土木学会論文集C（地圏工学）, Vol. 73, No. 2, 116-130, 2017.

二重管削孔を用いた 高性能小口径杭工法の水平抵抗特性

粕谷　悠紀[1]・稲川　雄宣[2]・高橋　真一[3]・山本　彰[4]・古関　潤一[5]

[1]正会員　（株）大林組 技術本部 技術研究所 地盤技術研究部（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640）
E-mail: kasuya.yuki@obayashi.co.jp

[2]正会員　（株）大林組 技術本部 技術研究所 地盤技術研究部（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640）
E-mail: inagawa.yusen@obayashi.co.jp

[3]正会員　（株）大林組 技術本部 技術研究所 地盤技術研究部（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640）
E-mail: takahashi.shinichi@obayashi.co.jp

[4]フェロー会員　（株）大林組 技術本部 技術研究所（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640）
E-mail: yamamoto.akira.ya@obayashi.co.jp

[5]フェロー会員　東京大学教授　大学院 工学系研究科 社会基盤学専攻
（〒113-8656 東京都文京区本郷7-3-1）
E-mail: koseki@civil.t.u-tokyo.ac.jp

既設構造物基礎の耐震補強工事等において，狭隘地や空頭制限下でも施工可能かつ経済性に優れた高性能な小口径合成鋼管杭工法（以下，本工法という）を開発した．本工法は，ボーリングマシンを用いて二重管削孔し，鋼管を建込んだ後にグラウトを充填し，地盤中に鋼管を定着させる技術である．

本報告では，鋼管杭継手部の曲げ強度，曲げ剛性および杭の水平抵抗特性を把握するために実施した，杭材の曲げ試験結果と杭の水平載荷試験結果について述べる．その結果，1) 鋼管杭継手部の曲げ強度と曲げ剛性は，鋼管杭単体のそれと同等以上の性能を有すること，2) 杭の水平方向地盤反力係数は，道路橋示方書・同解説IV下部構造編と建築基礎構造設計指針に示される各種調査・試験結果の変形係数から算定した水平方向地盤反力係数を上回ることを確認した．

Key Words : *micro-piles method, double tube excavation, bending load tests, horizontal load tests*

1.　はじめに

1960年代を中心とする高度経済成長期に建設された橋梁や土構造物等の老朽化が社会的に大きな課題になってきている．2015年の調査では，建設後50年を経過する橋梁が約18%であるが，10年後には約43%，さらに20年後には約67%に急増するといわれている[1]．今後，これら社会インフラの維持管理・補強・更新の増加が予想されており，これらの既設構造物に対する合理的な補強対策の開発が求められている．

一方，平成8年の道路橋示方書の改定に伴う設計荷重の増大によって，地震時の支持力不足あるいは杭の耐力不足が懸念される．これら既設構造物の補強対策の1つとして，増し杭工法がある．しかし，都市部においては大型重機を使用した場合に，道路占有に伴う交通規制が生じるだけでなく，狭隘地では施工が困難である等の課題がある．また，周辺構造物付近での増し杭の掘削等によって地盤が緩む危険性もあり，周辺の地盤や構造物に影響を与える可能性などの課題が挙げられる．このため，交通規制を最小限に抑えられるコンパクトな機械を用い，周辺の地盤や構造物への影響が比較的小さい小口径杭（以下，マイクロパイルという）の採用が望まれる．

マイクロパイルとは，直径300mm以下の場所打ち杭あるいは埋込み杭の総称である．1952年にイタリアで開発され，地盤補強や構造物のアンダーピニングに用いた．わが国では1979年にイタリアからルートパイルが技術導入され，1980年には展望台のアンダーピニングに適用され，1995年の阪神大震災以来，実績が増加している．

大下・福井ら[2]は，既設杭と増し杭における異種群杭基礎の設計手法の確立に向けた静的水平載荷試験を実施し，異種群杭基礎の群杭の影響，既設杭と増し杭の荷重分担や間隔の影響，斜杭による角度が及ぼす補強効果の影響

等を把握し，合理的な設計手法を提案している．さらに，地震時におけるマイクロパイルの耐震補強効果を確認するために非液状化地盤と液状化地盤を対象とした振動台模型実験および非線形地震応答解析を実施し，直杭より斜杭の方が有効であることを確認している．

基礎の耐震補強工法として，5種類の小口径杭工法[5]の設計・施工法が確立されている．石田ら[3]は，マイクロパイル工法の水平抵抗特性を確認するために水平交番載荷試験を実施しており，明確な終局状態は確認できなかったものの，杭体の変形特性を適切に評価することにより荷重－変位関係を概ね推測できるという結論を得ている．三木ら[4]は，マイクロパイル工法の水平抵抗特性を確認するため，砂質地盤における水平載荷試験を実施しており，小口径合成鋼管杭タイプ（I）では，荷重－変位関係より明確な耐力低下などは生じておらず，高張力鋼管による荷重の安定性とたわみ性に富んだ杭体性能が確認できたという結論を得ている．地盤改良併用タイプ（II）では，改良体が受け持つ地盤反力増加等の拡径効果により，変形量や杭体に生じる発生応力の低減傾向など，基礎データが得られたと結論付けている．

Awad[5]は，削孔後注入ホースの周りに4本配置した補強鉄筋を挿入し，グラウトを充填して造成するMinipiles（直径200mm）における深さ8mと10mの水平載荷試験を実施しており，当該水平抵抗特性はBroms[6]の仮説に基づく標準的な設計法によって評価できることが確認できたと結論付けている．

マイクロパイルの設計面の特長として，1) 細い形状で大きな支持力が得られるためフーチング面積や補強寸法が小さくなる，2) 高張力鋼管を用いることで小口径杭でも大きな杭体の耐力を確保できる，3) 水平剛性の確保が求めれる基礎には，斜杭を活用できるなどがある[2]．一方，施工面の特長として，施工機械が小さいため，1) 空頭制限がある場所や狭隘地での施工が可能である，2) 杭径が小さいため，施工時の近接構造物への影響が小さい，3) 削孔時の騒音や振動が少ない等が挙げられる[2]．

しかしながら，我が国で使用されている従来のマイクロパイル工法は，設計上支持力から決まる場合でも施工上の理由から特殊鋼管を使用し，さらに継ぎ杭1本あたりが1.5mと短尺であるため，鋼管のコストが高いうえに高価な継手が多く必要であることが多い．また，鋼管をケーシングとして削孔する自穿孔式であるため，グラウトを段階的に加圧注入しているものの鋼管外周のかぶりが10mm程度と小さいうえに確実に確保されるかどうか，杭周面の摩擦抵抗が適切に発揮されるかどうかは不明であった．

上述の課題に対して，既設構造物基礎における補強工事等において，十分なかぶりを確保でき，コンパクトな施工機械を用いることで，周辺の地盤や構造物への影響を比較的小さくできる高性能小口径杭工法（以下，本工法という）を開発した．**図-1**に本工法の適用例を示す．

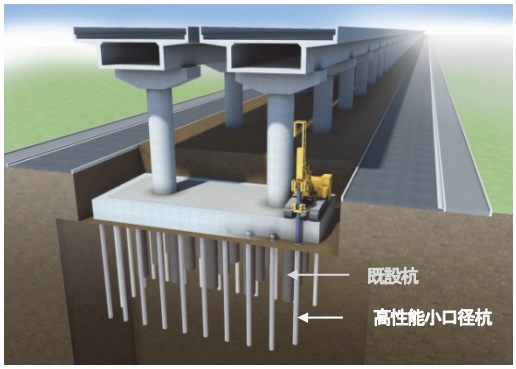


図-1　本工法の適用例（橋脚基礎の補強）

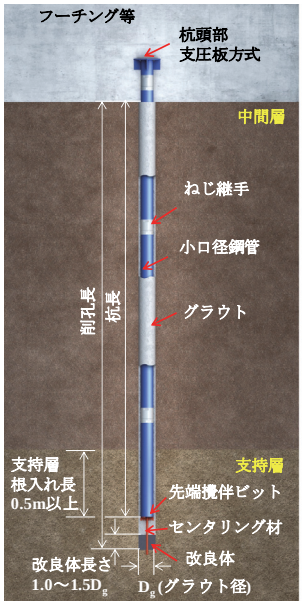


図-2　本工法の概要図

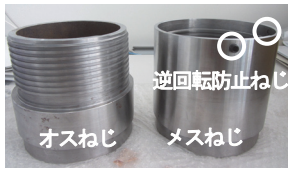


写真-1　ねじ継手（レンチカット加工前）

写真-2　杭先端部の構造

本報告では，本工法の概要と特徴について述べた後，本工法に使用する鋼管杭継手部の曲げ強度，曲げ剛性および地盤に打設した杭の水平抵抗特性を把握するために実施した，杭材の曲げ試験結果と地盤に打設した杭の水平載荷試験結果について述べる．

2.　高性能小口径杭工法の概要

(1)　工法の概要と特徴

図-2に本工法の概要を，**写真-1**にねじ継手を，**写真-2**に杭先端部の構造を，**表-1**に本工法の諸元を示す．本工法は，ボーリングマシンを用いて二重管削孔し，鋼管を建込んだ後にグラウトを充填し，地盤中に鋼管を定着させる小口径合成鋼管杭工法である．本工法で使用する施工機械は，汎用的なロータリーパーカッションドリルであり，クローラ型やスキッド型がある．なお，本工法の施工手順，特徴および設計法は，既報[7]を参照されたい．

鋼管は，一般構造用炭素鋼鋼管を標準とする．鋼管の継手は，鋼管単体と同等以上の強度および剛性を有するねじ継手（以下，継手という）を用いる（**写真-1**）．削孔時に孔底に残留するスライムによる支持力低下を改善するため，鋼管先端部に取付けた攪伴ビット（**写真-2**）を用いて地盤改良することが本工法の特徴である．その杭先端部の地盤改良性能（改良体の出来形，強度）については，既報[7]にて詳細に述べている．

二重管削孔によりケーシングと建込む鋼管が異なるため，従来工法よりケーシング分だけグラウトのかぶりを大きく確保できる．また，杭上下の拘束によるセンタリング機構により，杭全長にわたってかぶりを20 mm以上（地山補強土工法の基準値10mmの2倍以上）確保でき，防食性能を向上させている．グラウトの設計基準強度は30N/mm^{2}とする．杭頭部は，鋼管を基礎フーチング等へ定着させる支圧板方式を標準とする．

本工法は，道路橋示方書・同解説IV下部構造編[8]（以下，道示IVという）の場所打ち杭の設計法に準拠した性能を確保することを目標としている．上部構造から伝達された軸方向荷重を先端地盤抵抗と，地盤とグラウトとの周面摩擦抵抗で支持する．杭頭部に伝達された水平，モーメント荷重に対しては，鋼管と鋼管内外のグラウトにおける合成断面の抵抗メカニズムが不明確であるため，安全側として，グラウトを無視した鋼管の剛性・耐力と水平地盤反力で抵抗するものとした．ゆえに杭径は，支持力算定時はケーシング先端ビット径（＝グラウト径：D_g），水平抵抗時は鋼管径：Dとする．杭長は，地表面から鋼管の先端までの長さとし，支持層への根入れ長は支持層の不陸や小口径杭であること等を考慮し，2Dを目安とする0.5m以上とする．

(2) 継手の概要

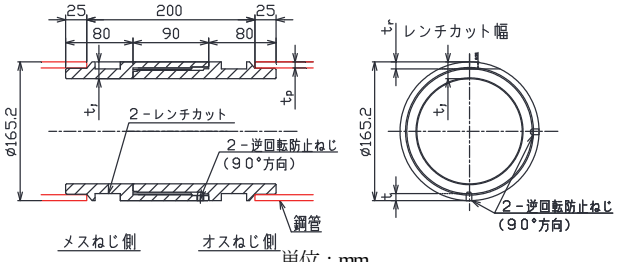
図-3に継手の構造図を示す．本工法では，角型形状のねじおよび継手嵌合部に2方向の逆回転防止ねじを付与したねじ継手を開発した．オスねじの継手根元およびメスねじの継手先端に逆回転防止ねじを挿入するための貫通用タップ孔を設けている．なお，ハイメカネジ[9]でも同様な緩み防止対策を行っており，継手嵌合後に4箇所逆回転防止ピンを接合しているが，本工法では90° 方向に2箇所接合することで，鋼管建込み時および先端地盤改良時に懸念される緩みを防止する．また，ケーシング内に建込んだ鋼管の保持および鋼管同士の締め込みを目的として，オスねじ・メスねじそれぞれにレンチカット加工を行う．

図-4に鋼管建込みの施工手順を示す．

1) 頭部にオスねじを取付けた鋼管をミニクレーンで揚重し，ケーシング内に建込む．
2) 頭部のオスねじのレンチカット部にレンチを差込み，ケーシングとレンチで鋼管を荷受けする．
3) 先端部にメスねじを取付けた鋼管をミニクレーンで揚重し，ねじ継手を接続後に逆回転防止ねじを 2 か所締めこむ．
4) 1)～3)の作業を繰り返し，杭先端まで鋼管を建込む．

表-1 本工法の諸元

削孔方法		二重管削孔	
ケーシング外径 (mm)		φ216.3	φ245.0
ケーシング内径 (mm)		φ178.0	φ220.0
ケーシング先端ビット径 (mm)		φ225.0	φ255.0
インナーロッド外径 (mm)		φ135.0	φ165.2
鋼　管	鋼種	一般構造用炭素鋼鋼管	
	径 (mm)	φ165.2	φ190.7
	肉厚 (mm)	4.5～7.1	5.3～8.2
ねじ継手（独自）	鋼種	機械構造用炭素鋼鋼管	
	肉厚 (mm)	18～30	
グラウト	径 (mm)	φ225.0	φ255.0
	強度 (N/mm^2)	30	



a) 側面図　　b) 正面図

図-3 ねじ継手の構造図（例：φ165.2mm）

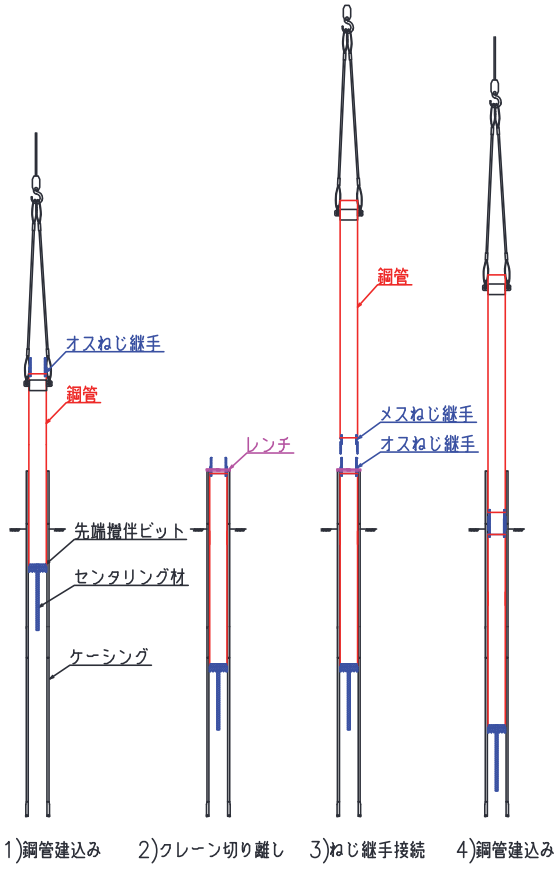


図-4 鋼管建込みの施工手順

図-5にねじ継手の設計照査概要図を示す．ねじ継手の設計照査は，最も肉薄で弱部となるオスねじ谷部の肉厚（t_{oi}）とメスねじ谷部の肉厚（t_{mi}）のそれぞれで行う．継手部の鋼種・肉厚は，最も弱部となる各ネジの降伏曲げモーメントが鋼管のそれを上回るように選定する．なお，設計時にねじ継手の肉厚からレンチカット幅（t_r）を除いた肉厚が各ねじ谷部の肉厚および逆回転防止ねじを上回ることを確認している．

鋼管と継手の接合部は，工場内にてオスねじ・メスねじの片端に鋼管を挿入し，全周にわたって開先溶接することで良好な仕上がりを確保している．継手の片側に鋼管の外径よりもわずかに小さい25mmの出っ張り部（インロー）を設けて鋼管と継手の中心を合わせている．現場搬入時には鋼管の両端にオスねじとメスねじを溶接して取り付けられた状態で搬入される．鋼管出荷前には，全数の目視による外観検査と浸透探傷試験（カラーチェック）を，20本あたり1本の放射線透過試験あるいは超音波探傷試験を実施する．各継手部において出荷前に検査した結果，1本も不具合は生じていないことを確認している．

3. 杭材の曲げ試験

継手を有する鋼管の曲げ強度と曲げ剛性を把握することを目的として，単調曲げ試験を実施した．また，地震のような繰り返し荷重を受けた場合の継手を有する鋼管の曲げ強度と曲げ剛性を把握することを目的として，正負交番曲げ試験を実施した．なお，比較のため，鋼管単体についても同様な曲げ試験を併せて実施した．

(1) 試験概要

表-2に試験ケースおよび鋼管の諸元を，**表-3**に鋼管の規格値とミルシート値から算定した諸元を示す．試験体の種類は，φ190.7mm, t=5.3mmおよびφ165.2mm, t=4.5mmの一般構造用炭素鋼鋼管（STK400）に継手を有するものが4ケース，鋼管単体が3ケースの合計7ケースである．なお，ミルシート値の各モーメントは規格値のそれに比べて約1割程度大きくなっている．

曲げ試験体は**図-6**, **図-8**および**写真-3**に示すように，継手を挟んだ鋼管杭の一部であり，試験体の支点および載荷点位置にあたる部分に鞍治具を取り付けた．**図-7**に示

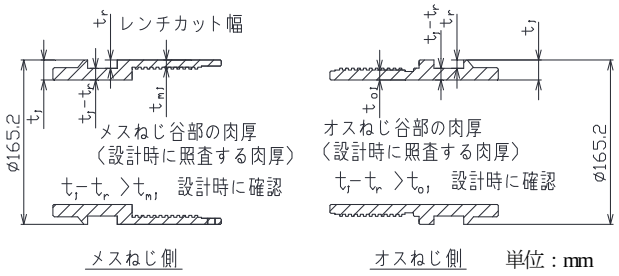


図-5 ねじ継手の設計照査概要図（例：φ165.2mm）

表-2 試験ケースおよび鋼管の諸元

載荷方式	試験体No.	継手の有無	外径D mm	板厚t mm	鋼管の規格
単調載荷	M-190K	有り	190.7	5.3	STK400 降伏点: 235N/mm^2
	M-190S	無し			
	M-165K	有り	165.2	4.5	
	M-165S	無し			
正負交番載荷	KM-190K	有り	190.7	5.3	
	KM-190S	無し			
	KM-165K	有り	165.2	4.5	

表-3 鋼管の規格値とミルシートから算定した諸元

項目	外径D mm	引張強さ N/mm^2	降伏点 N/mm^2	常時許容曲げモーメントM_a kN・m	降伏曲げモーメントM_y kN・m	全塑性曲げモーメントM_p kN・m
規格	190.7	400	235	18.9	32.7	42.8
	165.2			12.1	20.9	27.3
ミルシート	190.7	445	257	20.6	35.7	46.8
	165.2	420	242	12.4	21.6	28.1

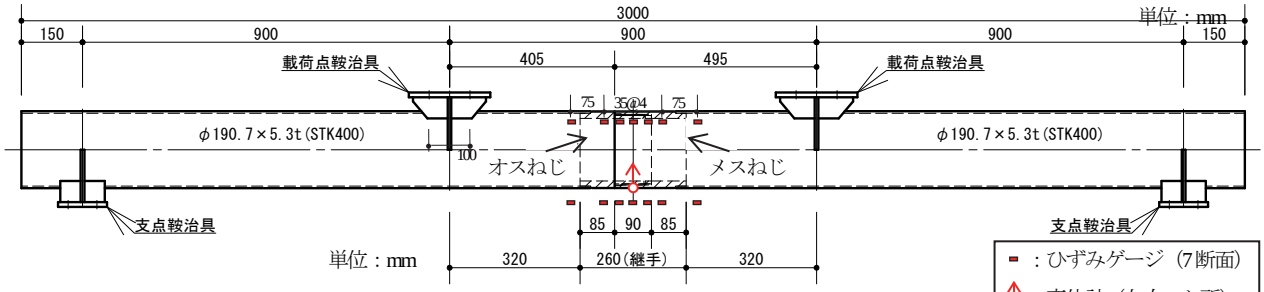


図-6 単調曲げ試験体の計器配置図（例：M-190K）

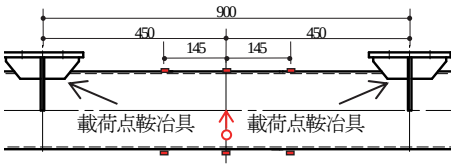


図-7 単調曲げ試験体の計器配置図（例：M-190S）

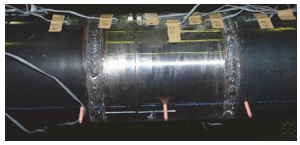
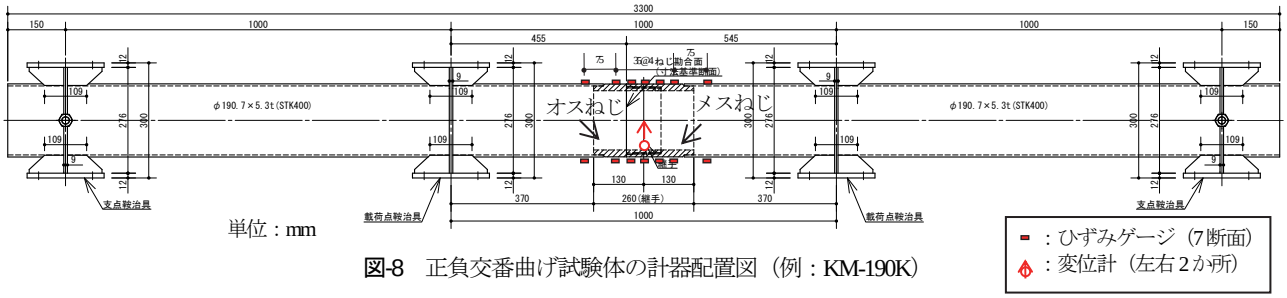
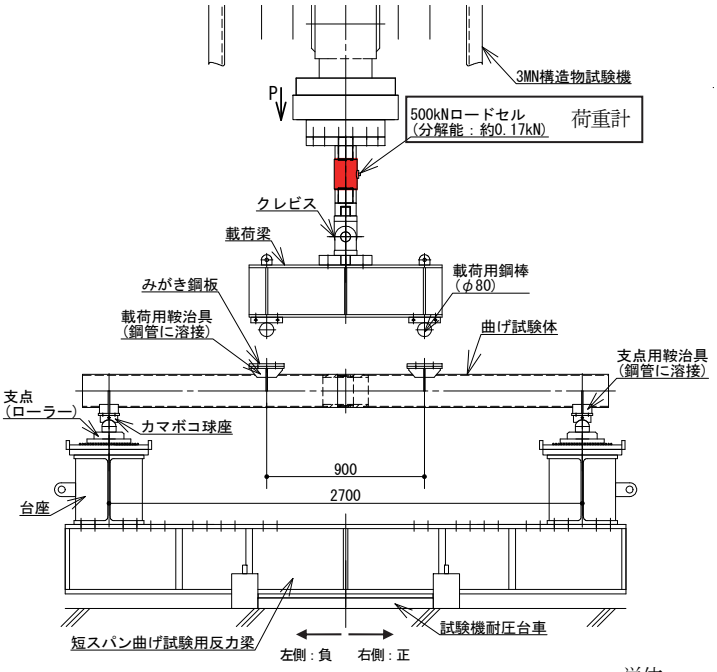


写真-3 嵌合した継手部



単位：mm

図-8　正負交番曲げ試験体の計器配置図（例：KM-190K）



単位：mm

図-9　単調曲げ試験の概要図

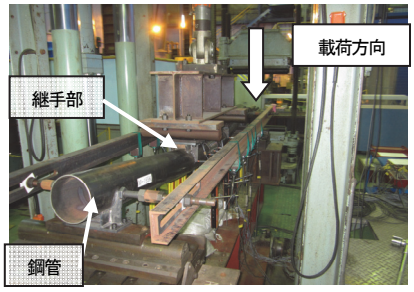
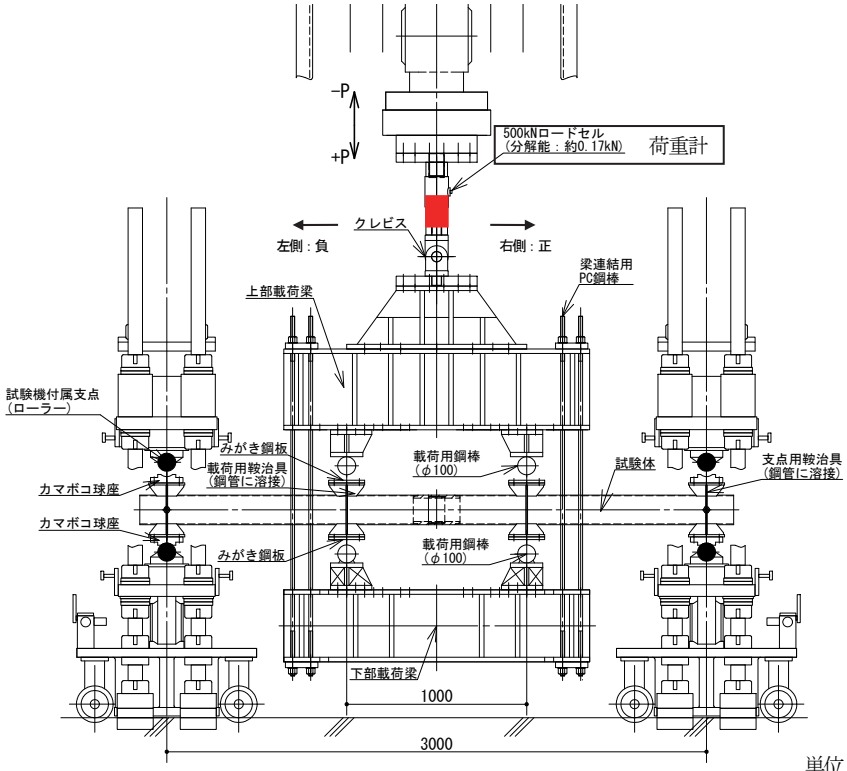


写真-4　単調曲げ試験状況



単位：mm

図-10　正負交番曲げ試験の概要図

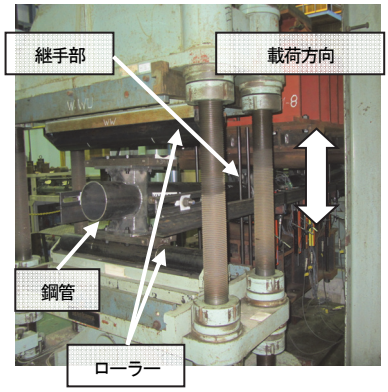


写真-5　正負交番曲げ試験状況

すように，鋼管単体のケースも同様に鞍治具を取り付けている．また，**写真-3**に示す鋼管と継手の溶接に関しては，実施工と同様にオスねじ・メスねじの片端に鋼管を挿入し，全周にわたって鋼管と継手を開先溶接した．

図-9に単調曲げ試験の概要図を，**写真-4**に試験状況を示す．試験は，3MN載荷試験装置と500kNロードセルを使用し，載荷スパン900mm，支点間スパン2,700mmの4点載荷とした．継手部は，最も曲げモーメントが発生する載荷スパンの中心に配置し，継手部と鞍治具までの長さが継手部の長さ以上になるように載荷スパンを決定した．載荷方式は単調載荷とし，荷重の低下が認められるまで荷重を増加させた．

図-10に正負交番曲げ試験の概要図を，**写真-5**に試験状況を示す．試験は，3MN載荷試験装置と500kNロードセルを使用し，載荷スパン1000mm，支点間スパン3,000mmの4点載荷とした．試験のステップは，正曲げ→負曲げ→正曲げ→…と正負交番の繰返し曲げ荷重を載荷した．ここで，正曲げは鉛直下方への載荷，負曲げは鉛直上方への載荷を示す．

各ステップのピーク荷重は，1) 常時許容荷重，2) 地震時許容荷重（常時許容荷重×1.5），3) 鋼管降伏荷重，4) 鋼管全塑性荷重とした．各ステップの繰り返し回数は，1) 常時許容荷重，2) 地震時許容荷重で各1サイクル，3) 鋼管降伏荷重，4) 鋼管全塑性荷重で各3サイクルとした．**表-4**に各ステップにおける目標載荷荷重を示す．$P=M/x$の関係より，各載荷荷重Pは**表-3**に示す規格値の各曲げモーメントMを載荷スパンの半分xで除して算出した．繰返し載荷後は，終局載荷として荷重の低下が認められるまで荷重を増加させた．

測定項目は，荷重，変位，ひずみの3項目とした．鋼管軸方向のひずみは，ひずみゲージを用いて測定した．ひずみの測点数は，継手を有する鋼管の継手付近を中心に7断面とした（**図-6**および**図-8**）．なお，鋼管単体のケースにおけるひずみの測点は，**図-7**に示す3断面とした．試験体中心の変位は，左右2ヶ所の平均値とした．

(2) 単調曲げ試験結果

図-11および**図-12**に鋼管φ190.7mmと鋼管φ165.2mmの単調曲げ試験における荷重－変位関係を示す．ここで，変位は左右2ヶ所計測した平均値としている．また，鋼管の規格値およびミルシートから算定した降伏時荷重と全塑性時荷重も併せて示す．最大載荷荷重は，鋼管単体（試験体No. M-190S，No. M-165S）より継手を有する鋼管（試験体 No.M-190K，No. M-165K）の方が大きくなる結果となった．これは，各継手の出っ張り部に鋼管を25mm挿入して開先溶接しており，曲げ変形の進行に伴い出っ張り部と鋼管の合成断面として抵抗するためと推察される．

各鋼管径のねじ継手について設計照査を行った結果，

表-4 各ステップの目標載荷荷重

試験体 No.	継手の有無	各ステップの目標載荷荷重（kN）			
		1)常時 (1サイクル)	2)地震時 (1サイクル)	3)鋼管降伏時 (3サイクル)	4)鋼管全塑性時 (3サイクル)
KM-190K	有り	39.0	58.5	65.4	85.6
KM-190S	無し				
KM-165K	有り	24.9	57.3	41.8	54.6

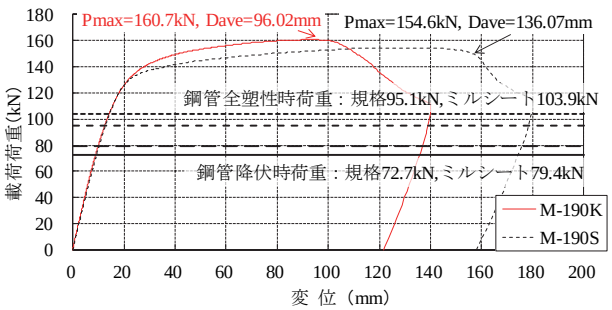


図-11 単調曲げ試験 荷重－変位関係（鋼管φ190.7mm）

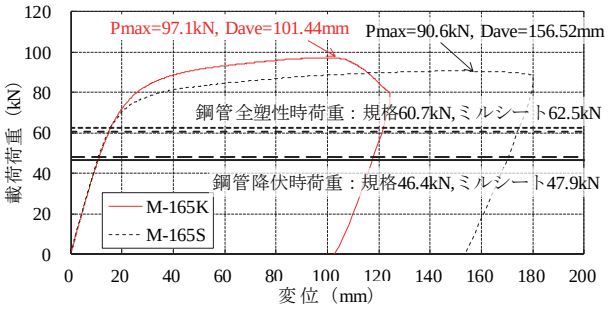


図-12 単調曲げ試験 荷重－変位関係（鋼管φ165.2mm）

φ190.7mm継手の曲げ降伏応力度は同径鋼管のそれの1.06倍，φ165.2mm継手の曲げ降伏応力度は同径鋼管のそれの1.14倍であることから，継手部の全塑性曲げモーメントは鋼管のそれの約1.1倍程度と推察される．継手の有無の影響について，試験結果の最大荷重を比較した結果，φ190.7mmの継手を有する鋼管の最大荷重は鋼管単体のそれの1.04倍，φ165.2mm継手を有する鋼管の最大荷重は鋼管単体のそれの1.07倍となり，概ね継手と鋼管の曲げ剛性比と合致する結果となった．また，荷重－変位関係における勾配変曲点は鋼管降伏時荷重の規格値およびミルシート計算値を上回り，最大載荷荷重も鋼管全塑性時荷重の規格値およびミルシート計算値を大きく上回る結果となった．なお，ミルシートに示された結果は1ロットあたりのうちの1本の試験結果であるうえ，今回使用した鋼管の要素試験（引張試験）までは実施していないため，各荷重がミルシート計算値を大きく上回る理由を特定することは難しいと考える．

試験は各最大載荷荷重を記録後，継手を有する鋼管では継手端部外側の鋼管座屈変形進行による荷重低下が，鋼管単体では載荷スパンのほぼ中央断面における鋼管の座屈変形進行による荷重低下が認められたため，各中央変位において載荷を終了とした（**写真-6**，**写真-7**）．各

鋼管径について，鋼管単体よりも継手を有する鋼管のほうが先に荷重低下する曲げ座屈現象が確認された．この結果より，継杭が短く多数の継手を有する場合，杭体全体としての変形性能・エネルギー吸収性能は鋼管単体よりも低下することに留意する必要がある．ただし，継手を有する鋼管が荷重低下した際の変位は100mm以上で，道示IVに示す許容変位15mmと比べると十分に大きいことから，実際はほとんど影響ないと考えられる．

試験後も継手部に食い込みやがたつきなどは生じておらず，健全であることが確認された．以上の結果より，鋼管が先に終局状態に至るものの継手部は健全であることから，継手部は鋼管単体の曲げ強度と同等以上の性能を有しているといえる．

図-13に単調曲げ載荷の規格値（鋼管全塑性時曲げモーメント）と試験値（最大曲げモーメント）の比較結果を示す．いずれの試験ケースも試験値の最大曲げモーメントは規格値を上回ること，鋼管単体（プロット：黒塗り）より継手を有する鋼管（プロット：白抜き）の方が，最大曲げモーメントが大きくなることが確認できた．これは，各継手の出っ張り部に鋼管を25mm挿入しており，曲げ変形の進行に伴い出っ張り部と鋼管の合成断面として曲げ荷重に抵抗するためと推察される．また，**表-3**に示すように各鋼管径におけるミルシート値は，規格値より1割程度全塑性時曲げモーメントが大きくなるが，試験値との大小関係には影響を及ぼさない結果となった．鋼管が先に終局状態に至るものの継手部は健全であることから，継手部は鋼管単体の全塑性時における曲げ剛性と同等以上の性能を有しているといえる．

図-14および**図-15**にφ190.7mmとφ165.2mmの継手を有する鋼管の各載荷荷重におけるひずみ分布図を示す．図中には，鋼管単体の比較的ひずみレベルが大きい載荷荷重におけるひずみ分布も併記している．ひずみ分布図のX軸は，載荷スパン中央断面を基準点として，中央断面から右側の距離を正，中央断面から左側の距離を負とし，ひずみ分布図は引張側と圧縮側を分けて示した．

継手を有する鋼管は，鋼管本体部分のひずみに対して継手部分のひずみ値が小さな値を示しており，継手部が単調曲げ載荷に対して弱部にならないことが確認された．また，ひずみ分布は左右非対称に進行しており，-35mmの距離におけるひずみ値が最も小さくなった．これは，オスねじ継手の谷部（＋側）よりメスねじ継手の谷部（－側）のほうが外径が大きく，曲げ剛性が大きくなるためである．

一方，鋼管単体のひずみ分布は，ひずみレベルが増大しても計測箇所による差異は小さく，概ね左右対称な分布を示した．また，φ190.7mmの鋼管単体ではP=140kN，φ165.2mmの鋼管単体ではP=80kNで圧縮側・引張側ともにひずみが急増したのに対し，ねじ継手部におけるひずみ増分はわずかであることから，継手を有する鋼管は鋼管単体よりも曲げ剛性が大きいことが確認された．

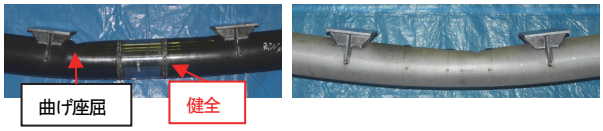


写真-6　鋼管φ190.7mm単調曲げ試験後の状況（左:継手あり，右:継手なし）

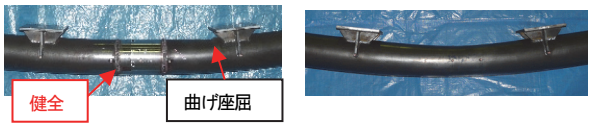


写真-7　鋼管φ165.2mm単調曲げ試験後の状況（左：継手あり，右：継手なし）

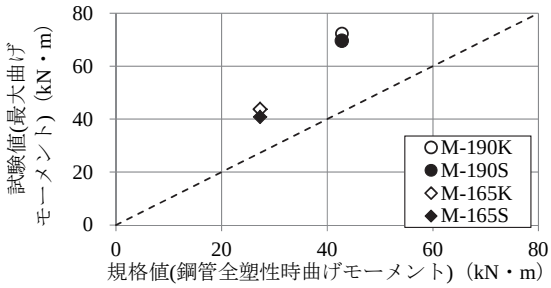


図-13　単調曲げ載荷の規格値（鋼管全塑性時曲げモーメント）と試験値（最大曲げモーメント）の比較

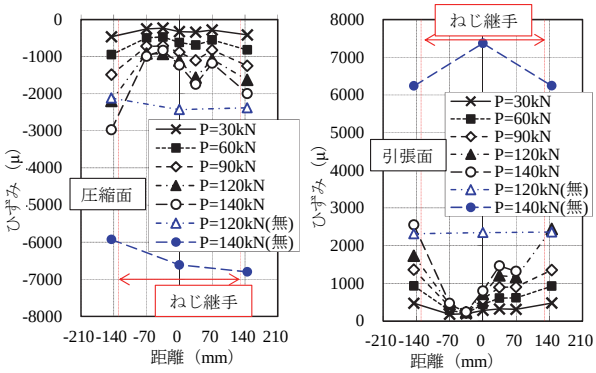


図-14　各載荷荷重のひずみ分布図（鋼管φ190.7mm）

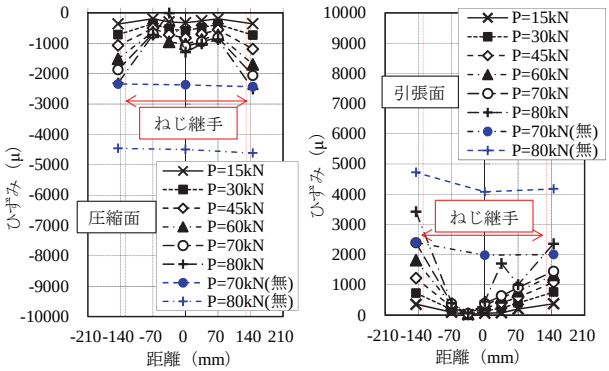


図-15　各載荷荷重のひずみ分布図（鋼管φ165.2mm）

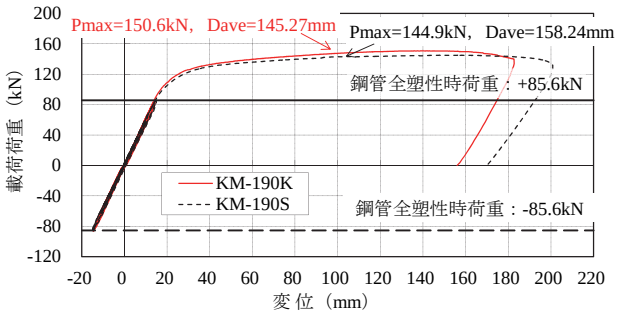


図-16 正負交番曲げ試験 荷重－変位関係（鋼管φ190.7mm）

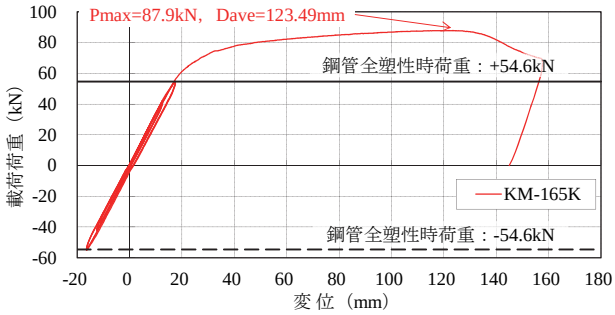


図-17 正負交番曲げ試験 荷重－変位関係（鋼管φ165.2mm）

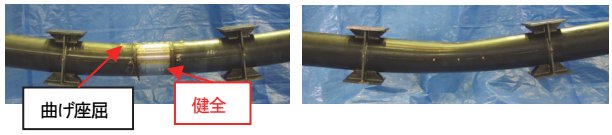


写真-8 鋼管φ190.7mm 正負交番曲げ試験後の状況（左:継手あり，右:継手なし）

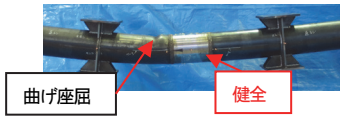


写真-9 鋼管φ165.2mm 正負交番曲げ試験後の状況

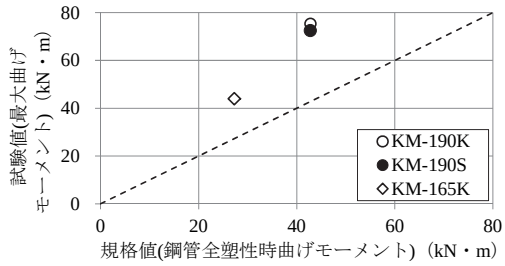


図-18 正負交番曲げ載荷の規格値（鋼管全塑性時曲げモーメント）と試験値（最大曲げモーメント）の比較

(3) 正負交番曲げ試験結果

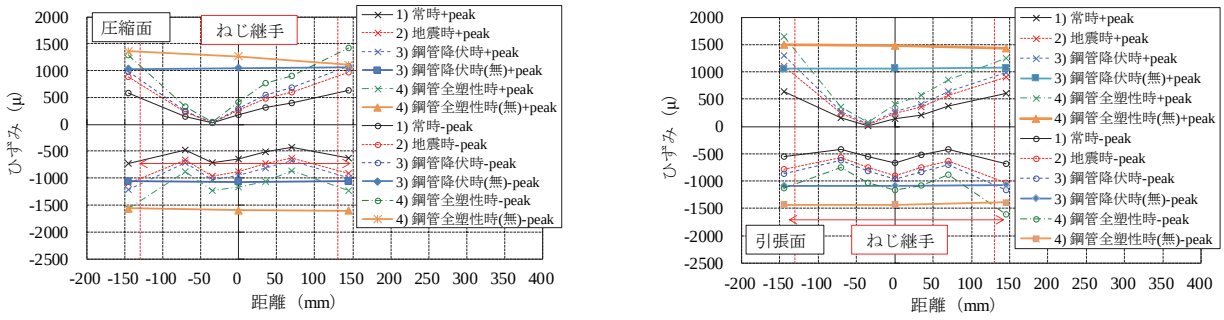
図-16および**図-17**に鋼管φ190.7mmと鋼管φ165.2mmの正負交番曲げ試験における荷重－変位関係を示す．ここで，変位は左右2ヶ所計測した平均値としている．**図-17**より，継手を有する鋼管（試験体 No.KM-190K）の最大載荷荷重は，鋼管単体（試験体 No.KM-190S）のそれより大きくなる結果となった．これは，各継手の出っ張り部に鋼管を25mm挿入しており，曲げ変形の進行に伴い合成断面として抵抗するためと推察される．

試験は終局載荷時に各最大載荷荷重を記録後，継手を有する鋼管では継手端部外側の鋼管座屈変形進行による荷重低下が，鋼管単体では載荷スパンのほぼ中央断面における鋼管の座屈変形進行による荷重低下が認められたため，各中央変位において載荷を終了とした（**写真-8**，**写真-9**）．各鋼管径について，鋼管単体よりも継手を有する鋼管のほうが先に荷重低下する曲げ座屈現象が確認された．この結果より，継杭が短く多数の継手を有する場合，杭体全体としての変形性能・エネルギー吸収性能は鋼管単体よりも低下することに留意する必要がある．ただし，継手を有する鋼管が荷重低下した際の変位は100mm以上で，道示IVに示す許容変位15mmと比べると十分に大きいことから，実際はほとんど影響ないと考えられる．

曲げ結果の試験後も継手部に食い込みやがたつきなどは生じておらず，健全であることが確認された．以上の結果より，鋼管が先に終局状態に至るものの継手部は健全であることから，正負交番曲げ載荷でも継手部は鋼管単体の曲げ強度と同等以上の性能を有しているといえる．

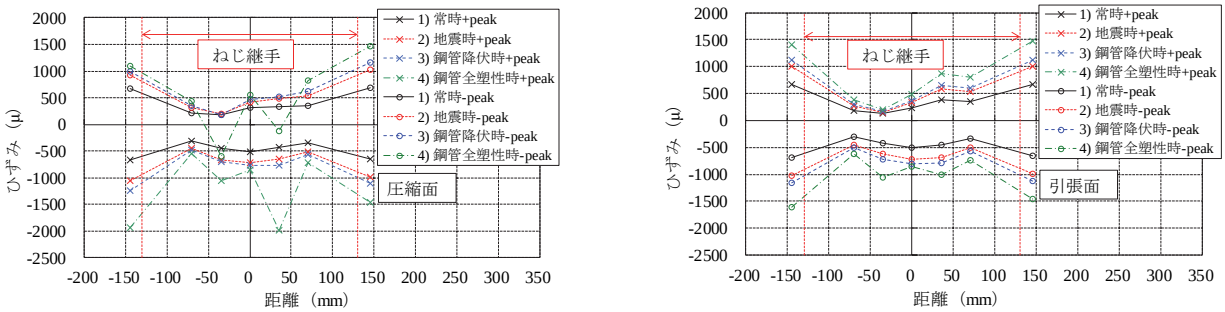
図-18に正負交番曲げ載荷の規格値（鋼管全塑性時曲げモーメント）と試験値（最大曲げモーメント）の比較結果を示す．いずれの試験ケースも，試験値の最大曲げモーメントは，規格値を上回ることが確認できた．また，鋼管φ190.7mmにおいて，鋼管単体（プロット：黒丸）より継手を有する鋼管（プロット：白丸）の方が最大曲げモーメントが大きくなることが確認できた．以上の結果より，鋼管が先に終局状態に至るものの継手部は健全であることから，正負交番曲げ載荷においても継手部は，鋼管単体の全塑性時における曲げ剛性と同等以上の性能を有しているといえる．

図-19 および**図-20** に各試験体における各サイクルピーク時のひずみ分布図を示す．**図-19** には，鋼管単体の一部のピーク時（3) 鋼管降伏時と 4) 鋼管全塑性時）におけるひずみ分布も併記している．各図において，a)に正載荷時に圧縮側となる鋼管上側のひずみ測定値を，b)に正載荷時に引張側となる鋼管下側のひずみ測定値を示す．また，ひずみ分布図の X 軸は，載荷スパン中央断面を基準点として，中央断面から右側載荷点側の距離を正，中央断面から左側載荷点側の距離を負として示した．継手を有する鋼管は，鋼管本体部分のひずみに対して継手部分のひずみ値が小さな値を示しており，継手部が正負交番曲げ載荷に対して弱部にならないことが確認された．また，ひずみ分布は左右非対称に進行しており，-35mm の距離におけるひずみ値が最も小さくなった．これは，オスねじ継手の谷部（＋側）よりメスねじ継手の谷部（－側）のほうが外径は大きく，曲げ剛性が大きいことが理



a)　正曲げ時に圧縮側　　b)　正曲げ時に引張側

図-19　各載荷荷重のひずみ分布図（鋼管φ190.7mm）



a)　正曲げ時に圧縮側　　b)　正曲げ時に引張側

図-20　各載荷荷重のひずみ分布図（鋼管φ165.2mm）

由として挙げられる．

一方，鋼管単体のひずみ分布はひずみレベルが増大しても貼付位置による差異は比較的小さく，概ね左右対称な分布を示している．また，継手の有無によるひずみの絶対値に明確な差異はみられなかった．

4.　地盤に打設した杭の水平交番載荷試験

杭の水平抵抗特性を確認するため，地盤に打設した杭の水平交番載荷試験を実施した．また，水平抵抗に関与する地盤深さ$1/\beta$における変形係数を把握するため，標準貫入試験，孔内水平載荷試験，三軸圧縮（UU）試験を実施した．

(1)　試験概要

図-21および**図-22**に地盤条件およびねじ継手を含む試験杭模式図を示す．試験地盤1は，GL-4.7mまでロームおよび凝灰質粘土，GL-4.7m以深は粘土質細砂，GL-11.8m以深はN値30以上の細砂層で構成されている．試験地盤2は，GL-15.7mまでローム，粘土および火山灰質シルト，GL-15.7m以深はN値50以上の粘土混じり砂礫で構成されている．いずれの試験地盤においても，表層地盤のN値は概ね2以下の軟弱地盤で，水平抵抗が期待しづらい地盤条件となっている．なお，本工法は小口径杭であり，水平抵抗に関与する地盤の深さ$1/\beta$はGL0～-2.0m程度と推察されるため，継手は水平抵抗の影響が小さいGL-6.0m前後に配置した．

表-5に試験杭の諸元を示す．水平交番載荷試験杭は3本施工しており，CH1砂とCH2砂に関しては土質および杭長も同じ条件である．いずれも鋼管径はφ165.2mm，削孔径はφ225.0mmで，杭先端部の改良体長は0.25mである．試験地盤1の杭はN値30程度に0.7m程度貫入している．

図-23に水平交番載荷試験杭および反力杭の平面配置図を，**写真-10**に水平交番載荷試験状況を示す．載荷方法は，押し引きジャッキ（500kN）を1台直列に使用し，鋼材を介して行う．水平荷重はジャッキと接続された圧力変換器を用いて計測した．また，反力杭2本（PHC杭φ1000mm，L=50m）を使用する反力杭方式とした．なお，CH1粘土のケースにおいても同様な載荷方式（反力杭2本：回転杭φ355mm，先端羽根径φ700mm，L=20m）としている．試験中に計測した反力杭の水平変位はほとんど発生しなかったことから，ジャッキで作用させた荷重は概ね試験杭に伝達されていると考えられる．

水平交番載荷試験は，地盤工学会基準「杭の水平載荷試験方法・同解説[10]」に準拠して行った．同基準より，基準杭，基準梁の配置は，試験杭から5.0D以上，反力杭から5.0Dの影響範囲外に設置した．

測定項目は，杭頭荷重，載荷点変位および載荷点+0.5m変位，鋼管のひずみである．変位量の測定にあたって，試験杭載荷点変位量，試験杭載荷点+0.5m変位量の測定は，高感度型変位計を用いた．なお，これら2点の変位量と変

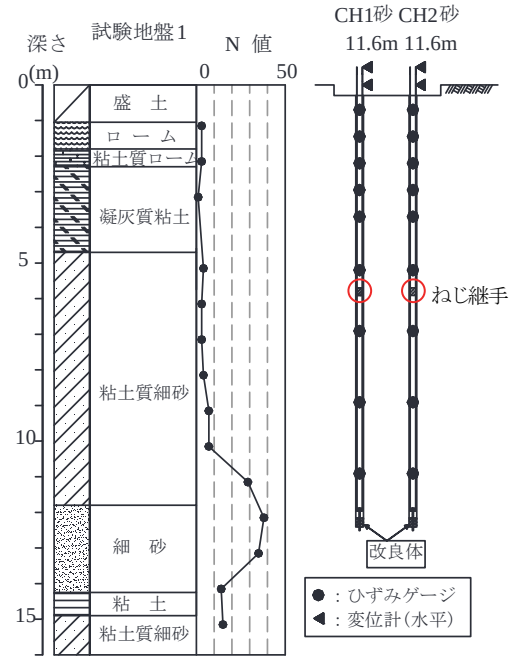


図-21　地盤条件と試験杭模式図（CH1 砂・CH2 砂）

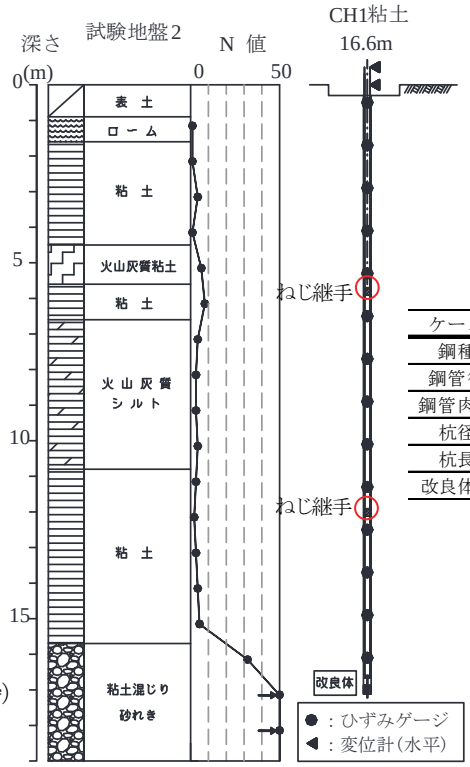


図-22　地盤条件と試験杭模式図（CH1 粘土）

表-5　試験杭の諸元

ケース	CH1砂	CH2砂	CH1粘土
鋼種	STK400		
鋼管径	φ165.2 mm		
鋼管肉厚	4.5 mm		
杭径	φ225.0 mm		
杭長	11.9 m		16.6 m
改良体長	0.25 m		

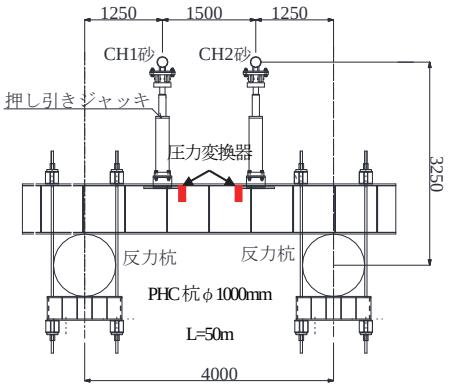


図-23　試験杭および反力杭の平面配置図

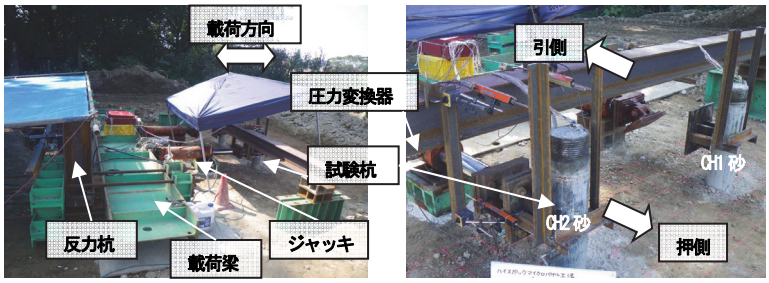
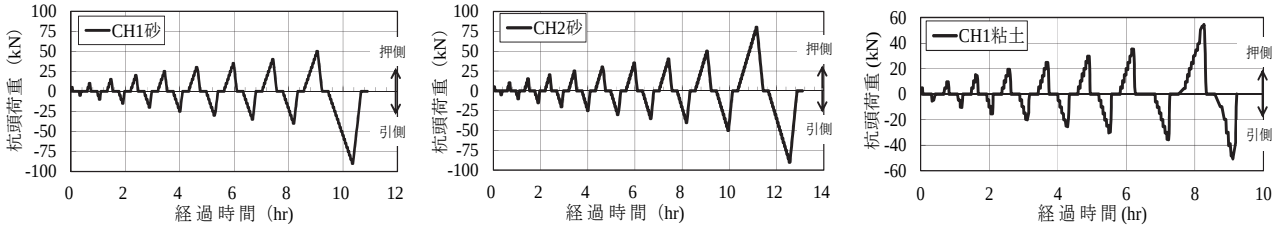


写真-10　水平交番載荷試験状況



a)　CH1 砂　　b)　CH2 砂　　c)　CH1 粘土

図-24　荷重サイクル

位計間の高さより杭変形角を算出し，地表面変位量を推定した．

載荷方法は，段階載荷・多サイクル方式による正負交番で実施した．荷重段階は，いずれのケースとも5kNピッチで載荷を行った．図-24 a)～c)に各ケースの荷重サイクルを示す．CH1砂のケースは，＋50kNの後に-90kNまで水平載荷し，試験を終了した．CH2砂のケースは，±50kNの後に+80kN，-90kNまで水平載荷し，試験を終了した．CH1粘土のケースは，±35kNの後に+55kN，-50kNまで水平載荷し，試験を終了した．

(2)　試験結果

a)　杭頭荷重－杭頭水平変位関係

図-25 a)～c)に杭頭荷重と載荷点および地表面での杭の水平変位との関係を示す．水平交番載荷試験の場合は，荷重および変位量が正負交番に発生する．なお，図中の地表面変位は載荷点変位と載荷点+0.5m変位から換算して算出している．

載荷点変位の荷重履歴曲線より，いずれの杭も水平変位量で±10mm程度，杭頭荷重で±40kNまでは弾性的な挙動を示す結果となった．±40kN到達後は載荷とともに曲線の勾配が変化し，最大荷重に到達している．水平載荷の進行に伴い各水平変位も増大するが，水平荷重は最大荷重まで増加傾向であることから，粘り強く水平抵抗を発揮する結果となった．これは，杭が鋼管とグラウトから構成される合成鋼管杭であるため，小口径杭でも曲げ座屈しにくい構造であることを示唆している．

道示IVによると，許容水平変位量は杭径1.5m以下では15mmとしている．各杭・各方向における水平変位量が15mm時の水平抵抗力は，CH1砂の押側：43kN，CH1砂の引側：-85kN，CH2砂の押側：53kN，CH2砂の引側：-65kNであった．CH1粘土における水平変位量が15mm時の水平抵抗力は，押側：35kN，CH1砂の引側：-40kNであった．

b)　杭頭荷重－杭頭回転角関係

図-26に杭頭荷重と杭頭回転角の関係を示す．杭頭回転角は，載荷点変位と載荷点+0.5m変位から求めた．**図-26**には，押側と引側を併せて示した．杭頭回転角が0.01radにおける杭頭荷重は30～40kNで比較的ばらつきが小さいものの，0.02radにおける杭頭荷重は40～70kNで杭や載荷方向によって差異が生じる結果となった．また，試験地盤の土質の違いに着目すると，杭頭回転角はCH1砂・CH2砂のケースよりもCH1粘土のケースの方が大きくなる傾向がみられた．

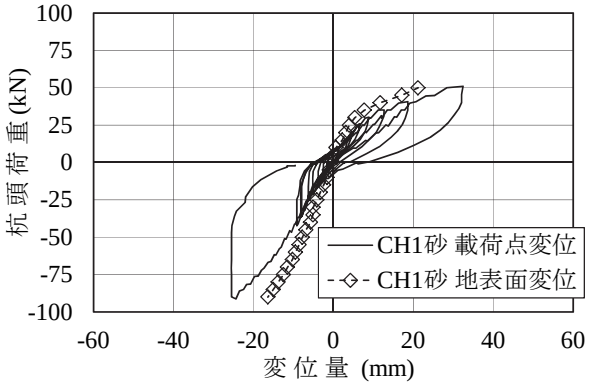
c)　曲げモーメント分布

図-27a)～c)に各杭の曲げモーメント分布を示す．図中には，実測値（表記：実線）に加えてChangの方法[11]から算定した計算値（表記：点線）を示す．**図-27**より，いずれの杭および載荷方向においても曲げモーメントは，GL-1.0m付近で最大となる傾向を示し，GL-3.0m以深ではほとんどゼロであった．さらに，曲げモーメント分布は，計算値と実測値が概ね一致する結果となっている．なお，鋼管本体の降伏曲げモーメントM_y=20.9kN・mに相当する水平荷重は±40kN程度であった．

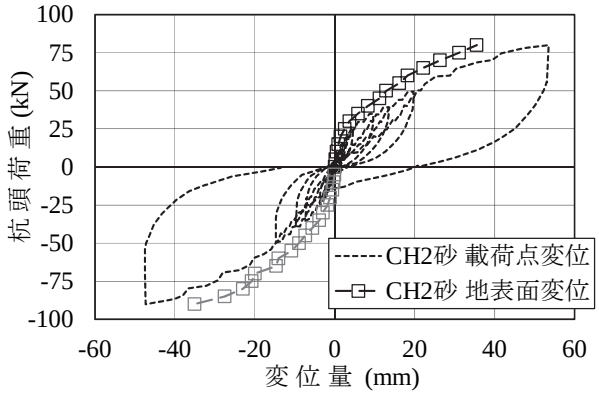
d)　水平変位量分布

図-28 a)～c)に各杭の水平変位量分布を示す．各深度の水平変位量は，各深度に設置したひずみを積分して曲率を算出し，その曲率を積分して変位を算定した．杭の水平変位量分布は，載荷段階ごとに±50kNまで図示した．なお，図中には，実測値（表記：実線）に加えてChangの方法[11]から算定した計算値（表記：点線）を示す．

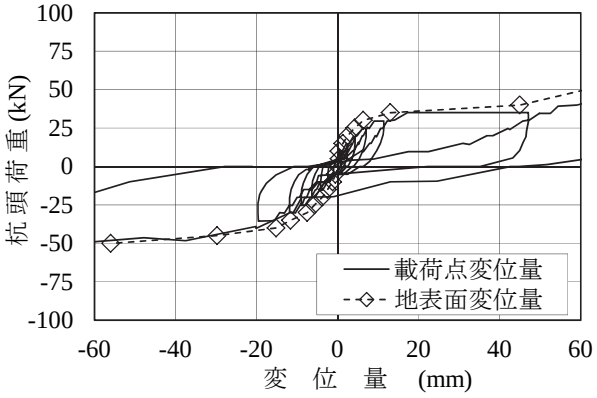
図-28より，いずれの杭および載荷方向においても水平変位量は地表面付近で最大となる傾向を示し，GL-2.0m以深ではほとんどゼロである．CH1砂のケースは，押側の水平変位量に対して引側の水平変位量は半分程度となっている．一方，CH2砂とCH1粘土のケースは，押側よりも引側の方が水平変位量が小さくなるものの，載荷方



a)　CH1砂



b)　CH2砂



c)　CH1粘土

図-25　杭頭荷重－水平変位関係

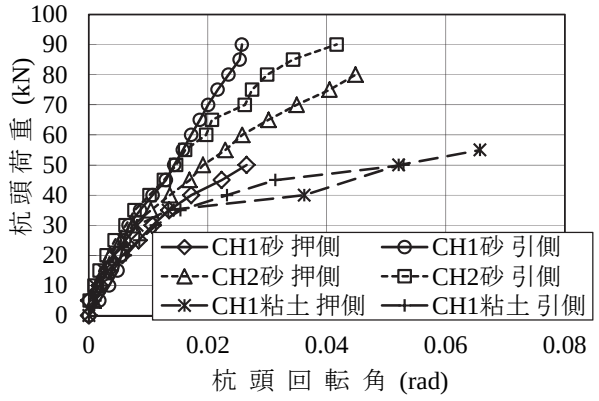
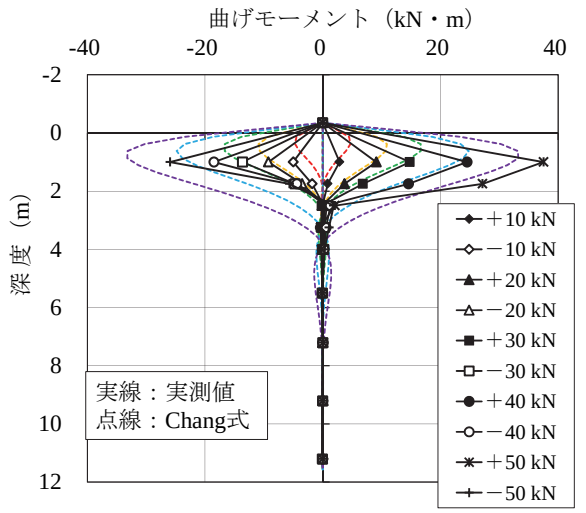
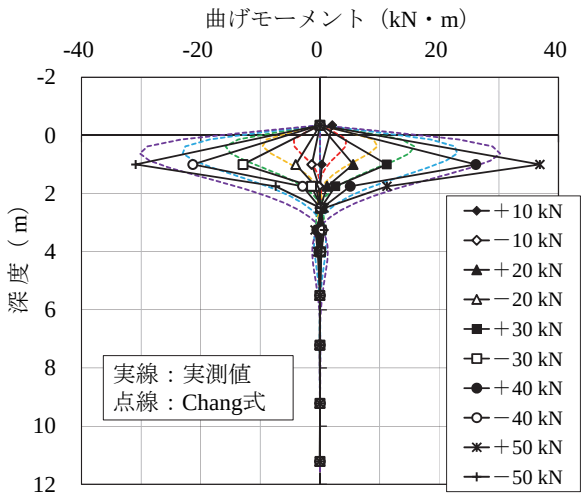


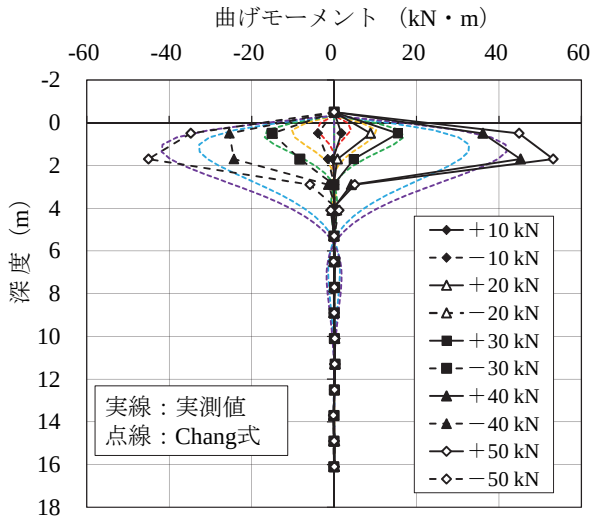
図-26　杭頭荷重－杭頭回転角関係



a)　CH1 砂

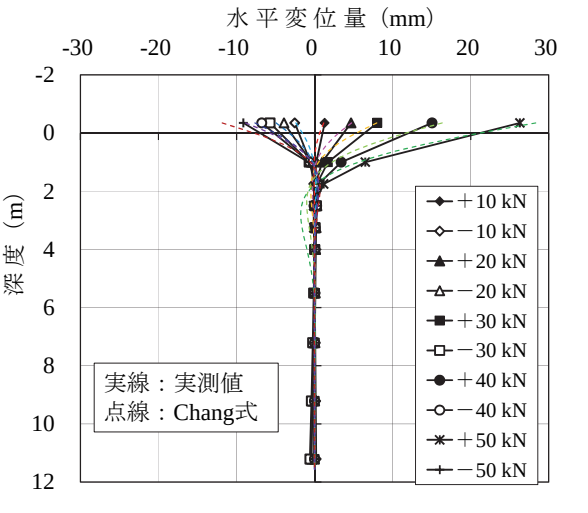


b)　CH2 砂

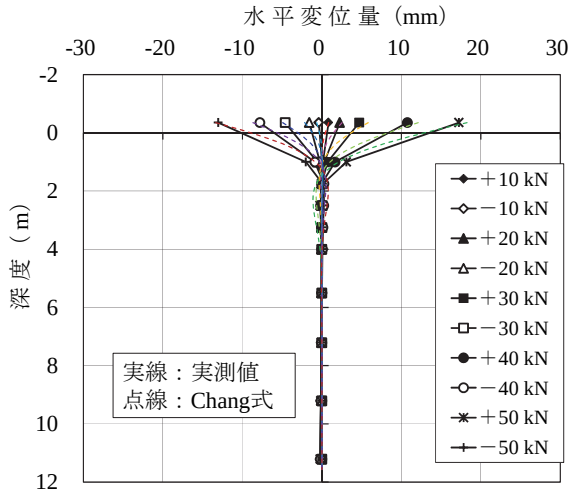


c)　CH1 粘土

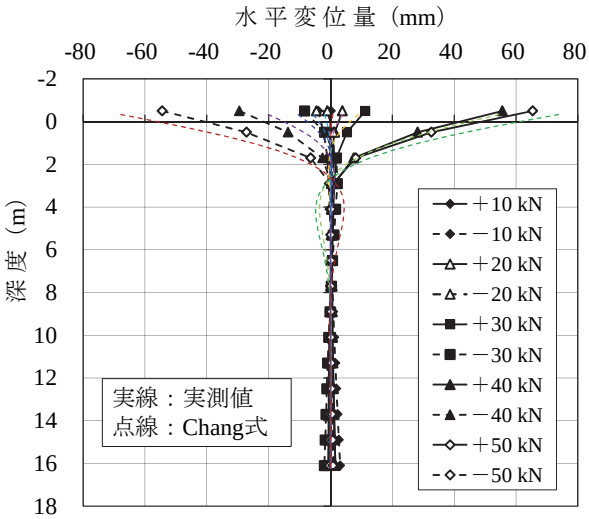
図-27　曲げモーメント分布



a)　CH1 砂



b)　CH2 砂



c)　CH1 粘土

図-28　水平変位量分布

向による差異はほとんどみられなかった．押側より引側の方が水平変位量が小さくなる理由として，試験杭施工時に削孔機を引側に据え付けたことによって表層地盤が締固まり，水平地盤反力が増大したためと推察される．

e)　水平地盤反力係数－地表面変位量関係

図-29および図-30に水平地盤反力係数と地表面変位量の関係を示す．載荷点の変位量から杭の特性値βを算出し，各荷重や水平変位量に対する水平地盤反力係数k_Hを求める．図-29および図-30より，水平地盤反力係数は水平変位量の増大に伴い急激に低下する傾向がみられる．図中には，各杭・各方向における水平変位量が10mm（建築基礎構造物設計指針[12]（以下，建築基礎指針という）と15mm（道示IVにおける杭径1.5m以下の許容水平変位量）時の水平地盤反力係数も併せて示している．

CH1砂・CH2砂の水平地盤反力係数は，38,000～100,000kN/m^{3}であり，CH1粘土の水平地盤反力係数は，31,000～33,000kN/m^{3}であり，いずれも30,000kN/m^{3}以上であった．なお，CH1砂の引側の水平地盤反力係数の低下が小さい理由として，押側の試験初期に載荷方向を誤って作用させたことによって初期の水平荷重時でも水平変位量が発生したためと推察される．

(3)　各種調査・試験結果による水平方向地盤反力係数の推定

a)　道路橋示方書・同解説IV下部構造編による推定結果

水平方向地盤反力係数は，式(1)～式(4)により求める．

$$k_H = k_{H0} \cdot (B_H / 0.3)^{-3/4} \tag{1}$$

$$k_{H0} = (1/0.3) \cdot \alpha \cdot E_0 \tag{2}$$

$$B_H = \sqrt{D/\beta} \tag{3}$$

$$\beta = (k_H D / 4EI)^{1/4} \tag{4}$$

ここに，k_H：水平方向地盤反力係数（kN/m^3），k_{H0}：直径0.3mの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数（kN/m^3），E_0：設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m^2），α：水平方向地盤反力係数の推定に用いる係数，B_H：載荷作用方向に直交する基礎の換算載荷幅（m），D：鋼管径（m），$1/\beta$：水平抵抗に関与する地盤の深さ（m），β：杭の特性値（m^{-1}）である．

各種調査・試験結果を用いて水平方向地盤反力係数を推定する際に使用するαは，常時における孔内水平載荷試験で測定した変形係数の場合 4，供試体の三軸圧縮試験から求めた変形係数の場合 4，標準貫入試験のN値よりで推定した変形係数（E_0=2,800N）の場合 1 である[8]．

水平方向地盤反力係数の推定で対象とする深度は，図-27に示す曲げモーメント分布より水平抵抗に関与する地盤深さは概ねGL0～-2.0mであることから，中間深度のGL-1.0mとした．表-6に各ケースのGL-1.0m付近における標準貫入試験結果，孔内水平載荷試験結果，三軸圧縮（UU）試験結果（第1孔と第2孔）に基づく変形係数から推定した水平方向地盤反力係数を示す．各種調査・試験結果から推定した水平方向地盤反力係数は，CH1砂・CH2砂で14,000～26,000kN/m^3，CH1粘土で13,000～30,000kN/m^{3}であり，いずれも30,000kN/m^{3}以下であった．

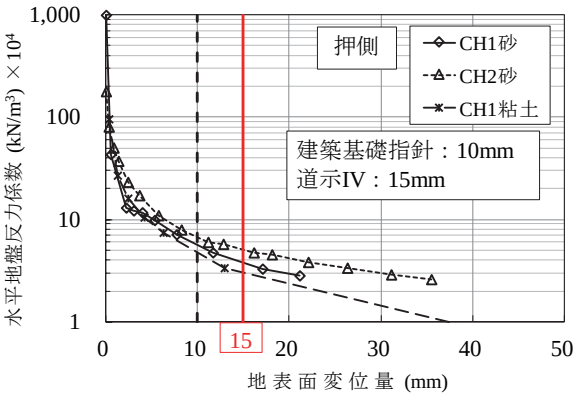


図-29　水平地盤反力係数－地表面変位量関係（押側）

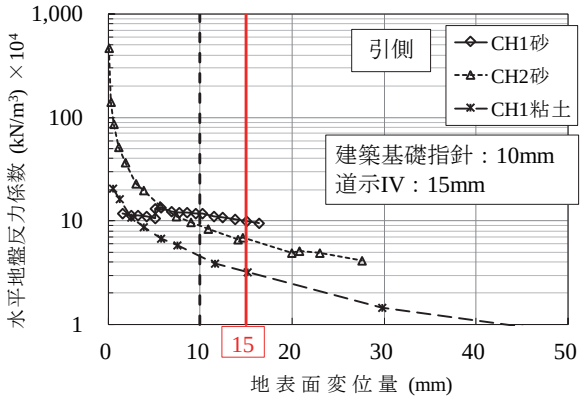


図-30　水平地盤反力係数－地表面変位量関係（引側）

表-6　各種調査・試験結果から求めたk_H（道示IV）

試験ケース	各種調査・試験	E_0 (kN/m^2)	α	β (m^{-1})	$1/\beta$ (m)	k_H (kN/m^3)
CH1砂 CH2砂	標準貫入試験	8,400	1	0.88	1.14	21,237
	孔内水平載荷試験	2,454	4	0.92	1.09	25,238
	三軸圧縮(UU)試験	1,487	4	0.8	1.25	14,524
CH1粘土	標準貫入試験	5,600	1	0.79	1.27	13,596
	孔内水平載荷試験	2,826	4	0.95	1.05	29,475
	三軸圧縮(UU)試験	2,553	4	0.93	1.08	26,348
		2,197	4	0.89	1.12	22,366

b)　建築基礎構造物設計指針による推定結果

建築基礎指針によると，実大杭の水平載荷試験結果から換算したk_h値は，式(5)のように基準水平地盤反力係数k_{h0}（水平変位量yが1（cm）時の水平地盤反力係数）に対して無次元化水平変位yの-0.5乗との積で表現できる．基準水平地盤反力係数k_{h0}は，式(6)により求める．

$$k_h = k_{h0} \cdot y^{-1/2} \tag{5}$$

$$k_{h0} = \alpha \cdot \xi \cdot E_0 \cdot B^{-3/4} \tag{6}$$

ここに，k_{h0}：基準水平地盤反力係数（kN/m^3），α：評価法によって決まる定数（m^{-1}），ξ：群杭効果を考慮した係数で単杭の場合はξ=1.0，E_0：変形係数（kN/m^2），B：無次元化杭径（杭径（鋼管径）をcmで表す）である．

各種調査・試験結果を用いて基準水平地盤反力係数を推定する際に使用する定数αを以下に示す．ボーリング孔内で測定した地盤の変形係数の場合，粘性土・砂質土いずれも80，一軸圧縮試験または三軸圧縮試験から求めた地盤の変形係数の場合，粘性土・砂質土いずれも80，平均N値よりE_0=700・Nで推定した変形係数の場合，粘性土で60，砂質土で80である．

表-7に各ケースの標準貫入試験結果，孔内水平載荷試験結果，三軸圧縮（UU）試験結果（第1孔と第2孔）から推定した基準水平地盤反力係数を示す．各種調査・試験結果から推定した水平方向地盤反力係数は，CH1砂・CH2砂で14,000～24,000kN/m^3，CH1粘土で10,000～28,000kN/m^{3}であり，30,000kN/m^{3}以下であった．

(4) 水平方向地盤反力係数の比較

a) 道路橋示方書・同解説IV下部構造編との比較結果

表-8は各試験杭について，道示IVに示される各種調査・試験より推定した水平方向地盤反力係数と水平交番載荷試験結果を基にChangの式で算定した水平方向地盤反力係数をまとめて示している．試験結果を基にChangの式で算定した地表面変位15mmにおける水平方向地盤反力係数は，各種調査・試験より推定した水平方向地盤反力係数を上回る結果となった．

b) 建築基礎構造物設計指針との比較結果

表-9は各試験杭について，建築基礎指針に示される各種調査・試験より推定した水平方向地盤反力係数と水平交番載荷試験結果を基にChangの式で算定した水平方向地盤反力係数をまとめて示している．試験結果を基にChangの式で算定した地表面変位10mmにおける水平方向地盤反力係数は，各種調査・試験より推定した水平方向地盤反力係数を上回る結果となった．以上の結果より，各種調査・試験結果より得られた変形係数を用いて水平地盤反力係数を評価できることが確認できた．

5. まとめ

狭隘地や空頭制限下でも施工可能かつ経済性に優れた高性能小口径杭工法の開発にあたり，鋼管杭継手部の曲げ試験および地盤に打設した杭の水平交番載荷試験を実施した．以下に得られた知見を示す．

表-7 各種調査・試験結果から求めたk_H（建築基礎指針）

試験ケース	各種調査・試験	α (m^{-1})	ξ	E_0 (kN/m^2)	B	k_{h0} (kN/m^3)
CH1砂 CH2砂	標準貫入試験	60	1	2,100	16.52	20,502
	孔内水平載荷試験	80	1	2,454	16.52	23,958
	三軸圧縮(UU)試験	80	1	1,487	16.52	14,518
CH1 粘土	標準貫入試験	80	1	1,400	16.52	10,251
	孔内水平載荷試験	80	1	2,826	16.52	27,590
	三軸圧縮(UU)試験	80	1	2,553	16.52	24,925
		80	1	2,197	16.52	21,449

表-8 水平方向地盤反力係数k_Hの比較（道示IV）

試験杭名称	杭径D 削孔径D_g 杭長L 杭の種類	算定値 標準貫入試験結果から推定したk_H kN/m^3	算定値 孔内水平載荷試験結果から推定したk_H kN/m^3	算定値 三軸圧縮試験結果から推定したk_H kN/m^3	実測値 Y.L.Changの式から算定したk_H kN/m^3
CH1砂	D=165.2mm D_g=225.0mm L=12.2m 支持杭	21,237	25,238	14,524	押側 38,494
					引側 99,254
CH2砂	D=165.2mm D_g=225.0mm L=12.2m 支持杭	21,237	25,238	14,524	押側 50,822
					引側 68,199
CH1 粘土	D=165.2mm D_g=225.0mm L=16.8m 支持杭	13,596	29,475	1) 26,348 2) 22,366	押側 31,527
					引側 32,528

表-9 水平方向地盤反力係数k_Hの比較（建築基礎指針）

試験杭名称	杭径D 削孔径D_g 杭長L 杭の種類	算定値 標準貫入試験結果から推定したk_H kN/m^3	算定値 孔内水平載荷試験結果から推定したk_H kN/m^3	算定値 三軸圧縮試験結果から推定したk_H kN/m^3	実測値 Y.L.Changの式から算定したk_H kN/m^3
CH1砂	D=165.2mm D_g=225.0mm L=12.2m 支持杭	20,502	23,958	14,518	押側 57,912
					引側 117,205
CH2砂	D=165.2mm D_g=225.0mm L=12.2m 支持杭	20,502	23,958	14,518	押側 66,046
					引側 90,291
CH1 粘土	D=165.2mm D_g=225.0mm L=16.8m 支持杭	10,251	27,590	1) 24,925 2) 21,449	押側 51,770
					引側 46,691

(1) 杭材の曲げ試験

a) 単調曲げ試験

1) いずれの試験ケースも最大曲げ強度および最大曲げモーメントの試験値は規格値を上回ること，継手を有する鋼管は鋼管単体の曲げ強度および曲げ剛性と同等以上の性能を有していることが確認できた．

2) 継手を有する鋼管では，単調曲げ載荷後も継手部に食い込みやがたつきなどは生じておらず，健全であることが確認された．

b) 正負交番曲げ試験

3) いずれの試験ケースも鋼管全塑性時における最大曲げ

強度および最大曲げモーメントの試験値は規格値を上回ること, 継手を有する鋼管は鋼管単体の曲げ強度および曲げ剛性と同等以上の性能を有していることが確認できた.

4) 継手を有する鋼管では, 正負交番曲げ載荷後も継手部に食い込みやがたつきなどは生じておらず, 健全であることが確認された.

(2) 地盤に打設した杭の水平交番載荷試験

5) CH1 砂・CH2 砂の地表面の許容変位量 15mm における水平抵抗力は，押側で 43～53kN，引側で-65～-85kN という結果であった．一方，CH1 粘土の地表面の許容変位量 15mm における水平抵抗力は, 押側で 35kN, 引側で-40kN という結果であった.

6) 曲げモーメント分布は，Chang の方法から求めた計算値と実測値は概ね一致する結果が得られた. いずれの杭および載荷方向においても曲げモーメントは $1/\beta$ となる GL-1.0m 付近で最大となる傾向を示した.

7) 地盤に打設した杭の地表面変位量15mmにおける水平方向地盤反力係数は，道示 IV に示されている各種調査･試験結果の変形係数から算定した水平方向地盤反力係数を上回ることを確認した.

8) 地盤に打設した杭の地表面変位量10mmにおける水平方向地盤反力係数は, 建築基礎指針に示されている各種調査･試験結果の変形係数から算定した水平方向地盤反力係数を上回ることを確認した.

謝辞: 本工法の開発を進めるにあたって, 先端建設技術・技術審査証明委員会メンバーには，載荷試験での杭の挙動や水平方向地盤反力係数の評価方法等について多くの有益な意見をいただきました．また，水平交番載荷実験にあたっては，開発工法の共同研究者である日本基礎技術株式会社，現場計測を担当したシステム計測株式会社に多大なるご協力をいただきました．ご協力をいただきました関係諸氏に深甚の謝意を表します.

参考文献

1) 国土交通省：国土交通白書 2015, pp. 122-124, 2015.7.
2) 独立行政法人土木研究所（大下・福井ら）他：共同研究報告書第282号 既設基礎の耐震補強技術に関する共同研究報告書（その 3）(6 分冊の 1～6 分冊の 6), 2002.9.
3) 石田雅博，福井次郎，加藤秀章，三木健男：小口径摩擦杭（高耐力マイクロパイル）の支持力特性（その 2）－水平交番載荷試験結果－，土木学会第 54 回年次学術講演会概要集第三部(A), pp. 894-895, 1999.9.
4) 三木健男，岡憲二郎，村田大宜，黒崎和保，小林洋一：砂質地盤におけるマイクロパイルの水平載荷試験，第 35 回地盤工学研究発表会，pp. 1847-1848, 2000.6.
5) Awad, M. : Lateral load tests on mini-piles, *Islamic University Journal*, Vol. 7, No. 1, pp. 15-29, 1999.
6) Broms, B. B : Lateral resistance of piles in cohesionless soils, *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 90, SM3, pp. 123-156, 1964.
7) 粕谷悠紀，高橋真一，山本彰，稲川雄宣，渡辺郁夫，北出啓一郎：小口径合成鋼管杭工法「ハイスペックマイクロパイル工法®」の開発, 大林組技術研究所所報, No. 79, pp. 1-8, 2015.
8) 日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, pp. 285-456, 2012.3.
9) 土木研究センター：建設技術審査証明報告書，鋼管杭の機械式継手「ハイメカネジ ™」，建技審証第 1101 号，2011.5.
10) 地盤工学会：杭の水平載荷試験方法・同解説，2010.7.
11) Chang, Y. L. : Discussion on “Lateral Pile Loading Tests” by Feagin, *Trans. ASCE*, 1937.2.
12) 日本建築学会：建築基礎構造物設計指針，pp. 262-296, 2001.10.

(2016. 7. 8 受付)

LATERAL RESISTANCE CHARACTERISTICS OF HIGH STANDARD MICRO-PILES METHOD CONSTRUCTED BY DOUBLE TUBE EXCAVATION

Yuki KASUYA, Yusen INAGAWA, Shinichi TAKAHASHI,
Akira YAMAMOTO and Junichi KOSEKI

The “high-standard micro-piles method” which is also possible at a narrow space, low altitude head condition and low cost has been developed as a new construction method for reinforcing existing foundation structures. Micro-piles are constructed with double tube excavation using by boring machine. After inserting a steel pipe into the hole, grouts are filled both inside and outside of pile.

This paper describes the results of bending load test of pile and horizontal load test of constructed pile. By these load test results, the following things could be confirmed. 1) The joint of steel pipe of bending load and flexural rigidity have higher performances than only steel pipe of those, 2) It was confirmed that the lateral ground reaction coefficient in ground lateral displacement exceeds that coefficient calculated from deformation coefficient of investigation and test results indicating by specifications for highway bridges and building foundation design guidance.