

論文 鉄筋コンクリート杭の曲げせん断挙動に関する実験研究

吉田 誠^{*1}・山本俊彦^{*2}・山田和夫^{*3}

要旨：鉄筋コンクリート杭は円形断面でかつ曲げおよびせん断補強筋の量が少ない範囲にあり矩形断面部材に比べ、曲げせん断耐力に関する実験資料は極めて少ない。このため、実験により杭の曲げせん断性状の把握を行った。せん断耐力はせん断補強筋量に比例し、断面を矩形に置換し荒川式を適用した計算値に対し、大きな値を示した。また、変形性能はせん断補強筋量に比例し、十分な変形能を確保するには、せん断補強筋量が 0.2% 程度必要なことが示された。断面の曲げ解析から曲げ変形量を求め、全体変形量と比較し、せん断スパンが小さく、軸力の無い場合に曲げ以外の変形量が過半を占めることが推定された。

キーワード：杭、鉄筋コンクリート、曲げ、せん断、変形能

1. はじめに

阪神淡路大震災で基礎部分の被害が顕在化した¹⁾ことから、建築基礎構造の耐震性の確保が求められている。しかしながら、上部構造は終局強度設計法に移行しつつあるのに対し、基礎構造の設計は依然として許容応力度設計法が主体である。また、鉄筋コンクリート杭のせん断耐力に関しては、その性能を評価するための資料が少なくその充実が望まれる²⁾。鉄筋コンクリート杭の耐震性を正しく評価するには、せん断耐力について詳細に検討するとともに、地震時の変形特性についても解明しておく必

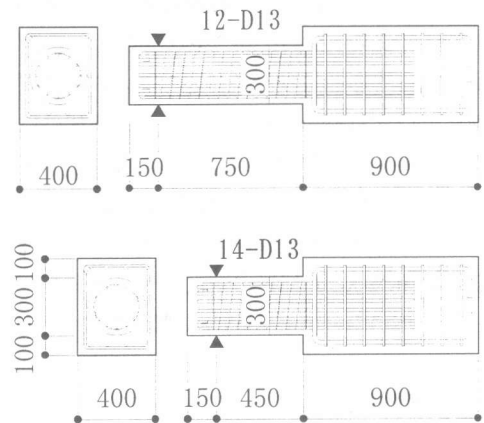


図-1 試験体例

表-1 試験体一覧

試験体	配筋				M/QD シフト	b 等価断面 (cm)	M/Qd	Pt=Pg/4 主筋比 (%)	N 軸力 (MPa)	Qm 曲げ耐力 計算値 (tf)	Qsu せん断耐力 計算値 (tf)
	主筋	Pg (%)	せん断補強筋	Pw (%)							
No.1	12-D13	2.16	4φ@50	0.189	2.5	26.6	3.13	0.539	0	8.28	10.7
No.2	12-D13	2.16	4φ@50	0.189	2.5	26.6	3.13	0.539	7.5	12.6	14.9
No.3	14-D13	2.52	-	0.000	1.5	26.6	1.88	0.629	0	15.5	10.4
No.4	14-D13	2.52	4φ@100	0.095	1.5	26.6	1.88	0.629	0	15.5	13.6
No.5	14-D13	2.52	4φ@50	0.189	1.5	26.6	1.88	0.629	0	15.5	14.9
No.6	14-D13	2.52	4φ@50	0.189	1.5	26.6	1.88	0.629	7.5	22.2	19.1

*1 大同工業大学建設工学専攻 大学院生 (正会員)

*2 大同工業大学建設工学科・建築学専攻 教授 工博 (正会員)

*3 愛知工業大学建築学科 教授 工博 (正会員)

要がある。このため本研究では片持梁型試験体により、場所打ち鉄筋コンクリート杭の曲げせん断性能評価に関する実験を行った。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1 および表-1 に試験体を示す。試験体は全部で6体で断面直径は300mmである。曲げ主筋はD13を円周に均等に配置しコンクリートのかぶり厚さは30mmとした。また、せん断補強筋は、φ4鉄筋をスパイラル状に加工して用いた。曲げ主筋が12本のNo.1～No.2試験体はせん断スパン比2.5で載荷位置は固定端から750mmである。曲げ主筋が14本のNo.3～No.6は、せん断スパン比1.5で載荷位置は固定端から450mmである。No.1、No.2の試験体は、曲げ降伏が先行する曲げ型試験体とした。せん断補強筋比はいずれも0.19%で、No.2試験体には杭の現行設計の上限値の7.5MPaの軸力を加えた。No.3～No.6の試験体はせん断破壊が曲げ破壊に先行するせん断型試験体とした。せん断補強筋比を0から0.19%に変化させた。また、No.6試験体についても7.5MPaの軸力を加えた。

2.2 実験方法

試験体後部をP C鋼棒で反力床に固定し、試験体側面に変位測定用治具を取り付けた。図-2に加力および測定方法を示す。正負加力ジャッキにより変形角R=1/400で正負各1回、変形角R=1/200, 1/100, 1/50で正負各2回変形角R=1/25で正負各1回そして変形角R=1/20まで加力することを原則とした。ひずみゲージは、No.1、2については主筋4本の5断面（試験スパン3断面、150mm間隔、2断面は剛な基礎梁内で150mm間隔）No.3からNo.6は主筋4本の4断面（試験スパン2断面、150mm間隔、2断面は剛な基礎梁内で150mm間隔）せん断補強筋は2断面（基礎梁との境界面から150mm, 300mm）に貼りつけた。またせん断補強筋のひずみゲージは表裏2枚とし、これの平均した値とした。

表-2 コンクリートの配合

種類	W/C (%)	セメント (kgf/cm ³)	水 (kgf/cm ³)	スラン ^o (cm)
普通	61.0	292	178	832

表-3 コンクリートの材料特性

養生	材令 (週)	引張強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
封緘	12	2.57	28.8	26.5

表-4 鋼材の機械的性質

用途	種類	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
主筋	D13	339	492	197
Hoop	φ4	471	525	199

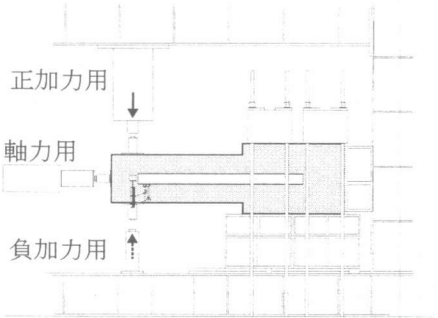


図-2 加力および測定方法

3. 材料

表-2 に使用したコンクリートの配合、表-3 に材料特性を示す。コンクリートの圧縮強度は試験体打設時に同時に採取し封緘養生とした供試体によるものとした。実験時材令の圧縮強度は28.8MPaであった。表-4 に使用した鋼材の機械的性質を示す。

4. 結果

4.1 実験経過およびひび割れ状況

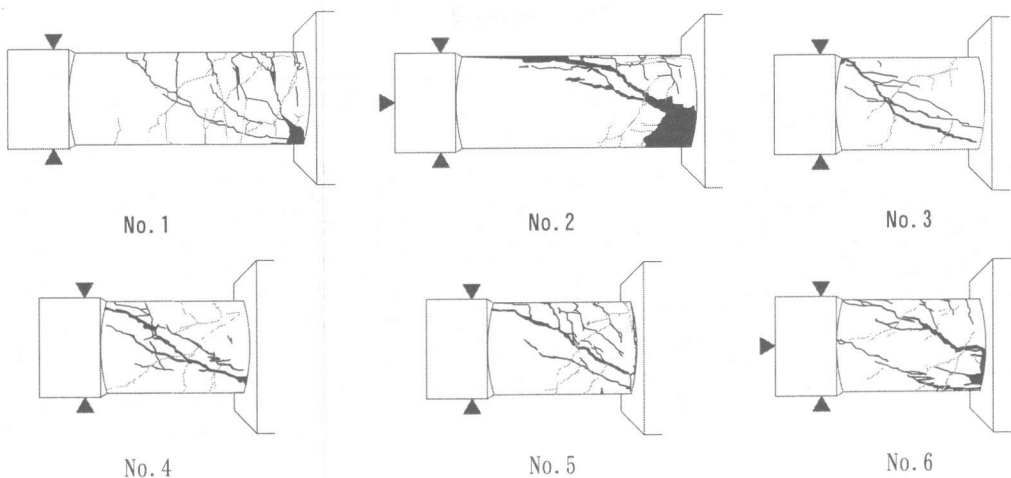
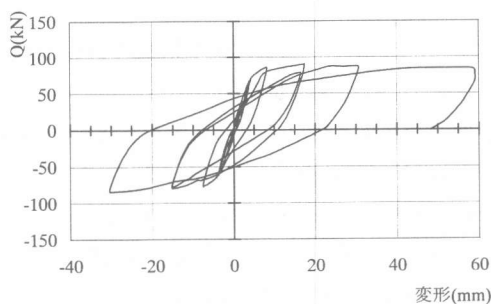


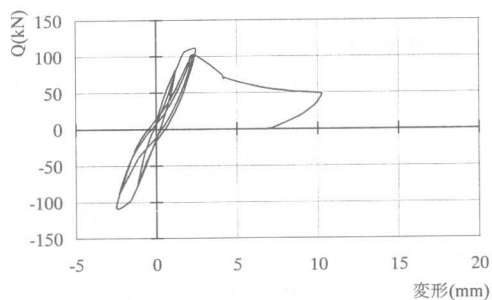
図-3 最大耐力時ひび割れ

最大耐力時のひび割れ状況を図-3に示す。いずれの試験体も曲げひび割れ発生後に曲げせん断、せん断ひび割れが発生した。軸力を加えていない試験体では最終的にはせん断ひび割れが杭端にまで拡大することによって破壊に至り、軸力を加えた試験体では最大耐力後に圧

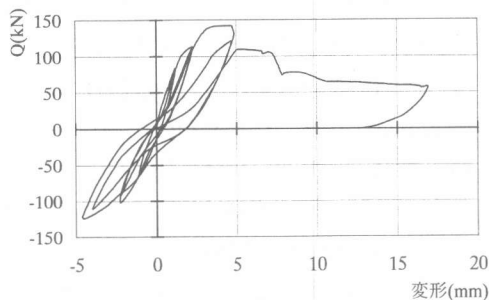
縮側のコンクリートが剥落し軸力を保持できなくなり破壊した。曲げ型試験体では軸力のない No.1 試験体でひび割れ域が拡大した。せん断試験体では、加力点と固定端を斜めに結ぶひび割れが卓越し、補強筋量が多い試験体ほどひび割れが多くみられた。



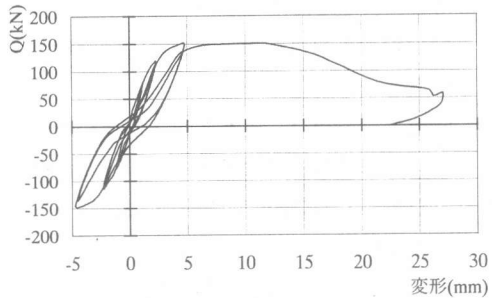
No.1



No.3



No.4



No.5

図-4 荷重-変形曲線例

表-5 実験結果一覧

試験体	初曲げ ひび割れ Qb (kN)	曲げせん断 ひび割れ Qbs (kN)	最大耐力			限界変形		計算値		
			eQ (kN)	δe		δl		eQ/Qm	Qsu (kN)	eQ/Qsu
				(mm)	$\times 10^{-3}$ (rad)	(mm)	$\times 10^{-3}$ (rad)			
No.1	26.2	80.7	91.7	17.4	23.2	59.0	78.7	1.13	105	-
No.2	38.0	110	176	13.5	18.0	15.0	20.7	1.42	146	(1.20)
No.3	-	94.5	113	2.39	5.30	3.36	7.42	0.742	102	1.11
No.4	55.9	90.6	146	4.73	10.5	4.50	10.8	0.961	133	(1.10)
No.5	47.1	111	154	4.68	10.4	20.2	44.9	1.01	146	(1.05)
No.6	127	201	289	4.19	9.32	6.21	13.8	1.33	187	(1.55)

()は主筋降伏先行後せん断破壊

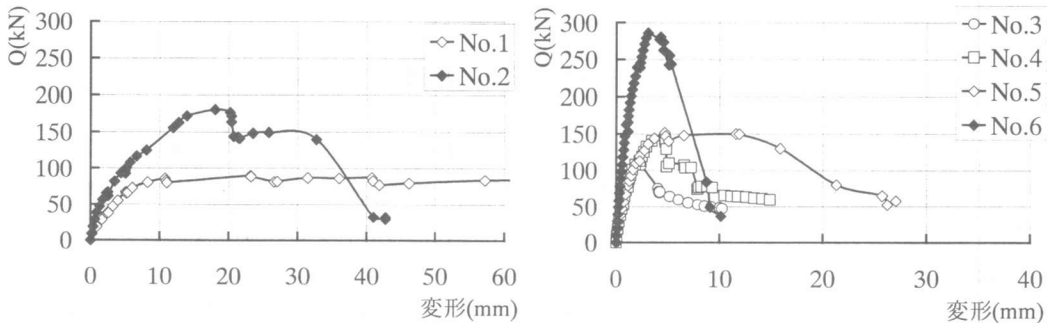


図-5 正方向包絡線

4.2 荷重-変位関係

実験結果の一覧を表-5に、試験体の荷重変形関係例を図-4に、図-5に正方向包絡線を示す。一般的に軸力を加えた試験体は、曲げひび割れ荷重が大きく曲げひび割れ発生後の剛性低下が小さい。しかし最大耐力に達すると同時にせん断破壊し、急激に耐力が低下した。軸力がない試験体は曲げひび割れ発生後の剛性低下が大きくなり、またせん断ひび割れ発生後の最大耐力までの耐力上昇は少ないが、最大耐力時の変位量は大きい。

せん断耐力計算値は、杭断面を等価な矩形断面に置き換え、荒川式により求めた。また、曲げ耐力計算値はe関数法により最大耐力として求めた。曲げ型試験体 No. 1, No. 2 は曲げ降伏後に最大耐力に到り、計算値に比して 1.13～1.42 倍となった。最大耐力はいずれも変形角 1/50 で達した。曲げ主筋が円周上に均等に配筋

されているため、最下端の鉄筋が降伏後順次降伏していくため、最終的に部材としての最大耐力は矩形梁に比べて著しく大きくなっている。限界変形(δl)を最大耐力の 80% 時点とすると、軸力のない No. 1 の場合、最終破壊にいたらず、 $\delta l=0.08\text{rad}$ (60mm) 以上と大きな変形能を有した。軸力のある No. 2 では $\delta l=0.02\text{rad}$ (15mm) でそれ以降大きく耐力低下した。

せん断型試験体 No. 3～No. 6 では、最大耐力は $\delta l=0.005\text{rad}$ (2.25mm) 及び 0.01rad (4.5mm) で達した。限界変形はせん断補強筋量により、大きな差が生じた。せん断補強筋のない試験体 No. 3 では $\delta l=0.0075\text{rad}$ (3.36mm)、せん断補強筋比 0.095% の No. 4 試験体で 0.01rad (4.5mm) であった。せん断補強筋比 0.19% の No. 5 では 0.045rad (20.45mm) と十分な変形が得られた。軸力のある No. 6 では $\delta l=0.014\text{rad}$ (6.25mm) で最大耐力に達したあと急激に低下した。

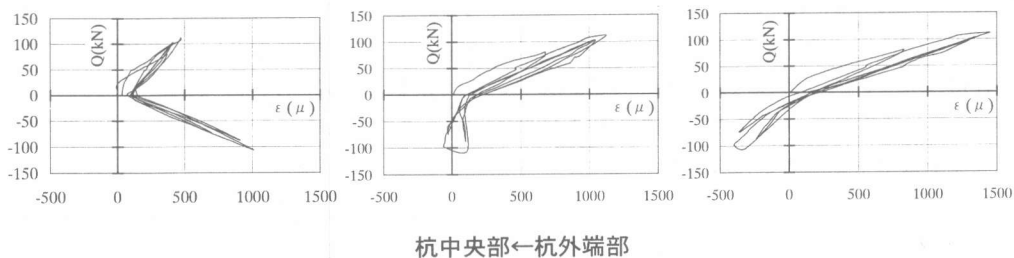


図-6 荷重-主筋歪み(No. 3)

4.3 荷重-ひずみ関係

図-6 に No. 3 試験体の杭端部の主筋の荷重-ひずみ関係を示す。杭外端から断面中央へ行くに従い正負繰り返しいずれも引張状態になることが示される。せん断補強筋のない No. 3 は主筋降伏前にせん断破壊しており、No. 1, No. 2, No. 4, No. 5, No. 6 は主筋が降伏した後にせん断破壊に至っている。せん断補強筋量が少ない試験体ほど同一荷重時のひずみ度が小さかった。図-7 に No. 5 のせん断補強筋の荷重-ひずみ関係例を示す。最大耐力付近でひずみが急激に増大している。せん断補強筋のひずみはせん断補強筋が少ない試験体ほど、同一荷重時のひずみ度が大きくなった。

5. 変形の検討

実験時の材料定数を用いて e 関数法による断面解析を行った。断面解析は断面分割法により、平面保持と鉄筋は完全弾・塑性型を基本仮定として行った。また、最大耐力時のコンクリートのひずみを実験データから 0.002 とした。モーメント・曲率関係を図-8 に示す。この曲率を材軸方向に積分し、曲げ変形計算値を求め実験値と比較した。全体変形に占める曲げ変形とその他の変形（せん断変形+固定端抜け出し）割合を検討するため、図-9 に実験値との比較を示した。曲げひび割れ発生後の No. 1 試験体では $\delta e / \delta f$ （実験全体変形/曲げ変形計算値）は 1.7 ～ 1.75, No. 5 試験体では 2.65 ～ 3.3 であった。軸力のある試験体は実験値が計算値を大きく

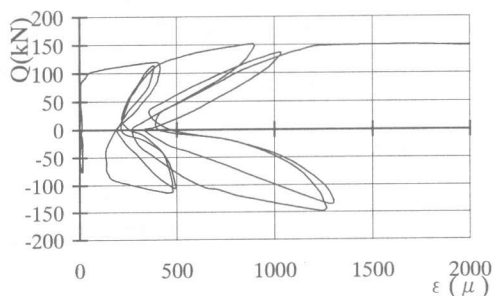


図-7 荷重-せん断補強筋歪み(No. 5)

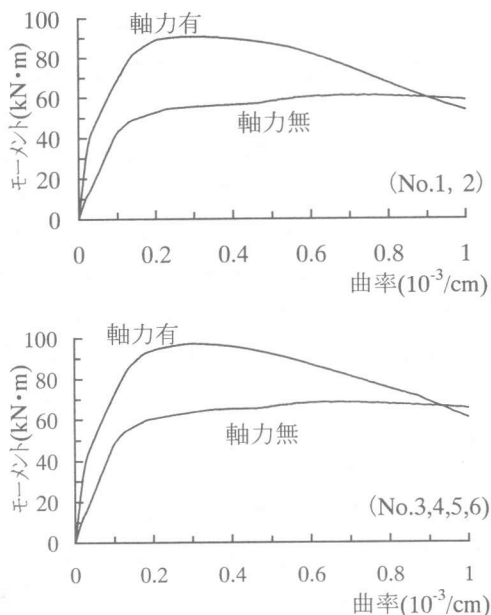


図-8 モーメント・曲率関係計算値

上回ったが、No.2 試験体では 2.2~2.45、No.6 試験体では 1.85~2.25 であった。軸力のある試験体は $\delta e / \delta f$ が 1.8~2.45 とほぼ一定であるのに対し、軸力の無い方は曲げ降伏型では小さくせん断破壊型では大きくなった。

6. まとめ

6 体の杭の曲げせん断実験を行い、以下のことが明らかになった。

1) 鉄筋コンクリート杭の曲げ耐力は、e 関数法による曲げ耐力計算値に対し、曲げ主筋のひずみ効果による影響も考えられ、全般的に高めの値を示した。また、特に軸力のある場合に大きな値を示した。

2) 鉄筋コンクリート杭のせん断耐力は、せん断破壊した No.3 及び、主筋降伏が先行し最終的にせん断破壊したもの (No.2, 4, 5, 6) を含め、等価な矩形断面に置換した荒川式計算値以上の値を示した。軸力のある場合に実験値はやや大きな値を示した。

3) 曲げ型試験体の最大耐力は、いずれも変形 0.02rad で達した。軸力の無い場合、変形 0.08rad 以上と大きな変形能を有した。軸力のある場合、限界変形 0.02rad でそれ以降大きく耐力低下した。

4) せん断型試験体の最大耐力は変形 0.005rad 及び 0.01rad で達した。限界変形はせん断補強筋量により、大きな差が生じた。せん断補強筋のない場合限界変形 0.0075rad で、せん断補強筋比 0.19% の場合 0.045rad と十分な変形が得られた。一方、軸力のある場合は限界変形 0.014rad で最大耐力に達したあと急激に低下した。

今後の課題として、実験的により正確に鉄筋コンクリート杭のせん断耐力を求めることと、円形断面によるせん断耐力評価式の確立が求められる。また、軸力比、軸力変動、せん断補強筋比、加力方式等、鉄筋コンクリート杭曲げせん断挙動に及ぼす要因の影響を検討することが必要と考えられる。

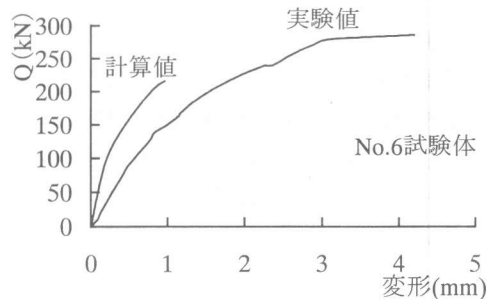
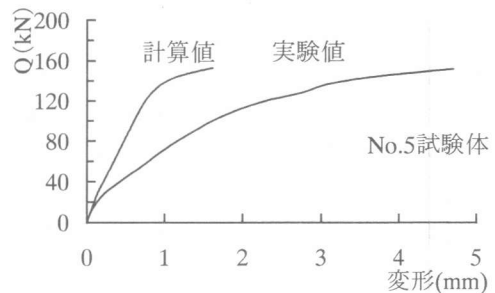
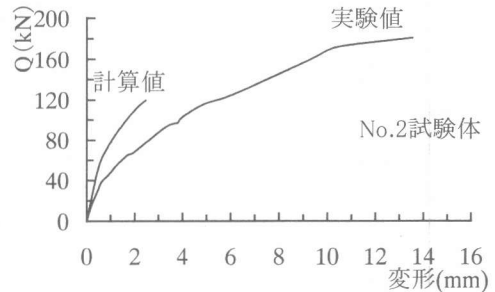
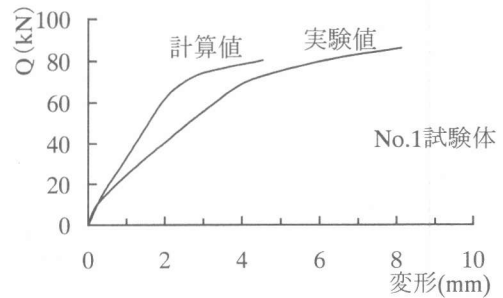


図-9 曲げ変形計算値と全変形

参考文献

- 1) 山肩邦夫：兵庫県南部地震による建築物基礎の被害の特徴と今後の対策基礎工，Vol124，No.11，pp.9-16，1996
- 2) 酒向靖二・山田和夫・山本俊彦：場所打ちコンクリート杭のせん断挙動に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol121，1999（投稿中）