

# 論文 CES 外付耐震補強 RC 柱の耐震性能に及ぼす CES 柱形状の影響

田口 孝<sup>\*1</sup>・倉本 洋<sup>\*2</sup>・松井 智哉<sup>\*3</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確立するために、その耐震補強効果を把握することを目的とし、CES 外付耐震補強 RC 柱の静的載荷実験を実施した。本論では CES 柱の形状を変数とした柱試験体の実験を行い、その結果を比較検討して形状の変化が破壊性状、復元力特性および終局耐力に及ぼす影響について考察する。また、CES 外付耐震補強 RC 柱の終局耐力を累加強度理論によって評価できることを示す。

**キーワード：**CES, 繊維補強コンクリート, 外付耐震補強, RC 柱, CES 柱の形状

## 1. はじめに

これまで筆者らは、鉄骨と繊維補強コンクリート（以下、FRC）のみからなる鉄骨コンクリート合成構造（以下、CES 構造）<sup>1)</sup>を既存 RC 建築物の耐震補強に適用することを計画し、この CES 構造の内蔵鉄骨を、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 を打設するとして外付耐震補強工法を提案した<sup>2)</sup>。この補強工法は従来の外付耐震補強の特徴に加え、鉄筋を配さないことにより施工性を向上できること、および CES 構造の優れた構造性能によりブレースを設置する必要がないことなどがメリットとして挙げられる。すなわち、ブレースの無いフレーム型の補強が可能となるため、図-1 に示すような、これまで遅々として進んでいなかった事務所建築物や集合住宅などの耐震補強に適した耐震補強工法といえる。

これまでの研究<sup>3)~5)</sup>において、既存 RC 柱や RC フレームに CES 補強を施すことによって優れた耐震補強効果が得られることを確認するとともに、CES 補強を施した既存 RC 柱の耐力が既存 RC 柱の終局強度と CES 柱の終局強度の単純累加によって評価できることを示した。



図-1 CES 外付耐震補強工法の採用例

本研究では、実用段階で要求されるような CES 柱の形状を変化させた場合（既存 RC 柱のせいより大きな場合、鉄骨が既存柱より離れて設置され幅が大きな場合）において、その変化が耐震性能に及ぼす影響について確認することを目的として、これらを変数とした静的加力実験を実施した。本論では、その実験概要について述べると共に、実験結果を比較検討し、CES 柱の形状の変化が破壊性状および復元力特性に及ぼす影響、並びに終局耐力の評価に関する検討結果について示す。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体概要

新たに実験用に準備した試験体は 3 体であり、それぞれ文献 3) で示した試験体 C1 を基本として設計されている。表-1 に試験体一覧を、図-2 に各試験体の形状を基本とした試験体 C1 と共に示す。

試験体は上下に加力スタブを有し、既存 RC 柱部分は全試験体とも同様な、内法高さ  $h_0=1,200\text{mm}$ （せん断スパン比  $M/QD=1.5$ ）、断面  $b \times D=400\text{mm} \times 400\text{mm}$  である。また、既存 RC 柱の配筋は、主筋に 10-D19(SD295)、帯筋に 2-D6@200 を配し、せん断破壊が曲げ降伏よりも先行するように設計されている。

表-1 試験体一覧

試験体	C1	CM15	CM20	CA20	
既存部破壊モード	せん断破壊				
柱内法高さ: $h_0(\text{mm})$	1200(せん断スパン比1.5)				
既存部	コンクリート種類	普通コンクリート( $F_c=15\text{N}/\text{mm}^2$ )			
	断面 $b \times D(\text{mm})$	400 × 400			
	主筋	10-D19(SD295)			
	帯筋	D6-@200(SD295)			
補強部	コンクリート種類	FRC( $F_c=30\text{N}/\text{mm}^2$ )			
	断面 $b \times D(\text{mm})$	200 × 400	200 × 600	200 × 800	400 × 400
	内蔵鉄骨断面(mm)	H-300 × (SS400)	H-500 × (SS400)	H-700 × (SS400)	H-300 × (SS400)
	軸力(kN)	600			

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

\*2 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻教授 博士（工学）（正会員）

\*3 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系助教 博士（工学）（正会員）

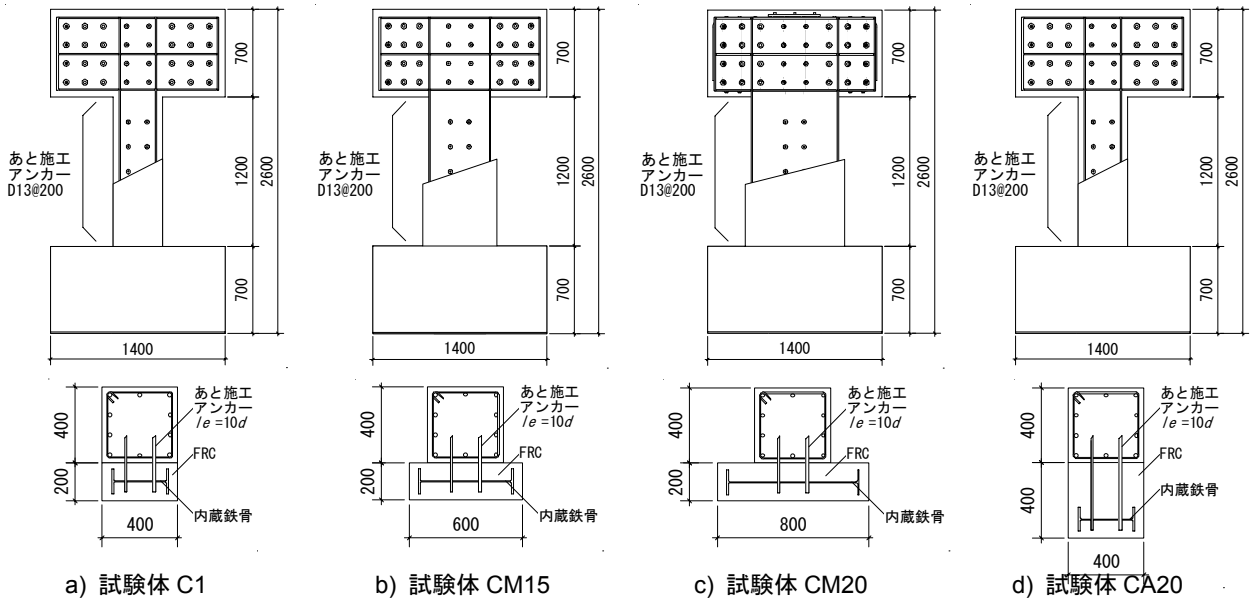


図-2 試験体の形状

実験変数において基本とした試験体 C1 は、断面  $b \times D=200\text{mm} \times 400\text{mm}$  で、H-300×130×6×9 の H 形鋼を内蔵した CES 補強を施したものである。試験体 CM15 および CM20 は、それぞれ柱のせい方向に CES 柱の形状を変化させたものである。すなわち、試験体 CM15 は断面が  $b \times D=200\text{mm} \times 600\text{mm}$  で H-500×130×6×9 の H 形鋼を、試験体 CM20 は断面が  $b \times D=200\text{mm} \times 800\text{mm}$  で H-700×130×6×9 をそれぞれ内蔵した CES 補強を施したものであり、CES 補強量も順に増加している。一方、試験体 CA20 は柱の幅方向に CES 柱の形状を変化させた試験体で、断面  $b \times D=400\text{mm} \times 400\text{mm}$  で H-300×130×6×9 の H 形鋼を内蔵した CES 補強を施したものである。

なお、試験体は既存 RC 柱部分を先行して製作し、その後 CES 補強を施した。手順としてはコンクリート硬化後、既存 RC 柱に対して目荒し処理を行い、ドリルにて穿孔し、二液性のエポキシ系樹脂を用いてあと施工アンカーを打設した。その後、ウェブに貫通孔を設けた H 型鋼を取り付け、型枠を設置して FRC を打設した。

## 2.2 使用材料

表-2 に既存 RC 柱で使用した鉄筋の材料試験結果を、表-3 に CES 柱で使用した鉄骨の材料試験結果を、表-4 に既存 RC 柱で使用した普通コンクリートおよび CES 柱で使用した FRC の材料試験結果を示す。なお、試験体 C1 で用いた材料強度等は、文献 3) を参照されたい。

本実験の試験体 CM15、CM20 および CA20 で用いた普通コンクリートおよび FRC の調合に関しては、試験体 C1 と同様であり文献 3) による。なお、コンクリートには、最大寸法 20mm の粗骨材、最大寸法 5mm の細骨材を使用した。また、FRC に使用した補強繊維は直径が 0.66mm および長さが 30mm のビニロンファイバー (RF4000) であり、体積混入率が 1.0% とした。

表-2 鉄筋材料試験結果

試験片	降伏応力度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	備考
D6	328.7	508.9	172.3	帯筋
D13	335.2	477.8	187.3	アンカー
D19	333.8	506.9	185.5	主筋

表-3 鉄骨材料試験結果

試験片	降伏応力度 (MPa)	引張強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	備考
PL-6	257.2	423.1	186.5	ウェブ
PL-9	240.4	387.8	199.3	フランジ

表-4 コンクリート材料試験結果

試験体名	普通コンクリート		FRC	
	圧縮強度 (MPa)	材齢 (日)	圧縮強度 (MPa)	材齢 (日)
CM15	16.9	46	37.5	28
CM20	16.8	50	35.1	33
CA20	16.9	53	35.1	36

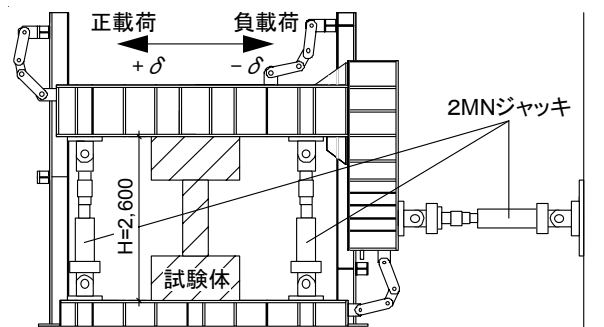


図-3 荷重装置

## 2.3 荷重方法

図-3 に本実験で用いた荷重装置を示す。各試験体とも、既存 RC 柱に対する軸力比 ( $N/bD \sigma_B$ ) で概ね 0.2 に相当する 600kN の一定軸力を作用させた状態で正負逆対称曲げせん断加力を行った。なお、CES 柱側の加力スタブの上下端には 30mm のクリアランスを設けることによって、軸力は既存部のみに作用するようにしている。

水平力の荷重は、柱内法高さ  $h_0$  に対する柱上下端の相対水平変位  $\delta$  の比で与えられる相対部材角  $R (= \delta / h_0)$  による変位制御とした。荷重プログラムは、 $R=0.002$  および  $0.004\text{rad.}$  を 1 サイクル、 $R=0.0067, 0.01, 0.015, 0.02, 0.03$  および  $0.04\text{rad.}$  を 2 サイクルずつ行い、最後に  $R=0.05\text{rad.}$  を半サイクルとした。

### 3. 実験結果

#### 3.1 破壊性状

写真-1 に各試験体の既存部面（既存 RC 柱側）および補強部面（CES 柱側）の最終破壊状況を示す。写真の矢印の方向は正荷重方向を表している。

試験体 C1 における既存部の破壊性状は、 $R=0.002\text{rad.}$  のサイクルで端部にせん断ひび割れが発生し、 $R=0.0067\text{rad.}$  のサイクルで、主筋に沿ったひび割れが発生した。以降、これらのひび割れが主に伸展し、 $R=0.03\text{rad.}$  のサイクルでは主筋が露出した。補強部の破壊性状は、端部に曲げひび割れが発生し、 $R=0.01\text{rad.}$  のサイクルでフランジ位置に沿ったひび割れが発生して進行するが、コンクリートはほとんど剥落しなかった。

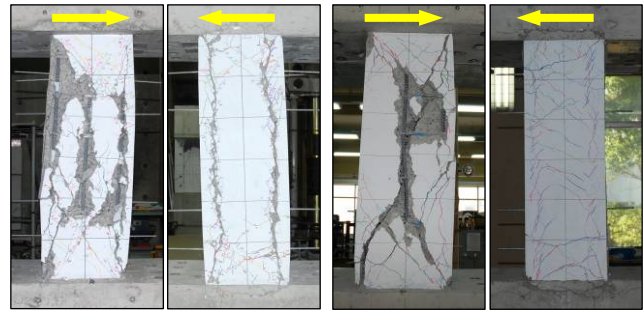
試験体 CM15 における既存部の破壊性状は、 $R=0.0067\text{rad.}$  のサイクルにおいてせん断ひび割れが発生した。 $R=0.02\text{rad.}$  でかぶりコンクリートが剥落したため、主筋の表面が露出した。その後、変位振幅の増加に伴いコンクリートの剥落および破壊が進行した。補強部の破壊性状は、試験体 C1 とほぼ同様の傾向を示し、荷重初期段階において端部に曲げひび割れが発生し、 $R=0.01$  および  $0.015\text{rad.}$  のサイクルで内蔵鉄骨のフランジ位置に沿ったひび割れが発生して進行した。

試験体 CM20 における既存部の破壊性状は、試験体 CM15 と同様の傾向を示したが、 $R=0.04\text{rad.}$  のサイクル以後に急激にコンクリートの剥落および破壊が進行した。補強部の破壊性状は、荷重初期においては試験体 CM15 と同様に端部に曲げひび割れが発生した。 $R=0.01\text{rad.}$  のサイクルにおいて、せん断ひび割れが発生し、変位振幅の増加に伴ってこのひび割れが増幅した。

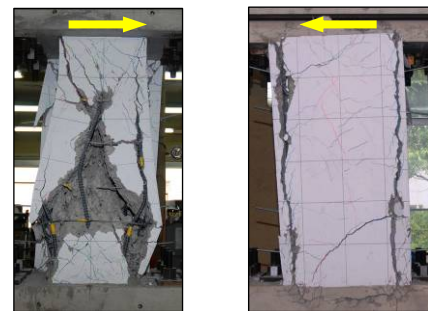
試験体 CA20 の既存部および補強部の破壊性状はともに、試験体 C1 とほぼ同様の傾向を示した。

#### 3.2 水平荷重－水平変形関係

表-5 に実験結果一覧を、図-4 に水平荷重－水平変形関係を示す。図中の▲印および△印は、試験体に貼付したひずみゲージによって計測された、柱頭および柱脚部の主筋および内蔵鉄骨が最初に降伏した時点、□印は帯筋が最初に降伏した時点を表している。点線は各試験体の耐力算定値を示しており、その耐力は既存 RC 柱のせん断耐力に CES 柱の曲げ耐力を単純累加して算定した。なお、耐力計算には材料試験で得られた値を用い



既存部面 補強部面  
a) 試験体 C1 d) 試験体 CA20



既存部面 補強部面  
b) 試験体 CM15



既存部面 補強部面  
c) 試験体 CM20

写真-1 最終破壊状況

表-5 実験結果一覧

試験体	荷重方向	主筋降伏時		鉄骨降伏時		最大耐力時	
		$R_y$ (rad.)	$P_y$ (kN)	$R_y$ (rad.)	$P_y$ (kN)	$R_{max}$ (rad.)	$P_{max}$ (kN)
C1	正	0.0040	526.6	0.0037	515.4	0.0067	653.4
	負	-0.0045	-527.4	-0.0033	-431.4	-0.0101	-633.9
CM15	正	0.0131	898.7	0.0037	669.9	0.0151	916.0
	負	-0.0134	-835.0	-0.0040	-672.2	-0.0151	-853.7
CM20	正	0.0132	1219.1	0.0031	794.4	0.0201	1314.3
	負	-0.0093	-1129.0	-0.0031	-786.9	-0.0200	-1307.6
CA20	正	0.0092	637.7	0.0016	340.6	0.0151	676.7
	負	-0.0100	-579.9	-0.0040	-488.4	-0.0152	-615.2

表-6 耐力算定結果

試験体	既存RC柱		CES柱	全体	$P_{max} / Q_{cal}$ (%)
	$Q_{mu}$ (kN)	$Q_{su}$ (kN)	$Q_{mu}$ (kN)	$Q_{cal}$ (kN)	
	累加強度	荒川式	累加強度	既存+補強	
C1	364.9	290.1	280.4	570.6	114.5
CM15	360.1	260.9	553.2	814.1	112.5
CM20	359.7	260.3	945.1	1205.3	109.0
CA20	359.9	260.6	276.7	537.4	125.9

て、既存 RC 柱では荒川式 (係数 : 0.068) <sup>6)</sup> によるせん断耐力を、CES 柱では実験と同様に軸力  $N=0kN$  の条件下での一般化累加強度理論 <sup>7)</sup> による曲げ終局耐力を求めた。ここで、FRC の引張強度は無視している。表-6 に耐力算定結果を示す。

試験体 C1 では、主筋および鉄骨は  $R=0.004rad.$  で降伏し、 $R=0.0067rad.$  で最大耐力を記録した。また、最終変形角まで紡錘型の大きな履歴ループを描いた。

試験体 CM15 についても、紡錘型の安定した挙動を示し、 $R=0.015rad.$  で最大耐力を記録した。ただし、 $R=0.03rad.$  のサイクル以後において、耐力低下が認められた。

試験体 CM20 に関しては、CES 補強量が増加したことによって試験体 CM15 に比べ最大耐力が増加している。一方、 $R=0.03rad.$  のサイクル以後において、耐力低下が顕著となっている。これは、既存部のコンクリートの破壊が進行したためと推察される。

試験体 CA20 に関しては、試験体 C1 とほぼ同様な紡錘型の履歴ループを描いており、最終サイクルまで安定した履歴性状を示した。

また、全ての試験体とも比較的早い段階で既存 RC 部の帯筋が降伏しており、既存 RC 柱ではせん断破壊が生じたものと考察される。

図-5 に水平荷重-水平変形関係の正載荷時の包絡線を比較したものを示す。なお、縦軸は各試験体の水平荷重をそれぞれの最大耐力で除すことで無次元化している。

試験体 C1, CM15 および CM20 の比較において、試験体 C1 は緩やかに耐力が低下しているのに対し、試験体 CM15 および CM20 は  $R=0.03rad.$  以降の耐力低下が顕著に見られた。最大耐力点 (図中○印) に関しては、試験体 C1 は  $R=0.0067rad.$ 、試験体 CM15 は  $R=0.015rad.$ 、試験体 CM20 は  $R=0.02rad.$  となっており、CES 柱のせいが増加する (CES 補強量が増加) につれ最大耐力を発生する変形角が大きくなる傾向にある。また、鉄骨の降伏点 (図中△印) の変形角は各試験体とも同様であるが、主筋の降伏点 (図中▲印) は試験体 C1 に比べ試験体 CM15 および CM20 の方が大きくなっている。これは、CES 柱のせいが増加したことにより、既存 RC 部の主筋が中間筋のように作用したためであると推察される。

試験体 C1 および CA20 の比較では、包絡線はほぼ同様の傾向を示している。最大耐力点に関しては、試験体 C1 は  $R=0.0067rad.$ 、試験体 CA20 は  $R=0.015rad.$  となっており、試験体 CM15 および CM20 と同様に最大耐力時の変形角が大きくなる傾向にある。主筋の降伏点に関しても、試験体 C1 に比べ試験体 CA20 の変形角の方が大きい。これは試験体の構造芯と実験の載荷点 (既存 RC 柱の中央) とが異なるため、試験体に対してねじれが発生することによる影響と推察される。

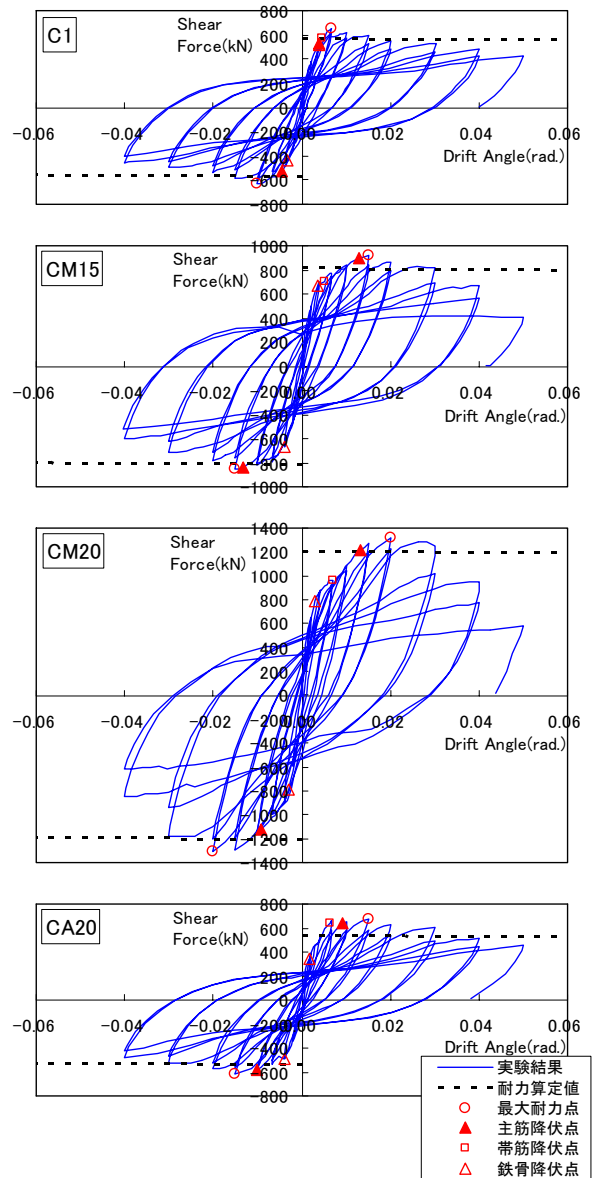


図-4 水平荷重-水平変形関係

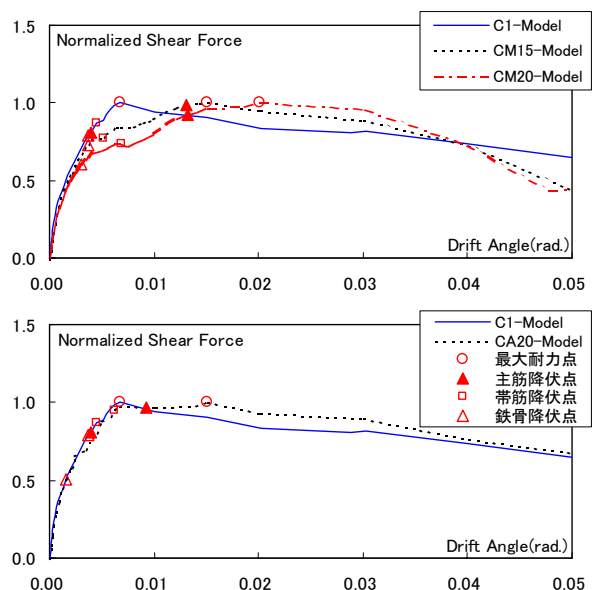


図-5 包絡線の比較

### 3.3 主筋および鉄骨の応力分布

図-6 および図-7 に各試験体の主筋および鉄骨フランジの材軸方向の応力分布を示し、図-8 に応力計算に用いたひずみゲージの位置を示す。なお、応力の計算は鉄筋および鉄骨に貼付したひずみゲージの計測値と材料試験結果で得られた値を用いて、鋼材の応力-ひずみ関係を完全バイリニアにモデル化して行った。

試験体 C1, CM15 および CM20 の比較では、主筋の応力分布に関して既存部側の主筋と補強部側の主筋で差異が認められる。特に、試験体 C1 に比べ試験体 CM15 および CM20 の柱脚部では応力が引張側に移行している傾向が見られる。ただし、鉄骨の応力分布に関しては、特に差異は無く、各試験体とも載荷初期に端部において鉄骨が降伏している。

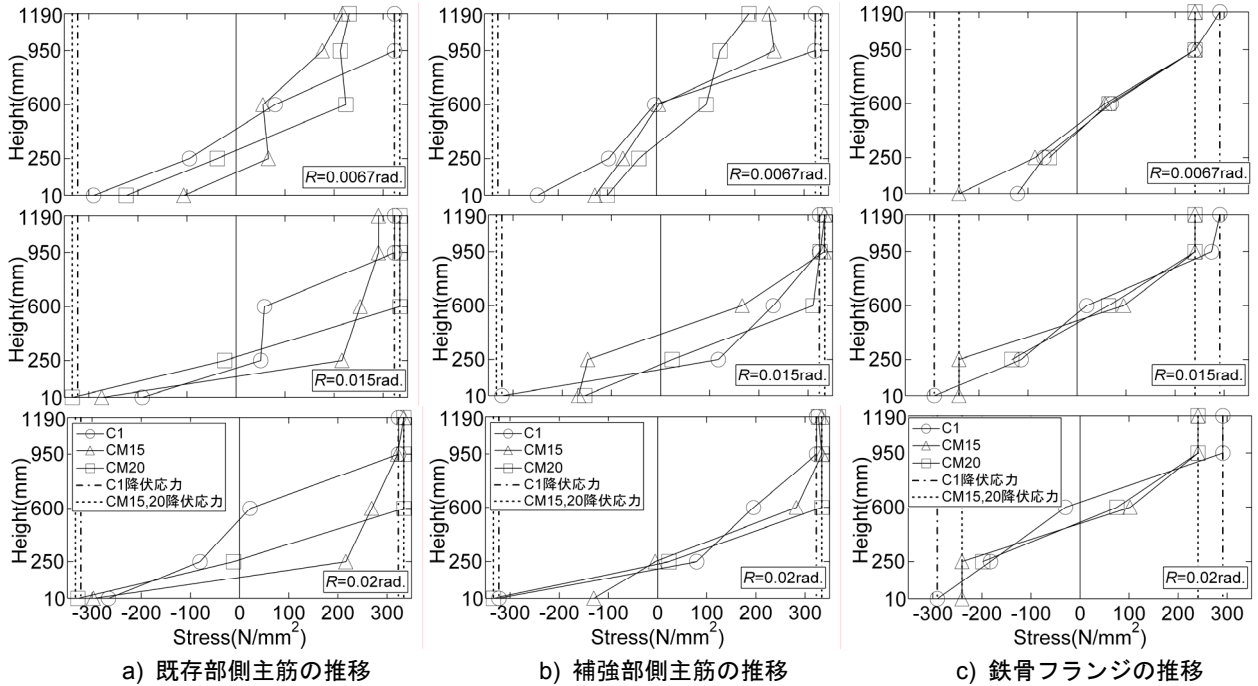


図-6 主筋および鉄骨の応力分布 (試験体 C1, CM15, CM20 の比較)

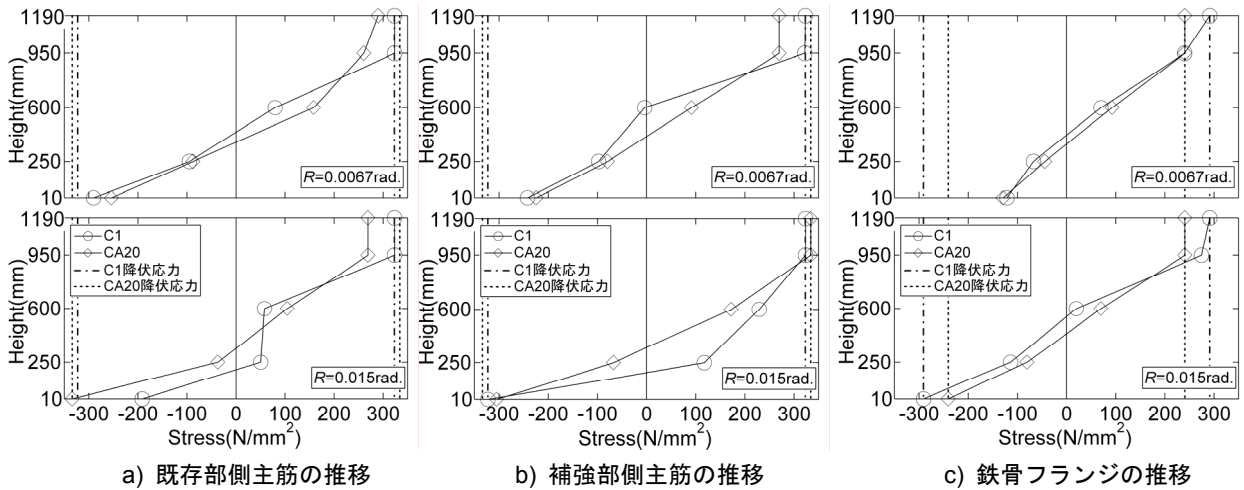


図-7 主筋および鉄骨の応力分布 (試験体 C1, CA20 の比較)

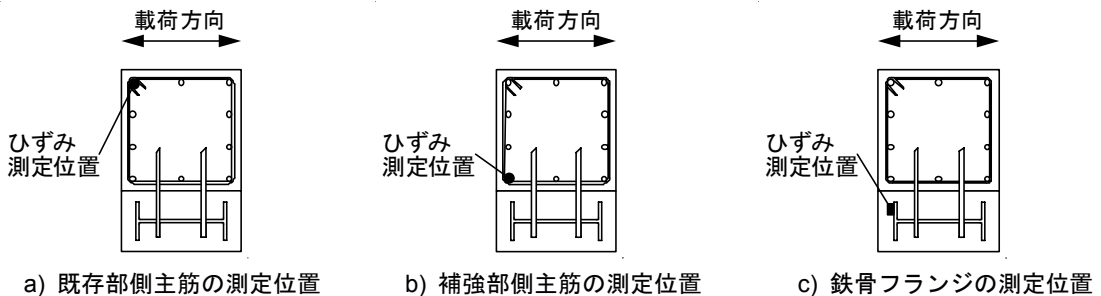


図-8 主筋および鉄骨のひずみ測定位置

試験体 C1 および CA20 の比較では、3.2 節の包絡線の比較においては主筋および鉄骨の降伏時の変形角に差異が見られたが、この応力分布ではほとんど差異は認められない。

#### 4. CES 補強 RC 柱の最大耐力の評価について

図-9 に各試験体の計算値と実験値の関係を  $N-Q_c$  相関曲線上で比較したものを示す。図中の実線は、既存 RC 柱 (RC) では一般化累加強度理論<sup>7)</sup>により求めた曲げ耐力の相関曲線を荒川式 (係数 : 0.068)<sup>6)</sup>によるせん断耐力で頭打ちした相関曲線を示しており、CES 補強 RC 柱 (Retrofitted by CES) については既存 RC 柱の耐力に CES 柱の一般化累加強度理論による曲げ耐力 (軸力  $N=0\text{kN}$ ) を単純累加したもので表している。また、点線は既存 RC 柱および CES 柱の曲げ耐力をせん断耐力で頭打ちせずに示した相関曲線である。なお、ここで耐力の計算には材料試験結果で得られた値を用いた。

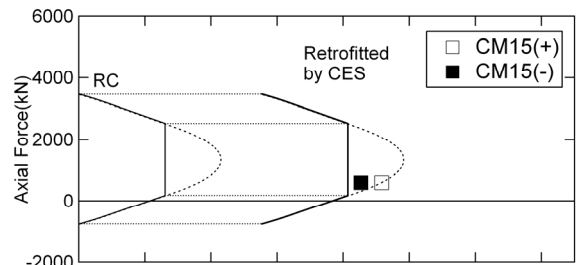
各試験体とも実験における最大耐力が理論上の相関曲線とほぼ一致しており、CES 補強 RC 柱の終局耐力はせん断耐力で頭打ちした相関曲線によって十分に評価できるといえる。また、文献 3, 4)でも見られたように、CES 補強を施すことによって既存部がせん断破壊型から曲げ降伏型に移行している傾向も認められ、せん断耐力で頭打ちせずに算出した相関曲線によっても、概ね評価が可能であることが確認できる。

#### 5. まとめ

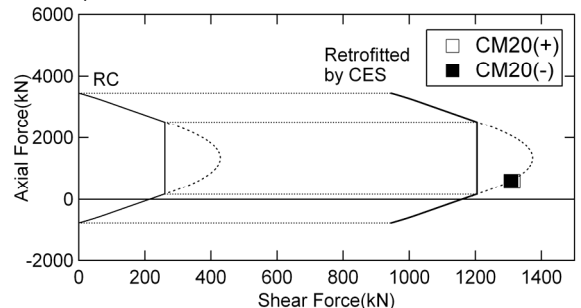
本論では当該耐震補強工法の確立を目的として、CES 補強 RC 柱の耐震性能に及ぼす CES 柱の形状の影響を静的載荷実験により検討した。

本研究で得られた知見は以下のように要約できる。

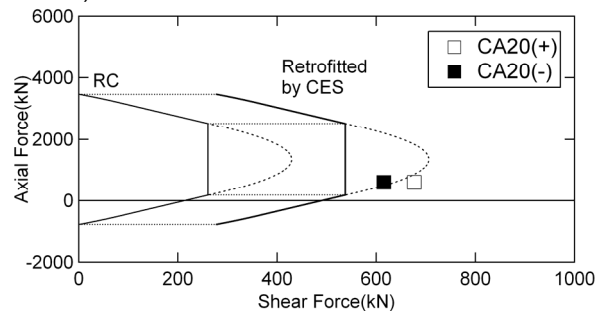
- (1) 柱のせい方向に CES 柱の形状を変化させた場合、補強部の破壊性状には差異が認められた。(試験体 C1, CM15, CM20 の比較)
- (2) 柱の幅方向に CES 柱の形状を変化させた場合、破壊性状には大きな差異は認められなかった。(試験体 C1, CA20 の比較)
- (3) 各試験体とも CES 補強量が増加するに伴い、最大耐力の増加および最大耐力時の変形角が大きくなる傾向がある。また、せい方向に補強部の形状を変化させた場合、大変形時における耐力低下が顕著となる。
- (4) CES 補強を施した RC 柱の終局耐力は、CES 柱の形状が変化した場合においても、軸力  $N=0$  の条件において算定した一般化累加強度理論による CES 柱の曲げ耐力と既存 RC 柱の耐力の単純累加によって評価することができる。



a) 試験体 CM15 の累加強度理論による計算値



b) 試験体 CM20 の累加強度理論による計算値



c) 試験体 CA20 の累加強度理論による計算値

図-9 終局耐力評価

#### 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) 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
- 3) 芳賀亮祐, 田口孝, 松井智哉, 倉本洋：CES 外付耐震補強を施した RC 柱の耐震性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1183-1188, 2007.7
- 4) 佐藤美郷, 倉本洋, 田口孝, 松井智哉：CES 外付耐震補強 RC 柱の耐震性能に及ぼす既存柱の破壊モードとせん断スパン比の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1225-1230, 2008.7
- 5) 倉本洋, 芳賀亮介, 松井智哉, 田口孝：CES 外付耐震補強 RC フレームの動的載荷実験, 日本建築学会構造系論文集, Vol.73, No.630, pp.1265-1272, 2008.8
- 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
- 7) 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