

# 高強度鉄筋を主筋に用いた場所打ちコンクリート杭の開発

## DEVELOPMENT OF CAST-IN-PLACE CONCRETE PILE WITH HIGH-STRENGTH LONGITUDINAL REINFORCEMENT

田口智也<sup>\*1</sup>, 佐野大作<sup>\*1</sup>, 福田健<sup>\*1</sup>  
TAGUCHI Tomoya, SANO Daisaku and FUKUDA Takeshi

Recently, the higher bearing capacity of piles has resulted in an increase in the horizontal load on the piles. In response to this issue, constructors are taking measures such as increasing the strength of concrete and using more rebar in cast-in-place concrete piles. These measures, however, pose a concern that construction work may be hindered by insufficient concrete filling and interference between the pile reinforcement and the foundation beam reinforcement, if the reinforcement density is too high.

To address these issues, we developed cast-in-place concrete piles that use high-strength reinforcement (685 N/mm<sup>2</sup>, 590 N/mm<sup>2</sup>) as the main reinforcement.

This paper reports on experiments conducted to verify the bond and structural performance of cast-in-place concrete piles using high-strength reinforcement. The experiments yielded the following results.

1. Pull-out tests of reinforcement and lap-spliced reinforcement conducted while immersed in drilling slurry showed that even high-strength reinforcement allows for safe settings if conventional development and lap joint lengths are adopted.
2. The behavior after the bending moment peaked varied among the specimens. The results showed that shear reinforcement and axial force influenced the behavior in the large-deformation region.
3. The behavior before the bending moment peaked can be evaluated using general cross-sectional analysis methods, even for high-strength reinforcement. On the other hand, it was found that evaluating deformation regions larger than the maximum bending moment requires clarifying the effects of shear reinforcement quantity and the cyclic performance of the reinforcement on deformation performance.

**Keywords :** Cast in place concrete pile, High strength reinforcement, Bond performance, Structure performance

場所打ちコンクリート杭, 高強度鉄筋, 付着性能, 構造性能

### 1. はじめに

近年、杭の高支持力化に伴い地震時の負担水平力が増加している。場所打ちコンクリート杭ではその対応としてコンクリートの高強度化や主筋量を増やす傾向が見られるが、過密配筋によるコンクリートの充填不良や杭主筋と基礎梁主筋との干渉による施工性低下が懸念される。

筆者らはこれらの問題を解消するため主筋に685N/mm<sup>2</sup>級や590N/mm<sup>2</sup>級の鉄筋（以下、高強度鉄筋と呼ぶ）を用いた場所打ちコンクリート杭の開発を行っている。現段階で高強度鉄筋は大臣認定品しか製造されておらず、メーカーによって材料の成分や節の形状などが少し異なり、場所打ちコンクリート杭への高強度鉄筋の適用にあたっては、杭体の構造性能、安定液に浸漬された高強度鉄筋とコンクリートとの付着性能、高強度鉄筋同士の適正な重ね継手長さを把握する必要がある。建築研究報告<sup>1)</sup>では、上部構造で高強度鉄筋を用いる場合、コンクリートと主筋の強度バランスを確認することが重要であると示されている。また、杭体での高強度鉄筋の適用例は篠原らの報告<sup>2)</sup>があるが、極めて稀に発生する地震動に対する安全性を検証した事例は少ない。付着性能については杭頭接合部に用いる高強度鉄筋の付着性能に関する研究<sup>3)</sup>や、安定液に浸漬した鉄筋の付着性能に関する研究<sup>4)</sup>は行われているが、安定液中に浸漬された高強度鉄筋の付着性能や重ね継手に関する知見は少ない。

本論では高強度鉄筋を主筋に用いる場所打ちコンクリート杭の付着性能および構造性能を確認するために実施した実験について報告する。

### 2. 開発の概要

図1に高強度鉄筋を用いる杭の概要を示す。従来の鉄筋よりも降伏強度の高い高強度鉄筋を主筋に用いることで主筋の本数を削減し、過密化対策による施工性向上およびコンクリートの充填性向上が可能となる。本杭の実用化にあたっては、以下の項目を明確にする必要がある。

- (1) 高強度鉄筋を主筋として用いた場合の各限界状態における杭体耐力の評価
- (2) 高強度鉄筋同士を重ね継手とした場合の必要長さ
- (3) 高強度鉄筋を用いた場合のパイルキャップへの必要定着長さ

そこで、上記の項目について既往の評価法との対応を確認し、高強度鉄筋を杭に用いた場合の設計手法を構築するために、付着性能および構造性能を確認する実験を

\* 1 戸田建設(株)技術研究所 修士(工学)

Technology Research Institute, TODA CORPORATION, M.Eng.

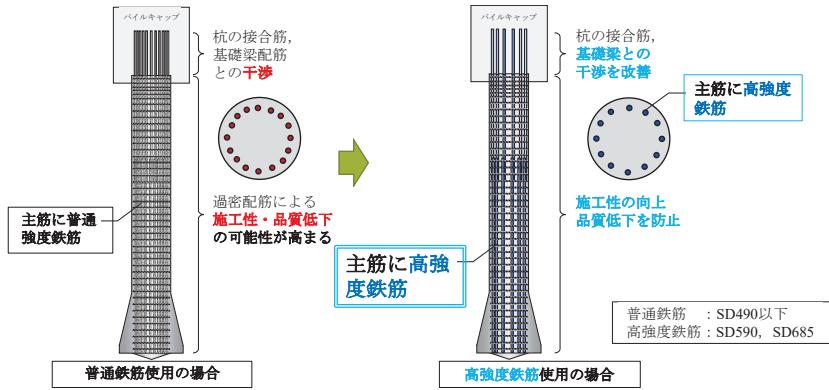


図1 高強度鉄筋を用いた杭の概要と効果

実施した。

### 3. 付着性能を確認する実験

#### 3.1 実験概要

高強度鉄筋を場所打ちコンクリート杭に用いるにあたって、安定液の影響を考慮した付着性能を確認するために鉄筋の引抜き試験、重ね継手を有する鉄筋の引抜き試験（以下、重ね継手試験）を実施した。表1に試験で使用した安定液と模擬土の配合と、鉄筋を24時間浸漬させた後の安定液の試験結果を示す。本試験では、砂礫地盤等で一般的に使用されるベントナイト系の安定液に対して、施工時に想定される悪条件下での配合を模擬した。安定液には転用泥水を模擬するために模擬土を混入し、砂分率5%とした。事前に実施した付着強度試験<sup>5)</sup>と同様に、安定液は比重の一般的な管理値上限相当の模擬転用泥水となるように、模擬土配合を調整して比重調整を行った。その結果、安定液の比重は1.15となった。

試験体は鉄筋の安定液への浸漬を考慮して製作した。以下に鉄筋の引抜き試験および重ね継手試験の概要を示す。試験の詳細は文献6)～8)を参考にされたい。

#### 3.2 鉄筋の引抜き試験

図2に鉄筋の引抜き試験で用いた試験体の一例を示す。載荷端近傍の付着劣化の影響を避けるため、コンクリート上端から鉄筋径の約10倍の範囲を付着除去区間と

した。

表2に鉄筋の引抜き試験のケースを示す。コンクリートの計画強度 $\sigma_B=30\text{N/mm}^2$ 、 $60\text{N/mm}^2$ を対象に安定液の浸漬あり・浸漬なしで比較した。鉄筋のひずみ分布を確認するために、 $\sigma_B=30\text{N/mm}^2$ ではひずみゲージを貼付した試験も実施した。定着長さは日本建築学会「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」(2018)（以下、RC規準）<sup>9)</sup>により算出した定着長さとした。試験結果を以下にまとめる。

- ・どの試験体も、鉄筋の引張降伏後、鉄筋のひずみ硬化に伴う応力上昇が確認され、引張強度の95%まで鉄筋応力度は低下しなかった。また、弾性範囲内の繰り返しによる耐力低下はなかった。よって、コンクリート強度に関わらず、安定液による影響は見られなかった。
- ・引張強度の95%まで加力しても鉄筋のすべりはほぼ生じなかった。
- ・安定液の浸漬の有無に関わらず同様なひずみ分布を示した。また、自由端側のコンクリート面より11dの範囲は、引張強度の95%まで加力しても、ひずみがほぼ生じておらず、鉄筋はすべり出していなかつたことから、RC規準より算定した定着長さが妥当であると判断できる。

#### 3.3 重ね継手を有する鉄筋の引抜き試験

図3に重ね継手試験で用いた試験体の一例を示す。試験体は載荷時の偏心による影響を抑えるために2組の鉄

表1 安定液・模擬土の配合と安定液試験結果

安定液 配合	模擬土 配合		砂分 率	浸漬 時間	安定液試験 結果			
	ベント ナイト	CMC			比重	粘性 (s)	pH	
5%	0.2%	16.0%	5.0%	5.0%	24h	1.15	32.78	9.0

比重：マットバランス、粘性：ファンネル粘度計、pH:pHメータ

表2 鉄筋の引抜き試験ケース

試験体名	安定液	$\sigma_B$ ( $\text{N/mm}^2$ )	定着長さ	ひずみ ゲージ
B-60-36d	あり	60	36d (1152mm)	なし
60-36d	なし	60	36d (1152mm)	
B-30-52d-G	あり	30	52d (1664mm)	あり
30-52d-G	なし	30	52d (1664mm)	

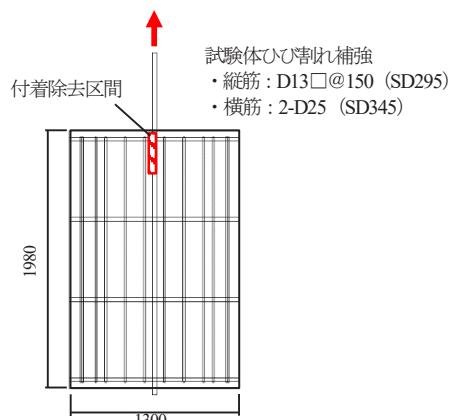


図2 鉄筋の引抜き試験で用いた試験体の一例

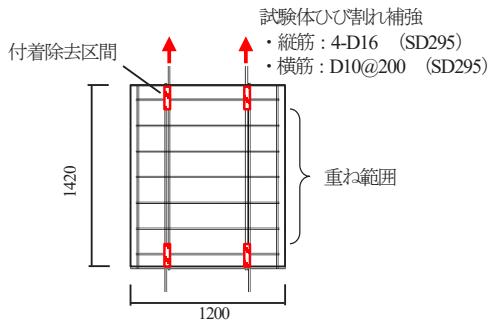


図3 重ね継手試験で用いた試験体の一例

筋を同時に引張載荷した。鉄筋は試験体全長で重ね継手とし、載荷端近傍の付着劣化の影響を避けるため、コンクリート上下端から鉄筋径の約10倍の範囲を付着除去区間とした。

表3に重ね継手試験のケースを示す。コンクリートの計画強度 $\sigma_B=30\text{N/mm}^2$ 、 $60\text{N/mm}^2$ を対象に安定液の浸漬あり・浸漬なしで比較した。鉄筋のひずみ分布を確認するために、 $\sigma_B=30\text{N/mm}^2$ 、 $60\text{N/mm}^2$ の両方でひずみゲージを貼付した。重ね継手長さは基本的に引抜き試験と同様にRC規準<sup>9)</sup>により算出し、重ね継手長さ40dは日本建築学会「基礎部材の強度と変形性能」(2022)<sup>10)</sup>(以下、書籍と呼ぶ)を参照した。以下に、試験結果をまとめた。

- ・安定液浸漬の有無に関わらず、規格降伏強度を超えて引張強度の95%相当まで荷重を保持した。
- ・コンクリート強度が異なる場合もそれに応じて設定した重ね継手長さにより、規格降伏強度を超えて引張強度の95%相当まで荷重を保持した。
- ・重ね継手長さ40dのケースでは引張強度の95%相当の荷重の直前で片方の鉄筋が急激に抜け出し、加力を終了する結果となった。
- ・規格降伏強度の95%相当以降の荷重においても、微小なひずみの部分が両側の鉄筋に存在することから、RC規準より算定した重ね継手は安全側と評価される。

#### 4. 構造性能を確認する実験

##### 4.1 実験概要

表4に試験体一覧、表5に材料試験結果を示す。試験体は全5体で主なパラメータは軸力比でNo.1～3は書籍の軸力比 $\eta$ の適用範囲を参考に-944kN(引張: $\eta=-0.1$ )～3,551kN(圧縮: $\eta=0.4$ )を杭体に作用させた。杭体のコ

表3 重ね継手試験ケース

試験体名	安定液	$\sigma_B$ ( $\text{N/mm}^2$ )	重ね継手長さ	ひずみゲージ
J-30-55d	なし	30	55d (1045mm)	なし
J-B-30-55d		30	55d (1045mm)	
J-B-60-38d		60	38d (722mm)	
J-B-30-40d		30	40d (760mm)	
J-B-30-55d-G		30	55d (1045mm)	あり
J-B-60-38d-G		60	38d (722mm)	

$\sigma_B$ : コンクリートの計画強度,  $d$ : 鉄筋の呼び径, 鉄筋はねじ節D19

ンクリート強度は高強度鉄筋との強度バランスがとれていない $30\text{N/mm}^2$ を目標とし、主筋は竹節鉄筋(実降伏強度 $\sigma_y=748\text{N/mm}^2$ )を用いた。No.4は書籍の適用範囲外にはなるが、高強度である主筋との強度バランスのとれた、 $60\text{N/mm}^2$ のコンクリート強度とし、軸力比を書籍における圧縮側の適用範囲の上限である $\eta=0.4$ (6,379kN)に設定した。No.5も軸力比を書籍の適用範囲外となる $\eta=-0.2$ (-1,880kN)とし、主筋比を $p_g=1.82\%$ と増加させた。コンクリート強度は $30\text{N/mm}^2$ とした。せん断補強筋はスパイラル状の高強度せん断補強筋を使用し、杭体のせん断破壊および主筋部の付着割裂破壊が先行しないよう計画した。

図4に試験体概要を示す。試験体は上下対称にスタブ(奥行き1,600mm)を有し、全試験体で形状は同一である。杭径Dは600mm、試験区間(杭体)は内法高さ2,700mm(せん断スパン比1.35)であり、杭体はスタブ

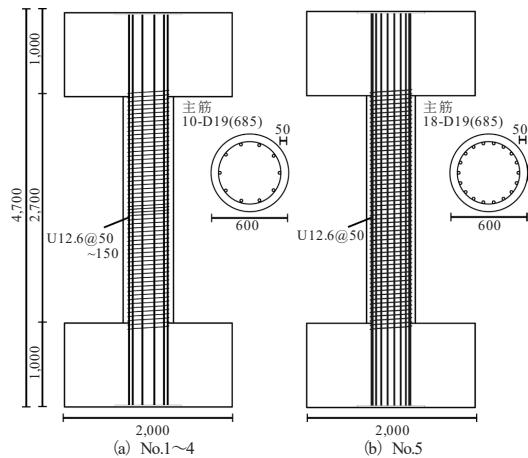


図4 試験体形状(単位:mm)

表4 試験体一覧

試験No.	主筋比 $p_g$ (%)	せん断補強筋比 $p_w$ (%)	設計基準強度 $F_c$ ( $\text{N/mm}^2$ )	軸力比 $\eta$ (-)	作用軸力 $N$ (kN)
1	1.01 (10-D19)	0.14 (U9@150)	30	-0.1	-944
2			30	0.2	1,702
3		0.21 (U9@100)	30	0.4	3,551
4		0.42 (U9@50)	60	0.4	6,379
5		1.82 (18-D19)	0.83 (U12.6@50)	30	-0.2

$P_g = a_g/A_c$   $a_g$ : 主筋全断面積,  $A_c$ : 杭の断面積 ( $A_c = \pi D^2/4$ )  
 $P_w = a_w/(D \cdot x)$   $a_w$ : 1組のせん断補強筋の断面積,  $x$ : せん断補強筋のピッチ

$$\eta = N/(\sigma_B \cdot A_c)$$

表5 材料試験結果

試験No.	コンクリート(杭体)		主筋	
	圧縮強度 $\sigma_B$ ( $\text{N/mm}^2$ )	ヤング係数 $E_c$ ( $\text{N/mm}^2$ )	降伏点 $\sigma_y$ ( $\text{N/mm}^2$ )	ヤング係数 $E_s$ ( $\text{N/mm}^2$ )
1	33.4	28,937	748	202,200
2	30.1	28,302	せん断補強筋	
3	31.4	28,988	降伏点	ヤング係数
4	56.4	32,903	$\sigma_y$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$E_s$ ( $\text{N/mm}^2$ )
5	33.3	28,142	33.3	28,142

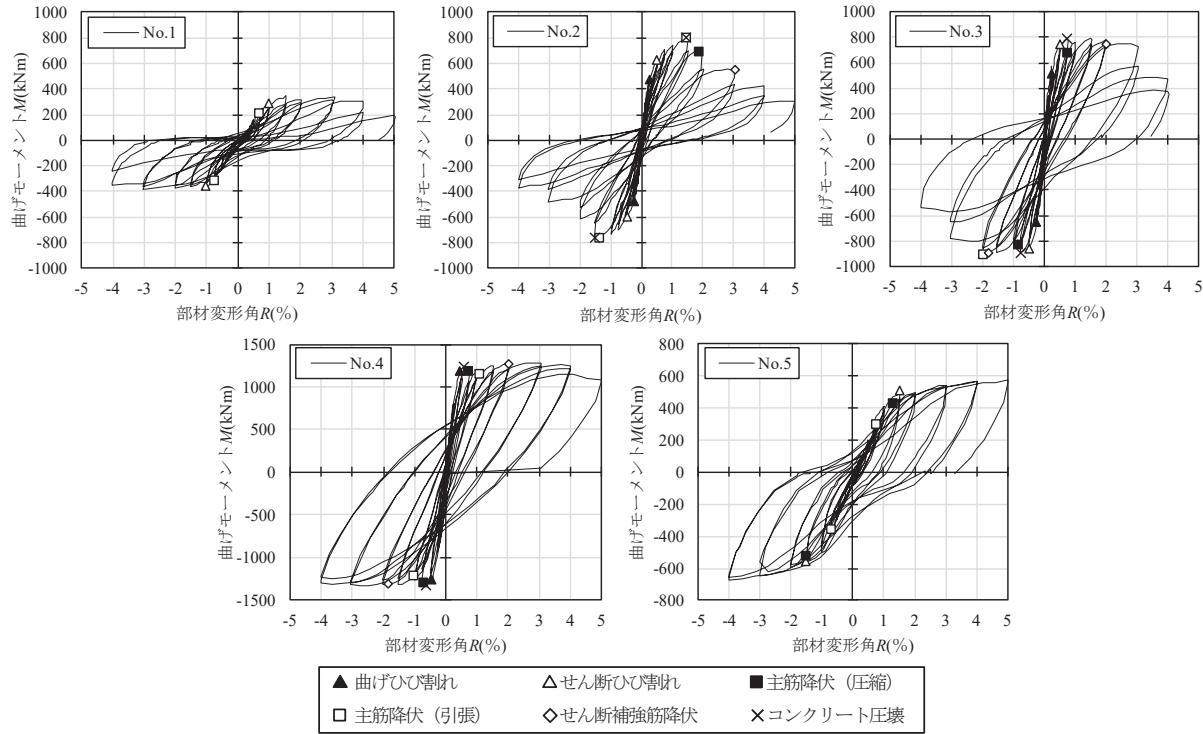


図5 曲げモーメント  $M$  - 部材変形角  $R$  関係

内に80mm埋込ませた。主筋はスタブ上下端部まで定着した。

加力方法は上下スタブを平行に保つよう2台の軸力ジャッキを制御し一定軸力を与えながら、杭体中央を反曲点とした逆対称モーメントが生じるよう加力した。

加力サイクルは部材変形角  $R$ （杭体端部間の水平変位  $\delta$ /試験区間長  $L=2,700\text{mm}$ ）で制御し  $\pm 0.125\%$ を1サイクル、以降は  $\pm 0.25\%$ ,  $\pm 0.50\%$ ,  $\pm 0.75\%$ ,  $\pm 1.0\%$ ,  $\pm 1.5\%$ ,  $\pm 2.0\%$ ,  $\pm 3.0\%$ ,  $\pm 4.0\%$ のサイクルを2回実施し、 $+5.0\%$ （正側）で片押しした後除荷して実験を終了した。

## 4.2 実験結果

### (1) 曲げモーメント $M$ - 部材変形角 $R$ の関係

図5に杭体脚部の曲げモーメント  $M$ -部材変形角  $R$  関係を示す。損傷状況を併せて図中に記載しており、 $M$ は軸力による付加曲げ（ $P-\delta$ 効果）を考慮した。引張軸力を作用させたNo.1は軸力導入時にひび割れが発生し、 $R=0.7\%$ と早い段階で外端の主筋が引張降伏した。その後せん断ひび割れが発生し、 $R=1.5\%$ 以降はほぼ横ばいで値が推移した。圧縮軸力を作用させたNo.2およびNo.3は $R=0.25\%$ でひび割れが発生し剛性低下が生じた後最外縁のコンクリートの圧壊（目視により確認）により最大耐力に到達した。最大耐力以降No.2 ( $\eta=0.2$ )はモーメントが低下するが、No.3 ( $\eta=0.4$ )は高压縮軸力下であるにもかかわらずほぼ横ばいで推移し、両者に差が見られた。No.3はせん断補強筋が降伏した  $R=2\%$ 以降に耐力が低下しており、主筋とせん断補強筋の組み合わせが構造性能に及ぼす影響が大きいことが示唆された。

高压縮軸力かつ  $F_c$  の大きいNo.4は  $R=0.5\%$ で杭体脚部に曲げひび割れが発生し、剛性低下が生じる。 $R=0.7\%$ 付近で脚部のコンクリートが圧壊するが耐力は低下せず、ほぼ横ばいに推移する。 $R=4.0\%$ で最外端（引張側）の主筋が破断し曲げモーメントが低下したが、高压縮軸力下においても良好な韌性能を発揮できている。

高引張軸力を作用させたNo.5は軸力導入時に杭体に引張力が作用するため、円周方向に連続的なひび割れが発生した。 $R=0.7\%$ で外端主筋が引張降伏し、 $R=1.5\%$ で外端主筋の圧縮降伏およびせん断ひび割れが発生し、以降は曲げモーメントは緩やかに増加し、 $R=5.0\%$ においても曲げモーメントの低下を確認することができなかった。

また、主筋の付着割裂破壊と思われる損傷は確認されなかった。

### (2) 軸方向変位量 $\delta_N$ と部材変形角 $R$ の関係

図6に軸方向変位量  $\delta_N$  と部材変形角  $R$  の関係を示す。No.1 ( $\eta=-0.1$ )は主筋の降伏後、No.3 ( $\eta=0.4$ )はせん断補強筋降伏後に  $\delta_N$  が増加した。No.4 ( $\eta=0.4$ )は脚部の主筋が降伏した後に試験体が縮む方向に  $\delta_N$  が急増した。No.5 ( $\eta=-0.2$ )は主筋の引張降伏後に主筋の伸びに応じて試験体が伸びる方向に  $\delta_N$  が急増する傾向が見られた。

### (3) 試験体の最終破壊状況

写真1に各試験体の最終破壊状況を示す。杭上下端1.0D区間の損傷が激しいことがわかる。No.1は主筋の引張降伏に伴う曲げひび割れが卓越し、No.2およびNo.3はカバーコンクリートが剥落しているおり、特にNo.3は主筋に座屈が生じていた。No.4は杭外端脚部のコンクリー

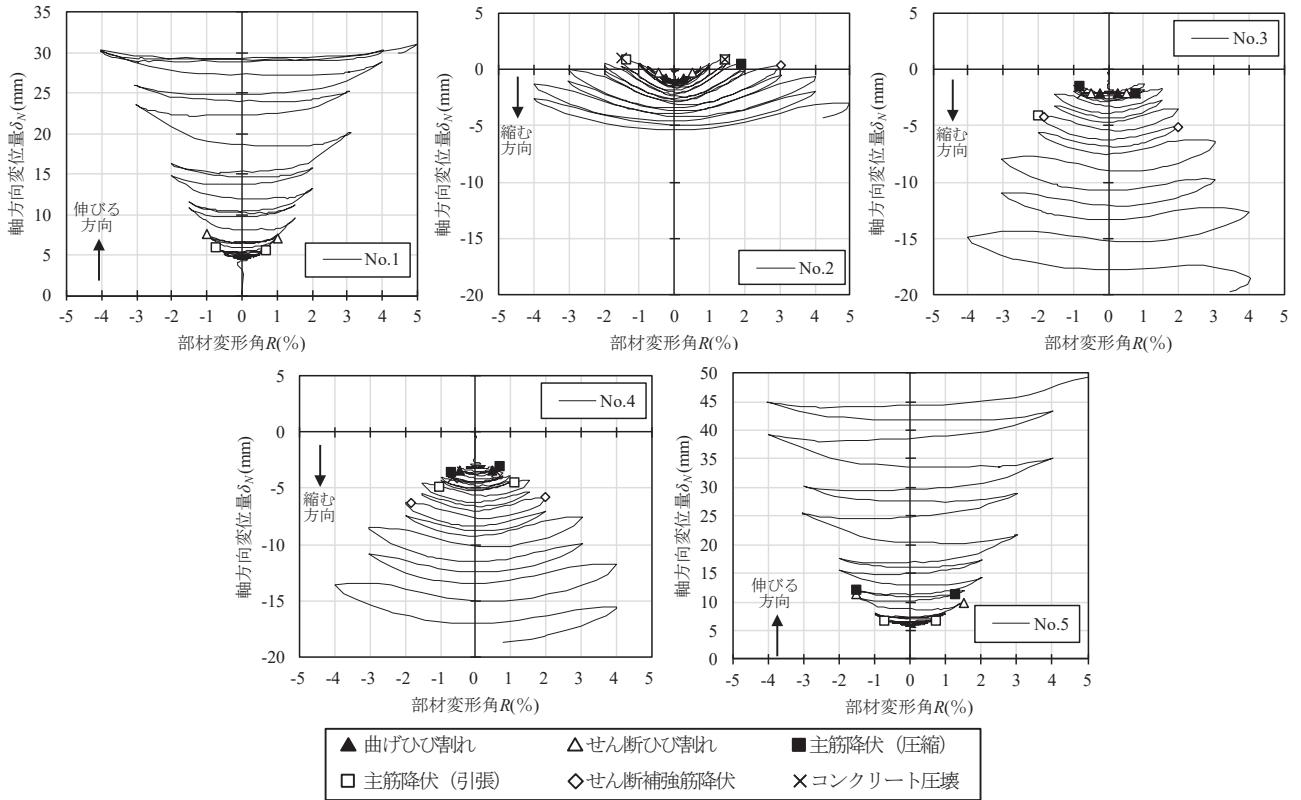


図 6 軸方向変位量 $\delta_N$ 一部材変形角 $R$ 関係

トが圧壊した上、引張側（写真中左側）最外端の主筋が破断していることを確認した。No.5は主筋の降伏に伴う曲げひび割れおよび杭頭接合面の抜け出しが卓越した。

#### 4.3 結果の比較と変形性能の評価

本節では前節で示した各試験体の終局限界後の変形（大変形領域）も含めた実験結果の比較および杭の曲げ評価のための断面解析との比較を行った。

##### (1) 曲げモーメント $M$ 一部材変形角 $R$ 関係の比較

図7に各試験体の曲げモーメント $M$ と部材変形角 $R$ の関係を包絡線として示す。

圧縮軸力時のNo.2,3,4では、コンクリート強度 $F_c$ 、軸力比 $\eta$ の大きい試験体の方が微小変形時の傾きは若干大きくなったが明確な差はない。 $F_c=30N/mm^2$ のNo.2,3はほぼ同じ部材変形角（ $R=0.25\%$ ）で曲げひび割れが発生し、コンクリート強度が高く圧縮軸力がNo.3の2倍であるNo.4はNo.2,3の約2倍の部材変形角（ $R=0.45\%$ ）で曲げひび割れが生じた。曲げひび割れ発生後、No.2,3は傾きが減少するものの、 $M$ は増加したのに対し、No.4は曲げひび割れ発生直後にかぶり部分のコンクリートが圧壊、剥離した。軸力比の大きいNo.3（ $\eta=0.4$ ）は $R=0.75\%$ でかぶりコンクリートが圧壊し最大 $M$ に達したが、No.2（ $\eta=0.2$ ）は約2倍の部材変形角（ $R=1.5\%$ ）でかぶりコンクリートの圧壊、最大 $M$ に達した。最大 $M$ に達した後は、No.3, 4は主筋が圧縮、引張降伏しても大変形（それぞれ $R=3.0\%, 4.0\%$ ）まで $M$ の急激な低下は見られなかったが、No.2は直後に主筋が引張降伏

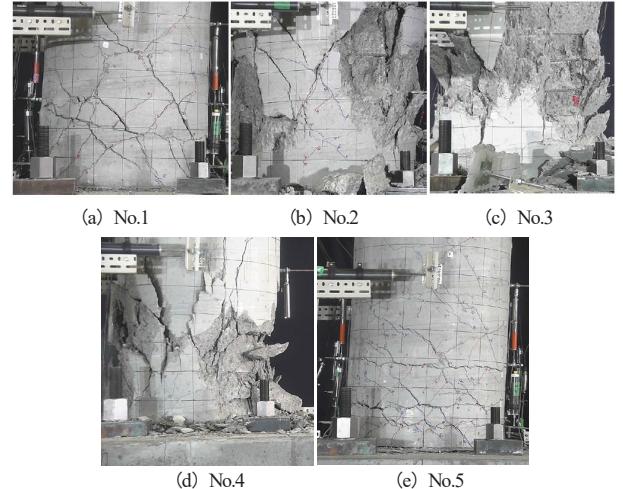


写真1 最終破壊状況（杭下端部）

し $M$ が低下した。この傾向はせん断補強筋比の大小関係と一致しており、最大 $M$ 到達後の変形性能にはせん断補強筋の影響が大きいことを示唆している。

引張軸力時のNo.1,5では、微小変形時の傾きは圧縮軸力時と同様に明確な差はないが、圧縮軸力時の傾きと比較すると15%程度となり顕著に減少した。主筋の引張降伏は、両試験体とも $R=0.7\%$ で生じた。No.1は主筋の引張降伏後に $M$ の増加が緩やかになり、 $R=1.5\%$ 程度で最大となるが、No.5は引張降伏後も $M$ は増加した。最大 $M$ はNo.5の方がNo.1より1.8倍程度大きいが、これは主

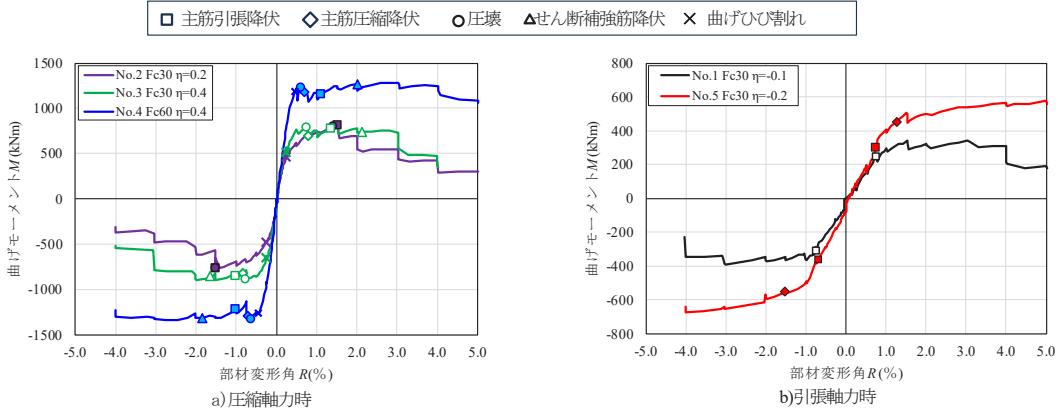


図7 曲げモーメント一部材変形角関係

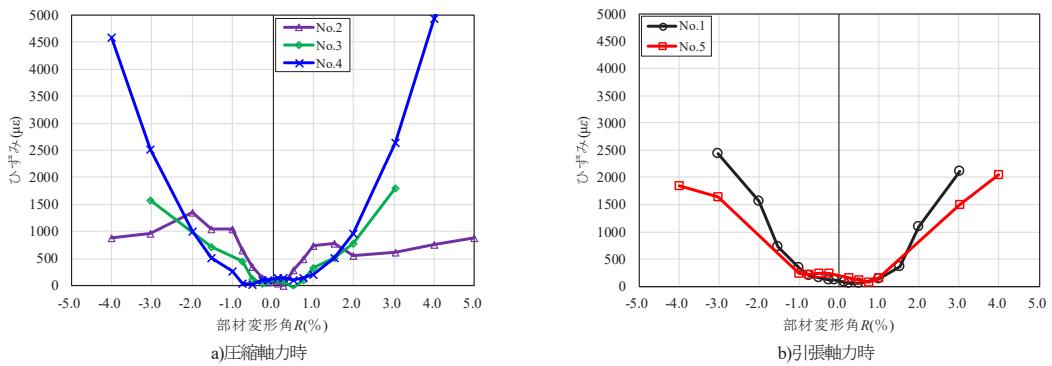


図8 せん断補強筋ひずみ一部材変形角関係

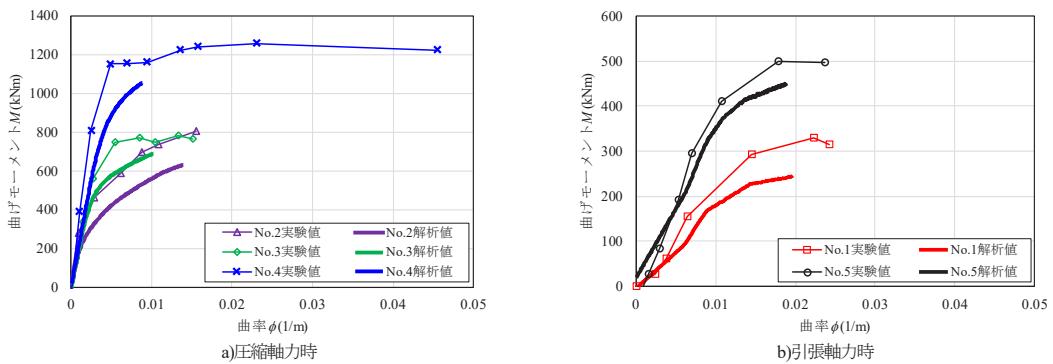


図9 実験と解析の比較

筋量が多いためである。最大  $M$  到達後は No.1 は一定の値を保持し、 $R=4.0\%$  以降低下した。一方 No.5 は主筋の圧縮降伏後も緩やかな上昇を見せた。これは圧縮軸力時と同様に No.5 のせん断補強筋が他の試験体に比べて多いことが原因と考えられる。また、引張軸力の No.1 (図 7 (b)) と圧縮軸力の No.2 (図 7 (a)) は主筋量、せん断補強筋量が同じであるにもかかわらず大変形領域での挙動に違いがあり、軸力も影響していることを示す結果となった。

## (2) せん断補強筋のひずみの比較

図 8 にせん断補強筋のひずみと部材変形角の関係を示す。ひずみはせん断補強筋に貼付したひずみゲージによ

り計測しており、試験体の高さ方向 3箇所および円周上の 3箇所の位置に貼付し、杭脚部から 150mm ( $0.25D$ ,  $D$ : 杭径 600mm) の載荷直交方向の計測値を用いた。No.3, 4 はかぶりコンクリートが圧壊した部材変形角 (それぞれ  $R=0.75, 0.60\%$ ) まではせん断補強筋のひずみは概ね小さい値を推移しているが、それ以降でひずみが急増する傾向を示した。No.2 は圧壊前にひずみが増加するが、降伏には至らなかった。引張軸力の No.1, 5 は主筋引張降伏が生じた  $R=1.0\%$  以降にひずみが増加しているが、最大  $M$  到達する部材変形角に概ね対応した。なお、最大  $M$  後のせん断補強筋の効果の評価方法について検証が必要である。

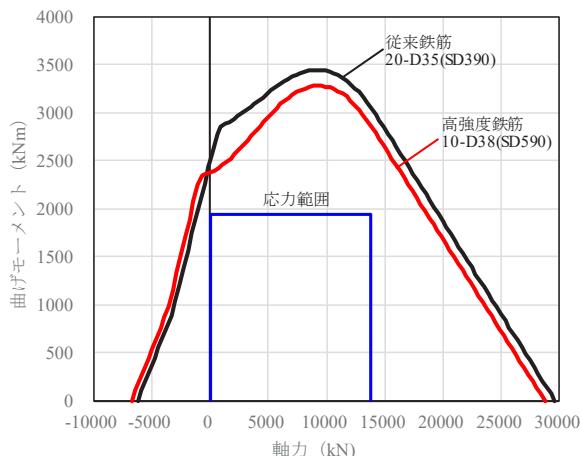


図 10 M-N 関係の比較

### (3) 解析値との比較

曲げモーメント  $M$  と曲率  $\phi$  の関係を用いて実験結果と解析の比較を行った。実験結果における曲率は杭脚部から 1D 区間の変位計により算定した。曲げモーメントは杭脚部の値を用いた。解析は杭の曲げ評価に用いられている平面保持を仮定した断面解析<sup>10)</sup>とした。算定に用いた材料定数は材料試験結果を用いた。断面解析を実施するにあたって主筋およびコンクリートの応力ひずみ関係はバイリニア（弾完全塑性型）とし、コンクリートの引張強度はゼロとした。限界ひずみはコンクリートを  $3,000\mu$  (圧縮側), 主筋を  $10,000\mu$  とした。

図 9 に曲げモーメント一曲率関係を示す。解析値は最大  $M$  までの傾向はある程度の対応を示したが、最大  $M$  はいずれも小さくなかった。これは、解析では主筋内側のコンクリートのコンファインド効果やせん断補強筋量の影響などを考慮していないことが要因と考えられる。

## 5. 高強度鉄筋を主筋に用いる効果

高強度鉄筋を場所打ち杭の主筋に用いた場合の効果について検証した。コンクリートの設計基準強度は  $30N/mm^2$ 、杭径は  $1,500mm$  である。従来の鉄筋は 20-D35 (SD390) で、高強度鉄筋は SD590 とし、かぶりは  $120mm$  とした。検討は短期レベルを対象とし、短期許容曲げモーメントが同等となる条件で鉄筋の本数を比較した。曲げ耐力の評価は平面保持を仮定した断面解析とした。

図 10 に M-N 関係を示す。高強度鉄筋 (SD590) を用いた杭は主筋本数 10 本 (D38) で従来鉄筋を用いた杭と同等の曲げ性能となった。主筋 10 本の減少により主筋比は  $1.08\% \rightarrow 0.65\%$ 、主筋のあきは  $152mm \rightarrow 331mm$  となった。

## 6. おわりに

高強度鉄筋を主筋に用いた場所打ちコンクリート杭について実施した各種実験について報告した。得られた知見を以下に示す。

- 1) 安定液に浸漬した鉄筋の引抜き試験および重ね継手

を有する鉄筋の引抜き試験より、高強度鉄筋でも既往の算定方法で求められた定着長さ、重ね継手長さを採用することで安全な設定が可能となる。

- 2) 最大曲げモーメント到達後の挙動は、試験体によって異なる挙動を示した。せん断補強筋や軸力が大変形領域での挙動に影響する結果となった。
- 3) せん断補強筋のひずみは最大曲げモーメント到達後に増加する傾向がみられた。
- 4) 高強度鉄筋であっても最大曲げモーメント到達までの挙動は一般的な平面保持を仮定した断面解析手法で評価可能である。一方で、最大曲げモーメント到達後の変形領域を評価するためにはせん断補強筋量や鉄筋の繰り返し性能が変形性能に与える影響などを明確にする必要がある。

### 謝辞

本研究は安藤ハザマ、奥村組、佐藤工業、鉄建建設、東急建設、戸田建設、西松建設、長谷工コーポレーション、三井住友建設の 9 社による共同研究の成果の一部をまとめたものである。

### 参考文献

- 1) 国土交通省建築研究所：鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発、建築研究報告、No.139、2001.2
- 2) 篠原保二ほか：高強度鉄筋を主筋に用いた場所打ち杭の軸力の違いが曲げ性状に及ぼす影響、日本建築学会大会学術講演梗概（関東）、2011.8
- 3) 藤井嵩広ほか：高強度鉄筋の付着特性に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.731-732, 2016.
- 4) 藤井衛ほか：場所打ちコンクリート杭築造時における鉄筋とコンクリートの付着強度の低下防止に関する実験的研究、日本建築学会構造系論文集、第 592 号、pp.91-96、2005.
- 5) 田附遼太ほか：高強度鉄筋を主筋に用いた場所打ちコンクリート杭の付着性能（その 1 付着強度試験）、日本建築学会大会学術講演梗概集、2023.8
- 6) 森清隆ほか：高強度鉄筋を主筋に用いた場所打ちコンクリート杭の付着性能（その 2 試験概要）、日本建築学会大会学術講演梗概集、2024.7
- 7) 田附遼太ほか：高強度鉄筋を主筋に用いた場所打ちコンクリート杭の付着性能（その 3 鉄筋の引抜き試験）、日本建築学会大会学術講演梗概集、2024.7
- 8) 和田湧気ほか：高強度鉄筋を主筋に用いた場所打ちコンクリート杭の付着性能（その 4 重ね継手を有する鉄筋の引抜き試験）、日本建築学会大会学術講演梗概集、2024.7
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2018.12
- 10) 日本建築学会：基礎部材の強度と変形性能、2022.3