

論文 CES 付帯フレームで補強された RC 柱の静的載荷実験

小島 佑太*1・松井 智哉*2・北村 敏也*3・倉本 洋*4

要旨: 本研究では、既存 RC 柱に CES 付帯フレームを用いた耐震補強工法の開発を目的とし、その耐震補強効果を確認するために補強 RC 柱の載荷実験を行った。実験変数は補強部材の断面形状と補強部材の接合に用いるあと施工アンカー量とした。本論では、補強 RC 柱の構造特性を把握するとともに、断面形状の変化およびあと施工アンカー量が破壊性状、復元力特性および終局耐力に及ぼす影響について明らかにする。また、補強 RC 柱の耐力評価方法の適用性について示す。

キーワード: CES 構造, 耐震補強工法, RC 柱, 静的加力実験, アンカー接合

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挙げられる。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^{1)~4)}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たる目的とし、口形および門形 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。ここでは、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。また、上記の補強工法は、アンカー工事による騒音、振動、粉塵の問題を低減することを優先して、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特徴がある。そのため、アンカーがない接合面において生じるずれは許容した上で耐力上昇および変形性能の向上 (脆性破壊の防止) について検証してきた。

一方で、本補強工法の次の目標として、耐力をさらに向上させることが挙げられる。方法としては、補強部材の断面を大きくすること、あと施工アンカーにより既存部材と補強部材の一体性を高めることが考えられる。

そこで、本研究では既存 RC 柱に CES 付帯柱を用いた補強工法を対象にあと施工アンカー量および補強部材の断面形状を実験変数として静的加力実験を実施し、補強柱の構造性能について明らかにする。

なお、本論で用いた 7 体の試験体の内、アンカー本数を変数とした 3 体の試験体 No.15, 16, 17 については文献 5) においてすでに報告しており、本報告においては比較試験体として併せて示しながら、他方の 4 体の実験結果を主に示す。

表-1 試験体一覧

試験体	No.15	No.16	No.17	No.18	No.19	No.20	No.21		
内法長さ (mm)	1200 (シアスパン比 1.5)								
b x D (mm)	400 x 400								
既存部	主筋	10-D19,pt=0.83% (SD295)					10-D22 (SD345), pt=1.12%		
	補強筋	4-D10@80, pw=0.95% (SD295)					2-D10@200, pw=0.18%(SD295)		
	破壊形式	曲げ					せん断		
補強部	b x D (mm)	180x180		180x230		180x330			
	内蔵鉄骨*	H-120x100(320)x9x9(4.5)		H-175x100(320) x12x12(9)		H-275x100(320)x19x19(9)			
	アンカー	種類	D16, L=176mm(=11d)						
		鉛直接合面	8 本	12 本	20 本			8 本	
脚部		16 本				20 本			

* ()内の寸法は接合面側のフランジ寸法

*1 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 (正会員)

*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 助教 博士(工学) (正会員)

*3 名工建設(株) 建築本部建築技術部 修士(工学)

*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)

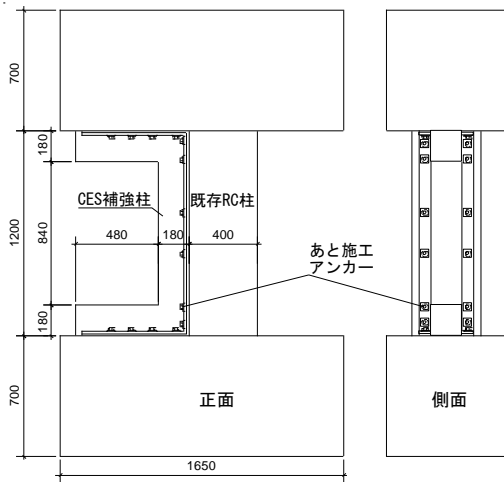


図-1 試験体概要（試験体 No. 16）及び試験体断面（単位:mm）

表-2 コンクリートの材料特性

普通コンクリート							
試験体	No.15	No.16	No.17	No.18	No.19	No.20	No.21
圧縮強度 [N/mm ²]	25.3	27.1	25.3	27.7	28.4	25.7	25.7
弾性係数 [kN/mm ²]	24.4	24.9	25.4	16.9	17.6	23.8	23.6
圧縮強度時ひずみ [μ]	2466	2698	2695	2352	1795	2462	2733
繊維補強コンクリート							
試験体	No.15	No.16	No.17	No.18	No.19	No.20	No.21
圧縮強度 [N/mm ²]	34	35	33.9	33.4	36.2	34.5	33
弾性係数 [kN/mm ²]	27.5	26.8	25.8	27.3	28.6	29.5	26.0
圧縮強度時ひずみ [μ]	2088	2162	2466	2420	2338	2423	2333

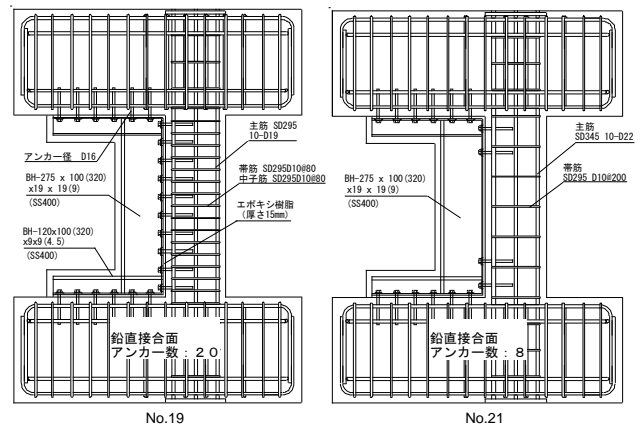


図-2 配筋図

表-3 鋼材の材料特性

	降伏強度 [N/mm ²]	引張強度 [N/mm ²]	弾性係数 [N/mm ²]
D10 (SD295)	315	428	161000
D16 (SD295)	342	523	176000
D19 (SD295)	388	548	179000
D22 (SD345)	383	551	188000
PL-4.5 (SS400)	336	460	209300
PL-9 (SS400)	312	447	199800
PL-12 (SS400)	307	443	204200
PL-19 (SS400)	262	429	204100

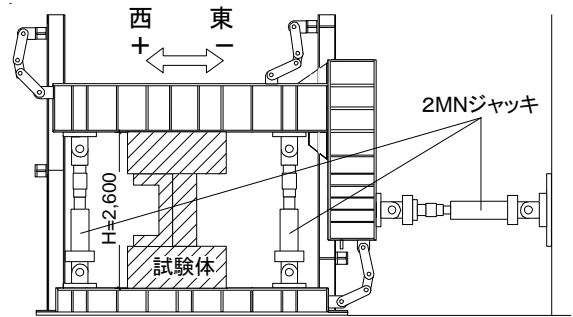


図-3 荷重装置（単位:mm）

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に示す。また、図-1、図-2に試験体概要図、断面図および配筋図を示す。

試験体は既存RC柱にコ字形の補強CES部材を接合した計7体である。既存RC柱の断面は400×400mm、柱内法高さを1200mmとし、試験体No.15からNo.20は靱性保証型設計指針のせん断強度式のB法⁶⁾で評価すると曲げ降伏先行型となるように計画している。ここでは、補強柱の構造特性を把握することを目的としているため柱部の上下は剛なスタブとした。

主な実験変数は補強部鉛直接合面におけるアンカー本数とCES補強部材の断面寸法である。試験体No.15, 16, 17は同一の補強部材とし、補強部鉛直接合面のアンカー本数がそれぞれ8, 12, 20本であり、接合面の一体性の向上による耐力増大効果の検討を行う。ここでアンカー本数20本が、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に示される構造規定（ピッチ $\geq 7.5d$ ）を満たす最大本数である。試験体No.17, 18, 19は補強部鉛直接合面のアンカー本数を20本とし、補強部鉛直接合面の断面寸法が異なる。試験体No.20は試験体No.19と補強部断面を同じにして、アンカー本数を8本にしたも

のである。試験体 No.21 は試験体 No.20 に対して既存 RC 柱の破壊形式をせん断破壊先行型としたものである。

CES 補強部の内蔵鉄骨は、あと施工アンカーによる取り付けのため、接合面側のフランジの幅を 320mm としている。CES 補強部の接合方法はあと施工アンカー工法とエポキシ樹脂による接着工法の併用工法を用いた。

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 および表-3 に示す。なお、普通コンクリートおよび繊維補強コンクリートの設計強度はそれぞれ $F_c=18\text{N/mm}^2$, $F_c=30\text{N/mm}^2$ 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% としている。また、接着接合には圧縮強度 60N/mm^2 以上および引張せん断接着強度 10N/mm^2 以上の規格値を有する注入用エポキシ樹脂を用いる。

2.3 荷重方法

図-3 に試験装置を示す。試験体には一定軸力 825 kN ($N=0.2bD\sigma_B$, 既存 RC 部の軸力比で 0.2) を加えた後、正負逆対称曲げせん断加力を行った。水平力荷重は、柱内法高さ h に対する柱上下端の相対水平変位 δ の比で与えられる層間変形角 ($R=\delta/h$) による変位制御とした。荷重プログラムは、変形角 $R=1/400\text{rad}$ を 1 サイクル、 $1/200$, $1/100$, $1/67$, $1/50$, $1/33$, $1/25\text{rad}$ を 2 サイクルずつ行った後、 $1/20\text{rad}$ まで一方向荷重することとした。

2.4 荷重方法

計測変位は、制御変位となる水平変位、軸方向変位および既存部と補強部のずれ・開閉量とした。また、鉄骨フランジおよび鉄筋のひずみをひずみゲージにより計測した。また、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

図-4 に柱試験体の荷重終了時の破壊性状を示す。補強断面寸法が $180\times 180\text{mm}$ と最小のものとなる試験体 No.17 は $1/400\text{rad}$ のサイクルで RC 柱部、補強部ともに曲げひび割れが発生し、補強部の下梁とスタブ境界にて軽度な開きが観察された。 $1/200\text{rad}$ のサイクルにおいて、RC 柱にせん断ひび割れが発生し、RC 柱と補強部境界にて開きが観察された。 $1/100\text{rad}$ のサイクルでは、RC 柱の補強が施されていない側で圧縮ひび割れが発生し、圧壊の兆候が確認できた。また、補強部にて内蔵鉄骨の外側フランジに沿う形でひび割れの進行が顕著に表れた。その後の $1/67\text{rad}$ のサイクルで RC 柱のコンクリートの圧壊が見られ、最終的に既存部では補強のない東側端部での圧壊が顕著であった。

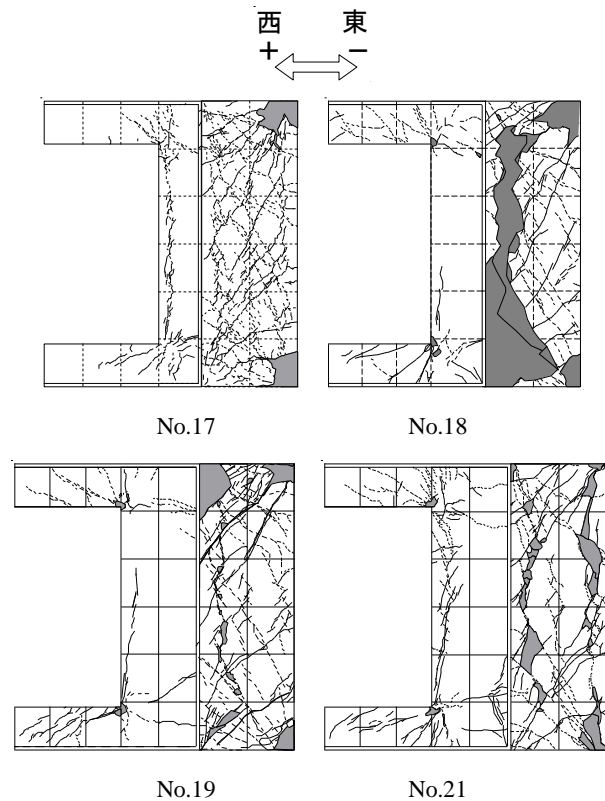


図-4 ひび割れ状況 (最終破壊状況)

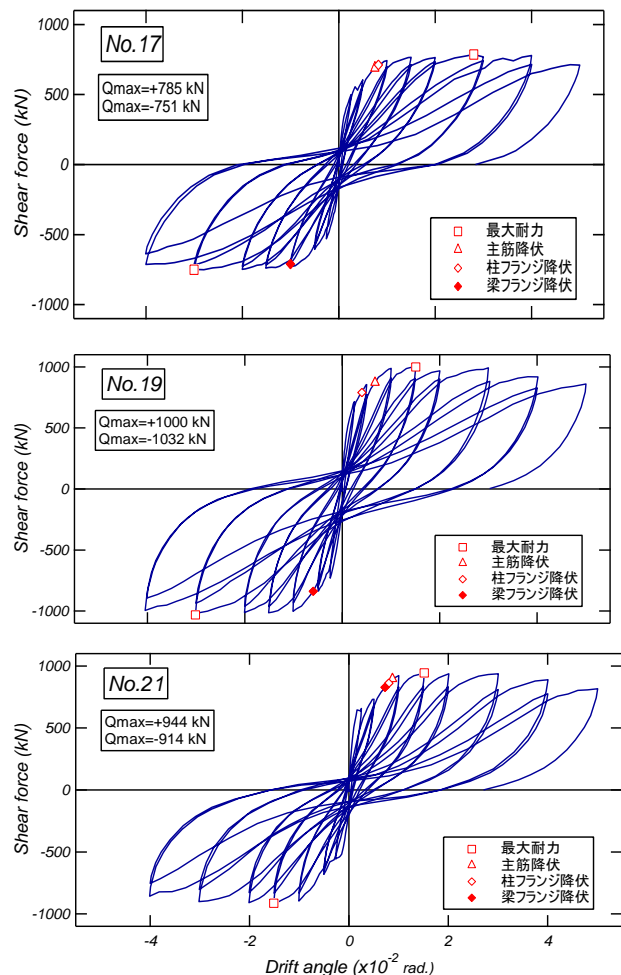


図-5 水平荷重-変形関係

補強部の断面寸法を大きくした試験体 No.18, No.19 は、最終的なコンクリートの剥落状況（RC 柱部の端部コンクリートの圧壊による損傷、あるいは付着せん断ひび割れによる損傷）に差異があるものの基本的には、試験体 No.17 とほぼ同様な破壊経過を辿った。ただし、補強部柱の断面を大きくした試験体であるため、試験体 No.17 と比較すると補強部の梁端部に斜めひび割れが多く発生することが確認できた。

試験体 No.21 は、他の試験体と異なり、せん断破壊先行型である。1/400rad.のサイクルにおいて、柱頭にせん断ひび割れが発生した。1/100rad.のサイクルで RC 柱に付着ひび割れが発生した。1/67rad.のサイクルでは、RC 柱の端部コンクリートに圧壊の兆候が見られた。その後変形とともに損傷は進行し、最終的に、RC 柱では付着せん断破壊の様相を呈し、補強部では梁部分のコンクリートの損傷と水平接合面の開きが顕著であった。

3.2 水平荷重－変形関係

図-5 に試験体 No.17, No.19, No.21 の水平荷重－変形関係を示す。

補強部断面寸法が大きい試験体 No.19 は、試験体 No.17 に比べて CES 補強部材内の鉄骨フランジが柱・梁ともに若干早く降伏するという違いが見られたものの、大局的に見て、水平荷重のレベルを無視すればどの試験体も類似した復元力特性を示している。つまり、1/400～1/200rad.のサイクルで鉛直接合面が離れることにより剛性が大きく低下し、1/200～1/100rad.のサイクルで主筋、補強部鉄骨の降伏が見られた後、最大耐力に達するまでせん断力は緩やかに上昇し、その後、柱端部コンクリートの圧壊あるいは付着せん断ひび割れの拡幅の進行とともに徐々に耐力が低下していく。

図-6 に水平荷重－変形関係の包絡線を示す。ここで、既往の実験における無補強 RC 柱（せん断破壊型 No.1 と曲げ破壊型 No.12）の包絡線も併せて示している。

図-6 (a) および図-6 (b) から耐力はアンカー本数を増やすごとに上昇していることが確認できる。

図-6 (c) からは、補強部断面寸法の大きさに応じて耐力が上昇していることが確認できる。最も補強部断面寸法が小さい試験体 No.17 を基準として、試験体 No.18 の耐力は 1.14 倍、試験体 No.19 の耐力は 1.24 倍に上昇している。無補強試験体と比べてみると、試験体 No.19 では 2.2 倍程度に耐力が増大しており、補強効果が確認できる。

図-6 (d) は、せん断破壊先行型の RC 柱試験体の実験結果の比較である。せん断破壊型でも実験変数が補強断面のものと同様、補強を施すことにより無補強試験体のもものと比べて 2.6 倍程度耐力が向上することが確認できた。

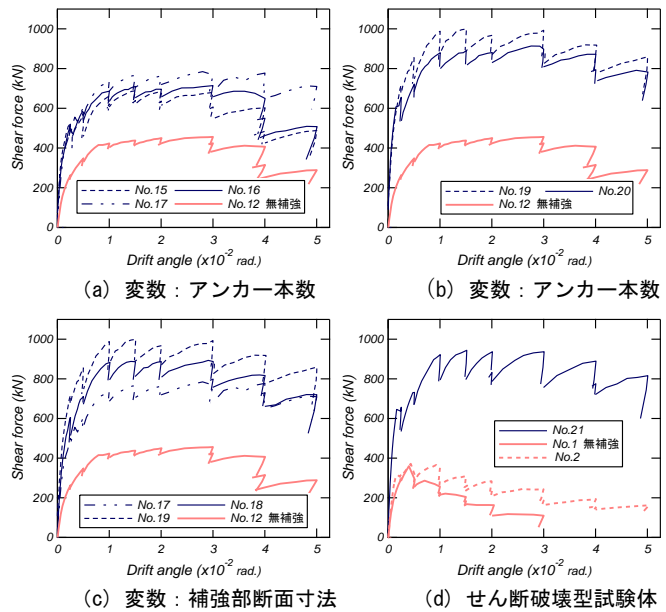


図-6 荷重－変形関係の比較

3.3 危険断面付近の応力分布

図-7 に正載荷ピーク時における柱頭及び柱脚の危険断面位置の応力分布を示す。ここで表す危険断面とひずみゲージは図-8 に示す位置とし、応力は鋼材の履歴特性をバイリニアと仮定し、ひずみゲージから得られたひずみを用いて計算した。なお正の符号が引張応力である。

柱脚側の応力分布に着目すると 1/400rad.のサイクルにおいて、アンカー本数が少ない試験体 No.20 の分布は RC 柱部と CES 補強部の境界面で応力の反転が起きており独立してモーメントを負担していることがわかる。

一方で、アンカーの本数が多い試験体 No.17, No.19 の同サイクルでは応力が反転することなく RC 柱部と補強部がそれぞれ応力を負担しており、アンカー量を増やすことで RC 柱部と CES 補強部の一体性が増していることが確認できる。ただし、その後のサイクルですれが生じることによって、境界面で反転する応力の差は大きくなっており、断面の一体性は低下することが確認できる。

試験体 No.19 において正載荷時の柱頭（補強部が引張側）と柱脚（補強部が圧縮側）の応力状態について見てみると、柱頭の応力レベルは柱脚と比較して小さいことがわかる。負載荷の場合も同様に補強部が引張となる柱脚の応力レベルは柱頭と比べて小さい傾向が見られている。また、この傾向は程度の差はあれ他の試験体においても見られる現象である。これは、補強部が引張側になるときの固定度は圧縮側になるときに比べて小さいためであり、補強部柱に生じる引張力にアンカーが抵抗するのに対して、圧縮力に対してはコンクリートの支圧で抵抗する違いによるものと考えられる。また、補強部柱の鉄骨フランジは、水平荷重がほぼ最大耐力に達する 1/67rad.のサイクルまでに圧縮降伏をしているが引張降

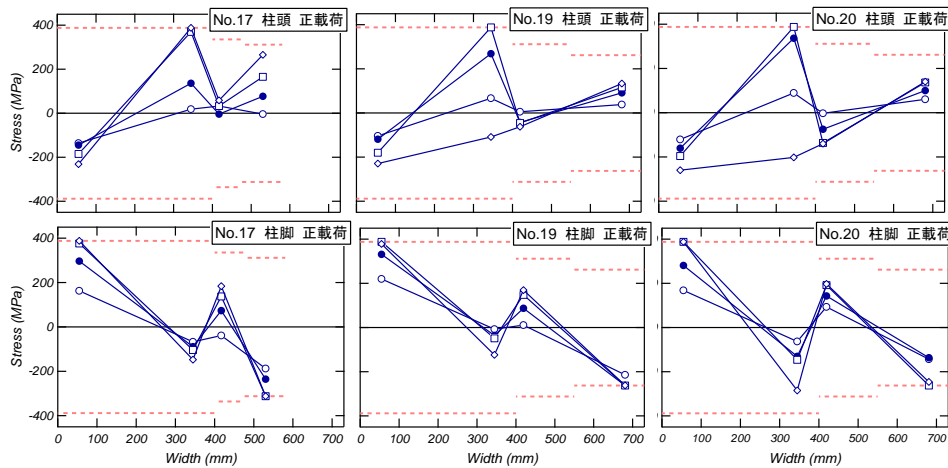


図-7 危険断面付近の応力分布

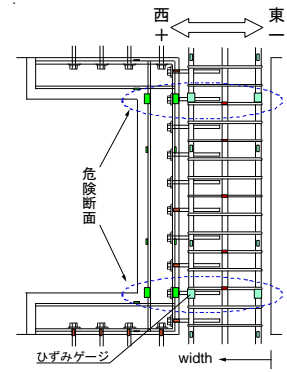


図-8 計測位置

伏はしていないことが確認できる。

3.4 CES 柱フランジと梁部フランジの比較

図-9 に正載荷ピーク時における各試験体の CES 柱・梁部フランジの応力と変形角の関係を示す。また、図中にひずみゲージによる計測位置を示す。なお、応力の算定方法は 3.3 節で示した方法と同じである。

まず、圧縮力を受ける柱脚部から着目すると、ほとんどの試験体が 1/200rad~1/100rad の載荷サイクルで柱フランジが先に圧縮降伏し、その後の 1/67rad のサイクル付近で梁フランジが降伏するということが確認できた。次に、引張力を受ける柱頭部に着目してみる。補強部断面寸法が小さい試験体 No.17 および 2 番目に大きい試験体 No.18 では柱フランジの応力が梁フランジの応力を上回っている。しかし、補強部断面寸法が最も大きくなる試験体 No.19 では、両者の応力は同程度で推移し、1/67rad のサイクルで柱フランジより先に梁フランジが降伏した。これは、補強部の梁断面が柱断面に比べてサイズが小さく、梁部の強度が相対的に小さくなったために大きい応力を負担する結果となったからである。

4. 終局耐力の評価

各試験体の最大耐力の実験値と終局耐力計算値を表-4 に示す。既存 RC 部材の曲げ耐力は文献⁷⁾に示される曲げ耐力式により算定し、荒川 mean 式⁷⁾および靱性保証指針 B 法によるせん断耐力式⁶⁾を用いた。試験体の耐力は、CES 造補強部断面の終局曲げ耐力を平面保持および ACI ストレスブロックの仮定から求め、既存 RC 部材のそれぞれの耐力に単純に累加させることによって算出した。完全平面保持耐力は、合成断面全体に対して平面保持を仮定して算出した曲げ耐力である。

試験体 No.15, No.16, No.17 の実験値/計算値は 1.17~1.34 であり、最大耐力は計算値を上回る結果が得られている。補強部断面を大きくした試験体 No.18, No.19, No.20 を見ると実験値/計算値は小さくなっていく傾向に

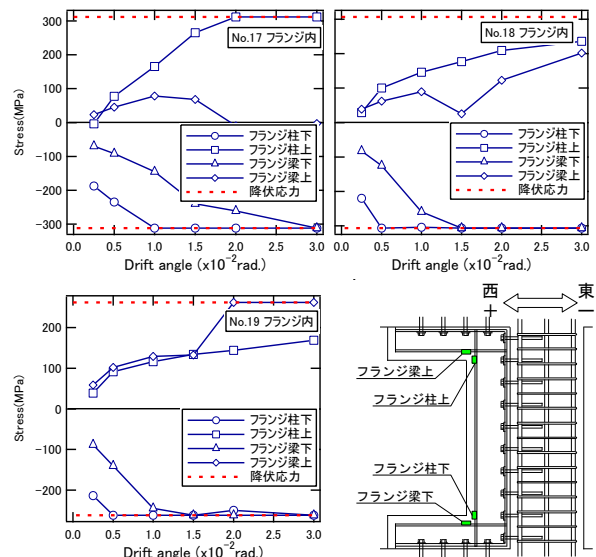


図-9 補強部鉄骨の変形角-応力関係

あり、試験体 No.19 では 0.98 である。これは、図-7 の断面の応力分布を見てわかるように補強部柱フランジの応力レベルが小さくなっており、CES 補強部が曲げ耐力に達していないためと考えられる。したがって、断面サイズの大きい CES 柱部の曲げ耐力を発揮させるためには、脚部の固定方法について検討する必要がある。また、試験体 No.17 では、実験値/計算値が 1.34 とやや大きい差が生じており、合理的な設計を行うためには、アンカー量を考慮した評価方法について検討が必要と言える。

せん断破壊型の既存 RC 柱に補強を施した試験体 No.21 の実験値/計算値は 1.07 であり、計算値を上回る耐力を発揮していることから、既存 RC 柱と CES 補強部の耐力の単純累加で補強後の耐力を評価可能である。

図-10 に鉛直接合面アンカー筋による耐力上昇の関係を示す。横軸は完全平面保持耐力時の弾性梁理論による接合面せん断力に対するアンカー筋のせん断強度の比である。アンカー筋のせん断強度は(1)式⁸⁾により算出した。

$$Q_{al} = 0.7 \cdot \sigma_y \cdot s \cdot a_e \quad (1)$$

ここで、 σ_y : アンカー筋の降伏強度、 s, a_e : アンカー筋の

表-4 耐力算定結果一覧

試験体			No.15	No.16	No.17	No.18	No.19	No.20	No.21
実験値			689	715	785	893	1000	914	944
計算値	既存部	曲げ耐力 ①	457	460	457	461	463	457	536
		荒川mean式 ②	417	425	417	428	431	419	337
		B法 ③	579	597	579	603	609	583	384
	補強部	曲げ耐力 ④	131	131	131	289	558	552	548
		せん断耐力 ⑤	250	251	249	460	983	974	966
		曲げ耐力 ①+④	588	591	588	750	1021	1009	1084
	既存部+補強部	荒川mean式 ②+④	548	556	548	717	989	971	885
		B法 ③+④	710	728	710	892	1167	1135	932
	完全平面保持耐力 ⑥			987	999	987	1332	1904	1850
実験値/計算値 *			1.17	1.21	1.34	1.19	0.98	0.91	1.07

*実験値/計算値における計算値には、せん断破壊型の試験体 No.21では、③+④式の値を用い、それ以外は、曲げ耐力の累加である①+④式の値を用いた。

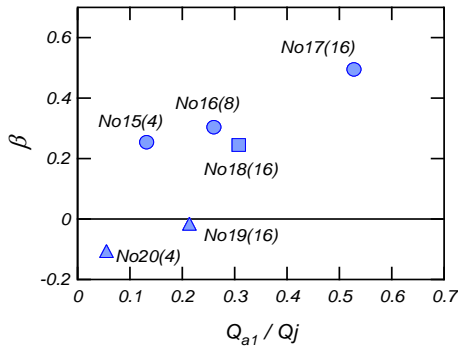


図-10 接合面アンカーが曲げ耐力に及ぼす影響
(図中()内の数字はアンカー筋の本数)

断面積である。なお、柱上下最端部の4本のアンカー筋は考慮していない。縦軸 β は(2)式で示すように実験におけるアンカーによる合成効果の耐力上昇分を完全平面保持耐力と累加耐力の差分で基準化したものである。

$$\beta = \frac{\text{実験値} - \text{累加耐力}}{\text{完全平面保持耐力} - \text{累加耐力}} \quad (2)$$

補強断面寸法が最も小さい試験体 No.15, No.16, No.17の分布を見ると、鉛直接合面アンカーの本数を増やすことにより直線的に耐力が増加する傾向が伺える。補強断面寸法が試験体 No.19, No.20では、終局耐力の評価では実験値が累加耐力に達していなかったものの、鉛直接合面アンカーを増やすことで耐力が増加する傾向は同様である。

5. まとめ

既存RC柱にCES部材で補強を施した柱の構造実験を行い、その補強効果について検証するとともに耐力の評価法の適用性について検討を行った。得られた知見を以下に要約する。

- (1) アンカー量を増やすことで、接合効果が増して耐力上昇とともにずれの発生を抑制出来ることが確認できた。
- (2) アンカー量を増やすことで変形が小さい間は一体性の向上が見られるが、最大耐力付近では既存部と補強部がモーメントを独立して負担するようになる。
- (3) 累加耐力による耐力評価では実験値/計算値が 1.34

とやや大きい差が生じたものも見られ、合理的な設計を行うためには、アンカー量を考慮した評価方法について検討が必要と言える。

- (4) せん断破壊型の既存RC柱に補強を施した試験体 No.21は、計算値を上回る耐力を発揮していることから、既存RC柱とCES補強部の耐力の単純累加で補強後の耐力を評価可能である。

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, 2009.26
- 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) 福池 章平, 松井 智哉, 倉本 洋: CES 付帯柱で補強された曲げ破壊型RC柱の挙動, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.2, pp.967-972, 2010.7
- 5) 福池章平・松井智哉・金子 慶一・倉本 洋: CES 付帯柱で補強されたRC柱の構造性能に及ぼすアンカーの影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1015-1020, 2011.7
- 6) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
- 7) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990
- 8) 日本建築防災協会: 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