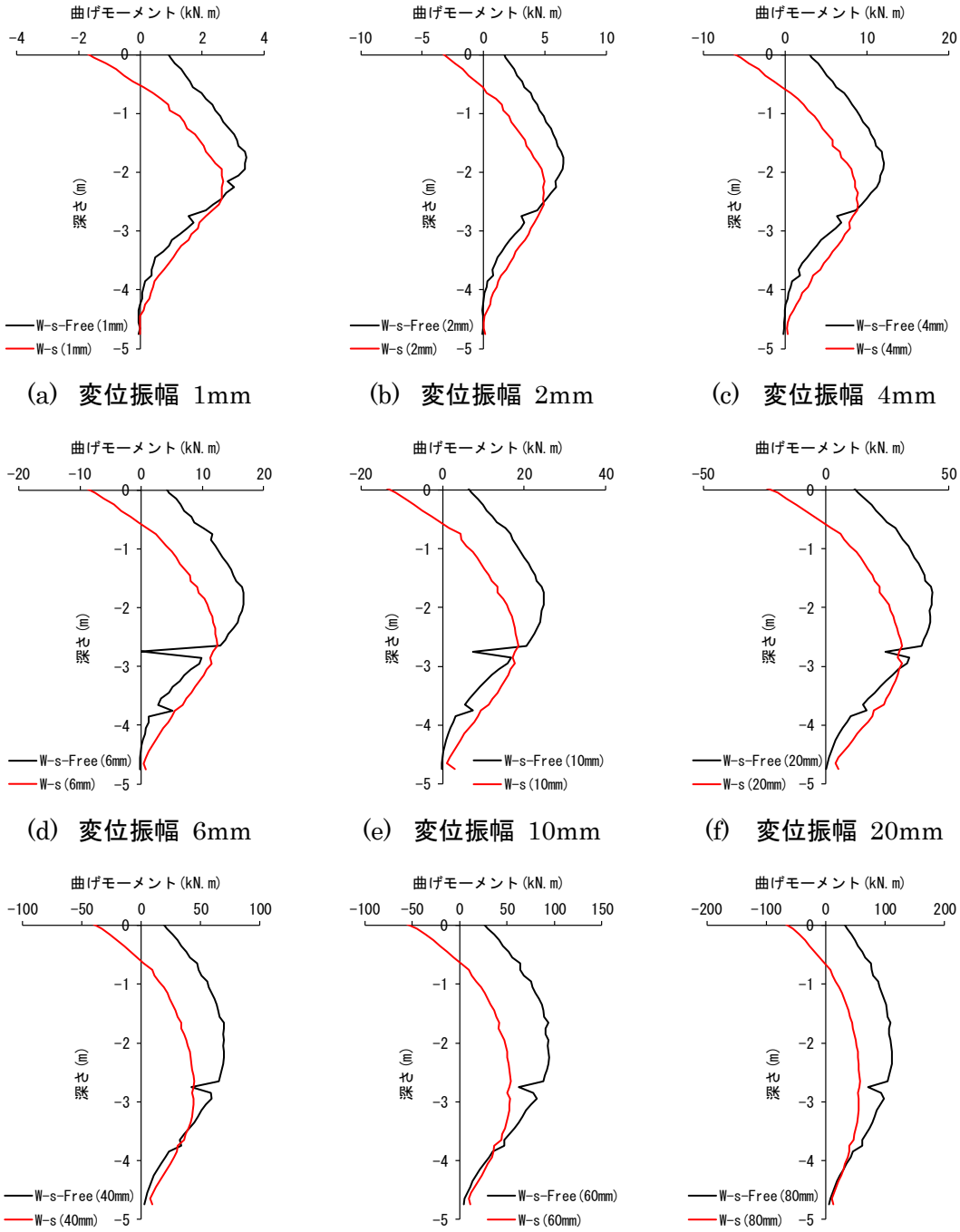
(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 20mm

(g) 変位振幅 40mm　(h) 変位振幅 60mm　(i) 変位振幅 80mm

図 3.28　W-g の A 杭(後方杭)と B 杭(前方杭)の曲げモーメント分布
(第 1 サイクル時の各最大変位振幅)

2) 杭頭の拘束条件の違いによる比較

図 3.29(a)～(i)に杭頭固定とした W-s と杭頭自由とした W-s-Free の正方向加力、第 1 サイクル時の各最大変位振幅での曲げモーメント分布を示す。図から杭頭の拘束条件の違いにより杭頭と地中部の最大曲げモーメントの大きさに差が見られた。また地中部の曲げモーメントは W-s に比べ W-s-Free の方が大きくなっているものの、全体的な分布形状に着目すると杭頭の拘束条件に関係なく両杭の分布形状はほぼ同じである。図 3.30 に図 3.29 から取り出した地中部の最大曲げモーメントの発生深度－代表変位関係を示す。W-s の地中部の最大曲げモーメントの発生深度は、載荷初期から変位振幅 10mm まで変位振幅の増加にともない深くなる傾向がみられる一方、変位振幅が 10mm を超えると実験終了までほぼ一定の深度で推移している。W-s-Free は変位振幅 30mm まで W-s に比べ浅い深度で地中部の最大曲げモーメントが発生しているが、変位振幅の増加にともない発生深度は深くなる傾向にある。なお W-s および W-s-Free の曲げモーメント分布は、文献 3.6)の Chang の式で杭頭の固定度を完全固定と杭頭自由とした算定した曲げモーメント分布とほぼ近似した傾向を示している。



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 20mm

(g) 変位振幅 40mm　(h) 変位振幅 60mm　(i) 変位振幅 80mm

図 3.29　W-s と W-s-Free による曲げモーメント分布の比較
(第 1 サイクル時の各最大変位振幅)

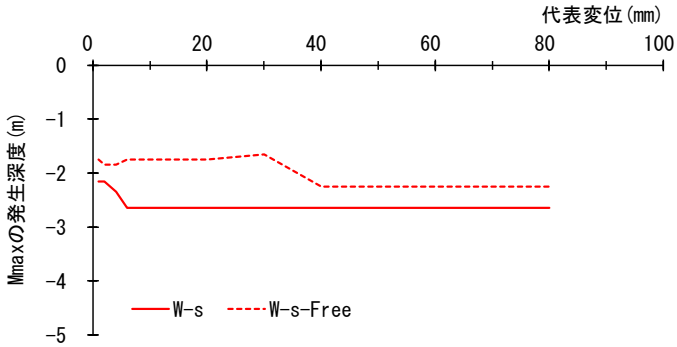
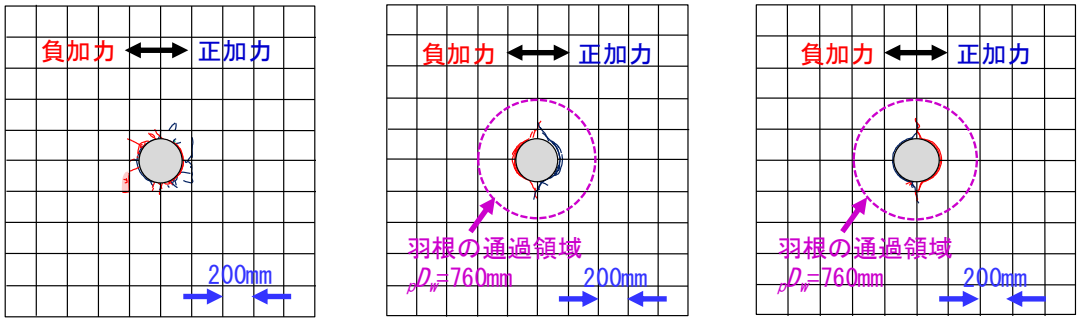


図 3.30　W-s と W-s-Free による最大曲げモーメント発生深度－代表変位関係
（正加力時、第 1 サイクル）

3.3.3　杭頭周辺の地盤変状

1) 単杭における杭種と杭頭条件の違いによる比較

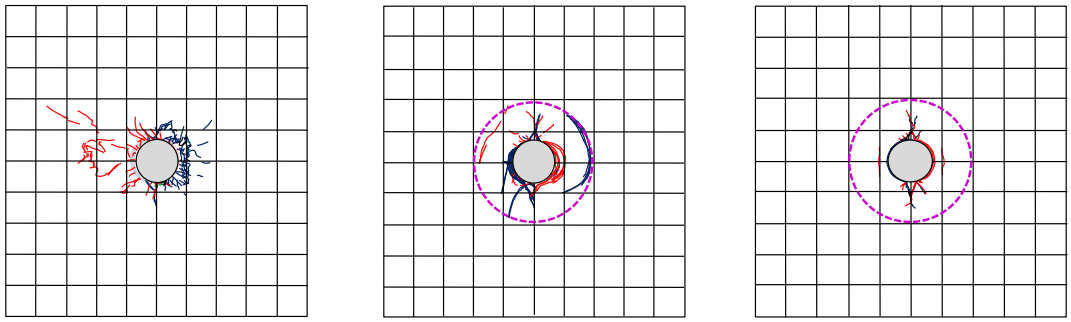
図 3.31(a)～(f)に単杭における杭頭周辺の地盤変状を示す。図は変位振幅 10mm、20mm、40mm、60mm、80mm、100mm の負方向加力、第 1 サイクルピーク時における地盤変状を示している。図中のメッシュは杭を中心軸として加力方向、加力直交方向とも 200mm 間隔としている。加力方向は図の右方向を正加力、左方向を負加力として、地盤変状図の青線は正加力時、赤線は負加力時に出現したひび割れを示した。なお羽根の最大回転直径 ${}_pD_w$(= 760mm)は紫色の破線で表記している。ST-s のひび割れは、杭頭を中心とした周辺地盤に広範囲に出現し、変位振幅の増加にともない加力方向および加力直交方向に関係なくひび割れの出現量が増加しその出現する範囲も広がる傾向を示した。一方、W-s のひび割れの出現は ST-s と同様に変位振幅の増加にともない加力方向に対してひび割れの出現量の増加と出現する範囲が広がる傾向にあるが、ST-s に比べてひび割れの出現量は少なく、その出現する範囲は羽根の通過領域の近傍に集中する傾向にある。また杭頭の拘束条件に違いがある W-s と W-s-Free を比較すると、W-s は変位振幅の増加にともないひび割れの出現量と出現する範囲に変化が見られるのに対し、W-s-Free では実験を通して羽根の通過領域外にひび割れがほとんど見られない。以上からクラックの出現量と出現範囲に対して杭種の違いによる差が見られた。



ST-s　　W-s　　W-s-Free

図 3.31(a)　単杭における地表面ひび割れの比較

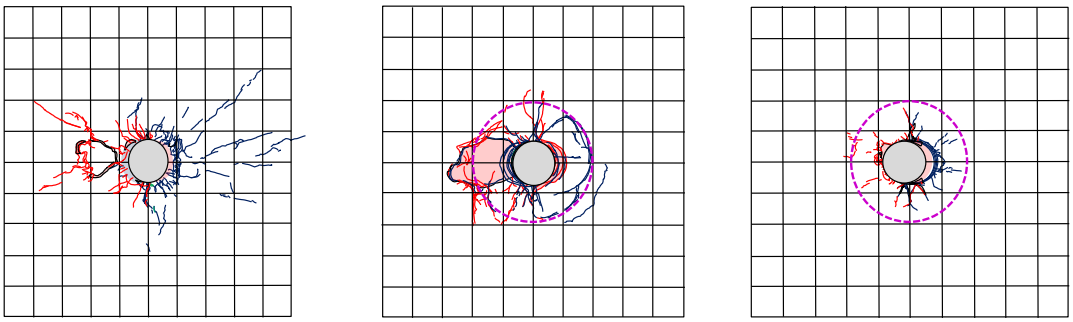
（負方向加力、第 1 サイクルピーク時の最大変位振幅 10mm）



ST-s　　W-s　　W-s-Free

図 3.31(b)　単杭における地表面ひび割れの比較

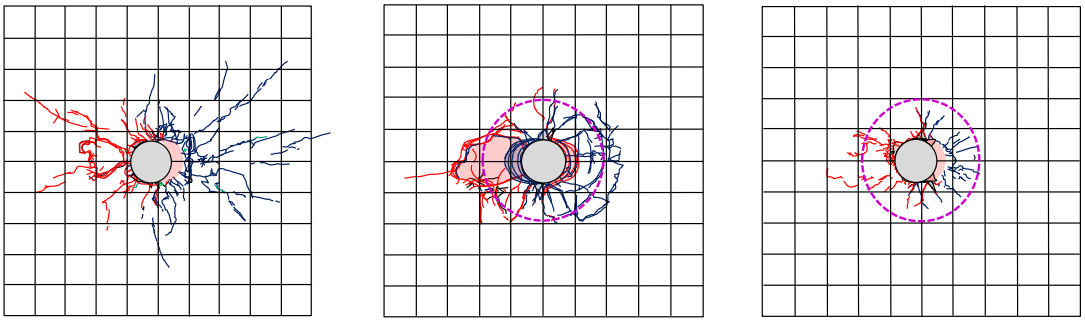
（負方向加力、第 1 サイクルピーク時の最大変位振幅 20mm）



ST-s　　W-s　　W-s-Free

図 3.31(c)　単杭における地表面ひび割れの比較

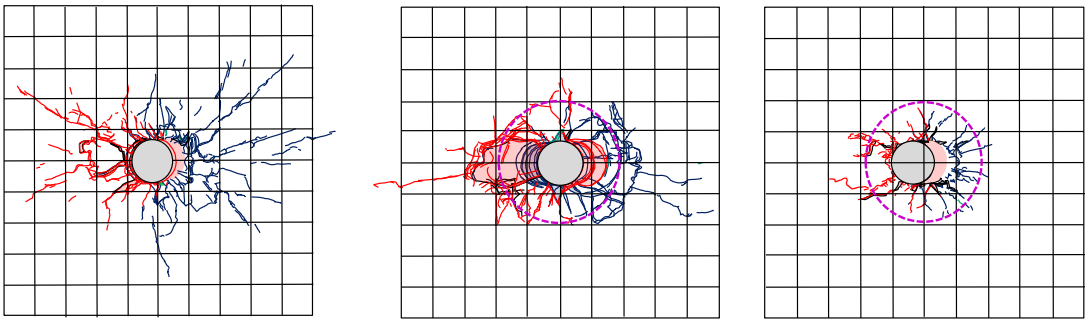
（負方向加力、第 1 サイクルピーク時の最大変位振幅 40mm）



ST-s　　W-s　　W-s-Free

図 3.31(d)　単杭における地表面ひび割れの比較

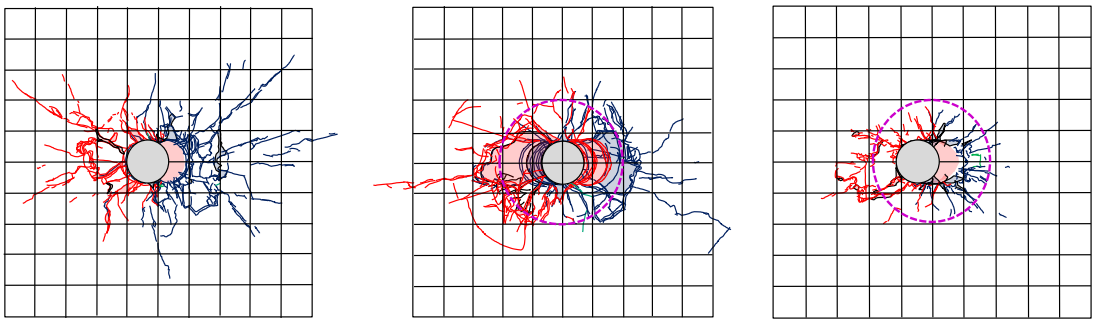
（負方向加力、第 1 サイクルピーク時の最大変位振幅 60mm）



ST-s　　W-s　　W-s-Free

図 3.31(e)　単杭における地表面ひび割れの比較

（負方向加力、第 1 サイクルピーク時の最大変位振幅 80mm）



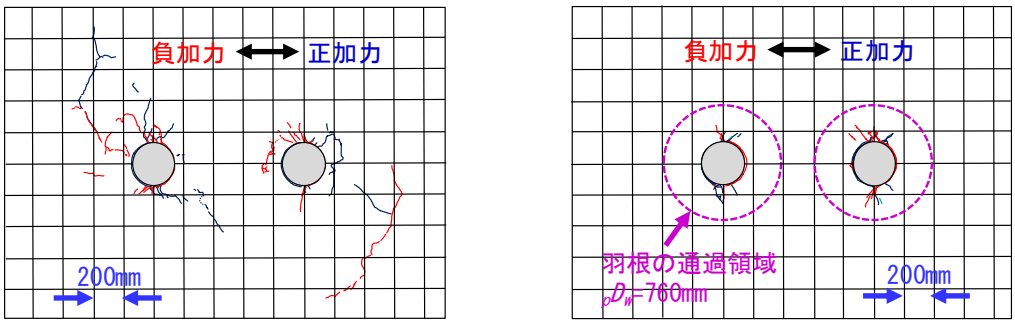
ST-s　　W-s　　W-s-Free

図 3.31(f)　単杭における地表面ひび割れの比較

（負方向加力、第 1 サイクルピーク時の最大変位振幅 100mm）

2) 群杭における杭種の違いによる比較

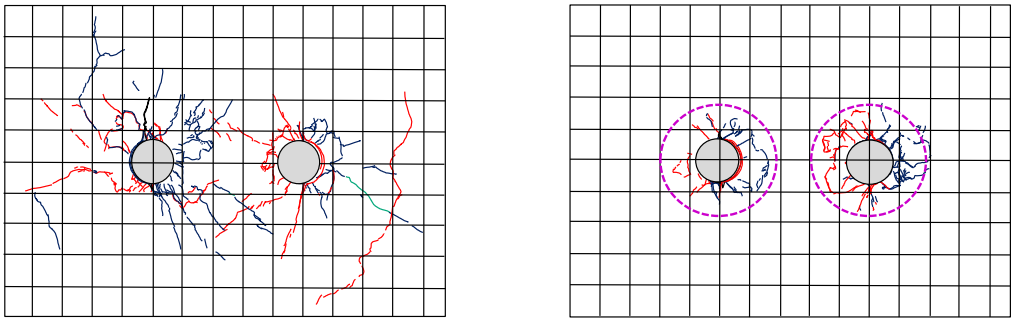
図 3.32(a)～(f)に群杭における杭頭周辺の地盤変状を示す。なお図中の表記は単杭と同じである。図から群杭も単杭と同様に、ST-g は変位振幅 10mm から広範囲にひび割れが出現しているのに対し、W-g は実験を通して杭打設時の羽根の通過領域外へのひび割れの出現があまり見られない。また杭と杭の間に出現したひび割れに着目すると、W-g では変位振幅の増加にともない、杭間に生ずるひび割れ同士の干渉によりひび割れが細分化する傾向にあるのに対し、ST-g は杭間でひび割れが細分化することなく、杭間にある地盤が土塊として隆起する傾向を示した。写真 3.8～3.9 は負方向加力、第 1 サイクル時の変位振幅 100mm に定点カメラで撮影した地盤変状を示す。以上から単杭、群杭ともに ST 杭では変位振幅の増加にともない、ひび割れの出現が増加し、またその出現は広範囲になるのに対して、W 杭におけるひび割れの出現は羽根の通過領域の近傍に集中する傾向にあることから、杭頭の周辺地盤での地盤変状は、羽根の通過による緩み領域が支配的となっていると考えられる。また ST 杭、W 杭とも加力方向の杭の背面には杭と地盤間で剥離による隙間が明瞭に生じている。



ST-g　　W-g

図 3.32(a)　群杭における地表面ひび割れの比較

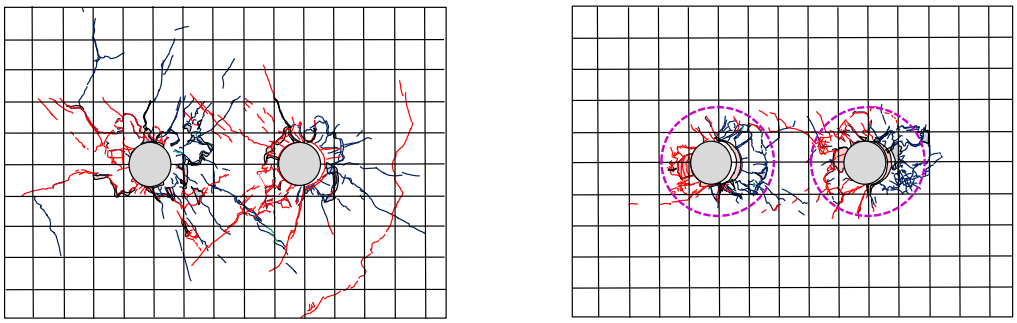
（負方向加力、第 1 サイクルピーク時の最大変位振幅 10mm）



ST-g　　W-g

図 3.32(b)　群杭における地表面ひび割れの比較

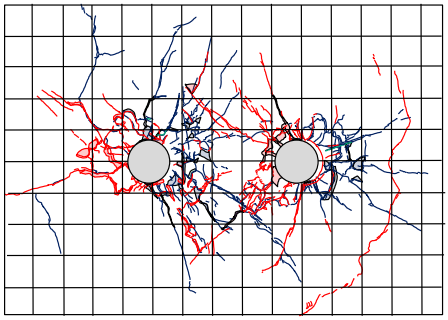
（負方向加力、第 1 サイクルピーク時の最大変位振幅 20mm）



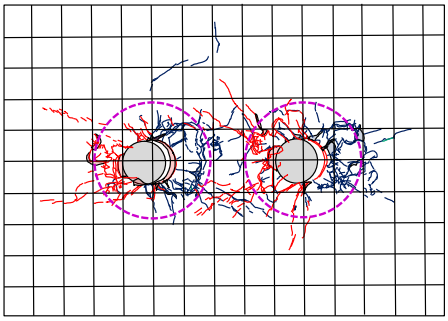
ST-g　　W-g

図 3.32(c)　群杭における地表面ひび割れの比較

（負方向加力、第 1 サイクルピーク時の最大変位振幅 40mm）



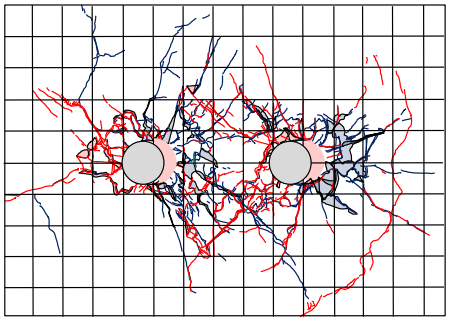
ST-g



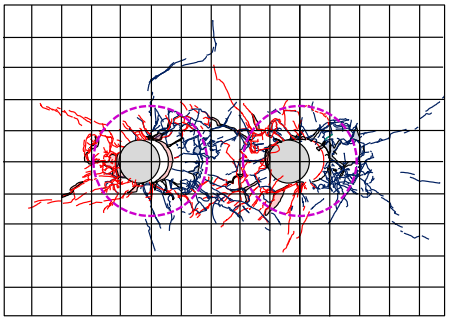
W-g

図 3.32(d)　群杭における地表面ひび割れの比較

（負方向加力、第 1 サイクルピーク時の最大変位振幅 60mm）



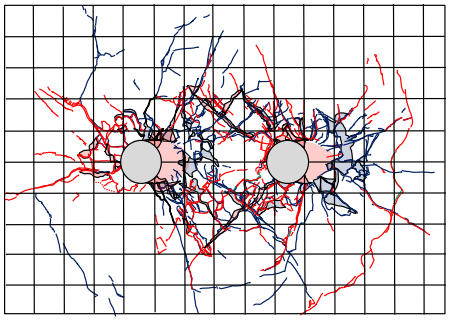
ST-g



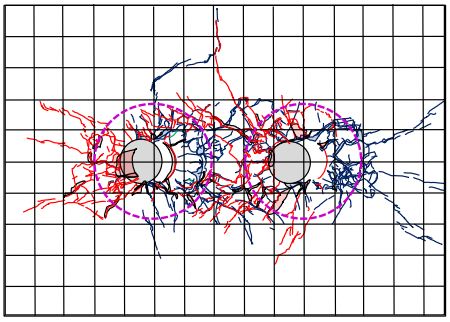
W-g

図 3.32(e)　群杭における地表面ひび割れの比較

（負方向加力、第 1 サイクルピーク時の最大変位振幅 80mm）



ST-g



W-g

図 3.32(f)　群杭における地表面ひび割れの比較

（負方向加力、第 1 サイクルピーク時の最大変位振幅 100mm）

写真 3.8　ST-g

（負方向加力、第 1 サイクルピーク時の最大変位振幅 100mm）

写真 3.9　W-g

（負方向加力、第 1 サイクルピーク時の最大変位振幅 100mm）

3.3.4　杭周地盤反力－杭変位関係

1) 杭周地盤反力－杭変位関係の評価方法

第 2 章での単杭の杭周地盤反力と杭変位の算出は、杭のひずみより求めた曲げモーメントと曲率の分布から算出した。杭周地盤反力分布は、任意の杭頭変位での曲げモーメント分布を最小 2 乗法によって 5 次多項式で近似し、次に微分してせん断力、2 階微分して杭周地盤反力を算出した。このときの境界条件は、地表面位置の杭頭せん断力がジャッキによる水平荷重、杭周地盤反力が 0 となる条件とし、また杭先端位置(GL-4.8m)における境界条件を曲げモーメントと杭周地盤反力が 0 となる条件を与えた。杭頭の拘束条件を自由とした W-s-Free では本方法で算出できるのに対して、杭頭固定とした実験ケース(ST-s、W-s)では、地表面位置の曲げモーメントがジャッキによる水平荷重と杭突出量の積となる境界条件を加えているため載荷芯高さの曲げモーメントが 0 とならない。そのため ST-s と W-s に対する杭の曲げモーメント分布の近似関数は、地表面位置における曲げモーメントの境界条件を除いた(3-1)式で近似して算出した。

$$M(z) = a_0 + \sum_{i=1}^{5} a_i z^i \tag{3-1}$$

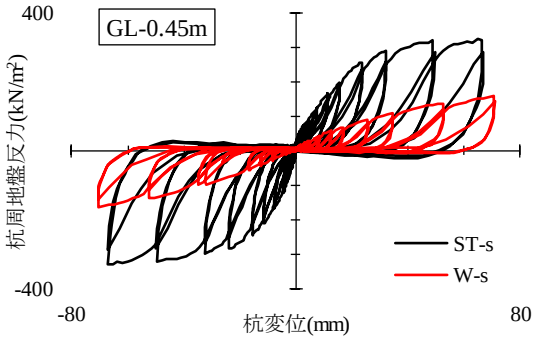
ここで、a_1=H、a_2=0、a_3~a_5：任意のパラメータ、H：杭頭荷重とし、杭変位の算出は第 2 章の方法で算出する。

群杭(ST-g、W-g)では 2 本の杭に作用する合計の杭頭せん断力を求めることは可能であるが、A 杭(後方杭)と B 杭(前方杭)それぞれに作用する杭頭せん断力が未知であるため、各杭で杭周地盤反力－杭変位関係を算出する際に杭頭せん断力をロードセルによる水平荷重とする境界条件を使用することができない。そのため各杭で杭周地盤ばねを評価することは容易でないことから、群杭の杭周地盤反力－杭変位関係は 2 本の杭を合わせた集約杭として検討する。具体的には、任意の杭頭変位時の深さ方向に対する杭の曲げモーメント分布を最小 2 乗法により 5 次多項式で近似したのち、関数近似した曲げモーメント分布を 2 階微分して杭周地盤反力分布を算出する。ここで近似する曲げモーメント分布は、A 杭と B 杭の曲げモーメントを同一深さで合計した曲げモーメント分布を近似している。なお境界条件は(3-1)式と同じ条件として、集約杭の杭変位は第 2 章と同じ導出方法で算出された杭変位を平均した。

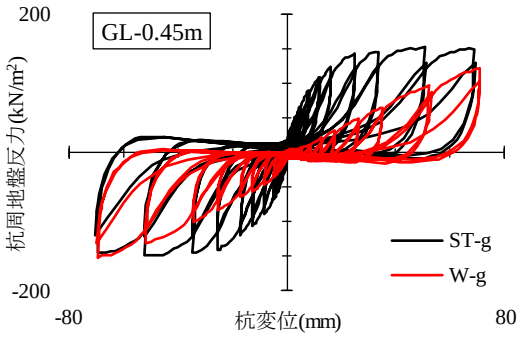
2) 杭周地盤反力－杭変位関係

杭周地盤反力－杭変位関係は、鋼材が弾性範囲に留まる変位振幅 80mm までを検討の対象として、着目する深度は第 2 章とほぼ同じ GL-0.45m、GL-0.95m および GL-1.45m とした。ここで、GL-0.45m は杭の水平抵抗力に最も影響を及ぼすと考えられる表層の黒ボク層、GL-0.95m は黒ボク層から火山灰質層に地盤種別が変化した上端付近、GL-1.45m は火山灰質層が安定した土層内に相当している。図 3.33(a)～(c)に単杭、図 3.33(d)～(f)に群杭の杭周地盤反力－杭変位関係を杭種の違いで比較して示す。なお群杭の杭周地盤反力は、集約杭として算出した杭周地盤反力であるため平均して杭 1 本あたりとしている。図 3.33(a)～(c)から、W-s の杭周地盤反力は深度に関係なく実験を通して ST-s に比べて小さい。また W-s の杭周地盤反力は杭変位の増加にともない線形的に増加する傾向を示すのに対して、ST-s では杭変位 20mm 以上から杭周地盤反力の増加が鈍化している。図 3.33(d)～(f)の群杭では、載荷初期に W-g の杭周地盤反力が ST-g の杭周地盤反力に比べ小さくなっているが、前述した単杭での杭周地盤反力－杭変位関係の履歴曲線の違いにより、杭変位の増大とともに杭周地盤反力に両者の差は縮まっていく傾向にある。以上から単杭、群杭ともに杭周地盤反力－杭変位関係に杭種の違いにより履歴曲線に差が見られており、この原因として羽根による杭周地盤の緩みの影響が考えられる。図 3.34(a)～(c)に ST 杭、図 3.34(d)～(f)に W 杭の杭周地盤反力－杭変位関係を同一杭種の単杭と群杭で比較して示す。図 3.34(a)～(c)から、ST-g の杭周地盤反力は深度に関係なく ST-s に比べ小さくなっている。一方、図 3.34(d)～(f)から、W-g の杭周地盤反力は正加力(第 1 象限)において W-s の杭周地盤反力よりも小さくなるが、その差は ST 杭に比べると小さくなっている。また負加力(第 3 象限)では W-s と W-g の杭周地盤反力はほぼ同等となっており、載荷方向により履歴曲線に違いが見られる。以上のように、羽根の有無は杭周地盤反力の履歴性状や群杭効果の現れ方に影響を及ぼしていることがわかる。図 3.35(a)～(c)は ST 杭、図 3.35(d)～(f)は W 杭の単杭の各深度における杭周地盤反力－杭変位関係から変位振幅 10mm と 80mm における第 2 サイクルを抽出した履歴曲線を太線で示している。図 3.35(a)～(c)から ST 杭は、深度に関係なく変位振幅 10mm では逆 S 字形の軌跡を描き、変位振幅が増加した 80mm 時には明瞭なスリップが見られる。一方、図 3.35(d)～(f)から W 杭の変位振幅 10mm の履歴曲線に着目すると、地表面に近い GL-0.45m の履歴曲線には顕著なスリップが認められるのに対し、GL-0.95m と GL-1.45m と深度が深くなるにともない GL-0.45m で見られたスリップが緩和される傾向を示しており、深度の違いにより履歴性状に差が見られる。なお変位振幅 80mm の履歴性状は明瞭なスリップが各深度で見られる。図 3.36(a)～(f)は、図 3.35 と同様に群杭における履歴性状を示す。図 3.36 から群杭の履歴性状は単杭と同様の性状を示している。図 3.35 と図 3.36 から、ST 杭の履歴曲線は単杭、群杭ともに代表変位 10mm 時には逆 S 字形の軌跡を描き、代表変位 80mm 時は明瞭なスリップが見られる。これは杭－地盤間に生じる剥離による隙間の影響によるものと考える。また、スリップ後の再載荷曲線は、除荷曲線よりも原点側で立ち上がりが見られることから、小さいながらも履歴減衰が認められる。一方、

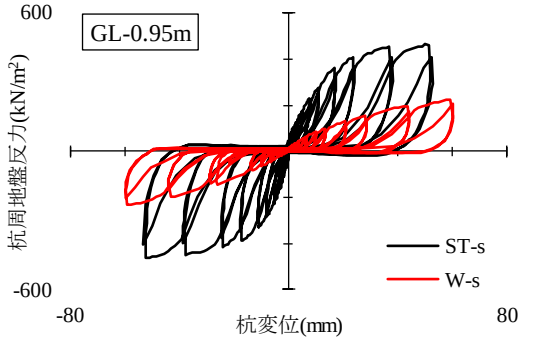
W 杭の履歴曲線は、単杭、群杭ともに代表変位 10mm 時に顕著なスリップが見られるため、ST 杭と比較して W 杭の杭周地盤反力の履歴曲線には、載荷初期の段階から杭と地盤間の剥離の影響が強く現れていると考える。図 3.37～図 3.41 に各実験杭における各変位振幅時の杭周地盤反力－杭変位関係を示す。図から全実験杭で深度が深くなるにともない杭周地盤反力が大きくなる傾向を示している。ST 杭では土質が黒ボク層から火山灰質層に変化した GL-0.95m の杭周地盤反力が大きいのに対して、W 杭の杭周地盤反力は GL-1.45m が最も大きく、ST 杭に比べて深い深度で大きい杭周地盤反力となっている。なお全実験で地表面付近での GL-0.45m の杭周地盤反力が最も小さいものの、履歴性状に着目すると ST 杭では載荷初期では紡錘形に近い履歴ループ形状であるのに対し、W 杭の履歴ループ形状は載荷初期から非線形性を示し、変位振幅 10mm 以降ではスリップ性状が生じていることからも、ST 杭と W 杭の履歴性状に明確な違いが見られた。



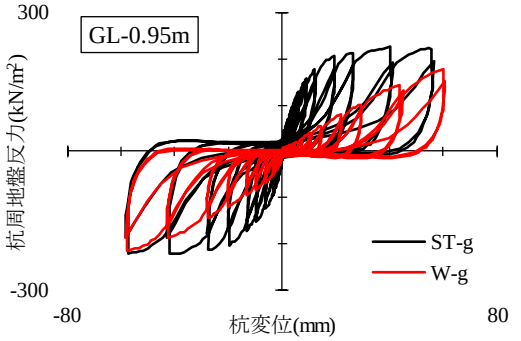
(a) 単杭（GL-0.45m（黒ボク層））



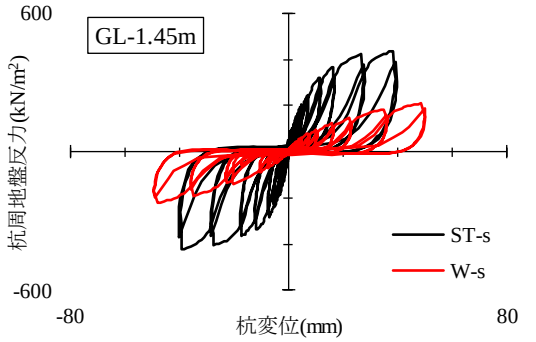
(d) 群杭（GL-0.45m（黒ボク層））



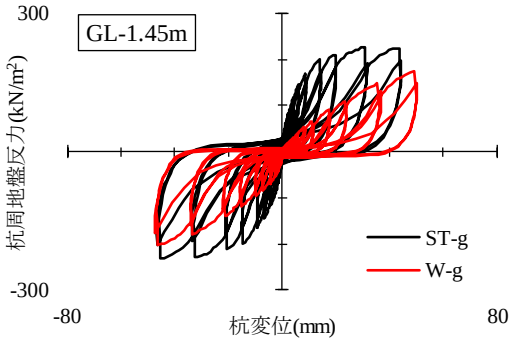
(b) 単杭（GL-0.95m（火山灰質層））



(e) 群杭（GL-0.95m（火山灰質層））

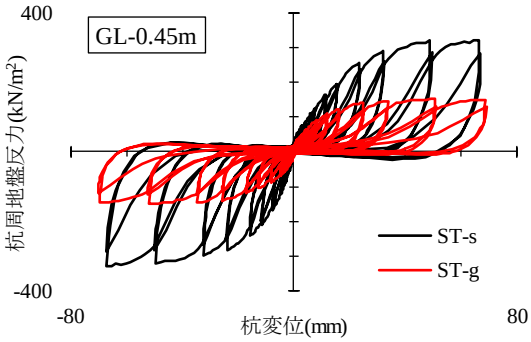


(c) 単杭（GL-1.45m（火山灰質層））

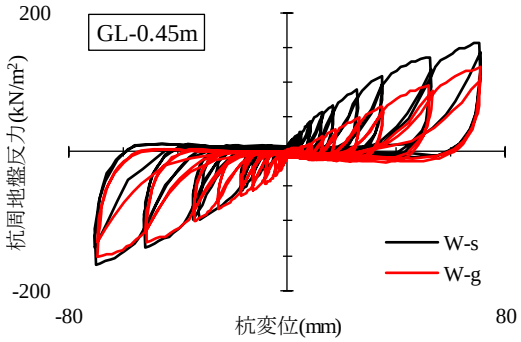


(f) 群杭（GL-1.45m（火山灰質層））

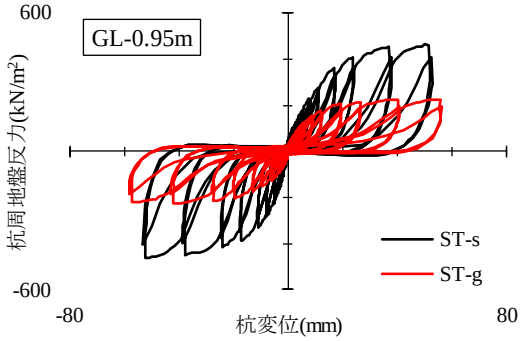
図 3.33　杭種の違いによる地盤反力－杭変位関係の比較
（変位振幅 80mm まで）



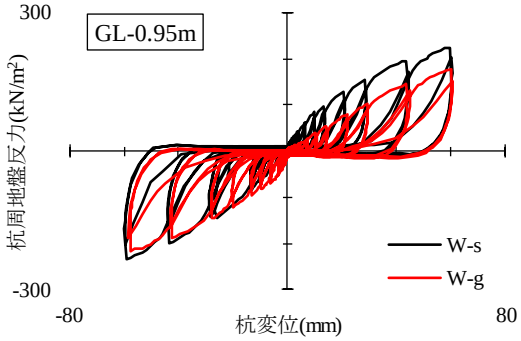
(a) ST 杭（GL-0.45m（黒ボク層））



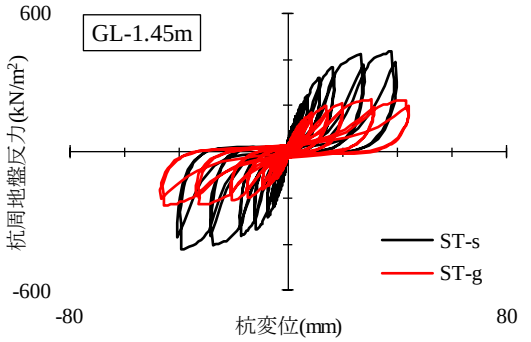
(d) W 杭（GL-0.45m（黒ボク層））



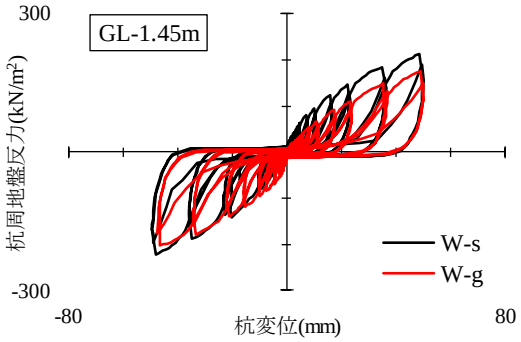
(b) ST 杭（GL-0.95m（火山灰質層））



(e) W 杭（GL-0.95m（火山灰質層））

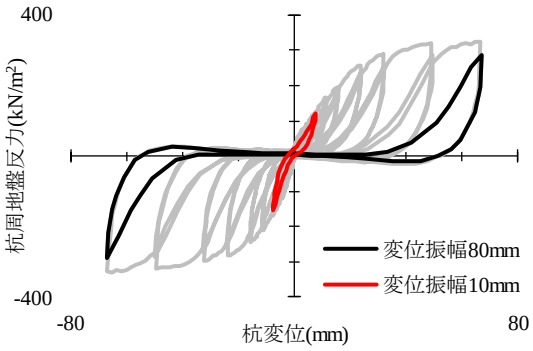


(c) ST 杭（GL-1.45m（火山灰質層））

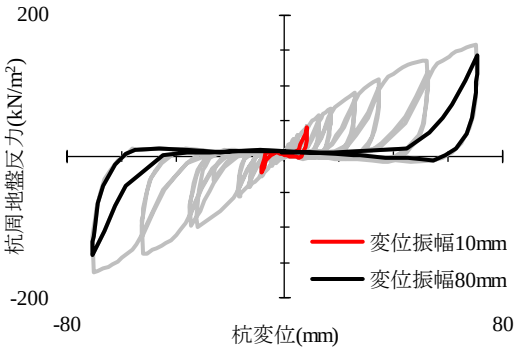


(f) W 杭（GL-1.45m（火山灰質層））

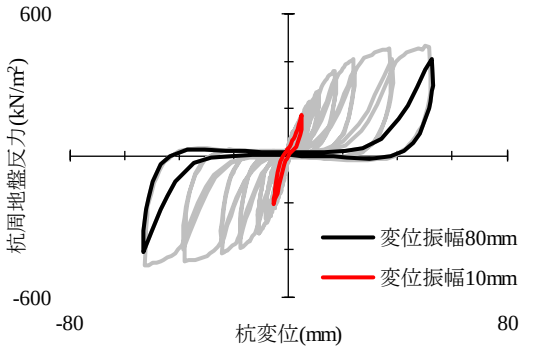
図 3.34　同一杭種での単杭と群杭の違いによる地盤反力－杭変位関係の比較
（変位振幅 80mm まで）



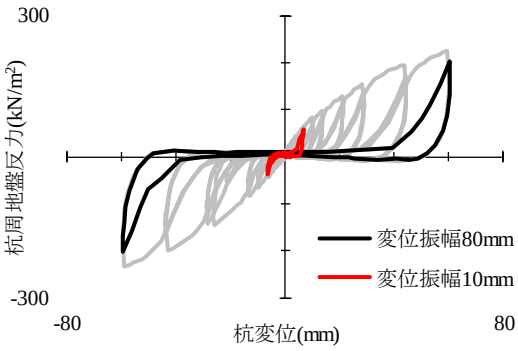
(a) ST-s (GL-0.45m (黒ボク層))



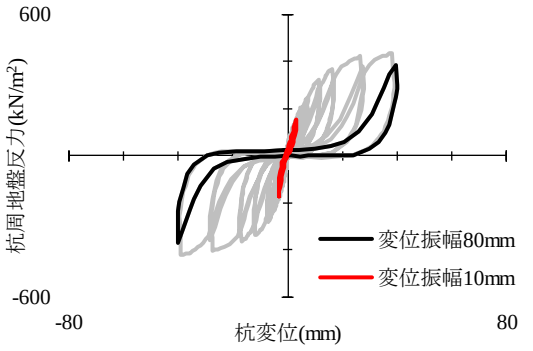
(d) W-s (GL-0.45m (黒ボク層))



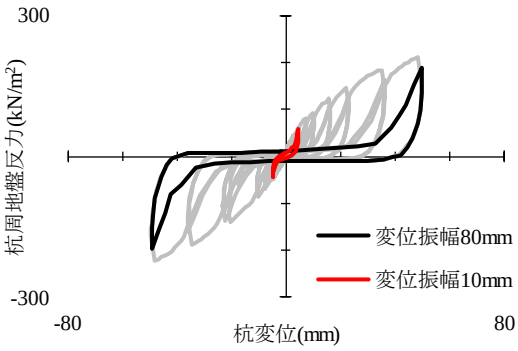
(b) ST-s (GL-0.95m (火山灰質層))



(e) W-s (GL-0.95m (火山灰質層))

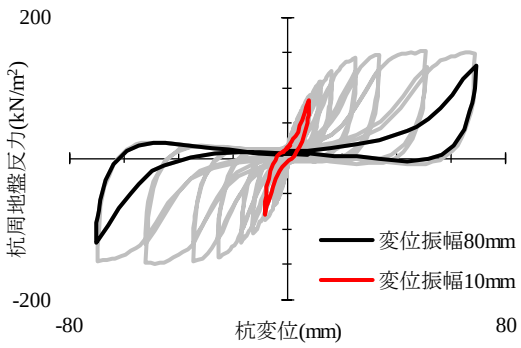


(c) ST-s (GL-1.45m (火山灰質層))

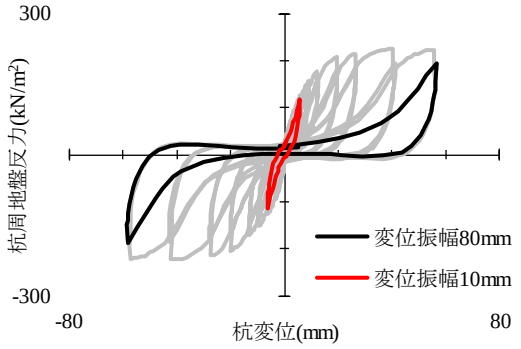


(f) W-s (GL-1.45m (火山灰質層))

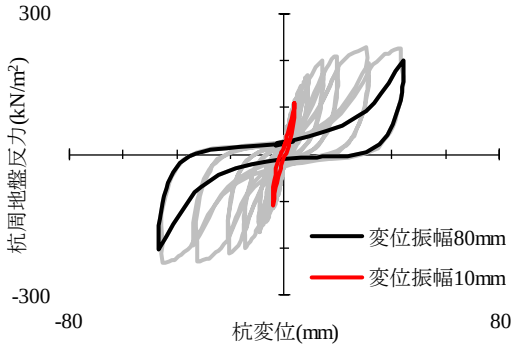
図 3.35 単杭の変位振幅 10mm および 80mm における履歴特性
(第 2 サイクル時)



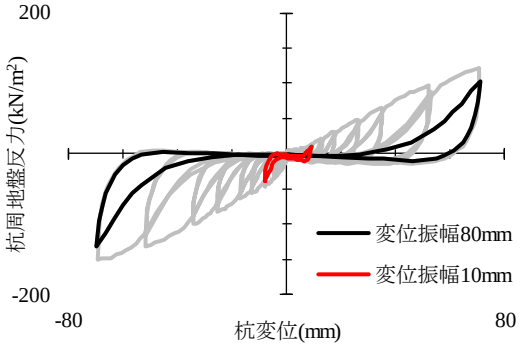
(a) ST-g (GL-0.45m (黒ボク層))



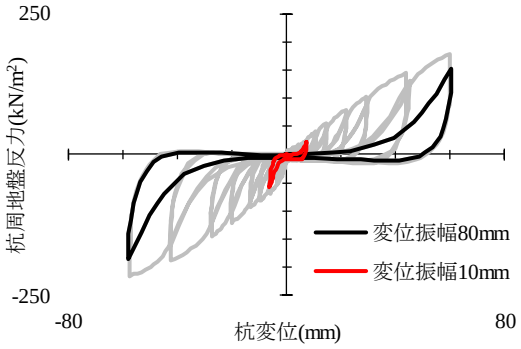
(b) ST-g (GL-0.95m (火山灰質層))



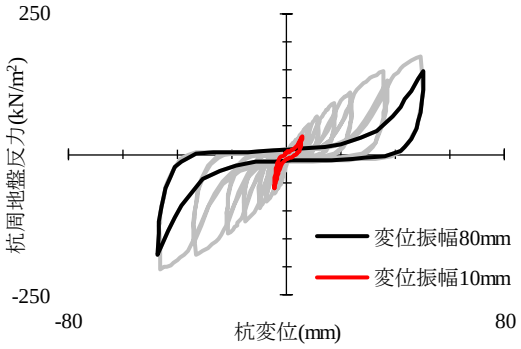
(c) ST-g (GL-1.45m (火山灰質層))



(d) W-g (GL-0.45m (黒ボク層))

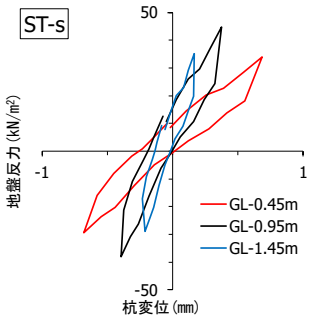


(e) W-g (GL-0.95m (火山灰質層))

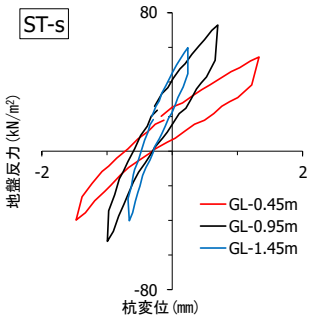


(f) W-g (GL-1.45m (火山灰質層))

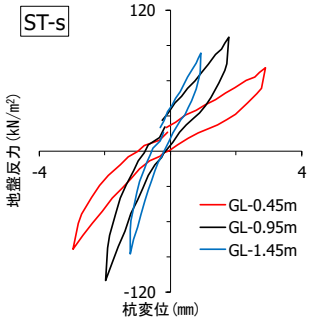
図 3.36　群杭の変位振幅 10mm および 80mm における履歴特性
（第 2 サイクル時）



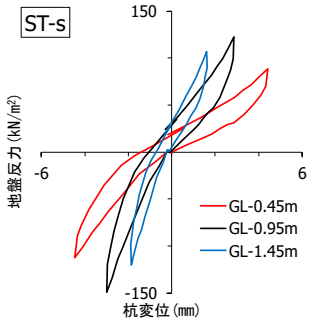
(a) 変位振幅 1mm



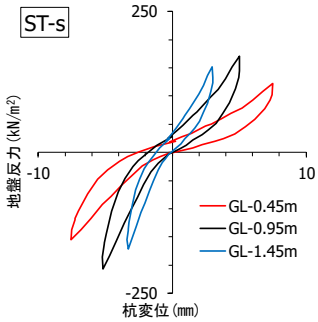
(b) 変位振幅 2mm



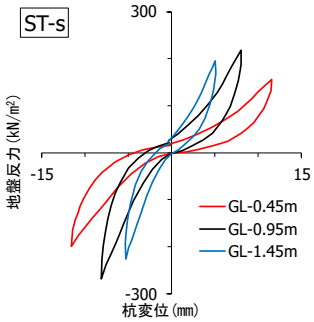
(c) 変位振幅 4mm



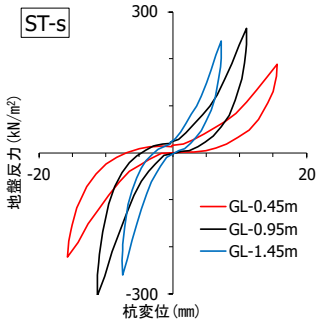
(d) 変位振幅 6mm



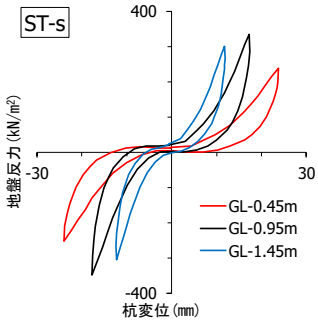
(e) 変位振幅 10mm



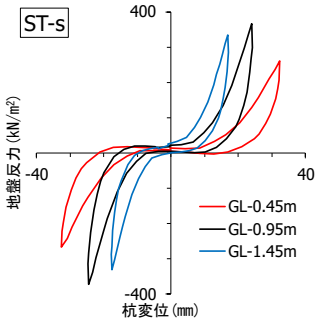
(f) 変位振幅 15mm



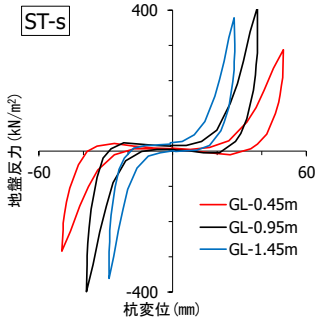
(g) 変位振幅 20mm



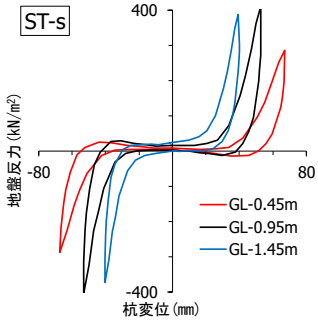
(h) 変位振幅 30mm



(i) 変位振幅 40mm

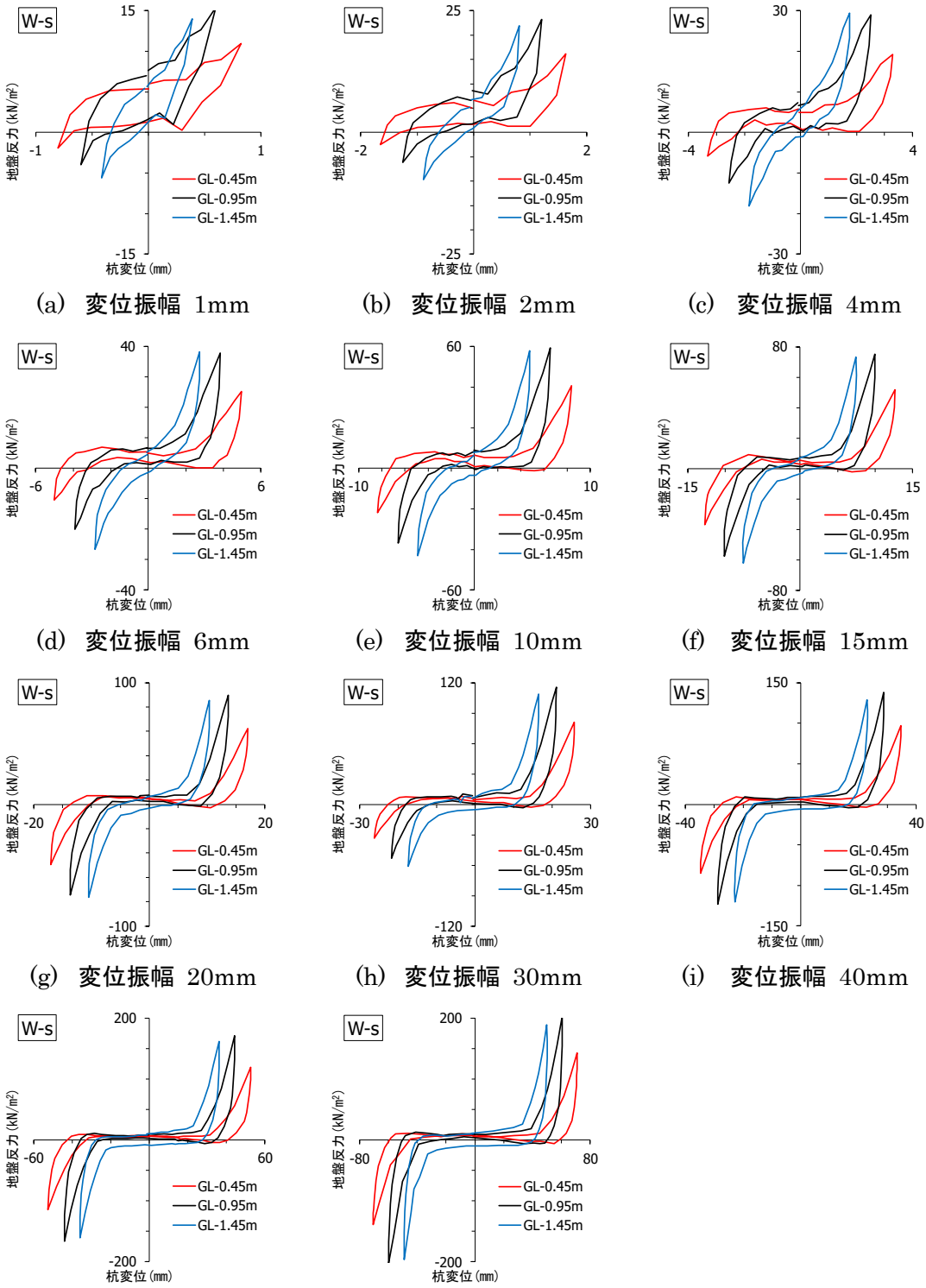


(j) 変位振幅 60mm



(k) 変位振幅 80mm

図 3.37 ST-s の各深度における杭周地盤反力－杭変位関係の比較
（第 2 サイクル時の各最大変位振幅）



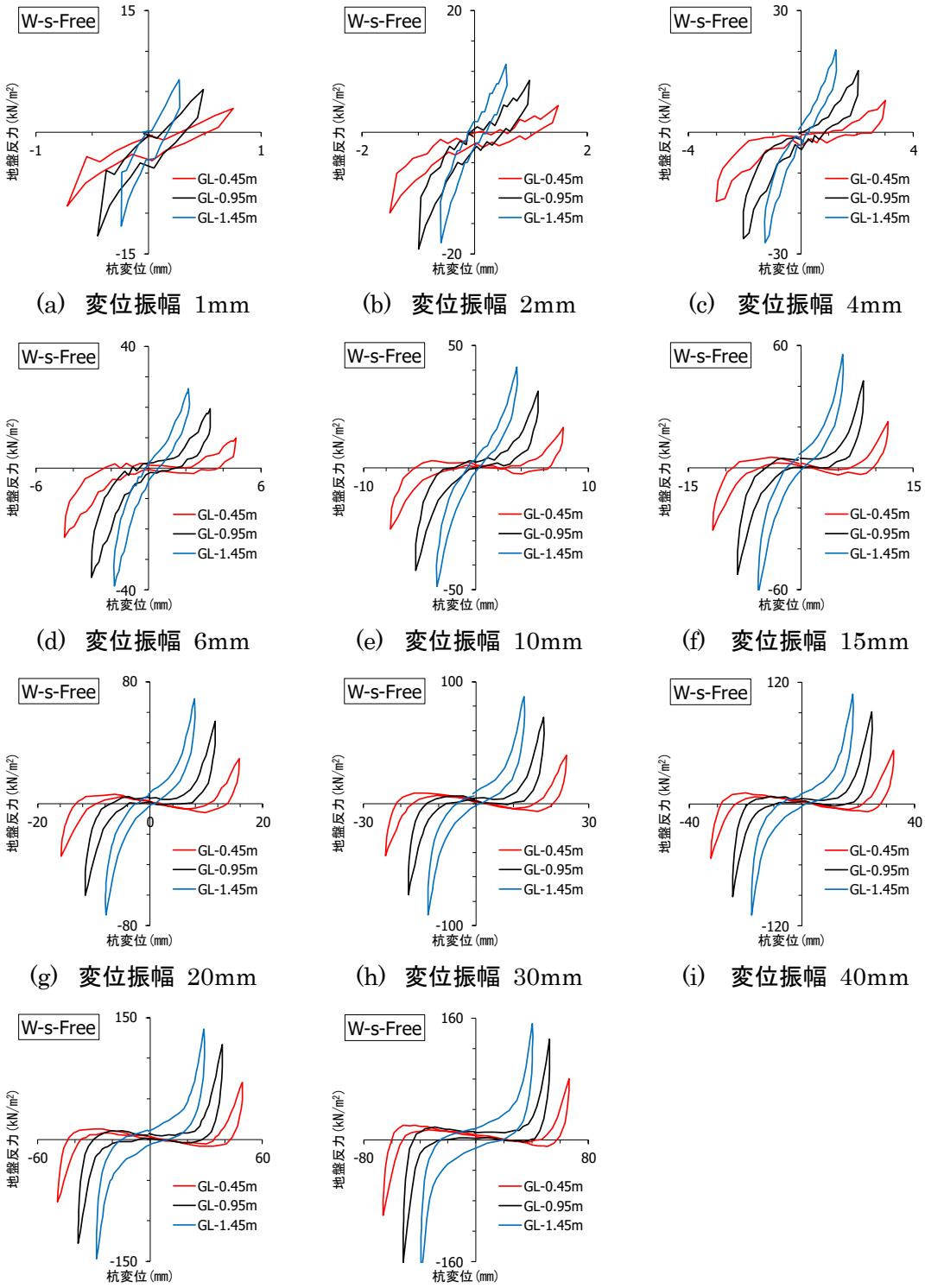
(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 30mm　(i) 変位振幅 40mm

(j) 変位振幅 60mm　(k) 変位振幅 80mm

図 3.38　W-s の各深度における杭周地盤反力－杭変位関係の比較
（第 2 サイクル時の各最大変位振幅）



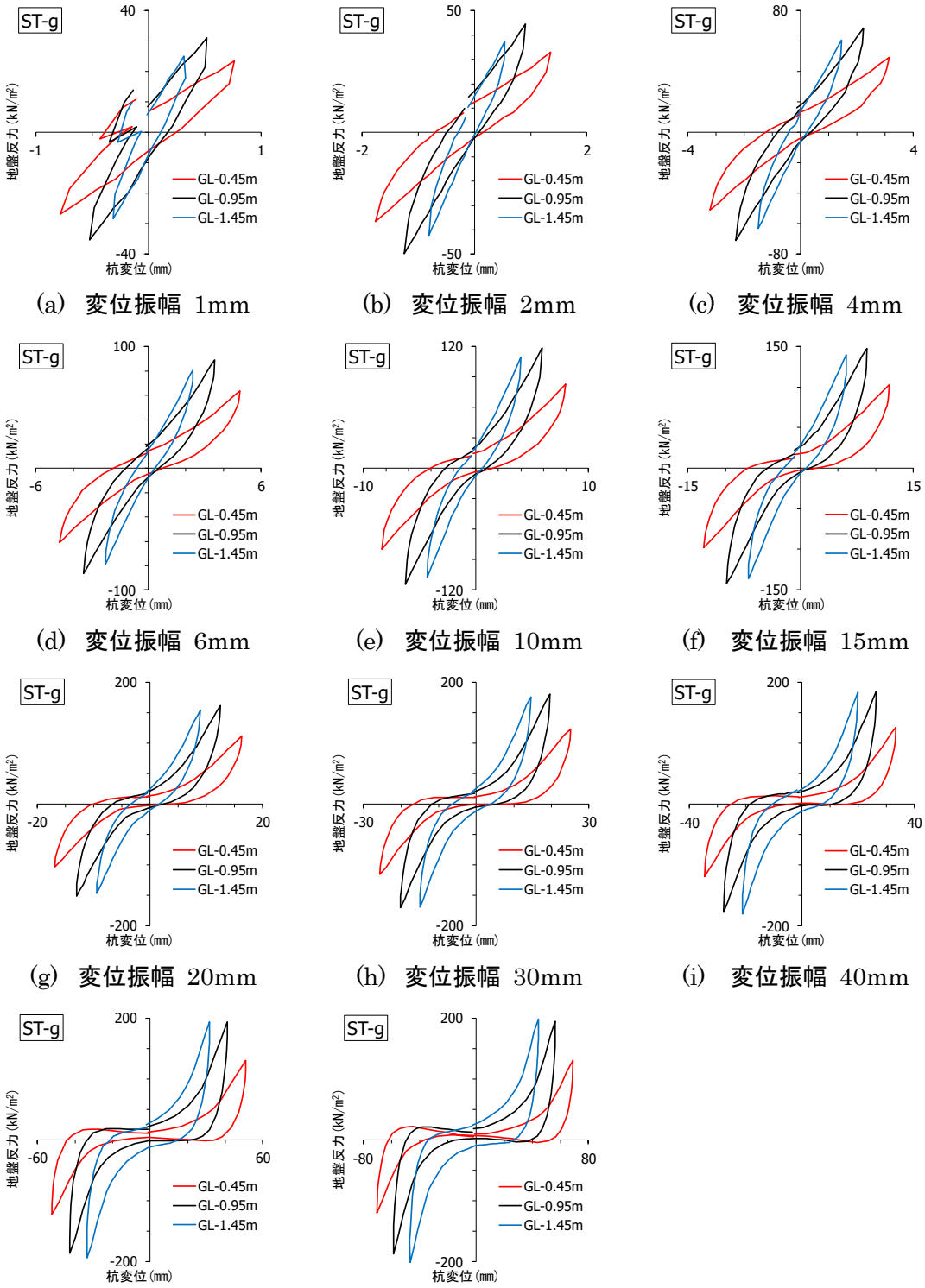
(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 30mm　(i) 変位振幅 40mm

(j) 変位振幅 60mm　(k) 変位振幅 80mm

図 3.39　W-s-Free の各深度における杭周地盤反力－杭変位関係の比較
（第 2 サイクル時の各最大変位振幅）



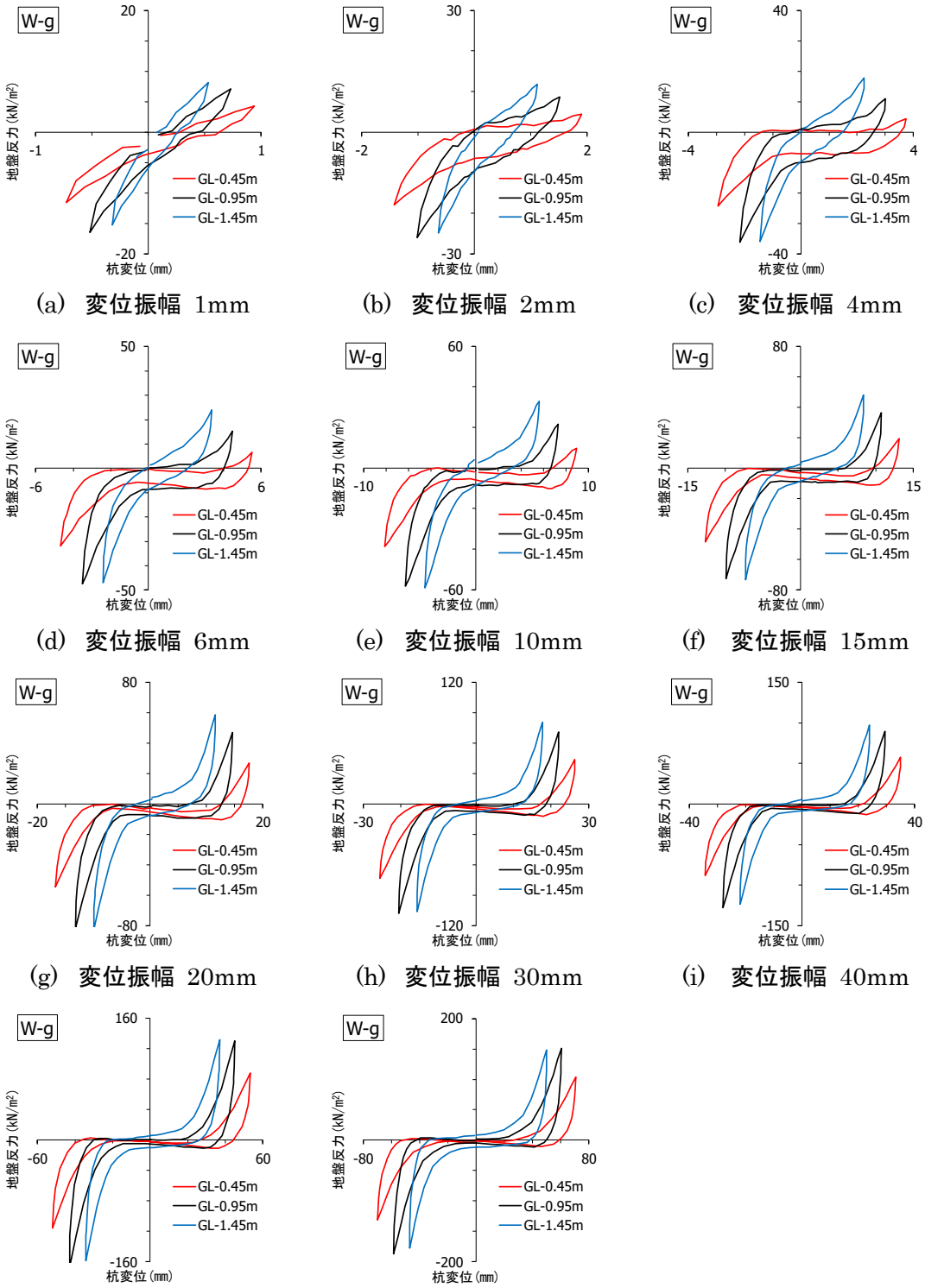
(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 30mm　(i) 変位振幅 40mm

(j) 変位振幅 60mm　(k) 変位振幅 80mm

図 3.40　ST-g の各深度における杭周地盤反力－杭変位関係の比較
（第 2 サイクル時の各最大変位振幅）



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 30mm　(i) 変位振幅 40mm

(j) 変位振幅 60mm　(k) 変位振幅 80mm

図 3.41　W-g の各深度における杭周地盤反力－杭変位関係の比較
（第 2 サイクル時の各最大変位振幅）

3) 杭とその杭周地盤の剥離深さ

写真 3.10 に、正方向加力、第 1 サイクル時の変位振幅 10mm での杭とその杭周地盤に生じた剥離の深度方向に対する進行(以下、剥離深さ)の計測状況を示した。剥離深さは、載荷方向の背面に生じる杭とその杭周地盤に生じた隙間に鋼製巻尺を挿入して計測した。なお計測時に無理な鋼製巻尺の挿入により剥離幅を拡幅させることを避けるために、剥離深さの計測は、杭とその杭周地盤に明瞭な隙間が生じ、かつ鋼製巻尺の挿入が容易となる変位振幅以降から始めた。剥離深さの計測は、正方向および負方向で第 1 サイクル時の各最大変位振幅のピーク時に実施している。図 3.42～図 3.45 に剥離深さ－代表変位関係を示す。なお図の縦軸は剥離深さを実数軸で、横軸は代表変位を対数軸で示している。図 3.42 は杭種の違いによる単杭を比較した。剥離深さは杭種の違いに関係なく変位振幅の増加にともない深くなるとともに、その進行はほぼ同様の推移を示している。図 3.43 に杭頭拘束の違いによる単杭を比較した。杭頭固定の W-s は変位振幅の増加にともない剥離が深くなる傾向を示した一方、杭頭自由とした W-s-Free はほぼ一定の剥離深さとなっており、杭頭の拘束条件の違いにより差が見られる。図 3.44 に正方向加力での群杭の杭種の違いによる比較を示す。剥離深さは杭種の違いに関係なく変位振幅の増加にともない深くなる傾向を示す。杭位置に着目すると、W-g では A 杭(後方杭)と B 杭(前方杭)はほぼ同じ剥離深さと深さ方向に進展する傾向にある一方、ST-g では同一変位振幅で A 杭と B 杭で剥離深さに差が見られ、変位振幅 80mm までその差はほぼ一定を保ち推移している。図 3.45 に負方向加力での群杭の杭種の違いによる比較を示す。剥離深さとその進行する傾向は図 3.44 の正方向加力とほぼ同じ傾向を示し、また正方向加力と同様に ST-g には杭の配置で剥離深さに差が見られる。以上から、剥離深さは杭種、杭頭の拘束条件、単杭および群杭の違いに関係なく変位振幅の増加にともない深くなる傾向を示した。ただし ST 群杭では後方杭と前方杭で剥離深さに違いが見られた一方、W 群杭ではその差は見られなかった。なお杭と杭周地盤に生ずる剥離と剥離深さが杭周地盤反力および地盤反力分布に及ぼす影響は今後の課題と考える。

(a) ST-s　　(b) W-s-Free

写真 3.10　杭ー杭周地盤間の剥離深さの実測状況
（正方向加力、第 1 サイクル時の変位振幅 +10mm）

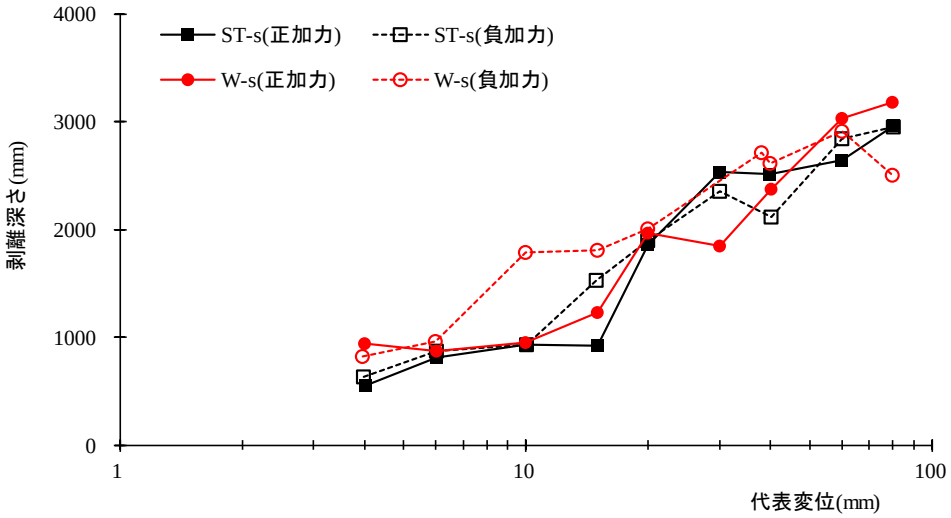


図 3.42　単杭の杭種の違いによる剥離深さー代表変位関係の比較
（第 1 サイクル時の各最大変位振幅）

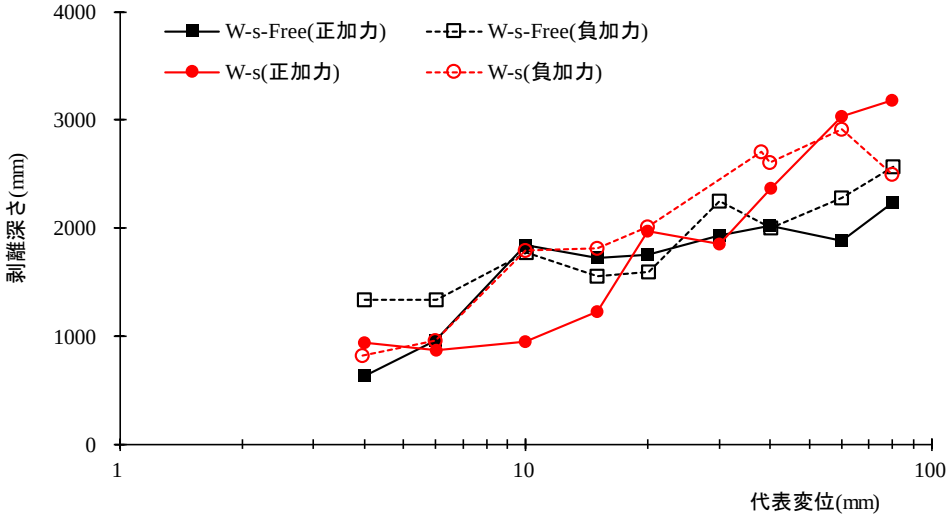


図 3.43　杭頭拘束の違いによる剥離深さ－代表変位関係の比較
（第 1 サイクル時の各最大変位振幅）

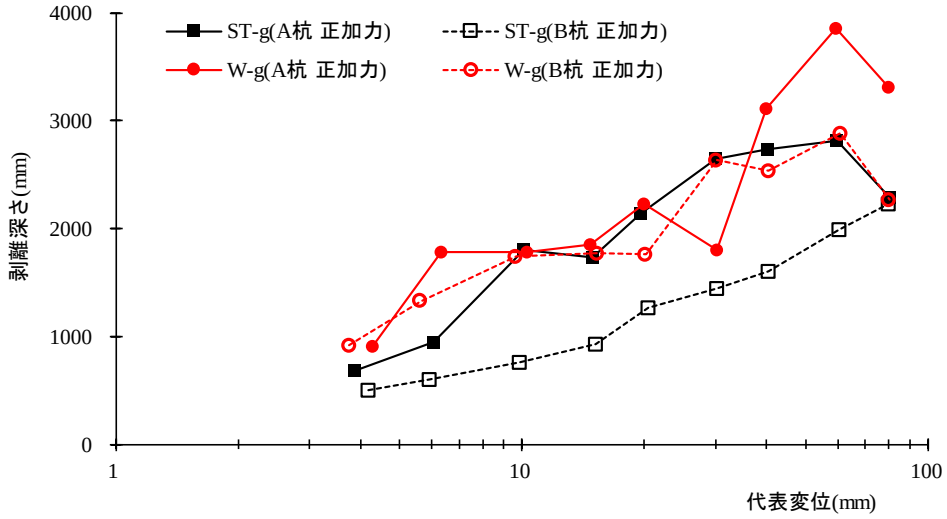


図 3.44　群杭の杭種の違いによる剥離深さ－代表変位関係の比較
（正方向加力、第 1 サイクル時の各最大変位振幅）

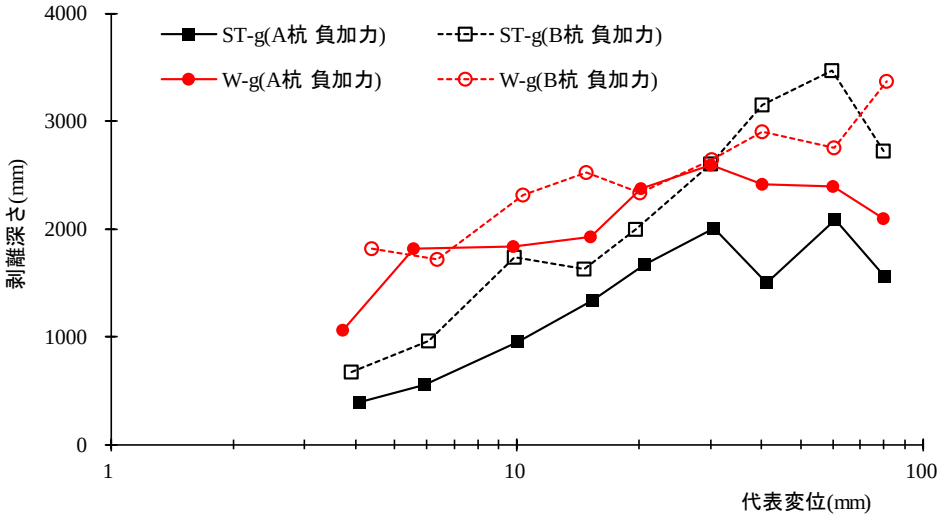


図 3.45　群杭の杭種の違いによる剥離深さ－代表変位関係の比較
（負方向加力、第 1 サイクル時の時の各最大変位振幅）

4) 杭種の違いによる群杭効果の比較

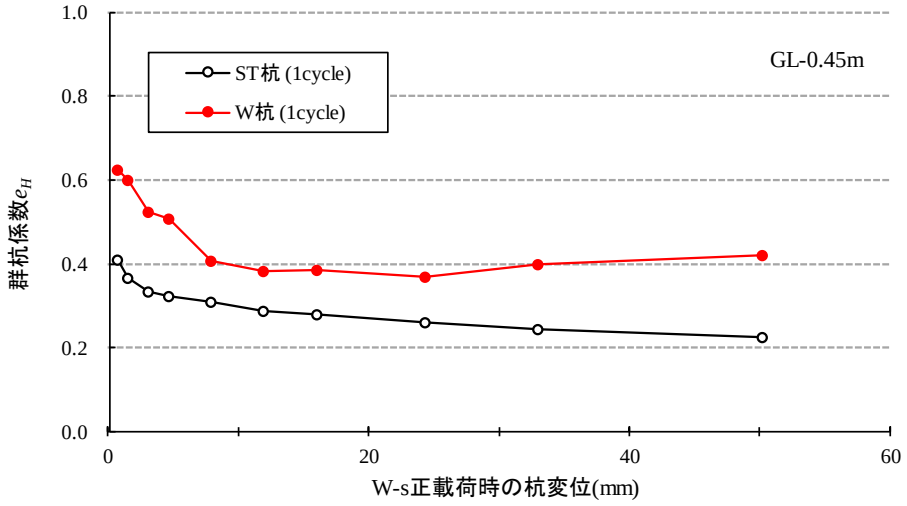
前述した杭頭荷重－代表変位関係と杭周地盤反力－杭変位関係を単杭と群杭(集約杭を平均した杭 1 本)で比較すると、水平抵抗力は ST 杭では単杭に比べ群杭では小さくなるのに対して、W 杭では単杭と群杭でほぼ同じであることから、W 杭では群杭効果が緩和されると考えられる。本節では群杭効果について検討する。なお検討は、変位振幅を杭頭自由で実験した ST 杭の杭体が弾性範囲内となる 60mm までとし、深度は GL-0.45m(黒ボク層)と GL-0.95m(風化火山灰質層)の 2 深度を対象とした。

群杭効果の検討は群杭係数e_hを比較する。なお群杭係数e_hは杭周地盤反力－杭変位関係から (3-2)式により算出する。なお群杭係数e_hの算定は、杭周地盤反力－杭変位関係の履歴ループが非対称となった場合を考慮して、正加力(第 1 象限)と負加力(第 3 象限)それぞれの各最大変位振幅時で算出した杭周地盤反力を平均した。

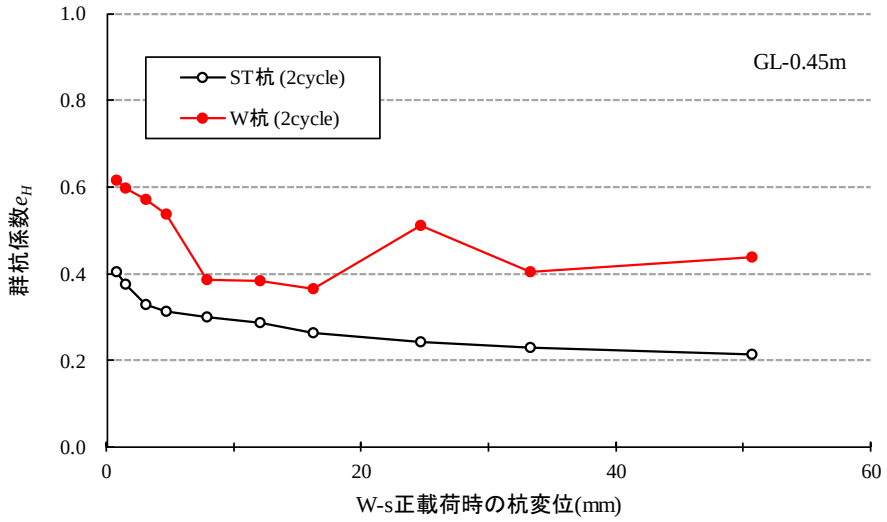
$$e_h = \frac{P_g}{P_s \times N_p} \tag{3-2}$$

ここで、e_h：群杭係数、P_g：群杭に作用する杭周地盤反力の和(kN/m^2)、P_s：単杭に作用する杭周地盤反力(kN/m^2)、N_p：杭本数。

図 3.46(a)～(b)に GL-0.45m(黒ボク層)での群杭係数－杭変位関係を杭種の違いで比較して示す。図から杭種に関係なく載荷初期から杭変位 10mm 程度までは変位振幅の増加にともない群杭係数が小さくなる傾向を示したのに対し、杭変位 10mm を超えるとほぼ一定の群杭係数となっている。杭変位 10mm での群杭係数は、第 1 サイクルと第 2 サイクルともに ST 杭で約 0.29 倍、W 杭で約 0.38 倍となっている。図 3.47(a)～(b)に GL-0.95m(風化火山灰質層)での群杭係数－杭変位関係を示す。図から群杭係数の低下は杭種に関係なく図 3.46 と同様の傾向を示している。また杭変位 10mm での群杭係数は、第 1 サイクルと第 2 サイクルともに ST 杭で約 0.29 倍、W 杭で約 0.41 倍となっている。以上から同一杭変位における群杭係数は ST 杭に比べて W 杭の方が大きいため、W 杭では群杭効果が緩和される傾向にある。また本実験では群杭係数に及ぼす地盤種別の影響は見られなかった。なお W 杭の群杭効果が緩和される傾向は、杭施工時に羽根により杭周地盤が緩むことで ST 杭に比べて杭同士の応力が干渉しにくいためだと考える。ただし本実験では単杭、群杭とも杭頭に回転角が生じているため、杭頭の拘束条件は半固定となっていることから、群杭効果を厳密に評価するには今後、杭頭の固定条件を合わせた検討が必要と考える。

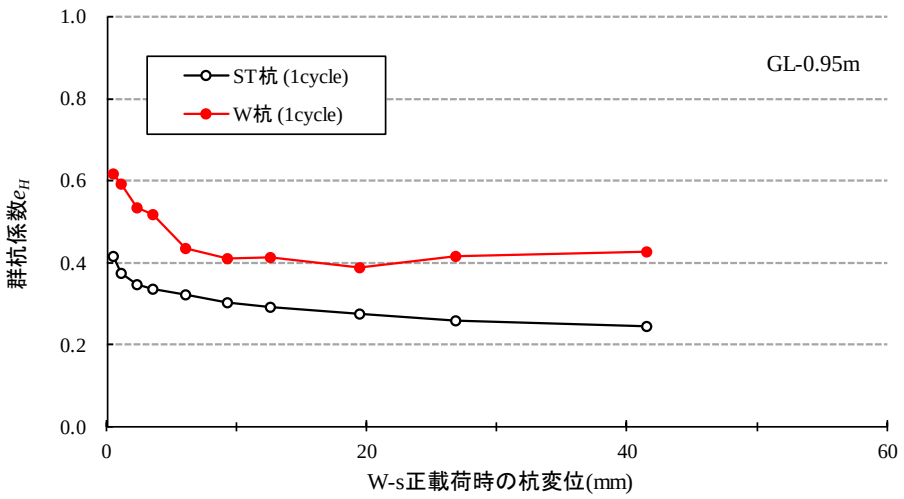


(a) 第 1 サイクル時

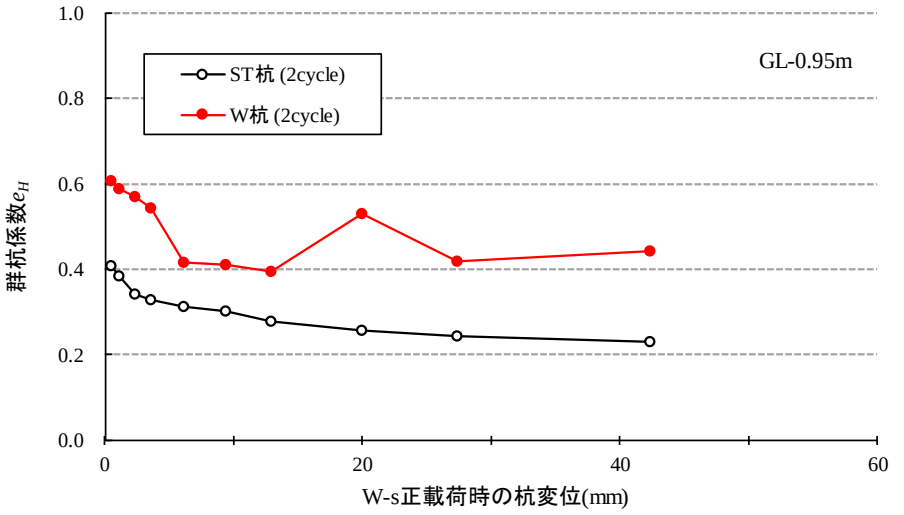


(b) 第 2 サイクル時

図 3.46　杭種の違いによる群杭係数－杭変位関係の比較
(GL-0.45m (黒ボク層))



(a) 第 1 サイクル時

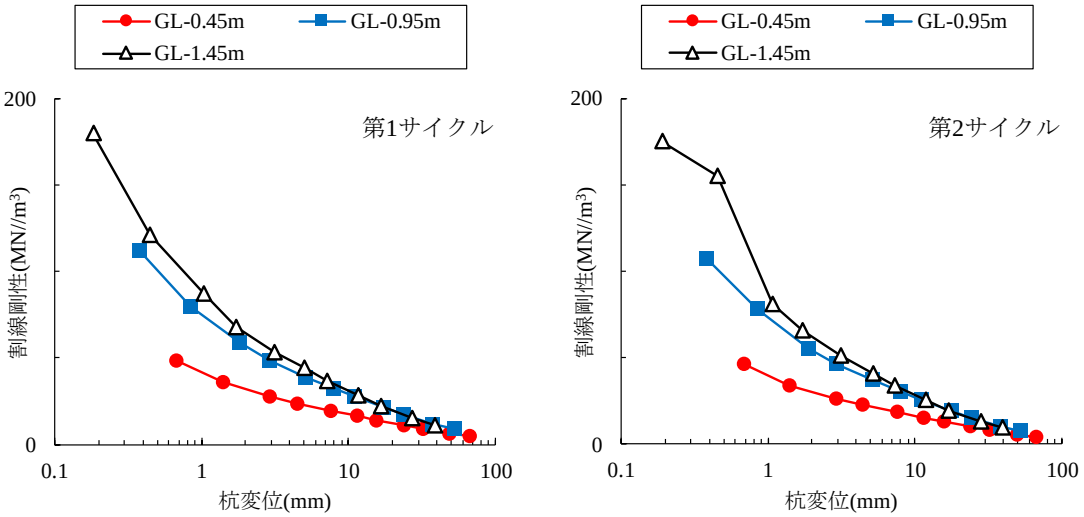


(b) 第 2 サイクル時

図 3.47　杭種の違いによる群杭係数－杭変位関係の比較
(GL-0.95m (風化火山灰質層))

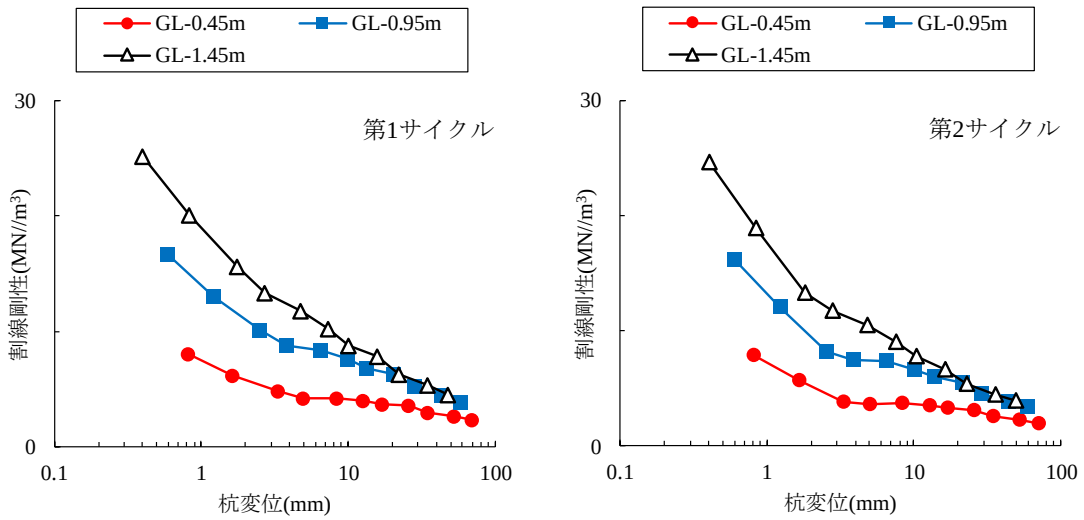
5) 杭周地盤ばねの割線剛性－杭変位関係

杭周地盤ばねの割線剛性の検討深度は、杭の水平抵抗に影響を及ぼす範囲を$1/\beta$程度までとし、黒ボク層で 1 深度(GL-0.45m)、風化火山灰質層で 2 深度(GL-0.95m、GL-1.45m)について検討した。杭周地盤ばねの割線剛性の算定方法は第 2 章と同じ方法でおこない、第 1 サイクルおよび第 2 サイクルの各最大変位振幅に達した時点で算定している。また第 2 章と同様に、割線剛性－杭変位関係の履歴ループが非対称となった場合を考えて、正加力(第 1 象限)と負加力(第 3 象限)で各々算出した結果を平均化した値(k_{ave})としている。なお杭周地盤ばねの割線剛性は杭 1 本あたりかつ単位長さ、単位幅あたりの値を示しており、群杭は集約杭のため 1 本あたりとするため平均を用いている。図 3.48～図 3.51 に、単杭で杭頭自由とした W-s-Free を除く各実験ケースについて、杭周地盤ばねの割線剛性－杭変位関係を示す。ここで縦軸の割線剛性は実数軸で、横軸の杭変位は対数軸で示している。杭周地盤ばねの割線剛性は、羽根の有無、単杭と群杭に関係なく杭変位の増加にともない低下する傾向にあり変位依存性が見られる。また地盤種別に着目すると、黒ボク層に比べて風化火山灰質層のほうが大きくなっていることから、割線剛性の変位依存性に及ぼす羽根の有無と地盤種別の影響は小さいと考えられる。図 3.52～図 3.54 に、杭周地盤ばねの割線剛性－杭変位関係を深度毎に比較して示す。ここで縦軸の割線剛性は実数軸で、横軸の杭変位は対数軸で示している。杭周地盤ばねの割線剛性は、羽根の有無、単杭と群杭および深度に関係なく杭変位の増加にともない低下する傾向が見られる。羽根の有無に着目すると、全ての深度で W 杭に比べて ST 杭の割線剛性が大きい。単杭と群杭の違いに着目すると、W 杭は単杭と群杭でほぼ同じ割線剛性で、また杭変位の増加にともなう割線剛性の低下傾向もほぼ同じ履歴を示すのに対して、ST 杭は単杭に比べ群杭の同一杭変位における割線剛性は小さい。前述の群杭効果と同様に羽根の有無の違いにより差が見られる。図 3.55(a)～(c)に、第 1 サイクル時での杭周地盤ばねの割線剛性比－杭変位関係を各杭種と深度で比較して示す。ここで縦軸の割線剛性比は実数軸で、横軸の杭変位は対数軸で示している。単杭の羽根の有無で比較した W-s/ST-s の割線剛性比は、いずれの深度でも杭変位の増加にともない割線剛性比も増加する傾向にある。これは杭周地盤反力-杭変位関係でも見られるように、W-s の杭周地盤反力は変位増加にともない線形的に増加するのに対して、ST-s では杭変位 20mm を超えると地盤反力の増加がほぼ頭打ちとなっているため、変位振幅の増加にともない W-s と ST-s の割線剛性の差が小さくなることが原因と考える。群杭の ST-g/ST-s はいずれの深度でも変位振幅の増加にともない割線剛性比が小さくなっていく傾向を示すのに対して、W-g/W-s は載荷初期から変位振幅 10mm 間で割線剛性比が約 1.3 から 0.7 程度に減少したが、その後の変位振幅の増加によって割線剛性比は、いずれの深度でもほぼ一定か漸増していく傾向が見られる。



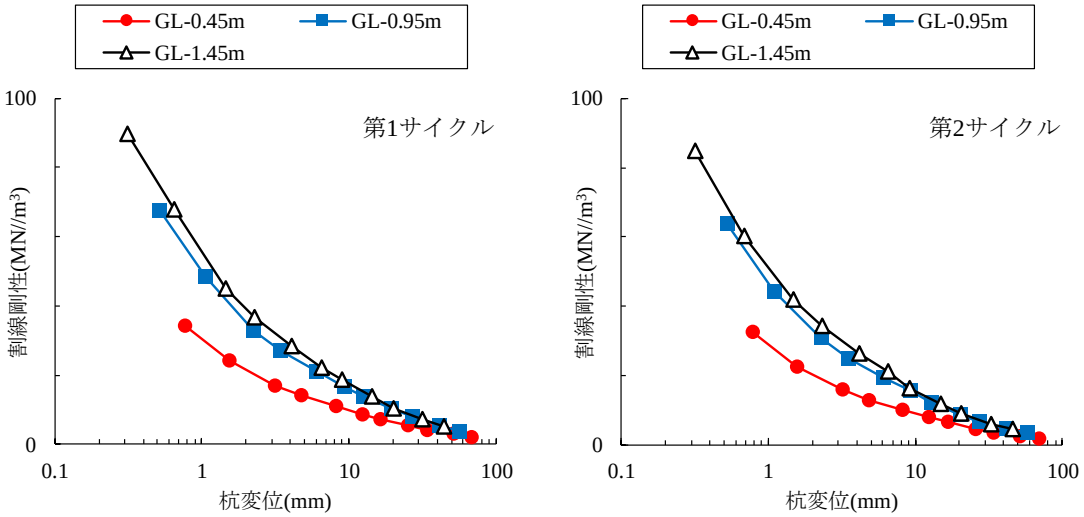
(a) 第 1 サイクル　　(b) 第 2 サイクル

図 3.48　ST-s における杭周地盤ばねの割線剛性－杭変位関係の深度毎の比較



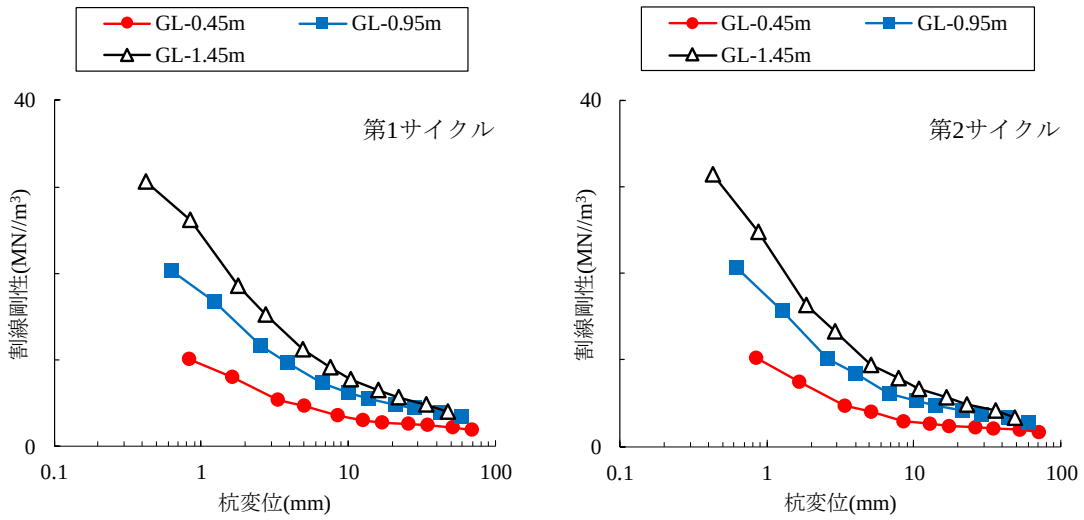
(a) 第 1 サイクル　　(b) 第 2 サイクル

図 3.49　W-s における杭周地盤ばねの割線剛性－杭変位関係の深度毎の比較



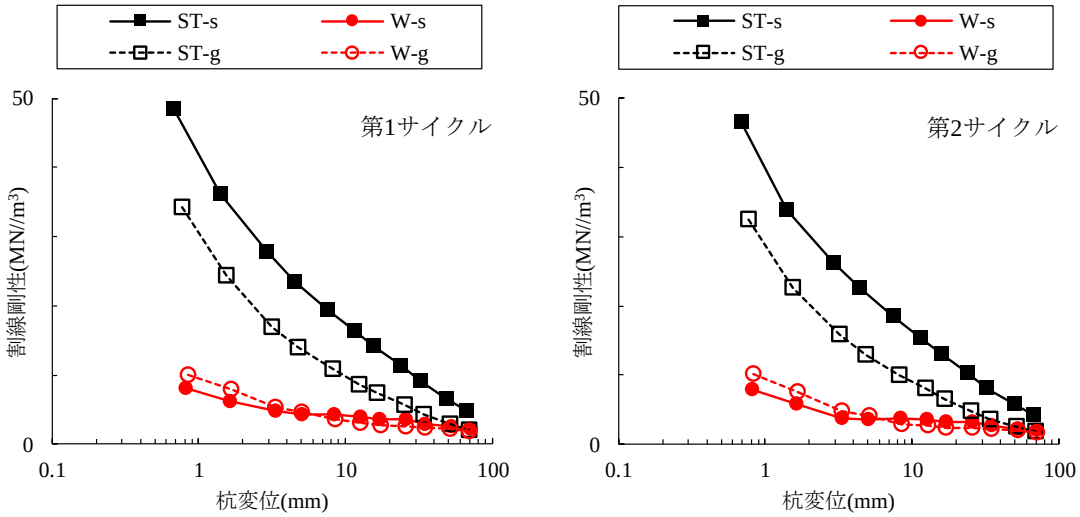
(a) 第 1 サイクル　　(b) 第 2 サイクル

図 3.50　ST-g における杭周地盤ばねの割線剛性－杭変位関係の深度毎の比較



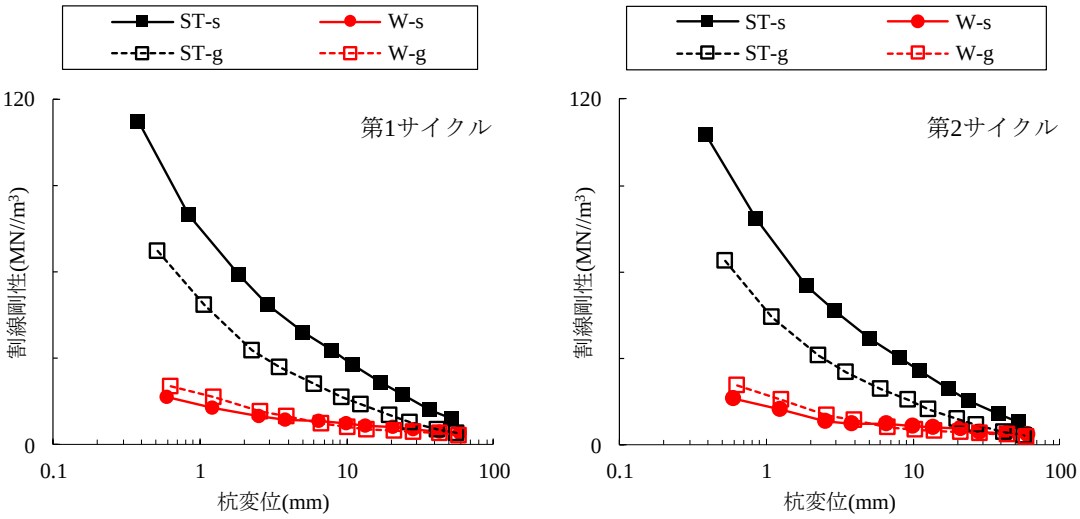
(a) 第 1 サイクル　　(b) 第 2 サイクル

図 3.51　W-g における杭周地盤ばねの割線剛性－杭変位関係の深度毎の比較



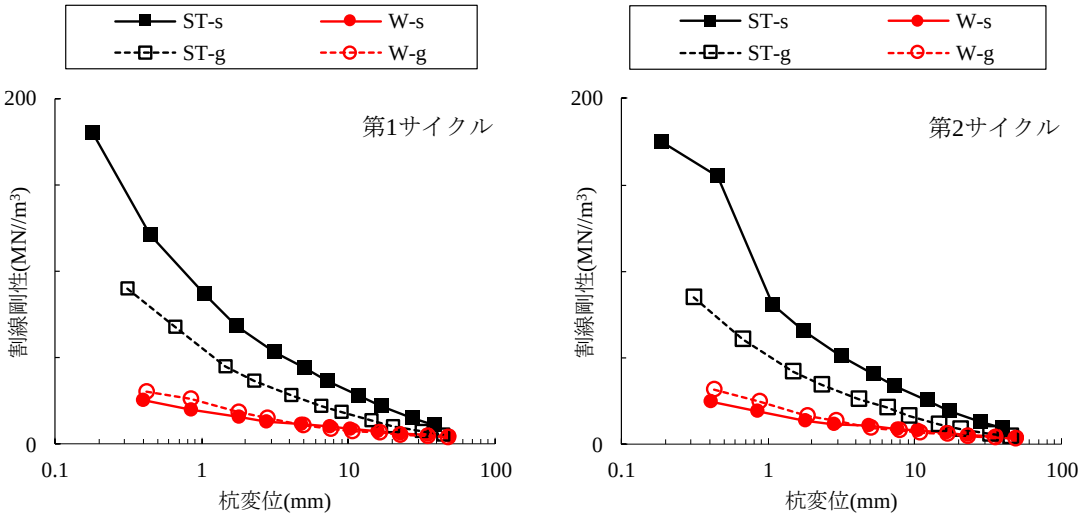
(a) 第 1 サイクル　　(b) 第 2 サイクル

図 3.52　杭種の違いによる杭周地盤ばねの割線剛性－杭変位関係の比較
(GL-0.45m (黒ボク層))



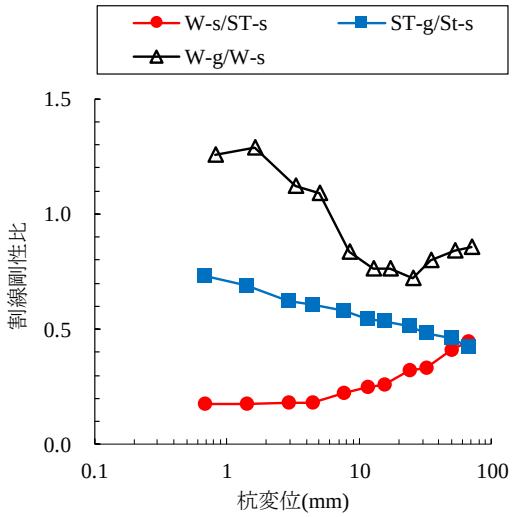
(a) 第 1 サイクル　　(b) 第 2 サイクル

図 3.53　杭種の違いによる杭周地盤ばねの割線剛性－杭変位関係の比較
(GL-0.95m (風化火山灰質層))

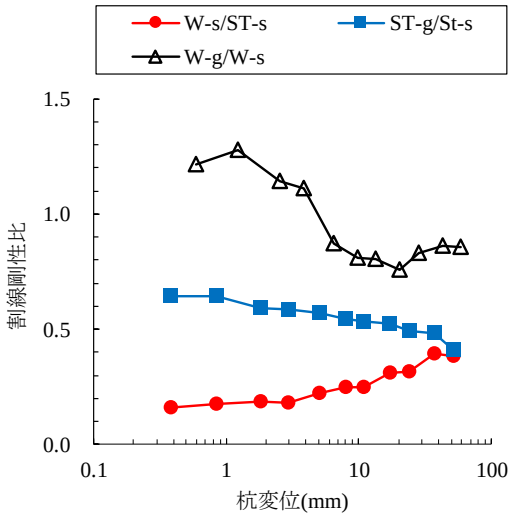


(a) 第 1 サイクル　　(b) 第 2 サイクル

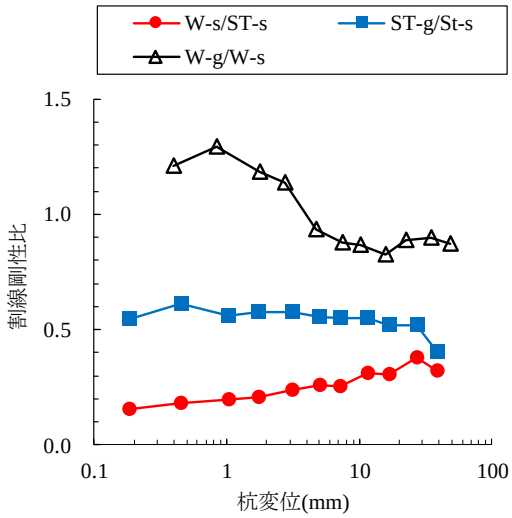
図 3.54　杭種の違いによる杭周地盤ばねの割線剛性－杭変位関係の比較
(GL-1.45m (風化火山灰質層))



(a)　GL-0.45m (黒ボク層)



(b)　GL-0.95m (風化火山灰質層)



(c)　GL-1.45m (風化火山灰質層)

図 3.55　杭周地盤ばねの割線剛性比－杭変位関係の比較

3.4　本章のまとめ

羽根付き鋼管杭の単杭と 2 本直列の群杭を対象とした正負交番繰返し載荷による原位置水平載荷実験を実施して以下の知見が得られた。

杭頭荷重－代表変位関係から W 単杭の杭頭荷重は ST 単杭の杭頭荷重に比べ小さく、同一変位時で比較すると ST 単杭に対して約半分程度である。一方、群杭では変位振幅の増加にともない W 群杭と ST 群杭の杭頭荷重の差は小さくなる。また、群杭の杭頭荷重と単杭の杭頭荷重を 2 倍した杭頭荷重－代表変位関係を比較すると、W 杭では単杭の杭頭荷重× 2 倍と群杭の履歴曲線はほぼ同じ履歴性状であるのに対して、ST 杭では同一変位時の杭頭荷重は単杭の杭頭荷重× 2倍に比べて群杭の杭頭荷重は小さくなることから、W 杭では ST 杭より群杭効果が緩和される傾向にある。

同一変位時の ST 群杭の曲げモーメント分布は、前方杭と後方杭で明瞭な違いが認められるのに対して、W 群杭では前方杭と後方杭で概ね同じ分布となり、W 単杭の曲げモーメント分布とほぼ同じ分布形状を示している。また ST 杭の最大曲げモーメントの発生深度は単杭、群杭のいずれも W 杭より浅い深度で発生するものの、変位振幅の増加にともない ST 杭の最大曲げモーメントの発生深度は深くなり変位振幅 80mm では最大曲げモーメントの発生深度はほぼ W 杭と同一深度となった。

杭頭の周辺地盤に出現するひび割れは、ST 杭では単杭と群杭ともに W 杭に比べひび割れの出現量が多く、その出現する範囲も広範囲であるのに対し、W 杭のひびわれの出現は羽根の通過領域に集中するとともに、ひびわれの出現する範囲も概ね実験を通して羽根の通過領域内にほぼ留まっている。また ST 群杭の前方杭と後方杭の杭間に出現するひび割れは、変位振幅の増加にともない地表面が浮き上がる性状をしたのに対して、W 杭では杭間のひび割れは細分化された性状を示した。

杭周地盤反力－杭変位関係は、地表面付近の黒ボク層(GL-0.45m)では杭種に関係なく杭と地盤の剥離によるスリップ性状が見られた。特に W 杭では、載荷初期から顕著にスリップ性状が生じていることから、ST 杭と比較して杭周地盤ばねに及ぼす剥離の影響が大きいと考える。なおいずれの実験ケースも深度が深くなるにともないスリップ性状は緩和されて杭周地盤反力が増大することから杭周地盤反力に上載圧依存性が見られる。また杭周地盤反力－杭変位関係による割線剛性は、W 杭では単杭、群杭とも ST 杭に対して約 0.2 倍程度まで低下する一方、同一変位時での W 単杭と W 群杭の割線剛性ほぼ同じとなるのに対して、ST 杭では単杭に対する群杭の割線剛性が小さくなるため、W 杭の群杭効果は ST 杭より緩和される傾向にあると考える。

第 3 章の参考文献

3.1）井上波彦：小口径回転貫入鋼管杭工法の最近の動向，基礎工，Vol.41，No.2，pp.36-39，2013. 2

3.2）柏尚稔、小林俊夫、宮本裕司：繰返し水平載荷実験における羽根付き鋼管杭の水平抵抗評価，日本建築学会技術報告集，Vol.24，No.56，pp.99-104，2018.2

3.3）小林俊夫，中野尊治，柏尚稔，宮本裕司：羽根付き鋼管杭の水平載荷実験による杭周水平地盤抵抗に関する研究，日本建築学会構造系論文集，Vol.84，No.759，pp.639-647，2019.5

3.4）久世直哉，末政直晃，井上波彦，二木幹夫：回転貫入により施工される羽根付き杭の周辺地盤の土性変化と水平抵抗特性，日本建築学会構造系論集，Vol.81，No.727，pp.1455-1465，2016.9

3.5）久世直哉，末政直晃，二木幹夫：火山灰質粘性土における羽根付き杭の水平抵抗特性に羽根形状及び繰り返し載荷が及ぼす影響，日本建築学会構造系論集，Vol.84，No.758，pp.531-539，2019.4

3.6）日本建築学会，建築基礎構造設計指針, 2001.10

3.7）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, 2006.3

3.8）地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説〔第一回改訂版〕，2010.7

第 4 章　羽根付き鋼管単杭の杭頭を地盤改良した水平抵抗の補強効果

4.1　はじめに

第 2 章では、羽根の有無、羽根径比、経時変化を実験パラメータとした実大の羽根付き鋼管単杭による正負交番繰返し原位置水平載荷実験から、羽根が杭の水平抵抗力に最も影響を及ぼすことを示した。第 3 章では、杭頭の拘束条件を固定とした単杭と群杭(2 本直列)の正負交番繰返し原位置水平載荷実験を行い、いずれの実験ケースにおいても羽根付き鋼管杭の杭周地盤反力は羽根なし鋼管杭に比べて低下すること、また地盤変状は羽根の通過領域内に留まっていることから杭周地盤に緩み層が形成されていることを示唆した。杭周地盤反力の低下は、地震時に上部構造から伝達される慣性力に対する杭の水平抵抗を低下させることになるため、施工に生ずる杭周地盤の緩みを回復させる必要がある。

羽根付き鋼管杭の水平抵抗の補強に関する既往研究は、例えば永井ら [4.1)]の地盤改良併用工法による補強で杭の水平抵抗が増大する報告がある。また前田らは深層混合処理工法による改良体と鋼管杭からなる複合杭基礎の原位置水平載荷実験を行い、改良部をケーソン基礎に見立てた梁ばねモデルで、改良幅の 1%程度の杭頭変位まで実験値と解析値の整合が良好であると報告している [4.2)]。ただし、杭の水平抵抗に対する影響が大きいと考えられる改良体の大きさをパラメータとした検討例は少ない。

以上の背景のもと本章では、杭頭周辺の地盤を改良した羽根付き鋼管杭の正負交番繰返しによる原位置水平載荷実験を実施し、杭頭周辺の地盤の改良範囲と改良深度の違いによる履歴性状、曲げモーメント分布、杭頭荷重－地表面杭変位関係の割線剛性から杭の水平抵抗に対する杭頭補強効果の有効性を示す。

4.2　原位置水平載荷実験

4.2.1　実験敷地の地盤

実験は茨城県小美玉市で行った。写真 4.1 に実験敷地の空中写真を、図 4.1 に地盤調査位置と実験杭の配置を示す。図 4.1 から本章の実験敷地は第 3 章の群杭実験の地盤調査位置から 13m 離れた位置を反力体の中心位置として実験杭と反力杭を配置した。本実験の敷地は、第 3 章の実験敷地と同一敷地内で隣接していることから、第 3 章の地盤調査結果と地盤種別、地盤構成および土層厚さに大きな差はないと推測されるため、本実験の敷地での地盤調査は実施していない。図 4.2 に第 2 章(単杭実験)と第 3 章(群杭実験)を実施した両敷地の N 値分布と土質柱状図を示す。両敷地の地盤は地表面から黒ぼく、風化火山灰質粘性土、火山灰質粘性土および砂質土となっている。図から土層厚さに差は見られるが、杭の水平抵抗に影響を及ぼす範囲($1/\beta$=2.2m。ここでβ：杭の特性値($[k_h \cdot B/(4EI)]^{1/4}$、$B$：杭径、$EI$：杭の曲げ剛性)は、黒ぼく層と風化火山灰質粘性土層の平均 N 値をもとに算出)の土質が同一であるため、本実験の結果は第 2 章の実験と直接比較することが可能と考える。

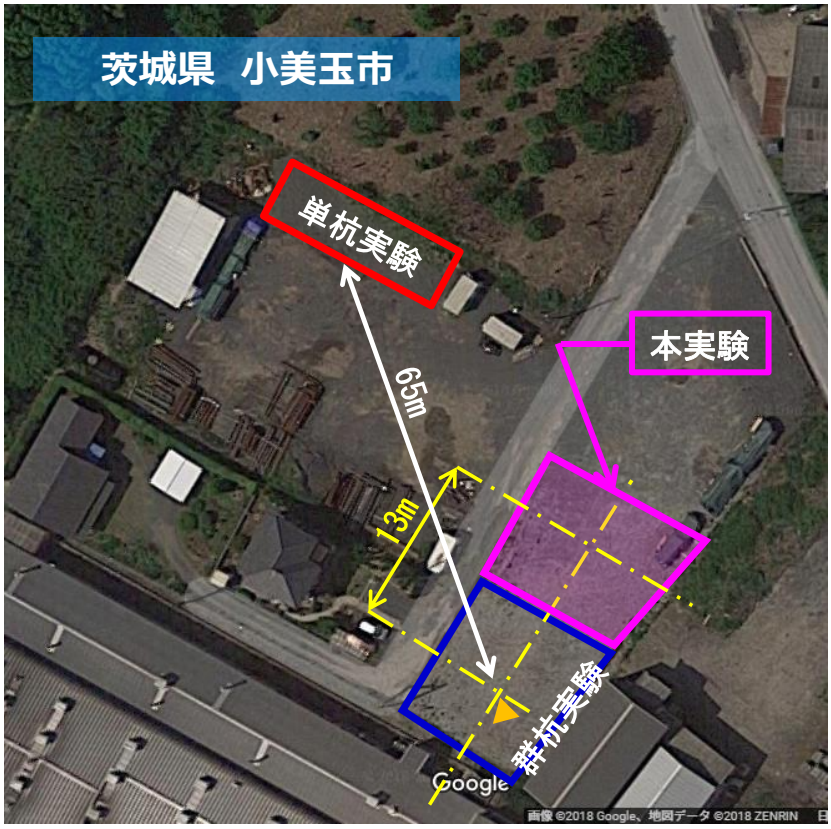


写真 4.1　実験敷地の空中写真

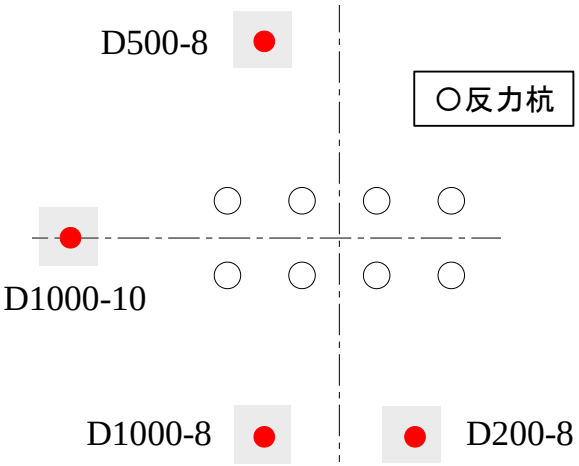
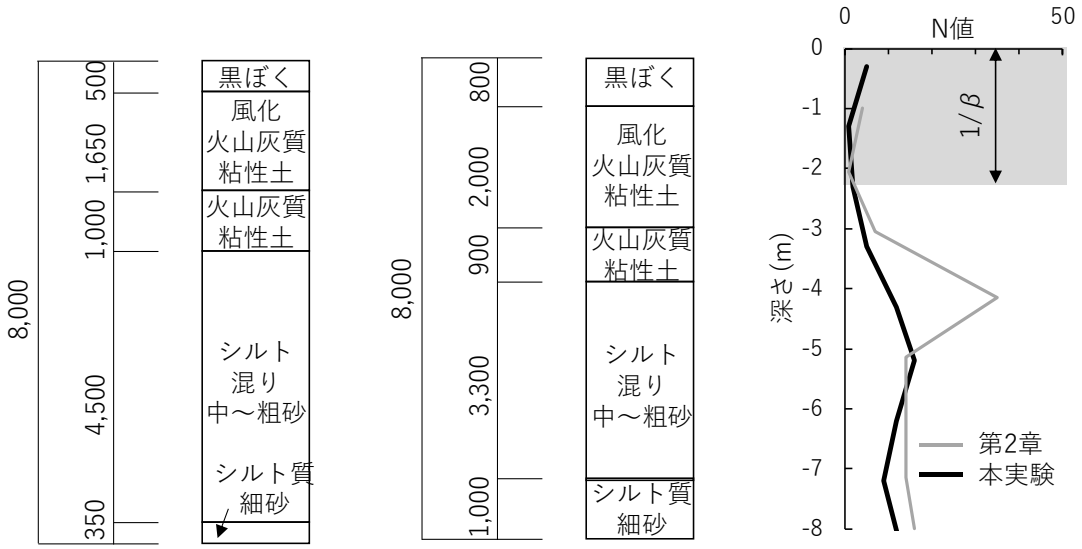


図 4.1　実験杭の配置



(a) 第 2 章の土質柱状図　(b) 第 3 章の土質柱状図　(c) N 値分布の比較

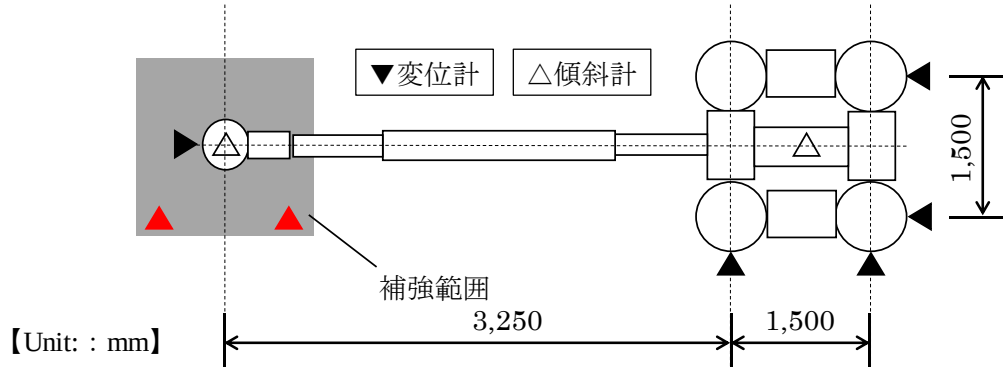
図 4.2　敷地地盤の調査結果

4.2.2　載荷実験の装置と載荷方法

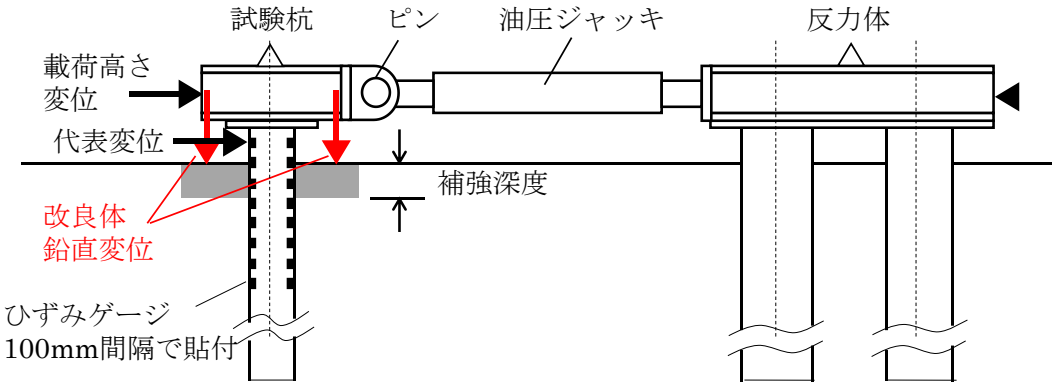
図 4.3 に載荷装置と計測点位置、写真 4.2 に載荷実験の状況を示す。載荷装置は実験杭、反力体、油圧ジャッキで構成している。実験杭は、JIS G 3444 一般構造用炭素鋼鋼管(STK)の外径ϕ267.4mm の鋼管材厚t9.3mm(鋼種 490 材)を用いた。ここで、実験杭の降伏曲げモーメントM_yは 148.1kN・m(=公称値)となる。写真 4.3 に実験杭の先端の羽根形状、図 4.4 に実験杭の寸法図を示す。杭先端の羽根は、鋼管の先端を羽根の傾斜角が 10 度となるように開先加工してから 2 枚の平板を溶接接合で取付け、杭先端は閉塞している。なお杭先端に取り付けた羽根の最外縁となる羽根の通過領域(羽根の最大回転直径) ${}_pD_w$は 760mm であることから、羽根の通過領域は杭径D_pに対して約 2.8 D_pとなっている。写真 4.4 に反力体の構築状況を示す。反力体は、杭の外径ϕ406.4mm、鋼管材厚t12.7mm(鋼種 STK490)、杭長 6m の羽根付き鋼管杭を実験杭 1 本に対して 4 本打設し、各杭の杭頭を H 形鋼材で連結して構築している。

載荷方法は、実験杭の杭頭に完全溶け込み溶接で接合された鋼板(材厚 25mm)上に、加力梁をボルト接合で取り付けて、加力梁－油圧ジャッキ－反力体間をチャッキングして水平力を与えた。なお載荷芯の高さは GL+400mm とし杭頭の拘束条件を回転自由としている。計測項目は、実験杭の杭頭荷重をロードセルで、載荷芯高さと GL+100mm 位置の水平変位および改良体の鉛直変位を接触型の変位計で、杭頭の回転角を傾斜計で計測している(写真 4.5～写真 4.6)。ここで改良体の鉛直変位計は、杭の中心軸から±350mm(変位計間隔は 700mm)で設置している。また杭の曲げひずみを計測するため鋼管の載荷方向の内面に、同一深度でひずみゲージを対面させてひずみゲージを貼付した(写真 4.7)。ひずみゲージの貼付は GL+150mm を起点として、深度方向に 100mm 間隔で片面 50 点ずつ鋼管の内側に貼付している。実験杭はひずみゲージの貼付のため長さ 1m に切断した鋼管を 5 本、完全溶け込み溶接(裏当て板厚 4.5mm)で接合して杭長を 5m としている。そのため鋼管の接続部で剛性に変化が生ずるものの、接続部の剛性変化が杭変位に及ぼす影響については十分に小さいことを確認している。

加力は油圧ジャッキのストロークが突出する方向(図 4.3 の左方向)を正方向として、GL+100mm の水平変位(以下、代表変位)による変位制御で行った。変位振幅は、1mm、2mm、4mm、6mm、10mm、15mm、20mm、30mm、40mm、60mm、80mm、100mm までは漸増振幅で正負交番載荷を行い、同一振幅で 2 回繰返している。漸増振幅後は正方向に 150mm まで単調載荷して実験を終了した。なお各変位振幅の正加力と負加力、第 1 サイクルのピーク時に地表面に出現した地盤変状を目視による確認と記録をしている。



(a) 平面図



(b) 断面図

図 4.3　載荷装置および計測点位置

写真 4.2　載荷実験状況

写真 4.3　先端の羽根形状

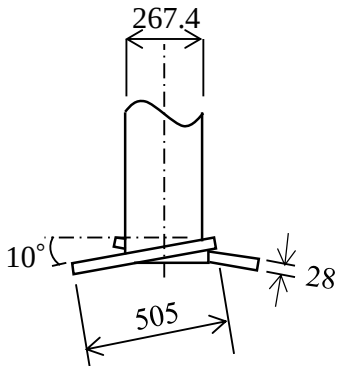


図 4.4　実験杭の寸法図

写真 4.4　反力体

写真 4.5　水平変位計と杭頭傾斜計の設置

写真 4.6　改良体の鉛直変位の計測状況

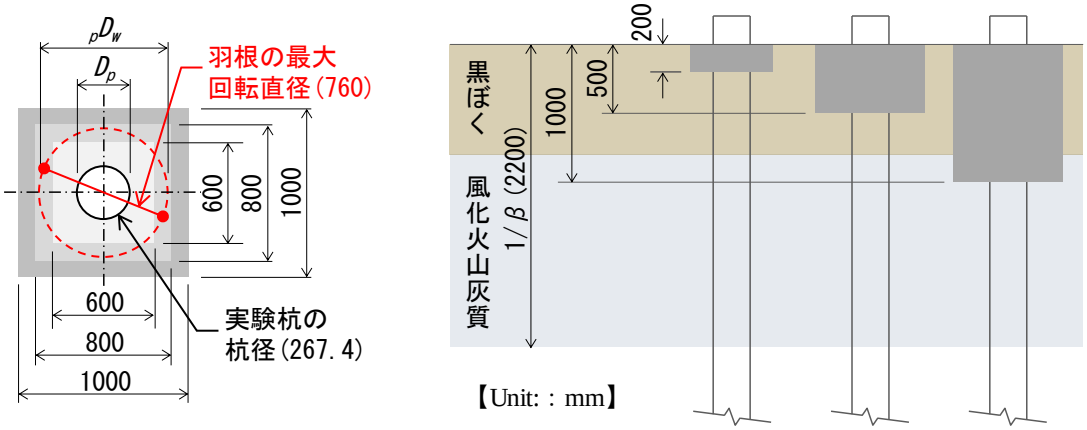
写真 4.7　杭内面のひずみゲージ貼付状況

4.2.3　実験ケース

表 4.1 に実験ケースを示す。実験は杭頭の周辺地盤の改良範囲と改良深度をパラメータとした計 5 ケースを実施した。図 4.5 に改良範囲と改良深度を示す。改良範囲は杭を中心とした一辺を約 $2.2D_p$、$3.0D_p$、および $3.7D_p$の正方形とし、改良深度を$1/\beta$に対して約 0.1 倍、0.25 倍および 0.5 倍と設定した。ここで図 4.5(a)の平面において、改良範囲 $2.2D_p$は羽根の最大回転直径 ${}_pD_w$(=760mm)内のため、改良範囲は羽根の通過する領域内にある。一方、改良範囲 $3.0D_p$および $3.7D_p$はともに羽根の通過する領域より大きい改良範囲としている。実験杭の施工は、施工前に後述する手順により改良領域を掘削したのち、貫入速度 2～3m/分、回転速度 13～15 回転/分の回転貫入で打設した。実験杭は実験上の理由から、杭頭の突出量を GL+200mm(GL は地表面)、杭先端深度を GL-4.8m として杭の施工を完了している。

表 4.1　実験ケース

実験ケース名	補強部の仕様				実験日	養生日数(日)
	範囲(mm×mm)	深度(mm)	使用材料	打設日		
D200-6	600×600	200	無収縮モルタル	2018/12/19	2019/1/21	33
D200-8	800×800	200	早強コンクリート	2019/4/8	2019/4/23	15
D500-8	800×800	500			2019/5/11	33
D1000-8	800×800	1000			2019/5/24	46
D1000-10	1000×1000	1000			2019/6/3	56



(a)　改良範囲　　(b)　改良深度

図 4.5　杭頭の周辺地盤の改良領域

4.2.4　杭頭の周辺地盤の改良方法

杭頭の周辺地盤の改良は、杭の施工前に実験計画の改良範囲と改良深度を掘削したのち、掘削部に改良材を充填して置換している。ここで杭の施工前に改良領域を掘削した理由は、実験杭の杭頭に加力梁を設置するため、実験杭の杭頭には直径 700mm の円形鋼板(材厚 25mm)が完全溶け込み溶接で鋼管に溶接接合で取り付けられており、円形鋼板と地表面の間隔は 200mm 未満となる。そのため杭の施工後では重機による改良領域の掘削が難しいこと、また掘削孔を実験計画の改良範囲と改良深さの寸法に成形することが困難であるとの判断から改良領域の掘削を杭の施工前に実施した。写真 4.8(a)～(l)に杭頭の周辺地盤の改良手順を示す。杭頭の周辺地盤の改良は、実験杭の打設中心位置を墨出したのち、その位置を起点として改良範囲の墨だしとマーキングを行った(写真 4.8(a)～(b))。改良領域の掘削は、先ず改良範囲と改良深さを所定寸法より 100mm 程度小さく重機で粗掘削したのち、所定寸法となるように手掘りで掘削孔を成形した(写真 4.8(c))。なお掘削後に実験杭を所定の位置に打設するため、掘削前に実験杭の中心位置の逃げ墨を出している。掘削孔の成形完了後に掘削範囲と掘削深度が所定寸法にあることを確認して掘削を完了した(写真 4.8(d)～(f))。

写真 4.8(g)に実験杭の施工状況を示す。杭の施工は逃げ墨から杭と掘削孔の中心が一致するように、実験杭を掘削孔内に建て込んだのち、前述の貫入速度と回転速度で地盤内に回転貫入した。杭の施工完了後、掘削孔に型枠を設置したのち、改良材をシューターまたはポンプ車により適宜バイブレーターを掛けながら掘削孔に充填して地表面まで打設した。改良材の打設後は、改良体の表面を金コテで平滑に仕上げたのち、改良体表面を含水した養生マットで覆い、材齢 3 日目まで散水養生を行った(写真 4.8(h)～(l))。

本実験で用いた改良体の材料は D200-6 で無収縮モルタル材、それ以外は実験工程上の理由で早強コンクリートとした。なお改良体の材料の違いによる実験結果への影響は、全ての実験ケースで実験終了まで改良体の表面にクラックが生じていないため、その影響は小さいと判断している。写真 4.9(a)～(d)に D200-6 で用いた無収縮モルタルの材料、攪拌状況および材料試験の状況を示す。D200-6 で使用した無収縮モルタルは、セメントと砂がプレミックスされている市販品を用いた。無収縮モルタルは、風袋に記載されている水量を混入し、電動の羽根付き撹拌機で規定されている攪拌時間で攪拌を行ったのちに、J ロートおよびメジャーにより流下時間とフロー値を計測のうえ、練り上がりの状態が規定値内にあることを確認してから掘削孔に充填した。早強コンクリートは設計基準強度F_c=21N/mm²、スランプ 21cm の配合で JIS 認定工場から出荷し、現場到着後の材料試験でスランプ値と空気量が仕様内にあることを確認したのちに掘削孔へ充填した。なお、無収縮モルタルと早強コンクリートは、掘削孔への充填時に実験ケース毎に圧縮強度試験用の供試体を 3 本採取して、各実験の前日に圧縮強度試験を行い改良体の材料強度を確認している。表 4.2 に各実験ケースの圧縮強度試験結果の平均値を示す。

(a) 改良範囲の墨だし

(b) 重機による改良領域の粗掘削

(c) 手掘りによる掘削孔の成形

(d) 改良範囲の確認

(e) 改良深度の確認

(f) 改良領域の掘削完了

写真 4.8(a)～(f) 杭頭の周辺地盤の改良手順

(g) 杭の施工状況

(h) 改良材充填前の型枠設置状況

(i) 改良材充填前の材料試験

(j) 改良材の充填状況

(k) 改良材の充填完了

(l) 改良材充填後の養生状況

写真 4.8(g)～(l) 杭頭の周辺地盤の改良手順

(a) 無収縮モルタル

(b) 無収縮モルタルの攪拌状況

(c) 無収縮モルタルの流下試験

(d) 無収縮モルタルの材料試験

写真 4.9　D200-6 で用いた無収縮モルタル

表 4.2　各実験ケースの圧縮強度試験結果の平均値

ケース名	一軸圧縮強さ	破壊ひずみ	弾性係数	ポアソン比	割裂強度
	q_u (N/mm^2)	ε_u (%)	E_c (kN/mm^2)	υ	(N/mm^2)
D200-6	61.4	−	−	−	−
D200-8	23.2	0.203	19.7	0.187	2.1
D500-8	24.6	0.246	19.7	0.184	−
D1000-8	27.8	0.216	22.4	0.196	−
D1000-10	25.8	0.186	21.0	0.179	−

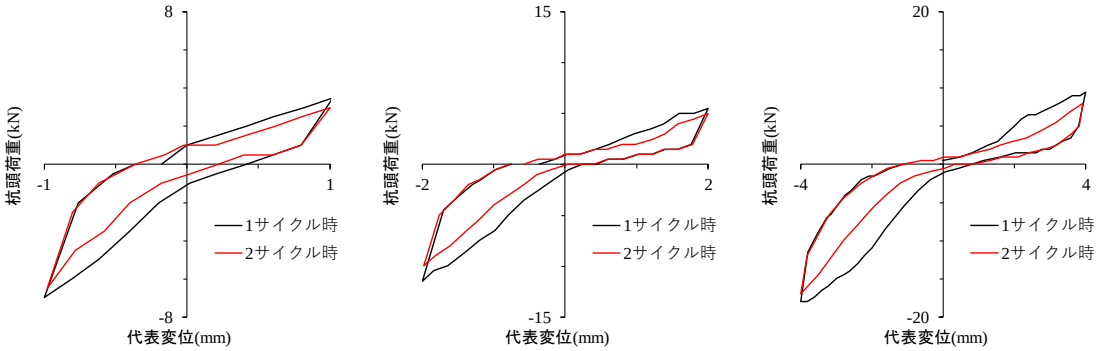
E_cは軸応力(σ)－軸ひずみ(ε)関係において、ε=0.005%に達した点と$\sigma=q_u/3$に達した点を結んだ割線の傾きである。

4.3　実験結果

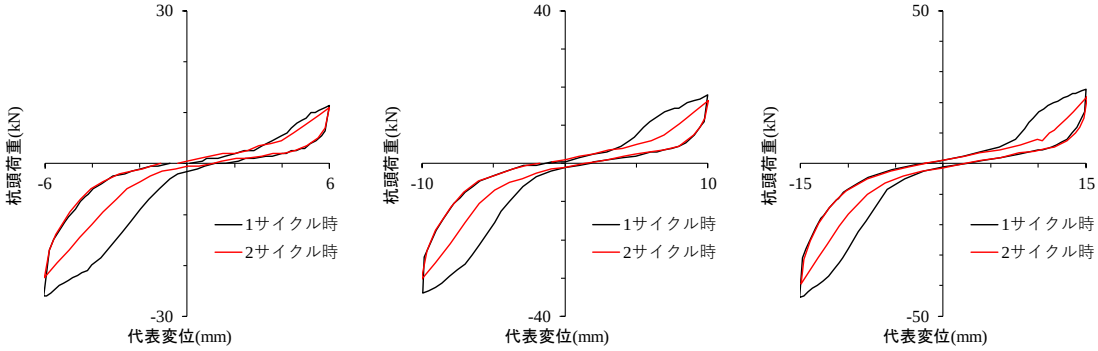
4.3.1　杭頭荷重－代表変位関係

1) 第 1 サイクルと第 2 サイクルでの履歴曲線の比較

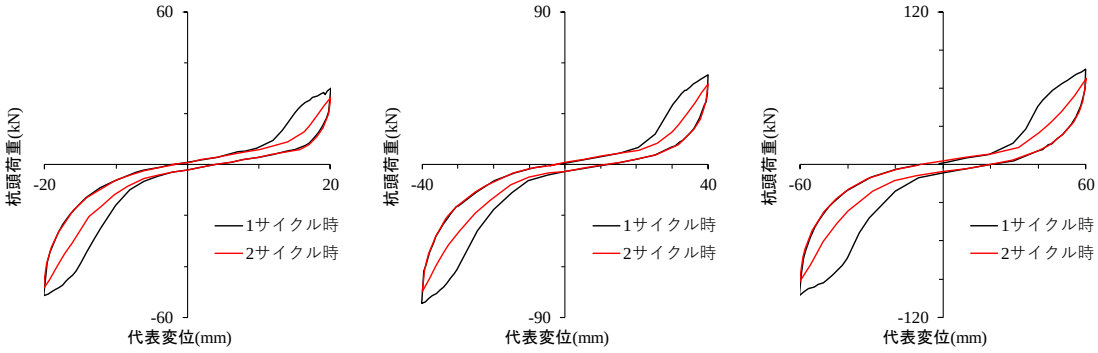
本実験では杭頭の周辺地盤を改良しているため、杭頭荷重に対して改良体と地盤の間で摩擦抵抗や支圧抵抗が生ずることが考えられる。そこで加力サイクルの違いによる履歴性状を検討する。図 4.6～図 4.10 に各実験ケースにおける杭頭荷重－代表変位関係を各最大変位振幅で第 1 サイクルと第 2 サイクルを比較して示す。図 4.6(a)～(i)に D200-6 の杭頭荷重－代表変位関係の比較を示す。図から履歴形状に着目すると、実験を通じて正加力(第 1 象限)と負加力(第 3 象限)で非対称な形状を示しており加力方向による違いが見られる。杭頭荷重は第 1 サイクル、第 2 サイクルでほぼ同じなっており差は見られない。一方、履歴曲線に囲まれる履歴面積に着目すると、変位振幅の増加にともない第 1 サイクルに比べ第 2 サイクルの履歴面積は小さくなる傾向を示している。履歴面積の差は第 1 サイクルに比べ第 2 サイクルではスリップ量が大きいために杭頭荷重が増加する変位量に違いがあることにより生じていると考える。図 4.7(a)～(i)に D200-8 の比較を示す。履歴形状は D200-6 に見られた非対称な形状は見られず、実験を通じてほぼ対称的な形状で推移し、杭頭荷重は D200-6 に比べ大きくなっている。また履歴性状は第 1 サイクルと第 2 サイクルとも D200-6 とほぼ同じ傾向を示している一方、杭頭荷重は変位振幅の増加にともない第 1 サイクルに比べ第 2 サイクルが小さくなる傾向を示した。図 4.8(a)～(i)に D500-8、図 4.9(a)～(i)に D1000-8 および図 4.10(a)～(i)に D1000-10 の比較を示す。改良深度を深くした場合でも履歴性状の傾向と杭頭荷重は D200-8 と同様な傾向を示し、変位振幅の増加にともない第 1 サイクルに対して第 2 サイクルの杭頭荷重は小さくなる。以上から、変位振幅の増加にともない第 1 サイクルと第 2 サイクルの履歴性状に差がみられる。特に履歴曲線で囲まれた履歴面積は、第 1 サイクルに比べ第 2 サイクルの履歴面積は小さく非線形性を示した。



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

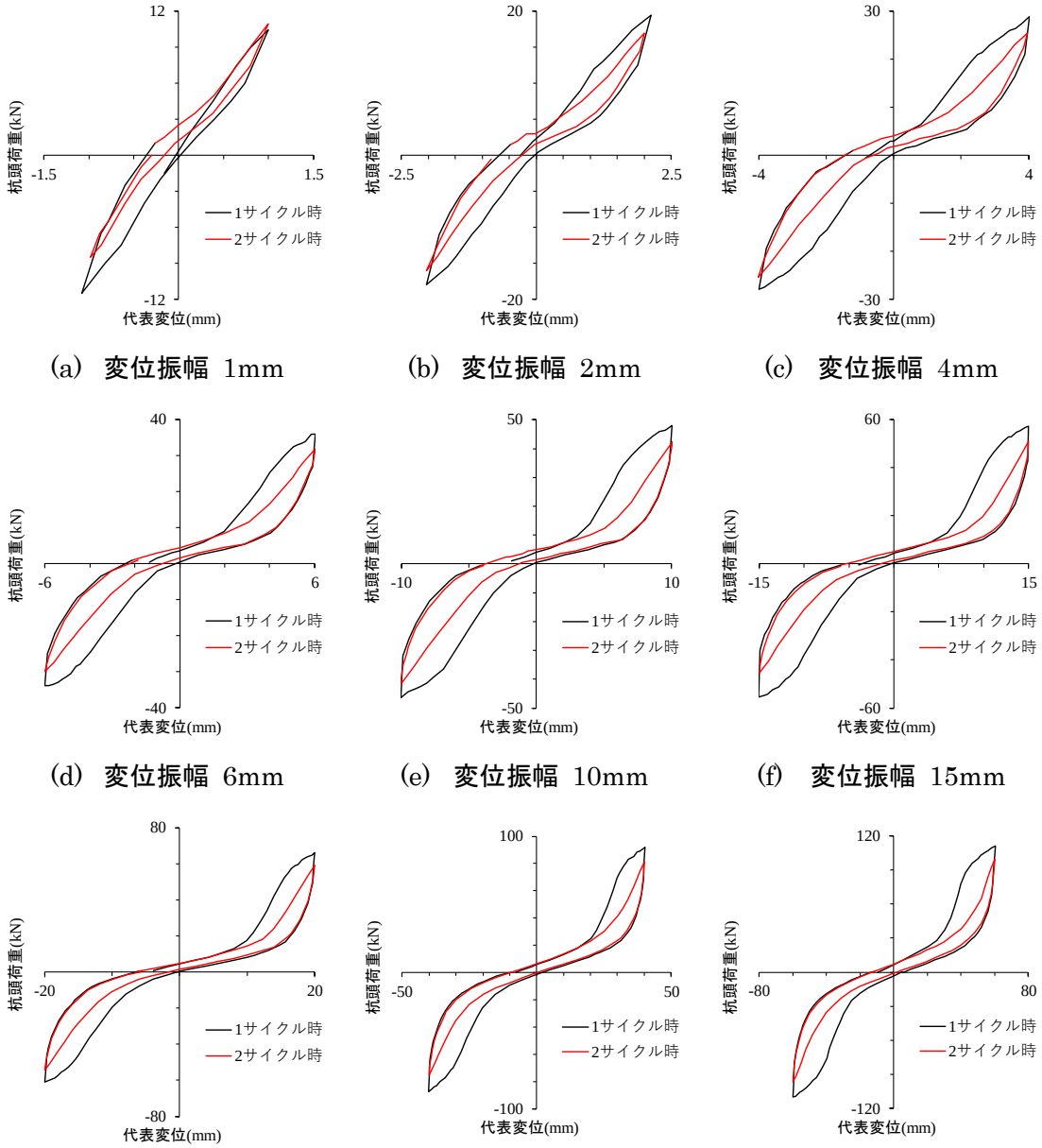


(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm



(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 4.6　D200-6 における杭頭荷重－代表変位関係の各サイクルの比較

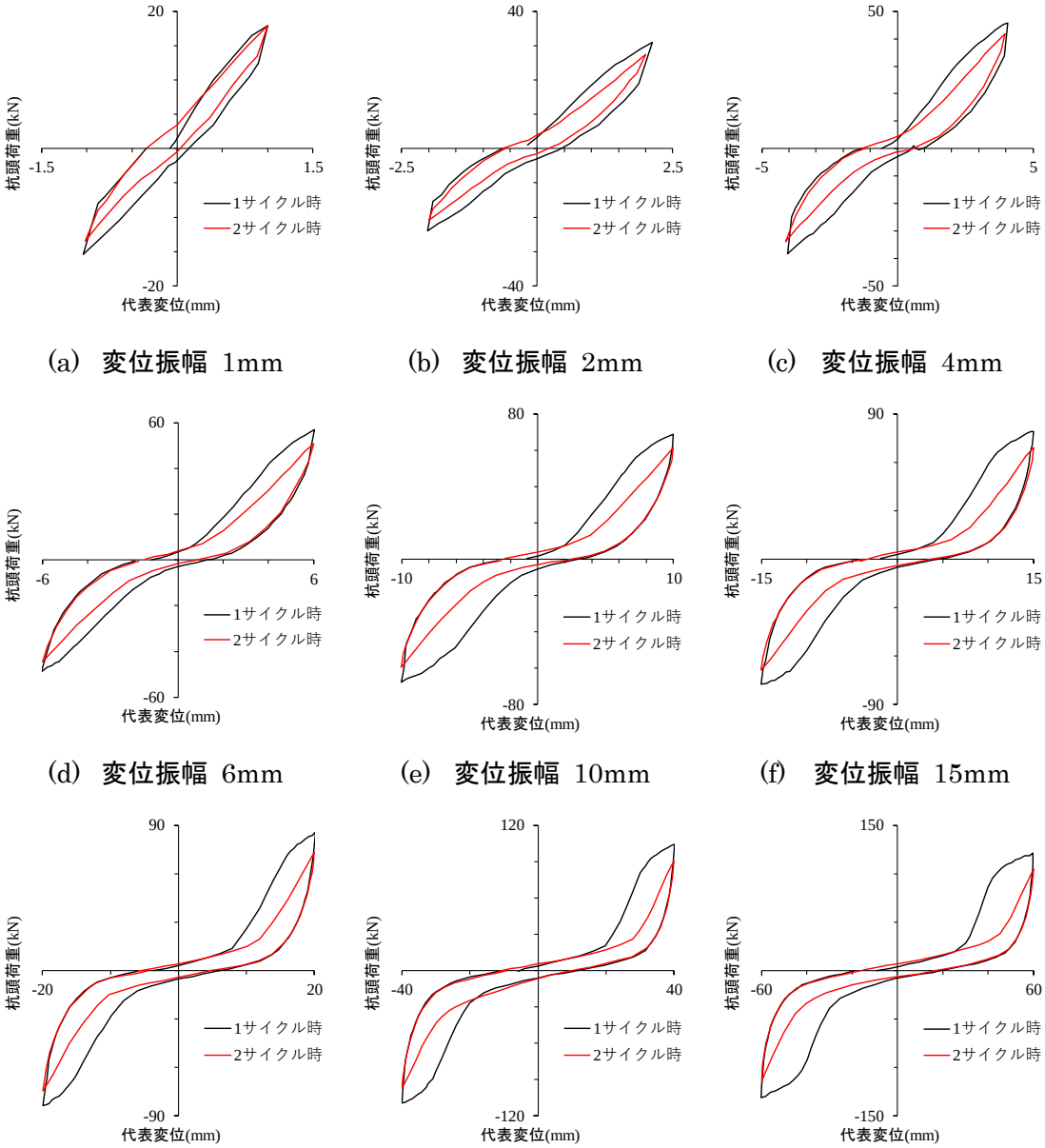


(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 4.7　D200-8 における杭頭荷重－代表変位関係の各サイクルの比較

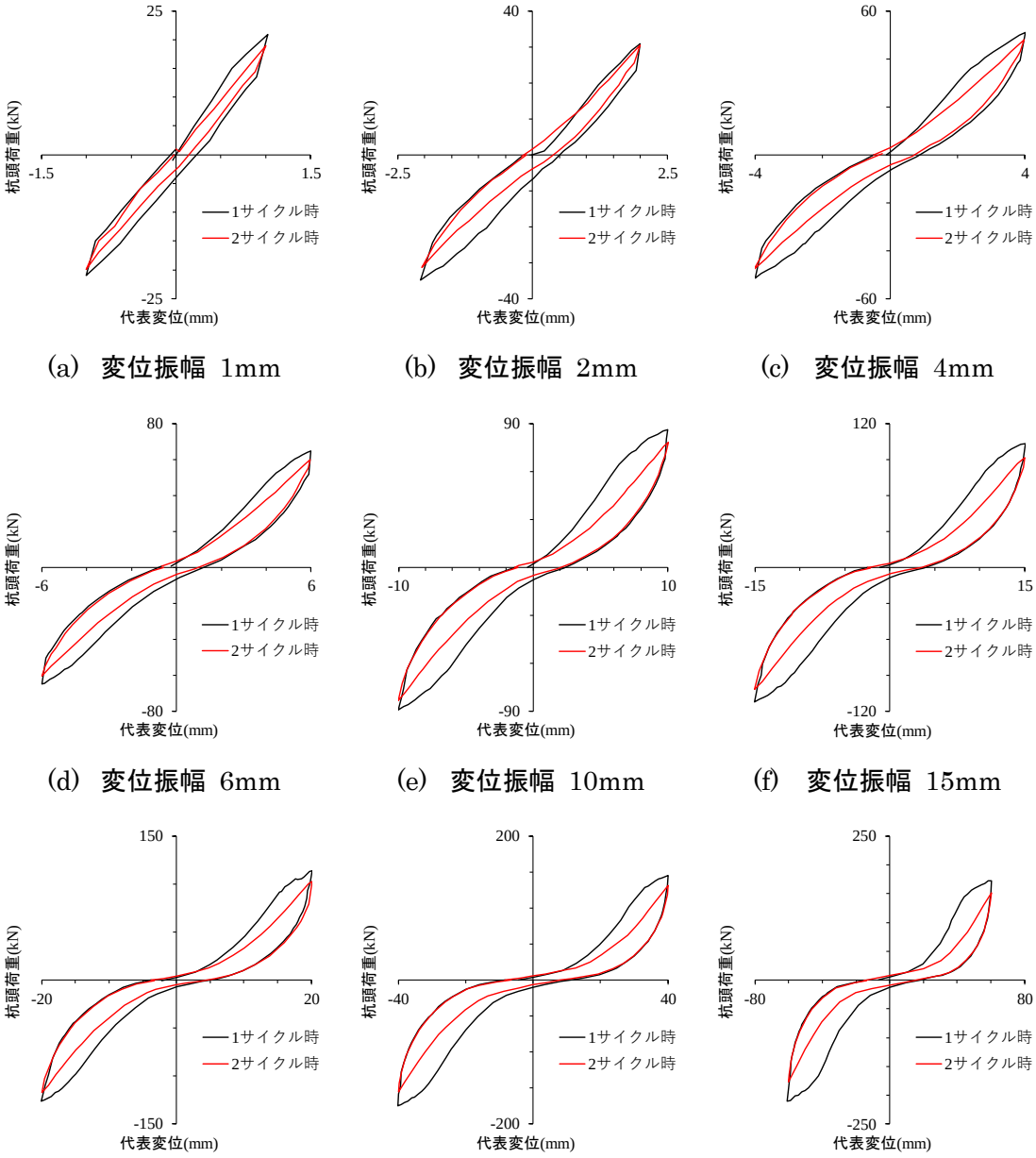


(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 4.8　D500-8 における杭頭荷重－代表変位関係の各サイクルの比較

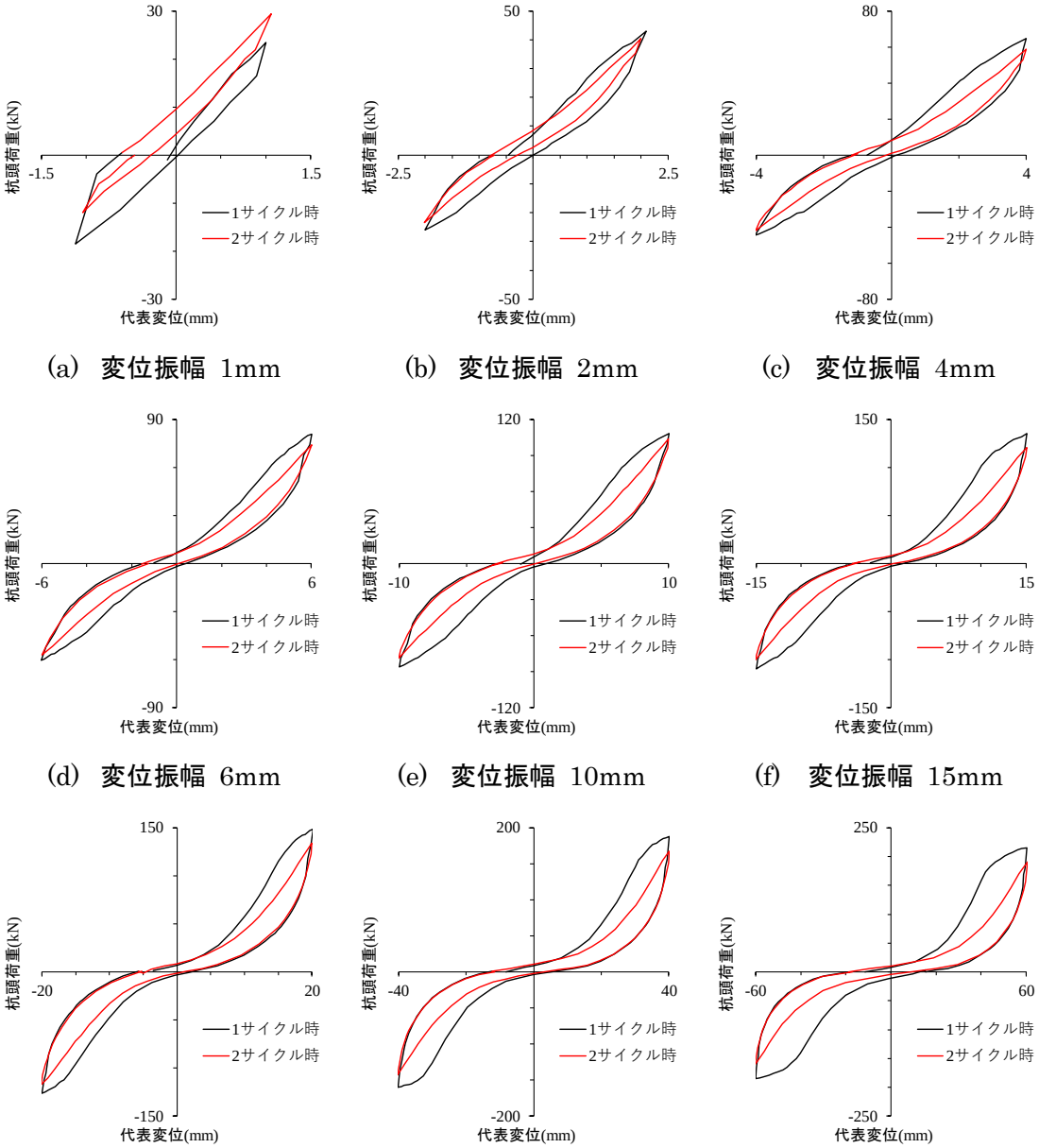


(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 4.9　D1000-8 における杭頭荷重－代表変位関係の各サイクルの比較



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

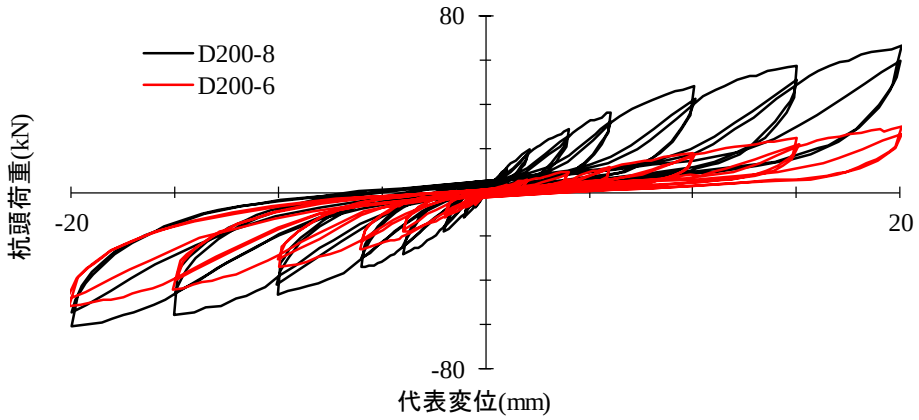
(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 4.10　D1000-10 における杭頭荷重－代表変位関係の各サイクルの比較

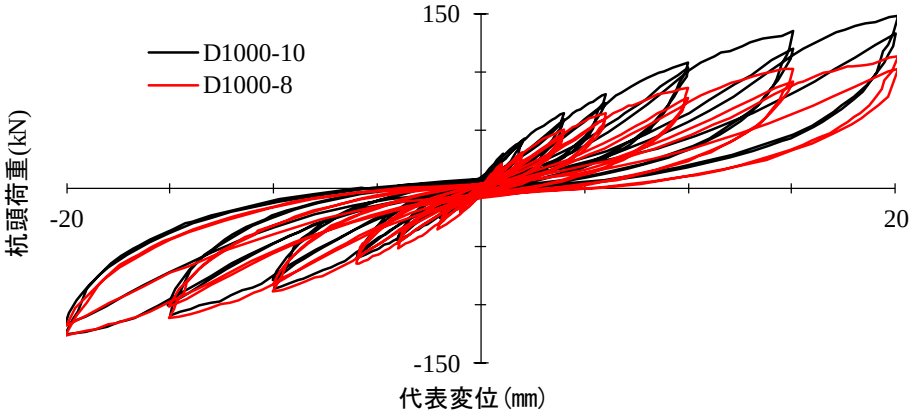
2) 改良範囲の違いによる比較

図 4.11 に同一の改良深さで改良範囲が違う実験ケースの代表変位振幅 20mm までの杭頭荷重－代表変位関係を示す。なお図 4.11(a)は改良深度が 200 ㎜、図 4.11(b)は改良深度が 1000 ㎜である。図 4.11(a)より、D200-6 の履歴曲線は、正負の加力方向で明確に非対称な形状を示しているのに対して、D200-8 の履歴曲線はほぼ正負対称の形状となっている。変位振幅 20mm の第 1 サイクルの D200-6 の杭頭荷重は D200-8 の杭頭荷重に比べ、正加力最大変位時で 0.5 倍、負加力最大変位時で 0.9 倍であり、改良範囲の違いで補強効果に差異が見られる。D200-6 に見られる履歴曲線の非対称性と杭頭荷重の低下は、改良範囲が羽根の最大回転直径内であるため、杭の施工で杭周地盤が緩み、その緩みの影響を地盤改良では十分に解消できなかったためと考える。図 4.11(b)より、D1000-8 と D1000-10 の履歴曲線は D200-6 に見られた非対称な形状はなく、ほぼ対称な形状を示している。変位振幅 20mm における D1000-8 の杭頭荷重は D1000-10 に比べ、正加力最大変位時で 0.8 倍、負加力最大変位時で 0.9 倍であり、図 4.11(a)で比較した 2 つの実験ケースに比べて改良範囲の違いによる杭頭荷重の差は小さい。図 4.12 に図 4.11(a)、図 4.11(b)の杭頭荷重－代表変位関係から取り出した骨格曲線を示す。なお図中に第 2 章で実施した地盤改良なしの羽根なし鋼管単杭 ST および羽根付き鋼管単杭 W の実験の結果も示している。図 4.12 から、D200-6 の補強効果は加力方向で異なり、同一変位時の杭頭荷重は負加力で ST 杭と同等になる一方、正方向では W 杭と同等になっている。これに対して、D200-8 の同一変位振幅での杭頭荷重は正方向、負方向のいずれの加力においても変位振幅 20mm までは ST 杭に比べ大きくなっており、杭頭補強による杭周地盤の緩みの影響は改善されている。なお D1000-8 と D1000-10 はいずれも杭頭荷重が ST 杭に比べ大きくなっており、D200-8 に比べ杭頭の周辺地盤の改良による補強効果が明確に大きい。図 4.13～図 4.16 に各実験ケースの第 1 サイクル時、各最大変位振幅における杭頭荷重－代表変位関係を ST 杭、W 杭と比較して示す。図 4.13(a)～(i)に D200-6 の比較を示す。図から履歴形状に着目すると、実験を通じて ST 杭と W 杭は履歴形状が対称な形状を示しているのに対して、D200-6 の履歴形状は正方向加力(第 1 象限)と負方向加力(第 3 象限)で非対称な形状を示しており加力方向による違いが見られ、杭頭荷重は負方向加力では ST 杭、正方向加力では W 杭とほぼ同じ大きさにある。図 4.14(a)～(i)に D200-8 の比較を示す。ここで羽根の最大回転直径(=760mm)は改良範囲の中にある。履歴形状は D200-6 に見られた非対称な形状はなく、実験を通じてほぼ対称形状で推移している。載荷初期の杭頭荷重は ST 杭に比べて大きくなっているが、変位振幅の増加にともないスリップ型の非線形性が生じて、変位振幅 20mm 以降では ST 杭とほぼ同等となった。またスリップする変位量に着目すると D200-6 に比べて D200-8 のスリップ量は小さく、荷重の増加傾向も大きいことから、改良範囲を羽根の最大回転直径より大きくすることで補強効果が増加することが考えられる。図 4.15(a)～(i)に D1000-8、図 4.16(a)～(i)に D1000-10 の比較を示す。両図とも履歴曲線は対称の形状であるとともに、杭頭荷重は実験を通して ST 杭に比べて大きくなっているため、D200-8 に比べ杭頭改良による補強効果

が大きいものの、履歴曲線は変位振幅の増加にともないスリップ型の非線形性を示した。



(a) 改良深度 200mm



(b) 改良深度 1000mm

図 4.11　杭頭荷重－代表変位関係　(代表変位振幅 20mm まで)

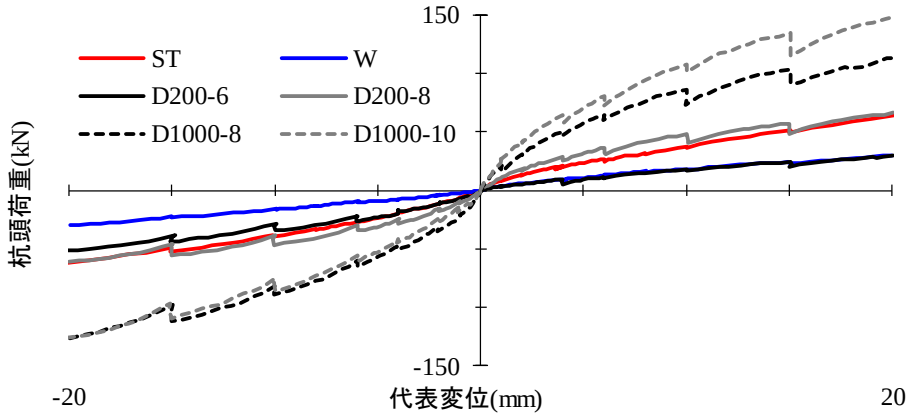
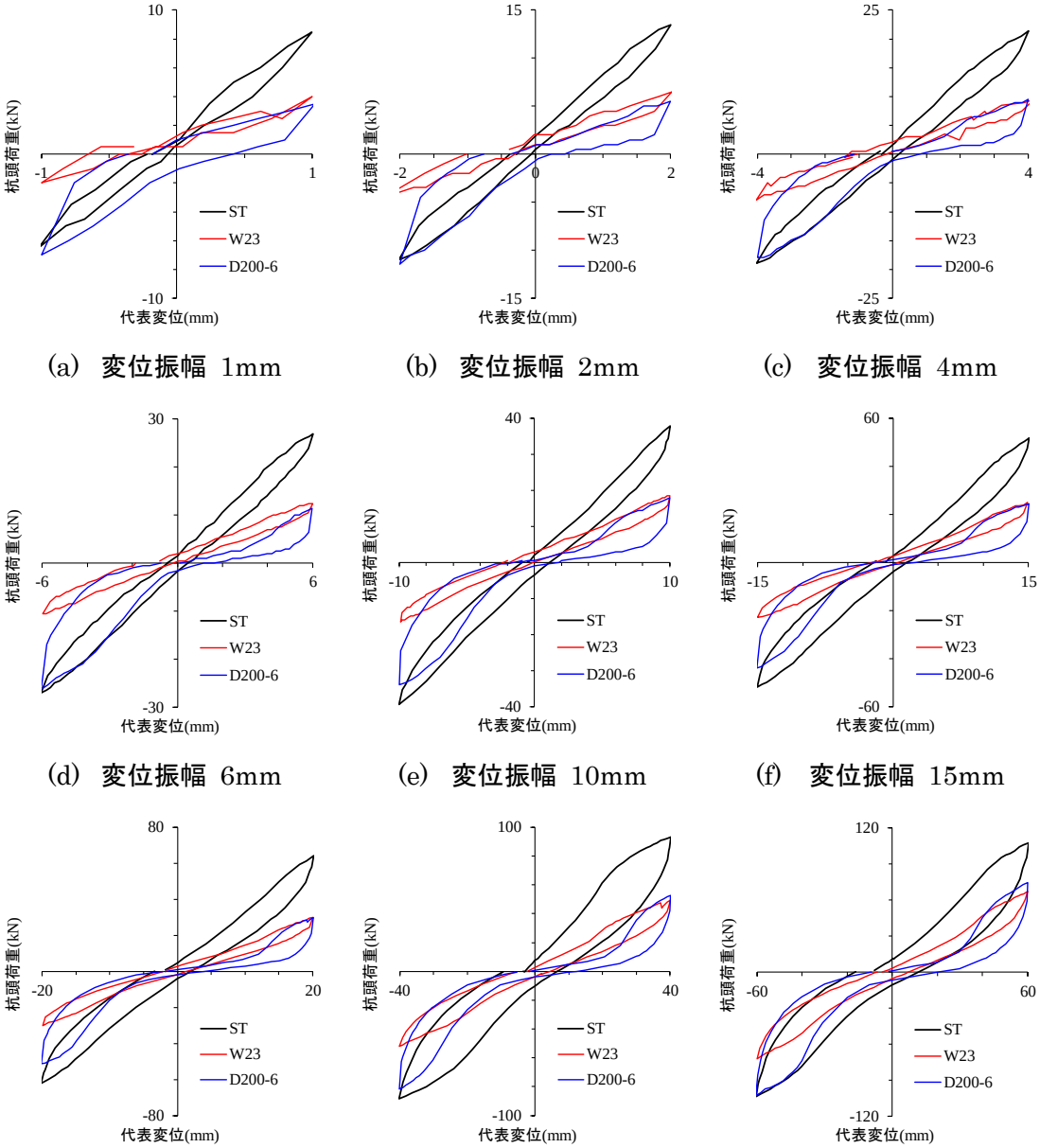


図 4.12　杭頭荷重－代表変位関係の骨格曲線　(代表変位振幅 20mm まで)

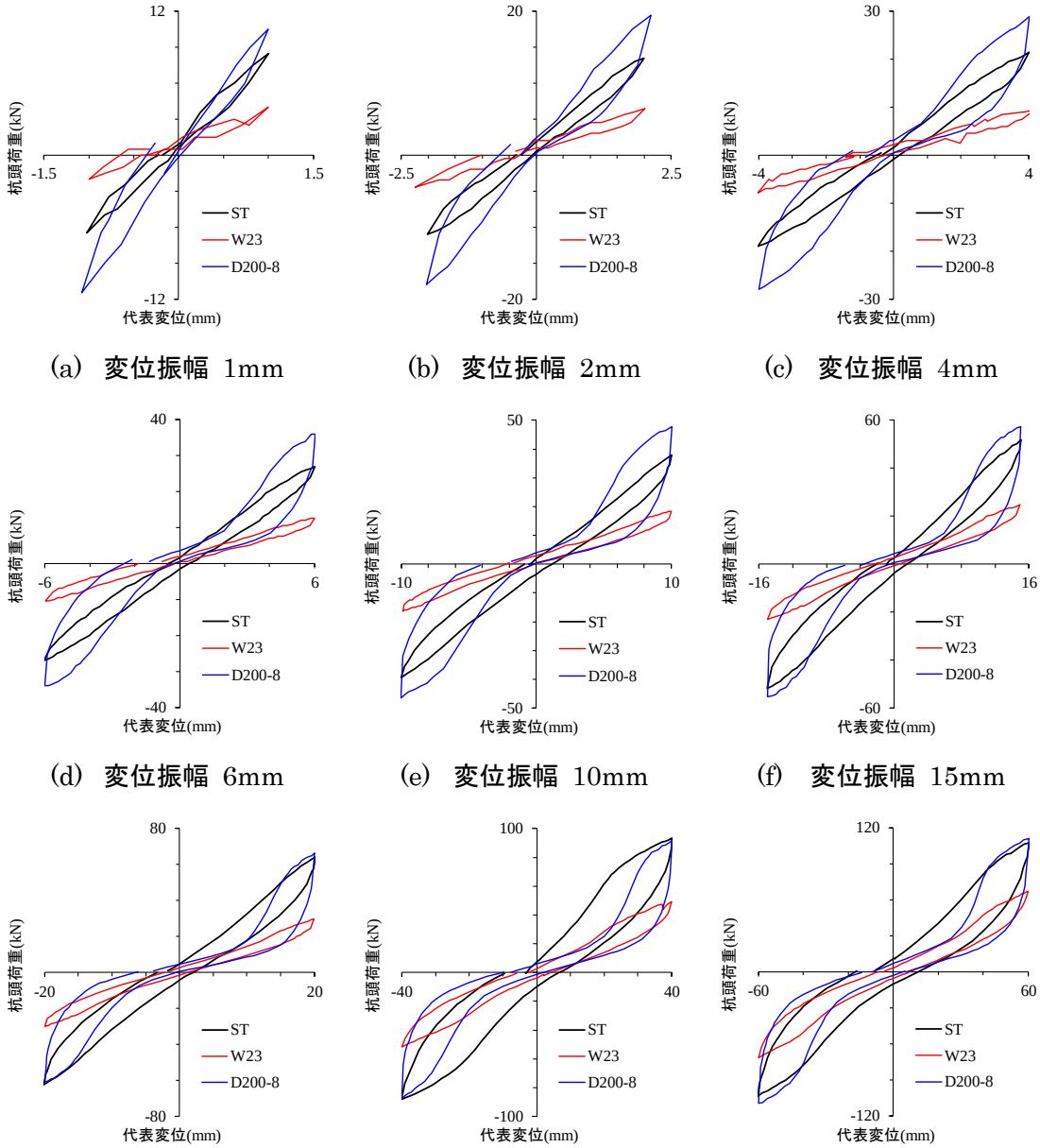


(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 4.13　D200-6 と ST 杭、W 杭の杭頭荷重－代表変位関係の比較
（第 1 サイクル時、各最大変位振幅）

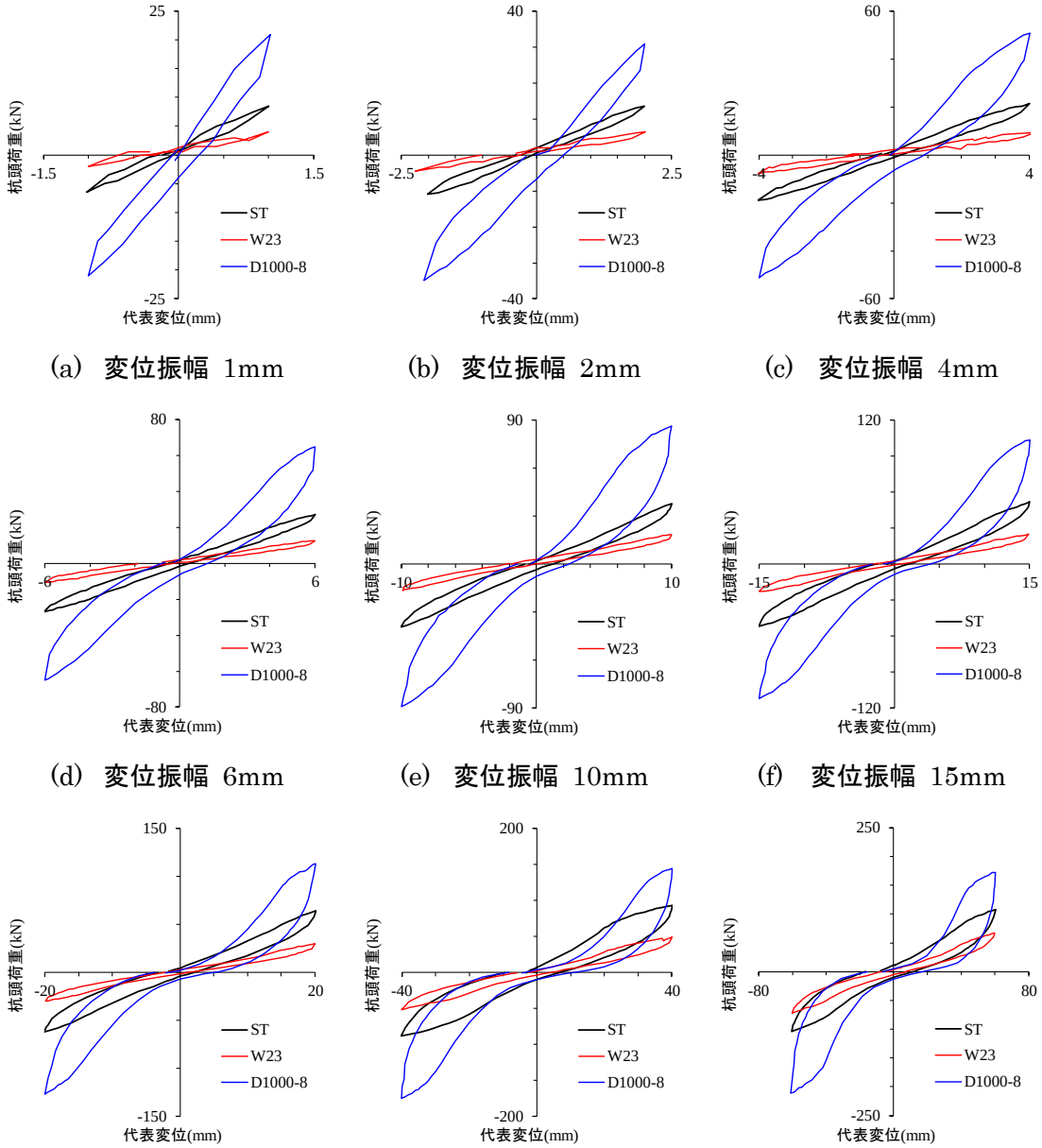


(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 4.14　D200-8 と ST 杭、W 杭の杭頭荷重－代表変位関係の比較
（第 1 サイクル時、各最大変位振幅）

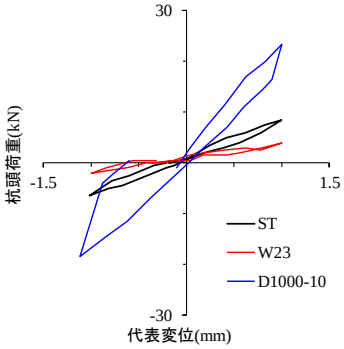


(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

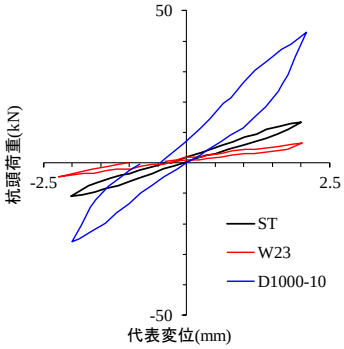
(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

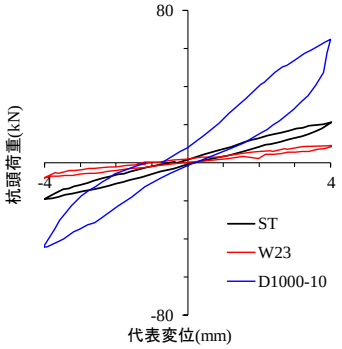
図 4.15　D1000-8 と ST 杭、W 杭の杭頭荷重－代表変位関係の比較
（第 1 サイクル時、各最大変位振幅）



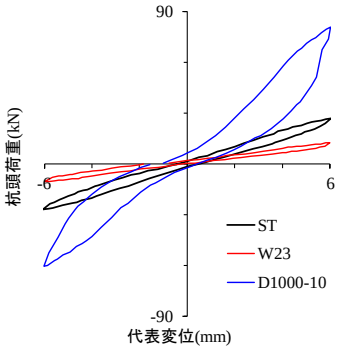
(a) 変位振幅 1mm



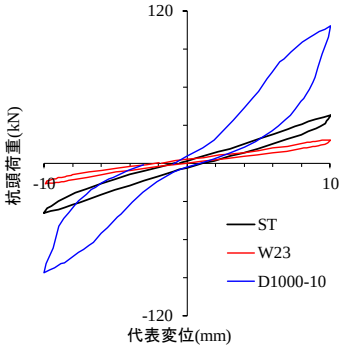
(b) 変位振幅 2mm



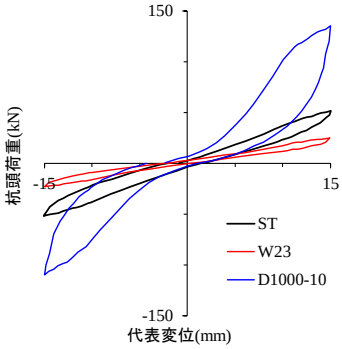
(c) 変位振幅 4mm



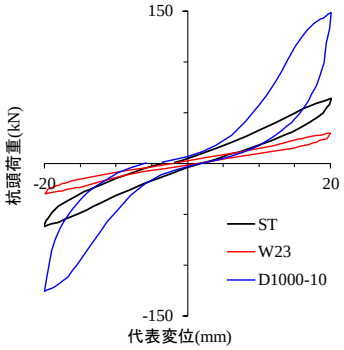
(d) 変位振幅 6mm



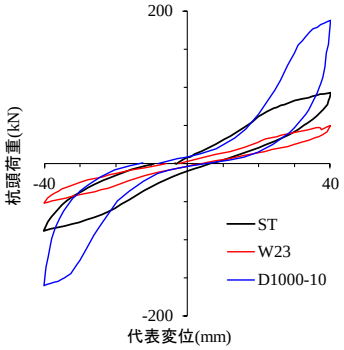
(e) 変位振幅 10mm



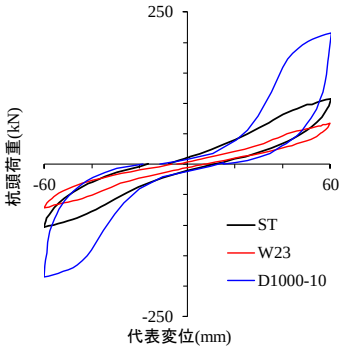
(f) 変位振幅 15mm



(g) 変位振幅 20mm



(h) 変位振幅 40mm



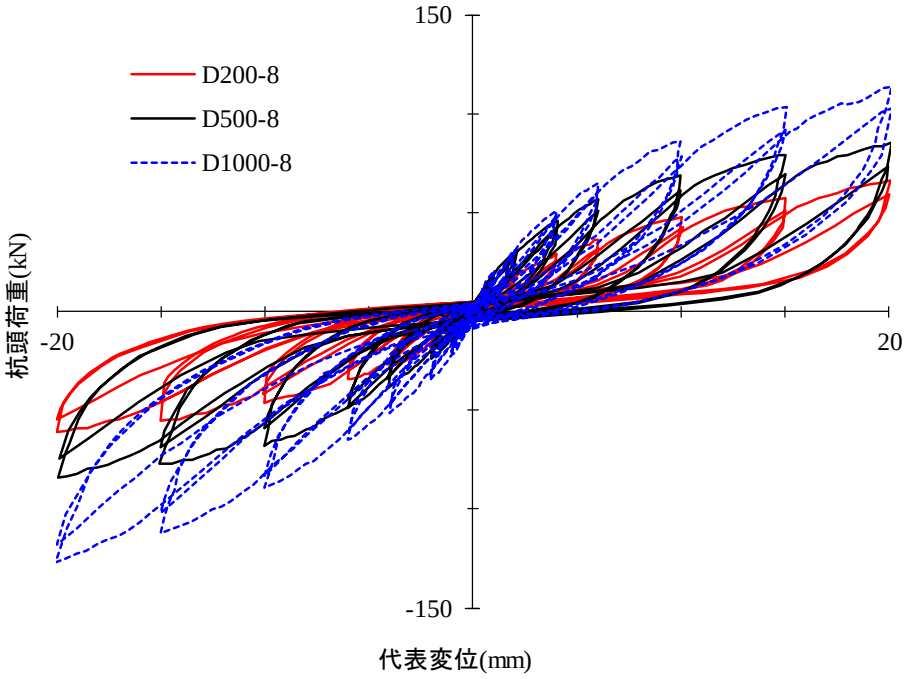
(i) 変位振幅 60mm

図 4.16 D1000-10 と ST 杭、W 杭の杭頭荷重－代表変位関係の比較
（第 1 サイクル時、各最大変位振幅）

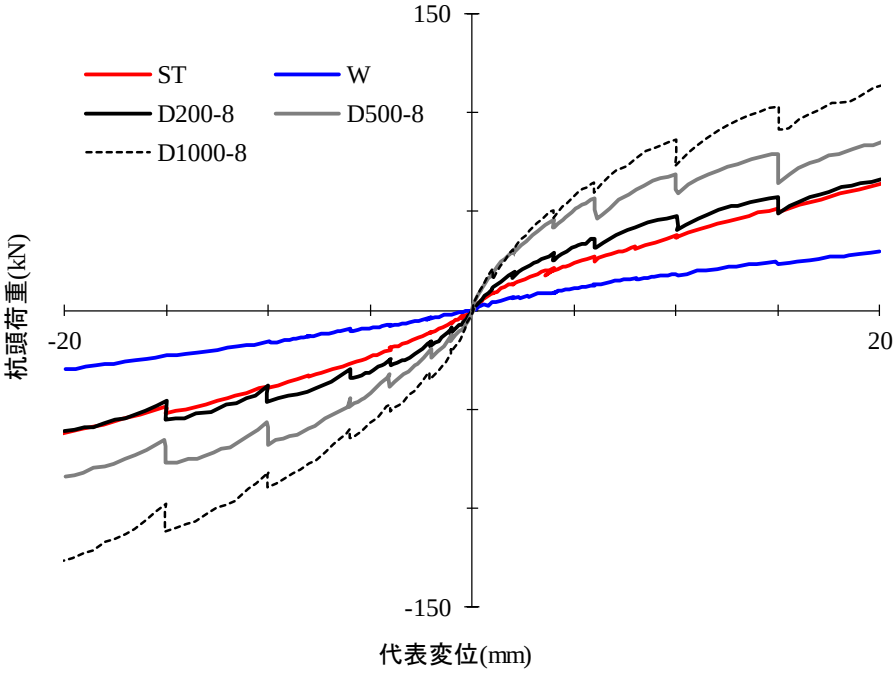
3) 改良深度の違いによる比較

図 4.17(a)に改良範囲が同一(800 ㎜×800 ㎜)で改良深度が異なる実験ケースの変位振幅 20mm までの杭頭荷重－代表変位関係を、図 4.17(b)に図 4.17(a)から取り出した骨格曲線を比較して示す。なお骨格曲線には第 2 章の地盤改良なしの羽根なし鋼管単杭 ST および羽根付き鋼管単杭 W も示している。図 4.17(a)から杭頭荷重－代表変位関係の履歴曲線は、改良深度に関係なくほぼ対称な形状を示している。最も浅い改良深度である D200-8 の杭頭荷重は、ST 杭の杭頭荷重とほぼ同等となっている。また改良深度が深い D500-8 と D1000-8 の杭頭荷重の増加は、D200-8 に対して D500-8 で 1.3 倍、D1000-8 で 1.7 倍となっており、改良深度の増加にともなって杭頭荷重は増加すること、また改良深度が杭径程度とした 200mm の場合でも ST 杭と同等の杭頭荷重にあることから、杭頭改良による水平抵抗の補強効果が見らた。なおこの傾向は負加力でも同様の性状を示している。また図 4.17(b)の骨格曲線からも地盤改良をしたケースの同一変位振幅での杭頭荷重は、ST 杭の杭頭荷重に比べ同等以上となっていること、改良深度が深くなるにともない同一変位振幅での杭頭荷重が増加する傾向にあることから杭頭改良による補強効果の有効性が確認できる。

図 4.18 は変位振幅 60mm までの履歴曲線を示している。図 4.18(a)の杭頭荷重－代表変位関係から、図 4.17(a)と同様に改良深度が深くなるにともない杭頭荷重が増加し、履歴曲線は加力方向に関係なく対称な安定した形状をしている。図 4.18(b)に 図 4.18(a)から取り出した骨格曲線を比較して示す。図から D200-8 の杭頭荷重は変位振幅 20mm 以上から ST 杭と同等で推移している。一方、D500-8 と D1000-8 は変位振幅が増加しても杭頭荷重が ST 杭のそれを上回っているおり、杭頭改良することで大変位振幅域においても杭頭荷重の低下が見られないことから水平抵抗の補強効果の有効性が確認できた。図 4.19 に D200-8、D500-8 および D1000-8 での各最大変位振幅、第 1 サイクル時の杭頭荷重－代表変位関係を比較して示す。杭頭荷重に着目すると、D200-8 は載荷初期から D500-8 と D1000-8 に比べて小さいことから改良深度で補強効果に違いが見られる。また D500-8 は載荷初期には D1000-8 とほぼ同じ杭頭荷重であるものの、変位振幅の増加にともない非線形型の特性が見られて D200-8 の履歴曲線に近似する傾向を示した。なお履歴曲線に生ずる非線形型の特性は、改良深度が深くなるにともない小さくなる傾向が見られる。

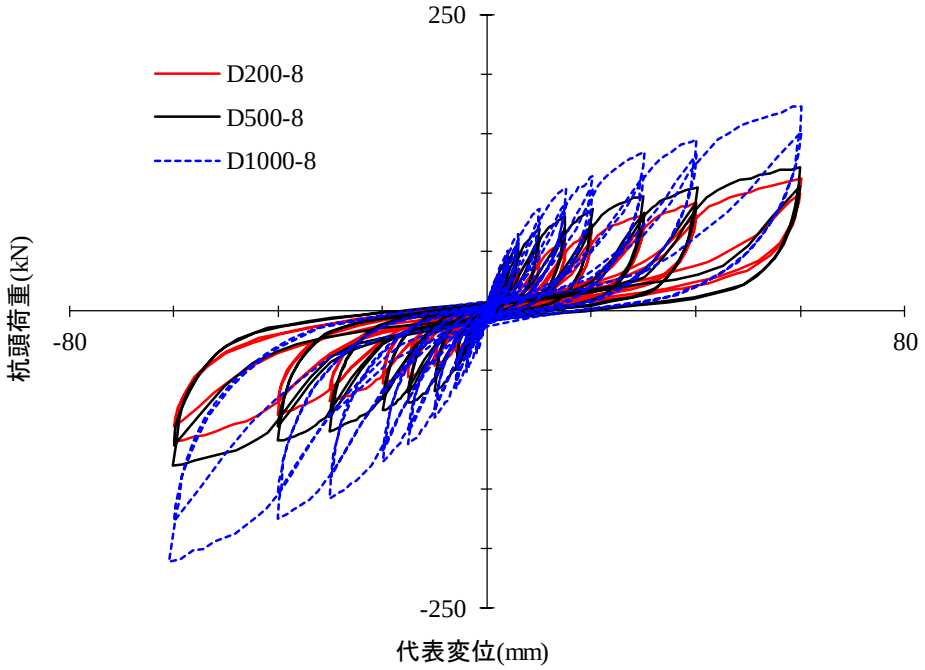


(a) 杭頭荷重ー代表変位関係

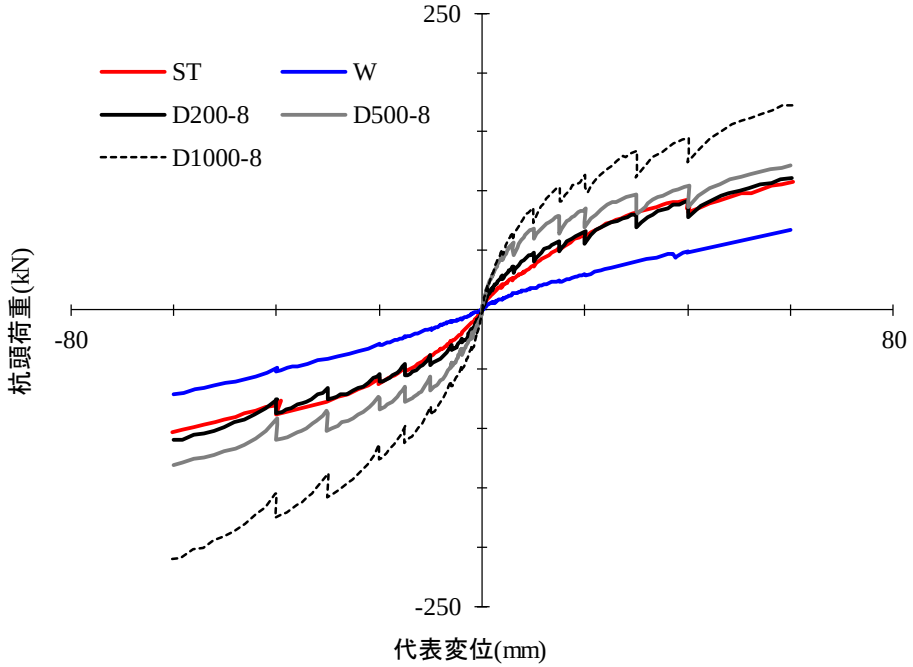


(b) 骨格曲線

図 4.17 改良深度の違いによる比較（変位振幅 20mm まで）
（同一の改良範囲（800mm×800mm））

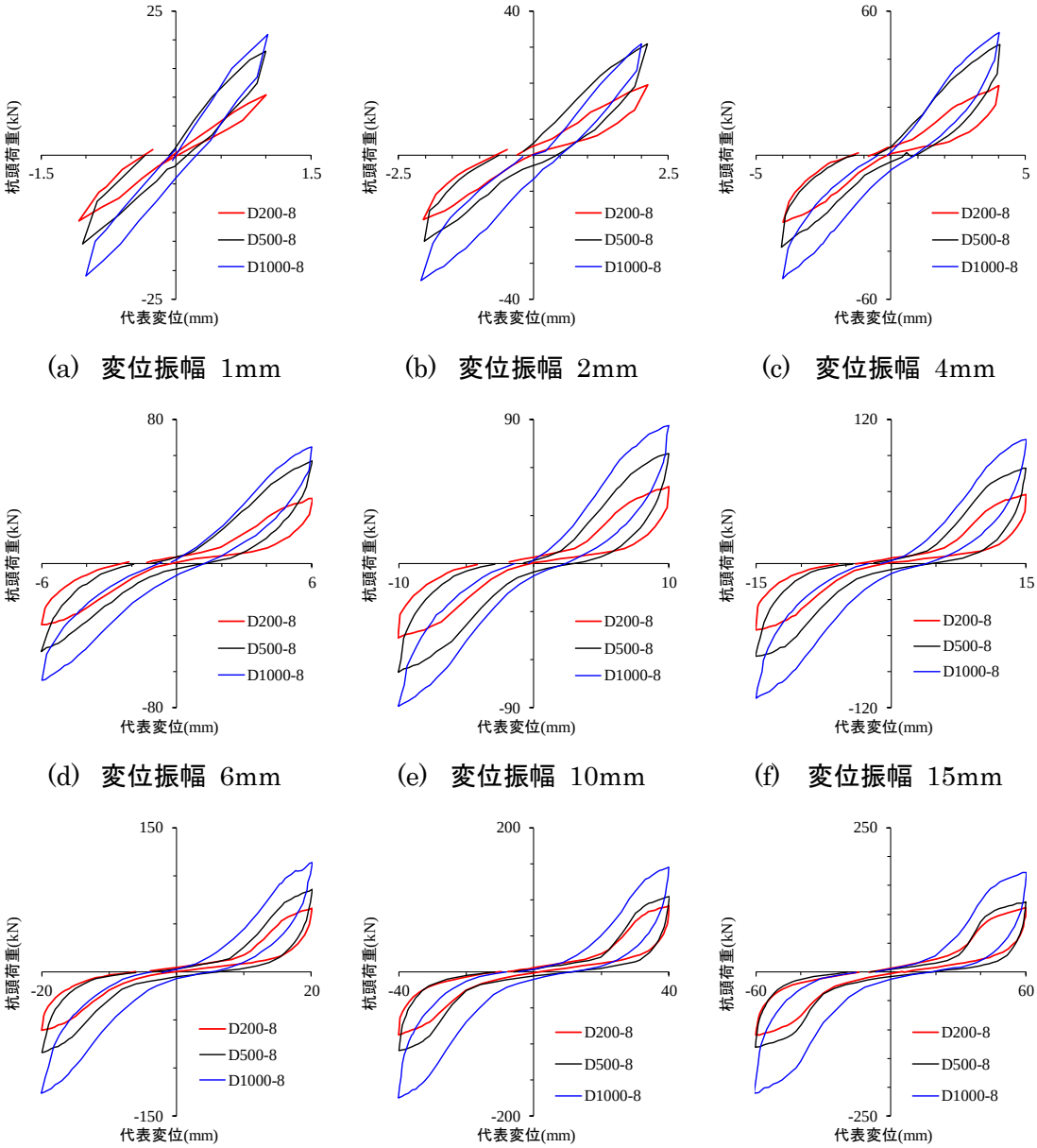


(a) 杭頭荷重－代表変位関係



(b) 骨格曲線

図 4.18　改良深度の違いによる比較（変位振幅 60mm まで）
（同一の改良範囲（800mm×800mm））



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

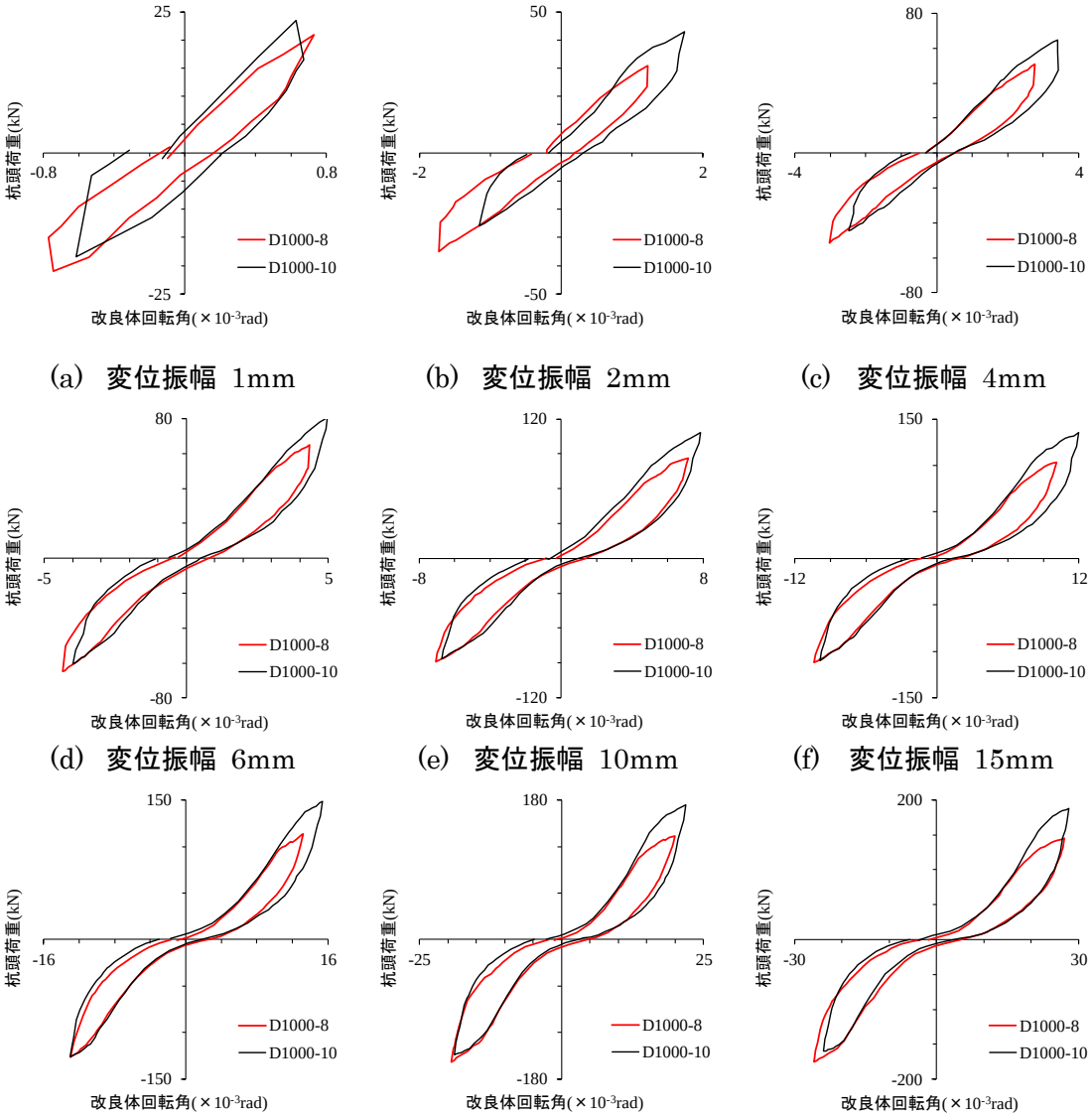
(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 4.19　改良深度の違いによる杭頭荷重－代表変位関係の比較
（第 1 サイクル時の各最大変位振幅）

4) 杭頭荷重－改良体回転角関係

図 4.20 に改良深度が同一で改良範囲が違う実験ケースでの杭頭荷重－改良体回転角関係の比較を示す。図の横軸は改良体の回転角を示し、正方向加力時に改良体が時計回りの回転した時を正としている。なお D200-6 は計測上の理由からは計測していない。図から変位振幅の増加にともない改良体の回転角が増加している。また各変位振幅での履歴曲線は改良範囲に関係なく加力時、除荷時とも同じ履歴性状を示している。図 4.21 は改良範囲が同一で改良深度が違う実験ケースの杭頭荷重－改良体回転角関係の比較を示す。図 4.20 と同様に変位振幅の増加にともない改良体の回転角が増加する。同一杭頭荷重時の改良体回転角に着目すると、改良深度が深くなるにともない改良体の回転角は小さくなっており、改良深度の違いにより回転角に差が見られた。以上から、改良深さが深くなるにともない改良体の回転角が小さくなる一方、同一改良深度で改良範囲を 800mm と 1000mm の違いでは改良体の回転角への影響は小さいと考える。



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 30mm　(i) 変位振幅 40mm

図 4.20　改良範囲の違いによる杭頭荷重－改良体回転角関係の比較
(同一改良深度、第 1 サイクル時の各最大変位振幅)

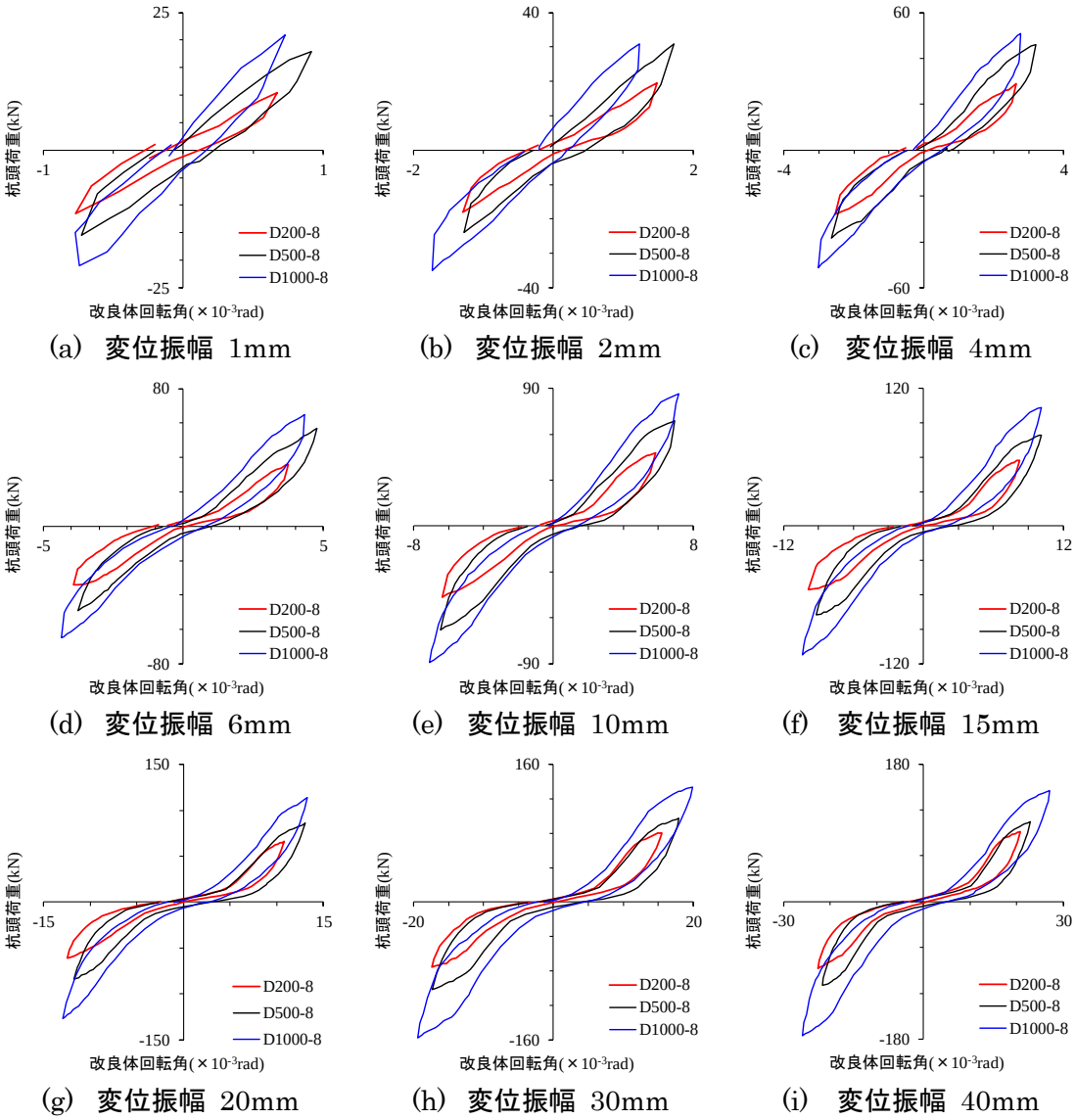
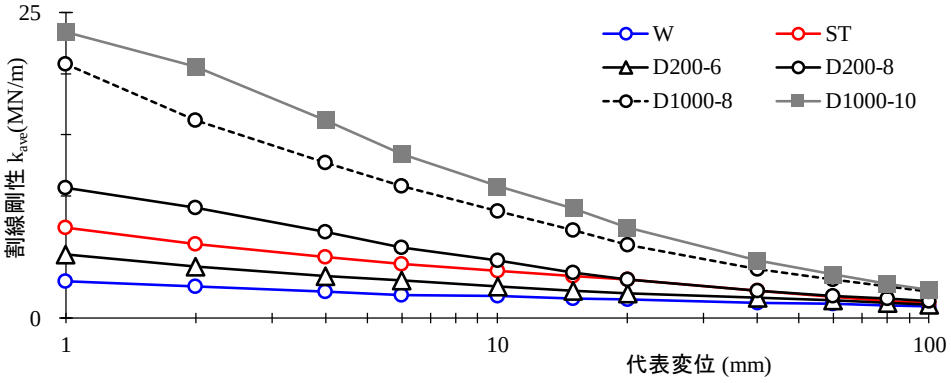


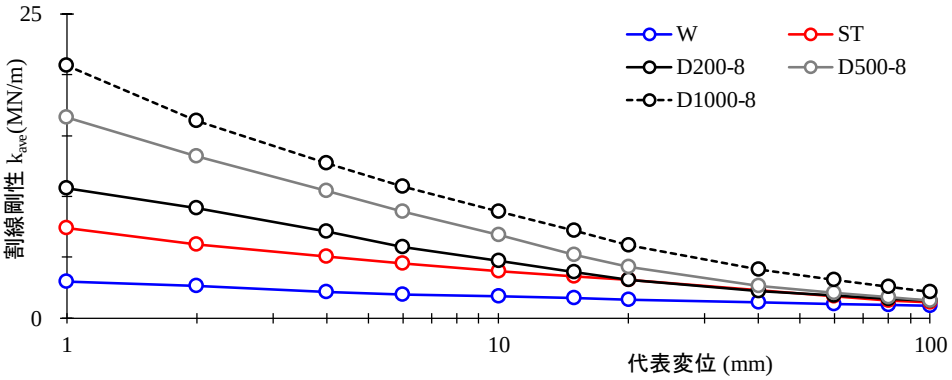
図 4.21　改良深度の違いによる杭頭荷重－改良体回転角関係の比較
（同一改良範囲、第 1 サイクル時の各最大変位振幅）

4.3.2　杭頭荷重－代表変位関係の割線剛性

図 4.22 に各実験ケースについて、杭頭荷重－代表変位における地表面での割線剛性と代表変位の関係を示す。割線剛性は第 2 章と同等の方法で算定している。割線剛性は正負最大変位時での第 1 サイクル時の杭頭荷重と代表変位により算定し、また杭頭荷重－代表変位の履歴曲線が非対称になった場合を考慮して正負それぞれの加力方向で算定した割線剛性を平均している。なお図の縦軸は割線剛性を実数軸で、横軸は代表変位を対数軸で示した。図 4.22(a)に改良範囲の違いによる比較を示す。図より改良範囲に関係なく各実験ケースとも変位振幅の増加にともない割線剛性は低下しており変位依存性が見られる。改良範囲が広くなると割線剛性が大きくなる傾向を示し、変位振幅 10mm における割線剛性は、D200-6 に対して D200-8 で 1.81 倍、D1000-8 に対する D1000-10 で 1.23 倍となった。なお D200-6 の割線剛性は実験を通して ST 杭の割線剛性を下回る結果となっていることから、補強効果を有効に発現させるためには、改良範囲を羽根の最大回転直径より大きくする必要がある。図 4.22(b)に改良深度の違いによる比較を示す。図 4.22(a) と同様に改良深度に関係なく各実験ケースとも変位振幅の増加にともない割線剛性は低下しており変位依存性が見られる。改良深度が深くなるにともない割線剛性は大きくなり、変位振幅 10mm における割線剛性は、D200-8 に対して D500-8 で 1.45 倍、D1000-8 で 1.81 倍となり、改良範囲を羽根の最大回転直径より大きくした場合では、改良深度が深くなるにともない割線剛性は大きくなる。また改良深度が最も浅い D200-8 でも実験を通して ST 杭の割線剛性に比べ大きくなっている。図 4.23 は ST 杭の割線剛性に対する各実験ケースの割線剛性比を示す。変位振幅 10mm に着目すると、割線剛性比は W 杭で 0.46 倍、D200-6 で 0.67 倍となったのに対して、それ以外の実験ケースでは 1.22 倍～2.80 倍と割線剛性比が増加している。また D200-6 の割線剛性比は変位振幅の増加にともない微増していく傾向を示した一方、他の実験ケースでは変位振幅の増加にともない割線剛性比が低下する傾向を示しており、改良領域の違いにより変位依存性に差が見られた。



(a) 改良範囲の違いによる比較



(b) 改良深度の違いによる比較

図 4.22　割線剛性と代表変位の関係

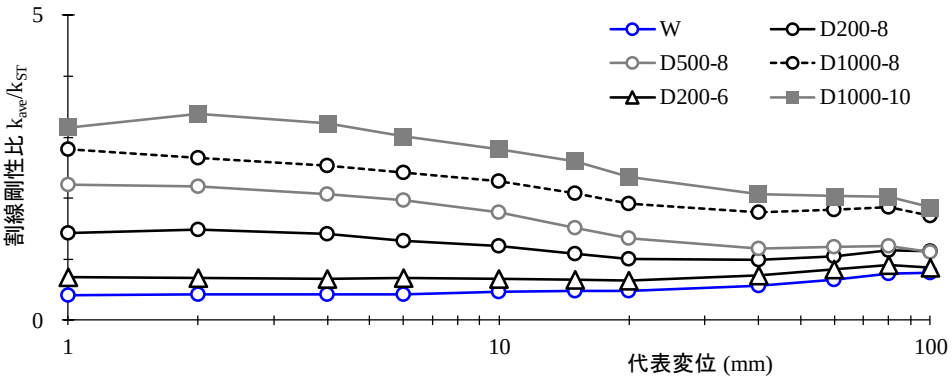
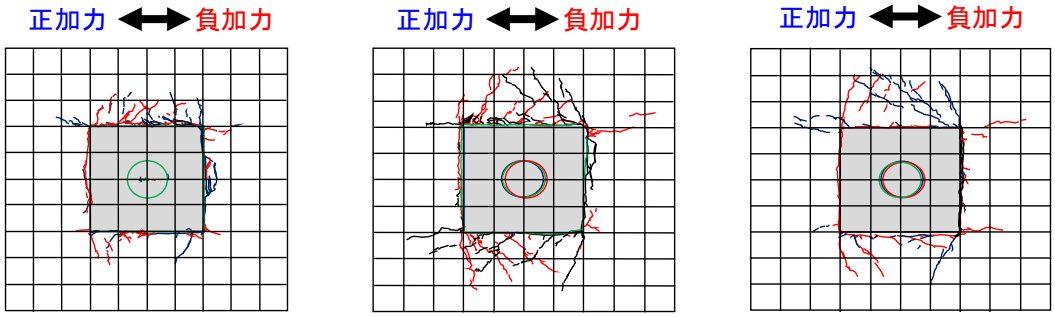


図 4.23　割線剛性比と代表変位の関係

4.3.3　地盤変状

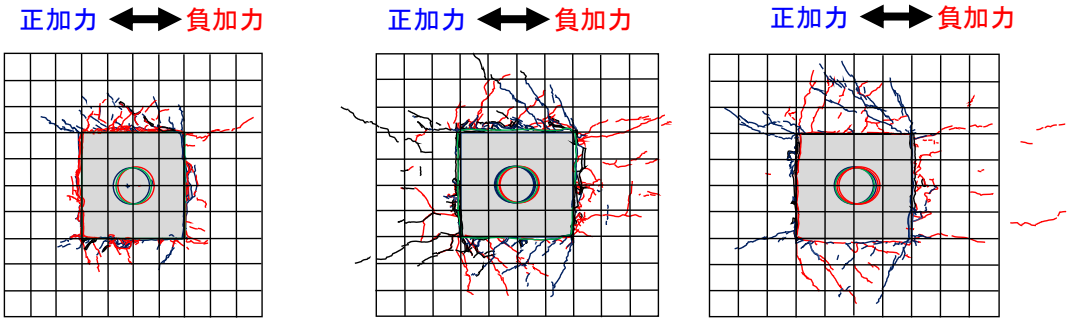
図 4.24(a)～(e)に同一改良範囲で改良深度の違いによる地表面ひび割れの比較を示す。図の地表面のひび割れは負方向加力、第 1 サイクル時の最大変位振幅 10mm、20mm、40mm、60mm、80mm におけるひび割れを示している。ひび割れの出現は、変位振幅の増加にともない増大する傾向を示している。改良深度に着目すると、改良深度が深くなるにともない、ひび割れの出現量が増大するとともに、ひび割れの出現する範囲が広くなる傾向を示している。また加力直交方向に着目すると、D200-8 は改良体近傍の地盤面にひび割れが集中して出現しているのに対して、D500-8 と D1000-8 に発生する地盤面のひび割れは D200-8 に比べて加力直交方向にも広範囲に出現しており、改良深度の違いにより地表面に出現するひび割れ量とその出現する範囲に違いが見られる。図 4.25(a)～(e)に同一改良深度で改良範囲の違いによる地表面ひび割れの比較を示す。ここで D200-6 は実験上の理由でひび割れの記録をしていないため、ここでは D1000-8 と D1000-10 を比較する。ひび割れの出現は変位振幅の増加にともない増大する傾向を示している。改良範囲の違いに着目すると、ひび割れの出現量は D1000-8 に比べ D1000-10 の方が多い。またひび割れの出現範囲は D1000-8 に比べ D1000-10 の方が広い範囲まで出現しており、改良範囲の違いにより地表面に出現するひび割れ量とその出現する範囲に違いが見られる。なお D1000-10 のひび割れの出現範囲は、変位振幅 10mm 時には既にメッシュで示す観察範囲を超えている。



D200-8　　D500-8　　D1000-8

図 4.24(a)　改良深度の違いによる地表面ひび割れの比較

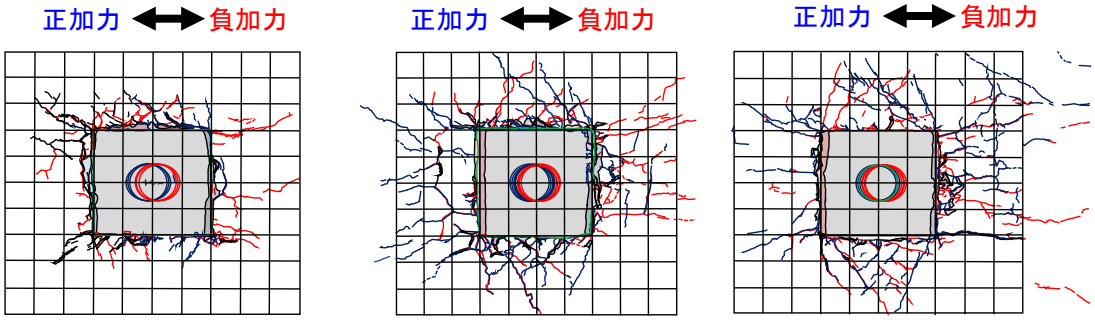
（負方向加力、第 1 サイクルの最大変位振幅 10mm 時）



D200-8　　D500-8　　D1000-8

図 4.24(b)　改良深度の違いによる地表面ひび割れの比較

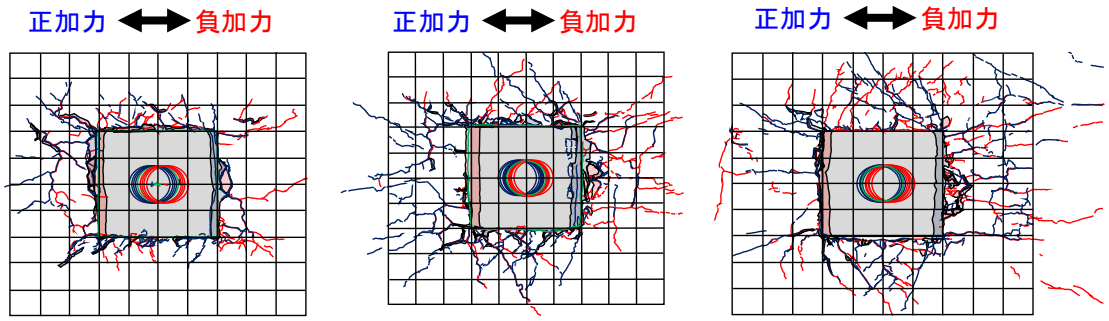
（負方向加力、第 1 サイクルの最大変位振幅 20mm 時）



D200-8　　D500-8　　D1000-8

図 4.24(c)　改良深度の違いによる地表面ひび割れの比較

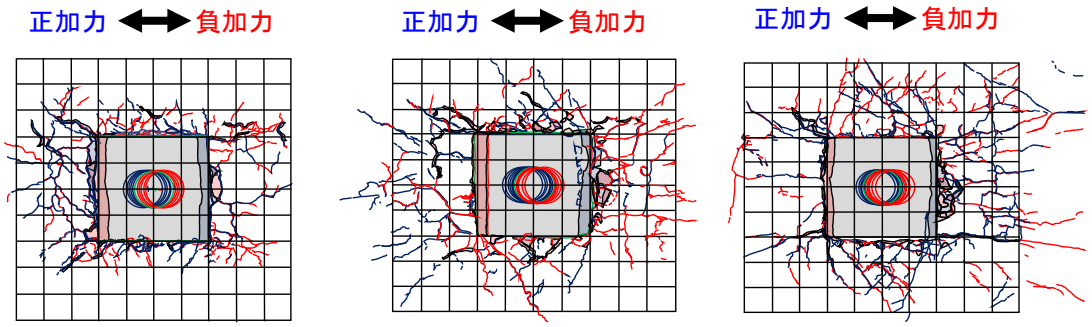
（負方向加力、第 1 サイクルの最大変位振幅 40mm 時）



D200-8　　D500-8　　D1000-8

図 4.24(d)　改良深度の違いによる地表面ひび割れの比較

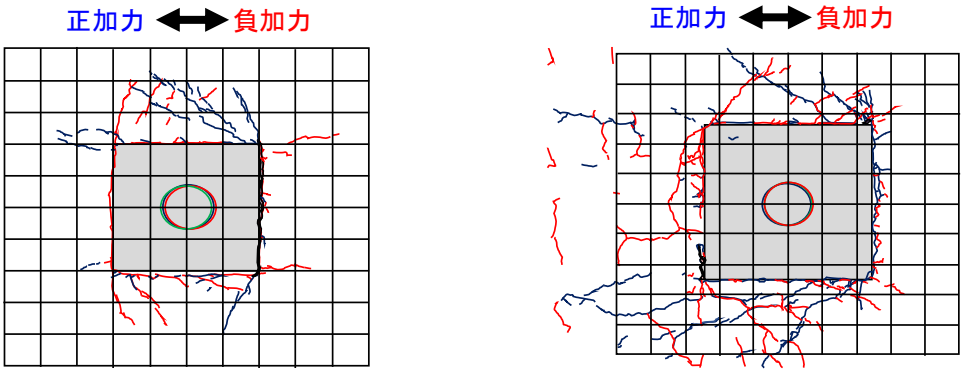
（負方向加力、第 1 サイクルの最大変位振幅 60mm 時）



D200-8　　D500-8　　D1000-8

図 4.24(e)　改良深度の違いによる地表面ひび割れの比較

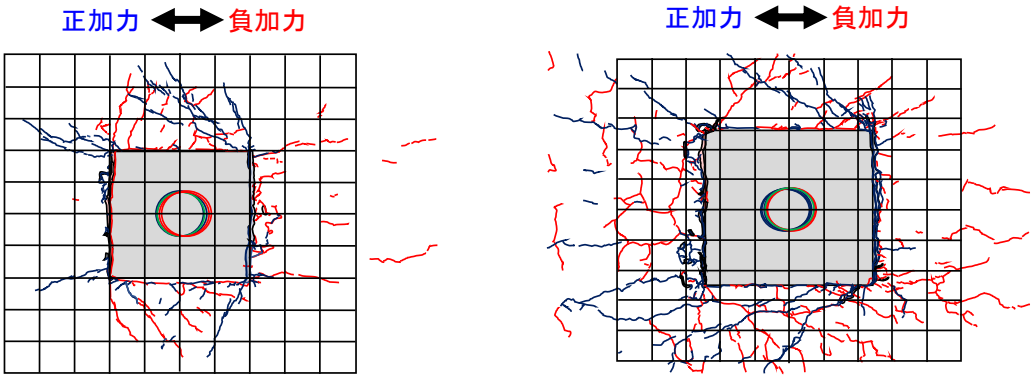
（負方向加力、第 1 サイクルの最大変位振幅 80mm 時）



D1000-8　　D1000-10

図 4.25(a)　改良範囲の違いによる地表面ひび割れの比較

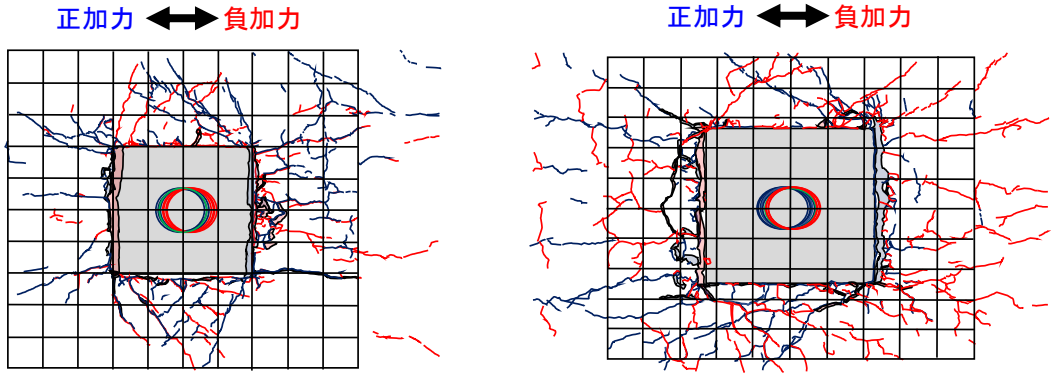
（負方向加力、第 1 サイクルの最大変位振幅 10mm 時）



D1000-8　　D1000-10

図 4.25(b)　改良範囲の違いによる地表面ひび割れの比較

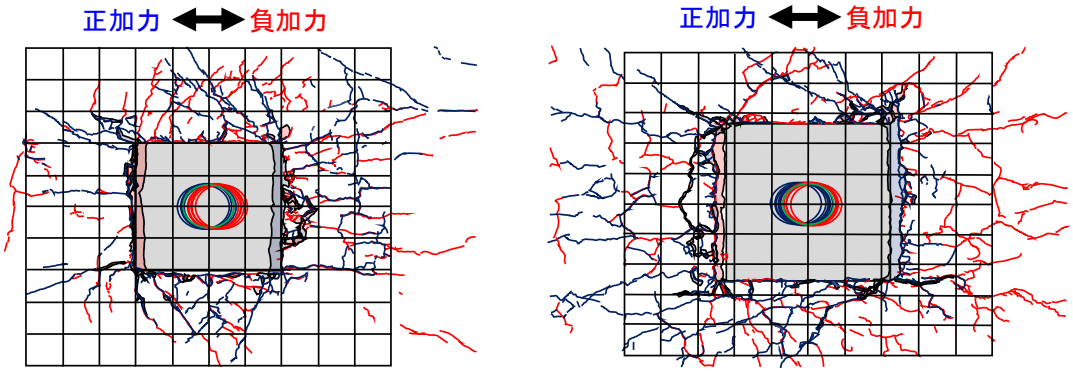
（負方向加力、第 1 サイクルの最大変位振幅 20mm 時）



D1000-8　　D1000-10

図 4.25(c)　改良範囲の違いによる地表面ひび割れの比較

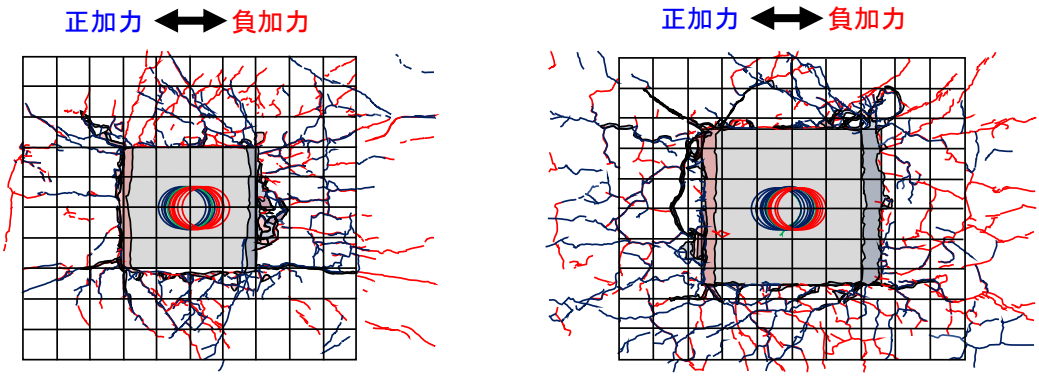
（負方向加力、第 1 サイクルの最大変位振幅 40mm 時）



D1000-8　　D1000-10

図 4.25(d)　改良範囲の違いによる地表面ひび割れの比較

（負方向加力、第 1 サイクルの最大変位振幅 60mm 時）



D1000-8　　D1000-10

図 4.25(e)　改良範囲の違いによる地表面ひび割れの比較

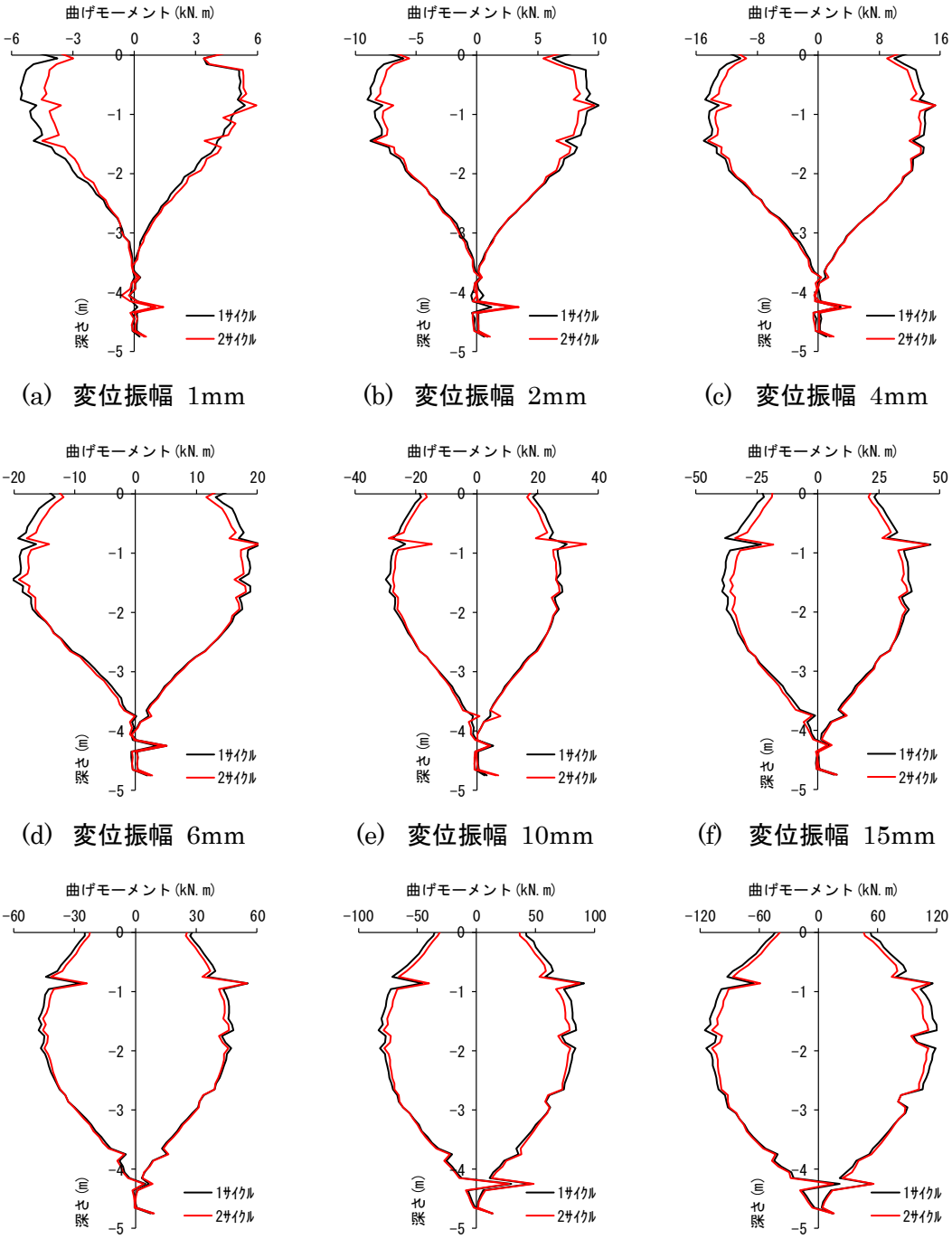
（負方向加力、第 1 サイクルの最大変位振幅 80mm 時）

4.3.4　曲げモーメント分布

1) 加力サイクルの違いによる曲げモーメント分布の比較

4.3.1 節に示した杭頭荷重－代表変位関係では、第 1 サイクルと第 2 サイクルの履歴曲線に違いが見られた。そのため曲げモーメント分布においても加力サイクルの違いによる影響が考えられるため、本節ではその有無について確認する。

杭の曲げモーメントは鋼管内面に貼付したひずみゲージのひずみから算出した。なお D200-6 は実験上の理由から鋼管内面にひずみゲージを貼付していない。図 4.26～図 4.29 に各実験ケースにおける各最大変位振幅時での第 1 サイクルと第 2 サイクルの曲げモーメント分布を比較して示す。図 4.26～図 4.29 からいずれの実験ケースも載荷初期においては第 1 サイクルと第 2 サイクルの曲げモーメント分布形状に違いが見られるものの、変位振幅の増加にともないほぼ同じ分布形状を示していることから、加力サイクルの違いによる曲げモーメント分布への影響は小さいと判断し、次節以降は第 1 サイクルの曲げモーメント分布により考察を行うことにする。

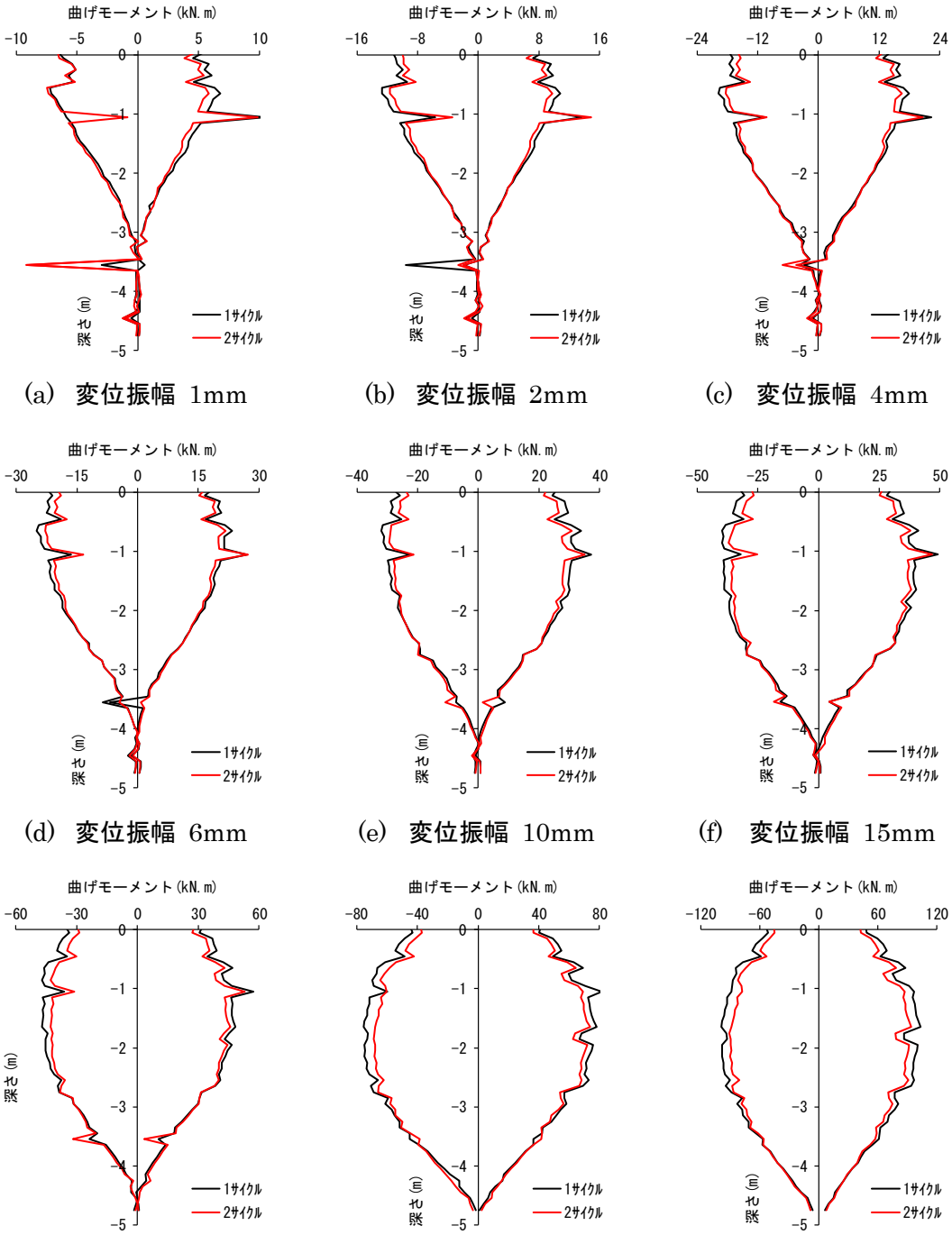


(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 4.26　D200-8 の加力サイクルの違いによる曲げモーメント分布の比較

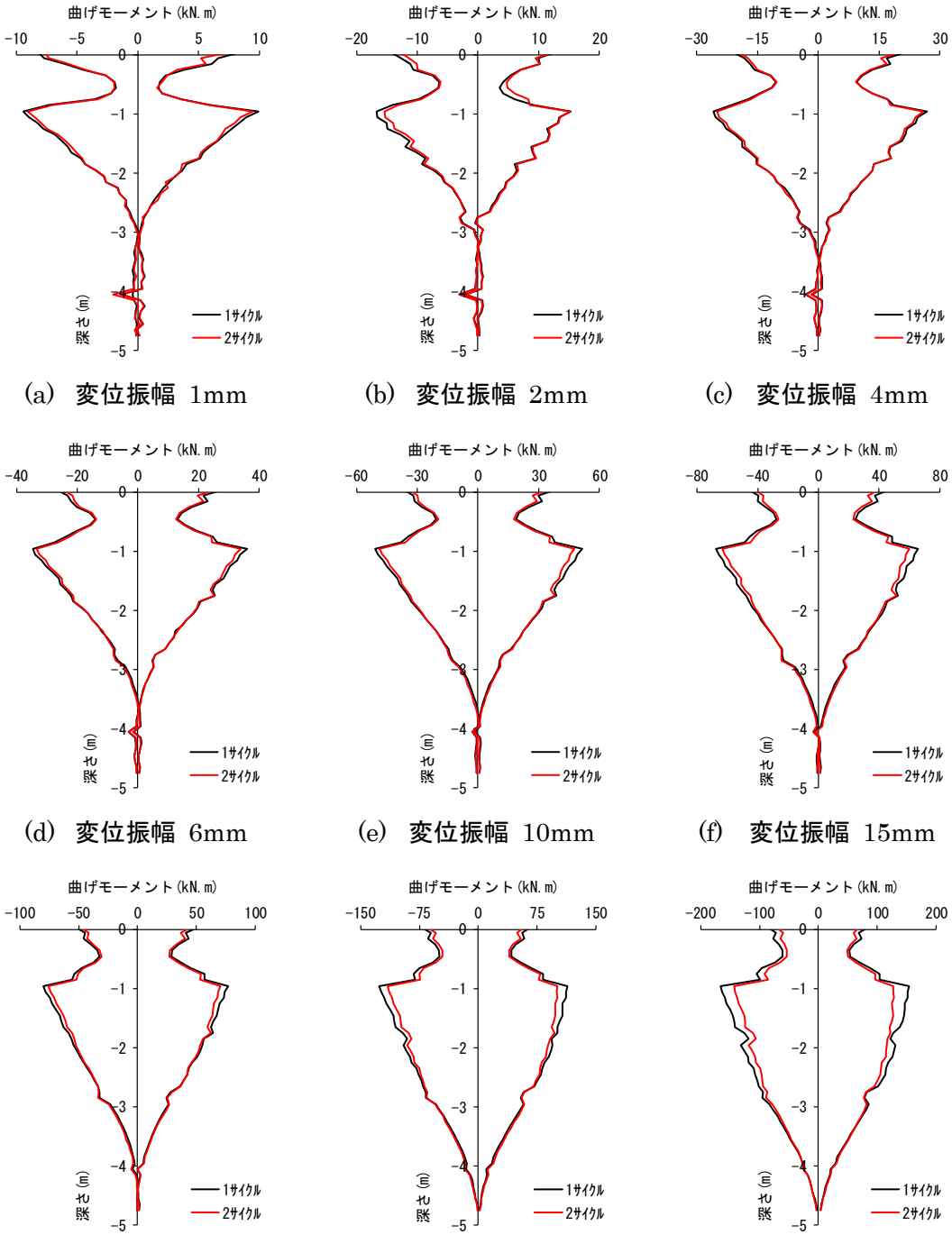


(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 4.27　D500-8 の加力サイクルの違いによる曲げモーメント分布の比較

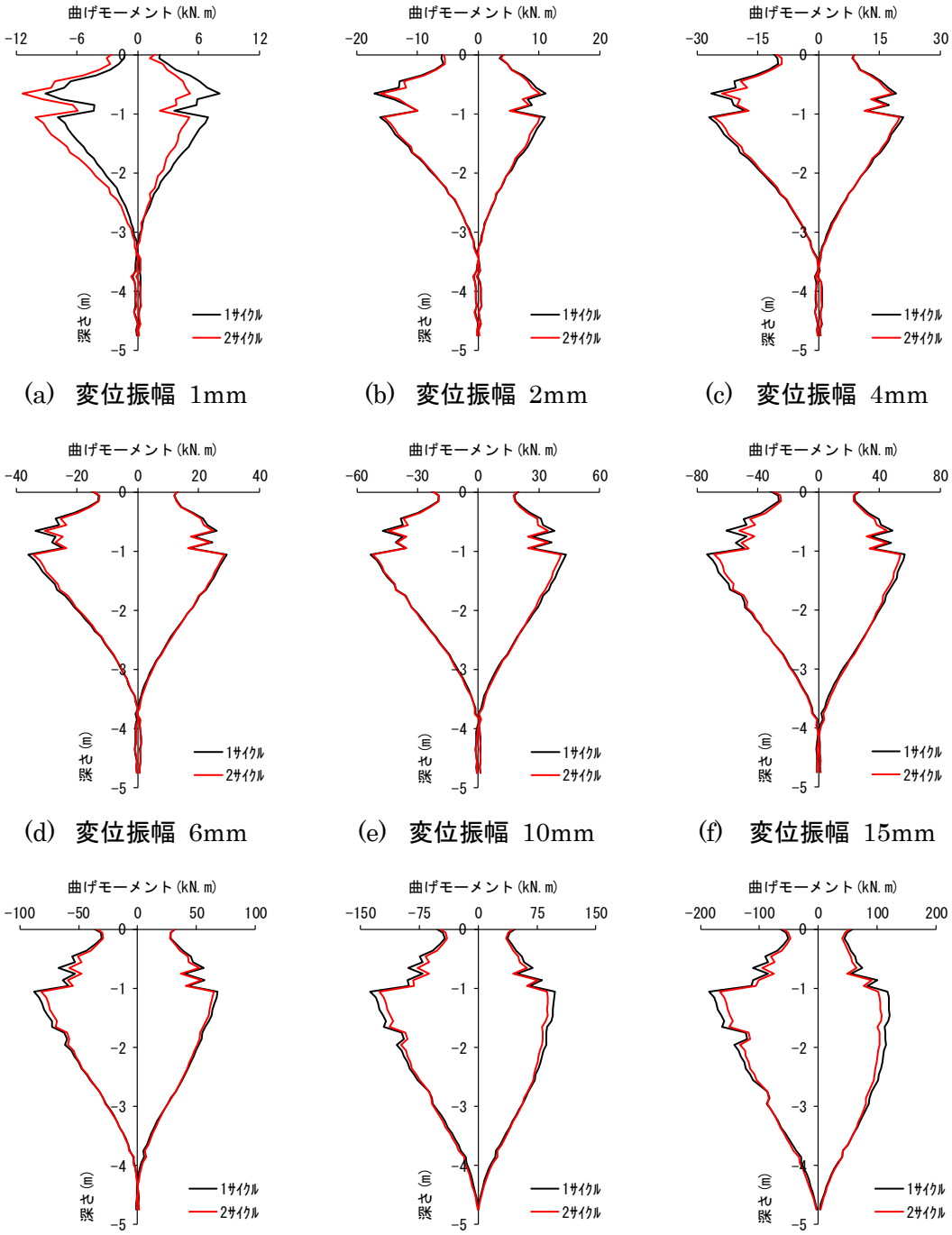


(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 4.28　D1000-8 の加力サイクルの違いによる曲げモーメント分布の比較



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

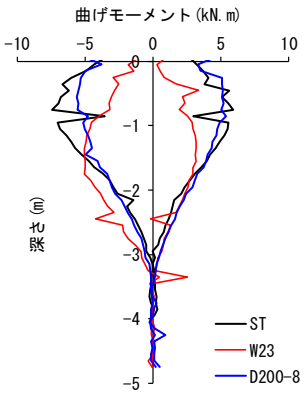
(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

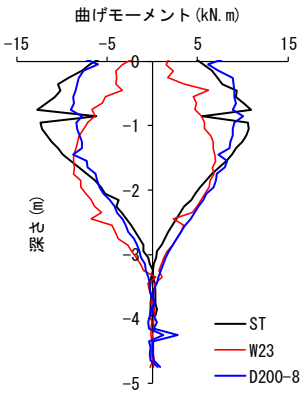
図 4.29　D1000-10 の加力サイクルの違いによる曲げモーメント分布の比較

2) 杭頭改良の有無による曲げモーメント分布の比較

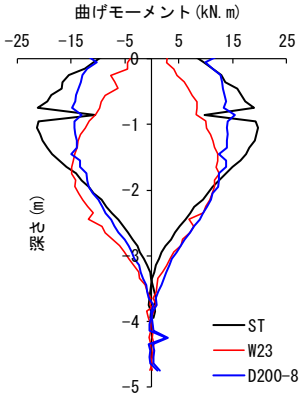
図 4.30～図 4.33 に杭頭改良した実験ケースと杭頭改良なし杭の曲げモーメント分布を比較して示す。なお杭頭改良なし杭は、第 2 章の羽根なし鋼管単杭 ST と羽根付き鋼管単杭 W23 とした。また曲げモーメント分布は全ての実験ケースで第 1 サイクル時の各最大変位振幅で比較している。図 4.30(a)～(i)に D200-8 の曲げモーメント分布の比較を示す。図から改良の有無に関係なく変位振幅の増加にともない曲げモーメントが増大している。曲げモーメント分布の形状は改良の有無と杭種による違いが見られる。杭に発生する最大曲げモーメントは、ST 杭が実験を通して最も大きく、D200-8 と W23 はほぼ同じ最大曲げモーメントになっている。また ST 杭と D200-8 の最大曲げモーメントの発生深度は、載荷初期には W23 杭より浅い深度で発生しているが、変位振幅の増加にともない ST 杭、D200-8 とも最大曲げモーメントの発生深度が深くなる傾向となっており、変位振幅 60mm 時には改良の有無による違いはほぼ見られない。地表面付近の曲げモーメントに着目すると、W23 杭の曲げモーメントが載荷初期から変位振幅 10mm 程度まで最も小さいものの、変位振幅の増加にともない ST 杭と D200-8 は W23 杭の曲げモーメント分布に漸近する傾向を示している。図 4.31(a)～(i)に D500-8 の曲げモーメント分布の比較を示す。図から D500-8 の曲げモーメント分布形状、最大曲げモーメントとその発生深度の傾向は、D200-8 と同様の性状を示している。図 4.32(a)～(i)に D1000-8 の曲げモーメント分布の比較を示す。図から改良の有無に関係なく変位振幅の増加にともない曲げモーメントが増大している。改良体内の曲げモーメント分布に着目すると、載荷初期から分布形状は改良体内で急激な変化が見られ、改良体の底面付近で最大曲げモーメントを生じる分布形状となっている。また改良体底面の最大曲げモーメントは、変位振幅 60mm まで ST 杭より大きく、改良深度が浅い D200-8、D500-8 の曲げモーメント分布に対し明確な違いが見られる。図 4.33(a)～(i)に D1000-10 の比較を示す。D1000-10 の曲げモーメント分布形状、最大曲げモーメントとその発生深度は D1000-8 と同様の傾向を示している。以上から、改良深度が深くなるにともない、改良体内の杭の曲げモーメント分布に急激な変化が生じること、また改良深度の底面付近で最大曲げモーメントとなる分布形状を示しており、改良深度の違いにより曲げモーメント分布形状に明確な差が見られた。図 4.34～図 4.37 に杭頭改良した各実験ケースについて正方向加力、第 1 サイクル時の各変位振幅における最大曲げモーメントと代表変位の関係、また最大曲げモーメントの発生深度と代表変位の関係を示す。なお図中には杭頭改良なしの ST 杭と W23 杭の実験結果も示した。最大曲げモーメントと代表変位の関係から、杭頭改良した全ての実験ケースは、同一変位振幅で改良なし W23 杭の最大曲げモーメントに比べ大きくなっている。また最大曲げモーメントの発生深度は、杭頭改良した全ての実験ケースは、ST 杭と W23 杭より浅い深度で生じている。



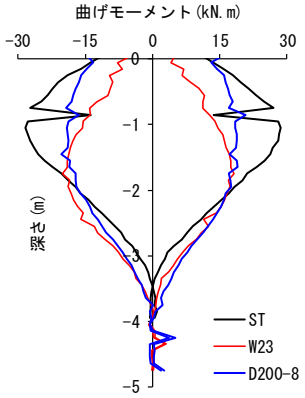
(a) 変位振幅 1mm



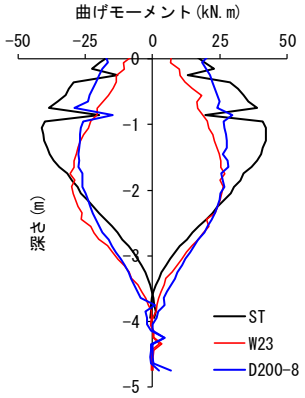
(b) 変位振幅 2mm



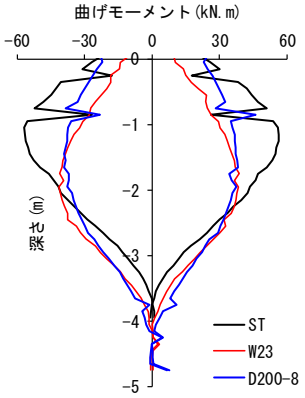
(c) 変位振幅 4mm



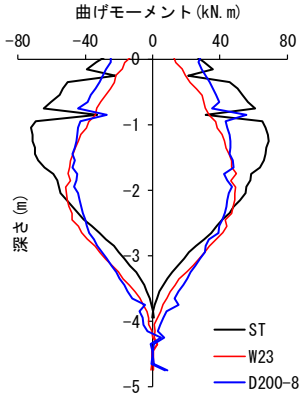
(d) 変位振幅 6mm



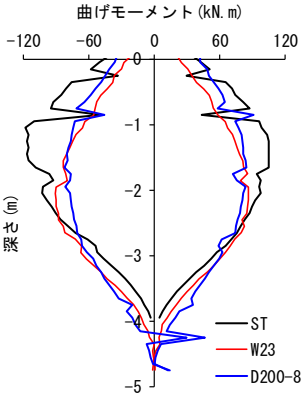
(e) 変位振幅 10mm



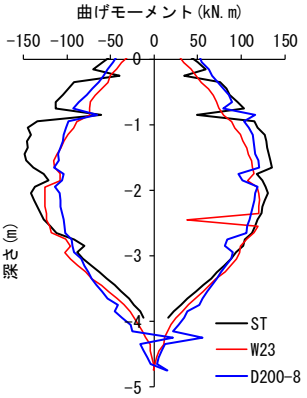
(f) 変位振幅 15mm



(g) 変位振幅 20mm



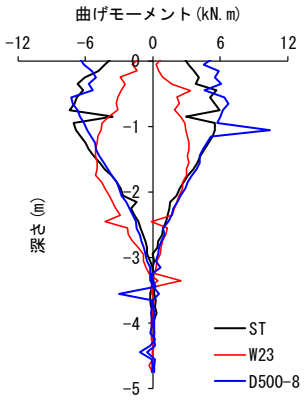
(h) 変位振幅 40mm



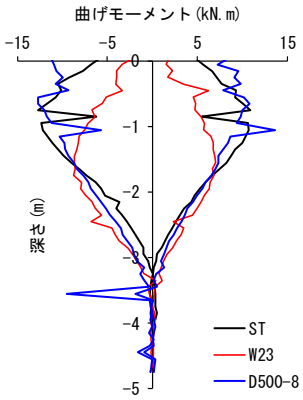
(i) 変位振幅 60mm

図 4.30 改良の有無による曲げモーメント分布の比較

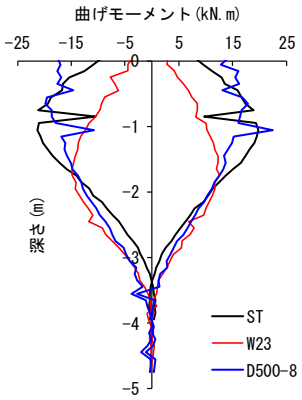
(D200-8)



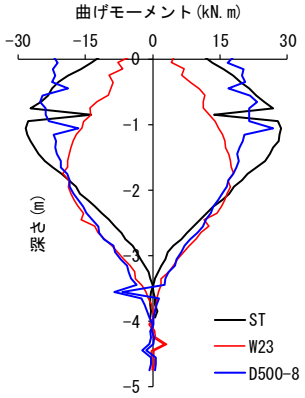
(a) 変位振幅 1mm



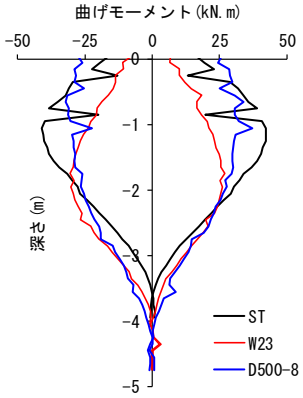
(b) 変位振幅 2mm



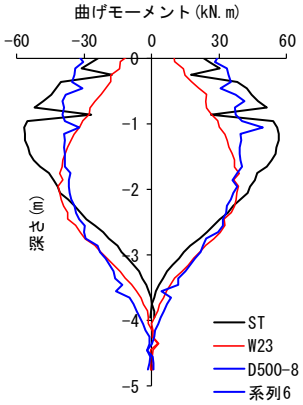
(c) 変位振幅 4mm



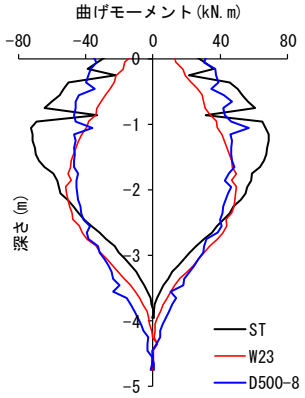
(d) 変位振幅 6mm



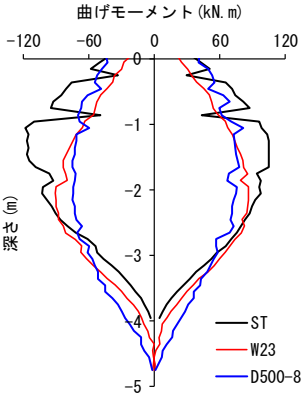
(e) 変位振幅 10mm



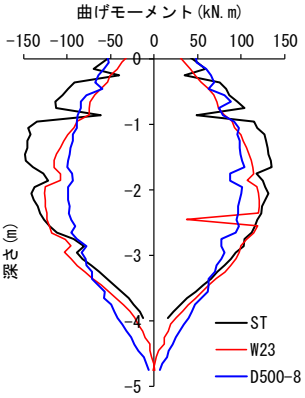
(f) 変位振幅 15mm



(g) 変位振幅 20mm



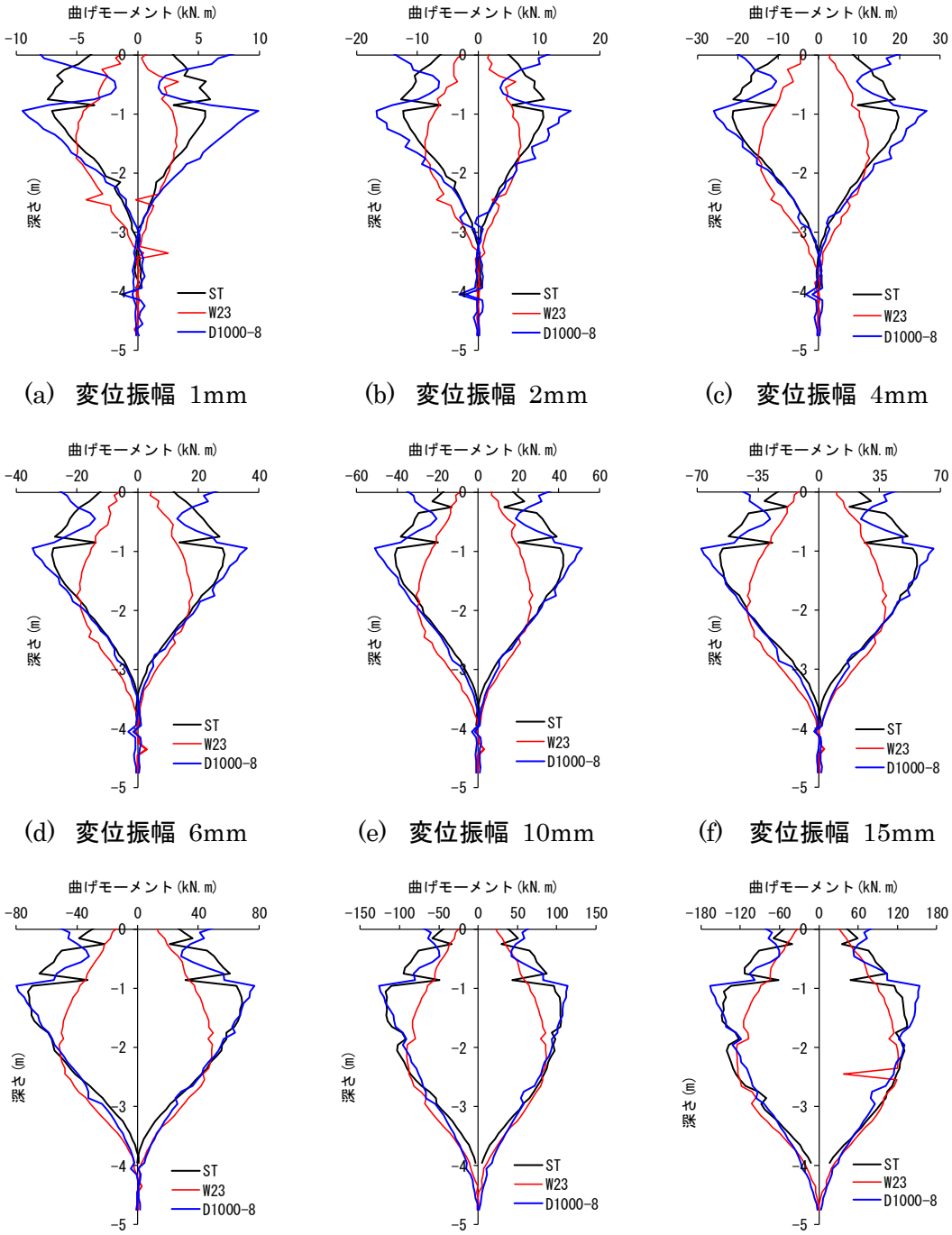
(h) 変位振幅 40mm



(i) 変位振幅 60mm

図 4.31 改良の有無による曲げモーメント分布の比較

(D500-8)



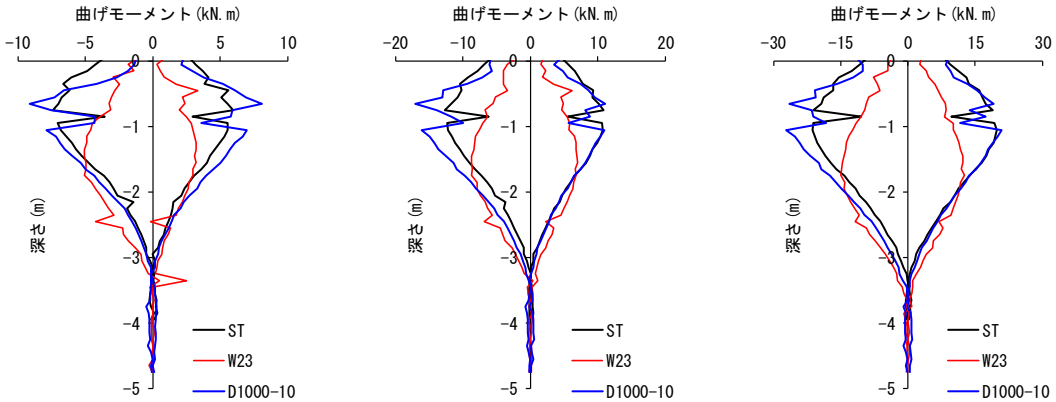
(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

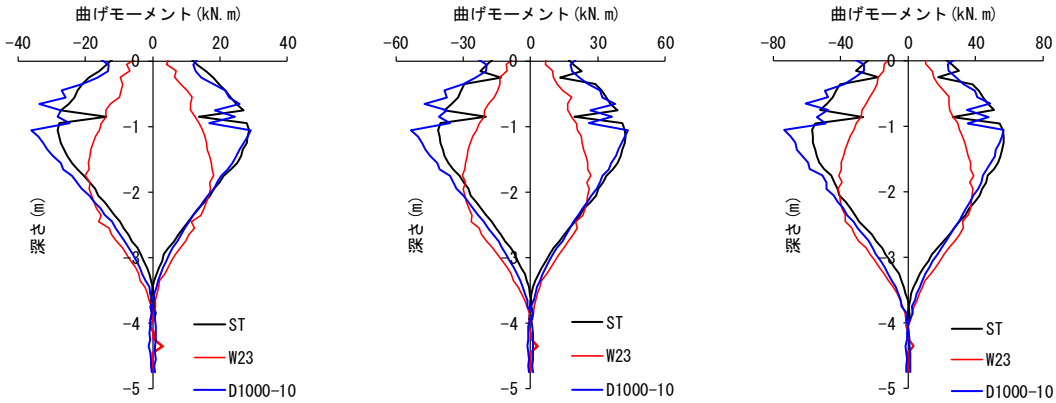
(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 4.32　改良の有無による曲げモーメント分布の比較

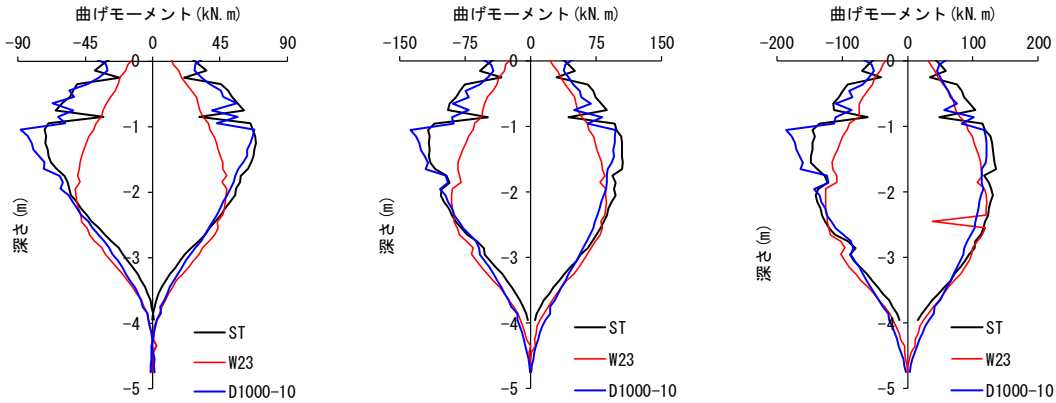
(D1000-8)



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm



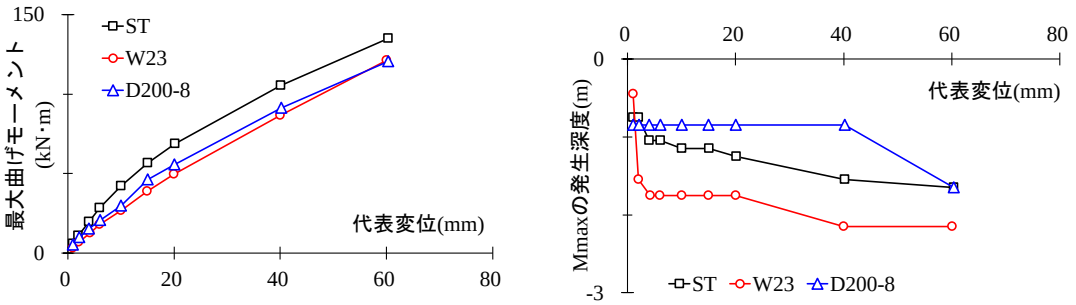
(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm



(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

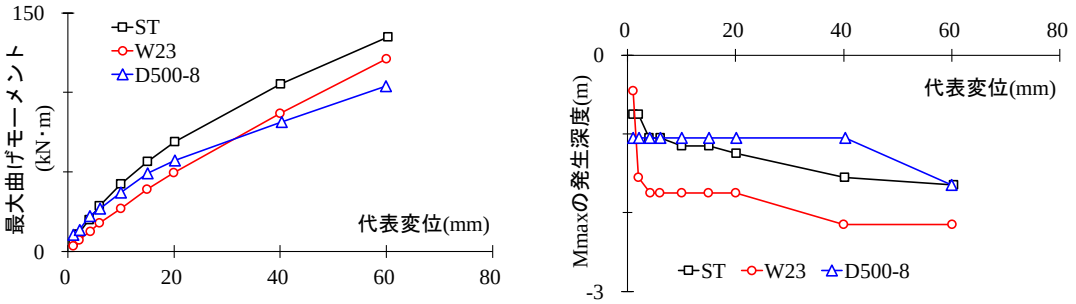
図 4.33　改良の有無による曲げモーメント分布の比較

(D1000-10)



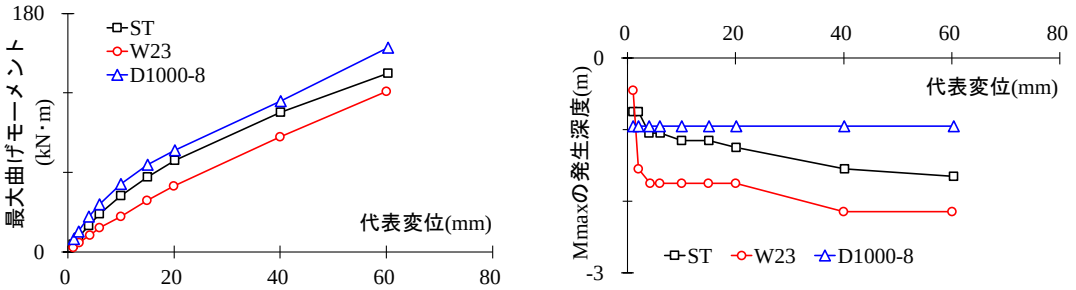
(a) 最大曲げモーメント－代表変位関係　　(b) M_{max}の発生深度－代表変位関係

図 4.34　D200-8 の最大曲げモーメントとその発生深度の推移
（正方向加力の第 1 サイクル時）



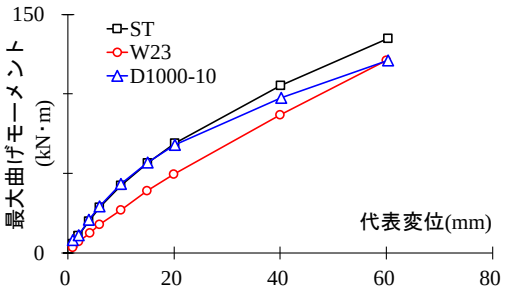
(a) 最大曲げモーメント－代表変位関係　　(b) M_{max}の発生深度－代表変位関係

図 4.35　D500-8 の最大曲げモーメントとその発生深度の推移
（正方向加力の第 1 サイクル時）

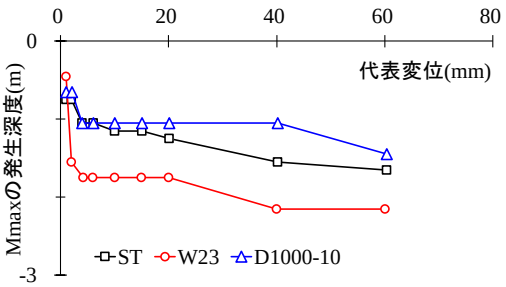


(a) 最大曲げモーメント－代表変位関係　　(b) M_{max}の発生深度－代表変位関係

図 4.36　D1000-8 の最大曲げモーメントとその発生深度の推移
（正方向加力の第 1 サイクル時）



(a) 最大曲げモーメントー代表変位関係

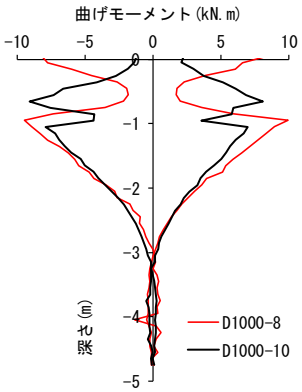


(b) M_{max}の発生深度ー代表変位関係

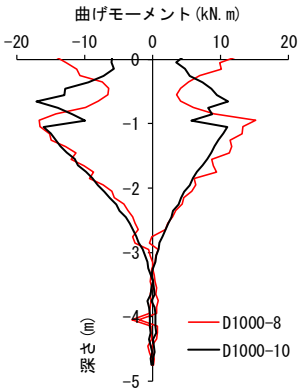
図 4.37　D1000-10 の最大曲げモーメントとその発生深度の推移
（正方向加力の第 1 サイクル時）

3) 改良範囲および改良深度の違いによる曲げモーメント分布の比較

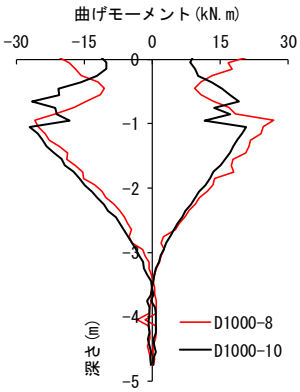
図 4.38 に改良範囲の違いによる各最大変位振幅の第 1 サイクル時の曲げモーメント分布の比較を示す。同一改良深度での改良範囲の違いによる曲げモーメント分布は、変位振幅が増加した場合でも杭に生ずる最大曲げモーメントの大きさとその発生深度が改良体の底板付近で生じていることから、改良範囲の違いによる曲げモーメント分布への影響は小さいと考える。ただし改良体内部の曲げモーメントの分布形状は、D1000-8 が改良体の内部で急激な変化が生じているのに対して、D1000-8 に比べ改良範囲を大きくした D1000-10 では改良体内部の曲げモーメント分布は地表面から改良体の底面まで線形的に増加する傾向が見られ、改良体内部での曲げモーメント分布に違いが見られる。図 4.39 に改良深度の違いによる各最大変位振幅の第 1 サイクル時の曲げモーメント分布の比較を示す。同一改良範囲での改良深度の違いによる曲げモーメント分布は、改良深度の違いにより曲げモーメントの分布形状、最大曲げモーメントの発生深度に差が見られ、特に改良体内部での分布形状に明確な違いが見られる。よって曲げモーメント分布に及ぼす影響は改良範囲に比べ改良深度のほうが大きいと考える。



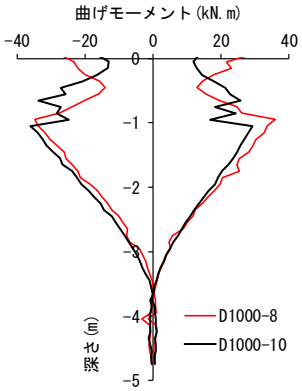
(a) 変位振幅 1mm



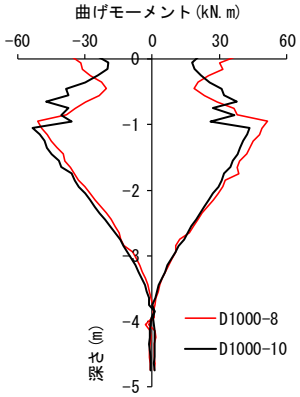
(b) 変位振幅 2mm



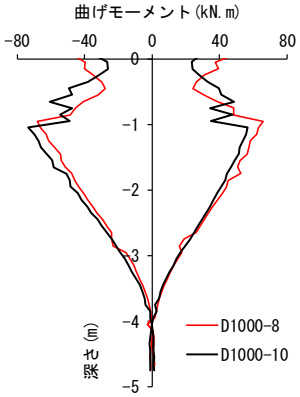
(c) 変位振幅 4mm



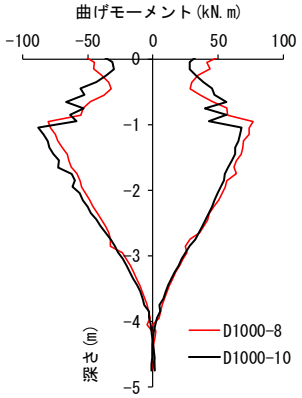
(d) 変位振幅 6mm



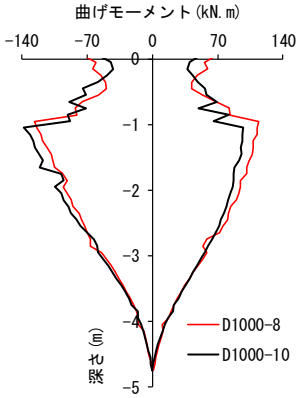
(e) 変位振幅 10mm



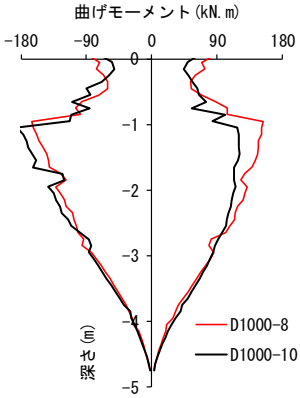
(f) 変位振幅 15mm



(g) 変位振幅 20mm

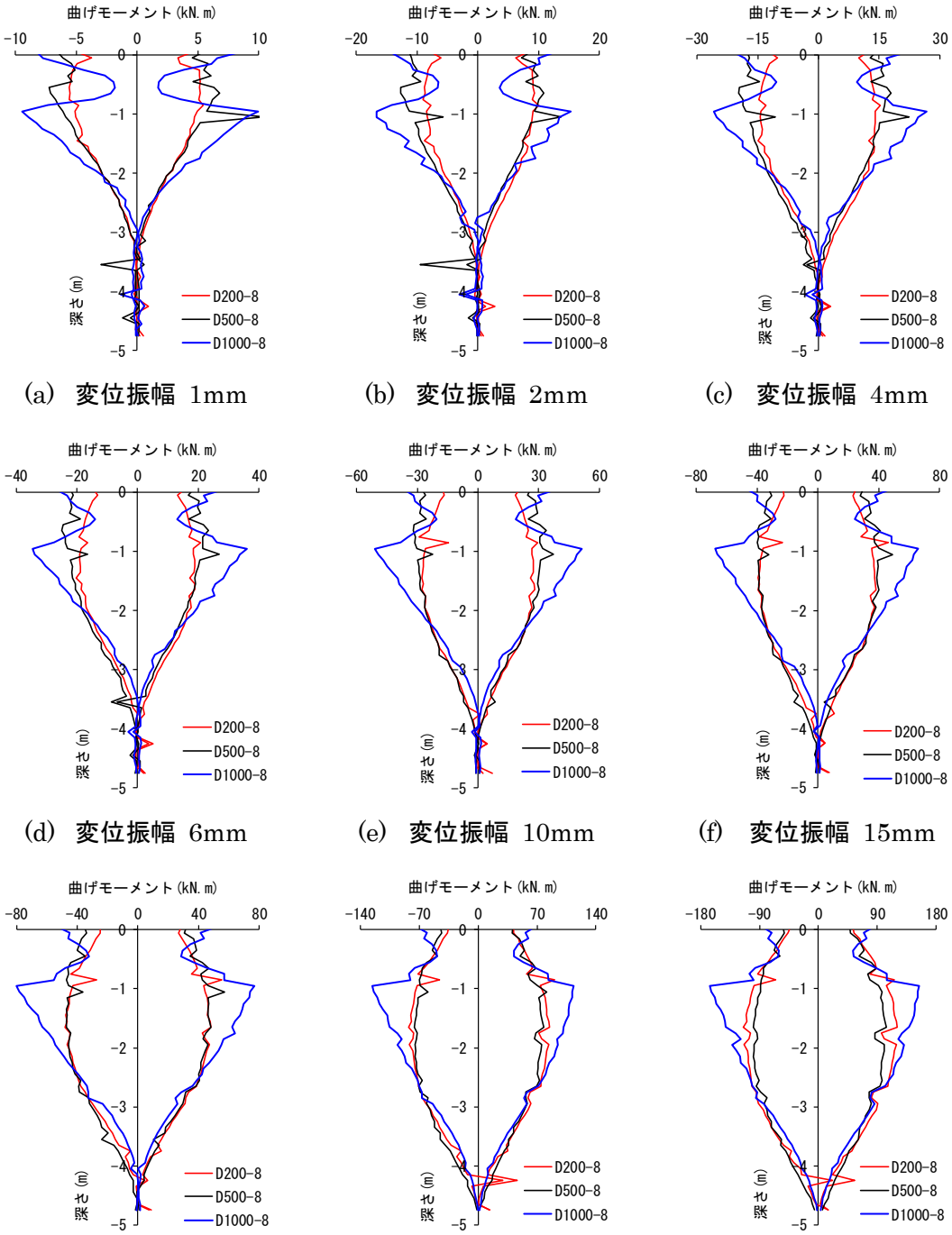


(h) 変位振幅 40mm



(i) 変位振幅 60mm

図 4.38 改良範囲の違いによる曲げモーメント分布の比較



(a) 変位振幅 1mm　(b) 変位振幅 2mm　(c) 変位振幅 4mm

(d) 変位振幅 6mm　(e) 変位振幅 10mm　(f) 変位振幅 15mm

(g) 変位振幅 20mm　(h) 変位振幅 40mm　(i) 変位振幅 60mm

図 4.39　改良深度の違いによる曲げモーメント分布の比較

4.4　本章のまとめ

杭頭の周辺地盤を改良した羽根付き鋼管単杭を対象に、正負交番繰返しによる原位置水平載荷実験から得られた知見を以下にまとめる。

杭頭荷重－代表変位関係において、羽根付き鋼管単杭の杭頭荷重は、杭頭周辺の地盤の改良範囲を羽根の最大回転直径より大きくし、かつ改良深度を少なくとも杭径程度とすることで、大きな杭変位においても羽根なし鋼管単杭と同等かそれ以上にまで大きくなることから、杭頭改良による水平抵抗の補強効果の有効性が確認できた。また同一改良範囲で改良深度が違う実験ケースでは、同一変位振幅における第 1 サイクルと第 2 サイクルの履歴曲線で囲まれた履歴面積に違いが見られた。この要因として改良体と周辺地盤の摩擦抵抗と支圧抵抗の違いによる影響と考えられ、今後、杭頭改良した羽根付き鋼管杭の設計には、改良体の抵抗機構を評価した杭頭部のモデル化が課題と考える。

杭頭改良をした羽根付き鋼管単杭の地表面での割線剛性は、杭頭の周辺地盤の改良範囲を羽根の最大回転直径より大きくすることで、同一変位における羽根なし鋼管単杭の割線剛性と同等かそれ以上となり、杭頭の周辺地盤を改良することで羽根付き鋼管単杭の水平抵抗を増大させるために有効である。

地表面に出現したひび割れから、変位振幅の増加にともない改良体と接する地盤にひび割れが出現した。ひび割れの出現量とその出現範囲は実験ケースで違いが見られ、改良範囲に比べ改良深度による違いが顕著であった。この違いは加力方向に比べ、加力直交方向に出現するひび割れの性状とその出現する範囲に明確に差異が生じた。なお改良体には実験終了まで改良体と杭の接触面および表面に隙間やクラックは生じなかった。

杭頭改良した羽根付き鋼管単杭の曲げモーメント分布は、改良深度の増加にともない改良体の内部で複雑に変化する分布形状を示し、本実験の条件では、改良深度を 1m とした実験ケースで改良体の底面付近に最大曲げモーメントが生ずる分布形状となった。また、杭頭改良した杭の曲げモーメント分布に変位依存性が見られて、変位振幅が増大すると改良体なしの曲げモーメント分布に近くなる傾向を示した。

今後、改良体の内部における杭応力の発生メカニズムを分析するとともに、改良体と周辺地盤の摩擦抵抗と支圧抵抗をモデル化することで、杭頭改良した羽根付き鋼管杭の梁ばねモデルによる設計手法の構築が課題と考える。

第 4 章の参考文献

4.1）永井宏，土屋勉，池田篤則，佐藤雄太，島田正夫：杭頭周囲に柱状地盤改良を併用した回転貫入杭の水平抵抗力特性，地盤工学ジャーナル，Vol.11, No.2, pp.127-137, 2016.6

4.2）前田良刀，緒方辰男，徐光黎，平井卓：地盤改良複合杭基礎の開発とその支持力特性，土木学会論文集，No.686/VI-52，pp.91-107，2001.9

第 5 章　羽根付き鋼管単杭の緩み領域と杭頭改良のシミュレーション解析

5.1　はじめに

前章までの研究において、実大の羽根付き鋼管杭の正負交番繰返しによる原位置水平載荷実験を行い、羽根の有無により杭頭荷重と曲げモーメント、地表面に出現するひび割れおよび杭周地盤反力に明確な違いが見られ、羽根を有することが杭の水平抵抗を低減させることを示した。また、羽根付き鋼管杭の水平抵抗の補強として杭頭の周辺地盤を改良した正負交番繰返しによる原位置水平載荷実験を行い、杭頭部を改良体で補強することにより、杭頭荷重および杭の水平抵抗が増大し、水平抵抗の補強効果は羽根なし鋼管杭と同等以上となることを示した。羽根による杭の水平抵抗の低減効果や杭頭部の改良体による補強効果は、杭基礎の耐震性能評価に与える影響が大きいため、これらの杭の水平抵抗メカニズムを明らかにする必要がある。

以上の背景のもと本章では、羽根付き鋼管杭の杭周地盤の緩みの影響と杭頭部を改良した補強効果を、解析的に評価するため 3 次元有限要素法(以下、3D-FEM)によるシミュレーション解析を行った。解析では羽根付き鋼管杭の緩み領域のモデル化と、杭頭部の改良体によるモデル化について検討し、羽根付き鋼管杭の水平抵抗に与える原因を明らかにする。なお解析コードは LS-DYNA を使用した。LS-DYNA は陽解法に特化したソフトであり、動的接触問題に対して有効な 3 次元有限要素解析ツールである [5.1)]。

5.2　3D-FEM の解析モデルの概要

5.2.1　羽根なし鋼管単杭の解析モデル

図 5.1 に 3D-FEM による羽根なし鋼管単杭(以下、ST 杭)の解析モデルを示す。地盤は弾塑性体のソリッド要素とし、地盤の境界条件は底面を固定、側面を鉛直ローラーとしている。地盤のモデル化には地盤を有限長の範囲に切り出する必要がある。そのため境界条件が杭応力に影響を及ぼさないようにモデル化の範囲を設定する必要がある。

杭応力に影響を及ぼさない範囲として文献 5.2)では、杭の水平載荷実験を行うにあたって図 5.2 に示すように、載荷方向に杭心から杭径D_pの 5 倍($5D_p$)の長さ以上、その法線方向に杭径の 5/√2 倍($5/\sqrt{2}D_p$)の長さの範囲が、杭の変位による地盤応力の発生に影響を与える範囲としており、3D-FEM による地盤のモデル化では載荷方向の幅は約 $22D_p$(6.0m)、載荷直交方向の幅を約 $10D_p$(2.6m)とした。ここで杭径D_pは実験杭同等のϕ267.4mm としている。地盤の深さ方向のモデル化は、文献 5.3)に、杭先端から下部層に伝達される応力は杭径の 5 倍以上ではその影響は小さいという知見がある。そこで地盤モデルの深さは、実験杭の羽根を等価な円とした等価円直径D_w(=606mm)の約 5 倍として、杭先端(GL-4.8m)より 3m 深い 7.8m でモデル化した。

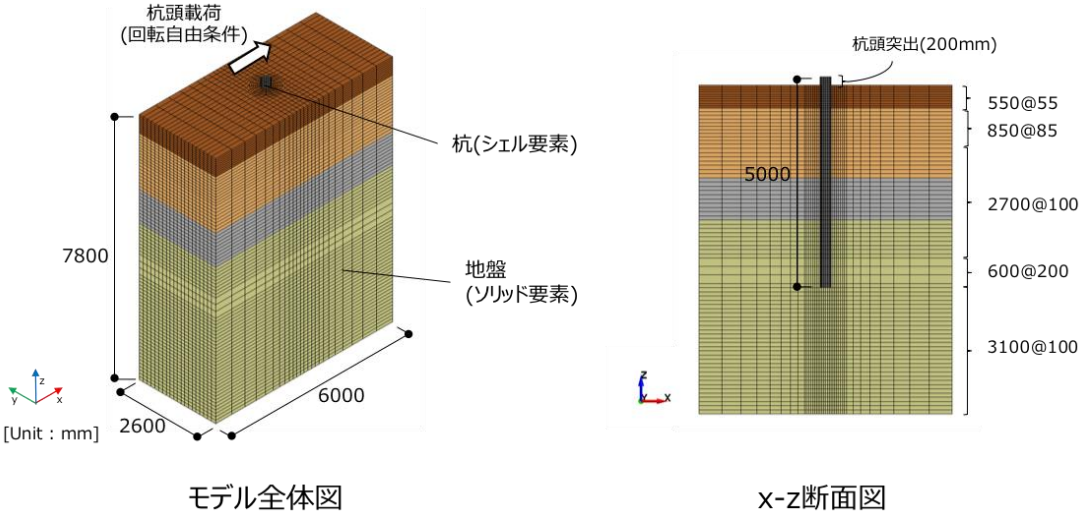


図 5.1　解析モデル図

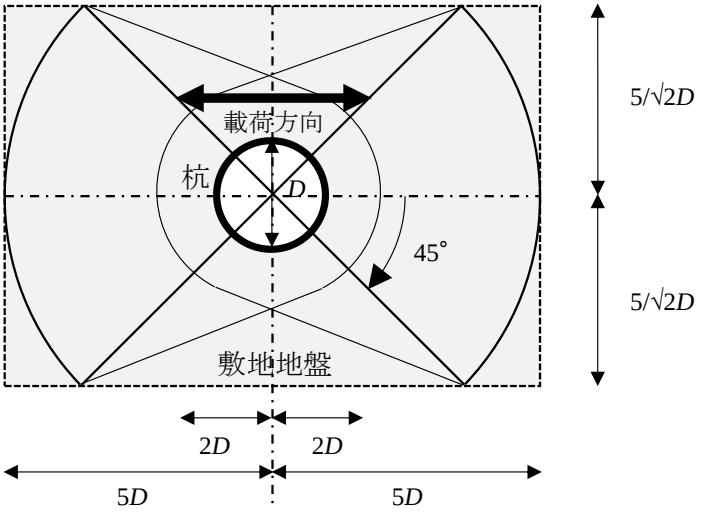


図 5.2　杭の水平抵抗が地盤に及ぼす影響範囲 5.2)

5.2.2　地盤の非線形特性

地盤は第 2 章の表 2.1 で示した地盤調査結果を用いて、深さ方向に 8 層に物性を分割する。地盤のせん断応力ーひずみ関係の骨格曲線は、Hardin-Drnevich モデル(HD モデル)を 10 折れ線で近似したものを用いる。各折れ点のせん断応力に Drucker-Prager の降伏関数を適用することで拘束圧依存性を考慮した。HD モデルは(5-1)式により定義される [5.4~5.5]。

$$\mathrm{G} = \frac{G_0}{1 + G_0\gamma/\tau_{max}} \tag{5-1}$$

ここで、G_0：初期せん断剛性、τ_{max}：降伏せん断応力、γ：せん断ひずみ

初期せん断剛性G_0、降伏せん断応力τ_{max}は、黒ボク層、風化火山灰質層および火山灰質層では、実験敷地の地盤調査時に試料を採取したため物性試験が実施できたのに対して、砂質層では試料採取がないため、算定方法に違いがある。そのため初期せん断剛性G_0、降伏せん断応力τ_{max}は、表層から GL-3.2m までと GL-3.2m 以深の地盤種別毎に算定した。以下に算定方法を示す。

1）表層から GL-3.2m の黒ボク層、風化火山灰質層および火山灰質層

表層から GL-3.2m の黒ボク層、風化火山灰質層および火山灰質層の初期せん断剛性G_0は、地盤調査時に原位置から採取した試料による繰返し三軸圧縮試験から算定した。具体的には、初期せん断剛性G_0は繰返し三軸圧縮試験結果からせん断ひずみ10^{-4}における割線剛性と基準ひずみ$\gamma_{0.5}$から算定した。また降伏せん断応力τ_{max}は$\gamma_{0.5}$とG_0から(5-2)式により算出している。

$$\tau_{max} = G_0 \cdot \gamma_{0.5} \tag{5-2}$$

2）GL-3.2m 以深の砂質層

GL-3.2m 以深の砂質層は地盤調査時に原位置での試料採取がないため繰返し三軸圧縮試験を行っていない。そのため初期せん断剛性G_0を(5-3)式、降伏せん断応力τ_{max}を Mohr-Coulomb 規準に従うせん断強度に合わせ、(5-4)式により算出している。

$$G_0 = \rho \cdot Vs^2 \tag{5-3}$$

ここで、ρ：密度、Vs：せん断波速度

$$\tau_{\max} = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2} \sin\phi + c\cos\phi \tag{5-4}$$

ここで、σ_v:基準深さの垂直応力、σ_h:基準深さの水平応力、ϕ：内部摩擦角、c：粘着力

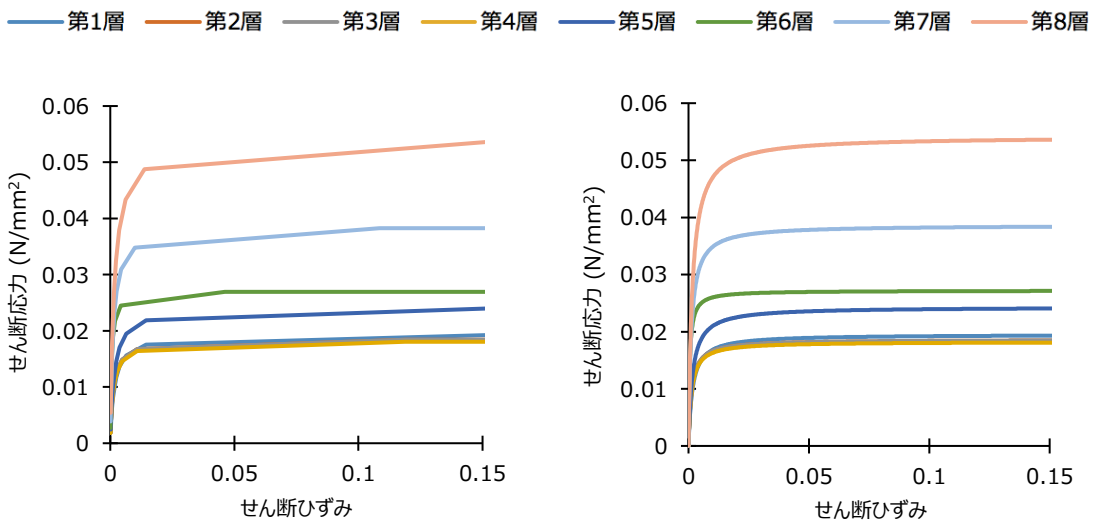
表 5.1 に各層の敷地地盤の物性値を、図 5.3 に各層に設定したせん断応力－ひずみ関係の非線形モデルを示す。なお地盤物性値は第 2 章の実験敷地の地盤調査で実施した PS 検層試験の結果と地盤種別毎のコアサンプリングによる湿潤密度試験、三軸圧縮試験および繰返し三軸圧縮試験の結果を使用している。

表 5.1　地盤物性値一覧

	土質	深さ (m)	ρ (t/m³)	c (N/mm²)	ϕ (°)	υ	$\gamma_{0.5}$	G_0 (N/mm²)	τ_{max} (N/mm²)
1	黒ぼく	0.55	1.28	0.029	1*1	0.29	0.0016	12.2	0.0195
2	風化火山灰	1.4	1.34	0.035	1*1	0.33	0.0012	15.5	0.0186
3		1.7				0.33		15.5	0.0186
4		2.2				0.49		15.2	0.0182
5	火山灰	3.2	1.64	0.09	1*1	0.47	0.0016	15.2	0.0243
6	砂	4.7	1.80*2	0.0011*2	30*2	0.45		58.3	0.0272
7		5.7				0.47		35.3	0.0387
8		7.8				0.49		35.3	0.0542

*1　三軸圧縮試験では粘土質である黒ボク・火山灰層において内部摩擦角が算出されたが、供試体作成時や載荷時の試料の乱れからくる値であると考えられるため、解析では 1 という値を内部摩擦角として使用した。

*2　砂の一般的な値。



(a)　10 折れ線近似　　(b)　近似前の HD モデル

図 5.3　地盤の非線形モデル

5.2.3　杭－地盤のモデル化

杭はシェル要素とし、直径 267.4 mm の円形断面を正 16 角形に近似してモデル化している。杭長は 5m とし、杭頭は水平載荷実験と同様に地表面から 200mm 突出させた。杭の材料特性モデルはバイリニア型の非線形特性を与えている。杭のヤング係数E_0は2.1×10^5N/mm²(=公称値)、降伏応力度σ_yは 315N/mm²(=公称値)を用いた。なお杭の降伏後の剛性低下率を 1/100 とした(図 5.4)。

杭－地盤境界面にはすべり・剥離および再接触を考慮して、ペナルティ法に基づくコンタクトインターフェイスを設定している。境界面の接線方向に対する静止・動摩擦係数は、黒ボク、風化火山灰質および火山灰質地盤では粘土質地盤の摩擦係数を$f=0.3$、砂質地盤では$f=\tan\phi$（ϕ：内部摩擦角）とした。

本解析では地盤材料に上載圧依存性を考慮した非線形性を与えているため、解析初期において解析モデルに重力加速度を作用させている。また陽解法では 1 ステップ目から一定値の重力加速度を与えると衝撃荷重を加えたことになり、高周波数の振動を起こしてしまうことが考えられる。そのため本解析の載荷条件を図 5.5 に示すように、解析時間 0 秒～4 秒までは重力加速度を徐々に与えていく重力解析を行い、静的な力の釣り合いを計算したのち杭頭に強制水平変位を与えた。なお杭頭の拘束条件は回転自由としている。また水平載荷実験は正負交番繰返し載荷で行っているが、本解析では解析時間の削減のため一方向の単調水平載荷とした。

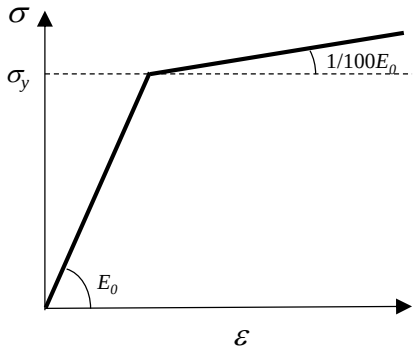


図 5.4　鋼管の非線形特性

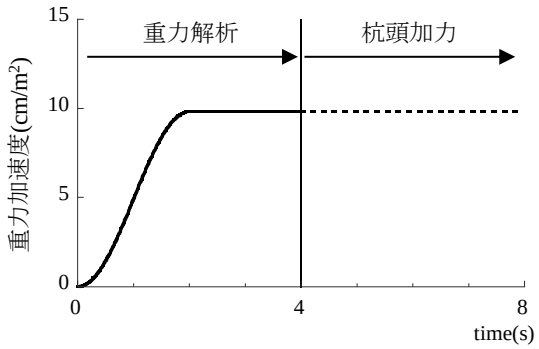


図 5.5　重力解析のタイムスケジュール

5.2.4　羽根付き鋼管単杭における杭周地盤の緩み層のモデル化

羽根付き鋼管単杭(以下、W 杭)の原位置水平載荷実験の結果から、W 杭の水平抵抗は羽 ST 杭に比べ低下すること、またその要因は W 杭の回転貫入時に羽根が通過する部分の地盤に緩みが生じることを示した。そのため W 杭の解析モデルでは、ST 杭の解析モデルに対して杭周地盤の緩み層を考慮する必要がある。

W 杭における緩み層のモデル化を図 5.6 に示す。緩み層のモデル化は、杭を中心した羽根の最大回転直径 ${}_pD_w$ と同等の円柱状の土柱に置換し、かつ土柱の地盤物性を変化させることで杭周地盤の乱れをモデル化している。具体的には土柱の形状を直径 ${}_pD_w$(=760mm)、土柱深さを地表面から杭先端までの深さ 4.8m として、土柱高さにある地盤の初期せん断剛性G_0と最大せん断耐力τ_{max}に対して低減係数を乗じて土柱の地盤剛性と地盤耐力を低減させる。なお低減係数は、文献 5.6)に示す地盤種別毎の杭周地盤反力－杭変位関係から算出した割線剛性を ST 杭に対する W 杭の割線剛性比とした最小値を適用する。図 5.7 に文献 5.6)による割線剛性比を示す。図より地表面から深度 1.5m までの割線剛性比は約 0.1~0.6 の範囲にある。

W 杭の緩み層の影響を評価するため、前述の割線剛性比によるパラメトリックスタディを実施して、実験結果に適合する低減係数と低減する深さを求める。表 5.2 に解析ケースを示す。Case A と Case B は土柱の全長に対して低減係数を乗じている。Case A では 0.2 倍、Case B では 0.1 倍の低減係数を設定した。図 5.7 に示した割線剛性比は深度が深くなるにともない増大する傾向にあるため、Case C～Case E では地盤種別で境界を設けて、深さごとに異なる低減係数の組み合わせを考えた。Case C では粘土質層と砂質層の境界である 5 層目と 6 層目の間を境にして、粘土質層の低減係数を 0.1 倍、砂質層は低減なしとしている。Case D は地下水位(GL-1.4m)に着目して、地下水位以浅に対して低減係数を 0.1 倍、地下水位以深を低減なしとした。Case E では地表面から GL-3.2m までの粘土質層を黒ボク層、風化火山灰質層と火山灰質層の 2 種類の地盤種別に分離して、それぞれの低減係数を黒ボク層(1 層目)で 0.1 倍、風化火山灰質層と火山灰質層(2～5 層目)で 0.2 倍とし、6 層目以深の砂質層は低減なしとした。

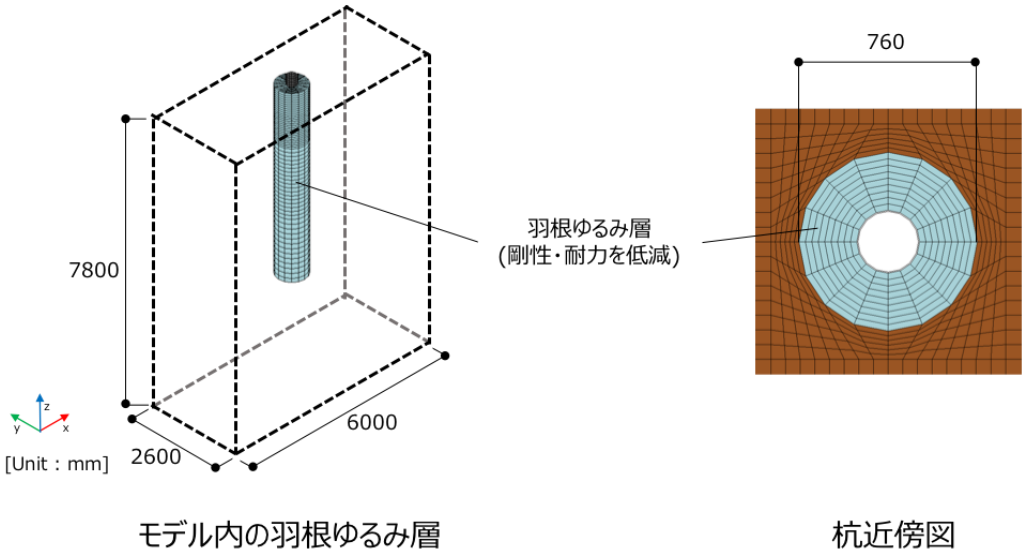


図 5.6　羽根付き鋼管単杭の地盤ゆるみ層

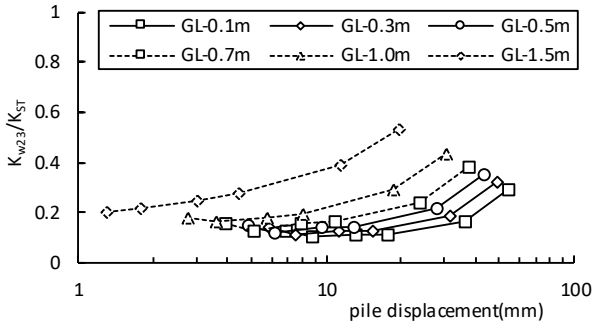


図 5.7　単杭の割線剛性比－杭変位関係 5.6)

表 5.2　解析ケース

	深さ(m)	土質	低減係数				
			Case A	Case B	Case C	Case D	Case E
1	0.55	黒ぼく	0.2	0.1	0.1	0.1	0.1
2	1.4	風化火山灰				1.0	0.2
3	1.7						
4	2.2						
5	3.2	火山灰					
6	4.7	砂			1.0		1.0
7	4.8						

5.3　羽根なし鋼管単杭と羽根付き鋼管単杭のシミュレーション解析

5.3.1　羽根なし鋼管単杭における実験結果と解析結果の比較

図 5.8 に ST 杭の杭頭荷重－代表変位関係の実験結果と解析結果を比較して示す。なお実験結果は、正方向加力の第 1 サイクル時の各最大変位振幅を示している。実験結果に着目すると、変位振幅の増加にともない杭頭荷重が増大する傾向を示しているが、変位振幅 40mm 以降では杭頭荷重の増大傾向が小さくなっている。割線剛性に着目すると、載荷初期から変位振幅 10mm までが初期剛性、変位振幅が 10mm を超えると剛性の低下傾向が見られて、40mm を超える変位振幅では明確に剛性の低下が見られる。解析結果に着目すると、特に変位振幅 20mm までの実験結果と解析結果は良好に対応している。一方、変位振幅が 20mm を超えると、やや実験結果と解析結果に差が生じる傾向が見られ始めて、変位振幅 80mm においては両者の差は明確となっている。変位振幅 40mm 以降に実験と解析の結果に差が生じた要因は、実験では変位振幅 10mm を超えると非線形性が出現しはじめて、変位振幅 40mm 時以降の杭頭荷重はその増加が鈍化していることから、変位振幅 40mm 以降に鋼管の材料降伏σ_yまたは地盤が塑性水平地盤反力p_yに達したことで実験結果に強非線形性が生じたことが解析結果と差が生じたと推測する。

図 5.9 に変位振幅 2 mm、4 mm、10 mm、20 mm、40 mm、60 mm での杭に生ずる曲げモーメント分布について、実験結果と解析結果を比較して示す。なお実験結果は正方向加力の第 1 サイクル時の各最大変位振幅を示している。解析結果の曲げモーメント分布は、変位振幅 10mm 以下では地表面から杭の先端に向かってなめらかな分布形状であること、また最大曲げモーメントも地中部で生じており、解析結果と実験結果は良好に対応している。最大曲げモーメントの発生深度に着目すると、実験結果は変位振幅の増加にともないその発生深度が深くなる傾向となるのに対し、解析結果における発生深度の推移傾向も実験結果を良好に再現している。一方、変位振幅 20mm 以上の最大曲げモーメント値は、実験結果に比べ解析結果の方がやや小さくなっており過小評価する傾向にある。

以上から、羽根なし鋼管単杭の解析モデルは、杭頭荷重－代表変位関係、曲げモーメント分布に対する解析結果と実験結果が概ね良好に対応を示していることから、本解析モデルは基本モデルとして妥当であると考える。ただし変位振幅 60mm を超える領域に対する地盤特性のモデル化は今後の課題である。

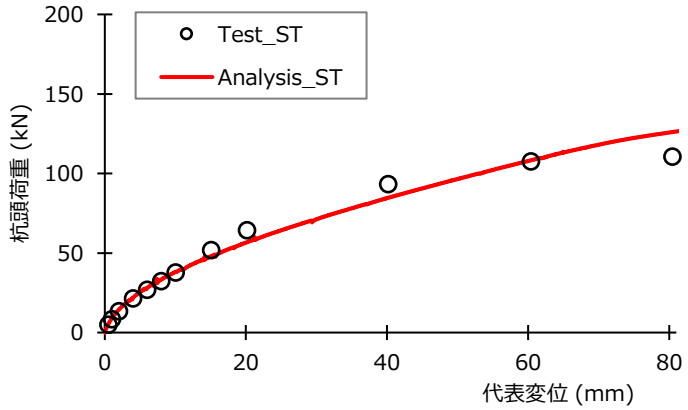
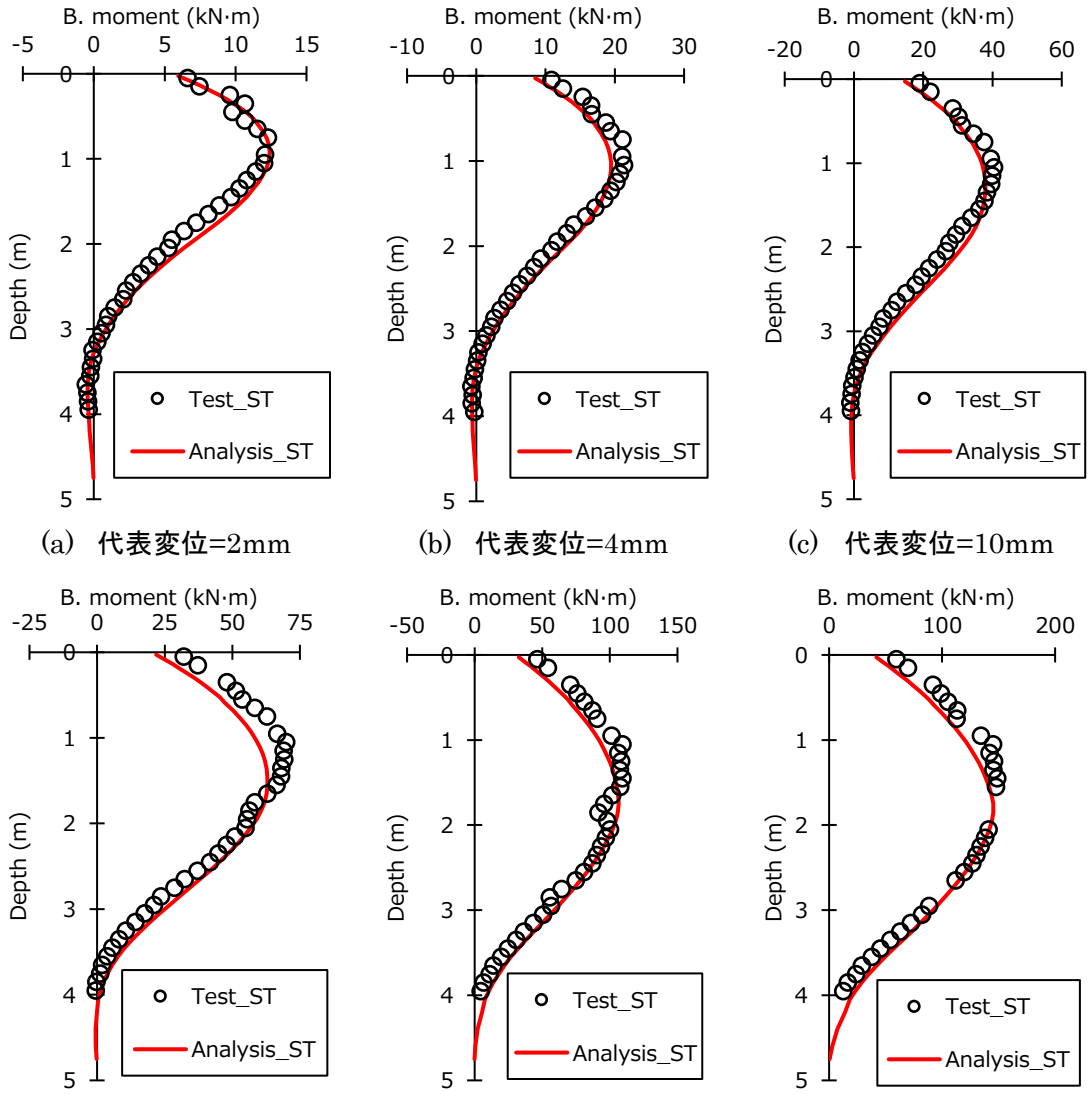


図 5.8　杭頭荷重－代表変位関係の実験結果と解析結果の比較



(a)　代表変位=2mm　(b)　代表変位=4mm　(c)　代表変位=10mm

(d)　代表変位=20mm　(e)　代表変位=40mm　(f)　代表変位=60mm

図 5.9　曲げモーメント分布の実験結果と解析結果の比較

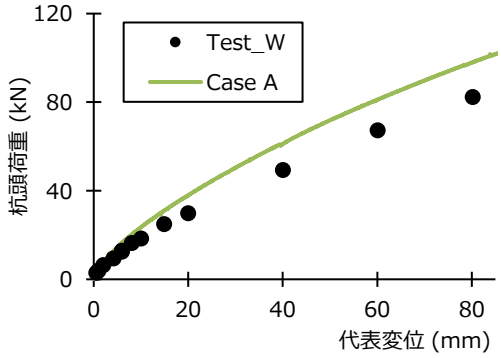
5.3.2　羽根付き鋼管単杭における緩み層の評価

図 5.10 に W 杭の杭頭荷重－代表変位関係について実験結果と解析結果を比較して示す。なお図中の実験結果は正方向加力の第 1 サイクル時の各最大変位振幅で示している。

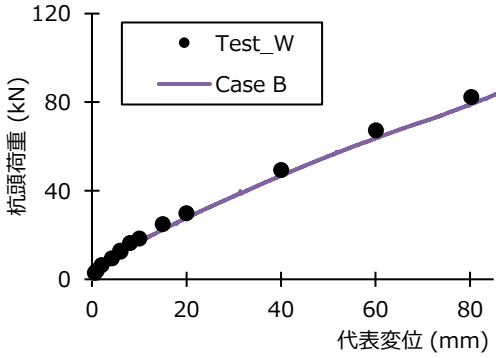
実験結果は変位振幅の増加にともない杭頭荷重が増大する傾向を示すとともに、その増大する傾向は ST 杭に見られた非線形的な性状は見られず、杭頭荷重は載荷初期から変位振幅 80mm までほぼ線形的に増大している。図 5.10(a)の Case A と図 5.10(b)の Case B は、羽根の通過領域の全長に対して、初期せん断剛性G_0と最大せん断耐力τ_{max}に同一の低減係数を考慮した解析ケースによる比較である。図 5.10(a)に示す Case A の杭頭荷重－代表変位関係は、実験結果に比べて杭頭荷重が大きい解析結果となっている。一方、5.10(b)に示す Case B の解析結果は概ね実験結果を再現できている。図 5.10(c)～(e)の Case C、Case D および Case E は、GL-3.2m 以深の砂質層では低減なしとして、GL-3.2m 以浅の粘土質層に対して低減係数を乗じた解析ケースである。図 5.10(c)の Case C と図 5.10(e)の Case E の解析結果はほぼ良好に実験結果を再現できているのに対して、図 5.10(d)の Case D では Case A と同様に実験結果に比べ杭頭荷重を過大に評価する傾向を示した。以上から、W 杭の杭頭荷重－代表変位関係は、Case B、Case C および Case E の解析ケースが概ね実験結果と一致している。

W 杭の杭頭荷重－代表変位関係が概ね実験結果と一致した Case B、Case C および Case E の解析ケースに着目して、曲げモーメント分布について解析結果と実験結果を比較する。図 5.11(a)～(f)に代表変位振幅 2 mm、4 mm、10 mm、20 mm、40 mm、60 mm での実験結果と解析結果を比較して示す。なお図中の実験結果は正方向加力の第 1 サイクル時の各最大変位振幅で示している。解析結果は、実験結果の各変位振幅における曲げモーメント分布とほぼ同じ分布形状を示していること、また最大曲げモーメントの発生深度もほぼ実験結果と同一深度となっており、いずれの解析ケースでも実験結果をシミュレートできている。ただし最大曲げモーメント値に着目すると、Case B と Case C では実験結果に対して解析結果は過小評価しているのに対して、Case E では概ね実験結果と同等である。また、最大曲げモーメントが発生する深度以深の分布形状に着目すると、Case B、Case C に比べ Case E は深度が深くなることによる分布形状を良好にシミュレートしている。

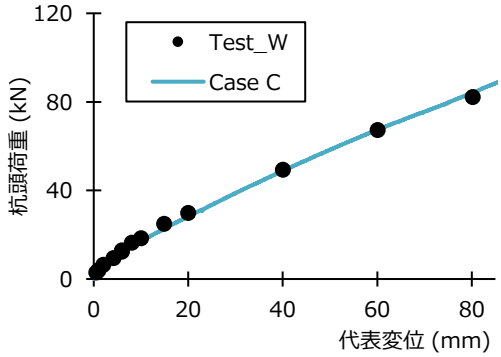
以上より、緩み層は初期せん断剛性G_0と最大せん断耐力τ_{max}を黒ボク層で 0.1 倍、風化火山灰質層および火山灰質層を 0.2 倍、砂質層は低減なしとした Case E の解析ケースが解析ケースの中で最も良好に実験結果を再現できている。よって W 杭における杭周地盤の緩み層のモデル化は、緩み層の直径を羽根の最大回転直径とし、羽根が通過した全長を高さとした土柱に置換するとともに、その土柱にある粘土質地盤の初期せん断剛性と最大せん断強度を低減することでモデル化が可能である。



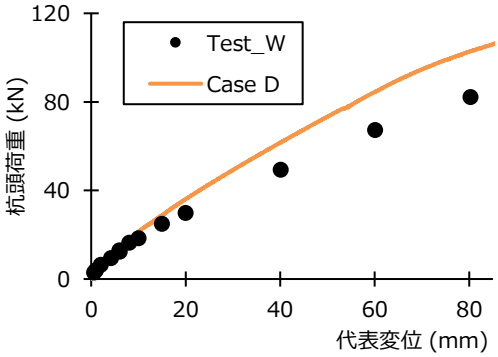
(a) Case A



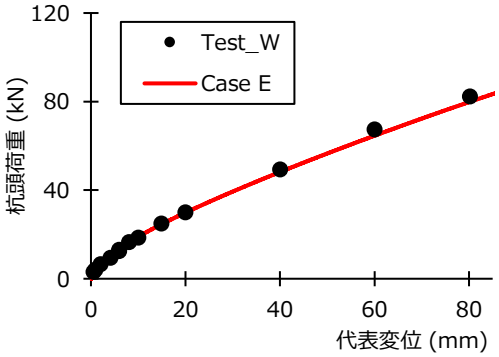
(b) Case B



(c) Case C

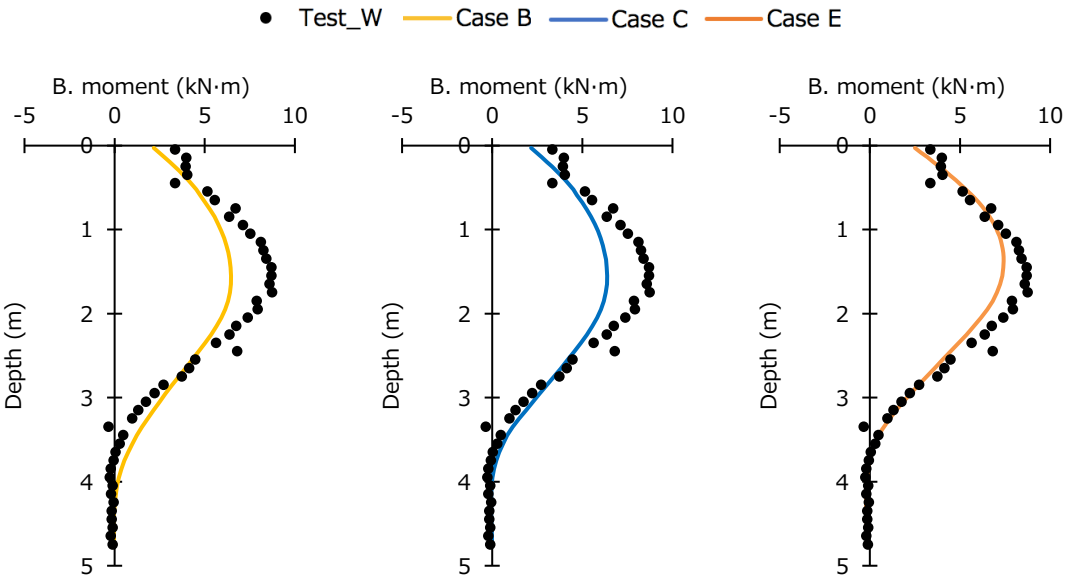


(d) Case D



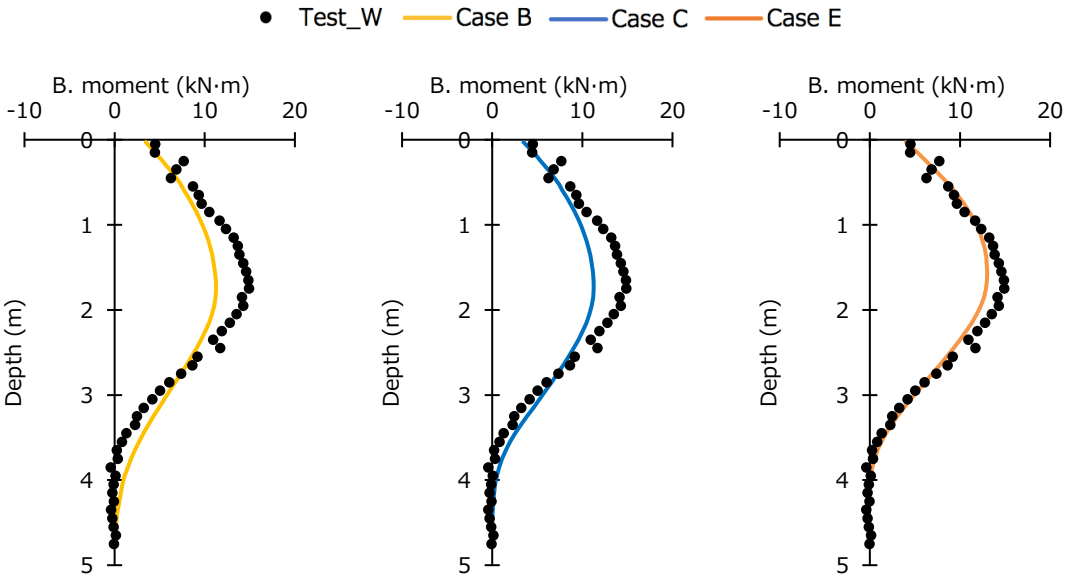
(e) Case E

図 5.10　解析ケースの違いによる杭頭荷重－代表変位関係の比較



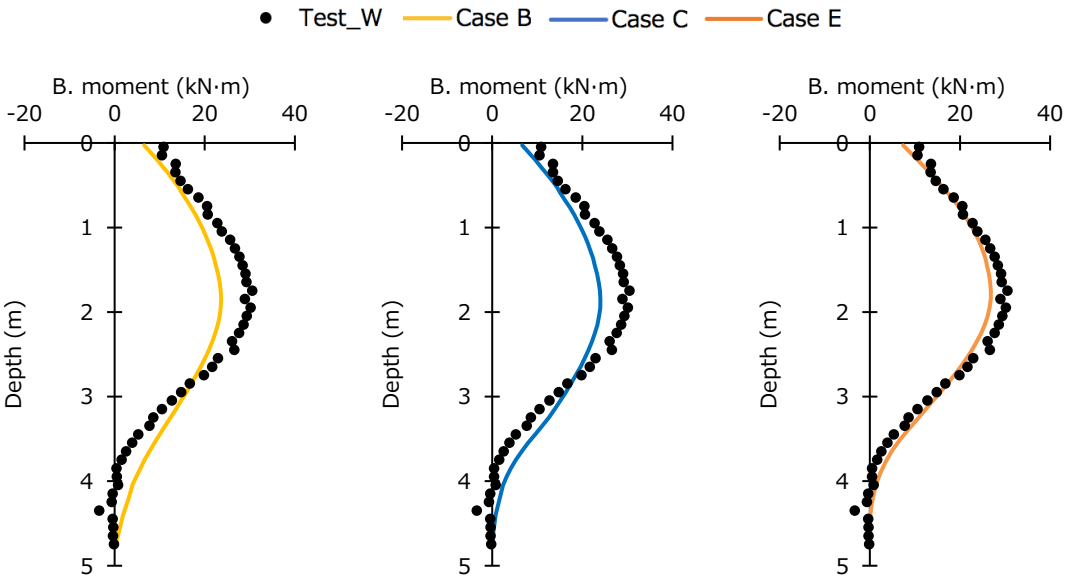
(a) Case B　(b) Case C　(c) Case E

図 5.11(a)　曲げモーメント分布の比較（変位振幅 2mm）



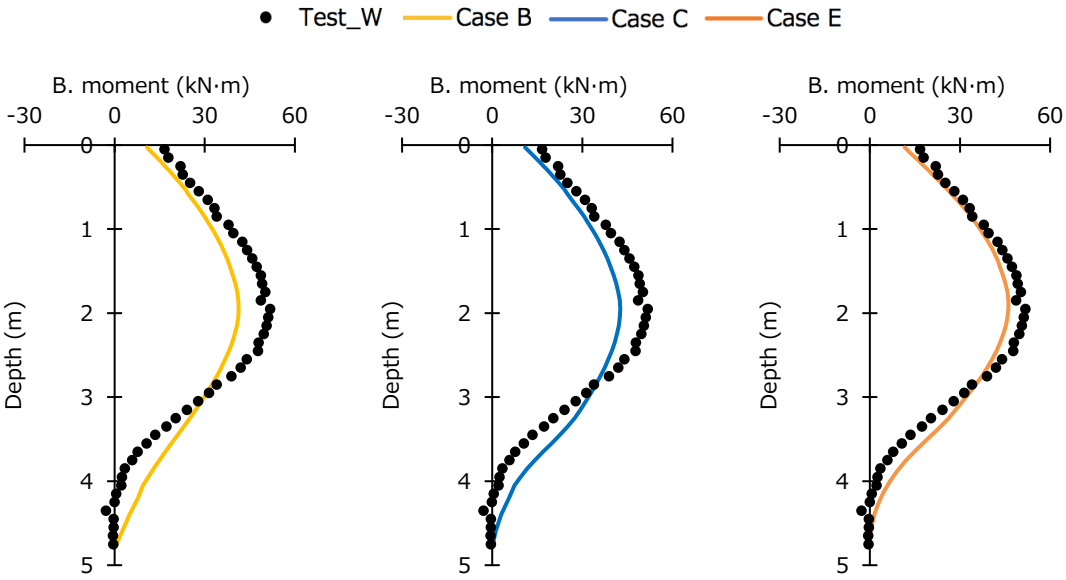
(a) Case B　(b) Case C　(c) Case E

図 5.11(b)　曲げモーメント分布の比較（変位振幅 4mm）



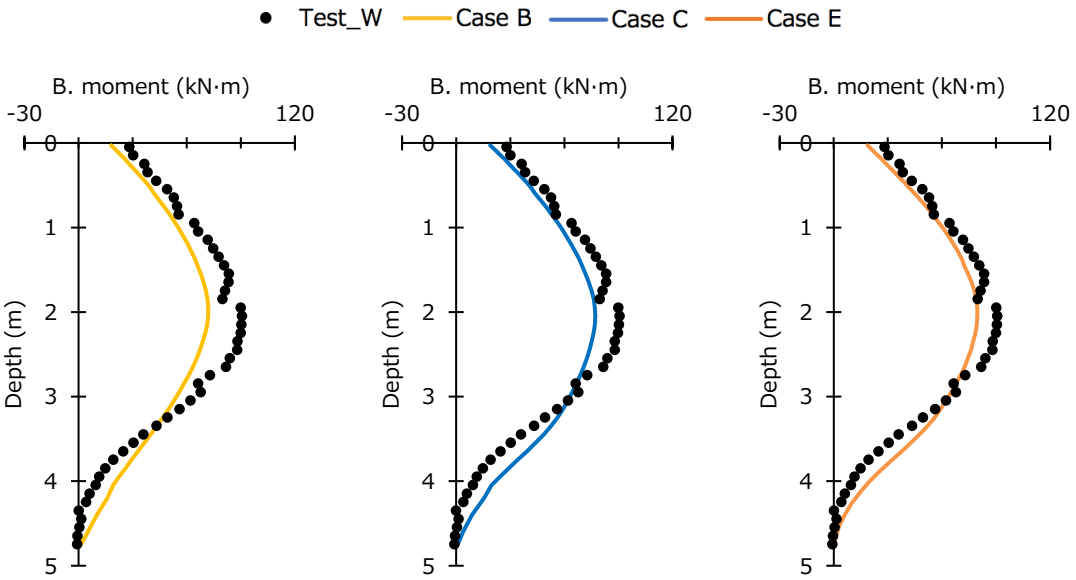
(a) Case B　(b) Case C　(c) Case E

図 5.11(c)　曲げモーメント分布の比較（変位振幅 10mm）



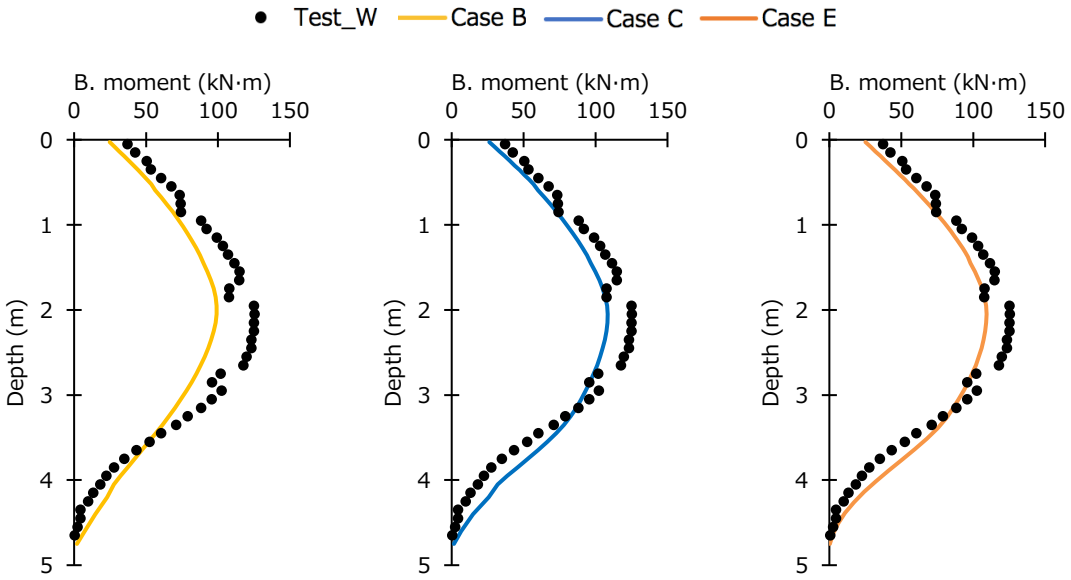
(a) Case B　(b) Case C　(c) Case E

図 5.11(d)　曲げモーメント分布の比較（変位振幅 20mm）



(a) Case B　(b) Case C　(c) Case E

図 5.11(e)　曲げモーメント分布の比較（変位振幅 40mm）



(a) Case B　(b) Case C　(c) Case E

図 5.11(f)　曲げモーメント分布の比較（変位振幅 60mm）

5.3.3　羽根の有無が杭の水平抵抗に及ぼす影響

1）杭頭荷重－代表変位関係と曲げモーメント

本節では ST 杭と W 杭の実験結果と前述した解析モデルを用いた解析結果を比較して、杭先端の羽根が杭の水平抵抗に及ぼす影響について考察する。なお本節の実験結果は、正方向加力の第 1 サイクル時における各最大変位振幅の実測値、また解析結果は正方向への単調水平載荷による結果を示している。

図 5.12 に ST 杭と W 杭の杭頭荷重－代表変位関係を実験結果と解析結果で比較して示す。実験結果から各変位振幅における W 杭の杭頭荷重は ST 杭に比べて小さく、羽根の有無により明確な違いが見られる。また同一変位での ST 杭に対する W 杭の杭頭荷重を比較すると、載荷初期から代表変位 20 mm までは、W 杭の杭頭荷重は ST 杭に対して約半分程度となっているが、変位振幅の増加にともないその差は小さくなる傾向を示している。この要因として、W杭では変位振幅の増加にともない緩み層と原地盤の水平抵抗への影響度が違ってくることが考える。解析結果に着目すると、ST 杭では載荷初期から変位振幅 20mm までは概ね実験結果をシミュレートしているものの、変位振幅 20mm を超えると実験結果と解析結果に違いが生じ始めて、杭が塑性域にあると推測される変位振幅 60mm 以上では実験結果と解析結果が明らかに乖離している。一方、W 杭の解析結果は実験を通して概ね良好に実験結果をシミュレートしている。

図 5.13(a)～(f)に変位振幅 2 mm、4 mm、10 mm、20 mm、40 mm、60 mm における杭に生ずる曲げモーメント分布を示す。本図は ST 杭と W 杭で実験結果と解析結果を比較するとともに、ST 杭と W 杭の解析結果を比較している。図から ST 杭と W 杭の解析結果は、W 杭の最大曲げモーメントをやや過小評価する傾向にあるものの、曲げモーメントの分布形状とその発生深度は概ね実験結果と一致していることから、本解析モデルで実験結果を良好にシミュレートが可能であると考える。次に最大曲げモーメントに着目すると、W 杭の最大曲げモーメントは実験を通して ST 杭に比べて小さく、その発生深度は深くなる傾向にあることが、実験結果と解析結果ともに一致している。また最大曲げモーメントの発生深度に着目すると、ST 杭の最大曲げモーメントの発生深度は、載荷初期から変位振幅 10mm までは W 杭に比べて浅い深度であるのに対し、変位振幅 20mm 以降から最大曲げモーメントの発生深度は深くなっていき、変位振幅 60mm では ST 杭と W 杭ともほぼ同一深度で最大曲げモーメントが生じている。一方、W 杭の最大曲げモーメントの発生深度は実験を通してほぼ同一深度であり変位依存は見られない。

以上から、W 杭の杭頭荷重、最大曲げモーメントは ST 杭に比べ小さくなり、W 杭の最大曲げモーメントの発生深度は ST 杭より深い深度で生じており、羽根の有無で明確な違いが見られる。この違いは W 杭では羽根の貫入によって杭周地盤の剛性が低下したことが要因であり、羽根による杭周地盤の緩みの影響が杭の水平抵抗に与える影響が大きいことが確認できる。なお ST 杭で見られた最大曲げモーメントの発生深度の変動は、正負交番繰り

返し水平載荷によって、杭と地盤の間に剥離が生じ、その剥離が変位振幅の増加にともない深度方向に進展していくことが要因と推測する。W 杭も ST 杭と同様に杭と地盤の間に剥離を生じているが、W 杭の最大曲げモーメントの発生深度に変動が見られないことから、W 杭では杭と地盤の間に生ずる剥離による影響よりも、回転貫入によって生ずる杭周地盤の緩みの影響が大きいことが考えられる。

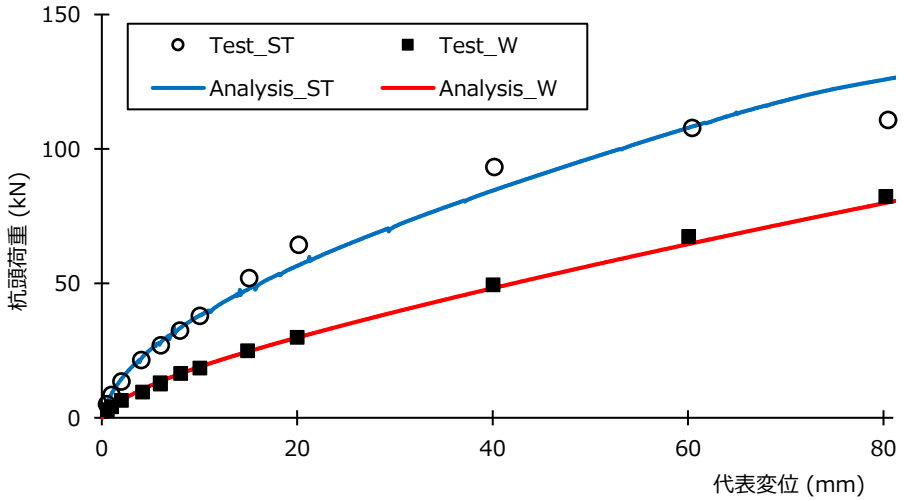
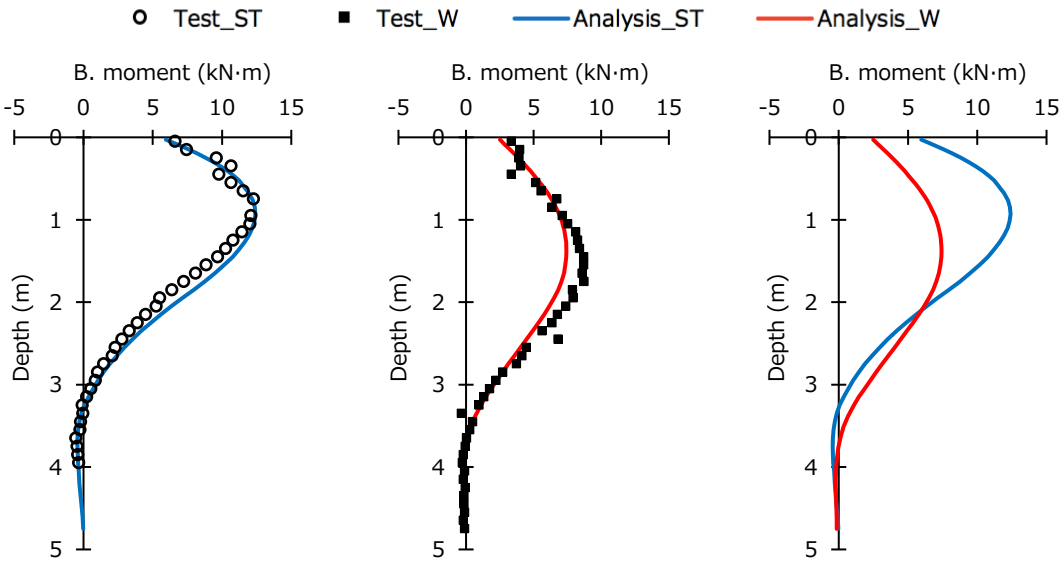
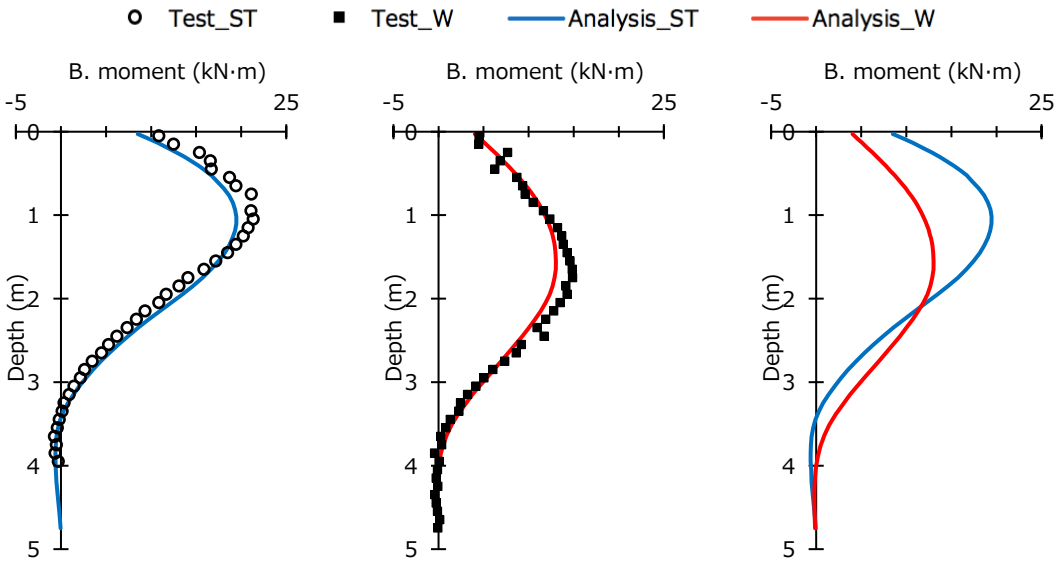


図 5.12　杭頭荷重－代表変位関係　(実験結果と解析結果の比較)



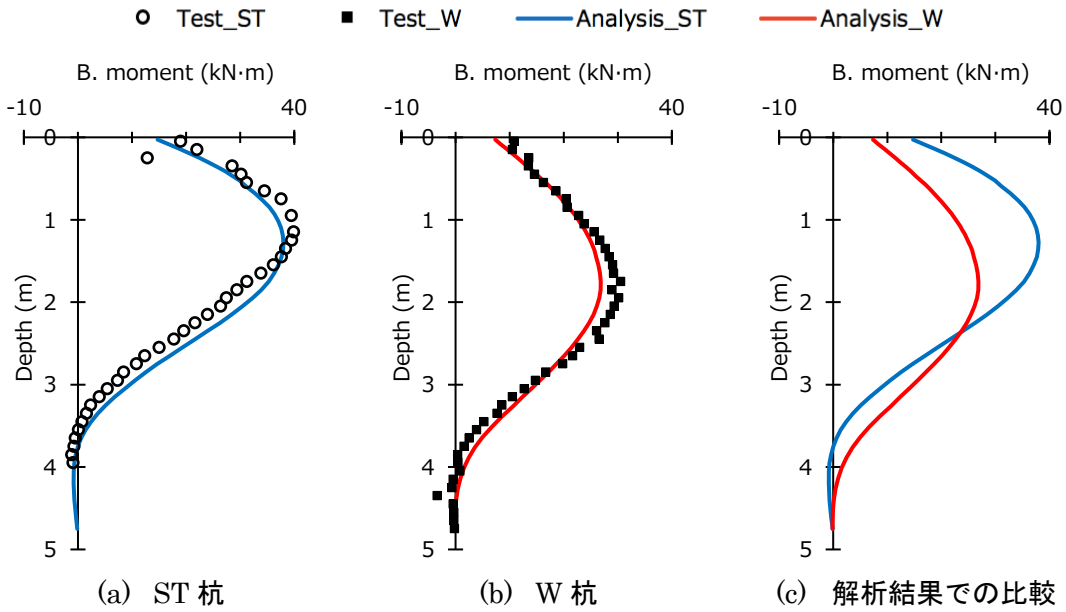
(a)　ST 杭　　(b)　W 杭　　(c)　解析結果での比較

図 5.13(a)　曲げモーメント分布の比較（変位振幅 2mm）



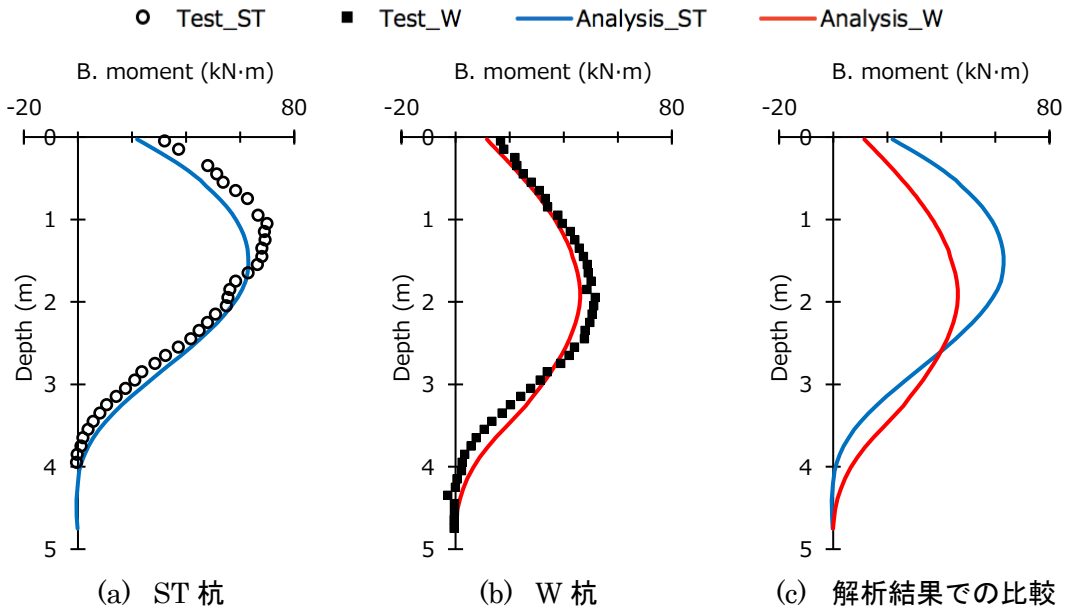
(a)　ST 杭　　(b)　W 杭　　(c)　解析結果での比較

図 5.13(b)　曲げモーメント分布の比較（変位振幅 4mm）



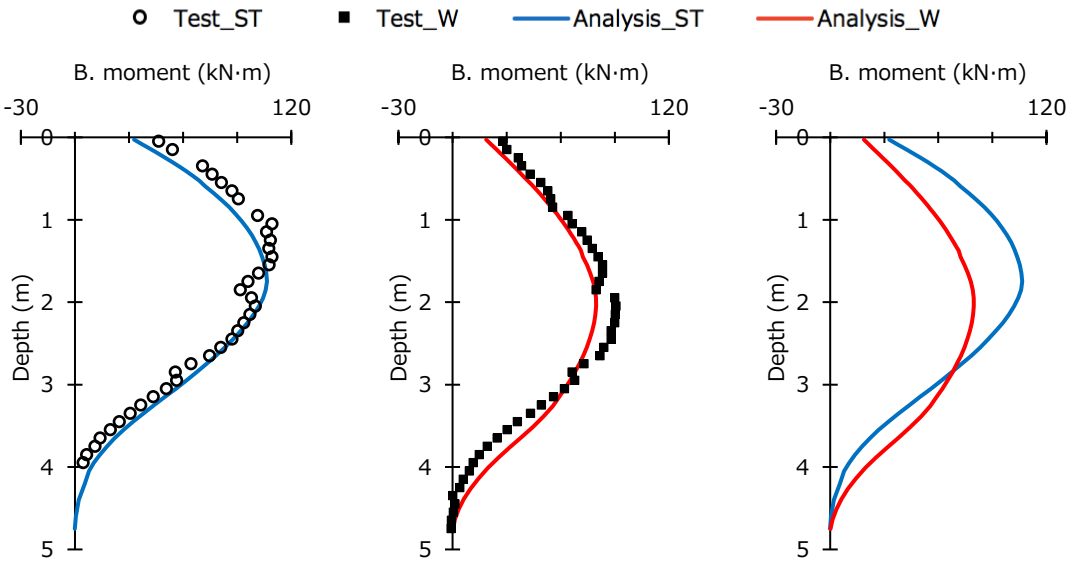
(a) ST 杭　　(b) W 杭　　(c) 解析結果での比較

図 5.13(c)　曲げモーメント分布の比較（変位振幅 10mm）



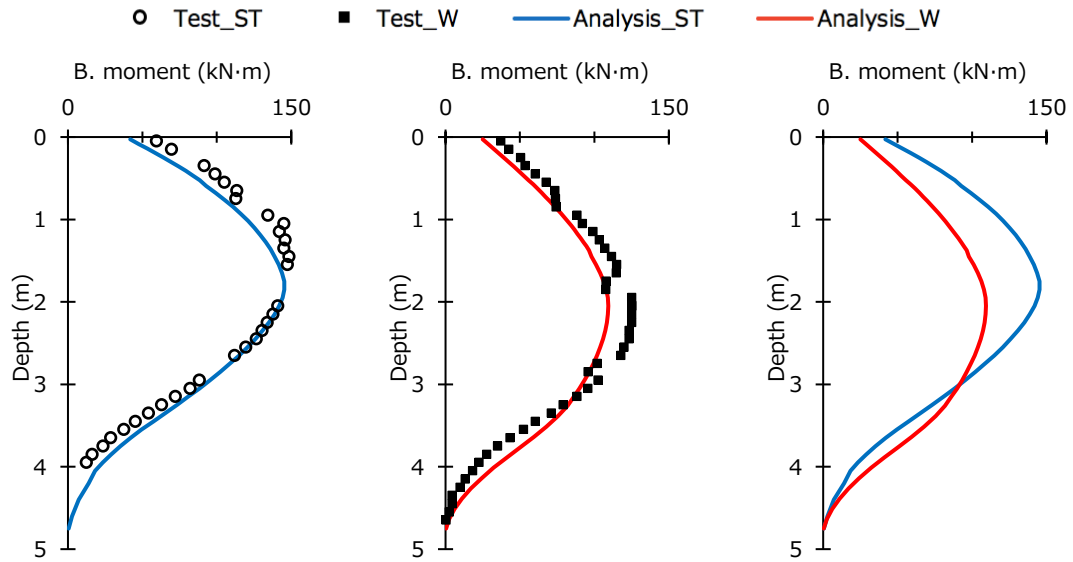
(a) ST 杭　　(b) W 杭　　(c) 解析結果での比較

図 5.13(d)　曲げモーメント分布の比較（変位振幅 20mm）



(a) ST 杭　　(b) W 杭　　(c) 解析結果での比較

図 5.13(e)　曲げモーメント分布の比較（変位振幅 40mm）

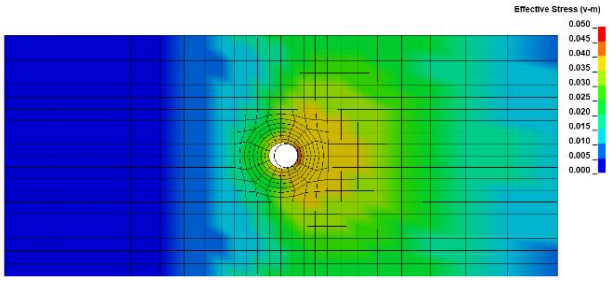


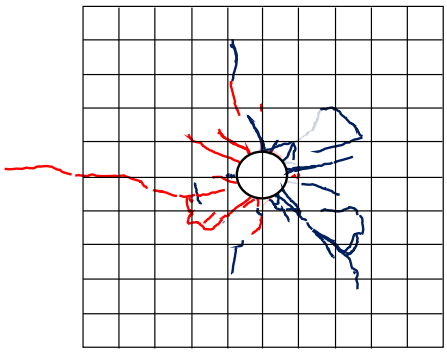
(a) ST 杭　　(b) W 杭　　(c) 解析結果での比較

図 5.13(f)　曲げモーメント分布の比較（変位振幅 60mm）

2）地表および地盤内の応力分布

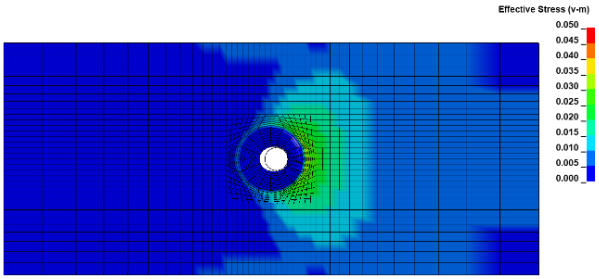
図 5.14(a)～(b)に、変位振幅 60 mm 時の地盤ソリッド要素に発生する地表面の mises 応力分布と地表面の地盤変状を示す。杭周辺の応力分布に着目すると、図 5.14(a)に示す ST 杭では杭と載荷方向に接する地盤に局所的な応力が作用しているが、全体的には載荷方向の地盤に分散し、かつその範囲は広く応力が伝達している。また載荷直交方向にも広い範囲に応力が分布しており、地表面に出現するひび割れの量とその出現する範囲は mises 応力分布と概ね同じ傾向を示している。一方、図 5.14(b)に示す W 杭の応力分布は、地盤の初期せん断剛性と最大せん断耐力を低減した緩み層の領域に発生する応力は小さいが、応力は緩み層の外縁から広がっており、ST 杭と W 杭の応力分布の広がりは明確に違いがある。図 5.15(a)～(b)に、変位振幅 60 mm 時の地盤ソリッド要素に発生する地中部の mises 応力分布と剥離深さを示す。なお図 5.15(a)～(b)では杭の応力分布は表示させずに一律で灰色で示している。また剥離深さは全ての実験ケースの各変位振幅で記録を取っていないため、図中の剥離深さは参考として ST 杭では負方向加力の変位振幅 40mm 時、また W 杭は全く剥離深さの記録がないため、第 2 章の正負交番繰り返し水平載荷実験の結果から水平抵抗がほぼ同等と評価した W23A 杭の正方向加力の変位振幅 40mm 時の剥離深さを掲載した。図 5.15(a)から ST 杭の載荷方向の杭に接する地盤は杭全長で応力が発生しているのに対して、図 5.15(b)の W 杭では杭周の緩み層の応力は小さく、杭から離れた原地盤でも ST 杭と比べて応力の発生している地盤の範囲は小さい。また地表付近の杭と地盤の接触に着目すると、W 杭では地表付近の地盤が杭に押されて隆起しており、ゆるみ層の変形が大きいことがわかる。なお ST 杭、W 杭ともに杭と地盤の間で剥離が生じており、ST 杭に比べ W 杭の剥離がやや大きい傾向にある。

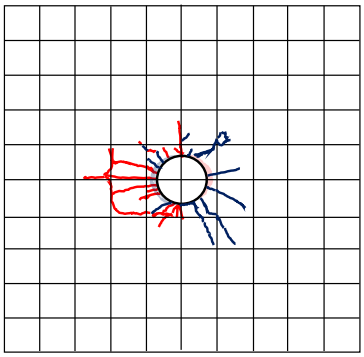




(i)　mises 応力分布　　(ii)　ひび割れ図

(a)　ST 杭

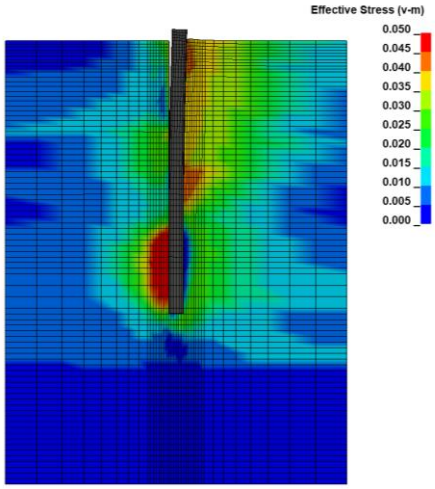




(i)　mises 応力分布　　(ii)　ひび割れ図

(b)　W 杭

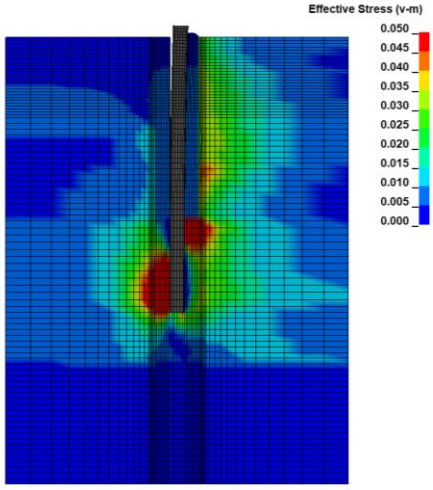
図 5.14　地表面の地盤応力分布(単位:N/mm^2)と地盤変状
(変位振幅 60 mm 時)



(i) mises 応力分布

(ii) 剥離深さ ST 杭
(負加力の変位振幅 40mm 時)

(a) ST 杭



(i) mises 応力分布

(ii) 剥離深さ W23A 杭
(正加力の変位振幅 40mm 時)

(b) W 杭

図 5.15 地中部の地盤応力分布(単位:N/mm^2)と剥離深さ
(地盤応力分布は変位振幅 60 mm 時、剥離深さは参考値)

5.4　杭頭の周辺地盤を改良した羽根付き鋼管単杭の補強効果

前節では羽根なし鋼管単杭(ST 杭)と羽根付き鋼管単杭(W 杭)の杭頭荷重－代表変位関係と曲げモーメント分布性状に着目して、実験結果と解析結果を比較した。いずれの結果も W 杭の杭頭荷重と最大曲げモーメントは ST 杭に比べ小さくなることから、羽根の有無により水平抵抗に明確な差があることを解析的にも示した。また W 杭の羽根の回転貫入によって生ずる杭周地盤の緩み層は、杭の水平抵抗に影響する範囲($1/\beta$)に干渉する地盤の初期せん断剛性G_0と最大せん断強度τ_{max}に低減係数を乗じたパラメトリックスタディを行い、実験結果を良好にシミュレートが可能な緩み層のモデル化を示した。

W 杭の杭周地盤に生ずる緩み層の影響は、地震時に上部構造から伝達される慣性力に対する杭の水平抵抗を低下させるため、第 4 章で W 杭の杭頭の周辺地盤を改良した原位置での正負交番繰返し水平載荷実験を行い、W 杭の水平抵抗を増大させる方法として杭頭改良の有効性について示した。

本節では、杭頭の周辺地盤の改良効果について、解析的検討からも杭頭の改良効果に対する有効性を示すとともに、杭頭改良した場合のモデル化について検討する。

5.4.1　改良体のモデル化

本節では、地盤改良なしの W 杭と杭を中心とした改良範囲を 1m×1m、改良深度 1m で地盤改良した W 杭(D1000-10)を解析し、改良体のモデル化について検討する。

図 5.16 に地盤改良なしの W 杭の解析モデル図を示す(以下、基本解析モデル)。地盤モデルは杭応力に影響を及ぼさない範囲を考慮して、載荷方向、載荷直交方向ともに 8m とし、深さ方向は 7.8m でモデル化している。杭は実験と同様に杭径D_p267.4mm、材厚t9.3mm (鋼種 490 材)、杭長 5m の鋼管として、杭頭は地表面から 200mm 突出している。図 5.17 に杭周地盤の緩み層の低減係数を示す。杭周地盤の緩み層は、5.3 節と同様に黒ボク層、風化火山灰質層および火山灰質層の初期せん断剛性G_0と最大せん断強度τ_{max}に低減係数を乗じてモデル化した。図 5.18 に地盤改良(以下、改良体)のモデル図を示す。改良体は、基本解析モデルに対して改良する地盤要素の物性を変更するとともに、改良なしの外周地盤要素と改良した地盤要素の間に境界条件を設定してモデル化する。なお基本解析モデルの地盤の非線形性、杭－地盤のモデル化および解析条件は 5.3 節と同等としている。

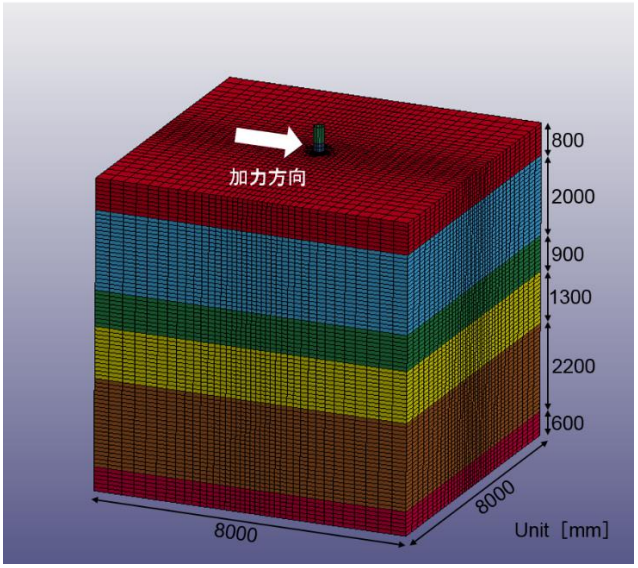
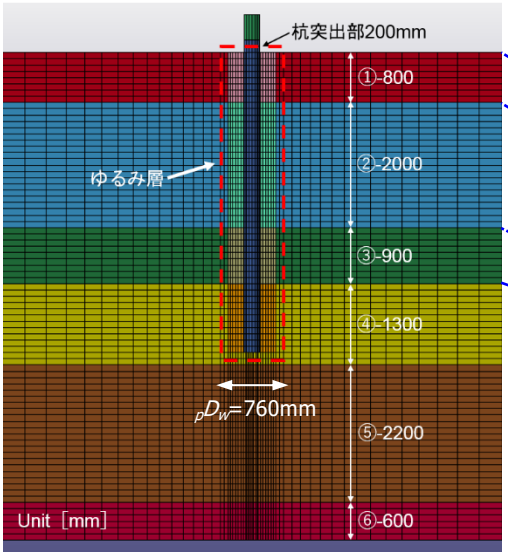
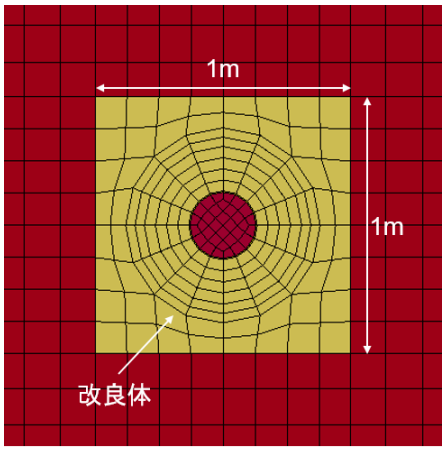


図 5.16　地盤改良なしの W 杭の基本解析モデル

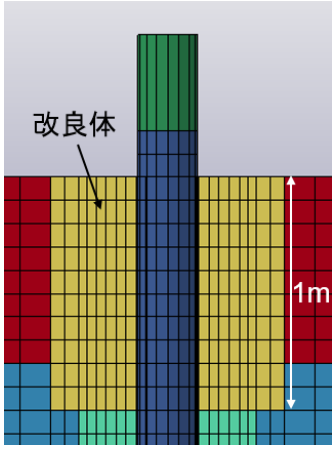


地盤種別	低減係数
黒ボク層	0.1
風化火山灰質層	0.2
火山灰質層	

図 5.17　基本解析モデルの断面詳細図と低減係数



(a)　平面図



(b)　断面図

図 5.18　改良体の解析モデル

5.4.2　実験敷地の地盤物性と改良体の材料特性

表 5.3 に実験敷地の地盤物性値を示す。第 4 章の杭頭改良した実験杭の地盤調査位置と第 2 章の地盤調査位置が直線距離で約 65m 離れているため、両敷地の地盤物性値に違いがあるが、杭の水平抵抗に及ぼす範囲($1/\beta$)の地盤種別の構成と N 値分布がほぼ同じことから実験敷地の違いによる影響は小さいとして、第 4 章と第 2 章で実施した実験結果および解析結果は直接比較することができると判断する。

本節の地盤物性は第 4 章の地盤調査結果に基づき、解析モデルの深さ方向は表層から GL-3.7m までの粘土質層は黒ボク層、風化火山灰質層および火山灰質層を 3 分割、GL-3.7m～GL-7.8m(解析モデルの最大深度)の砂質層を 3 分割した計 6 層に分割している。また地盤特性は 5.3 節と同様に、GL-3.7m 以浅の粘土質層と GL-3.7m 以深の砂質層とし、(5-1)式～(5-4)式により非線形性を考慮した。表 5.4 に改良体の物性値を示す。改良体の物性値は、改良材の打設時に採取した供試体で一軸圧縮強度試験を行いその結果を用いている。改良体はいずれの実験ケースにおいても、目視観察から実験開始前に乾燥収縮ひび割れが生じていないこと、また最大変位振幅 150mm 後においても杭と改良体の接触部および改良体表面にひび割れが発生していないことから、改良体は剛体でその材料特性は弾性体と仮定してモデル化している。

表 5.3 地盤物性値

	土質	ρ (t/m³)	c (N/mm²)	ϕ (度)	υ	$\gamma_{0.5}$	G_0 (N/mm²)	τ_{max} (N/mm²)
1	黒ボク	1.375	0.054	0	0.32	0.00192	10.6	0.0204
2	風化火山灰	1.512	0.03	0	0.46	0.0014	12	0.0168
3	火山灰	1.873	0.0475	0	0.46	0.00127	14.2	0.0180
4	シルト混じり中~粗砂	1.8	0.0011	30	0.41		131.22	0.0246
5		1.8	0.0011	30	0.48		131.22	0.0420
6	シルト質細砂	1.7	0.0011	30	0.49		55.08	0.0533

*1　三軸圧縮試験では粘土質である黒ボク、火山灰層において内部摩擦角が算出されたが、供試体作成時や載荷時の試料の乱れからくる値であると考えられるため、解析では 0 とした。

*2　砂の一般的な値。

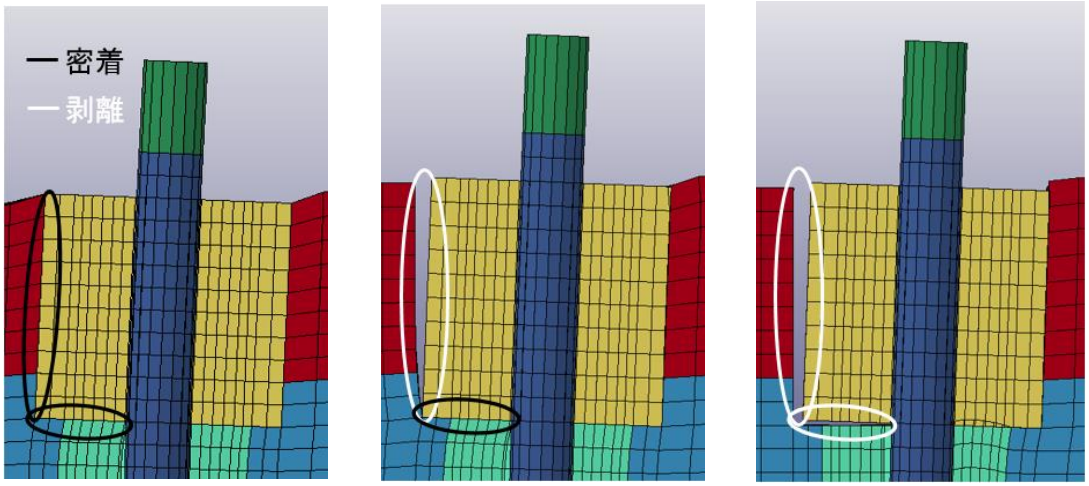
表 5.4　改良体の物性値

密度 ρ_t（g/cm²）	ヤング係数 E_C（N/mm²）	ポアソン比 ν_S
2.23	21033	0.18

ここでE_cは軸応力(σ)－軸ひずみ(ε)関係において、ε=0.005%に達した点とσ=q_u/3 に達した点を結んだ割線の傾きである。

5.4.3　地盤モデルの境界条件と改良体－周辺地盤の接触条件

地盤モデルの境界条件は 5.3 節と同様に底面を完全固定、側面を水平方向の変位を固定した鉛直ローラーとした。また杭と地盤間は剥離と滑りを考慮した接触条件とし、その摩擦係数は西田ら[5.7]の既往研究から、杭と粘土質層(黒ボク層、風化火山灰質および火山灰質層)で 0.3、杭と砂質層でtan 30°を用いた。なお地盤改良した W 杭の解析では、改良体と改良体が接する地盤間における剥離と滑りの接触条件が必要となる。図 5.19 に仮定した 3 ケースの接触条件を示す。図 5.19(a)に示す「全面密着」と図 5.19(b)に示す「側面剥離」の 2 ケースは、杭頭改良するために掘削した掘削孔に改良材料を打設した後に、改良材料が硬化する前に接する地盤に改良材料が浸透することで、改良材料の硬化によって改良体と周辺地盤が一体化されて、改良体の全側面または底面が密着した条件を仮定している。一方、図 5.19(c)の「全面剥離」のケースでは、改良材料とその接する地盤には一体性がない状態を仮定している。なお改良体とその周辺地盤間の剥離と滑りを考慮する面の摩擦係数は、文献 5.7)から 0.3 とした。



(a)　全面密着
(IM10-10-N)

(b)　側面剥離
(IM10-10-S)

(c)　全面剥離
(IM10-10-A)

図 5.19　改良体と周辺地盤の接触条件

5.5　杭頭の周辺地盤を改良した解析結果

5.5.1　改良体と周辺地盤のモデル化の検討

本節では、改良体と地盤間の接触条件をパラメータとした解析を行い改良体部のモデル化を行う。解析ケースは図 5.19 に示した 3 ケースとする。図 5.20 に杭頭荷重－代表変位関係を示す。なお図中に第 4 章から地盤改良した W 杭(D1000-10)の正方向加力、第 1 サイクル時の各最大変位振幅の実験結果も示した。

解析結果から接触条件を全面密着とした IM10-10-N の杭頭荷重は、載荷初期から解析終了時まで実験結果に比べて大きくなっており水平抵抗を過大評価する結果となった。また割線剛性に着目すると、載荷初期の割線剛性は実験結果に比べ大きい傾向を示している一方、変位振幅 20mm 付近から割線剛性が低下する傾向を示している。実験結果の割線剛性も変位振幅 20mm 時付近から割線剛性に低下する傾向が見られており、IM10-10-N の接触条件は杭頭荷重に対しては過大評価するものの、割線剛性の変位依存性は実験結果の性状をシミュレートできている。接触条件を全面剥離とした IM10-10-A の杭頭荷重は、全ての変位振幅において実験結果に比べて小さく、実験結果を過小評価している。改良体の側面のみ剥離を許容させた IM10-10-S の杭頭荷重は、載荷初期から変位振幅 40mm まではやや実験結果に比べ小さく、変位振幅 40mm を超える領域では実験結果を上回る傾向を示した。ただし IM10-10-S の解析結果は、全面密着させた IM10-10-N と全面剥離させた IM10-10-A に比べ、概ね実験結果をシミュレートできている。

図 5.21 に曲げモーメント分布を示す。図中の実験結果は、正方向加力の第 1 サイクル時、変位振幅 2mm、10mm および 60mm の結果を示している。解析結果は接触条件に関係なく実験結果で見られた改良体内の複雑な応力変化と、最大曲げモーメントが改良体の底面付近に生ずる特徴的な分布形状をシミュレートしている。地表面付近(GL±0m)の曲げモーメント値に着目すると、改良体側面の剥離を許容した IM10-10-S と全面剥離の IM10-10-A は概ね実験結果をシミュレートしている一方、全面密着した IM10-10-N では実験結果を過大に評価する傾向となっている。改良体の底面付近(GL-1.0m)の曲げモーメント値に着目すると、接触条件の違いにより解析結果に差が見られるものの、変位振幅の増加にともない IM10-10-N と IM10-10-S の 2 ケースはほぼ同様の値になるのに対して、IM10-10-A の分布形状は IM10-10-N と IM10-10-S とは違いが見られ、その傾向は改良体の底面以深の曲げモーメント分布も同様の性状を示している。

以上から、改良体の側面の剥離を許容した IM10-10-S の解析結果は、他の接触条件に比べて実験結果の杭頭荷重－代表変位関係、また地表面から改良体底面までに生ずる複雑な曲げモーメント分布についても概ね良好にシミュレートできていることから、改良体と周辺地盤の状況として、載荷方向に対する改良体後面と改良体の側方地盤で剥離が進み、改良体底面は密着に近い接触条件となっていたと推測する。

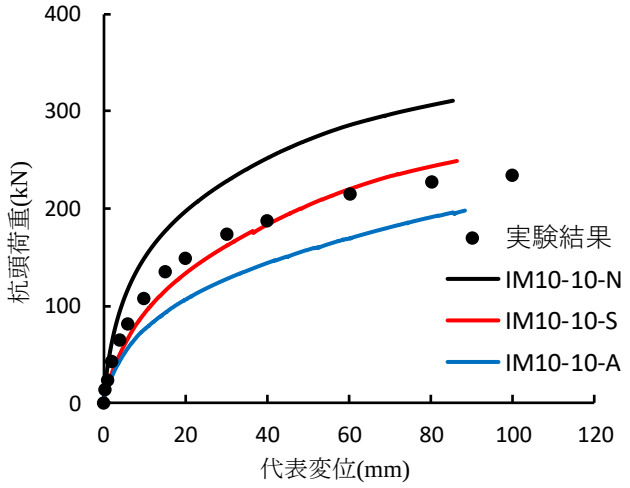
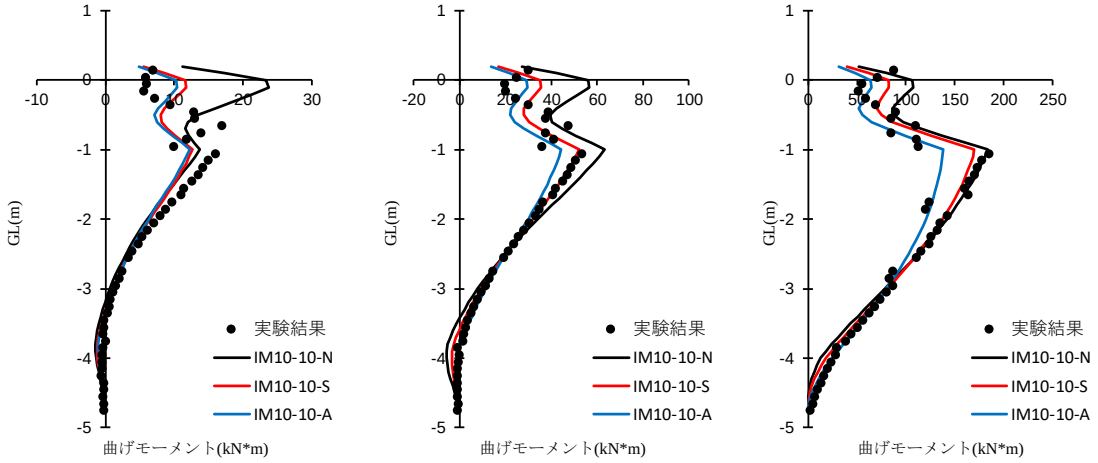


図 5.20　改良体と周辺地盤の接触条件の違いによる杭頭荷重－代表変位関係



(a)　変位振幅 2mm　　(b)　変位振幅 10mm　　(c)　変位振幅 60mm

図 5.21　曲げモーメント分布

5.5.2　改良深さによるパラメトリックスタディ

本節では、改良範囲を 1m×1m に固定し、改良深度をパラメータとするパラメトリックスタディを行い、改良深度の違いが地盤改良した W 杭の水平抵抗に及ぼす影響を検討する。

表 5.5 に解析ケースを示す。改良深度は実験杭と同じ 200mm、500mm および 1000mm の 3 ケースと、杭の水平抵抗に影響を及ぼす範囲$1/\beta$に相当する 2500mm の計 4 ケースで行った。以下に解析結果と考察を示す。

表 5.5　解析ケース

Case	改良範囲R (mm)	改良深度D (mm)	D/Dp
1	1000×1000	200	0.75
2		500	1.87
3		1000	3.74
4		2500	9.35

1) 杭頭荷重－代表変位関係

図 5.22 に杭頭荷重－代表変位関係を示す。なお図中に地盤改良なし W 杭の解析結果も示している。杭頭荷重に着目すると、地盤改良ありの杭頭荷重は改良深度に関係なく地盤改良なしに比べて増大している。また地盤改良ありでは改良深度の増大にともない同一変位での杭頭荷重が大きくなっている。図 5.23 に変位振幅 2mm、10mm および 60mm における杭頭荷重比－改良深さ関係を示す。図の縦軸は地盤改良なしの杭頭荷重に対する地盤改良ありの杭頭荷重の比で示し、横軸は改良深さで示した。図から改良深度に関係なく、いずれの変位振幅でも地盤改良なしに比べて地盤改良ありの杭頭荷重が増大しており、杭径程度の深さを地盤改良した 200mm でも杭頭荷重比は約 2～5 倍となった。以上から杭頭の周辺地盤を地盤改良することで W 杭の水平抵抗は増大して、地盤改良による水平抵抗の補強効果は有効であること、また改良深度は杭径程度の深さで水平抵抗の補強効果が期待できることが解析的にも確認できた。

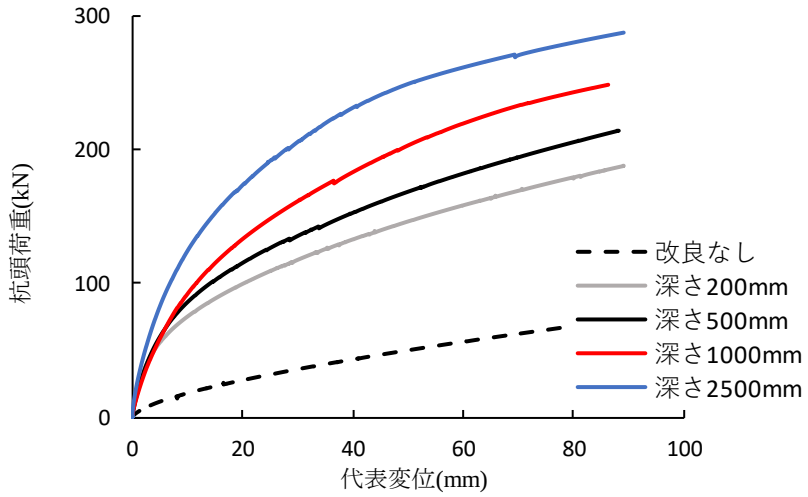


図 5.22　杭頭荷重－代表変位関係

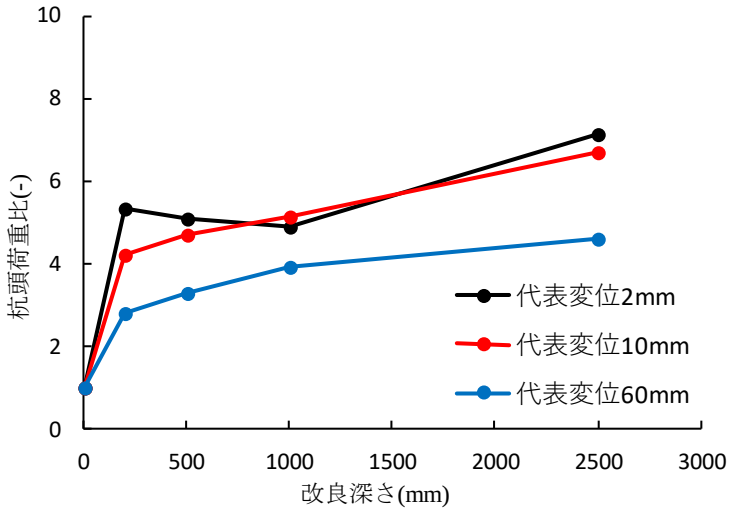
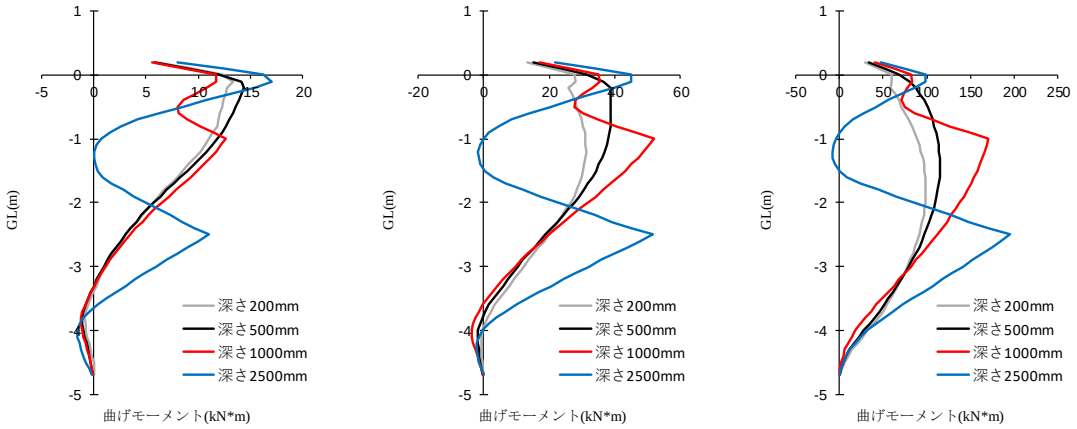


図 5.23　杭頭荷重比－改良深さ関係

2) 曲げモーメント分布

図 5.24 に変位振幅 2mm、10mm および 60mm における曲げモーメント分布を示す。改良深さ 1000mm と 2500mm に着目すると、変位振幅に関係なく両者の最大曲げモーメントは改良体の底面付近で生じている。改良体中間部の曲げモーメントは地表面と改良体の底面付近の曲げモーメントに比べ小さく、その分布形状は負方向に凸となっており、改良体内の曲げモーメント分布は複雑に変化している。一方、改良深さ 200mm と 500mm の曲げモーメント分布は、改良深さ 1000mm と 2500mm で見られた特殊な分布形状は見られなかった。解析的にも改良深度の違いによる曲げモーメント分布の特性を確認できた。そこで改良体内の応力性状についてさらに検討を行う。



(a) 代表変位 2mm　(b) 代表変位 10mm　(c) 代表変位 60mm

図 5.24　曲げモーメント分布

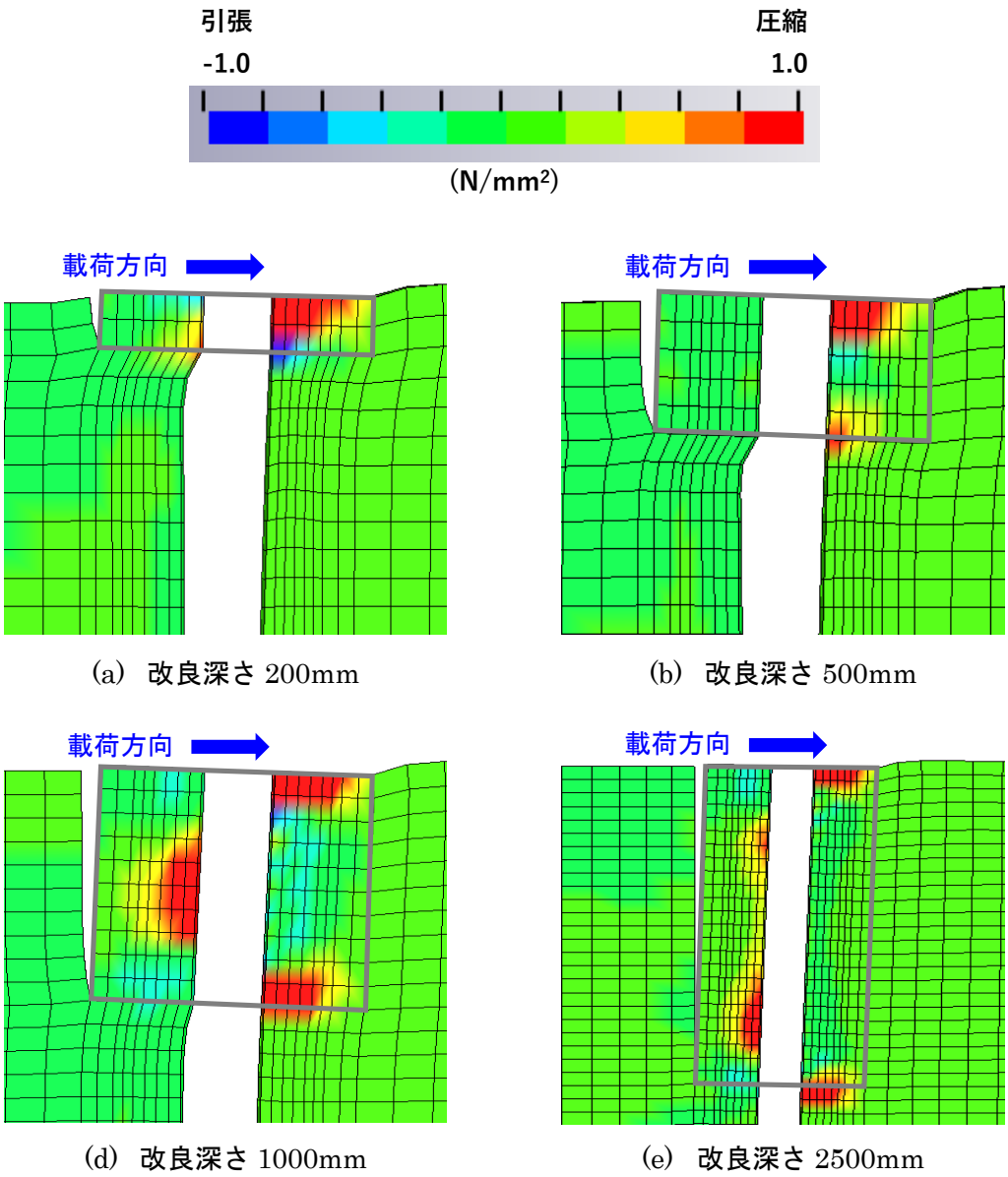
3) 改良体の応力性状

図 5.25 に変位振幅 85mm 時における改良体の X 方向の垂直応力図を、図 5.26 に Z 方向の垂直応力図示す。なおコンタ図は圧縮応力を正(赤色)、引張応力を負(青色)で示した。また改良体は灰色枠の囲みで示している。

図 5.25 の X 方向(載荷方向軸)、改良体の受働側の応力分布に着目してみると、改良深さ 200mm は改良体の受働面がほぼ圧縮応力となっている一方、改良深さ 500mm の圧縮応力は、改良体の頂部と底面付近に分散して生じている。改良深さ 500mm で見られた傾向は、さらに深度が深い改良深さ 1000mm と 2500mm では顕著に現れている。また杭背面に着目すると、改良深さ 1000mm と 2500mm では、改良体の中間部に圧縮応力が発生しているのに対して、改良深さ 200mm と 500mm では見られない。以上から、杭が水平力を受けると改良体の受働側が水平抵抗要素として寄与する一方、改良深さが深くなるにともない、その水平抵抗要素は改良体の頂部と底面付近に分散して生じる。さらに杭背面では載荷方向とは逆向きの力が作用する結果、改良体内の応力状態は複雑な性状にあると考える。

図 5.26 の Z 方向(深さ方向)、改良体の受働側の応力分布に着目してみると、改良深さ 200mm と 500mm は深度方向に圧縮応力が生じており、その大きさは改良深さ 500mm に比べて 200mm の方が大きい。一方、改良深さ 1000mm の圧縮応力の分布形状は、改良体の頂部と底面付近を起点とするアーチ状の応力形状になっている。さらに改良深さが深い 2500mm では、改良深さ 1000mm で見られたアーチ状の応力分布は見られず、改良体の受働側のほぼ全域が圧縮応力となっている。また杭背面に着目すると、改良深さ 200mm と 500mm では応力が発生していないのに対して、改良深さ 1000mm と 2500mm では杭背面に引張応力が発生している。なお改良深さ 2500mm では杭背面側の改良体内の応力状態はほぼ全域が引張応力となっている。また載荷逆方向に生ずる剥離に着目すると、改良深さ 2500mm 以外では、改良深さ全長が剥離している。

以上から、改良深さが深くなるにともない、改良体内の応力性状に明確な差が見られる。また改良深さ 1000mm と 2500mm では、X 方向の応力分布から、改良体の頂部と底面付近の圧縮応力が卓越しており、結果として杭の曲げ変形を拘束するものと考える。さらに Z 方向の応力分布は、受働側は圧縮応力に対して、杭背面では引張応力が作用しており応力性状に明確な違いがみられ、実験結果に見られた改良体内の杭の応力分布の発生に影響を与えたことがわかる。



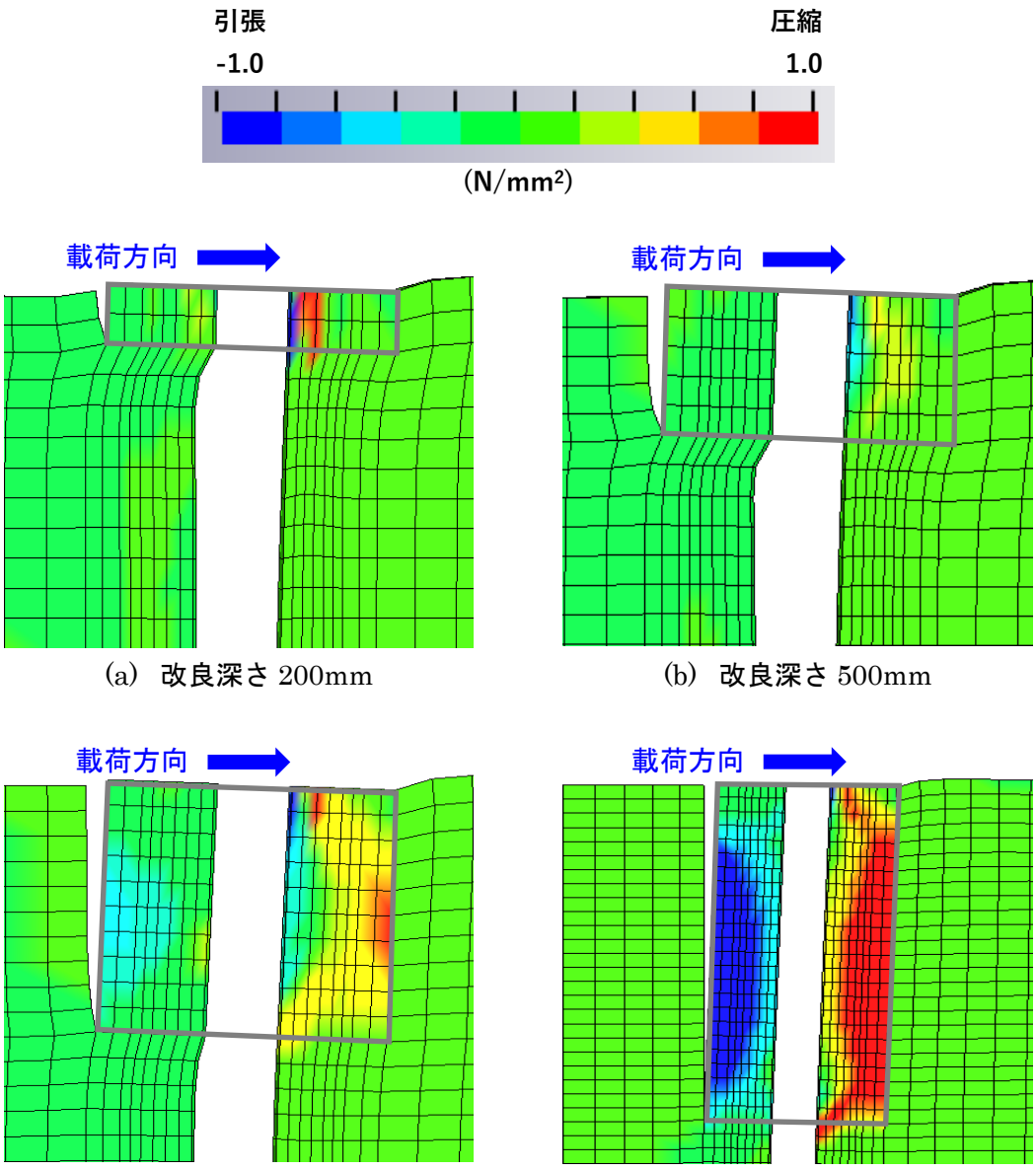
(a) 改良深さ 200mm

(b) 改良深さ 500mm

(d) 改良深さ 1000mm

(e) 改良深さ 2500mm

図 5.25 改良深度の違いによる改良体の X 方向垂直応力図
(変位振幅 85mm 時)



(a) 改良深さ 200mm

(b) 改良深さ 500mm

(c) 改良深さ 1000mm

(d) 改良深さ 2500mm

図 5.26 改良深度の違いによる改良体の Z 方向垂直応力図
(変位振幅 85mm 時)

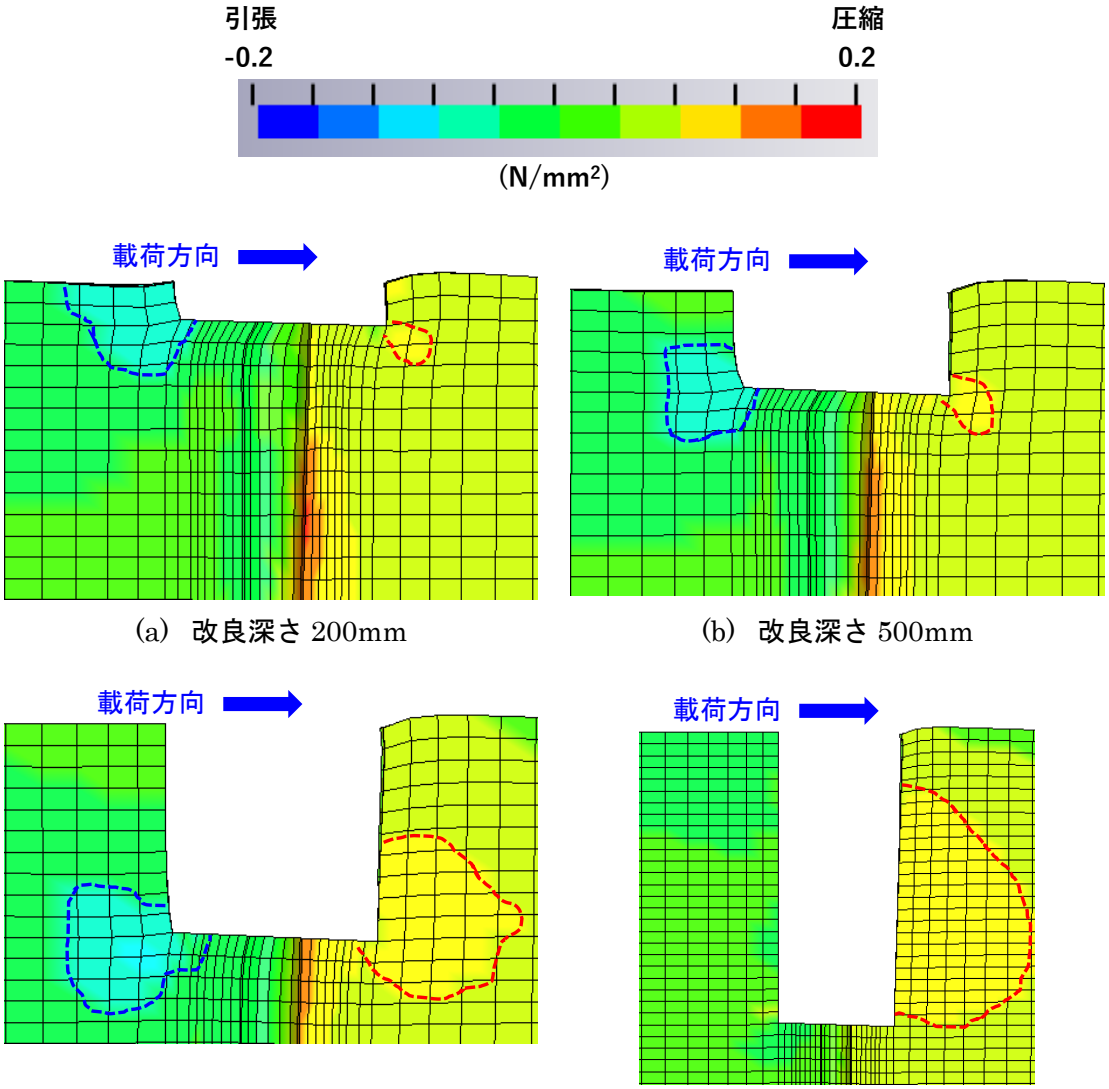
4) 改良体の周辺地盤の応力性状

図 5.27 に変位振幅 85mm 時における改良体の周辺地盤の X 方向の垂直応力図を、図 5.28 に Z 方向の垂直応力図示す。コンタ図は圧縮応力を正(赤色)、引張応力を負(青色)で示した。なお改良体は表示していない。

図 5.27 の X 方向(載荷方向軸)の改良体の底面と受働面の応力分布に着目すると、改良体前面の受働側は改良深さに関係なく圧縮応力が生じるのに対して、その対称側は改良深さ 2500mm 以外では引張応力が生じている。ここで図中の赤の破線は圧縮応力の範囲を、青の破線は引張応力の範囲示している。応力範囲に着目すると、改良深さが深くなるにともない、圧縮、引張応力ともにその範囲が増大していく傾向が見られる。また受働側の圧縮応力の範囲に着目すると、改良深さ 200mm と 500mm では、その範囲は改良体の底面付近で生ずるのに対して、改良深さ 1000mm と 2500mm の応力範囲は、改良体の底面から受働面に広がる傾向を示していることから、改良深さが深くなるにともない、改良体前面の周辺地盤の受働抵抗が増大すると考える。

図 5.28 の Z 方向(深さ方向)の改良体底面の応力分布に着目すると、応力分布性状とその範囲はほぼ X 方向と同じ性状を示しており、改良深さが深くなるにともない、改良体の回転変位により生じる底面地盤の支圧抵抗が増大する傾向を示している。

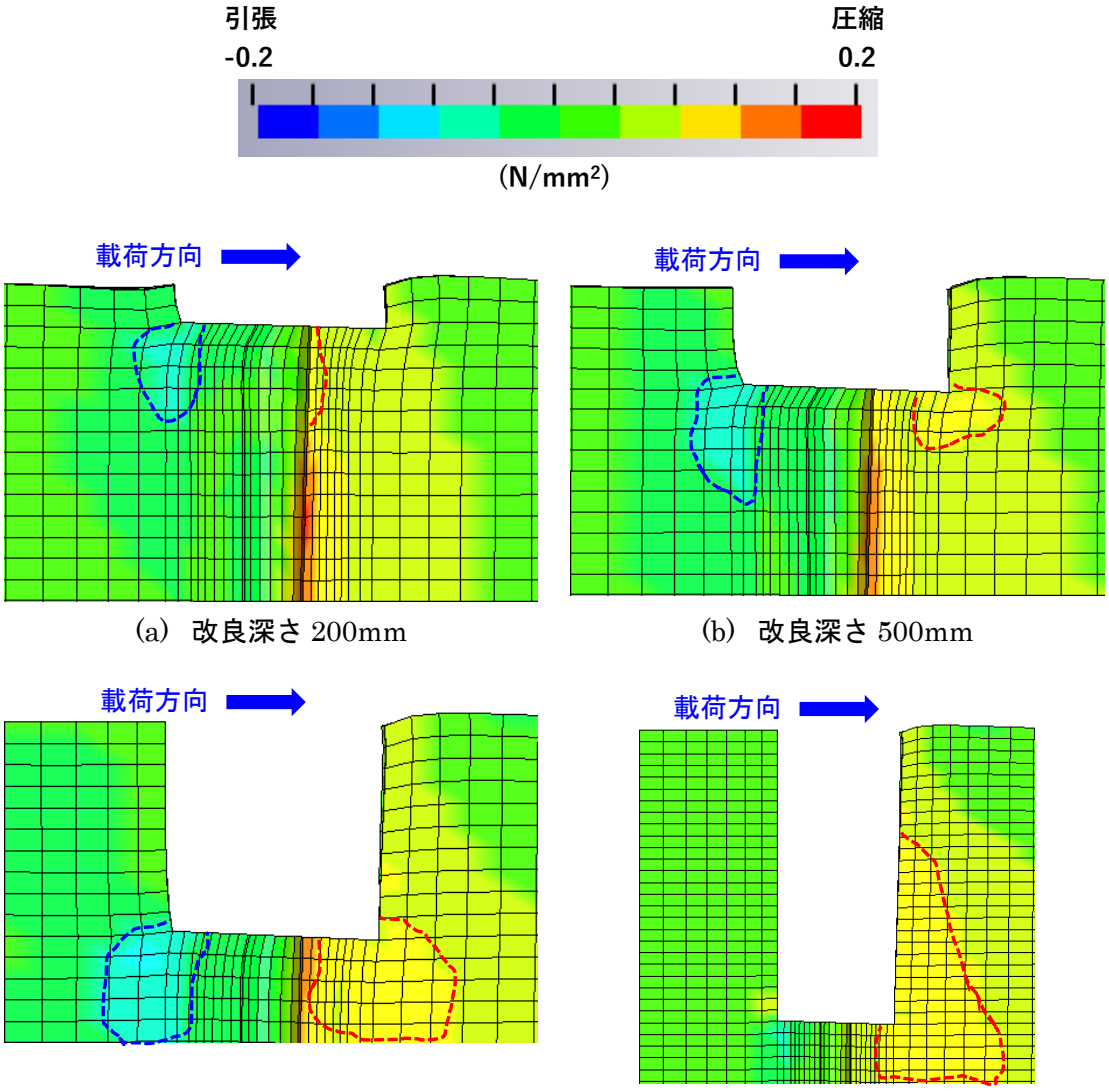
以上から、改良深さの違いにより改良体の周辺地盤に生ずる応力性状とその範囲に差が見られた。また改良深さが深くなるにともない、改良体前面の周辺地盤の受働抵抗と改良体底面の支圧抵抗が増大する傾向を示す。



(a) 改良深さ 200mm　(b) 改良深さ 500mm

(c) 改良深さ 1000mm　(d) 改良深さ 2500mm

図 5.27 改良深度の違いによる改良体周面地盤の X 方向垂直応力図
(変位振幅 85mm 時)



(a) 改良深さ 200mm

(b) 改良深さ 500mm

(c) 改良深さ 1000mm

(d) 改良深さ 2500mm

図 5.28 改良深度の違いによる改良体周面地盤の Z 方向垂直応力図
(変位振幅 85mm 時)

5.6　本章のまとめ

本章では、羽根付き鋼管杭の杭周地盤の緩み層を考慮した解析を行い、羽根の有無が杭の水平抵抗に及ぼす影響について解析的に検討した。さらに杭頭を地盤改良した解析を行い地盤改良による羽根付き鋼管杭の水平抵抗の補強効果の有効性を示すとともに、地盤改良による問題点について検討を行った。得られた知見を以下に示す。

羽根付き鋼管杭では、羽根の回転貫入による杭周地盤の緩み層をモデル化する必要がある。緩み層は、直径を羽根の最大回転直径 ${}_pD_w$(760 mm)、高さを羽根が通過した全長とする円柱状の土柱に置換した。また土柱内の水平抵抗に影響する範囲($1/\beta$)に干渉する粘土質地盤の初期せん断剛性G_0と最大せん断強度τ_{max}を低減することで、解析結果と実験結果が良好にシミュレートできたことから、緩み層は土柱置換と粘土質地盤の強度定数を低下することでモデル化が可能と考える。また地盤の mises 応力から、緩み層に応力がほとんど発生していないこと、地盤全体の応力発生領域、応力値も小さく、実験結果で確認された地表面に出現するひび割れの差異を再現できたことからも、羽根付き鋼管杭の水平抵抗は羽根による緩み層の影響が支配的であることを解析的にも示した。

地盤改良した羽根付き鋼管杭では、改良体とその周辺地盤の接触条件を改良体の側面に剥離と滑りを許容するモデル化により、実験結果を概ねシミュレートすることができた。また改良範囲を ${}_pD_w$以上、かつ改良深度を杭径程度にすることで羽根付き鋼管杭の水平抵抗が羽根なし鋼管杭と同等以上になることを解析からも検証できた。地盤改良による水平抵抗の補強効果は、改良体前面の受働抵抗と改良体底面の支圧抵抗による抵抗要素が寄与し、その抵抗は改良深度の増加にともない増大する一方、改良体内の杭の曲げモーメント分布は複雑に変化して、改良体の底面付近で最大曲げモーメントが生じる分布形状となる。この特徴的な分布形状は、改良深度が深くなることで支圧抵抗が増大し、その結果として改良体内の杭の曲げ変形を拘束することで生ずることを解析からも示した。今後、地盤改良した杭の水平抵抗機構について検討を進めるとともに、改良体を考慮した設計用の解析モデルの構築が課題と考える。

第 5 章の参考文献

5.1) LS-DYNA 使用の手引き 株式会社日本総合研究所 エンジニアリング事業本部：Second Edition, 2004.5

5.2) 地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説〔第一回改訂版〕，2010.7

5.3) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，2001.10

5.4) 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，2006.3

5.5) 日本建築学会：入門・建物と地盤との動的相互作用，1996.4

5.6) Kobayashi, T. and Miyamoto, Y.: Cyclic lateral loading test and simulation of lateral soil resistance for steel pipe pile with wings, Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions, pp.3379-3387, Rome, Italy, 2019.6.

5.7) Nishida, M., Miyamoto, Y., Shimamura, A. and Kobayashi, T.: Simulation analysis of static loading test for steel pipe pile strengthened by the new composite geo-material, Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions, pp.4118-4125, Rome, Italy, 2019.6.

第 6 章 結論

6.1 本論文のまとめ

本論文は、羽根付き鋼管杭の水平抵抗を把握することを目的に、実大の羽根付き鋼管杭の原位置水平載荷実験を行い、施工時の羽根の回転貫入により杭周地盤の乱れが、杭周地盤の水平抵抗に及ぼす影響を明らかにすることを目的とした。検討では、実大羽根付き鋼管杭の水平抵抗に及ぼす羽根の有無や羽根径の影響を実験的に明らかにした。さらに、羽根付き鋼管杭の群杭効果と杭頭地盤の改良効果を明らかにした。また三次元有限要素法を用いた解析的検討により、羽根による杭周地盤物性の変化と杭周地盤の改良が杭の水平抵抗に及ぼす影響を明らかにした。

第 1 章では，羽根付き鋼管杭の回転貫入による杭周地盤の乱れとその地盤物性の変化、水平載荷実験から得られた地盤反力係数k_hおよび地盤改良した杭の水平抵抗について既往研究を調査して本論文の位置付けを明確にするとともに、研究目的を示した。第 2 章では、羽根付き鋼管杭の羽根が水平抵抗に及ぼす影響について基本的な性状を把握するため、羽根の有無、羽根径比の違いおよび経年変化を実験パラメータとした羽根付き鋼管杭の単杭での原位置水平載荷実験を行い、履歴性状、地盤反力および割線剛性の変位依存性について検討した。第 3 章では，杭頭の拘束条件を固定とした単杭及び群杭(2 本直列)の原位置水平載荷実験を行い、群杭効率と羽根の影響領域について検討した。第 4 章では，羽根による杭周地盤の乱れの影響を小さくする補強として、杭頭の周辺地盤を改良した単杭の原位置水平載荷実験を行い、地盤改良の改良範囲と改良深さの違いによる水平抵抗に及ぼす影響を把握するとともに、その補強効果について検討した。第 5 章では，羽根なし鋼管単杭と羽根付き鋼管単杭に対して三次元有限要素法によるシミュレーション解析を行うことにより、羽根による杭周地盤物性の低減に及ぼす影響を示した。また杭頭を地盤改良したシミュレーション解析から、改良体の寸法と周辺地盤との接触条件の影響を検討するとともに、改良体が水平抵抗の増強に与える効果を示した。以下に各章で得られた知見をまとめて示す。

(1) 羽根付き鋼管単杭の水平抵抗に関する実験検討

① 杭頭の水平剛性は羽根なし鋼管杭と比較して小さくなった。また同一地表面変位での最大曲げモーメントも羽根なし鋼管杭より小さく、その発生深度は深くなる傾向を示した。

② 杭周面地盤反力は、載荷初期から羽根なし鋼管杭に比べて小さく、地表面付近での履歴曲線はスリップ形状を示し、地盤反力はほぼ生じていない。また羽根なし鋼管杭に対する羽根付き鋼管杭の割線剛性は小さく、地表面付近での割線剛性比は 0.1 倍程度にまで低下した。

③　杭径に対する羽根径の比を 2.3 倍と 3.0 倍で実施した実験結果から、両実験の杭頭の水平剛性、履歴形状および曲げモーメント分布はほぼ同様の性状を示し、また杭頭の周辺地盤に出現するクラック量とその出現範囲もほぼ同様の性状を示したことから、羽根径比が杭の水平抵抗に与える影響は小さかった。

④　杭打設から水平載荷実験までの養生期間が異なる実験結果から、約 1 年養生した杭の水平抵抗はやや大きくなっているが、履歴性状、曲げモーメント分布および杭頭の周辺地盤に出現するクラックの性状に養生期間の違いによる明確な差は見られないため、経年変化の違いによる水平抵抗への影響は小さいことが分かった。

(2) 羽根付き鋼管群杭の水平抵抗に関する実験検討

①　羽根付き鋼管群杭の杭頭荷重は、単杭の杭頭荷重を 2 倍した履歴性状とほぼ同じ性状であるのに対して、羽根なし鋼管群杭の杭頭荷重は単杭の杭頭荷重を 2 倍した杭頭荷重より小さくなり、羽根付き鋼管群杭では群杭効果が緩和されることが分かった。

②　羽根なし鋼管群杭の曲げモーメント分布は、前方杭と後方杭で明瞭な違いがあった一方、羽根付き鋼管群杭では前方杭と後方杭で概ね同じ分布となった。また最大曲げモーメントの発生深度は単杭と同様に羽根付き鋼管杭は羽根なし鋼管杭に比べ深い深度で発生した。

③　杭頭の周辺地盤に出現するひび割れは、単杭および群杭ともに羽根なし鋼管杭に比べてひび割れの出現量は少なく、その出現範囲は概ね羽根の通過領域内にほぼ留まっており、ひび割れの出現は羽根の通過領域内で支配的となっていることが分かった。

④　杭周地盤反力－杭変位の履歴曲線は、載荷初期からスリップ形状が見られ、羽根付き鋼管杭では杭と杭周面地盤の剥離の影響が羽根なし鋼管杭に比べて大きいことが分かった。

(3) 杭頭改良した羽根付き鋼管単杭の補強効果に関する実験検討

①　杭頭の水平剛性は、杭頭周辺地盤の改良範囲を羽根の最大回転直径より大きくし、かつ改良深度を少なくとも杭径程度とすることで、大変位振幅域においても羽根なし鋼管杭と同等かそれ以上にまで増大し、杭頭改良による水平抵抗の補強効果の有効性が確認できた。

②　同一変位振幅における繰り返し載荷において、処女載荷と再載荷での履歴曲線で囲まれた履歴面積に違いが見られた。この要因としては改良体と周辺地盤の摩擦抵抗と支圧抵抗による影響と考えられ、その影響は改良深度が深くなるにともない大きい傾向を示した。

③　地表面に出現したひび割れは、改良体と接する地盤に集中する傾向を示し、ひび

割れの出現量とその出現範囲は実験ケースにより違いが見られた。またこの違いは改良範囲に比べ改良深度による違いの方が顕著であり、ひび割れの性状とその出現する範囲は加力方向と加力直交方向で明確に差異が生じた。

④　曲げモーメント分布は改良深度の違いで分布形状に差が見られた。改良深度が浅い場合では、変位振幅の増大にともない改良体なしの曲げモーメント分布に近くなる傾向を示すのに対し、改良深度が深くなると改良体の内部で複雑に変化するとともに、改良体の底面付近で最大曲げモーメントが生ずる分布形状を示した。

(4) 杭周面地盤の緩み層とその補強効果に関する解析検討

①　杭周地盤の緩み層のモデル化として、羽根の回転最大直径とした円柱状とし、その円柱状の地盤の初期せん断剛性と最大せん断強度に低減係数を乗じた。低減係数は原位置水平載荷実験での地盤反力－杭変位から算定した割線剛性比を用いた。解析による杭頭荷重－地表面変位関係は実験結果を良好にシミュレートしており、解析での緩み層のモデル化の有効性を示した。

②　羽根付き鋼管杭の地盤の mises 応力分布から、羽根のゆるみ層に応力がほとんど発生せず、地盤全体の応力発生領域も小さくなり、実験結果の対応する結果であった。また解析結果は実験結果で確認した地表面に出現するひび割れの状況を再現していることを示した。

③　杭頭改良した改良体のモデル化は、改良体の底面を密着させて、かつ改良体の側面に剥離と滑りを許容した接触条件とすることで、実験結果をシミュレーションすることを示した。

④　改良範囲を羽根の最大回転直径以上とし、かつ改良深さを深くすることで同一変位の杭頭荷重は羽根なし鋼管単杭に比べて大きくなり、杭径程度の改良深さで羽根なし鋼管杭と同等の水平抵抗に補強できることを解析的にも示した。ただし改良深度が深くなると改良体底面の支圧抵抗も大きくなることで改良体を拘束するため、改良体内部の杭の曲げモーメント分布は急激に変化し、改良体の底面付近で最大曲げモーメントが生じて杭体を損傷させることを示唆した。

6.2 今後の課題

本論文では、実験サイト、地盤構成および羽根形状が同一の条件で実施した原位置水平載荷実験をもとに、羽根付き鋼管杭の水平抵抗を解明することを目的としたため、限られた条件での知見である。そのため本節では実験および解析的検討それぞれに関して今後の課題を明示する。

(1) 実験的研究の課題

実験的な課題として、先ず地盤構成がある。本実験は杭の水平抵抗に影響を及ぼす範囲、すなわち$1/\beta$内は鋭敏比の大きい軟弱な粘土質地盤において全ての水平載荷実験を実施している。そのため、杭頭水平変位を受けた杭は、杭と杭周地盤に剥離が生じ、その剥離は杭頭水平変位の増加にともない大きくなっていく。一方、砂質地盤層または砂質と粘土質の互層地盤では、土の粒子が粘土質地盤に比べ大きいため、杭と周面地盤に生じた剥離に土粒子が流入することが推測される。その結果として、本実験とは異なる履歴性状、杭周地盤反力となることが予見されるため、$1/\beta$内における地盤種別を変化させた場合の水平載荷実験が必要となるとともに、同一地盤種別の場合であっても、土質定数に地域性による違いがあるため、異なる実験サイトで水平載荷実験を行い、地域特性を考慮したデータを蓄積する必要がある。

羽根形状について、本実験の全ての実験杭は鋼管先端に 2 枚の平板状の羽根で水平載荷実験を実施した。しかし既存の羽根付き鋼管杭の羽根形状を大別すると、本実験の形状のほかに、杭側面に螺旋形状の羽根を取付けた羽根付き鋼管杭も存在している。本論文においては、杭施工の回転貫入により杭周面地盤が乱され、その結果、羽根なし鋼管杭に対する羽根付き鋼管杭の杭頭水平剛性、杭周地盤反力および杭周地盤ばねの低下を論じている一方、螺旋形状の羽根に対する検討は実施しておらず、羽根形状の違いによる羽根付き鋼管杭の水平抵抗に関する知見が必要である。

最後に施工条件である。既往研究では、施工時の貫入速度が杭周面地盤の乱れや杭周面地盤の構造的な脆弱化に影響を及ぼすことを示唆している。本論文で実施した水平載荷実験の施工条件は、全ての実験杭に対しほぼ同等の貫入速度で地盤に貫入しており、貫入速度に関する影響については検討を行っていない。施工条件による影響を定量化し、かつその施工条件で杭を施工することで羽根による杭周面地盤の緩みを抑制することが可能となれば、施工品質の向上にも寄与できることから、施工条件の違いによる羽根付き鋼管杭の水平抵抗の実験データの蓄積が課題である。

(2) 解析的研究の課題

解析的検討の課題として、先ず$1/\beta$の範囲にある地盤の構造的な脆弱化にともなう強度定数の低減評価である。本論文では三次元有限要素のモデル化において、羽根による杭周面地盤の緩み層を、羽根の最大回転直径とする土柱に置換して、その土柱の地表面付近の粘土質地盤の初期せん断剛性と最大せん断強度を低減させることとした。その低減率は、水平載荷実験で得た羽根なし鋼管杭に対する羽根付き鋼管杭の地盤反力－杭変位関係による割線剛性比を低減係数として乗ずることで、羽根による水平抵抗への影響をシミュレートできた。一方、羽根付き鋼管杭の施工直後に実施した杭周面地盤と原地盤に対する地盤調査結果からは、この低減係数に相当する地盤物性値、土質定数および強度定数が評価できていない。本論文では羽根の通過領域のモデル化と地盤の強度定数を低減することの有効性は検証で

きたが、その低減係数の一般化した算定方法が課題である。

次に杭周の緩み層と杭頭改良した杭の梁ばねモデルのモデル化である。緩み層を考慮した杭周地盤ばねのモデル化は、羽根なし杭の杭周地盤ばねに低減係数等を用いて Winkler ばねとして取り付ける方法が考えられる。実験結果から得られた羽根付き鋼管杭の杭周地盤反力－杭変位関係の履歴曲線は、杭頭変位が小さい段階からスリップ性状を示すとともに、杭周地盤反力は地表面付近で小さく、深度が深くなるにともない増大する上載圧による拘束依存性が見られるなど、緩み層の材料特性を考慮したモデル化が必要となる。杭頭改良した杭のモデル化は、改良なし杭には生じない改良体と周辺地盤との境界に滑り・剥離の抵抗要素の変化と改良体底面の支圧抵抗が生ずる。また改良体によって改良体内部の杭体の変形を拘束する。今後、改良体の抵抗機構を解明したうえで改良体の抵抗要素を組み入れたモデル化の検討が必要と考える。

最後に、本論文では羽根付き鋼管杭の杭周地盤ばねに緩み層を考慮した場合における地震応答解析を行っていない。今後、地盤－羽根付き鋼管杭－上部構造を一体とした解析モデルによる地震応答解析を行い、羽根付き鋼管杭に支持された上部構造の応答特性と地盤の相互作用効果、さらに地震時に生じる杭応力について検討して行きたい。

本論文に関連する発表論文

1. 主論文

1) 小林俊夫，中野尊治，柏尚稔，宮本裕司：羽根付き鋼管杭の水平載荷実験による杭周水平地盤抵抗に関する研究，日本建築学会構造系論文集，84(759)，pp.639-647，2019.5.
2) 小林俊夫，中野尊治，柏尚稔，宮本裕司：羽根付き鋼管杭の２本群杭の原位置水平載荷実験，日本建築学会技術報告集，Vol.26，No.62，pp.85-90，2020.2.
3) 小林俊夫，宮本裕司，中野尊治，柏尚稔：杭頭周辺の地盤を改良した羽根付き鋼管杭の水平抵抗，日本建築学会技術報告集，　2020.10 以降に掲載予定
4) T. Kobayashi, Y. Miyamoto : Lateral Resistance of Steel Pipe Pile with Wings by Static Cyclic Loading Tests, Proceedings of the 2nd GeoMEast International Congress and Exhibition on Sustainable Civil Infrastructures, Dynamic Soil-Structure Interaction for Sustainable Infrastructures, pp.40-52, Cairo, Egypt, 2018.11.
5) Kobayashi, T. and Miyamoto, Y.: Cyclic lateral loading test and simulation of lateral soil resistance for steel pipe pile with wings, Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions, pp.3379-3387, Rome, Italy, 2019.6.

2. 関連論文

査読論文

1) 柏 尚稔，小林俊夫，宮本裕司：繰返し水平載荷実験における羽根付き鋼管杭の水平抵抗評価，日本建築学会技術報告集，第 56 号，pp.99-104，2018.2.

学術会議・シンポジウム

2) Nishida, M., Miyamoto, Y., Shimamura, A. and Kobayashi, T.: Simulation analysis of static loading test for steel pipe pile strengthened by the new composite geo-material, Proceedings of the 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Earthquake Geotechnical Engineering for Protection and Development of Environment and Constructions, pp.4118-4125, Rome, Italy, 2019.6.
3) A. Shimamura, Y. Miyamoto, T. Kobayashi : Experimental Study on Lateral

Resistance of Steel Pipe Pile with Wings Using the New Composite Geo-material with Magnesium Acrylate, Proceedings of the 2nd GeoMEast International Congress and Exhibition on Sustainable Civil Infrastructures, Dynamic Soil-Structure Interaction for Sustainable Infrastructures, pp.62-74, Cairo, Egypt, 2018.11.

4) Yuji Miyamoto, Toshio Kobayashi, Atsushi Shimamura: Application of New Geo-Material to Reduce the Earthquake Response of Structure (Invited Speaker), Proceedings of The 2018 International Symposium for Advanced Material Research(ISAMR2018), Asia Pacific Society for Materials Science, Sun Moon Lake Taiwan, August16-19, 2018.

日本建築学会大会学術講演梗概集・日本建築学会近畿支部研究報告集など

5) 高田光真，柏尚稔，宮本裕司，小林俊夫，小田達哉：杭周囲に地盤改良を施した鋼管杭の静的水平載荷実験，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(53)，pp.289-292，2013.5.

6) 柏尚稔，高田光真，小林俊夫，小田達也，宮本裕司：杭周囲に地盤改良を施した鋼管杭の静的水平載荷実験　その 1：実験概要，第 48 回地盤工学研究発表会，pp.1329-1330，2013.7.

7) 高田光真，柏尚稔，小林俊夫，小田達也，宮本裕司：杭周囲に地盤改良を施した鋼管杭の静的水平載荷実験　その 2：実験結果，第 48 回地盤工学研究発表会，pp.1331-1332，2013.7.

8) 小林俊夫，小田達哉，柏尚稔，高田光真，中野尊治，宮本裕司：羽根付き鋼管杭貫入時の地盤の乱れが杭の水平抵抗に及ぼす影響　その 1：原位置水平載荷実験の概要と杭周地盤の地盤変状，日本建築学会学術講演梗概集，構造 I，pp.551-552，2013.8.

9) 小田達哉，小林俊夫，柏尚稔，高田光真，中野尊治，宮本裕司：羽根付き鋼管杭貫入時の地盤の乱れが杭の水平抵抗に及ぼす影響　その 2：杭の水平抵抗性状と杭周地盤改良の効果，日本建築学会学術講演梗概集，構造 I，pp.553-554，2013.8.

10) 加藤祐子，高田光真，柏尚稔，小林俊夫，小田達哉，宮本裕司：杭周囲に地盤改良を施した鋼管杭の静的載荷実験　その 1：実験概要，日本建築学会学術講演梗概集，構造 I，pp.555-556，2013.8.

11) 高田光真，加藤祐子，柏尚稔，小林俊夫，小田達哉，宮本裕司：杭周囲に地盤改良を施した鋼管杭の静的載荷実験　その 2：実験結果，日本建築学会学術講演梗概集，構造 I，pp.557-558，2013.8.

12) ZOU Kaiqi，中野尊治，宮本裕司，小林俊夫：模型振動台実験による基礎梁を有しない杭基礎建物の地震応答性状，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(56)，pp.161-

164，2016.5.
13) 小林俊夫，ZOU Kaiqi，中野尊治，宮本裕司：模型振動台実験による基礎梁を有しない杭基礎建物の地震応答性状　その 1：建物模型の振動台実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.831-832，2016.8.
14) ZOU Kaiqi，中野尊治，宮本裕司，小林俊夫：模型振動台実験による基礎梁を有しない杭基礎建物の地震応答性状　その 2：振動台実験のシミュレーション解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.833-834，2016.8.
15) 古田空翔，山田浩貴，中野尊治，宮本裕司,小林俊夫,島村淳,後藤彰宏：水平載荷実験による羽根付き鋼管杭貫入時の水平抵抗に関する研究 その 1:原位置水平載荷実験，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(57)，pp.573-576，2017.6.
16) 山田浩貴，古田空翔，中野尊治，小林俊夫，宮本裕司：水平載荷実験による羽根付き鋼管杭貫入時の杭の水平抵抗に関する研究　その２：原位置水平載荷実験のシミュレーション解析,日本建築学会近畿支部研究報告集,構造系(57),pp.577-580，2017.6.
17) ZOU KAIQI，内海耀司，中野尊治，小林俊夫，宮本裕司：改良地盤を施した基礎梁なし杭基礎建物の模型振動台実験と解析 その 1 振動台実験の概要と実験結果，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(57)，pp.681-684，2017.6.
18) 内海耀司，ZOU KAIQI，中野尊治，小林俊夫，宮本裕司：改良地盤を施した基礎梁なし杭基礎建物の模型振動台実験と解析 その 2 振動台実験のシミュレーション解析，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(57), pp.685-688, 2017.6.
19) 小林俊夫，宮本裕司，山田浩貴，古田空翔，中野尊治，島村淳，後藤彰宏：水平載荷実験による羽根付き鋼管杭の水平抵抗に関する研究 その 1:原位置水平載荷実験の概要と杭頭荷重－杭変位関係, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造Ⅰ, pp.519-520, 2017.8.
20) 古田空翔，山田浩貴，中野尊治，宮本裕司，小林俊夫，島村淳，後藤彰宏：水平載荷実験による羽根付き鋼管杭の水平抵抗に関する研究 その 2:杭頭荷重-杭変位関係と地盤反力-変位関係，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅰ，pp. 521-522，2017.8.
21) ZOU KAIQI，内海耀司，中野尊治，小林俊夫，宮本裕司：改良地盤を施した基礎梁なし杭基礎建物の模型振動台実験と解析　その 1 振動台実験の概要と実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp. 773-774，2017.8.
22) 内海耀司，ZOU KAIQI，中野尊治，小林俊夫，宮本裕司：改良地盤を施した基礎梁なし杭基礎建物の模型振動台実験と解析 その 2 振動台実験のシミュレーション解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅱ, pp.775-776, 2017.8.
23) 柏尚稔，小林俊夫，宮本裕司：繰返し水平載荷実験における羽根付き鋼管杭の水平地盤抵抗のモデル化手法, 日本地震工学会・大会-2017 梗概集, P2-16(ポスターセッション), 2017.11.
24) 佐々木亮太，中野尊治，宮本裕司，小林俊夫，島村淳，後藤彰宏：水平載荷実験による羽根付き鋼管杭の水平抵抗と杭頭改良効果に関する研究，日本建築学会近畿支部研究

報告集，構造系(58)，pp.21-24，2018.6.
25) 西田愛，内海耀司，宮本裕司，小林俊夫，中野尊治：改良地盤を施した基礎梁なし杭基礎建物の模型振動台実験と解析　その 1 模型振動台実験，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(58)，pp.37-40，2018.6.
26) 内海耀司，西田愛，宮本裕司，小林俊夫，中野尊治：改良地盤を施した基礎梁なし杭基礎建物の模型振動台実験と解析　その 2 3D-FEM によるシミュレーション解析，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(58)，pp.41-44，2018.6.
27) 小林俊夫，宮本裕司，佐々木亮太，中野尊治，島村淳，後藤彰宏：水平載荷実験による羽根付き鋼管杭の水平抵抗と杭頭改良効果に関する研究　その 1 原位置水平載荷実験の概要と杭頭荷重－杭頭変位関係，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.649-650，2018.9.
28) 佐々木亮太，中野尊治，宮本裕司，小林俊夫：水平載荷実験による羽根付き鋼管杭の水平抵抗と杭頭改良効果に関する研究　その 2 杭周地盤の抵抗性状および杭頭での割線剛性と履歴減衰，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.651-652，2018.9.
29) ・西田愛，内海耀司，宮本裕司，小林俊夫，中野尊治：改良地盤を施した基礎梁なし杭基礎建物の模型振動台実験と解析　　その 1 模型振動台実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.495-496，2018.9.
30) 内海耀司，西田愛，宮本裕司，小林俊夫，中野尊治：改良地盤を施した基礎梁なし杭基礎建物の模型振動台実験と解析　その 2　3D-FEM によるシミュレーション解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 II，pp.497-498，2018.9.
31) 中野尊治，小林俊夫，宮本裕司，引山遼太：羽根付き群杭鋼管杭の原位置水平載荷実験と解析（その１）実験概要と杭頭荷重－変位関係，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(59)，pp.373-376，2019.6.
32) 引山遼太，小林俊夫，中野尊治，宮本裕司：羽根付き群杭鋼管杭の原位置水平載荷実験と解析（その２）杭周地盤反力－杭変位関係と解析結果，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(59)，pp.377-380，2019.6.
33) 西田愛，宮本裕司，小林俊夫，島村淳，後藤彰宏：新複合地盤材で杭頭部を補強した鋼管杭の原位置水平載荷実験と解析，日本建築学会近畿支部研究報告集，構造系(59)，pp.381-384，2019.6.
34) 西田愛，宮本裕司，小林俊夫，島村淳，後藤彰宏：新複合地盤材で杭頭部を補強した鋼管杭の原位置水平載荷実験と解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.545-546，2019.9.
35) 小林俊夫，宮本裕司，中野尊治，引山遼太：羽根付き群杭鋼管杭の原位置水平載荷実験と解析　その 1 実験概要と杭頭水平抵抗，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.547-548，2019.9.
36) 中野尊治，小林俊夫，宮本裕司，引山遼太：羽根付き群杭鋼管杭の原位置水平載荷実験

と解析　その 2 杭周地盤の水平抵抗，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.549-550，2019.9.
37）引山遼太，中野尊治，宮本裕司，小林俊夫：羽根付き群杭鋼管杭の原位置水平載荷実験と解析　その 3 三次元有限要素法による解析，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造 I，pp.551-552，2019.9.

謝　辞

本研究を進めるにあたっては多くの方にご指導、ご鞭撻をいただきました。大阪大学大学院工学研究科教授 宮本裕司先生には、本論文の研究の取組みのほか、博士後期課程に入学を迷っていた時、背中を押していただきました。2011 年の秋、初めてお会いしてから 9 年が経とうとしております。書き尽くすことができないほど多くのご指導とご鞭撻を賜りましたこと、深甚なる感謝の意を述べさせていただきます。大阪大学大学院工学研究科教授 多田元英先生、教授 眞田靖士先生には、論文全般にわたり貴重なご意見、ご助言を賜りました。ここに厚く感謝の意を述べさせていただきます。大阪大学大学院工学研究科准教授 川辺秀憲先生には、貴重なご助言を賜るとともに、研究以外の面でいつも気に掛けていただきました。ここに厚く感謝の意を述べさせていただきます。大阪大学大学院工学研究科助教 中野尊治先生には、研究を進める中で出た問題に対して、いつもご丁寧なご指導を賜りました。ここに厚く感謝の意を述べさせていただきます。ケミカルグラウト株式会社 島村淳博士には、博士後期課程への入学やその後の研究生活についていつも気に掛けていただきました。ここに厚く感謝の意を述べさせていただきます。国土交通省国土技術政策総合研究所(元・大阪大学大学院工学研究科 助教)柏尚稔博士には、拙作な論文を何度も読んでいただき、論文執筆の基本や査読者に対する回答の仕方そして研究に対する真摯な姿勢についてまでもご指導とご鞭撻を賜りましたこと、深く感謝の意を述べさせていただきます。本研究に関連して、研究の遂行にご協力いただいた高田光真氏（現・阪急電鉄株式会社)、佐々木亮太氏（現・大和ハウス工業株式会社）をはじめとする大阪大学建築地震地盤学領域の宮本研究室の OB・OG・学生の皆様には、実験の分析や解析など様々な面でご助力賜りました。深く感謝の意を述べさせていただきます。

株式会社三誠会長 三輪富成氏からは学ぶ機会をいただきました。また実務で幾度となく困難をともに乗り越えて来た代表取締役 丹羽伸治氏、常務取締役 佐藤学氏には、いつも気に掛けていただきました。ここに感謝の意を述べさせていただきます。本実験は株式会社三誠の笠原康弘氏、株式会社エスコの酒匂寿明氏と石郷岡健氏の多大なご協力があったからこそできたと確信しております。ここに厚く感謝の意を述べさせていただきます。

実験研究の分野は、北海道大学工学部教授 故・柴田拓二先生、城攻先生、そして故・後藤康明先生のもとでお世話になったことから始まりました。柴田拓二先生の「真摯たれ」と言われていたお言葉は､本研究に取り組んできた３年間で何度も支えていただきました。先生方と過ごさせていただいた時間に深く感謝の意を述べさせていただきます。

最後に、本研究は家族の協力があったからこそ続けることができました。双子の拓海と雄輝。辛く苦しい時間を過ごしながらも自ら進む道を見つけ、今その道を歩いている姿は、何度も折れそうになる気持を救ってくれました。そして苦労ばかり掛けながらも、本研究を進めることに理解と協力をしてくれた妻の愛に深謝するとともに本論文を捧げます。

２０２０年６月　小林　俊夫

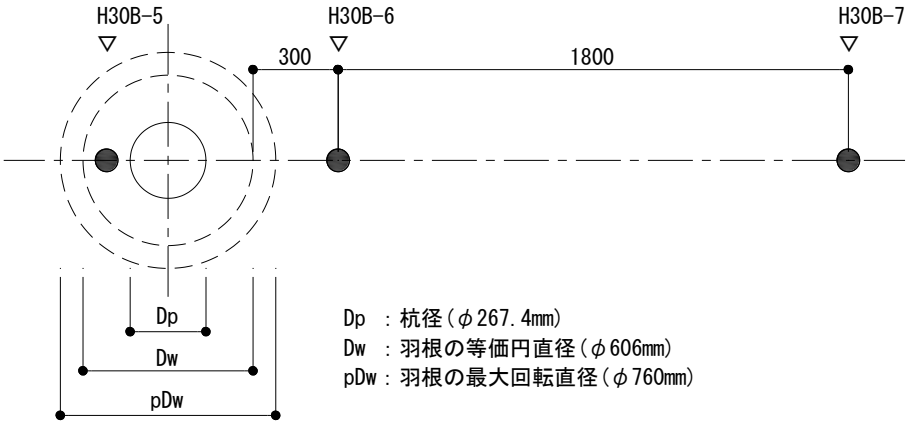
付録　羽根の通過領域地盤における土性試験

第 5 章では、粘土質層の初期せん断剛性G_0と最大せん断強度τ_{max}に低減係数を乗ずることで、3D-FEM により実験結果を良好にシミュレートできることを示した。この低減係数は、単杭の正負交番繰返しによる原位置水平載荷実験(第 2 章)の杭周地盤反力－杭変位関係から、羽根なし鋼管杭に対する羽根付き鋼管杭の割線剛性比を算出し、その最小値を用いた。本試験は、施工時に羽根の回転貫入が杭周地盤の地盤物性に及ぼす影響を把握するとともに、原地盤に対する羽根の通過領域内にある地盤の物性値および強度定数の低下を定量化することを目的とした。

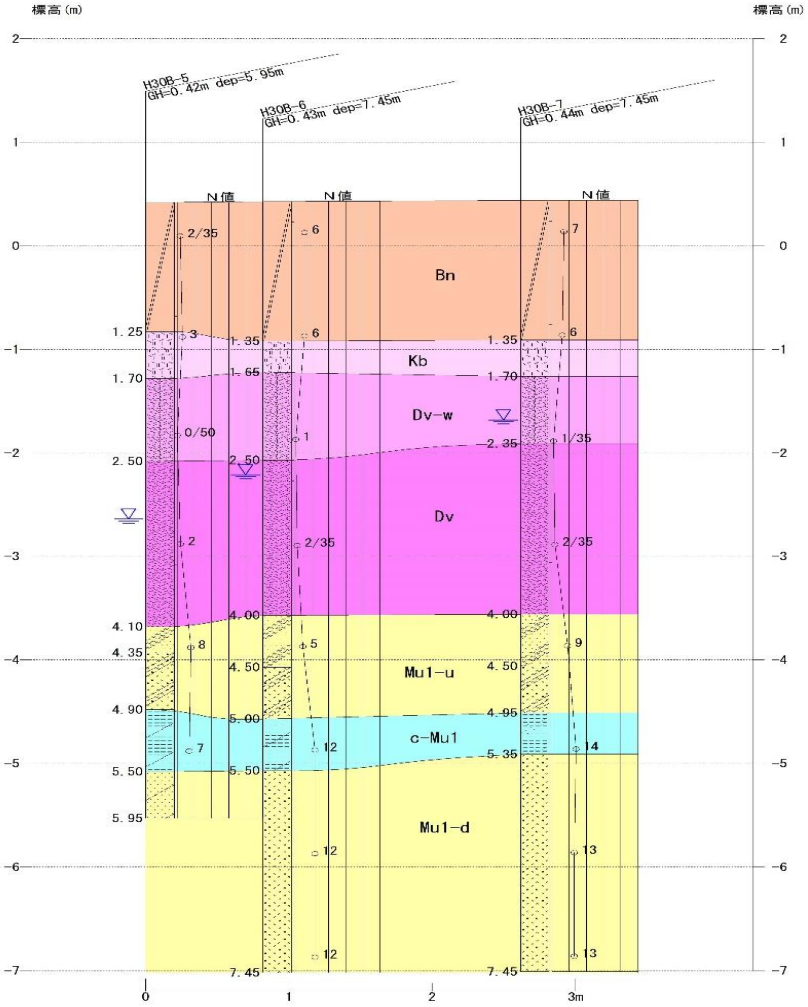
本試験は、羽根付き鋼管杭の施工直後に羽根の通過領域内とその外側の乱されていない原地盤において地盤調査を行うとともに、土質試験の試料を採取して室内土質試験を行った。以下に調査内容を示す。なお本試験で用いた羽根付き鋼管杭は、原位置水平載荷実験の実験杭と同等の杭径、杭種および羽根の最大回転直径を用いて、施工条件もほぼ同じ条件で地盤中に回転貫入している。付写 1 に調査位置の空中写真、付図 1 に調査位置図、付図 2 に地層断面図を示す。

1) 標準貫入試験
2) PS 検層（ダウンホール方式）
3) 孔内水平載荷試験
4) 室内土質試験（物理試験 1 式、一軸圧縮試験、UU 三軸試験、繰返し三軸試験）
5) スウェーデン式サウンディング試験

付写 1　調査位置の空中写真



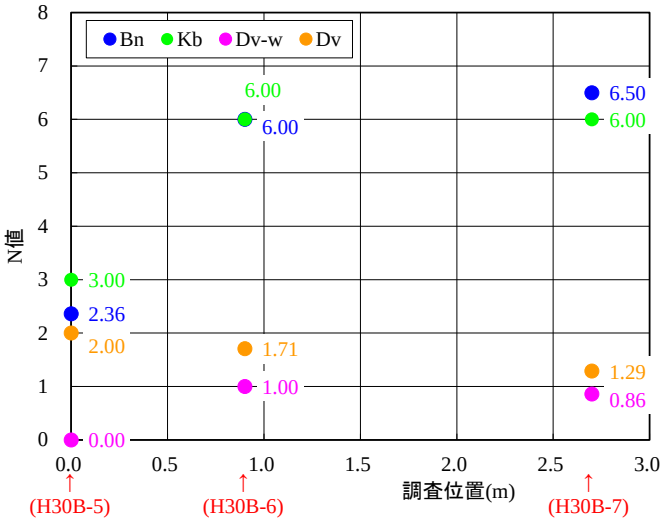
付図１　調査位置図



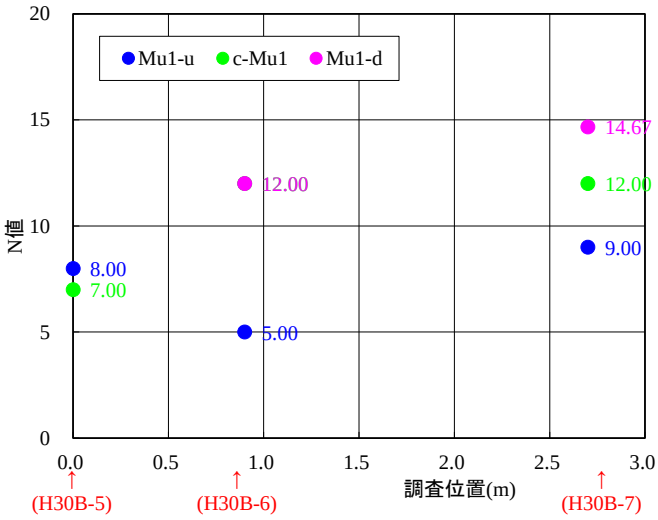
付図２　地層断面図

1)　N 値(標準貫入試験)

付図 3 に粘土質層(Bn 層、Kb 層、Dv-w 層および Dv 層)での N 値－調査位置関係を示す。図から、Bn 層は羽根の通過領域内(H30B-5)で N 値 2.36、原地盤域のほか 2 孔(H30B-6、H30B-7)は平均値 6.25 を示しており、原地盤の N 値に対する羽根の通過領域内の N 値は 0.38 倍に低減している。Kb 層は H30B-5 で N 値 3.00，ほか 2 孔は平均値 6.00 を示しており、Bn 層と同様に羽根の通過領域の N 値の低減は 0.50 倍となっている。一方、Kb 層以深での Dv-w 層および Dv 層では、Bn 層および Kb 層に比べ明確な差は見られない。付図 4 に砂質層(Mu1 層群)での N 値－調査位置関係を示す。同一深度における各調査位置の平均 N 値は、Mu1-u 層で 7.33、c-Mu1 層で 10.33、Mu1-d 層で 13.34 を示しており、砂質層では羽根の通過領域と原地盤間の N 値に明確な差は見られない。



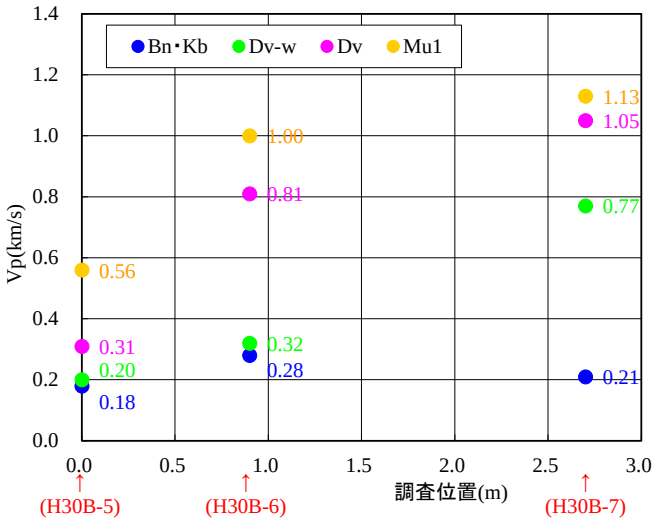
付図 3　粘土質層での N 値－調査位置関係



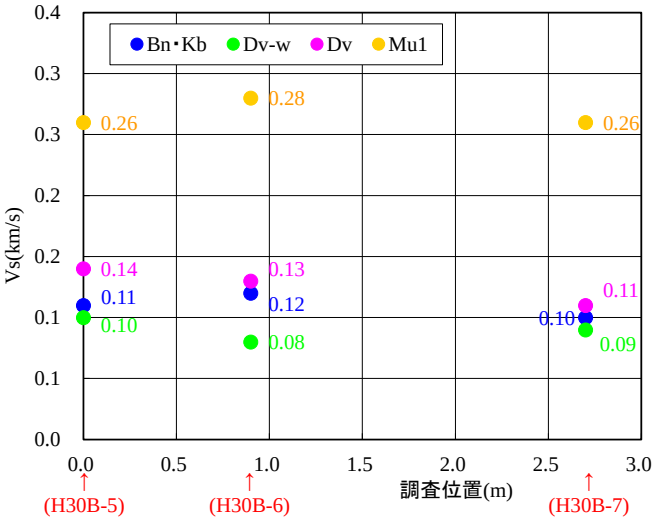
付図 4　砂質層での N 値－調査位置関係

2)　弾性波速度(PS 検層(ダウンホール方式))

付図 5 に Vp－調査位置関係を示す。H30B-5 は地下水の影響を受けていないため原地盤の P 波速度を示している可能性が高いと推測される。一方、同一地層で相対的に速い P 波速度を示す H30B-6(Dv 層、Mu1 層群)、H30B-7(Dv-w 層、Dv 層、Mu1 層群)は地下水の影響を受けた見掛け上の速度と考えられ、H30B-5 とは試験条件に違いがあることから参考値とする。付図 6 に Vs－調査位置関係を示す。Bn 層・Kb 層は平均値 0.11km/s、Dv-w 層は 0.09km/s、Dv 層は 0.13km/s となっており、同一深度における各調査位置の Vs は地盤種別に関係なく同等の速度を示していることから、S 波には羽根の通過領域と原地盤間に明確な差は見られない。



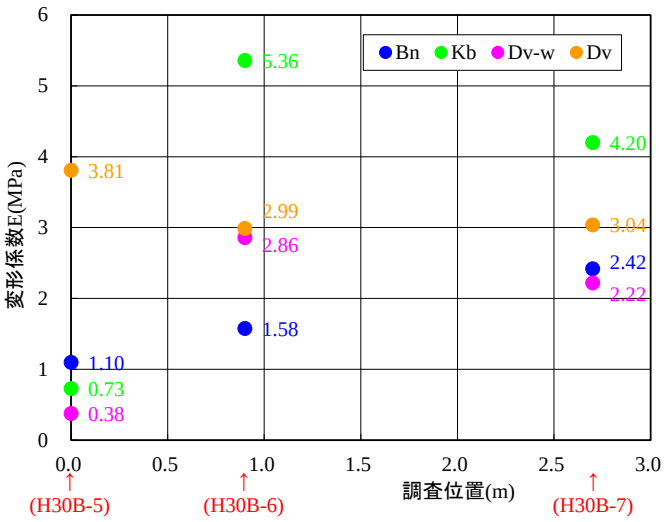
付図 5　Vp－調査位置関係



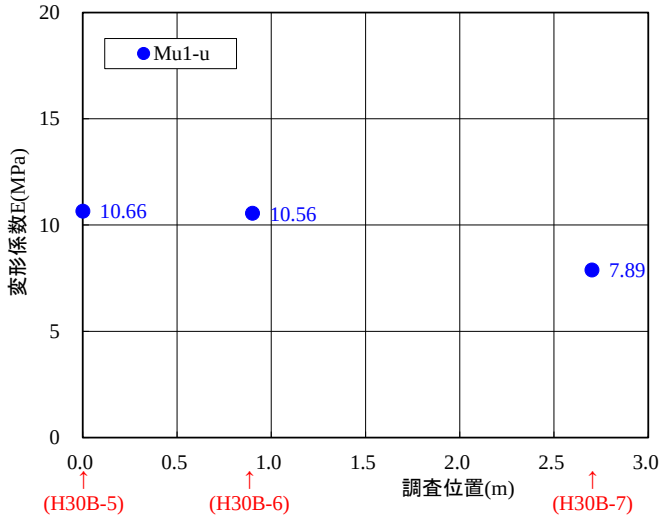
付図 6　Vs－調査位置関係

3)　変形係数(孔内水平載荷試験(普通載荷))

付図 7 に粘土質層における変形係数－調査位置関係を示す。図から Bn 層は H30B-5 で 1.10MPa、ほか 2 孔は平均値 2.00MPa を示しており、原地盤に対する羽根の通過領域内の変形係数は 0.55 倍に低減している。また同様に Kb 層および Dv-w 層の低減は、Kb 層および Dv-w 層ともに 0.15 倍となり羽根の通過領域では変形係数が低下している。一方、Dv 層では平均値 3.28MPa を示しており、羽根の通過による明瞭な影響は見られない。付図 8 に砂質層における変形係数－調査位置関係を示す。図から Mu1-u 層では 3 孔の平均値が 9.70MPa となっており、Dv 層と同様に羽根の通過による明瞭な影響は見られない。



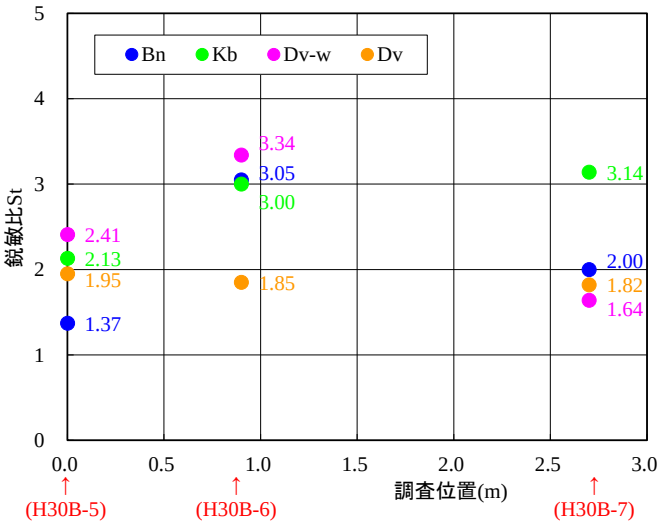
付図 7　粘土質層における変形係数－調査位置関係



付図 8　砂質層における変形係数－調査位置関係

4)　鋭敏比(一軸圧縮試験)

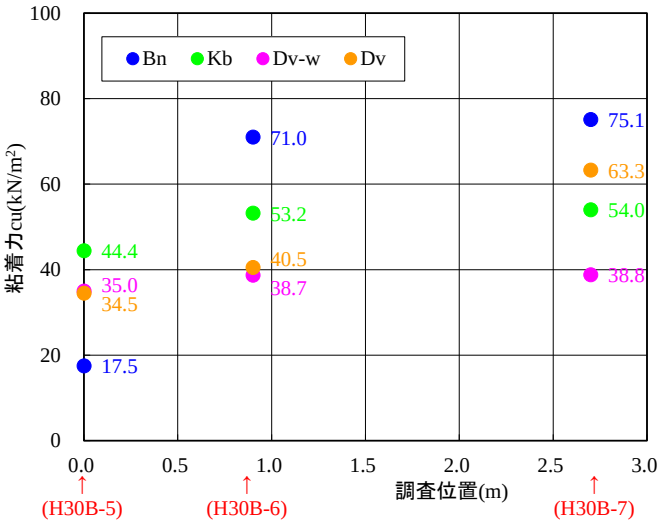
付図 9 に鋭敏比－調査位置関係を示す。図から Bn 層では H30B-5 の鋭敏比 1.37、ほか 2 孔は平均値で 2.53 を示しており、原地盤に対して羽根の通過領域の鋭敏比は 0.54 倍となっている。また Kb 層も Bn 層と同様に羽根の通過領域では鋭敏比が 0.69 倍に低下している。一方、Dv-w 層および Dv 層での平均値はそれぞれ 2.46、1.87 を示しており、Bn 層、Kb 層に比べ羽根による影響は小さい傾向にある。



付図 9　鋭敏比－調査位置関係

5)　粘着力(UU 三軸試験)

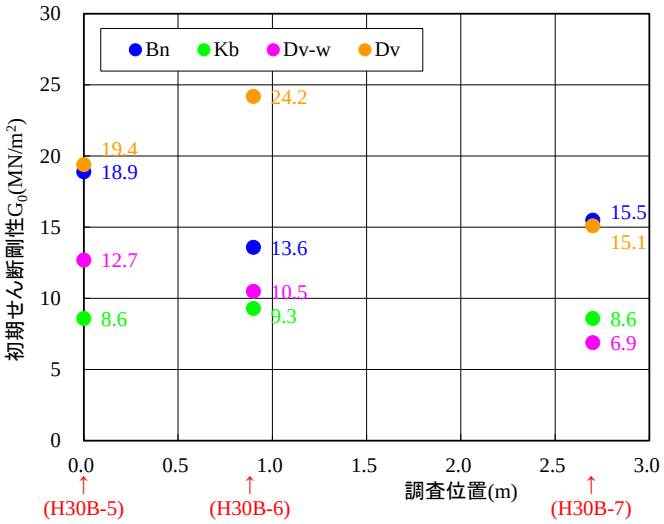
付図 10 に粘着力－調査位置関係を示す。図から Bn 層は H30B-5 で 17.5kN/m²、ほか 2 孔は平均値 73.1kN/m² を示しており、羽根の通過領域での低減は 0.24 倍となっている。また Kb 層も Bn 層と同様に羽根の通過領域では粘着力が 0.83 倍と低下している。



付図 10　粘着力－調査位置関係

6)　初期せん断剛性(繰返し三軸試験)

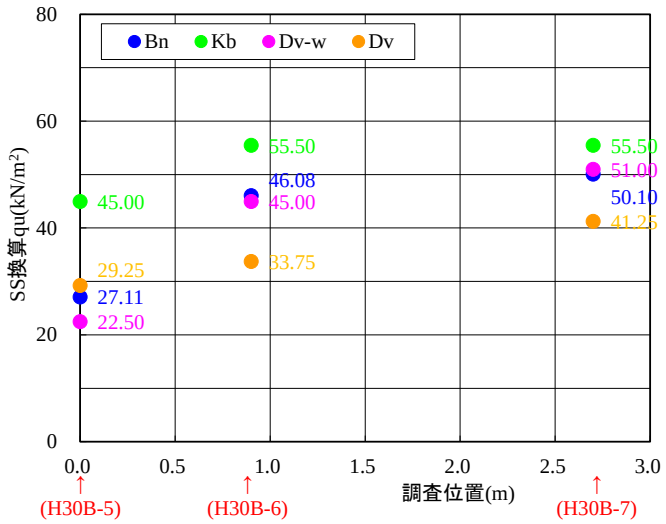
付図 11 に初期せん断剛性－調査位置関係を示す。図から初期せん断剛性は、Bn 層で平均値 16.0MN/m²、Kb 層で 8.8MN/m²、Dv-w 層で 10.0MN/m²、Dv 層で 19.6MN/m² となっており、羽根の通過領域と原地盤間で明確な差は見られない。



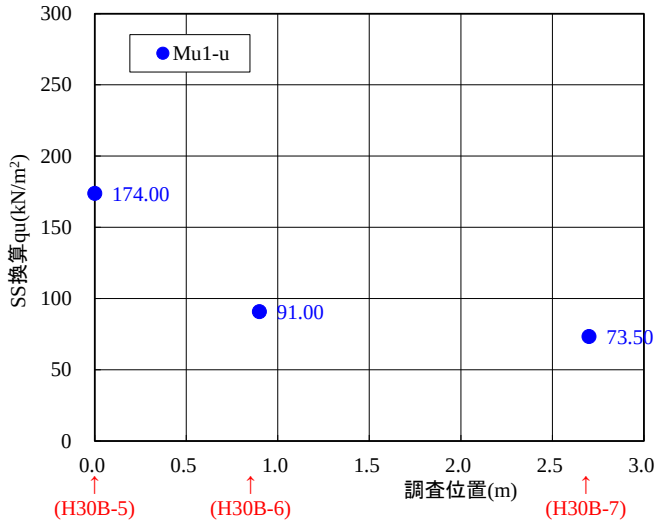
付図 11　初期せん断剛性－調査位置関係

7)　換算一軸圧縮強度(スウェーデン式サウンディング試験)

付図 12 に粘土質層における換算一軸圧縮強度－調査位置関係を示す。図から Bn 層は H30B-5 で 27.11kN/m²、ほか 2 孔は平均値 48.09kN/m² を示しており、原地盤に対して羽根の通過領域の換算一軸圧縮強度は 0.56 倍となっている。また Kb 層および Dv-w 層も Bn 層と同様に羽根の通過領域の換算一軸圧縮強度は 0.81 倍、0.47 倍と低下している。一方、Dv 層では羽根の通過領域から離間の増加にともない換算一軸圧縮強度は増加する傾向を示している。付図 13 に砂質層における換算一軸圧縮強度－調査位置関係を示す。図から換算一軸圧縮強度は羽根の通過領域内にある H30B-5 が最も大きく、H30B-5 から離間するにともない換算一軸圧縮強度は減少する傾向を示している。



付図 12　粘土質層での換算一軸圧縮強度－調査位置関係



付図 13　砂質層での換算一軸圧縮強度－調査位置関係

付表 1 に考察結果一覧表を示す。表から弾性波速度(S 波)および初期せん断剛性を除く試験では、原地盤に対して羽根の通過領域内の土質性状に低下が見られる。また変形係数と粘着力はその他の試験結果に比べて低下が大きい傾向を示している。

付表 1　考察結果一覧表

指標 (試験方法)	考察結果	原地盤に対する 羽根の通過領域の 低減比
N値 (標準貫入試験)	1)Bn層，Kb層，Dv-w層では羽根の通過領域に緩みの影響による低下が見られる。ただしDv-w層は基準値が0のため低減比の算出はできない。 2)Dv層，Mu1-u層では羽根の通過領域に明確な緩みの影響は見られない。	Bn層 0.38 Kb層 0.50
弾性波速度 (PS検層)	1)地下水の影響を受けないS波速度を指標とすると、地盤種別に関係なく羽根の通過領域に明確な緩みの影響は見られない。	
変形係数 (孔内水平載荷試験)	1)Bn層，Kb層，Dv-w層では羽根の通過領域に緩みの影響による低下が見られる。 2)Dv層，Mu1-u層では羽根の通過領域に明確な緩みの影響は見られない。	Bn層 0.55 Kb層 0.15 Dv-w層 0.15
鋭敏比 (一軸圧縮試験)	1)Bn層，Kb層では羽根の通過領域に緩みの影響による低下が見られる。 2)Dv-w層，Dv層では羽根の通過領域に明確な緩みの影響は見られない。	Bn層 0.54 Kb層 0.69
粘着力 (UU三軸試験)	1)Bn層，Kb層では羽根の通過領域に緩みの影響による低下が見られる。 2)Dv-w層，Dv層では羽根の通過領域に明確な緩みの影響は見られない。	Bn層 0.24 Kb層 0.83
初期せん断剛性 (UU繰返し三軸試験)	1)地盤種別に関係なく羽根の通過領域に明確な緩みの影響は見られない。	
換算一軸圧縮強度 (SS試験)	1)Bn層，Kb層，Dv-w層では羽根の通過領域に緩みの影響による低下が見られる。 2)Dv層，Mu1-u層では羽根の通過領域に明確な緩みの影響は見られない。	Bn層 0.56 Kb層 0.81 Dv-w層 0.47