

(39) CES門形フレームで補強したRCフレームの静的および動的載荷実験

山口 敏和¹・倉本 洋²・山本 直輝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 工学研究科 建設工学専攻 (〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)
t043641@edu.imc.tut.ac.jp, n053650@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)
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)
matsui@tutrp.tut.ac.jp

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

本研究は、既存RCフレーム内に出入り開口を設けたCES門形補強フレームを挿入した耐震補強工法に関するものである。本工法の特色は、CES門形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である。また、既存RCフレームとの接合方法を接着接合とあと施工アンカーの併用工法とする点である。実験因子には、CES柱内蔵鉄骨継手位置でのアンカー筋の有無と、柱脚ベース部分のアンカー筋径の2種類を選択し、1層1スパンの静的および動的載荷実験を実施した。本論文では、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効果の検討および終局耐力の評価方法と実験結果の整合性について示す。

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

1. はじめに

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に関する研究を行っている^{1) 2)}。

本工法の特徴には、耐震壁や鉄骨ブレースの増設に比べ窓や採光といった開口機能を多く有する点が挙げられる。また、既存躯体の柱および梁とCES補強フレームをエポキシ樹脂で満たした接着工法を採用する点にある。この接着工法を用いる場合、在来工法であるあと施工アンカー工法に比べ、アンカー打設による騒音と振動を緩和することができ、モルタル注入のための型枠の組立、解体およびモルタル養生等の工事期間の短縮が可能となる。さらに本工法では、CES補強フレームを柱および梁中央部で分割させたプレキャスト工法を採用することに

よって、狭小スペースや高所作業での施工上の問題を改善することができる。

しかしながら、既存建築物の耐震補強では、建物内部にも補強材を設置する等、汎用性を考慮した補強材の検討が肝要となる。また、昨年度の実験から、本工法に接着工法を適用した場合、接着接合面が早期変形角において剥離し、急激な剛性低下を示すことが確認された^{1) 2)}。

そこで、既存RCフレーム内に出入り開口を設けたCES門形補強フレームの開発を行うとともに、接着工法とあと施工アンカーの併用工法を考案し、1層1スパンの静的および動的載荷実験を行った。なお、本工法では、CES内蔵鉄骨継手部分のみにあと施工アンカーを打設し、プレキャスト工法を採用できるよう考慮した。

本論では、実験概要を示すとともに、補強フレームの耐震性能の向上および終局耐力の評価方法と実験結果との整合性について述べる。

2. 実験概要

(1) 実験変数

試験体の一覧を表-1に示す。試験体は無補強フレーム1体と補強フレーム4体の計5体であり、試験体NBFは無補強フレームであるのに対し試験体NRFシリーズは補強フレームである。実験変数は、CES柱内蔵鉄骨継手位置でのアンカー筋の有無と柱脚ベース部分のアンカー筋径および荷重方法の3種類とした。

試験体NRFシリーズは、CES門形補強フレームを接着工法を用いて既存躯体に取り付けたものである。試験体NRF1は、柱中央部にアンカー筋を有し、柱脚ベース部分のアンカー筋径が小さいものであり、試験体NRF2は、柱中央部のアンカー筋を除き、柱脚ベース部分のアンカー筋径が大きくなったものである。また、試験体NRF3およびNRF4では、柱中央部にアンカー筋を有し、柱脚ベース部分のアンカー筋径を大きくしたものである。

(2) 試験体の形状および設計

試験体の断面および形状を図-1および図-2に示す。試験体はすべて1層1スパンの柱梁架構を有する形状とし、実大の約1/2.5スケールとした。試験体の柱中心間距離は、 $L=2250\text{mm}$ 、梁の中心間距離は $h=1060\text{mm}$ とした。

試験体NBF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。また、試験体NRFシリーズでは、梁の曲げ降伏先行型の崩壊メカニズムとなるよう設計した。なお設計においては、既存RC梁と補強CES梁の「境界面のずれを考慮した曲げ解析」により部材耐力を算出した²⁾。

(3) 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NRF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入用エポキシ樹脂を用いた。コンクリートと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。

(4) 荷重方法および測定方法

荷重装置の概略図を図-3および図-4に示す。静的荷重の水平力は、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2000 kNマニュアルジャッキより各柱に $N=0.2bD\sigma_B$ （各255 kN）の一

表-1 試験体一覧

試験体		NBF	NRF1	NRF2	NRF3	NRF4	
載荷方法		静的				動的	
柱中央部	アンカー筋の有無	—	有	無	有	有	
ベースプレート	アンカー径	—	4-D10	4-D13	4-D13	4-D13	
柱	既存RC	断面	b×D=250×250				
		主筋	12-D13 (SD295)				
		Pt (%)	0.94				
		Hoop筋	D6-@150 (SD295)				
		Pw (%)	0.17				
	補強CES	内臓鉄骨	—	BH=75×60×6×6 (SS400)			
		継手位置	—	アンカー、4-D10(SD295)			
梁	既存RC	断面	b×D=200×300				
		主筋	12-D19 (SD345)				
		Pt (%)	3.62				
		ST筋	D10-@80 (SD345)				
		Pw (%)	1.34				
	補強CES	内臓鉄骨	—	BH=75×60×6×6 (SS400)			
		継手位置	—	アンカー、8-D10(SD295)			

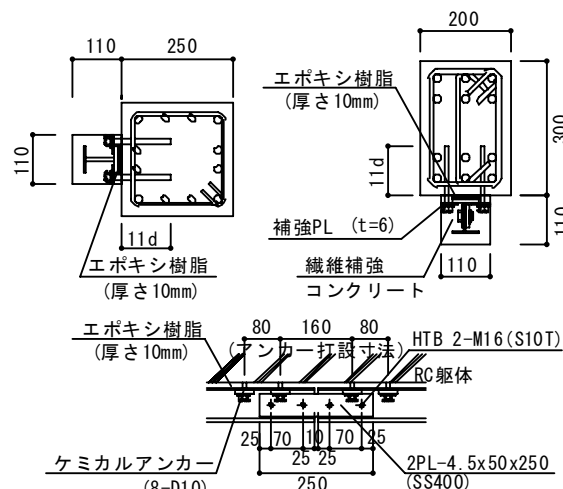
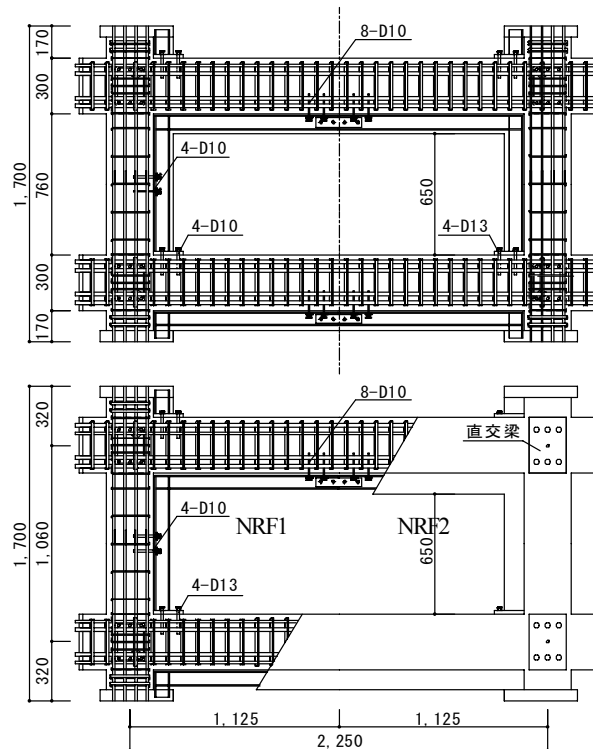


図-1 断面詳細図



NRF3 および NRF4

図-2 試験体の形状および配筋

定軸力を加えた。載荷方法は、上下梁芯々位置における相対水平変位 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、載荷サイクルはRC診断基準³⁾ 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、 $R=1/20\text{rad}$ を正載荷側に一方向載荷とすることを原則とした (表-4参照)。

動的載荷の水平力は、東西の2000 kNマニュアルジャッキにより各柱に $N=0.2bD\sigma_B$ (各255 kN) を負荷した後、動的アクチュエータを用いて水平変位制御により同一振幅で5サイクルの正弦波を入力した。ここで、振幅は動的アクチュエータの内臓変位計から得られたものである。したがって、制御水平変位には載荷フレーム自体の微小変形が含まれるため、試験体の水平変形は制御水平変位よりも若干小さくなる。

載荷変数は、表-4に示すように振幅および載荷速度とした。載荷順序は、振幅1mmから順に行い、振幅5mmから振幅60mmまでを静的載荷サイクルと対応させて行った。また載荷振動数は、1Hzから0.33Hzに設定し、振幅30mmおよび40mmの載荷では、アクチュエータの性能限界 (最大載荷速度13.7cm/sec.) により振動数を0.5Hzに低減させている。なお、振幅60mmの載荷においても同様に振動数を0.33Hzに低減させた。

3. 実験結果

(1) 破壊経過および荷重－変形関係

図-5に各試験体の層せん断力－層間変形角関係を示す。また、図-6に試験体NBFおよびNRF1の $R=1/50\text{rad}$ における破壊状況と図-7に一例として試験体NRF1の最終破壊状況をそれぞれ示す。ここで、図-5中点線は、試験体NBFにおいて柱のせん断耐力を表し、試験体NRFシリーズにおいては、既存RC柱のせん断耐力と補強CES柱の曲げ耐力との累加強度を示している (4章1節参照)。また一点鎖線は、試験体NBFにおいて梁の曲げ耐力から求めた層せん断力を表し、試験体NRFシリーズにおいては、実験データを用いた既存RC梁と補強CES梁の境界面のずれを考慮した曲げ解析から求めた層せん断力を示している (4章2節参照)。

試験体NBFは、初期に梁端部および柱端部に曲げひび割れが発生し、載荷サイクルが増加するに伴って梁のせん断ひび割れが確認された。その後、 $R=1/100\text{rad}$ に達した時に梁主筋が降伏に至り、 $R=1/67\text{rad}$ で最大耐力に達し、柱のせん断ひび割れが確認された。また、 $R=1/67\text{rad}$ において柱主筋の降伏が確認され、最終的には、 $R=1/50\text{rad}$ 載荷途中で柱がせん断破壊し耐力が急激に低

表-2 コンクリートおよびエポキシ樹脂の材料試験結果

使用部位	使用材料	圧縮強度	割裂強度 (引張)
		N/mm ²	
既存部	普通コンクリート	20.5	—
補強部	繊維補強コンクリート	27.7	2.4
接合部	エポキシ樹脂	76.4	57.9

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
			N/mm ²	
D6	SD295	柱Hoop筋	382	534
D10	SD345	梁ST筋	408	586
D13	SD295	柱主筋	384	530
D19	SD345	梁主筋	401	590

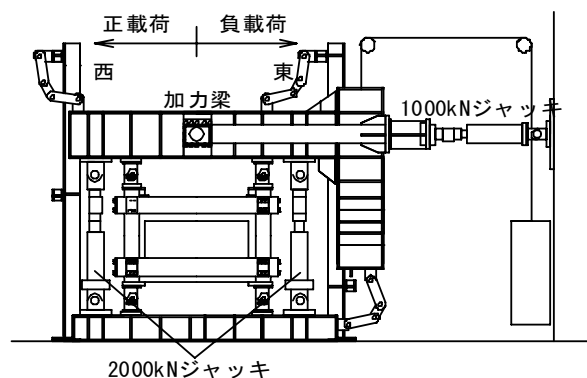


図-3 載荷装置概要



図-4 載荷装置全景

表-4 載荷変数

静的載荷		動的載荷				
層間変形角R	サイクル数	振幅	目標層間変形角	1	0.5	0.33
rad.		mm	rad.	Hz		
		1	1/2140	○	—	—
		2	1/1070	○	—	—
1/400	1	5	1/428	○	—	—
1/200	2	10	1/214	○	—	—
1/100	2	20	1/107	○	—	—
1/67	2	30	1/71	—	○	—
1/50	2	40	1/53	—	○	—
1/33	2	60	1/35	—	—	○
1/25	2					
1/20	正載荷のみ					

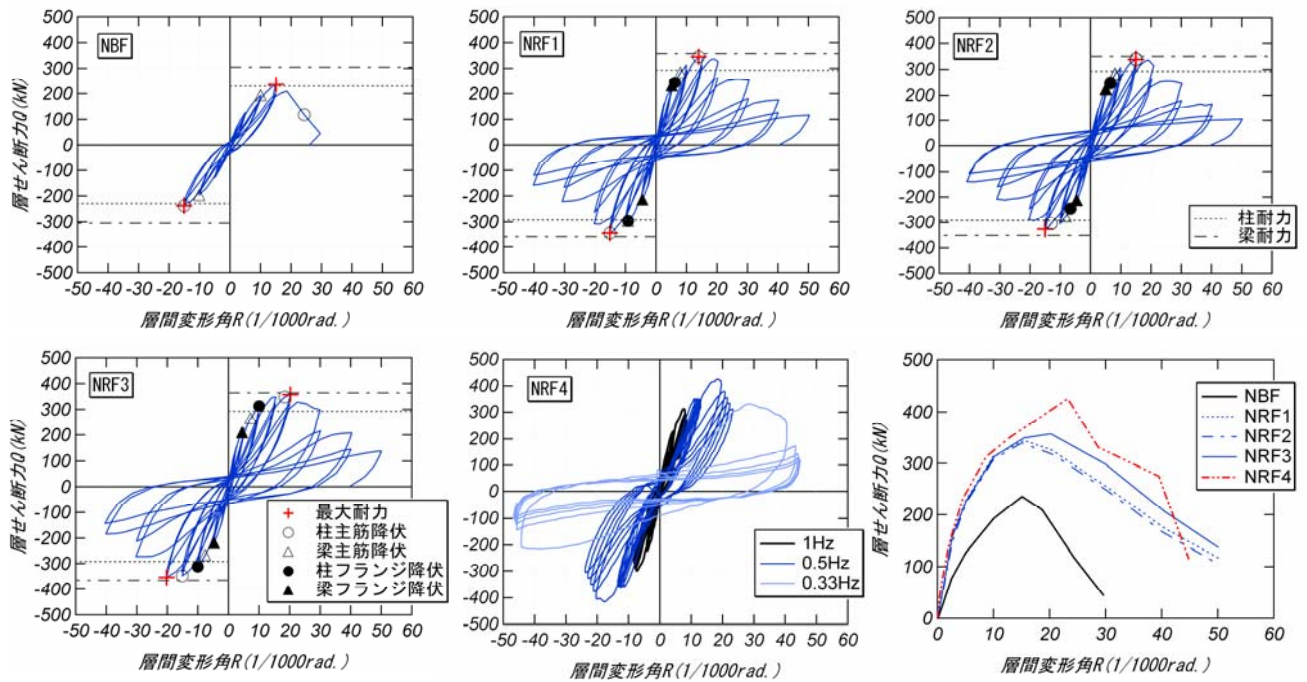


図-5 層せん断力-層間変形角関係

図-8 各試験体の包絡線

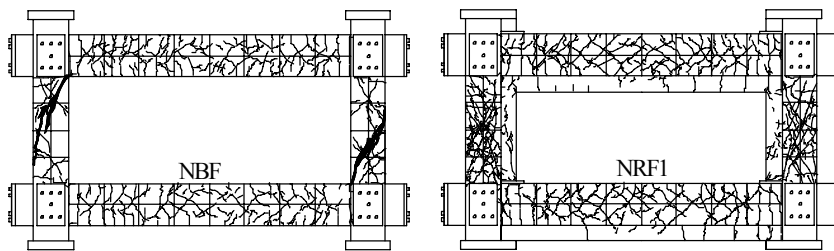


図-6 試験体 NBF および NRF1 の $R=1/50rad$ におけるひび割れ状況



図-7 試験体 NRF1 の最終破壊状況

下した。また、柱がせん断破壊した後、柱主筋の降伏も確認された。

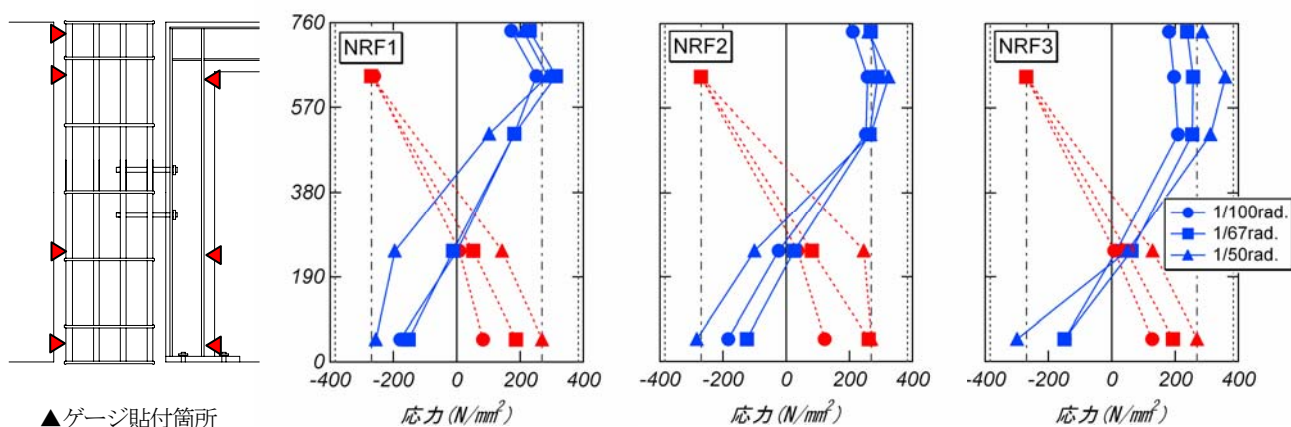
試験体 NRF1 は、初期に梁端部および柱端部に曲げひび割れが発生し、载荷サイクルが増加するに伴って梁および柱にせん断ひび割れが確認された。その後、 $R=1/200rad$ に達した時に梁鉄骨フランジが降伏に至り、 $R=1/100rad$ で柱鉄骨フランジおよび梁主筋の降伏が確認された。さらに、 $R=1/67rad$ 時において既存 RC 柱のせん断ひび割れが急激に進展し、最大耐力に達したと同時に柱主筋の降伏が確認された。 $R=1/50rad$ 以降では、既存 RC 柱のかぶりコンクリートの剥落とともに穏やかな耐力低下を示した。

試験体 NRF2 では、試験体 NRF1 と同様、初期に梁端部および柱端部に曲げひび割れが発生し、载荷サイクルが増加するに伴って梁および柱にせん断ひび割れが確認された。その後、 $R=1/200rad$ に達した時に梁鉄骨フランジが降伏に至り、 $R=1/100rad$ 载荷途中で柱鉄骨フランジおよび梁主筋の降伏が確認された。さらに、 $R=1/67rad$ 時において既存 RC 柱のせん断ひび割れが急激に進展し、

最大耐力に達したと同時に柱主筋の降伏が確認された。 $R=1/50rad$ 以降では、既存 RC 柱のかぶりコンクリートの剥落とともに耐力低下を示した。なお、試験体 NRF2 では、試験体 NRF1 の破壊経過および履歴特性にほとんど差異は認められなかった。

試験体 NRF3 は、初期に梁端部および柱端部に曲げひび割れが発生し、载荷サイクルが増加するに伴って梁および柱にせん断ひび割れが確認された。その後、 $R=1/200rad$ に達した時に梁鉄骨フランジが降伏に至り、 $R=1/100rad$ 载荷途中で梁主筋および柱鉄骨フランジの降伏が確認された。さらに、 $R=1/67rad$ 時において既存 RC 柱のせん断ひび割れが急激に進展し、柱主筋の降伏が確認された後、 $R=1/50rad$ 時に最大耐力に達した。最終的には、 $R=1/33rad$ 载荷途中で既存 RC 柱のせん断破壊が確認された後、試験体 NRF1 および NRF2 と同様、穏やかな耐力低下を示した。

試験体 NRF4 は、初期に梁端部に曲げひび割れが発生し、目標層間変形角が $1/214rad$ に達した時に梁のせん断ひび割れが確認された。さらに、目標層間変形角が



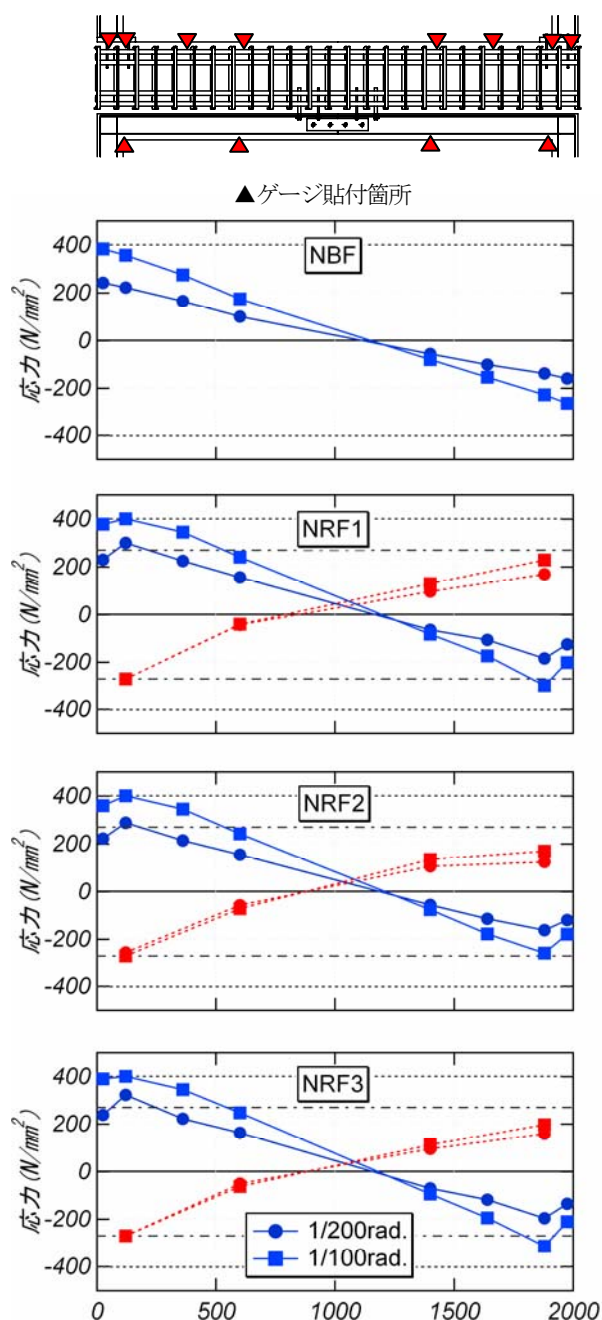
1/107radに達した時に既存RC柱にせん断ひび割れが発生し、目標層間変形角が1/53rad時において既存RC柱のせん断ひび割れが急激に進展し、耐力が低下した。その後、目標層間変形角が1/35radに達した時には、既存RC柱のかぶりコンクリートの剥落とともに、中層部の層間変形角が急激に進行した。ここで、梁の破壊状況にはほとんど差異は認められなかった。

さらに、図-8に各試験体の正載荷側の包絡線を示す。試験体NRFシリーズでは、試験体NBFに比べ初期剛性および最大耐力は大きく、十分な補強効果が発揮されたといえる。しかしながら、試験体NRF1およびNRF2では大きな違いは認められなかったものの、試験体NRF3では、試験体NRFおよびNRF2に比べ最大耐力および、その発生部材角が増加している。また、試験体NRF4では、試験体NRF3に比べ剛性および最大耐力が大きい結果となった。

(2) 柱および梁の応力分布

図-9に静的載荷実験における試験体NRFシリーズの $R=1/100\text{rad}$ 、 $R=1/67\text{rad}$ および $R=1/50\text{rad}$ ピーク時における正載荷側の西柱主筋および鉄骨フランジの応力分布を示す。ここで、試験体NBFでは、 $R=1/50\text{rad}$ まで柱主筋の降伏が認められなかったため省略した。また、図-10に $R=1/200\text{rad}$ および $R=1/100\text{rad}$ ピーク時における正載荷側の上梁主筋および鉄骨フランジの応力分布を示す。なお、図中の点線は、柱および梁主筋の降伏応力度を表し、一点鎖線は柱および梁フランジの降伏応力度を表している。

柱の応力分布では、各試験体とも $R=1/100\text{rad}$ において圧縮側鉄骨フランジの降伏が確認された。その後、引張側鉄骨フランジでは、ほぼ同じ挙動を示しながら $R=1/50\text{rad}$ において降伏に至った。これは、補強フレームが最大耐力を迎えるまで、柱脚ベース部分のアンカー径に関わらず、同様の曲げ特性を示したといえる。また、各試験体とも $R=1/50\text{rad}$ まで柱主筋の降伏は認められなかった。



梁の応力分布では、静的载荷における試験体NRFシリーズとともに $R=1/200\text{rad}$.において圧縮側鉄骨フランジの降伏が確認された後、各試験体とも $R=1/100\text{rad}$.において引張側主筋が降伏に至った。また、試験体NRFシリーズでは、鉄骨フランジが引張側を示す場合に対して、圧縮側を示す場合の方が、主筋の応力が大きくなることが認められた。

さらに、柱および梁主筋では、各試験体とも応力分布がほぼ直線的であり、補強部危険断面位置に応力が集中することが認められた。

(3) ずれおよび開き

ずれとは、既存RCフレームとCES門形補強フレームの柱梁軸方向の相対変位とし、開きとはその直交方向の相対変位とした（図-11参照）。図-12に静的载荷実験における試験体NRFシリーズの各サイクル正载荷ピーク時のずれおよび開きの推移状況を示す。ここで、図中○印は、ずれおよび開きの計測箇所を示し、図中点線（試験体RF-B1）は、既存RCフレームとCES補強フレームを接着接合のみで一体化させた試験体を表す。

柱中央ずれでは、各試験体とも载荷サイクル初期から徐々にずれが進行している。また、試験体NRF1およびNRF2では、 $R=1/50\text{rad}$.においてずれ量が大きくなっている。これは、試験体RF-B1と比べ、既存RC柱のせん断破壊が原因と考えられる。なお、試験体NRF3では、 $R=1/33\text{rad}$.において既存RC柱がせん断破壊したため、その部材角からずれ量が大きくなっている。さらに、試験体NRF1および試験体NRF3では、試験体NRF2に比べ、ずれ量が緩和されていることがわかる。

梁中央ずれでは、試験体NRF1およびNRF2では、初期サイクルから最終サイクルまでほぼ同様の傾向を示した。一方、試験体NRF3では、試験体NRF1およびNRF2に比べずれ量が大きくなっている。また、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のに対し、試験体NRFシリーズでは、急激な増加は認められなかった。さらに、 $R=1/33\text{rad}$.以降、ずれ量が低下していることから、既存RC柱のせん断破壊によって、梁の変形量が小さくなったためと考えられる。

柱頭開きでは、 $R=1/33\text{rad}$.以降、既存RC柱のせん断破壊によるコンクリートの剥落から正確なデータが得られなかったため、ここでは $R=1/50\text{rad}$.までを示した。各試験体とも $R=1/100\text{rad}$.まではほぼ同様な増加具合を示しているが、その後、試験体RF-B1に比べ試験体NRFシリーズでは、開きが小さくなっている。また同様に、梁東側開きでは、各試験体とも $R=1/100\text{rad}$.から $R=1/20\text{rad}$.まで比例的に増加しているが、試験体RF-B1に比べると全体的に開きが小さくなっていることが確認された。

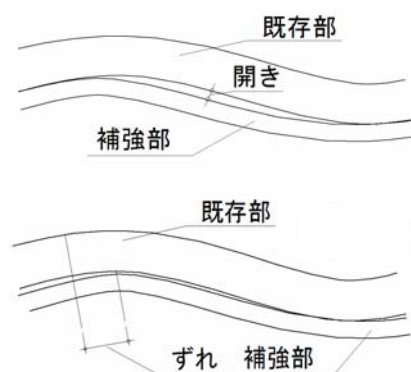


図-11 ずれおよび開きの定義

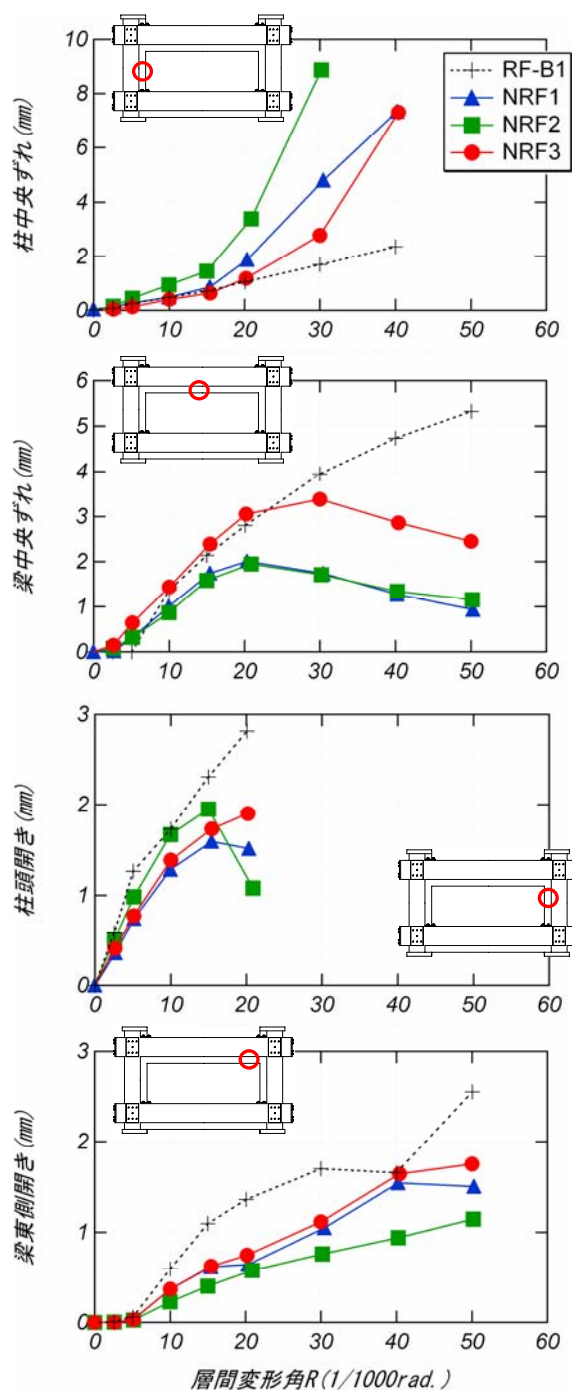
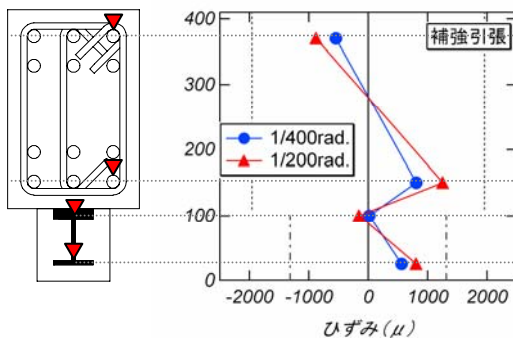


図-12 ずれおよび開き



▼ゲージ貼付位置

図-13 試験体 NRF1 における梁危険断面の歪分布

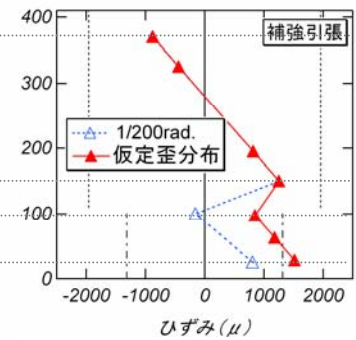
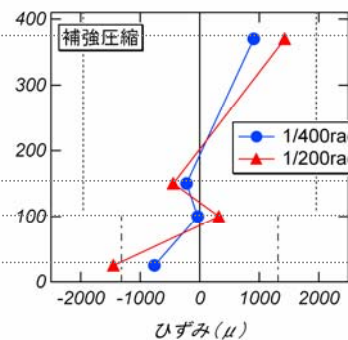


図-14 解析結果

表-5 耐力の実験値と計算値

部材	柱					梁			実験値	実験値/計算値	
評価	せん断と曲げの累加					境界面のずれを考慮した 曲げ解析					
試験体	Q _{su}	M _{u1}	M _{u2}	Q _{mu}	Q1	tM _u	cM _u	Q2	Qmax	Qmax/Q1	Qmax/Q2
	kN	kN・m	kN・m	kN	kN	kN・m	kN・m	kN	kN		
NBF	114.6	—	—	—	229.3	—	—	—	-238.0	1.04	—
NRF1		13.0	7.6	31.6	292.5	137.0	165.6	357.4	345.0	1.18	0.97
NRF2						134.3	163.1	351.4	339.5	1.16	0.97
NRF3						142.1	166.0	364.0	357.5	1.22	0.98
NRF4						—	—	—	425.9	1.46	—

(1) M_{u1} , M_{u2} : 補強 CES 梁の曲げ耐力で、既存 RC との接地面が補強部が引張、圧縮を示す場合

(2) tM_u , cM_u : 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

4. 終局耐力の評価

(1) 柱のせん断耐力と曲げ耐力の累加

3章2節より、 $R=1/100rad$ において圧縮側フランジの降伏が確認されたが、最大耐力時における荷重サイクルにおいても既存RC柱の主筋の降伏は認められなかった。よって、既存RC柱のせん断耐力と補強CES柱の曲げ耐力を累加することによって終局耐力を評価する。ここで、既存RC柱のせん断耐力は、荒川式によって評価した。

(2) 梁の曲げ耐力

補強試験体では、梁の曲げ降伏が先行しているため、梁の曲げ耐力から求めた層せん断力より終局耐力を評価する（3章2節参照）。なお、梁の曲げ耐力は、既存RC梁と補強CES梁の境界面のずれを考慮した曲げ解析²⁾より求めた。

図-13に試験体NRF1の $R=1/400rad$ および $R=1/200rad$ の正荷重ピーク時における梁危険断面の歪分布を示す。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。

$R=1/400rad$ および $R=1/200rad$ において、既存RC梁と補強CES梁間に歪の不連続が生じており、サイクルが進むにつれてこの不連続度合いが増加している。さらに、既存RC梁と補強CES梁の歪勾配が荷重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、弾性範囲内で最も歪が進行している $R=1/200rad$ を選択し、既存RC梁と補強CES梁の境界面

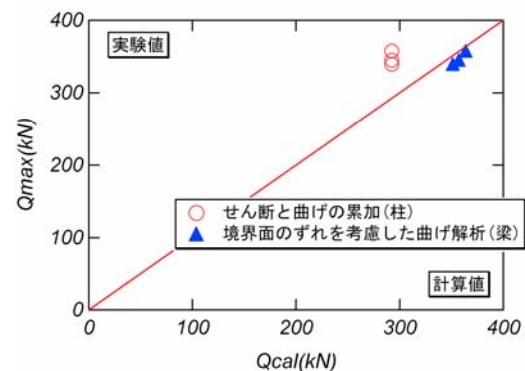


図-15 静的荷重における試験体 NRF シリーズの実験値と計算値

のずれを考慮した曲げ解析を行った。その一例として図-14に補強部が引張側となる場合の解析結果を示す。

(3) 耐力の整合性と評価

表-5に計算結果と実験値の一覧を、図-15にその整合性をそれぞれ示す。既存RC柱のせん断耐力と補強CES柱の曲げ耐力の累加では、計算値が実験値を下回り安全側の評価であるといえる。また、既存RC梁と補強CES梁の境界面を考慮した曲げ解析では、概ね良好な評価結果が得られたが、計算値が実験値を上回ることから、危険側の評価となる。

補強フレームの崩壊型は、梁の曲げ降伏先行後の既存柱せん断破壊型を示したため、本架構における終局耐力

の評価では、両者の計算結果の小さい方を終局耐力とすることが望ましいといえる。

5. まとめ

既存RCフレームにCES門形補強フレームを挿入する耐震補強工法に関する研究を行った。既存RCフレームとCES門形補強フレームの接合方法として、接着工法とあと施工アンカーの併用工法を考案し、1層1スパンの静的および動的実験を実施することにより耐震有効性を検討した。

本研究で得られた知見を以下に要約する。

- 1) 既存RCフレーム内にCES門形補強フレームを挿入することによって、梁の曲げ降伏後の柱せん断破壊型から梁の曲げ降伏後の既存柱せん断破壊型となり、およそ1.5倍の補強効果が得られた。
 - 2) 補強フレームでは、既存柱がせん断破壊した後においても軸力保持能力を有する。また、その後の耐力低下も無補強フレームに比べ穏やかである。
 - 3) 補強フレームの動的載荷実験では、無補強フレームのおよそ1.8倍（静的載荷実験の1.2倍）の補強効果を示した。
 - 4) 既存躯体と補強フレームの接合部に接着工法とあと施工アンカーを併用させることによって、補強フレームの急激なずれを緩和することができる。また、開きにおいても同様の抑制効果が確認された。
- 5) 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が、既存柱のせん断耐力と補強柱の曲げ耐力を累加することによって、より安全側な評価ができる。

謝辞：本研究は、名工建設（株）および（株）飯嶋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) 山本直輝, 山口敏和, 北村敏也, 小林義信, 松井智哉, 倉本洋：CES 挿入フレームを用いた既存 RC 建築物の耐震補強に関する研究, その 1 パイロット実験の概要と破壊状況, 2007 年度大会学術講演梗概集, 日本建築学会, pp. 1273-1274, 2007.
- 2) 山口敏和, 山本直輝, 北村敏也, 小林義信, 松井智哉, 倉本洋：CES 挿入フレームを用いた既存 RC 建築物の耐震補強に関する研究, その 2 パイロット実験の結果と終局耐力の検討, 2007 年度大会学術講演梗概集, 日本建築学会, pp. 1275-1276, 2007.
- 3) 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

STATIC and DYNAMIC LOADING TESTS on RC FRAME RETROFITTED by CES PORTAL FRAME

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

This research deals with a seismic retrofitting technique of installing CES portal frames to an existing RC frame building. One of characteristics in the retrofitting technique is to employ the precast construction method that precast CES members are connected at the middle of the beam and columns of the portal frame. This retrofitting technique also uses both the bond joint method and the post-installed anchoring method to unify the existing RC frame and the installing CES frame. Static loading tests were conducted for a total of four one-bay one-story frames including one bare frame and three retrofitted frames with the experimental parameter of connection details between the existing frame and the installing frame. Dynamic loading test was also carried out to compare the dynamic behavior with the static behavior of the retrofitted frames. This paper outlines the testing and presents the effect of the installing CES portal frame on the seismic performance of the retrofitted RC frame.