

論文 偏心接合した RC 造袖壁付柱の耐震性能に及ぼす軸力比や部分スリットの影響に関する実験的研究

小室 達也^{*1}・澤口 祐樹^{*2}・広沢 雅也^{*3}

要旨：柱の両側に袖壁が偏心して付いた袖壁付柱 4 体に対して、柱の帯筋間隔、柱際の部分スリットの有無を変動因子として、大変形に至るまでの一定軸力下(軸力比 0.2)での繰返し水平加力実験を行った。本論文では、2002 年度に行った軸力比 0.1 の試験体 4 体との比較も検討し、耐力低下率、軸力保持性能など、実験結果を中心に記す。実験より、軸力比の相違、部分スリットの有無により、水平変形性能や軸力保持能力の違いがあることを明らかにした。

キーワード：袖壁付柱、帯筋比、部分スリット、軸力比

1. はじめに

一般的な共同住宅や学校校舎で見られるような二次壁付部材として柱の両側に長い袖壁の付いた部材がある。そのような部材について軸力比をやや大きく(約 0.2)した場合の耐力や変形性能を分析し、さらに柱と袖壁の接合部に部分スリットを設けた場合についてその影響を明らかにすることを目的として、袖壁付柱の大変形に至る水平加力実験を行った。なお、本論文では、帯筋比の違い、スリットの有無、及び、2002 年度実験¹⁾(軸力比約 0.1)などと比較・検討した。

試験体は、中低層 RC 造建物の外周構面中柱(縮尺約 1/2.5)を想定したもので、**図-1**に試験体詳細図を、**表-1**に試験体一覧を示す。また、**表-2**に使用したコンクリート及び鉄筋の材料特性を示す。

変動因子は 1)帯筋比 p_w 、2)部分スリットの有無で、1)帯筋比(帯筋間隔 x の相違)は I 期('70 年以前)を想定した $p_w=0.10\%(x=100\text{mm})$ 、II 期('71

2. 実験概要

2.1 試験体概要

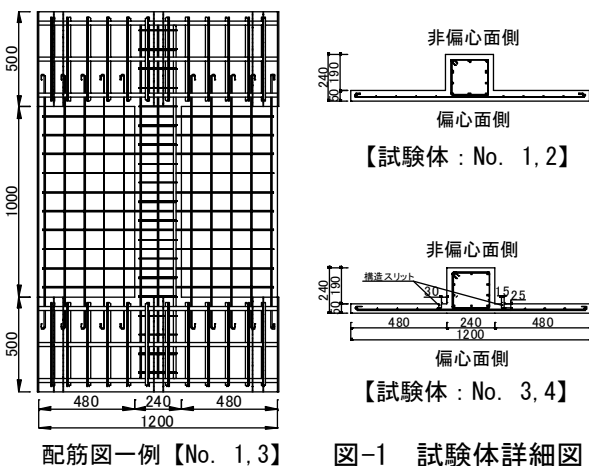


表-1 試験体一覧

No	試験体名	変動因子	
		帯筋間隔 x mm	スリット 幅(t_s)×深さ(t_d) mm
1	01C10EW-	100	15×25
2	02C10EWS1/2	($p_w=0.10\%$)	
3	03C04EW-	40	15×25
4	04C04EWS1/2	($p_w=0.26\%$)	

【共通因子】

柱幅： $b_c=240\text{mm}$ 、柱せい： $D_c=240\text{mm}$
 主筋比： $p_g=1.24\%(10\text{-D}10)$ 、引張鉄筋比： $p_t=0.49\%(4\text{-D}10)$
 袖壁厚さ： $t_w=50\text{mm}$ 、袖壁部分の長さ： $L_w=960\text{mm}$
 袖壁付柱全長： $L=1200\text{mm}$ 、内法高さ： $h_0=1000\text{mm}$
 袖壁縦筋比、横筋比： $p_s=0.26\%(4\phi @100\text{シケル})$
 幅厚比： $\alpha=0.21(t_w/B_c)$
 圧縮、引張側袖壁の柱せいに対する比： $\beta_c=2.00$ 、 $\beta_t=2.00$
 軸方向力： $N=339\text{kN}$ ($\sigma_o=N/(b_c \cdot D_c)=5.89\text{N/mm}^2$)
 柱の軸力比： $\eta=0.21$ ($\eta=\sigma_o/\sigma_B$)

【試験体の記号】例 $\frac{01}{1} \frac{C10}{2} \frac{EW}{3} \frac{-}{4}$

1. 通し番号：No.1~No.4
2. 帯筋間隔：C10($p_w=0.10\%$, $x=100\text{mm}$)、C04($p_w=0.26\%$, $x=40\text{mm}$)
3. 偏心有無：CW(偏心無し)、EW(偏心有り)
4. 部分スリット有無：-(無し)、S1/2($t_s=1/2t_w=25\text{mm}$)

*1 東京理科大学 理工学部建築学科助手 博士(工学) (正会員)

*2 工学院大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)

*3 工学院大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

年〜80年)を想定した $p_w=0.26\%$ ($x=40\text{mm}$)の2種類、2)柱と壁際にスリット深さ $t_d=25\text{mm}$ の部分スリットを設置したものとし、しないものの2種類とした。

2.2 加力方法

加力装置は、図-2に示すようにパンタグラフにより上下スタブが回転拘束状態で水平方向の平行移動を保持する建研式柱加力装置を用い、鉛直アクチュエーター上部は加力フレームに対してローラー支持とした。上下スタブの相対水平変位を測定し柱の材長で除した値を部材角 R とした。荷重履歴は、一定軸力下約 339.0kN ($\eta=0.21$)において、水平アクチュエーターで多数回正負繰返し水平静加力を行った。図-3に示すように、袖壁付き柱の終局強度の約70%(約 150kN)を目安に正負方向に加力を行なった後、変位制御に切り替え、部材角 $R=1/400\sim 1/50$ の繰返し加力を中心とした。最終的には柱が鉛直方向に 30mm 以上潰れるまで水平加力続け、その時点で強制終了するようにした。

3. 実験結果

図-4に各試験体のせん断力(Q)と部材角(R)の関係、水平加力終了後軸方向力を除荷した最終破壊状況のひび割れ図を示す。ひび割れ図は、柱型の見えない偏心面側、柱型に見える非偏心面側、側面側から観測したものである。なお、せん断力は水平アクチュエーターの荷重の値で、軸力による $P-\delta$ 効果も含まれている。

3.1 崩壊経過

1) スリット無し試験体(No.01, 03)

No.1($p_w=0.10\%$)では、初期段階で袖壁に曲げ、せん断ひび割れと順に発生し、その後、柱頭・柱脚で曲げから曲げせん断ひび割れが発生する。また、柱側面には、偏心の影響と思われる斜めの捩りせん断ひび割れが発生する。そして、偏心面側では、壁せん断ひび割れ部分が拡幅し、そのひび割れが柱へと進展する。非偏心面側では、柱頭の曲げせん断ひび割れが拡幅する。最終的に、袖壁と柱に連なったほぼ対角線状に近

表-2 材料特性

コンクリート	圧縮強度 σ_B (N/mm ²)	ヤング係数 E_c (N/mm ²)	
Fc21	28.4	2.61×10^4	
鉄筋	降伏強度 σ_y (N/mm ²)	引張強度 σ_t (N/mm ²)	降伏歪み ϵ_y (%)
D10	390.4	549.0	0.20
4φ	301.1	370.4	0.14

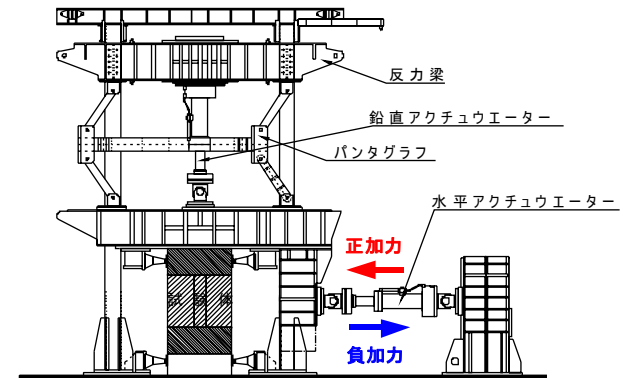


図-2 加力装置

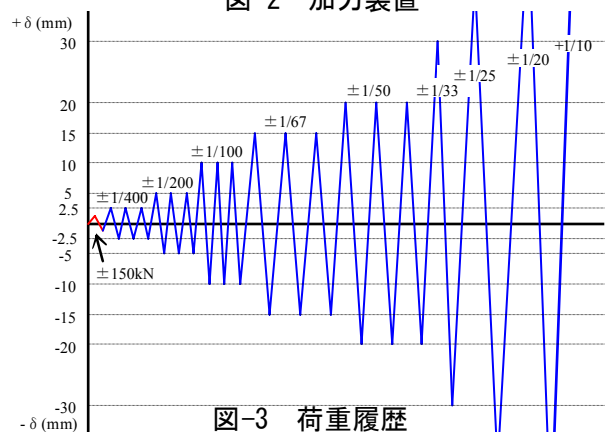


図-3 荷重履歴

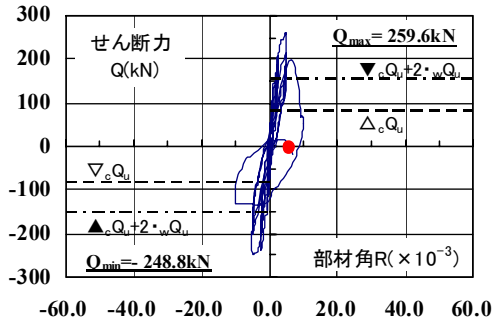
いひび割れとなり、急激な崩壊に至った。

一方 No.3($p_w=0.26\%$)では、No.1と初期段階はほぼ同様な破壊性状を示すが、帯筋が密に入っているため壁せん断ひび割れが柱まで伸展せず、柱と袖壁の境界部分に小さな斜めせん断ひび割れが多数発生することで柱と袖壁が分断されたようになった。その後、柱頭・柱脚で曲げから曲げせん断ひび割れと発生する。壁せん断ひび割れが拡幅するが、柱と袖壁の分離により対角線状破壊とならず、柱脚部の曲げせん断ひび割れに変形及び損傷が集中し、崩壊へと至った。

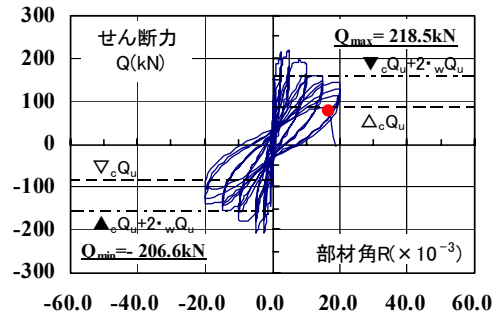
2) スリット有り試験体(No.2, 4)

初期段階でスリット部分にひび割れが生じ、柱と袖壁が分離し、別々の部材としての挙動となる。その後、袖壁では、スタブとの境界付近に曲げひび割れが発生し、袖壁せん断ひび割れ

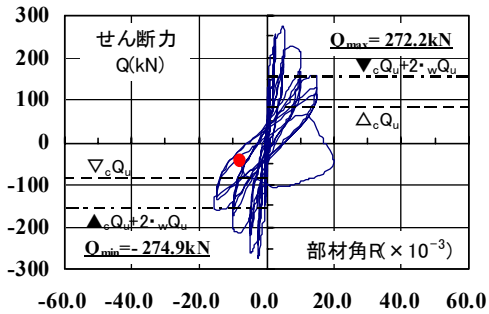
No.1 : 01C10EW-(スリット無)



No.2 : 02C10EWS1/2(スリット有)



No.3 : 03C04EW-(スリット無)



No.4 : 04C04EWS1/2(スリット有)

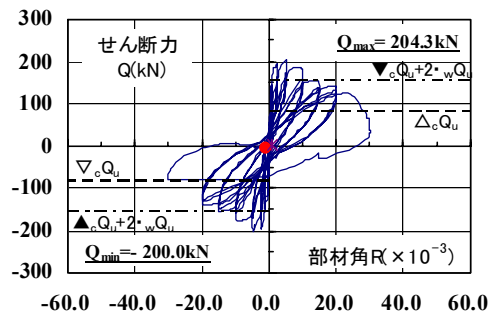


図-4 せん断力(Q)と部材角(R)の関係
及び最終破壊状況

注) 点線 : 独立柱の終局強度計算値 (Q_u)
一点鎖線 : 独立柱と両側袖壁 2 枚分の終局強度 ($2 \cdot Q_u$) の単純和
丸印 : 軸力支持限界

と柱頭、柱脚の曲げせん断ひび割れが発生する。更に、袖壁の曲げ圧潰が進むと、徐々に壁で負担していた軸力が柱に移る。 $p_w=0.10\%$ のNo.2では、袖壁が軸力を負担できなくなると同時に、柱脚の曲げせん断ひび割れ部分に変形及び損傷が集中し、急激に鉛直変位が進展し崩壊へと至った。一方、 $p_w=0.26\%$ のNo.4では、壁が負担していた軸力を柱でも保持でき、その後も安定した挙動を示し、水平耐力が零付近まで維持した。

3.2 最大耐力と耐力低下率

図-5には正加力時の包絡線を、図-6には加力サイクル毎のせん断力(Q_i)を最大耐力(Q_{max})で除した値を示す。これらから以下の事項が明らかとなった。

1) 各試験体とも、部材角 $R=1/200$ で最大耐力に

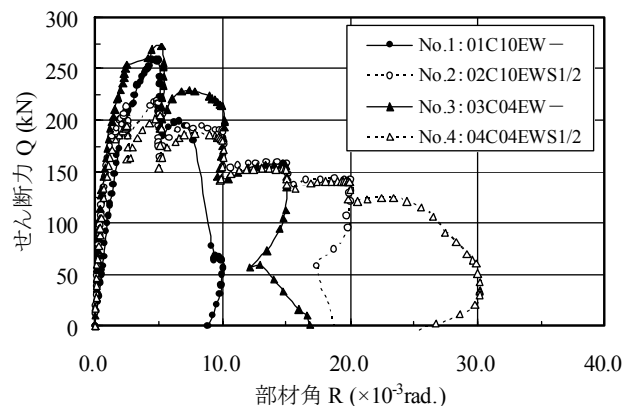


図-5 正加力時の包絡線

達した。

2) スリットがない場合(No.1, 3)とスリットがある場合(No.2, 4)を比較すると、スリットを設けたことにより、最大耐力はそれぞれ 0.84, 0.75 倍に低下した。

- 3) 帯筋比 $p_w=0.10\%$ (No.1, 2)と $p_w=0.26\%$ (No.3, 4)の違いによる最大耐力への影響は、約 5%前後と少ない。
- 4) 最大耐力以降の耐力低下の割合は、帯筋比の違い及びスリットの有無で大きく影響する。 $p_w=0.10\%$ (No.1)ではせん断力が $R=1/100$ で最大耐力の 30%以下まで低下するが、 $p_w=0.26\%$ (No.3)では 80%~50%程度の低下に留まっている。しかし、スリットを設けた場合には帯筋比の違いによる影響は小さくなり、No.2, 4 とともに $R=1/50$ でも最大耐力の 60%前後のせん断力を維持していた。

3.3 軸方向変位

図-7には、鉛直変位(δ_v)と水平変位(δ_h)の関係を示す。図では軸力(339kN)を受けて縮む方向を負としている。また、図中の丸印は軸力支持限界(鉛直方向の柱の崩壊を目視あるいは試験機の制御装置により鉛直変位 30mm 以上に達した直前)を示す。さらに、図-10には最大耐力時及び軸力支持限界時部材角(R_{Qmax} , R_u)を示す。これらの図から以下の事項が明らかとなった。

- 1) $p_w=0.10\%$ の No.1, 2は急激に軸方向へ縮むが、 $p_w=0.26\%$ の No.3, 4は徐々に鉛直変位が増加している。
- 2) R_u は R_{Qmax} に対して、スリット無しで 2~3倍、スリット有で 4~6倍となった。
- 3) スリット有りの R_u は無しの R_u に対して 2.0倍となった。
- 4) $p_w=0.26\%$ の R_u は $p_w=0.10\%$ の R_u に対して 1.5倍となった。
- 5) 各試験体とも初期段階では鉛直変位が正の値を示しているが、これは曲げ挙動が卓越しているためである。

3.4 袖壁の面外変位

図-8に各加力サイクルピーク時の袖壁面外方向(加力直交方向)の変位($w\delta_{面外}$)と水平変位(δ_h)の関係を示す。図の面外方向変位は偏心面側を正、非偏心面側を負としている。

すべての試験体で面外方向に変形が起きたが、スリットの有無により大きな違いが見られた。

$w\delta_{面外}$ は、 $R=1/200$ でスリット無し(No.1, 3)はスリット有り(No.2, 4)の約 1.11~1.86倍、 $R=1/100$ で約 2.71~4.66倍となった。

水平方向の変形が増すにつれ、偏心面側に変形が進むことが分かる。また、スリットを設け

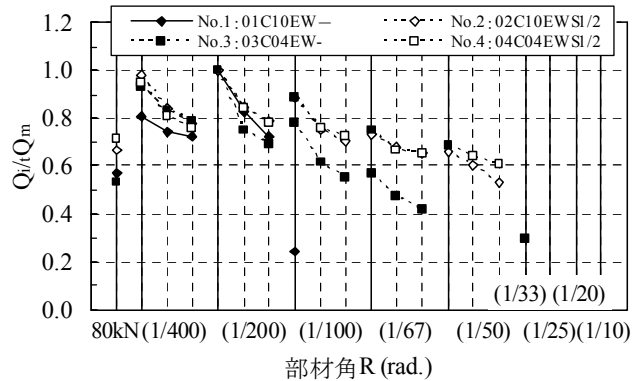


図-6 部材角(R)と耐力低下率(Q_i/Q_{max})

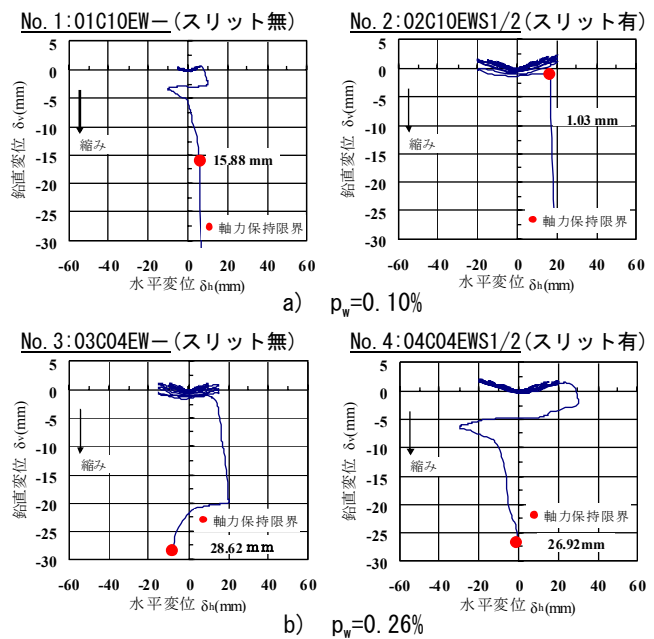


図-7 水平変位(δ_h)と鉛直変位(δ_v)の関係

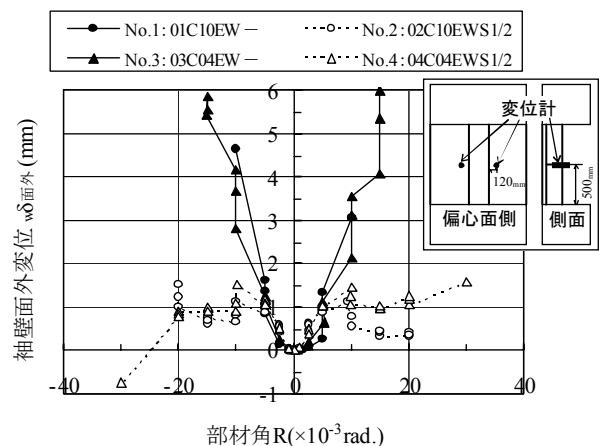


図-8 袖壁面外方向変位($w\delta_{面外}$)と部材角(R)の関係

ることである程度面外変位が抑えられている。

3.5 履歴エネルギー吸収量

図-9には各試験体の繰り返し载荷による履歴ループの面積を単純和した値(ΔW)を示す。

エネルギー吸収性能はせん断補強筋量が多い、またはスリットを有していると高くなる。つまり、No.3/No.1, No.4/No.2はそれぞれ2.59倍、1.18倍、No.2/No.1, No.4/No.3はそれぞれ3.19倍、1.45倍となった。

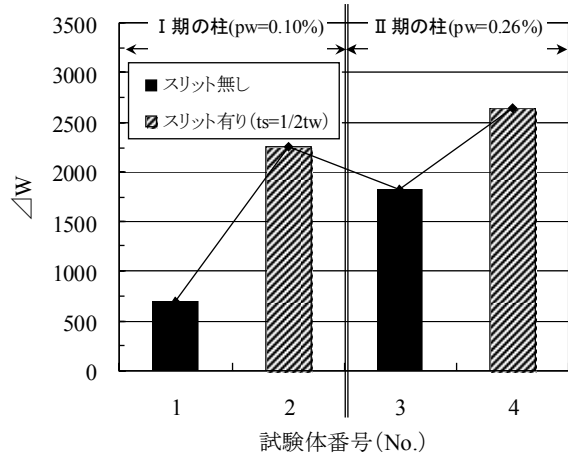


図-9 履歴ループ面積の総和(ΔW)

4. 軸力比の違いによる影響

図-10では、本実験($\eta=0.2$)と2002年度実験($\eta=0.1$)を比較するため、せん断耐力時せん断応力度比(τ_{max}/σ_B)、最大耐力時及び軸力支持限界時部材角(R_{Qmax} , R_u)を示す。せん断応力度比とは、せん断力の最大値(t_{Qmax})を柱の断面積($b_c \cdot D_c$)で割ったせん断応力度(τ_{max})をコンクリート強度(σ_B)で除した値である。また、'02年度実験では軸力が支持できなくなるまでの水平加力をしていないため、Q- δ 曲線や軸方向変形などを参考にして、軸力支持限界 R_u を推測した(図中の括弧内の数値)。

4.1 最大耐力

軸力が2倍になるとせん断応力度比は、約5%前後上昇していることから、軸力の増加による耐力の上昇は少ない。また、No.1は $\eta=0.1$ の場合の方が10%弱の耐力上昇が見られた。No.1は特に脆性的破壊により急激に耐力低下しているため、耐力のばらつきが大きいと思われる。

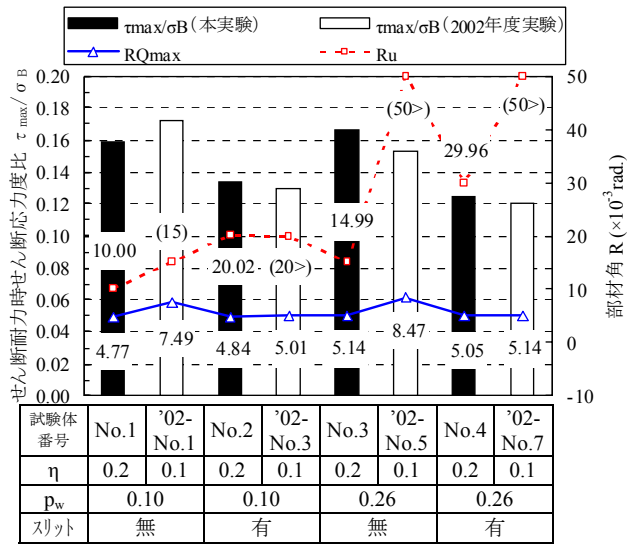
4.2 軸力支持限界

最大耐力時の部材角(R_{Qmax})は、すべての試験体で $R=1/200 \sim 1/100$ の範囲となっている。しかし、軸力比が小さい方が R_{Qmax} は大きい。

軸力支持限界時部材角(R_u)は、軸力が大きいほど小さい。特に $p_w=0.26\%$ の場合では、 $\eta=0.2$ のときの R_u は $\eta=0.1$ のときの R_u の半分以下となっている。

5. 実験値と計算値の比較

袖壁付柱の終局強度に関して、文献 2)の既往



共通事項：1)柱と袖壁は偏心接合、2)繰り返し加力

図-10 せん断応力度比(τ_{max}/σ_B)、最大耐力時及び軸力支持限界部材角(R_{Qmax} , R_u)の比較

の評価式を用いて袖壁付柱の曲げ、せん断の終局強度式について実験値との比較検討を行った。また、柱部分を独立柱とした時の柱の終局強度と袖壁部分を2枚の柱型の無い独立壁とした時の壁の終局強度の計算値についても検討している。なお、スリットの有る試験体については壁厚($t_w=50mm$)からスリットの厚さ($t_s=25mm$)を減じた厚さの均一な壁として終局強度を計算した。実験結果は袖壁のせん断破壊後に柱のせん断破壊となっており、せん断終局強度($c_w Q_{su}$)と実験値を比べると、0.98~1.20と概ね近い値となっていることがいえる。しかし、破壊モードは複雑で、曲げ破壊、せん断破壊或いは袖壁と柱の境界部分の破壊など区別をすることは難しく、評価式から推測することは容易ではない。

スリットが有る場合にはスリット部分の破壊により袖壁と柱が別々になり、両側 2 枚の袖壁のせん断余裕度(S_w)は 1.30 で袖壁は曲げや曲げ圧壊、柱は柱頭、柱脚の曲げ降伏後のせん断破壊となり、この場合も破壊モードを評価式から推測することは難しい。しかし、最大耐力は(2)式の t_w を t_w' に置き換えて、式(5)のように袖壁厚さをスリットの厚さとして低減したせん断終局強度で、概ね近い値となった。

$$t_w' = t_w - t_d \dots\dots\dots (5)$$

t_w : 袖壁厚さ, t_d : 部分スリットの切り込み深さ

6. まとめ

偏心接合した袖壁付柱の一定軸力下における繰り返し水平加力実験により以下の事項が明らかとなった。

- 1) 袖壁付柱の耐震性能は、柱のせん断補強筋量や構造スリットの有無により顕著な影響を受ける。つまり、柱のせん断性能が高いあるいは構造スリットを有している場合、せん断補強が少なくスリットの無い袖壁付柱に比

べて変形性能が向上する。

- 2) 軸力比の違いが最も影響する柱の性能は、軸力支持限界時の変形性能である。軸力比が大きくなると最大耐力以降の変形性能が低下する。しかし、最大耐力や破壊モードについては軸力比が 0.2 と 0.1 の場合で大きな違いは見られなかった。
- 3) 最大耐力の実験値と計算値の比較では、既往の評価式²⁾で概ね良い対応をしている。また、部分スリットが有る場合には袖壁厚さからスリットの深さを減じて均一な壁として略算すると概ね評価できる。

参考文献

- 1) 小室, 広沢ほか: 大変形下における RC 造袖壁付柱の耐震性能に対する帯筋比や構造スリットの影響に関する実験的研究, コンクリート工学論文集, 第 15 巻 1 号, pp69~80, 2004 年 1 月
- 2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1991.3

謝辞

本研究は学術フロンティア研究(5 ヵ年計画の 4 年目)の一環で、東京都立大学芳村研究室との共同研究として実施されたものである。実験では、終始、芳村研究室の中村孝也助手、大学院生の金紅日君、保木和明君の御協力を得、また広沢研究室の卒業生他に御協力を頂いた。ここに関係者各位に厚く御礼申し上げます。

表-3 実験値と計算値の比較

No	試験体名	実験値			計算値							実験値/計算値				
		加力方向	tQ_{max} (kN)	RQ_{max} (10^3 rad.)	破壊モード	袖壁付柱			独立柱			袖壁(2 枚分)			tQ_{max}/cwQ_{mu}	Q_{max}/cwQ_{su}
						cwQ_{mu} (kN)	cwQ_{su} (kN)	S_{cw}	cQ_{mu} (kN)	cQ_{su} (kN)	S_c	wQ_{mu} (kN)	wQ_{su} (kN)	S_w		
1	01C10EW-	正	259.6	4.770	WS→	480.55	215.46	0.45	82.09	100.91	1.23	71.61	93.12	1.30	0.54	1.20
		負	-248.8	-4.485	CS(DT)										0.52	1.15
2	02C10EWS1/2	正	218.5	4.835	ST→	456.72	185.78	0.41	82.09	100.91	1.23	71.61	93.12	1.30	0.48	1.18
		負	206.6	-5.005	WB,CS										0.45	1.11
3	03C04EW-	正	272.2	5.040	WS→	480.55	236.29	0.49	82.09	113.59	1.38	71.61	93.12	1.30	0.57	1.15
		負	-274.9	-2.510	CS										0.57	1.16
4	04C04EWS1/2	正	204.3	5.050	ST→	456.72	204.08	0.45	82.09	113.59	1.38	71.61	93.12	1.30	0.45	1.00
		負	-200.0	-4.980	WFC,CS										0.44	0.98

注) tQ_{max} : 最大耐力実験値 RQ_{max} : 最大耐力(Q_{max})時部材角
 cwQ_{mu} : 袖壁付柱の曲げ終局強度(式(1)による) cwQ_{su} : 袖壁付柱のせん断終局強度(式(2)による)
 cQ_{mu} : 柱の曲げ終局強度(式(3)による) cQ_{su} : 柱のせん断終局強度(式(4)による)
 wQ_{mu} : 袖壁の曲げ終局強度(式(3)による) wQ_{su} : 袖壁のせん断終局強度(式(4)による)
 S_{cw} : 袖壁付柱のせん断余裕度 cwQ_{mu}/cwQ_{su} S_c : 独立柱のせん断余裕度 cQ_{mu}/cQ_{su}
 S_w : 袖壁のせん断余裕度 wQ_{mu}/wQ_{su} ※ 計算式と式中の記号の意味は文献 2)参照

$$c_w M_u = (0.9 + \beta) a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{b_e \cdot D \cdot \sigma_B} \left(1 + \frac{a_t \cdot \sigma_y}{N} \right)^2 \right\} \rightarrow c_w Q_{mu} = \frac{2 \cdot c_w M_u}{h_0} \dots\dots\dots (1)$$

$$c_w Q_{su} = \left\{ \frac{0.092k_u \cdot k_p (180 + \sigma_B)}{M / (Q \cdot d_e) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy} \left(\frac{b}{b_e} \right) + p_{sh} \cdot \sigma_{yh} \left(\frac{t_w}{b_e} \right)} \right\} b_e \cdot j_e + 0.1N \dots\dots\dots (2)$$

$$c M_u = 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot \sigma_B} \right) \rightarrow c Q_{mu} = \frac{2 \cdot c M_u}{h_0} \dots\dots\dots (3)$$

$$c_w Q_{su} = \left\{ \frac{0.12k_u \cdot k_p (180 + \sigma_B)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j + 0.1N \dots\dots\dots (4)$$

破壊モード

: 耐力決定要因→靱性決定要因
 (): 不明確

- CS : 柱のせん断破壊
- DT : 対角線状せん断破壊
- WS : 袖壁のせん断破壊
- WFC : 袖壁の曲げ圧壊
- WB : 袖壁の曲げ破壊
- ST : スリット破壊