

平成 30 年 6 月 12 日現在

機関番号：13401

研究種目：基盤研究(C) (一般)

研究期間：2015～2017

課題番号：15K06289

研究課題名(和文) 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

研究課題名(英文) Development of Existing RC Columns with wing walls Retrofitted by the Adding Wall Using PVA-FRM for Increasing Thickness

研究代表者

磯 雅人 (ISO, Masato)

福井大学・学術研究院工学系部門・教授

研究者番号：60377471

交付決定額(研究期間全体)：(直接経費) 3,900,000円

研究成果の概要(和文)：本研究の目的は、既存袖壁付きRC柱にPVA繊維補強モルタルを外部から吹付けて増打ちし、住みながらの補強を可能とした耐震補強構法を開発することである。本構法は既存部と補強部との一体化を図るために、あと施工アンカーを上下部の梁側面に打込み、次に外面の既存壁にせん断補強用の鉄筋格子を配置し、最後にPVA繊維補強モルタルを吹付けて増打ち補強するものである。本研究では、その構造性能を明らかにするために補強量を要因とした6体の曲げせん断実験を行った。その結果、本補強構法により既存袖壁付きRC柱の耐力、変形性能を向上できることを示した。さらに、本補強構法に関しての補強設計法を提案し、その妥当性を示した。

研究成果の概要(英文)：The objective of this research is to develop a new seismic retrofitting method of existing RC columns with wing walls. In this method, wall for increasing thickness is added to existing RC columns with wing walls. Furthermore, this method can reduce the large burden of the residents. Since the adding wall is constructed by spraying PVA-FRM from the outside of building. On this construction, post-installed anchors are installed at the side of the beam in top and bottom to connect between the existing wall and the adding wall fixedly. Next, rebars are arranged in outside existing wall. Finally, PVA-FRM is sprayed to increase thickness of existing wall.

A total of 6 specimens were tested to clarify the structural performance. As the results of structural testing, it could be enhanced the strength and the deformation of existing RC columns with wing walls by the proposed seismic retrofitting method. In addition, the design procedure of developed seismic retrofitting method was proposed.

研究分野：鉄筋コンクリート構造

キーワード：耐震補強 既存袖壁付きRC柱 増厚補強構法 ポリビニルアルコール繊維補強吹付けモルタル 住みながら 補強設計 強度 靱性

1. 研究開始当初の背景

1995年の阪神・淡路大震災、2011年の東日本大震災では、多くの貴重な人命が失われたと同時に、多くの構造物に甚大な被害を及ぼした。さらに、現在は地震の活動期にあり、今後、首都を直下とした地震や東南海地域を震源とした巨大地震の発生が予見されている。そのため文部科学省は、文教施設の耐震化を平成27年度末までのできるだけ早い時期に完了させる目標を打ち出した。さらに、平成25年11月25日に「建築物の耐震改修の促進に関する法律」の一部が改正され、不特定多数が利用する大規模建築物、緊急輸送道路に面した建築物、防災拠点となる建築物の耐震診断が義務付けられた。以上の社会的背景から、耐震性能が不足する建物（既存不適格建物）の耐震補強が急務とされた。例えば、RC造のマンション等の居住施設では、開口がある方向（桁行方向）の耐震性能が不足するケースが多く、耐震補強を行い、建物の強度、靱性を向上させる必要がある。しかしながら、マンションという性格上、採光と使用性を確保する必要があるベランダ側にRC増設耐震壁やK型ブレースを入れる補強計画は皆無に等しく、当然のことながら居住者の理解も得難い。一方で、マンションのベランダ側は、開口とともに袖壁付きRC柱や方立壁が多く存在するため、それらを増打ちして、強度、靱性、剛性を向上できるならば、有効な補強構法の一つになりうる。さらに、外部側からの簡易な補強が可能であれば、住みながらの補強も可能となり、住民の負担も大きく軽減される。

2. 研究の目的

以上の背景から本研究では、既存袖壁付きRC柱にポリビニルアルコール繊維補強モルタル（以下、PVA-FRM）を外部から吹付けて増打ちし、住みながら耐震補強できる革新的な補強構法を開発すると同時に、その補強設計法を開発することを目的とした。

3. 研究の方法

表1に試験体一覧を示す。以下、No. 1-1~No. 1-3の試験体を第1シリーズ、No. 2-1~No. 2-3の試験体を第2シリーズと称する。表2、表3に鉄筋、コンクリートの力学的特性、図1に配筋図を示す。試験体の共通要因は既存袖壁付き柱の仕様であり、柱断面はB×D=300×300mm、柱の内法長さ $h_0=700$ mm、袖壁の長さ $L_w=300$ mm、厚さ $t=50$ mmとし、柱幅Bの1/6とした。袖壁は柱の両側に均等に配置し、袖壁の柱への接続位置は柱断面の面合わせとした。断面形状は、袖壁が偏心して取り付く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 $\Phi 6@160$ (SR235, $p_w=0.12\%$ 、フック形状: 135° 、 90° の併用型)とした。袖壁横筋は $\Phi 6@160$ (SR235, $p_{sh1}=0.35\%$)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、

表1 試験体一覧

No.	試験体名	補強部(袖壁部)		
		既存部 梁型の有無	PVA-FRM の厚さt(mm)	壁横筋の配筋仕様 壁横筋比** psh2(%)
1-1	RC-E/LR10-012-035	無	50	—
1-2	PVA-E/LR10-012-178			D10@100(SD295A)*
1-3	PVA-E/LR10-012-289			D13@100(SD295A)*
2-1	RC-B-E/LR10-012-035	有 b×D=	60	—
2-2	PVA-B-E/LR10-012-178			D10@100(SD295A)*
2-3	PVA-B-E/LR10-012-289			D13@100(SD295A)*

■共通要因■
 既存部柱断面: B×D=300mm×300mm 袖壁長さ: $L_w=300$ mm
 柱内法高さ: $h_0=700$ mm 既存の袖壁厚さ: $t_e=50$ mm
 既存部柱主筋: 1-D16(SD685,SD785) $p_g=2.65\%$ 既存部袖壁端部縦筋: 1-D13(SD785)
 既存部柱帯筋: 2- $\Phi 6@160$ (SR235) $p_w=0.12\%$ 既存部袖壁一般部縦筋: 1-D10(SD785)
 軸力: N=360kN 既存部袖壁横筋: $\Phi 6@160$ (SR235) $p_{sh1}=0.35\%$
 既存コンクリートの強度: $F_c=18\text{N/mm}^2$ (普通18-18-13-N)
 ■試験体名称■
 RC-B-E/LR10-012-035
 ① ② ③ ④ ⑤ ⑥ ⑦
 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打ち補強試験体
 ②無し: 梁型無し B: 梁型有り ③E: 袖壁の柱への接続が偏心接続
 ④LR: 両側均等袖壁付き柱 ⑤袖壁の張り出し長さ比 $\beta (=L_w/D) \times 10$
 ⑥既存柱部の帯筋比 $p_w \times 100$ ⑦袖壁部の補強後の袖壁横筋比 $(p_{sh1}+p_{sh2}) \times 100$
 *: 鉄筋格子 ** *: 既存部の袖壁厚さ $t_e=50$ mmで計算した壁横筋比と定義する。

表2 鉄筋の力学的特性

■鉄筋(第1シリーズ)■		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)	$\times 10^5(\text{N/mm}^2)$	(%)
主筋	D16(SD685)	698	904	3750	2.01	13.9
既存部袖壁端部縦筋	D13(SD785)	842	1020	4130	2.09	14.7
既存部袖壁一般部縦筋	D10(SD785)	890	1100	5240	2.09	10.7
既存部柱帯筋、袖壁横筋	$\Phi 6$ (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
■鉄筋(第2シリーズ)■		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)	$\times 10^5(\text{N/mm}^2)$	(%)
主筋	D16(SD785)	820	1014	4550	2.01	10.0
既存部袖壁端部縦筋	D13(SD785)	852	1040	4230	2.13	14.7
既存部袖壁一般部縦筋	D10(SD785)	864	1050	4120	2.14	14.3
既存部柱帯筋、袖壁横筋、梁補強筋、幅止め筋	$\Phi 6$ (SR235)	306*	476	3480*	2.07	24.7
梁腹筋	D10(SD295A)	376	528	2020	1.96	25.7
梁主筋	D13(SD295A)	360	517	1820	1.99	27.6
補強部縦・横筋	D10(SD295A)	359	492	1910	1.90	27.5
補強部縦・横筋	D13(SD295A)	347	488	1860	1.88	26.3
アンカー筋	D13(SD345)	407	585	2200	1.96	24.5

*0.2% off-set法により、降伏点および降伏ひずみ度を算出

表3 コンクリートの力学的特性

■コンクリート■		材齢	養生	圧縮強度	割裂引張強	圧縮強度時	ヤング係数	ポアソン
■モルタル■		(日)		(N/mm^2)	度(N/mm^2)	の歪度(μ)	$\times 10^4(\text{N/mm}^2)$	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						
■コンクリート■		材齢	養生	圧縮強度	割裂引張強	圧縮強度時	ヤング係数	ポアソン
■モルタル■		(日)		(N/mm^2)	度(N/mm^2)	の歪度(μ)	$\times 10^4(\text{N/mm}^2)$	比
既存コンクリート		54~94	封緘	26.8	2.33	2790	2.24	0.174
No.2-2 PVA-FRM		63	封緘	43.6	3.18	2330	2.57	0.250
No.2-3 PVA-FRM		73	封緘	50.2	4.07	2490	2.75	0.252
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-H						

コンクリートの設計基準強度 F_c は、その年代の強度を想定し 18N/mm^2 とした。

変動要因は、第1、第2シリーズともに増打ち補強の有無とその補強量である。第1、第2シリーズの違いは、梁型の有無、増打ち壁の厚さである。第1シリーズは梁型無、増打ち壁の厚さを50mm、第2シリーズは梁型有、増打ち壁の厚さを60mmとした。第1、第2シリーズそれぞれの試験体数は、基準となる無補強試験体1体、補強量を2水準変動させたPVA-FRM吹付け増打ち補強した試験体の計3体である。以上、試験体総数は計6体である。

また、本増打ち補強構法は住みながらの補強を想定し、既存袖壁付き柱の柱型無しで、

外部側を増打ち補強するもので、以下の順で施工される。第1シリーズは(1)壁部の目荒らし、(2)補強用の鉄筋格子を配筋、(3)PVA-FRMの吹付けの順である。第2シリーズは(1)壁部の目荒らし、(2)梁側面へのあと施工アンカーの打込み、(3)補強用の鉄筋格子を配筋、(4)PVA-FRM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、既存袖壁付き柱を打設し、金ゴテ仕上げを行った後、補強範囲のコンクリート表面部分に凝結遅延剤を散布し、翌日に未硬化部分を水洗により除去し、骨材表面の凹凸を浮き出させて目荒らしを模擬させた。第2シリーズの(2)のあと施工アンカーの工事は、コンクリート打設後18日目に実施し、柱頭、柱脚部の柱と梁型にそれぞれM12六角ナット付きのD13(SD345)のアンカー筋を16本ずつ、注入方式により埋込んだ。アンカー筋の先端形状は平先寸切とした。左右の梁型の外側にそれぞれ配置した4本の曲げ用のアンカー筋の有効埋込み長さは $1e=10da=130\text{mm}$ 、それ以外の内側8本はせん断用として $1e=7da=91\text{mm}$ とした。増打ち壁側の埋込み長さはナットの高さを含めて45mmとした。以上により、増打ち壁と既存部との一体化を図り、せん断伝達を行うこととした。次に、増打ち壁の補強用の鉄筋は、施工の合理化、省力化を目的に縦筋・横筋をスポット溶接した鉄筋格子を使用した。No.1-2、No.2-2はD10(SD295A、横筋@100、 $p_{sh2}=1.43\%$)を、No.1-3、No.2-3はD13(SD295A、横筋@100、 $p_{sh2}=2.53\%$)の鉄筋格子を使用した。また、第1シリーズの鉄筋格子の縦筋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ものと考えられる。一方、第2シリーズの鉄筋格子の縦筋4本の定着は上下の梁型側面の増打ち部分に定着した。次に、PVA-FRMの吹付けであるが、吹付けは行わずに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-FRMは繊維添加量が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、第1シリーズの柱頭・柱脚部のスタブとPVA-FRMの増打ち壁との境界は10mmの隙間を設けて、増打ち壁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-FRMの増打ち壁と既存躯体とのせん断伝達は接着のみにより行われることになる。第2シリーズも同様に柱頭・柱脚部のスタブと増打ち壁との境界は12mmの隙間を設けて打設し、PVA-FRMの増打ち壁とスタブが接触して直接の応力伝達が無いように配慮した。

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

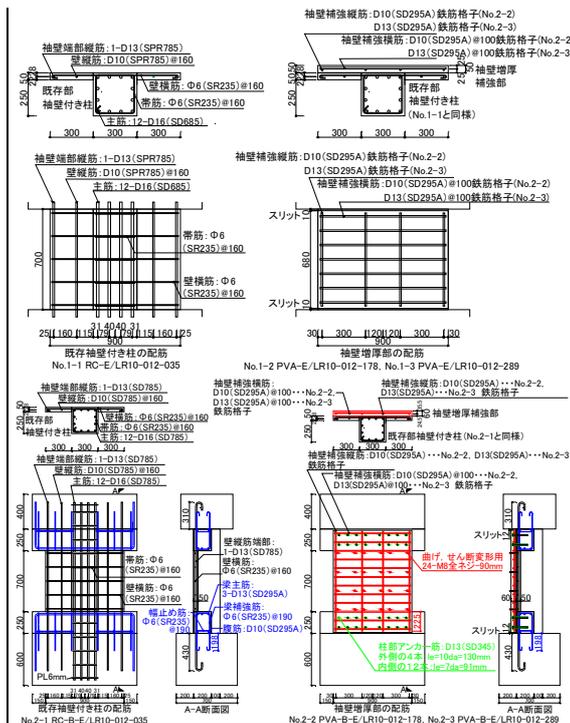


図1 配筋図

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 $N=360\text{kN}$ の一定軸力とし、3層建物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、その後は部材角 $R(= \delta / h_0)$ ここに、 δ : $h_0=700\text{mm}$ 位置での相対変位 h_0 : 柱の内法高さ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サイクルずつ正負繰り返しを行った。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 $R=1/200, 1/100, 1/67, 1/50\text{rad}$ を各2サイクル、 $R=1/25, 1/15\text{rad}$ を各1サイクルとした。ただし、加力途中で、軸力が保持できなくなった場合は、その時点で加力を終了した。

4. 研究成果

(1)破壊性状 ここには示していないが、短期許容せん断力時の損傷状況は袖壁および柱脚部に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。また、最大耐力時の損傷状況は、いずれの試験体も圧縮端の袖壁脚部に圧壊が生じるとともに、柱および袖壁に複数のせん断ひび割れが生じる状況であった。以上より、最大耐力は袖壁脚部の圧壊により決定し、破壊モードは袖壁圧縮端部のせん断圧壊破壊であった。

写真1に柱型面の最終破壊状況を示す。No.1-1~No.1-3の最終破壊状況は、既存部の袖壁圧縮端部の圧壊の範囲が拡大(既存袖壁

厚さの3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。また、No. 2-1の無補強試験体の最終破壊状況は袖壁圧縮端部の圧壊の範囲が拡大し、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。No. 2-2、No. 2-3の補強試験体は柱部がせん断破壊し、袖壁端部が圧壊し、それと同時に柱主筋、壁縦筋が座屈すると、柱の帯筋および壁横筋のフックがはずれる性状を示した。

写真2に増打ち補強した面の最終破壊状況を示す。No. 1-1の無補強試験体の最終破壊状況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性状であった。一方、PVA-FRMで増打ち補強したNo. 1-2、No. 1-3の増打ち面の最終破壊状況は、微細なひび割れが生じる程度であり、柱型面と増打ち面の損傷状況は大きく異なる状況であった。この要因として、既存部と増打ち壁の一体性が十分に確保できておらず、既存部から補強部へのせん断伝達できていないためと考えられる。既存部から補強部へのせん断伝達は、PVA-FRMによる接着力と本来、その効果を期待していない測定用に埋め込まれた24-M8の全ネジボルトの一部が担うと推察されるが、期待するほど効果は得られないことが明らかとなった。特に当初、期待していたPVA-FRMの接着力は、それほど大きくないことが明らかとなった。

そこで第2シリーズでは、それらを改善するため、袖壁付きRC柱の上下部に梁型を設けて、その側面にあと施工アンカーを打込み、そのアンカーを介して増打ち壁と既存部とを機械的に一体化させることとした。実験の結果、基準となるNo. 2-1の無補強試験体の破壊性状は袖壁全体にせん断ひび割れが複数生じ、袖壁端部と梁型が取合う部分が圧壊するとともに、袖壁端部縦筋に付着割裂ひび割れが生じた。一方、No. 2-2、No. 2-3の補強試験体はNo. 1-2、No. 1-3の損傷状況とは異なり、増打ち壁に複数の曲げおよびせん断ひび割れが生じ、増打ち壁もせん断力の一部を負担できていることが確認された。これは、梁側面に打込んだアンカー筋を介して、増打ち壁にせん断力が伝達され、既存部と増打ち壁が一体化されている証拠でもある。ただし、最終破壊状況は、増打ち壁の脚部が、梁側面から面外方向に肌分かれする性状を示した。第2シリーズでは、施工の省力化を図るために、通常施すアンカー筋周辺の割裂防止筋を配置しなかった。そのため、PVA-FRMが割裂して増打ち壁が面外方向にはらんだと考えられる。今後の課題であるが、アンカー筋周辺に割裂防止筋を配置するなどの改善を行い、補強効果のさらなる向上を図りたいと思う。

(2)変形性状 図2上段に第1シリーズのせん断力(P)―相対変位(δ)包絡線の比較を示す。いずれの試験体も、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

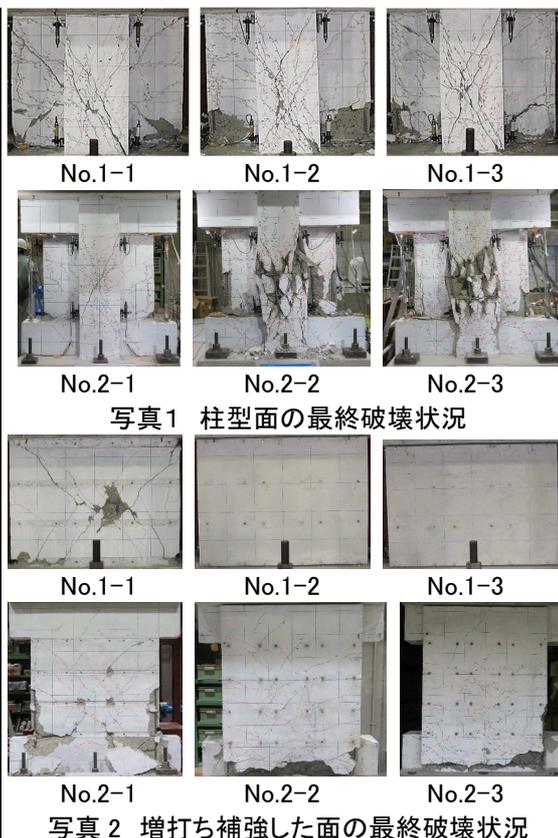


写真1 柱型面の最終破壊状況

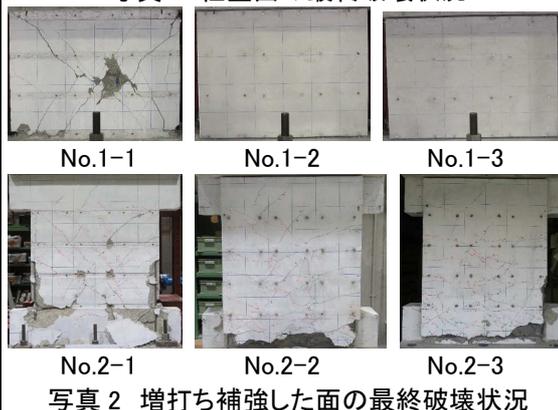


写真2 増打ち補強した面の最終破壊状況

が、曲げひび割れ、せん断ひび割れ、袖壁圧縮端部の圧壊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

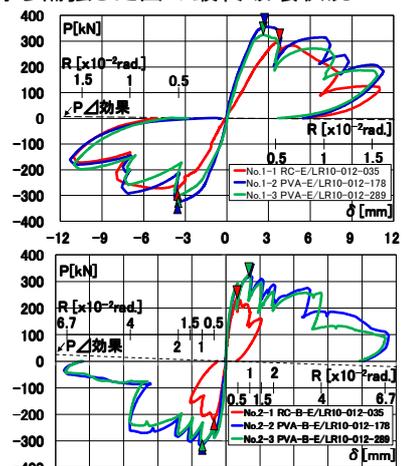


図2 P-δ包絡線の比較

を示した。最大耐力の決定要因は袖壁圧縮端部に圧壊が生じ始めると急激に剛性を低下させる性状から、そのことが主な要因と考えられる。ここで、No. 1-1の無補強試験体は、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しまった。ただし、幸いにも最大耐力までには至っていない。なお、図2上段に示したNo. 1-1の無補強試験体の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。No. 1-1の無補強試験体の弾性剛性は補強試験体に比べて、極端に低い状況であった。これは無補強試験体の袖壁厚さが50mm、補強試験体の袖壁厚さが増打ち壁も含めると計100mmである。そのことも影響したと推察されるが、前

述したように No. 1-1 の無補強試験体は誤って試験前にひび割れを生じさせたために、剛性が大きく低下したと考えられる。一方、No. 1-2、No. 1-3 の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。No. 1-1 の無補強試験体の最大耐力は 297.8(kN)、補強した No. 1-2、No. 1-3 試験体の最大耐力は、それぞれ 355.8(kN)、324.5(kN)となり、無補強試験体に比べて若干、耐力が向上したものの、予想したほどの耐力上昇は認められなかった。また、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、耐力の頭打ちも存在することが明らかとなった。この要因として2つが考えられる。一つ目は破壊性状でも説明したように、両者の破壊モードが既存部の袖壁圧縮端部の圧壊で決定したことが要因と考えられる。二つ目は増打ちした壁は、微細なひび割れが生じる程度であったことから、既存部から増打ち壁へのせん断伝達が十分にできていないことがもう一つの要因と考えられる。

そこで、第2シリーズでは、それらを改善するため袖壁付き RC 柱の上下部に梁型を設けて、その側面にあと施工アンカーを打込み、そのアンカーを介して増打ち部と既存部とを機械的に一体化させることとした。図2下段に第2シリーズのせん断力(P)―相対変位(δ)関係を示す。第1シリーズの試験体と同様に、いずれの試験体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性状を示すが、曲げひび割れ、せん断ひび割れ、袖壁圧縮端部の圧壊の発生とともに、その剛性は徐々に低下する性状を示した。最大耐力以降は、第1シリーズと同様に、徐々に耐力を低下させる性状を示すが、第1シリーズのNo. 1-2、No. 1-3 の補強試験体に比べて、第2シリーズのNo. 2-2、No. 2-3 の補強試験体の耐力低下割合は小さく、靱性のある性状を示した。また、No. 2-1 の無補強試験体の弾性剛性は、正側、負側ともにNo. 2-2 と No. 2-3 の補強試験体に比べて、やや剛性が低くなる傾向が認められた。これは、No. 2-1 の無補強試験体の袖壁厚さが50mmに対し、No. 2-2 と No. 2-3 の補強試験体は増打ち壁の厚みが60mm、既存部の厚みが50mmであり、袖壁の総厚さは計110mmである。そのことが大きく影響したと考えられる。最大耐力は No. 2-1 の無補強試験体が240.0(kN)、No. 2-2、No. 2-3 の補強試験体がそれぞれ321.5(kN)、326.0(kN)となり、無補強試験体に比べて81.5~86.0(kN)の耐力が増加し、せん断補強に効果を発揮することがわかった。一方、第1シリーズの耐力増加は無補強試験体に比べて26.7~58.0(kN)の増加であり、第2シリーズの耐力増加に比べて小さい。さらに、第2シリーズのせん断スパン a は1150(mm)、第1シリーズは900(mm)より、第2シリーズの

表4 第2シリーズの実験および計算結果一覧

No.	試験体名	最大耐力実験値		計算値(比較値=最大耐力実験値*/計算値)				
		+ePmax (kN)	-ePmax (kN)	Q _{mu} (kN)	Q _{su1} (kN)	Q _{su2} (kN)	Q _{su3} (kN)	Q _{su4} (kN)
2-1	RC-B-E/LR10 -012-035	240.0	-223.8	287.5 (0.83)	201.1 (1.19)	201.1 (1.19)	201.1 (1.19)	201.1 (1.19)
2-2	PVA-B-E/LR10 -012-178	321.5	-317.0	404.7 (0.79)	310.6 (1.04)	433.9 (0.74)	489.6 (0.66)	276.9 (1.18)
2-3	PVA-B-E/LR10 -012-289	326.0	-307.3	414.3 (0.95)	341.9 (0.79)	452.9 (0.72)	489.6 (0.67)	276.9 (1.18)

*: 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

せん断スパンが長いことを加味すると、第2シリーズと第1シリーズの耐力増加の差異はさらに大きくなると考えられる。以上より、補強方法の改善効果が確認でき、梁型側面にあと施工アンカーを配置して、せん断伝達することの有効性を確認できた。次に、増打ち壁の補強量を変化させたNo. 2-2 と No. 2-3 の変形性状および最大耐力は、補強量の違いによる影響は認められず、ほぼ同様であった。これは、両試験体の最大耐力が、ともに増打ち壁脚部のアンカー筋周辺の割裂破壊により決定したためであり、そのため補強量の違いによる影響が顕在化しなかったと考えられる。

(3) 耐力 第2シリーズの実験および計算結果一覧を表4に示す。提案する補強構法は第2シリーズで実施したものを推奨することから、第2シリーズの最大耐力実験値と提案式による終局強度計算値との比較、検証を行う。本補強構法の終局強度計算値は、曲げ終局強度とせん断終局強度の小さい方を採用することとした。曲げ終局強度(Q_{mu})はRC耐震診断基準²⁾に示された下式(1)によった。

$$Q_{mu} = M_u / a = \{ \sum (a_t \cdot \sigma_y \cdot j_t) + N \cdot j_N \} / a \quad (1)$$

ただし、各記号の詳細は文献2)を参照。

一方、せん断終局強度(Q_{su})は以下に示す4式(Q_{su1}、Q_{su2}、Q_{su3}、Q_{su4})により行い、その中の最も小さい値を採用した。1つ目は、既存部と増打ち壁が一体とみなした場合の計算であり、RC耐震診断基準²⁾に示された等価壁厚置換による袖壁付き柱のせん断終局強度式を拡張した下式(2)によった。

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + F_c)}{M \cdot d_e + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{we} \cdot \sigma_{wye}} + 0.1 \sigma_{0e} \right\} b_e \cdot j_e \quad (2)$$

ただし、 $p_{we} \cdot \sigma_{wye} = \{ p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot (b+t) \cdot D + p_{sh1} \cdot \sigma_{sy1} (t_w+t) L_w + p_{sh2} \cdot \sigma_{sy2} (t_w+t) L_w \} / (b_e \cdot L'_e)$
ここに、F_c: 既存部分のコンクリート強度
b_e = (b + D + t_w · L_w + t · L') / L' : 袖壁付き柱(引張側無視)の等価断面幅
t: 増打ち壁の厚さ(=60mm)
p_w = a_w / {(b+t) · s_w} : 補強後の帯筋比
a_w: 帯筋一組の断面積
s_w: 帯筋の間隔
p_{sh1} = a_{sh1} / {(t_w+t) · s_{sh1}} : 補強後の既存部の壁横筋比
a_{sh1}: 既存部の壁横筋の断面積
s_{sh1}: 既存部の壁横筋の間隔
p_{sh2} = a_{sh2} / {(t_w+t) · s_{sh2}} : 補強後の増打ち部の壁横筋比
a_{sh2}: 増打ち部の壁横筋の断面積
s_{sh2}: 増打ち部の壁横筋の間隔
σ_{sy1}: 既存部の壁横筋の降伏点強度
σ_{sy2}: 増打ち部の壁横筋の降伏点強度

その他の記号の意味は、文献2)を参照。

2つ目は、既存の袖壁付き RC 柱のせん断終局強度 (No. 2-1 の Q_{su1}) に増打ち壁板のせん断終局耐力 (wQ'_{su}) を累加 ($Q_{su2}=Q_{su1}+wQ'_{su}$) したものである。なお、 wQ'_{su} は RC 耐震改修指針³⁾ の下式(3)によった。

$$wQ'_{su}=\max(p_w \cdot w \sigma_y, F_{cw}/20+0.5p_w \cdot w \sigma_y) t_w \cdot l_{w0} \quad (3)$$

ただし、各記号の詳細は文献3)を参照。

なお、式(3)を適用するにあたり、増打ち壁の壁筋比 p_w は 1.2%以下に制限し、増打ち壁板のコンクリート強度 F_{cw} は表3に示した PVA-FRM の圧縮強度とした。

3つ目は、既存の袖壁付き RC 柱のせん断終局強度 (No. 2-1 の Q_{su1}) に増打ち部接合部材のせん断耐力 (jQ_{su}) を累加 ($Q_{su3}=Q_{su1}+jQ_{su}$) したものである。なお、 jQ_{su} は下式(4)によった。

$$jQ_{su}=n_{su} \cdot Q_A \quad (4)$$

ここに、 n_{su} : 梁側面に打たれたせん断に寄与するアンカーの本数 Q_A : 接合面における接着系アンカー 1 本当たりの負担できるせん断力で文献3)を参照。

なお、式中のアンカー本数 n_{su} であるが、上下梁側面には、各16本のD13 (SD345) を配置されている。外側の8本を曲げ負担用、内側の8本をせん断負担用と仮定し、 n_{su} にせん断用の8本を入力して計算を行った。

4つ目は、既存の袖壁付き RC 柱のせん断終局強度 (No. 2-1 の Q_{su1}) に増打ち部接合部材の曲げ耐力 (jQ_{mu}) を累加 ($Q_{su4}=Q_{su1}+jQ_{mu}$) したものである。なお、 jQ_{mu} は下式(5)によった。

$$jQ_{mu}=n_{mu} \cdot Q_A \cdot j_A \cdot a_A \quad (5)$$

ここに、 n_{mu} : 梁側面に打たれた曲げに寄与するアンカーの本数 Q_A : 接合面における接着系アンカー 1 本当たりの負担できるせん断力で文献3)を参照。 j_A : 曲げ負担用アンカーの応力中心距離 (=670mm) a_A : 曲げ負担用アンカーのせん断スパン (=1275mm)

なお、式中のアンカー本数 n_{mu} であるが、上下梁側面には、各16本のD13 (SD345) を配置されている。外側の4本を曲げ負担用と仮定し、 n_{mu} を4本として計算を行った。

表4より、本試験体では、既存の袖壁付き RC 柱のせん断終局強度 (No. 2-1 の Q_{su1}) に増打ち部接合部材の曲げ耐力 (jQ_{mu}) を累加した終局強度 ($Q_{su4}=Q_{su1}+jQ_{mu}$) が最も小さい値となった。そこで、図3に最大耐力の実験値 (eP_{max}) と Q_{su4} による計算値との比較を示す。比較値 (= 実験値 / 計算値 = eP_{max} / Q_{su4}) は 1.16~1.19、平均値は 1.18 であった。本提案式は実験値の傾向を概ねとらえており、全て安全側の評価となった。以上、本提案式により、本補強構法の

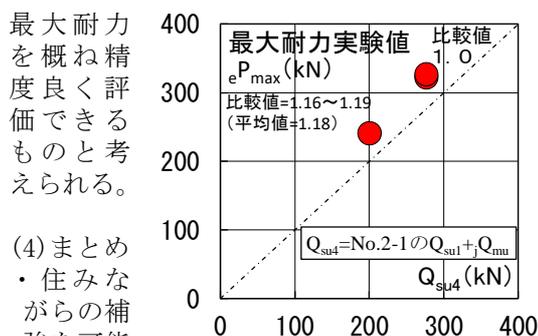


図3 最大耐力の実験値と計算値との比較

PVA-FRM を吹付けて既存袖壁付き RC 柱を増打ち補強する耐震補強構法を開発し、その有効性を示した。同時に、その補強設計法を提案し、安全側に評価できることを示した。ただし、本補強構法のせん断補強効果を有効に発揮させるためには、既存部と増打ち壁をあと施工アンカーにより接合し一体化を図ることが重要である。

<参考文献>

- 1) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説2010、2010.2
- 2) 日本建築防災協会:2017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、2017.7
- 3) 日本建築防災協会:2017年改訂版 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、2017.7

5. 主な発表論文等

- [雑誌論文] (計1件)
- ①中村嘉彦、磯雅人、熊谷直哉、「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」、コンクリート工学年次論文集、査読有、Vol. 39、No. 2、2017、pp. 931-936

[学会発表] (計3件)

- ①磯雅人、熊谷直哉、中村嘉彦、「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 その1 実験概要」、日本建築学会大会 (中国)、2017
- ②熊谷直哉、磯雅人、中村嘉彦、「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 その2 実験結果」、日本建築学会大会 (中国)、2017
- ③中村嘉彦、磯雅人、熊谷直哉、「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 その3 実験結果の検討とせん断終局強度式の提案」、日本建築学会大会 (中国)、2017

6. 研究組織

- (1) 研究代表者
磯 雅人 (ISO MASATO)
福井大学・学術研究院工学系部門・教授
研究者番号: 60377471