

(47) スtrand場所打ち杭と鋼管柱の 接合構造に関する実験的研究

岩本 拓也¹・山野辺 慎一²・伊藤 弘之³・黒岩 育子⁴・
玉嶋 克彦⁵・鈴木 健一⁶・滝沢 聡⁷

¹正会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)
E-mail: yamanobe@kajima.com

²フェロー会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給2-19-1)
E-mail: iwamtaku@kajima.com

³正会員 鹿島建設株式会社 土木設計本部 (〒107-8477 東京都港区元赤坂1-3-8)
E-mail: ito0811@kajima.com

⁴正会員 鹿島建設株式会社 土木設計本部 (〒107-8477 東京都港区元赤坂1-3-8)
E-mail: kuroiwai@kajima.com

⁵正会員 大成建設株式会社 土木本部 (〒163-0606 東京都新宿区西新宿1-25-1 新宿センタービル)
E-mail: tamasima@ce.taisei.co.jp

⁶正会員 東日本旅客鉄道株式会社 東京工事事務所 (〒151-8512 東京都渋谷区代々木2-2-6 JR新宿ビル)
E-mail: suzukiken@jreast.co.jp

⁷正会員 東日本旅客鉄道株式会社 構造技術センター
(〒163-0231 東京都新宿区西新宿2-6-1 新宿住友ビル31階)
E-mail: s-takisawa@jreast.co.jp

低空頭・狭隘な施工条件下での場所打ち杭の施工性を改善する工法として、杭の軸方向鋼材にストランド(PC鋼より線)を用いたストランド場所打ち杭工法が開発されている。1柱1杭形式の下部構造に本工法を適用するにあたり、杭と鋼管柱との接合部の合理化を目的として、杭の軸方向鋼材であるストランドを鋼管柱基部で機械的に定着させる接合構造を考案した。本構造を模した縮小模型供試体の正負交番載荷実験を行い、曲げモーメントおよびせん断力に対する接合部の挙動を確認した結果、通常のRC断面計算により曲げ耐力を評価できることと、設計せん断耐力に対して十分なせん断耐力を有することを確認した。

Key Words : bored cast-in-place concrete pile, deployable reinforcement cage, column-pile joint, non-embedded joint

1. はじめに

都市部における鉄道施設のリニューアル工事は、営業線近接、狭隘な施工スペース、厳しい空頭制限などの空間的制約に加え、作業時間が夜間のみに制限されるなど時間的にも制約を受ける。こうした施工条件下における場所打ち杭では、従来、鉄筋かごを短く分割し、軸方向鉄筋を継ぎながら建て込んでいたため、鉄筋継手に関わるコストの増大、作業の遅延、品質の低下などさまざまな問題があった。

こうした問題を解決する工法として、ストランド場所打ち杭工法¹⁾²⁾(以下、本工法と称する)が開発されて

いる。本工法は、鉄筋かごの軸方向鉄筋に可撓性を有するストランドを用いることを特長としており、鉄筋かご全体をねじるとストランドが螺旋状に変形することから、鉄筋かごを容易に伸縮させることができる(写真-1)。本工法では、工場で製作した鉄筋かごを縮小した状態で孔口まで運搬し、掘削孔内に伸展することで鉄筋かごの建込みが完了するため、前述した施工条件下における杭の施工性を大幅に改善できることを確認している³⁾⁴⁾。

これまでのストランド場所打ち杭工法の適用例では、杭とそれが支える鋼管柱との接合構造は、通常の鉄筋コンクリート部材の杭の接合部と同様な構造であった(図-1)。一方で、本工法のストランドの定着部は、マンシ



写真-1 伸縮可能な鉄筋かご

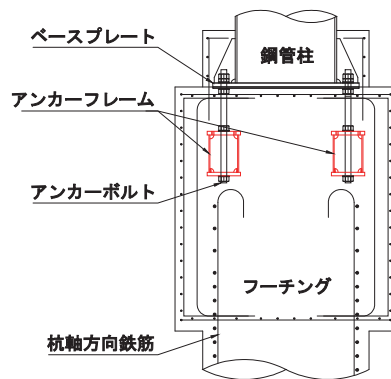


図-1 従来の場所打ち杭-鋼管柱接合構造

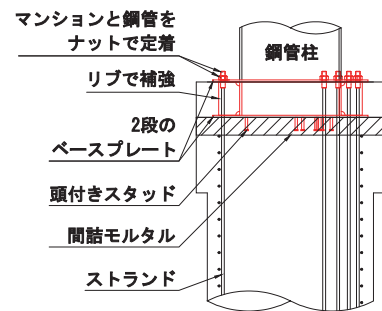


図-2 提案するストランド場所打ち杭-鋼管柱接合構造

ョン（スリーブをストランドに圧着加工し、ねじを切削したもの）を支圧板にナット定着するものであるため、鋼管柱の端部にマンションを直接ナットで定着すれば、構造が簡略化できると考えられる。

そこで本研究では、杭と鋼管柱との接合部を対象とした新たな接合構造を提案した上で、同接合構造を有する縮小模型供試体の正負交番載荷実験を行い、その基本的な構造特性について検証した。

2. ストランド場所打ち杭と鋼管柱との接合構造

図-2に提案するストランド場所打ち杭と鋼管柱の接合構造を示す。

本接合構造は、鋼管柱の下端にリブ補強した2段のベースプレートを設け、ナットとトルクレンチを用いてストランドを上部ベースプレートに機械的に定着するものであり、高力ボルトを用いた引張接合における長締め形式⁹⁾に該当する。長締め形式の接合部は、接合時にストランド（引張接合における高力ボルト）に導入される軸力のリラクゼーション量が小さい、ベースプレート間のストランドに伸び変形が生じるため変形性能に優れる、てこ反力が小さい、といった特長がある。そのため、ベースプレートを1段とした場合の短締め形式の接合部よりも接合部性状が優れたものとなる。また、ベースプレートを2段とすることで、ストランドの定着部と杭と鋼管柱の接触面との間に距離が生まれ、ストランドに作用する引張力が接触面に均一に作用するとともに、リブで補強されたベースプレートは剛性が高く、ほぼ剛体として扱うことができることから、接触面において平面保持を仮定することができる。さらに、杭と下部ベースプレート間に間詰モルタルを後充填することで、互いの接触面を均一に密着させることができる。

本接合構造では、鋼管柱の曲げによる引張力はストランドに直接伝達され、軸圧縮力は下部ベースプレートから間詰モルタルを介して杭体に伝達される。そのため、

杭と鋼管柱との接触面においては、ベースプレートの径を杭径とする円形RC断面でのRC断面計算が成立すると考えた。また、せん断力は、下部ベースプレート下面に配置する頭付きスタッドにより伝達され、スタッドの諸元により接合部のせん断耐力を設定することができる。

3. 正負交番載荷実験の概要

(1) 実験対象と着目点

実験の対象構造物は、図-1に示した場所打ち杭と鋼管柱の接合構造とした。この杭を曲げ耐力が等価なストランド場所打ち杭に変更した上で、図-2に示す接合構造を適用し、軸力作用下における以下項目を実験で確認した。

- 曲げに対する破壊モードおよび最大曲げ耐力と曲げ耐力計算値との比較
- せん断力に対する破壊モードおよび最大せん断耐力とせん断耐力計算値との比較
- 曲げおよびせん断力に対する各材料の発生応力度と損傷の進展状況

(2) 供試体概要

供試体は、提案する接合構造を有する独立一本柱形式の1/2縮小模型とした。接合部の曲げとせん断力の両方に着目する必要から、曲げ実験とせん断実験用の供試体をそれぞれ1体ずつ製作した。

各供試体の概要図を図-3に示す。各供試体のコンクリート部は、供試体固定用のフーチングと杭体（φ900mm）から構成される。杭体の上部に、2段のベースプレート（φ800mm）を有する鋼管柱（φ508mm, t=19mm）を設置し、間詰モルタルを充填した後に、トルクレンチを用いてナットを上部ベースプレートに締め付けることで杭体と鋼管柱を一体化させた。導入トルクは、使用したナットM42に対し鉄骨工事で一般的な200N・mとした⁹⁾。

本供試体では、杭体基部で曲げモーメントが最大となるため、杭体の曲げ破壊が先行しないように杭体長さを

表-3 供試体の各断面における設計耐力

検討断面	項目	曲げ供試体(kN)	せん断供試体	備考
接合部断面	曲げ耐力 (ストランド初降伏)	$P_y=275$	$P_y=878$	ベースプレート径800mmを直径とした円形 RC 断面で計算
	曲げ耐力 (終局)	$P_u=292$	$P_u=975$	
	せん断耐力	$P_v=336$	$P_v=338$	頭付きスタッドφ13mm×6本
杭体基部断面	曲げ耐力 (ストランド初降伏)	$P_{y2}=289$	$P_{y2}=710$	杭径 900mm の円形 RC 断面で計算
	曲げ耐力 (終局)	$P_{u2}=329$	$P_{u2}=824$	

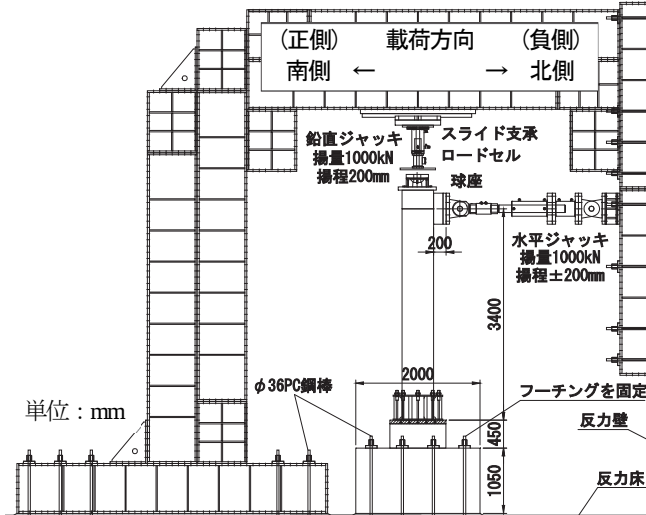


図-4 載荷装置 (曲げ供試体)

(4) 載荷方法

図-4に曲げ供試体の載荷装置を示す。フーチングをPC鋼棒で固定し、鉛直油圧ジャッキにより所定の軸力を作用させた状態で、水平油圧ジャッキにより水平力を正負交番で作用させた。鉛直方向の加力については、球座とスライド支承を介して油圧ジャッキを梁フレームに固定することで、供試体の曲げ変形を拘束することなく一定の軸力を作用させている。2体の供試体の高さは異なるため、せん断供試体においては梁フレームの位置を下方に移動させて載荷位置を調整した。

曲げ供試体では、軸力500kNを一定に制御した状態で、ベースプレートと杭体が離間する荷重の計算値 $P_{sp}=\pm 23.3$ kN、 P_{sp} と $1/2P_y$ のほぼ中間の ± 82 kN、 $1/2P_y=\pm 138$ kN の各荷重で3回ずつの繰返し載荷を行った。次に、 $+P_y=275$ kN を荷重制御で載荷し、 P_y 到達時の変位 δ_y を計測した。以降は、 δ_y を基準とした同一振幅での繰返し回数3回の振幅漸増型載荷を変位制御で行った。

せん断供試体でも同様に、軸力250kNを一定に制御し、 $P_{sp}=\pm 53.2$ kN、 P_{sp} とせん断耐力の計算値 P_y のほぼ中間の ± 195 kN の各荷重で3回ずつの繰返し載荷を行った後、 $+P_v=338$ kN まで荷重制御で載荷した。その後、 $+P_v$ 到達時の変位 δ_v を基準とした、同一振幅での繰返し回数3回の振幅漸増型載荷を変位制御で行った。

接合面の離間荷重 P_{sp} は、接合面のφ800mm 断面においてナット締付けによるストランド張力と鉛直力による軸圧縮力に対して、断面の引張縁応力度がゼロになるモーメントを各供試体の載荷位置の水平力に換算すること

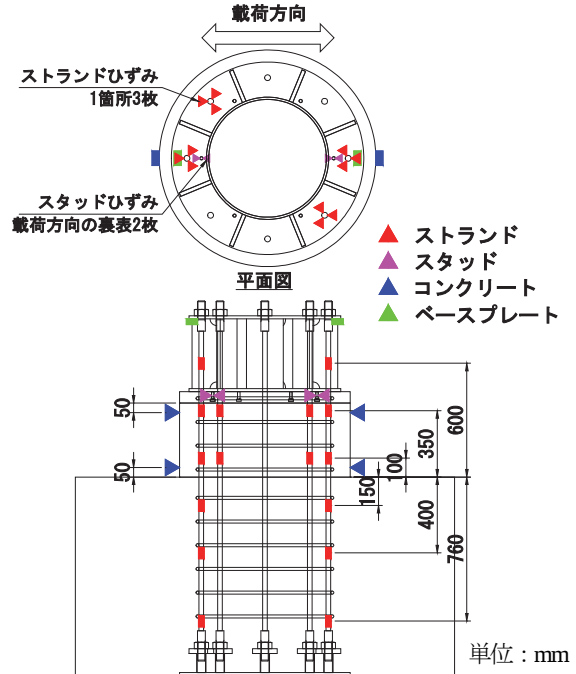


図-5 ひずみ計測位置

で算出した。なお、トルク導入時に計測したストランド張力の平均値は約37kN/本であった。

(5) 計測方法

計測項目は両供試体で同じであり、載荷荷重をロードセルにより、載荷点水平変位を変位計により計測した。下段ベースプレートの圧縮縁と引張縁では、間詰モルタルとの鉛直相対変位を接合部の目開きとして測定した。

図-5に各ひずみの計測位置を示す。ストランドのひずみゲージは、1箇所につき3枚貼付け、その平均値を計測位置のひずみとした。頭付きスタッドのひずみゲージは、載荷方向に対して表裏に1枚ずつ貼付けた。杭体コンクリートには、基部と接合面近傍の2断面の圧縮縁・引張縁に、上部ベースプレートには、下面側の圧縮縁・引張縁にひずみゲージを貼り付けた。

4. 実験結果

(1) 曲げ供試体

a) 水平荷重-載荷点水平変位関係と損傷状況

図-6に水平荷重と載荷点水平変位の関係を示す。

接合面の離間荷重の計算値 P_{sp} 付近では荷重の増加勾配に変化は見られず、48 kN 付近で勾配の変化が見られ

た。 $P=82\text{ kN}$ に到達した時点で、フーチングと杭体との境界部に曲げひび割れの発生を確認した。最外縁ストランド初降伏荷重の計算値 $+P_y = 275\text{ kN}$ 到達時(載荷点変位 $\delta_y = 78.9\text{ mm}$)では、図-7 に示すように、間詰モルタルと杭体に縦方向のひび割れが発生した。

$+2\delta_y$ 到達時点で最大耐力 318 kN を示し、終局曲げ耐力の計算値 292 kN を上回っていた。この時の損傷状況としては、間詰モルタルと杭体の縦方向のひび割れが拡大し、間詰モルタルのかぶり部分の一部が杭体の中心から外側方向に剥離する様子が確認された。

$+3\delta_y$ への載荷途中、載荷点変位が 184 mm に到達した時点で水平荷重が低下しはじめ、 $+3\delta_y$ 到達時点における水平荷重は 153 kN であった。この時点では、杭体基部のコンクリートひずみは 3500μ に到達しており、また、最大荷重の約 $1/2$ まで荷重が低下していることやストランドの素線の破断、圧縮側のかぶりコンクリートの損傷が確認されたことから、載荷を終了した。

b) ストランドのひずみ

図-8 に水平荷重とストランドのひずみの関係を示す。計測位置は、杭頭から突出した2段のベースプレート間の自由長部であり、正側載荷時に引張縁となるものを北側、圧縮縁を南側として示した。

ストランドのひずみは、 $\pm 1\delta_y$ の時点で降伏ひずみ 8547μ にほぼ到達していた。 $2\delta_y$ に向かう途中、ひずみが 11000μ を超えたあたりからひずみは急激に増加し、 $-2\delta_y$ 到達時には約 25000μ を示した。 $3\delta_y$ 時点では多くのひずみゲージが計測不能となったが、計測できた範囲では 25000μ に到達しており、ストランドの素線に絞りが生じていたことから、ストランドは十分な伸びを呈していたと考えられる。図-9 には、負側の各載荷サイクル1回目におけるストランドひずみの供試体高さ方向の分布図を示す。フーチング側の定着部付近では、ほとんどひずみが生じていないことから、フーチング内のストランドの定着長さは十分であったことを確認した。

c) ベースプレートの挙動とスタッドのひずみ

図-10 に水平荷重と上部ベースプレートのひずみの関係を示す。 $\pm 1\delta_y$ の時点では降伏ひずみ以下であり、 $\pm 2\delta_y$ の時点で降伏ひずみと同等のひずみを示した。しかしながら、載荷勾配と除荷勾配は同等で原点指向となっているため、上部ベースプレートは健全性を保っていたと言え、接合部の曲げ強度の検証には影響を及ぼさなかったと考えられる。

図-11 に水平荷重と下段ベースプレート-間詰モルタルの間の目開きの関係を示す。水平荷重が P_{sp} に到達した時点では目開きはほとんど生じておらず、約 48 kN に到達した時点で目開きが生じ始めた。

図-12(a)(b) に水平荷重とスタッドの軸ひずみの関係を示す。スタッドの軸ひずみがベースプレートの目開きが

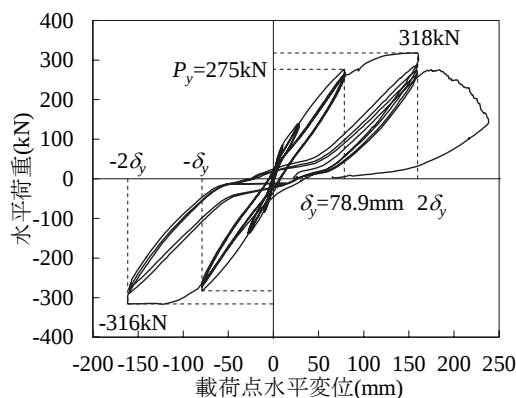


図-6 曲げ供試体の水平荷重-載荷点水平変位

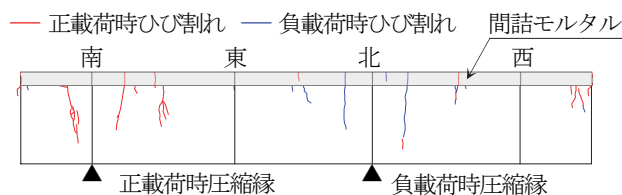


図-7 杭体と間詰モルタルのひび割れ発生状況 ($\pm\delta_y$ まで)

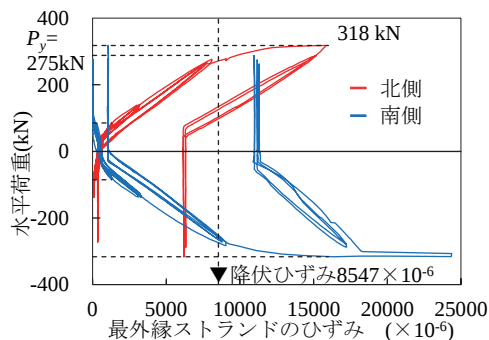


図-8 水平荷重とストランドひずみの関係

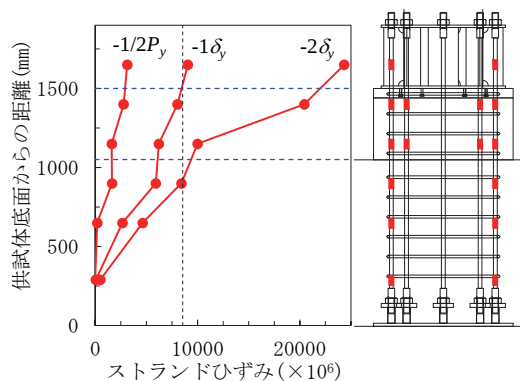


図-9 ストランドひずみの分布図 (負側載荷時)

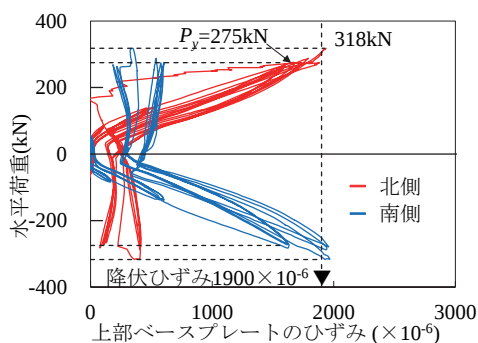


図-10 水平荷重と上部ベースプレートひずみの関係

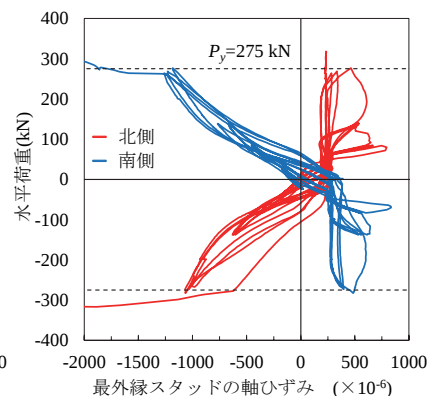
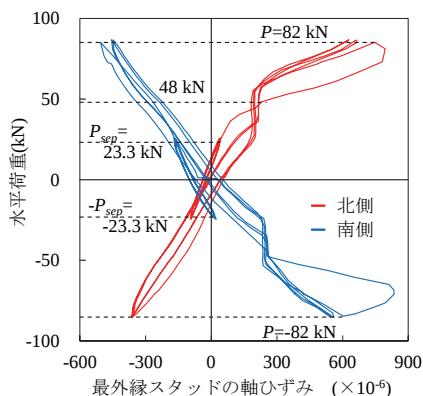
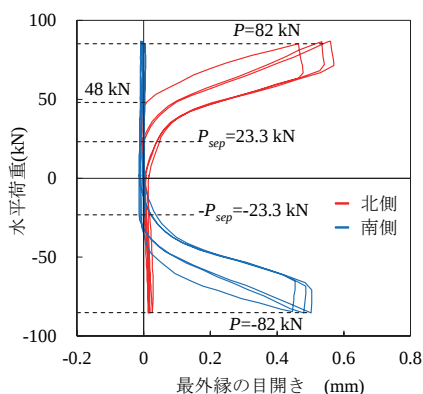


図-11 水平荷重と目開き量の関係 ($P=\pm 82$ kN まで) (a) $P=\pm 82$ kN まで

(b) $\pm 2\delta_y$ まで

図-12 水平荷重とスタッド軸ひずみの関係

発生した 48 kN の少し前から増加を始めており、目開きに対してスタッドが抵抗していたことが確認できる。そのため、離間荷重の計算値 P_{sep} よりも大きな荷重で目開きが生じたものと考えられる。その後は、 $\pm 1\delta_y$ の 3 回目の繰返し載荷までは最大 1200μ 程度であったが、 $2\delta_y$ に向かう途中から軸圧縮ひずみが急激に増加し、降伏ひずみを超えた。これは、前述のとおり、 $\pm 1\delta_y$ を超えた付近でストランドが降伏し、中立軸が圧縮側に移動してベースプレート圧縮縁に作用する圧縮力が大きくなったためと考えられ、杭体基部の圧縮縁のコンクリートひずみが 3500μ に達していたことと整合していた。

d) 実験終了後の供試体損傷状況

写真-2 に実験終了後のベースプレートの状況を、写真-3 にベースプレートと杭体の境界部の損傷状況を示す。

鋼管柱との接合面を見ると、帯鉄筋やストランドの周辺に円周方向のひび割れが発生しており、特に、荷重方向縁のストランド周辺のコンクリートの損傷が大きいことが確認された。スタッド周囲のモルタルは、全箇所でもスタッドとともにコーン状に抜け出しており、コーン状破壊が生じていたことが確認された。スタッド頭部の圧痕を見ると、押し込まれている様子が確認されたが、荷重方向にずれが生じているような痕跡は確認されなかった。

e) 曲げ供試体のまとめ

曲げ供試体では、接合部断面に対する RC 計算値を上回る曲げ耐力と、最外縁ストランドの降伏変位 δ_y の 2 倍の変形性能が確認され、提案する接合構造は曲げに対して十分な耐力を有しているといえる。

接合部の損傷状況としては、初降伏時点ではストランドの降伏と間詰モルタルおよび杭体への縦ひび割れが確認され、最大耐力時点では縦ひび割れの幅が拡大したものであった。最終的な破壊形態は間詰モルタルとコンクリートの圧壊、およびスタッドの降伏とストランドの素線の破断を伴うものであったが、ストランドには絞りを伴う伸びが確認されており、また、ストランドの配置位置より内側のコア部分の間詰モルタルおよび杭体コンク



写真-2 曲げ供試体 鋼管ベースプレートの状況



写真-3 曲げ供試体 荷重終了後の杭体南側上面の状況

リートは健全であった。

接合部の曲げによる目開きに対しては、トルク導入による抵抗以外にずれ止めとして配置したスタッドの引抜抵抗が寄与していた。

(3) セン断供試体

a) 水平荷重-荷重点水平変位関係と損傷状況

図-13 に水平荷重と荷重点水平変位の関係を示す。図中には、せん断耐力の計算値 P_v と、 P_v に対して摩擦係数を 0.5 として軸力による摩擦の影響を考慮したせん断耐力の計算値を示す。

荷重が $P=194$ kN に到達した時点でフーチングと杭体との境界に曲げひび割れが発生した。せん断耐力 $P=338$ kN に到達した時点では、接合部や杭体の損傷の程度は小さかった。

$2\delta_y$ 到達時点で、間詰モルタルと杭体に曲げ供試体と

同様な縦方向のひび割れが確認された。3 δ_v 到達時点では、間詰モルタルの損傷が拡大している様子や、杭体基部のかぶりコンクリートが圧壊する兆候が確認された。また、同時点で杭体基部のコンクリートひずみは3500 μ を超えていた。これ以降、変形が進むにつれて損傷が拡大して剛性が低下したものの、水平荷重は増加し、-5 δ_v 到達時点でせん断耐力計算値の約2倍の $P = -687$ kNの耐力を示した。-5 δ_v の3回目繰返し時に1回目の8割程度まで荷重が低下し、杭体基部、接合部モルタルの損傷が大きくなったことから載荷を終了した。

b) ベースプレートの挙動とスタッドのひずみ

図-14 に水平荷重と下段ベースプレート-間詰モルタルの間の目開きの関係を、図-15 には水平荷重とスタッド軸ひずみの関係を示す。

ベースプレートの目開きについては、離間荷重の計算値が約53kNであるのに対し、水平荷重が正側で約88kN、負側で約104kNに到達した時点で目開きが生じ始めた。曲げ供試体と同様に、載荷初期の段階からスタッドにひずみが生じていることから、離間に対してスタッドが抵抗したため、目開きが生じ始める荷重が計算値よりも大きくなったと考えられる。目開きが生じた後は、スタッドに生じるひずみの増加勾配が大きくなったものの、せん断耐力到達時点の軸ひずみは圧縮側、引張側ともに1000 μ 以下であり、健全性を保持した状態であった。

d) 実験終了後の供試体損傷状況

写真-4 に実験終了後のベースプレートと杭体の境界部の損傷状況を示す。

杭体コンクリートや間詰モルタルのかぶり部分の圧壊と、スタッド周辺のモルタルがスタッドとともにコーン状に突出す様子が確認された。スタッド頭部の圧痕を見ると、押し込まれている様子のほか、載荷方向にずれが生じていた痕跡が確認された。

d) せん断供試体のまとめ

せん断実験では、スタッドの抵抗のみを考慮したせん断耐力計算値の2倍のせん断耐力が確認され、提案する接合構造はせん断力に対して十分な耐力を有していることが示された。スタッドの負担分に摩擦係数を0.5として摩擦による負担を考慮するとせん断耐力は463kNであることから、摩擦以外にストランドのダボ作用も抵抗していたものと考えられる。

接合部の損傷状況としては、せん断耐力到達時点では、間詰モルタル、杭体ともに大きな損傷は確認されず、いずれの材料にも降伏や圧壊に相当するひずみは生じていなかった。最終破壊形態は、ベースプレートより外縁のかぶり部分の間詰モルタルと杭体コンクリートが大きく損傷し杭体基部のコンクリートが圧壊するものであったが、コア部分の間詰モルタルと杭体コンクリートの健全性は保たれていた。

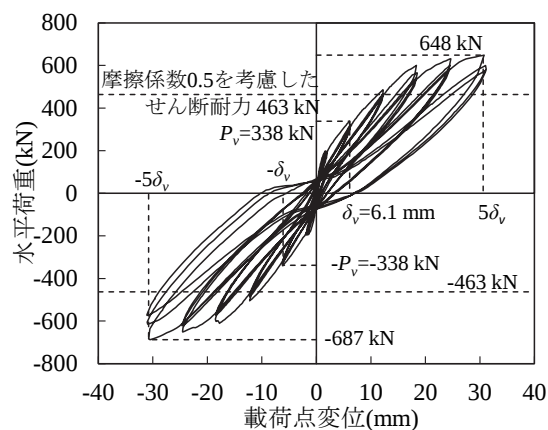


図-13 せん断供試体 水平荷重と載荷点変位の関係

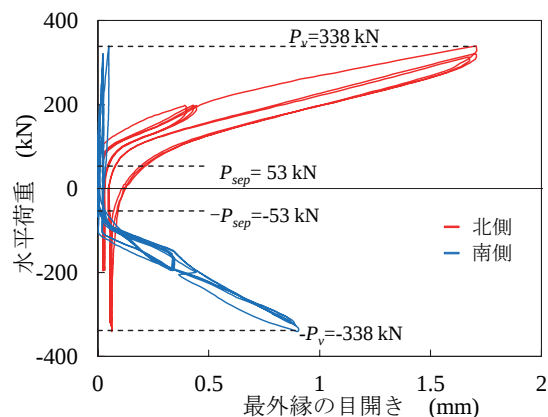


図-14 水平荷重と目開き量の関係 (±P_vまで)

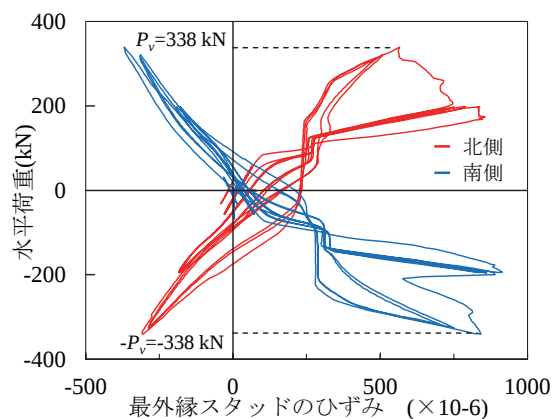


図-15 水平荷重とスタッド軸ひずみの関係 (±P_vまで)



写真-4 せん断供試体 載荷終了後の杭体南側上面の状況

5. まとめ

本研究では、ストランドを軸方向鋼材として用いた杭構造の鋼管柱との接合部を合理化するために、ストランドのマンションを鋼管柱基部に直接ナットで定着する接合構造を考案し、接合部の曲げおよびせん断力に対する接合部の挙動を正負交番載荷実験により確認した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 曲げ供試体では、計算値を上回る曲げ耐力と、初降伏変位 δ_y の2倍の変形性能が確認され、提案する接合構造は曲げに対して十分な耐力を有していた。
- 2) 曲げ供試体では、ストランドが降伏した後に、間詰モルタルおよび杭体コンクリートの圧壊にとストランドの素線の破断により終局を迎えた。ストランドが降伏した時点では、間詰モルタルおよび杭体コンクリートへの縦ひび割れが確認されたが、それ以外の材料に降伏や圧壊に相当するひずみは生じていなかった。また、終局時点においても、コア部分の間詰モルタル、杭体コンクリートは健全性を保っていた。
- 3) せん断供試体では、計算値の2倍のせん断耐力が確認され、提案する接合構造はせん断力に対して十分な耐力を有していた。これは、スタッドの抵抗に加え、軸力による摩擦やストランドのダボ作用が抵抗したためと考えられる。
- 4) せん断供試体では、せん断耐力の計算値到達時点ではスタッドは降伏に達していなかった。その後、かぶり部分の間詰モルタルと杭体コンクリートが大きく損傷し、杭体基部のコンクリートが圧壊することで終局を迎えた。終局時点においても、コア部分の間詰モルタルと杭体コン

クリートの健全性は保たれていた。

- 5) 接合面の離間荷重は計算値よりも大きく、トルク導入によるストランド張力だけでなく、ずれ止めとして配置したスタッドの引張抵抗が寄与していた。

参考文献

- 1) 山野辺慎一，河野哲也，中井督介：ストランドを軸方向鋼材に用いた場所打ち杭における伸縮式鉄筋かごの機構とその特性，土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造)，Vol.74，No.3，pp.207-217，2018.
- 2) 山野辺慎一，河野哲也，曾我部直樹，伊藤弘之，滝沢聡：ストランドを軸方向鋼材に用いた部材の曲げに対する特性と設計法，土木学会論文集 E2 (材料・コンクリート構造)，Vol.75，No.2，pp.80-94，2019.
- 3) 鈴木健一，堀田智弘，山野辺慎一：渋谷駅改良工事にストランド場所打ち杭工法を採用，建設機械施工，Vol.71，No.8，pp.66-72，2019.8.
- 4) サンディオ ヴァデル，金田淳，古賀誠，加納暢彦：杭上下で径の異なるストランド場所打ち杭の実施工適用について，2020 年度土木学会関東支部技術研究発表会，2021.3.
- 5) 社団法人日本鋼構造協会：橋梁用高力ボルト引張接合設計指針（案），JSSC レポート No.27，JSS IV 05-1994，pp.28-29，pp.52-55，pp.61-67，1994.3.
- 6) 日本鋼構造協会：建築構造用アンカーボルトを用いた露出柱脚設計施工指針・同解説，pp.48，2009.10.
- 7) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(鋼とコンクリートの複合構造物)，丸善，pp.315-321，2016.1.
- 8) 土木学会：2014 年制定 複合構造標準示方書[設計編]，pp.69-74，2017.3
- 9) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)，丸善，pp.92-93，2008.1.

(Received September 10, 2021)

Experimental Study on Joint Structure of Cast-in-Place Concrete Pile Using Strand as Longitudinal Reinforcement and Steel Pipe Column

Takuya IWAMOTO, Shinichi YAMANOBE, Hiroyuki ITO, Ikuko KUROIWA,
Katsuhiko Tamashima, Kenichi SUZUKI and Satoshi TAKISAWA

Deployable reinforcement cage system using PC strands as longitudinal reinforcement has been developed in order to improve construction of bored cast-in-place concrete piles in narrow space or small overhead clearance. In order to rationalize the joint between a concrete pile and a steel pipe column, a non-embedded joints, in which strands are directly connected to the base plate of the column with nuts, are proposed in this paper. To investigate flexure and shear behaviors of the joint, the cyclic loading tests were performed and examine applicability of the existing design method. The results show that the joints had sufficient stiffness and strength.