

## 論文 柱と杭の水平二方向偏心を有する杭頭接合部の構造性能

陸井 健太郎<sup>\*1</sup>・鈴木 卓<sup>\*2</sup>・市之瀬 敏勝<sup>\*3</sup>・田中 翔大<sup>\*4</sup>

**要旨：**本研究では、柱と杭の水平二方向偏心を有する杭頭接合部に関する構造性能の把握を目的とした静的載荷実験を実施した。その結果、本論に示した試験体では基礎梁断面形状の差異に拘わらず柱コンクリートの圧縮破壊が確認された。また、両試験体ともに杭頭接合部の下端筋の応力は RC 規準に示される応力伝達モデルから求まる応力の値と比べて極めて低く、杭頭接合部の残留ひび割れ幅は短期許容圧縮耐力を超えた後にひび割れ幅の制限値に達する傾向が認められた。一方で、既往の研究で提案された杭頭接合部終局圧縮耐力の計算値は両試験体の最大耐力の 7 割程度であり、改善が必要であることを示した。

**キーワード：**RC 規準、静的載荷実験、梁せい、下端筋、残留ひび割れ幅、終局耐力

## 1. はじめに

我が国では、敷地境界線一杯に建物を建設されることがある。そのような場合、床面積を広く確保するために杭頭接合部には柱芯と杭芯のずれによる偏心を生じさせることがある。

柱と杭が水平一方向に偏心した鉄筋コンクリート（以下、RC と略記）杭頭接合部に関する研究例はいくつかみられる<sup>1)3)</sup>。しかしながら、水平二方向に偏心した RC 杭頭接合部に関する研究例は鋼管コンクリート杭を用いた田中ら<sup>4)</sup>のもののみである。一方、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説<sup>5)</sup>（以下、RC 規準と呼称）では、柱と杭が水平二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。このモデルでは、長期荷重時を対象に柱と杭の水平二方向偏心により両部材を結ぶ斜め圧縮力に対するコンクリートの検討、および斜め圧縮力と基礎梁下端に生じる圧縮力を結ぶ杭頭接合部下端の引張力の検討が必要とされている。しかしながら、この引張力に対して杭頭接合部下端に大量の鉄筋が必要となり、現実的な設計法と言えないことが指摘されている<sup>6)</sup>。

以上を背景として、RC 規準の設計例を参考に基礎梁断面形状を変数とした試験体の有限要素法解析が実施された。当該研究では、前述の設計手法で要求される 1 割程度の量の杭頭接合部下端筋を有する解析モデルが検討されている。解析の結果、杭頭接合部下端筋に顕著なひび割れの増加は認められないことが示された<sup>7)</sup>。

本研究では、上記の解析モデルを参考に作成した柱と杭の水平二方向偏心を有する杭頭接合部の静的載荷実験を実施した。本論では、実験計画を述べるとともに荷重-変形関係、杭頭接合部補強筋の応力状態、残留ひび割れ幅および終局耐力計算の検討結果を述べる。

## 2. 実験計画

## 2.1 試験体

図-2 に試験体形状を、図-3 に試験体配筋を、表-1 に試験体の断面詳細をそれぞれ示す。対象試験体は建物下部の杭から上部の柱と杭頭接合部に取り付く基礎梁の一部をモデル化した実構造物の 1/5 スケールのもの 2 体である。試験体は載荷の都合により上下を反転して作成された。本論では、柱軸方向を Z 軸、両基礎梁の軸方向をそれぞれ X 軸と Y 軸、および基礎梁軸方向の二等分線方向を S 軸と定義した。柱端には鉄板 (PL-28×300×300mm) とその下にピン支点を模擬した球座 (GW70-AW) が、各方向の基礎梁上端（以降、上端と下端は実構造物を想定したものとする）にはローラー支点を模擬した丸鋼 ( $\phi 50$ ) がそれぞれ設置されている。

柱断面は 200×200mm、杭径は 339mm、杭頭接合部の

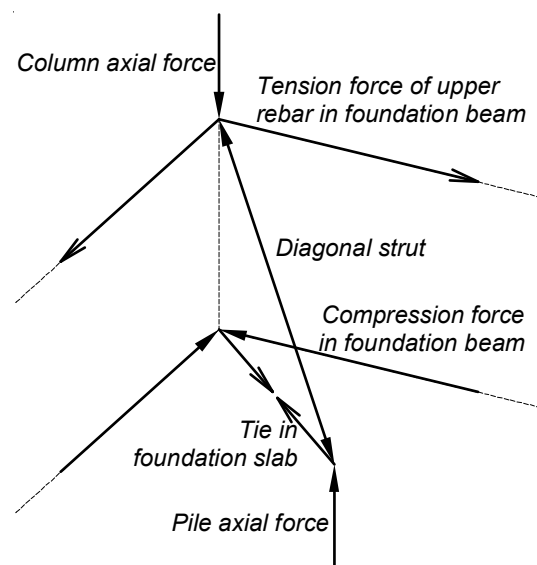


図-1 応力伝達モデル<sup>5)</sup>

\*1 高知工科大学大学院 工学研究科基盤工学専攻（学生会員）

\*2 高知工科大学 システム工学群建築・都市デザイン専攻准教授 博士(工学)（正会員）

\*3 名城大学 理工学部建築学科教授 工博（正会員）

\*4 高知工科大学 システム工学群建築・都市デザイン専攻

図-2 試験体形状

表-1 試験体の断面詳細

|               |                           | E39          | E88            |
|---------------|---------------------------|--------------|----------------|
| 偏心距離 $e$ (mm) |                           | 113          |                |
| 偏心比 $e/f$     |                           | 0.39         | 0.88           |
| 柱             | 断面 $b \times D$ (mm)      | 200×200      |                |
|               | 主筋, 主筋比 $p_g$ (%)         | 12-D10, 2.1  |                |
|               | せん断補強筋, せん断補強筋比 $p_w$ (%) | D4@35, 0.4   |                |
|               | 断面 $b \times D$ (mm)      | 200×400      | 360×220        |
| 基礎梁           | 有効せい $d$ (mm)             | 334          | 148            |
|               | 上端筋,                      | 5-D13        | 12-D13         |
|               | 引張主筋比 $p_t$ (%)           | 0.94, 0.96   | 2.86           |
|               | 下端筋,                      | 3-D13        | 6-D13          |
|               | せん断補強筋                    | D4@35        | D6@35          |
|               | せん断補強筋比 $p_w$ (%)         | 0.40         | 0.50           |
| 杭             | 杭径 $\phi$ (mm)            | 339          |                |
|               | 主筋, 主筋比 $p_g$ (%)         | 12-D10, 0.95 |                |
|               | せん断補強筋,                   | D4@35, 0.27  |                |
|               | せん断補強筋比 $p_w$ (%)         |              |                |
| 杭頭接合部         | 寸法 (mm)                   | 400×400×400  |                |
|               | 上端, 下端筋                   | 6-D4         | 10-D4<br>12-D4 |

表-2 コンクリートの材料特性

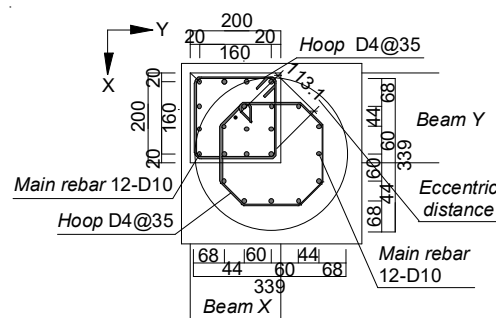
|     | 圧縮強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | ヤング係数<br>(kN/mm <sup>2</sup> ) | 圧縮強度時<br>ひずみ(μ) | 引張強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|-----|------------------------------|--------------------------------|-----------------|------------------------------|
| その他 | 30.8                         | 28.8                           | 1.950           | 2.63                         |
| 柱   | 41.0                         | 33.6                           | 2.060           | 2.49                         |

表-3 鉄筋の材料特性

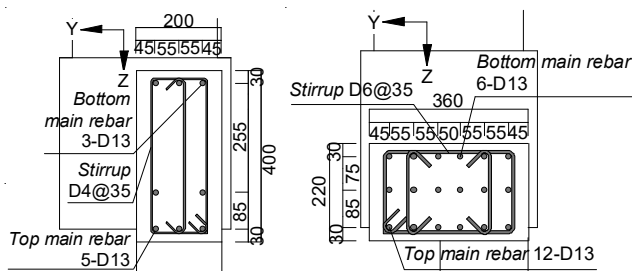
|            | 降伏強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | ヤング係数<br>(kN/mm <sup>2</sup> ) | 引張強度<br>(N/mm <sup>2</sup> ) |
|------------|------------------------------|--------------------------------|------------------------------|
| D4 SD295   | 351                          | 184                            | 519                          |
| D6 SD295   | 369                          | 198                            | 563                          |
| D10 SD295  | 348                          | 195                            | 502                          |
| D13 USD785 | 821                          | 188                            | 1,022                        |

寸法は 400×400×400mm、柱芯から杭芯までの偏心距離  $e$  は 113mm である。柱端のピン支点から杭端のピン支点までの高さは 1,311mm、柱芯から両基礎梁ローラー支点までの距離は 1,000mm である。

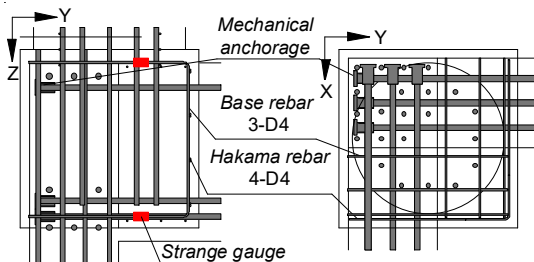
実験変数は偏心距離  $e$  を基礎梁の応力中心間距離  $j$  ( $=7d/8$ ,  $d$ : 基礎梁の有効せい) で除した比率  $e/j$  (以下, 偏心比と呼称) である。本研究では  $e$  を定数,  $j$  を変数とすることで基礎梁形状の違いによる影響の把握を狙いとしました。試験体 E39 は偏心比が 0.39 である。基礎梁断面  $b \times D$  は  $200 \times 400 \text{ mm}$ ,  $d$  は  $334 \text{ mm}$  である。試験体 E88 は偏心比が 0.88 と試験体 E39 のものの約 2 倍である。 $b \times D$  は  $360 \times 220 \text{ mm}$ ,  $d$  は  $148 \text{ mm}$  である。両試験体の基礎梁



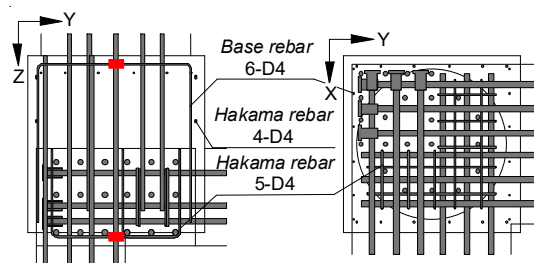
(a) 柱および杭断面



(b) E39X 方向基礎梁斷面 (c) E88X 方向基礎梁斷面



(d) E39 杭頭接合部断面



(e) E88 杭頭接合部断面

図-3 試験体配筋

主筋は原則として機械式定着である。ただし、試験体 E88 における二段筋上端の一部は折り曲げ定着とした。なお、本試験体における杭頭接合部下端筋の配筋量 (E39: 42mm<sup>2</sup>, E88: 84mm<sup>2</sup>) は RC 規準<sup>5)</sup>の長期荷重に対する計算手法から求まる配筋量 (E39: 401mm<sup>2</sup>, E88: 591mm<sup>2</sup>) と比べて少ない。

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それぞれ示す。コンクリートの圧縮強度  $\sigma_B$  は柱が 41.0N/mm<sup>2</sup>、その他の部材が 30.8N/mm<sup>2</sup> (柱の打設後、その他の部材を打ち継いだ) であり、粗骨材の最大寸法は 15mm である。なお、本試験体では、杭頭接合部と柱の境界部分にコンクリートの施工不良によるジャン

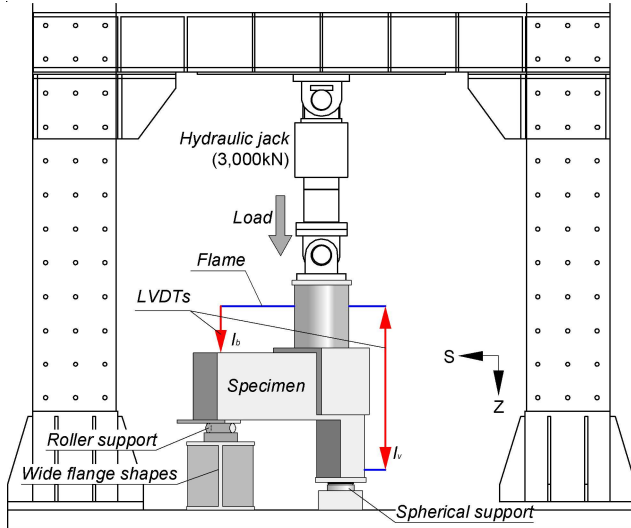


図-4 荷装置

力が生じていた。そこで、当該箇所は無収縮モルタル（4週強度 67N/mm<sup>2</sup>）による補修を行った。

## 2.2 荷計画

図-4 に荷装置を示す。図中の青線は計測フレームを、赤の矢印は基礎梁先端に取り付く基準試験体 E39 では 2 つ、扁平試験体 E88 では 4 つの鉛直変位計  $l_b$  と試験体の外側に取り付けた鉛直変位計  $l_v$  を示している。実験は自由端となる杭端に設置した鉛直オイルジャッキ（最大容量 3,000kN）により杭軸力  $N_p$  を作用させる片側繰返し荷とした。加力プログラムは荷重制御として文献 8) に示される式(1)の基礎梁曲げひび割れモーメント計算値  $M_{cr}$  を杭軸力に換算した値  $N_{cr}$  (E39 : 254kN, E88 : 138kN) の 0.5 倍、1 倍および 2 倍をそれぞれ 1 回である。その後、杭先端から柱頭にかけての変位計  $l_v$  による鉛直変位  $\delta$  による変位制御として 0.25, 0.5, 0.75, 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 3.5mm がそれぞれ 1 回である。各ピーク後は鉛直オイルジャッキの圧力を解放した杭軸力  $N_p=150$ kN まで除荷した。

$$M_{cr} = 0.56\sqrt{\sigma_B}Z \quad (1)$$

ここで、 $Z$  はコンクリートの断面係数である。

一方で、変位計  $l_v$  により計測された鉛直変位には試験体の変形に伴う回転成分が含まれている。そこで、次節からは基礎梁先端に設置した変位計  $l_b$  の計測値に基づき議論を進める。

## 2.3 基礎梁変形角と杭軸力の定義

基礎梁の変形角  $R$  は図-4 に示した各基礎梁変位計の平均値  $l_{bave}$  を用いて、以下の式(2)で与えられる。

$$R = \frac{l_{bave}}{l_{bs}} \quad (2)$$

ここで、 $l_{bs}$  : 基礎梁の長さ (1,000mm) の S 軸方向換算

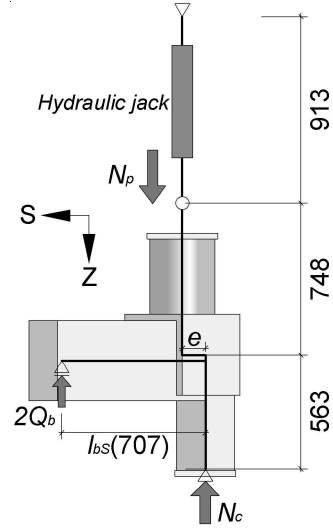


図-5 杭軸力換算の概念

値 (707mm) である。

図-5 に杭軸力換算の概念を示す。 $N_c$  および  $Q_b$  周りのモーメントのつり合いにより、杭軸力  $N_p$  に対する両基礎梁せん断力の合計  $2Q_b$  および柱軸力  $N_c$  の関係は以下の式(3)および(4)となる。

$$2Q_b = \frac{e}{l_{bs}} N_p \quad (3)$$

$$N_c = \frac{l_{bs} - e}{l_{bs}} N_p \quad (4)$$

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊性状と荷重－変形関係

図-6 に両試験体の最終破壊時におけるひび割れ状況を、図-7 に両試験体の杭軸力 ( $N_p$ ) - 基礎梁の変形角 ( $R$ ) 関係を示す。なお、最大耐力以降の低下部分の変位は試験体の大きな変形により計測フレームと接触し信頼性が低いと考えられるため、記載していない。同図中の点線は柱の終局圧縮耐力を、一点鎖線は杭頭接合部の終局圧縮耐力<sup>4)</sup>を、○は最大耐力点を、□は柱主筋の降伏点を、△は杭頭接合部補強筋の降伏点を、▽は基礎梁の曲げひび割れ発生点を示す。図-6 に示す斜線部は変位計や H 鋼の存在によりひび割れの記入ができなかった部分を示している。

両試験体ともに荷初期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みられた。また、両試験体ともに小振幅において柱主筋の圧縮降伏が認められた。これは柱と杭頭接合部の境界付近に生じたジャンカの影響によるものと考えられる。しかしながら、柱主筋の降伏点前後で剛性に大きな変化がみられないことから、以降は実験に対するジャンカの影響が小さいものとして議論を進める。

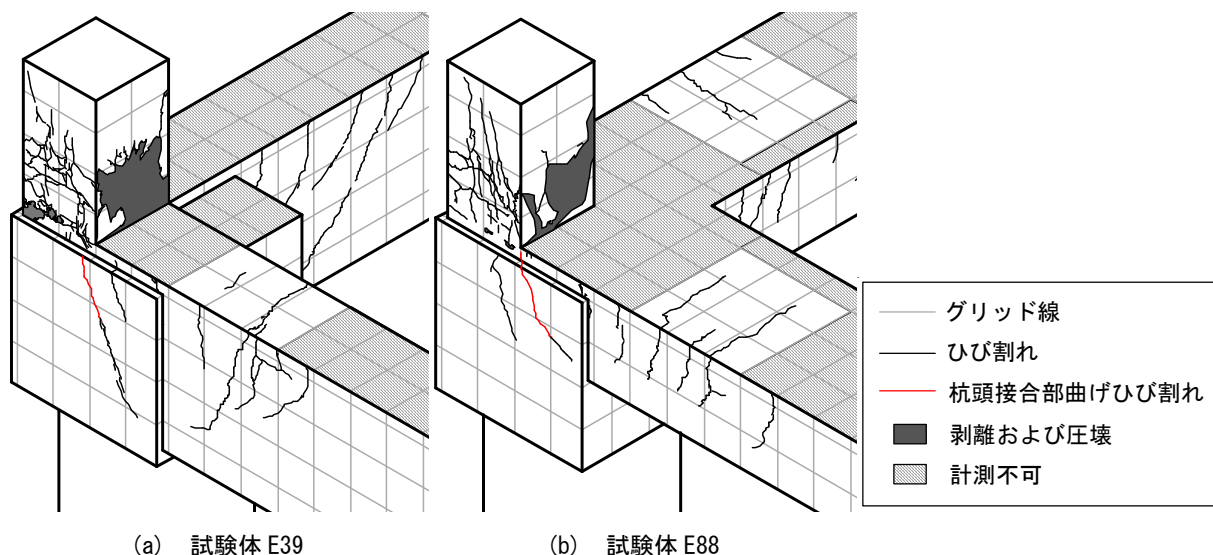


図-6 最終破壊時のひび割れ状況

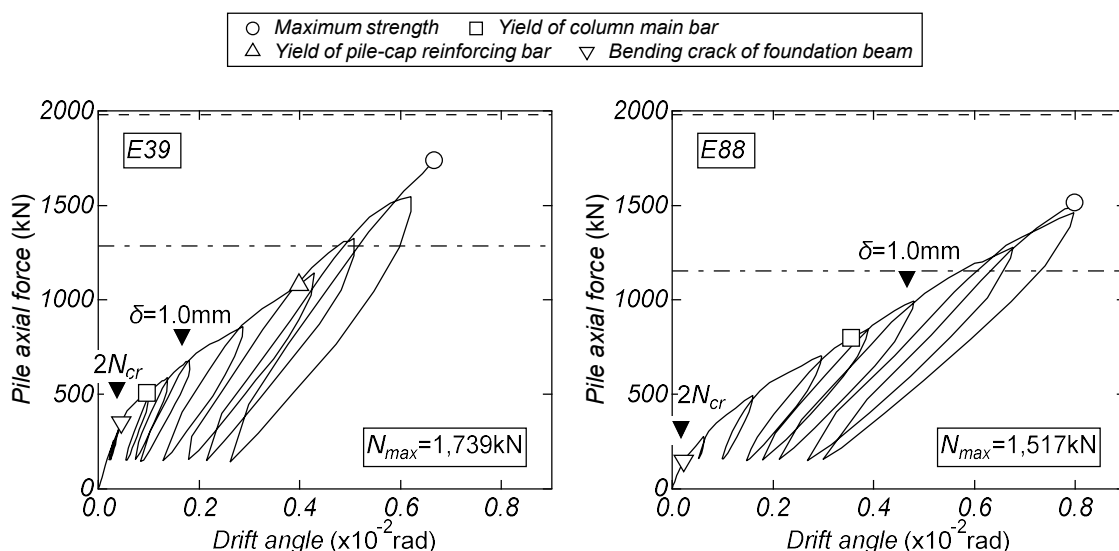


図-7 杭軸力-基礎梁の変形角関係

基準試験体 E39 では、 $R=0.2 \times 10^{-2} \text{rad}$  付近において杭頭接合部に曲げひび割れの発生がみられた。 $R=0.4 \times 10^{-2} \text{rad}$  付近において杭頭接合部上端筋の引張降伏が認められた。 $R=0.65 \times 10^{-2} \text{rad}$  付近において柱主筋の座屈および柱コンクリートの圧縮破壊に伴い最大耐力が記録された。

扁平試験体 E88 では、 $R=0.3 \times 10^{-2} \text{rad}$  付近において杭頭接合部に曲げひび割れの発生がみられた。 $R=0.8 \times 10^{-2} \text{rad}$  付近において柱主筋の座屈および柱コンクリートの圧縮破壊に伴い最大耐力が記録された。

試験体 E39 における基礎梁曲げひび割れ後の剛性は試験体 E88 と比べて高く、基礎梁断面形状の違いの影響が確認された。一方で両試験体ともに基礎梁、杭頭接合部の曲げひび割れおよび柱の圧縮破壊が顕著であり、破壊性状に大きな違いはみられなかった。

### 3.2 接合部補強筋の応力推移

図-8 に両試験体のピーク時の杭軸力-接合部補強筋

応力の推移および下端筋応力算出法の概念を示す。応力の値は図-3 に示したひずみゲージの計測値から履歴特性を完全弾塑性型に仮定して算出した値である。図-8(b) 中の点線は杭頭接合部補強筋の降伏強度を、斜めの赤と青の実線は RC 規準の長期荷重に対する計算手法から予想される下端筋の応力  $\sigma$  (式(5))<sup>5)</sup> を示している。

$$\sigma = \frac{T}{\sqrt{2}} / a_s = \frac{N_c \tan \theta}{\sqrt{2}} / a_s = \frac{N_c}{\sqrt{2} a_s} \times \frac{e}{j} \quad (5)$$

ここで、 $T$ ：杭頭接合部下端筋の引張力、 $\theta$ ：斜め圧縮力の角度、 $\sigma$ ：杭頭接合部下端筋の応力、 $a_s$ ：一方向の杭頭接合部下端筋の総断面積である。E88 の  $a_s$  が E39 の 2 倍、E88 の  $e/j$  が E39 の 2.3 倍であるため、赤と青の実線はほぼ重なる。

下端筋をみると、基準試験体 E39 では、杭軸力 1,000kN から応力の増大がみられ、最大で降伏強度の 1/2 程度の応力が確認された。この値は式(5)で必要とされる応力度

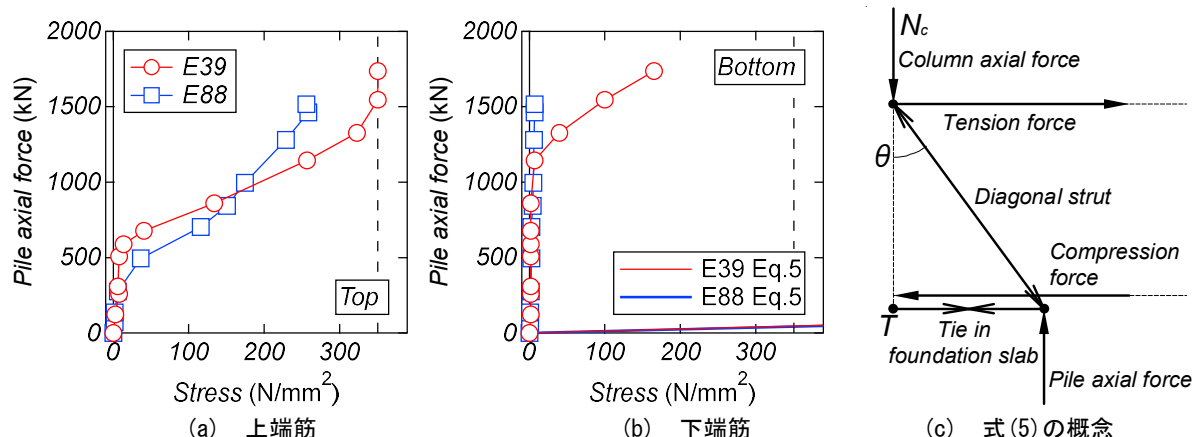


図-8 接合部補強筋応力の推移および下端筋応力算出法の概念

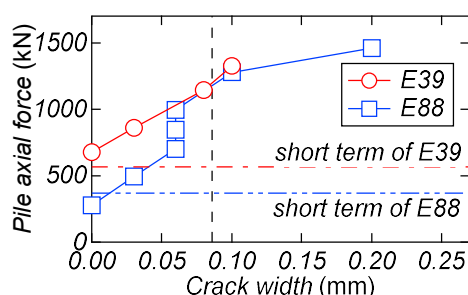


図-9 ピーク時の杭軸力-残留ひび割れ幅関係

の1/80程度と極めて小さかった。また、扁平試験体E88では応力の増加がほとんど認められなかった。第1章で述べたように文献5)では長期荷重に対して下端筋の必要性が示されている。しかし、本試験体ではその必要性が認められなかった。一方の上端筋をみると、両試験体ともに杭軸力300kN程度まで $0\text{N/mm}^2$ に近い値を示す傾向がみられた。その後、応力の増大がみられ、試験体E39では降伏強度に達する傾向が認められた。

### 3.3 残留ひび割れ幅推移

図-9にピーク時の杭軸力-残留ひび割れ幅関係をそれぞれ示す。ひび割れ幅はクラックスケール(最小目盛り0.03mm)により計測した。点線は建物外面におけるひび割れ幅の制限値を、一点鎖線は試験体E39、二点鎖線は試験体E88における杭頭接合部の短期許容圧縮耐力(式(6))<sup>5)</sup>を式(4)で杭軸力に換算したものである。

$$N_{pc} = 0.8 f_c B D \left( j / \sqrt{j^2 + e^2} \right)^2 \quad (6)$$

ここで、 $N_{pc}$ : 杭頭接合部の短期許容圧縮耐力、 $f_c$ : コンクリートの短期許容圧縮応力度、 $B$ : 柱の幅、 $D$ : 柱のせいである。

ひび割れ幅の制限値は文献5)に示された0.2mm~0.25mmの平均値0.225mmにスケール効果を考慮した値である。本研究では実構造物の1/5スケールの試験体を用いたため、文献9)に示される式(7)に従いスケール効果を考慮して、ひび割れ幅を縮小させた。

表-4 各部材の終局耐力計算結果

| (kN)               |                    | E39   | E88   |
|--------------------|--------------------|-------|-------|
| 実験の最大耐力 $N_{max}$  |                    | 1,739 | 1,517 |
| 柱終局圧縮耐力 $N_c$      | $N_c$              | 1,979 | 1,979 |
|                    | $N_{max} / N_c$    | 0.88  | 0.77  |
| 接合部終局圧縮耐力 $N_{pc}$ | $N_{pc}$           | 1,286 | 1,155 |
|                    | $N_{max} / N_{pc}$ | 1.35  | 1.31  |
| 基礎梁終局曲げ耐力 $N_b$    | $N_b$              | 2,660 | 1,573 |
|                    | $N_{max} / N_b$    | 0.65  | 0.96  |

$$w_r = n^{0.6} \cdot w_s \quad (7)$$

ここで、 $w_r$ ,  $w_s$ : 実大、縮尺1/nのピーク時および除荷時におけるひび割れ幅、1/n: 縮尺である。本試験体の縮尺は1/5である。すなわち、縮小後のひび割れ幅の制限値は0.086mmとなる。なお、試験体E39は $N_p=1,326\text{kN}$ 、試験体E88は $N_p=1,461\text{kN}$ までひび割れ幅を測定した。

両試験体ともにそれぞれの短期許容圧縮耐力を超えた後にひび割れ幅の制限値に達する傾向が確認された。試験体E88のひび割れ幅では杭軸力700kN程度から1,000kN程度まで拡幅が抑制されている。その後、杭軸力の上限值付近からひび割れ幅の拡幅がみられた。

### 4. 終局耐力計算

表-4に杭軸力換算後の各部材の終局耐力計算結果および実験の最大耐力と各終局耐力計算値の比(以下、耐力比と呼称)を示す。柱の終局圧縮耐力は式(8)より算定した。

$$N_c = 0.85 (BD - a_g) \sigma_B + a_g \sigma_y \quad (8)$$

ここで、 $a_g$ : 柱主筋の総断面積、 $\sigma_y$ : 柱主筋の降伏強度である。

基礎梁の終局曲げ耐力は文献10)に示されているストレスブロック法により算定した。二方向偏心を有する杭頭接合部の圧縮耐力は式(9)-(11)に示す田中らの提案式<sup>4)</sup>に従い算定した。

$$N_{pc} = A\sigma_B + N_u \quad (9)$$

$$N_u = \min.(B\sigma_B \cos^2 \alpha, N_t) \quad (10)$$

$$N_t = \min.\left(\frac{\sqrt{2}\sigma_t a_t}{\tan \alpha}, \frac{\sqrt{2}f_u a_t}{\tan \alpha}\right) \quad (11)$$

ここで、 $N_u$ : 柱と杭の鉛直断面が重複しない部分の耐力、 $N_t$ : 鉄筋に依存する耐力、 $A$ 、 $B$ : 柱と杭の鉛直断面が重複する部分およびしない部分の柱断面積、 $\alpha$ : 柱材軸と圧縮束の成す角度、 $a_t$ : 基礎梁引張側主筋の断面積、 $f_u$ : 基礎梁主筋の定着強度である。

両試験体ともに杭頭接合部終局圧縮耐力の計算値が最も低く、破壊形式は杭頭接合部の圧縮破壊型となることが想定された。しかし、実験結果では両試験体ともに柱コンクリートの圧縮破壊が顕著であった。また、両試験体の最大耐力値は杭頭接合部終局圧縮耐力の計算値と比べておよそ 1.3 倍であり、杭頭接合部の終局圧縮耐力提案式は本論に示す試験体に対して過小評価する傾向にある。しかし、基礎梁形状の影響による杭頭接合部終局圧縮耐力の計算値の差異は認められた。

両試験体において杭頭接合部の終局圧縮耐力以外の耐力比はすべて 1 未満であり、破壊形式と対応していない。これらの実験結果と耐力計算結果の相違については新たな実験や有限要素法解析を実施することで要因を究明したい。

## 5. まとめ

本研究では、柱と杭の水平二方向偏心を有する杭頭接合部に関する構造性能の把握を目的として長期荷重時を想定した試験体の静的載荷実験を実施した。限られた範囲ではあるものの、本論より得られた知見を以下に示す。

- 1) 両試験体ともに柱主筋の座屈および柱コンクリートの圧縮破壊が確認された。
- 2) 標準的な基礎梁形状を有する試験体の剛性は扁平基礎梁形状を有する試験体のものと比べて高く、基礎梁の断面形状の影響が認められた。
- 3) 両試験体ともに杭頭接合部の下端筋の応力は RC 規準に示される応力伝達モデルから求まる応力の値と比べて、最大でも 1/80 程度であった。
- 4) 両試験体の杭頭接合部終局圧縮耐力の計算値は最大耐力と比べて 7 割程度であり、過小評価する傾向にある。今後新たな実験や有限要素法解析を実施す

ることで実験結果と耐力計算結果における相違の要因を究明したい。

## 謝辞

本研究は科学研究費助成事業（19K22009）を受けて実施された。試験体に用いた鉄筋は東京鐵鋼株式会社から提供を受けた。本研究の実施にあたり、元高知工科大学システム工学群の久保田八重さんに協力を受けた。各位に謝意を表する次第である。

## 参考文献

- 1) 杉山 誠，加地由未子，西村泰志：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
- 2) 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
- 3) 安井信行，遠藤千尋，長瀬 正：大口径杭の偏心に対する基礎のせん断設計について，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），構造IV，pp.579-580，2015.9
- 4) 田中麻美，杉山 誠，西村泰志：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
- 5) 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
- 6) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 Q&A 質問 17 参照：<http://news-sv.ajj.or.jp/kouzou/s48/answer.htm>（閲覧日：2022 年 12 月 26 日）
- 7) 鈴木 卓，市之瀬敏勝：柱と杭が水平 2 方向に偏心する杭頭接合部の非線形 FEM 解析，コンクリート工学年次論文集，Vol.43，No.2，pp.31-36，2021
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準（案）・同解説，2016.4
- 9) 真田靖士，市之瀬敏勝，高橋 之，飯塚桃子：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
- 10) ACI: Building Code and Commentary, 2014.9