論文　PVA 繊維補強吹付けモルタルにより増打ち補強された既存袖壁付き RC 柱のせん断補強効果

中村　嘉彦[*1]・磯　雅人[*2]・熊谷　直哉[*1]

要旨：本論文は，既存袖壁付き RC 柱に溶接組立鉄筋を配置し，PVA 繊維補強モルタルを吹付けて増打ちして耐震補強する工法を提案，そのせん断補強効果を明らかにしたものである。試験体は，既存不適格の袖壁付き RC 柱を想定した無補強試験体１体，溶接組立鉄筋の補強量を２水準変動させた補強試験体２体の計３体である。実験の結果，本補強工法によりせん断耐力が向上し，せん断補強に効果を発揮することが認められたが，せん断耐力の頭打ちも確認され，補強限界も存在することが明らかとなった。

キーワード：袖壁付き RC 柱，PVA 繊維補強吹付けモルタル，増打ち補強，せん断補強効果，せん断耐力

1. はじめに

現在, 地震の活動期にあり, 1995年の兵庫県南部地震, 2011年の東北地方太平洋沖地震, 2016年の熊本地震では, 様々な構造物に甚大な被害をもたらすと同時に多くの方々が被災された。そのため，今後，発生するであろう大地震に備えて，耐震性能が不足する建物は耐震補強を施し，被害を軽減，安全性を確保する必要がある。例えば，鉄筋コンクリート造建物の集合住宅では，桁行方向は採光を確保するために開口が多く存在する。そのため，桁行方向の耐震性能が不足する傾向にある。しかしながら，K型ブレースや増設耐震壁といった従来型の耐震補強構法は建物の用途上，採用することは不可能である。一方，スリットを入れて靭性を確保し，耐震性能を満足させることも考えられるが，変形を許容するため，地震後に残留変形が残ることや雑壁，仕上げ材，建具等が損傷する可能性がある。それにより建物の機能を失い，しいては建物を建て壊すケースもあると考えられる。以上より，筆者らは，桁行方向に存在する袖壁付きRC柱に着目，それらを住みながら補強するため，外部から増打ちして，強度型の耐震補強とする補強工法を新たに提案する。具体的な補強工法の概要であるが，住みながらの補強とするため，外面部分のみの補強とする。袖壁付き柱の外面に配筋される鉄筋は，高度に品質管理されたスポット溶接により接合された組立鉄筋を使用し，施工を省力化させる。また，組立鉄筋と既存躯体とを一体化させるためのマトッリクスはポリビニルアルコール（以下，PVA）繊維補強モルタルを使用し，それを吹付けて増打ちすることとする。以上により，型枠は不要となり，コンクリートの打設に比べて機材もコンパクトとなる。さらに，既存部分と増打ち部分を一体化させるためのシアコネクターは一切，使用せずに，PVA繊維補強モルタルの接着力により，その一体性を確保することとした。以上が，本補強工法概要であるが，そのせん断補強効果は不明である。そこで，本研究では上記の補強工法を模擬した試験体を製作，曲げせん断実験を行い，そのせん断補強効果を明らかにすることを目的とした。

2. 実験概要

2.1 試験体

表－1 に試験体および実験結果一覧を, **図－1** に配筋図を，**表－2**，**表－3** に鉄筋，コンクリートの力学的特性を示す。試験体の共通要因は既存袖壁付き柱の仕様であり，

表－1　試験体および実験結果一覧

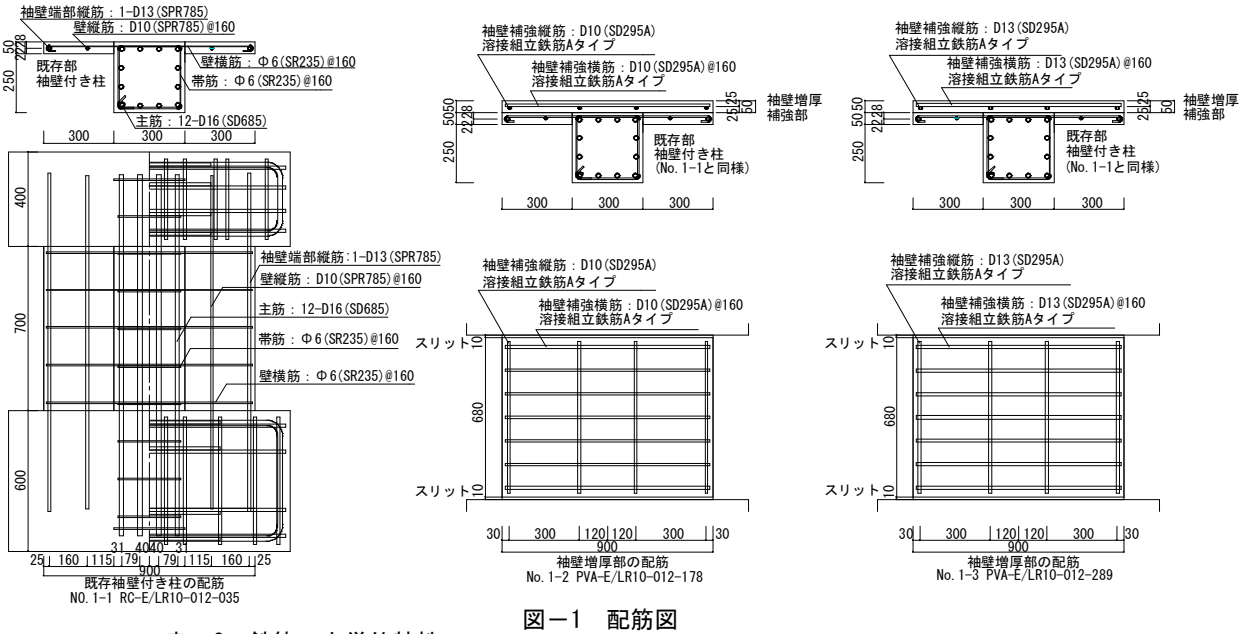
No.	試験体名	既存部				補強部（PVA繊維補強吹付けモルタル：厚さ50mm）		実験結果		計算値（比較値=最大耐力実験値***/計算値）					
		柱部		袖壁部		袖壁部		最大耐力	破壊モード	曲げ	せん断（終局強度型）			せん断（耐震診断）	
		柱帯筋の配筋仕様	帯筋比 pw (%)	壁横筋の配筋仕様	壁横筋比 psh (%)	壁横筋の配筋仕様	壁横筋比** psh1 (%)	+ePmax −ePmax (kN)		耐震診断[6] Qmu (kN)	益尾ら[2] cQcwsu1 (kN)	磯ら[4] cQcwsu2 (kN)	杉山ら[5] cQcwsu3 (kN)	壁付き柱[6] Qsu1 (kN)	柱付き壁[6] Qsu2 (kN)
1−1	RC−E/LR10 −012−035	2−Φ6@160 (SR235)	0.12	Φ6@160 (SR235)	0.35	−	−	297.8	袖壁圧縮端部の	422.9	312.0	298.6	236.2	**234.3**	193.9
								−273.8	せん断圧縮破壊	0.70	0.95	1.00	1.26	**1.27**	1.54
1−2	PVA−E/LR10 −012−178					D10@100* (SD295A)	1.43	355.8	袖壁圧縮端部の	422.9	348.1	481.1	372.0	**279.2**	240.2
								−325.3	せん断圧縮破壊	0.84	1.02	0.74	0.96	**1.27**	1.48
1−3	PVA−E/LR10 −012−289					D13@100* (SD295A)	2.53	324.5	袖壁圧縮端部の	422.9	376.1	611.1	372.0	**303.3**	265.1
								−300.8	せん断圧縮破壊	0.77	0.86	0.53	0.87	**1.07**	1.22

■共通要因■
柱断面：B×D=300mm×300mm
袖壁長さ：Lw=300mm
柱内法高さ：h_0=700mm
既存の袖壁厚さ：t=50mm
既存コンクリートの強度：Fc=18N/mm^2（普通18−18−13−N）
柱主筋：12−D16(SD685) pg=2.65%
既存部袖壁端部縦筋：1−D13(SPR785)
既存部袖壁一般部縦筋：1−D10(SPR785)
軸力：N=360kN

■試験体名称■
RC−E/LR10−012−035
① ②③④ ⑤ ⑥
①コンクリートの種類：
RC：RC試験体　PVA：PVA繊維補強吹付けモルタルによる袖壁増設補強試験体
②E：袖壁の柱への接続が偏心接続
③LR：両側均等袖壁付き柱
④袖壁の張り出し長さ比 β (=Lw/D)×10
⑤柱部の帯筋比pw×100
⑥袖壁部の補強後の袖壁横筋比(psh+psh1)×100

＊：溶接組立鉄筋（溶接部Aタイプ）
＊＊：既存部の袖壁厚さt=50mmで計算した壁横筋比と定義する。
＊＊＊：最大耐力実験値は正側+ePmaxと負側−ePmaxの大きい方の値を採用して比較値を計算

*1 福井大学大学院　工学研究科建築建設工学専攻　修士課程　(正会員)
*2 福井大学大学院　工学研究科建築建設工学専攻准教授　博士（工学）　(正会員)



図－1　配筋図

表－2　鉄筋の力学的特性

■鉄筋■		降伏点	引張強さ	降伏ひずみ度	ヤング係数	伸び
使用部位	鉄筋の種類	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(μ)	×10^5(N/mm^2)	(%)
主筋	D16(SD685)	698	904	3750	2.01	13.9
既存部袖壁端部縦筋	D13(SPR785)	842	1020	4130	2.09	14.7
既存部袖壁一般部縦筋	D10(SPR785)	890	1100	5240	2.09	10.7
既存部柱帯筋，袖壁横筋	Φ6(SR235)	287	463	1470	1.93	30.5
補強部縦・横筋	D10(SD295A)	367	488	1890	1.98	28.6
補強部縦・横筋	D13(SD295A)	360	510	1870	1.95	15.2

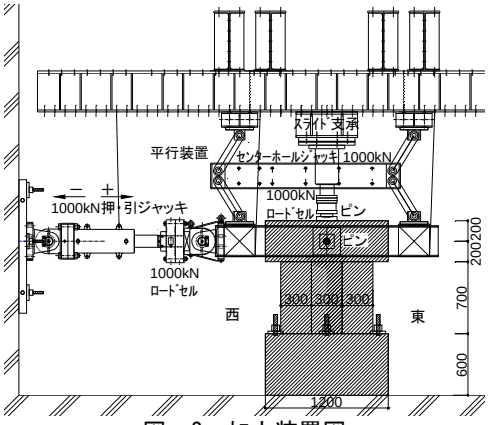
表－3　コンクリートの力学的特性

■ｺﾝｸﾘｰﾄ■ ■ﾓﾙﾀﾙ■	材齢 (日)	養生	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂引張強度(N/mm^2)	圧縮強度時の歪度(μ)	ヤング係数 ×10^4(N/mm^2)	ポアソン比
既存ｺﾝｸﾘｰﾄ	152	封緘	32.2	2.86	2440	2.46	0.182
No.1-2 PVA-FRM	46-49	封緘	46.9	2.62	2570	2.67	0.218
No.1-3 PVA-FRM	48-49	封緘	51.6	2.85	2620	2.82	0.233

PVA-FRM：PVA繊維補強モルタル　　コンクリートの種類：普通18-18-13-N

柱断面は B×D=300×300mm，柱の内法長さ h_0=700mm である。袖壁の長さ Lw は 300mm，厚さ t は柱幅 B の 1/6 を想定し 50mm とした。袖壁は柱の両側に均等に配置されているが，袖壁の柱への接続は柱断面の面合わせで配置されており，袖壁が偏心して取り付いた両側均等袖壁付き柱である。既存袖壁付き柱の配筋は，1971 年以前の I 期建築物を想定して，帯筋はΦ6@160（SR235，p_w=0.12%，フック形状：135°，90°の併用型）とした。袖壁横筋はΦ6@160（SR235，p_{sh}=0.35%）のシングル配筋とした。主筋および壁縦筋は高強度鉄筋を使用し，せん断破壊が先行するように設計を行った。また，コンクリートの設計基準強度 Fc は，その年代の強度を想定し 18N/mm^2 とした。

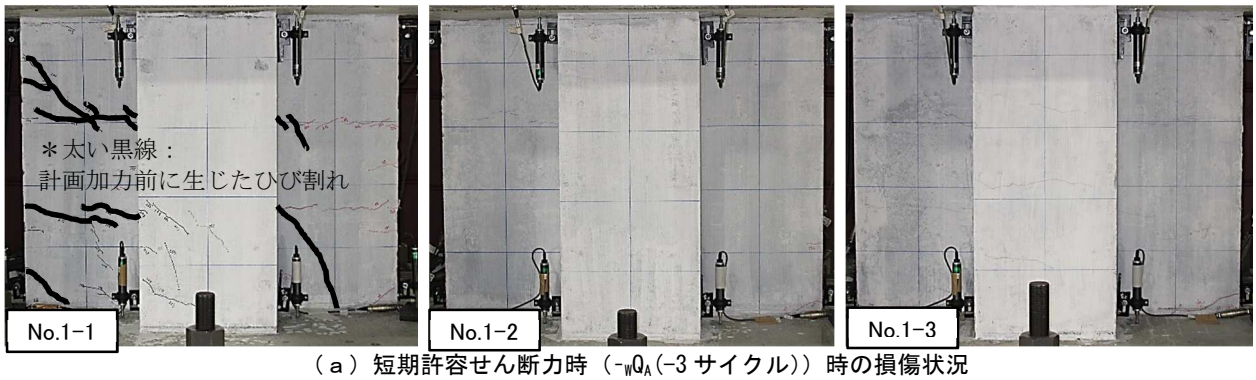
一方，変動要因は増打ち補強の有無とその補強量である。本増打ち補強工法は住みながらの補強を想定し，既存袖壁付き柱の壁側（外部側）のみを増打ち補強するもので，以下の順で施工される。①壁部の目荒らし，②補強のための配筋を施工，③PVA 繊維補強モルタルの吹付けの順である。ただし，本試験体の目荒らしは，袖壁が 50mm と薄いために，既存の袖壁付き柱の打設後に，補



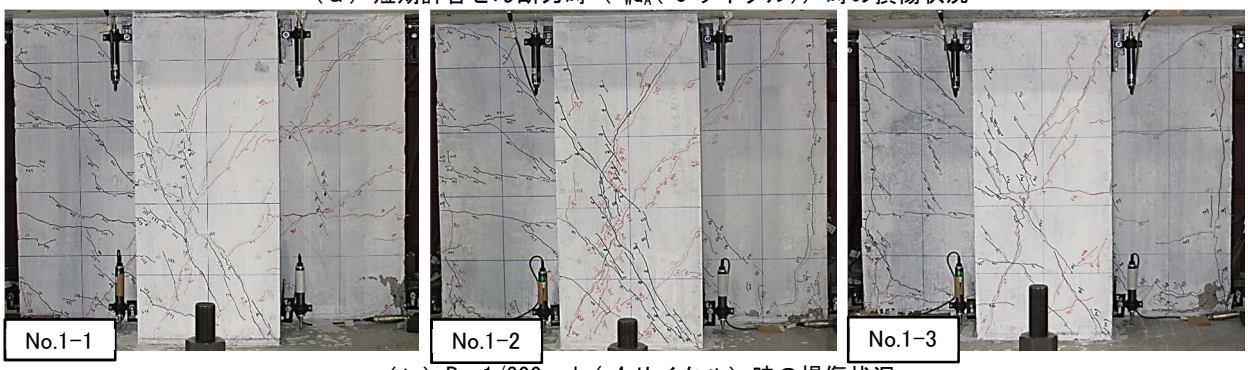
図－2　加力装置図

強範囲のコンクリート表面部分に凝結遅延剤を散布し，翌日，高圧水洗により，未硬化部分を除去して，骨材表面の凹凸を浮き出させて，目荒らしを模擬させた。次に，補強鉄筋であるが，施工の合理化，省力化を目的にスポット溶接された組立鉄筋を用いた。溶接点の強度は日本建築センターが示している「A タイプ」仕様の規定を満足するものとした。No.1-2 は D10（SD295A，横筋@100，p_{sh1}=1.43%）を，No.1-3 は D13（SD295A，横筋@100，p_{sh1}=2.53%）の組立鉄筋を用いた。また，組立鉄筋の縦筋 4 本は上下スタブへの定着は行わず，既存部分と増打ち部分の一体性を確保するためのシアコネクターも設けていない。ただし，その界面には変位計測用 24-M8（柱部：8 本+袖壁部 8 本/枚×2 枚）のインサート（既存部側）＋全ネジが埋め込まれており，一体性の確保にいくらか関与すると考えられる。

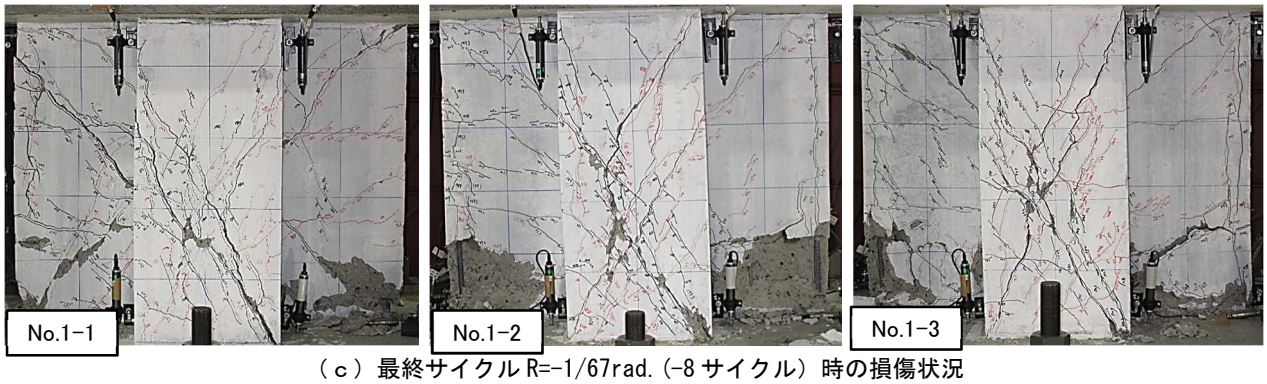
次に，PVA 繊維補強モルタルの吹付けであるが，吹付けは行わず，試験体を寝かせた状態で打設し施工した。打設前は目荒らしした面にモルタル接着増強剤を塗布し，接着性の強化と既存部分への吸水を調整するように配慮した。使用した PVA 繊維補強モルタルは繊維添加量が



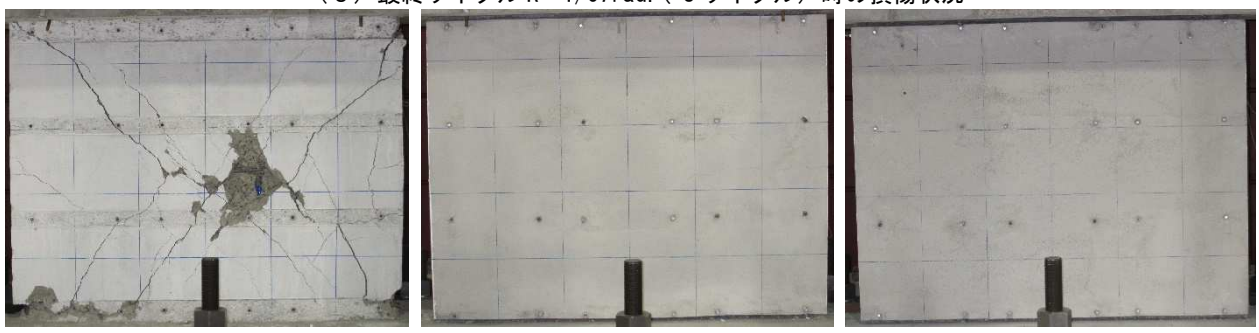
（ａ）短期許容せん断力時（$-_wQ_A$(-3 サイクル)）時の損傷状況



（ｂ）R=-1/200rad.(-4 サイクル）時の損傷状況



（ｃ）最終サイクル R=-1/67rad.(-8 サイクル）時の損傷状況



No.1-1　RC-E/LR10-012-035　　No.1-2　PVA-E/LR10-012-178　　No.1-3　PVA-E/LR10-012-289

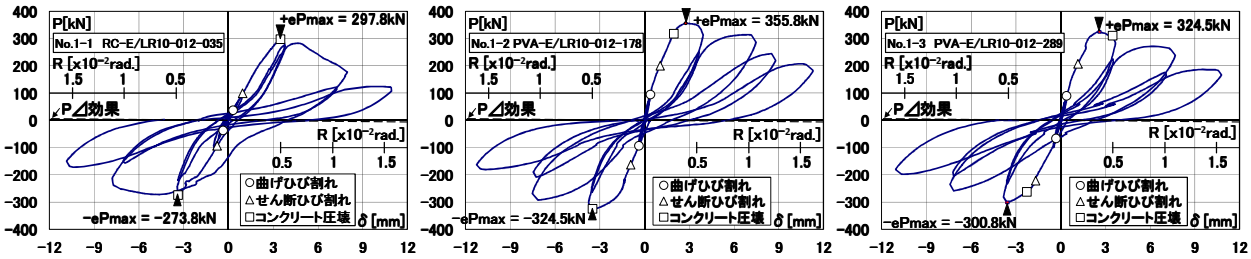
（ｄ）裏面の最終破壊状況

写真－1　損傷状況写真

0.3 体積%混入されたプレミックスモルタルである。水／プレミックスの重量比は 14～15%とした。また，柱頭・柱脚部のスタブと試験区間の境界は 10mm の隙間を設けて打設し，PVA 繊維補強モルタルとスタブとの直接の応力伝達が無いようにした。つまり，PVA 繊維補強モルタルと既存躯体との接着のみにより，せん断補強がなされることになる。以上，試験体総数は補強量を変化させた補強試験体２体と比較用の無補強試験体１体の計３体であり，増打ち補強によるせん断補強効果を確認した。

2.2 加力方法

図－2 に加力装置図を示す。加力は片持ち型式の加力とし，正負交番漸増繰り返し載荷とした。なお，上部スタブは回転拘束しないように上部スタブと加力用の鉄骨をピンで接続した。水平力は 1000kN の押・引きジャッキにより，軸力は 1000kN センターホールジャッキにより導入した。軸力は N=360kN の一定軸力とし，3 層建物



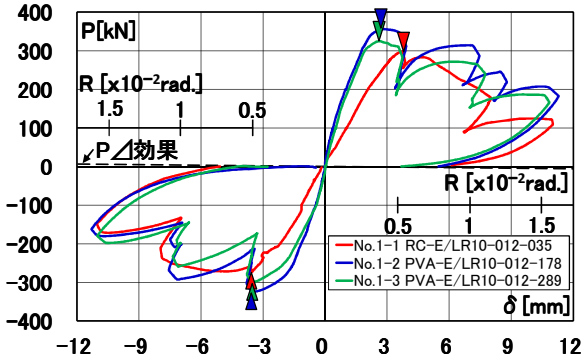
図－3　せん断力（P）―相対変位（δ）関係

の連層壁付き柱の下層階中柱を想定した。加力履歴は±3サイクルまでは荷重制御とし，その後は部材角 R(=δ/h_0 ここに，δ：h_0=700mm 位置での相対変位　h_0：柱脚から柱頭までの距離で 700mm)で制御した。荷重制御の領域では RC 規準 [1]に示されている壁部材の長期許容せん断力，短期許容せん断力の 2/3 倍，短期許容せん断力の各耐力で 1 サイクルづつ正負繰り返した。なお，上記許容せん断力の計算に際しては補強筋の降伏点は規格値を，コンクリート強度は実験時に行った圧縮強度試験の結果を用いて計算を行った。変位制御の領域では R=1/200，1/100 を各 2 サイクル，R=1/67rad.を各 1 サイクル行い，加力を終了した。

3. 実験結果および検討

3.1 破壊状況

写真－1 に損傷状況写真を示す。（a）は短期許容せん断力時（$-_wQ_A$(-3 サイクル)）時の損傷状況である。無補強試験体は試験体のセッティング時に＋側に加力をしてしまい，袖壁部に曲げおよび曲げせん断ひび割れ，柱と袖壁の境界部にせん断ひび割れを生じさせてしまった。その時に生じたひび割れを太い黒線で示しておく。しかし，－側のひび割れ状況は袖壁の脚部と壁部に曲げひび割れが生じる程度であり，短期時は曲げひび割れが生じる程度と推察される。補強試験体は袖壁脚部の曲げひび割れが生じる程度であり，損傷は極めて軽微であった。（b）に R=-1/200rad.(-4 サイクル)時の損傷状況を示す。おおむね最大耐力時の損傷状況である。いずれの試験体も袖壁脚部の圧縮端部に圧壊が生じるとともに，柱および袖壁にせん断ひび割れが生じる状況であった。最大耐力は袖壁圧縮端部のせん断圧壊破壊により決定したと考えられる。（c）に最終サイクル R=-1/67rad.(-8 サイクル）時の損傷状況を示す。いずれの試験体も袖壁圧縮端部の圧壊の範囲が拡大(袖壁厚さの 1.5 倍程度:約 15cm)し，袖壁および柱のせん断ひび割れが大きく口開く性状であった。（d）に裏面の最終破壊状況を示す。無補強試験体は柱中央部の被りコンクリートが剥落すると同時に，袖壁のせん断ひび割れが大きく口開く状態であった。一方，PVA 繊維補強モルタルで補強した試験体は，ほぼ無損傷であり，表面と裏面で損傷が大きく異なっている。以上より，既存部と補強部の一体性が十分に確保できていない可能性があり，今後の課題と言える。



図－4　P―δ関係包絡線の比較

3.2 変形性状

図－3 に各試験体のせん断力（P）―相対変位（δ）関係を示す。いずれの試験体においても，最大耐力以前は変形の増加とともに耐力を増加させる傾向を示すが，曲げひび割れ（○印），せん断ひび割れ（△印），袖壁圧縮端部の圧壊（□印）の発生とともに徐々に剛性を低下させる性状を示した。一方，最大耐力以降は，急激に耐力を低下させる脆性的な性状を示した。最大耐力はおおむね袖壁圧縮端部に圧壊（図中の□）が生じ始めると急激に剛性を低下させることから，そのことが主たる原因で最大耐力を迎えたと推察される。**図－4** にせん断力（P）―相対変位（δ）関係包絡線の比較を示す。無補強試験体は，3.1 の破壊状況でも説明したように，試験体のセッティング時に誤って＋側に加力をしてしまい，曲げ，曲げせん断，せん断ひび割れを生じさせたが，幸いにも最大耐力までには至っていない。なお，**図－3**，**図－4** に示した無補強試験体の P-δ 曲線は，ひび割れを生じさせた後の状態（やや残留変形が残った状態）を 0 点とし，そこから当初予定の加力を行ったものである。

無補強試験体の弾性剛性は補強試験体に比べて，極端に剛性が低くなる状況であった。これは無補強試検体の袖壁厚さが 50mm，補強試験体の袖壁厚さが増打ち部分も含めると計 100mm である。そのことが大きく影響したと考えられる。また，前述したように無補強試験体は試験前にひび割れを生じさせたために，少なからず，そのことも影響したと考えられる。一方，補強試験体の最大耐力前までの性状は補強量の違いによらずほぼ同様であった。最大耐力以降の性状はいずれの試験体も，変形の増加とともに耐力を低下させる性状となるが，補強によ

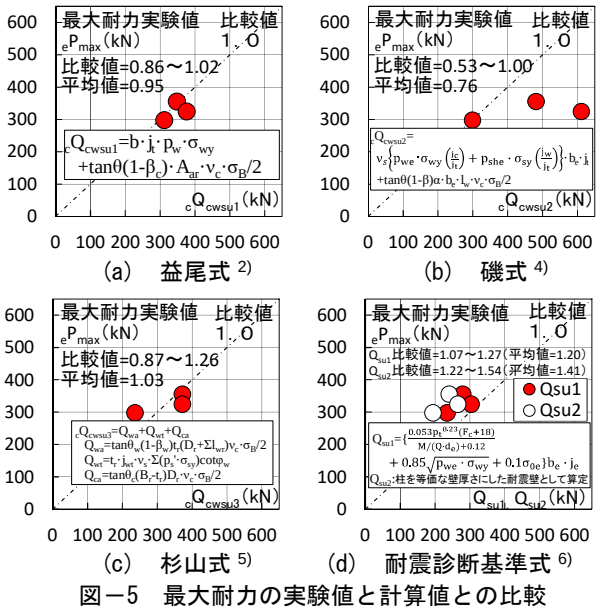
り，やや耐力低下が少なくなる傾向が認められた。補強した試験体の最大耐力は，無補強試験体に比べて高くなり，そのせん断補強効果が認められた。しかしながら，補強した No.1-2 と No.1-3 の最大耐力は，補強量の違いによらず，ほぼ同等の耐力であり，頭打ちの傾向が認められた。これは破壊性状でも説明したように，両者の破壊モードが袖壁圧縮端部の圧壊で決定したためと考えられる。つまり，補強した横補強筋のせん断補強効果が発揮される前に，コンクリートが破壊したとも言える。以上の要因により，両者がほぼ同様の最大耐力になったと推察される。今後，スリットを設けずに，圧縮端部の面積も同時に増やすように補強することも必要であると考えられる。

3.3 既往のせん断耐力評価式による比較

図－5 に最大耐力の実験値（ePmax）と既存の袖壁付き RC 柱を耐震補強するために開発された既往のせん断耐力式による計算値との比較を示す。また，その計算結果一覧を**表－1** に示しておく。

（a）は益尾らの提案式 [2]による計算値との比較である。益尾式は炭素繊維シート補強を想定し開発されたものである。抵抗機構は終局強度型Ａ法式を応用したものであり，袖壁にアーチ機構，柱にトラス機構とアーチ機構を想定した評価式である。なお，本検討に際しては，袖壁のせん断有効係数ζを 0.65 とした。補強部のせん断補強筋比 p_{w2} は増打ちされた柱部分に配置された組立鉄筋の横補強筋が有効と考えた。なお，p_{w2} の計算に際しては，既存部分の断面で計算を行った。No.1-2 の p_{w2} は 0.24%（1-D10@100），No.1-3 の p_{w2} は 0.42%（1-D13@100）となり，この値を用いて耐力計算を行った。σ_{fd} は組立鉄筋 D10，D13 の降伏点（**表－2**）を採用した。比較値（=実験値／計算値）は 0.86～1.02，平均値は 0.95 であった。

（b）は磯らの提案式 [4]による比較を行ったものである。磯式は炭素繊維およびアラミド繊維シート補強を想定して開発されたものであり，益尾式と同様に，終局強度型Ａ法式を応用したものである。本式は袖壁付き柱の全断面積と部材全せい（=柱せい＋袖壁長さ）が等しくなるような長方形断面に置換して計算される。トラス機構に使用するせん断補強量は，帯筋，壁横筋，補強鉄筋の全てが考慮された評価式である。アーチ機構は作用有効幅が袖壁の張出し長さ比によって変動する式となっている。なお，本補強試験体の計算に際しては，組立鉄筋の横補強筋は袖壁横筋と同様の効果と仮定した。そのため袖壁横筋と同様の計算方法でせん断補強量を計算し，既存部のせん断補強量に累加する形とした。なお，組立鉄筋の壁横補強筋比の計算に際しては，増打ち部分の厚さは無視し，既存の袖壁厚さで計算を行った。比較値は 0.53～1.00，平均値は 0.76 であり，危険側の評価となっている。これは組立鉄筋の補強効果を過大に評価しているためと考えられる。



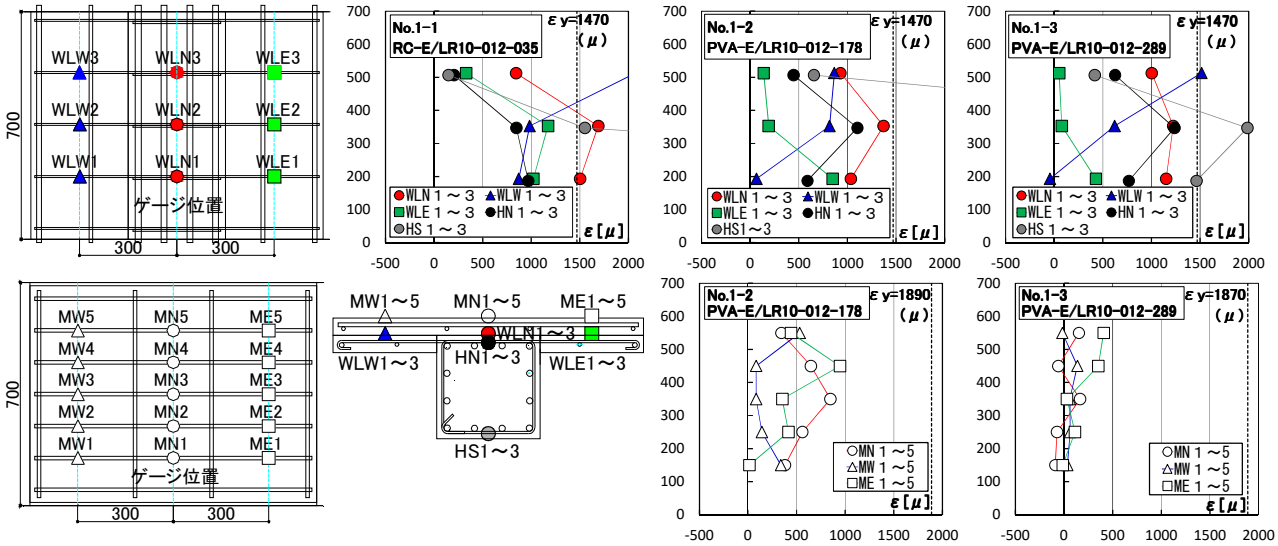
図－5　最大耐力の実験値と計算値との比較

（c）は杉山らの提案式 [5]による比較を行ったものである。杉山式はポリマーセメントモルタルを用いて補強筋（主に組立鉄筋）を塗り付けてせん断補強する工法を想定して開発されたものである。上記２式と同様に，抵抗機構は終局強度型Ａ法式を応用したものであり，袖壁部にトラスおよびアーチ機構を，柱部にアーチ機構を想定した評価式である。なお，本補強試験体の計算に際しては，組立鉄筋の横補強筋の補強量は，杉山式と同様の計算方法で行った。ただし，ポリマーセメントモルタルの有効係数 λ_p に関して，本補強試験体の増打ち部分は，柱頭・柱脚部分に 10mm の隙間を設けていることから，PVA 繊維補強モルタルの効果は無いものとして計算を行った。比較値は 0.87～1.26，平均値は 1.03 であった。

（d）は RC 耐震診断基準式 [6]に示された袖壁付き柱の式による比較を行ったものである。RC 耐震診断基準式は大野・荒川ベースの式である。また，RC 耐震診断基準による袖壁付き柱のせん断終局強度は，袖壁の式（Q_{su1}），耐震壁の式（Q_{su2}），独立柱の式（Q_{su3}），雑壁の式（Q_{su4}）の４つの式をそれぞれ計算し，その最大値を採用することになっており，それに準じて計算を行った。ただし，本試験体の計算値は Q_{su3}，Q_{su4} で耐力が決定さることはなかったため，Q_{su1} および Q_{su2} の計算結果のみを**表－1** に示しておく。計算の結果，全ての試験体で Q_{su1} の袖壁の式で決定された。Q_{su1} の比較値は 1.07～1.27，平均値は 1.20 であり，全ての試験体で安全側の評価となっている。

3.4 せん断補強効果に関する考察

図－6 に最大耐力時のせん断補強筋のひずみ度分布図を示す。図の縦軸はひずみゲージの高さ方向の位置であり，図の上・下端は試験体の危険断面位置を意味する。試験体の上段の図は既存部補強筋のひずみ度分布を，下



図－6　最大耐力時のせん断補強筋のひずみ度分布図（上段：既存部補強筋　下段：補強部組立鉄筋）

段は補強部組立鉄筋のひずみ度分布図を示している。

無補強試験体は，帯筋，壁横筋ともに降伏に至っており，せん断補強効果は発揮されていると言える。

次に，D10 の組立鉄筋で補強された補強試験体は，既存部分の帯筋は降伏しているものの，壁横筋は降伏に至っていない状況であった。また，補強部の組立鉄筋の横筋のひずみ度は最大でも 1000μ 付近であり，降伏至っておらず，せん断補強効果を充分に発揮できていない状況であった。これは，破壊性状でも述べているが，袖壁圧縮端部の圧壊により最大耐力が決定したためと推察される。

次に，D13 の組立鉄筋で補強された No.1-3 の補強試験体は，帯筋，壁横筋ともに降伏に至っており，既存部分のせん断補強効果は発揮されていると言える。また，補強部の組立鉄筋の横筋のひずみ度は最大でも 500μ 付近であり降伏至っていない。そのため，せん断補強効果を充分に発揮できておらず，余力を残している状況であった。これは，No.1-2 の試験体と同様に，袖壁圧縮端部の圧壊により最大耐力が決定したためと推察される。

また，**写真－1（d）**に示した増打ち部分の損傷状況はひび割れがほとんど生じておらず，組立鉄筋のひずみ度も極めて小さいことから既存部と補強部の一体性が十分に確保できていない可能性も示唆され，今後の課題と言える。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

既存袖壁付き RC 柱の袖壁部に溶接組立鉄筋を配筋し，PVA 繊維補強モルタルを増打ちする本補強工法により，既存袖壁付き RC 柱のせん断耐力が向上でき，せん断補強に効果を発揮することが認められたが，せん断耐力の頭打ちも確認され，補強限界も存在することが明らかとなった。

今後の課題であるが，袖壁圧縮端部の圧壊を遅延，防止する補強も同時に必要である。また，既存部と補強部との一体性が十分に確保できていない可能性もあり，既存部のコンクリートと補強部の PVA 補強モルタル界面の付着性状を把握する必要がある。

参考文献

1) 日本建築学会：2010 年度版　鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，pp274-276，2010.2
2) 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 シート巻き付け工法による袖壁付き RC 柱の補強効果，日本建築学会構造系論文集，No.536，pp121-128，2000.10
3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.11
4) 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柱のせん断終局耐力評価，日本建築学会構造系論文集，No.542，pp147-154，2001.4
5) 杉山智昭，松崎育弘：鉄筋コンクリート造そで壁付き柱のせん断耐力評価　ポリマーセメントモルタルを用いて補強したそで壁付き柱の構造性能　その 1，日本建築学会構造系論文集，Vol.77　No.680，pp1569-1578，2012.10
6) 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・同解説，2001.10

謝辞　本報は，平成 27 年度 科学研究費助成事業 基盤研究(C)研究課題名「既存袖壁付き RC 柱の PVA 繊維補強吹付けモルタルを用いた革新的増厚補強構法の開発（課題番号 15K06289）」により行われたものである。また，本試験体製作では，東京鉄鋼(株)様より鉄筋を，(株)ノックス様よりコンクリート表面凝結遅延剤のご提供頂きました。ここに，感謝の意を表す。