

# 論文 場所打ち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

新井元植<sup>\*1</sup>・吉田 誠<sup>\*1</sup>・山本俊彦<sup>\*2</sup>・山田和夫<sup>\*3</sup>

**要旨:**場所打ち鉄筋コンクリート杭は、円形断面でありかつ曲げおよびせん断補強筋の量が少ない範囲にあるため、矩形断面部材に比べて曲げ・せん断耐力に関する実験資料は極めて少ない。このため、逆対称加力試験により杭の曲げせん断挙動に関する実験を行った。実験の結果：①せん断耐力は、断面を矩形に置換し荒川式を適用した計算値に対し、平均1.2と大きな値を示した。②軸力により、せん断耐力は大きく上昇した。③限界変形は、せん断補強筋量が0.1%では、1/100程度で軸力による影響は見られなかった。

**キーワード:**場所打ちコンクリート杭、せん断、せん断補強筋、変形能

## 1. はじめに

基礎部分の被害が顕在化した<sup>1)</sup>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、場所打ち鉄筋コンクリート杭の曲げせん断挙動に関しては、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。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必要がある。これまで、筆者らは片持梁型試験体を用いた実験および逆対称型試験体を用いた1

方向載荷実験を実施してきたが<sup>2)~4)</sup>、場所打ち鉄筋コンクリート杭曲げせん断挙動を評価できるまでには至っていない。

本研究では逆対称型試験体により、比較的高いせん断応力における曲げせん断性能を評価するための実験を行った。試験体は、いずれも曲げ終局耐力以下でせん断耐力に達するよう計画した。しかし、場所打ち鉄筋コンクリート杭の断面は円形であるため、断面最外縁の主筋は曲げ終局耐力に達するかなり早い時期から、

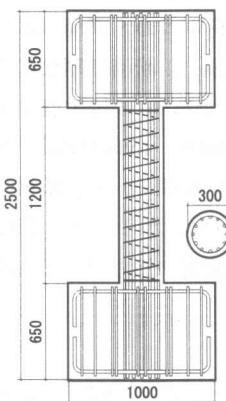


図-1 試験体

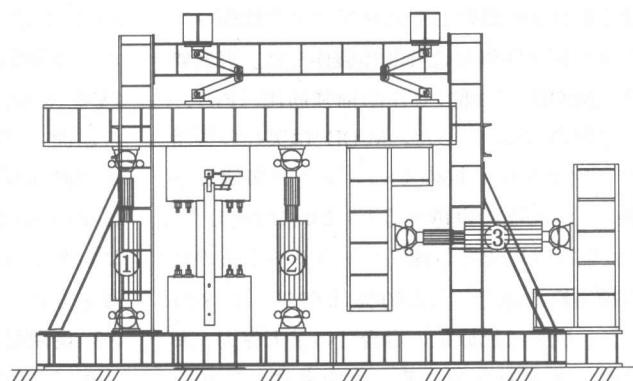


図-2 実験装置

\*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）

表-1 試験体一覧

試験体	配筋			M/QD アスパン 比	N 軸力 (MPa)	Qm 曲げ耐力 計算値 (KN)	Qsu せん断耐 力計算値 (KN)	
	主筋 Pg (%)	せん断補強筋 Pw (%)						
No.1	12-D16	3.38	4φ @50	0.189	1.5	0	226	152
No.2	12-D16	3.38	4φ @50	0.189	1.5	7.5	277	193
No.3	12-D16	3.38	--	0.000	2.0	0	170	81.4
No.4	12-D16	3.38	4φ @100	0.095	2.0	0	170	114
No.5	12-D16	3.38	4φ @100	0.095	2.0	7.5	208	154
No.6	12-D16	3.38	4φ @100	0.095	2.0	15	212	195
No.7	12-D16	3.38	4φ @50	0.189	2.0	0	170	127
No.8	12-D16	3.38	4φ @50	0.189	2.0	7.5	208	168

表-2 コンクリートの配合と材料特性

	W/C (%)	セメント (kg/m <sup>3</sup> )	水 (kg/m <sup>3</sup> )	スラブ <sup>°</sup> (cm)	材令 (週)	引張強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
普通	61.2	292	178	18.0	12	2.36	29.5	21.3

降伏ひずみに達する。このため、変形性能についても検討することとした。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

図-1 に試験体（せん断スパン比 2.0）、表-1 に試験体一覧を示す。本実験では、杭断面  $\phi = 300\text{mm}$  で、せん断スパン比 (M/QD) が 1.5 および 2.0 の 2 種類の上下スタブ付きの鉄筋コンクリート杭試験体を合計 8 体製作した。実験要因は、M/QD、杭部のせん断補強筋比 (Pw)、および軸力 (N) とした。M/QD は実在の場所打ちコンクリート杭のモーメント分布状況を考慮してせん断の卓越する 1.5, 2.0 に設定した。Pw は現行の場所打ち鉄筋コンクリート杭のせん断補強筋の範囲から 0.00 %, 0.095%, 0.189% とした。軸力は拡底杭の場合での最大軸力、および軸力の変動を受けることを考慮し N=0, 7.5MPa, 15MPa の 3 種類とした。杭部の主筋は 12-D16 (Pg=3.37%, SD390, かぶり厚 30mm) とした。曲げ耐力計算値 Qm は e 関数法により最大耐力として求めた。せん断耐力計算値 Qsu 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。

### 2.2 実験方法

試験体後部を PC 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。ひずみ測定の原点は、軸力載荷後とした。

### 2.3 使用材料

表-2 に使用したコンクリートの配合、および材料特性を示す。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 29.5MPa であった。表-3 に使用した鋼材の機械的性質を示す。横補強には φ 4mm のスパイラル筋を用いた。

### 3. 実験結果

#### 3.1 実験経過およびひび割れ状況

表-4 に実験結果一覧を、図-3 に最大耐力時のひび割れ状況を示す。初曲げひび割れ荷重  $Q_b$  は、曲げによるひび割れが初めて発見されたときの荷重で、曲げせん断ひび割れ荷重  $Q_{bs}$  は、曲げひび割れが斜め方向に進展し、杭の中心軸を横切った時点の荷重である。

シアスパン比 1.5 の試験体では、軸力がない No.1 に比べ、軸力のある No.2 は多くのひび割れのが発生した。シアスパン比 2.0 の試験体では、軸力=0 に比べ、軸力が 7.5MPa では、ひび割れ本数が増え、全体に分散している。しかし、軸力が 15MPa と大きくなると逆にひび割れは減少する。せん断補強筋比については、 $N=0$  の場合、せん断補強筋比が 0.095 % と比較して 0.189 % の場合、ひび割れ数は増大した。しかし、軸力=7.5MPa の場合は、逆にせん断補強筋比が大きいとひび割れ数が減少した。せん断耐力は等価な矩形断面に置換した荒川式による計算値をいずれも上回った。

#### 3.2 荷重・変位関係(正方向包絡線)

図-4 は、せん断補強筋の量が 0.0%， 0.095%， 0.189% と異なる 3 体の試験体の荷重-変位関係を示す。せん断補強筋の無い No.3 は、せん断ひび割れの発生直後にせん断破壊した。このときのせん断応力  $\tau$  は、1.61 MPa で、コンクリート圧縮強度の 1/18、引張強度の 1/1.5 であった。せん断補強筋比が 0.095% ( $P_w \cdot w \sigma_y = 0.47 \text{ MPa}$ ) 配筋されている No.4 試験体も最大耐力は同程度で、最大耐力に達した後急激に耐力低下を示した。しかし、せん断補強筋比 0.189% の No.7 試験体は、せん断補強筋量の違いにより変形量の差が現れ、最大耐力時約 2 倍の変形を示した。

図-5 に、せん断補強筋比が 0.095% で軸力が

表-3 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	D16	415	585	218
Hoop	$\phi 4$	494	562	207

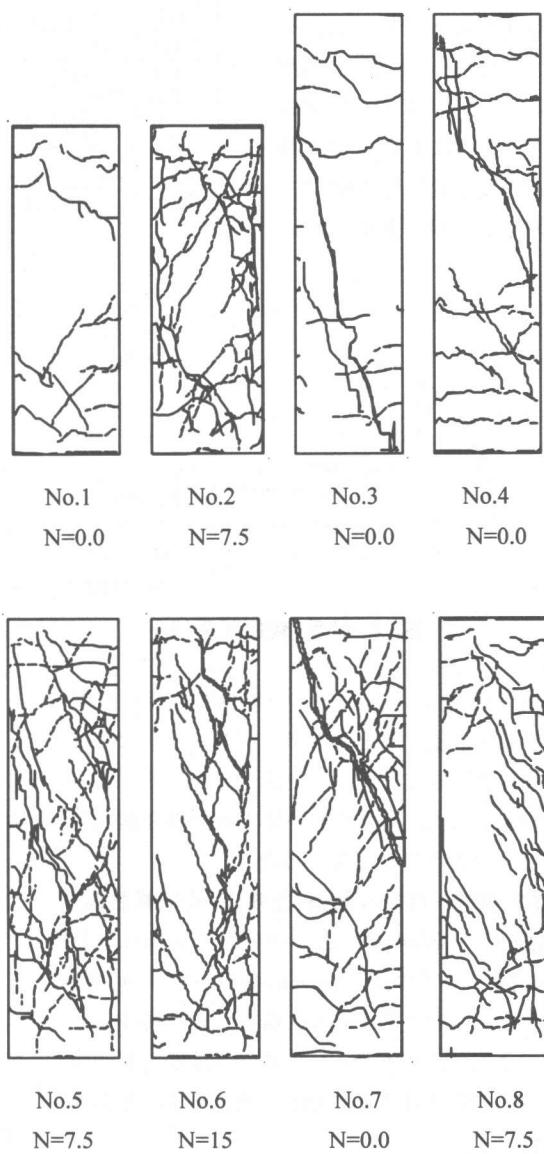


図-3 最大耐力時ひび割れ状況

0.0MPa, 7.5MPa, 15MPa と異なる 3 体の試験体の荷重-変位関係を示す。最大耐力は大きく異なるが、最大耐力時の相対変形角は 1/100 で

同じであった。

図-6 はせん断補強筋比 0.189% と軸力 7.5MPa が同じでシアスパン比の異なる No.2 と No.8 の 2 体の試験体から求めたデータの最大せん断耐力を 1 としたものを示す。No.2 が最大せん断耐力に達してからすぐに破壊しているのに対し、No.8 最大耐力後も変形角 1/50 までは安定した耐力を示した。

表-4 実験結果一覧

試験体	初曲げ ひび割れ Q <sub>b</sub> (kN)	曲げせん断 ひび割れ Q <sub>bs</sub> (kN)	最大耐力			限界変形 $\delta l$	
			eQ (kN)	(mm)	$\times 10^{-3}$ (rad)	(mm)	$\times 10^{-3}$ (rad)
No.1	43.0	7.09	172	9.45	10.5	-	-
No.2	118	207	256	9.21	10.2	10.6	11.8
No.3	23.0	89.0	114	10.5	8.73	11.8	9.86
No.4	36.0	105	119	9.42	7.85	10.4	8.68
No.5	52.0	145	188	12.1	10.1	13.7	11.4
No.6	90.0	188	225	11.2	9.35	12.0	10.0
No.7	33.0	93.0	153	19.4	16.1	21.2	17.7
No.8	53.0	151	205	17.2	14.3	24.5	20.4

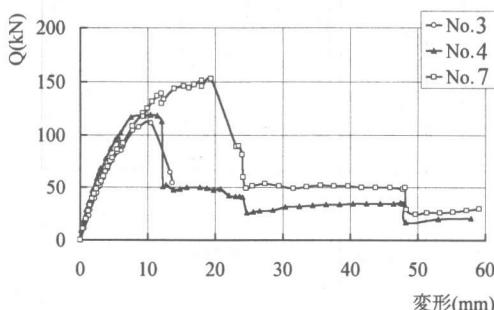


図-4 荷重-変位関係(I)

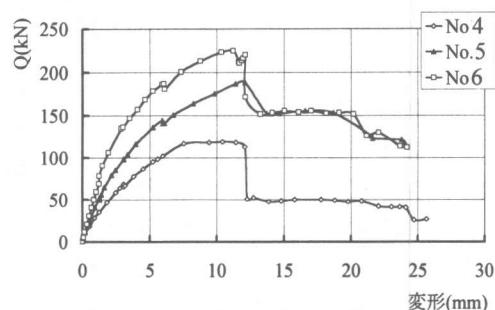


図-5 荷重-変位関係(II)

限界変形( $\delta l$ )を最大耐力の 80% 時点として変形能を評価すると、シアスパン比 2.0 でせん断補強筋比 0.189% では 1/50、それ以外は 1/100 前後となった。軸力の違いによる限界変形性能に大きな差は見られなかった。

### 3.3 荷重-ひずみ関係(主筋, せん断補強筋)

図-7 に、試験体 No.3 の外端(正方向加力時引張側)・杭中央部の主筋の荷重-ひずみ関係を示す。杭中央部主筋は、荷重の正負繰り返し時常に引張状態となっている。杭外端引張側曲げ主筋が降伏ひずみに達した後、急激にせん断破壊した。

図-8 に、試験体 No.6 の外端(正方向加力時引張側)・杭中央部・外端(正方向加力時圧縮側)主筋の荷重-ひずみ度関係を示す。試験体の中でもっとも大きな軸力がかかった No.6 は、杭両外端部の主筋では、荷重の正負繰り返しす

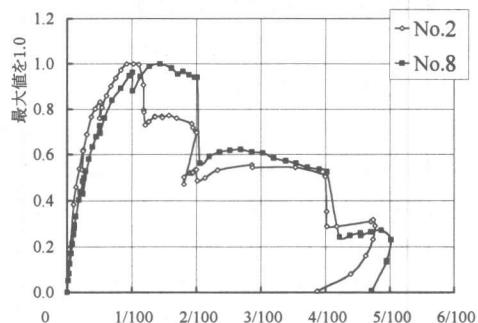


図-6 最大せん断耐力-シアスパン比関係

る度にひずみにふくらみが生じた。試験体の破壊と同時に主筋は降伏した。

この他の試験体も、いずれも最外端主筋は降伏ひずみに達した。

図-9 に No.6 試験体の荷重-せん断補強筋ひずみの関係を示す。せん断補強筋は、最大耐力

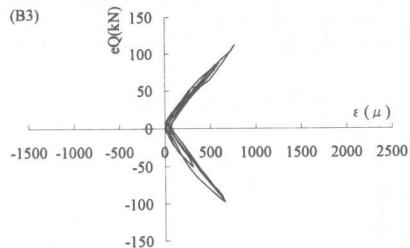
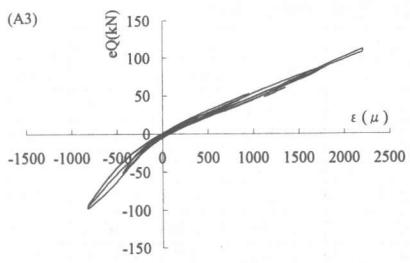


図-7 荷重-主筋ひずみ度(No.3)

(上：引張側外端，下：中央)

時には降伏ひずみに至らず、変形の増大に伴つて次第にひずみが大きくなつた。

この他の、No.3, No.6 試験体を除くせん断補強筋を有するものは、いずれも降伏ひずみに達し、その後最大耐力に至つた。これらのことから、No.3, No.6 試験体を除く各試験体は最外端の主筋の降伏以降最大曲げ耐力に達する間にせん断破壊したと考えられる。

## 5 計算値との比較

表-5 に実験値と計算値の比較を示す。荒川式等の適用にあたつては円形断面を等価な矩形断面に置換した。曲げ主筋は、全軸方向主筋の 1/4 とした。No.6 試験体を除いて、いずれも曲げ終局耐力計算値には達しなかつた。また、No.6 試験体も軸方向主筋のひずみから曲げ終局強度には達しなかつたと考えられる。

せん断耐力は、軸方向力によって計算値と大きな違いが見られた。図-10 に軸力の違いによる各計算値との比を示す。荒川式<sup>5)</sup>が実験値との適合性が良く、次いで B 法<sup>6)</sup>, A 法<sup>6)</sup>となる。荒川式に関しては、補強筋が無い試験体で高めの値を示したが、それを除くと、平均 1.20 とな

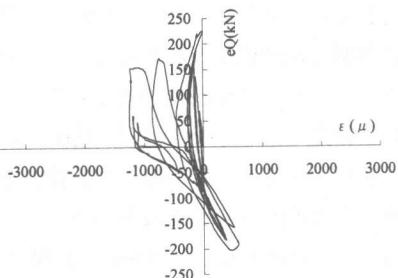
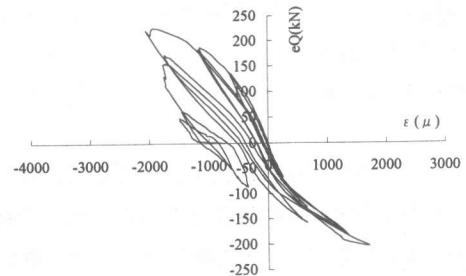
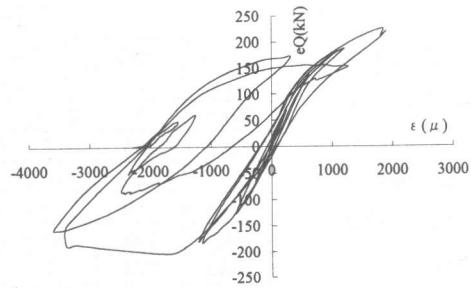


図-8 荷重-主筋ひずみ度(No.6)

(上：引張側外端，中：中央，下：圧縮側外端)

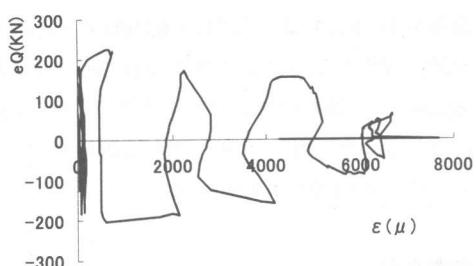


図-9 せん断補強筋ひずみ(No.6)

った。A 法では軸力が有る場合平均 1.89 となり軸力の影響を考慮されていない結果が出たが、軸力の無い場合でも荒川式、B 法に比べ計算値比はやや高めの値を示した。B 法では軸力が大

きくなるにつれ計算値に対する比は大きくなつた。また、全体的に補強筋が無い場合にやや高めの値を示した。

## 6 結論

本研究の結果を要約すると、およそ以下のようにまとめられる。

1)せん断耐力は荒川式による計算値に対しいずれも上回り、平均1.2となった。せん断補強筋のない試験体は、せん断ひび割れ発生直後にせん断破壊したのに対し、せん断補強筋の配筋されている試験体では、せん断ひび割れ発生後に急激な剛性低下が認められたが、破壊に至るまでは安定した耐荷性能を示した。

2)軸力が大きくなるほど、最大せん断耐力が大幅に大きくなつた。軸力の影響を考慮しない計算値は適合性が良くなかった。

3)せん断補強筋のないNo.3、高軸力のNo.6試験体を除き各試験体は最外端の主筋の降伏以降最大曲げ耐力に達する間にせん断補強筋が降伏せん断破壊した。

4)最外端の主筋が降伏していることから、限界変形( $\delta l$ )を最大耐力の80%時点として変形能を評価すると、シアスパン比2.0でせん断補強筋比0.189%では1/50、それ以外は1/100前後となつた。軸力の違いによる限界変形性能に大きな差は見られなかつた。

## 参考文献

- 1) 山肩邦夫：兵庫県南部地震による建築物杭基礎の被害と今後の対策、基礎工、Vol. 24, No. 11, pp. 9-16, 1996.
- 2) 山本俊彦・山田和夫・勅使河原正臣：場所打ち鉄筋コンクリート杭の杭体及び接合部の耐力評価に関する実験的研究（その5）

表-5 計算値比較表 単位:Q,V(kN)

試験体	実験値			曲げ計算値		荒川式		A法		B法	
	eQ	Vm	eQ/Vm	Vsu	eQ/Vsu	Vua	eQ/Vua	Vub	eQ/Vub		
No.1	172	226	0.76	152	1.13	132	1.30	148	1.16		
No.2	256	277	0.93	193	1.33	132	1.93	184	1.39		
No.3	103	170	0.67	81.0	1.40	76.0	1.49	75.0	1.53		
No.4	119	170	0.70	114	1.05	101	1.18	100	1.19		
No.5	188	208	0.90	154	1.22	101	1.86	128	1.46		
No.6	225	212	1.06	195	1.15	101	2.23	128	1.75		
No.7	153	170	0.90	127	1.21	132	1.16	126	1.22		
No.8	205	208	0.99	168	1.22	132	1.55	154	1.33		

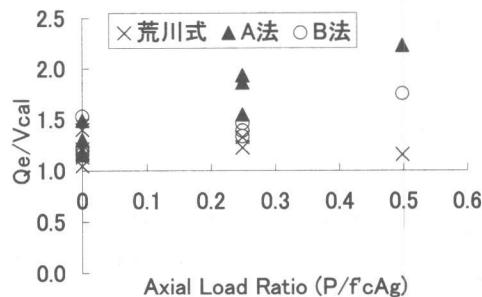


図-10 軸力による実験値/計算値比

変形および耐力の検討), 日本建築学会大会学術梗概集(九州), pp. 719-720, 1998. 9

- 3) 酒向靖二・山田和夫・山本俊彦：場所打ち鉄筋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, Vol. 21, No. 3, pp. 493-498, 1999.
- 4) 吉田誠・山本俊彦・山田和夫：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、コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 487-492, 1999.
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 1997.
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型保証型耐震設計指針(案)・同解説, 1991.

## 謝辞

本研究は、ヨーコン(株)と共同で実施したもので、関係各位に謝意を表します。