論文 袖壁補強柱および一体打の袖壁付柱の終局強度評価

中村 聡宏^{*1}· 勅使川原 正臣^{*2}

要旨:袖壁付柱の終局強度評価法を提案することを目的とした検討を行った。筆者らの実施した袖壁補強柱 試験体の水平加力実験の結果から,鉛直接合筋比がせん断強度に大きく影響することを明らかにした。壁板 のストラットと柱のストラットの合成で強度を評価するモデルを提案し,定式化した。既往の袖壁補強柱お よび一体打の袖壁付柱の実験結果を対象として,指針に示される強度評価式と提案評価式の評価精度につい て比較検討し,提案評価式を用いることで最大耐力を適切に評価できることを示した。

キーワード:終局強度,袖壁付柱,鉛直接合筋比

1. はじめに

袖壁補強工法¹⁾は,既存柱に袖壁を増設し部材の強度 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の確保の必要がなく,短工期, 低コストであるため,中高層集合住宅に適した耐震補強 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く,性能が充分明らか にされているとは言いがたい。筆者ら^{2),3),4)}は,柱の両側 もしくは片側に袖壁を補強した柱(以後,袖壁補強柱) の水平加力実験を実施し,袖壁補強柱の耐震性能や破壊 性状を実験的に明らかにしてきた。

本研究では、袖壁補強柱の終局強度の評価するための 強度評価モデルを提案する。既往の実験結果をもとに、 袖壁補強柱の抵抗機構について考察し、モデル化の妥当 性を確認する。

2. 水平加力実験結果

2.1 実験概要

筆者らが過去に報告した実験^{2),3),4)}の概要を示す。詳し くは文献^{2),3),4)}を参照されたい。試験体の配筋図の一例を 図-1 に,加力装置図の一例を図-2 に示す。試験体の縮尺 は 1/2 スケールである。試験体のパラメータは、柱帯筋 比 $p_w(0.11\%, 0.23\%, 0.57\%)$,袖壁取付位置(両側、片 側),張出比β(袖壁長さ/柱せい=0.7, 1.5),幅厚比α(袖 壁厚さ/柱幅=0.4,0.64),鉛直接合筋比 p_a (柱と袖壁の接合 面に配された接合筋の総断面積/接合面面積=0.24%, 0.41%, 0.59%, 0.77%)である。加力方法は、軸力を一定と した、正負交番繰返載荷である。

2.2 強度性状に対するパラメータの影響

柱帯筋比(以後,帯筋比とする。)が0.23%,0.57%そ れぞれの場合の,鉛直接合筋比ごとに平均せん断応力度-変形角関係の正方向包絡線を比較した結果を図3(a)(b)

- *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)



に示す。平均せん断応力度は,作用せん断力を,袖壁を 含めた水平全断面積で除して算出した。図-3(a)より,鉛 直接合筋比が増加するにつれて,剛性や最大耐力が上昇 し,一方で最大耐力時変形角が小さくなることが確認で きる。また,図-3(b)には,一体打の袖壁付柱の結果も記 載しているが,鉛直接合筋比が高い試験体は一体打の袖 壁付き柱とほぼ同等の性能を有していることが確認でき る。

袖壁長さのみをパラメータとした試験体2体の平均せん断応力度-変形角関係の正方向包絡線を比較した結果



図-3 平均せん断応力度—変形角関係の比較

を図-3(c)に、袖壁厚さのみをパラメータとした試験体 2 体を比較した結果を図-3(d)に示す。図より、袖壁の長さ や厚さを変えても、平均せん断応力度はほとんど変動せ ず、断面積の上昇に応じてせん断耐力が上昇しているこ とが分かる。

以上より, 袖壁補強柱の強度性状には, 鉛直接合筋比 が大きく影響すると考えられる。

2.3 抵抗メカニズムの分析

張出比を 1.5 とし, 柱帯筋比 p_w と鉛直接合筋比 $p_a e^n$ ラメータとした試験体において, 柱と袖壁の接合部のず れ変形と目開き変形を変位計により計測した。水平全断 面積での平均せん断応力度とずれ変形, 目開き変形の計 測値の関係を図-4 に示す。図より, 鉛直接合筋比が小さ く, 柱帯筋比が小さい試験体ほどずれ変形が大きいこと が確認できる。一方, 目開き変形はパラメータの影響が 確認されず, どの試験体も概ね同様の値を示している。

最大耐力時の柱脚部の抜け出し変形の分布を比較した 結果を図-5に示す。図より,圧縮側では平面保持仮定が 成立していないことが確認できる。これらの変形状況よ り,両側袖壁補強柱の最大耐力時の変形状態は図-6のよ うになっていると考えられる。すなわち,壁板のせん断 力を伝達する際に柱と袖壁の接合部に応力が集中してず



れ変形が生じる,また,袖壁の持つ曲げモーメントを柱 に伝達するために,接合面に引張力が生じるため,接合 面に目開き変形が生じると考えられる。また,圧縮側端 部では,柱と袖壁の接合部のずれ変形の影響で平面保持 が成立しないと考えられる。

3. 袖壁補強柱のせん断強度評価モデルの提案

本章では、袖壁補強柱の抵抗機構を想定したせん断強 度評価モデルを提案する。図-6の変形状態から、図-7に 示すように、圧縮側壁板から引張側壁板に伝達するスト ラットと柱の中で伝達するストラットの合成として考え た。

想定する袖壁補強柱の抵抗機構を図-8に示す。袖壁補 強柱の抵抗機構として,鉛直接合筋の引張・せん断抵抗, 壁板のアーチ機構・トラス機構,柱のアーチ機構,トラ ス機構の複合形を考える。袖壁補強柱全体の耐力は,壁 板部分のせん断耐力(鉛直接合筋の抵抗+壁のアーチ機 構)と柱部分のせん断耐力(柱のアーチ機構+トラス機 構)の和と考え,式(1)で定義した。ただし,アーチ機構 で伝達できるせん断力は,圧縮反力とアーチ作用角度に よって決定されるものとする。トラス機構が優先的に作 用すると仮定し,全体の圧縮反力からトラス機構で必要 な圧縮反力を差し引いた残余圧縮反力が,アーチ機構に 寄与するものと考えた。なお,アーチ機構作用角度は, 靭性指針⁵⁾に従い形状により決定するものとし,トラス 機構作用角度は 45°とした。また,鉛直接合筋の抵抗に よるストラットの作用角度も45°と仮定した。

 $Q_{u} = p_{a}\sigma_{ay}th + (C_{w} + T_{w} - p_{a}\sigma_{ay}th)\tan\theta_{w}$ $+ p_{w}\sigma_{wy}bj_{c} + (C_{c} + T_{c} - p_{w}\sigma_{wy}bj_{c}\cot\phi_{c})\tan\theta_{c}$

ここで、 Q_{u} :袖壁補強柱の最大耐力、 p_{a} :鉛直接合筋比(= a_{v}/th)、 a_{v} :鉛直接合筋の総断面積、 p_{w} :柱帯筋比、 σ_{av} :接合 筋の降伏強度、 σ_{wy} :柱帯筋の降伏強度、h:内法高さ、t:壁 厚、b:柱幅、 j_{c} :柱の応力中心間距離、 C_{w} :壁板にかかる圧 縮反力、 C_{c} :柱にかかる圧縮反力、 T_{w} :水平接合筋の引張 強度(接合筋の定着が不十分な場合は考慮しない)、 T_{c} : 柱引張主筋の引張強度、 φ_{c} :柱のトラス機構作用角度(=4 5°)、 θ_{w} :壁板のアーチ機構作用角度 ⁵、 θ_{c} :柱のアーチ機 構作用角度 ⁵⁾である。

式(1)において、壁板部分の圧縮反力 C_w と柱部分の圧縮反力 C_w と柱部分の圧縮反力 C_c の大きさがせん断耐力を決定する主な要因となる。それらの大きさを決定するため、危険断面位置での水平断面内の力の釣り合い、モーメントの釣り合いを考える。危険断面位置での水平断面内の軸力分布の仮定を図-9 に示す。図-9 では、断面での平面保持は仮定しておらず、壁板部分の圧縮反力 C_w と柱部分の圧縮反力 C_c がそれぞれ働くものと考えている。これは、図-6 に示したように接合部にずれ変形が生じながら抵抗しており、



危険断面位置での平面保持が成り立たないためである。 図-9より,軸方向の力の釣り合いは式(2)で表される。また,危険断面位置の作用モーメントと断面内の抵抗モー メントの釣り合いは式(3)で表される。

$$C_{c} + C_{w} - T_{c} - T_{c,m} - T_{w} = N$$

$$C (D/2 - d_{w}) + C (D/2 + 2/3 \cdot L_{w})$$
(2)

$$+T_{c}\left(D/2 - d_{sc}\right) + C_{w}\left(D/2 + 2/3 \cdot L_{w}\right)$$

$$+T_{c}\left(D/2 - d_{st}\right) + T_{w}\left(D/2 + L_{w}/2\right) = Q_{u}h_{0}$$
(3)

ここで、*T_{c,m}*:柱中間筋の引張強度、*D*:柱せい、*d_{sc}*:柱圧 縮縁から圧縮側鉄筋までの距離、*d_{st}*:柱引張縁から引張側 鉄筋までの距離、*L_w*:袖壁長さ、*h*₀:反曲点高さである。

式(1)を式(3)に代入し,式(2)と式(3)を連立することで, 未知数である壁板部分の圧縮反力 C_w と柱部分の圧縮反 力 C_c を決定することができる。形状や配筋により決定さ れる定数項をまとめて表現すると,壁板部分の圧縮反力 C_w と柱部分の圧縮反力 C_c はそれぞれ次式で表される。

$$C_{w} = \frac{Q_{const}h_{0} - N_{all}k - M_{const}}{K}$$
(4)

$$C_c = N_{all} - C_w \tag{5}$$

$$\Sigma \subset \mathcal{C}, \quad N_{all} = N + T_c + T_{cm} + T_w \tag{6}$$

(1)

$$M_{const} = T_c \left(D/2 - d_{st} \right) + T_w \left(D/2 + L_w/2 \right)$$
(7)
$$Q_{const} = p_a \sigma_{ay} t h_0 \left(1 - \tan \theta_w \right) + T_w \tan \theta_w$$
(8)

+
$$p_w \sigma_{wy} b j_c (1 - \cot \phi_c \tan \theta_c) + T_c \tan \theta_c$$

$$k = (D/2 - d_{sc}) - h_0 \tan \theta_c \tag{9}$$

$$K = \frac{2}{3}L_w + d_{sc} - h_0 \left(\tan\theta_w - \tan\theta_c\right)$$
(10)

上式より,形状が決まっている場合には,鉛直接合筋 の強度 $p_a \sigma_{ay}$ が大きいほど,定数項 Q_{const} が大きくなり, 壁板の圧縮反力 C_w や全体のせん断耐力 Q_u が増加するこ ととなる。これは,図-3(a)に示したように,鉛直接合筋 比が高いほど最大耐力が上昇する傾向を捉えている。な お,提案式を片側袖壁補強柱に適用する場合には,引張 側の袖壁を考慮しないことに相当するため,引張側水平 接合筋の引張強度 $T_w=0$ として算出すればよい。

一方,提案式では鉛直接合筋比の大きさに応じて,全体のせん断耐力 Quが際限なく変動するため,有効な鉛直接合筋比の上限および下限を設定する必要がある。まず,鉛直接合筋比の上限については,以下の2つの条件を設定する。

(a) C_c>0となる。

(b) 壁板のストラットの応力がコンクリートの有効圧縮 強度以下である。

(a)の場合は、式(4)から鉛直接合筋比の上限が算出でき る。(b)の場合、アーチ機構による圧縮ストラットの応力 が袖壁部分のコンクリートの有効圧縮強度に達する時が 上限と考え、式(11)で壁板のせん断耐力の上限値を設定 する。なお、鉛直接合筋比の上限を超える鉛直接合筋が 配されている場合には、上限値と同等の応力しか発揮し ないと考える。

$$Q_w = v\sigma_B t \left(D + 2L_w \right) \tan \theta_w / 2 \tag{11}$$

ここで, v:有効圧縮強度係数(=1.70g-1/3)である。

鉛直接合筋比の下限値については、*C*_w=0 で定め、*C*_w< 0 となる場合には壁板が連成して抵抗せず、壁板と柱が それぞれ独立して抵抗すると考える。その場合、せん断 耐力は耐震改修指針¹⁾に示されるトラスモデルにより算 出することとした。トラスモデルは PCa 壁板による補強 を対象としているが、壁板と柱がそれぞれ独立して抵抗 する機構は PCa 壁板の場合と類似していると考え、提案 手法に採用した。トラスモデルでは、それぞれの袖壁を 斜材に置換し、斜材のせん断耐力と柱のせん断耐力の和 として耐力を評価する。ただし、柱の強度計算時の軸力 は長期軸力から斜材の負担力の鉛直成分を引いたものと している。

$$Q_{tr} = Q_c + Q_T \cdot n \tag{12}$$

ここで, $n:袖壁枚数(両側袖壁=2, 片側袖壁=1), <math>Q_c:$ 柱の 強度(=min($_{c}Q_{su}, _{c}Q_{mu}$)), $Q_T:$ 袖壁の強度(= $2t^2\sigma_BL_2/H$), $_{c}Q_{su}$: 柱のせん断強度(荒川 min 式), $_{c}Q_{mu}$:柱の曲げ強度時せ



図-11 せん断強度の計算フロー

表-1 対象とする試験体 ⁷⁾⁻³⁸⁾のパラメータ範囲

	袖壁補強柱		袖壁付柱(一体打)	
取付位置	両側	片側	両側	片側
試験体数	23	11	100	20
引張鉄筋比 [%]	0.35 - 0.88	$0.34 \cdot 0.76$	$0.34 \cdot 1.54$	$0.34 \cdot 0.76$
シアスパン比	1.0-4.8	$0.5 \cdot 3.5$	1.0-6.0	$1.0 \cdot 3.5$
幅厚比	0.13 - 0.64	0.20 - 0.50	$0.17 \cdot 0.50$	0.20 - 0.50
張出比	$0.5 \cdot 1.5$	0.7 - 2.7	0.5 - 2.0	1.0-2.7
接合筋比 [%]	0.19 - 1.89	0.20 - 1.89	0.16 - 2.67	$0.20 \cdot 1.17$
軸力比(柱断面)	$0.06 \cdot 0.17$	0-0.25	0-0.26	0-0.24



ん断力(略算式)である。

以上より,袖壁補強柱のせん断強度評価のフローは図 -11 のように表される。曲げ終局強度は完全塑性理論に 基づく曲げ強度式のを採用するものとし,袖壁補強柱の 終局強度は,せん断終局強度と曲げ終局強度時せん断力 の最小値とする。

4. 既往の実験結果の評価

筆者らの報告した袖壁補強柱の実験結果^{2),3),4)},既往の 袖壁補強柱および一体打の袖壁付柱の実験結果^{7),38)}の最 大耐力を,3章で示した提案強度評価手法(以後,提案 式)を用いて評価する。対象とした試験体のパラメータ の一覧を表-1に示す。比較対象として,耐震診断指針⁶⁾ に示される袖壁付柱の強度評価法(以後,耐震診断式) を用いる。ただし,耐震診断式を袖壁補強柱に適用する 場合には,横筋の項を鉛直接合筋比に読み替えることと する。

$$_{s}Q_{u} = \min(_{s}M_{u}/h_{0}, _{s}Q_{su})$$
 (13)
.M.:完全塑性理論に基づく曲げ強度式

$$Q_{su} = \max \left\{ Q_{su1}, Q_{su2}, Q_{su3}, Q_{su4} \right\}$$
(14)

 $Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_{w}^{0.03}(F_{e}+18)}{M/Qd_{e}+0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we}\sigma_{wy}} + 0.1\sigma_{0e} \right\} b_{e} j_{e} (15)$ $Q_{su2}:等価な長方形断面の耐震壁として算定
<math display="block">Q_{su3}:独立柱として算定, Q_{su4}:雑壁として算定$

記号は文献のを参照のこと

実験値を評価した結果を図-12,13 に示す。また,袖壁 補強柱と袖壁付柱それぞれの実験値/計算値の平均値,標 準偏差,変動係数を同図中に示す。耐震診断式では,概 ね安全側の評価となるが,高いせん断応力度レベルでは 過小評価する傾向が見られる。一方,提案式では概ね適 切な評価となり,高いせん断応力度レベルでの評価精度 も高い。

実験最大耐力 Q_{max} と提案式による計算せん断強度 Q_{su} の曲げ強度 Qmu に対する比率の関係を図-14 に示す。ま た,実験での最大耐力時変形角 R_{umax}を図-15 に示す。い ずれの図においても、実験で観測された破壊形式ごとに 点種を変えている。図-14 より,提案式による破壊形式 の判定は実験値と完全に合致しているわけではないが, 曲げ破壊型の試験体は Q_{su}/Q_{mu} が大きくなるなど、概ね 傾向を捉えている。図-14 中の A の領域にあるせん断破 壊型試験体は、せん断強度 Q_{su}を過大評価している。い ずれの試験体も壁板の強度を式(11)で頭打ちしており、 式(11)による壁板の最大強度が過大評価となっている可 能性がある。また、図-15 に示すように、図-14 中の A の領域にあるせん断破壊型試験体の変形性能は比較的高 く、曲げ破壊型と同等の変形性能を有していると評価し てもよいと考えられる。図-14 中の B の領域にある曲げ 破壊型試験体は、曲げ強度 Qmu を過小評価しており、曲

げ強度の評価に関して精査する必要があるが,その点に ついては今後の課題としたい。

5. まとめ

袖壁補強柱の水平加力実験における強度性状を分析し, 鉛直接合筋比がせん断強度に影響することを明らかにし た。また,壁板のストラットと柱のストラットの合成で 強度を評価する手法を提案し,既往の実験結果に対して, 従来の評価方法に比べて評価精度が高いことを示した。

謝辞

本研究は,科学研究費補助金(基盤研究 B,課題番号 21360266,代表 勅使川原正臣)の補助を受けた。記して 謝意を表する。

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
- 中村聡宏ほか:袖壁補強柱の耐震性能評価に関する研究,構造工学論文集, Vol.56B, pp.7-14, 2010.3
- 苔前圭介ほか:張出比の大きい両側袖壁補強柱の終局 強度に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文 集, Vol.33, No.2, pp. 1075-1080, 2011.7
- 4) 中村聡宏ほか:鉛直接合筋比をパラメータとした片側 袖壁補強柱の耐震性能に関する実験的研究,コンクリ ート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1069-1074, 2011.7
- 5) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型 耐震設計指針・同解説, 1999
- 6) 日本建築防災協会:2001年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

<評価対象論文>

雑誌名の略称 AIJ: 日本建築学会学術講演梗概集, AIJ**: **支部研論文報告集, AIJ 構造系: 日本建築学会構造系論文

- 集, JCI: コンクリート工学年次論文集
- 大久保全陸:腰壁,垂れ壁付き鉄筋コンクリート梁の 弾塑性挙動に関する実験的研究, AIJ 構造系, 第207号, pp.1-17, 1973.2
- 大久保全陸ほか:鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に 関する総合研究(その9CWシリーズ:袖壁付き柱の実 験), AIJ, pp.1305-1306, 1974.10
- 9) 大久保全陸ほか:鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に 関する総合研究(その37 CW シリーズ:袖壁付き柱の 第2次実験), AIJ, pp.1417-1418, 1976.10
- 武田寛ほか:鉄筋コンクリート造雑壁付き柱の耐力及 び変形性状に関する実験的研究,AIJ 北海道,No.57, pp.273-276, 1984.3
- 武田寛ほか:鉄筋コンクリート造雑壁付き柱の耐力及 び変形性状に関する実験的研究(その2), AIJ 北海道, No.58, pp.177-180, 1985.3
- 武田寛ほか:鉄筋コンクリート造雑壁付き柱の耐力及 び変形性状に関する実験的研究,AIJ 北海道,No.59, pp.185-188, 1986.3
- 13) 武田寛:鉄筋コンクリート造雑壁付きラーメンの耐力・変形性状に関する予備実験,AIJ 北海道,No.61, pp.149-152, 1988.3
- 武田寛:鉄筋コンクリート造腰壁・垂壁・袖壁付き柱の耐力及び変形性状に関する実験的研究, AIJ 北海道, No.62, pp.165-168, 1989.3

- 15) 柳下和男ほか:炭素繊維シートによる既存 RC 部材の耐 震補強に関する研究(その5)袖壁付き柱のせん断補 強実験, AIJ, pp.273-274, 1998.9
- 益尾潔ほか:袖壁付き RC 柱に対する構造スリットおよびカーボン繊維補強の効果, JCI, Vol.20 No.1, pp.581-586, 1998.7
- 大宮幸ほか:袖壁付き柱の破壊形式を考慮したせん断 終局強度に関する実験及び考察,AIJ 構造系,553, pp.81-88,2002.3
- 18) 赤井裕史ほか: RC 造袖壁付き柱の耐震性能に関する大変形加力実験(その1~その3), AIJ, pp.183-188, 2003.9
- 19) 岩本直之ほか: RC 造袖壁付き柱の耐震性能に関する大 変形加力実験(その4~その5), AIJ, pp.229-232, 2005.9
- 20) 鶴田敦士ほか:ポリマーセメントモルタルにより補強 された袖壁付き柱の構造性能に関する実験的研究(そ の1~その2), AIJ, pp.615-618, 2005.9
- 21) 鶴田敦士ほか:ポリマーセメントモルタルにより補強 された袖壁付き柱の構造性能に関する実験的研究(そ の6~その8), AIJ, pp.593-598, 2007.9
- 22) 東條有季子ほか:曲げ降伏型袖壁付き柱に関する実験 的研究, JCI, Vol.30 No.3, pp.109-114, 2008.7
- 23) 壁谷澤寿成ほか: せん断破壊型袖壁付き柱に関する実験的研究, JCI, Vol.30 No.3, pp.115-120, 2008.7
- 24) 澤井謙彰ほか:破壊モードを変化させた場合の袖壁付きRC柱の曲げせん断性状に関する実験的研究,JCI, Vol.30 No.3, pp.133-138, 2008.7
- 25) 裵根國ほか:高強度鉄筋コンクリート造両側袖壁付き 柱の耐震性能に関する実験的研究, AIJ, pp.117-120, 2009.8
- 26) 裵根國ほか:袖壁付き柱の構造特性に関する実験的研究, JCI, Vol.32, No.2, pp.115-120, 2010.7
- 27) 山川哲雄ほか:袖壁付き RC 柱の耐震補強に関する実験 と解析的研究, AIJ 構造系, Vol.608, pp.109-117, 2006.10
- 28) 白井一義ほか: UFC を用いたプレキャスト壁による耐 震補強に関する実験的研究(その1~2), AIJ, pp.535-538, 2005.9
- 29) 塚越英夫ほか:低強度コンクリート袖壁付き柱に対す る炭素繊維シートの補強効果, AIJ, pp.85-86, 2008.9
- 30) 佐藤充晴ほか:厚い袖壁を有する RC 造柱の曲げ強度と 靭性に関する実験的研究, JCI, Vol.33, No.2, pp.127-132, 2011.7
- 31) 藤又康ほか:鉄筋コンクリート袖壁付き柱の逆対称繰返し加力実験(その2:壁厚の異なる場合,袖壁を付加して補強する場合), AIJ, pp.1289-1290, 1974.10
- 32) 田中礼治ほか:既存鉄筋コンクリート造建物の耐震補 強に関する研究(その4:袖壁補強骨組の実験), AIJ, pp.2233-2234, 1984.10
- 田中礼治ほか:引抜き止付型メカニカルアンカーを用いた耐震補強に関する実験研究, JCI, Vol.6, pp.421-426, 1984.7
- 34) 白井一義ほか: UFC を用いたプレキャスト壁による耐 震補強に関する実験的研究(その1~2), AIJ, pp.535-538, 2005.9
- 35) 白井一義ほか: UFC を用いたプレキャスト壁による耐 震補強に関する実験的研究(その4~5), AIJ, pp.557-560, 2006.9
- 36) 諏訪田晴彦ほか: UFC を用いたプレキャスト壁による 耐震補強に関する実験的研究(その 11~12), AIJ, pp.27-30, 2009.8
- PHAN Van Quang ほか: 鉄筋コンクリート造片側袖壁付 き柱のひび割れ幅評価法の検証, JCI, Vol.31 No.2, pp.187-192, 2009.7
- 38) PHAN Van Quang ほか:高強度鉄筋コンクリート造 片側袖壁付き柱の耐震性能に関する実験的研究, AIJ, pp.121-124, 2009.8