U.D.C 624.154.5/.8

場所打ちコンクリート杭の杭頭接合工法（JUPITA）の開発

葛西　勇紀*　　川崎　健二郎*

要　約：　従来の場所打ちコンクリート杭は杭頭処理において主筋を避けながら傷つけないよう慎重に作業を行う必要があることから作業の長時間化および騒音・振動等の課題がある。そこで筆者らは杭の主筋をパイルキャップに定着させず，杭頭部に機械式継手を設けることによってパイルキャップに定着させる鉄筋を杭頭処理後に施工する杭頭接合工法（JUPITA）を開発した。本開発においては，JUPITA を用いた場所打ちコンクリート杭について載荷試験を行い，杭頭回転剛性を評価することにより，場所打ちコンクリート杭の耐震設計の合理化が可能となった。本報告では載荷実験により，杭頭部の構造性能を確認し，杭頭回転剛性のモデル化について検討し，構造実験と比較することでその妥当性を検証した。

ｷｰﾜｰﾄﾞ：　場所打ちコンクリート，杭頭接合工法，杭頭回転剛性，構造実験

目　次：

1. はじめに
2. 実験概要
3. 実験結果
4. まとめ

1. はじめに

従来の場所打ちコンクリート杭は余盛りコンクリート部を撤去する杭頭処理の際，主筋を避けながら傷つけないよう慎重に作業を行う必要があり，騒音・振動作業の長時間化につながっている。一方，杭の設計において，杭頭回転剛性を剛とすることが一般的であるが，杭頭部の曲げモーメントが増大するため，杭径は大きく，鉄筋は過密になりがちである。そこで筆者らは場所打ちコンクリート杭の施工における生産性向上を目的とした杭頭接合工法（JUPITA）を開発した。図１に工法型および構成部材を示す。杭の主筋はパイルキャップに定着しない。下芯鉄筋および上芯鉄筋は杭およびパイルキャップを接続し主筋の内側に配置する鉄筋である。機械式継手は杭とパイルキャップの境界近傍に配置し，下芯鉄筋および上芯鉄筋を接続する部材である。杭頭鋼材は杭頭部の外周に取り付ける鋼材であり，杭径の確保と杭頭処理時に杭頭を補剛する機能をもつ。ダウエル鉄筋は杭頭部とパイルキャップを接続する鉄筋であり，引張力は伝達せず，ダウエル抵抗によりせん断力を伝達することを目的とした鉄筋である。機械式継手を用いることで杭頭処理時に余盛りコンクリートから突出する鉄筋を短くすることができるため，杭頭処理が簡略化でき，作業時間の短縮および騒音・振動作業の抑制が期待できる。さらに，場所打ちコンクリート杭の耐震設計において杭頭回転剛性を考慮することで設計の合理化が期待できる。本報告では，JUPITA を用いた場所打ちコンクリート杭の杭頭部の構造性能について構造実験により明らかにし，杭頭回転剛性のモデル化について検討し，構造実験と比較することでその妥当性を検証した。

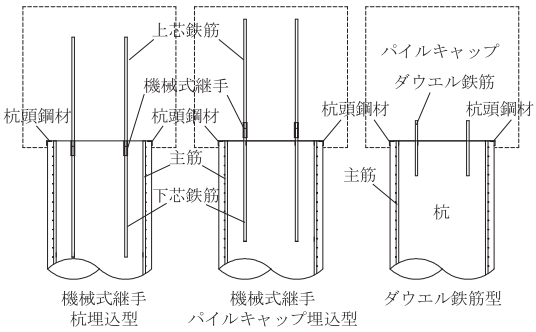

図１　JUPITA の工法型および構成部材

表１　試験体概要

No.	F_c (N/mm²)	軸力比	芯鉄筋	芯鉄筋配置径 (mm)	芯鉄筋比 (%)	主筋比 (%)	せん断補強筋比 (%)	ダウエル鉄筋	機械式継手位置
1	30	$0.125F_ca_p$	SD390	300	0.54	1.7	0.634	—	杭
2	30	$-0.6\sigma_ya_c$〜$0.33F_ca_p$	SD390	300	0.54	1.7	0.634	—	杭
3	30	$0.125F_ca_p$	SD490	300	0.61	1.7	0.634	—	杭
4	30	$0.125F_ca_p$	SD390	300	0.54	1.7	0.380	—	杭
5	30	$0.125F_ca_p$	SD390	250	0.54	1.7	0.634	—	ｽﾀﾌﾞ
6	30	$0.4F_ca_p$	SD390	250	0.36	1.7	0.634	—	杭
7	45	$-0.6\sigma_ya_c$	SD685A	300	0.81	1.7	0.634	—	ｽﾀﾌﾞ
8	30	$0.05F_ca_p$	—	—	—	1.7	0.634	あり	—

F_c：コンクリート強度　a_p：試験体断面積，　σ_y：芯鉄筋降伏強度，　a_c：芯鉄筋断面積の和

＊技術研究所　建築基盤技術研究部　地盤・基礎グループ

2. 実験概要

2.1 試験体

表 1 に試験体概要を示す。コンクリート強度，軸力比，芯鉄筋種別，芯鉄筋配置径，せん断補強筋比，ダウエル鉄筋の有無，機械式継手の埋込位置をパラメータとした計 8 体の試験体とした。軸力比について，試験体 No. 1, 3, 4, 5 は杭に作用する長期軸力を想定し，試験体 No. 2, 6, 7 は地震時に作用する最小および最大の軸力を想定した。試験体 No. 8 は試験体とスタブの境界面に摩擦を作用させずダウエル抵抗のみを確認するためわずかな軸力比とした。試験体の径は ϕ600 mm とし，杭を模した円形断面の長さを 3,900 mm とした。スタブは長さ 1,600 mm × 幅 1,300 mm × 高さ 829 mm とし，スタブと円形断面の境界近傍を杭頭部とした。機械式継手は試験体 No. 1, 2, 3, 4, 6 は打継ぎ部で使用する継手（東京鉄鋼製リレージョイント），No 5, 7 は通常の継手（東京鉄鋼製エポックジョイント）とした。杭頭鋼材は山形鋼 L20×20×3（SS400）とし外径は杭径と同一とした。表 2（a）にコンクリートの材料試験結果を示し，表 2（b）に鉄筋の材料試験結果を示す。せん断補強筋は SBPD1275/1420-U10.7 を用いたが，明確な降伏棚が確認できなかったため，0.2% オフセット耐力を降伏点とした。なお No. 1〜3 のせん断補強筋は計測装置の不具合により各定数を確認することができなかった。試験体 No. 8 のダウエル鉄筋は 12-D13（SD390），配置径は ϕ300

表 2　試験体に用いた材料の試験結果

（a）コンクリート

試験体 No.	試験体（杭体）			スタブ		
	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($10^3N/mm^2$)	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($10^3N/mm^2$)
1	31.0	2.82	29.4	28.6	3.21	28.7
2	31.1	2.70	28.9	29.0	3.02	28.9
3	30.6	2.90	28.9	26.9	2.67	27.4
4	26.2	2.60	26.4	31.5	3.27	28.7
5	26.8	2.43	27.1	32.0	3.07	27.9
6	29.2	2.69	27.6	33.7	3.12	28.6
7	38.5	3.69	29.3	41.6	3.69	29.3
8	29.6	3.13	28.9	33.9	3.33	29.3

（b）鉄筋

試験体 No.	使用部位	鉄筋種類	降伏応力 (N/mm^2)	降伏ひずみ ($\times 10^{-6}$)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 ($10^3N/mm^2$)	破断伸び (%)
1〜3	芯鉄筋	SD390-D13	439.3	2301	640.4	190.9	18.93
		SD490-D19	536.9	2842	700.6	188.9	17.17
	杭主筋	SD390-D16	449.6	2319	624.0	193.9	16.76
	せん断補強筋	SBPD1275/1420 -U10.7	—	—	—	—	—
4〜8	芯鉄筋	SD390-D13	462.4	2384	636.4	194.0	18.41
		SD685-D19	683.6	3572	897.8	191.4	12.06
	杭主筋	SD390-D16	425.9	2193	640.3	194.2	20.23
	ダウエル鉄筋	SD390-D13	463.6	2364	647.7	196.1	19.86
	せん断補強筋	SBPD1275/1420 -U10.7	1379.5	8461	1496.3	213.5	20.23

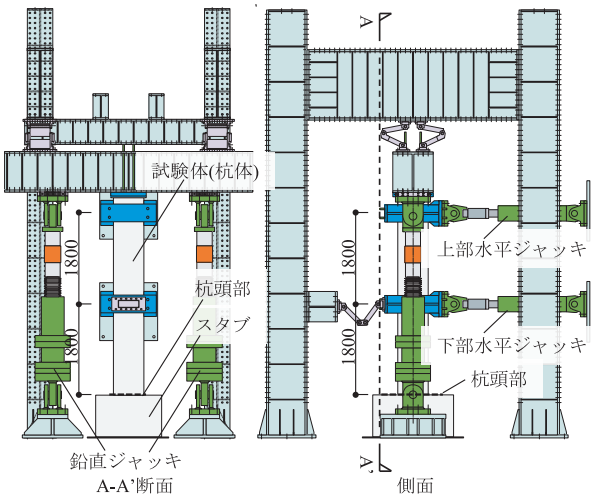

図 2　加力装置

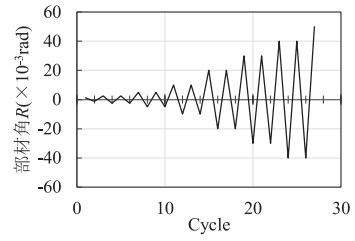

図 3　加力スケジュール

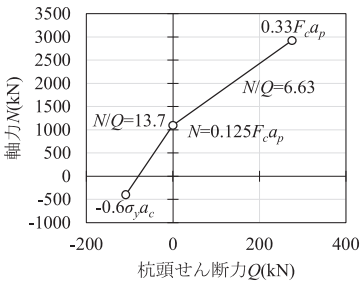

図 4　変動軸力

mm とした。

2.2 加力方法

図 2 に加力装置を示す。加力は 4 軸ジャッキシステムによる不静定梁加力方式とした。これは，杭頭部の回転剛性低下後もせん断力を作用させ続けるためである。2 本の鉛直ジャッキにて試験体に軸力を与え，水平力は上部の水平ジャッキ（杭頭部＋3,600 mm）にて変位を加力開始時点の状態で一定に保ち，下部の水平ジャッキ（杭頭部＋1,800 mm）で図 3 に示す正負交番載荷により所定の部材角 R に至るまで水平変位を与えた。また，下部水平ジャッキの引き側を正方向の加力とした。ここで，上部水平ジャッキと下部水平ジャッキの水平荷重のベクトル和を杭頭せん断力 Q，モーメントの和を杭頭曲げモーメント M とした。試験体 No. 2 は図 4 に示すような杭頭せん断力 Q に対応する軸力 N を与え，各方向の最大の N に達した後は一定とした。

3. 実験結果

3.1 杭頭せん断力―部材角関係

図 5 に各試験体の杭頭せん断力 Q―部材角 R 関係について示す。R はせん断変位を加力点の高さ 1800 mm で除した値とした。

No. 1 は ± 1/200 rad の 1 サイクル目に芯鉄筋の降伏，± 1/100 rad の 1 サイクル目に試験体縁端の圧壊を確認した。圧壊後杭頭せん断力は＋1/20 rad に至るまで低下がみられなかった。

No. 2 は－1/400 rad および＋1/100 rad の 1 サイクル目に芯鉄筋の降伏，＋1/50 rad の 1 サイクル目に試験体縁端の圧壊を確認した。－1/50 rad の 1 サイクル目に杭頭境界面のずれ変位を確認した。杭頭せん断力は試験部縁端の圧壊後から＋1/20 rad に至るまで約 10% 減少したものの靱性的な挙動を示した。

No. 3 は ± 1/100 rad の 1 サイクル目に芯鉄筋の降伏，－1/50 rad および＋1/33 rad の 1 サイクル目に試験体縁端の圧壊を確認した。圧壊後杭頭せん断力は＋1/20 rad に至る

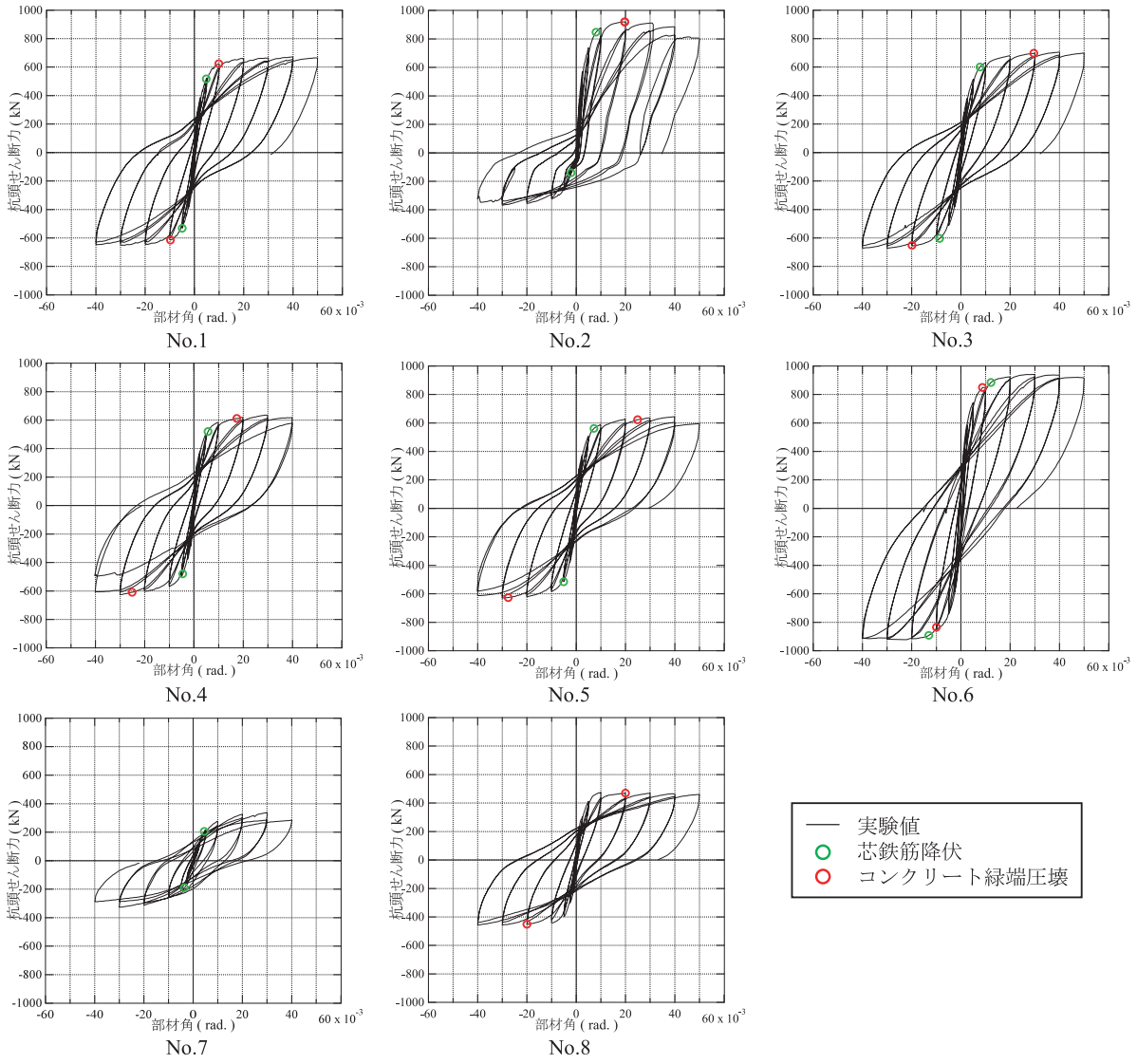

図 5　杭頭せん断力 Q―部材角 R 関係

まで低下がみられなかった。

No. 4 は－1/200 rad および＋1/100 rad の 1 サイクル目に芯鉄筋の降伏，－1/33 rad および＋1/50 rad の 1 サイクル目に試験体縁端の圧壊を確認した。杭頭せん断力は±1/25 の 1 サイクル目まで顕著な低下がみられなかった。

No. 5 は－1/200 rad および＋1/100 rad の 1 サイクル目に芯鉄筋の降伏，±1/33 rad の 1 サイクル目に試験体縁端の圧壊を確認した。圧壊後杭頭せん断力は±1/25 rad の 1 サイクル目まで顕著な低下がみられなかった。

No. 6 は高圧縮軸力のため，芯鉄筋の降伏より先にコンクリートの圧壊が±1/100 rad の 1 サイクル目に発生した。次に±1/50 rad の 1 サイクル目に芯鉄筋が降伏した。圧壊後杭頭せん断力は＋1/20 rad に至るまで低下がみられなかった。

No. 7 は±1/200 rad の 1 サイクル目に芯鉄筋の降伏を確認した。杭頭せん断力は±1/33 rad 以降減少傾向にあるが，これは一定の強引張軸力下で大変形の部材角を正負に繰返し与えたことにより芯鉄筋が徐々に抜け出し，コンクリートとの支圧が少なくなることにより杭頭回転剛性が低下したためと考えられる。加力終了までに縁端の圧壊はみられなかった。

No. 8 は±1/50 rad で試験体縁端の圧壊が確認された。ダウエル鉄筋の降伏は確認できなかった。杭頭せん断力は±1/100 rad をピークとした以降，＋1/20 rad に至るまで低下がみられなかった。

全ての試験体は部材降伏以降において杭頭せん断力の顕著な低下はみられず，靱性的な挙動を示した。

3.2 杭頭部鉄筋ひずみ分布

図 6 に No. 1 および No. 2 試験体の杭頭部から上方＋110 mm における加力方向の軸上に位置する芯鉄筋および主筋のひずみ分布を示す。No. 1，No. 2 ともに，各方向の部材角において，主筋は引張ひずみがほとんど生じていないことがわかる。これは，主筋がスタブに定着していないことにより試験体の縁端部が離間し，主筋が応力を負担しなかったためである。一方，圧縮ひずみは生じており，杭頭部の主筋は圧縮応力のみ負担していることがわかる。

3.3 杭頭回転剛性のモデル化

杭頭部の回転剛性を杭頭曲げモーメント M と杭頭回転角 θ の関係（M-θ 関係）と定義し図 7 に示すように，圧縮軸力時はトリリニア，引張軸力時はバイリニアとしてモデル化した。圧縮軸力下のモデル化について，杭の縁端が離間するまでの杭頭回転剛性 $K_{\theta 0}$ は，三角形反力分布を仮定した半無限弾性体上の円盤の回転ばねとして式（1）で表した。

$$K_{\theta_0}=\frac{\pi E D^3}{32(1-\nu^2)} \qquad (1)$$

ここに，$K_{\theta 0}$：離間までの杭頭回転剛性（N・mm/rad），E：パイルキャップのヤング係数（N/mm^2），D：杭径（mm），ν：パイルキャップのポアソン比

離間は，円盤に円盤に回転角を作用させ生じた曲げモーメントによる円形断面縁端の曲げ応力と，軸力による応力の和が 0 となるときとし，離間時の曲げモーメント M_s を式（2）で表し，杭頭回転角を θ_s とした。

$$M_s=\frac{ND}{8} \qquad (2)$$

ここに，N：軸力（N）

次に平面保持を仮定した杭断面の曲げ解析（以後，断面解析とする）を実施し，降伏曲げモーメント M_y およびそのときの曲率 ϕ_y および終局曲げモーメント M_u を求める。断面解析に用いる材料の構成則についてコンクリートは F_c を圧縮強度とし，終局時のひずみを 0.003 としたｅ関数法[1] を用い，鉄筋はヤング係数を 205×10^3 N/mm^2 とし，降伏応力度以降を完全塑性とした。また，主筋は図 6 を踏まえ圧縮にのみ抵抗するものとした。M_y は，最外の芯鉄筋が降伏応力に達する，または杭断面の縁圧縮応力が $0.85F_c$ に達する曲げモーメント[2] とした。θ_y は図 8 に示す概念を用い，式（3）で表した。なお，試験体 No. 8 のように芯鉄筋のない杭においては同式 D を $0.5D$ とする。

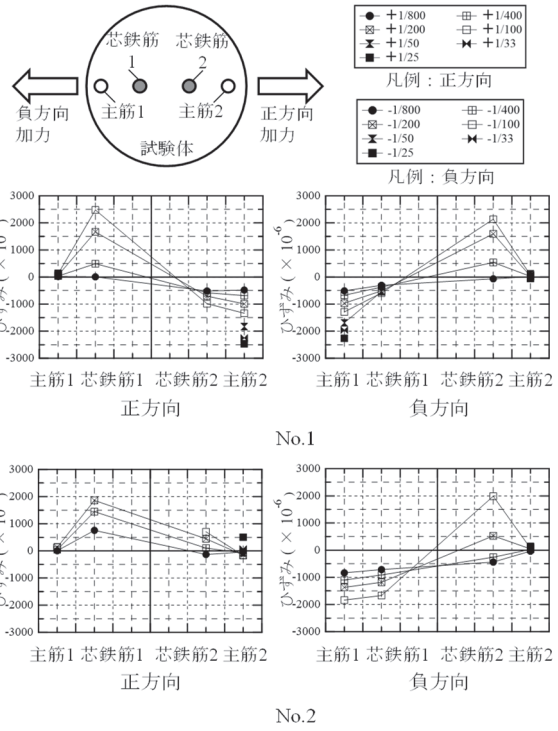

図 6　杭頭部＋110 mm の芯鉄筋および主筋のひずみ分布

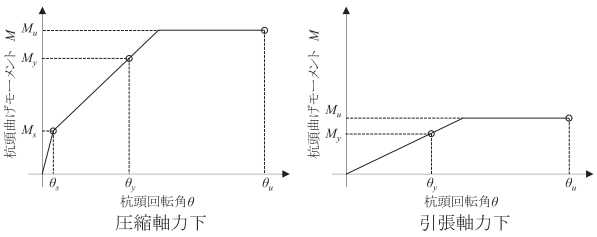

図 7　杭頭回転剛性のモデル設定

$$\theta_y = \phi_y \cdot D \qquad (3)$$

次に断面解析により杭のコンクリート縁端のひずみが 0.003 に達するか芯鉄筋の最大ひずみが 0.01 または $10\varepsilon_y$（ε_y：降伏強度時のひずみ）に達する曲げモーメント M_u を算出する[3]。M_u に達する杭頭回転角は，M_s，θ_s から M_y，θ_y に引いた直線の延長線が M_u に達する点とした。圧縮軸力下の終局杭頭回転角 θ_u は 0.04 rad とした。引張軸力下のモデル化について，離間を考慮する必要がないため，原点から M_y，θ_y に引いた直線の延長線が M_u に達する点とした。M_u は圧縮軸力下と同様に断面解析によって算出する。引張軸力下の終局杭頭回転角 θ_u は 0.02 rad とした。

3.4 杭頭曲げモーメント―杭頭回転角関係

図 9 に試験体 No. 1～No. 8 の M-θ 関係を示す。同図には 3.3 節で述べた杭頭回転剛性のモデル化（以後，設計モデルとする）を用いた M-θ 関係を記載した。実験における θ は，スタブ面から高さ 0.5 D の位置における試験体の前面側および背面側の鉛直変位を計測し，両方の変位の和を計測した 2 点間の水平距離で除すことで杭頭回転角を算出した。

No. 1 および No. 3 は負方向においてわずかに曲げモーメントの低下があるものの，載荷終了まで安定した M-θ 関係を示した。

No. 2 は圧縮軸力側である正方向に着目すると，曲げモーメントはコンクリート縁端圧壊後＋0.05 rad 近傍までわずかに低下し，以降は大きく減少した。引張軸力側である

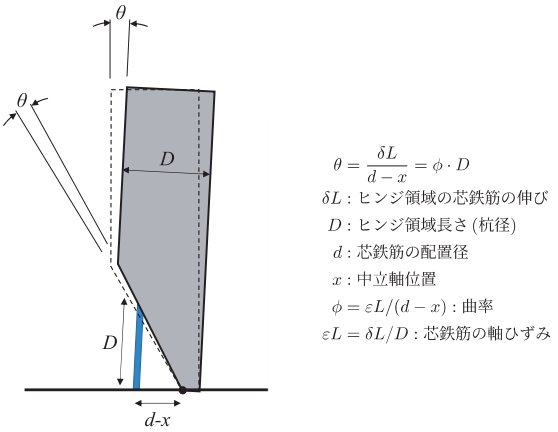

図 8　曲率から杭頭回転角を算出するための変形状態の概念図

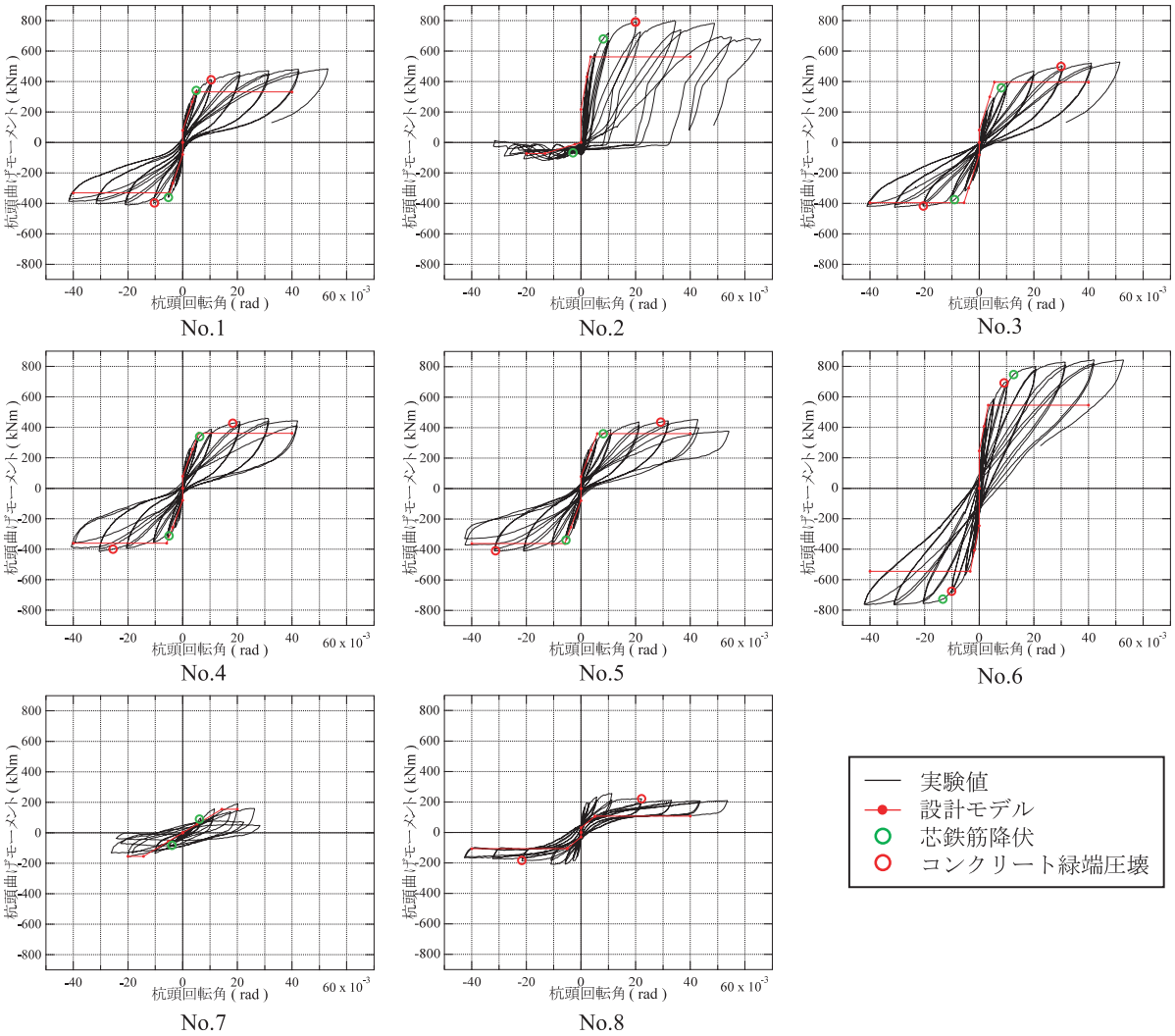

図 9　杭頭曲げモーメント M―杭頭回転角 θ 関係

負方向に着目すると，−0.014 rad 近傍まで，曲げモーメントが増大したが，それ以降は漸減している。これは，芯鉄筋の降伏後の鉄筋の伸びによって杭頭回転剛性が低減したためと考えられる。

No. 4 は±0.032 rad 以降で曲げモーメントの低下が生じたが，それ以前の低下はなく，安定した M-θ 関係となった。

No. 5 は±0.043 rad 以降で曲げモーメントの低下が生じたが，±0.032 rad の 2 サイクル目までは曲げモーメントの低下はほぼなく安定した M-θ 関係となった。

No. 6 は載荷終了まで曲げモーメントが低下せず安定した M-θ 関係となった。

No. 7 は±0.02 rad 近傍の曲げモーメントのピーク以降，顕著に曲げモーメントが低下している。これは，鉄筋の塑性伸びあるいは抜け出しによって杭頭回転剛性が低下したためと考えられる。

No. 8 は±0.01 rad まで曲げモーメントが増加，それ以降で曲げモーメントが急激に減少し，±0.02 rad 以降で曲げモーメントが緩やかに減少している。±0.01 rad まではダウエル鉄筋の付着が作用したため，剛性が高くなったと考えられる。

実験結果に対する設計モデルの対応について示す。圧縮軸力が作用する No. 1，No. 2（正加力時），No. 3，No. 4，No. 5 および No. 6 において±0.005 rad 近傍の M_u に到達するまで，設計モデルは良い対応を示した。以降は，実験の各サイクルにおけるピークを安全側に評価している。小さな圧縮軸力が作用する No. 8 において，設計モデルは，ダウエル鉄筋の付着による剛性の影響を考慮し，±0.03 rad サイクル以降の剛性に対応するように式（3）のヒンジ領域長さ D を 0.5 D と設定した。±0.005 rad 近傍の M_u 以降実験の各サイクルにおけるピークを安全側に評価している。なお，圧縮軸力下では設計よりも実際は高い杭頭回転剛性となり，終局時に杭頭せん断力が大きくなる場合があることに留意し，設計にあたっては適切な設計用せん断力を考慮するか，せん断耐力に対する安全率を適切に設定するといった対応が必要である。引張軸力が作用する No. 2（負加力時）および No. 7 において，設計モデルは±0.02 rad まで概ね評価している。

4. まとめ

杭頭接合工法 JUPITA を用いた場所打ちコンクリート杭の杭頭部の構造性能を構造実験により確認した。杭頭回転剛性をモデル化し，実験結果と比較することでモデル化が妥当であることを確認した。圧縮軸力を受ける杭において，設計よりも実際は高い杭頭回転剛性となり，終局時に杭頭せん断力が設計よりも大きくなる場合があるため，設計にあたっては適切な設計用せん断力を考慮するか，せん断耐力に対する安全率を適切に設定するといった対応が必要であることに留意されたい。

参考文献

1）梅村 魁：鋼筋コンクリート梁の塑性変形及び終局強度，日本建築学会論文集，42 巻，pp. 59–71, 1951 年
2）宮田章・村田義行・他 4 名：場所打ち杭用杭頭半固定工法の開発 その 3，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），pp. 353–354, 2006 年 9 月
3）日本建築学会：基礎部材の強度と変形性能，pp. 75–80, 2022 年 3 月

DEVELOPMENT OF A PILE HEAD CONNECTION METHOD（JUPITA） FOR CAST—IN—PLACE CONCRETE PILES

Y. Kasai and K. Kawasaki

Conventional cast-in-place concrete piles require careful work during pile head treatment to avoid damaging main reinforcement bars, leading to prolonged work hours and issues with noise and vibration. To address this, we developed a pile head connection method（JUPITA）where the pile's main reinforcement is not anchored to the pile cap. Instead, mechanical couplers are used at the pile head, allowing reinforcement bars to be installed in the pile cap after pile head treatment. This method is expected to reduce processing time, minimize noise and vibration, and rationalize design by considering pile head rotational stiffness. In this report, we conducted load tests on cast-in-place concrete piles using JUPITA to confirm the structural performance of the pile head connection. Furthermore, we examined the modeling of pile head rotational stiffness and verified its validity by comparing it with structural experiments.