

太径場所打ちコンクリート杭半剛接合法の性能とその検討例

森 利弘* 小川 敦* 渡辺則雄*

場所打ちコンクリート杭の耐震性向上を目的とした、杭頭部の固定度を低減する杭頭半剛接合法（HRパイル工法）に関して、前号第64号においては開発にあたり実施した各種構造性能実験について報告した。本稿では、杭軸部径の適用拡大を図るために追加で実施した構造性能実験の概要、実験結果について記述するとともにその検討例として超高層免震建築物に適用する場合の試設計を行ったのでその結果について報告する。

キーワード：場所打ち杭，杭頭半剛接合法，構造実験，せん断補強筋

1. はじめに

地震時における場所打ちコンクリート杭の耐震性向上を目的とした杭頭半剛接合法「HRパイル工法」の開発を行った^{1),2)}。本工法は、杭頭部を凸型に成型し、その頂部の面積を杭軸部の50%に縮小することにより、杭頭固定度を低減させ、地震時に生じる杭頭曲げモーメントの低減を図る工法である（Fig. 1）。これまで、本工法における杭軸部径の適用範囲は1000～2000mmとしていたが、超高層建物への適用を想定した場合、軸部径はその適用範囲を超えることから軸部径の適用範囲の拡大が要求された。このため、最大杭軸部径2800mmを想定し、その縮小試験体による構造性能実験を追加して実施し、杭頭接合部の性能を検討した。なお、杭軸部径2800mmは場所打ちコンクリート杭で最大拡底径4000mm（設計径）とした場合の最大軸部径に相当し、概ね場所打ちコンクリート杭の適用範囲をカバーできると考えた。

本報では、その実験概要および実験結果について述べるとともに太径杭における検討例として、超高層免震建築物に適用する場合の試設計について報告する。

2. 追加実験概要

2.1 実験目的と試験体

追加実験における主な目的は、次の2点にある。

- ①太径杭を想定した場合における杭頭接合部の回転性能の検討
- ②杭頭接合部の最低せん断補強比規定の変更検討

追加実験では適用最大軸部径2800mmを想定し、その縮小試験体により杭頭接合部の回転性能を確認する。試験体は、これまでの既実験²⁾と同様に縮小率1/4とした曲げ破壊型の試験体である。また、これまでの杭軸部を含め杭頭接合部の最低せん断補強筋比は $p_w=0.2\%$ としていたが、適用杭軸部径の拡大に伴い、せん断補強筋の配筋

* 技術研究所 地盤基礎研究グループ

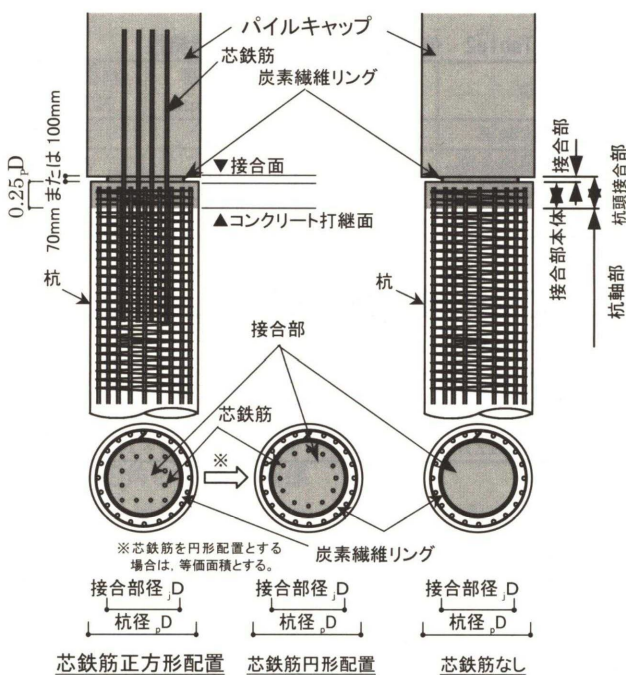


Fig.1 杭頭接合部の構成

が困難となることが危惧されたために、 $p_w=0.15\%$ とした実験を行い、最低せん断補強筋比に関する構造細則の見直しを行うこととした。

Fig. 2に試験体の概要、Table1に試験体の諸元を示す。実験では、実際と天地を逆にした試験計画としている。試験体の断面は、杭軸部径が700mm、接合部径が490mmである。接合部には目付け量 $200\text{g}/\text{m}^2$ の炭素繊維シート

Table1 試験体の諸元

| 試験体名 | 杭軸部 | | 杭頭接合部 | | 軸力 | 破壊形式 |
|------|-------------------|-------------------------|--------------------|-------------------------|--|------|
| | 主筋 | フープ | 芯鉄筋 | フープ | | |
| F6 | 36-D13 (SD390) | U5.1@28 $p_w=0.20\%$ | 20-D13 (USD685) | U5.1@28 $p_w=0.20\%$ | 3840kN ($0.33_p A_{Fc}$), 4900kN *軸部のFc | 曲げ破壊 |
| F7 | $p_F=1.19\%$ | U5.1@37 $p_w=0.15\%$ | | U5.1@37 $p_w=0.15\%$ | | 破壊 |

注：F1～F5は既実験²⁾における曲げ破壊形式の試験体を示す。

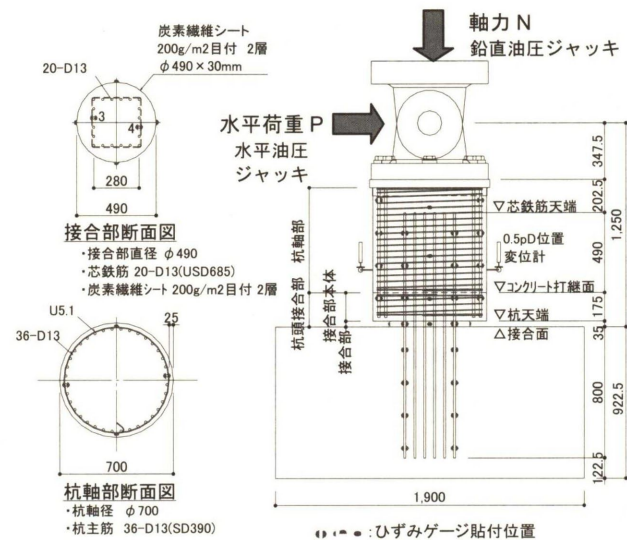


Fig. 2 試験体の概要

Table2 使用コンクリートの力学特性

| 部位 | 圧縮強度 N/mm ² | ヤング率 ×10 ⁴ N/mm ² | 割裂強度 N/mm ² | |
|----|---------------------------|--|---------------------------|-----|
| F6 | 杭軸部 | 31.9 | 2.58 | 3.0 |
| | 杭頭接合部 | 44.0 | 2.86 | 3.3 |
| F7 | 杭軸部 | 33.2 | 2.44 | 2.9 |
| | 杭頭接合部 | 44.6 | 2.77 | 3.1 |

Table3 使用鉄筋の力学特性

| 呼び名 | 材質 | 降伏強度 N/mm ² | 引張強度 N/mm ² | ヤング率 N/mm ² | 伸び % |
|------|--------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|---------|
| D13 | SD390 | 435 | 584 | 1.73×10 ⁵ | 17 |
| D13 | USD685 | 732 | 937 | 1.77×10 ⁵ | 10 |
| U5.1 | UB1275 | 1455 | 1480 | 2.04×10 ⁵ | 9 |

Table4 使用炭素繊維シートの力学特性

| 炭素繊維シート | 含浸接着剤 | 引張強度 (N/mm ²) | 引張弾性率 (N/mm ²) | 最大荷重時ひずみ(%) |
|----------|-------|------------------------------|-------------------------------|-------------|
| CR120-50 | D70-R | 3862 | 2.32×10 ⁵ | 1.66 |

を2巻きしている。杭主筋にはSD390、芯鉄筋には高強度鉄筋USD685を用いた。接合部を除く杭頭接合部（接合部本体）ならびにその直下の杭軸部のせん断補強には、円形スパイラル形状の高強度せん断補強筋SBPD1275/1420を用いた。せん断補強筋比は0.15%および0.2%の2種類とし、両試験体実験結果の比較検討を行うこととした。杭軸部およびスタブのコンクリートは $F_c=30\text{N/mm}^2$ 、杭頭接合部は $F_c=42\text{N/mm}^2$ とした。使用した材料の力学特性をTable2～Table4に示す。

2.2 実験方法

加力方法はFig.2に示すように水平油圧ジャッキおよび鉛直油圧ジャッキの加力点が試験体端部のピンとなる片持ち梁形式の荷重方法とした。杭に所定の軸力を載荷し、水平ジャッキにより押し引き正負交番荷重を行った。スタブから加力点までの距離は1250mmである。

加力は変位制御とし、接合部より 0.5_pD 位置（ 350mm ： pD は杭軸部径）の回転角 θ で制御した。実験は、最初に短期軸力相当（ 3840kN ）の一定軸力下にて回転角 $\theta = \pm 1/400, \pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/50, \pm 1/33\text{rad}$ の加力を行った。 $\theta = \pm 1/400$ は1サイクル、その他は2サイクルとした。その後、終局軸力相当（ 4900kN ）の一定軸力下にて $\pm 1/33, \pm 1/25\text{rad}$ を1サイクル加力した。

3. 実験結果

3.1 荷重－変形関係と破壊性状

Fig.3に水平荷重と回転角の関係を示す。両試験体とも最大回転角 $\theta = \pm 1/33\text{rad}$ までほぼ耐力低下のない安定した履歴性状を示している。また、せん断補強筋比が異なる両試験体で差は見られない。

Fig.4に回転角 $\theta = -1/25\text{rad}$ における試験体の最終ひび割れ状況を、破壊性状を以下に示す。

回転角 $\theta = \pm 1/400\text{rad}$ に接合部本体の圧縮側に微小な縦ひび割れが発生し、 $\theta = \pm 1/200\text{rad}$ に縦ひび割れが杭軸部まで進展した。さらに、コンクリート打継面に曲げひび割れが発生した。その後、加力が進むにつれて杭軸部の曲げひび割れ、せん断ひび割れが発生した。

$\theta = 1/200\text{rad}$ における接合部本体縦ひび割れの残留ひび割れ幅は $0.00\sim 0.08\text{mm}$ 程度であり、一次設計上考慮すべき有害なひび割れは生じなかった。 $\theta = 1/33\text{rad}$ では、 $0.30\sim 0.45\text{mm}$ （除荷後で $0.25\sim 0.35\text{mm}$ ）であり、コンクリートに過大な損傷は観察されなかった。曲げひび

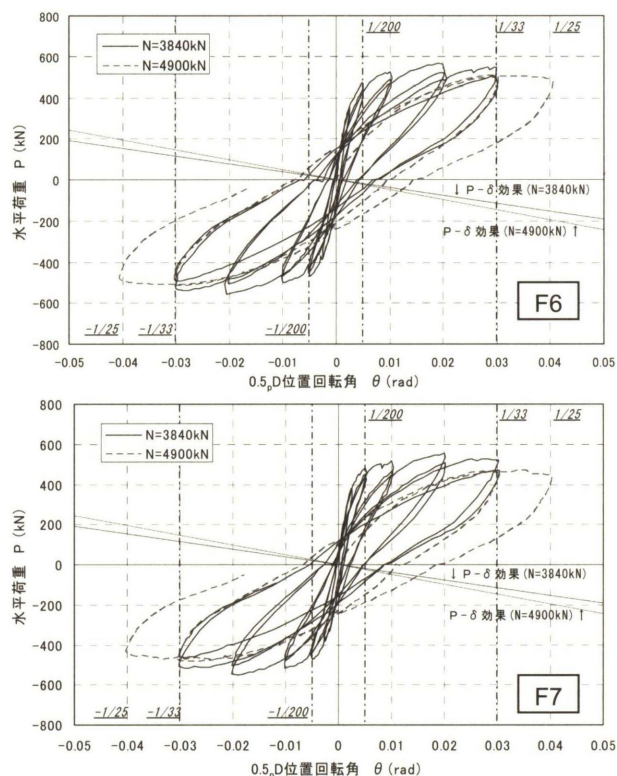


Fig. 3 水平荷重－一回転角関係

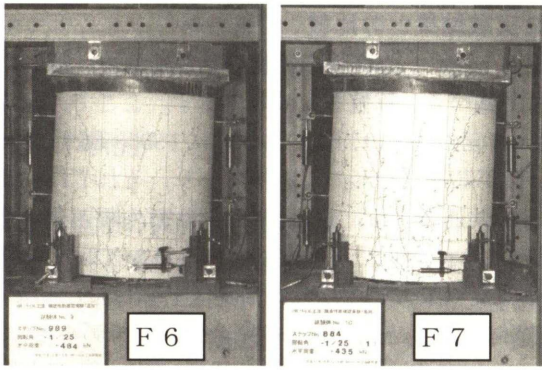


Fig. 4 試験体の最終ひび割れ状況

割れに関してはせん断補強筋比の影響は見られず、接合部本体縦ひび割れは、せん断補強筋比が小さいF7試験体のほうがひび割れ幅の増分が若干大きい傾向となった。

両試験体ともに杭頭接合部およびコンクリート打継面（杭軸部側）で支圧破壊は観察されなかった。接合部の炭素繊維シートは、回転角 $\theta = +1/33\text{rad}$. 加力時に裂ける音が発生し、繊維方向に沿った水平割れが観察された。

3. 2 芯鉄筋のひずみ

Fig. 5 に芯鉄筋のひずみ分布を示す。回転角 $\theta = +1/50\text{rad}$. までは両試験体の芯鉄筋ひずみ量に大きな違いは見られないが、 $\theta = +1/33\text{rad}$. では F7 試験体の方がひずみ量が多い。これは、図には示していないが、F7 試験体 ($p_w=0.15\%$) では F6 試験体 ($p_w=0.2\%$) よりも若干回転角が小さい段階で芯鉄筋が降伏し、その後のひずみ増分が大きいためである。いずれの試験体も回転角 $\theta = \pm 1/200\text{rad}$. では芯鉄筋は降伏していない。なお、杭主筋は回転角 $\theta = -1/25\text{rad}$. においても降伏していなかった。

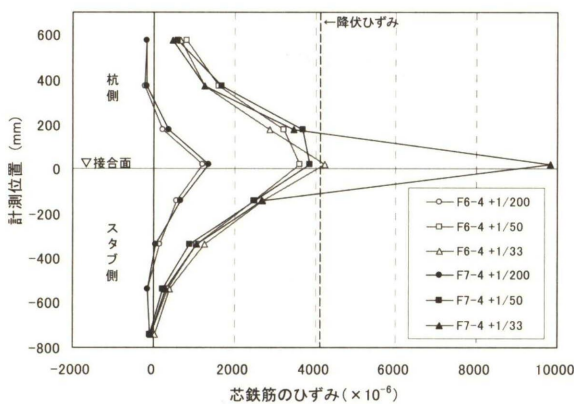


Fig. 5 芯鉄筋のひずみ分布

3. 3 せん断補強筋のひずみ

Fig. 6 に既実験結果を含め、同一軸力の試験体におけるせん断補強筋ひずみと回転角の関係を示した。回転角 $\theta = 1/200\text{rad}$. までの範囲では発生ひずみは小さく、補強筋比の違いによる差は小さい。回転角が $1/200\text{rad}$. を超えるとせん断補強筋比が小さいほどひずみは大きくなり、

回転角の増加に伴い、その傾向が顕著になっている。ただし、回転角 $\theta = 1/25\text{rad}$. においても最大ひずみは降伏ひずみ (7000μ) には達していない。

以上に示したように、太径杭を想定した追加実験を実施した結果、杭頭接合部における水平荷重と回転角の関係は設計で想定している回転角 $1/33\text{rad}$. まで安定した履歴性状を示したこと、破壊性状は、杭軸部径 2000mm を対象とした既実験結果²⁾ とほぼ同じであったこと、せん断補強筋は降伏しておらず、余裕が見られたことから、本工法では杭軸部径として最大 2800mm まで適用拡大が可能であり、せん断補強筋比を 0.15% 以上とすることにより、所定の杭頭接合部の回転性能を確保できるものと考えられる。

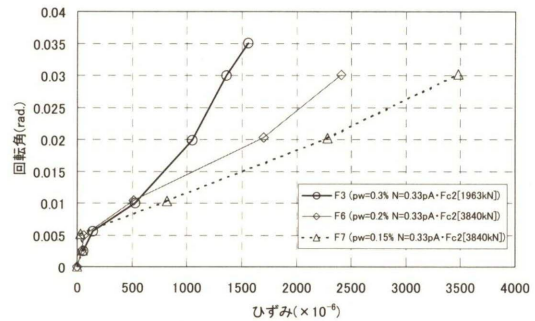


Fig. 6 せん断補強筋ひずみ-回転角関係

4. 杭頭接合部の曲げ性能

4. 1 回転角と曲率の関係

本工法の適用に際しては、杭頭接合部の曲げ性能（杭頭曲げモーメント jM と杭頭回転角 $j\phi$ の関係）を適切にモデル化し、応力解析を行う必要があるため、そのモデル化について記述する。

既報²⁾では、杭頭接合部の圧縮試験結果¹⁾を考慮したコンクリートの応力-ひずみ関係を用い、平面保持を仮定した断面曲げ解析を行うことにより、実験における杭頭曲げモーメント (jM) - 曲率 ($j\phi$) 関係と良い一致が得られることを示した。さらに、ここでは杭頭接合部の曲率と回転角の関係を式(1)のように仮定し、実験結果から係数 α (以降では仮想変形長さ係数と呼ぶ) を実験的に調べることににより、杭頭接合部の $jM - j\theta$ 関係を算定する。なお、杭軸部径 (pD) を指標として $j\theta$ と $j\phi$ の関係を整理しているが、これは本工法における接合部径 (d) と杭軸部径の比 j_d/pD が 0.7 で一律であることを前提としたものである。

$$j\theta = \alpha \cdot pD \cdot j\phi \quad (1)$$

Fig. 7 に仮想変形長さ係数 (α) と回転角 ($j\theta$) の関係を示す。ここで、曲率 ($j\phi$) は試験体 F1~F4 および F6~F7 においては接合部内の芯鉄筋のひずみ測定値、芯鉄筋のない F5 では接合部近傍に埋設したモールドゲージのひずみ測定値 (ただし、圧縮ひずみのみを対象) か

ら求めた平均曲率とした。

Fig. 7によれば、係数 α は幾分のばらつきはあるものの、 $j\theta \leq 1/200\text{rad}$ の範囲では1.0程度以下であり、それ以降は $j\theta$ とともに増大する傾向が認められる。既報²⁾の実験(F1~F5)では芯鉄筋の強度やその有無、軸力比などを変動因子に含んでおり、これらは係数 α に影響を及ぼす支配的な要因と考えられるが、Fig. 7ではそれらの実験因子による明確な違いは見られない。また、本実験結果(F6~F7)も既報の実験結果とほぼ同様の性状を示している。このように仮想変形長さ係数(α)は断面条件や軸力条件による影響を無視でき、回転変形の大きさのみに依存する変数で与えられると考える。係数 α を回転角 $j\theta$ の関数として近似すると式(2)が得られる。

$$\alpha = 4.8 (j\theta)^{1/3} \quad (2)$$

式(2)に基づく回転角($j\theta$)と曲率($j\phi$)の関係は、これを式(1)に代入することにより式(3)で表すことができる。

$$j\theta = 10.52 (pD \cdot j\phi)^{1.5} \quad (3)$$

Fig. 8に $j\theta - pD \cdot j\phi$ 関係の実験値と式(3)の対応を示す。

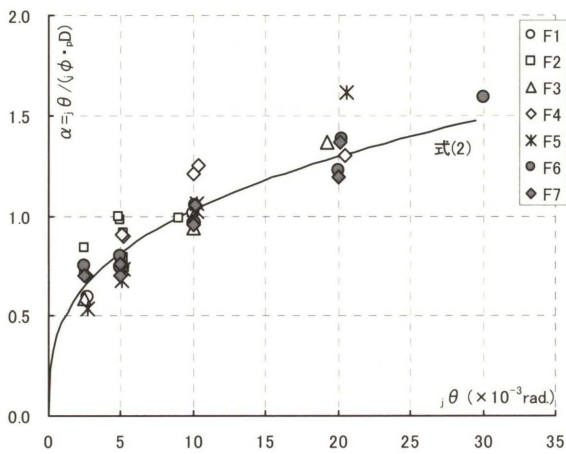


Fig. 7 仮想変形長さ係数(α)と回転角($j\theta$)の関係

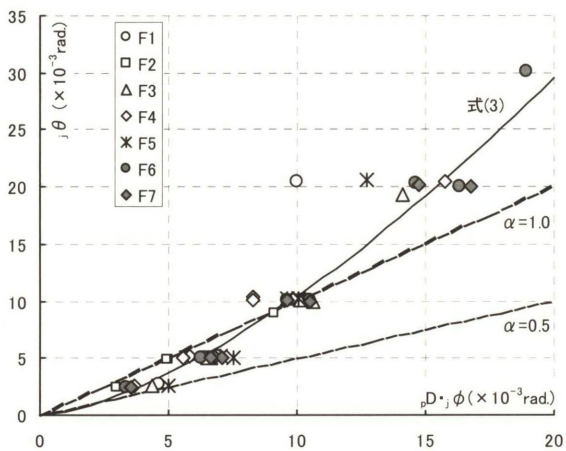


Fig. 8 $j\theta - pD \cdot j\phi$ 関係

4. 2 実験結果との比較

Fig. 9に $jM - j\theta$ 関係の実験結果と断面曲げ解析および式(3)に基づく計算値を比較して示す。ここで、既実験の試験体諸元の概要は、F1が芯鉄筋にUSD685を用いた試験体、F5が芯鉄筋なしの試験体であり、それぞれ杭軸径は500mmで共通である。また、接合部断面の断面曲げ解析にあたってはコンクリートは最大強度がシリンダー強度の1.7倍でかつ最大強度以降は強度低下をしないモデル、芯鉄筋は材料試験結果に基づく完全弾塑性モデルとした。

Fig. 9より、計算値はいずれの試験体についても実験結果を良好に表現できており、本評価方法の妥当性が認められる。また、断面曲げ解析結果によれば、F7試験体は

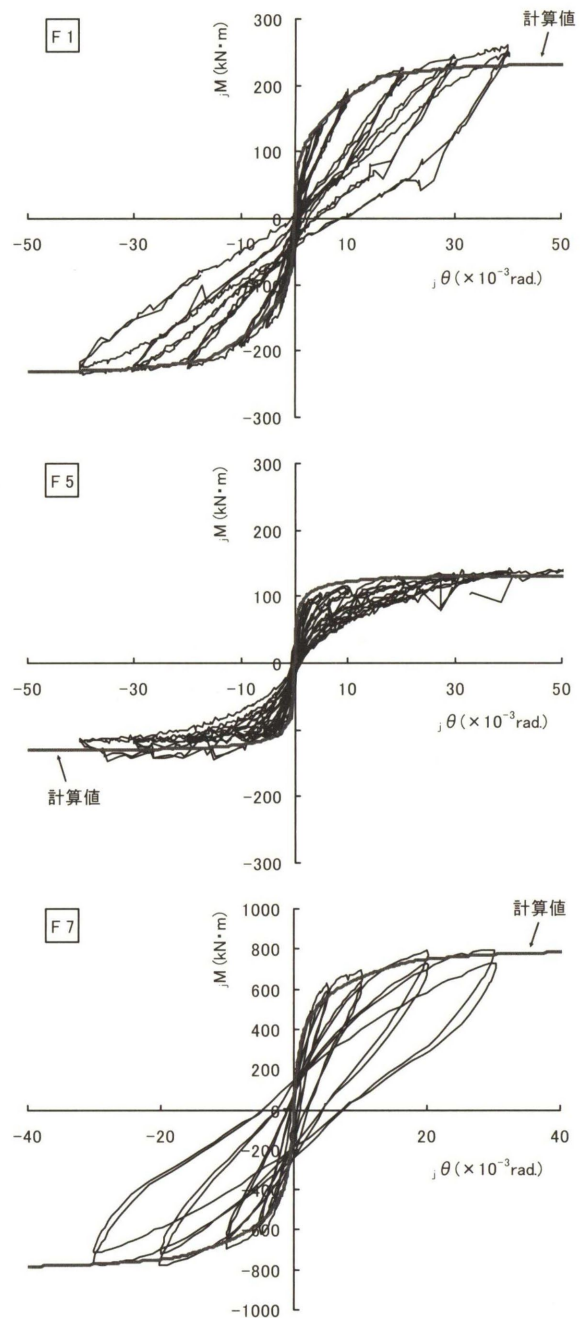


Fig. 9 $jM - j\theta$ 関係の実験値と計測値の対応

圧縮コンクリートの降伏により、曲げモーメントが頭打ちとなるが、この場合にも良好な適合性を示している。

5. 検討事例

5.1 検討建物の概要と荷重条件

試設計を行う建物は、地上40階、地下2階建ての免震建物（X方向8スパン、Y方向3スパン）である。地盤概要をTable5に示す。杭は場所打ちコンクリート杭（拡底杭）であり、杭先端は砂礫層（深度35.5m）に支持させる。杭頭レベルは地表面からの深度12mであり、砂礫層までの杭長さは23.5mとして検討を行った。

本例における杭の設計クライテリアをTable6に示す。いずれの地震動レベルにおいても同じクライテリアとしているので以降の検討では極めて稀に発生する地震動を対象とした。杭頭位置における地震時設計用外力（建物慣性力）は、75,440kNである。また、本例では地震時における地盤変位（杭頭位置レベルでの地盤変位3.56cm）についても考慮し、検討することとした。

Table5 地盤概要

| 深度(m) | 地盤 | γ (kN/m ³) | 平均N値 | E_0 (kN/m ²) |
|-----------|-----|-------------------------------|------|----------------------------|
| 0~3.2 | 砂 | 18 | 5 | 3,500 |
| 3.2~9.5 | 粘土 | 16 | 3 | 2,100 |
| 9.5~14.6 | 砂 | 19 | 20 | 14,000 |
| 14.6~18.8 | シルト | 16 | 8 | 5,600 |
| 18.8~25.6 | 砂 | 19 | 30 | 21,000 |
| 25.6~33.1 | 粘土 | 16 | 15 | 10,500 |
| 33.1~35.5 | 砂 | 19.5 | 40 | 28,000 |
| 35.5~ | 砂礫 | 19.5 | 50 | 35,000 |

Table6 杭の設計クライテリア

| | 杭頭接合部 | | 杭軸部 | |
|--------------|----------------------|------|----------|------|
| | 曲げモーメント・軸力 | せん断力 | 曲げモーメント | せん断力 |
| 稀に発生する地震動 | 杭頭接合部回転角：1/200rad.以下 | | 短期許容耐力以内 | |
| 極めて稀に発生する地震動 | 短期許容耐力以内 | | 短期許容耐力以内 | |

5.2 解析モデル

解析モデルはFig.10に示すように杭頭に接合部の回転ばねを有する平面フレームモデルとした。ここでは、主に地震時における軸力変動が大きいY方向の検討を紹介する。地震時における杭頭設計軸力をTable7に示す。

杭頭接合部回転ばねは、前述したように杭頭軸力を考慮した接合部の断面曲げ解析結果（ $M_j - \phi$ 関係）に式(3)を当てはめた $M_j - \theta$ 関係として求め、それを近似してモデル化する。本例では、設計クライテリアを踏まえ、短期許容曲げ耐力と原点を結ぶ割線剛性を用いることにした。Fig.11に杭頭接合部回転ばねのモデル化の一例を示す。一方、水平地盤ばねに用いる水平地盤反力係数 k_h には、以下に示すような非線形性を考慮した。また、地

盤反力は塑性地盤反力⁴⁾を超えないように設定した。

$$\left. \begin{aligned} k_h &= 3.16k_{h0} & 0 \leq y \leq 0.1\text{cm} \\ k_h &= k_{h0} \cdot y^{-0.5} & 0.1\text{cm} < y \end{aligned} \right\} (4)$$

ここに、 $k_{h0} = \alpha \cdot E_0 \cdot p D^{-0.75}$

α ：地盤の変形係数の評価法によって決まる定数（ m^{-1} ）；式(1)における α とは異なる。

粘性土の場合60、砂質土の場合80とした。

y ：杭の水平変位(cm)， E_0 ：変形係数(kN/m²)

pD ：杭軸部径（杭径をcmで表した無次元数値）

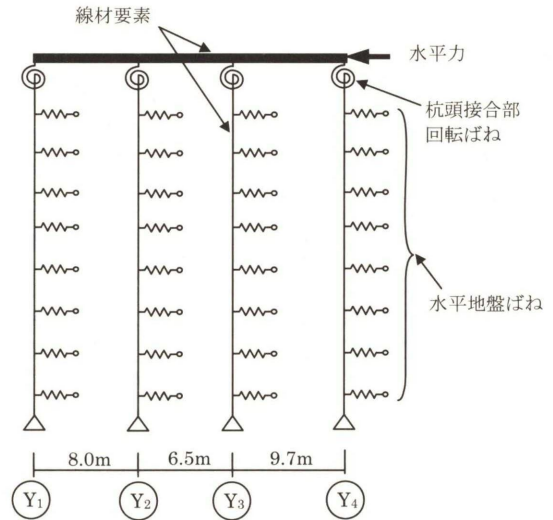


Fig.10 解析モデル

Table7 設計軸力

| 杭位置 | 長期(kN) | 地震時(kN) | |
|----------------|--------|---------|--------|
| | | Y1→Y4 | Y1←Y4 |
| Y ₁ | 22,890 | 390 | 47,800 |
| Y ₂ | 23,110 | 16,850 | 24,900 |
| Y ₃ | 22,190 | 26,050 | 17,350 |
| Y ₄ | 23,130 | 48,900 | -1,600 |

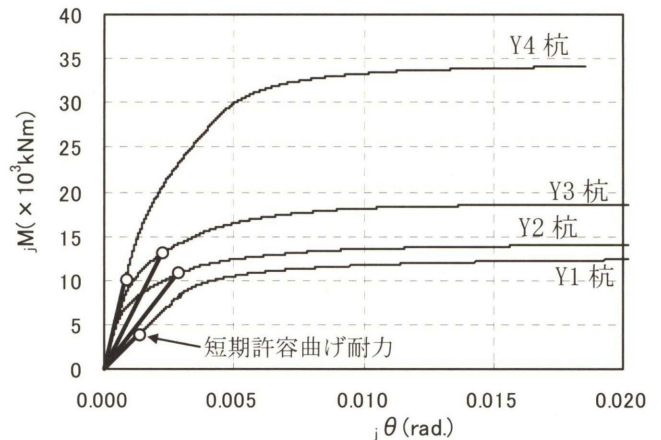


Fig.11 杭頭接合部回転ばねのモデル化 (Y1→Y4)

5.3 解析結果

本例では、杭はすべて同じ軸部径とし、平均的な1本当たりの負担せん断力から軸径(2.3m)およびコンクリート強度(杭軸部 $F_c=36\text{N/mm}^2$)を仮定した。

建物慣性力と地盤変位による杭の断面力を自乗和平方根で算定した結果をFig. 12に示す。Fig. 12には杭頭固定の場合における結果を併せて示した。本工法を用いた場合、杭のせん断力については低減効果は小さいが、曲げモーメントについては杭頭軸力が圧縮側の杭(Y4杭)で最大約4割、同引張側の杭(Y1杭)で最大約2.5割の低減効果が見られ、本工法の有用性が確認できる。

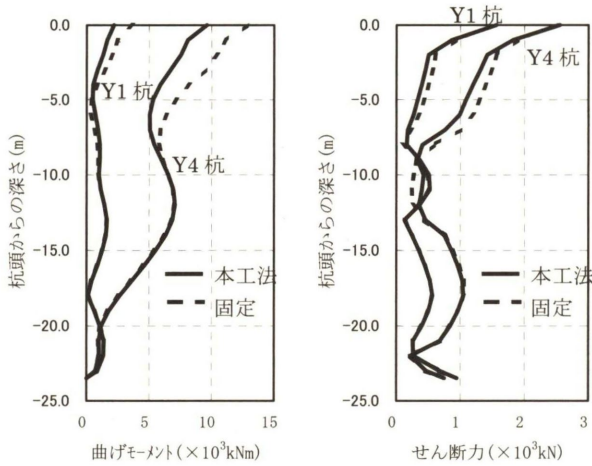


Fig. 12 杭の断面力分布 (Y1→Y4)

5.4 設計例

本工法を用いた場合の各検討断面における曲げモーメントに対する検討結果をFig. 13に示す。このうち、コンクリート打継面の検討には杭主筋は考慮せず、芯鉄筋のみ考慮している。したがって、芯鉄筋は接合部および打継部 (P_g^* は接合部断面積に対する芯鉄筋の断面積の割合)の検討により決定される。軸力変動の大きい外周杭(Y1, Y4杭)について見ると、接合部では $P_g^*=0.8\%$ とすることにより、設計クライテリアを満足するが、打継面における検討から $P_g^*=1.0\%$ とする必要があることが分かる。一方、軸力変動の小さい内杭(Y2, Y3杭)では $P_g^*=0\%$ 、すなわち芯鉄筋を用いなくても満足していることが分かる。また、杭の主筋は杭軸部における検討から、最小の P_g (杭軸部上 0.6%, 同下 0.4%) とすることによって設計クライテリアを満足している。なお、杭頭接合部の回転角は $1/200\text{rad}$ 以下となっている。

せん断力に対する検討として、3つの破壊形式¹⁾(接合面ずれ破壊、杭頭上部(接合部を除く接合面から2Dsの範囲)のせん断破壊、杭軸部のせん断破壊)に対する検討を行った。その結果をTable8に示す。いずれの断面においてもせん断力は短期許容せん断耐力より小さくなっている。

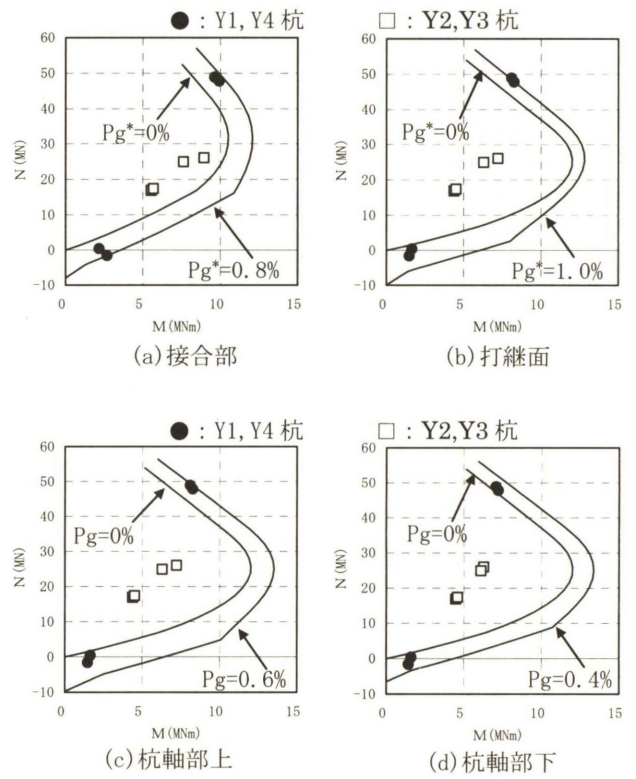


Fig. 13 短期許容M-N曲線

Table8 短期許容せん断耐力

| | Y1→Y4 | | | | Y1←Y4 | | | | |
|---------|-------|------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|
| | Y1 | Y2 | Y3 | Y4 | Y1 | Y2 | Y3 | Y4 | |
| Q (MN) | 接合面 | 1.56 | 1.98 | 2.46 | 2.55 | 2.62 | 2.31 | 2.05 | 1.55 |
| | 杭頭上部 | 1.56 | 1.98 | 2.46 | 2.55 | 2.62 | 2.31 | 2.05 | 1.55 |
| | 杭軸部 | 0.87 | 0.90 | 1.33 | 1.42 | 1.88 | 1.57 | 1.33 | 0.84 |
| Qa (MN) | 接合面 | 3.91 | 10.11 | 15.63 | 31.26 | 29.94 | 14.94 | 10.41 | 3.90 |
| | 杭頭上部 | 1.79 | 2.50 | 2.68 | 2.95 | 2.95 | 2.59 | 2.51 | 1.69 |
| | 杭軸部 | 2.98 | | | | | | | |

Table9 杭の仕様

| | 接合部 | 杭軸部(上) 0~11.5m | 杭軸部(下) 11.5~23.5m |
|----------------------------|-----------------------------------|--|----------------------|
| 径(mm) | 1,610 | 2,300 | 2,300 |
| 主筋(390) | — | 28-D35 | 18-D35 |
| せん断補強筋 | U12.6@70 | 0~2 _p D:U12.6@70 2 _p D~:D13@150 (_p D:杭軸部径) | D13@300 |
| F_c (N/mm ²) | 54 | 36 | 36 |
| 芯鉄筋(490) | Y1, Y4杭: 18-D38 Y2, Y3杭: 8-D38 | — | — |

以上の検討より決定した杭の仕様をTable9に示す。なお、軸力変動の小さい内杭(Y2, Y3杭)においても芯鉄筋を用いているが、特に最低本数の規定があるわけではなく、設計者判断として良い。

6. まとめ

HRパイル工法の適用範囲の拡大を目的とし、杭軸部径2800mmを対象とした杭頭接合部の構造性能実験結果

を検討するとともに、太径杭を用いた適用例として超高層免震建物に適用する際の検討例（試設計）を示した。以下にまとめを記す。

- 1) 杭軸部径 2800mm を対象とした試験体の破壊性状、水平荷重一回転角関係は、杭軸径 2000mm を対象とした既実験における結果と整合しており、杭軸部径として最大 2800mm まで適用拡大が可能であると考えられる。
- 2) 水平荷重と回転角の関係が、耐力低下がない安定した履歴性状を示したこと等から、せん断補強筋比を 0.15% 以上とすることにより、設計で想定している回転角 $1/33\text{rad}$ までは所定の杭頭接合部回転性能を確保できるものと考えられる。
- 3) 杭頭接合部の断面曲げ解析結果および杭頭接合部の回転角と曲率の関係（式(3)）から、杭頭接合部の曲げモーメントと回転角の関係を求め、既実験を含めた実験結果との対比を行った結果、良い適合性が得られた。
- 4) 試設計から、本工法を用いることにより、杭頭曲げモーメントの低減が可能となり、杭頭固定の場合より合理的な設計が可能となることを示した。

的な設計が可能となることを示した。

本工法（HR パイル工法）は、適用杭軸径 $\phi 1000\text{mm} \sim 2800\text{mm}$ として（財）日本建築センターの一般評定（BCJ-FD0202-03）を取得している。また、本研究は、青木あすなる建設・安藤建設・大木建設・西武建設・銭高組・間組・ピーエス三菱・前田建設工業との共同研究によるものである。

参考文献

- 1) 渡辺他：場所打ち杭を対象とした杭頭半剛接合工法に関する研究（その 1～その 8）、日本建築学会学術講演梗概集（B-1）、pp417～420, pp429～440, 2005
- 2) 小川敦, 渡辺則雄：場所打ちコンクリート杭を対象とした杭頭半剛接合工法の研究開発, 熊谷組技術研究報告, 第 64 号, pp17～28, 2006. 3
- 3) 西他：場所打ち杭を対象とした杭頭半剛接合工法に関する研究（その 9～その 12）、日本建築学会学術講演梗概集（B-1）、pp449～456, 2006
- 4) 日本建築学会：建築基礎構造設計指針, 2001

Performance of Semi-rigid Head Connection for Cast-in-place Concrete Pile with Large Diameter and the Examination Example

Toshihiro MORI, Atsushi OGAWA and Norio WATANABE

Abstract

In vol.64 of the former titles, we reported on various performances of structural experiments on semi-rigid pile head connection, by which the bending moment caused in pile head is decreased to improve the earthquake-resistant of cast-in-place concrete pile. This paper reports on the outline and the experimental results of the additional structure tests, which is carried out to expansion of the axis diameter application, and the trial calculations for the design when applying to the super-high-rise seismic isolation building.

Keywords: cast-in-place concrete pile, semi-rigid pile head connection, structure experiments, shear reinforcement
