# 論文 鉛直接合筋の少ない袖壁補強柱の終局強度に関する実験的研究

中村 聡宏\*1・勅使川原 正臣\*2・井上 芳生\*3・太田 勤\*4

要旨:柱と袖壁の接合部に配される接合筋の少ない袖壁補強柱の終局強度を明らかにするために,両側袖壁 補強柱,片側袖壁補強柱の水平加力実験を行った。試験体パラメータは,鉛直接合筋比及び柱帯筋比とした。 実験結果から,鉛直接合筋が少ない場合でも既存柱の強度を2倍程度向上させる効果があること,一体打の 袖壁付柱を対象とする既往の終局強度評価式を用いて概ね強度を評価出来ることを明らかにした。 キーワード:袖壁補強柱,鉛直接合部,接合筋,終局強度

#### 1. はじめに

袖壁補強工法<sup>1)</sup>は,既存柱の袖壁を新設することで既存柱の強度を向上させる,強度抵抗型の耐震補強工法である。住戸空間の改造や資材の搬入路確保が必要なく, 短工期,低コストであるため,特に中高層鉄筋コンクリート造集合住宅に適した補強工法である。しかし,袖壁補強工法に関する研究例や実施例は他の補強工法に比べて少ないため,耐震性能が充分に明らかになっているとは言い難い。筆者らは,袖壁補強工法を施した柱(以下,袖壁補強柱)の強度や変形性能といった耐震性能を明らかにすることを目的とした実験<sup>2)</sup>を行い,柱と袖壁の接合部(鉛直接合部)に充分な接合筋を配することで,一体打の袖壁付柱と同等の性能を有することを明らかにしてきた。

そこで、本研究では鉛直接合筋が少ない場合を対象と した袖壁補強柱の水平加力実験を行い、終局強度に対す る鉛直接合筋比の影響を明らかにすることを目的とす る。

## 2. 実験概要

#### 2.1 試験体概要

15階建 SRC 造集合住宅の 12 階中柱(RC柱)を対象とした試験体を制作した。試験体は両側袖壁補強柱試験体(以後,試験体 SW)4体,両側袖壁補強柱の柱袖壁共通部分を模した試験体(以後,試験体 CW,図-1)2体,片側袖壁補強柱試験体(以後,試験体 OW)2体の計8体とした。試験体の配筋一覧を表-1に,配筋図の一例を図-2に示す。使用コンクリート及び使用鉄筋の材料特性を表-2及び表-3に示す。

試験体の共通要因は、内法高さ *h*=1000[mm], 袖壁断 面 *t×L<sub>w</sub>*=120×280mm である。試験体のパラメータは既

- \*1 名古屋大学大学院環境学研究科 大学院生 (正会員)
- \*2 名古屋大学大学院環境学研究科 教授 工博 (正会員) (独立行政法人建築研究所 客員研究員)
- \*3 (株)UR リンケージ 工修 (正会員)
- \*4 (株)堀江建築工学研究所 工博 (正会員)

存柱の帯筋比  $p_{wc}$  及び鉛直接合筋比(鉛直接合筋総断面 積/鉛直接合面断面積)  $p_a$  とした。柱帯筋比  $p_{wc}$ は,既存 柱の破壊形式を考慮して、0.11%、0.23%、0.57%の三水 準とした。既存柱の強度の計算結果を表-4 に示す。帯筋 比  $p_{wc}$ が 0.11%、0.23%の場合はせん断破壊先行型、0.57% の場合は曲げ破壊先行型である。鉛直接合筋比  $p_a$ は、 0.24%と 0.41%の二水準とした。これは、耐震診断・耐震 補強マニュアル<sup>3</sup>に規定される、必要接合筋量(本実験 における試験体では、 $p_a$ >0.68%)を満たさない。

試験体 SW は既報<sup>2)</sup>における両側袖壁補強柱試験体と 比較するため,試験体パラメータ以外の諸元は同条件と している。試験体 CW は,試験体 SW-CM-WH-J04, SW-CM-WH-J07 それぞれの柱袖壁共通部分と同等の配 筋とした。ただし,柱主筋は柱袖壁共通部分に存在する 主筋(2-D10)のみとし,柱の帯筋はかぶり厚さを0と して配置した。

試験体 OW は,鉛直接合筋比 *pa*をパラメータとし, 0.22%, 0.44%の二水準(試験体 SW のパラメータと同程度)を設けた。

試験体は,既存柱部及びスタブ部にコンクリートを打 設後,接合面に目荒らしを施した上で接合筋を施工し, 新設袖壁部のコンクリートを打設した。接合筋にはエポ







キシ樹脂系の接着系アンカーを用いた。アンカー筋の先端は寸切とし,接合筋の先端までを有効埋込み深さとする。水平接合筋の有効埋込深さは,スタブ側,袖壁側ともに *5d(d* は接合筋径)とした。鉛直接合筋の有効埋込深さは,既存柱側で 7*d*,袖壁側で 20*d*(頭付き)とした。鉛 直接合筋の計算強度の一覧を表-5 に示す。接合筋の配置 は,耐震改修指針<sup>1)</sup>に示される構造規定を満たすものと している。

#### 2.2 加力方法

試験体の加力装置へのセットアップ図を図-4 に示す。 以降は、ジャッキの引張側を正、圧縮側を負とする。

試験体 SW 及び試験体 CW は逆対称形式の正負交番載 荷とする。鉛直ジャッキにより所定の軸力を導入後,水 平ジャッキにより水平荷重を導入する。導入軸力は既存 柱断面の軸力比  $\eta_c$  が 0.1 となるように設定し,試験体 SW で 352kN,試験体 CW で 151kN である。加力サイクルは 試験体の水平変形角 R (=水平変位/内法高さ)制御とし, R=1/800, 1/400, 1/200(2), 1/100(2), 1/50(2), 1/33, 1/25 の各サイクルを行った。ここで,()は加力サイクルの繰 り返し回数を表す。

試験体 OW は, 試験体上部に取り付けたクレビスピン を用いた片持梁形式とした。クレビスは両端をピン支持 とし, L型鉄骨により水平を維持している。軸力は 0 と し, 袖壁が圧縮側となる方向(正方向) への, 一方向繰 返載荷とする。加力サイクルはクレビス位置での変形角 R(=クレビス位置の水平変形/クレビス位置高さ) 制御と し, R=1/800, 1/400(2), 1/200(2), 1/100(2), 1/50(2), 1/33, 1/25の各サイクルを行い,除荷後の残留変形は無視する ものとした。

#### 3. 実験結果

各試験体の水平荷重-水平変形角関係及び最終破壊状況を図-5に示す。各試験体の破壊過程を概説する。

## 3.1 試験体 SW

試験体 SW-CL-WH-J04 は変形角 R=+1/123 で, 柱帯筋 が降伏し, 耐力が若干低下した。しかし, 再び耐力は上 昇し, 変形角 R=+1/56 で, 柱引張主筋の降伏, 袖壁端部 が 圧壊し, 最大耐力+426kN となった。試験体 SW-CM-WH-J04 は変形角 R=+1/127 で, 柱帯筋が降伏し, 耐力が若干低下した。しかし, 再び耐力は上昇し, 変形 角 R=+1/63 で, 柱引張主筋が降伏, 袖壁端部が圧壊し, 最大耐力+430kN となった。試験体 SW-CH-WH-J04 は, 変形角 R=+1/55 で, 袖壁端部が圧壊し, 最大耐力+434kN となった。最大耐力時, 柱引張主筋は降伏していない。 試験体 SW-CM-WH-J07 は, 変形角 R=1/100 で, 袖壁端 部が圧壊し, 最大耐力+474kN となった。最大耐力時, 柱引張主筋は降伏していない。

#### 3.2 試験体 CW

試験体 CW-CM-WH-J04 は変形角 R=+1/133 で,柱引張 主筋が降伏し,最大耐力+294kN となった。試験体 CW-CM-WH-J07 は変形角 R=+1/125 で,柱引張主筋が降 伏し,最大耐力+311kN となった。

## 3.3 試験体 OW

試験体 OW-CL-WH-J03 は、変形角 R=+1/250 で柱引張 主筋が降伏した。変形角 R=+1/47 で圧縮側袖壁端部が圧 壊し,最大耐力+188kN となった。試験体 OW-CL-WH-J06 は、変形角 R=+1/250 で柱引張主筋が降伏した。変形角 R=+1/89 で圧縮側袖壁端部が圧壊し,最大耐力+187kN と なった。

#### 4. 考察

#### 4.1 終局強度評価

各試験体の終局強度の評価方法について検討する。袖 壁補強柱の終局強度評価式(曲げ,せん断)としては, 耐震改修指針<sup>1)</sup>に示される強度評価式(式(3)~式(5))が ある。式(3)及び式(4)は,既往の袖壁付柱の終局強度式に 低減係数  $\phi$  (=0.8)を乗じたものであり,後打ちによる強 度の低下が考慮されている。一方,式(5)はプレキャスト 袖壁の場合に適用される式であり,袖壁をブレース材に 置換したトラスモデルから強度を算出する。

筆者らは先の実験<sup>2)</sup>で,鉛直接合筋を充分に配した袖 壁補強柱は袖壁付柱と同等の強度を有することを明ら かにしている。そこで,本論文では,既往の袖壁付柱の 終局強度式も適用するものとする。適用する評価式とし



ては、耐震診断基準 5に示される評価式(以後、耐震診 断式,式(6),式(7)),構造関係技術基準書 のに示される 評価式(以後,構造技術式,式(8)),耐震診断・耐震補 強マニュアル<sup>3)</sup>に示される評価式 (マニュアル式,式(7)) とする。これらの評価式は、袖壁付柱の異型断面を等価 な矩形断面に置換し、修正荒川式により評価する方法が 主に用いられている。等価横補強筋比や等価壁厚等の評 価が困難な諸元の定義が若干異なる。

既往の評価式を用いて,各試験体の終局強度を計算し た結果を表-6に示す。ただし、本実験の試験体は接合筋 比が袖壁横筋比よりも小さいため、袖壁補強柱や袖壁付 柱の終局強度評価式において、袖壁横筋比の項は鉛直接 合筋比に読み替えるものとした。また,各せん断終局強 度評価式による計算値と実験値を比較した結果を図-6 に示す。

試験体 OW の破壊形式は曲げ破壊であったが、袖壁付 柱の曲げ終局強度式による計算値は実験値を大きく下 回る(実験値/計算値=2.4)結果となった。これは、引張 鉄筋断面積 a,に柱の引張鉄筋(1段目)しか含んでいな いためである。実験では、試験体 OW の最大耐力時には 柱の全鉄筋で降伏している。そこで、式(3)において引張

鉄筋断面積 a,を柱の主筋断面積に読み替え、主筋間距離 Dを圧縮縁から柱心までとすると、曲げ終局強度計算値 は191[kN]となり、概ね妥当な評価となる。

試験体 SW や試験体 CW は、最大耐力以前に横筋が降 伏しているため、せん断破壊したと判断される。袖壁補 強柱のせん断終局強度評価式を用いた場合には 1.6 倍程 度安全側の評価となる。一方で, 袖壁付柱のせん断終局 強度評価式を用いた場合には、やや安全側の評価となる ものの、概ね適切な評価となった。実験値/計算値は、耐 震診断式で 0.93-1.34(平均 1.15),構造技術式で 0.91-1.31(平均 1.17),マニュアル式で 0.92-1.26 (平均 1.09) であり,評価精度はマニュアル式を用いる場合が最も良 1V.

## 4.2 包絡線の比較

各試験体の荷重変形関係における正方向包絡線を比 較する。ここでは、本論文の試験体に加え、文献<sup>2)</sup>に示 す試験体(鉛直接合筋比が高い)についても検討する。 柱の帯筋比pwcが0.23%,0.57%の各試験体の正方向包絡 線を比較した結果を図-7に示す。図中の点線は既存柱の 計算強度を, 丸点は最大耐力を表す。

表-6 計算終局強度一覧

	宇騇値	既存柱		袖壁補強柱			袖壁付柱			
	大歌唱	曲げ	せん断	曲げ	せん	ん断	耐震	診断	構造技術	マニュアル
	eQ <sub>max</sub>	<sub>c</sub> Q <sub>mu</sub>	$_{\rm c} Q_{\rm su}$	$_{r}Q_{mu}^{ *1}$	rQ <sub>su</sub> <sup>*2</sup>	rQ <sub>su,t</sub> *3	$Q_{mu}^{ *4}$	Q <sub>su,t</sub> *5	Q <sub>su,e</sub> *6	Q <sub>su,m</sub> <sup>*7</sup>
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
SW-CL-WH-J04	416	222	184	381	258	245	476	350	325	405
SW-CM-WH-J04	434	222	204	381	276	245	476	375	348	425
SW-CH-WH-J04	430	222	244	381	316	245	476	429	398	468
SW-CM-WH-J07	474	222	204	381	286	264	476	388	361	433
CW-CM-WH-J04	294	89	103	162	177	146	202	221	234	240
CW-CM-WH-J07	311	89	103	162	185	164	202	232	244	246
OW-CL-WH-J03	187	41	95	65	150	84	81	188	193	168
OW-CL-WH-J06	188	41	95	65	162	86	81	203	207	176
$\mathcal{O}_{mu} = \phi M_{u} / h'  M_{u} = (0.9 + \beta) a_{i} \sigma_{y} D + 0.5 ND \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{b_{e} DF_{c}} \left( 1 + \frac{a_{i} \sigma_{y}}{N} \right)^{2} \right\} $ (3)					500		=	th SW		▲ •́ ■
*2 袖壁補強柱のせん断終局強度					150		12435			/• <b>4 *</b> •
${}_{r}Q_{su} = \phi \left\{ \frac{0.053 p_{se}^{0.23} (F_{c} + 18)}{M / Qd_{e} + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} b_{e} j_{e} $ <sup>(4)</sup>									+20%	
*3 $_{\mathcal{P}_{13},\mathcal{P}_{23}} = \mathcal{Q}_{\mathcal{P}} + \mathcal{Q}_{\mathcal{C}} = \min(\mathcal{Q}_{\mathcal{P}_{1}}, \mathcal{Q}_{\mathcal{P}_{2}}, \mathcal{Q}_{\mathcal{P}_{3}}) + \min(\alpha_{1}, \mathcal{Q}_{mu}, \alpha_{2}, \mathcal{Q}_{mu})$ (5)						試除休(	W			-20%
記号は文献 1)を参照 *4 袖壁付柱の曲げ終局強度時せん断力								• • 4		<i>.</i>
$Q_{mu} = M_u / h'  M_u = (0.9 + \beta) a_i \sigma_y D + 0.5ND \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{b DF} \left( 1 + \frac{a_i \sigma_y}{N} \right)^2 \right\} $ (6)						試験体 O	w	//		

$$Q_{mu} = M_u / h' \quad M_u = (0.9 + \beta) a_i \sigma_y D + 0.5 ND \left\{ 1 + 2\beta - \frac{N}{b_u DF_c} \left( 1 + \frac{a_i \sigma_y}{N} \right)^2 \right\}$$
  
\*5\*7 袖壁付柱のせん断終局強度

 $Q_{su} = \max \{Q_{su1}, Q_{su2}, Q_{su3}, Q_{su4}\}$ 

$$Q_{u2}$$
:柱を等価な壁厚とした耐震壁として算定  
 $Q_{u3}$ :独立壁として算定  $Q_{u4}$ :雑壁として算定

\*6  

$$Q_{uv,e} = \left\{ \frac{0.053 p_{ue}^{-0.23} (F_e + 18)}{M / Q d_e + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{ue} \sigma_{uv}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} b_e j_e$$



(7)

(8)

記号は文献 3),5),6)を参照



図-7より,鉛直接合筋比が増加するにつれて最大耐力 が増加し,一体打ちの袖壁付柱の最大耐力(試験体 SW-CH-WH-JI,図-7(b))程度まで耐力が向上している。 しかし,接合筋比の少ない試験体でも,既存柱の計算強 度に比べて2倍程度の補強効果があり,帯筋比 pwcが小 さい方が,補強効果が高い。最大耐力時変形は,鉛直接 合筋比が低いほど大きい傾向が見られる。柱の帯筋比 pwc が 0.23%の場合(SW-CM-\*)には,接合筋比の高い試験体 は全体がせん断破壊しているために最大耐力以降に著 しく耐力が低下しているが,接合筋比の低い試験体では 耐力低下は緩やかである。一方,柱の帯筋比 pwc が 0.57% の場合(SW-CH-\*)には,どの試験体も最大耐力以降に水 平荷重が Q=300~400kN 程度に落ち着く傾向が見られる。

断面形状以外を共通とした試験体 SW と試験体 CW の 包絡線を比較した結果を図-8 に示す。同変形角における 試験体 SW と試験体 CW の耐力の差を,柱残り部分(図 -1)の耐力とし,図-8中に示した。また,柱のせん断強 度式(式(2))を用いて,柱残り部分の耐力を計算した結果 ( $_{cr}Q_{su}$ =117kN)も同図中に示した。計算時,柱幅 b を柱残 り部分の合計幅(=b-t)とし,それに合わせて引張鉄筋比  $p_t$ や帯筋比  $p_{wc}$ を修正している。

変形に伴って、柱残り部分の負担せん断力が増加して いるが、袖壁補強柱が最大耐力となる部材角 R=1/100 付 近(図-8 中の点線部)では、計算強度 crQsu をやや上回 る結果となった。これは、柱残り部分のせん断耐力を既 往のせん断強度式で安全側に評価出来ること、袖壁補強 柱の終局強度は柱残り部分の強度と柱一袖壁共通部分 (試験体 CW)の和として概ね評価できることを表して いると考えられる。

## 5.まとめ

鉛直接合筋の片側又は両側袖壁補強柱の水平加力実 験を行い、以下の知見を得た。

- (1) せん断終局強度は、既往の袖壁補強柱の強度評価式 を用いた場合には、過小評価(実験値/計算値=1.6)と なるが、既往の袖壁付柱の終局強度式を用いた場合 には概ね適切な評価(実験値/計算値=1.1)となる。
- (2) 鉛直接合筋比が高いほど最大耐力が高くなる傾向 が見られる。鉛直接合筋比が低い場合でも、既存柱 の強度に対して2倍程度の補強効果が期待できる。

## 参考文献

- 日本建築防災協会:2001年度改訂版既存鉄筋コンク リート造建築物の耐震改修設計指針・同解説,2001
- 中村聡宏, 勅使川原正臣ほか: 袖壁補強柱の耐震性 能評価に関する研究(その1)~(その3), 日本建築学 会学術講演梗概集,構造IV, pp.683-688, 2009.8
- 建築研究振興協会:2003 年版既存建築物の耐震診
   断・耐震補強設計マニュアル,2003
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算基準・同 解説,1999
- 5) 日本建築防災協会:2001年度改訂版既存鉄筋コンク リート造建築物の耐震診断基準・同解説,2001
- 6) 日本建築センター:2007 年度版建築物の構造関係技 術基準解説書,2007