

論文 振り応力を受ける壁式 PCa 構造基礎ばり鉛直接合部の力学性能に関する実験研究

新井勇作*1・望月一浩*2・筏井文隆*3・小林克巳*4

要旨：独立杭基礎形式において、施工誤差による杭偏心により生ずる振り応力を PCa 基礎ばりにて負担する場合、鉛直接合部の設計上どのように考慮すればよいかを確認することを目的とし、振り剪断応力度をパラメータとした振り剪断実験を行ない、鉛直接合部の剛性、耐力等に及ぼす影響を検討した。その結果、杭の偏心距離 20cm 以上に対応する振りモーメントが作用しても、剛性、耐力、破壊性状について鉛直接合部に及ぼす影響は見られないことから、施工誤差による杭偏心を最大 20cm として、既往の壁式 PCa 上部構造の設計式を適用する限り、振りモーメントを考慮しないで設計できることがわかった。

キーワード：壁式 PCa 構造, 基礎ばり, 鉛直接合部, 振り剪断応力度, 剪断耐力

1. はじめに

筆者らは、壁式 PCa 構造における基礎ばりの PCa 化に関する実験研究を行なっている。これまでの実験で連続箱型コッター形状の鉛直接合部を有する基礎ばりの剪断耐力については在来一体打ち工法と同等の性能を発揮することが確認されている¹⁾。本論では、独立杭基礎形式において杭偏心が生じた場合の振り応力について検討を行なった。図-1 の様に施工誤差により杭の重心と鉛直方向荷重心とがずれた場合に杭偏心が生じ振り応力が発生する。PCa 基礎ばりにてこの振り応力を負担する場合、基礎形状からそり振りの影響を無視できるため純振り (St. Venant の振り) について考え、連続箱型コッター形状を有する鉛直接合部の振り剪断力の伝達に関して (既往のデータを調べたところ、このような実験は見当たらなかった。), 振り剪断応力度をパラメータとした振り剪断実験を行ない剛性、耐力等に及ぼす影響を調べ、この振り応力を PCa 基礎ばり鉛直接合部の設計上どのように取り扱えばよいか検討を行なった。

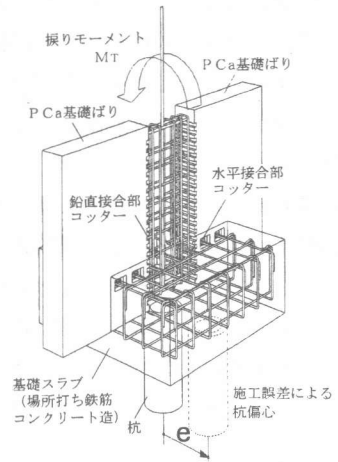


図-1 振り応力発生概念図

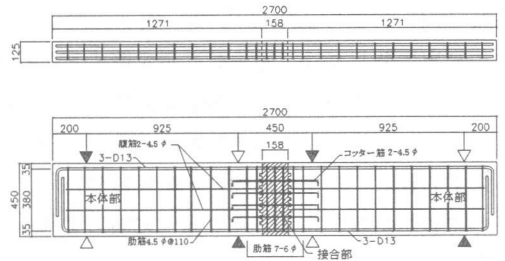


図-2 試験体形状

*1 木内建設(株) 開発部開発課課長 (正会員)

*2 木内建設(株) 開発部開発課主任

*3 福井大学大学院 工学研究科環境設計工学専攻 工修 (正会員)

*4 福井大学教授 工学部環境設計工学科 工博 (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体		主筋 (SD345)	主筋比 Pt (%)	補強筋 (SWM-P)	補強筋比 Pw (%)	コッター		振り剪断応力度 τ_{max} (N/mm ²)
No.	呼び名					形状	コッター筋	
DS-0	一体打	3-D13	0.734	7-6.0φ	0.703	—	—	—
DS-1	連箱					箱形	8-4.5φ	0.0
DS-2						箱形	8-4.5φ	0.4
DS-3						箱形	8-4.5φ	0.8

表-2 鉄筋材料特性

種別	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)
D 13	371	523	1.9×10^5
4.5φ	509 *	574	2.2×10^5
6.0φ	619 *	674	2.2×10^5

* 0.2%耐力

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は文献¹⁾における試験体 (AS-13) との比較を考えてその時のものと同一とした。試験体形状を図-2 に示す。試験体の断面せいは約 1/4 モデル 450mm とし、幅は 1/2 モデル 125mm とした。鉛直接合部は、試験体中央 158mm の区間に設けた。接合部詳細を図-3 に示す。主筋、コッター筋は、本来は溶接継手を用いて接合するが、溶接継手が鉛直接合部の性状に与える影響は少ないと判断し、本実験では通し鉄筋とした。試験体は、一体打ち試験体 1 体、鉛直接合部を有する試験体 3 体、合計 4 体とし配筋はすべて同一とした。試験体一覧を表-1 に示す。コンクリートの設計基準強度は $F_c = 21 \text{ N/mm}^2$ とし、主筋には SD345、補強筋には溶接金網用鉄線 (φ SWM-P) を使用した。鉄筋及びコンクリートの材料特性を表-2、表-3 に示す。

2.2 実験パラメータ

実験パラメータは、振り剪断応力度 ($\tau_{max} = 0, 0.4, 0.8 \text{ N/mm}^2$) とした。振り剪断応力度の算出に関しては、図-4 に示す壁式 PCa 構造の共同住宅の 3 階、4 階、5 階建ての杭配置において、図-5 に示す様な杭配置パターンが考えられる。1 本杭以外の杭配置において、すべての杭が施工誤差により同一方向にずれることはほとんど有り得ないため、各々の杭が異なった方向にずれた場合、1 本杭 (Type 6) の地中ばりが負担する振り応力が最大となることがわかる。そこで、杭偏心距離は埋め込み杭も考慮し施工誤差を最大 20cm とした。杭耐力 0.25 MN/本~0.80 MN/本の杭について振り曲げモー

表-3 コンクリート材料特性

試験体名	打設箇所	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
DS-0	接合部	24	2.2×10^4	1.9
DS-1	本体部	27	2.3×10^4	1.8
DS-2	接合部	27	2.3×10^4	2.0
DS-3	本体部	30	2.4×10^4	2.4

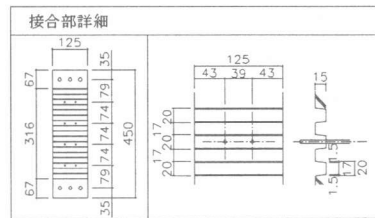


図-3 接合部詳細図

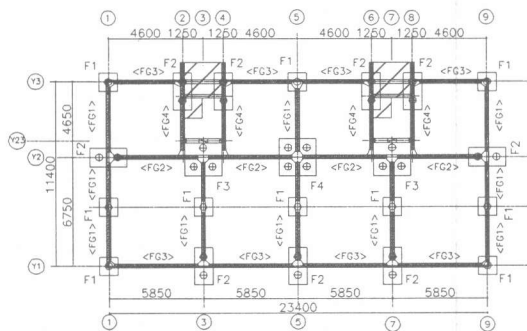


図-4 杭配置図 (単位 mm)

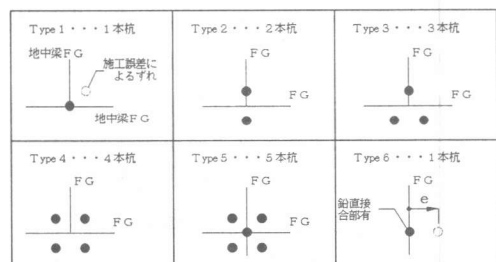


図-5 杭配置パターン

表-4 杭耐力による振り剪断応力度一覧

杭耐力 RA (MN/本)	杭径 D (mm)	TYPE 6 杭偏心距離 e (m)	振り曲げモー メント(MN・m)	基礎形状 (mm)				振り剪断応力度 τ_{max} (N/mm ²)
				b1	b2	d1	d2	
0.80	500	0.20	0.08	750	250	1250	1080	0.36 → 0.4
0.65	450	0.20	0.07	680	250	1150	1180	0.38 → 0.4
0.50	400	0.20	0.05	650	250	1000	1180	0.35 → 0.4
0.40	350	0.20	0.04	600	250	900	1230	0.35 → 0.4
0.25	300	0.20	0.03	500	250	750	1330	0.32 → 0.4

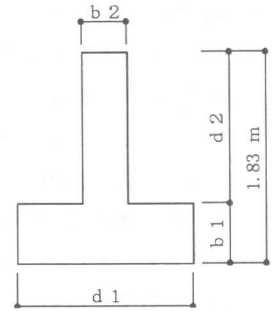


図-6 基礎形状

メント及び振り剪断応力度の算出を行なった。その結果、最大振り剪断応力度は $\tau_{max} = 0.4 \text{ N/mm}^2$ となるため、これを基本応力とした。振り曲げモーメント (M_T)、T形ばりの振り剪断応力度 (τ_{max}) の算定式を式(1)、式(2)に示す。また、基礎形状を図-6、杭耐力による振り剪断応力度の一覧を表-4に示す。

$$M_T = R_A \times e \times 1/2 \text{ (MN} \cdot \text{m)} \quad (1)$$

$$\tau_{max} = \frac{3.5 \cdot b_1}{\sum d_i \cdot b_i^3} M_T \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (2)^2$$

ここに、

RA : 杭耐力 (MN/本)

e : 杭偏心距離 (m)

b i : 図-6 に示す。

d i : //

2.3 実験方法

連続ばり形式とし、加力方法は図-7の様に接合部を含む区間が逆対称曲げモーメント状態となるように二点集中加力で正負一回ずつの正負交番漸増繰り返し载荷とした。また、振りモーメントは加力点から鋼製の腕を試験体の面外方向へ1.1 m出し、そこに振り剪断応力度に見合う重しを取り付けることにより鉛直接合部に常時振り応力を作用させた。加力装置を図-8に示す。捩れ変形を起こすと、左右の支点では面内方向の回転の他に面外方向の回転を起こすため、理想的には、支点、加力点ともローラー支承を組合わせた(1つの加力点を除く)全方向に回転自由な支承を用いる必要がある。しかし、実験技術的には極めて難しく、また、実験上の安全性を確保しにくいことから、ここでは、左

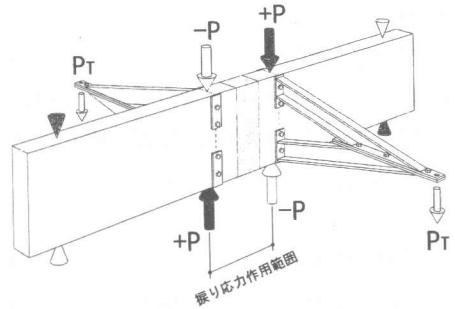


図-7 加力方法

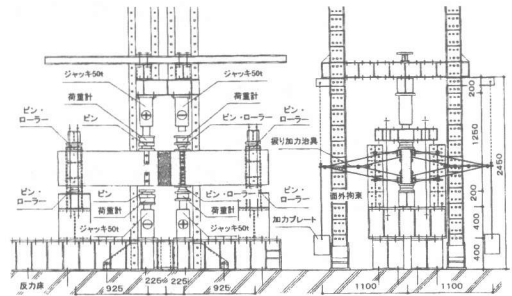


図-8 加力装置

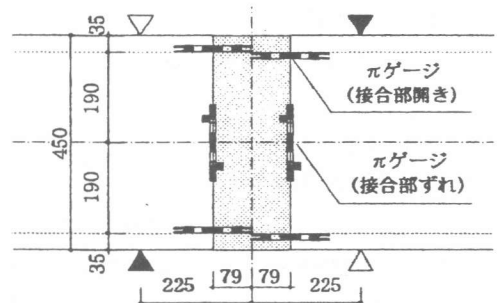


図-9 目地の開きとずれの測定方法

右の支点位置で面外方向の回転が生じた場合には、それを拘束し、拘束力を測定するものとした。ただし、剪断破壊時まで振れ変形はほとんど生じないと予想した。剪断スパン比は $M/Qd=0.54$ である。加力点位置に取り付けたゲージホルダー間の変位を、変位計を用いて測定し、これを相対変位とした。また、**図-9** のように接合部目地の開きとずれを π ゲージを用いて測定した。加力制御は、以下の項目に示す設計における剪断耐力時の荷重にて行なった。

- ① ひび割れ以前
 - ② ①と③の間
 - ③ 鉛直接合部の短期許容剪断耐力 (RQ)
 - ④ 鉛直接合部の終局検討用剪断耐力 (Q_{vu})
 - ⑤ はりの終局剪断耐力 (Q_{su})
- ③、④、⑤の算定式を (3) ~ (5) に示す。

$$RQ = B \cdot f_{ss} \cdot n \quad (3)$$

$$Q_{vu} = 0.1F_c \cdot B \cdot n + \sum (a_v \cdot \sigma_y) \quad (4)$$

$$Q_{su} = \left[\frac{0.068 \cdot P_t^{0.23} (F_c + 180)}{M/Qd + 0.12} + 2.7 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \right] \cdot b \cdot j$$

荒川 mean 式 (5)

ここに、

- B : コッターの剪断面積 (mm^2)
- n : コッターの個数
- F_c : コンクリート設計基準強度 (N/mm^2)
- f_{ss} : 2.0 (N/mm^2)
- a_v : コッター筋の断面積 (mm^2)
- σ_y : コッター筋の強度 (N/mm^2)
- P_t : 引張鉄筋比 (%)
- P_w : 補強筋比
- σ_{wy} : 補強筋強度 (N/mm^2)
- b : はり幅 (mm)
- j : 応力中心間距離 (mm)

3. 実験結果, 考察

3.1 支点面外拘束

振り応力を作用させた試験体 (DS-2, DS-3) において、安全性等を考慮して、左右の支点の面外方向の回転を拘束した。この時の拘束力を測定した結果、**表-5** に示す様に予想通り拘束力

表-5 支点拘束力

試験体	支点拘束力最大値 (N)		
	RQ 時	Q _{vu} 時	Q _{su} 時
DS-2	59	88	69
DS-3	137	216	235

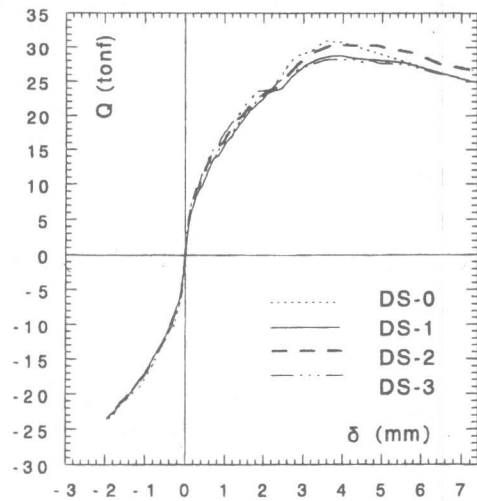


図-10 Q- δ 関係 包絡線

はほとんど測定されず、この支点面外拘束がこの実験に及ぼす影響はないと判断した。

3.2 剛性低下

各試験体の剪断力 (Q)、相対変位 (δ) 関係の包絡線を **図-10** に示す。各試験体とも曲げ初亀裂や、剪断ひび割れの発生による剛性の変化が見られる。これらを O_1 、 O_2 とし、 O_1 と原点を結んだ直線の傾きを初期剛性 (K_1) とし、 O_1 と O_2 を結んだ直線の傾きを第二剛性 (K_2) とした。各試験体の O_1 、 O_2 に対応する剪断力 (Q)、相対変位 (δ) と、 K_1 、 K_2 及び剛性低下 (K_2/K_1) の一覧を **表-6** に示す。なお、 K_1 、 K_2 及び剛性低下については、一体打ちを 100 とした場合の指標値も示した。各試験体において、コンクリート強度による剛性の差は見られるが、剛性低下については一体打ち試験体と鉛直接合部を有する試験体との間に違いはなく、振り応力による影響は見られなかった。

表-6 各試験体の剛性一覧

試験 体名	O ₁		O ₂		初期剛性(K ₁)		第二剛性(K ₂)		K ₂ /K ₁	
	Q (KN)	δ (mm)	Q (KN)	δ (mm)	(KN/mm)		(KN/mm)			
DS-0	63	0.118	121	0.517	534	100	234	100	0.44	100
DS-1	53	0.136	134	0.728	390	73	184	79	0.47	107
DS-2	52	0.110	149	0.749	473	89	199	85	0.42	95
DS-3	65	0.138	141	0.636	478	90	222	95	0.46	105

3. 3 破壊性状

加力スパン内での最終ひび割れ状況を図-11に示す。破壊状況は、文献¹⁾における試験体を含めて比較しても、どの試験体も鉛直接合部での破壊ではなく、加力点間を結ぶ剪断ひび割れを描く、はりとしての剪断破壊となっていることがわかる。また、振り応力が作用した鉛直接合部を有する試験体(DS-2, -3)については、剪断破壊する際に鉛直接合部部分のコンクリートが面外方向に膨らみ大きく剥離している。これは、剪断破壊時においても振り応力が常時作用していたためである。

3. 4 目地の開きとずれ

短期許容剪断耐力 RQ (式(3))時、終局検討用剪断耐力 Q_{VU} (式(4))時における接合部の開き及びずれの最大値を表-7に示す。連続箱形試験体の場合、 RQ (式(3))の値が低くなるため、はりとしての短期許容剪断力 Q_{A^3} の時の値も示した。各試験体を比較しても目地の開きとずれに差は見られない。また、 RQ 時の最大が試験体(DS-1)の開き0.022mm、ずれ0.013mmであり、 Q_{A^3} 時でも最大が試験体(DS-2)の開き0.239mm、試験体(AS-13)のずれ0.267mmである。したがって、振り応力が作用しても目地の開きとずれには影響を及ぼさず十分応力伝達を行なうことができることがわかった。

表-7 目地の開きとずれ

試験体	接合部の目地の開き(mm)			接合部の目地のずれ(mm)		
	RQ時	Q_{VU} 時	Q_A 時	RQ時	Q_{VU} 時	Q_A 時
DS-1	0.022	0.072	0.208	0.013	0.059	0.134
DS-2	0.011	0.063	0.239	0.007	0.033	0.060
DS-3	0.017	0.056	0.180	0.010	0.030	0.061
AS-13 ¹⁾	0.019	0.076	0.163	0.006	0.052	0.267

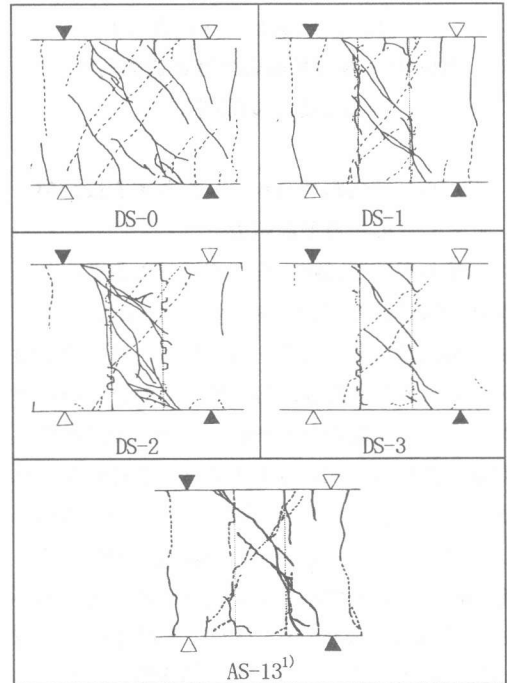
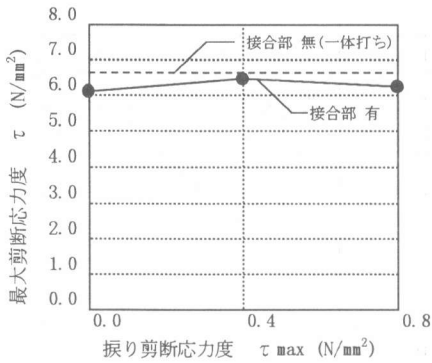


図-11 最終ひび割れ状況

3. 5 振り剪断応力度と最大剪断応力度との関係

各試験体の振り剪断応力度と最大剪断応力度との関係を図-12に示す。一体打ち試験体(DS-0)と鉛直接合部を有する試験体(DS-1)との差は一体打ち部分と接合部部分のコンクリート強度の差によるもので、これを考慮すれば同等の値を示している。また、振り応力が作用した鉛直接合部を有する試験体(DS-2, -3)を見ると、試験体(DS-2)については振り応力の影響は見られないが、試験体(DS-3)については試験体(DS-2)に比べて最大剪断応力度が若干低下することがわかった。



図一12 振り剪断応力度と最大剪断
応力度との関係

3. 6 連続箱型コッターを有する接合部の許容剪断耐力

一体打ちの剪断耐力を基準としたときの各試験体の接合部の短期許容剪断耐力 RQ (式(3)), 終局検討用剪断耐力 Q_{VU} (式(4)), 終局剪断耐力 Q_{SU} (式(5))及び、剪断耐力実験値 Q_{max} との剪断耐力比較表を表-8に示す。上部壁式PCa構造の設計式を適用すると、連続箱型コッターの剪断耐力は RQ (式(3)), Q_{VU} (式(4))にて算定される。しかし、実験値と比較すると剪断耐力が極めて小さく算定されることがわかる。これは試験体(AS-13)¹⁾でも同じ事が確認されている。また、振り応力が作用することによる影響は、振り剪断応力度 $\tau_{max}=0.4N/mm^2$ では見られない。 $\tau_{max}=0.8N/mm^2$ でも最大耐力は2%程度しか低下しない。どの試験体も鉛直接合部の剪断耐力がはりの剪断耐力を上回っているため、はりとしての剪断破壊となっている。したがって、はりの許容耐力を接合部耐力とし

てもよいのだが、少なくとも壁式PCa上部構造の設計式を適用する限り振り応力の影響は考慮しなくてもよいと判断される。

4. まとめ

連続箱型コッターを有する試験体(DS-1)が、剛性、耐力、破壊性状とも文献¹⁾における試験体(AS-13)と同様に一体打ちに近い状態を示した。また、施工誤差による杭の偏心距離20cm以上に対応する振りモーメントが作用しても、

- ① 振り応力が鉛直接合部に及ぼす影響は見られない。
- ② 振りモーメントを鉛直接合部に作用させてもはりの最大耐力が接合部の終局検討用剪断耐力の3倍程度で振りモーメントなしのものと比較しても安全率が低下しない。

したがって、施工誤差による杭偏心を最大20cmとして、既往の壁式PCa上部構造の設計式を適用する限り、振りモーメントを考慮しないで鉛直接合部の設計ができる。

参考文献

- 1) 筏井文隆・小林克巳・新井勇作・山下能弘：壁式PCa構造における基礎ばりのPCa化と鉛直接合部に関する実験研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.20，NO.3，pp.619-624，1998.6
- 2) 泉満明著：振りを受けるコンクリート部材の設計法，技報堂，pp.52，1975.8
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，16条，式(22)，1991

表-8 剪断耐力比較表

試験体名	はりの剪断耐力			接合部の剪断耐力				
	Q_{max} (KN)	Q_{SU} (KN)	Q_{max}/Q_{SU}	RQ (KN)	Q_{VU} (KN)	Q_{max}/RQ	Q_{max}/Q_{VU}	
DS-0	305	229	1.33	-	-	-	-	一体打ち
DS-1	283	229	1.24	39	91	7.26	3.11	連箱 $\tau_{max}=0.0$
DS-2	301	229	1.31	39	91	7.72	3.31	連箱 $\tau_{max}=0.4$
DS-3	279	229	1.22	39	91	7.15	3.07	連箱 $\tau_{max}=0.8$
AS-13 ¹⁾	271	229	1.18	39	91	6.95	2.98	連箱