



ファイバー要素を用いた数値解析による場所打ち杭基礎の変形性能評価

白戸真大¹⁾，福井次郎²⁾，中谷昌一³⁾

1) 正会員 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム，主任研究員 博(工)

2) 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ，グループ長 工修

3) 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ基礎チーム，上席研究員 工修

要約

場所打ち杭基礎は道路橋基礎の中で最も使用頻度が高い基礎形式の一つであり，地震時における変形性能を評価するための非線形数値解析モデルの開発が期待されている．そこで，地盤からの杭体コンクリートへの拘束効果や鉄筋のはらみ出しの影響も含めた材料非線形性を考慮したファイバー要素を用いて，場所打ち杭の単杭模型，群杭模型の水平交番載荷実験の数値シミュレーションを行った．その結果，単杭の場合には良好な数値解析結果が得られた．群杭の場合，全体的な傾向は捕捉できるものの単杭の場合に比べて計算精度が劣った．特に群杭の場合，水平拳動に伴い杭に作用する軸力が大きく変動し，杭が高い軸圧縮力を受けるため，数値解析結果はコンクリートの圧縮拳動のモデルの影響を受けやすくなることが分かった．

キーワード： 場所打ち杭，じん性，ポストピーク，ファイバー要素，数値解析

1. はじめに

道路橋示方書には，所定の構造細目を満足する杭を有する群杭基礎に関して塑性率の制限値の目安が示されている¹⁾．その値は，土木研究所等^{2, 3, 4, 5, 6, 7)}が橋脚基礎の諸元を模した大型の群杭模型の気中における水平交番載荷実験を行い，各杭体の損傷過程と群杭の系としての非線形挙動との関係について研究した成果に主に基づいている⁸⁾．しかし，実験事例が限られていることから，実験で想定されたものと大きく異なる条件を有する群杭基礎については塑性率の制限値を個別に評価することも想定される．たとえば，今後の耐震補強を考えると，特殊な杭配置を有するもの，設計された年代が古く，現在の構造細目からすると鋼材量や中詰めコンクリート量が少ないもの，斜杭を有するものなどについては道路橋示方書に示される値が危険側になる可能性もあるので，個別に塑性率の制限値を吟味しなければならないと考えられる．これには実験，数値解析による検討が不可欠な場合もある．場所打ち杭に関しても，このような検討を可能にするような数値解析技術の開発が期待されることである．

また，場所打ち杭については，近年，永尾ら⁹⁾やBudekら¹⁰⁾が杭体の周りにバネ等を多数分布させて地盤抵抗を模擬し，その状態下で杭の繰返し曲げ載荷実験を行っている．そして，コンクリートが地盤からの横拘束を受けることに起因して杭体の変形性能が設計で想定しているよりも大きいという可能性を指摘している．今後，場所打ち杭基礎の設計計算や構造細目などに地盤から杭体コンクリートへの横拘束効果を反映できれば，さらに合理的な設計になる可能性がある．

たとえば文献^{11, 12, 13, 14, 15)}等に見られるように、鉄筋コンクリート (RC) 棒部材が繰返し曲げ荷重を受けるときの非線形挙動における荷重保持や耐力低下を数値的に捉えるための様々なモデルが開発され、柱やはりなどの主に矩形断面を有する気中の部材単体レベルについてはモデルの精度が検証されている。同様に土木研究所基礎チームにおいても、特に場所打ち杭を念頭に RC 棒部材の数値モデルを開発しており、以下の成果を得ている。

1. ファイバー要素を用いて、鉄筋、およびコンクリートの損傷の発展を可能な限り忠実に取込む^{16, 17)}。ファイバー要素とは有限要素法におけるはり要素の一つで、断面がさらに微小断面に分割され、微小断面毎に一軸の応力ひずみ関係が設定され、要素剛性が評価されるものである。
2. はらみ出していないときに比べて、はらみ出した軸方向鉄筋は、曲げ圧縮からの応力反転後に本来鉄筋が負担すべき引張り応力を負担できない。そこで、Menegotto-Pinto モデル^{18, 19)}を拡張してはらみ出した鉄筋の挙動を再現できる応力ひずみ関係を組み込んだ¹⁷⁾。
3. コンクリートの応力ひずみ関係として、我が国の道路橋下部構造の断面パラメータ (鉄筋比など) が網羅されている供試体を用いた実験式である星隈ら^{1, 20)}のモデルを採用した^{16, 17)}。
4. Mander ら²¹⁾は横拘束応力を陽に考慮したコンクリートの応力ひずみ関係を提案していることから、それを利用して、地盤中の部材に関してはかぶりコンクリートの応力ひずみ関係に地盤がかぶりコンクリートを横拘束する効果を考慮するようにした^{22, 23)}。

しかし、コンクリートの応力ひずみ関係の軟化勾配の設定については、未だ課題を有している。星隈らのモデルでは、拘束コンクリートが最大圧縮応力に達した後、その 0.5 倍程度に低下するまでの軟化勾配がモデル化されているものの、それ以後の軟化挙動は与えられていない。そこで、コンクリートの軟化勾配の設定を変化させて、場所打ち杭モデルの気中繰返し水平荷重実験結果の数値シミュレーションを行い、かぶりコンクリート、コアコンクリートそれぞれに対して 2 段階に変化する軟化勾配を設定した¹⁶⁾。これは、鉄筋のはらみ出しが生じていない範囲での杭の荷重変位関係を比較的良く再現できるものを探したものである。また、軟化する応力ひずみ関係を有限要素法で用いると解が要素長に依存するので、一般的な場所打ち杭の塑性ヒンジ長の代表値として杭径の 1/2 程度を想定し、ファイバー要素長を杭径の 1/2 として数値解析を行うという対処をした。しかし、用いた軟化勾配の設定法は汎用性があるとは必ずしも言えない。

曲げを受ける RC 棒部材において鉄筋のはらみ出しているような塑性ヒンジ領域では、かぶりコンクリートや鉄筋周辺のコアコンクリートも塑性ヒンジ領域全長に渡って破壊に達していると考えられる。一方、圧縮実験結果に基づき軟化域における応力ひずみ関係を設定する場合には、供試体中で破壊領域が局所化する。したがって、適用する応力ひずみ関係は、そのひずみが実験供試体の全体の変形量ではなく、局所化領域の変形量を用いて評価されているものが望ましい。Mander ら²¹⁾は軟化領域まで計算可能な応力ひずみ関係を示している。そして、その応力ひずみ関係を大型の円柱供試体の圧縮実験結果と比較しており、供試体中に局所化する破壊領域における平均応力・平均ひずみ関係に近い結果を与えることを示している²⁴⁾。Mander らが検証に用いた実験供試体は鉄筋比などのパラメータの範囲が必ずしも我が国の道路橋下部構造における鉄筋コンクリート部材のそれを網羅していないという欠点はあるものの、文献¹⁶⁾で試行錯誤により同定したコンクリートの応力ひずみ関係に替えて用いることができる可能性がある。

そこで、本論文では、土木研究所基礎チームが開発した RC 棒部材の数値解析モデルを基本とし、コアコンクリート、かぶりコンクリートの両者に Mander らの応力ひずみ関係を用いて、過去に土木研究所によって行われた気中における単杭の交番曲げ荷重実験、緩い砂地盤中の単杭の水平交番荷重実験、気中における群杭の水平交番荷重実験の数値解析を行う。そして、場所打ち杭基礎の変形性能の評価に関して、ファイバー要素を用いた数値解析の適用性を調べる。

2. 模型群杭の気中水平交番荷重実験結果

はじめに、群杭の水平交番荷重実験結果のうち場所打ち杭に関する実験結果^{2, 3)}を見て、各杭の損傷と系としての非線形挙動の関係を考察しておく。実験の概要を図 1 に示す。各杭の損傷度と群杭としての耐力・

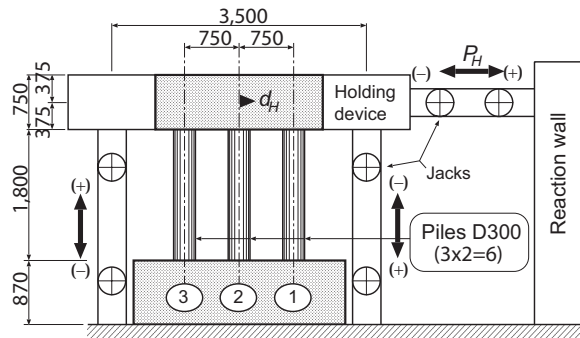


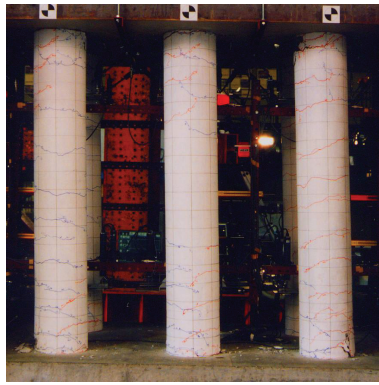
図1 対象とした組杭載荷実験の概要 (供試体 A の場合) . 単位: mm

変形性能の関係を逐次観察するために実験は気中で行われた。供試体は2種類で、一つは載荷方向に3列、載荷直交方向に2列の群杭供試体(以下、供試体Aと呼ぶ)、もう一つは、載荷方向に2列、載荷直交方向に2列の群杭供試体(以下、供試体Bと呼ぶ)である。各杭の両端はそれぞれフーチングに剛結されている。模型杭の断面は一般的な場所打ち杭の断面を縮小したものである。杭径は300mmで、軸方向鉄筋としてD10(SD295A)が16本(鉄筋比1.6%)、杭表面から軸方向鉄筋中心位置までの距離50mmで配置されている。また、帯鉄筋としてD4(SD295A)が40mmピッチで配置されている(鉄筋比0.2%)。コンクリートの圧縮試験強度は約30N/mm²であった。杭中心間隔は、実際の道路橋杭基礎と同様に杭径の2.5倍である。載荷は左右に設置された鉛直ジャッキ2基と水平ジャッキ1基を同時に用いて行われた。鉛直荷重を一定に保ち、かつ上フーチング中心位置における(転倒モーメント)/(水平力)の比を2.5mに保つように制御しながら、水平変位 d_H を交番で与えている。予め全杭が降伏すると予測された荷重を載荷したときに得られた水平変位を $1\delta_y$ として、各載荷ステップにて3回の繰返しを伴う $\pm n\delta_y$ ($n=1,2,3,\dots$)の水平変位履歴が与えられている。 $1\delta_y$ は供試体Aでは12.5mm、供試体Bでは14.0mmとされている。実験中に保持される鉛直荷重は、杭1本あたり平均で137kNであり、それはコンクリートの圧縮試験強度の6-7%に相当する。

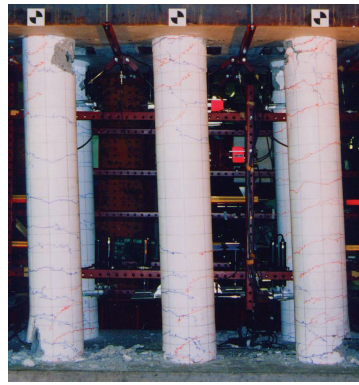
写真1に損傷の進展状況を、図2に水平ジャッキの荷重変位関係を示す。損傷の進展は以下の通りであった。供試体A(3×2列群杭)では、 $2\delta_y$ にてかぶりコンクリートの表面部が剥落した。その後、コンクリートの損傷が進展していくが、 $4\delta_y$ では損傷はさほど小さくなく、帯鉄筋・軸方向鉄筋のいずれの鉄筋の露出も見られない(写真1)。 $6\delta_y, 7\delta_y$ にて両端部列の杭で鉄筋の露出、およびはらみ出しが確認された(写真1)。その後、鉄筋のはらみ出しが大きくなるとともに、端部列の杭では複数の帯鉄筋、軸方向鉄筋が破断した。最終載荷ステップでは、中央列杭の下部においても鉄筋が露出し、はらみ出しが生じていることが確認された(写真1)。供試体B(2×2列群杭)もほぼ同様の損傷の進展であった。 $2\delta_y$ にて両列の杭の下部接合部付近にてかぶりコンクリート表面部が剥落した。その後 $3\delta_y$ にて上部でもコンクリートの圧壊、剥離が見られ、 $4\delta_y$ にて杭下部で帯鉄筋が若干露出した。 $6\delta_y$ にて杭下部で軸方向鉄筋が露出し、はらみ出しが確認された。その後、帯鉄筋、軸方向鉄筋が数本破断し、 $8, 9\delta_y$ では杭上部でもかぶりコンクリートが大きく剥離し、鉄筋が露出、はらみ出した。

一方、荷重については、両供試体とも、 $3\delta_y$ で最大水平荷重に達し、その後荷重は保持されるものの徐々に低下し、 $7\delta_y$ から $8\delta_y$ にて降伏荷重程度になる。そして、鉄筋のはらみ出しの進展やそれに続く破断が生じ、耐力低下が急激になる。最大荷重到達後に降伏荷重相当にまで荷重が低下した状態を終局状態とみなせば、系としての終局塑性率は7程度である。基礎は最終的に大きく損傷し水平力が保持できなくなるものの、鉛直力を保持できている点は特筆すべき点である。

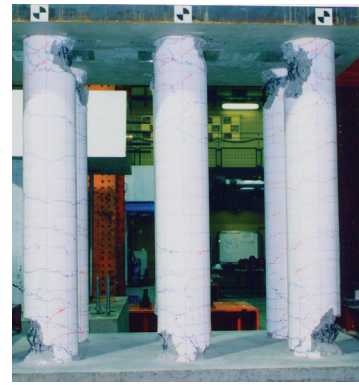
このように、群杭のような不静定構造では、塑性ヒンジ部が複数形成され、いくつかの塑性ヒンジ部にてかぶりコンクリートが圧壊するような状態に達したのち系としての終局状態に達する。したがって、系としての終局点をファイバーモデルを用いて評価するためには、各杭の降伏点、かぶりコンクリート圧壊点



4 δ_y 終了後



6 δ_y 終了後



実験終了後

写真 1 供試体 A の損傷状況^{2, 3)}

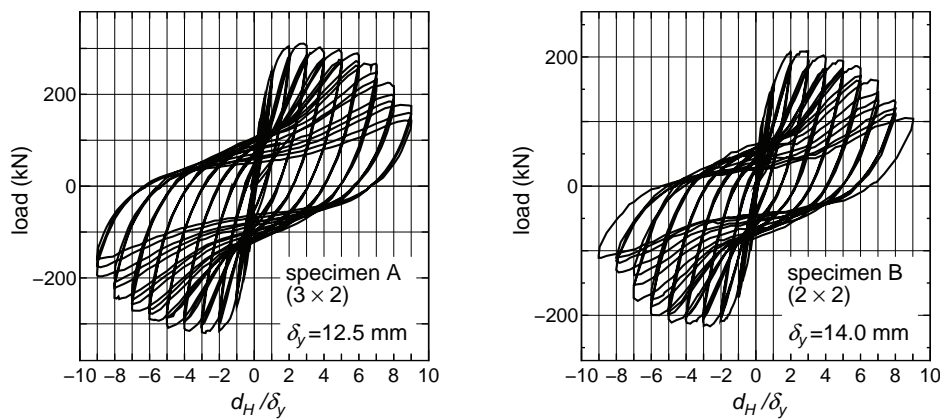


図 2 水平ジャッキの反力-変位関係

が評価できるだけでなく、かぶりコンクリート圧壊後の耐力低下挙動も考慮できるようなコンクリート、軸方向鉄筋の応力ひずみ関係の設定法を確立する必要がある。

3. ファイバー要素による杭のモデル化

3.1. 軸方向鉄筋の応力ひずみ関係とファイバー要素長

軸方向鉄筋の一軸の応力ひずみ関係を図 3 に示す¹⁷⁾。ここに、 σ は応力、 ε はひずみ、 E_0 はヤング率である。はらみ出しが生じていないときは、Menegotto-Pinto (MP) モデル^{18, 19)} (曲線 ABC) が用いられる。

軸方向鉄筋のはらみ出しは、当該軸方向鉄筋に隣接する位置のかぶりコンクリートが圧壊した後に繰返し荷重を受けて生じると仮定される。数値計算上は、軸方向鉄筋に生じるひずみがかぶりコンクリートの圧壊点のひずみに達した後、除荷を受け、再度圧縮荷重を受けるときからはらみ出しの考慮が開始される。MP モデルより得られる圧縮応力 σ_m と後述する塑性座屈曲線 PQBR より得られる σ_b を比較する。 $\sigma_m = \sigma_b$ となったとき (B 点) から MP モデルの BC ではなくはらみ出す鉄筋の圧縮応力経路である塑性座屈曲線上の BR へと移る。その後、圧縮経路上から反転し、引張り荷重を受けるときは、履歴中の最大引張りひずみ点 A を目指す。

塑性座屈曲線 PQBR は、図 4 に示すように、帯鉄筋とコアコンクリートの拘束を受ける杭中の一本の軸方向鉄筋に着目した二次元面内における塑性座屈解析を数値的に行うことにより求められる。軸方向鉄筋は材料および幾何学的非線形性が考慮されたはりで、軸方向鉄筋のはらみ出しに対する帯鉄筋による拘束は帯鉄筋間隔で配置されるバネで、コアコンクリート側への変形に対する拘束は分布バネでモデル化され

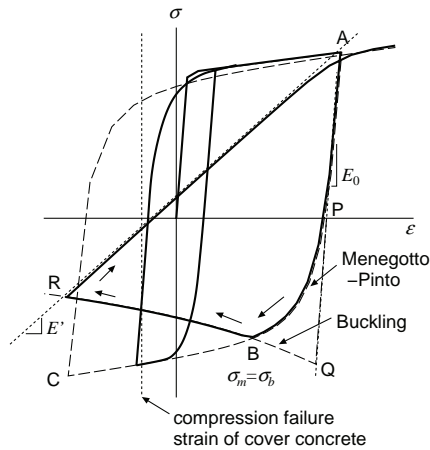


図3 はらみ出しを考慮した鉄筋の応力ひずみ関係

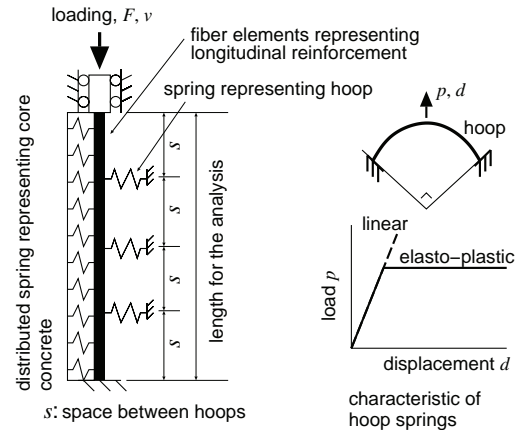


図4 軸方向鉄筋の塑性座屈解析 ($L = 4s$ の場合)

る．通常の場所打ち杭のように円形断面の部材であれば，図4に示すように，帯鉄筋に対応するバネの力学特性は帯鉄筋で作った開角 90° の両端固定アーチの頂部に外向き法線方向の荷重を作用させたときの荷重変位関係としてモデル化できそうであり，本論文でもそれに従っている．ここに，帯鉄筋に対応するバネとして，降伏に伴い剛性がゼロになる弾完全塑性型のバネを仮定した．コアコンクリートに相当する分布バネの力学特性は，圧縮側に対しては十分大きなバネ定数を与えることで殆ど変形せず，引張り側に対しては抵抗しないようにモデル化される．塑性座屈解析は，帯鉄筋間隔 s の m 倍 (m は整数) の長さ $L = ms$ の m に関して必要なケース数行われる．そして，各 m での挙動を比較し，最も荷重低下が大きな荷重 $F \cdot$ 変位 v 関係を取る $m = m_0$ のときの挙動が生じ得るはらみ出し挙動とされる．以上の塑性座屈解析の具体例については文献^{17, 22, 23, 25)}を参照されたい．

m_0 のケースにおける載荷点での荷重 $F \cdot$ 変位 v 関係を，荷重 F を軸方向鉄筋断面積 A_s で，変位 v を特性長さ $L_0 = m_0 s$ でそれぞれ除すことにより平均応力・平均ひずみ関係に換算する．そして，最終的に，図3に示すように，塑性座屈する軸方向鉄筋の平均応力・平均ひずみ関係の原点を点 P に移すことにより曲線 PQBR とする．ここに，点 P は，履歴中の最大引張りひずみ点 (図3では点 A) から初期勾配 E_0 で弾性除荷したときに応力がゼロになる点である．

さらに，はらみ出す軸方向鉄筋の挙動を特性長さ L_0 で平均化しているのでファイバー要素長を調整する．応力ひずみ関係を平均化した長さ L_0 に杭のファイバー要素長を一致させる．

3.2. コンクリートの応力ひずみ関係

使用したソフトウェアに組み込まれていた修正六車モデル¹⁹⁾を用いて圧縮・引張りを受けるコンクリートの応力ひずみ関係を与える．ただし，はじめにも示したとおり，圧縮側の骨格曲線は，杭のファイバー要素長 L_0 の大きさに関係なく，Mander ら²¹⁾のモデルに基づき設定する．具体的には，Mander ら²¹⁾の応力ひずみ関係を近似するように，圧縮側の骨格曲線を規定する最大応力点や軟化勾配を設定する．

供試体 A のコンクリートの圧縮応力・圧縮ひずみ関係の骨格曲線を図5に示す．最大圧縮応力点が点 CC，圧壊点が点 L である．最大圧縮応力点 CC と軟化領域の2直線を規定する点 U と L の設定は，以下の3通りに場合分けされる．

- コアコンクリート：Mander らに従い，帯鉄筋による横拘束応力を考慮して設定する
- 杭が地盤中にあるときのかぶりコンクリート：周辺地盤による横拘束応力を考慮して Mander らの式を用いて設定する
- 杭が空中にあるときのかぶりコンクリート：Mander らに従い，横拘束効果を考慮しない場合の応力ひずみ関係を用いて設定する

このうち，b. については，文献^{22, 23)}にて行ったのと同様に，地盤の静止土圧をかぶりコンクリートに対す

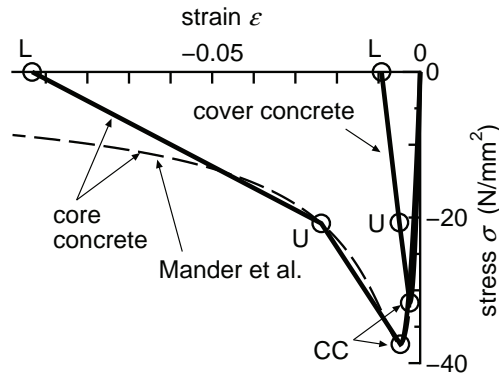


図5 Manderら²¹⁾の応力ひずみ関係と本論文で用いた骨格曲線との比較 (供試体 A)

る有効横拘束応力であるとみなし，Manderらの式中の帯鉄筋による横拘束応力の項を置換え，設定する．杭頭の回転が自由でかつ杭頭部で単調水平载荷を受けるのであれば，杭が曲げ圧縮を受ける側の前面地盤が受働状態になることは容易に想定でき，変位が大きくなるにつれ静止土圧ではなく受働土圧のようなもっと大きな横拘束応力を期待したい．しかし，杭頭の回転が拘束される場合や，動的挙動において構造物と周辺地盤の振動の位相特性が異なる場合に，杭の曲げられる方向と地盤が受働もしくは主働変形を受ける側の位置関係を時々刻々数値解析に取り込むことは煩雑である．そこで，現実的には，平均的と見なせる土圧成分で代表させるのがよいと考えた．杭側面の受ける土圧は(静止土圧) ± (杭・地盤相互作用に応じた変動成分)により構成されると仮定し，かぶりコンクリートが受ける平均的な横拘束応力を静止土圧で代表させる．

a., b. で横拘束応力を考慮する場合，軟化勾配を設定するための制御点として最大応力点 CC のひずみ ϵ_{cc} の 5 倍, 10 倍のひずみに達したときの点を用い，それらから最終的に U 点, L 点を設定する． $5\epsilon_{cc}$ のときの点を U 点とし，また，U 点と $10\epsilon_{cc}$ 点を結ぶ直線を延長することにより求まる $\sigma = 0$ との交点を L 点とする．図 5 に示すように，供試体 A のコアコンクリートの圧縮応力・圧縮ひずみ関係については，概ね最大応力の 30% 程度の応力レベルに低下するまで良く近似できる．

横拘束を受けないかぶりコンクリートについて，軟化勾配を規定する点 U は，最大応力点 CC におけるひずみ ϵ_{cc} の 2 倍のひずみ $2\epsilon_{cc}$ が生じた点である．Mander ら²¹⁾は応力ひずみ関係の骨格曲線から得られる仕事と，要素試験結果から得られる応力ひずみ関係から得られる仕事とが一致するように L 点を設定することを想定している．しかし，本論文では，簡単のために，U 点よりも大きなひずみ領域における軟化勾配は一定であり，その勾配は U 点の接線勾配であるとして L 点を求めた．本論文で解析する杭供試体のかぶりコンクリートについてこの方法で L 点のひずみを設定した場合，Mander らの方法で得られる値よりもやや大きめの値になるようである．

4. 軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しのモデル化

既往の橋脚模型の水平交番载荷実験結果から推測すると，結合鉄筋を介して杭とフーチングが結合されているとき，杭の曲げに伴い結合鉄筋がフーチングから伸び出すことが予測される．群杭実験のシミュレーションにおいて，杭の損傷が小さく，非線形化が小さい範囲では，結合鉄筋の伸び出しが基礎の変位に与える影響を相対的に無視できない可能性があるため，杭・フーチング接合部に線形の回転バネを設置する．

回転バネ定数 K_θ は以下のように設定した．杭最外縁軸方向鉄筋が降伏に達したときにフーチング内定着部が伸び出している量を S_y ，杭断面中心位置からその鉄筋までの距離を x とすると，伸び出しに起因する杭断面の回転角は $\theta_y = S_y/x$ で近似できる．さらに，初期に作用する鉛直力(死荷重)を考慮したときに杭の最外縁鉄筋が降伏に達する曲げモーメントを M_y とすると，回転バネ定数 K_θ が $K_\theta = M_y/\theta_y$ と求まる． S_y の評価は，橋脚模型に対する正負交番载荷実験結果に基づき石橋らが提案した式²⁶⁾によった．

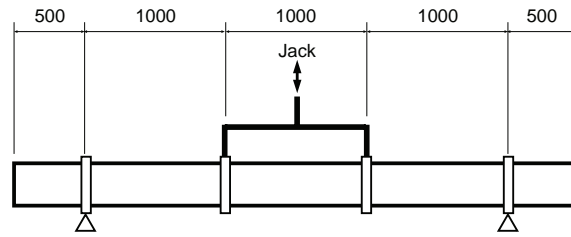


図6 交番曲げ载荷実験概要 (単位: mm)

ここに、 x に関して、降伏時に至るまで中立軸の位置に大きな偏りははなく、杭最外縁軸方向鉄筋までの距離 x を取るときに断面中心位置からでも中立軸位置からでも差はほとんど無いと仮定して、 K_θ の近似を行っている。群杭の実験では軸方向鉄筋の伸び出しに関する計測データがないことから、伸び出しが実験結果に与えた影響度は明らかでなく、ここではこれ以上のモデル化の検討は行わない。

5. 鉄筋とコンクリートの材料パラメーター

軸方向鉄筋、帯鉄筋のヤング率、降伏強度は材料試験結果より与えた。Menegotto-Pinto モデルにおける履歴パラメーターは既往の計算で良く用いられている値を用い ($R_0 = 20$, $a_1 = 18.5$, $a_2 = 0.15$)^{15, 19}，降伏後剛性はヤング率の $1/100$ と仮定した。

コンクリートのヤング率、圧縮強度、引張り強度は材料試験結果より与えた。ここに、引張り強度は割裂試験で得られた割裂強度とした。また、帯鉄筋によるコアコンクリートへの横拘束効果を計算するときに必要な帯鉄筋の降伏強度も材料試験結果より与えた。

6. 気中にて交番曲げ载荷を受ける単杭の挙動

最初の計算対象は、杭の交番曲げ载荷実験である²⁷⁾。実験概要を図6に示す。供試体断面・配筋諸元は群杭载荷実験や次に計算対象とする地盤中の単杭の正負交番载荷実験に用いた杭と同じである。杭はフーチングに結合されていないので結合回転バネを設定する必要がない。さらに実験ではひびわれは見られるものの大きなものではなく、かつかぶりコンクリートの圧壊は観察されていない。したがって、変形性能に関してというよりも、むしろ損傷が大きくなる前の杭の非線形挙動に関する計算精度の確認が可能である。

杭は両载荷点にて同一の強制変位を受ける。最外縁軸方向鉄筋が降伏する荷重を载荷したときに得られた変位を $1\delta_y = 6.5 \text{ mm}$ とし、 $\pm n\delta_y$ ($n = 1, 2, 3 \dots$) の漸増繰返し载荷が与えられている。ここに、各変位レベル n での载荷繰返し回数は三回である。同じ供試体断面・配筋諸元の杭を用いた実験に関する後述の数値解析では塑性座屈解析結果から求まる $L_0 = 120 \text{ mm}$ を要素長としている。一方、ここでは、二つの载荷点間距離が 1000 mm であること、数値計算において鉄筋のはらみ出しは生じないと想定されることから要素長を 125 mm とした。

かぶりコンクリート、コアコンクリート、軸方向鉄筋の応力ひずみ関係の設定に用いた材料パラメーターの一覧を表1に示す。ここに、 E_{c0} = コンクリートのヤング率、 σ_{CC} = CC点(図5参照)の応力(コンクリートの圧縮強度)、 σ_U = U点(図5参照)の応力、 ε_{CC} = CC点のひずみ、 ε_U = U点のひずみ、 ε_L = L点(図5参照)のひずみ、 σ_t = コンクリートの引張り強度、 E_0 = 鉄筋のヤング率、 σ_Y = 鉄筋の降伏強度である。この実験における鉄筋のヤング率については、実験記録が残っていなかったため後述の表2の値を用いた。

図7に载荷点における荷重変位関係を示す。破線が実験結果、実線が計算結果である。荷重はジャッキ荷重の $1/2$ の値であり、変位は2つの载荷点の変位の平均値である。全体的に見ると、各サイクルのピーク値および履歴ループ形状の両者に関して計算結果は実験結果に良く一致する。詳細に見ると、計算は $1\delta_y$ 時のピーク荷重を $13\text{-}14\%$ 程度小さめに与える。そして、 $2\delta_y$, $3\delta_y$ におけるピーク荷重の計算値は負側で $6\text{-}7\%$ 程度大きめであるものの良く一致する一方、正側では $12\text{-}14\%$ 程度大きめに与え、実験との差が大きくなる。

表1 材料パラメーター

かぶりコンクリート						
E_{c0} (N/mm ²)	σ_{CC} (N/mm ²)	σ_U	ε_{CC}	ε_U	ε_L	σ_t (N/mm ²)
2.94×10^4	-28.6	$0.8108\sigma_{CC}$	-0.00200	-0.00400	-0.01110	2.28
コアコンクリート						
E_{c0} (N/mm ²)	σ_{CC} (N/mm ²)	σ_U	ε_{CC}	ε_U	ε_L	σ_t (N/mm ²)
2.94×10^4	-35.0	$0.7127\sigma_{CC}$	-0.00425	-0.02126	-0.11912	2.28
軸方向鉄筋 (D10)		帯鉄筋 (D4)				
E_0 (N/mm ²)	σ_Y (N/mm ²)	E_0 (N/mm ²)	σ_Y (N/mm ²)			
1.85×10^5	351	2.25×10^5	396			

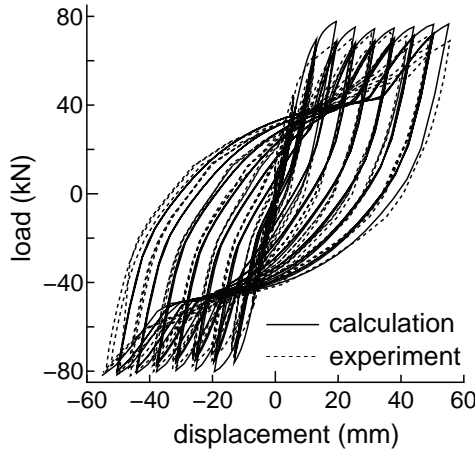


図7 載荷点における荷重変位曲線

その後、実験では正側で $4\delta_y$ にて、負側で $7\delta_y$ にて最大荷重に達するが、同変位レベルで計算されたピーク荷重は実験値と比べて正側で 7%、負側で -1.5%程度となり、10%未満の差に収まる。また、計算においてもかぶりコンクリートの圧壊は生じなかった。したがって、最大荷重点付近の挙動の予測は良好であると考えられる。

軸方向鉄筋の降伏後で、かつ損傷が小さい領域である $2\delta_y$, $3\delta_y$ で計算結果が実験結果よりも荷重を大きめに与える原因は、かぶりコンクリートの応力ひずみ関係の設定にあると推測される。上述の群杭の実験と比べると、この実験・計算ではかぶりコンクリートの圧壊が見られず、同じ $2\delta_y$, $3\delta_y$ と言っても杭単体が受けている損傷程度はかなり小さい。したがって、このような領域ではコアコンクリートよりもむしろかぶりコンクリートのモデル化が重要であると推測され、たとえばひび割れを有するときのかぶりコンクリートの圧縮剛性が実際よりも大きめに評価されているためと考えられる。

かぶりコンクリートのモデル化については場所打ち杭特有の問題とも捉えられる。道路橋に用いられる場所打ち杭では断面に占めるかぶりコンクリートの割合が大きい一方、柱や梁のような気中の部材の場合には断面に占めるかぶりコンクリートの割合が小さい。柱や梁の計算を行うときには、かぶりコンクリートが計算上無視されることも多い。

7. 地盤中にて水平交番荷を受ける単杭の挙動

次の数値解析対象は、砂地盤中の杭の水平交番荷実験^{27, 28)}の中での場所打ち杭模型を用いた実験ケースである。これも単杭の載荷実験である。しかし、杭が地中に埋め込まれている点が6.の実験と異なる。

地盤は実験土槽に作製されたもので、飽和した緩い砂地盤である。供試体断面・配筋諸元は気中での単杭、群杭の実験で用いられたものと同じである。根入れは 8 m で、杭下端はヒンジに固定されている。軸

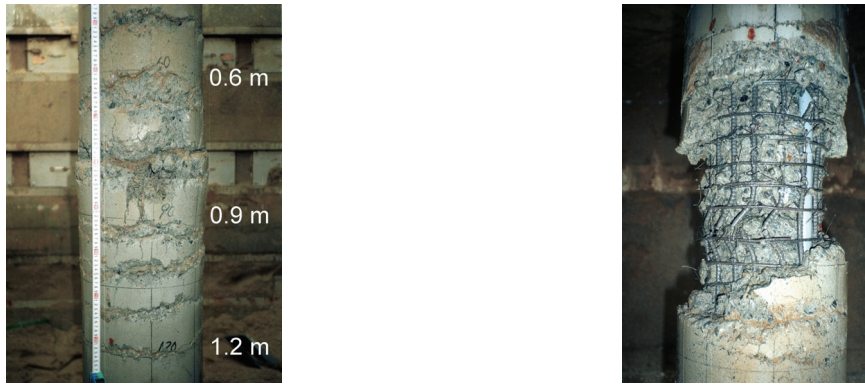


写真2 杭の損傷状況．左：地盤掘削直後，右：かぶりコンクリートをはつた後

表2 材料パラメーター

かぶりコンクリート (地盤からの横拘束効果を考慮しない場合)						
E_{c0} (N/mm ²)	σ_{CC} (N/mm ²)	σ_U	ε_{CC}	ε_U	ε_L	σ_t (N/mm ²)
2.71×10^4	-30.3	$0.7455\sigma_{CC}$	-0.00200	-0.00400	-0.00903	2.70
かぶりコンクリート (地盤からの横拘束効果を考慮する場合)						
E_{c0} (N/mm ²)	σ_{CC} (N/mm ²)	σ_U	ε_{CC}	ε_U	ε_L	σ_t (N/mm ²)
2.71×10^4	-30.3	$0.2884\sigma_{CC}$	-0.00201	-0.01004	-0.02762	2.70
コアコンクリート						
E_{c0} (N/mm ²)	σ_{CC} (N/mm ²)	σ_U	ε_{CC}	ε_U	ε_L	σ_t (N/mm ²)
2.71×10^4	-36.0	$0.6309\sigma_{CC}$	-0.00390	-0.01948	-0.08863	2.70
軸方向鉄筋 (D10)		帯鉄筋 (D4)				
E_0 (N/mm ²)	σ_Y (N/mm ²)	E_0 (N/mm ²)	σ_Y (N/mm ²)			
1.85×10^5	357	2.25×10^5	348			

力は載荷されない状態で，地表面から 0.7 m の位置において水平変位が与えられている． $1\delta = 15$ mm (杭径の 5%) として， $\pm n\delta$ (n は整数) の漸増繰返し載荷が 17 まで与えられている．ここに，各変位レベル n での載荷繰返し回数は三回である．実験終了後の杭の状態を写真 2 に示す．左が実験終了後の杭の外観，右がかぶりコンクリートをはつて鉄筋の損傷を調べたものである．地盤面から深度 -1.8 m の間に渡ってひび割れが分散しており，深度 -1 m 付近の損傷が最も大きかった．群杭実験のような気中で行われた実験結果と異なる点は，鉄筋がはらみ出すような大きな損傷を受けていても，かぶりコンクリートの大部分は完全には杭から剥がれ落ちていないことである．

比較のために，地盤によるかぶりコンクリートへの横拘束応力を考慮しない場合とした場合の 2 ケースについて数値解析を行った．後者については，全深度に渡って深度 -1 m における静止土圧を地盤からの横拘束応力として考慮した．これは，実験における杭の損傷が深度 -1 m 付近で最も大きかったためと，簡単のためである．静止土圧係数は良く用いられる近似値である $(1 - \sin \phi')$ である．ここに， ϕ' は砂の内部摩擦角である．静止土圧係数の値の取り方や深度にも依存するが，コアコンクリートに与える横拘束圧のうち地盤に起因する分は帯鉄筋に起因する分に比べると 1/100 から 1/10 程度のオーダーであると見積られることから，本論文では地盤の横拘束応力がコアコンクリートに与える効果を無視する．最終的に杭のかぶりコンクリート，コアコンクリート，軸方向鉄筋の応力ひずみ関係の設定に用いた材料パラメーターの一覧を表 2 に示す．両ケースのかぶりコンクリートの応力ひずみ関係を図 8 に示す．最大応力点はほとんど変化しない一方，地盤からの横拘束応力を考慮することで応力がゼロに達するときのひずみが約 3 倍になる．なお，図 8 には参考までにコアコンクリートの応力ひずみ関係も示した．

杭体の軸方向鉄筋の塑性座屈解析結果を図 9 に示す． $L_0 = 3s = 120$ mm であった．したがって，ファイ

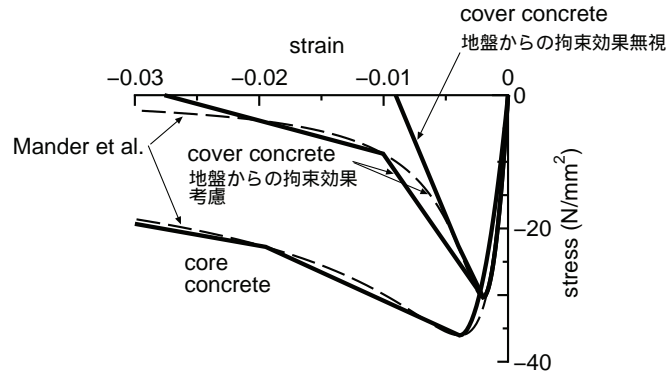


図 8 コンクリートの応力ひずみ関係の比較

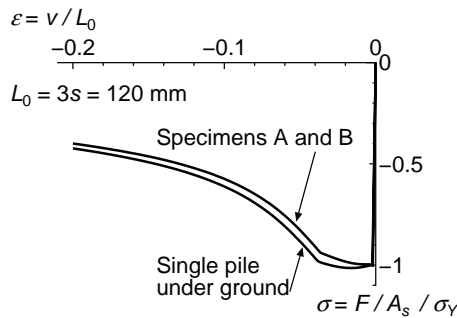


図 9 軸方向鉄筋の圧縮平均応力・平均ひずみ関係 (σ_Y は降伏強度). Single pile under ground = 地盤中の単杭の場合, Specimens A and B = 供試体 A, B の場合

バー要素長は 120 mm である.

基礎地盤間の相互作用は p - y 曲線 (Winkler モデル) でモデル化する. ここに p が地盤反力度, y が基礎地盤間の相対変位である. p - y 曲線の履歴則, およびそれを規定する骨格曲線のパラメータおよび履歴パラメータは文献^{28, 29)}に従うが, 最大点指向型になるように対応する履歴パラメータを設定した. なお, 同文献^{28, 29)}では同じ地盤条件で行われた鋼管杭の載荷実験がシミュレートされ, p - y の骨格曲線のパラメータが調整されている.

計算結果と実験結果の比較を図 10, 図 11 に示す. 図 10 は載荷点における荷重変位曲線の比較である. 図 11 は実験における杭の損傷状況と数値解析で得られた最外縁軸方向鉄筋位置のひずみ分布を比較したものである. 実験では, $3\delta = 45$ mm から荷重保持域に入り始めており, この変位レベルにて杭は降伏に達したと考えられる. その後, 正側では $6\delta = 90$ mm にて最大荷重に達し, 最終載荷レベル $17\delta = 255$ mm の 1 回目の繰返しで大きな荷重低下が生じ, 繰返しを重ねるにつれさらに荷重が低下した. したがって, かなり大きな載荷レベルに達してから, もしくは最終載荷レベルに達してから鉄筋がはらみだし, そして破断に至ったものと推測される. また, 実験において最大ひずみが生じていた深度は, 最も損傷が大きかった深度である -1 m 付近である.

計算結果は実験結果に比べて耐力を正側では高めに, 負側では低めに評価している. なお, 実験において正・負で荷重に差が生じている理由は明らかではない. また, 計算にて最大ひずみが生じていた深度は -1 m 付近であり, 実験結果に一致する. そして, そのひずみの値は, 地盤がかぶりコンクリートを横拘束する効果を考慮しない場合の計算では 13δ で鉄筋のはらみ出しが生じていることを示している. その結果, 図 10 に示されるように, 計算では同変位レベルで荷重が低下する. 実験でも最終載荷ステップ 17δ で顕著な荷重低下が見られたので, 計算における耐力低下点の予測精度はさほど悪くないと考えられる. その後, 計算では鉄筋のはらみ出しに起因する耐力低下が進展する. ただし, 鉄筋の破断に伴う耐力低下は再現されないの, 耐力低下の度合いが実験結果よりも小さい.

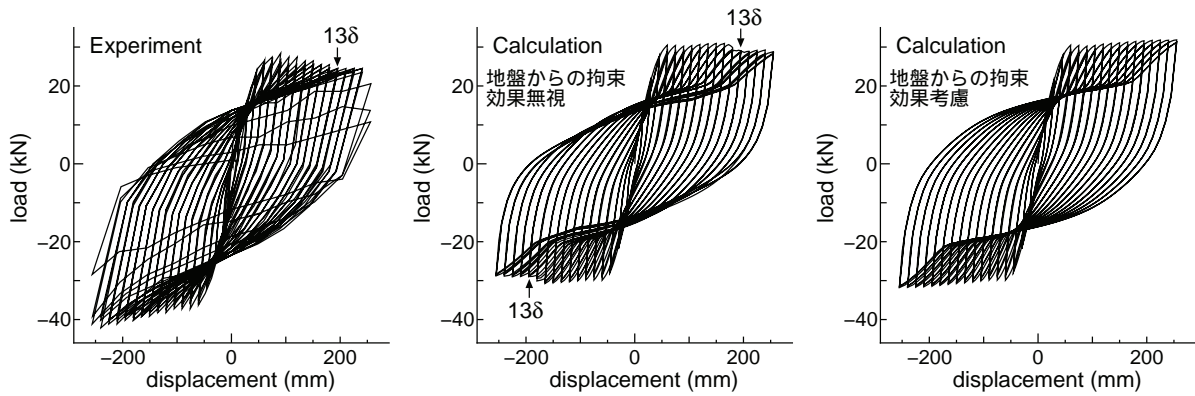


図 10 地盤中の杭の水平交番载荷実験における荷重変位曲線

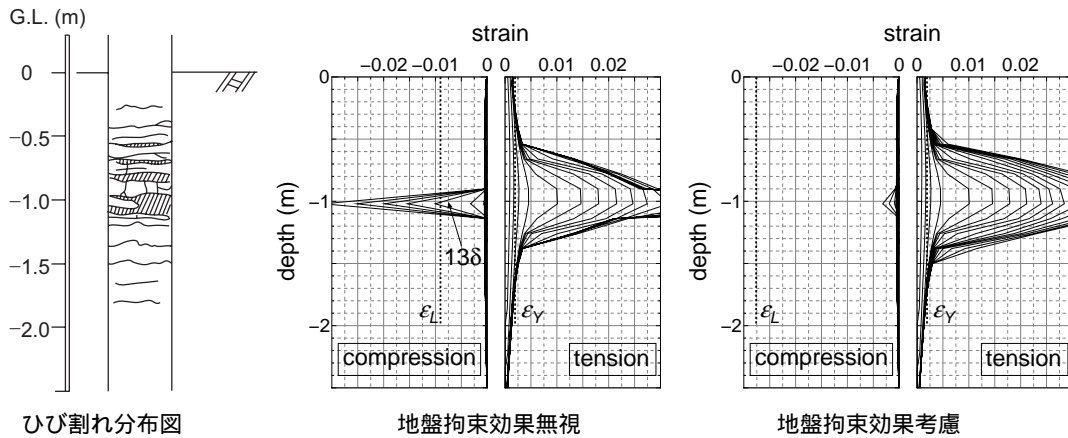


図 11 実験における杭の損傷と数値解析で得られた最外縁軸方向鉄筋位置のひずみ分布の比較 (ε_L = かぶりコンクリート L 点ひずみ (圧壊ひずみ), ε_Y = 軸方向鉄筋降伏ひずみ)

計算結果の最大耐力点付近の挙動に関して、地盤によるかぶりコンクリートへの横拘束効果の考慮の有無に起因した違いは見られない。しかし、地盤からの横拘束効果を考慮した場合には、より広い範囲に渡って引張りひずみが生じる傾向が見られる。これは、杭の剛性が若干大きく設定されることで、杭頭载荷に対して地盤が水平抵抗として関与する深さ（たとえば道路橋示方書下部構造編における $1/\beta^1$ ）が広がり、杭に生じる曲げ変形も深さ方向に分散したためと考えられる。また、地盤からの横拘束効果を考慮した場合の方がかぶりコンクリートに生じる圧縮ひずみはかなり小さくなり、その結果、鉄筋のはらみ出しも生じなかった。

以上のように、単杭に関しては、ファイバーモデルを用いて、損傷が比較的小さい領域から耐力低下域まで気中・地中での場所打ち杭の非線形挙動を比較的良好的に予測できることが分かった。

ところで、気中における棒部材をファイバー要素でモデル化するとき用いるかぶりコンクリートの応力ひずみ関係についてはほとんど研究成果が無い。前述のように一般の部材ではかぶりコンクリートが断面に占める割合が小さく、圧縮応力を分担する比率が小さいことからそれを考慮しても無視しても計算結果に大きな影響を与えないかもしれないが、道路橋基礎に一般的に用いられる場所打ち杭では断面に占めるかぶりコンクリートの割合が大きいためかぶりコンクリートも計算上考慮するのが合理的であると考えられる。地盤からの横拘束応力を考慮することにより、研究成果の多い拘束コンクリートに関する応力ひずみ関係を用いてかぶりコンクリートの応力ひずみ関係を設定して良ければ、実務上かぶりコンクリートの応力ひずみ関係の取扱いが容易になることが期待される。本論文では既研究と同様に地盤からの横拘束応力を静止土圧で代表させるという仮定を行ったが、今後、適当な値が精査されていくことが期待される。

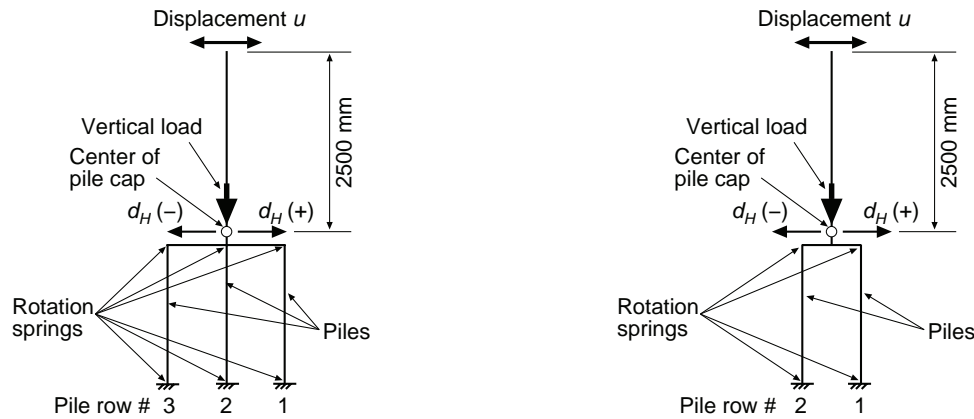


図 12 解析モデル (左：3 × 2 列杭の場合，右：2 × 2 列杭の場合)

表 3 材料パラメーター (供試体 A)

かぶりコンクリート						
E_{c0} (N/mm ²)	σ_{CC} (N/mm ²)	σ_U	ε_{CC}	ε_U	ε_L	σ_t (N/mm ²)
2.00×10^4	-31.7	$0.6523\sigma_{CC}$	-0.00250	-0.00500	-0.00928	2.80
コアコンクリート						
E_{c0} (N/mm ²)	σ_{CC} (N/mm ²)	σ_U	ε_{CC}	ε_U	ε_L	σ_t (N/mm ²)
2.00×10^4	-37.4	$0.5554\sigma_{CC}$	-0.00476	-0.02379	-0.09330	2.80
軸方向鉄筋		帯鉄筋				
E_0 (N/mm ²)	σ_Y (N/mm ²)	E_0 (N/mm ²)	σ_Y (N/mm ²)			
1.76×10^5	380	2.13×10^5	346			

8. 気中にて交番载荷を受ける群杭の挙動

解析対象は 2. にて述べた模型群杭の交番载荷実験である．解析モデルを図 12 に示す．フーチングは剛なはり要素でモデル化した．さらに上部フーチング中心位置から鉛直上方に 2.5 m の長さの剛なはり要素を設置した．そして，フーチング中央部に 137 kN × (杭本数) の鉛直力を载荷後，鉛直に設置した剛なはり要素の頂部に水平変位履歴 u を与えた．载荷点の水平変位 u とフーチング位置の水平変位 d_H は一致しないので，フーチング位置での水平変位 d_H が実験と可能な限り一致するように試行錯誤し，数値解析における载荷点水平変位 u の $1\delta_y$ を供試体 A では 15.3 mm，供試体 B では 20.3 mm とした．計算時間を短縮するため，各 δ_y の変位ステップにおける载荷繰返し回数を 1 回とした．かぶりコンクリート，コアコンクリート，軸方向鉄筋の応力ひずみ関係の設定に用いた材料パラメーターの一覧を表 3，表 4 に示す．ファイバー要素長は杭体の軸方向鉄筋の塑性座屈解析結果にて同定された $L_0 = 3s = 120$ mm である．図 9 に塑性座屈解析で得られた軸方向鉄筋の圧縮平均応力・平均ひずみ関係を示す．

図 13 に計算で得られた水平荷重・水平変位関係を示す．また，図 13 には，計算において発生した主なイベント，および鉄筋のはらみ出しを無視し，かつ単調载荷を与えた場合の計算結果も併せて示した．

計算結果は，全体的な傾向をある程度捕捉できている．変形性能の観点から見ると，計算における $6\delta_y$ ， $7\delta_y$ の変位レベルでのピーク荷重や損傷形態は実験結果によく一致し，たとえば， $6\delta_y \sim 7\delta_y$ まで $1\delta_y$ 時の荷重レベルを保持できることが予測されている．計算において全ての杭でコアコンクリートの最外縁が最大応力点に達したときが，実験において組杭が系としての終局に達したときに対応しているようである．このように，計算結果は，場所打ち杭基礎の変形性能の評価にファイバー要素を用いた数値解析を適用できる可能性を示した．加えて，荷重変位曲線中の除荷時，除荷後の逆側载荷時の曲線形状は軸方向鉄筋の履歴則の選択に応じて変化すると考えられるが，それらの曲線形状も実験結果に近い．

表4 材料パラメーター (供試体 B)

かぶりコンクリート							
E_{c0} (N/mm ²)	σ_{CC} (N/mm ²)	σ_U	ε_{CC}	ε_U	ε_L	σ_t (N/mm ²)	
2.44×10^4	-28.2	$0.7251\sigma_{CC}$	-0.00200	-0.00400	-0.00858	2.64	
コアコンクリート							
E_{c0} (N/mm ²)	σ_{CC} (N/mm ²)	σ_U	ε_{CC}	ε_U	ε_L	σ_t (N/mm ²)	
2.44×10^4	-33.9	$0.6247\sigma_{CC}$	-0.00402	-0.02008	-0.09014	2.64	
軸方向鉄筋				帯鉄筋			
E_0 (N/mm ²)		σ_Y (N/mm ²)		E_0 (N/mm ²)		σ_Y (N/mm ²)	
1.76×10^5		380		2.13×10^5		346	

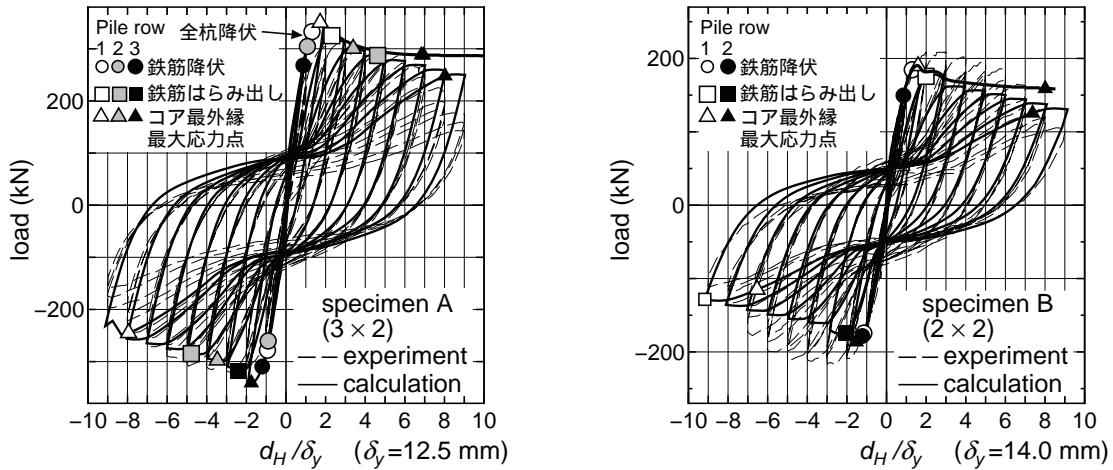


図13 フーチング位置における水平荷重・水平変位曲線

しかし、詳細に損傷の進展を比べると、数値解析は未だ実験を精度良く再現するだけの能力は無いと考えられる。計算では $2\delta_y$ で最大荷重に達し、一旦急に荷重低下が生じ、その後荷重がなだらかに低下するという挙動を示すが、実験では最大荷重が $3\delta_y \sim 4\delta_y$ にて発生し、その前後で荷重が保持され、その後、荷重が低下する。すなわち、計算は最大荷重点の変位レベルを小さめに評価する。そして、計算は、最大荷重を供試体 A で 12.6% 過大評価し、供試体 B で 9.2% 過小評価する。そして、圧縮杭 (正側荷重であれば 1 列目、負側荷重であればその逆側) の鉄筋のはらみ出しは $2\delta_y$ のレベルから生じている。

計算において最大荷重点から一旦急に荷重低下が生じ、その後荷重が保持されつつも徐々に小さくなっていくという特徴は、図5に示したコンクリートの応力ひずみ関係の骨格曲線形状に類似している。単杭の場合に比べて、群杭の場合には端部の杭の軸力が変動し、大きな軸圧縮力が作用する。図14に供試体 A, B の端部杭の軸力の変動履歴を示す。縦軸は作用軸力を杭断面積で除すことによって得られる軸圧縮応力 σ_N をさらにコンクリート圧縮試験強度 σ_{c0} で無次元化した値である。軸圧縮応力 σ_N は最大で圧縮試験強度 σ_{c0} の 30% 近くにまで達する。通常、橋脚に作用している軸圧縮応力が設計基準強度の数%程度であることを考えると、かなり高い値である。作用軸力が大きいと、曲げに伴い、コンクリートに生じる圧縮ひずみが大きいレベルにまで達しやすくなる。その結果、水平変位レベルの比較的小さい段階からコンクリートに生じる圧縮ひずみレベルが大きくなる。したがって、群杭の数値シミュレーション結果は単杭の場合に比べてさらにコンクリートの応力ひずみ関係に敏感になると考えられる。

また、供試体 B に関する計算精度が相対的に悪かったことも、同様の原因によるものと考えられる。2x2 列杭である供試体 B の杭の方が供試体 A の杭よりも大きな最大軸力を受けており、軸力の変動がさほど無い中間列の杭を有していないためである。

図15に供試体 A, B のシミュレーションにおける端部杭、最下部有限要素における最外縁軸方向鉄筋位

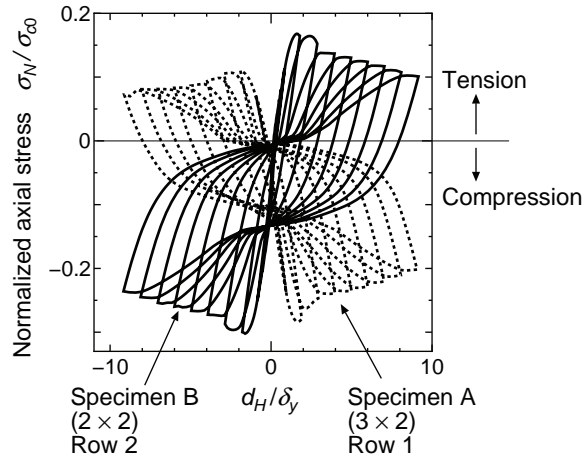


図 14 端部列杭一本あたりの軸力の変動

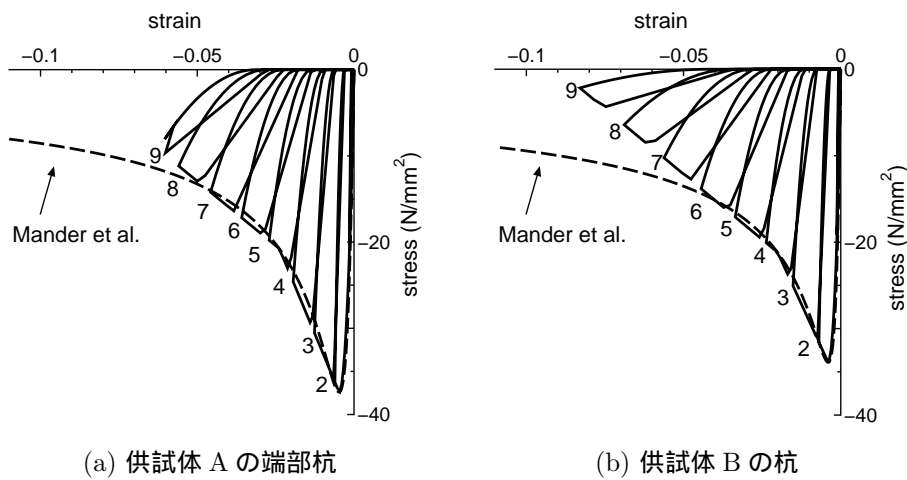


図 15 端部杭，最下部有限要素における最外縁軸方向鉄筋位置近傍のコアコンクリートの応力ひずみ履歴 (数字は荷重変位レベル $n\delta_y$ に対応)

置近傍のコアコンクリートの応力ひずみ履歴を示す．なお，参考までに，コンクリートの軟化特性の設定において参照した Mander ら²¹⁾による応力ひずみ関係も破線でプロットした．まず，特徴的な点は，変位レベルが $2\delta_y$ であっても，コアコンクリートでも既に最大応力点を超えている点である．また，最終的に生じるひずみレベルも供試体 B では 8%程度にまで達するなど，単杭実験のシミュレーションで得られたひずみレベルに比べると非常に大きい．たとえば，図 11 に示すように，同じ断面・配筋諸元の杭供試体が用いられている地盤中の杭の荷重実験の数値シミュレーションにおいて最外縁軸方向鉄筋位置近傍のコアコンクリートに生じたひずみはせいぜい 4%程度である．

9. まとめ

構造部材としての場所打ち杭の非線形挙動について，実験結果の数値シミュレーションを行った．その結果，杭が地盤中にある場合も含めて，単杭の非線形挙動のシミュレーション結果は，損傷が小さい領域から曲げ耐力低下域についてまで比較的良好であった．また，群杭の非線形挙動のシミュレーション結果も，場所打ち杭基礎の変形性能の評価にファイバー要素を用いた数値解析を適用できる可能性を示した．しかし，軸力変動の為に杭に高い圧縮軸力が作用する群杭の場合には計算精度が劣り，コンクリートの応力ひずみ関係の設定が計算結果に及ぼす影響が顕著に現れた．

したがって、設計実務においてファイバー要素を群杭基礎の変形性能評価に用いることができるようにするための重要課題は、コンクリートの応力ひずみ関係のモデル化であることは変わらない。たとえば、拘束コンクリートの応力ひずみ関係にはいくつかの研究成果があり、それらは比較的近い最大応力点を与えるが、最大応力点以後のモデル化については多様である。また、ファイバー要素を利用して場所打ち杭の挙動を評価するためには、円形断面に適用可能で、かつ静止土圧程度の低横拘束応力から帯鉄筋による高横拘束応力までの幅広い範囲に対応した応力ひずみ関係のモデルが必要である。近年、たとえば文献³⁰⁾の研究に見られるように、この点については研究が精力的に進められており、今後の更なる研究の進展が期待される。

以上のような現状と併せて考えると、現時点では、設計実務において場所打ち群杭基礎の耐力・変形性能をファイバー要素を用いて評価するときには、少なくとも、ソフトウェアが与えるコンクリートの応力ひずみ関係を無条件に使用することは避ける必要があると考える。ファイバー要素を用いて群杭基礎の変形性能を評価しようとする場合には、本論文や文献^{16, 17)}で行われているように、異なる軸力条件、異なる諸元、単杭、群杭などのいくつかの異なった条件の実験結果のシミュレーションを行うなどして、用いるモデルが与える数値解の性質を十分に把握しておくことが前提条件の一つとして位置づけられるべきである。

謝辞： 本研究の一部は、科学研究費補助金若手研究 (B) (研究代表者：白戸真大、課題番号 15760356) の助成により実施したものである。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書，2002.
- 2) 木村嘉富，大越盛幸，中野正則，福井次郎，横山功一：杭基礎の変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 44A，pp. 1597-1606，1998.
- 3) 福井次郎，中野正則，木村嘉富，石田雅博，大越盛幸，阪野彰：杭基礎の変形性能に関する載荷試験，土木研究所資料，第 3553 号，1998.
- 4) 中野正則，木村嘉富，石澤毅，嶋津晃臣，小山清一：鋼管杭基礎の模型水平載荷実験 (その 1)，第 32 回地盤工学研究発表会，pp. 1573-1574，1997.
- 5) 福井次郎，木村嘉富，吉田映，鈴木規彦，平田尚：鋼管杭基礎の模型水平載荷実験 (その 2)，第 32 回地盤工学研究発表会，pp. 1575-1576，1997.
- 6) 吉田映：鋼管杭基礎の水平耐力，杭基礎に関する最近の動向講習会，地盤工学会関西支部，pp. 35-55，1996.
- 7) 松田秀高，塩井幸武，木村亮，長谷川明：鋼管杭基礎の終局限界状態の向上に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol. 43A，pp. 1397-1402，1997.
- 8) 中野正則：基礎の耐震設計法について，基礎工，Vol. 25，No. 3，pp. 82-90，1997.
- 9) 永尾拓洋，棚村史郎，室野剛隆，神田政幸：模擬地盤 (コイルバネ) 中における RC 杭の復元力特性，第 37 回地盤工学研究発表会，地盤工学会，pp. 1459-1460，2002.
- 10) Budek, A. M., Priestley, M. J. N., and Benzoni, G.: The effect of external confinement on flexural hinging in drilled pile shafts, *Earthquake Spectra, EERI*, Vol. 20, No. 1, pp. 1-24, 2004.
- 11) 中村光，二羽淳一郎，田辺忠顕：鉄筋コンクリート柱の終局変位に関する解析的検討，土木学会論文集，No. 420/V-13，pp. 115-124，1990.
- 12) Gomes, A. and Appleton, J.: Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcement bars including buckling, *Engineering Structures*, Vol. 19, No. 10, pp. 822-826, 1997.
- 13) 増川淳二，須田久美子，前川宏一：かぶりコンクリートの剥離と鉄筋座屈を考慮した中空断面 RC 橋脚の 3 次元非線形 FEM 解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 21, No. 3, pp. 37-42, 1999.
- 14) 三木朋広，Lertsamattiyakul, M., 二羽淳一郎：鉄筋座屈を考慮した格子モデルによる RC 橋脚の静的正負交番解析，コンクリート工学年次論文集，Vol. 24, No. 2, pp. 979-984, 2002.

- 15) Maekawa, K., Pimanmas, A., and Okamura, H.: *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, SPON Press, London, 2003.
- 16) 白戸真大, 木村嘉富, 福井次郎, 高橋雅裕: 杭基礎のポストピーク挙動に関する一数值解析, 構造工学論文集, Vol. 45A, pp. 1387-1398, 1999.
- 17) 白戸真大, 木村嘉富, 福井次郎: 鉄筋のはらみ出しを考慮した場所打ち杭のモデルと地盤振動が杭基礎に与える影響評価への適用, 土木学会論文集, No. 689/I-57, pp. 153-172, 2001.
- 18) Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including change in geometry and non-elastic behavior of elements under combines normal force and bending, *IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated Loads, Final Reports*, Vol. 13, pp. 15-22, Lisbon, 1973.
- 19) Ristic, D., Yamada, Y., Iemura, H., and Petrovski, J.: Nonlinear behavior and stress-strain based modeling of reinforced concrete structures under earthquake induced bending and varying axial loads, Research Report No. 88-ST01, School of Civil Engineering, Kyoto University, 1988.
- 20) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K., and Taylor, A. W.: Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers, *J. of Struct. Engrg., ASCE*, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.
- 21) Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete, *J. of Struct. Engrg., ASCE*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826, 1988.
- 22) Shirato, M.: Computational seismic performance assessment of a pile foundation subjected to a severe earthquake, 東京大学学位論文, 2004.
- 23) Fukui, J. and Shirato, M.: A structural model of RC members subjected to severe earthquake loads and its application to assess the seismic performance of pile foundations, 土木研究所資料, 第 3916 号, 2004.
- 24) Mander, J. B., Priestley, M. J. N., and Park, R.: Observed stress-strain behavior of confined concrete, *J. of Struct. Engrg., ASCE*, Vol. 114, No. 8, pp. 1827-1849, 1988.
- 25) 白戸真大, 福井次郎, 木村嘉富: 場所打ち杭における軸方向鉄筋のはらみ出し特性に関する数值解析, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, 土木学会, pp. 569-572, 1999.
- 26) 石橋忠良, 小林薫, 海原卓也: 大変形領域の交番荷を受ける RC 橋脚のフーチングからの鉄筋拔出し量算定法に関する研究, 土木学会論文集, No. 648/V-47, pp. 43-54, 2000.
- 27) 福井次郎, 木村嘉富, 大越盛幸, 阪野彰: 砂地盤中の単杭の復元力特性に関する水平載荷試験, 土木研究所資料, 第 3552 号, 1998.
- 28) Shirato, M., Koseki, J., and Fukui, J.: A new nonlinear hysteretic rule for Winkler type soil-pile interaction springs that considers loading pattern dependency, *Soils and Foundations*. Vol. 46, No. 2, pp. 173-188, 2006.
- 29) 白戸真大, 野々村佳哲, 中谷昌一: Winkler パネを用いた深い基礎の非線形動的解析モデル, 第 9 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, pp. 25-32, 2006.
- 30) 秋山充良, 洪起男, 鈴木将, 佐々木敏幸, 前田直己, 鈴木基行: 普通強度から高強度までの構成材料を用いた RC 柱の一軸圧縮実験と圧縮破壊エネルギーを介したコンファインドコンクリートの平均化応力 - ひずみ関係, 土木学会論文集, No. 788/V-67, pp. 81-98, 2005.

(受理: 2006 年 3 月 7 日)
(掲載決定: 2006 年 9 月 14 日)

Numerical Estimation on Ductility Capacity of Drilled Shaft Foundations Using Fiber Elements

SHIRATO Masahiro¹⁾, FUKUI Jiro²⁾, and NAKATANI Shoichi³⁾

1) Member Senior researcher, Public Works Research Institute, Dr. Eng.

2) Director, Public Works Research Institute, M. Eng.

3) Team Leader, Public Works Research Institute, M. Eng.

ABSTRACT

Grouped-drilled shaft foundations are one of the most common foundation types in highway bridge foundations, and it is expected to develop a nonlinear numerical model to predict their deformation capacities during earthquakes. In this paper, numerical simulations of model single and grouped drilled-shafts are conducted using a fiber model that considers the effects of material nonlinearity including lateral confinement from surrounding soil to pile concrete and reinforcement swelling. Numerical results agree well with experimental results in single drilled shaft cases. However, the capability of the numerical simulation for grouped-drilled shafts is worse than that for single drilled shafts, while the calculation captures overall tendencies as observed in the experiment. The numerical results indicate that the compressive stress-strain model for concrete can strongly affect calculated foundation behavior, because, in grouped-pile foundations, the axial load in each pile varies with an increase in the horizontal displacement of the foundation, and the piles become subjected to large axial loads.

Key Words : Drilled shaft, Ductility, Postpeak, Fiber element, Numerical simulation