論文 壁式 PCa 基礎ばり鉛直接合部せん断耐力評価のためのコッター強度に 関する実験

筏井 文隆*1・新井 勇作*2・松本 芳紀*3・小林 克巳*3

要旨:上部構造壁パネル鉛直接合部におけるコッター強度評価式を適用した場合,PCa 基礎 ばり鉛直接合部のせん断耐力は過小評価になる。そこで,せん断力伝達メカニズムを考えた ときに接合面に作用する圧縮力も考慮してコッターの一面せん断実験を行い,コッターのせ ん断強度を明らかにし,合わせて PCa 基礎ばり鉛直接合部の設計方法について検討した。そ の結果,提案した鉛直部接合部せん断耐力評価式を用いて既往の PCa 基礎ばり試験体に適用 すると,計算値と実験結果の破壊モードは矛盾しないことがわかった。

キーワード:壁式 PCa 構造,基礎ばり,鉛直接合部,コッター,せん断耐力

1. はじめに

壁式 PCa 造建物の基礎ばりを PCa 化した場 合,接合部には終局設計が求められる。これま でに開発した PCa 基礎ばり接合部の設計に当 たっては,実験結果を安全側に判断し上部構造 壁パネル鉛直接合部の設計式¹⁾と Rasmussen の 提案式¹⁾を足し合わせた式(1)を用いてきた。

式(1)にて過去の実験²⁾⁻⁵⁾を検討すると,**表-1** のように計算上の耐力が接合面のせん断耐力で 決まることになるが,実験結果の破壊モードは 異なっていた。このことは,接合面のせん断耐 力を過小評価している問題と接合面のせん断耐 力について設計上の安全率が不明という問題を 残していることになる。式(1)の第1項は,上部 構造壁パネル鉛直接合部のコッターのせん断強 度式を引用したものであるが,コッター間に発 生する斜めせん断ひび割れによってコッター筋 に引張力が生じ,その反力として圧縮力が作用 すると,コッターのせん断強度が増大すること

表-1 予想破壊モードと実験結果

	試験体名	最大せん断 耐力実験値Q _{exp}	${Q_{Mu}}^{*1}$	$Q_{Su}^{ *2}$	${\sf Q_{vu1}}^{*3}$	*4	*5
ſ	AS-13 ²⁾	270	285	231	228	С	S
	AS-14 ³⁾	283	266	264	222	С	F-S
模型	AS-15 ³⁾	294	266	264	222	С	F-S
試験体	AS-16 ³⁾	300	266	264	222	С	F-S
	AS-17 ³⁾	320	268	285	224	С	F-S
L	AS-18 ³⁾	328	268	285	224	С	F-S
実大 🥤	SE-14)5)	1108	1079	1717	998	С	F
試験体 🗋	$SE-2^{(4)5)}$	2020	1894	2230	1282	С	F
*1・。 問粉注に トス曲ば耐力時止 (断力の計管値 単位・)							

*1:e関数法による曲げ耐力時せん断力の計算値

*2:A法非靱性式⁷⁾を適用した時のせん断耐力

*3:式(1)を適用した時の計算値

*4:Q_{Mu}, Q_{Su}, Q_{vul}の最小値から決まる破壊モード

*5:実験結果の破壊モード S:せん断破壊, F:主筋の曲げ降伏, C:接合面のせん断破壊 F-S:曲げ降伏後のせん断破壊

 (注)SE-1, SE-2 試験体は、基礎スラブ側が降伏するものとして Q_{Mu}を計算した

が指摘されている⁶⁾。基礎ばり接合部において は上部構造壁パネル鉛直接合部の応力状態と異 なり図-1に示すように,上部壁パネルの縦筋は 集約して基礎ばりと接合されるので,基礎ばり 接合面を含む区間がラーメン構造における柱梁 接合部(パネルゾーン)と同様の応力状態にな ると考えられるため,そこに形成される斜め圧 縮束によって,接合面に圧縮応力が作用すると 考えられる。本研究は,接合面に作用する圧縮 応力を考慮して接合面のせん断耐力を算定する

*1 木内建設(株)設計本部開発課嘱託研究員 博士(工学)(正会員)

- *2 木内建設(株)設計本部開発課課長(正会員)
- *3 福井大学工学部建築建設工学科 工博(正会員)

ために,応力伝達モデルから圧縮応力を推定す る方法を示し,圧縮応力が加わった場合のコッ ターのせん断強度を,実験によって求めること を目的としたものである。

2. 接合面のせん断耐力算定方法

2.1 接合面のせん断耐力算定式

接合面のせん断耐力は式(1)と同様に,コッタ ーの負担せん断力(Q_{co}),コッター筋の負担せん 断力(Q_{cs}),主筋の負担せん断力(Q_{md})を足し合わ せた式(2)より算定する。ただし,第1項と第2 項は,接合面に生じる圧縮応力が考慮されたも のとする。

$$Q_{vu2} = Q_{co} + Q_{cs} + Q_{md}$$
 (2)

2.2 軸応力度 *σ*。の算定方法

図-1のように、水平力が作用する時、上部壁 脚部は PCa 部材接合部となることから、パネル ゾーンを図-2 および図-3 のように梁と同様に モデル化し、接合面に作用する軸応力度 $\sigma_o e A$ 法⁷⁾におけるアーチ・トラス機構の圧縮東応力 から求めるものとした。図-2に示すトラス機構 において、主筋の引張力差から平均付着応力 τ_n を求め、コンクリートの圧縮束角度 $\phi e 45^\circ$ と 仮定した時のトラス機構による圧縮東応力 σ_t を式(3)から、トラス機構における負担せん断力 Q_tを式(4)から算定する。これよりトラス機構に よって接合面に作用する圧縮応力度 σ_{ot} は、圧 縮東合力の水平方向成分から式(5)で算定でき る。

$$\sigma_{t} = \frac{2 \cdot \tau_{n} \cdot \sum \phi}{b}$$
(3)

$$\sum \phi : 主筋周長の合計$$
b : はり幅

$$Q_{t} = \tau_{n} \cdot j_{t} \cdot \Sigma \phi$$
(4)

j_{t} : 主筋中心間距離

$$\sigma_{\rm ot} = \frac{\sigma_{\rm t}}{2} \tag{5}$$

次に、トラス機構によって負担するせん断力 Q_tと、アーチ機構によって負担するせん断力 Q_a



を足し合わしたせん断力が,基礎ばりに作用し ているせん断力 Q と考える ($Q_a=Q-Q_t$)。図-3 に示 すアーチ機構による圧縮束応力 σ_a は,式(6)か ら求めることができる。A 法では,コンクリー トの有効圧縮強度 $\nu \sigma_B$ に達した時を破壊条件 としているので,アーチおよびトラス機構によ る圧縮束応力 σ_a , σ_t の和が $\nu \sigma_B$ を超えた場合, 式(7)をアーチ機構による圧縮束応力 σ_a とする。

$$\sigma_{a} = \frac{Q_{a}}{\tan\theta \cdot b \cdot \frac{D}{2}}$$

$$D : はりせい$$

$$\theta : アーチ機構による圧縮束角度$$
(6)

$$\sigma_{a} = \nu \sigma_{B} - \sigma_{t}$$

$$\nu : = z - \gamma \eta - \delta r$$

$$\sigma_{B} : = z - \gamma \eta - \delta r$$
(7)
(7)

アーチ機構による圧縮束応力 σ_a は,モデル上 は圧縮束幅の区間に作用するが,部材せい方向 に分布して作用するものである。本研究では, 計算の簡便さも考えて,アーチ機構によって接 合面に作用する圧縮応力度 σ_{oa} は,接合面全体 に平均的に作用するものとし,式(8)から算定す る。これより,基礎ばりに作用しているせん断 力 Q から,接合面に作用する軸応力度 σ_o は, アーチ・トラス機構により接合面に作用する圧 縮応力度 σ_{oa} , σ_{ot} を足し合わせることにより, 式(9)から求めることができる。

$$\sigma_{oa} = \frac{\sigma_{a} \cdot \mathbf{b} \cdot \frac{\mathbf{D}}{2}}{\mathbf{b} \cdot \mathbf{D}} = \frac{\sigma_{a}}{2}$$
(8)

$$\sigma_{\rm o} = \sigma_{\rm oa} + \sigma_{\rm ot} \tag{9}$$

3. 接合面のせん断耐力に関する実験

3.1 実験概要

図-4 にコッター形状および試験体形状を、図 -5 に試験体配筋図を示す。試験体の製作は、先 打ち部にコンクリートを打設した後,3 日経過 して後打ちコンクリートを打設した。標準シリ ンダー圧縮試験によるコンクリートの強度は, 先打ち部で。σ_{BF}=31.9N/mm²,後打ち部で _c σ_{BL}=22.0N/mm²であった。表-2 に試験体一覧を 示す。試験体のパラメータは、軸応力度、コッ ター数,コッター筋の種類,コッター筋数,主 筋の種類とし、試験体は計38体とした。加力装 置を図-6に示す。加力は単調載荷とし、せん断 力を接合面のみに作用させる一面せん断実験と した。軸力は、試験体接合面と平行に取り付け た鉄骨ブロックを, PC 鋼棒で締め付けることに より加えた。せん断力および軸力は、事前にキ ャリブレーションを行いロードセルと同程度の 精度を確認したひずみゲージ変換式油圧計で測 定し、接合面のズレ変位は高感度変位計により 測定した。

CS, CSJ, CSJM シリーズで, 軸力の無い試験 体は,最大耐力直後に急激に耐力が低下したが, 軸力のある試験体は, 0.4~0.5mm 程度ズレ変形





先打ち

図-5 試験体配筋図

せん断補強

コッター

が発生した所で最大耐力を迎え,その後急激な 耐力低下は見られなかった。なお,全試験体と もコッターの破壊モードは接合面で滑りを生じ るせん断破壊であった。

CJ, DM シリーズは,加力を続けても荷重が増加し続けたため,**表-2**の右端に示す最大耐力は,

ズレ変形が測定装置の限界である 8.5mm 時にお ける耐力を示している。

3.2 各せん断抵抗要素の負担せん断力

(1) コッターの負担せん断力(Q_{co})

図-7 に CS シリーズ試験体における, せん断 耐力とコッター数の関係を示す。軸応力度 σ ο=0 の試験体は, コッター数に比例してせん断耐力 は増加した。一方, 軸応力度が存在するとせん 断耐力はコッター数に比例した増加を示さない。

図-8 にコッターの平均せん断強度 τ ss と σ o の関係を,後打ちコンクリートの圧縮強度 σ BL で無次元化して示す。 σ oの増加とともに τ ss も増加した。しかし、コッター数が増加すると τ ss の増加量は低下する傾向にある。そこで、 τ ss と σ oの関係を、下限値を示す式(10)で表わ すことにした。

$$\frac{\tau_{\rm ss}}{{}_{\rm c}\sigma_{\rm BL}} = 0.124 + 1.01 \sqrt{\frac{\sigma_{\rm o}}{{}_{\rm c}\sigma_{\rm BL}}} \tag{10}$$

図-9にτssとコッター数ncの関係を示す。軸 力があると、コッター数が増加するにつれて平 均せん断強度が減少する傾向が見られる。軸力 により接合面の一部分に応力集中が発生し、全 コッターの耐力が発揮されない結果になってい るものと考えられる。

図-10 は、図-9 からコッター1 個の平均せん 断強度 τ ss1 を推定し、各コッター数に対応する τ ss を τ ss1 で除したものである。これを、コッ ター数の増加による低減係数 α c とする。軸応力 度のある試験体のみプロットした。図-10 より、 実験の範囲で低減係数 α c はコッター数に比例 して減少すると考え、式(11)としたが、コッタ 一数 9 個以上ではデータが無い。 σ o を一定とし 式(10)、式(11)、式(12)からコッターが複数あ る場合のせん断耐力を計算すると、コッター数 が 13 個から、コッター数が増えるにも関わら ずせん断耐力が減少するという矛盾が生じるこ とになる。この時の α c は 0.53 であることから、 α c は 0.5 以下の値になることはないという仮

表-2 試験体一覧

x			, , ,					
シリ	M-	======================================	コッタ	主筋	コッター	軸応力度	루누파노	
-7	INO	試験体名	一肋	o /- ²	A (2)	σο /•• / ^{9.}	取入耐力	
	Ļ		a _{cs} (mm²)	a _{md} (mm²)	A _c (mm²)	(N/mm²)	(kN)	
		USJ-UJU-DMU-NO				0	27.5	
	2	002-010-DM0-N2	l I		7500	2	89.8	
ļ	3	002 010 DM0-N4			/500	4	126.7	
	4	USJ-UJU-DMU-NG				6	147.8	
	5	USJ-UJU-DMU-N8				8	1/1.8	
ļ	5	USD-UJU-DMU-NU		0	10500	0	45./	
CS	/	USD-UJU-DMU-N4	0		12500	4	1/5.2	
	ð	USD-UJU-DMU-N8	U	U		8	242.7	
	y 10					0	58.6	
ļ	10				17500	2	106.2	
ļ	10				1/500	4	229.9	
ļ	12		l I			0	2/0.4	
ļ	13					8	343.5	
ļ	14	000 010 DW0-N0	ł		22500	0	9/.4	
	15	0.000-N4	~ /	ļ	-	4	2/8.8	
ļ	10	GJZD6	04 100				34.4	
CJ	10	6,10010	128	0	0	0	b4.2	
	10		144				5/.6	
	19	UUZUI3	204	1/0			0/.0	
DM	2U 01		0	14J 051	0	0	02.0 777	
	21			204		^	11.1	
	22	03-01100-0M0-NU				0	3/.4 107.0	
	23 21	CS3-C.11D6-DM0-NZ	20		7500	 /	107.0	
-	24 25		JZ		/500	4 6	1/0.0	
	20					Q Q	149.0 171.6	
ŀ	20	CS5-C.12D6-DM0-N0				0	72 0	
	21	CS5-C.12D6-DM0-N/		0	12500	4	12.0	
CS.I	20	CS5-C.12D6-DM0-N8	ł			8	239.3	
	30	CS7-CJ2D6-DM0-N0	<u>.</u> .		17500	ñ	87.1	
ŀ	31	CS7-CJ2D6-DM0-N2	64			2	176.1	
ł	32	CS7-CJ2D6-DM0-N4	06			4	230.5	
ŀ	33	CS7-CJ2D6-DMO-N6				6	285	
	34	CS7-CJ2D6-DMO-N8				8	339.5	
	35	CS9-CJ3D6-DMO-NO			22500	0	120.1	
ľ	36	CS9-CJ3D6-DM0-N4	90			4	297.7	
ne in	37	CS7-CJ2D6-DM2D13-N0	64	0E /	17500	0	<u>13</u> 7.5	
non	38	CS7-CJ2D6-DM2D13-N4	04	204	1/000	4	323.4	
式 軽く	本 夕	. CS7-C.12D6-DM2D	13_N/			p	3.42000	
1.3.映1本名:057-03200-0M2013-N4						+ 1八] 田 皮		
│						64	1N/ mm)	
				- 主筋		υψ	352.3	
				- コッタ	一筋		262.3	
		L		- コッタ	一数	010	000.0 265 4	
אוט 365.4								
$\alpha_{\rm c} = 1.04 - 0.0428 \cdot n_{\rm c} \tag{11}$								
n _c :コッターの個数								
個し、 α <0.5 の場合 α =0.5								

定を設け、 $\alpha_c < 0.5$ の時は $\alpha_c = 0.5$ で一定とした。 以上の結果から本研究では、コッターの負担せん断力 Q_{co} を式(12)より求めることにした。

(2) コッター筋の負担せん断力(Q_{cs})

図-11 にコッター筋 1 本の負担せん断力と軸 応力度の関係を示す。縦軸(γ_s)は、コッターと コッター筋を有する試験体の最大耐力から、コ



ッターのみの試験体の最大耐力を差し引いて計 算されたコッター筋1本の負担せん断力をコッ ター筋の降伏時引張力で除したものである。コ ッター筋の負担せん断力は、 σ_o が増加すると減 少する傾向を示した。これより、 γ_s は下限値と して式(13)で計算し、コッター筋の降伏強度 σ_{cy} およびコッター筋の断面積 a_{cs} を乗じるこ とで、コッター筋の負担せん断力 Q_{cs} を式(14) で求めることにした。

$$0 \leq \frac{\sigma_{0}}{c^{\sigma_{BL}}} \leq 0.18$$

$$\gamma_{s} = -3.68 \frac{\sigma_{0}}{c^{\sigma_{BL}}} + 0.671$$

$$(13)$$

$$(但 \cup, \frac{\sigma_{0}}{c^{\sigma_{BL}}} > 0.180) 場合$$

$$\chi = 0$$

$$Q_{cs} = \gamma_{s} \cdot a_{cs} \cdot \sigma_{cy}$$

$$a_{cs} : \exists \gamma \not{S} - \hat{B} \circ O \pm m \text{ inf}$$

$$(14)$$

 σ_{cy} :コッター筋の降伏強度 γ_s :コッター筋のせん断力負担率

(3) 主筋の負担せん断力(Q_{md})

本論では、軸力が作用する場合のコッターの せん断強度に主眼をおき、主筋の負担せん断力 を検討するだけの実験を行っていない。そこで、 軸力の有無に関わらず Rasmussen の提案式⁷⁾, 式(15)をそのまま採用することにした。

$$Q_{md} = (1.3d_m^2 \sqrt{c\sigma_{BL} \cdot \sigma_{my}}) \cdot n_d$$
(15)

$$d_m : 主筋径$$

$$c\sigma_{BL} : 後打ちコンクリートの圧縮強度$$

$$\sigma_{my} : 主筋の降伏強度$$

$$n_a : 主筋の本数$$

図-12 に、No. 37 試験体と主筋のみの No. 21 試験体のせん断力とズレ変位の関係を示す。 No. 21 には軸力を与えていない。No. 37 は、ズレ 変位が 0. 42mm の時に最大耐力を迎えた。せん断 力伝達全要素を含む No. 37 が、最大耐力が変形 を同一にして各要素のみを有する試験体の耐力 和で表わすことができると仮定し、No. 37 の最 大耐力時の変形と同一変形時の No. 21 のせん断 力を主筋の負担せん断力 47.39kN と求めた。式 (15)を No. 21 に適用すると,負担せん断力は Q_{md}=39.40kN となった。一つだけの実験結果との 比較しかできないが,式(15)によって主筋の負 担せん断力を推定するものとした。

4. 接合面におけるせん断耐力評価式の検証

接合面のせん断耐力 Q_{vu2} は、軸応力度 σ_{o} を 式(9)より求め、実験結果から得られた式(12)、 式(14),式(15)を足し合わせて、式(2)から求 めることができる。表-3 は PCa 基礎ばり試験 体に,接合面のせん断耐力評価として式(2)を適 用した時の計算値による予想破壊モードと、実 際の破壊モードを示したものである。基礎スラ ブを設けた試験体については、基礎スラブに配 筋されている鉄筋も考慮して, e 関数法により 曲げ耐力を算定した。基礎ばりとしてのせん断 耐力は、基礎スラブを有する試験体では、基礎 スラブ部分を無視し,基礎ばりのみを考慮して A 法非靱性式 7より算出した。ここで、基礎ば りとしてのせん断耐力を,曲げ耐力で除した値 をせん断余裕度(Q_{Su}/Q_{Mu}), 接合面のせん断耐力 を,曲げ耐力で除した値を接合部余裕度 (Qvu2/QMu)と呼ぶことにする。全試験体とも計 算上曲げ降伏やせん断破壊が先行し、接合面の せん断破壊が起こらないことを確認できた。ま た,式(1)で設計した実大試験体(SE-1, SE-2) においては、せん断余裕度、式(2)による接合部 余裕度ともに同程度の安全率となるため、結果 的に合理的な設計になっていたことがわかった。

5. まとめ

上部壁柱・基礎ばり接合部におけるせん断力 伝達モデルから,接合面に作用する圧縮応力を 推定する方法を示した。圧縮応力が加わる場合 のコッター強度は一面せん断実験によって求め た。その結果,提案した接合面のせん断耐力算 定式を既往の PCa 基礎ばり試験体に適用する と,計算上接合面のせん断破壊は起こらず,計

試験体名	最大 せん断耐力 実験値Q _{exp}	${Q_{\text{Mu}}}^{*1}$	Q _{Su} *2	$Q_{vu2}^{ *3}$	${\rm Q}_{\rm Su}/{\rm Q}_{\rm Mu}$	${\rm Q}_{\rm vu2}/{\rm Q}_{\rm Mu}$	*4	*5
AS-13	270	285	231	329	0.808	1.154	S	S
AS-14	283	266	264	332	0.993	1.250	S	F-S
AS-15	294	266	264	332	0.993	1.250	S	F-S
AS-16	300	266	264	332	0.993	1.250	S	F-S
AS-17	320	268	285	354	1.064	1.323	F	F-S
AS-18	328	268	285	354	1.064	1.323	F	F-S
SE-1	1108	1079	1717	1578	1.591	1.462	F	F
SE-2	2020	1894	2230	2182	1.177	1.152	F	F
*3:式(2)を適用した時の計算値 単位: *1.*2.*4.*5: 表-1 と同じ							: kN	

算値と実験結果の破壊モードは矛盾しないこと がわかった。せん断破壊したものがないため, 本論における接合面せん断耐力は,依然下限耐 力を示している可能性もあるが,今後さらに精

謝辞

度の検討が必要である。

本研究を行うにあたり,福井大学大学院生, 井上育氏(現鉄建建設(株))のご協力を頂きま した。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 日本建築学会:プレキャスト鉄筋コンクリート構造の設計と施工,1986
- 2) 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,第 20巻,第3号,pp.619-624,1998.6
- 3)新井勇作,望月一浩,筏井文隆,小林克巳:壁式PCa 構造基礎ばり鉛直接合部のコッター筋の接合方法, コンクリート工学年次論文報告集,第22巻,第3号, pp.937-942,2000.6
- 4) 荻野鉄也,新井勇作,望月一浩,筏井文隆,山田敏 夫,小林克巳:壁式 PCa 構造における基礎ばり PCa 化と接合部に関する研究(その 9. 実大実験 I:実験 計画と必要性能の確認),日本建築学会大会学術講演 概要集 C構造Ⅱ, pp. 875-876, 2000.9
- 5) 井上育,新井勇作,望月一浩,筏井文隆,山田敏夫, 小林克巳:壁式 PCa 構造における基礎ばり PCa 化と 接合部に関する研究(その 10. 実大実験 II:最終加 力時までの性能),日本建築学会大会学術講演概要集 C構造Ⅱ, pp.877-878, 2000.9
- 6)佐俣紀一郎,松崎育弘,木村博,高橋啓,渡辺正人: 壁式プレキャスト鉄筋コンクリート構造の鉛直接合 部に関する実験研究(その5 破壊モードの分類),日 本建築学会大会学術講演概要集C構造Ⅱ,pp.741-742, 1991.9
- 7)日本建築学会:鉄筋コンクリート建物の終局強度型 耐震設計指針・同解説,1990