(36) CES外付耐震補強を施したRC柱の耐力と変形性能

佐藤 美郷¹・倉本 洋²・芳賀 亮祐¹・松井 智哉³ 田口 孝⁴・鈴木 峰里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 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1) E-mail: m053623@edu.imc.tut.ac.jp, r043629@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 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 豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1) E-mail: matsui@tutrp.tut.ac.jp

⁴矢作建設工業 地震工学技術研究所 (〒480-1101 愛知郡長久手町熊張字茨ヶ廻間1533-74) E-mail: t-taguchi@yahagi.co.jp, mi-suzuki@yahagi.co.jp

筆者らは,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した. 当該工法のメリットとしては,従来の外付耐震補強の特徴に加え,鉄筋を配さないため施工性が良好であ ること,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挙げられる. 本論では,当該工法開発の第一段階として実施した柱試験体の静的載荷実験の概要について示す.また 試験体の実験結果を比較検討し,CES外付耐震補強工法を用いることにより柱の耐震性能を飛躍的に向上 させること,終局耐力を累加強度理論によって評価できること,およびCES補強部の負担せん断力-変形 関係がファイバーモデルによる曲げ解析によってシミュレートできることを示す.

Key Words : CES, FRC, external seismic retrofit, RC column, static loading test

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¹⁾.これ までの研究によって,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明ら かにされている^{2~3)}.

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、図-1に示すような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を打設する外付耐震補強工法を提案した. この工法のメリットとしては、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させ られること、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建



築物,百貨店などの耐震補強に適した工法といえる.

本報では、当該工法開発の第一段階として実施した CES補強柱の静的載荷実験の概要を述べるとともに、当 該補強工法の有効性を示す.

2. 実験概要

(1) 試験体概要

実験に用いた試験体は,無補強柱(P-Type)1体および補強柱(C-Type)3体の計4体である.実験変数には補強の有無,補強量(内蔵鉄骨の断面積)および作用軸力を選択した.図-2に試験体形状を,表-1に試験体計画をそれぞれ示す.

試験体は上下に加力スタブを有し,既存RC柱部分は 断面b×D=400mm×400mm,内法高さ*h*= 1,200mm(せん 断スパン比*M/QD*=1.5)とした.

試験体Pは既存RC柱を想定した無補強試験体であり, 主筋に10-D16,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.

試験体C1は既存RC部分に対して断面b×D=200mm× 400mmで, H-300×130×6×9のH型鋼を内蔵したCES補 強を施したものである.

試験体C2はCES補強部の内蔵鉄骨にH-300×130×9×16 の厚肉H型鋼を用いて,補強量を増加させたものである. 試験体C3は試験体C1と同様の試験体であるが,側柱





を想定して作用軸力を変動軸力としたものである.

CES補強部の施工は以下の手順で行った.まず既存 RC部分に対してビシャンによる目荒し処理を行い,あ と施工アンカーを打設する.その後ウェブにアンカー貫 通孔を設けたH型鋼をあと施工アンカーを介して取り付 け,最後に型枠を設置しFRCを打設した.

(2)使用材料

表-2および表-3に実験で使用した鉄筋および鉄骨の材料試験結果を、表-4に既存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の材料試験結果を示す. FRCに使用した繊維は直径が0.66mmおよび長さが30mmのビニロンファイバー(RF4000)であり、体積混入率で1.0%とした.

(3)載荷方法

実験載荷は図-3に示す載荷装置を用いて行った. 試験 体P, C1およびC2はそれぞれ600kN (既存RC柱に対する

試験体		P-Type	C-Type				
		Р	C1	C2	C3		
概要		無補強	補強 標準	補強 補強量大	補強 標準, 変動軸力		
既存部	コンクリート種類	普通コンクリート					
	断面 <i>b</i> × <i>D</i> (mm)	400 × 400					
	主筋	10-D19,SD295					
	帯筋	2-D6@200,SD295					
	コンクリート種類	FRC					
補	断面 <i>b</i> × <i>D</i> (mm)	/	200 × 400				
強部	内蔵鉄骨断面	/	H-300 × 130	H-300 × 130	H-300 × 130		
	(mm)		×6×9	×9×16	$\times 6 \times 9$		
	内蔵鉄骨種	/	SS400				
軸力(kN)		600	600	600	-542~1780		

表-1 試験体計画

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	348.5	505.5	179.6	帯筋
D13	329.9	478.3	174.2	アンカー
D19	322.7	505.2	177.9	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	242.4	386.2	186.9	ウェブ
PL-9	291.2	422.6	204.4	ウェブ,フランジ
PL-16	261.5	409.5	196.9	フランジ

表4 コンクリート材料試験結果

	普通コン	<i>、</i> クリート	FRC		
試験体名	圧縮強度 (MPa)	材齡(日)	圧縮強度 (MPa)	材齢(日)	
Р	21.9	35	/		
C1	23.0	39	35.3	28	
C2	23.0	42	35.6	31	
C3	22.6	46	33.5	35	

軸力比: *NbD* $\sigma_B \doteq 0.2$) の一定軸力の下で,正負逆対称 曲げせん断加力を行った.試験体C3では,軸力を-542~ 1,780kN (*NbD* $\sigma_B = 0.15 \sim 0.49$) の範囲内で変動させて水 平力載荷を行った. すなわち,この変動軸力*N*は10階相 当の純フレーム建築物の下層部側柱を想定して,式(1) に基づいて作用させたものである.

$$N = 0.1 \cdot b \cdot D \cdot \sigma_b \pm 2 \cdot Q$$
(1)
ここに、Q:水平力

なお,各補強試験体ともに補強部の加力スタブ上下端に クリアランスを設けることによって,軸力が既存部のみ に作用するようにしている.

水平力載荷は、柱内法高さhに対する柱上下端の相対 水平変位 δ の比で与えられる相対部材角R (= δ/h) によ る変位制御とした.

載荷プログラムは、R=0.002および0.004rad.を1サイク ル、R=0.0067,0.01,0.015,0.02,0.03および0.04rad.を2サ イクルずつ行い、最後にR=0.05rad.を半サイクルとした. なお、変動軸力載荷を行っている試験体C3では、 R=0.03rad.まで他の試験体と同様とし、その後R=0.05rad. を半サイクル載荷した.

3. 実験結果

(1)破壊性状

図4に各試験体の裏面および表面のR=0.01radにおける 破壊状況を,写真-1に最終破壊状況をそれぞれ示す.補 強試験体は試験体裏面が既存部面,表面がCES補強部面 である.

本実験では試験体全体の各相対部材角の第1サイクル 除荷時における残留ひび割れ幅をクラックスケールによ り測定した.図-5に既存部に発生した最大残留ひび割れ 幅の推移を、図-6に補強部に発生した最大残留ひび割れ 幅の推移をそれぞれ示す.

試験体PはR=0.002radのサイクルで端部にせん断ひび 割れが発生した.またR=0.0067radのサイクルで,試験体 表面および裏面に,主筋に沿ったひび割れが発生した.



R=0.01rad.のサイクルで,これらのひび割れが主に伸展し,*R*=0.02rad.のサイクルでは,試験体表面および裏面の主筋が露出した.*R*=0.03rad.のサイクルでは側面のコ





a) 試験体裏面(補強試験体は既存部面)



b) 試験体表面(補強試験体は補強部面) 写真-1 最終破壊状況

ンクリートが浮き上がり、その後の載荷で大きく剥落した.最大残留ひび割れ幅は、載荷初期では柱端部に発生したせん断ひび割れの拡幅に起因するが、*R*=0.015rad.以降では主筋に沿った付着割裂ひび割れの伸展に依存する結果となった.なお破壊モードは付着割裂破壊を伴うせん断破壊の様相を呈した.

試験体C1および試験体C2における既存部の破壊性状 およびひび割れ推移状況は,試験体Pとほぼ同様な傾向 を示した.試験体C3の既存部の破壊性状は正載荷時と 負載荷時で異なる結果となった.正載荷時は高軸力とな るため,既存部ではR=0.01rad.のサイクル以降,せん断 ひび割れの拡幅が顕著であったが,負載荷時は引張軸力 となるため,曲げひび割れが多数確認された.

補強試験体における補強部の破壊性状は各試験体とも ほぼ同様の傾向を示した.載荷初期において端部に曲げ ひび割れが発生し, *R*=0.01rad.のサイクルでフランジ位 置に沿ったひび割れが発生および進行するが、コンクリ ートはほとんど剥落しなかった.また各試験体共に補強 部の最大残留ひび割れ幅は、フランジに沿ったひび割れ で計側されているが、*R*=0.01rad.のサイクル後において も1mm以下であり、大きな損傷は確認されなかった.

各補強試験体は,既存部と補強部の境界面にひび割れ が認められたが,最終破壊状況においても大きなずれお よび開きは確認されなかった.

(2)水平荷重一水平変形関係

表-5に実験結果一覧を、図-7に水平荷重−水平変形関 係をそれぞれ示す.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を表している. また,点線は試験体Pでは靭性保証式(B法)⁴によるせん断耐力を,各補強試験体では一般化累加強度理論⁵⁾による終局強度計算値を示している.

試験体Pにおいては、逆S字型の履歴ループを描いている. 主筋は*R*=0.005rad.で降伏し、*R*=0.0067rad.で最大耐力404.4kNを記録した. その後、急激に耐力が低下し、最終変形角における耐力は38.3kNを記録した.

表-5 実験結果一覧							
	^{、載荷} 方向	主筋降伏時		鉄骨降伏時		最大耐力時	
試験体		Ry	Py	Ry	Py	Rmax	Pmax
		(rad.)	(kN)	(rad.)	(kN)	(rad.)	(kN)
Б	正	0.005	377.3	/	/	0.0067	404.4
F	負	-	I	/	/	-0.004	-327.1
01	H	0.004	526.6	0.004	515.4	0.0067	653.4
	負	-0.005	-527.4	-0.003	-431.4	-0.010	-633.9
02	н	0.004	605.4	0.004	577.6	0.010	771.9
02	負	-0.006	-693.2	-0.004	-558.1	-0.010	-735.2
02	正	-	_	0.005	696.9	0.010	732.9
03	負	-0.006	-367.6	-0.004	-287.3	-0.010	-420.9



CES補強を施した試験体Cl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653.4kNを記 録した.しかし試験体Pのような最大耐力後の急激な耐 力低下はなく、最終変形角まで紡錘型の大きな履歴ルー プを描いている.

内蔵鉄骨に断面積の大きいH型鋼を用い、補強量を増 加させた試験体C2では、主筋および鉄骨はR=0.004rad.で 降伏したが、その後も耐力は上昇しR=0.01rad.で最大耐 力771.9kNを記録した,最大耐力時以降では,試験体C1 と同様に急激な耐力低下は認められず、良好な紡錘型の 履歴ループを描いている.

変動軸力を受ける試験体C3では、圧縮軸力側におい て,鉄骨はR=0.005rad.で引張降伏し,R=0.01rad.で最大耐 力732.9kNを記録した.その後,耐力は急激に低下する が, R=0.02rad.以降の耐力低下は緩やかで, 最終変形角 における耐力は396.1kNを記録した.引張軸力側におい ては、鉄骨はR=-0.004rad、鉄筋はR=-0.006rad.でそれぞれ 降伏し, R=-0.01rad.で最大耐力-420.9kNを記録した. また, 紡錘型の履歴ループを描いており、R=0.03rad.まで安定 した挙動を示した.

2

0

(3) 軸変形一水平変形特性

図-8に各試験体の軸変形-水平変形関係を、最大耐力 点(▼印)とともに示す. なお, 軸変形は試験体におけ る既存部側の柱間距離で測定した.

試験体Pは最大耐力が発生するまでは、一様な軸変形 を繰返した、その後、繰返し載荷を行うごとに圧縮変形 が進行し、最終変形角では軸支持能力を失い、圧縮変形 が急激に増加した.

一方、試験体ClおよびC2は、試験体Pと同様に最大耐 力が発生するまで一様な軸変形を繰返すが、その後、各 載荷サイクルにおいて最大振幅点から除荷点に向けて, わずかな復元性を示しながら最終変形角まで圧縮変形が 進行した.

試験体C3では、軸方向変形が引張軸力側で最大3.6mm となっているが、圧縮軸力側では最大22mmにも達して いる. これは変動軸力による高圧縮力が作用することに より、既存部の損傷が顕著に進行するに伴って軸支持能 力を喪失し、作用軸力のほとんどが補強部に移行したた めと推察される.

(4)曲率分布の推移状況

図-9に各補強試験体の補強部内蔵鉄骨の,正載荷時に おける曲率分布状況を示す.なお、曲率の計算は図-2 に示す曲率検長用の変位値を用いた.



各試験体ともほぼ同様の傾向を示し、変位振幅の増加 に伴って、柱頭および注脚部近傍の曲率が増大する傾向 が見られる.したがって、試験体の曲げ変形のほとんど は柱頭および注脚部近傍に集中していると言える.また、 試験体の違いによる差異もほとんど見られないことから、 曲率分布に関して本実験の範囲内においては、補強部の 鉄骨量や作用軸力レベルが補強部の曲率分布に及ぼす影 響はほとんどないと考察される.

(5) 主筋の応力分布

図-10に試験体P, C1およびC2の主筋の材軸方向の応 力分布を示す.ここで,試験体C1およびC2は補強部側 の主筋に貼付した,ひずみゲージの値を用いた.なお, 応力の計算は鉄筋に貼付したひずみゲージの値および材 料試験結果の値を用いて,鋼材の応カーひずみ関係を完 全バイリニアにモデル化して行った.

R=0.004rad.では試験体による差は見られず,柱頭および柱脚部近傍に応力が発生している.これは3章(1)のひび割れ状況とも一致しており,載荷初期において柱頭および柱脚付近にひび割れが発生しているためである.

R=0.01rad.および0.015rad.では変位振幅が増加するに従



って、試験体Pに比べて試験体ClおよびC2のほうが応力 が大きくなっており、柱頭および柱脚部近傍においては 主筋が降伏している.試験体ClおよびC2の既存部にお ける破壊状況は、せん断破壊の様相を呈したが、主筋の 応力状態に関しては、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が 認められる.

(6) 鉄骨の応力分布

図-11に試験体ClおよびC2の補強部における内蔵鉄骨 フランジの応力分布を示す.なお、応力の計算は主筋の 応力と同様な方法で換算した.

応力は柱頭および柱脚部近傍に発生しており,ひび割 れ状況とも一致している.また試験体による差異は明確 ではなく,同様の傾向を示している.

4. CES補強部の荷重一変形解析

(1)解析概要

解析は、文献6に示すものと同じ方法で行った. すな





わちFRCの引張応力を無視し、断面平面保持の仮定の下 に断面要素分割法を用いた剛性マトリックスによる増分 型解析法を使用した.解析断面は図-12に示すように40 分割している.なお断面は鉄骨要素およびFRC要素から 構成されるものとする.鉄骨要素には、図-13に示す柴 田による区分線形のtri-linear型モデルを使用した.区間 剛性ESIおよびES2と補助曲線の勾配CをそれぞれESI = 2.1×10⁷N/mm², ES2=ESI/5およびC=ESI/200とした.FRC の履歴ループは図-14に示すような区分線モデルとし、 ECI=1.6× σ_{B}/ϵ_{0} , EC2=ECI/3, EC3=ECI/5とした.ただ し ϵ_{0} は最大強度時のひずみであり0.0022とした.材軸方 向の曲率分布は曲げモーメント分布に比例するものとし、 関係式 Φ =6・R/h (h:柱内法高さ)を基本とし、試行錯 誤的にせん断カー水平変形関係の実験値との適合性を検 討し、最終的に Φ =1.6・R/hで評価した.

補強部のみの水平荷重ー水平変形関係

(2)解析結果

図-15

図-15に試験体ClおよびC2の補強部のみの水平荷重-水平変形関係について実験結果および解析結果を示す.

ここで解析結果は、実験において補強部に軸力が直接 作用しないように載荷を行っているため、軸力N=0kNの 条件における履歴を示したものである.また実験結果は、 各試験体の水平荷重-水平変形関係において水平変形の データ間隔が0.001radになるように修正し、試験体C1お よびC2と試験体Pの同水平変形時における水平力の差分 から求めたものである.

累加強度理論による計算値

図-16

実験結果は、試験体ClおよびC2ともに紡錘型の安定 した履歴ループを描いており、最大耐力以降も耐力低下 のない安定した挙動を示した.また各試験体ともに実験 結果と解析結果は概ね一致しているが、*R*=0.02rad.以降 においては対応度合いが低下している.これは実験にお ける*R*=0.02rad.以降において、試験体既存部のせん断破 壊が進行し、加力スタブを通じ補強部にも軸力が作用し たために、実験結果の耐力が軸力の負担に伴って増加し たものと推察される.したがって、今後の課題としては 軸力の影響を考慮した解析の実施が挙げられる.

5. 最大耐力の評価

図-16に各試験体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示す. 図中における相関曲線 は材料試験結果で得られた値を用いて算出しており,計 算値および実験値をそれぞれせん断耐力に換算しN-Qc 相関曲線で示している.図中の実線は既存柱については, 一般化累加強度理論⁵による曲げ耐力を靭性保証式(B 法)⁴によるせん断耐力で頭打ちした相関曲線であり, 補強柱については4章(2)の解析結果を考慮し,既存柱の 耐力にCES補強部の一般化累加強度理論による曲げ耐力

(軸力N=0kN)を単純累加した相関曲線である.また, 図中の点線は既存柱および補強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.ここで一般化 累加強度理論が成立する範囲において,FRCの引張靭性 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.

この結果,各試験体とも実験における最大耐力は,理 論上の相関曲線とほぼ一致しており,CES補強柱の終局 耐力はせん断耐力で頭打ちした相関曲線によって評価で きるといえる.また,3章(5)で述べたように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が認められることから,せん断耐力 で頭打ちせずに算出した相関曲線でも概ね評価が可能で あることが確認できる.

6. まとめ

本論では、当該工法開発の第一段階として実施した CES補強柱の静的載荷実験の概要および当該補強工法の 有効性について示した.

本研究で得た知見は以下のように要約できる. 1)CES 補強を施した既存 RC 柱は、良好な履歴ループを 描き、変動軸力下においても安定した挙動を示す.

- 2) 補強部の FRC は大変形時においてもほとんど剥落せず, 震災時におけるコンクリートの落下による被害を防ぐことが可能な耐震補強工法である.
- 3) 主筋の応力状態に関しては、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する 傾向がある.
- 4) CES 補強部のみの挙動は、軸力 N=0kN の条件において R=0.02rad.まで曲げ解析によって概ねシミュレートが可能である.
- 5) CES 補強を施した RC 柱の終局耐力は,軸力 N=0kN の 条件において算定した一般化累加強度理論による CES 補強部の曲げ耐力を,既存部の耐力に単純累加するこ とで安全側に評価が可能であることを示した.

参考文献

- 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.
- 佐々木隆浩,田口孝,河本孝紀,永田諭,松井智哉,倉本 洋:CES 柱の構造性能に関する実験的研究(その1~2), 日本建築学会大会学術講演梗概集,Vol.C1, pp.1067-1070, 2006.9.
- 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.
- 4)日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型 耐震 設計指針・同解説,6章付録 せん断と付着に対する設計の 別法,pp.193-207,1997.7.
- 5) 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.
- 6) 柴山豊,足立智弘,川崎清彦,倉本洋:繊維補強コンクリート-鋼合成構造柱の構造性能に関する研究(その1~2),日本建築学会大会学術講演梗概集,Vol.C1,pp.1053-1056,2003.9.

STRENGTH AND DEFORMATION CAPASITY OF RC COLUMNS EXTERNALLY RETROFITTED BY CES

Misato SATO, Hiroshi KURAMOTO, Ryosuke HAGA, Tomoya MATSUI Takashi TAGUCHI and Mineri SUZUKI

An external seismic retrofitting method utilizing CES frames which consists of steel and FRC have been proposed to apply the retrofitting and strengthening of relatively large-scale buildings such as apartment houses, office buildings, hospital and commercial buildings. The advantage of this method is to use external pure frames without braces, which permit to maintain open spaces and open view in the existing buildings without changing the planning.

As the first phase of the research project, a total of four columns retrofitted by CES were tested statically to investigate the effectiveness of the retrofitting technique. This paper outlines the testing and presents that the seismic performance of RC columns is extremely improved by using the CES retrofitting method and the ultimate strengths of the retrofitted columns by CES can be evaluated by the cumulative strength theory.