

# 論文 RC フレームの増設および CES 門形補強を施した既存 RC フレームの構造性能

内村 恭平\*1・小島 佑太\*2・松井 智哉\*3・倉本 洋\*4

**要旨**：本研究では、既存 RC フレーム内に CES 門形補強フレームを挿入した耐震補強工法の適用性の拡張を目的とし、従来の工法から、集合住宅などの耐震改修工事の際に住民が居住しながら施工ができる工法とするために、既存 RC フレームに新たな RC フレームの増設および CES 門形補強フレームを用いた工法を提案する。本論では、当該耐震補強工法を対象に 1 層 1 スパンの静的載荷実験を実施し、その破壊性状、耐力上昇効果および変形性能について明らかにするとともに耐力評価法について検討を行う。

**キーワード**：耐震補強工法, CES 構造, RC フレーム, CES 門形フレーム

## 1. はじめに

既存建築物の耐震補強工法において、従来型の鉄骨ブレースや耐震壁などの増設は出入り口や窓を塞いでしまう場合が多く、採光や通風などの開口機能を損なうという問題点がある。この問題の解決策として開口機能を維持でき、高耐震性を有する鉄骨と繊維補強コンクリートによって構成される CES (Concrete Encased Steel) 部材を用いた補強工法を提案してきた。これまでの研究<sup>1)~3)</sup>では、開口機能を維持したまま強度と靱性を向上させることを主目的とし、ロ形および門形 CES 造フレームで補強された既存 RC フレームの加力実験、さらに CES 付帯柱のみで補強された RC 柱の加力実験を実施してきた。そこでは、当該補強フレームおよび補強柱の履歴特性や破壊性状などを把握するとともに、終局耐力の評価法についても検討してきた。提案の補強工法の特徴は、アンカー工事による騒音、振動、粉塵の問題を低減するために、補強部材の端部のみなどの最小限のあと施工アンカーとエポキシ樹脂による接着工法の併用としている点にある。この工法では、アンカーがない接合面ですれは生じるが、実験により耐力上昇および変形性能の向上（脆性破壊の防止）が確認されている。また、本工法では、より耐力の上昇を望まれるケースもあることから、さらに耐力を増大させることを主眼に置き、補強部材の断面を大きくした場合、あと施工アンカーにより既存部と補強部の一体性を高めた場合について構造実験を行い、その補強効果および適用性について明らかにした。<sup>4)</sup>

しかし、文献 1)~4)の工法でも、耐震改修工事の際に開口部のサッシ類を一度取り外す必要があるため居ながら補強が望まれる集合住宅などでは施工が難しいという問題が残っていた。そこで、既存柱梁構面内に補強部材

を配置するのではなく、**図-1**に示すような柱および梁を増打ちした新たな構面内に CES 造補強部材を取り付け、サッシ等の取り外し工事をなくし、かつ補強後の梁下の内法高さを維持できる工法を提案する。本研究では、従来の工法から拡張した上記の補強工法を対象に静的載荷実験を実施し、その破壊性状、耐力上昇効果および変形性能について明らかにすることを目的としている。

## 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体一覧を表-1に、配筋図を**図-2**および**図-3**に示す。試験体は、実大建物の約 1/2.5 スケールの 1 層 1 スパンフレームであり、既存 RC フレームと増打ち RC フレームと CES 補強部から構成される。実験で用いた 2 体の試験体は、既存 RC フレーム部（以下、既存部）と CES 補強部の仕様は同一であるが、増打ち RC フレーム部（以下、増打ち部）は配筋が異なる。試験体 ERF-A では、増打ち部柱の主筋を柱梁仕口部でカットした（**図-3**）。これは、一般の住宅建物にあるバルコニー部分の通し配筋ができない場合を想定している。試験体 ERF-B は、柱お

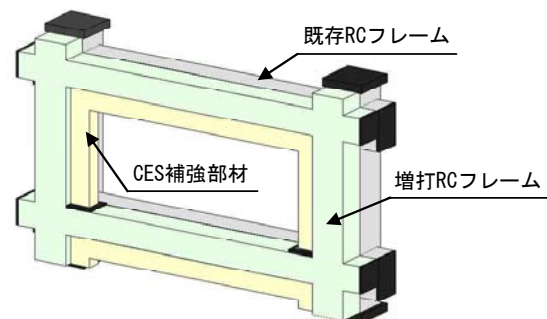


図-1 工法の概要

\*1 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 (学生会員)

\*2 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学系 (学生会員)

\*3 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学系 准教授 博士 (工学) (正会員)

\*4 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)

表-1 試験体一覧

		ERF-A	ERF-B
既存 RC 部	柱	b×D : 250×250mm, 主筋 : 12-D13 SD295A( $pt=0.93\%$ ), 補強筋 : D6@150 SD295A( $ps=0.17\%$ )	
	梁	b×D : 210×300mm, 主筋 : 12-D19 SD345( $pt=1.58\%$ ), 補強筋 : D10@80 SD345( $ps=0.85\%$ )	
増打ち RC 部	柱	b×D : 210×250mm, 主筋 : 7-D16 SD345, 補強筋 : D10@75 SD345( $ps=0.45\%$ )	
	梁	b×D : 210×191mm, 主筋 : 6-D16 SD345, 補強筋 : D10@80 SD345( $ps=0.42\%$ )	
	主筋の配筋	柱の一部カット	通し配筋
CES 補強部	柱・梁	b×D : 110×155mm, 鉄骨 BH-120×60×12×12	

あと施工アンカー : D10 (SD295A)  $L=12d$ , 通しボルト :  $\phi 13$  (SBPR930)

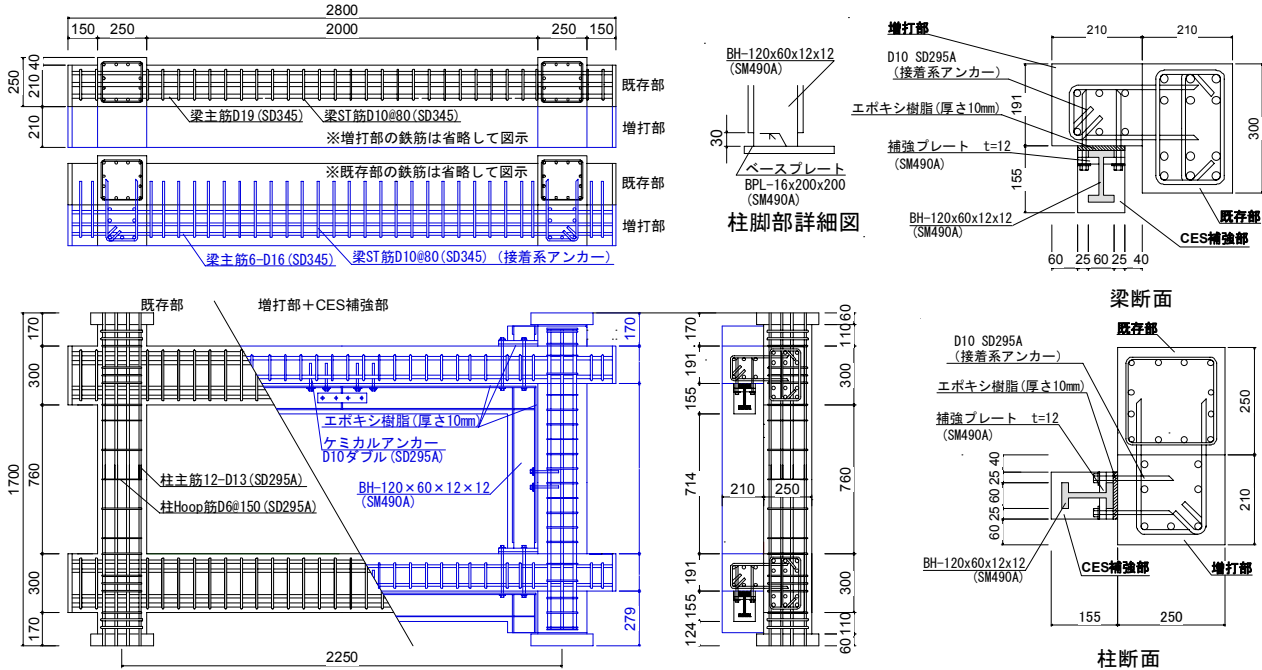


図-2 配筋図 : 試験体 ERF-B (既存部および CES 補強部は全試験体共通)

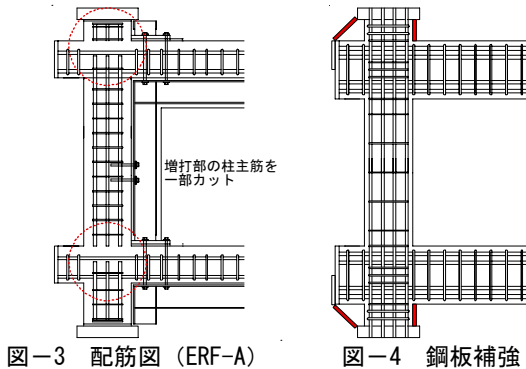


図-3 配筋図 (ERF-A)

図-4 鋼板補強

よび梁の主筋をカットせずに柱梁仕口内に通して配筋した (図-2)。CES 補強部材の脚部はピン支点に近づくために、図-2 に示すように鉄骨フランジをカットした。

既存 RC フレームは柱のせん断破壊が先行するように設計している。また、各試験体共通で、荷重装置からの軸力が既存柱のみに直接伝達されるようにするために、柱上下の定着板と増打ち部の間に隙間を設けた。しかし、荷重方法の都合上、水平荷重も既存部のみに伝達されることから既存部上下柱での破壊が予想される。そこで、今回の実験は主要な試験部位である中間層の耐力を得ることを目的としているため、既存柱の破壊の防止策として鋼板による補強を施した (図-4)。

## 2.2 使用材料

コンクリート、鉄筋および鉄骨の材料特性を表-2、表-3 に示す。なお、既存部および増打ち部の普通コンクリート (早強) の設計強度はそれぞれ  $F_c=18\text{N/mm}^2$ ,  $F_c=24\text{N/mm}^2$  である。CES 補強部の繊維補強コンクリート (早強) の設計強度は  $F_c=30\text{N/mm}^2$  である。補強繊維はビニロンファイバー (RF4000) を使用し、体積混入率を 1.0% とした。また、接着接合には圧縮強度  $60\text{N/mm}^2$  以上および引張せん断接着強度  $10\text{N/mm}^2$  以上の規格値を有する注入用エポキシ樹脂とあと施工アンカー、通しボルトによる接着工法の併用を用いた。

## 2.3 荷重方法

図-5 に荷重装置の概要を示す。荷重方法は静的正負交番荷重であり、水平力は、1000kN マニュアルジャッキにより、加力フレームを介して両柱上部に取り付けてあるピン支承より試験体に伝達した。また、軸力は、東西のマニュアルジャッキより各柱に  $N=0.2bD\sigma_B$  (700kN) の一定軸力を加えた。加力方法は、上下梁芯々位置における相対水平変位  $\delta$  と梁芯間距離  $h$  ( $=1060\text{mm}$ ) より求めた部材角  $R$  ( $=\delta/h$ ) により変位制御を行い、加力サイクルは  $R=1/400\text{rad}$  を 1 サイクル行った後、 $R=1/200, 1/100,$

表-2 コンクリートの材料特性

試験体	普通コンクリート				繊維補強コンクリート	
	既存部		増打部		CES 補強部	
圧縮強度 [N/mm <sup>2</sup> ]	28.8	28.9	35.5	37.5	46.0	46.7
弾性係数 [N/mm <sup>2</sup> ]	21100	30700	27100	31800	30700	31600
圧縮強度時ひずみ [μ]	2086	2371	2188	1976	2880	1730
材齢 [日]	59	64	47	52	26	31

表-3 鋼材の材料特性

	降伏強度	引張強度	弾性係数	備考
D6 (SD345)	357	474	151700	(1)帯筋
D10 (SD295)	313	446	178500	アンカー筋
D10 (SD345)	369	570	189300	(2)帯筋, あばら筋
D10 (SD345)	378	592	160200	(1)あばら筋
D13 (SD295A)	348	506	145600	(1)柱主筋
D16 (SD345)	356	523	153100	(2)柱梁主筋
D19 (SD345)	383	539	168900	(1)梁主筋
PL-12 (SM490A)	366	531	201000	鉄骨
φ13 (SBPR930)	854	1026	185800	通しボルト

(1) : 既存部, (2) : 増打部 単位 : [N/mm<sup>2</sup>]

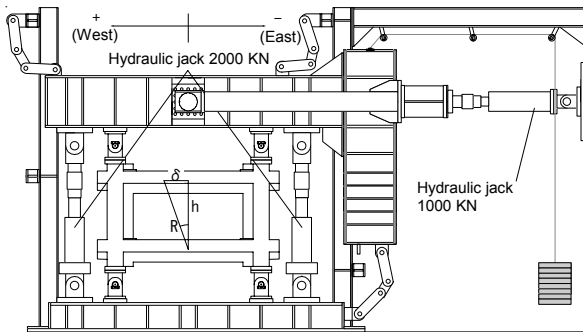


図-5 荷重装置の概要

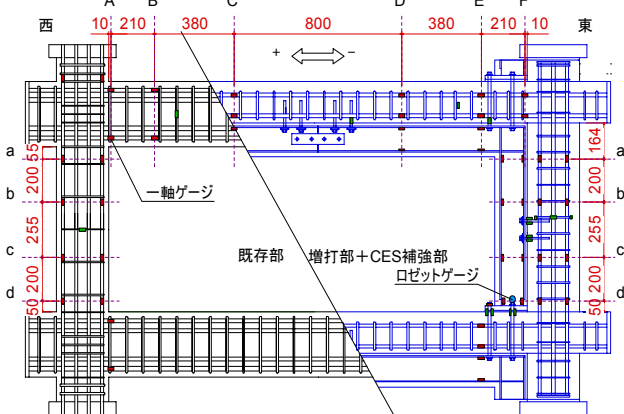


図-6 ひずみゲージ貼付位置

1/67, 1/50, 1/33, 1/25rad.と2サイクルずつ繰り返し, R=1/20rad.を一方荷重とした。

## 2.4 計測計画

計測変位は制御変位となる水平層間変位(図-5)と加力梁の回転の他, 既存部, 増打部およびCES補強部のずれや開き量とした。また, 鉄筋, 鉄骨およびアンカーのひずみはひずみゲージで計測した(図-6)。さらに繰り返し荷重における第1サイクルのピーク時と除荷時においてクラックスケールを用いてひび割れ幅を計測した。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊性状と水平荷重-層間変形角関係

図-7に各試験体の水平荷重-層間変形角関係を示す。図中には鉄筋および鉄骨が最初に引張降伏した点を示す。

#### (1) 試験体 ERF-A (増打部の柱主筋を一部カット)

試験体 ERF-A においては, R=1/400rad.のサイクルで既

存部および増打部の梁に曲げひび割れが発生した。また, 増打部とCES補強部の境界にひび割れが観察された。

R=1/200rad.のサイクルで既存部の下梁で曲げせん断ひび割れ, 既存部および増打部の柱梁接合部にせん断ひび割れが発生した。R=1/100rad.のサイクルで増打部の柱の曲げひび割れは0.85mmほどに達したが, 柱主筋を定着した既存部の柱にはほとんどひび割れがなかった。R=1/67rad.のサイクルでは既存部の梁端部で圧縮ひび割れが発生し, 梁部材の主筋および鉄骨の降伏が確認された。それ以降は, R=1/33rad.のサイクルで最大耐力に達し, 梁端部の曲げひび割れの拡幅とともに端部コンクリートの圧壊が進行する破壊経過を辿った。

#### (2) 試験体 ERF-B (増打部の柱・梁の主筋は通し配筋)

試験体 ERF-B では, 試験体 ERF-A と同様の破壊経過を示した。しかし, 試験体 ERF-A と異なり増打部の柱主筋を定着しているため, R=1/100rad.のサイクルにおける増打部柱の曲げひび割れ幅は0.15mm程度であり, 試験体 ERF-A と比べると小さいことが確認された。なお, 計測器具の不具合により R=1/50rad.のサイクルより, 水平変位が正方向にシフトした履歴になっている。

図-8に正荷重1サイクル目の水平荷重-層間変形角関係の包絡線を示す。図-8では, 既往の実験<sup>2)</sup>による無補強RCフレーム試験体 NBF (柱せん断破壊型)の実験結果も併せて示す。なお, 無補強試験体は, 今回の試験体と同一形状・同一配筋の柱であり, 柱のせん断破壊により, せん断強度に到達後, 急激に耐力を失っている。材料強度に違いがあるため厳密な比較とはならないが, 無補強試験体の最大耐力が236kNであるのに対し, 試験体 ERF-A と試験体 ERF-B の最大耐力は540kN程度であり, ほぼ2倍の耐力増大が確認できる。また, 最終的な破壊機構は梁降伏型となり, 最大耐力後の耐力低下も緩やかで変形性能の向上も確認できる。増打部柱の主筋の定着の有無が復元力特性に及ぼす影響はほとんどない。これは, 試験体が梁降伏機構を形成したためである。

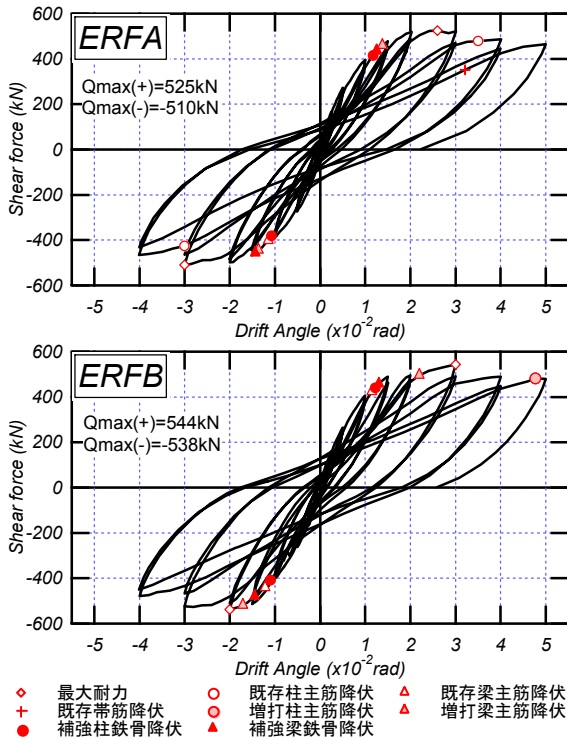


図-7 水平荷重-層間変形角の関係

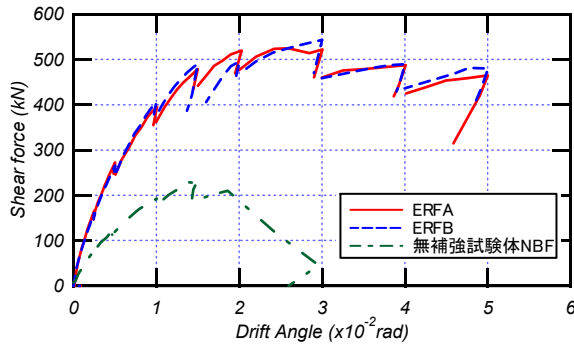


図-8 無補強試験体との比較

### 3.2 接合面のずれおよび開き

図-9 に最大耐力に至る  $R=1/33rad$  までの正載荷ピーク時の増打部と CES 補強部の接合面のずれおよび開きを、図-10 に既存部と増打部の接合面のずれ、図-11 に変位の計測位置を示す。本論では、変位は図の矢印の方向を、開き量は開く方向を正の値としている。

#### (1) 増打部と CES 補強部の接合面のずれおよび開き

増打部と CES 補強部の柱接合面の開きは  $R=1/400rad$  のサイクルから、ずれは  $R=1/200rad$  のサイクルから発生することが確認できる。梁接合面の開きは  $R=1/200rad$  のサイクルから、ずれは  $R=1/100rad$  のサイクルから発生しており、柱に比べるとずれの発生時期が遅いことが伺える。その後、柱と梁ともに、ずれと開きは荷重サイクルの進行とともに直線的に増大している。

#### (2) 既存部と増打部の接合面のずれおよび開き

既存部と増打部の接合面については、試験体 ERF-A の西柱を除いて接合面にひび割れはほとんど観察されてお

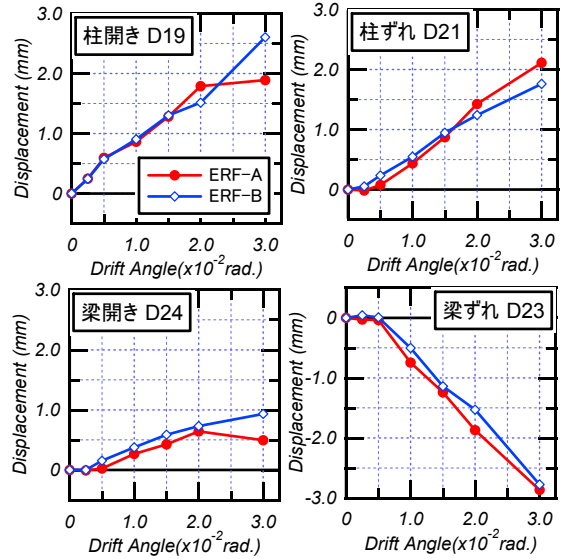


図-9 増打部と補強部の接合面のずれと開き

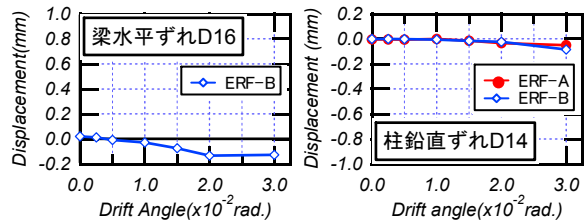


図-10 既存部と増打部の接合面のずれ

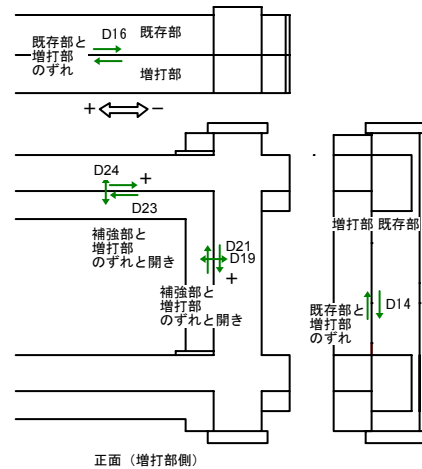


図-11 計測位置

らず、図-10 (D16 の試験体 ERF-A は計測不良) に示す計測された変位を見ても、ずれおよび開きともに微小であり、荷重時の最大のずれ量は 0.2mm 程度で微小である。層間変形角の進行とともに損傷が大きくなる端部では局部的にずれが生じる可能性があるが、それ以外はほぼ一体性を保っていることが確認できた。

### 3.3 梁部材の主筋および鉄骨フランジの応力

図-12 に試験体 ERF-A の  $R=1/200$ 、および  $1/50rad$  の正載荷ピーク時における上梁各断面の主筋と鉄骨フランジの応力分布を示す。応力の計算はひずみゲージ測定値と材料試験結果を用いて、鋼材の応力-ひずみ関係をバイリニアにモデル化して行った。また、図中の縦軸は CES



補強部梁下端からの距離を示している。本論では、引張応力を正の値として示した。図-12に対応する断面位置A~F（ゲージ貼付位置）は図-6に示している。

R=1/200rad.の図-12(a)より、断面Bでは増打部と補強部の応力が直線的に分布しており、ほぼ合成断面として挙動していることが確認できる。しかし、断面Eでは接合面を境に応力にずれが生じ始めている。R=1/50rad.時である図-12(b)より、梁全体にわたってこの応力のずれ量は、载荷サイクルの進行とともに増大していった。また、R=1/50rad.時の梁端部では、既存部主筋、増打部主筋および補強部鉄骨フランジは概ね引張降伏に至っていることが確認できる。また、梁上端が引張となる断面AおよびBでは、既存部と増打部の応力分布がほぼ同一直線上にあり、既存部と増打部が一体となってモーメントを負担していることが確認できる。一方、梁上端が圧縮となる断面EおよびFを見ると、既存部と増打部の応力分布は同一直線上にはないが、勾配は等しい応力分布となっている。増打部の応力が、既存部の応力よりも引張側にシフトしているが、これは、補強部フレームからの反力が梁の引張力として作用していることが原因であると考えられる。

### 3.4 柱部材の主筋および鉄骨フランジの応力

図-13に試験体ERF-Aおよび試験体ERF-Bの1/50rad.の正载荷ピーク時における柱頭および柱脚位置の主筋と鉄骨フランジの応力分布を示す。応力の算出方法は3.3節と同様である。図-13に対応する断面、主筋および鉄骨の位置を図-11と図-14に示す。

試験体 ERF-A の増打部の主筋は柱脚部で定着してい

ないため、断面dの増打部主筋の応力はほとんど発生していない。それに対し、試験体ERF-Bでは主筋のカットを行っていないため断面dで応力が発生している。また、西柱の断面dを除いて増打部と補強部の境界面を境に発生応力のずれが顕著に表れており、(既存部+増打部)と補強部が独立してモーメントを負担していることがわかる。さらに、補強部の鉄骨フランジは引張側で降伏応力度にほぼ達している。

既存部の主筋応力に着目すると、東柱の断面dでL2の応力がL1と比較して引張側に大きくなっていることが確認できる。これは、試験体全体で鉛直軸方向に対して回転が生じたためと考えられる。

### 4. 耐力計算

耐力計算は、3章の実験結果で示したように既存部と増打部ではずれなどはほとんど生じていないこと、増打部とCES補強部の接合面はずれや開きに伴う応力の不連続の発生を考慮して、フレーム全体の耐力は、既存部+増打部の耐力にCES補強部の耐力を累加とした。このときのヒンジ発生位置を図-15に示す。

RC部材の曲げ耐力は、文献5)の算定式を用いる。こ

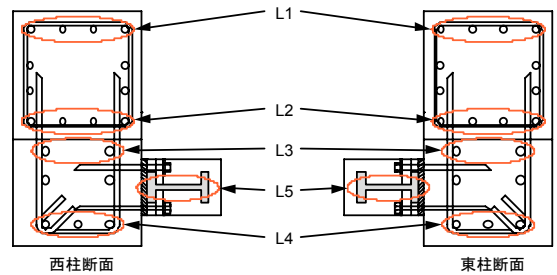


図-14 柱断面の応力分布における凡例の説明図

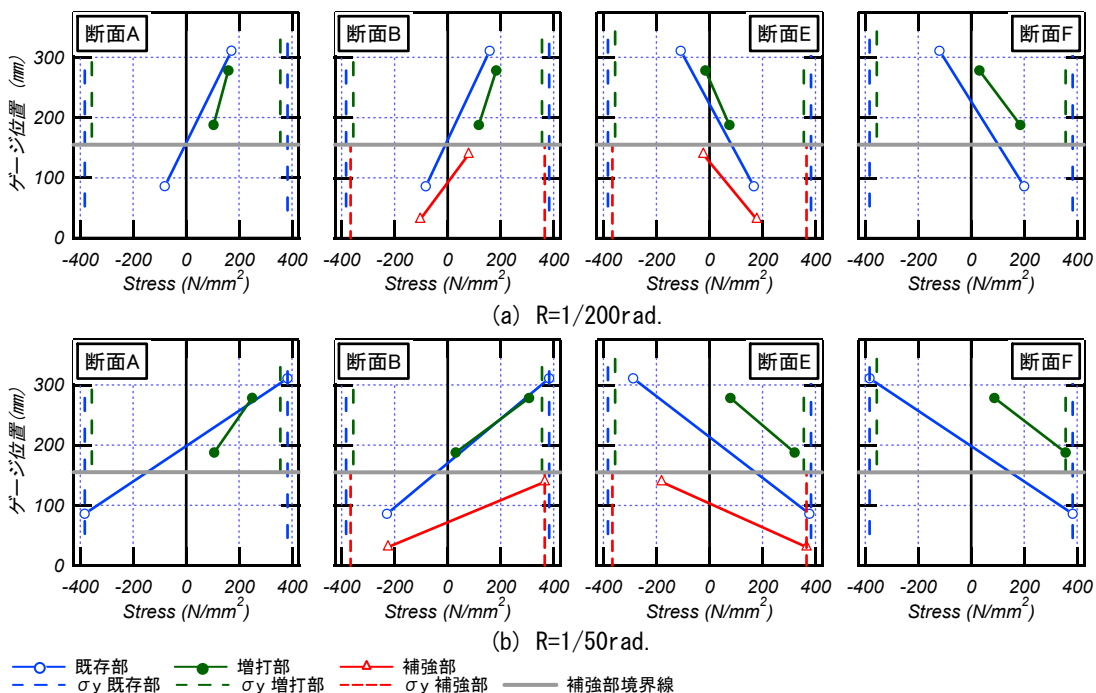
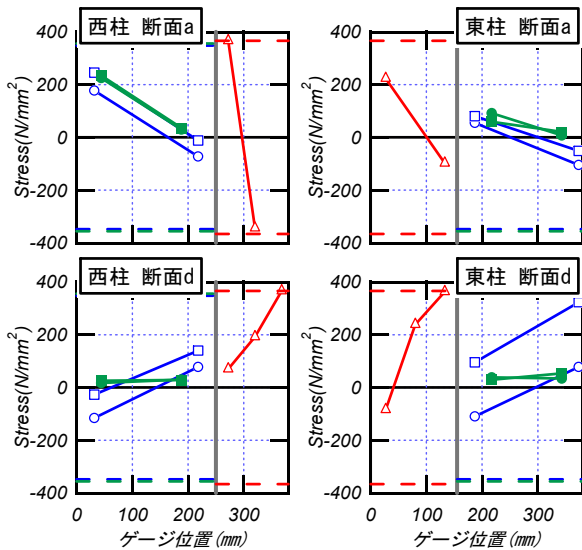


図-12 梁断面における応力分布 (ERF-A)

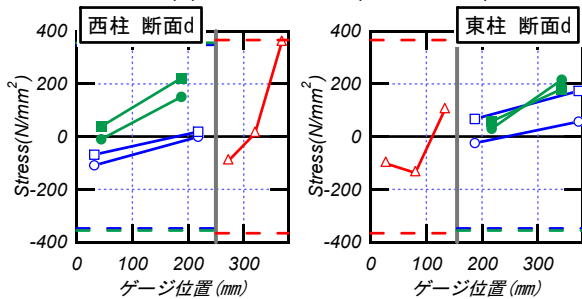
ここで、(既存部+増打部) 梁の曲げ耐力は、上端引張の場合は既存部と増打部の上端主筋を用い、下端引張の場合は、既存部の下端主筋のみを用いて算定する。また、CES補強部の曲げ耐力は、平面保持を仮定し、コンクリートの応力に ACI の等価応力ブロック<sup>6)</sup>を用いて算定した。

表-4 に計算結果を示す。実験による最大耐力に対する計算値の比は 1.11~1.15 であり、既存部+増打部の耐力と CES 補強部の耐力の累加によって最大耐力を概ね推定可能であることが確認できる。

5. まとめ



(a) 試験体ERF-A (R=1/50rad.)



(b) 試験体ERF-B (R=1/50rad.)

○ L1 □ L2 ● L3 ■ L4 ▲ L5 — 補強部境界線  
 - - - σ<sub>y</sub>既存部柱主筋 - - - σ<sub>y</sub>増打部柱主筋 - - - σ<sub>y</sub>補強部柱主筋

図-13 柱断面における応力分布

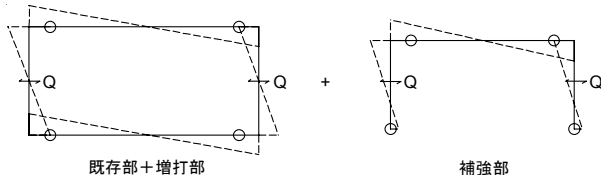


図-15 耐力計算時のヒンジ発生位置図

表-4 耐力計算結果

試験体		ERF-A	ERF-B
計算値	既存部+増打部 (kN)	348	348
	CES 補強部 (kN)	124	124
	既存部+増打部 +CES 補強部 (kN)	472	472
	実験値 (kN)	525	544
実験値/計算値		1.11	1.15

既存 RC フレームに CES 部材で補強を施した耐震補強工法に関する研究を行い、その耐震補強効果を検討するとともに、耐力の評価法について検討を行った。本研究で得られた知見を以下に要約する。

- 1) 既存 RC フレームに増設 RC フレームを用いた CES 門形補強フレームによる補強を施すことで、最大耐力が約 2 倍に増加した。
- 2) 補強を施したフレーム試験体は、既存 RC 柱ではせん断破壊は生じず、梁曲げ降伏型の崩壊メカニズムを示した。無補強試験体と比べて最大耐力以降の耐力低下は緩やかであり、変形性能の向上が確認できた。
- 3) 既存部と増打部の接合面でずれや開きはほとんど生じなかったが、増打部と CES 補強部の接合面では、ずれや開きが生じている。それに伴い増打部と CES 補強部の断面において、応力分布が不連続となり、CES 補強部は独立してモーメントを負担している。
- 4) 補強を施したフレームの耐力は、既存部+増打部の耐力と CES 補強部の耐力の累加によって概ね評価可能である。

謝辞

本研究は、名工建設(株)および(株)飯島建築事務所との共同研究として実施された。関係者各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 山口敏和, 北村敏也, 松井智哉, 倉本 洋: CES フレームを挿入した補強 RC フレームの耐震性能に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1177-1182, 2007.7
- 2) 倉本 洋, 山口敏和, 山本直樹, 松井智哉: CES 門形フレーム補強を施した RC フレームの耐震性能, 日本建築学会構造系論文集, No.636, pp.351-358, 2009.2
- 3) 金子 慶一, 松井 智哉, 福池 章平, 倉本 洋: CES 付帯柱で補強されたせん断破壊型 RC 柱の挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.1009-1014, 2010.7
- 4) 小島佑太・松井智哉・北村敏也・倉本 洋: CES 付帯フレームで補強された RC 柱の静的載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.2, pp.1045-1050, 2012.7
- 5) 日本建築センター: 2007 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書, 2007
- 6) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (318-11) and Commentary, American Concrete Institute, pp.396, 2011