

論文 帯鉄筋を密に配置した損傷抑制型結合構造を有する杭頭部の変形性能評価

木全 伯光*1・轟 俊太郎*2・岩田 秀治*3・陶山 雄介*4

要旨：帯鉄筋を密に配置した損傷抑制型結合の場所打ち杭を模擬した交番載荷試験の実験結果をもとに、変形性能に関わる各諸元の破壊性状を把握し、変形性能算定手法について検討を行った。帯鉄筋を密に配置することで、帯鉄筋の拘束効果により、コンクリートの圧縮強度および変形性能が向上する。帯鉄筋による拘束効果を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係を考慮することで、耐力を評価できると考えられる。変形性能算定時には、既存の考えを踏襲した上、帯鉄筋に関する上限値を考慮しないことで評価出来ると考える。

キーワード：杭頭部、損傷抑制型結合構造、帯鉄筋、耐震設計、変形性能

1. はじめに

現行の耐震設計では、復旧性を考慮して、杭よりも先に柱や橋脚を曲げ降伏させることが一般的である。ただし、柱や橋脚の降伏震度が高い場合、杭よりも柱や橋脚を先に曲げ降伏させようとする、杭の径や鉄筋量が増加し、必ずしも構造物全体系の耐震性能を考えると良い設計とならないことがある。このような場合、杭を柱や橋脚よりも先に曲げ降伏させる設計が可能となれば、杭径の縮小や鉄筋量の減少を期待できる。

これに対し、損傷抑制型杭頭結合¹⁾と呼ばれ、杭が他部材に先行して曲げ降伏した場合においても、耐震性能を確保する構造が提案されている^{2),3),4)}。これは、場所打ち鉄筋コンクリート杭を対象に、地震時に最大曲げモーメントが生じる杭頭部に帯鉄筋を密に配置することで、曲げ降伏後の損傷を抑制し、変形性能を向上させる構造である。変形性能を向上させることにより、地震時以外に杭に期待される軸力保持機能が低下しない損傷内において、杭の弾塑性応答で地震時のエネルギーを吸収させることが可能となる。しかしながら、一般的な場所打ち杭を対象とした変形性能算定手法が既に提案されているが⁵⁾、杭頭部に帯鉄筋を密に配置した場合の変形性能は十分に明らかにされていない。

本研究では、帯鉄筋を密に配置した損傷抑制型結合の場所打ち杭を対象に、帯鉄筋比および軸力、コンクリートの巻き立ての有無をパラメータとした円柱 RC 供試体を用いた正負交番載荷実験^{2),3),4)}から、変形性能に関わる各諸元の破壊性状を把握し、変形性能算定手法について検討を行った。

2. 実験の概要

(1) 供試体の概要

表-1 に杭頭部の供試体の諸元を、図-1 に供試体の形状および配筋を示す。また、表-2 に、鉄筋の材料試験結果を示す。供試体は、鉄道構造物で用いられる場所打ち杭の 1/3~1/2 の縮小模型である。No.1~No.6^{2),3),4)}は、帯鉄筋を杭頭部に密に配置した場所打ち杭を模擬した供試体である。なお、一般的な場所打ち杭の帯鉄筋比は 0.3%~0.8%程度であるが、本供試体の帯鉄筋比は 1.08%~4.66%である。

No.1~No.4^{2),3)}は、杭頭部の断面積を 1/2 程度に小さくし、杭頭部での塑性ヒンジ化を期待した供試体であり、No.5~No.6^{3),4)}は、杭頭部の帯鉄筋外周に高強度接着性防水シート⁶⁾を配置し、その外側をコンクリートで巻き立てた供試体である。なお、No.5~No.6^{3),4)}は、実施工を考えた場合、帯鉄筋の間隔が狭くなるため、トレミー管を用いた一般的な場所打ち杭の打込み方法では、かぶり部分のコンクリートが十分に行き渡らず、品質が低下する恐れがある。そのため、接着性防水シート⁶⁾を配置することで、耐久性を確保した構造である。さらに、防水シートの外側に無筋コンクリートを巻き立てることにより、鉄道の走行安全性⁷⁾を確保する上で重要となる剛性と曲げ降伏耐力を 500mm 径の杭と同等となるように期待した構造である。シートの外側に巻き立てたコンクリートは、実施工においても杭本体と同等の品質になるように、杭頭処理後に気中で打込むことを想定し、杭本体と同一のコンクリートとした。なお、杭頭部の高さは 1D (帯鉄筋の中心間隔距離) 程度である。

*1 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部コンクリート構造 研究員 工修 (正会員)

*2 (公財) 鉄道総合技術研究所 構造技術研究部コンクリート構造 副主任研究員 工修 (正会員)

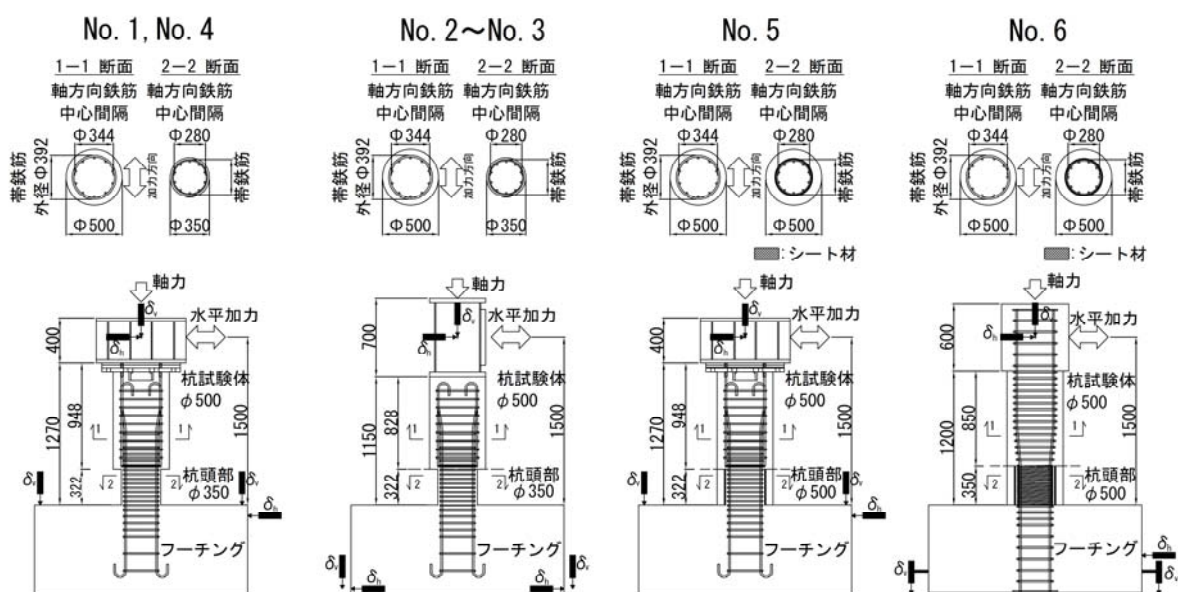
*3 東海旅客鉄道株式会社 総合技術本部 技術開発部 構造ダイナミクスグループ グループリーダー 博(工) (正会員)

*4 (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構 設計部設計二課 担当係長 工修 (正会員)

表－1 杭頭部の供試体諸元（杭頭部）

実験 No.		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
コンクリート	圧縮強度 (N/mm ²)	27.4	28.7	28.7	38	27.3	27.3
	弾性係数(kN/mm ²)	33.1	30	30	34.8	34.5	24.8
軸方向鉄筋	呼び名-本数	D16-10					
	軸方向鉄筋比(%)	2.06				1.01 2.64※	1.01 2.70※
	鉄筋種別	SD345					
帯鉄筋	呼び名-間隔	D13-40	D10-37.5	D10-20	D13-40		D10-10
	帯筋比(%)	1.81	1.08	2.04	1.81	1.27 2.05※	2.85 4.66※
	鉄筋種別	SD295A	SD345		SD295A		
軸力(kN)		1500			-500	1500	1500、750

※シート外側に巻き立てた無筋コンクリートの断面を除いた鉄筋比である。



図－1 供試体の形状および配筋

(2) 載荷方法

載荷方法は、供試体を反力床に固定し、鉛直方向から所定の軸力を加えたのち、水平方向に正負交番載荷した。水平加力点は、接合面より 1500mm の位置である。No.1～No.4 は、最外縁の軸方向鉄筋が降伏した時の変位 $1\delta_y$ を基準とし $\pm 10\delta_y$ まで $1\delta_y$ ずつ、 $\pm 10\delta_y$ からは $2\delta_y$ ずつ、各 $\pm \delta_y$ で 3 回繰り返しを行った。No.5, No.6 は、No.1 の実験において、最外縁の軸方向鉄筋が降伏した時の変位 $\delta = 7.5\text{mm}$ を基準とし、 $\pm 4\delta$ まで 1δ ずつ、 $\pm 4\delta$ から 14δ までは 2δ ずつ、 14δ からは 3δ ずつ、各 $\pm \delta$ で 3 回繰り返しを行った。軸力は、L2 地震時に杭に生じる最大軸力および最小軸力を想定し、圧縮軸力 1500kN および引張軸力 500kN を基本としている。No.6 では、 $\pm 14\delta$ から圧縮軸力 1500kN による載荷と圧縮軸力 750kN による載荷を $\pm 30\delta$ まで、各 $\pm \delta$ で 1 回行った。30 δ で軸力装置の限界変位に到達したため、軸力装置を取り外し、軸力を 0kN として載荷装置の限界変位である 350mm (46.6 δ) まで供試体に変形を与えた。

表－2 鉄筋の材料試験結果

供試体	呼び名	規格	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
No.1	D16※1	SD345	377	190
	D16※2	SD345	386	190
	D13	SD295A	348	190
No.5	D10	SD345	389	190
No.6	D16	SD345	374	198
	D10	SD295A	304	190

※1 No.1, No.4～No.5, ※2 No.2～3

3. 破壊性状

No.1 から No.3 は、帯鉄筋比をパラメータとした供試体である。No.1 を例として、図－3 に No.1 の水平荷重－水平変位関係を示し、図－4 に損傷状況を示し、図－5 に軸方向鉄筋のひずみを示し、図－6 に帯鉄筋のひずみを示す。なお、水平荷重は水平変位の増加に伴い軸力による曲げモーメントの影響が大きくなることから、計測された水平荷重に軸力による曲げモーメントをスパンで除した値を加算して補正した。No.1 は杭頭部における最外縁の鉄筋が圧縮側で降伏ひずみ (1840 μ) を超過した変位

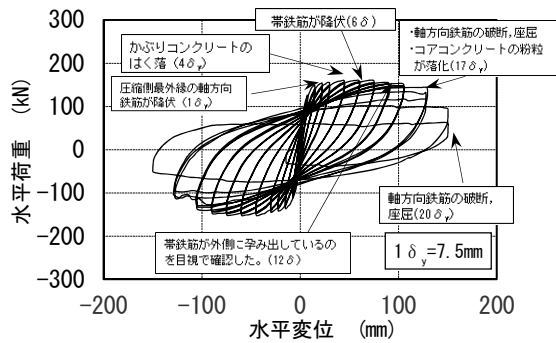


図-3 水平荷重-水平変位関係 (No. 1)

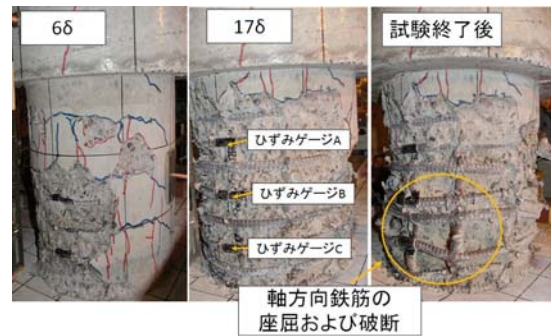


図-4 損傷状況 (No. 1)

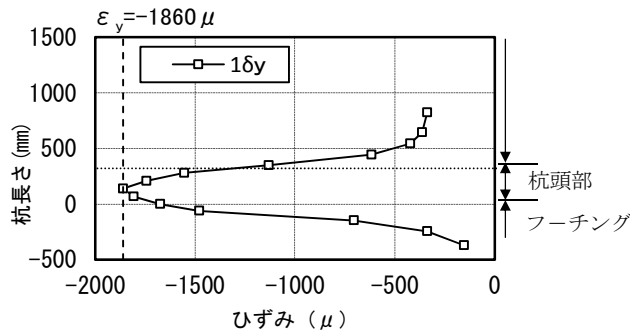


図-5 最外縁軸方向鉄筋降伏時のひずみ (No. 1)

7.5mm を降伏変位 (δ_y) とした。この時、杭頭部引張側には曲げひび割れが確認された。10 δ_y (=75mm) まで杭頭部においてかぶりコンクリートのはく落やひび割れの進展が確認された。その後、17 δ_y (=127.5mm) において杭頭部最外縁の軸方向鉄筋が座屈・破断し、20 δ_y (=150mm) において、鉄筋が破断し、荷重が急激に低下したため、2 回目の正方向載荷で実験を終了した。図-6 より、軸方向鉄筋降伏時には杭頭部の帯鉄筋は降伏ひずみに達していない。帯鉄筋が降伏ひずみを超過するのは 6 δ_y であり、8 δ_y および 12 δ_y 以降に帯鉄筋のひずみが急激に増加することから、軸方向鉄筋の座屈が始まったと考えられる。No.1 の破壊性状は、塑性ヒンジ区間にあたる杭頭部において、軸方向鉄筋が降伏した後、かぶりコンクリートが大きくはく落し、軸方向鉄筋の座屈・破断に至る。これは一般的な場所打ち杭と同様の破壊性状である。No.3, No.1, No.2 の順で帯鉄筋量が少なく、それに応じて軸方向鉄筋の降伏から座屈・破断までの変形性能が低下するが、No.2, No.3 の損傷の発生過程は No.1 と同様である。

図-7 に No.4 の水平荷重-水平変位関係を図-8 に No.4 の帯鉄筋のひずみを示す。No.4 は No.1 と同様の供試体であるが、軸方向引張力が作用する場合である。軸方向引張力のみで、水平方向のひび割れが発生する。降伏変位 (δ_y) は杭頭部の鉄筋が引張側で降伏ひずみ (1840 μ) を超過した変位 (2.5mm) である。変位の増加に伴い、荷重は増加するが、20 δ_y (=50mm) から荷重の増加が小さくなり一定となっている。30 δ_y (=75mm) の正側 2 回目の

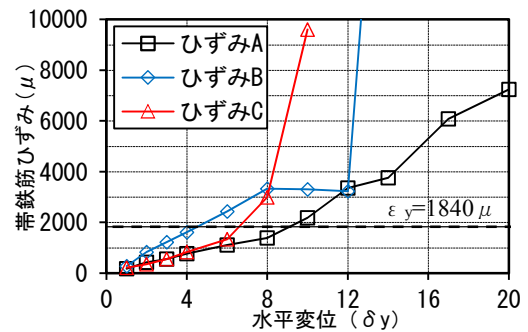


図-6 帯鉄筋ひずみ (No. 1)

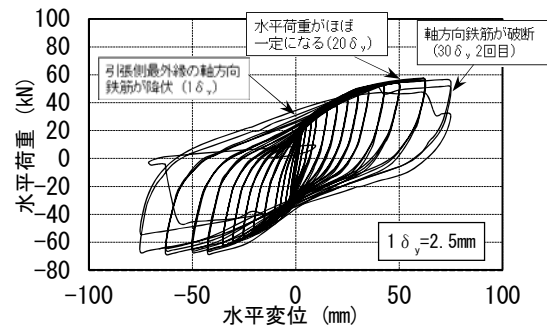


図-7 水平荷重-水平変位関係 (No. 4)

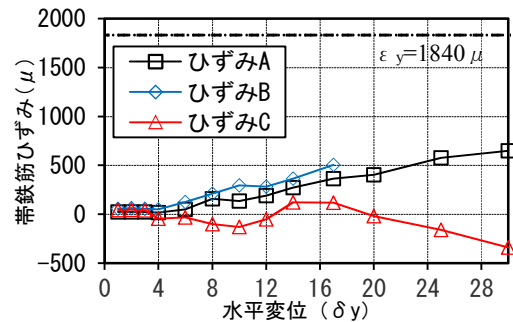


図-8 帯鉄筋ひずみ (No. 4)

載荷時に鉄筋が破断し荷重が低下し、その後、連続的に鉄筋が破断し、軸力の保持が出来ない状態となったため、実験を終了した。図-8 より、帯鉄筋のひずみは圧縮軸力作用時の No.1 と異なり、実験終了時でも降伏ひずみに達していないことが確認できる。これは、引張軸力により、軸方向鉄筋の座屈が発生しないためであり、一般的な場所打ち杭と同様である。

シートの外側に無筋コンクリートを巻き立てた場合

の例として、図-9にNo.6の水平荷重－水平変位関係を、図-10に損傷過程を図-11に帯鉄筋のひずみを示す。柱基部に117.2kN程度で曲げひび割れが発生した後、巻き立てたコンクリートに縦方向のひび割れが生じた。その後、 2δ への途中(変位+10.58mm, -9.54mm)で引張側の軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみ(1890μ)に達した。軸方向鉄筋降伏後、 3δ に向かう途中で、巻き立てたコンクリートに生じた縦方向のひび割れが開口するとともに、 3δ の繰り返しで水平荷重が低下した。 $+3\delta$ の載荷後に打音検査を実施したところ、巻き立てたコンクリートが浮いていることが確認された。その後、軸力装置の限界変位である 30δ まで載荷した。 30δ では顕著な荷重低下は確認されなかったが、この段階でフーチング上面から400mmの位置の杭頭部以外でコアコンクリートに損傷が生じ、軸方向鉄筋の座屈および破断が確認された(図-10参照)。 30δ の載荷後、軸力装置を取り外し350mm(46.6δ)まで載荷した。図-11より杭頭部の帯鉄筋のひずみが急激に増加するのは 25δ 以降であるため、軸方向鉄筋の座屈が 25δ 以降に始まったと考えられる。No.5は、No.6と同様、一旦最大荷重に達した後、シートの外側に巻き立てたコンクリートがはく離したところで水平荷重が低下した。その後はNo.1と同様の損傷過程を示し、塑性ヒンジ区間にあたる杭頭部で軸方向鉄筋の座屈および破断が発生した。

4. 変形性能の評価

4.1 RC部材の損傷レベルの設定

図-12に曲げ破壊形態となる場合のRC部材の損傷レベルの概要を示す。被災後の措置の可否に応じた損傷状態に対して、図-12に示した各損傷レベルの限界点を設定する必要がある。

No.1～No.4の損傷状況は、一般的な場所打ち杭と同様であったことから、No.1～No.4の損傷レベルは既に提案されている一般的な場所打ち杭の損傷レベルと同様な考え方⁵⁾で設定した。一方で、シートの外側に無筋コンクリートを巻き立てたNo.5、No.6は軸方向鉄筋の降伏後、一旦最大荷重に至った後、巻き立てたコンクリートがはく離するため、一般的な場所打ち杭と損傷状態が異なる。ただし、巻き立てたコンクリートのはく離は、軸方向鉄筋の座屈によるものでないため、軸方向鉄筋の座屈程度までは、部材の取り替えをせず、断面修復程度で性能が回復できると考えられる。そのため、本論では、No.5、No.6も同様に、既に提案されている一般的な場所打ち杭と同様な考え方⁵⁾で損傷レベルを設定した。ただし、設計で用いる損傷レベルの限界点の設定は、余震の影響や巻き立てたコンクリートがはく離した後に再度剛性を確保するために巻き立てたコンクリートを修復するのかなど設

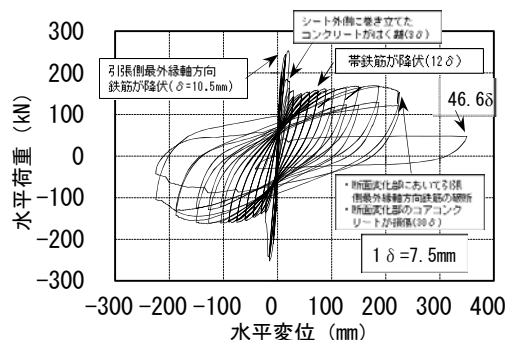


図-9 水平荷重－水平変位関係 (No. 6)

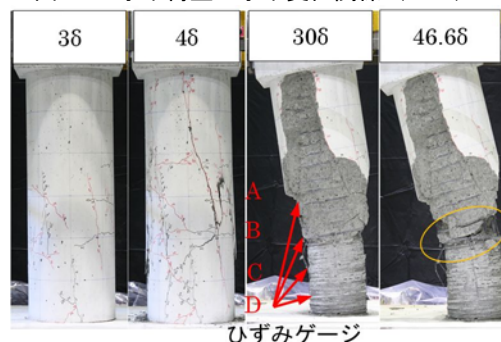


図-10 損傷状況 (No. 6)

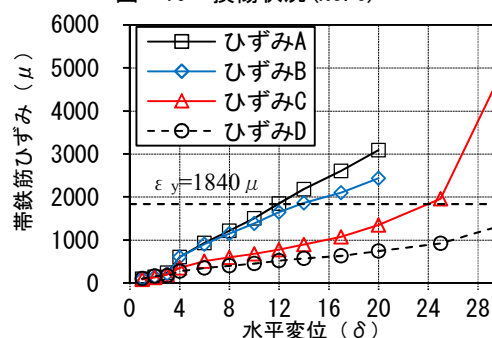


図-11 帯鉄筋ひずみ (No. 6)

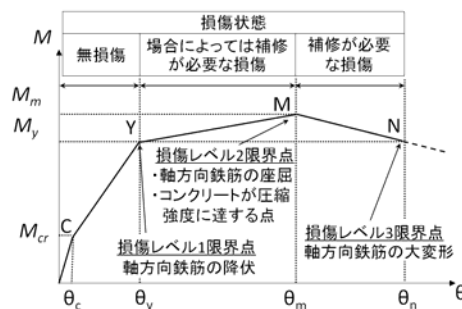


図-12 RC部材の損傷レベルの概念図

計の考え方を含め、今後検討が必要である。

4.2 損傷レベル1限界点

損傷レベル1限界点は、最外縁の軸方向鉄筋が引張降伏ひずみに達する点と定義される⁵⁾。

(a) 曲げ降伏耐力 (M_y)

降伏耐力は平面保持の仮定により算定する。なお以下の検討においては鉄筋の応力－ひずみ関係は鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート標準⁸⁾(以下、RC標準)にモデル化されたものを用い、材料強度および鉄筋

の降伏ひずみは材料試験結果を用いるものとする。図-6、図-11より降伏耐力算定時の帯鉄筋のひずみは降伏ひずみの10%程度である。Manderらの算定式⁷⁾では拘束を担う帯鉄筋が降伏に達する時に有効横方向圧力 f_l は最大となるため、降伏耐力算定時では有効横方向圧力が小さいこととなる。よって、降伏耐力算定時のコンクリートの応力-ひずみ関係は、帯鉄筋の拘束効果を考慮せずRC標準⁸⁾にモデル化されたものを用いることとする。

(b) 部材角(θ_y)

既に提案されている一般的な場所打ち杭と同様な考え方⁹⁾で設定した

4.3 損傷レベル2限界点

損傷レベル2限界点は、繰返し载荷による耐力低下が顕著にならない最大変位と定義する⁹⁾。

(a) 曲げ耐力(M_m)

圧縮軸力下ではコアコンクリートは帯鉄筋に拘束されることで圧縮強度と変形性能が向上する。コンクリートの圧縮強度と変形性能の向上はManderらによる算定方法⁷⁾を用いることとした。また供試体No.5, No.6は载荷試験の結果より、シートの外側に巻き立てた無筋コンクリートを考慮せず、帯鉄筋径の中心間隔を断面高さとして耐力の算出を行った。図-13にManderらの算定方法⁷⁾から得られる拘束効果を考慮したコンクリート強度 f'_{cc} と実験から得られた曲げ耐力に等しくなるように逆算したコンクリート強度との比較を示す。図-13より、実験結果から逆算したコンクリート強度と比較してManderらの算定方法を用いて得られるコンクリート強度 f'_{cc} は安全側の検討結果となった。よって、曲げ耐力算定時におけるコンクリート強度は拘束効果を考慮したコンクリート強度 f'_{cc} を用いることとする。また曲げ耐力はコンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみ ϵ'_{cc} に達する時の曲げモーメントとした。図-14にコンクリート強度 f'_{cc} を用いた場合の曲げ耐力の計算結果と実験結果を示す。図-14より計算値は実験値をやや過小評価する傾向がある。これは図-13に示すとおり、コンクリート強度が過小評価されていることが原因と考えられる。なお曲げ耐力の比較は正負の平均値で比較を行っている。一方、引張軸力下では実験結果より帯鉄筋ひずみは曲げ耐力時でも降伏ひずみに達していない(図-8参照)。よって、引張軸力下では、帯鉄筋の拘束効果を考慮せずRC標準⁸⁾にモデル化された応力-ひずみ関係を用いるべきと考える。

(b) 部材角(θ_m)

損傷レベル2の限界点の変位 δ_m は、RC標準⁸⁾に従い、く体の曲げ変形による変位 δ_{m0} とフーチングからの軸方向鉄筋の抜出しによる回転変位 δ_{m1} の和として算定する。さらにく体の曲げ変形による変位 δ_{m0} は塑性ヒンジ部の

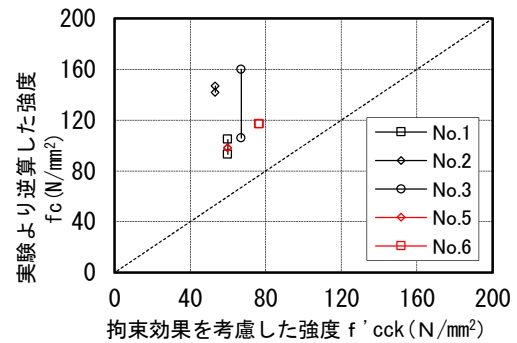


図-13 コンクリートの設計基準強度について

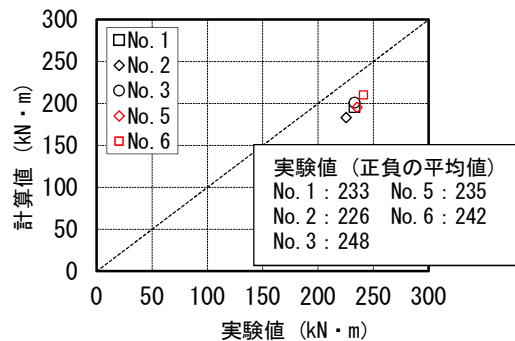


図-14 曲げ耐力の実験値と計算値の比較

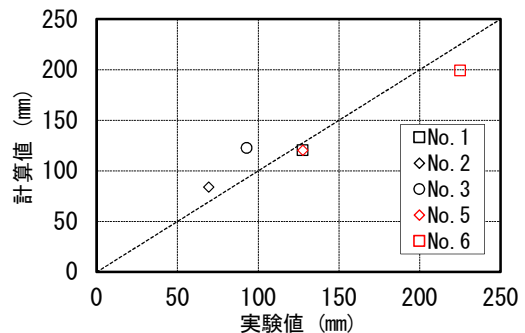


図-15 損傷レベル2限界変位の比較

曲げ変形による変位 δ_{mp} と塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 δ_{mb} に分けて算定する。

RC標準⁸⁾の算定式は引張鉄筋比 $p_t=0.37\sim1.66\%$ および帯鉄筋比 $p_w=0.10\sim2.27\%$ までの適用範囲¹⁰⁾から回転角の関係を求めている。また、帯鉄筋比・強度に関する上限は $K_{w0} \cdot p_w=1.27$ で設定されているが、本研究の p_w は $1.08\sim4.66\%$ である。参考文献⁹⁾より帯鉄筋比が 2.25% までは帯鉄筋比・強度に関する上限値を考慮しない変形性能は、実験結果と比較して妥当な評価であると述べている。そこで、本検討においても帯鉄筋比・強度に関する上限値を考慮せずに変形性能を算定することとした。また、引張鉄筋比については、本実験で用いた断面を面積の等しい正方形換算して求めると、 $p_t=0.25\sim0.68\%$ 程度となり、引張鉄筋比の適応範囲を外れることになる。引張鉄筋比については、既往の文献⁵⁾と同様に引張鉄筋比の下限値を考慮して算定することとした。図-15に損傷レベル2の限界変位の実験値と計算値の比較を示す。図-15より本提案は概ね妥当な評価法であるといえる。

4.4 損傷レベル3 限界点の評価

本構造を用いて杭を損傷させる場合においても、構造物の安全性の確保や復旧性の観点から、その損傷程度は、杭の軸力保持機能が低下しない損傷に留める事が重要である。そのため、許容される損傷レベルを2とし、損傷レベル3の限界値は設定しないこととした。

5. 変形性能の評価（実験値と計算値の比較）

図-16～18 に載荷実験から得られた曲げモーメントと回転角の関係を示す。図中には、上述した各限界値の評価方法を取り入れた場合の $M-\theta$ 関係も示した。提案した手法は実験結果を安全側に評価している。

6. まとめ

帯鉄筋を密に配置した損傷抑制型結合の場所打ち杭を対象に、正負交番載荷実験から、破壊性状を把握し、変形性能算定手法について検討を行った。

- (1) 帯鉄筋を密に配置することで、帯鉄筋の拘束効果により、見かけ上のコンクリートの圧縮強度および変形性能が向上する。
- (2) 降伏耐力算定時は帯鉄筋の拘束効果を期待できないため、コンクリートの応力-ひずみ関係は、RC 標準にモデル化されたものを用いる。
- (3) 曲げ耐力算定時は、実験値と計算値の比較からコンクリートの応力-ひずみ関係に帯鉄筋による拘束効果を考慮したコンクリート強度 f'_{cc} を用いて曲げ耐力の算定を行う。なお、引張軸力下では、帯鉄筋による拘束効果を考慮しない。
- (4) 損傷レベル2の限界変位の算定については、RC 標準の考え方を踏襲して提案を行った。圧縮軸力下では実験範囲の $pw=4.66\%$ までは、帯鉄筋に関する上限値を考慮しないことで、妥当な評価が可能である。
- (5) 本構造を用いて杭を損傷させる場合においても、構造物の安全性の確保や復旧性の観点から、許容される損傷レベルを2とし、損傷レベル3の限界値は設定しないこととした。

参考文献

- 1) 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）2012.1.
- 2) 濱田吉貞，神田政幸，山東徹生，青木一二三：塑性ヒンジ化を許容する場所打ち杭の杭頭接合部の実験，土木学会第59回年次学術講演会，V-426，2004.9.
- 3) 青木一二三，山東徹生，神田政幸，浜田吉貞：杭頭接合部を改良した場所打ち杭の模型水平載荷実験，土木学会第60回年次学術講演会，V-480，2005.9.
- 4) 岩田秀治，鈴木亨，伊藤太郎，西岡英俊：杭頭部の

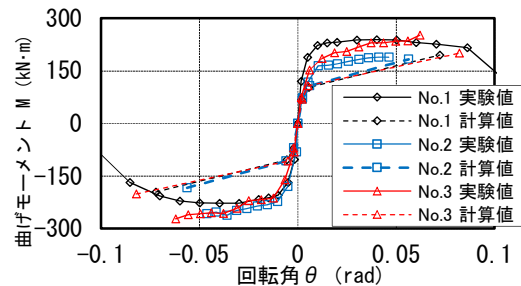


図-16 $M-\theta$ 関係 (No. 1～No. 3)

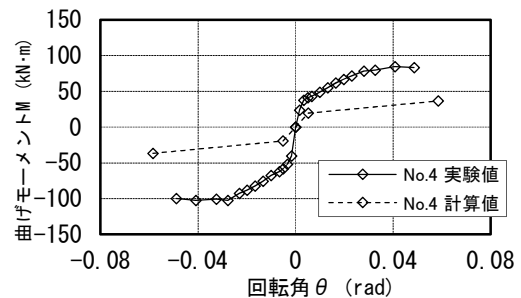


図-17 $M-\theta$ 関係 (No. 4)

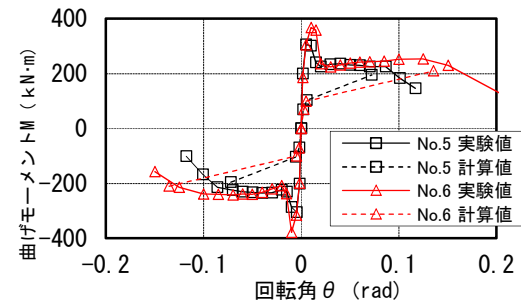


図-18 $M-\theta$ 関係 (No. 5～6)

半剛結化の載荷実験，土木学会第 72 回年次学術講演会，I-458，2017.9.

- 5) 谷村幸裕，渡邊忠朋，瀧口将志，佐藤勉：場所打ち鉄筋コンクリート杭の変形性能評価に関する研究，土木学会論文集 No.611/V-56，173-190，2002.8
- 6) 矢口直幸，館山勝，出水俊介，田村幸彦：コンクリート接着性防水シートの開発，ジオシンセティックス技術情報，vol.19No.2，p. 41-46，2003
- 7) Mander, J.B and Priestley, M.J.N and Park, R. : Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete , Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.114, No.6, pp.1804-1826, 1988.
- 8) 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）2004.4.
- 9) 神田政幸，濱田吉貞，山東徹生，青木一二三：密帯鉄筋 RC 杭頭接合構造の変形性能のモデル化，土木学会第 60 回年次学術講演会，V-481，2005.9.
- 10) 渡邊忠朋，谷村幸裕，瀧口将志，佐藤勉：鉄筋コンクリート部材の損傷状況を考慮した変形性能算定手法，土木学会論文集 No.583/V-52，31-45，2001