

(26) 頭付きスタッドを用いたモルタルH鋼杭の 押抜き試験によるずれせん断耐力の評価

土橋 亮太¹・蒲原 浩平²・網本 隆慶³・戸崎 隆之⁴
嵯峨座 孝明⁴・中田 裕喜²・岡本 大²

¹正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部

(〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

E-mail: dobashi.ryota.48@rtri.or.jp

²正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部

(〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

³非会員 東海旅客鉄道株式会社 (〒450-6101 愛知県名古屋市中村区名駅一丁目 1 番 4 号)

⁴正会員 東海旅客鉄道株式会社 (〒128-8204 東京都港区港南二丁目 1 番 85 号)

モルタルH鋼杭の設計手法は、既往の研究においてH鋼と泥水置換されたモルタル間の付着耐力に関する検討により提案されている。しかし、この付着耐力が小さいため、設計で期待できる杭の周面および先端支持力が小さく、支持力を十分に確保できない場合があった。そこで、本研究では、頭付きスタッドを用いることにより、モルタルとH鋼の一体性を向上させることを考え、モルタルH鋼杭におけるスタッドの効果を実験的に検証することとした。実験では、実構造物での施工の影響を考慮し、ベントナイト泥水中でのモルタル打設を再現した。実験結果より、頭付きスタッドを24本配置した場合、ずれせん断耐力が頭付きスタッド無しに比べ2倍程度大きくなることが分かった。さらに、ベントナイト泥水がずれせん断耐力に影響を及ぼすことが分かった。

Key Words: mortar-H-steel pile, headed studs, slip shear capacity, bentonite muddy water, adhesion

1. はじめに

線路上空桁架設用構造物におけるベントの杭基礎としては、仮設構造物であり鋼製のベントとの一体化の容易性などから、H鋼杭が採用される場合が多い。また、H鋼杭の打設には、騒音・振動問題のほか営業線近接時の施工上の制約などから、地盤を自然泥水を用い事前に掘削した後、泥水中にH鋼を建て込み、モルタルを打設するプレボーリング工法を用いる事例が増えてきている。

しかしながら、鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物)¹⁾(以下、基礎標準)では、プレボーリング工法によるモルタルH鋼杭(以下、モルタルH鋼杭)は「特殊な施工法」に位置付けられており、具体的な設計手法は示されていない。

これらの背景から、既往の研究²⁾³⁾⁴⁾において、線路上空桁架設用構造物のベントの杭基礎を対象にして、モルタルH鋼杭におけるH鋼と泥水置換されたモルタル間の付着耐力に関する検討が行われ、文献⁵⁾においてモル

タルH鋼杭の設計手法の提案が行われている。しかし、この付着耐力が小さいため、設計で想定する杭の周面および先端支持力を十分に確保できない場合があった。

そこで、頭付きスタッド(以下、スタッド)を用いることにより、モルタルとH鋼の一体性を向上させることを考えた。すなわち、モルタルとH鋼の一体性を付着力に加え、スタッドにより機械的に確保するものである。

既往の研究⁶⁾において、スタッドのずれせん断耐力やその算定法に関する検討が行われているが、コンクリートを使用した検討が大半である。一方、モルタルH鋼杭においては、モルタルであることに加え、一般にベントナイト泥水を用いる水中打設であることから、これらがずれせん断耐力に与える影響を明らかにする必要がある。

そこで、本研究においては、軸方向力が卓越する杭先端1D区間を想定し、モルタルH鋼杭の先端部付近を模擬した押抜き試験により、モルタルH鋼杭に配置したスタッドの効果を実験的に検証することとした。なお、実験では実構造物での施工の影響を考慮し、ベントナイト

泥水中でのモルタル打設を再現した。

2. 実験概要

(1) 供試体

図-1に、供試体の諸元を示す。供試体は、実構造物のモルタル H 鋼杭の杭先端を模擬し、モルタルの直径 $\phi 1000\text{mm}$ 、高さ 1150mm 、H 鋼の断面寸法は $458 \times 417 \times 30 \times 50$ を用いた。この時、H 鋼の下側 150mm については発泡スチロールを配置し、H 鋼下端に押抜きに抵抗する力の発生(床面との接触)が生じないように配慮した。

供試体は 3 体用意し、スタッドの本数をパラメータとした。No.1 はスタッドを配置せず、No.2 はモルタル H 鋼杭 1000mm の鉛直方向の中央部にスタッドを 4 本配置、No.3 は鉛直方向に 6 段とし、No.2 と同様に 1 段あたり 4 本配置した(合計 24 本)。なお、スタッド以外の諸元については、共通である。

スタッドは、その施工性やモルタル打設時のトレミー管等の挿入を勘案して、フランジに設けるものとし、軸径が 19mm 、高さ 130mm のものを用いた。なお、このスタッドの高さおよび軸径については、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)⁷⁾(以下、複合標準)に示されている設計せん断耐力の適用の前提となるスタッドの軸径 $d_s(\phi 13 \sim 32\text{mm})$ 、高さ h_s は $h_s/d_s > 4$ を前提とし、かぶりを 100mm 程度確保することやスタッドの汎用性を考慮し設定した。スタッドの配置間隔は、複合標準に示されているせん断力方向である鉛直方向に最小中心間隔 $5d_s$ かつ 100mm 以上、せん断力直角方向である水平方向において $d+30\text{mm}$ 以上確保することを前提

とし、せん断力方向に 125mm 、せん断力直角方向に 250mm とした。

(2) 材料の特性

表-1、2 に、実験に用いたモルタル、H 鋼、スタッドの材料試験結果を示す。モルタルについては、圧縮強度が 24N/mm^2 程度となるように、試験練りによる結果を踏まえて、 $1:4$ モルタルとした。なお、表-1 では供試体とは別に作成した、気中打設のテストピース $\phi 50 \times 100\text{mm}$ により得られた材料試験結果および、泥水打設の影響を把握するための供試体により得られた材料試験結果を示している。

なお、ベントナイト泥水による圧縮強度への影響を確

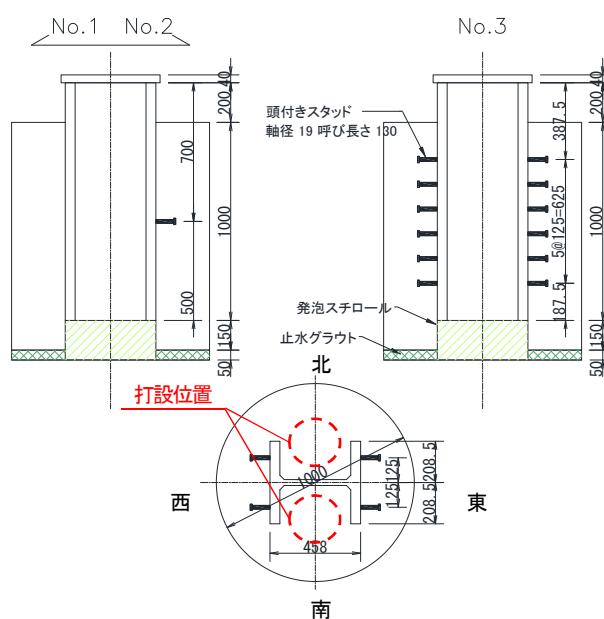


図-1 供試体の諸元

表-1 モルタルの材料試験結果

供試体	打設方法	パラメータ	単位 セメント量	単位 水量	単位 細骨材量	圧縮強度 [N/mm^2]	弾性強度 [N/mm^2]	施工修正係数	備考
No.1	気中 打設	定着構造なし	348kg/m^3	250kg/m^3	1523kg/m^3	17.7	14.3	—	テストピース (No. 2, No.3 は同じバッチ のモルタル)
No.2		スタッド4本				19.2	15.7	—	
No.3		スタッド24本				13.8	—	0.78	
No.1'	泥水 打設	打設上面	348kg/m^3	250kg/m^3	1523kg/m^3	16.2	—	0.92	コア抜き により採取
		打設下面				15.0	—	0.85	
		平均値				—	—	—	

表-2 鋼材の材料試験結果

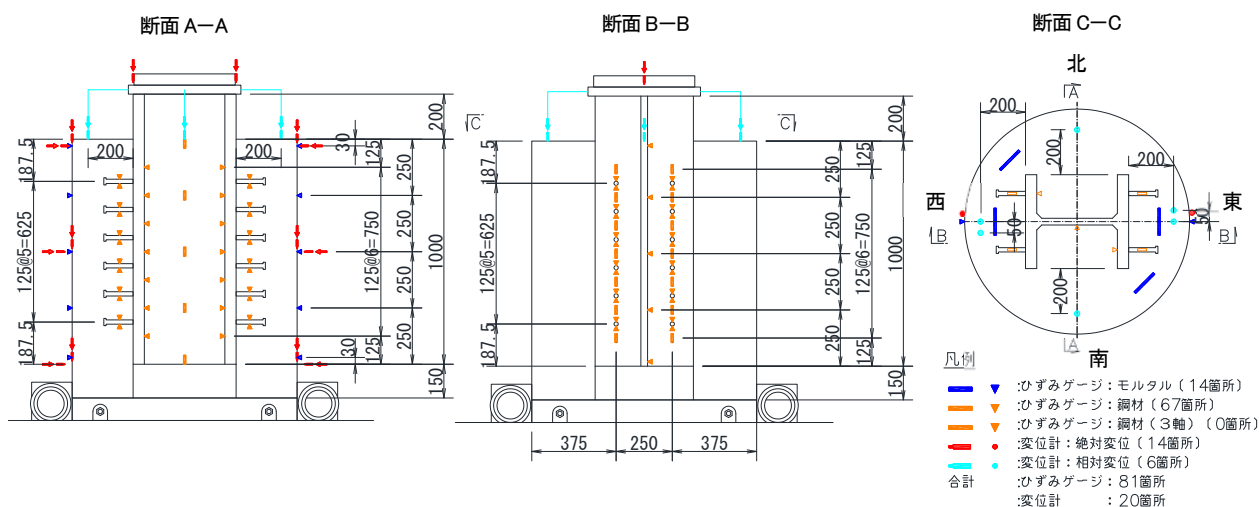
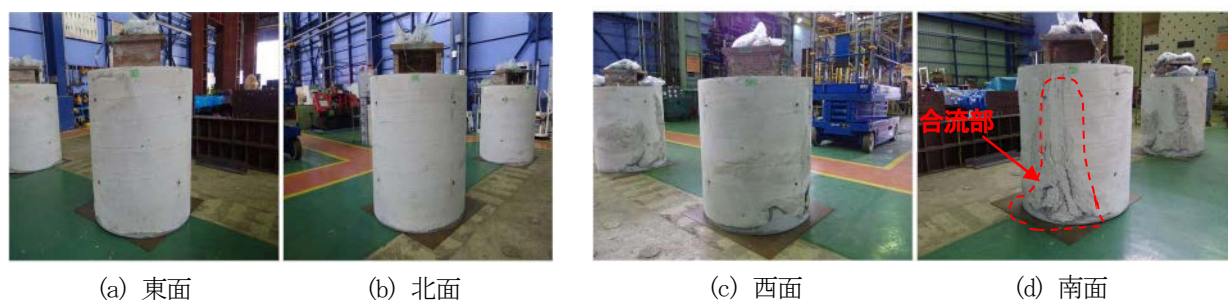
部材	種別	板厚・径	降伏強度 [N/mm^2]	引張強度 [N/mm^2]	弾性強度 [kN/mm^2]
H鋼	SM490	55mm	335	525	160
		32mm	318	512	172
スタッド	S3L	$\phi 19\text{mm}$	344	434	204

認するため、No.1～3と同形状(ただし、H鋼配置しない)、同施工(2.(3)参照)で作成した供試体 No.1'を作成し、コアを抜くことで圧縮強度を確認した。なお、ベントナイトの堆積や置き換え等に関する影響を把握するために、供試体の上下面によりコア抜きを実施した。No.1'はNo.1と同じバッチのモルタルを使用したため、No.1の気中打設時の圧縮強度と比較すると、気中打設時の0.78～0.92となった。基礎標準においては、今回の施工条件における施工修正係数 α (泥水打設時の圧縮強度／気中打設時の圧縮強度)は0.7となる。この α は、コンクリートを対象とした結果を踏まえて設定されたものであるが⁸⁾、モルタルである本供試体では0.7以上となった。

(3) 施工方法

えられるが⁸⁾、本実験においては、基礎標準を参考に、ベントナイト濃度 3%未満、比重 1.1 以下とした。モルタルの打設は、ベントナイトを十分に排出するため、余盛を確保するとともに、最後に余盛部を除去、モルタル表面の仕上げを行った。なお、実施工と同様に、締固めは実施していない。

(4) 供試体脱型後の状況



に柔らかい状況であり、ベントナイトが堆積しているものと推定された。なお、載荷実験の都合上、供試体下面に付着したベントナイトを高圧水により洗浄、除去を行い、不陸矯正のため無収縮グラウトを用いて平坦な状態に仕上げた。

(5) 測定項目と測定方法

図-2に測定位置図を示す。測定項目は、載荷点における荷重、変位、ひずみとした。変位は、供試体上端部におけるモルタルとH鋼の鉛直相対変位として載荷点の6箇所を、高さ方向にモルタル表面における絶対鉛直変位8箇所、絶対水平変位6箇所を計測した。ひずみについては、スタッドのひずみ、H鋼のウェブとフランジのひずみ、およびモルタル表面のひずみを計測した。

(6) 載荷方法

万能試験機ベッドの上に耐圧版を設置し、不陸矯正のために床面に石膏を施工し供試体を設置した。図-3に、載荷方法を示す。載荷方法は、モルタルH鋼杭の上面に球座を設け、H鋼上面から鉛直一方向に荷重を載荷した。なお、載荷は荷重制御方式によるものとした。

(2) セン断力—ずれ変位関係

図-6に、せん断力とずれ変位の関係を示す。ずれ変位は、載荷点におけるモルタルとH鋼間の相対変位(図-2の東西2箇所)の平均値としている。なお、No.2, 3については、各スタッドで計測しているひずみが降伏強度に

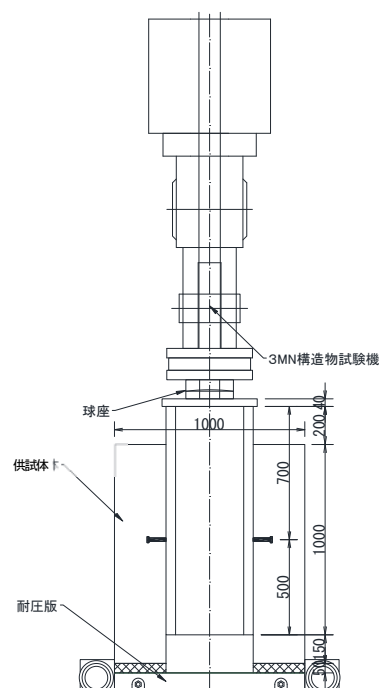


図-3 載荷方法

3. 実験結果

(1) 損傷状況

全ての供試体において、載荷点における荷重、すなわちモルタルとH鋼間に作用するせん断力が最大となるまでに、外観からひび割れの発生は生じなかった。さらに載荷を続けると、No.1 および No.3 において、載荷点におけるモルタルとH鋼間の鉛直相対変位、すなわちずれ変位が5mmに達するまでに、図-4, 5に示したひび割れが発生した。No.1においては、フランジの先端から斜めにひび割れが発生し、No.3においてはスタッドに沿う形でひび割れが発生した。

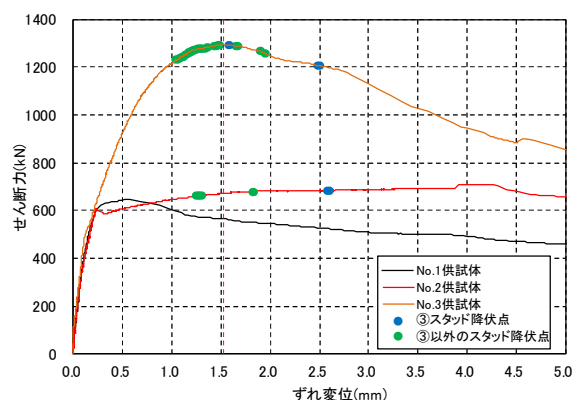


図-6 セン断力—ずれ変位関係

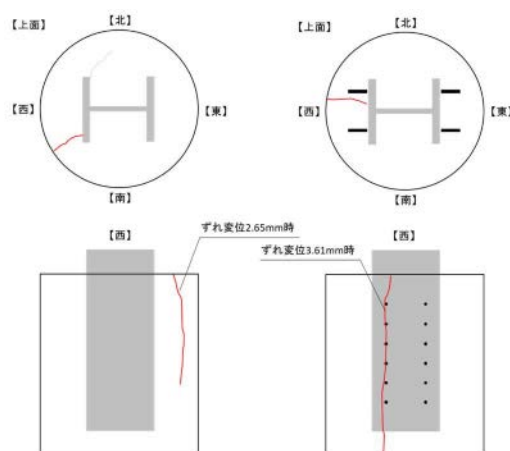


図-4 No.1 損傷状況図

図-5 No.3 損傷状況図

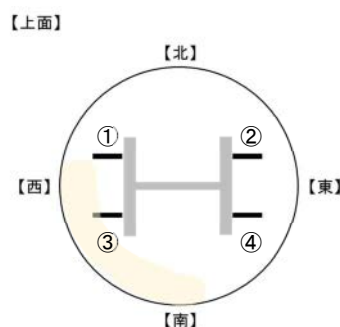


図-7 モルタル合流位置図

達したときを図中に併記した。赤の点線は、No.3の最大せん断力時のずれ変位 1.52mm 位置を示す。また、図-7に、写真-1で示した外観から観測されるモルタルの合流部から推測した、断面内におけるモルタルの合流部の位置を示す。この時、モルタルの合流部(図-7の③)に位置するスタッドを青、その他のスタッドを緑で示した。なお、モルタルとH鋼の化学的な粘着等によるせん断力の抵抗を付着耐力、スタッドの機械的な抵抗をずれせん断耐力として以降を述べる。

a) No.1

せん断力が 620kN 程度に達すると剛性が大きく低下した。载荷を続けると、せん断力は微増したが、ずれ変位が 0.49mm でせん断力が低下した。最大せん断力は 645.9kN である。さらに载荷を続けたが、急激なせん断力低下は生じず、せん断力が低減しながらずれ変位が増加した。

b) No.2

せん断力が 600kN に達すると一時的にせん断力が低下し、剛性が大きく低下した。これは、スタッドを配置していないNo.1において、せん断力が 620kN 程度に達すると剛性が低下し、最大せん断力に達していることから、モルタルとH鋼間の付着耐力を超えたためと考えられる。その後、せん断耐力は 700kN 程度まで増加し、せん断力が低減しながらずれ変位が増加した。

スタッドの降伏状況について、モルタルの合流部に位置しない①、②、④のスタッド(図-7 参照)は、合流部に位置する③のスタッドと比較して、降伏するときのずれ変位は小さい結果となった。

c) No.3

No.2と同様に 600kN 程度で合成がやや低下する傾向が見られたが、せん断力は大きく増加し、1293.2kN に達した後に低下した。それ以降は、No.1、2と比較してせん断力の低下の程度は大きい、せん断力が徐々に低減しながらずれ変位が増加した。

スタッドの降伏状況について、No.2と同様に、モルタルの合流部に位置しない①、②、④のスタッドは、合流部に位置する③のスタッドと比較して、降伏するときのずれ変位は小さい結果となった。また、最大せん断力時までに、③のスタッドは降伏しなかった。

(3) スタッドの軸ひずみ分布

図-8に、No.3最大せん断力時のずれ変位 1.52mm 位置の No.2 および No.3 のスタッドの軸ひずみ分布を示す。なお、軸ひずみについては、図-9に示すスタッド上側のひずみと下側のひずみを足し、2 で割ることにより算出

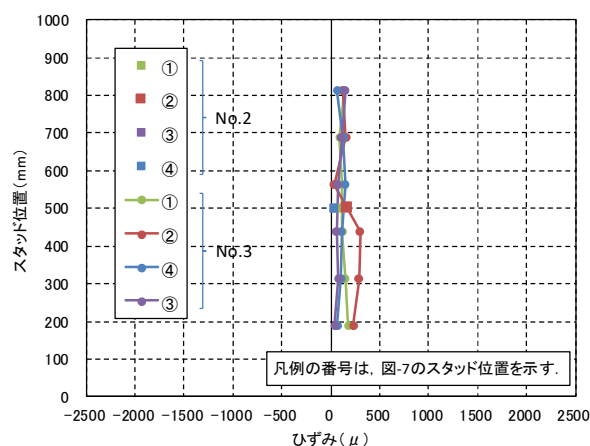


図-8 軸ひずみ分布

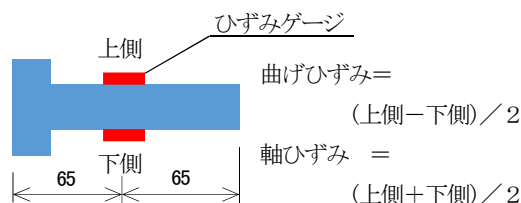


図-9 スタッドのひずみ測定位置

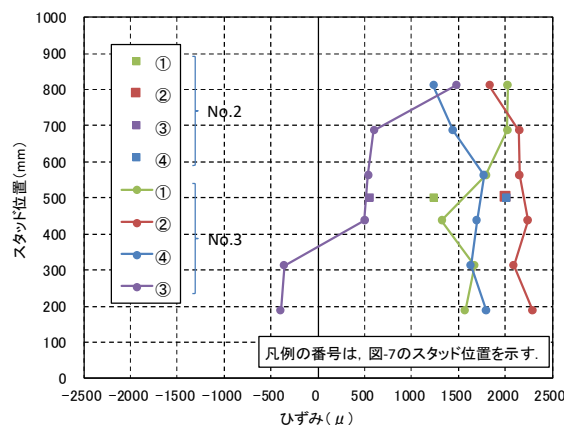


図-10 曲げひずみ分布

している。鉛直力と一方向のせん断力を同時に受ける場合の耐力算定式について、圧縮力を受ける場合については既往の研究⁹⁾により検討され、摩擦による影響のため、せん断力が増大する傾向にあることが確認されている。本実験においては、軸ひずみがすべて正であるため、引張軸力となっている。また、軸ひずみは 100μ 程度と降伏ひずみ 1700μ と比べると小さい。そのため、摩擦力によるせん断耐力の増大については、本実験結果では無いものと考えられる。

(4) スタッドの曲げひずみ分布

図-10に、No.3最大せん断力時のずれ変位 1.52mm 位置の No.2 および No.3 のスタッドの曲げひずみ分布を示す。

なお、曲げひずみについては、図-9に示すスタッド上側のひずみから下側のひずみを控除し、2で割ることにより算出している。軸ひずみが小さいことから、曲げひずみと引張側のひずみの値に大きな差はない。図-7に示したモルタルとベントナイトの合流部は、図中のスタッド③であり、上部を除きひずみが小さいことが分かる。③のスタッドを除く、①、②および④においては、 1500μ を超え、降伏ひずみ 1700μ 程度の箇所が多い。これは、スタッドの変形より先に、軟弱なモルタルが押されたことが原因であると考えられる。なお、曲げひずみの値が、③のスタッドの一部を除くすべてにおいて正の値となっていることから、図-9に示す上側が引張、下側が圧縮であることが分かる。これは、スタッドがS字に変形していることが原因であると考えられる。

(5) モルタルおよびH鋼ウェブのひずみ分布

図-11, 12に、No.2のずれ変位 1.52mm 時のモルタルおよびH鋼ウェブのひずみ分布を示す。モルタルについては、載荷点である上端部分についてはひずみが小さく、下端に向かってひずみが大きくなっている。これは、H鋼上端から荷重が載荷され、下側はH鋼からモルタルに力が伝達されるためモルタルのひずみが大きくなったと考えられる。一方、H鋼については、H鋼ウェブの最上段を除き、上側のひずみが大きい、下側に向かってひずみが小さくなっている。これにより、下側に向かうにつれH鋼からモルタルにせん断力が伝達されていることを確認した。なお、H鋼の最上段のひずみが小さい原因として、載荷部に設けた補剛材等の影響であると考えられる。

4. ずれせん断耐力の計算値との比較

(1) ずれせん断耐力の実験値の整理

No.1 および No.3 については、明確なピークが見られ

たことから、ここでは最大せん断力をずれせん断耐力とした。一方、No.2については、せん断力が微増し、明確なピークが見られないため、No.3のずれ変位位置と合わせ、ずれ変位 1.52mm 位置のせん断力 670.9kN とした。スタッドのずれせん断耐力を表-3に示す。スタッドのみの耐力は、No.2 および No.3 のせん断耐力から No.1 のせん断耐力を控除することで算出した。なお、実験結果①の場合、スタッドのずれせん断耐力算出時に控除する No.1

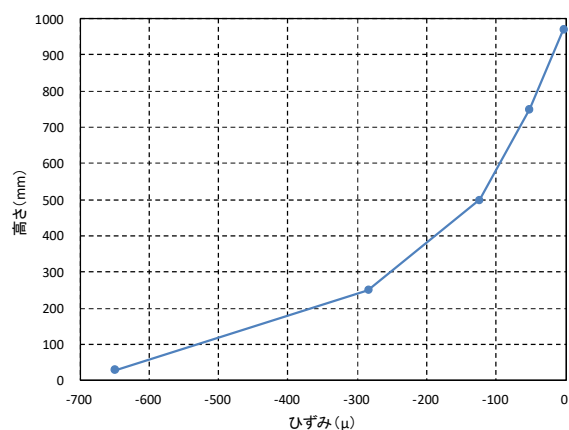


図-11 モルタルのひずみ分布

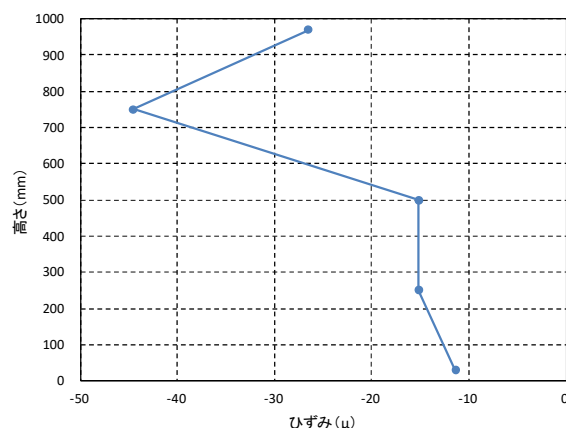


図-12 H鋼ウェブのひずみ分布

表-3 スタッドのずれせん断耐力

	供試体名	最大せん断力 [kN]	スタッドの耐力 (H鋼の付着力控除) [kN]	スタッド本数	スタッド1本 当たりの耐力 [kN]
実験結果①	No.1	645.9kN	—	0	—
	No.2	670.9kN	25.0kN	4	6.3kN
	No.3	1293.2kN	647.3kN	24	27.0kN
実験結果②	No.1	558.2kN	—	0	—
	No.2	670.9kN	112.7kN	4	28.2kN
	No.3	1293.2kN	735.0kN	24	30.6kN

表-4 スタッドのずれせん断耐力の計算値との比較

供試体名	せん断耐力算定値		実験結果①		実験結果②	
	式(1) [kN]	式(2) [kN]	$V_{ud,exp}$ [kN]	$V_{ud,exp} / V_{ud}$	$V_{ud,exp}$ [kN]	$V_{ud,exp} / V_{ud}$
No.2	99.0	148.8	6.3	0.06	28.2	0.30
No.3			27.0	0.27	30.6	0.32

の付着耐力を最大せん断力とした。実験結果②の場合、スタッドのずれせん断耐力算出時に控除する No.1 の付着耐力を、No.3 の最大せん断力時と同一ずれ変位位置における No.1 のせん断力とした。

(2) スタッドのずれせん断耐力

スタッドのずれせん断耐力の計算値として、複合標準では平城らの式¹⁰⁾である式(1)およびスタッドの引張強度で決まる式(2)のうち小さい値とする。

$$V_{udj} = (31A_{ss} \sqrt{(h_{ss}/d_{ss})f'_{cd} + 10000})/\gamma_b \quad (1)$$

$$V_{udj} = A_{ss} \cdot f_{ssud}/\gamma_b \quad (2)$$

ここで、 V_{udj} はスタッド 1 本当たりの設計せん断耐力(N)、 A_{ss} はスタッドの断面積(mm²)、 h_{ss} はスタッドの高さ(mm)、 d_{ss} はスタッドの軸径(mm)、 f'_{cd} はコンクリートの設計圧縮強度(N/mm²)、 f_{ssud} はスタッドの設計引張強度(N/mm²)、 f'_{cd} と f_{ssud} は材料試験結果を用いるとともに、安全係数 γ_b は 1.0 とした。No.1'より得られた施工修正係数の値を、No.2、No.3 の f'_{cd} に適用して算定した。各供試体におけるモルタルの圧縮強度、せん断耐力の式(1)および式(2)による計算値および試験結果により得られたスタッドのせん断耐力比較を表-4に示す。なお、式(1)の値に対する式(2)の比は 1.50 であり、式(1)によりずれせん断耐力は決定している。

実験結果①の場合、スタッドのずれせん断耐力は、No.2 の計算値のずれせん断耐力の 1 割未満であった。また、No.3 は計算値のずれせん断耐力の 3 割程度であった。実験結果②の場合、スタッドのずれせん断耐力は、No.2 および No.3 いずれにおいても計算値のずれせん断耐力の 3 割程度であった。モルタルであることに加え、ベントナイトを用いる水中打設、締固めを行わないなどの条件により、泥水を考慮しないコンクリートに基づくスタッドのずれせん断耐力式では適切に評価できないことが明らかになった。

(3) スタッドを配置しないモルタルと H 鋼の付着耐力

既往の研究⁹⁾において、スタッドを配置しない H 鋼とモルタルの付着耐力の算定方法が示されている。その算定方法を式(3)に示す。

$$V_{ud} = f_{b0} \times U_H \times D_{f0} \quad (3)$$

ここで、 V_{ud} はモルタルと H 鋼の付着耐力、 f_{b0} は H 鋼の付着強度(N/mm²)、 U_H は H 鋼の周長(mm)、 D_{f0} は根入れ長(mm)である。H 鋼の付着強度は、式(4)により算出す

る。

$$f_{b0} = 0.5 \times 0.4 \times 0.28f'c^{2/3} \quad (4)$$

ここで、 $f'c$ はモルタルの設計基準強度(N/mm²)である。なお、式(4)に示されている $0.28f'c^{2/3}$ については、鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)¹¹⁾に示される普通丸鋼付着強度($f_{b0} = 0.4 \times 0.28f'c^{2/3}$)と同程度であり、さらにベントナイト泥水中の付着耐力を考慮し、0.5 を乗じることとしている。

No.1 供試体の結果($f'c = 17.7$ N/mm²)を基に、式(3)により H 鋼とモルタルの付着耐力を算出した結果、960.0kN となる。これに対し、No.1 供試体の最大せん断力は、645.9kN である。提案式を用いた結果に比べ、耐力が小さい結果となった。なお、文献⁹⁾において、式(3)に対して設計に用いる付着耐力として安全係数 4 を考慮することとしている。式(3)により H 鋼とモルタルの付着耐力を算定した結果、付着耐力が実験値に比べ大きい値となるが、安全係数 4 を考慮することで、計算値の付着耐力は 240.0kN となり、安全側に評価できることを確認した。

5. まとめ

軸方向力が卓越する杭先端 1D 区間を想定し、軸方向のみ作用させた押抜き試験により、スタッドを用いた場合のモルタルと H 鋼のずれせん断耐力を評価した。今回の供試体形状において、得られた知見は以下の通りである。

- 1) 全供試体において、1 本の注入ホースを用い、H 鋼ウェブを挟むように片側ずつ打設を行った結果、モルタルの合流部にベントナイトが堆積しており、この合流部付近の表面は非常に柔らかい状態であった。
- 2) スタッドを 4 本配置した No.2 およびスタッドを 24 本配置した No.3 供試体の置き換えが不完全な箇所スタッドは、置き換えが十分行われたと考えられる箇所付近のスタッドと比較し、スタッドのずれせん断耐力が小さい結果となった。
- 3) スタッドを配置していない No.1 および、スタッドを 24 本配置した No.3 供試体の最大せん断力は、645.9kN、1293.2kN となり、ずれせん断耐力が 2 倍程度大きくなることを確認した。
- 4) 複合標準に示されているスタッドのせん断耐力式に比べ、実験値のスタッドのせん断耐力は 3 割程度の耐力であった。これは、スタッド周りにベントナイトが付着した影響によりスタッドのずれせん断耐力が発揮されないことが 1 つの要因として考えられる。

参考文献

- 1) 公益財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(基礎構造物)，丸善，2012.1.
- 2) 中村ひとみ，礪野純治，稲熊弘，安原真人，神田政幸，西岡英俊：プレボーリングモルタル H 鋼杭の支持力評価(その 1：鉛直載荷試験による検証)，第 65 回土木学会年次学術講演会，2010.
- 3) 猪股貴憲，礪野純治，稲熊弘，安原真人，西岡英俊，白仁田和久：プレボーリングモルタル H 鋼杭の支持力評価(その 2：付着試験による検証)，第 65 回土木学会年次学術講演会，2010.
- 4) 礪野純治，中村ひとみ，稲熊弘，安原真人，西岡英俊，白仁田和久：プレボーリングモルタル H 鋼杭の支持力評価(その 3：曲げ試験による検証)，第 65 回土木学会年次学術講演会，2010.
- 5) 石原匠，稲熊弘，西岡英俊，神田政幸：プレボーリング工法によるモルタル H 鋼杭の設計手法の検討，第 67 回土木学会年次学術講演会，2012.
- 6) 土木学会複合構造委員会編：複合構造レポート 10 複合構造ずれ止めの抵抗機構の解明への挑戦，土木学会，2014.8.
- 7) 公益財団法人鉄道総合技術研究所：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，2016.1.
- 8) 神田政幸，西村昌宏，西岡英俊，千葉佳敬：泥水濃度に着目した場所打ちコンクリートの強度評価法，鉄道総研報告，Vol.24，No.7，pp17-22，2010.7.
- 9) 平陽兵，渡辺忠朋，斉藤成彦，溝江慶久，島弘，中島章典：制御されたせん断力と軸方向圧縮力を受ける頭付きスタッドのせん断耐力とせん断力-ずれ変位関係，土木学会論文集 A1，Vol.70，No.5，II_69-II_80，2014.
- 10) 平城弘一，松井繁之，福元嘸士：頭付きスタッドの強度評価式の誘導－静的強度評価式－，構造工学論文集，Vol.35A，pp.1221-1232，1989.3.
- 11) 公益財団法人鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説(コンクリート構造物)，丸善，2004.4.

(Received August 30, 2019)

IN THIS STUDY, AUTHORS EXPERIMENTALLY VERIFIED THE EFFECT OF HEADED STUDS ON THE INTEGRITY OF MORTAR AND H STEEL BY PUSH-OUT TEST OF PILE SPECIMEN. EVALUATION OF SLIP SHEAR CAPACITY BY PUSH-OUT TEST OF MORTAR-H-STEEL PILE USING HEADED STUDS

Ryota DOBASHI, Kohei KAMOHARA, Takayoshi AMIMOTO, Takayuki TOSAKI
Takaaki SAGASA, Yuki NAKATA, Masaru OKAMOTO

The design of mortar-H-steel pile has been proposed in previous researches on bond capacity between H-steel and mortar replaced with muddy water. However, the bond capacity is too small for piles to have sufficient bearing capacity which is calculated from end bearing capacity and frictional capacity in some cases. In this study, authors experimentally verified the effect of headed studs on the integrity of mortar and H steel by push-out test of pile specimen. In order to reproduce the situation of actual construction, the mortar was placed in the bentonite muddy water. As a result, it was found that the slip shear capacity of the specimen with 24 studs is twice as large as that without headed studs. Furthermore, it was found that the existence of the bentonite muddy water decreases the slip shear capacity.