Architectural Institute of Japan

【カテゴリーII】

日本建築学会構造系論文集　第509号，83-90，1998年7月
J. Struct. Constr. Eng., AIJ, No. 509, 83-90, Jul., 1998

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

STUDY ON STRUCTURAL BEHAVIOR OF CAST-IN-PLACE PILE AND GROUND BEAM SUBASSEMBLAGES UNDER LATERAL LOADING

小林勝己*，丸　隆宏**，大西靖和***，寺岡　勝****，和田　章*****

Katsumi KOBAYASHI, Takahiro MARU, Kiyokazu ONISHI, Masaru TERAOKA and Akira WADA

In order to investigate the structural behaviors of cast-in-place pile and ground beam subassemblages under lateral loading, some experiments using the subassemblage specimens were conducted. The results were summarized as follows.

1) In this study scope, the ultimate strength and failure mode of pile heads were little affected by that the pile caps were existing within the flexural tension region of ground beams, and all specimens had stable restoring force characteristics until large deformation.

2) The deformation of the subassemblages until pile reinforcement yielding could be estimated by the following values.
   a) The flexural and shear deformation of pile with the additional deformation due to relaxation of the pile reinforcement bond.
   b) The rotaion of the pile head due to the slip of the pile reinforcement anchorage in the pile cap concrete.
   c) The rotaion of the pile cap due to the deformation of ground beams.

Keywords ; *cast-in-place pile, pile and ground beam subassemblage, pile cap, lateral loading, deformation characteristics*
場所打ち杭，杭－基礎梁部分架構，パイルキャップ，水平荷重，変形特性

1.序論

上部構造の耐震設計においては，既に大地震に対する設計が一般的に行われており，さらに信頼性設計あるいは性能設計へ移行する趨勢にある。それに対して杭基礎に関しては，現状では大地震を対象とした設計が一般的には行われていない[1]。しかるに震災で多くの基礎の被害事例が問題となったこと[2)3)]等から，杭基礎の耐震設計の重要性が認識され，大地震時における杭基礎の要求性能と性能評価法に関する議論が行われてきている[4)~6)]。

中高層以上の建物の基礎に多く用いられている場所打ち杭については，地盤の長期鉛直支持力の検討から設計上の断面性能が決定されることが多い。耐震性能の面からみると，一般の場所打ち杭については，コンクリート断面が大きく主筋量が比較的小さいために，曲げ耐力に比べてせん断耐力が相対的に大きく，比較的大きな変形能力を有すると考えられている。ところが，今まで杭基礎の二次設計が義務づけられていなかったこともあり，大地震時を対象とした設計を行う場合，その変形特性を合理的に評価する手法が確立していないのが実状である。

そこで本研究は，大地震時における場所打ち杭の変形特性を考慮した合理的な力学的モデルを作成することを目的とする。

震災での場所打ち杭の被害については，杭頭部が曲げ破壊した事例[7)]，杭頭接合面において杭とパイルキャップが離れた事例や，パイルキャップあるいは基礎梁の損傷が大きかった事例[2)3)]等が報告されている。そこで，一柱一杭で使用されることが多い場所打ち杭の頭部に，パイルキャップや基礎梁を考慮して部分架構として考えると，その耐震性能に関する重要な力学的課題には，以下に示す点が挙げられよう。

①パイルキャップ内の杭主筋および基礎梁主筋の付着・定着性能
②パイルキャップのせん断性能（耐力及び変形特性）
③①～②の要因と隣接部材との相関作用を考慮した杭・基礎梁・柱各部材の力学性能（耐力及び変形特性）

上記①～③はそれぞれが影響を及ぼしあうため，最初から独立して扱うことは合理的ではない。特に変形特性の評価に重要な，杭主筋の付着・定着性能は，隣接する基礎梁の応力状態やパイルキャップのせん断性能に影響されることが考えられる（図1参照）。

従来杭頭部の力学性能の評価については，杭頭固定度の検討や杭材のせん断耐力の確認を目的として，片持ち梁形式[8)~11)]あるいは不静定梁形式[12)13)]の実験的研究が行われている。しかし剛性と耐力が大きい場所打ち杭の場合には，上記のように構造各部の力学特性が互いに影響しあうため，杭・基礎梁・パイルキャップ等をモデル化した部分架構の実験により，その力学性能を評価することが重要と考えられる。

本論文は，上記①～③の力学的課題を評価するための第一段階と

本論文の一部は，文献20)において既に発表したものである。

* ㈱フジタ技術研究所　主任研究員・工修
** ㈱フジタ技術研究所　工修
*** ㈱フジタ技術研究所　主任研究員
**** ㈱フジタ技術研究所　部長・博士(工学)
***** 東京工業大学建築物理研究センター　教授・工博

Chief Research Engineer, Technical Research Institute, Fujita Corporation, M. Eng.
Research Engineer, Technical Research Institute, Fujita Corporation, M. Eng.
Chief Research Engineer, Technical Research Institute, Fujita Corporation
Research General Manager, Technical Research Institute, Fujita Corporation, Dr. Eng.
Prof., Dept. of Structural Engineering Research Center, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

NII-Electronic Library Service

して，特に隣接する基礎梁との相関作用を考慮した，杭主筋の付着・定着性能と杭頭部の力学性能の評価に主点をおいたものである。すなわち杭と基礎梁一体の部分架構の実験を行い，杭頭部の破壊性状の評価，変形特性の分析とそれを評価するための力学モデルの提案を試みる。

2.部分架構の加力実験の概要

2.1 設計事例の分析

場所打ち杭を用いた杭－基礎梁－パイルキャップに関して既存の設計事例 13 件を分析し，代表的な基礎形状と建物階数との関係を調査した結果を図 2 に示す。

これによると，以下の様な傾向がある。

a) 基礎梁成は建物階数に比例して大きくなるが，パイルキャップ成は階数に比例して大きくなっていない。

b) パイルキャップ成は，杭の主筋径 d_{bd} の 40 倍に，被りコンクリート 10cm を加えた値にほぼなっている。

c) 10～15 階建ての建物を想定すると，パイルキャップ成が基礎梁成の約 1／2 となっている。

以上の分析結果によると，c) の場合には杭の曲げ引張主筋の定着位置が基礎梁の曲げ引張領域に対応していることがわかる。これについては，場所打ち杭の杭頭部に関する設計手法が確立しておらず，一部の構造細則の規定に従っているために生じるものであろう。試験体の計画にはこれらの点を考慮し，試験体形状（特にパイルキャップ成と基礎梁成の関係）と杭主筋定着長さ等をパラメータとした。

2.2 試験体

試験体は 4 体で，その諸元を表 1 に，形状および配筋詳細を図 3 に示す。試験体形状は，杭，パイルキャップ，基礎梁からなる T 字型の部分架構とした。本論文では，特に基礎梁との相関作用を考慮した杭頭部の力学特性に主点をおいていることと，一般に柱の応力は杭の応力に比べて小さいことから，柱からの加力を省略し実験の簡略化を図っている。ここで基礎梁との相関作用とは，基礎梁端部の曲げひび割れ発生が，杭主筋の定着性能とさらに杭頭部の力学特性に与える影響である。なお柱からくる応力が，パイルキャップのせん断性能に影響し，さらに杭主筋の定着性能に影響することも考

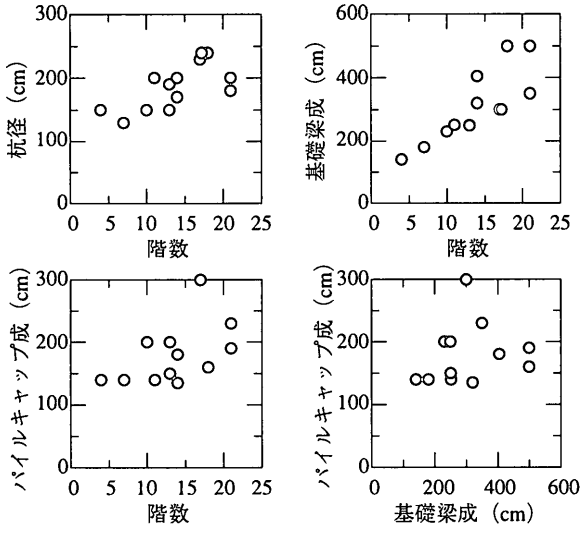

図2 杭－基礎梁－パイルキャップの設計事例の分析

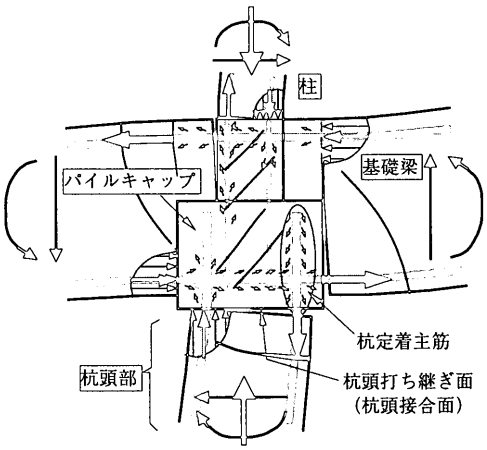

図1 杭・基礎梁部分架構の応力および変形の状態

えられるが，そのようにパイルキャップのせん断応力度が厳しい場合については，本論文では扱わず今後の課題とする。

試験体は，いずれも計算上杭頭部が曲げ破壊するように設計し，軸力および杭主筋比を変えて，杭頭曲げ耐力時の基礎梁端部の応力の大きさについてもパラメータとなるようにした。すなわち計算上，基礎梁の降伏を先行させないことを前提として，杭頭曲げ耐力時の基礎梁の余裕度（表 1 の $Q_{bu}／Q_{pu}$）が，1.1～2.0 となる様に基礎梁の配筋を設定している。また，地盤はモデル化していないが，大地震時を想定して地盤反力係数を種々変化させ，杭頭部の応力状態を検討した結果から，シアスパン比を 2.5 とした[9]。

No.1 は本実験の基本試験体で，10～15 階の建物中柱直下の杭を想定した約 1／3 縮小模型であり，基礎梁成に対するパイルキャップ成の比が約 1／2，パイルキャップへの杭主筋定着長が 40 d_{bd} である。軸力は一定軸力とし，通常の長期許容支持力度相当（2.5MPa）とした。No.2 は軸力の影響，No.3 はパイルキャップ成（および杭主筋定着長）の影響，No.4 は主筋量の影響を調査するためのものである。なお No.4 は，杭の主筋径を変え定着長さを同一にしているため，定着長は 30 d_{bd} となっている。試験体は天地逆の状態で作成し，基礎梁及びパイルキャップのコンクリートを打設した後，杭のコンクリートを打設した。使用材料の力学的性質を表 2 に示す。

表 1 試験体諸元

	杭主筋比 pg(%)	軸力 (MPa)	ﾊﾟｲﾙｷｬｯﾌﾟ成／基礎梁成	杭主筋の定着長	Qbu*／Qpu**
No.1	0.70	2.5	0.5	40 d_{bd}	1.4
No.2	0.70	0.8	0.5	40 d_{bd}	2.0
No.3	0.70	2.5	1.0	74 d_{bd}	1.4
No.4	1.26	2.5	0.5	30 d_{bd}	1.1

（杭主筋 No.1～3; 28-D10, No.4; 28-D13, d_{bd}：杭主筋径）
*Qbu；基礎梁曲げ耐力時の水平力（学会式による計算値）
**Qpu；杭頭曲げ耐力時の水平力（e関数法による計算値）

表 2 使用材料の力学的性質 （単位：MPa）

鉄筋	D6	D10	D13	D16	コンクリート		
使用部位	杭・基礎梁・ﾊﾟｲﾙｷｬｯﾌﾟ補強筋	No.1～3 杭主筋	No.4 杭・基礎梁主筋	基礎梁主筋	使用部位	杭	基礎梁・ﾊﾟｲﾙｷｬｯﾌﾟ
降伏点	388	375	369	383	圧縮強度	29.5	20.7
引張強さ	535	571	525	586	ﾔﾝｸﾞ係数*	18900	15400

（*圧縮強度の 1/3 の時の割線剛性による）

NII-Electronic Library Service

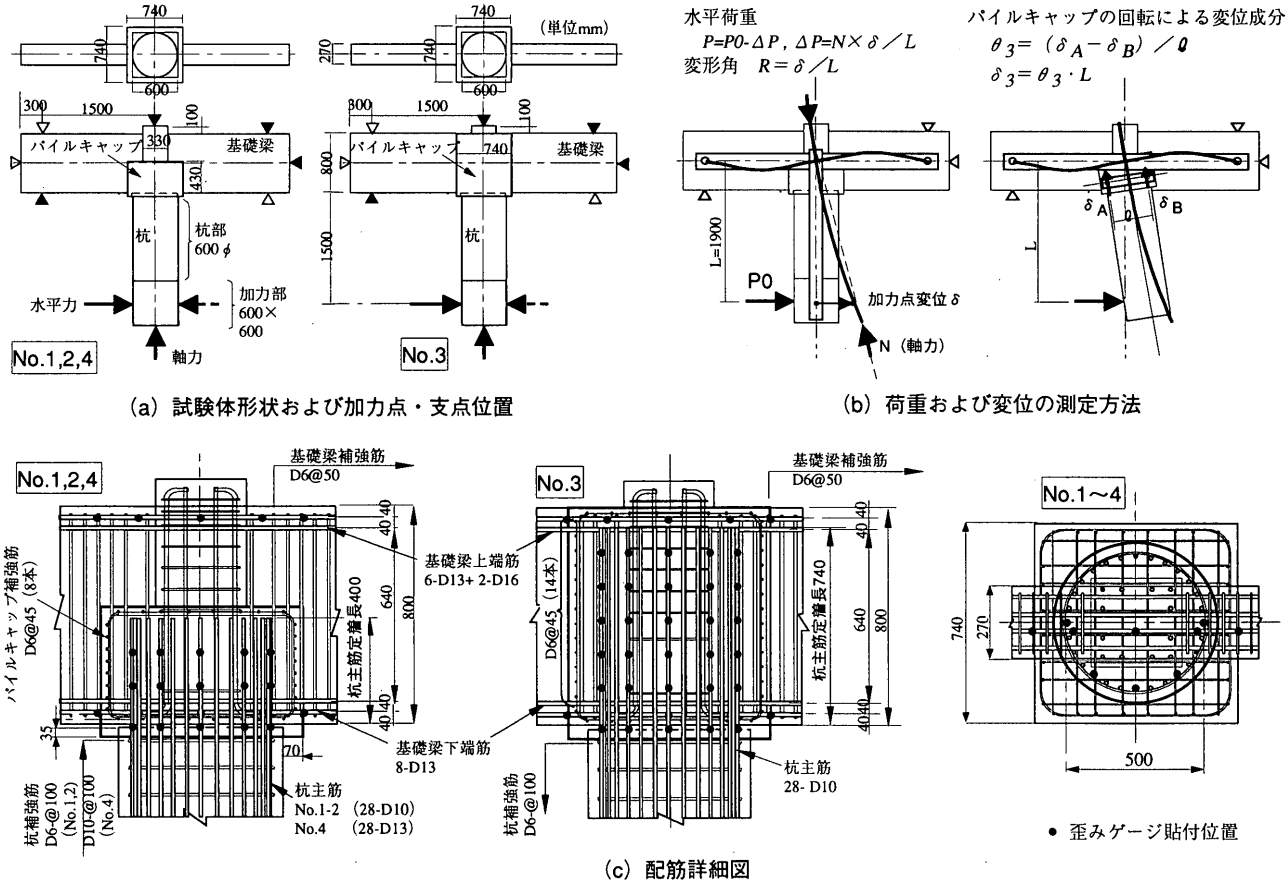

図3 試験体および加力・測定方法の概要

2.3 加力及び測定

杭及び柱に PC 鋼棒を介して一定軸力を与えつつ，杭端に正負交番漸増繰返し加力を行った。図 3(a)の試験体形状図中に加力点位置及び支点位置を示す。測定は，杭頭の水平荷重・軸力と部材各部の変位及び杭主筋の歪度等について行った。

図 3(b)に以下の検討に用いる荷重 P の算定方法と，加力点変位 δ および基礎梁の変形とそれに伴うパイルキャップの回転による変位成分 δ_3 の測定方法について示す。杭に作用する水平荷重 P は，杭に与えた水平力 $P0$ から軸力の水平成分 ΔP を差引いて算出する。δ および δ_3 は，基礎梁の支点位置（反曲点位置）を繋ぐ基準梁からの相対変位であり，加力点変位 δ には杭の曲げ変形とせん断変形のほかに，パイルキャップからの抜出しに伴う杭頭部の回転による変位成分，基礎梁の変形とそれに伴うパイルキャップの回転とパイルキャップのせん断変形による変位成分 δ_3 等を含んでいる。

3 実験結果

3.1 復元力特性および破壊性状

図 4 に各試験体の荷重 P と加力点変位 δ との関係を，図 5 に試験体 No.1 と No.4 の大変形時（δ =45mm，変形角 R=2.4／100）におけるひび割れ状況を示す。また表 3 に各種ひび割れの発生や主筋降伏等の主な実験結果一覧を示す。

各試験体の $P-\delta$ 関係はいずれも，若干スリップ型となっているが，変形が大きい領域まで安定した履歴性状となっていることがわかる。最大荷重以後も急激な荷重の低下は生じておらず，δ =60mm（変形角 R=3.2/100）の加力サイクルにおいて若干の低下が認められる程度である。

全ての試験体において，杭の曲げひび割れ・基礎梁の曲げひび割れに次いで杭主筋の曲げ引張降伏が生じた。杭主筋降伏発生時の加力点変位 δ は，4.6～8.5mm である。その後暫時曲げせん断ひび割れが進展すると共に，杭頭部の回転が大きくなり，杭頭部のコンクリートが曲げ圧壊して最大荷重に達した。なお No.1 と No.4 においてはそれぞれ δ =15mm，30mm の加力サイクル中に，パイルキャップにせん断ひび割れが生じた。No.4 のせん断ひび割れ幅は，最大荷重時において 0.2～0.3mm 程度であった。

表 3 主な実験結果一覧 （単位，荷重P：kN，加力点変位 δ ：mm）

		No.1		No.2		No.3		No.4	
		P	δ	P	δ	P	δ	P	δ
杭曲げひび割れ発生	+	87	1.52	68	0.99	97	1.48	104	1.43
	−	-60	-0.78	-59	-0.90	-90	-1.17	-89	-1.22
基礎梁曲げひび割れ発生	+	107	1.76	111	2.40	160	3.34	108	1.53
	−	-98	-1.45	-126	-3.59	-119	-2.06	-100	-1.42
杭主筋曲げ引張降伏発生	+	175	5.16	142	4.60	200	5.70	240	8.51
	−	-191	-5.01	144	-4.83	-196	-5.41	-238	-8.01
ﾊﾟｲﾙｷｬｯﾌﾟせん断ひび割れ発生	+	251	30.01	発生せず		発生せず		299	14.14
	−	-259	-28.21	発生せず		発生せず		-295	-13.02
杭頭曲げ圧壊発生	+	248	36.02	197	24.07	262	25.11	318	22.13
	−	-255	-23.56	-184	-26.14	-249	-20.06	-310	-21.19
最大荷重時 ($Pmax$)	+	252	45.10	202	45.02	262	26.20	326	30.02
	−	-259	-28.21	-192	-44.18	-260	-30.1	-324	-29.09
$Pmax$／Pe*	+	1.14	−	1.26	−	1.19	−	1.12	−
	−	1.17	−	1.20	−	1.18	−	1.11	−

*Pe：e関数法による杭頭終局曲げ耐力の計算値

NII-Electronic Library Service

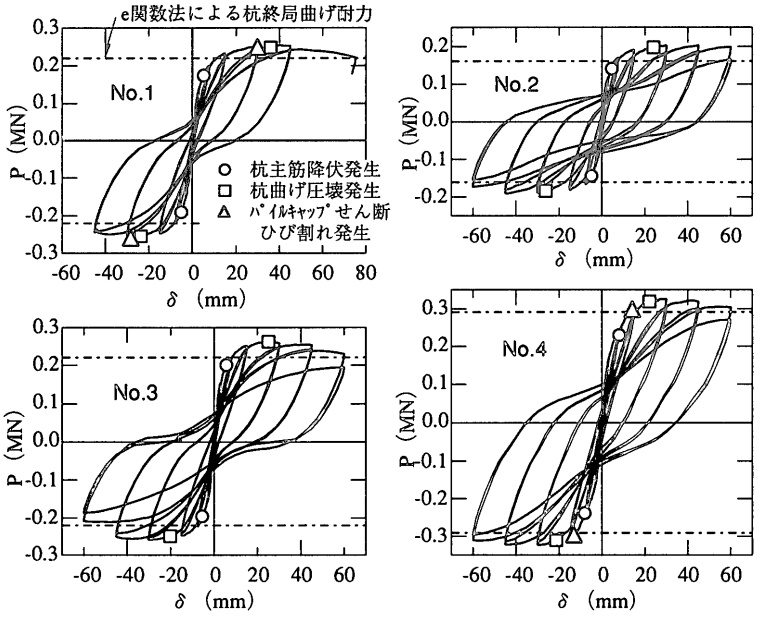

図4　荷重（P）ー加力点変位（δ）関係

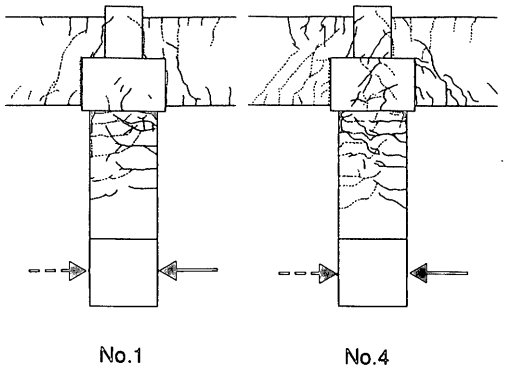

図5　ひび割れ状況（加力点変位δ＝45mm）

いずれの試験体ともδ＝60mmの加力サイクル中に，杭頭部の損傷が著しく進展して，杭頭部の回転が大きくなった。杭頭部の損傷とは，杭体圧縮側コンクリートの圧壊と，引張側杭主筋の抜出し・伸びである。引張側で伸び出した杭主筋が，次の加力サイクルの圧縮側で座屈した（写真1）。最大荷重は，e関数法[14]の断面解析による杭体の曲げ終局耐力の計算値に対して，1.1～1.3倍の範囲にある。パイルキャップ成及び杭主筋定着長の異るNo.1とNo.3を比較すると，正加力時における杭主筋降伏から最大荷重までの剛性に若干の違いが認められるものの，履歴ループの形状や最終破壊状況には顕著な差は認められない。またNo.2とNo.4においては，No.1,No.3と比べて杭の曲げ耐力が異なるため，基礎梁・パイルキャップの損傷度合も異なっているが，杭頭部の最終破壊状況および変形能力は，いずれもNo.1,No.3と同様であった。

したがって本実験の範囲では，計画段階で問題点として挙げた，パイルキャップが基礎梁の曲げ引張領域に位置していることの影響が，若干は見られるものの，杭頭部の耐力と最終破壊状況に対して支配的要因とはならないことがわかった。

3.2 パイルキャップ内の杭主筋の歪度分布と付着特性

図6にパイルキャップ内に定着された杭主筋（正側加力時の最外縁の引張鉄筋A）の歪度分布を示す。

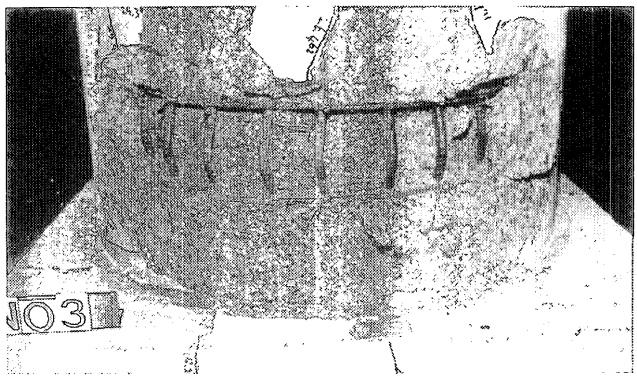

写真1　最終破壊状況（No.3）

No.1とNo.3の歪度分布は，杭主筋降伏発生までの時点において，打ち継ぎ面に近いほど歪度勾配が急な分布形状となっている。その後次第に，②～③間，③～④間の歪度勾配が大きくなり，δ＝45mmの大変形時においては，②～④間においてもほぼ一様な付着応力度となる。このときの付着応力度は3～4MPaであった。なお大変形時までの付着特性に関して，パイルキャップ成の異なるNo.1とNo.3の差は顕著ではない。すなわちNo.3の④～⑦間の定着部の付着応力度は小さいことがわかる。図には示していないが，No.2の定

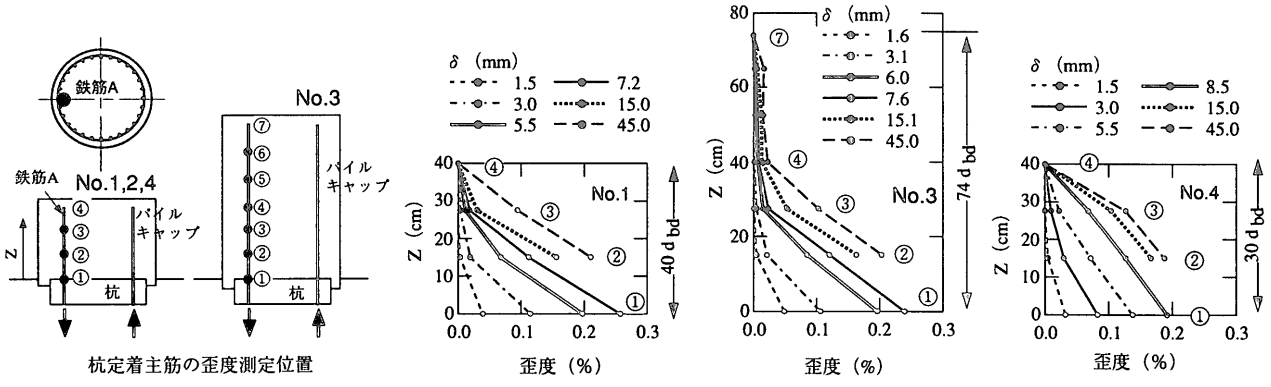

図6　パイルキャップ内の杭主筋（最外縁の引張鉄筋A）の歪度分布

NII-Electronic Library Service

着部の歪度の分布形状も，No.1 とほぼ同様であった。

一方 No.4 の歪度分布は，杭主筋降伏発生時において定着長全長にわたって，ほぼ一様な歪度勾配となっており，大変形時においては②−③間の歪度勾配よりも③−④間の歪度勾配の方が大きくなっていることがわかる。No.4 は，主筋量が他に比べて多くかつパイルキャップ内への定着長が 30 d_{bd} と相対的に小さいために，分布形状が他の試験体と異ったと考えられる。また，No.4 の最大荷重以降においては，基礎梁の降伏とパイルキャップのせん断ひび割れの拡大が生じており，それらの要因が付着特性に関係していることも考えられる。

試験終了後，パイルキャップ内の定着端部をはつりだして観察したところ，No.4 の杭主筋の定着端部のみは，2〜5mm の抜出しを生じたことが判明した（写真 2）。この定着端部の抜出しは，歪度測定値の分析などから最大荷重以降の大変形時に生じたものと推測される。

以上のことから，本実験で対象とした範囲内（中柱直下の杭で，基礎梁の降伏やパイルキャップの破壊が先行しない場合）では，基礎梁との相関作用を考慮した場合においても，杭主筋のパイルキャップ内への定着に関して，主筋径の 40 倍（40 d_{bd}）の定着長が有効であり，それ以上の定着長においては，定着性能および杭頭部の復元力特性に顕著な差が出ないことが判明した。

4.杭主筋降伏までの変形特性の評価

4.1 変位成分

図 7 にひび割れ後の変形状態の模式を示す。本実験における加力点変位の測定値 δ には，以下の様な変位成分が含まれている。

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \quad \cdots\cdots(1)$$

δ_1：杭体の曲げ変形とせん断変形

δ_2：パイルキャップからの杭主筋の抜出しによる変位成分

δ_3：基礎梁の変形に伴うパイルキャップの回転とパイルキャップのせん断変形による変位成分

$$\delta_1 = \delta_f + \delta_s + \delta_b \quad \cdots\cdots(2)$$

δ_1 については，初等梁理論から平面保持を仮定することによって得られる曲率 ϕ とせん断歪の積分で説明できる部分（$\delta_f + \delta_s$）と，それ以外の付加的な変位成分（δ_b）に分けて考える。後者には，杭体内の主筋の付着が不完全なことによって生じる付加変形と，曲げ

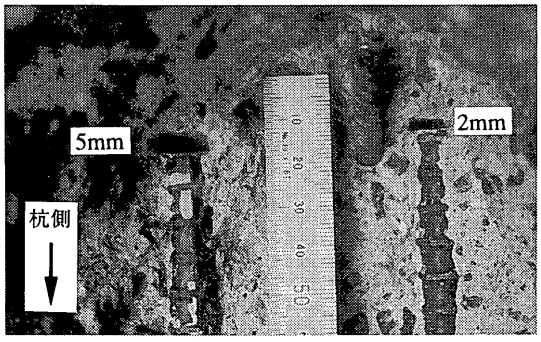

写真 2 パイルキャップ内杭主筋の定着端部の最終状況（No.4）

せん断ひび割れ等の斜めひび割れ発生によって応力伝達機構が変化することの影響が含まれる[15) 16)]。

本章では，実験結果からこれらの変位成分を分離して評価することによって，杭－基礎梁部分架構の変形特性の分析を行う。なお本章での検討は杭主筋降伏発生時までを対象とする。

4.2 杭体の曲げ変形とせん断変形（δ_1）

杭体の曲率分布を図 8（a）の様に仮定した場合の，初等梁理論による曲げ変形 δ_f とせん断変形 δ_s は，(3) 式のように表される。

$$\delta_{fs} = \delta_f + \delta_s = \int_0^{Lp} \phi(x)xdx + \kappa\frac{PLp}{GA} \quad \cdots\cdots(3)$$

$\phi(x)$：図 8(a)のように加力点を原点にとった場合の曲率分布関数，κ：せん断形状係数（円形の場合は 4/3），P：杭のせん断力，L_P：杭のシアスパン，GA；杭体のせん断剛性・断面積

ϕ_y を e 関数法によって，ϕ_{cr} を弾性断面曲げ解析（(4) 〜(5)式）によって計算し，加力点と曲げひび割れ発生点，曲げ降伏発生点（杭頭打ち継ぎ面）を結んで，杭主筋降伏発生時の曲率分布関数 $\phi(x)$ を算出する。

$$\phi_{cr} = M_{cr}/EI_e \quad \cdots\cdots(4)$$

$$M_{cr} = (\beta\sqrt{\sigma_B} + \sigma_0)\cdot Z_e \quad \cdots\cdots(5)$$

ただし，M_{cr}；ひび割れモーメント，σ_B；コンクリート強度，σ_0；軸圧，I_e，Z_e；鉄筋を考慮した等価断面二次モーメントおよび等価断面係数，β：係数（σ_B が MPa 単位の時 β =0.575，σ_B が kgf/cm^2 単位の時 β =1.8）[15)]

上記のように $\phi(x)$ を仮定して得られる杭体内の引張鉄筋 A の歪度の計算値 ε_{tx} と，測定値との比較を図 8(b)〜(c)に示す。No.1 と No.3

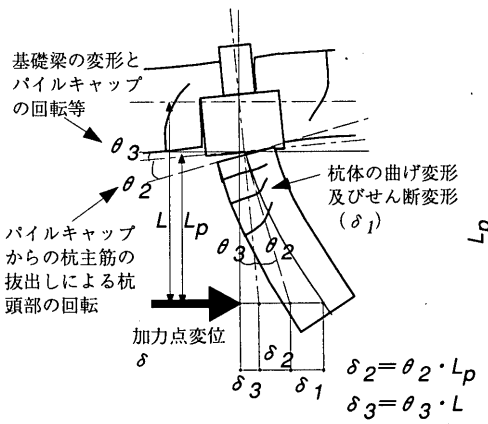

図7 ひび割れ後の杭頭部分の変形状態の模式図

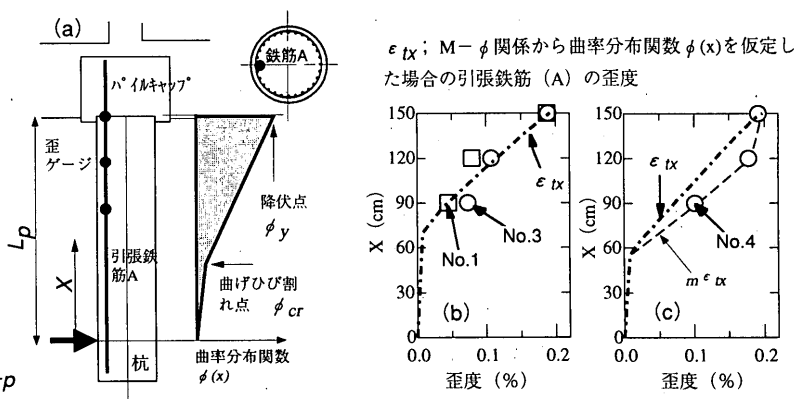

図8 主筋降伏時における杭体内の引張鉄筋（A）の歪度測定値と曲率分布関数 ϕ を仮定した場合の歪度分布（ε_{tx}）との比較

NII-Electronic Library Service

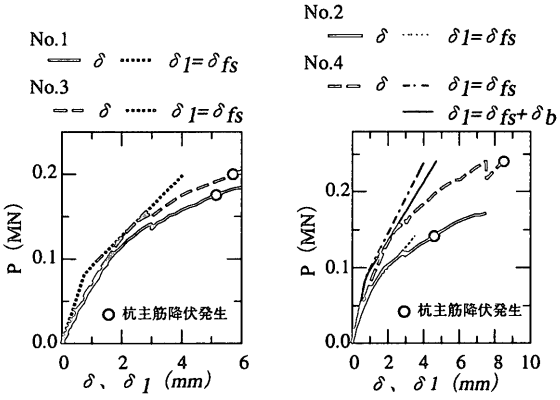

図9 加力点変位の測定値（δ）と杭体の曲げ変形およびせん断変形の評価値（δ_1）の比較

については，計算値と実測値とがよく一致していることがわかる。No.2 についても同様であった。このように計算値と実測値とが一致するということは，曲率分布関数 $\phi(x)$ を仮定することが妥当であり，それを積分することによって曲げ変形による変位成分が評価できることを示している。すなわち No.1 ～3 においては，(2) 式中の δ_b の要因となっている杭体内の主筋の付着の不完全性や，斜めひび割れ発生の影響は小さいことを意味する。

一方，pg=1.26% の No.4 においては，実測値が若干計算値より大きくなっており，付加的な歪度がみられる。これは杭体内において平面保持の仮定を崩していることを意味し，付加的な変形が発生しているものと考えられる。杭主筋降伏発生時におけるこの付加歪の影響を (6) 式で近似的に評価すると，(3) 式の δ_{fs} に対して約 16%，加力点変位 δ に対して約 8% であった。

$$\delta_b = \int_0^{Lp} \frac{({}_m\varepsilon_{tx} - \varepsilon_{tx})}{d_n} x dx \quad \cdots\cdots(6)$$

ただし，${}_m\varepsilon_{tx}$ ；実測値からモデル化した引張鉄筋 A の歪度

ε_{tx} ；$\phi(x)$ を仮定した場合の引張鉄筋 A の歪度

d_n ；引張鉄筋 A から中立軸までの距離

なお (6) 式では，平面保持の仮定が崩れてもあくまで近似的に中立軸位置が変化しないものと仮定している。

上記のように本実験における付加変形の影響は 0～8% と比較的小さい。その理由として，軸力があり主筋比が比較的小さいために，杭体内の付着性能が比較的良好であることと，主筋降伏発生までに杭体に斜めひび割れがほとんど発生していないことが考えられる。

また (3) 式中のせん断剛性については，ここで対象としているシアスパン比の場合，せん断変形 δ_s の絶対量が小さいため，弾性と仮定して計算を行っている。結果的に主筋降伏時におけるせん断変形 δ_s は，曲げ変形 δ_f の 3～5% 程度の値であった。

図 9 に，杭体の曲げ変形及びせん断変形の計算値 δ_1 と加力点変位 δ との比較を示す。計算値は杭曲げひび割れ発生時点と杭主筋降伏発生時において評価し，その間は線形とした。また No.1 ～3 においては $\delta_1 = \delta_{fs}$ ，No.4 においては $\delta_1 = \delta_{fs} + \delta_b$ として評価した場合も付記した。杭主筋降伏発生時における δ_1 / δ の割合は，No.1 ～4 それぞれに対して，0.65, 0.76, 0.71, 0.55 となっており，加力点変位 δ は，δ_1 だけでは評価できないことがわかる。

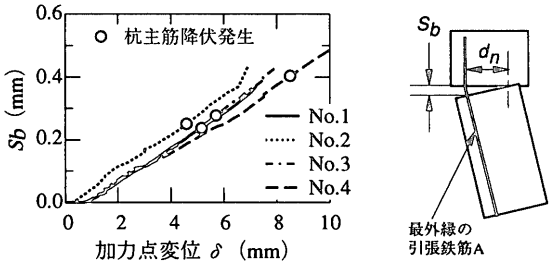

図10 最外縁の引張鉄筋（A）のパイルキャップからの抜出し量（S_b）

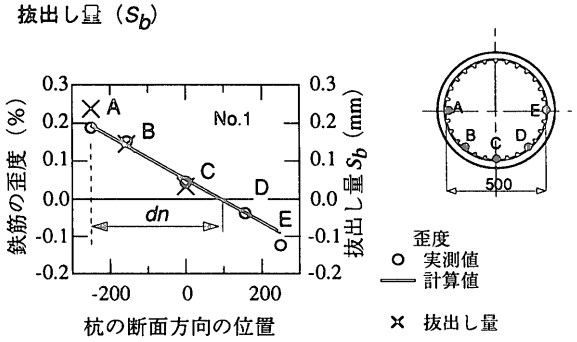

図11 打ち継ぎ面における断面の歪度分布・抜出し量の分布と中立軸位置（d_n）

4.3 杭主筋の抜出しによる変位成分（δ_2）

パイルキャップ内の杭主筋の定着端部に抜出しが生じておらず，パイルキャップのコンクリートが剛であると仮定すれば，定着部の歪度を積分して得られる伸び量は，パイルキャップからの杭主筋の抜出し量として評価することができる[17) 18)]。図 10 に最外縁の引張鉄筋 A の歪度（図 6 参照）を積分して算出した抜出し量 S_b と加力点変位 δ との関係を示す。杭主筋降伏発生時における鉄筋 A の抜出し量は 0.25～0.4mm となっている。

この抜出し量による変位成分 δ_2 を評価するためには，さらに抜出し量によって生じる杭頭の回転中心位置を仮定する必要がある。図 11 に No.1 の杭主筋降伏発生時における，杭頭打ち継ぎ面の歪度分布の実測値と e 関数法による計算値，パイルキャップ内の杭主筋の歪度を積分して求めた抜出し量の分布を示す。これより杭主筋降伏時において，歪度分布の計算値は実測値と良く対応していることがわかる。また，抜出し量もほぼ線形に分布しており，その回転中心位置は近似的に歪度の計算値から得られる中立軸位置と対応するといえる。

以上のことを考慮して，杭主筋の抜出しによる回転角 θ_2 とそれによる変位成分 δ_2 を，(7) ～ (8) 式で評価することとする[19)]。

$$\theta_2 = \frac{S_b}{d_n} \quad \cdots\cdots(7)$$

$$\delta_2 = \theta_2 \cdot Lp \quad \cdots\cdots(8)$$

S_b ；最外縁の引張鉄筋 A の抜出し量（歪度の積分値で評価）

d_n ；中立軸から引張鉄筋 A までの距離（e 関数法による）

このようにして評価した抜出しによる回転角 θ_2 と，杭頭回転角の測定値 θ_m との比較を図 12 に示す。杭頭回転角の測定値 θ_m は，杭頭打ち継ぎ面から若干離れた所で測定しているため，その間(Δ)の曲率（歪度の実測値から算出）を考慮して，打継ぎ面位置の回転角に補正している。これより，(7) 式で評価した杭主筋の抜出しによ

NII-Electronic Library Service

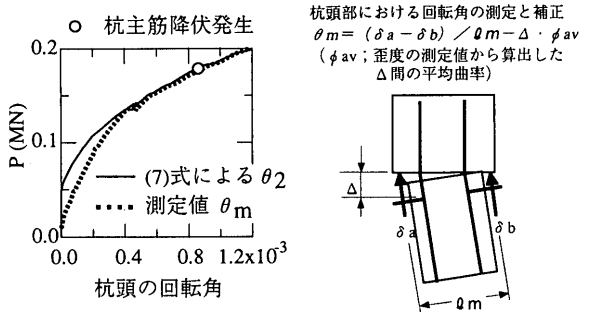

図12　杭頭打ち継ぎ部における回転角の測定値 θ_m と抜出しによる回転角の評価値 θ_2 の比較

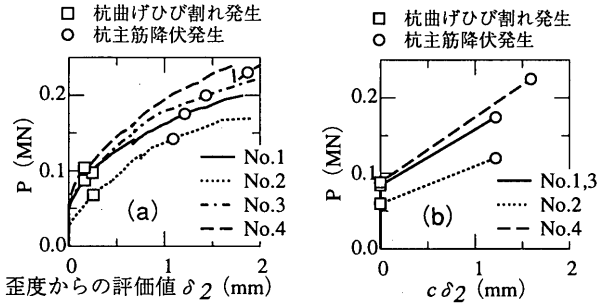

図13　パイルキャップからの杭主筋の抜出しによる変位成分の評価値（δ_2）と簡便法による $c\delta_2$

る回転角 θ_2 と，測定値 θ_m とが良い対応をしていることがわかる。すなわち，杭頭打ち継ぎ面に生じている回転角は，上記のような仮定に基づいて評価できるといえる。

(7) ～ (8) 式によって評価した抜出しによる変位成分 δ_2 と荷重の関係を図 13 (a) に，加力点変位 δ に対する割合を図 14 に示す。抜出しによる変位成分の評価値 δ_2 は，杭頭部に曲げひび割れが発生した後に明瞭な大きさとなり，杭主筋降伏発生時においては加力点変位 δ の約 20％となっていることがわかる。

以上のように抜出しによる変位成分 δ_2 は，パイルキャップ内定着部の歪分布と中立軸位置が設定されれば，評価することが可能である。なお厳密には，定着筋の付着応力度と相対すべり量の関係を分析し，歪度分布を設定する必要があるが，ここでは以下に，この変位成分を簡便に仮定する方法（$_c\delta_2$）について検討する。

まず降伏発生時点においては，図 15 の様に考える。すなわち，杭主筋降伏発生時における抜出し量 S_{by} が実測値と同一となる等価な定着長 ℓ_{bo} を整理すると，約 30 d_{bd} となっていることから，ℓ_{bo} =30 d_{bd} として (9) 式を用いて杭主筋降伏発生時の鉄筋 A の抜出し量 S_{by} を算出する。

$$S_{by}=\frac{1}{2}\ell_{bo}\cdot\varepsilon_y \quad \cdots\cdots(9)$$

$$_c\delta_2=\frac{S_{by}}{d_n}\cdot L_P \quad \text{（杭主筋降伏発生時）} \quad \cdots\cdots(10)$$

抜出しによる杭頭の回転はひび割れ後に顕著になると考えて，ひび割れ荷重以前において $_c\delta_2=0$ と仮定する。さらにひび割れ点と降伏点の間を線形に補間すれば，図 13(b)のような $P-{}_c\delta_2$ 関係が得られ，歪度の実測値から評価した δ_2 （図 13(a)）と良く対応することがわかる。なお ℓ_{bo} の値（ひいては，定着主筋降伏時の付着応力度の評価）については，数少ない実験結果によっているので，今後

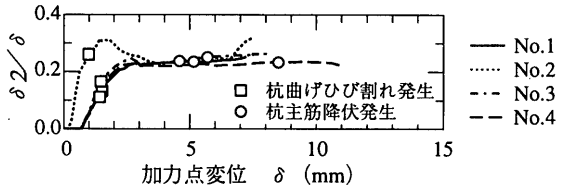

図14　加力点変位（δ）に占める δ_2 の割合

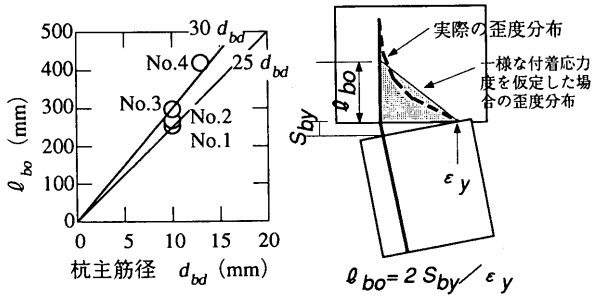

図15　一様な付着応力度を仮定した場合の杭主筋の等価な定着長（ℓ_{bo}）

とも検討が必要であろう。

4.4　パイルキャップの回転とせん断変形による変位成分（δ_3）

図 16 に $P-\delta_3$ 関係の測定値を示す。No.1～3 においては，最終ステップまで基礎梁主筋は降伏していない。No.4 においては，杭主筋降伏以後に基礎梁主筋が降伏したが，基礎梁の変形が急増するまでには至っていない。図 17 に加力点変位 δ に占める δ_3 の割合を示す。杭主筋降伏発生時における δ_3/δ は，15～30％程度の値となっていることがわかる。

なお，これらの δ_3 の実測値については，基礎梁の変形とパイルキャップのせん断変形を含んだものとして測定されている。別途，パイルキャップのせん断変形を測定しているが，本章で対象としている杭主筋降伏までの範囲において，せん断ひび割れが発生していないこともあり，δ_3 におけるパイルキャップのせん断変形の割合は非常に小さかった。

δ_3 の評価については，基礎梁の変形とパイルキャップのせん断変

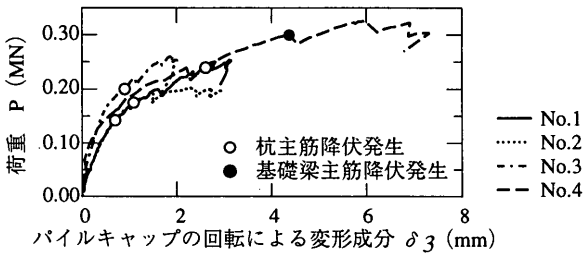

図16　パイルキャップの回転による変形成分（δ_3）と荷重の関係

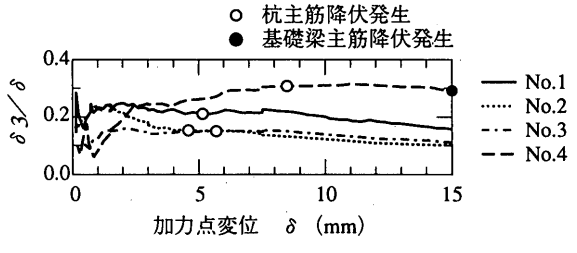

図17　加力点変位（δ）に占める δ_3 の割合

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

形を算出するために，パイルキャップの有効体積（あるいは基礎梁の有効スパン）を定める必要がある。図 16 の実測結果から，パイルキャップ成の異なる No.1～2 と No.3 を比較すると，$P-\delta_3$関係における剛性の違いが若干現れている。すなわち，パイルキャップの体積の影響に関連して，基礎梁の変形量が異ったためと考えられる。しかし一例でしかなく，また本実験では柱の影響を無視しているため，評価するには不十分である。したがってここでは実測結果の説明のみに留め，それらの評価法の検討は今後の課題とする。

4.5 加力点変位の測定値 δ と評価値 δ_e の比較

図 18 に，加力点変位の測定値 δ と，上記のようにして算定した評価値 δ_e との比較を示す。評価値 δ_e は，杭材の曲げ変形およびせん断変形の計算値 δ_1（(3)式，No.4 については(6)式を考慮）と杭主筋の抜け出しによる変位成分の評価値 δ_2（(7)～(8)式），パイルキャップの回転による変位成分の測定値 δ_3 を合計したものである。同図から，いずれの試験体においても，測定値 δ と評価値 δ_e は良い対応にあることがわかる。

したがって，杭主筋降伏までの杭－基礎梁部分架構の変形特性は，以上のような考えに基づいて評価することが可能である。

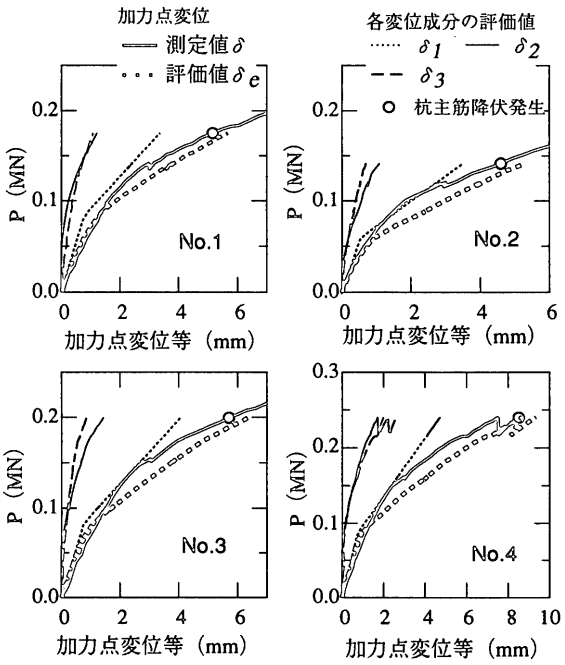

図18 加力点変位の測定値（δ）と評価値（δ_e）の比較

5.結論

本論文では，杭－基礎梁部分架構の力学的課題のうち，基礎梁との相関作用を考慮した杭頭部の力学特性の評価に関して，杭と基礎梁を一体とした部分架構の実験を行い，杭頭部の破壊性状および変形特性の分析を行った。試験体の計画には，現行の設計事例の分析等から試験体形状と杭主筋定着長等を設定し，杭頭曲げ耐力時の基礎梁端部の応力の大きさもパラメータとして考慮した。

その結果，以下の結論を得た。

① 本実験の範囲内では，杭頭部の曲げ耐力と破壊状況に関し，基礎梁の曲げ引張領域に位置するパイルキャップに杭主筋を定着していることの影響が，若干はあるものの支配的要因とはならず，いずれの試験体とも大変形時まで安定した履歴性状を示す。

② 杭主筋降伏発生までの変形特性は，一般の柱梁接合部の実験でもいわれているように，杭材の曲げ変形およびせん断変形の計算値（一部付加変形の影響を考慮），杭主筋のパイルキャップからの抜出しによる変位成分の評価値，基礎梁の変形とそれに伴うパイルキャップの回転による変位成分の測定値を合計することによって評価できる。

謝辞：本研究を実施するにあたり，貴重なご意見とご協力をいただいた建設省建築研究所 田村昌仁氏に深く感謝いたします。

参考文献

1) 日本建築センター：地震力に対する建築物の基礎の設計指針，昭和60年，1月.
2) 日本建築学会近畿支部基礎構造部会・兵庫県南部地震建築基礎被害調査委員会：兵庫県南部地震による建築基礎の被害調査事例報告書，1996年7月.
3) 二木幹夫，上之薗隆志，中田慎介編：建築基礎の 被災度区分判定指針及び復旧技術例，建築研究資料，No.90，1997年8月.
4) 小林勝巳：基礎構造設計における要求性能，建築技術，1997年3月号，pp.108-119.
5) 杉村義広：建築基礎設計法の現状と将来動向，建築技術，1997年3月，pp.80-83.
6) 藤井俊二：杭とフーチングの緊結のあり方，建築技術，1997年3月，pp.138-145.
7) 山部哲，難波伸介，蘇鉄盛史，中澤明夫，塚田正樹：兵庫県南部地震による場所打ちコンクリート杭の被害調査（その1～3），第32回地盤工学研究発表会，pp.1521-1526，1997.6.
8) 黒正清治，堀井昌博，林静雄，小林克己，上田邦成，斉藤安生：高強度PC杭とパイルキャップの接合に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集第398号，pp.143-153，1989年4月.
9) 山本稜威夫，大西靖和，太田実：既製コンクリート杭とフーチングの接合部の終局耐力，フジタ工業技術研究所報，第19号，pp.115-127，1983.6.
10) 長尾俊昌，妹尾博明，若命善雄：場所打ちコンクリート杭の杭頭接合部の挙動，大成建設技術研究所報，第22号，pp.115-122.
11) 秋山宏，棚橋秀光，加藤征宏，桐原英秋，牧野俊雄，多賀謙蔵：水平力を受ける鋼管杭基礎接合部に関する実験（その5接合部の固定度），日本建築学会大会学術講演集，pp.1003-1004，昭和60年10月.
12) 杉村義広，中田慎介，川島俊一，阿部道彦：高強度プレストレストコンクリートぐいの地震被害とその再現実験，日本建築学会構造系論文報告集，第340号，pp.40-49，昭和59年6月.
13) 杉村義広，平出務：高強度プレストレストコンクリート杭とフーチング接合部の回転拘束度および破壊耐力に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，第373号，pp.111-119，昭和62年3月.
14) 梅村魁：鉄筋コンクリート梁の塑性変形および終局耐力，日本建築学会論文報告集，第42号，pp.59-70，1951.2.
15) 寺岡勝，狩野芳一，佐々木聡：RC造内柱・梁部分架構における梁部材の降伏変形の評価，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16，No.2，pp.723-728，1994.
16) PARK, R. and PAULAY, T；Reinforced Concrete Structures, 7.5.2 Shear at Plastic Hinge, JOHN WILEY & SONS INC. pp.307-310，1975.
17) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，第390号，V-8，pp.57-66，1988.2.
18) 鈴木基行，張一泳，綿貫正明，尾坂芳夫：フーチングからの軸方向主鉄筋の抜出し量評価法に関する研究，コンクリート工学論文集，第3巻第1号，pp.33-43，1992年1月.
19) 森田司郎，角徹三：RC柱・梁接合部における梁軸筋の接合部からの抜出しについて，日本建築学会大会学術講演論文梗概集，pp.1099-1100，昭和47年10月.
20) 寺岡勝，小林勝巳，丸隆宏，大西靖和，田村昌仁：場所打ちコンクリート杭を用いた杭・基礎梁接合部の耐震性能に関する実験的研究（その1～3），第32回地盤工学研究発表会，pp.1567-1572，平成9年7月.

（1997年10月16日原稿受理，1998年2月12日採用決定）

NII-Electronic Library Service