

論文 場所打ち杭の耐震性能および補修・補強方法に関する研究

中村 聡宏^{*1}・向井 智久^{*2}・坂下 雅信^{*2}・平出 務^{*3}

要旨：本研究では、場所打ち杭の耐震性能および損傷後の補修・補強方法を明らかにするための構造実験を実施した。曲げ破壊型の杭体はせん断余裕度が小さい場合には曲げ降伏後にせん断破壊が生じ、耐力が低下すること、せん断破壊型の杭体はせん断破壊により著しく耐力が低下することが確認された。杭体の耐力は、等価な矩形断面に柱の耐力評価式を適用することで、概ね評価できることを示した。また、損傷後の杭体に対して、モルタルにより補修することで、補修前の8割程度まで耐震性能を復旧することができること、あと施工アンカーを用いた鋼板巻き立て補強により剛性・耐力を大幅に向上できることを示した。

キーワード：鉄筋コンクリート、場所打ち杭、耐震性能、補修、補強

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震では、鉄筋コンクリート造建築物において杭基礎部の損傷により建物全体が傾斜する被害が報告されている¹⁾。杭基礎部の損傷および建物の傾斜は、建物の継続使用性を阻害する要因となる被害であり、避けるべきである。

本研究では、場所打ち鉄筋コンクリート杭を検討対象とする。小林ら²⁾は、杭頭接合部を模した試験体の静的載荷実験を実施し、いずれの試験体も杭頭部の曲げ破壊が生じ、最大荷重は断面解析による杭体の曲げ耐力の1.1~1.3倍となったことを示した。長江ら³⁾は、高強度せん断補強筋を用いた場所打ち杭の静的載荷実験を実施し、せん断耐力が計算値の1.3~1.7倍程度であることを示した。日比野ら⁴⁾は、主筋に高強度鉄筋を用いた場所打ち杭の静的載荷実験を実施し、最大耐力が曲げ耐力計算値の0.9~1.2倍程度となることを示した。しかし、場所打ち杭を対象とした実験的検討例は少なく、耐震性能が十分に明らかにされているとは言えない。

また、杭体損傷後の補修・補強に関しては、平出ら⁵⁾は、杭頭部が曲げ圧壊した試験体に対して、圧壊している杭頭部にエポキシ樹脂を注入後、モルタルを塗布して断面補修し、その上に鋼管を巻く補強を施し、補強前に比べて最大耐力が2割程度向上したことを報告している。

本研究では、場所打ち杭の耐震性能を明らかにするための構造実験を実施した。また、曲げ破壊した杭体に対して、モルタル補修および鋼板巻き立て補強を施した杭の耐震性能についても実験的に確認した。なお、実験結果の一部は柏ら⁶⁾により報告されているが、本論文では、実験結果を再掲するとともに、復元力特性

の評価に関する考察を追記した。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体配筋図を図-1に、試験体のパラメーター一覧を表-1に示す。試験体は計6体である。試験体のスケールは1/3とし、180度回転させて杭頭部が下側に来るようにしている。試験体のパラメータは、シアスパン比および軸力比（杭体断面積とコンクリート設計基準強度の積に対する作用軸力の比）とした。使用鉄筋の材料特性を表-2に示す。

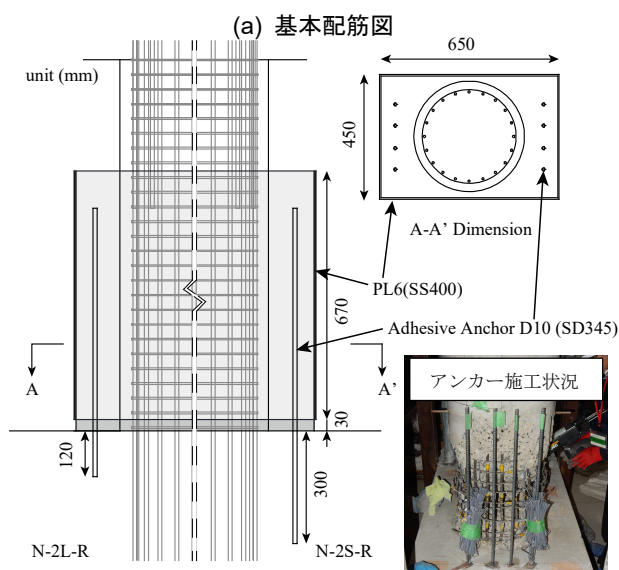
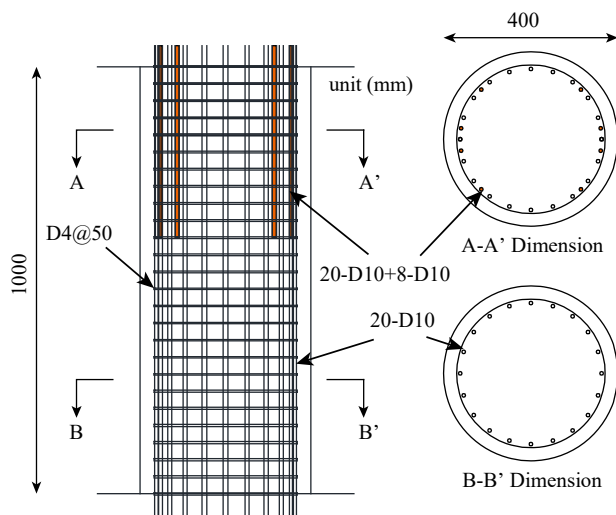
試験体 N-3L は、相対変形角（スタブ間の相対水平変位/内法高さ） $R=2.0\%$ サイクルまではシアスパン比を3.0、軸力比を0.15とし、その後は、シアスパン比を2.0、軸力比を0.4とした。試験体 N-2S および試験体 N-2L は、シアスパン比を2.0とし、軸力比をそれぞれ0.4、0.15とした。試験体 V-2 は、シアスパン比を2.0とし、軸力は変動軸力とした。作用せん断力が0kN時に軸力比0.15として、正載荷では計算曲げ耐力時せん断力における軸力比が0.4となるように、せん断力に比例して軸力を増加させ、計算曲げ耐力時せん断力を超えた場合には軸力比0.4を維持した。負載荷では、正載荷と同様の比例定数によりせん断力に比例して軸力を減少させた。使用コンクリートは設計基準強度 $F_c=33\text{N/mm}^2$ とした。

杭頭損傷後の復旧を想定して、載荷後の試験体 N-3L に補修を施した試験体 N-3L-R を製作した。N-3L の杭頭部で圧壊が認められた領域を研り出し、座屈した主筋は切断等をせずに、研り出した部分に補修用ポリマーセメントモルタル（圧縮強度約 45N/mm^2 ）を打ち込んだ。さらに、ひび割れ部にはエポキシ樹脂を充填し

*1 国立研究開発法人建築研究所 研究員 博士（工学）（正会員）

*2 国立研究開発法人建築研究所 主任研究員 博士（工学）（正会員）

*3 国立研究開発法人建築研究所 主任研究員 博士（工学）



(b) 鋼板巻き立て補強 (N-2S-R, N-2L-R)

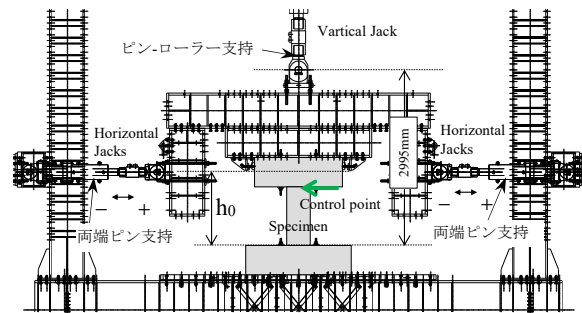
図－1 試験体配筋図

表－1 パラメーター一覧

Specimen	Shear Span Ratio	Axial Force Ratio η	Remarks
N-3L	3.0	0.15	R<2.0%
	2.0	0.40	R>2.0%
N-2S	2.0	0.40	
N-2L		0.15	
V-2		0 to 0.40	varying axial forces
N-3L-R	3.0	0.15	Repaired
N-2S-R	2.0	0.15	Steel Jacketing
N-2L-R			Steel Jacketing
N-1.4S-H	1.4	0.40	Main Reinforcement: USD785
N-1.4S			Main Reinforcement: SD390

表－2 使用鉄筋の材料特性一覧

呼び径	材質	ヤング係数 [N/mm ²]	降伏強度 [N/mm ²]	降伏歪 [μ]	引張強度 [N/mm ²]
D4	SD295A	1.78×10^5	374	2068	527
D10	SD390	1.91×10^5	425	2459	625
D10	USD785	1.91×10^5	963	4980	1090
PL6	SS400	2.03×10^5	305	1512	463



図－2 加力装置セットアップ図

た。また、試験体 N-2S, N-2L に対して、図－1(b)に示すような鋼板巻き立て補強を行った試験体 N-2S-R および N-2L-R を製作した。杭頭圧壊部のコンクリートを研り出し、座屈した主筋を切断し、曲げ補強筋として接着系あと施工アンカー（エポキシ樹脂、注入式、コアドリル穿孔）を施工した。あと施工アンカーの有効埋込長さについては、試験体 N-2L-R は、合成構造設計指針 7 を参考にアンカー母材が降伏する最小定着長さの $12d_a$ (d_a : アンカー径) とした。ただし、設計に用いた付着強度 τ は、事前に実施したアンカー引張試験結果を参考に 18.8MPa とした。一方、試験体 N-2S-R は RC 規準 8) の直線定着の必要定着長さと同等の $30d_a$ とした。あと施工アンカーを施工後に、鋼板を設置し、鋼板内部に無収縮モルタル（圧縮強度約 50N/mm^2 ）を打設した。なお、鋼板が曲げ耐力に寄与しないように、鋼板を杭頭部から 30mm ほど離している。また、載荷におけるシアスパン比、軸力比は原則補強前と同様としたが、加力装置の容量の関係から、試験体 N-2S-R は既存部断面に対する軸力比を 0.15 とした。

試験体 N-1.4S-H および N-1.4S は、シアスパン比を 1.4 とし、軸力比を 0.4 とし、せん断破壊型として設計した。パラメータは主筋強度とし、試験体 N-1.4S は普通強度 (SD390) を用いたのに対し、試験体 N-1.4S-H は高強度鉄筋 (USD785) を用いた。

2.2 加力方法

加力装置セットアップ図を図－2 に示す。加力方式は、所定の軸力を作用させた状態での正負交番繰返載荷とした。加力サイクルは、相対変形角制御とし、変形角 $R=0.125\%, 0.25\%, 0.5\%, 1.0\%, 2.0\%, 3.0\%, 4.0\%, 5.0\%, 6.0\%$ の各サイクルを最大 2 回繰り返した。

3. 実験結果

3.1 曲げ破壊型試験体

杭頭部の曲げモーメント－変形角関係および最終破壊状況を図－3 に示す。なお、杭頭に作用する曲げモーメントは、次式により算定した。

$$M = Q \cdot h_o + N \cdot \delta_N \quad (1)$$

ここに、 Q : 作用せん断力, h_o : せん断スパン, N : 作

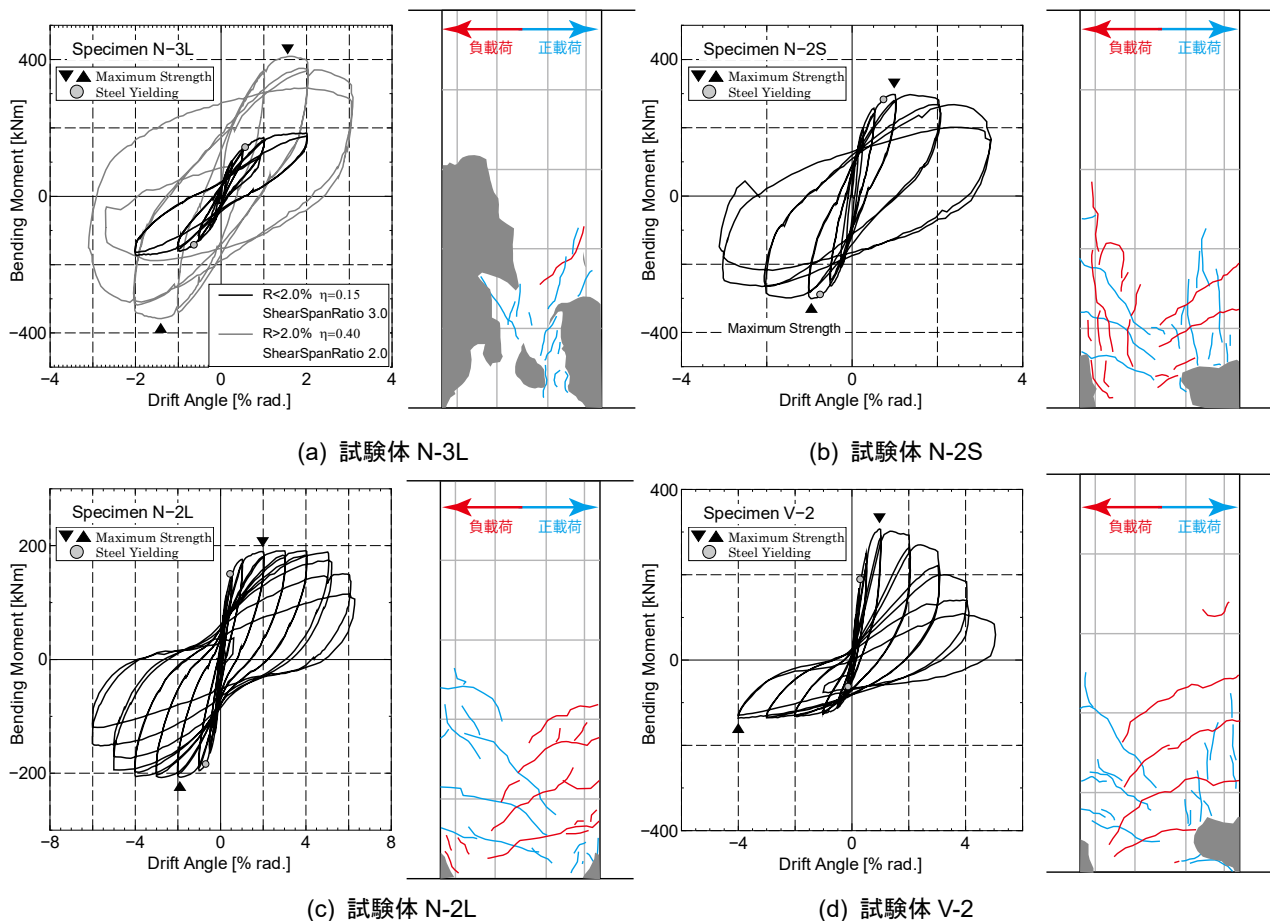


図-3 曲げ破壊型試験体の杭頭部曲げモーメントー変形角関係および最終破壊状況

用軸力， δ_N ：鉛直ジャッキの下端ピン位置の下スタブ上端に対する相対水平変位

試験体 N-3L は， $R=0.6\%$ で最外縁杭主筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達した。 $R=2.0\%$ サイクルで圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認され，最大耐力を記録した。試験体 N-2S は， $R=0.7\%$ で最外縁杭主筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達し， $R=1.0\%$ で圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認され，最大耐力を記録した。 $R=3.0\%$ サイクルで，コンクリートの圧壊が著しく進展し， $R=3.0\%$ の2回目で杭頭部がせん断破壊した。試験体 N-2L は， $R=0.5\%$ サイクルで最外縁杭主筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達した。 $R=2.0\%$ サイクルで圧縮側端部のコンクリートの圧壊が確認され，最大耐力を記録した。試験体 V-2 は，正側（軸力が増加する方向）では， $R=0.6\%$ で最外縁杭主筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達し， $R=1.0\%$ で圧縮側コンクリートの圧壊が確認され，最大耐力を記録した。負側（軸力が減少する方向）では， $R=-0.4\%$ で最外縁杭主筋が下スタブ上端位置で引張降伏歪に達した。以降， $R=2.0\%$ サイクルで圧縮側コンクリートの圧壊が確認されたものの，耐力低下は $R=4\%$ まで生じなかった。

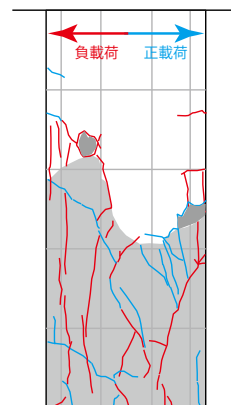
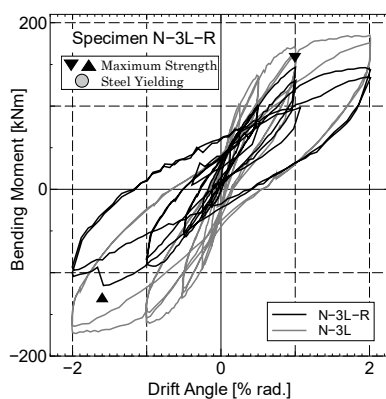
3.2 補修補強試験体

杭頭部の曲げモーメントー変形角関係および最終破壊状況を図-4に示す。

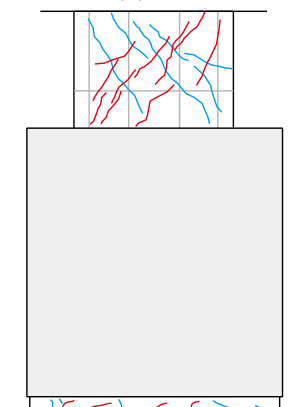
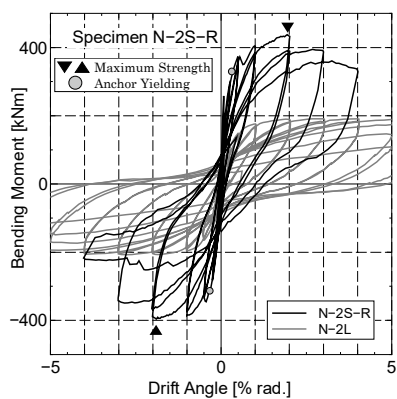
補修を行った試験体 N-3L-R は， $R=1.0\%$ サイクルで，既存部と補修部の境界付近のモルタルの剥落が確認され，最大耐力を記録した。あと施工アンカーを用いた鋼板巻き立て補強を行った試験体 N-2S-R，N-2L-R は， $R=0.3\%$ で，あと施工アンカーが下スタブ上端位置で引張降伏歪に達した後，試験体 N-2S-R は $R=2.0\%$ サイクルで，モルタル圧縮部での圧壊が確認され， $R=4.0\%$ 载荷中に，あと施工アンカーが破断した。一方，試験体 N-2L-R は $R=3.0\%$ サイクルで，モルタル圧縮部での圧壊が確認され，若干耐力低下したが，あと施工アンカーの破断は生じなかった。

3.3 せん断破壊型試験体

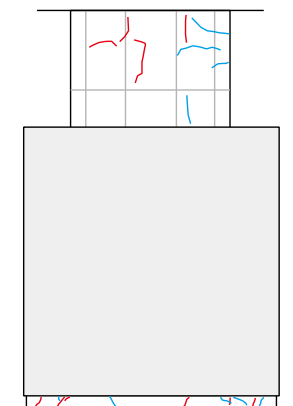
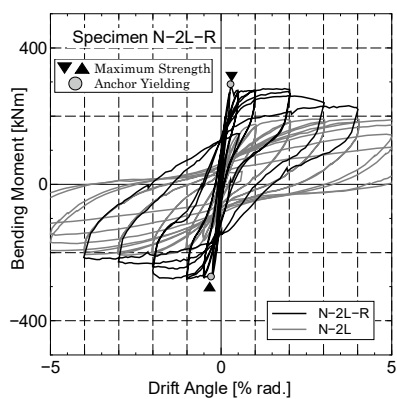
せん断力ー変形角関係をおよび最終破壊状況を図-5に示す。試験体 N-1.4S-H は， $R=0.93\%$ でせん断ひび割れが生じると同時に，せん断破壊が大きく耐力低下したが，杭主筋の降伏は確認されなかった。試験体 N-1.4S は，試験体 N-1.4S-H とほぼ同様の破壊性状を示した。 $R=0.88\%$ でせん断破壊したが，その直前に下スタブ上端位置での最外縁杭主筋の引張降伏が確認された。



(a) 試験体 N-3L-R

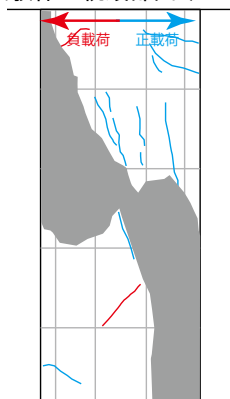
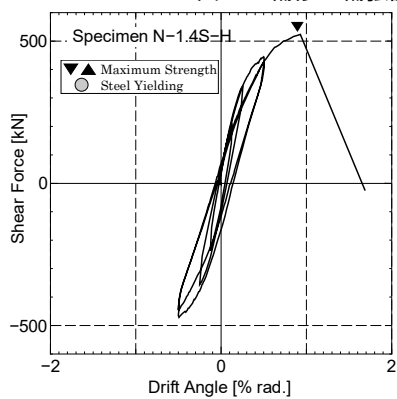


(b) 試験体 N-2S-R

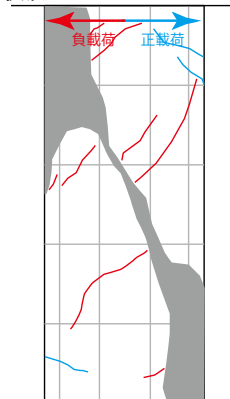
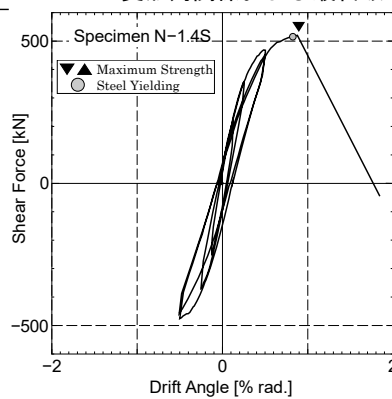


(c) 試験体 N-2L-R

図-4 補修・補強試験体の杭頭部曲げモーメント-変形角関係および最終破壊状況



(a) 試験体 N-1.4S-H



(b) 試験体 N-1.4S

図-5 せん断破壊型試験体のせん断力-変形角関係および最終破壊状況

表－3 実験時最大耐力と計算耐力の比較

Specimen	Q _{e,max} (+)	Q _{e,max} (-)	M _{e,max} (+)	M _{e,max} (-)	Failure Mode	M _u	Q _{mu}	Q _{su}	Q _{su} / Q _{mu}	M _{e,max} / M _u	Q _{e,max} /Q _{su}
	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]		[kNm]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]
N-3L	154.1	-118.6	184.9	-142.3	FY	176.0	146.7	209.3	1.43	1.05	0.74
	512.0	-447.5	409.6	-358.0	FF	268.6	335.8	322.5	0.96	1.52	1.59
N-2S	371.8	-375.5	297.4	-300.4	FS	268.6	335.8	322.5	0.96	1.11	1.15
N-2L	238.5	-259.3	190.8	-207.4	FF	176.0	220.0	243.8	1.11	1.08	0.98
V-2(+)	382.8	-	306.2	-	FF	268.6	335.8	322.5	0.96	1.14	1.19
V-2(-)	-	-170.0	-	-136.0	FF	108.8	135.9	208.3	1.53	1.25	0.82
N-3L-R	122.2	-96.2	146.6	-115.4	FF	176.0	146.7	209.3	1.43	0.83	0.58
N-2S-R	543.3	-495.0	434.6	-396.0	FY	248.1	310.1	523.9	1.69	1.75	1.04
N-2L-R	362.3	-342.9	289.8	-274.3	FY	248.1	310.1	523.9	1.69	1.17	0.69
N-1.4S-H	523.9	-	304.8	-	S	278.8	507.2	390.7	0.77	1.09	1.34
N-1.4S	520.4	-	302.1	-	S	386.4	702.5	390.7	0.56	0.78	1.33

Q_{e,max}(+)(-): 最大作用せん断力(正側, 負側), M_{e,max}(+)(-): 杭頭部最大モーメント (正側, 負側)

Failure Mode: FY/曲げ降伏, FF/曲げ破壊, FS/曲げ降伏後せん断破壊, S/せん断破壊

M_u: 杭頭部曲げ耐力, Q_{mu}: 杭頭部曲げ耐力時せん断力, Q_{su}: せん断耐力

4. 考察

4.1 最大耐力の評価

杭体の耐力を, 既往の柱の耐力評価式により評価する場合の評価精度について検討する。杭の曲げ耐力 M_u は, 円形断面を等価な正方形断面に置換し, 構造関係技術基準解説書⁹⁾に示される柱の曲げ耐力略算式を適用して算定した。

$$M_u = 0.5g_I a_g \sigma_y d_e + 0.5N d_e (1 - \eta) \quad (2)$$

ここに, g_I : 応力中心距離比(=0.8), a_g : 主筋全断面積, σ_y : 主筋の降伏強度, d_e : 等価正方形断面の辺長

杭のせん断耐力は, 円形断面の直径と部材せいが同一となるように置換した等価矩形断面に対して柱のせん断耐力評価式⁹⁾を適用して算定した。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/Q d_e + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{we}} + 0.1 \sigma_0 \right\} b_e j_e \quad (3)$$

ここに, p_{te} : 等価断面の引張鉄筋比, d_e : 等価断面有効せい, b_e : 等価断面幅, p_{we} : 等価補強筋比, σ_{we} : 補強筋等価降伏強度, j_e : 有効せい (=7/8 d_e)

なお, 補強した試験体(N-2S-R, N-2L-R)については, 曲げ耐力は補強部分の断面を対象として, あと施工アンカーを主筋に置き換え, (2)式を適用した。また, せん断耐力については, 補強部分は大断面で十分なせん断耐力を有しているため, 補強をしていない上部側を評価対象として算定した。

実験時最大耐力と計算耐力を比較した結果を表－3に示す。曲げ型試験体(N-3L, N-2S, N-2L, V-2)は, 曲げ耐力の実験値/計算値が1.05～1.52となり, 概ね安全側に評価されることが分かる。曲げ耐力の評価精度は, 既往の文献²⁴⁾での検討結果とほぼ同様である。せん断型試験体(N-1.4S-H, N-1.4S)では, せん断耐力の実験値/計算値が1.33～1.34となり, 既往の文献³⁾における検討結果とほぼ同様の評価精度となった。

補修した試験体 N-3L-R は, 曲げ耐力の実験値/計算

値が0.83となり, 計算値に達しなかった。補強した試験体(N-2S-R, N-2L-R)は, 曲げ耐力の実験値/計算値は1.17～1.75となり, あと施工アンカーによる曲げ補強効果も十分に発揮された。

4.2 杭体の復元力特性の評価

杭体の曲げモーメント－変形角関係を, 一般的に柱部材に用いられる3折れ線モデルにモデル化する手法について検討する。対象とする試験体は, 曲げ破壊型試験体3体(N-3L, N-2S, N-2L)とする。

初期剛性は, 円形断面部材の曲げ剛性・せん断剛性を考慮して算定した。第一折れ点は曲げひび割れ点とし, 既往の文献⁹⁾に従い曲げひび割れモーメントを算定した。第2折れ点は, 耐力については全鉄筋の半数が降伏する時点として式(2)で算定した曲げ耐力とし, 変形角については式(4)で示される柱の剛性低下率 α_y を適用して算定した降伏点剛性により評価した⁹⁾。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n_p + 0.043a/D + 0.33\eta_0)(d/D)^2 \quad (4)$$

試験体 N-3L, N-2S, N-2L の, 曲げモーメント－変形角関係の実験値と計算値を比較した結果を図－6に示す。計算による3折れ線モデルは, 実験値とよく対応している。第2折れ点変形角については, 例えば図－7に示すように, 計算での第2折れ点変形角前後で, 杭主筋が柱頭部で4段目まで(A段からD段まで)降伏しており, 5段目(E段)の杭主筋も降伏歪程度までひずみが生じていることから, 式(2)で示す曲げ耐力計算時に想定する全主筋の半分が降伏した応力状態とほぼ同様となっている。

4.3 杭頭部の補修・補強効果

補修した試験体 N-3L-R では, 図－4(a)に示すように, 剛性・耐力が補修前に比べて8割程度に留まった。

試験体 N-2S-R, N-2L-R の補強前後での杭頭部の曲げモーメント－変形角関係を比較した結果を図－8に示す。補強前に比べて, 剛性・耐力が大幅の向上して

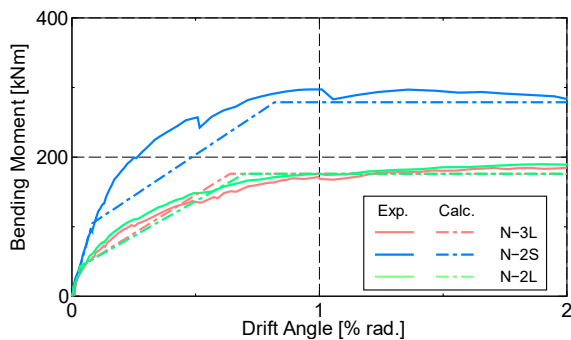


図-6 曲げモーメント-変形角関係

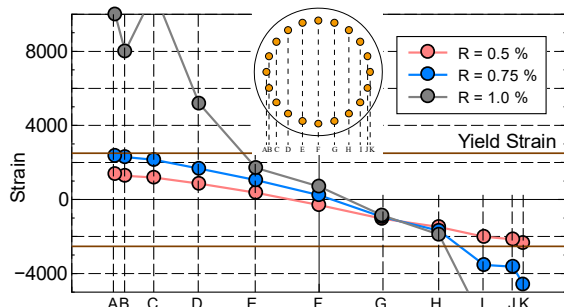


図-7 試験体 N-2S の杭頭部の主筋ひずみ分布

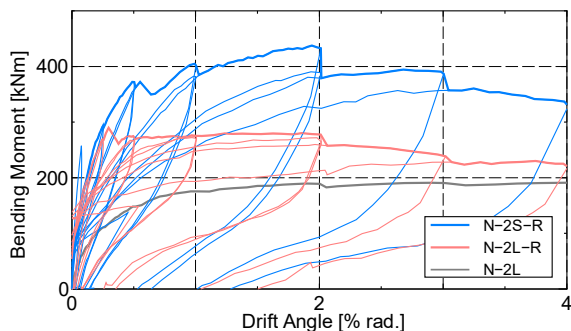


図-8 杭頭部曲げモーメント-変形角関係の比較

いることが確認できる。R=0.2~0.3%であと施工アンカーの引張降伏が確認された後、定着長を 12da とした試験体 N-2L-R は耐力が緩やかに低下した。これは、降伏後の繰り返し载荷によりアンカーの抜け出しが生じたためと考えられる。一方、定着長を 30da とした試験体 N-2S-R は降伏後の耐力が上昇し、あと施工アンカーが破断するに至った。また、降伏後の履歴ループを比較すると、試験体 N-2L-R の方がエネルギー吸収の小さいループ形状となっている。なお、諏訪ら¹⁰⁾は、耐力壁の曲げ補強筋にあと施工アンカーを用い、定着長の違いの影響について検討し、定着長が短い場合にスリップ性状が卓越し、エネルギー吸収性能が低下することを報告している。

5. まとめ

- ・ 杭体の曲げ耐力およびせん断耐力は、既往の柱の耐力評価式により安全側に評価される。
- ・ 損傷後の杭頭部を補修することで、補修前に 8 割

程度まで耐震性能を復旧することができる。

- ・ 損傷後の杭頭部を、鋼板巻き立て補強し、充分な定着長を有するあと施工アンカーを曲げ補強筋として用いることで、補強前に比べて剛性・耐力を向上することができる。

謝辞

本研究は、国立研究開発法人建築研究所の研究課題「既存建築物の地震後継続使用のための耐震性評価技術の開発」および科学研究費補助金（基盤研究(A)，課題番号：26242035）の一環として実施した。岸田教授（芝浦工大），金子氏（戸田建設），小林氏（フジタ）他関係各位に助言を頂いた。記してここに謝意を表する。

参考文献

- 1) 金子治，中井正一，阿部秋男，飯場正紀，久世直哉，平出務：2011 年東日本大震災における建築物の杭基礎の被害状況と要因分析，地盤工学会誌，Vol. 62，No. 1，pp. 16-19, 2014.1
- 2) 小林勝巳ほか：水平力を受ける場所打ち杭—基礎梁部分架構の力学的特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No. 509，pp. 83-90, 1998.7
- 3) 長江拓也ほか：軸部を細くした場所打ちコンクリート杭のせん断ひび割れと破壊過程，コンクリート工学年次論文集，Vol. 22，No. 3，pp. 619-624, 2000.7
- 4) 日比野陽ほか：高強度鉄筋を主筋に用いた場所打ち杭の曲げ性状（その 1~2），日本建築学会学術講演梗概集（北陸），pp. 585-588, 2010.9
- 5) 平出務ほか：既製杭・RC 杭を用いた T 型部分架構に対する静的载荷実験 その 3 補修を施した場合，日本建築学会学術講演梗概集（九州），pp. 387-388, 2016.9
- 6) 柏尚稔ほか：静的载荷実験に基づく杭頭部の損傷度評価法の検討，日本地震工学会大会，P3-31, 2016.9
- 7) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2010
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010
- 9) 国土交通省住宅局建築指導課ほか：2015 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2015
- 10) 諏訪愛ほか：接着系あと施工アンカーを用いた部材の構造特性評価に関する研究その 5~6，日本建築学会学術講演梗概集（九州），pp. 541-544, 2016.9