

# 論文 RC造そで壁付柱に対するポリマーセメントモルタルを用いた接着耐震補強工法に関する実験的研究

杉山 智昭\*1・松崎 育弘\*2・中野 克彦\*3・松島 正樹\*4

**要旨**：本研究では、既存鉄筋コンクリート造建物のそで壁付柱に対する、ポリマーセメントモルタル（PCM）を用いた新たな耐震補強工法を提案することを目的としている。この工法は、PCM の特徴の一つである高い接着性に期待して、補強部と既存部を一体化しようとするものである。本報では、PCM により補強されたそで壁付柱部材の構造実験を行い、その結果、補強部と既存部が一体化して挙動し、せん断補強効果が十分に得られることを示した。さらに、部材の補強部位・補強筋量によって補強効果に変化することを示し、それらを組み合わせ設計する事で、部材の構造性能(強度・変形能)が制御可能であることを示した。

**キーワード**：耐震補強，そで壁付柱，ポリマーセメントモルタル，せん断耐力，靱性能

## 1. はじめに

過去、地震が発生する毎に、そで壁・垂れ壁・腰壁といった非構造壁に起因する柱部材のせん断破壊が報告<sup>1)</sup>されており、非構造壁の存在が架構の構造性能へ悪影響を与えるとみなされる傾向が強くなっている。そのため、構造用スリットの使用が推奨され、非構造壁を構造体から切り離して設計することが多くなっている。しかし、非構造壁の破壊が先行して架構の損傷が軽微になった等の報告もされており、非構造壁の存在によって架構の耐震性能が向上する場合もある。筆者らは、この様な非構造壁を耐震性能に取り込んだ架構の構造性能評価法を確立するため研究を進めてきている<sup>2) 3)</sup>。

既存建物の耐震診断基準<sup>4)</sup>が2001年に改訂されているが、そで壁・垂れ壁・腰壁が接合する部材の取り扱いに関しては、不明な点が多く残されている。特にそで壁付柱の評価は、抵抗機構との対応が明らかでなく、また、軸力保持能力におけるそで壁の効果についても不明瞭なままである。さらに、そで壁付柱の耐震補強方法についても、連続繊維シート補強<sup>5), 6)</sup>が提案さ

れているものの、そで壁の耐震効果を考慮した補強手法については十分に示されていないのが現状である。これらは、そで壁付柱部材が多い、既存集合住宅において、耐震診断・耐震補強が進められていない要因の一つにもなっている。

そこで本研究は、柱に接合するそで壁の耐震補強への活用を目指し、ポリマーセメントモルタル(PCM)を使用したRC造そで壁付柱の新たな耐震補強方法を確立しようとするものである。提案する補強工法は、PCM の高性能（高い接着能力・強度・耐火性・高耐久性）な点に期待しており、特にPCM の接着力によって既存部材と補強部を一体化させるものである。ここでは、PCM を用いてせん断補強されたそで壁付RC造柱に対する構造実験を行い、その耐震補強効果について明らかにすることを目的としている。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

図-1に試験体形状・配筋図、表-1に試験体要因一覧を示す。試験体は、実大の約1/2~1/3程度の大きさで、無補強試験体を1体、補強試

\*1 東京理科大学 工学部建築学科 助手 博(工) (正会員)

\*2 東京理科大学 工学部建築学科 教授 工博 (正会員)

\*3 新潟工科大学 工学部建築学科 助教授 博(工) (正会員)

\*4 東京理科大学大学院 工学研究科建築学専攻 修士課程

験体を 5 体の計 6 体を計画した。無補強試験体の柱部分は、断面  $B \times D$  を  $300 \times 300\text{mm}$ 、主筋の配筋を 12-D13(SD345)とした。また、せん断補強筋は、1971 年以前のいわゆる I 期の建築物を想定して D6@200(せん断補強筋比  $pw=0.11\%$ )とし、独立柱の場合でも、柱せん断破壊が先行する配筋とした。柱に剛接合する事で壁は、主として集合住宅を想定しており、壁厚  $t$  は柱幅の  $1/5(=t/B=\alpha)$  倍である  $60\text{mm}$ 、そで壁長さ  $lw$  は、せん断挙動が特に厳しくなる場合を想定して、柱せいの 2 倍( $=lw/D=\beta$ )である  $600\text{mm}$  とした。

試験体の補強方法は、ポリマーセメントモルタル(PCM)を用いて、補強鉄筋を既存部に貼り付け補強するものである。既存部と PCM 補強部の間には、特にアンカー筋等を設置せず、両者の応力伝達は、PCM の接着力のみで行うこととした。具体的な施工は、1)既存部の下地処理後、下

地用 PCM 吹付け 2)補強鉄筋の配筋 3)増厚用 PCM をコテ塗り付け、の手順にて行った。

試験体の変動要因は、補強箇所と補強筋比の 2 種類とした。補強箇所は 3 水準設定し、1)壁部分を片側のみ補強 2)柱部分のみを補強 3)壁片側と柱型部分の両方を補強、とした。壁部だけの補強は、集合住宅等で居住者が継続使用したまま、外部側からのみで補強を行う場合を想定している。補強部の補強筋は、柱せん断補強筋比が  $0.6\%$  程度と  $1.2\%$  程度となる様に設定した。変動要因の組合せは、図・表中に示すとおりであり、無補強試験体の No.1 に対して、No.2,3 が壁片側のみの補強、No.4,5 が柱のみの補強、No.6 が柱と壁部分の補強とした。具体的な補強部せん断補強筋は、No.2 が D13@200( $\Sigma ps=1.26\%$ )、No.3 が D13@100( $\Sigma ps=2.32\%$ )、No.4 が D10@100 ( $\Sigma pw=0.58\%$ )、No.5 が D10@50( $\Sigma pw=1.06\%$ )であり、

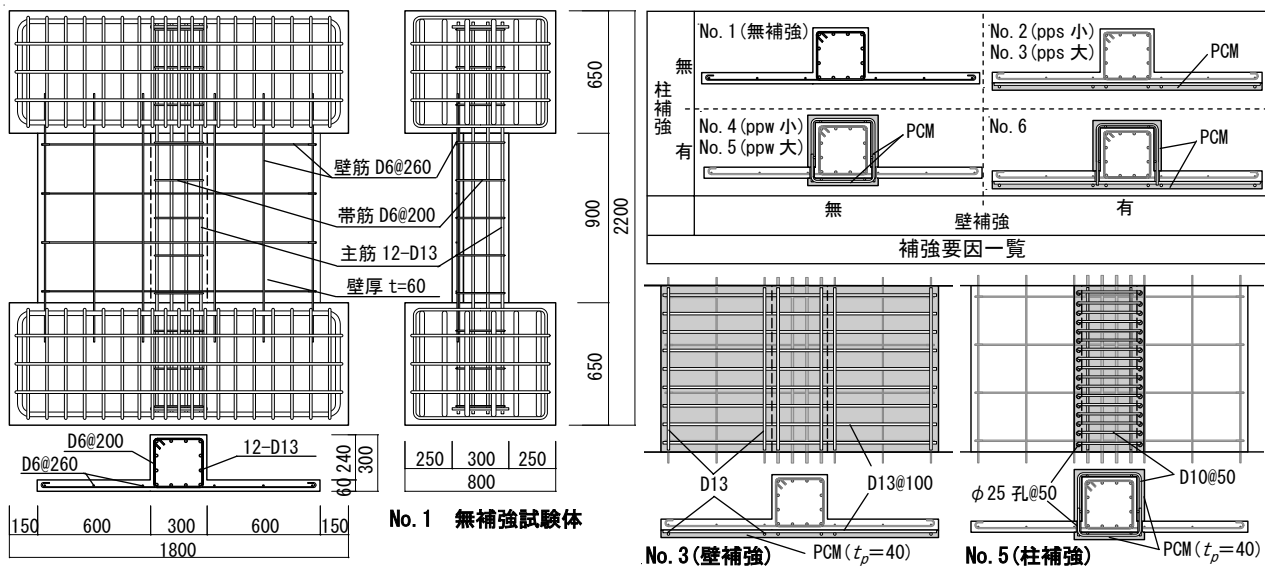


図 - 1 試験体形状・配筋図および補強要因 [単位 : mm]

表 - 1 試験体要因一覧

No.	試験体名	既存部		補強部 (PCM 部)										
		柱部 せん断補強筋 (SD295A)	壁部 横・縦補強筋 (SD295A)	柱部				配筋 (SD295A)	そで壁部					
				柱側 配筋 (SD295A)	壁側 配筋 (SD295A)	補強筋比 [%]			補強筋比 [%]					
						柱側 補強 ppw1	壁側 補強 ppw2		補強後 $\Sigma pw$	配筋	$t=60\text{mm}$ 換算		$t=100\text{mm}$ 換算	
							補強 pps	補強後 $\Sigma ps$	補強 pps	補強後 $\Sigma ps$				
1	RC-S20-011-021			—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
2	PCM-S20-011-126	□ D6@200 pw=0.11%	縦・横各 D6@260 ps=0.21%	—	(D13@200)	—	(0.21)	(0.32)	D13@200	1.05	1.26	0.64	0.75	
3	PCM-S20-011-232			—	(D13@100)	—	(0.42)	(0.53)	D13@100	2.11	2.32	1.27	1.38	
4	PCM-S20-058-021			D10@100	D10@100	0.24	0.24	0.58	—	—	—	—	—	
5	PCM-S20-106-021			D10@50	D10@50	0.47	0.47	1.06	—	—	—	—	—	
6	PCM-S20-058-232			—	(D13@100)	0.47	(0.42)	0.58 (1.00)	D13@100	2.11	2.32	1.27	1.38	

柱断面 ( $B \times D$ ) =  $300 \times 300\text{mm}$ 、そで壁幅 ( $t$ ) =  $60\text{mm}$  ( $\alpha = t/B = 1/5$ )、そで壁長さ ( $lw$ ) =  $600\text{mm}$  ( $\beta = lw/D = 2.0$ )、柱主筋 : 12-D13 (SD345) 補強後の柱総補強筋比  $\Sigma pw = pw + ppw1 + ppw2$ 、補強後の壁総補強筋比  $\Sigma ps = ps + pps$ 、ポリマーセメントモルタル補強厚さ  $t_p = 40\text{mm}$  ※柱部の『柱側』は、柱型の側から配筋している補強筋とし、『壁側』は、そで壁壁心側より配筋している補強筋とした。補強筋の対象は、擬似閉鎖型(コ型)に配筋されている補強筋であり、括弧内)には、壁横補強筋分について含めて算出してあり、参考として示した。

No.6 は、壁側補強が No.3 と同じ D13@100, 柱側(柱型部分)の補強が No.5 と同じ D10@50 ( $\Sigma p_w=0.58\%$ )である。補強部のせん断補強筋は、材軸方向の補強筋(縦筋・ガイド筋)と番線による結束のみで配筋しており、壁横筋端部には 180° フック等の定着を設けていない。PCM の厚さ  $t_p$  はすべての試験体で 40mm とした(補強後のそで壁厚は 100mm)。また、柱部を補強した No.4, No.5, No.6 試験体の柱せん断補強筋は、そで壁に設けた孔に両側から(No.6 は片側のみ) コ型のせん断補強筋を通して重ね継手することで、擬似閉鎖型とした。なお、そで壁の孔は、試験体製作の都合上、既存部コンクリート打設時に設けた。

使用材料の機械的特性を、表-2 に示す。PCM の材料特性は、普通コンクリートと比べて、圧縮強度および引張割裂強度がほぼ同じであるが、ヤング係数は 0.7 倍程度である(図-2)。実験と同時に PCM とコンクリートの付着試験を、図-3 に示す建研式接着力試験器を用いて行った。引張強度は、1.37~2.95N/mm<sup>2</sup> であり、すべて、コンクリートの表層で破断する結果であった。

## 2.2 加力方法

加力方法は、加力用鉄骨を介して一定軸力( $N=400\text{kN}$ , 軸力比  $\eta=N/BD\sigma_B=0.2$ )を保持したまま、せん断力を建研式の正負交番繰返しで载荷した。加力の変位制御で行い、目標層間変形角  $R$  は、1/1600, 1/800, 1/400, 1/200, 1/100(2 回), 1/66, 1/50(2 回), 1/33, 1/20 とした。

なお、実験結果の図・表中の荷重( $Q$ )は、すべて軸力の  $P-\delta$  効果を考慮して示している。

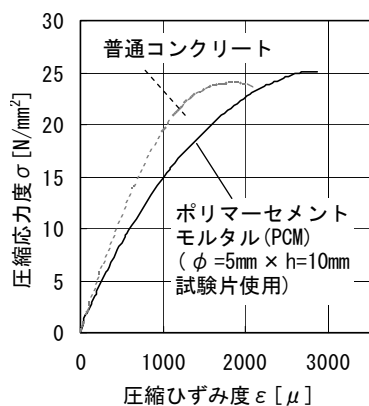


図-2 PCM  $\sigma-\varepsilon$  関係

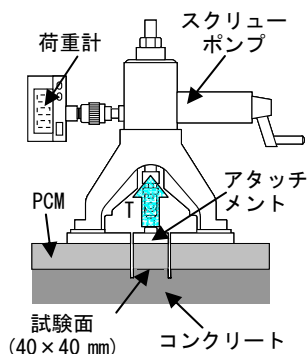


図-3 建研式接着力試験器および試験状況

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊性状

試験体の最終破壊状況を図-5, 結果の一覧を表-3 に示す。各試験体ともに、最大耐力まで破壊経過はほぼ同様であった。まず、試験体上下端のそで壁に曲げひび割れが発生し( $Q=100\sim 250\text{kN}$ ), その後、そで壁部に対角線状のせん断ひび割れ( $Q=260\sim 460\text{kN}$ ), 柱部の曲げひび割れの順に生じている。その後、柱せん断ひび割れが発生し、最大耐力に至っている。

無補強の No.1 試験体は、そで壁部のコンクリートが圧壊することで、そで壁とスタブ部が水平方向にずれる挙動が発生し、それと同時にせん断ひび割れが大きく口開いてせん断破壊に至った。そで壁側を補強した No.2, No.3 は、No.1 と同様の経過でせん断破壊に至っているが、補強部のひび割れは、既存部よりも幅が小さく、分散している。なお、そで壁コンクリートの圧壊は、既存部で著しく、PCM 補強部分では僅か

表-2 使用材料試験結果一覧

鉄筋				
材種(材質)	使用箇所	降伏強度 $\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	降伏歪 $\varepsilon_y$ [ $\mu$ ]	引張強度 $\sigma_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
D13(SD345)	柱主筋	384	2264	531
D6(SD295A)	壁縦・横筋	319	1939	541
D13(SD295A)	PCM 部壁筋	350	2078	500
D10(SD295A)	PCM 部柱せん断補強筋	366	2080	498
コンクリート				
試験体	圧縮強度 $\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	引張割裂強度 $\sigma_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 $E_c$ [ $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> ]	
No. 1, 2, 3	24.0	2.21	2.36	
No. 4, 5, 6	22.1	2.13	2.38	
ポリマーセメントモルタル(PCM)				
試験体	圧縮強度 $\sigma_{pB}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	引張割裂強度 $\sigma_{pt}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 $E_{pc}$ [ $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> ]	
No. 1, 2, 3	24.7	2.44	1.57	
No. 4, 5, 6	27.9	2.22	1.66	

PCM の試験片は、直径  $\Phi 50\text{mm}$ , 高さ  $h100\text{mm}$ 。

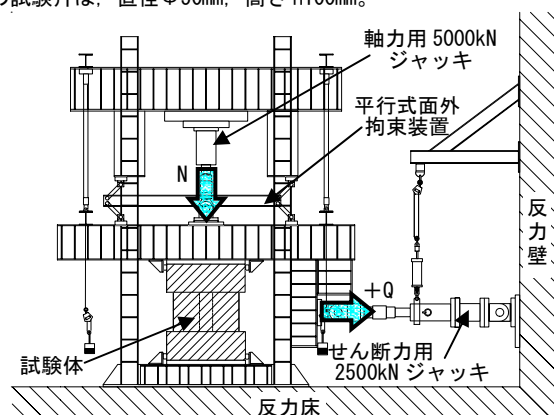


図-4 加力装置図

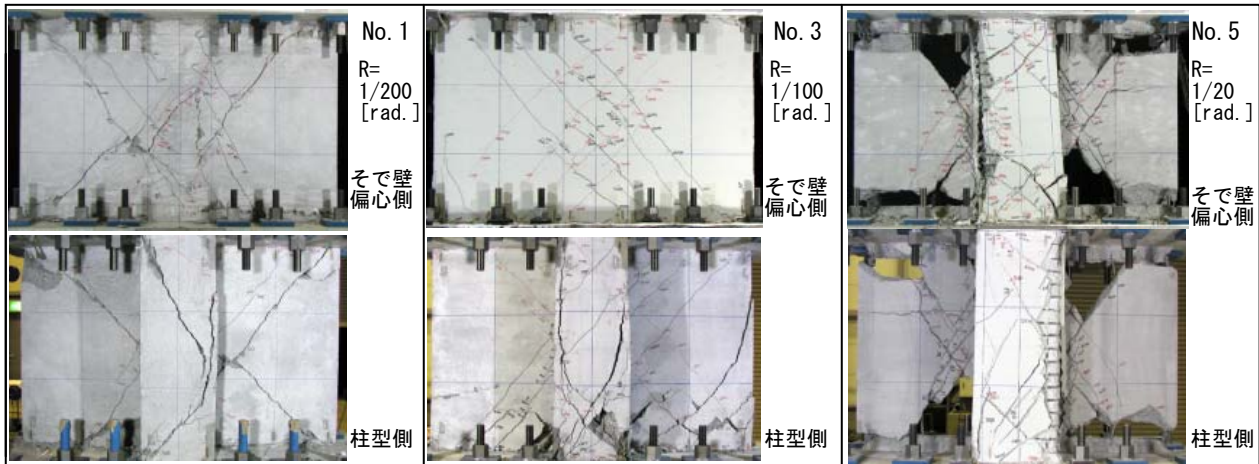


図-5 試験体破壊状況(上段：そで壁偏心側，下段：柱型側)

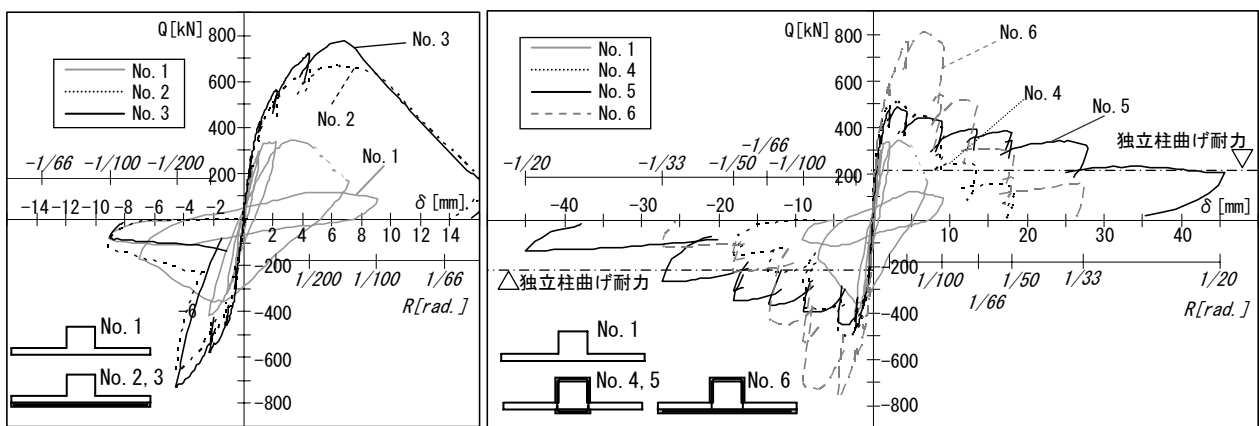


図-6 荷重 Q-変位  $\delta$  関係包絡線比較

である性状であった。これは、コンクリートに比べて、PCM のヤング係数が小さく、圧縮強度時の歪が大きいことに起因すると思われる。

柱補強の No.4, No.5 は、補強されていないそで壁の圧壊とせん断破壊によって、最大耐力に至った。最大耐力以降、独立柱の挙動とみなされるひび割れ(曲げひび割れ、曲げせん断ひび割れ)が、発生・進展する性状であった。そして、変形が進むにつれて、そで壁の破壊がより著しくなり、補強部柱せん断補強筋(D10)の定着(継手)部分が水平方向に押し出される(全体的に膨らむ)性状が顕著になって、耐力低下している。

壁と柱の双方を補強した No.6 は、最大耐力まで No.3 と同様な性状であったが、柱部分が補強されているため、柱せん断ひび割れの幅は小さく抑えられている。最大耐力以降は、そで壁部分が柱部と分離することで、No.4,5 と同様に独立柱の性状へ移行した。そして、最終的には PCM

表-3 実験結果一覧(耐力・破壊モード)

No.	最大耐力				最終破壊モード*
	正載荷		負載荷		
	Q [kN]	$\delta$ [mm]	Q [kN]	$\delta$ [mm]	
1	342	3.56	-419	-2.27	そで壁付柱せん断破壊
2	663	6.45	-656	-4.52	そで壁付柱せん断破壊
3	773	6.81	-729	-4.52	そで壁付柱せん断破壊
4	506	3.11	-502	-2.80	柱曲げ降伏後柱せん断破壊
5	485	3.30	-463	-2.22	柱曲げ降伏後柱せん断破壊
6	806	6.93	-766	-4.51	柱曲げ降伏後柱せん断破壊

\*No. 4, 5, 6 は、そで壁破壊後の破壊モード

補強部柱せん断補強筋の継手部分の定着性能が失われることで、柱のせん断破壊に至っている。

なお、すべての補強試験体で PCM 部と既存部の一体性は良好である破壊性状であった。

### 3.2 変形性状

図-6 に各試験体の荷重 Q-相対変位  $\delta$  関係を示す。無補強の No.1 と比較すると、補強方法によって初期剛性は大きく変化せず、全ての試験体で、曲げひび割れおよびせん断ひび割れの発生によって剛性が徐々に低下した。無補強の No.1 は、相対変形角  $R=1/200\text{rad}$ .付近でせん断

破壊により最大耐力に至り、そで壁のみを補強した No.2, No.3 試験体では、壁補強筋量の増大とともに最大耐力が上昇し、 $R=1/100\text{rad.}$ 程度でせん断破壊に至った。補強壁筋量( $\Sigma ps$ )が 2.32%である No.3 は、最大耐力が No.1 の約 2 倍である 800kN 程度まで上昇し、柱主筋降伏とそで壁圧壊を伴う曲げ降伏の挙動も観察されている。

柱部を補強した No.4, No.5 は、相対変形角  $R=1/400\sim 1/200\text{rad.}$ 付近で最大耐力に至っており、その耐力は、No.1 よりも上昇している。その後、そで壁の破壊に伴い、徐々に耐力低下して、独立柱の挙動へ移行している。柱補強筋比  $\Sigma pw=0.58\%$  の No.4 では、 $R=1/50\text{rad.}$ に向かうサイクルで、 $\Sigma pw=1.06\%$  の No.5 では、 $R=1/20\text{rad.}$ に向かうサイクルで独立柱の曲げ耐力よりも保持せん断力が低下している。柱と壁を補強した No.6 ( $\Sigma pw=0.58\%$ (壁筋を考慮 1.00)%)は、最大耐力まで No.3 と同様の性状であり、最大耐力以降は、No.4 と No.5 の中間の性状であり、そで壁補強の効果が残存している状況が見られる。なお、柱主筋の降伏は、No.1 を除き、すべての試験体で  $R=1/150\sim 1/100\text{rad.}$ の間で観察されている。

### 3.3 せん断補強筋歪性状

図-7 に柱せん断補強筋および壁横補強筋の歪分布を示す。歪分布は最大耐力時を実線で示し、柱部補強の No.4,5,6 は、正載荷の最終サイクル( $R=1/50, 1/20, 1/33\text{rad.}$ )も破線で示した。

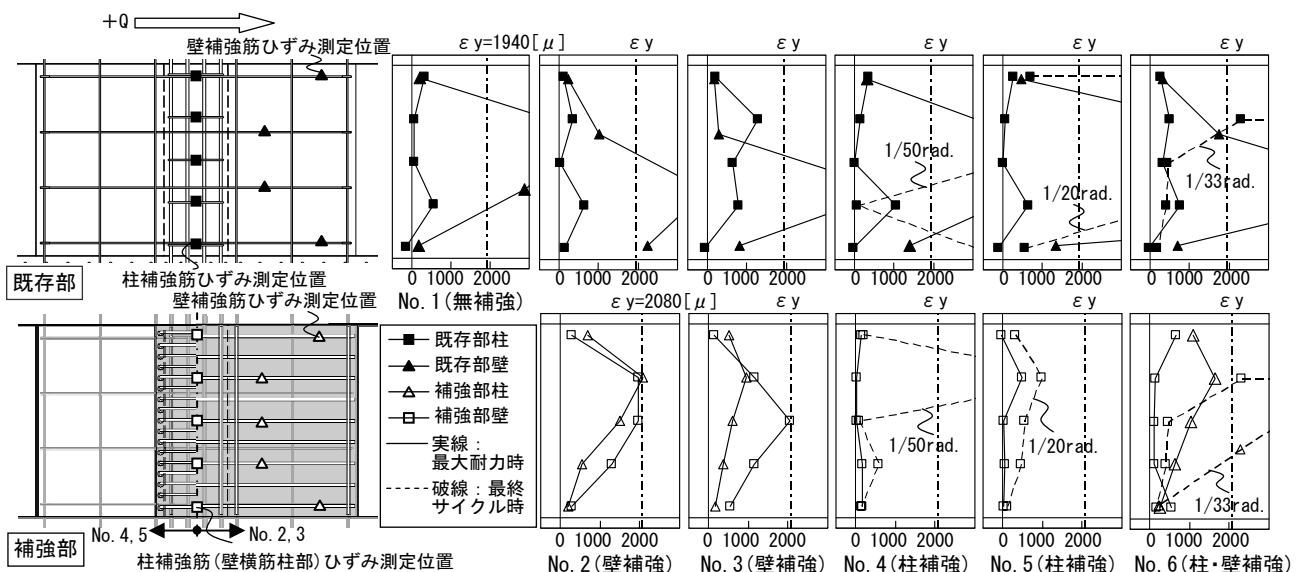


図-7 柱せん断補強筋・壁横筋(既存部:上段, 補強部:下段)歪分布図

強度型である壁補強の No.1,2,3 試験体は、既存部そで壁横筋の降伏と共に最大耐力に至っている。その際、柱せん断補強筋は、 $1000\mu$ 前後の歪であるが、最大耐力直後に降伏へ至っており、耐力の急激な低下と共に柱へ応力が再分配されている。No.2 試験体の補強部壁横筋は、柱部・壁部共に降伏歪( $\epsilon y$ )に至っており、補強量の多い No.3 においても、柱部で降伏歪近くまで歪が発生している。この様に、耐力の上昇は、補強された壁横筋の効果によると推測される。

柱部補強の No.4,5,6 試験体では、No.1,2,3 と同様に、壁横補強筋の降伏と共にそで壁のせん断破壊が発生して、最大耐力に至っている。その時の既存部柱せん断補強筋の歪は  $500\mu$  前後であり、柱が健全なまま独立柱の挙動へ移行している事が見受けられる。その後、補強部柱せん断補強筋は、 $\Sigma pw=0.58\%$  の No.4, No.6 で最終サイクルまでに降伏しており、 $\Sigma pw=1.06\%$  の No.5 では、補強筋量が多いため、 $1000\mu$  程度に収まっていることが認められる。

### 4. 諸耐力計算値との対応

表-4 に諸耐力計算一覧を示す。なお、そで壁偏心の影響については考慮しておらず、壁厚 100mm 換算の場合、PCM は既存部のコンクリートと同一の材料特性としている。ここでは、特にそで壁つき柱のせん断耐力について検討する。

表-4 耐力計算一覧 (単位: [kN])

No.	試験体名 (計算壁厚 [mm])	実験 最大 耐力 eQmax [kN]	独立柱		そで壁付柱								
			曲げ <sup>7)</sup> (略算式) cQcy1	せん断 <sup>8)</sup> (終局 強度) cQcy1	曲げ			せん断(終局型)		せん断(耐震診断基準) <sup>4)</sup>			
					耐震 診断 <sup>4)</sup> cQcwy1	塑性 式 <sup>5)</sup> cQcwy2	断面 解析 cQcwy3	益尾ら <sup>5)</sup> cQcwsu1	磯ら <sup>6)</sup> cQcwsu2	壁付柱 Qsu1	柱付壁 Qsu2	独立柱 Qsu3	壁 Qsu4
1	RC-S20-011-021	419			892	801	823	660	575	272	268	142	129
2	PCM-S20-011-126 (60) (100)	663	213	137	892	801	823	660	770	323	352	142	232
					927	985	1160	805	1071	358	421	142	318
3	PCM-S20-011-232 (60) (100)	773			892	801	823	660	914	357	406	142	289
					927	985	1160	805	1226	395	481	142	395
4	PCM-S20-058-021	506	211	310	879	759	774	627	628	321	317	189	127
5	PCM-S20-106-021	485		414	879	759	774	636	706	358	355	219	127
				879	759	774	627	910	381	425	190	285	
6	PCM-S20-058-232 (60) (100)	806		310	917	985	1107	736	1217	421	502	190	389

○使用材料の機械的性質は、材料試験結果を用いた。○柱のせん断補強筋は、擬似閉鎖型(コ型)に配筋されている鉄筋のみを考慮した。  
 ○壁厚 100mm の計算値は、PCM 部が既存部コンクリートと同一の材料特性として計算した値である。Ops>1.2% の場合でも ps=1.2% としていない  
 ○耐震診断基準の Qsu2 において、pt の計算には、壁縦筋のみを考慮し、pt<0.1% の場合、pt=0.1% とした。

図-8 に実験最大値とせん断耐力計算値の関係を示す。終局強度型指針式 A 法をベースとした評価式の計算値(cQcwsu1, cQcwsu2)は、実験値と比較してやや過大評価の傾向があり、さらに補強筋量の増加に対して耐力上昇は小さく計算される傾向である。壁厚 t を 100mm とした計算値(cQcwsu2: ■)は、実験値の上昇の傾向と対応するが、実験の壁横補強筋降伏を踏まえると、補強効果の算出には、抵抗状態を十分に考慮して検討(修正)することが必要と考えられる。

耐震診断基準<sup>4)</sup>に従いせん断耐力 Qsu1~Qsu4 を計算した場合、柱補強型が Qsu1, 壁補強型が Qsu2 で決定されている。しかし、どちらの場合も、計算値は実験値を過小評価しており、また、終局強度型ベースの評価方法と同様に、補強量の増加に対して耐力の上昇が小さくなる傾向がある。また、Qsu3 で耐力を決定されることもないため、No.5, No.6 の場合の靱性能(F 値)についても十分に考慮されない結果となっている。

5. まとめ

提案するポリマーセメントモルタル(PCM)を用いた RC 造そで壁付柱の耐震補強工法について、実験結果より以下の知見を得た。

- 1)PCM の接着力によって、補強部は既存部と一体化し、せん断補強効果が十分に得られる。
- 2)その補強効果は、そで壁部のみの補強では強度の向上が、柱部のみの補強では独立柱としての靱性の向上が得られ、補強方法を選択する事で破壊モード・耐力をコントロールできる。

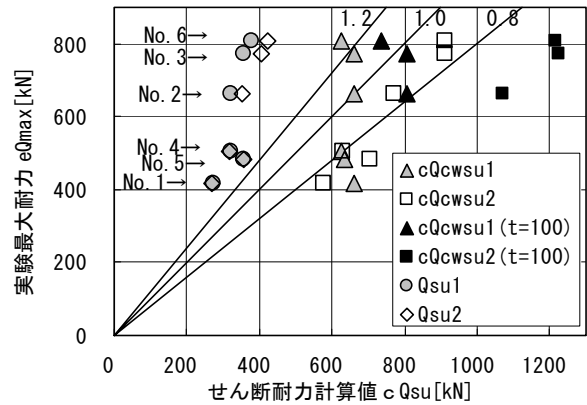


図-8 せん断耐力実験値・計算値比較

謝辞

本研究の一部は、平成 16 年度科学研究費補助金(基盤基礎(C)(2), 課題番号 16560512, 研究代表者: 松崎育弘)により行いました。  
 試験体 PCM の施工にマグネ化学(株), 試験体補強筋の提供に東京鐵鋼(株), 実験の遂行に(株)長谷工コーポレーション技術研究所の皆様の協力を得ました。ここに記してお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会: 1968 年十勝沖地震被害調査報告, 1968.12, 1995 年兵庫県南部地震鉄筋コンクリート造建築物の地震被害調査報告書, 1997.3 等
- 2) 杉山智昭, 松崎育弘, 中野克彦: 非構造壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 551 号, pp. 111~118, 2002.1
- 3) 杉山智昭, 松崎育弘, 中野克彦: そで壁を内蔵する鉄筋コンクリート造架構の構造性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 576 号, pp. 111~118, 2004.2
- 4) 日本建築防災協会: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 耐震改修設計指針・同解説, 2001
- 5) 益尾潔, 神野靖夫: 袖壁貫通型アンカーを用いた柱のみの CFRP シート巻き付け構法による袖壁付き RC 柱の補強効果, 日本建築学会構造系論文集, 第 536 号, pp.121~128, 2000.10
- 6) 磯雅人, 松崎育弘, 園部泰寿, 中村洋行: 連続繊維シートによりせん断補強された袖壁付き RC 柱のせん断終局耐力評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 542 号, pp.147~154, 2001.4
- 7) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規程・同解説, 1999
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 1990