

論文 繊維補強RPC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

渡辺 烈*1・白井 一義*2・諏訪田 晴彦*3・福山 洋*4

要旨：既存RC造建物に対する耐震補強に、超高強度繊維補強コンクリートである繊維補強RPCを適用することを目的とした静的加力実験を行った。本論では、柱単体をRC袖壁の増設により補強した試験体及びプレキャスト繊維補強RPC袖壁の増設により補強した試験体、さらに非構造壁を有するRC架構及びプレキャスト繊維補強RPC耐震壁で補強した架構試験体2体の実験結果を基に、各試験体の破壊性状及び耐震補強効果を比較検討した。

キーワード：超高強度，繊維補強RPC，耐震補強，プレキャスト壁，接合部

1. はじめに

都市部に数多く存在する老朽化した中高層のコンクリート系集合住宅は、地球環境への配慮から今後は建て替えではなく、空間の拡大や設備更新のし易さなどの様々な要求を充足した上で、リニューアルして再生させることが求められている。そこでの主要な技術的課題の1つに、効果的な耐震補強技術の開発がある。

本研究では、このような背景の下に、高強度と靱性を兼ね備えた超高強度繊維補強コンクリートである反応性粉体コンクリート(Reactive Powder Concrete, 本論では繊維補強RPCと表記)を用いた極めて軽量かつ高強度なプレキャスト壁により、基礎への負担を軽減しつつ補強箇所も減少させられる耐震補強の可能性を探った。その第一段階として、既存躯体に対して繊維補強RPCを用いたプレキャスト壁で耐震補強した際の構造性能及び耐震補強効果を把握する為、繊維補強RPCの耐震壁及び袖壁で補強した試験体及び、耐震補強効果の比較用として、RC柱、RC非構造壁、RC両側袖壁付き柱試験体を作成し、実験を行った。

本論では、実験概要、各試験体の破壊性状及び繊維補強RPC壁補強による耐震補強効果を報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

表-1に試験体一覧、図-1に試験体配筋図を示す。試験体は実大の1/3のスケールの架構試験体3体と単体試験体3体である。柱は全試験体とも同じで、1981年の新耐震設計法以前の設計によるRC中高層集合住宅の北構面(桁方向)の柱を再現したものである。

架構試験体は、RC非構造壁(No1)、繊維補強RPC耐震壁(No2:開口無し, No3:開口有り)試験体からなる。No1は補強対象となる中層集合住宅の北構面を模擬しており、補強前の構造特性を把握する為の試験体である。No2は今回提案する厚さ $t=30\text{mm}$ の非常に薄いプレキャスト繊維補強RPC耐震壁で補強された試験体である。No3は、No2と材料及び壁厚は同じだが、壁筋が無く、開口を設けて壁の耐力及び剛性を落としている。

*1 東京理科大学 理工学研究科建築学専攻 (正会員)
 *2 太平洋セメント株式会社 中央研究所 RPC設計技術チーム 工博 (正会員)
 *3 国土交通省 国土技術政策総合研究所 建築研究部 構造基準研究室 (正会員)
 *4 独立行政法人建築研究所 構造研究グループ 上席研究員 工博 (正会員)

表-1 試験体一覧

試験体名称	柱部				壁部		
	断面 (mm×mm)	コンクリート (N/mm ²)	主筋	せん断補強筋	壁厚 (mm)	コンクリート (N/mm ²)	壁縦筋(壁横筋)
架構 No1	240×240	24(早強)	SD295A 8-D13	SD295A 2-D6 @200	40	24(早強)	SD295A D4 @200 (@200)
					30	210	SD295A D6 @200 (@200)
					30	210	鉄筋無使用
単体 No4	240×240	24(早強)	SD295A 8-D13	SD295A 2-D6 @200	-	-	-
					80	24(早強)	SD295A D6 @190 (@150)
					30	210	SD295A D6 @190 (@150)

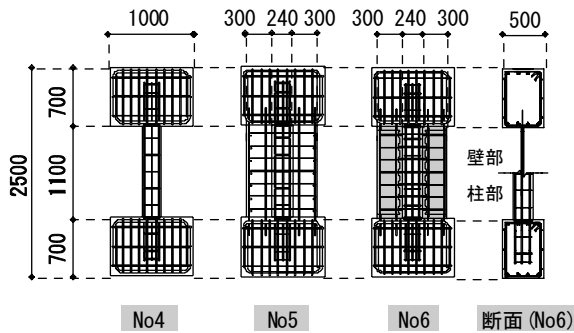
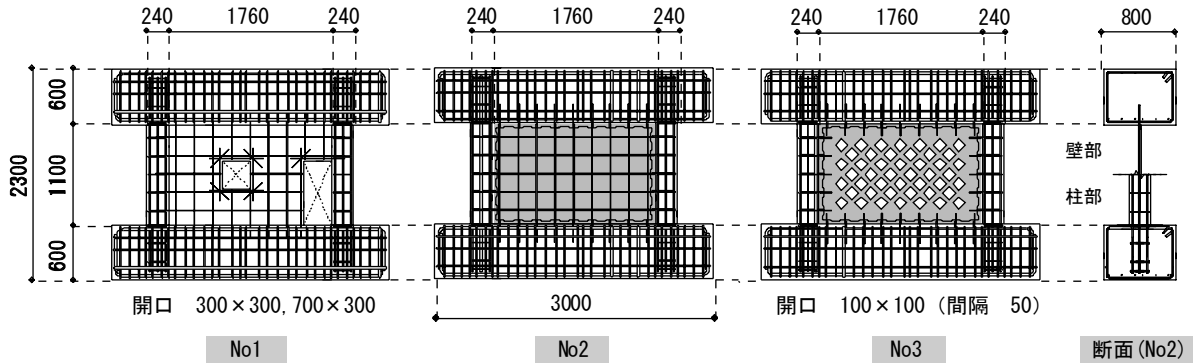


図-1 試験体配筋図

表-2 材料試験結果

鉄筋	降伏応力度	降伏歪度	ヤング係数
	N/mm ²	μ	kN/mm ²
D4	401	2319	189
D6	340	2241	162
D10	352	2083	177
D13	347	1988	173
マトリクス	圧縮強度	ヤング係数	適用
	N/mm ²	kN/mm ²	-
コンクリート	27.5	26.6	No1
	28.0	27.5	No2, No3
	28.0	25.8	No4~No6
繊維補強RPC	212	-	プレキャスト部
	194	-	接合部

単体試験体は、RC 柱単体 (No4), RC 両側袖壁付き柱 (No5) 及び繊維補強 RPC 両側袖壁付き柱 (No6) からなる。No5 は No6 との耐震補強性能の比較用の試験体で、袖壁鉄筋量は、文献 1) の最小鉄筋量を参考に決定している。No6 はプレキャスト繊維補強 RPC 袖壁により補強された試験体である。

2.2 プレキャスト壁接合部について

繊維補強 RPC プレキャスト壁による補強は、既存躯体に対して壁をはめ込み、接合部に繊維補強 RPC を打設する形をとった。プレキャスト壁の外周部には、打設部の繊維補強 RPC とのせん断伝達の為にコッターを設けた。ただし、No6 のプレキャスト袖壁上下にはコッターを設けていない。また、接合部の繊維補強 RPC と、柱及びスタブのコンクリートとの材料境界面には、コッターは設けていない。

接合部鉄筋の継ぎ手方法は、重ね継ぎ手、アンカー筋間隔は@200mm とし、プレキャスト壁と躯体との接合筋は、一般的な非構造壁の壁配筋と同等とした。

2.3 荷重方法

荷重は、架構試験体と単体試験体で異なる荷重装置を用いた。図-2 に荷重装置図面、図-3 に加力計画を示す。

架構試験体、単体試験体どちらも正負交番繰り返し荷重を行った。加力は変形制御とし、軸力は、柱の軸力比 $\eta=0.1$ に相当する 160kN を定軸力として各柱に作用させた。

単体試験体は、水平変位が架構試験体の水平

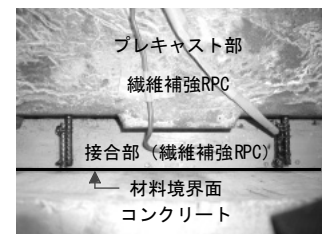


写真-1 柱壁接合部

変位と等しくなるように制御し载荷を行った。

3. 実験結果

3.1 破壊過程と荷重変形性状について

(1) 架構試験体

図-4に Q-R 関係図を、写真-2に架構試験体の最終破壊性状を示す。

No1 は左右非対称な試験体の為、加力方向により異なる破壊性状を示した。R=±1/3200rad.付近で開口部隅角部にひび割れが、R=±1/800rad.で柱に壁のひび割れが伸びる形でせん断ひび割れが発生し、徐々に剛性が低下していった。R=+1/300,-1/400rad.には方立て壁がせん断破壊し、それによる耐力低下が見られた。耐力低下は負側が急激で、正側は穏やかであった。R=±1/200rad.にかけては引張側柱の柱頭柱脚主筋が降伏し、壁全域にはひび割れが多数発生した。R=±1/100rad.には柱のせん断補強筋の降伏及び柱被りコンクリートの剥落が見られた。最後は R=+1/66rad.で圧縮側柱の柱頭部のせん断ひび割れが拡大することによる耐力低下が起こり、破壊に至った。

No2 は、早期に柱及びスタブのコンクリートと繊維補強 RPC 接合部の材料境界面(写真-1)にひび割れが発生した。R=±1/800rad.付近では

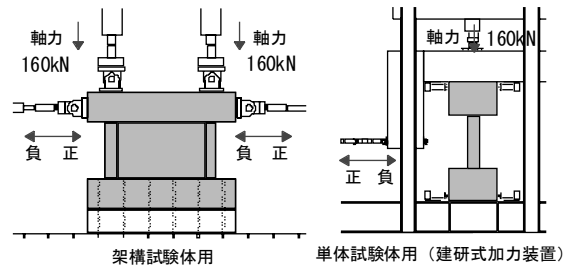


図-2 载荷装置

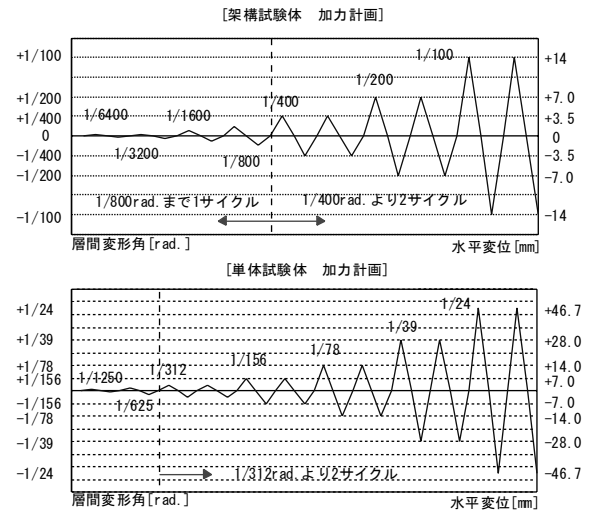


図-3 加力計画

引張側柱に輪切り状に曲げひび割れが、R=±1/400rad.付近では引張側柱の柱頭と圧縮側柱の柱脚にせん断ひび割れが発生した。また、Q=±700kN 付近に達した変形角より、スタブと接合部繊維補強 RPC の材料境界面においてす

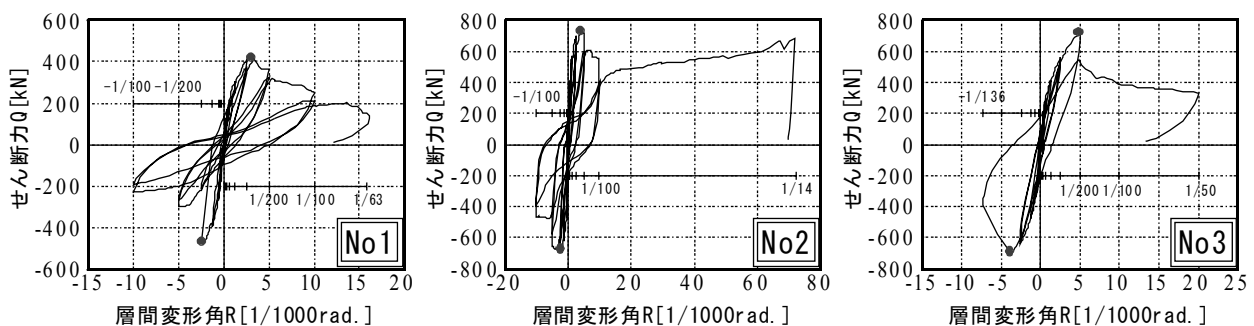


図-4 架構試験体Q-R関係図

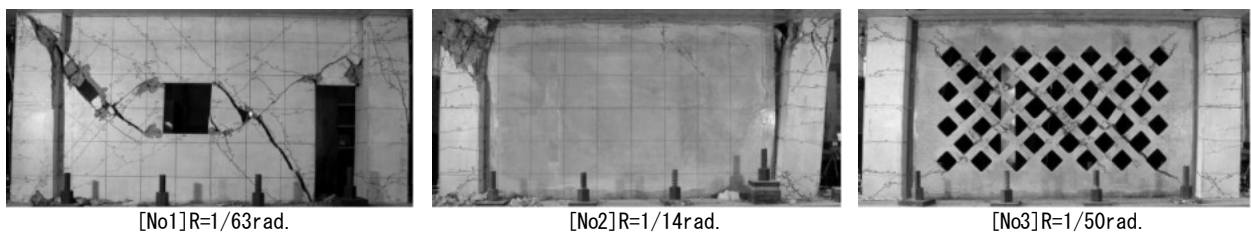


写真-2 架構試験体最終破壊性状

べりが発生し、剛性が急激に小さくなり、耐力の上昇がほとんど見られなくなった。図-5に、すべりが顕著であった上スタブと繊維補強RPC接合部間のすべり変位と荷重の関係を示す。その後 $R=\pm 1/200\text{rad.}$ ~ $R=\pm 1/100\text{rad.}$ にかけて、柱頭でせん断補強筋の降伏、主筋座屈及びコンクリートの剥落が起き、柱頭部の損傷拡大に伴う耐力低下が見られた。しかし、耐力は400kNより低下せず、 $R=+1/100\text{rad.}$ 以降上昇を見せた。これは柱の損傷拡大に伴って軸力が壁に移り、スタブと壁の材料境界面での摩擦抵抗力が大きくなった事、圧縮側柱下部で壁板のすべり変形が拘束された事が原因として考えられる。なお $R=+1/14\text{rad.}$ まで载荷を行った結果、写真-2に示す様に、側柱の柱頭は破壊したが、耐力低下は見られず、壁は健全な状態であった。

No3 は、No2 と同様早期に材料境界面にひび割れが発生した。 $R=\pm 1/800\text{rad.}$ 付近で引張側柱に輪切り状の曲げひび割れが発生し始めると、壁板の格子部には非常に微細なひび割れが多数発生した。 $R=\pm 1/400\text{rad.}$ 付近においては柱頭柱脚に曲げせん断ひび割れが見られ、剛性は徐々に低下した。その後 $R=-1/200\text{rad.}$ に向かう途中で壁板の格子部分が連鎖的に破断し急激な耐力低下が見られた。 $R=+1/200\text{rad.}$ の2サイクル目でも格子部の破断が起こり、耐力の低下が見られた。ここで写真-3より、格子部の破断時には、A：引張による破断、B：曲げによる破断、C：せん断による破断、D：その他、と様々な種類の破壊が起こっていたことが分かる。また、正加力側での耐力低下は緩やかであったが、これは破断後も格子部が圧縮ストラットを形成し抵抗した為と考えられる。破断後、 $R=+1/11\text{rad.}$ で引張側柱の柱頭せん断補強筋の降伏が見られた。なお、図-5に示す様に、上スタブと繊維補強RPC接合部の材料境界面において、すべりはほとんど発生しなかった。

(2) 単体試験体

写真-4に最終破壊性状を、図-6にQ-R関係図を示す。

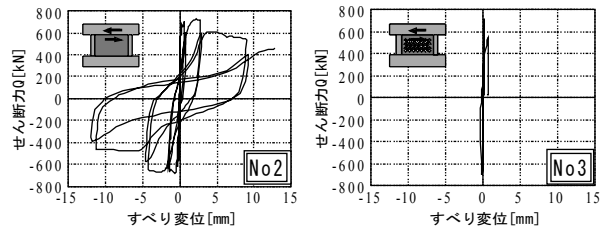


図-5 Q-すべり変位関係図

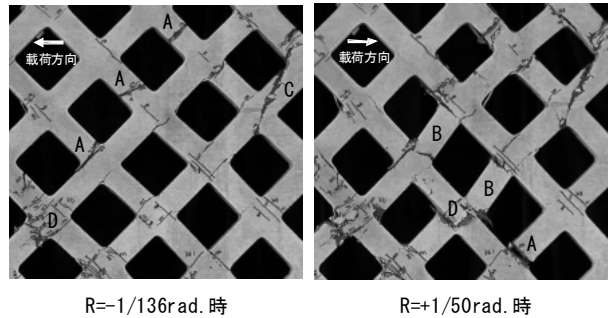


写真-3 格子部破壊状況

No4 は $R=\pm 1/625\text{rad.}$ 付近で柱頭柱脚に曲げひび割れが発生した。 $R=\pm 1/156\text{rad.}$ にかけて柱脚主筋が、 $R=\pm 1/130\text{rad.}$ 付近で柱頭主筋が降伏し柱頭柱脚にヒンジが形成され、剛性低下し、曲げ降伏が先行した。 $R=\pm 1/39\text{rad.}$ の途中では、柱頭柱脚のせん断補強筋の降伏、せん断ひび割れの拡大及び被りコンクリートの圧壊が起こった。そして $R=-1/39\text{rad.}$ の2サイクル目のピーク前に計3本目のせん断補強筋の降伏が起こり、せん断ひび割れが急激に拡大し、耐力低下が起こり破壊に至った。破壊モードは曲げ降伏後のせん断引張破壊となった。

No5 は、まず $R=\pm 1/1250\text{rad.}$ にかけて引張端袖壁の壁脚縦筋が降伏した。 $R=\pm 1/500\text{rad.}$ 付近では柱に曲げひび割れが、 $R=\pm 1/312\text{rad.}$ の直前に柱及び袖壁にせん断ひび割れが発生し耐力の低下が見られた。さらに $R=+1/200\text{rad.}$ 付近で柱

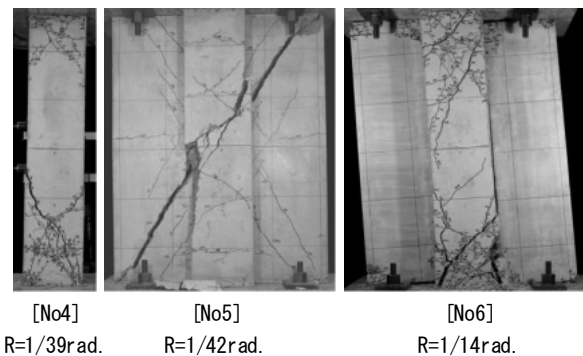


写真-4 単体試験体最終破壊性状

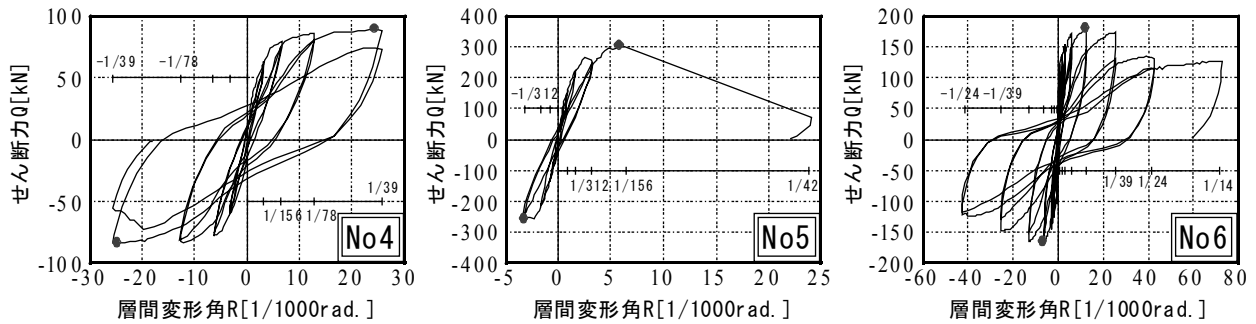


図-6 単体試験体Q-R関係図

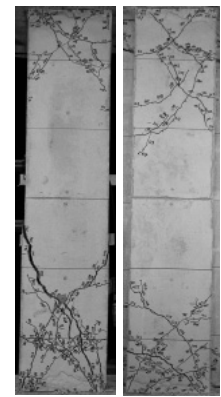
頭柱脚の主筋が降伏し、 $R=+1/156$ rad.直前に柱及び袖壁を対角に貫く斜張力破壊が起こり、急激に耐力が低下した。この時、柱中央部のせん断補強筋降伏が見られた。

No6 は、早期に柱及びスタブと繊維補強 RPC 接合部の材料境界面においてひび割れが発生し、徐々に一体性が失われ、袖壁及び柱は異なる挙動を示した。 $R=\pm 1/625$ rad.では柱頭柱脚に曲げひび割れが発生し、また $R=\pm 1/156$ rad.にかけては剛性の低下が見られた。 $R=\pm 1/78$ rad.付近で柱頭柱脚の主筋降伏、袖壁隅角部の圧壊が起こると、耐力上昇は見られなくなった。その後、 $R=\pm 1/39$ rad.の 2 サイクル目に、柱頭柱脚の計 2 本のせん断補強筋降伏に伴って耐力低下が見られたが、 $R=+1/14$ rad.に至るまで、耐力は 100kN より低下することは無かった。

と No3 の様に異なる破壊メカニズムがあること、また材料境界面でのすべりがメカニズム決定上、非常に重要であることが明らかとなった。

(2) 単体試験体

No6 の柱は、繊維補強 RPC 接合部と柱の材料境界面ですべり発生後、挙動は No4 に酷似していた。ただし、主筋降伏及びせん断補強筋降伏時の変形は、No4 と比較して大きく、また $R=-1/39$ rad.(2)で No4 はせん断破壊したが、No6 は同変形角で卓越したせん断ひび割れは見られなかった (写真-5)。



No4 No6
 $R=-1/39$ rad. (2)

写真-5 破壊状況

4. 比較検討

4.1 破壊性状による比較検討

(1) 架構試験体

No2 と No3 の破壊性状を比較すると、No2 はスタブと壁の材料境界面にすべりが発生し、繊維補強 RPC 壁にほとんど損傷が見られず、柱に損傷が集中したのに対し、No3 はスタブと壁の材料境界面ですべりが発生せず、繊維補強 RPC 壁が破壊した。以上より、同じ繊維補強 RPC 耐震壁による補強方法であっても、No2

で評価するのは難しいが、繊維補強 RPC 袖壁による補強で、材料境界面ですべりが発生した結果、柱の損傷を低減する可能性が見られた。

4.2 包絡線からの比較検討

図-7、図-8 に架構及び単体試験体の包絡線比較図を、表-3 に実験結果を示す。表中、最大耐力比は、No1 (No4) の最大耐力に対する架構 (単体) 試験体の最大耐力の比である。No7 は、文献 2) の RC 耐震壁試験体で、柱のせん断補強筋間隔 50mm、壁部 $F_c=24\text{N/mm}^2$ 、壁厚 $t=60\text{mm}$ 以外は No2 と同条件である。

表-3 実験結果

試験体名	No1	No2	No3	No7	No4	No5	No6
初期剛性[kN/mm]	360	682	526	863	49	285	219
最大耐力[kN] (変形角[rad.])	412 (1/304)	725 (1/228)	716 (1/200)	837 (1/210)	89 (1/41)	301 (1/170)	179 (1/79)
(上: 正加力時, 下: 負加力時)	-477 (-1/437)	-683 (-1/513)	-697 (-1/268)	-820 (-1/235)	-84 (-1/41)	-260 (-1/318)	-166 (-1/161)
最大耐力比($Q_{No1}, Q_{No4}=1$)	1.0	1.5	1.5	1.8	1.0	3.4	2.0

(1) 架構試験体

No1 は負荷荷側で $Q=-477\text{kN}$, $R=-1/437\text{rad}$. と早くに耐力低下したのに対し, プレキャスト繊維補強 RPC 耐震壁の補強により, $R=1/300\text{rad}$. 以降まで耐力低下は見られず, また耐力を $Q=700\text{kN}$ 近くまで大幅に上昇させられることが明らかとなった。No2 は, 柱の損傷が変形に伴い拡大するが, 大変形時でも耐力を高いレベルで保つ効果が見られた。No3 は, 柱せん断補強筋が多い No7 より 120kN 程小さいが, 壁部鉄筋無使用, 壁厚 $t=30\text{mm}$, 開口付きにも関わらず, 十分な強度補強効果を得た。

(2) 単体試験体

No4 と No6 の比較より, プレキャスト繊維補強 RPC 袖壁による補強により, 最大耐力が2倍となり, 強度補強効果があることが明らかとなった。また, No6 は No4 が $R=1/39\text{rad}$. の2サイクル目でせん断破壊しているのに対し, 倍以上の変形角まで耐力を安定して維持し続けたことから, 靱性補強効果もある事が明らかとなった。No5 と No6 を比較すると, 強度補強効果は RC 袖壁補強の方が3.4倍と高かったが, No5 は $R=-1/156\text{rad}$. 直前にせん断破壊が起きており, 靱性に関しては No6 の方が高い性能を示した。

5. まとめ

実験より, 繊維補強 RPC を用いたプレキャスト壁による耐震補強の可能性を示す以下の知見が得られた。

(1) 同じ繊維補強 RPC 耐震壁による補強方法でも, 材料境界面におけるすべりの発生の有無で No2 と No3 の様に異なる破壊メカニズムになることが明らかとなった。

(2) 繊維補強 RPC 袖壁による補強は, 材料境界面ですべりが発生した結果, 柱の損傷を低減する効果が見られた。

(3) プレキャスト繊維補強 RPC 耐震壁(開口無し)による耐震補強では, 強度型補強が可能であることが明らかとなった。また, すべりが発生した結果, 大変形時においても耐力を高い

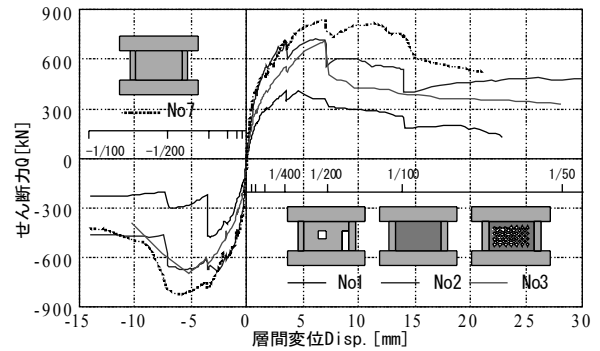


図-7 架構試験体包絡線比較

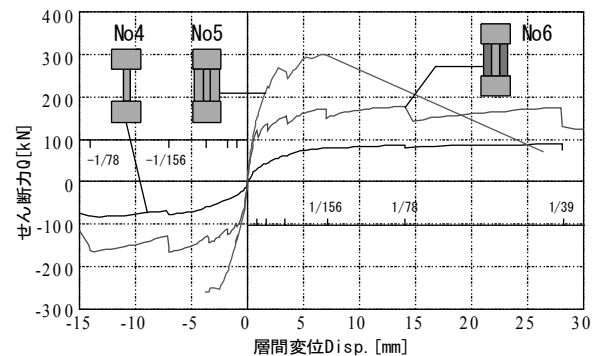


図-8 単体試験体包絡線比較

レベルで保つ事が可能であった。

(4) 非常に薄くて軽量かつ鉄筋無使用の開口付きプレキャスト繊維補強 RPC 耐震壁による耐震補強では, 材料境界面においてすべりは発生せず, 壁格子部が破壊したが, 十分な強度型補強が可能である事が明らかとなった。

(5) プレキャスト繊維補強 RPC 袖壁による耐震補強では, 柱と繊維補強 RPC 接合部の材料境界面ですべりが発生し, 柱及び袖壁が独自の挙動を示した結果, 強度・靱性型補強の効果がある事が明らかとなった。

以上から, 様々な建物の補強目標にあった接合部設計を行うことで, プレキャスト繊維補強 RPC 壁による耐震補強効果が制御できる可能性を見た。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会:既存鉄筋コンクリート建築物の耐震改修設計指針(同解説)2001
- 2) 諏訪田晴彦,福山洋,向井智久,野村設郎:強度・剛性・靱性を兼ね備えた高性能耐震要素の構造実験,コンクリート工学年次論文集, 2005