論文 CES 門形補強工法における補強合成梁の構造性能

金子 慶一 *1, 山本 直輝 *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 補強フレームを挿入した耐震補強工法における合成梁の終 局曲げ強度評価法の妥当性の検証と当該梁の基本的な構造性能の把握を目的とした静的加力実験を行っ た。実験因子は,梁試験体のせん断スパン比および既存 RC 梁の主筋量の2種類とした。本論では,既存 RC 部材と CES 補強部材の接合部挙動および CES 部材による補強効果を明らかにするとともに,既往の研 究において提案した合成梁の終局曲げ強度評価法が概ね妥当なものであることを示す。

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

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の一部あるいは全面を 閉塞する場合が多く、採光や通風などの開口機能を損な うという問題がある。筆者らは、この問題の一解消策と して既存 RC フレームの構面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提案し、実用化のため の研究開発を行ってきている¹⁾⁻³⁾。

これまでの研究では、開口機能を維持したまま強度と 靭性を向上させるとともに高品質でより安価な耐震補強 工法の開発を目的とし、□形および門形フレームで補強 された既存 RC フレームの加力実験を行ってきた。そこ では、当該補強フレームの履歴特性や破壊性状などを把 握するとともに、補強梁および柱の終局耐力の評価法に ついても検討してきた^{1),3)}。特に、補強梁の終局曲げ耐 力の評価法については、補強 CES 部材と既存 RC 部材の 接合面における"ずれ"を考慮した曲げ解析法を提案し ている。その際、終局強度評価に重要な役割を果たす補 強 CES 部材と既存 RC 部材の合成度合いを表す係数(以 下、合成率 κ という)を補強フレーム実験の結果に基づ いて決定した。しかしながら、この合成率は限られた範 囲の試験体から決定されているため、評価法を一般的な ものとするためにはさらなる検証データが必要である。

そこで本研究では, 門型フレームの梁補強部分のみを 取り出した試験体を用いた静的加力実験を行い, 上記曲 げ解析法の妥当性を検証するとともに, CES 補強梁の基 本的構造性能を把握することを目的とした。

2. 実験概要

2.1 試験体および実験変数

試験体の一覧を表-1 に示す。また,試験体の形状お よび配筋を図-1 に,断面詳細を図-2 にそれぞれ示す。

試験体は既存 RC 梁に補強 CES 部材を接合した実大の 約 1/2.5 スケールのものであり,部材長が 1,800mm の試 験体 2 体 (MB1, MB2) および 1,200mm の試験体 3 体 (MB3 ~MB5)の計 5 体である。既存 RC 部と補強 CES 部の接 合にはあと施工アンカー工法とエポキシ樹脂を用いた接 着工法の併用工法を用いた。

実験変数には既存 RC 部材のせん断スパン比と引張主 筋比を選択した。せん断スパン比 a/D は 2 および 3 の 2 種類とし、引張主筋比 pt は 0.73%、1.65%および 3.02%の 3 種類とした。なお、これらの実験変数は既往の実験に おける□形および門形フレームの合成梁の形状を参考に 決定した。すなわち、図-3に示すように、既往のフレ ーム試験体の合成梁に対する"ずれ"を考慮した終局曲 げ強度計算値(図中〇印)を基本として,終局曲げ強度 計算値(実線)に対する終局せん断強度計算値(一点鎖 線)の比率で与えられるせん断余裕度のバリエーション を考慮して、□印で示す合成梁を選定した。なお、終局 曲げ耐力の計算においては、文献 3)に従って合成率をκ =0.1 とした。一方,終局せん断強度に関しては,靭性保 証型せん断強度式 B 法 5)で求めた既存 RC 梁のせん断力 と CES 補強梁の曲げ終局時のせん断力の単純累加により 算出した。これらの結果, 試験体 MB1, MB2, MB4 およ び MB5 は曲げ降伏先行型の試験体であり、試験体 MB3 はせん断破壊先行型の試験体として計画された。

*2 豊橋技術科学大学 大学院生(正会員)

^{*1} 株式会社 飯島建築事務所(正会員)

^{*3} 豊橋技術科学大学工学部建設工学系 助教 工博 (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 工博 (正会員)

2.2 使用材料

既存 RC フレームには Fc=18N/mm²の普通コンクリー トを, CES 補強フレームには Fc=30N/mm²の繊維補強コ ンクリート (FRC) をそれぞれ使用した。FRC にはビニ 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 60N/mm²以上およ び引張せん断接着強度10N/mm²以上の規格値を有する注 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。













(せん断スパン比をスパン比と示す)

(せん断スパン比2)

試験

MB MB:

MB

MB4

MB5

2.3 載荷方法および測定方法

載荷装置の概要を図-4に示す。

水平力を 2000kN マニュアルジャッキにより加え, 載 荷フレームを介して両柱上部に取り付けたピン支承から 試験体に伝達した。実験中は試験体に軸力が作用しない よう東西 2000kN マニュアルジャッキを制御しながら, 試験区間の相対水平変位δと既存 RC 梁の内法高さhよ り求められる相対部材角 R (=δ/h)を制御変位とした。載 荷サイクルは靭性指標 F 値を参考に, R=1/400rad.を1 サ イクル行った後 R=1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33, 1/25rad.



図-4 載荷装置

表-2 コンクリートおよびエポキシ樹脂の材料試験結果

市田如代	使用コンクリート	材齢	圧縮強度	割裂強度
史用即亚		[日]	$[N/mm^2]$	
既存部	普通コンクリート	28	21.1	1.8
補強部	繊維補強コンクリート	28	38.6	3.2
接合部	エポキシ樹脂	-	71.0	52.7

表-3 鋼材の材料試験結果

名称	材質	断面積	降伏強度	引張強度	弾性係数
		(mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(N/mm^2)
D10	SD345	71.3	395.0	519.8	1.70 × 10 ⁵
D13	SD345	126.7	437.7	590.4	1.79 × 10 ⁵
D19	SD345	286.5	371.7	529.1	1.84 × 10 ⁵
D22	SD345	387.1	405.1	570.5	1.74 × 10 ⁵

表-4 載荷プログラム

静的載荷							
相対部材角R	サイクル物						
[rad.]	リイクル政						
1/400	1						
1/200	2						
1/100	2						
1/67	2						
1/50	2						
1/33	2						
1/25	2						
1/20	正載荷のみ						

	え 「 西欧府 見									
		パラメ	ータ	既存RCフ	レーム	CES補強フレーム				
体	補強形式	内法高さ	既存部主筋量	200mm × 300mm	せん断補強筋	110mm × 110mm	アンカー			
		[mm]	(SD345)	主筋比Pt[%]	(SD345)	内蔵鉄骨断面				
1		1800	6-D19	1.65						
2	沕下	(せん断スパン比3)	6-D13	0.73	D10_@90		D10			
3	ホド	1200	10-D19	3.02	D10 @80		1 - 11 d - 110mm			
4	「」」ルン作用う虫		6-D19	1.65	FW-1.34	(33400)				

0.73

6-D13

丰_1 試驗休一覧

を2サイクルずつ繰り返し, R=1/20rad.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)。

実験計測項目は鉄筋および鉄骨のひずみ,試験体各部 の変位,水平荷重および鉛直荷重などである。図-5 に 主要ひずみ測定位置および既存部と補強部のずれ・開閉 量の測定位置を示す。なお,図中のひずみおよびずれ・ 開閉量の測定位置は上下対称である。

3. 実験結果

3.1 破壊経過および荷重変形関係

各試験体のひび割れ発生時,鋼材降伏時および最大強 度時の荷重と相対部材角をまとめたものを表-5に示す。 曲げ破壊を生じた試験体 MB1 とせん断破壊を生じた試



図-6 試験体 MB2 最終破壊状況

験体 MB3 の最終破壊状況を一例として図ー6 および図ー 7 に示す。図ー8 に各試験体のせん断カー相対部材角関係 を示す。ここで、同図中の一点鎖線は、4章で後述する 「不完全合成モデル」にて合成率 κ を 0.1 とした場合の 終局曲げ強度計算値 Qmu を表しており、点線は既存 RC 梁の靭性保証型せん断強度式 B 法 ⁵によるせん断耐力計 算値と補強 CES 梁の曲げ耐力計算値との単純累加耐力 *Q*_{su+mu}を示している。

各試験体ともに曲げひび割れは R=1/400rad.のサイク ルで発生した。せん断ひび割れについては,表-5 に示 すようにせん断スパン比および主筋量の違いにより,発 生時期に差異が見られた。試験体 MB3 は,R=1/400rad. のサイクルでせん断ひび割れおよび割裂せん断ひび割れ が進展し,最大耐力(250.5kN)に達した。その後,耐力が 変形角の増大とともに低下した。特に R=1/33rad.載荷途 中に横補強筋が降伏してからの耐力低下が顕著であり, せん断破壊に至った。

一方で,試験体 MB3 を除く全ての試験体は曲げ降伏破 壊の様相を呈し,R=1/100rad.で概ね最大強度に達し,そ れ以降安定した履歴ループを示した。

3.2 ずれおよび開閉量

図-9 および図-10 に各試験体の正載荷(載荷方向は 図-4 を参照)のピーク時における部材端付近のずれ量 と開閉量の推移状況を示す。ここで,ずれ量とは既存 RC 部材と補強 CES 部材の軸方向の相対変位量とし,開閉量



図-7 試験体 MB3 最終破壊状況

表-5 実験結果

≕ 除/★	曲げひび割れ		せん断ひび割れ		主筋降伏		フランジ降伏		最大耐力	
山河大平	相対部材変形角R	せん断力Q	R	Q	R	Q	R	Q	R	Q
MB1	0.11	23.3	0.80	107.3	0.70	97.5	0.51	78.8	5.05	125.3
MB2	0.13	27.0	0.71	68.3	0.61	66.0	0.71	68.3	3.01	80.3
MB3	0.17	75.0	0.17	75.0	0.90	210.0	0.95	216.8	1.50	250.5
MB4	0.18	63.4	0.30	94.1	0.70	165.4	-0.25	-85.9	3.02	191.6
MB5	0.14	49.5	-0.45	-95.3	-0.51	87.8	-0.39	87.8	3.01	129.8

とはその直交方向の相対変位量とした。開閉量は既存躯体から離れる場合を正として表示している。また,両図の測定位置は図-5の通り芯名(A~F)と対応している。

図-9 よりせん断スパン比および引張主筋比にかかわ らず, R=1/100rad.までは両部材端部ともにほとんどずれ が生じていないが,それ以降,変位振幅の増大に伴って ずれ量が比例的に増加する傾向が認められる。

一方,開閉量については図-10に示されるように,せん断スパン比および主筋比にかかわらず,接合面において既存 RC 部が圧縮側となる部位(F 通り)と引張側となる部位(A 通り)では挙動が異なっている。すなわち, A 通りでは変位振幅の増加に伴って開閉量が線形的に増加するが,F 通りでは接合面が圧縮状態となり,閉じる方向となるため変位量が生じていない。なお,A 通りに おける変位振幅の増加に伴う開閉量の増加度合いは、せん断スパン比が大きな試験体ほど若干大きくなる傾向が認められる。また、せん断破壊の様相を呈した試験体 MB3 では、R=1/67rad.以降において他の試験体と異なる 開閉挙動を示しているが、これは最大耐力発揮後の挙動 であることから、せん断破壊による既存部コンクリート の表面劣化が計測値に含まれたことが原因である。

3.3 主筋および鉄骨フランジの応力推移状況

各試験体の相対部材角 R=1/400rad., 1/200rad.および 1/100rad.における危険断面付近の正載荷ピーク時の応力 分布をそれぞれ図-11に示す。ここで,同図中の一点鎖 線は,主筋の降伏応力度を,点線は補強 CES 部材内蔵鉄 骨フランジの降伏応力度を示している。なお,測定位置 は図-5の通り芯名と対応している。



各試験体ともに R=1/100rad.で CES 内蔵鉄骨フランジ の応力が引張, 圧縮側とも急激に増大している。また, A 通りでは F 通りに比べて既存 RC 部と補強 CES 部の接 合面(図中の横軸で 300mm)付近における主筋と鉄骨フ ランジの負担応力の差が顕著となっている。さらに,そ の傾向は変位振幅が増大するほど顕著となっている。こ れは前述の補強 CES 部材の開閉量の傾向に対応している。 さらに, F 通りにおいて R=1/100rad.以降,応力の不連続 が大きくなっていることについては,その時点以降,補 強 CES 部材がずれ始めていることと対応している(3.2 ずれと開閉量を参照)。

以上から, せん断スパン比にかかわらず, 変位振幅の 増大とともに合成梁としての一体性が接合面で損なわれ ていることが分かる。

4. 合成梁の終局曲げ耐力算定法

4.1 算定法の概要

本章で検討する終局曲げ耐力算定法は文献 3)で提案 されているものであり、図-12に示す3種類のせん断伝 達モデルを仮定している。すなわち,同図1)「完全合成 モデル」は RC 既存部と CES 補強部を一体部材と仮定し たものであり、同図 2)「完全分離モデル」は既存 RC 部 とCES補強部が独立した挙動を示す重ね梁と仮定したも のである。同図 3)「不完全合成モデル」は既存 RC 梁と 補強 CES 梁との接合面の強度・剛性が完全合成モデルと 完全分離モデルの中間的な値となっているモデルである。 合成梁の終局曲げ耐力算定法においては、既存 RC 梁と 補強 CES 梁の接合面に生じるせん断力 κ·Q_i(以下,接 合面せん断力と呼称)を求めることになる。ここで、Qi は完全合成モデルにおける既存 RC 部と補強 CES 部の間 に生じるせん断力である。κは不完全合成モデルにおい て既存 RC 部と補強 CES 部の接合面に生じるせん断力と 完全合成モデルにおける当該せん断力との比率として定 義している。つまり、合成率 κ=1.0 の不完全合成モデル の接合面せん断力は完全合成モデルの当該せん断力に一 致する。

なお、図-12の各モデルにおいて左側を正曲げ状態お よび右側を負曲げ状態と定義し、それぞれ以下の仮定を 設けた。

- a) 不完全合成モデルでは既存 RC 部と補強 CES 部の曲 率を同一とする。
- b) コンクリートの圧縮限界ひずみを ε_{cu}=0.003 とし,
 既存 RC 部および補強 CES 部のそれぞれに対して平



図-11 各試験体の危険断面における応力分布

面保持を仮定する。ただし、完全合成モデルでは合 成断面全体に対して平面保持を仮定する。

c) コンクリートの応力算定には ACI の矩形ストレスブ
 ロックの仮定を適用する⁶。

「完全合成モデル」時の既存 RC 部材内の合力に合成 率を掛け合わせ,補強 CES 部材内の合力に等しくなるよ う,それぞれの断面の中立軸位置を求める。この操作を 正曲げおよび負曲げに対して行い,それぞれのモーメン トの和を内法高さで除すことで終局曲げ時のせん断力を 算出する。

算定法の詳細は文献³⁾に示している。なお,前年度の 研究結果からはこの合成率は 0.1 が妥当であるという結 論が得られている³⁾。

4.2 耐力評価

各試験体の実験値と計算耐力を比較したものを表-6

表-6 実験値と計算値の比較

試驗休	実験値(正載荷)	破掉形式	曲げ耐力計算値	せん断耐力計算値	せん断余裕度	計算値に対する適合比
山八间大中千	Qexp [kN]	吸收形式	Qf [kN]	Qs [kN]	Qs/Qf	Qexp/min(Qf,Qs)
MB1	125.3	曲げ破壊	114.9	269.7	2.35	1.09
MB2	80.3	曲げ破壊	73.8	261.2	3.54	1.09
MB3	250.5	せん断破壊	270.0	252.8	0.94	0.99
MB4	191.6	曲げ破壊	185.3	284.9	1.54	1.03
MB5	129.8	曲げ破壊	118.8	276.1	2.32	1.09

に示す。なお、計算値として示してあるのは破壊形式が 曲げ破壊のものについては上記評価法による耐力を、せ ん断破壊のものについては既存 RC 部材と補強 CES 部材 の累加強度である Q_{sutmu}の数値である。

実験における破壊形式は試験体 MB3 のみがせん断破 壊型,その他は曲げ破壊型であり、せん断余裕度 Q_s/Q_f による評価と一致する。曲げ破壊を想定した試験体につ いては、計算値に対する適合比が 1.03-1.09 の値を示して おり、合成率 $\kappa=0.1$ を用いた評価式で概ね評価できるこ とが分かる。



5. まとめ

既存 RC フレームに CES 補強門形フレームを挿入した 耐震補強工法を適用した梁の構造実験を行い,その評価 式の整合性を検討した。本研究で得られた知見を以下に 要約する。

- 既存 RC 部材と補強 CES 部材の挙動において、せん 断スパン比に関わらず、ずれ量は一様に推移する。 また、開閉量においては、補強 CES 部材が引張側に なる場合に大きくなり、その傾向はせん断スパン比 が大きいほど顕著である。
- 既存 RC フレーム内に CES 門形補強フレームを挿入 した梁の曲げ終局耐力は,補強部材のずれを考慮し た不完全合成モデルにおける κ=0.1 を適用すること で,せん断耐力においては既存 RC 梁のせん断耐力 と補強 CES 柱の曲げ耐力を累加することによって評 価可能である。
- 3) CES 部材によって補強した RC 合成梁は、上記 2)で示した耐力算定法によるせん断強度計算値が曲げ強度計算値に対してある程度大きな場合には、せん断スパン比や引張主筋比に関わらず、曲げ降伏破壊の安定した履歴挙動を示す。

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。関係者各位に記して感謝 の意を表す次第である。

参考文献

- 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) 山本直輝, 倉本洋, 山口敏和, 松井智哉, 北村敏也, 小林義信: 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, 第7回複合 構造の活用に関するシンポジウム, 土木学会/日本 建築学会, Paper No.38 (CD-ROM), 2007.11
- 3) 倉本洋,山口敏和,山本直輝,松井智哉,北村敏也: 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
- 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, pp.300, 2001.
- 5) 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,日本建築学会,1997
- ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99), American Concrete Institute, pp.391, 1999