

## 論文 CES 外付耐震補強を施した RC フレームの動的載荷実験

田口 孝<sup>\*1</sup>・芳賀 亮祐<sup>\*2</sup>・深津 尚人<sup>\*3</sup>・倉本 洋<sup>\*4</sup>

**要旨:** 鉄骨と繊維補強コンクリートのみからなる CES 構造を利用した外付耐震補強工法を提案するとともに、当該工法を既存 RC 造建築物に適用した場合の耐震性能を把握することを目的として、既存 RC フレームおよび補強 RC フレームの正弦波加振による動的載荷実験を実施した。本論では、動的載荷実験の概要を示すとともに、CES 外付耐震補強工法を用いることにより、耐震性能を向上させることが可能なことを示す。

**キーワード:** CES, 繊維補強コンクリート, 外付耐震補強, RC フレーム, 動的載荷実験

## 1. はじめに

鉄骨コンクリート合成構造（以下、CES構造）は、鉄骨とコンクリートのみからなる合成構造である<sup>1)</sup>。既往の研究によって、繊維補強コンクリート（以下、FRC）を使用したCES構造は、従来のSRC構造と同等以上の復元力特性および損傷軽減効果が得られることが分かっている<sup>2)~4)</sup>。

そこで、筆者らはこのCES構造を既存RC建築物の耐震補強に適用することを計画し、CES部材の内蔵鉄骨を、あと施工アンカーを介して既存建築物に取り付け、その後、FRCを打設するだけの極めてシンプルな外付耐震補強工法を提案した<sup>5)</sup>。この工法の特徴は、従来の外付耐震補強に加え、鉄筋を配さないことによる施工性の向上、工期短縮、さらにCES構造の優れた構造性能によってブレースを設置する必要がないことが挙げられる。すなわち、ブレースの無いフレーム型の補強となるため、これまで遅々として進んでいなかった集合住宅や事務所などの耐震補強に適した工法といえる。

本研究では、当該工法の開発を目的として、より実際に近い状況での補強性能の確認を行うために、フレーム試験体での動的載荷実験を実施した。そして、その結果から破壊状況、履歴特性お

よび既存部と補強部のずれ量、および終局強度に関する検討などを行った。

## 2. 実験概要

## 2.1 試験体概要

実験に用いた試験体は2体とし、既存 RC フレーム（試験体 FP）と、既存 RC フレームに CES

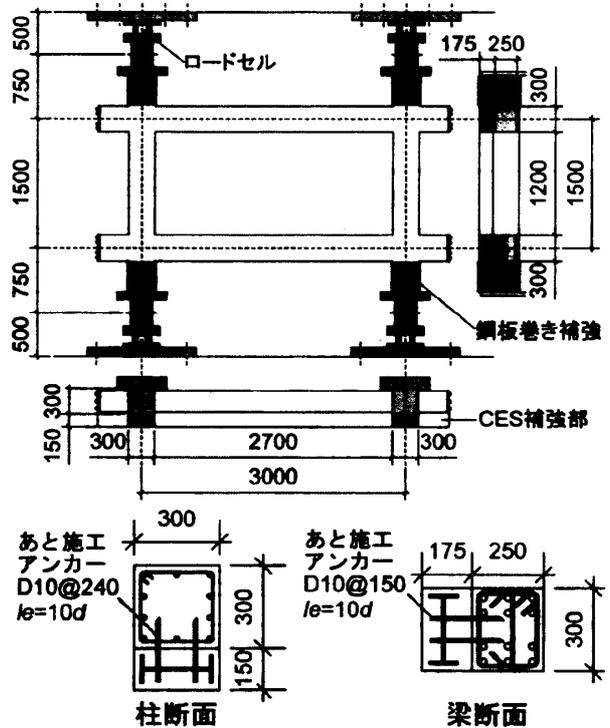


図-1 試験体形状 (試験体 FC)

\*1 矢作建設工業 (株) 地震工学技術研究所 主席研究員 博士 (工学) (正会員)

\*2 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建設工学専攻 (正会員)

\*3 矢作建設工業 (株) 地震工学技術研究所 主任研究員 (正会員)

\*4 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 准教授 博士 (工学) (正会員)

外付耐震補強を施した補強 RC フレーム (試験体 FC) を製作した。試験体 FC の試験体形状を図-1 に、試験体断面概要を表-1 に示す。

試験体は、柱内法高さが  $h=1,200\text{mm}$  (せん断スパン比:  $MIQD=2$ ) であり、柱断面  $b \times D$  は、既存部が  $300 \times 300\text{mm}$ 、補強部が  $150 \times 300\text{mm}$  である。また、梁内法寸法は、 $l=2,700\text{mm}$  (せん断スパン比:  $MIQD=4.5$ ) であり、梁断面  $b \times D$  は既存部が  $250 \times 300\text{mm}$ 、補強部が  $175 \times 300\text{mm}$  である。柱、

梁ともに補強部の内蔵鉄骨には、 $H-250 \times 100 \times 9 \times 9$  の H 型鋼を用いた。

CES補強部の施工方法は、まず既存RC部分に対してピシヤン仕上げによる目荒し処理を行い、あと施工アンカーを打設後、ウェブにボルト貫通孔の開いたH型鋼を取り付け、FRCを打設した。アンカー本数に関しては、柱は梁の、梁は柱の終局曲げ耐力を伝達できるだけの本数を一定間隔で打設した。

表-1 試験体断面概要

試験体		柱断面	梁断面	柱梁接合部
既存部	コンクリート種	普通コンクリート		
	$b(\text{mm}) \times D(\text{mm})$	$300 \times 300$	$250 \times 300$	接合部寸法 $b_j=275(\text{mm})$ $D_j=300(\text{mm})$
	主筋 帯筋	10-D16,SD295 $\phi 4@120$	12-D22,SD345 D10@50,SD345	
補強部	コンクリート種	FRC		
	$b(\text{mm}) \times D(\text{mm})$	$150 \times 300$	$175 \times 300$	$b_j=162.5(\text{mm})$ $D_j=300(\text{mm})$
	内蔵鉄骨	H-250 $\times$ 100 $\times$ 9 $\times$ 9		
	内法寸法(mm)	1200	2700	
作用軸力比		0.2	0.0	

表-2 コンクリート材料試験結果

試験体名	種類	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	割裂強度 (MPa)	材齢
FP	普通コンクリート	15.8	21.7	1.9	37
FC	普通コンクリート	16.3	20.8	2.0	43
	FRC	35.6	29.8	3.0	27

表-3 鉄筋材料試験結果

	鋼種	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	部位
$\phi 4$	-	533.9	576.1	177.3	柱帯筋
D10	SD345	381.6	566.8	184.9	梁帯筋
D16	SD295	361.8	532.6	188.7	柱主筋
D22	SD345	362.5	540.8	182.8	梁主筋

表-4 鉄骨材料試験結果

	鋼種	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	部位
H-250 $\times$ 100 $\times$ 9 $\times$ 9	SS400	304.0	430.6	203.0	フランジ ウェブ

表-5 普通コンクリート調合表

水セメント比 W/C (%)	所要量				
	水 W(kg/m <sup>3</sup> )	セメント C(kg/m <sup>3</sup> )	細骨材 S(kg/m <sup>3</sup> )	粗骨材 G(kg/m <sup>3</sup> )	混和剤 (kg/m <sup>3</sup> )
83.3	196	236	960	803	2.3694

表-6 繊維補強コンクリート調合表

水セメント比 W/C (%)	繊維混入量 Vf vol(%)	所要量						
		水 W(kg/m <sup>3</sup> )	セメント C(kg/m <sup>3</sup> )	細骨材 S(kg/m <sup>3</sup> )	粗骨材 G(kg/m <sup>3</sup> )	繊維 Vf(kg/m <sup>3</sup> )	石灰石粉 (kg/m <sup>3</sup> )	混和剤 (kg/m <sup>3</sup> )
58	1.0	184	317	934	556	13	250	4.28

なお、試験体 FC では、フレーム上下の短柱部分に関しては検討対象外とするとともに、この部分のせん断破壊を防止するために鋼板巻き補強を施した。

### 2.2 使用材料

既存 RC 部に使用した普通コンクリートおよび補強部に使用した FRC の材料試験結果を表-2 に、鉄筋および鉄骨の材料試験結果を表-3 および表-4 に示す。また、普通コンクリートおよび FRC の調合表を表-5 および表-6 に示す。

FRC に使用した繊維は、直径が  $0.66\text{mm}$ 、長さが  $30\text{mm}$  のピニロンファイバー (RF4000) であり、体積混入率で  $1.0\%$  とした。

### 2.3 動的載荷概要

実験に用いた動的載荷装置を図-2 に、載荷装置全景を写真-1 に示す。実験は 2 本の静的鉛直アクチュエーターにより、柱一本当りに  $300\text{kN}$  (既存 RC 柱部に対する軸力比:  $N/bD\sigma_B \approx 0.2$ ) の一定圧縮軸力を負荷した後、動的水平アクチュエーターによって変位制御による正弦波加震を行った。載荷プログラム

は表-7に示すように、上下柱梁接合部間の相対水平変位 $\delta$ と柱内法高さ $h$ で与えられる相対部材変形角( $R=\delta/h$ )で制御し、 $R=0.002, 0.0033, 0.005, 0.01, 0.015, 0.02, 0.025, 0.03$  および  $0.04\text{rad.}$ の各サイクル5波ずつの

表-7 载荷プログラム

変形角(rad.)	周波数(Hz)
0.002	1.5
0.0033	1.5
0.005	1.5
0.010	1.5
0.015	1.5
0.020	1.0
0.025	1.0
0.030	0.5
0.040	0.5

加震とした。加震周波数は、RC造10階建て程度の中高層住宅を想定して1.5Hzを基本とし、かつ、アクチュエーターの性能限界(最大速度:50cm/sec)を考慮して大変形時には1.0Hzおよび0.5Hzとした。

### 3. 実験結果

#### 3.1 ひび割れおよび破壊状況

各試験体の正面および裏面の最終ひび割れおよび破壊状況を図-3および図-4に示す。試験体FCは試験体正面がCES補強面、試験体裏面が既存面である。また、各試験体の接合部正面の最

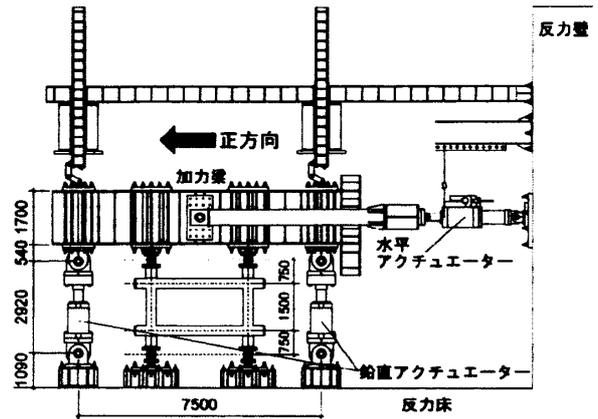


図-2 動的载荷装置

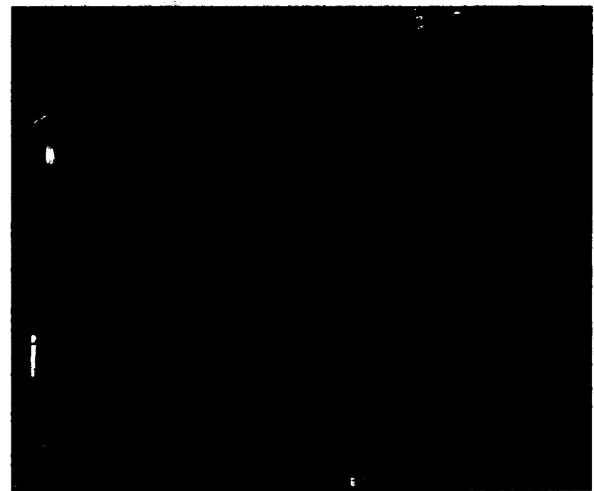


写真-1 载荷装置全景

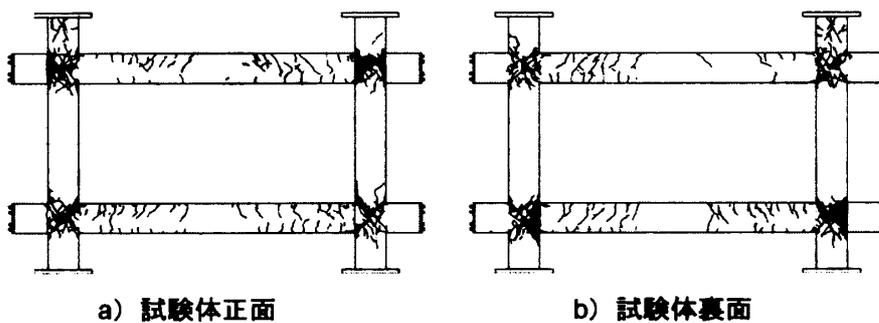
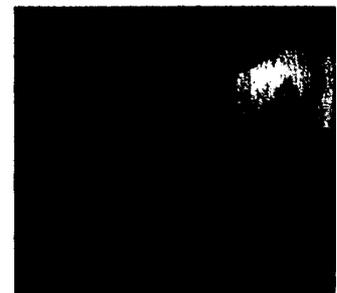


図-3 試験体FP最終破壊状況



c) 柱梁接合部(正面)

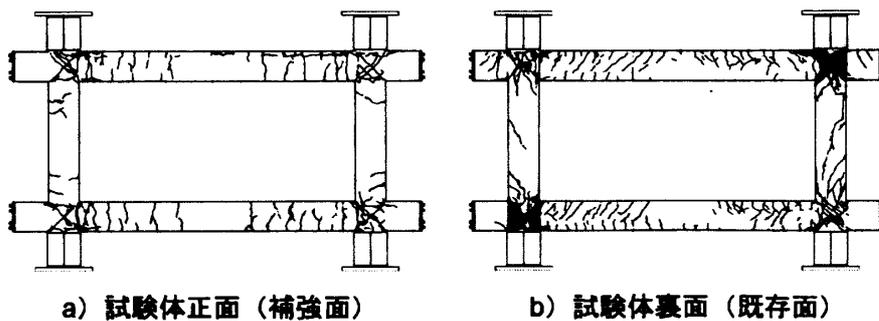
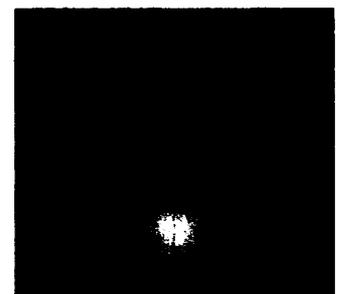


図-4 試験体FC最終破壊状況



c) 柱梁接合部(補強面)

表-8 実験結果一覧

試験体	荷重方向	既存部主筋				補強部鉄骨フランジ				最大耐力時	
		柱降伏時		梁降伏時		柱降伏時		梁降伏時		Rmax (rad.)	Pmax (kN)
		Ry (rad.)	Py (kN)								
FP	正	-	-	0.011	163.2	-	-	-	-	0.0151	194.2
	負	-	-	-0.008	-152.0	-	-	-	-	-0.020	-195.6
FC	正	0.023	481.6	0.008	331.8	0.011	401.1	0.005	249.7	0.0244	486.0
	負	-	-	-0.008	-345.0	-0.011	-398.6	-0.006	-263.2	-0.025	-483.8

終破壊状況写真を併せて示す。

試験体 FP は、 $R=0.002\text{rad.}$  で梁両端部に曲げひび割れが発生し、 $R=0.005\text{rad.}$  では梁の広範囲にわたって曲げひび割れの発生が確認された。 $R=0.01\text{rad.}$  では、柱梁接合部にせん断ひび割れが発生し、以降、このひび割れが主に伸展した。そして  $R=0.025\text{rad.}$  では、柱梁接合部のコンクリートが剥落した。

CES 補強を施した試験体 FC では、 $R=0.0033\text{ rad.}$  で補強部、既存部ともに梁両端部に曲げひび割れが発生した。 $R=0.01\text{rad.}$  では、補強部の梁の広範囲にわたって曲げひび割れ、柱両端部に曲げひび割れ、柱梁接合部には柱内蔵鉄骨のフランジに沿ったひび割れが確認された。そして  $R=0.015\text{rad.}$  で、補強部、既存部ともに、柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。以降、補強部、既存部ともに、梁の広範囲にわたる曲げひび割れおよび柱梁接合部のせん断ひび割れの伸展が顕著であった。また、 $R=0.02\text{rad.}$  では柱において、補強部と既存部の境界面にひび割れが確認された。 $R=0.03\text{rad.}$  で、既存部の柱梁接合部に多くのせん断ひび割れが確認され、 $R=0.04\text{rad.}$  では、既存部の柱梁接合部のせん断ひび割れから、コンクリートが剥落した。一方、補強部は最終破壊状況においても、コンクリートの剥落は確認されなかった。また、補強部と既存部の境界面には、数箇所ひび割れの発生が認められたが、大きなずれおよび開きは認められなかった。

3.2 水平荷重-水平変形特性

実験結果一覧を表-8に、水平荷重-水平変形関係を図-5にそれぞれ示す。ここで水平荷重は試験体に取り付けたロードセルで計測した値を用いている。なお、試験体に貼付したひずみゲ-

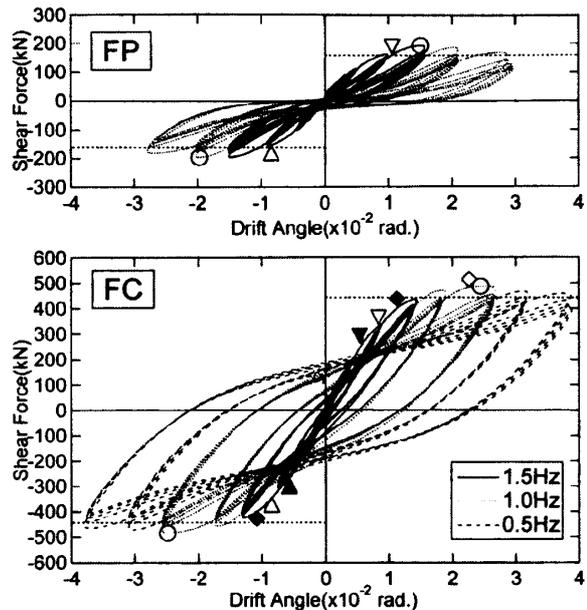


図-5 水平荷重-水平変形関係

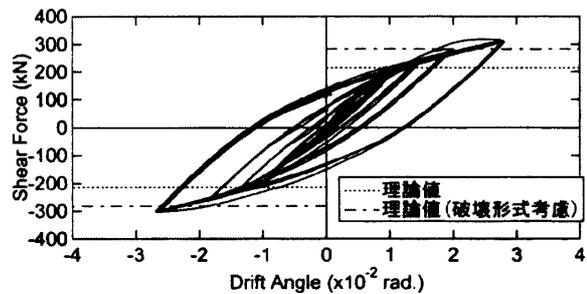


図-6 補強部の水平荷重-水平変形関係

ジによって計測された主筋および内蔵鉄骨の柱頭および柱脚部が降伏した時点(図-5中の◇が柱主筋、▽が梁主筋、◆が柱鉄骨、▼が梁鉄骨)を、最大耐力点(○印)とともに図中に示す。また、図中の点線の詳細な説明は後述するが、試験体 FP に関しては接合部パネルの終局せん断耐力を、試験体 FC に関しては梁の終局曲げ耐力を示している。

試験体 FP は、逆 S 字型の履歴ループを描いている。正載荷側では梁主筋は  $R=0.01\text{rad.}$  で降伏し、

$R=0.015\text{rad}$ .で最大耐力  $194.2\text{kN}$  を記録した。その後、緩やかに耐力が低下し、最終変形角 ( $R=0.027\text{rad}$ .)における耐力は  $170\text{kN}$  を記録した。柱主筋は最終変形角においても降伏しなかった。

CES 補強を施した試験体 FC では、 $R=0.005\text{rad}$ . で梁鉄骨フランジ、 $R=0.008\text{rad}$ . で梁主筋の降伏が確認されたが、 $R=0.01\text{rad}$ . までほとんど剛性が低下することなく耐力が上昇した。正載荷側では、 $R=0.011\text{rad}$ . で柱鉄骨フランジ、 $R=0.023\text{rad}$ . で柱主筋が降伏した後、 $R=0.024\text{rad}$ . で最大耐力  $486.0\text{kN}$  を記録した。負載荷側では、柱主筋は降伏せず、最大耐力は  $R=-0.025\text{rad}$ . において  $-483.8\text{kN}$  を記録した。その後も正載荷側および負載荷側ともに高い耐力を維持したまま最終変形角  $R=0.04\text{rad}$ . に達した。最終変形角 ( $R=0.037\text{rad}$ .) における耐力は  $459.0\text{kN}$  で最大耐力の約 95% である。試験体 FC は試験体 FP と比較すると、高い初期剛性および靱性能を発揮し、履歴面積が大きく良好なエネルギー吸収能力を示す結果となった。また最大耐力時の水平変形は、試験体 FP では  $R=0.015\text{rad}$ . であるのに対して、試験体 FC では  $R=0.024\text{rad}$ . であり、CES 補強を施すことにより最大耐力点が、より大きな変形時に移る結果となった。

補強部のみの水平荷重-水平変形関係を図-6 に示す。ここで、補強部のみの水平荷重-水平変形関係とは、試験体 FC と試験体 FP の同水平変形時における水平力の差分を示したものである。また、図中に示す点線は補強部のみの梁の終局曲げ耐力を示している。また、一点鎖線は、試験体 FP は接合部パネルで破壊したが、試験体 FC では CES 補強を施したことによって梁の曲げ破壊へ破壊形式が変化したことから、その耐力差を考慮した補強部のみの梁の終局曲げ耐力を示している。

この結果、補強部のみの履歴は、紡錘型の安定したループを描いているとともに、補強部のみの最大耐力に関しても、理論値と良く一致しており、概ね評価できているといえる。

### 3.3 既存部と補強部のずれ量

既存部と補強部のずれとして、面内ずれ X お

よび Y、面外ずれ量を測定した。各ずれ方向の定義を図-7 に示しており、矢印の向きを正方向とした。計測された面内ずれ量を図-8 に、面外ずれ量を図-9 にそれぞれ示す。

面内ずれ X および Y は、 $R=0.01\text{rad}$ . まではほとんど発生せず、 $R=0.04\text{rad}$ . の大変形時においても最大で  $0.4\text{mm}$  程度となった。また柱、梁ともに

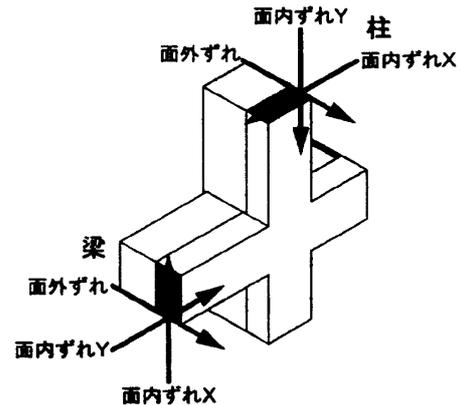


図-7 各ずれ方向定義

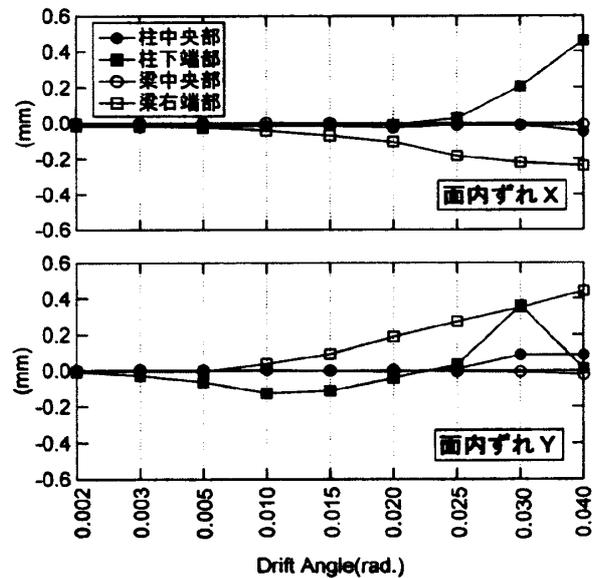


図-8 既存部と補強部の面内ずれ

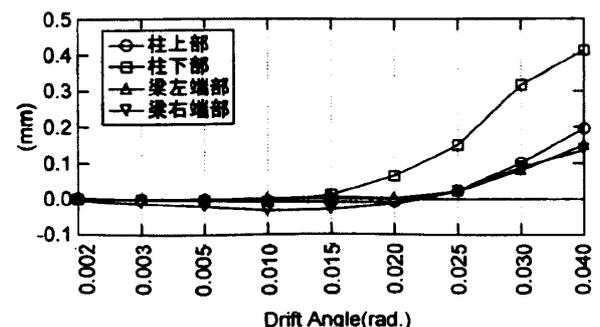


図-9 既存部と補強部の面外ずれ

部材中央部においてずれは発生しておらず、端部にのみ確認された。面外ずれは  $R=0.015\text{rad}$  までほとんど発生せず、柱上部における最大値でも  $0.4\text{mm}$  程度であった。

本実験において、柱、梁ともに部材端部のみに補強部と既存部の面内ずれ量が計測されたことは、荷重装置が既設部の剛心を加力しているのに対して補強部が偏心していることに起因するものと考えられる。すなわち、補強部の端部には偏心曲げによる引き抜き作用が働き、面外方向に微小な曲げ変形が生じた影響で面内ずれが計測されたものと推察される。

#### 4. 計算値との比較

試験体FPおよびFCの計算耐力と実験値の関係を  $N-Qc$  相関曲線上で比較したものを図-10 に示す。柱および梁の終局曲げ耐力計算値は一般化累加強度理論<sup>6)</sup>によって、接合部パネルの終局せん断耐力は終局強度型設計指針<sup>7)</sup>により、それぞれ求めた。図-10 における実験値、梁および接合部パネルの計算値は、それぞれ柱部材のせん断力に換算した値として示している。これらの耐力算定においては、材料試験で得られた数値を用いている。また、累加強度理論が成立する範囲において、FRCの引張靱性は期待できないと判断し、計算においては引張強度を無視している。

各試験体の実験における最大耐力は、試験体FPは接合部パネルの終局せん断耐力を、試験体FCは梁の終局曲げ耐力をそれぞれ上回っていることから、補強フレームの終局耐力は、累加強度理論によって概ね評価できるといえる。

#### 5. まとめ

CES 構造を利用した耐震補強工法の基礎的実験としてフレーム試験体による動的荷重実験をおこなった。この結果、補強部にはFRCを使用しているため、大変形時にもコンクリートの剥落はほとんどなく、震災時におけるコンクリートの剥落および落下による二次被害を防ぐことが確認された。さらに、CES補強を既存RCフレーム

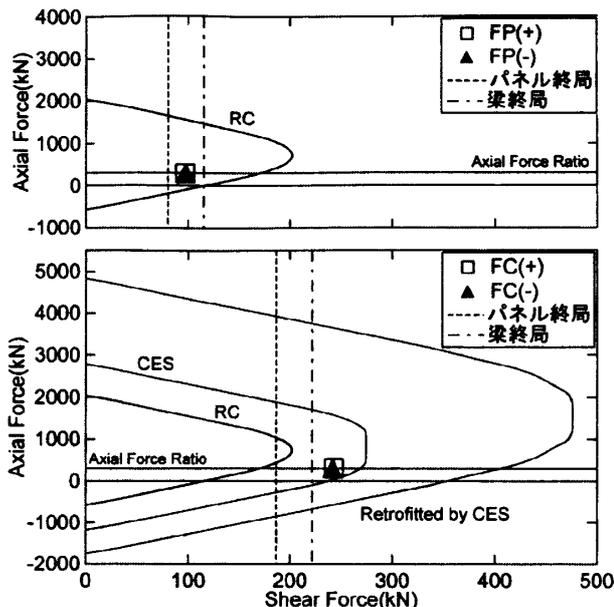


図-10 柱部材における累加強度理論との比較

に施すことにより、初期剛性および最大耐力が増加するとともに、安定した挙動を示すことも確認された。また、既存部と補強部のずれは、大変形時においてもほとんど発生しないことを示した。そして、CES補強を施したRCフレームの耐力は、累加強度理論によって概ね評価が可能であることを示した。

#### 参考文献

- 1) 倉本洋：今伝えたいトピックス CES 合成構造システム，建築雑誌，Vol.120，No.1535，pp.34-35，2005.7.
- 2) 足立智弘，倉本洋，川崎清彦：繊維補強コンクリートを用いた鉄骨コンクリート合成構造柱の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.24，No.2，pp.271-276，2002.7.
- 3) 足立智弘，倉本洋，川崎清彦，柴山豊：高軸力を受ける繊維補強コンクリート-鋼合成構造の構造性能に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.25，No.2，pp.289-294，2003.7.
- 4) 田口孝，永田諭，松井智哉，倉本洋：H型鉄骨を内蔵したCES柱の構造特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.28，No.2，pp.1273-1278，2006.7.
- 5) 田口孝：CESの既存建物の耐震補強への適用，日本建築学会大会（関東）構造部門（SCCS）パネルディスカッション資料，pp.41-44，2006.9.
- 6) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2001.
- 7) 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.