

## 柱と杭が水平 2 方向に偏心する杭頭接合部における鉄筋の応力状態に関する研究

応力伝達 圧縮破壊 終局耐力 1220061 陸井 健太郎\*1  
 荷重-変位関係 ひび割れ幅 はかま筋 指導教員 鈴木 卓

### 1. はじめに

我が国では、建物を敷地境界線一杯に建設されることが多い。そのような場合、建物の柱では柱芯と杭芯のずれによる偏心がおこる。

鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説<sup>1)</sup>(以下、RC規準と呼称)では、柱と杭が2方向に偏心する杭頭接合部に対して、図1に示す応力伝達モデルを適用した構造設計法が示されている。しかしながら、この手法では杭頭接合部底面に大量の鉄筋が必要となり、現実的な設計法とは言い難いことが指摘されている<sup>2)</sup>。

柱と杭が1方向に偏心した鉄筋コンクリート造杭頭接合部に関する研究事例はいくつか見られる<sup>3)4)</sup>。しかし、柱と杭が2方向に偏心する杭頭接合部に関する研究例は田中らの1例<sup>5)</sup>のみであり、十分な研究がなされていない。また、同文献で検討対象とされている試験体では、杭が鋼管で拘束されており、本研究対象の構造形式とは異なる。

以上を背景として本研究では、柱と杭が2方向に偏心する杭頭接合部の構造設計方法の構築を最終目的として、当該杭頭接合部の静的載荷実験を実施した。本論では、実験方法の概要を述べるとともに、当該試験体の耐力評価法、実験の検討結果を述べる。

### 2. 実験概要

#### 2.1 試験体

試験体は実大の1/5スケールのもの2体である。表1に試験体の断面詳細を、図2に試験体の形状および載荷状況を、図3に配筋状況および杭頭接合部ひずみゲージ貼り付け位置をそれぞれ示す。同図では、杭頭接合部のはかま筋に貼り付けたひずみゲージを赤い四角で示している。柱断面は200×200mm、杭径は339mm、杭頭接合部の寸法は400×400×400mmである。2体の試験体ともに柱芯から杭芯までの水平2方向偏心距離 $e$ は113mmである。

実験変数は水平2方向偏心距離 $e$ を基礎梁の応力中心間距離 $j$ ( $=7/8d$ ,  $d$ : 梁の有効せい)で除した比率 $e/j$ (以下、偏心比と呼称)である。試験体E39は、偏心比 $e/j$ が0.39であり、基礎梁断面 $b \times D$ は200×400mm、 $d$ は350mmである。試験体E88は、 $e/j$ が0.88と試験体E39の $e/j$ の約2倍であり、 $b \times D$ は360×220mm、 $d$ は170mmである。

表2にコンクリートの材料特性を、表3に鉄筋の材料特性を示す。柱と杭は両試験体ともに同配筋である。杭頭

表1 試験体の断面詳細

		E39	E88
柱芯と杭芯の偏心距離 $e$ (mm)		113.1	
偏心比 $e/j$		0.39	0.88
柱	$b \times D$ (mm)	200×200	
	鉄筋比 (%)	3.8	
	帯筋比 (%)	0.4	
基礎梁	$b \times D$ (mm)	200×400	360×220
	$d$ (mm)	327.5	147.5
	あばら筋比 (%)	0.97	2.86
杭	直径	339	
	鉄筋比 (%)	1.6	
	帯筋比 (%)	0.27	
杭頭接合部	寸法 (mm)	400×400×400	

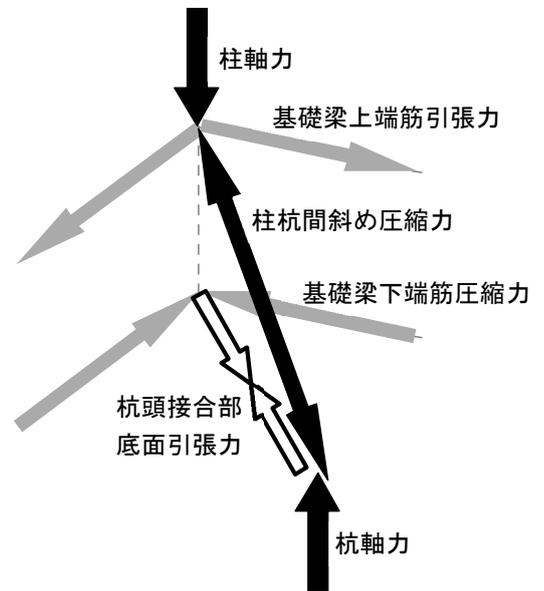


図1 応力伝達モデル<sup>1)</sup>

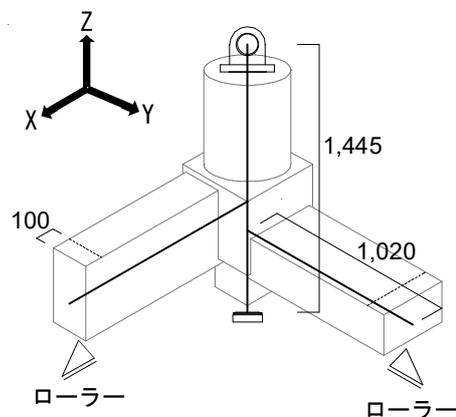


図2 試験体形状および載荷状況 (左: E39, 右: E88)

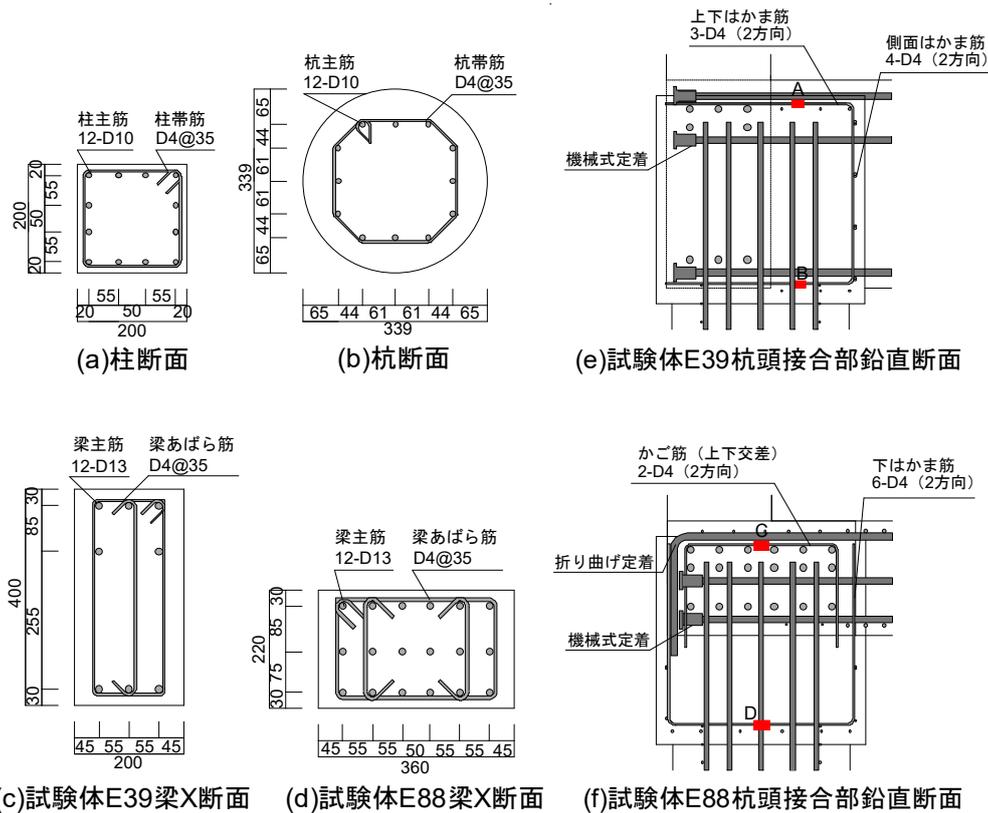


図3 配筋状況および杭頭接合部ひずみゲージ位置

表2 コンクリートの材料特性

	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	圧縮強度時 ひずみ(μ)
その他	30.8	2.63	28,800	1,950
柱	41	2.49	33,600	2,060

表3 鉄筋の材料特性

	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
D4 SD295	351	519	184,200
D6 SD295	369	563	198,000
D10 SD295	348	502	195,000
D13 SD785	821	1,022	188,800

接合部の上端筋を試験体 E39 でははかま筋、試験体 E88 ではかご筋とした。基礎梁主筋の定着は原則として機械式としたが、試験体 E88 における二段筋上端の一部を折り曲げ定着とした。

### 2.2 载荷計画

実験では、柱の頂部をピン支点、2 方向の梁先端をローラー支点とし、自由端となる杭端から鉛直オイルジャッキ（最大容量 3,000kN）で軸力を荷重として载荷した。試験体は杭が上側となるように回転させて設置した。加力プログラムは、荷重制御として基礎梁の曲げひび割れ計算値（E39 : 254kN, E88 : 138kN）の 0.5 倍、1 倍および 2 倍をそれぞれ 1 回とした。その後に鉛直変位制御として 0.25, 0.50, 0.75, 1.0, 1.25, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5mm をそれぞれ 1 回とした。

### 3. 終局耐力評価

柱の圧縮耐力は材料強度に基づき算定した。基礎梁の曲げ終局耐力は文献 6) に従いストレスブロック法により

算定した。2 方向偏心を有する杭頭接合部の圧縮耐力は田中らの提案式（式(1)）<sup>5)</sup> に従い算定した。

$$N_u = (A + B \cos^2 \alpha) \sigma_B \tag{1}$$

ここで、 $A$  : 柱と杭が重複する部分の柱の面積、 $B$  : 柱と杭が重複しない部分の柱の面積、 $\alpha$  : 柱材軸と圧縮束のなす角度、 $\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度である。

上記の終局耐力の計算結果を载荷条件から得られる下記の式(2)と(3)に代入して杭軸力に換算した。

$$N = \frac{2l_c}{e} \cdot \frac{M_u}{a} \tag{2}$$

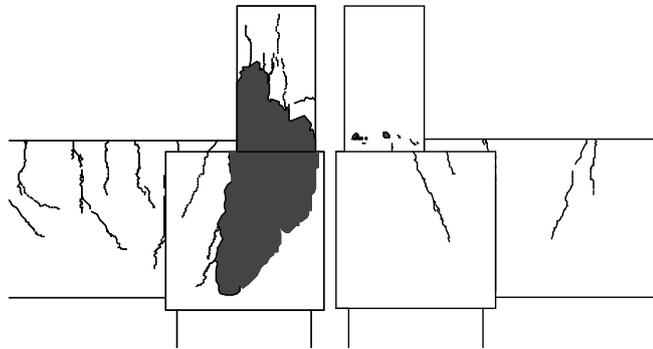
$$N = \frac{l_c}{l_p} P \tag{3}$$

ここで、 $a$  : 梁のせん断スパンで梁支点から杭頭接合部フェイス面までの距離、 $l_c$  : 梁支点の 2 点を結ぶ直線から柱芯までの距離、 $l_p$  : 梁支点の 2 点を結ぶ直線から杭芯までの距離、 $M_u$  : 梁曲げ終局耐力、 $P$  : 式(1)の耐力である。

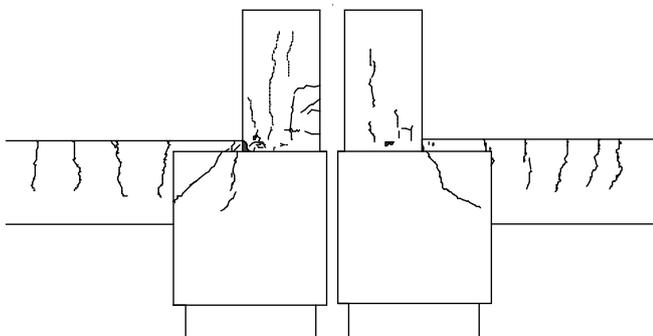
表 4 に杭軸力に換算した各部材の耐力計算結果を示す。

表 4 各部材の耐力計算結果（杭軸力換算値）

(kN)	E39	E88
柱圧縮耐力	1,979	1,951
梁曲げ終局耐力	2,596	1,688
杭頭接合部圧縮耐力	1,281	1,139
実験の最大耐力	1,739	1,517



(a) 試験体 E39



(b) 試験体 E88

図 4 ひび割れ状況

(左：破壊後，右：1.5mm ピーク時)

両試験体ともに杭頭接合部圧縮耐力が柱圧縮耐力と梁曲げ終局耐力と比べて低く、想定される破壊形式は杭頭接合部の圧縮破壊型であった。

#### 4. 実験結果

##### 4.1 破壊性状および履歴特性

図 4 に両試験体のひび割れ状況を示す。同図では左が破壊後、右が 1.5mm 荷重ピーク時を示している。図 5 に各試験体の荷重－変位関係を示す。図 5 には、最大耐力点を○で、柱主筋の降伏点を□で、杭頭接合部はかま筋の降伏点を△で、基礎梁曲げひび割れの発生点を▽で、表 4 に示す各終局耐力の杭軸力に換算した値を横線で示している。除荷時における荷重は長期荷重を想定した鉛直オイルジャッキによる自重とした。

試験体 E39 では、508kN の荷重において基礎梁に生じた曲げひび割れによる剛性低下が認められた後に柱主筋の圧縮降伏が確認された。1.5mm の荷重において杭頭接合部上はかま筋の引張降伏が確認された。3.5mm の荷重において柱付け根部分におけるコンクリートの圧壊が確認され

○ 最大耐力 □ 柱主筋降伏  
△ 杭頭接合部はかま筋降伏 ▽ 基礎梁曲げひび割れ

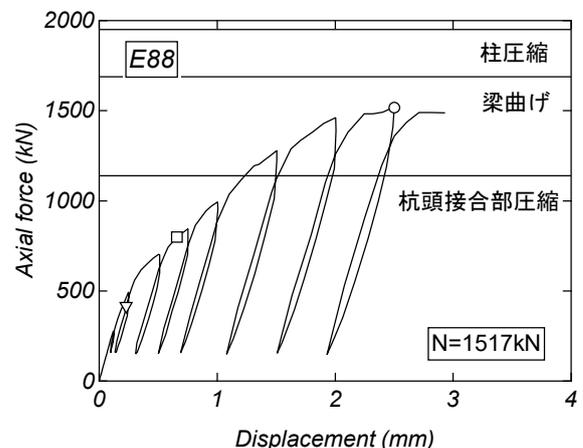
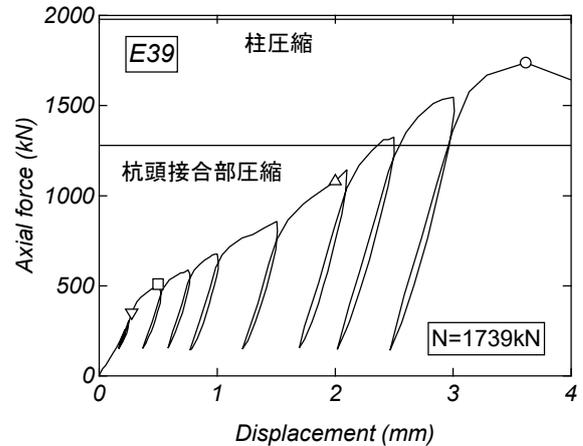


図 5 荷重－変位関係

た。

試験体 E88 では、276kN の荷重において基礎梁に生じた曲げひび割れによる剛性低下が認められた。0.75mm の荷重において柱主筋の圧縮降伏が確認された。2.5mm の荷重において柱付け根部分におけるコンクリートの圧壊が確認された。

各試験体の最大耐力の値は、杭頭接合部の圧縮耐力計算値と比べて約 1.3 倍高く、柱圧縮耐力および梁曲げ終局耐力の計算値に達していない。

##### 4.2 荷重－残留ひび割れ幅関係

図 6 に杭頭接合部における荷重－残留ひび割れ幅関係を示す。同図のひび割れ幅は除荷時を示しており、試験体 E39 を○で、試験体 E88 を□で示している。同図中の横線は各試験体の梁の短期許容曲げモーメントを杭軸力に換算した値である。斜線は建物外面におけるひび割れ幅の制限値であり、文献 1) では 0.2~0.25 mm である。ただし、本研究では実大の 1/5 スケールの試験体を用いたため、文献 7) に示される式(4)に従いスケール効果を考慮した。

$$w_r = n^{0.6} \cdot w_s \tag{4}$$

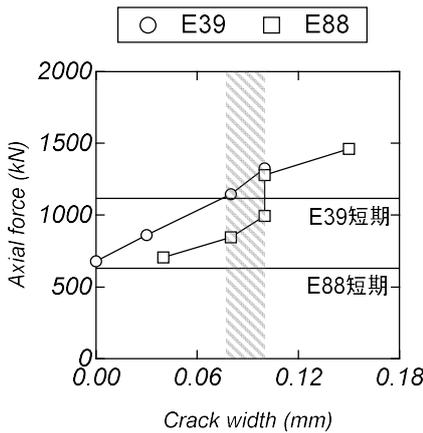


図6 荷重－残留ひび割れ幅関係

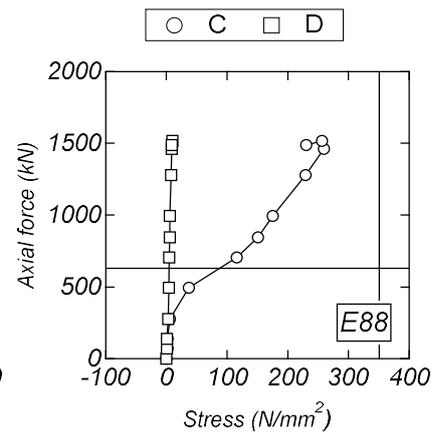
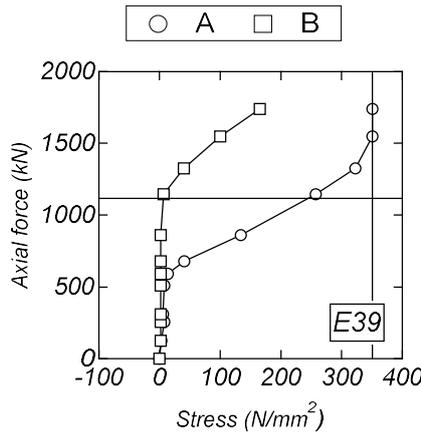


図7 荷重－はかま筋の応力関係

ここで、 $w_r$ ,  $w_s$  : 実大, 縮尺  $1/n$  の試験体の残留ひび割れ幅,  $1/n$  : 縮尺である。

本研究では縮尺  $1/5$  であるためひび割れ幅の制限値に乘じる係数は  $1/2.6$  である。すなわち, 縮小後のひび割れ幅の制限値は  $0.077\sim 0.10\text{mm}$  となる。

両試験体とも荷重の増加に伴うひび割れ幅の拡幅が確認された。両試験体ともにそれぞれの梁の短期許容曲げモーメントを超えた後, ひび割れ幅の制限値に達した。一方で杭頭接合部におけるひび割れは図4に示すように基礎梁の曲げひび割れが杭頭接合部に進展したものと判断される。試験体 E88 の当該ひび割れ幅は試験体 E39 のものと比べて大きい。これは, 表4に示す梁曲げ終局耐力計算値の結果と対応したものと推察される。

#### 4.3 荷重－はかま筋の応力関係

図7に杭頭接合部における荷重－はかま筋の応力関係を示す。同図は各載荷回のピーク時の値を示しており, 上端筋を○で, 下端筋を□で, 鉄筋降伏時の応力を縦線で, 梁の短期許容曲げモーメントを横線で示している。

両試験体ともに杭頭接合部の上端筋の応力が高く, 下端筋の応力が低い。試験体 E39 における上端と下端の応力は試験体 E88 と比べて高い。また, 試験体 E39 では上端筋の応力が降伏強度に達した。

以上のことから文献1)と2)で指摘されているような杭頭接合部の下端の配筋の影響は小さく, 上端に鉄筋を配する必要性が考えられる。さらに, 基準試験体 E39 における上端の鉄筋は扁平試験体 E88 と比べて多くの配筋が必要である。

#### 5. まとめ

本研究では, 柱と杭が水平2方向に偏心する杭頭接合部に関する静的載荷実験を実施し, 杭頭接合部の構造性能を検討した。本論より得られた知見を以下に示す。

- 1) 本論に示す杭頭接合部では, 柱の付け根部分においてコンクリートの圧壊および主筋の圧縮降伏が確認された。
- 2) 両試験体の最大耐力は杭頭接合部の圧縮耐力と比べておよそ1.3倍高い値を示した。
- 3) 両試験体ともに, 荷重の増加に伴い杭頭接合部の上端筋の応力が増加する傾向にあり, 下端筋応力の顕著な増加はみられなかった。このことから杭頭接合部には, 下端よりも上端の配筋を要すると考えられる。

#### 参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2018.12
- 2) 「鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説」Q&A：  
<http://news-sv.ajj.or.jp/kouzou/s48/answer.htm>  
閲覧日：2022年1月25日
- 3) 杉山誠, 他2名：柱と杭が一軸偏心した基礎接合部における軸力伝達機構, 構造工学論文集, Vol.52B, pp.291-298, 2006.3
- 4) 迫田丈志, 他6名：幅広梁主筋に機械式定着工法を用いた基礎ト形接合部の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), 構造IV, pp.381-384, 2009.8
- 5) 田中麻美, 他2名：柱と杭が偏心した基礎接合部の合理的な設計法の開発, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), 構造IV, pp.423-426, 2006.9
- 6) American Concrete Institute：Building Code and Commentary, 2014.9
- 7) 真田靖士, 他3名：RC耐震壁の開口高さによる耐力低減率の検証, 日本建築学会構造系論文集, Vol.80, No.709, pp.481-490, 2015.3