

(38) CESフレームを挿入した補強RCフレームの耐震性能に及ぼす接合方法の影響

山本 直輝¹・倉本 洋²・山口 敏和¹・松井 智哉³
北村 敏也⁴・小林 義信⁴

¹ 豊橋技術科学大学大学院 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)
E-mail: n053650@edu.imc.tut.ac.jp, t043641@edu.imc.tut.ac.jp

² 正会員 豊橋技術科学大学准教授 工学部建設工学系 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)
E-mail: kura@tutrp.tut.ac.jp

³ 豊橋技術科学大学助教 工学部建設工学系 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)
E-mail: matsui@tutrp.tut.ac.jp

⁴ 名工建設(株) 建築本部建築技術部 (〒451-0045 愛知県名古屋市西区名駅1-1-17)
E-mail: toshiya_kitamura@meikokensetsu.co.jp, y_kobayashi@meikokensetsu.co.jp

本研究では、既存RCフレーム内にCES補強フレームを挿入した耐震補強工法の開発を目的とし、1層1スパンの静的載荷実験を行った。本工法の特徴は、プレキャスト工法を採用し、開口機能を有しながら耐震性能を向上させることである。実験因子には、既存RCフレームとCES補強フレームの接合方法およびCES内蔵鉄骨フレームにおける継手の有無の2種類とした。本論では、あと施工アンカー工法および接着工法による耐震補強フレームの構造性能を把握するとともに、プレキャスト工法の有効性を検討した。また、本実験結果を踏まえた、終局耐力の評価方法を提案する。

Key Words: Concrete Encased Steel, Seismic Retrofitting, Fiber Reinforced Concrete, RC Frame , Joint Detail

1. はじめに

既存建築物の耐震補強において従来型の鉄骨ブレースや耐震壁の増設は出入り口や窓を塞ぎ、採光や通風に影響を与える等、開口機能を損なう可能性が高い。そこで筆者らは、既存RCフレーム内に鉄骨と繊維補強コンクリートのみで構成されるCES (Concrete Encased Steel) フレームを挿入した耐震補強工法を考案した(図-1)。

本工法においては、既存RCフレームとCES補強フレームの接合詳細を従来型のあと施工アンカー工法からエポキシ樹脂を用いた接着工法に変更することで、施工時の騒音、振動障害等の問題を克服できる上、モルタル部分を削減できるため、開口部の利用性をより高めることができる。さらに、補強フレームを4分割してプレキャスト化することで、狭小スペースでも設置が可能となる。しかし、この場合には部材を分割することから、CES部材同士の継手性能も確認しておく必要がある。

そこで本研究では、あと施工アンカー工法と接着工法

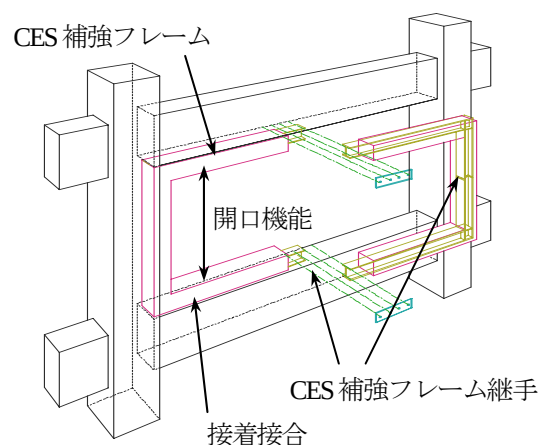


図-1 工法概念図

による耐震補強フレームの構造性能を把握するとともに、両工法の優位性の比較、ならびにCES補強フレームの柱および梁中央部で接合するプレキャスト工法の有効性を検討するための構造実験を実施した。本論では、実験概

要を示すとともに、補強工法およびプレキャストの有無が耐震補強フレームの構造性能に及ぼす影響について述べる。

2. 実験計画

(1) 試験体の概要

試験体一覧を表-1 に、形状および寸法を図-2 および図-3 に示す。試験体はすべて実物の約 1/2.5 スケールであり、無補強フレーム 1 体、補強フレーム 4 体の計 5 体である。実験変数には、既存 RC フレームと CES 補強フ

レームの接合方法（あと施工アンカー工法¹⁾ と接着工法）と、CES 補強フレームの継手の有無を選択した。

試験体 BF は既存 RC フレームの基本性状を把握するための無補強試験体であり、試験体 RF-A1 および RF-A2 は、あと施工アンカー工法を用いたもの、試験体 RF-B1 および RF-B2 は接着工法によるものである。なお、試験体 RF-A シリーズでは、アンカー、スタッドおよびスパイラル筋を無収縮モルタルで満たした間接接合部を有している。

試験体 BF は、中低層既存 RC 造建築物の 2 層部分を想定し、柱せん断破壊型として設計した²⁾。また、補強試験体ではいずれも梁の曲げ降伏先行型の崩壊メカニズム

表-1 試験体一覧

試験体	接合部		CES補強フレーム		既存RCフレーム	
	種類	使用材料	内蔵鉄骨	ジョイント	柱(250×250)	梁(200×300)
BF	-	-	-	-	-	-
RF-A1	在来工法	アンカー-D10(シングル), スタッド6φ (ダブル), スパイラル筋3.2φ-@40 エポキシ樹脂	BH= 75×60×6× 6	無し	主筋12-D13 (0.94%), Hoop筋 D6-@150(0.17%)	主筋12-D16 (2.43%), ST筋 D10-@80(1.33%)
RF-A2	在来工法			有り		
RF-B1	接着工法			無し		
RF-B2	接着工法			有り		

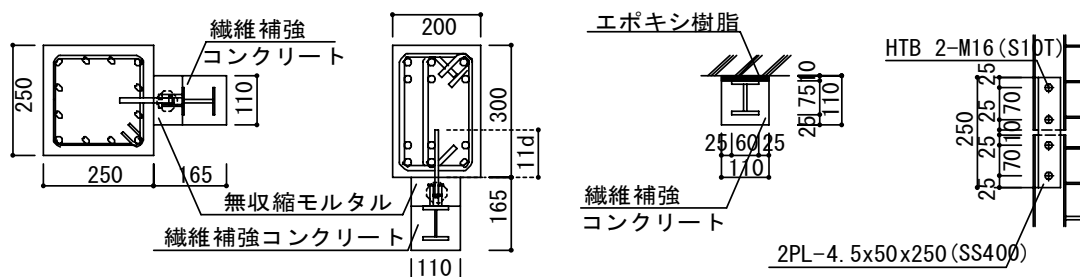


図-2 試験体断面および CES 内蔵鉄骨継手詳細

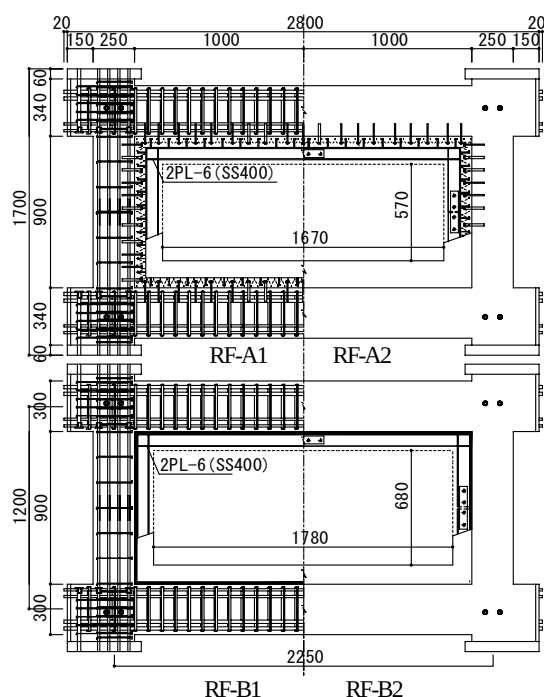


図-3 試験体配筋詳細図

表-2 コンクリートの材料試験結果

使用部位	使用材料	圧縮強度	割裂強度 (引張)	曲げ強度
		N/mm ²		
既存部	普通コンクリート	22.7	2.0	-
補強部	繊維補強コンクリート	31.4	2.5	-
接合部	無収縮モルタル	67.8	-	-
	エポキシ樹脂	72.2	49.3	68.6

表-3 鋼材の材料試験結果

名称	材質	部位	降伏強度	引張強度	弾性係数
			N/mm ²	N/mm ²	N/mm ² (×10 ⁵)
D6	SD295	柱Hoop筋	340	484	1.81
D10	SD345	梁ST筋	350	529	1.87
D13	SD295	柱主筋	334	481	1.87
D16	SD345	梁主筋	378	553	1.92

となるよう設計した。なお設計においては、既存RC断面と補強CES断面が一体であると仮定し、境界面のずれを無視した曲げ解析（完全平面保持）により部材耐力を算出した。

(2) 使用材料

既存RCフレームには、 $F_c=18\text{N/mm}^2$ の普通コンクリートを使用し、CES補強フレームには、 $F_c=30\text{N/mm}^2$ の繊維補強コンクリートを使用した。補強繊維にはビニロンファイバー（RF4000）を使用し、体積混入率で1.0%混入した。試験体RF-Aシリーズのアンカー接合には、プレミックスタイプの無収縮モルタルを用いた。一方、試験体RF-Bシリーズの接着接合には、圧縮降伏強さ 60N/mm^2 以上、引張せん断接着強さ 10N/mm^2 以上の規格値を持つ注用エポキシ樹脂を用いた。コンクリートとモルタル、エポキシ樹脂の強度試験結果を表-2に、鋼材の引張試験結果を表-3にそれぞれ示す。

(3) 載荷方法

図-4に加力装置の概要を示す。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試験体上下部に取り付けてあるピン支承より伝達した。また軸力は、東西のマニュアルジャッキより各柱に $N=0.2bD\sigma_B$ の定軸力(285kN)を加えた。梁芯々の水平変位 δ と梁芯間距離 h 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RC診断基準のF値を参考に、 $R=1/400\text{rad}$ を1サイクル行った後、 $R=1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25\text{rad}$ と2サイクルずつ繰り返した後、 $R=1/20\text{rad}$ を一方載荷とすることを原則とした。

3. 実験結果

(1) 破壊経過および荷重－変形関係

試験体BF、RF-A1およびRF-B1の荷重－変形関係を図-5に、最終破壊状況を図-6にそれぞれ示す。なお、図中点線は、梁の部材耐力から求めた層せん断力を表し、一点鎖線は、既存RCフレームの実験値を示している。

試験体BFでは、梁端部および柱脚部に曲げひび割れが発生した後、 $R=1/200\text{rad}$ 付近で梁主筋が降伏した、その後、 $R=1/67\text{rad}$ 付近で柱主筋が降伏し、 $R=1/25\text{rad}$ のサイクル途中で柱がせん断破壊し、耐力が急激に低下した。

一方、試験体RF-A1では、梁端部、柱脚部に曲げひび割れが発生した後、 $R=1/200\text{rad}$ で柱フランジが降伏し、 $R=1/100\text{rad}$ 付近で梁主筋が降伏した。その後、柱側面のモルタルにせん断ひび割れが発生し、 $R=1/67\text{rad}$ のサイクルで梁鉄骨フランジが降伏した後、最大耐力に達した。

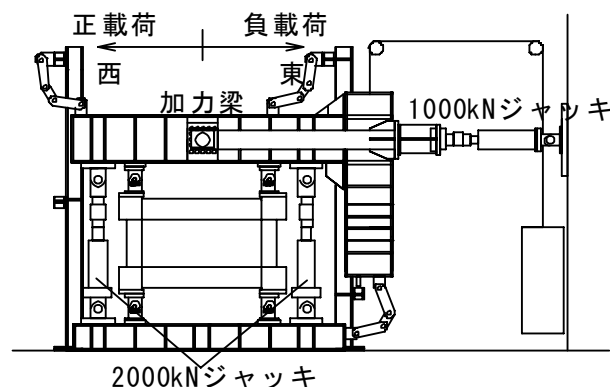


図-4 加力装置概要

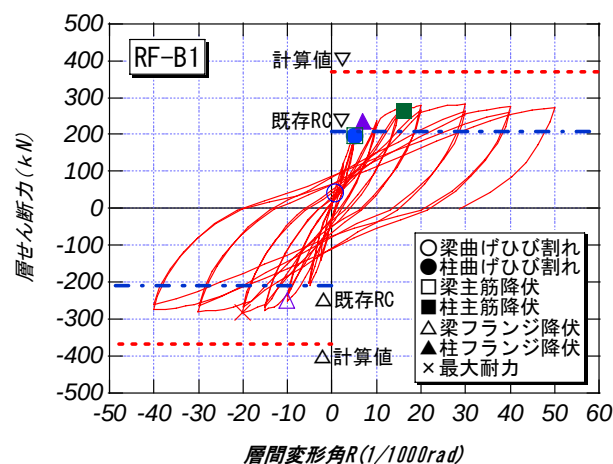
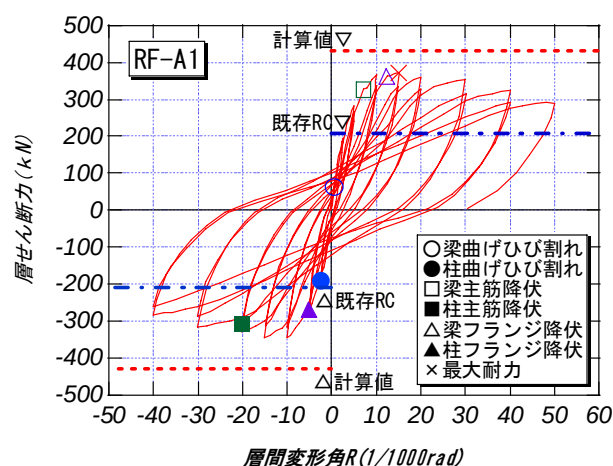
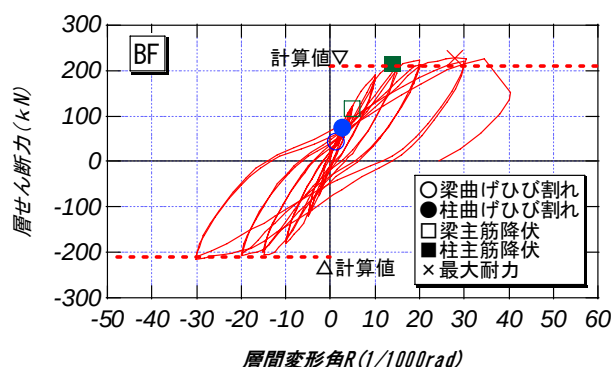


図-5 荷重－変形関係

その後、柱側面のモルタルが剥落するとともに穏やかな耐力低下を示した。なお、 $R=1/50\text{rad}$ のサイクルにおいて柱主筋の降伏も認められた。

試験体RF-B1では、初期サイクルにおいて、梁端部に曲げひび割れが発生し、 $R=1/200\text{ rad}$ のサイクルで柱に曲げひび割れが発生したとほぼ同時に梁主筋が降伏した。その後 $R=1/100\text{rad}$ 載荷途中で柱鉄骨フランジが降伏するとともに接着接合面が剥離し、一時的な耐力低下を生じるが、それ以後、再度耐力が増加しながら $R=1/100\text{rad}$ で梁鉄骨フランジが降伏し、 $R=1/50\text{rad}$ で柱主筋が降伏した。最終的には、 $R=1/50\text{rad}$ で最大耐力に達した後も急激な耐力低下が認められず、安定した履歴特性を示した。

試験体RF-A1およびRF-B1の崩壊型は、当初の想定どおり梁の曲げ降伏先行型となったが、耐力は計算値を大きく下回る結果となった。これは、試験体RF-A1でモルタルの剥落、試験体RF-B1では接着接合面が剥離したため、断面の一体性が損なわれたためと考えられる。

さらに、CES補強フレームの継手の有無による違いを確認するために、各試験体正載荷側の包絡線を図-7に示す。試験体RF-A1、RF-A2と試験体RF-B1、RF-B2の両試験体をそれぞれ比較すると、包絡線がほぼ同一となっており、履歴特性にほとんど差異は認められなかった。

(2) 柱の相対変形角

図-8に試験体BF、RF-A1およびRF-B1の層せん断力と柱の相対部材角 R_c の関係を示す。また、同図中に柱の相対部材角 $R_c=1/100\text{rad}$ までを拡大した図を示す。

各試験体において柱の変形は、図-7に示す層間変形角に比べ小さくなっている。また、各試験体の最大耐力時の変形量を比べると、試験体BFおよびRF-B1ではおよそ1/3を示しているのに対し、試験体RF-A1ではおよそ1/15と最も小さな変形量を示した。これは、層間変形角における水平変形のほとんどを梁が負担していると考えられる。さらに、試験体RF-A1では、 $R_c=1/1000\text{rad}$ 以降変形が急激に進行しているのに対し、試験体BFおよびRF-B1では、 $R_c=1/500\text{rad}$ まで徐々に変形が進行し、その後急激な変形を示していることがわかる。

(3) 梁主筋および鉄骨フランジの応力分布

図-9に試験体RF-A2およびRF-B1の $R=1/400$ から $1/100\text{rad}$ までの正載荷ピーク時における応力状態を示す。なお、同図中点線は、梁主筋の降伏応力度を示し、一点鎖線はCES内蔵鉄骨フランジの降伏応力度を示している。

両試験体とも梁主筋は引張側および圧縮側ともに、 $R=1/400\text{rad}$ では降伏応力度に達しておらず、載荷サイクルが進むにつれて応力が比例的に増加し、 $R=1/100\text{rad}$ 材端部が降伏しているのが認められる。さらに、CES内蔵

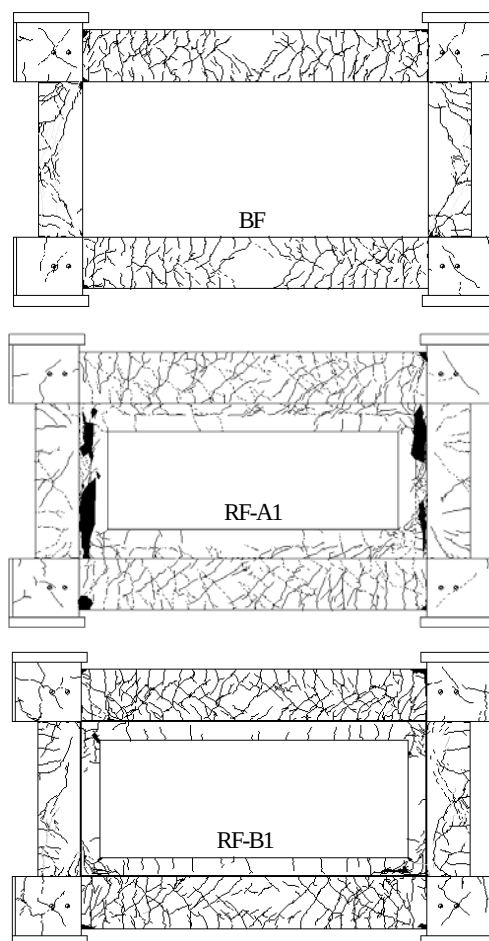


図-6 最終ひび割れ状況

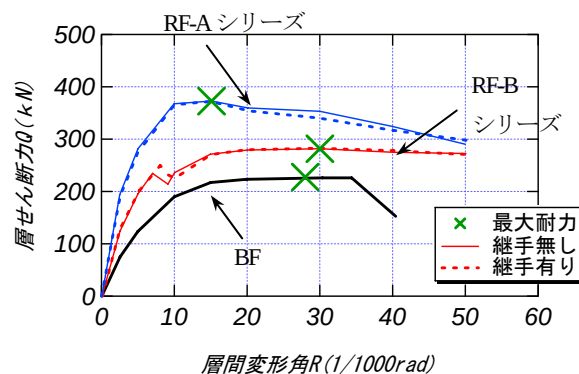


図-7 各試験体の正載荷側包絡線

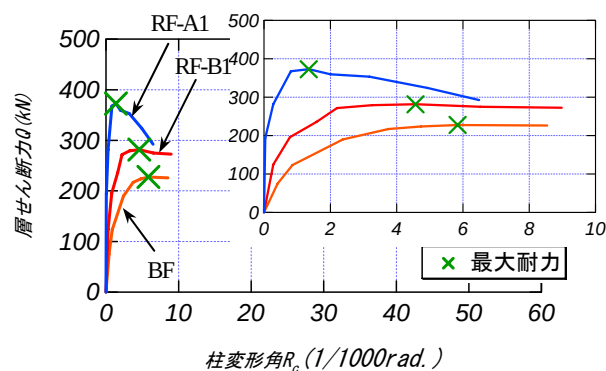


図-8 荷重-柱変形角関係

鉄骨フランジにおいても、 $R=1/200\text{rad}$ 以降同様の傾向が確認された。なお、 $R=1/100\text{rad}$ の载荷サイクルにおいてCES内蔵鉄骨フランジの降伏も確認された。

(4) 柱主筋および鉄骨フランジの応力分布

図-10に試験体BF、試験体RF-A1およびRF-B1の $R=1/100\text{rad}$ から $R=1/50\text{rad}$ までの正载荷ピーク時における西柱の応力分布を示す。

$R=1/100\text{rad}$ において試験体RF-A1およびRF-B2では、梁の応力分布同様、既存部主筋と補強部鉄骨フランジそれぞれが圧縮および引張側ともに、载荷サイクルが進むにつれて応力が増加していることが確認できる。さらに、 $R=1/67\text{rad}$ では、試験体BFの柱主筋が降伏し、試験体RF-A1およびRF-B2のCES内蔵鉄骨フランジの降伏も確認された。その後、 $R=1/50\text{rad}$ において、試験体RF-A1およびRF-B1の既存柱主筋の降伏は認められなかった。

また、既存柱主筋およびCES内蔵鉄骨フランジの応力分布では、各試験体もほぼ直線的な挙動を示したが、柱頭部主筋では、試験体RF-A1およびRF-B2とも補強部危険断面付近に応力が集中していることがわかる。

(5) CES補強フレームのずれおよび開き

図-11に各サイクル正载荷における既存RCフレームとCES補強フレームのずれおよび開きの推移状況を示す。ずれとは各部材の軸方向の相対変位、開きとはその直交方向の相対変位とした。

梁中央付近のずれ(図中①)において、試験体RF-A1では、初期サイクルから徐々にずれが進行していることがわかる。これは、モルタル部のせん断ひび割れの増加に対応していると考えられる。試験体RF-B1では、 $R=1/100\text{rad}$ において急激に増加している。これは、接着接合面の剥離に伴う急激な剛性低下と対応している。ま

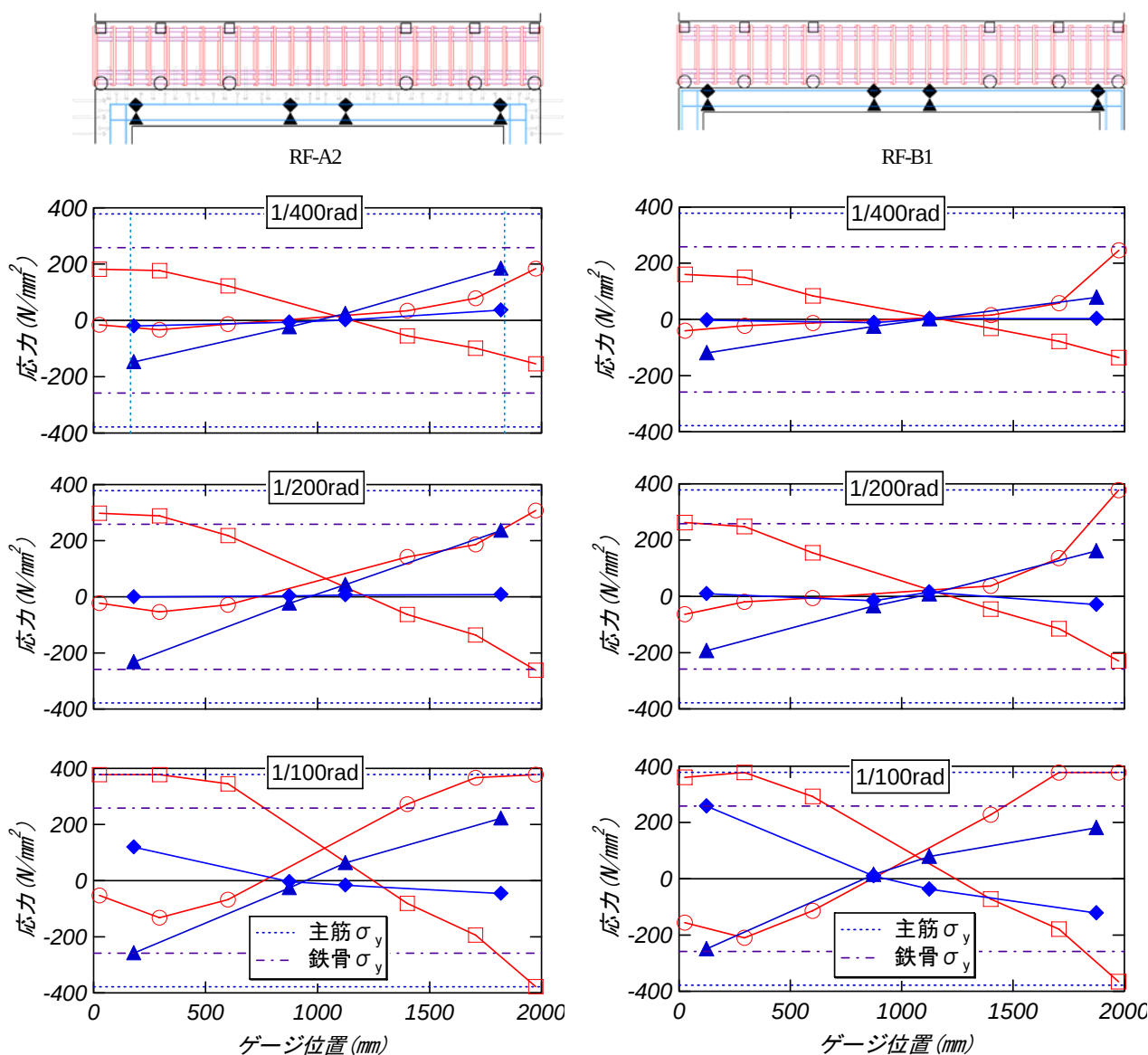


図-9 上梁の応力状態

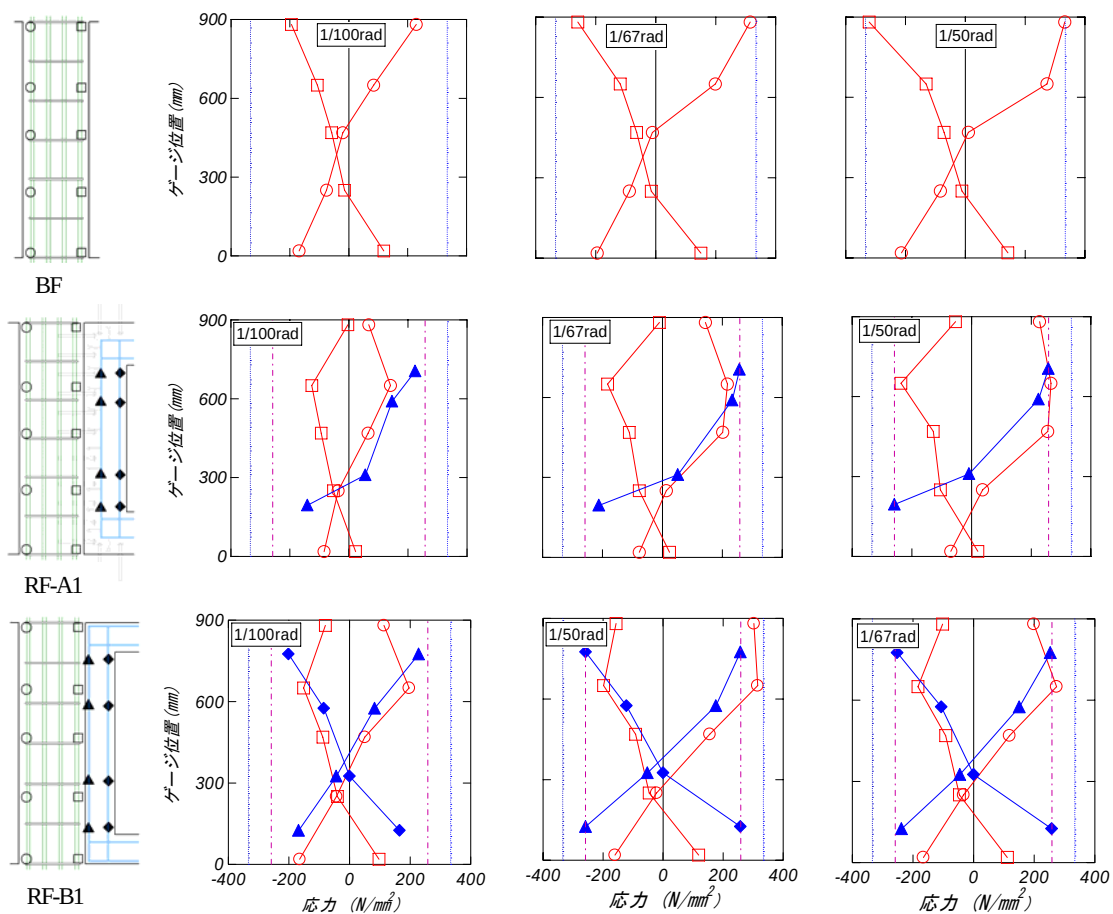


図-10 西柱の応力分布

た、柱下危険断面付近の開き（図中②）では、両試験体とも比例的に増加していることから、断面の一体性が著しく低下していることが認められる。

(6) 梁危険断面の歪分布

図-12に補強試験体の $R=1/400\text{rad}$ および $1/200\text{rad}$ のサイクルの正載荷ピーク時における梁危険断面の歪度分布を示す。なお、同図はいずれも弾性範囲内の挙動を示したものである。

$R=1/400\text{rad}$ のサイクルにおいて、既存RC梁と補強CES梁間に歪の不連続が生じていることが認められる。 $R=1/200\text{rad}$ のサイクルでは、この不連続度合いが増加しており、図-10に示す補強CES梁の相対ずれに対応していると考えられる。さらに、既存RC部分と補強CES部分の歪勾配が载荷サイクルに関わらず同程度となっている。

これらの結果より、既存RC梁の主筋およびCES梁の内蔵鉄骨フランジが降伏する直前までは、両梁間において相対ずれは生じるものの危険断面付近における曲率は同程度と仮定できると考えられる。

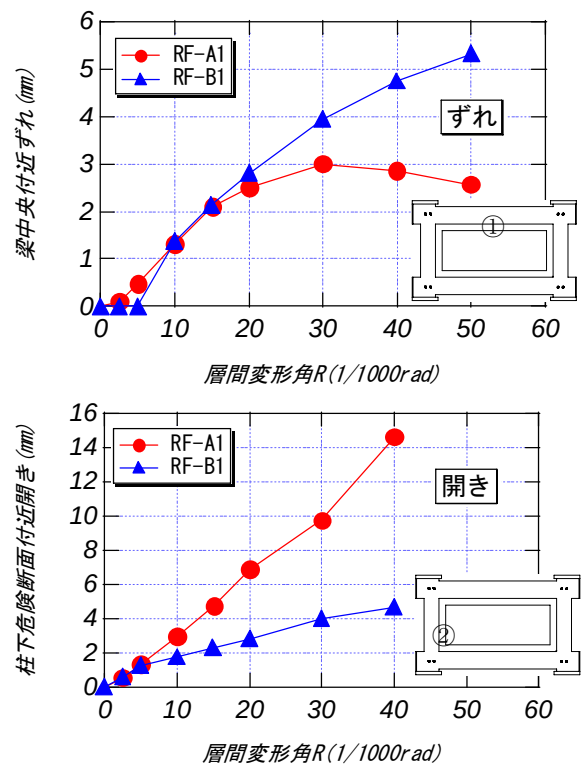


図-11 ずれおよび開き

解析により，合成効果を考慮する。

なお，ケース2の試みでは，梁断面の歪度分布は，試験RF-A，RF-Bシリーズともに弾性範囲内で最も歪が進行している $R=1/200\text{rad}$ を選択し，以下の仮定に従って計算した。

4. 終局耐力の評価

終局耐力の評価では，補強試験体の崩壊型が梁の曲げ降伏先行型を示したため，梁の曲げ耐力のみを考慮するものとした。また，既存部と補強部にずれが生じていることを考慮して，境界面のずれを無視した曲げ解析に加えて，以下の2ケースを検討した。

- 1) 既存，補強梁断面をそれぞれ独立に平面保持を仮定し，それらを累加する（既存部と補強部の累加）。
- 2) 既存，補強梁断面の境界面のずれを考慮した曲げ

- A) 3章6節の検討結果（図-12）に基づいて，既存RC梁と補強CES梁が危険断面位置で同曲率であると仮定した。
- B) 既存RC梁の曲率を使用し，中立軸位置での断面内応力が釣り合うように補強CES梁の歪分布を仮定した。仮定歪分布および力の作用状態を図-13に示す。なお，コンクリート応力の算定（図-13中矢印点線）には，ACIの矩形ストレスブロックの仮定を

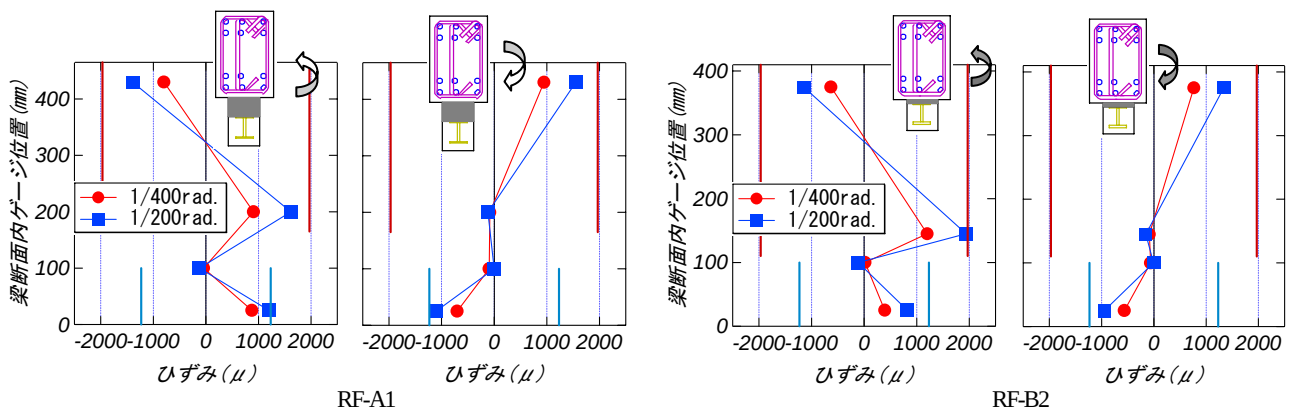


図-12 梁危険断面の歪分布

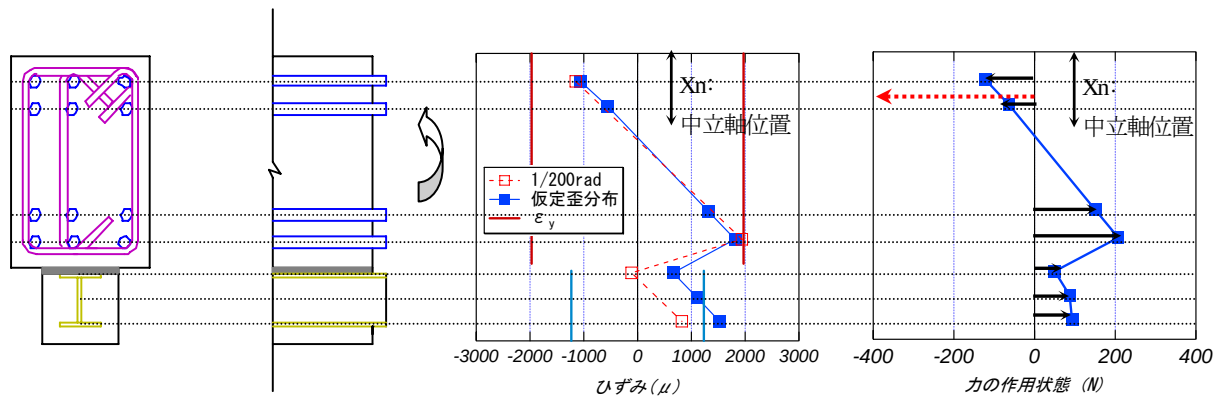


図-13 境界面のずれを考慮した曲げ解析による歪分布および力の作用状態

曲げ耐力	境界面のずれを無視した場合			既存部と補強部の累加						境界面のずれを考慮した場合			実験値	実験値/計算値		
M_u, Q	tMu	cMu	$Qmu1$	$Mu1$	$Mu1'$	$Mu2'$	tMu	cMu	$Qmu2$	tMu	cMu	$Qmu3$	$Qmax$	$Qmax/Qmu1$	$Qmax/Qmu2$	$Qmax/Qmu3$
単位	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kNm	kNm	kNm	kN	kNm	kNm	kN	kN	-	-	-
BF	99.4	99.4	209.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	227.5	1.09	-	-
RF-A1	179.4	167.9	429.5	99.4	20.4	10.1	119.8	109.5	283.6	157.8	133.2	359.4	372.5	0.87	1.31	1.04
RF-A2													372.0	0.87	1.31	1.04
RF-B1	165.9	146.0	365.1	99.4	8.0	10.1	107.4	109.5	254.4	132.9	115.0	290.2	283.5	0.78	1.11	0.98
RF-B2													282.5	0.77	1.11	0.97

- (1) M_u1 ：既存RC梁の曲げ耐力
- (2) M_u, Qmu ：既存RC梁と補強CES梁の曲げ耐力で，補強部が引張，圧縮を示す場合
- (3) M_u1', M_u2' ：補強CES梁の曲げ耐力で，既存RC梁との接地面が引張，圧縮を示す場合

用いた。

- C) 補強部が圧縮側を示す場合においても、上記A) およびB) の仮定を同様に適用した。

以上3ケースの計算結果と実験値を表-4および図-14に示す。既存部と補強部を累加した場合では、試験体RF-AおよびRF-Bシリーズの両試験体ともに実験値を下回る結果となったが、境界面のずれを考慮した場合において、試験体RF-A1では1.04、試験体RF-B2では0.98と概ね良好な評価結果が得られた。

5. まとめ

既存RCフレームにCES補強フレームを挿入する耐震補強工法を提案した。既存RCフレームとCES補強フレームの接合方式として、あと施工アンカー工法と接着工法を選択し、静的構造実験を実施することにより両者の耐震有効性を比較検討した。

本論で得られた知見を以下に要約する。

- 1) CES補強フレームを挿入することによって、梁の曲げ降伏先行後の柱せん断破壊型から梁の曲げ降伏先行型となり、接着補強フレームでは1.3倍、アンカー補強フレームでは1.6倍の補強効果が得られた。
- 2) 接着補強フレームでは、接着接合面が剥離した後も補強部分のフレーム効果により、耐力が上昇する。また、その後の耐力低下もアンカー補強フレームと比べて穏やかである。

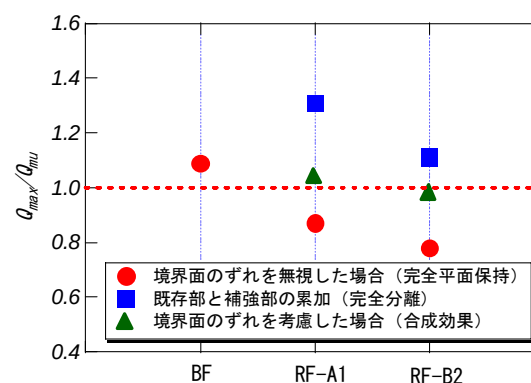


図-14 終局耐力の検討結果

- 3) アンカー補強フレームおよび接着補強フレームともに、CES補強フレームの継手の有無に関わらず、同程度の耐震性能が得られた。
- 4) 梁の曲げ降伏先行型のアンカー補強フレームおよび接着補強フレームの終局耐力は、境界面のずれを考慮した曲げ解析によって概ね評価できる。

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であり、関係者各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会；2001年改定版，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，2001.10
- 2) 日本建築防災協会；2001年改定版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2001.10

EFFECT of JOINTING METHOD on SEISMIC PERFORMANCE of RC FRAME RETROFITTED by CES INSERTION FRAME

Naoki YAMAMOTO, Hiroshi KURAMOTO, Toshikazu YAMAGUCHI,
Tomoya MATSUI, Toshiya KITAMURA and Yoshinobu KOBAYASHI

In this research, the development of seismic retrofitting method was proposed by inserting the CES frame into the existing RC frame. The advantages of this method were the use of precast structure and gluing construction method. In addition, this retrofitting method improves the seismic behavior of the frame with keeping the function of the opening frame. Static loading test was carried out on 5 one-story one-span frames. The main experimental parameters were the method of connection between the existing RC frame and the inserted CES frame, and the type of joint connection between the CES frame panels. In this study, the seismic performance of the retrofitted RC frame due to the connected anchor and gluing construction was investigated. In addition, the effectiveness of precast construction method was also examined. Furthermore, based on the experimental results, an evaluation method to calculate the ultimate strength of the retrofitted RC frame was proposed.