

高強度鉄筋を使用した場所打ちコンクリート杭の開発 一杭主筋の過密配筋を解消して 場所打ちコンクリート杭の品質を確保一

森 清隆 ^{*1}

場所打ちコンクリート杭に用いる鉄筋の過密化対策として、杭体の主筋に 685N/mm² 級や 590N/mm² 級の
高強度鉄筋を適用させた。そのため、安定液に浸漬された高強度鉄筋のコンクリートとの付着性能を確認
するために鉄筋の引抜き試験を実施した。また、安定液に浸漬された高強度鉄筋同士の重ね継手の力学的
性能を把握するために重ね継手を有する鉄筋の引抜き試験を実施した。最後に、高強度鉄筋を用いた場所
打ちコンクリート杭の構造性能を把握するために杭体の構造実験を実施した。その結果、全試験体とも軸
力保持性能と靱性能を保持していることを確認した。

キーワード： 場所打ちコンクリート杭，高強度鉄筋685N/mm²級，590N/mm²級，安定液，構造性能

1. はじめに

場所打ちコンクリート杭は、近年の高支持力化に対応
するために、コンクリートの高強度化および主筋量を増
加させる傾向にある。主筋量を増加させる場合、杭主筋、
柱主筋および基礎梁主筋との干渉や、過密鉄筋によるコ
ンクリートの充填不良が懸念される。そのため、鉄筋の
過密化対策として、杭体の主筋に 685N/mm² 級や 590N/
mm² 級の鉄筋（以下、高強度鉄筋）を用いる手法の適用
性を確認する。

場所打ちコンクリート杭は安定液に満たされた掘削孔
内に鉄筋かごを建て込み、その後、コンクリートを打設
することで築造される。よって、安定液に浸漬された状
況下における高強度鉄筋とコンクリートの付着性能を確
認する必要がある。本報では、場所打ちコンクリート杭
に高強度鉄筋を適用させるため、安定液に浸漬された高
強度鉄筋が引張降伏するまでのコンクリートとの付着性
能を確認するための定着長さを十分に確保した鉄筋の引
抜き試験について報告する。また、安定液に浸漬された
高強度鉄筋同士の重ね継手の力学的性能を把握するため
の重ね継手を有する鉄筋の引抜き試験（以下、重ね継手
試験）について報告する。最後に、高強度鉄筋を用いた
場所打ちコンクリート杭の構造性能を把握するための杭
体の構造実験について報告する。構造実験は事前に実施
した鉄筋の引抜き試験の結果より、鉄筋の安定液への浸
漬の影響がないことを確認した上で、安定液を使用せず
に実施した。

2. 試験で使用する安定液

2.1 安定液の作成

表－1 に鉄筋の引抜き試験、重ね継手試験で使用した
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、事前に実施した
付着強度試験結果¹⁾より、平均付着応力度が最も小さく
なった安定液の配合を採用し、浸漬時間は 24 時間とし
た。また、模擬土は、安定液の転用泥水を模擬的に作成
するために混入し、砂分率 5% とした。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。これは、一般的な悪条件
下での安定液と転用後の高比重安定液を同時に模擬した
安定液である。

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	粘性 土	砂質 土			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

2.2 試験体の製作

(1) 鉄筋の引抜き試験の試験体

試験体は鉄筋の安定液への浸漬を考慮して以下の手順
で製作した。

- ① 表－1 の配合の安定液を塩ビ管内に充填して、その
中に鉄筋を 24 時間浸漬させる（写真－1）。

*1 地盤・基礎研究部

- ② 浸漬後、鉄筋を取り出し、型枠に固定する。
- ③ 付着したベントナイトが落ちないように留意してコンクリート打設する。
- ④ 型枠脱型し、養生する。



写真-1 鉄筋の安定液への浸漬状況

(2) 重ね継手試験の試験体

重ね継手試験に使用する鉄筋も安定液への浸漬を考慮して作成した。試験体作成の都合により、試験体は安定液を直接型枠内に充填した。

- ① 表-1の配合の安定液を型枠内に充填し、型枠内に固定した鉄筋を浸漬させる。型枠内面はフィルムで養生し、排出時に安定液が極力型枠内面に残らないようにする。
- ② 24時間後、型枠底面の排水口より安定液を排出する。
- ③ 付着したベントナイトが落ちないように留意してコンクリート打設する。
- ④ 型枠脱型し、養生する。

3. 鉄筋の引抜き試験

3.1 鉄筋の引抜き試験の概要

図-1に鉄筋の引抜き試験で用いた試験体の一例を示す。荷重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。

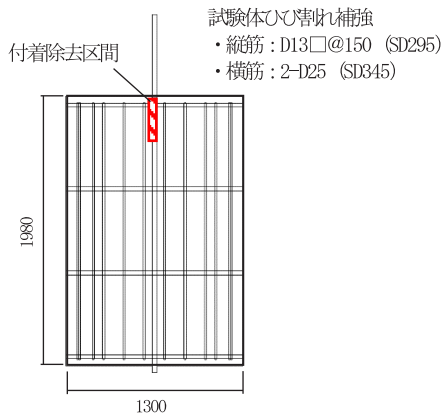


図-1 鉄筋の引抜き試験で用いた試験体の一例

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 $\sigma_B = 30\text{N/mm}^2$ 、 60N/mm^2 を対象に安定液の浸漬あり・浸漬なしで比較する。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。定着長さはRC規準²⁾より算出した定着長さとした。

表-2 鉄筋の引抜き試験ケース

試験体名	安定液	σ_B (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)	

σ_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D32

3.2 鉄筋の引抜き試験の材料試験結果

使用した鉄筋 (USD685, D32) とコンクリートの材料試験結果を表-3、表-4に示す。計画強度 30N/mm^2 のコンクリートは、試験体B-30-52d-G、30-52d-Gで使用し、計画強度 60N/mm^2 のコンクリートのうち、No.2は試験体B-60-36d、No.3は試験体60-36dで使用した。

表-3 鉄筋の材料試験結果

降伏強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ (μ)
712.2	1.81×10^5	930.5	3,933

表-4 コンクリートの材料試験結果

No.	計画強度 (N/mm^2)	呼び強度 (N/mm^2)	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)
1	30	21	29.5	2.87×10^4
2	60	52	68.7	3.82×10^4
3			67.6	3.76×10^4

3.3 鉄筋の引抜き試験の加力方法・計測方法

図-2に加力装置図を示す。フレーム内の反力床に下部治具、試験体を設置し、総ねじPC鋼棒により反力床と固定した。荷重端側の鉄筋はジャッキに設置した上部治具と固定し、引張加力を実施した。加力は荷重制御とし、既往研究³⁾を参考に、長期許容応力度の1.5倍($195 \times 1.5 = 292.5\text{N/mm}^2$)を2回、規格降伏強度の95%($685 \times 0.95 = 650.8\text{N/mm}^2$)を2回繰り返して荷重した後、引張強度の95%程度まで単調引張荷重とした。なお、引張強度は表-3に示す鉄筋の材料試験結果とした。

図-3に計測位置を示す。荷重端側のコンクリート面から150mmの位置に設置した変位計により鉄筋の抜け出し量を計測した。また、自由端側の鉄筋端部に反力床か

ら変位計を設置し、鉄筋とコンクリートとのすべり量を計測した。なお、すべり量は反力床から計測しているため、試験体と反力床を固定しているゲビンデの伸び等も計測値に含まれる。定着区間のひずみゲージは、上部は5d(d:鉄筋径)間隔で、下部は10d間隔で貼付した。なお、1か所につき2枚のひずみゲージを貼付した。

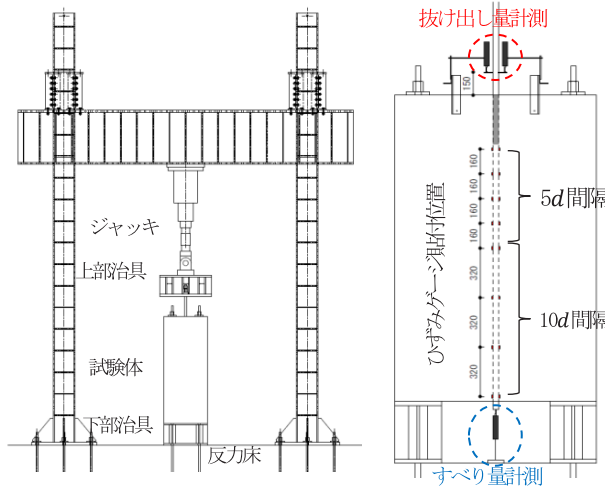


図-2 加力装置図

図-3 計測位置

3.4 鉄筋の引抜き試験結果

各試験体について、図-4に鉄筋応力度-抜け出し量関係を示す。なお、鉄筋応力度は式(1)により算出した。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。

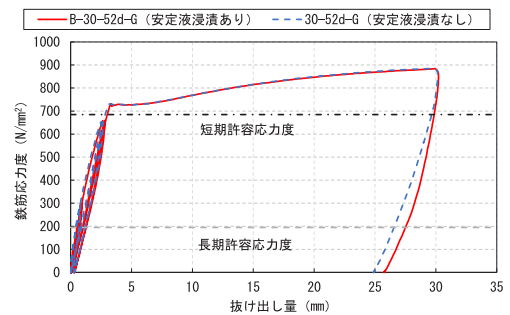
$$\sigma_t = P/A_s \quad (1)$$

ここに、 σ_t は鉄筋応力度(N/mm²)、Pはジャッキ荷重(N)、 A_s は鉄筋の公称断面積(mm²)である。

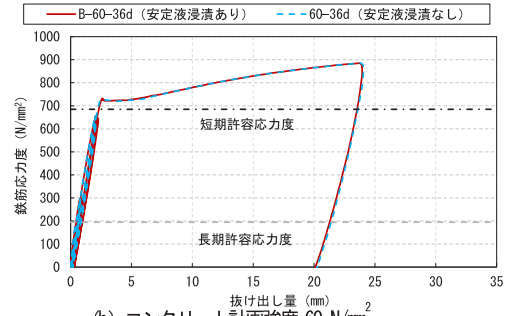
各試験体について、図-5に鉄筋のすべり量/抜け出し量-抜け出し量関係を示す。コンクリート強度や鉄筋の浸漬有無に関わらず、抜け出し量が増大するにつれてすべり量/抜け出し量は0%に収束し、引張強度の95%まで加力しても鉄筋のすべりはほぼ生じなかった。

図-6に定着区間にひずみゲージを貼付したB-30-52d-G(安定液浸漬あり)と30-52d-G(安定液浸漬なし)のひずみ分布を示す。

安定液の浸漬有無に関わらず、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った。

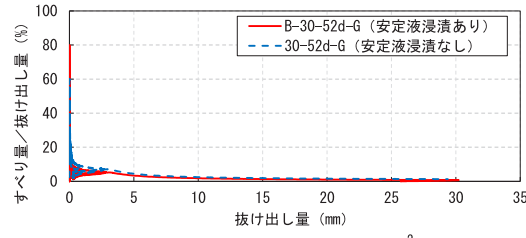


(a) コンクリート計画強度 30 N/mm²

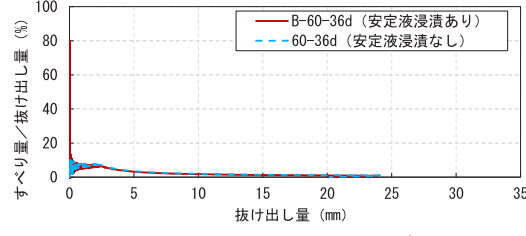


(b) コンクリート計画強度 60 N/mm²

図-4 鉄筋応力度-抜け出し量関係



(a) コンクリート計画強度 30 N/mm²



(b) コンクリート計画強度 60 N/mm²

図-5 すべり量/抜け出し量-抜け出し量関係

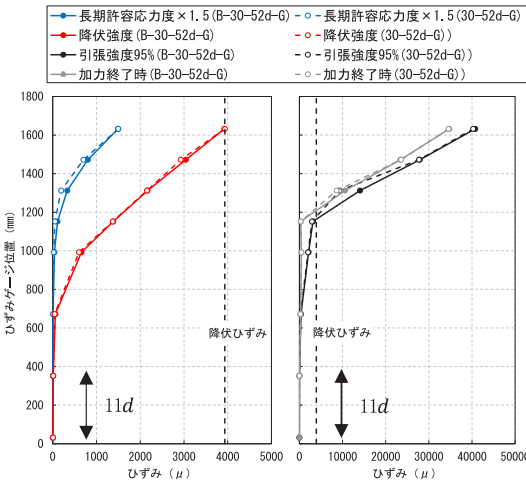


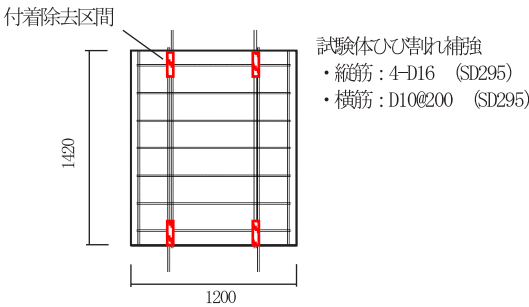
図-6 ひずみ分布

4. 重ね継手試験

4.1 重ね継手試験の概要

図－7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組の鉄筋を同時に引張載荷した。鉄筋は試験体全長でラップさせ、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－5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 $\sigma_B = 30\text{N/mm}^2$ 、 60N/mm^2 を対象に安定液の浸漬あり・浸漬なしで比較する。鉄筋のひずみ分布を確認するために、 $\sigma_B = 30\text{N/mm}^2$ 、 60N/mm^2 ともに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²⁾により算出し、重ね継手長さ $40d$ は基礎部材の強度と変形性能⁴⁾を参照した。



図－7 重ね継手試験で用いた試験体の一例

表－5 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	あり	30	$55d$ (1045mm)	
J-B-60-38d		60	$38d$ (722mm)	
J-B-30-40d		30	$40d$ (760mm)	
J-B-30-55d-G	あり	30	$55d$ (1045mm)	あり
J-B-60-38d-G		60	$38d$ (722mm)	

σ_B : コンクリートの計画強度, d : 鉄筋の呼び径, 鉄筋はねじ筋 D19

4.2 重ね継手試験の材料試験結果

試験体に使用した鉄筋の材料試験結果を表－6に、コンクリートの材料試験結果（重ね継手試験期間中の平均値）を表－7に示す。

表－6 鉄筋の材料試験結果

降伏強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	降伏ひずみ (μ)
696.0	1.90×10^5	890.7	3667

表－7 コンクリートの材料試験結果

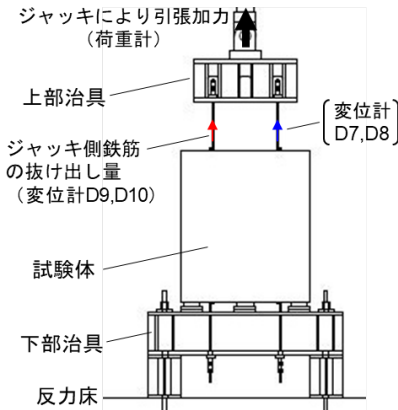
計画強度 (N/mm^2)	呼び強度	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)
30	21	32.6	3.14×10^4
60	52	69.6	3.98×10^4

4.3 加力・計測方法

加力状況、および本報で試験結果として示す計測器具の位置関係を図－8に示す。

試験体は、反力床に固定した下部治具に載せ、反力床側に突出させている鉄筋を下部治具に設けた穴を通して固定している。ジャッキ側に突出させている鉄筋（以降、ジャッキ側鉄筋と称す）は、ジャッキの先端に取り付けた上部治具に固定して、2本の鉄筋を同時に引張加力する方法とした。また、加力スケジュールは、鉄筋の引抜き試験と同様に既往論文³⁾を参考に計画した。

荷重は、ジャッキの荷重計により2本の鉄筋に作用する引張荷重を計測した。鉄筋の変位は、試験体コンクリート側面を不動点とし、計測治具を介して設置した変位計（名称D7～D10）によりコンクリートとジャッキ側鉄筋の相対変位（以降、抜け出し量と称す）を計測した。抜け出し量は、コンクリート上端から50mmの位置で、ジャッキ側鉄筋1本あたり2箇所計測している。重ね継手部分の鉄筋のひずみは、2体の試験体のみひずみゲージを貼付して計測した。ひずみゲージの位置関係は、後述の図－12、図－13に示す。

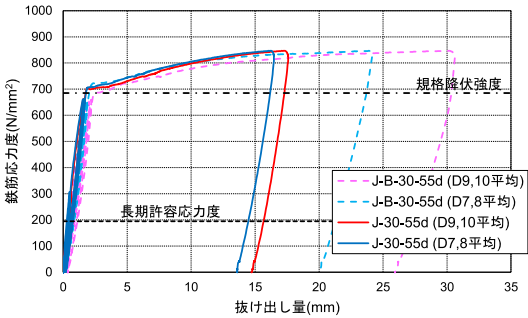


図－8 加力状況・計測器具

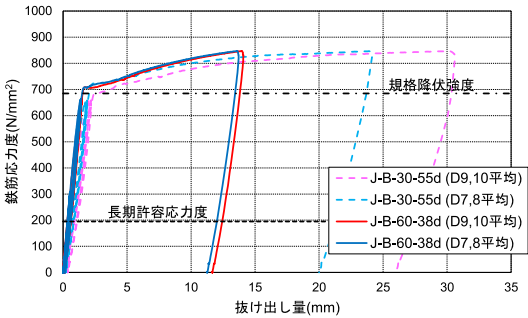
4.4 鉄筋応力度－抜け出し量関係の比較

J-B-30-55d を標準とした鉄筋応力度－抜け出し量関係の比較を図－9～図－11に示す。鉄筋応力度はジャッキ荷重を鉄筋の公称断面積の合計で除した値、抜け出し量は2箇所の計測値の相加平均値とした。

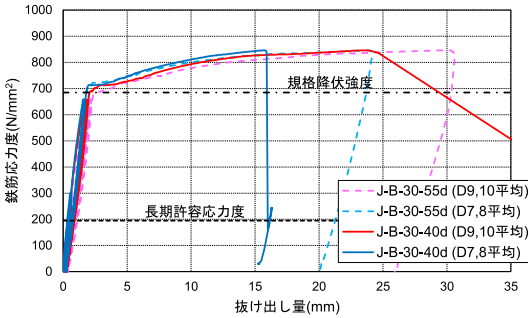
図－9より、安定液浸漬の有無に関わらず、規格降伏強度を超えて引張強度の95%相当まで荷重を保持している。図－10より、コンクリート強度が異なる場合もそれに応じて設定した重ね継手長さにより、規格降伏強度を超えて引張強度の95%相当まで荷重を保持している。図－11より、J-B-30-40d は引張強度の95%相当の荷重の直前で片方の鉄筋が急激に抜け出したが、設計で使用する規格降伏強度相当では荷重を保持し継手性能を有していることを確認した。



図－9 安定液浸漬有無による比較



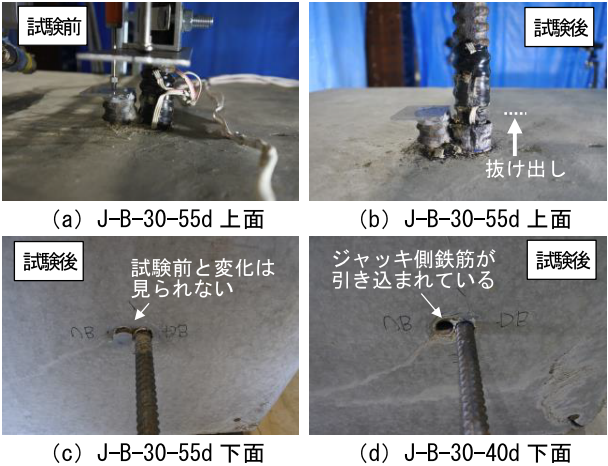
図－10 重ね継手長さによる比較
(コンクリート強度違い)



図－11 重ね継手長さによる比較
(コンクリート強度同じ)

4.5 試験前後の状況

試験前後の状況を写真－2に示す。試験体上面(写真－2(a),(b))では、全試験体でジャッキ側鉄筋が抜け出していることが確認できた。一方、試験体下面(写真－2(c),(d))では、加力前にジャッキ側鉄筋を試験体下面からも突出させていたが、J-B-30-40d(写真－2(d))のみ加力後には、ジャッキ側鉄筋の片方がコンクリート内に引き込まれている状態が確認された。その他の試験体は写真－2(c)に示す通り、試験前後で変化は見られなかった。なお、いずれの試験体もコンクリート面に損傷は確認されなかった。



写真－2 試験前後の状況

4.6 重ね継手部分の鉄筋のひずみ分布

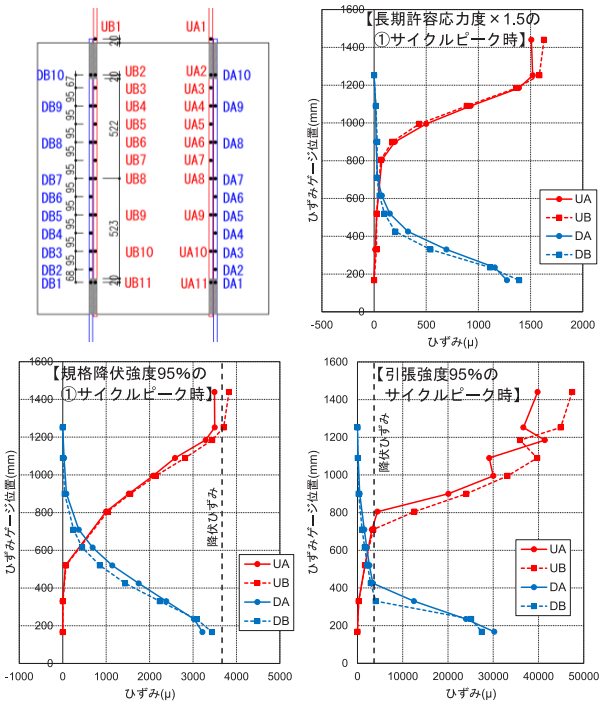
2体の試験体について、サイクルピーク時の鉄筋のひずみ分布を図－12、図－13に示す。図より荷重が大きくなるにつれて、ひずみの生じる範囲がジャッキ側鉄筋では上端から、反対側の鉄筋では下端から進展していくことが確認できる。なお、規格降伏強度の95%相当以降の荷重においても、微小なひずみの部分が両側の鉄筋に存在することから、安全側の重ね継手長さであることが言える。

5. 杭体の構造実験

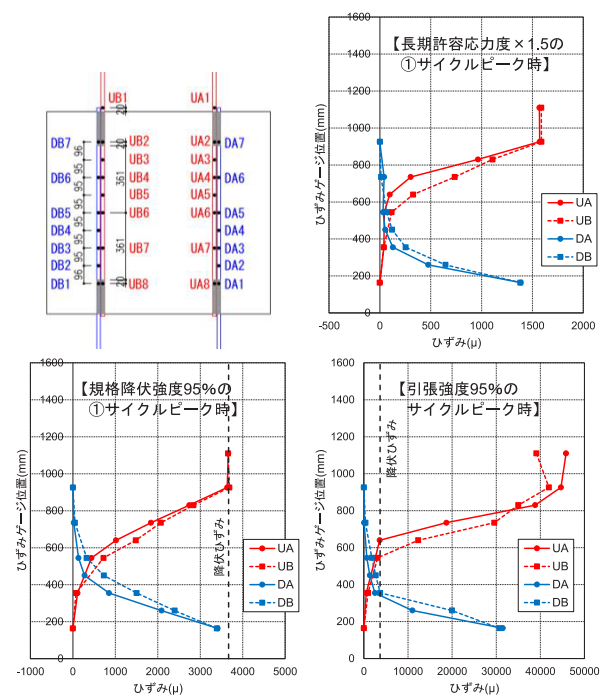
5.1 実験概要

杭体の構造実験では、軸力保持性能と靱性能を保持できるか確認し、高強度鉄筋であっても従来の設計手法が適用可能であるか確認する。図－14に試験体形状を示す。試験体は上下対称にスタブ(奥行き1,600mm)を有し、試験体形状は同一である。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、

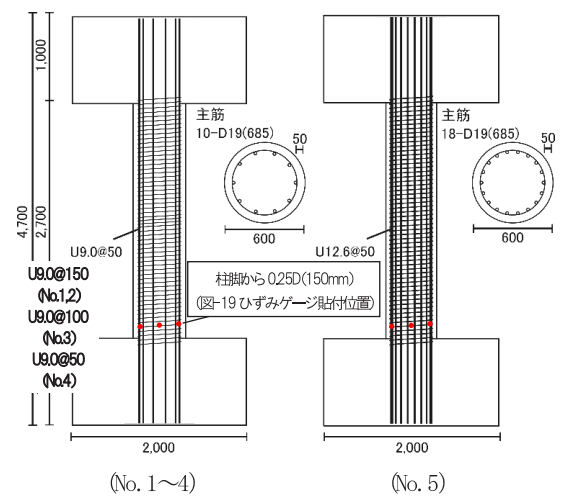
杭体はスタブ内に 80mm 埋込んでいる。主筋はスタブ上下端部まで定着した。なお、鉄筋の引抜き試験の結果より、安定液の有無が鉄筋とコンクリートの付着性能に与える影響はほぼないことを確認したので杭体の構造実験は、試験体の製作精度を確保するために安定液は使用していない。表－8 に試験体諸元を示し、表－9 に実験で使ったコンクリートと鉄筋の材料試験結果を示す。試験体は合計 5 体あり、主なパラメータは軸力とした。



図－12 J-B-30-55d-G のひずみ分布



図－13 J-B-60-38d-G ひずみ分布



図－14 試験体形状 (単位: mm)

表－8 試験体諸元

試験体No.	主筋比 p_g (%)	せん断補筋比 p_w (%)	設計基準強度 F_c (N/mm ²)	軸力比 η	作用軸力 N (kN)
1	1.01 (10-D19)	0.14 (U9@150)	30	-0.1	-944
2		0.14 (U9@150)	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	-1,880

$P_g = a_g / A_c$ 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 組のせん断補筋の断面積, x : せん断補筋のピッチ
 $\eta = N / (\sigma_B \cdot A_c)$ コンクリートの換算断面積で評価, σ_B : 圧縮強度

表－9 材料試験結果

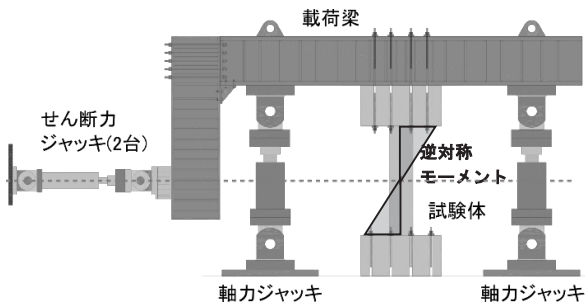
試験体No.	コンクリート (杭体)		主筋	
	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング率 E_c (N/mm ²)	降伏点 σ_y (N/mm ²)	ヤング率 E_s (N/mm ²)
1	33.4	28,937	748	202,200
2	30.1	28,302	せん断補筋	
3	31.4	28,988		
4	56.4	32,903	降伏点 σ_y (N/mm ²)	ヤング率 E_s (N/mm ²)
5	33.3	28,142	1,417	207,936

No. 1 ～ No. 4 は、基礎部材の強度と変形性能⁴⁾を参考に軸力比 $\eta = -0.1$ (引張軸力 944kN) ～軸力比 $\eta = 0.4$ (圧縮軸力 6,379kN) を杭体に作用させた。No. 1 ～ No. 3, No. 5 の杭体のコンクリート設計基準強度 F_c は高強度鉄筋との強度バランスが比較的悪い $F_c = 30\text{N/mm}^2$ とし、No. 4 は基礎部材の強度と変形性能⁴⁾なる $F_c = 60\text{N/mm}^2$ として、主筋との強度バランスが良くなるように設定した。No. 5 は適用範囲外となる $\eta = -0.2$ (引張軸力 1,880kN) とし、主筋比を $p_g = 1.82\%$ と増加させた。主筋は竹節鉄筋 (実降伏強度 $\sigma_y = 748\text{N/mm}^2$) を用いた。また、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に計画した。

図－15に載荷装置概要を示す。加力方法は建研式加力として、上下スタブを平行に保つように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せん断力を与えた。

加力サイクルは部材変形角 R （杭体端部間の水平変位 δ ／試験区間長 $L=2,700\text{mm}$ ）で制御し $\pm 0.125\%$ を1サイクル、それ以降は $\pm 0.25\%$ 、 $\pm 0.50\%$ 、 $\pm 0.75\%$ 、 $\pm 1.0\%$ 、 $\pm 1.5\%$ 、 $\pm 2.0\%$ 、 $\pm 3.0\%$ 、 $\pm 4.0\%$ は2サイクル、 $+5.0\%$ （正側）で片押しした後、除荷して実験を終了した。表－9に材料試験結果を示す。



図－15 載荷装置概要

5.2 実験結果

図－16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、曲げモーメントは軸力による付加曲げ（ P － δ 効果）を考慮している。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する。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（ $\eta=0.4$ ）は高圧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により構造性能に及ぼす影響が大きいことが示唆された。圧縮軸力を作用させた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、高圧縮軸力下においても良好な靱性能を発揮できている。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。

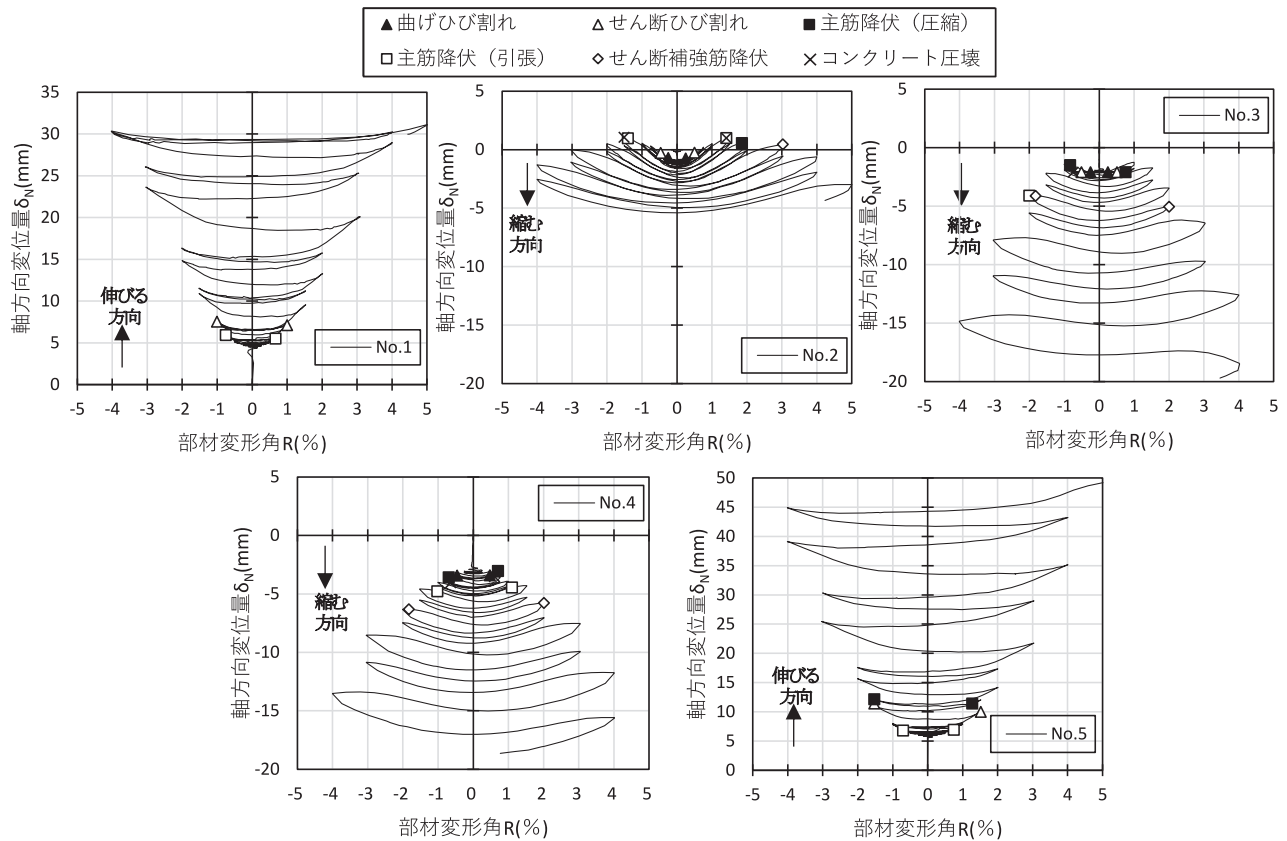
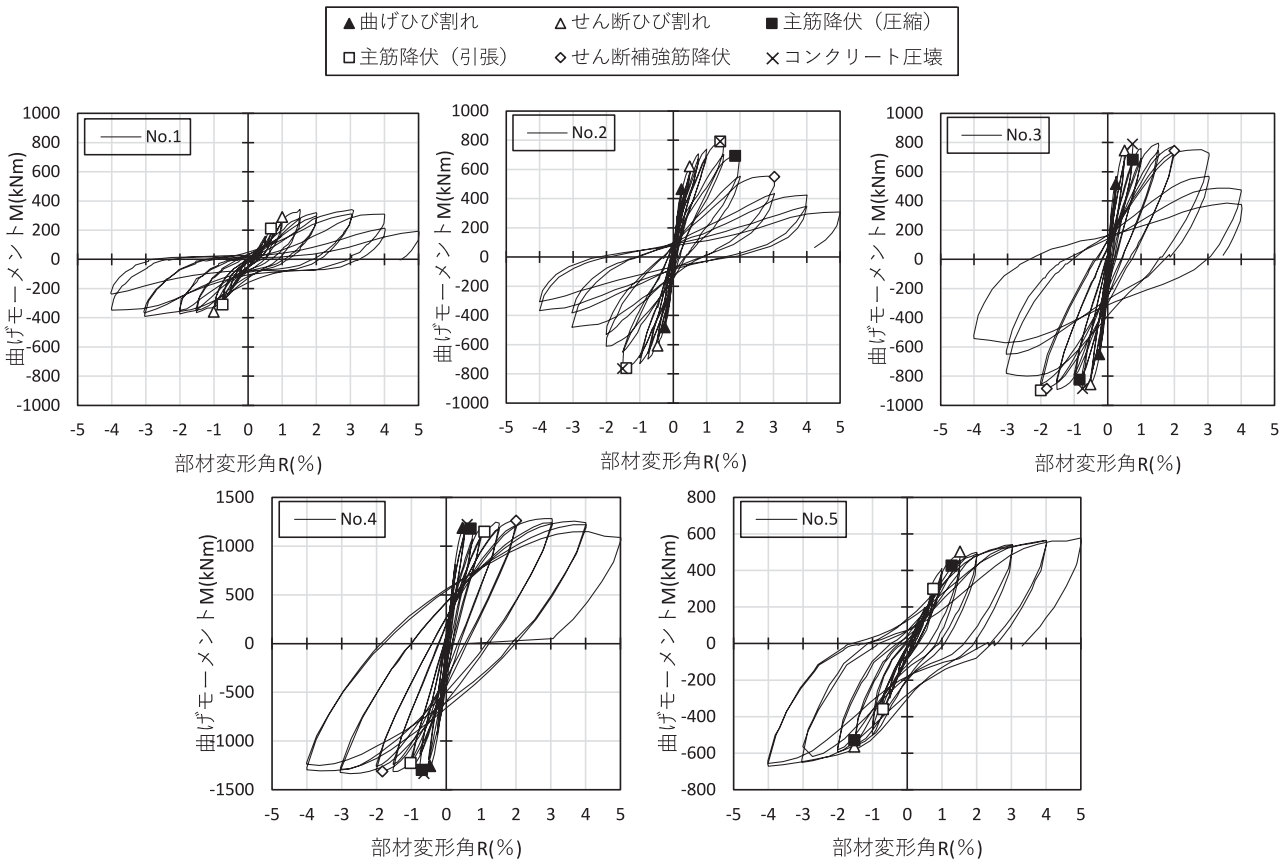
図－17に杭体の軸方向変位量 δ_N と部材変形角 R の関係を示す。全試験体とも載荷中に軸力保持性能の喪失は確認されなかった。No.1（ $\eta=-0.1$ ）は主筋の降伏後、No.3（ $\eta=0.4$ ）はせん断補強筋降伏後に δ_N が増加するがその変位量は微小であり載荷中の軸力保持性能の喪失は確認されなかった。No.4（ $\eta=0.4$ ）は脚部の主筋が降伏した後に試験体が縮む方向に δ_N が急増した。No.5（ $\eta=-0.2$ ）は主筋の引張降伏後に主筋の伸びに応じて試験体が伸びる方向に δ_N が急増する傾向が見られた。

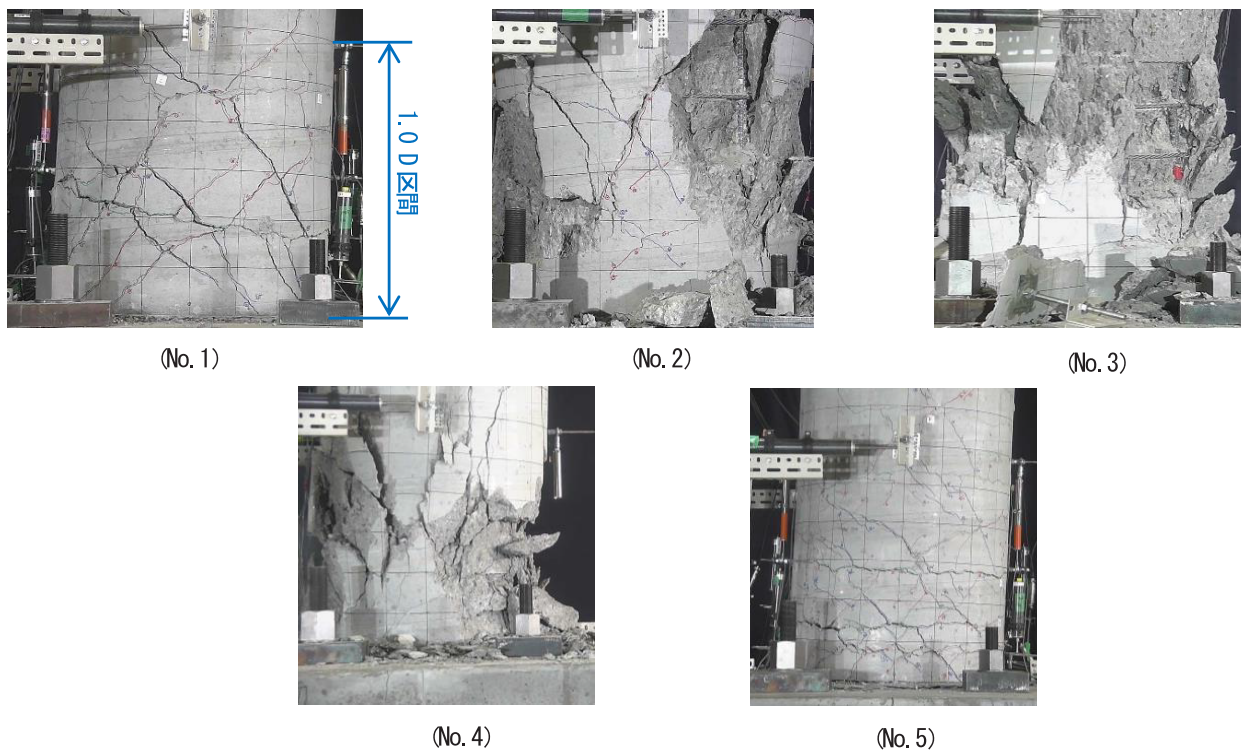
写真－3に各試験体の最終破壊状況を示す。杭端部1.0D（D：杭径600mm）区間に損傷が集中している。No.1は主筋の引張降伏に伴う曲げひび割れが卓越し、No.2およびNo.3はカバーコンクリートが剥落しており、特にNo.3は主筋に座屈が生じていた。No.4は杭外端脚部のコンクリートが圧壊した上、引張側（写真中左側）最外端の主筋が破断していることを確認した。No.5は主筋の降伏に伴う曲げひび割れおよび杭頭接合面の抜け出しが卓越している。

5.3 曲げモーメント－部材変形角関係の比較

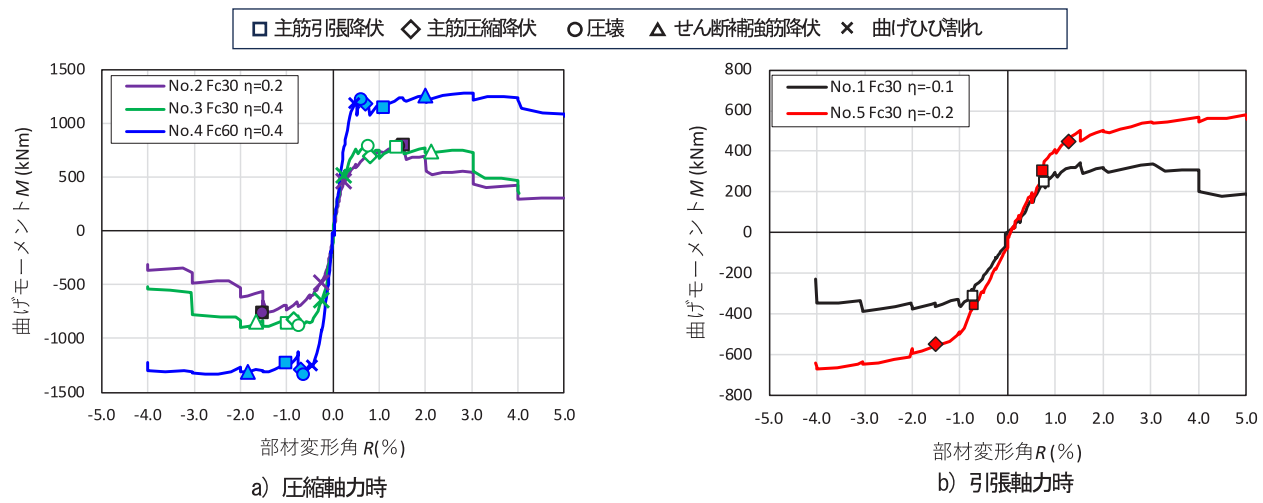
図－18に各試験体の曲げモーメント M と部材変形角 R の関係を包絡線として示す。

圧縮軸力時のNo.2、3、4では、コンクリート強度 F_c 、軸力比の大きいNo.4（ $\eta=0.4$ ）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。 $F_c=30\text{N/mm}^2$ 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

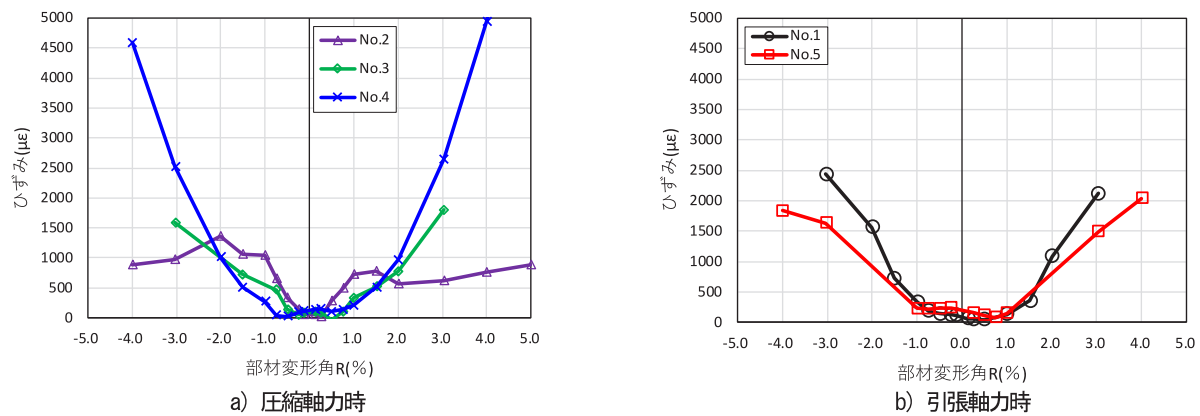




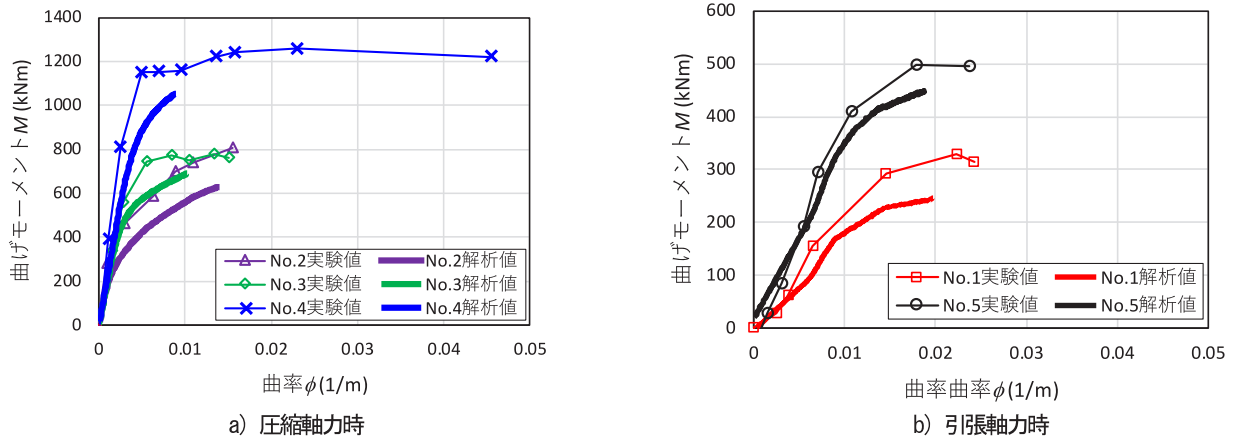
写真－3 最終破壊状況（杭下端部）



図－18 曲げモーメント－部材変形角関係



図－19 セン断ひずみ－部材変形角関係



図－20 実験と解析の比較

＝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、圧縮軸力時の傾きの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、 $R=0.15\%$ 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、これは主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 と圧縮軸力の No. 2 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。

5.4 せん断補強筋のひずみ

図－19 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円周方向に貼付したひずみゲージにより計測しており（図－14 に図示）、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、概ね M の増加が緩やかになる部材変形角に対応した。

5.5 解析値との比較

曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係をj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⁴⁾とした。算定に用いた材料定数は表－9 の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3000 μ （圧縮側）、主筋を10,000 μ とし限界ひずみに到達した時点で計算を終了した。図－20 に曲げモーメントー曲率関係を示す。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 はいずれも実験値より小さくなった。これは、主筋内側のコンクリートの拘束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。以上より、高強度鉄筋であっても最大曲げモーメント発生までの挙動は一般的な断面解析手法で評価可能であり、基礎指針⁵⁾での終局限界強度までの設計が可能であることを確認できた。ただし、それ以降の大変形までの変形性能を評価するためには、せん断補強筋量や鉄筋の繰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。

6. まとめ

場所打ちコンクリート杭に用いる鉄筋の過密化対策として、杭体の主筋に 685N/mm² 級や 590N/mm² 級の高強度鉄筋を適用させた。そのため、鉄筋の引抜き試験、重ね継手試験ならびに杭体の構造実験を行い、以下の結果を得た。

- (1) 鉄筋の引抜き試験より、コンクリート強度や鉄筋の安定液への浸漬有無に関わらず、規格降伏強度を超えて引張強度の 95% まで加力しても鉄筋のすべりはほぼ生じなかった。実施した全試験体について安全側の定着長さであることを確認した。
- (2) 重ね継手試験より、コンクリート強度や安定液への浸漬有無に関わらず、規格降伏強度を超えて引張強度の 95% まで荷重を保持できた。実施した全試験体について安全側の重ね継手長さであることを確認した。
- (3) 杭体の構造実験より、全試験体とも軸力保持性能と靱性能を保持していることを確認した。また、高強度鉄筋であっても最大曲げモーメント発生までの挙動は一般的な断面解析手法で評価可能であり、基礎指針での終局限界強度までの設計が可能であることを確認した。
- (4) 今後、最大曲げモーメント発生以後の大変形までの変形性能を期待する設計を行う場合は主筋の座屈や破断等のメカニズムの評価や、せん断補強筋量や鉄筋の繰り返し荷重が変形性能に与える影響を評価する必要がある。

謝辞

本報は安藤ハザマ、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、三井住友建設との 9 社で実施した共同研究による成果である。ここに、本実験にご協力頂いた関係各位に深く謝辞を表す。

参 考 文 献

- 1) 田附遼太，他「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）」日本建築学会大会学術講演梗概集，2023. 8
- 2) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，2018. 12
- 3) 藤井他：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. 8.
- 4) 基礎部材の強度と変形性能，日本建築学会，2022. 3
- 5) 建築基礎構造設計指針，日本建築学会，2019. 11

Development of cast-in-place concrete pile with high-strength longitudinal reinforcement - Eliminate overcrowded reinforcement of pile main bars to ensure the quality of cast-in-place concrete piles -

Kiyotaka MORI

This paper is a report the overcrowded reinforcement of pile main bars to ensure the quality of cast-in-place concrete piles. As a countermeasure against overcrowding cast-in-place concrete piles with high-strength longitudinal reinforcing bars of 685 N/mm² and 590 N/mm² were applied to the main bars of the pile bodies. At first, a pullout test was performed to confirm the bond performance of the high-strength longitudinal reinforcing bars and concrete in the stabilizing slurry. Next, a pullout test of reinforcing bars with lap joints was performed to confirm the mechanical performance of the lap joints between high-strength longitudinal reinforcing bars and concrete in the stabilizing slurry. Lastly, structural performance under high axial force was performed to confirm the structural performance of cast-in-place concrete piles with high-strength longitudinal reinforcement.
