

論文 CES 付帯柱で補強されたせん断破壊型 RC 柱の挙動

金子 慶一*1・松井 智哉*2・福池 章平*3・倉本 洋*4

要旨: 本研究では, CES 部材による付帯柱で補強したせん断破壊型の RC 柱の構造性能を把握することを目的とした静的加力実験を実施した。実験変数は, シアスパン比および補強部材の取り付け位置とし, 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。実験結果より, 両側補強では耐力, 変形能力ともに向上することが確認され, 片側補強では耐力に影響を及ぼさないことを明らかにした。また, 補強を施した柱の耐力は, 既存 RC 部のせん断耐力と CES 補強部材の曲げ耐力の累加により, 概ね評価可能であることを示した。

キーワード: CES 構造, 耐震補強工法, RC 柱, 静的加力実験, 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ケースが多く, 採光や通風などの開口機能を損なうという問題がある。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た^{1),2),3)}。

これまでの研究では, 方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うことにより, 当該補強フレームの耐震性能を把握し, 最大耐力は補強 CES 部の曲げ耐力分の増加が見込めること, 既存 RC 柱のせん断破壊後の耐力の低下は緩やかになること示し, 耐力性能・変形性能への補強効果を明らかにしてきた。また, 終局耐力の評価法について検討してきた。

本論では, 上記補強工法の拡張を念頭に置き, 補強 CES 柱のみで補強した既存 RC 柱の静的加力実験を行い, その破壊性状, 耐力性能および変形性能を明らかにするとともに終局耐力の評価法について検討を行う。本補強形式は, 主に室内などにおける第 2 種構造要素の補強などを想定している。これは, 方形および門形フレーム補強工法から梁部材を省いたものとなり, より簡便で開口を確保できる補強工法となる。

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 および図-3 に試験体概要図, 配筋図および断面図を示す。

試験体は, 実験変数を RC 柱に対する CES 部材の補強形式とシアスパン比とした計 6 体である。シアスパン比が 1.5 の無補強試験体 No.1 を基準として片側補強試験体が No.2, 両側補強試験体が No.3 としている。試験体 No.9 および試験体 No.10 は両側補強であり, シアスパン比をそれぞれ 2.0 および 1.0 としている。また, 試験体 No.11 は, 試験体 No.3 が両側に中央位置に補強部材を取り付けているのに対して, 幅方向に偏心して取り付けられたものである。補強部材である CES 部材の接合方法はあと施工アンカー工法(柱端部のみ)とエポキシ樹脂による接着工法の併用工法を用いた。試験体の既存 RC 柱はせん断破壊型となるように計画している。

2.2 使用材料

コンクリート, 鉄筋および鉄骨の材料

表-1 試験体一覧

試験体	No. 1	No. 2	No. 3	No. 9	No. 10	No. 11
補強方法	無補強	片側中央	両側中央	両側中央	両側中央	両側偏心
内法長さ(mm) (シアスパン比)		1200 (1.5)		1600 (2.0)	800 (1.0)	1200 (1.5)
既存部	b×D(mm)	400×400				
	主筋	10-D22 (SD345), pt=1.12%				
	補強筋	2-D10@200, pw=0.18%				
	破壊形式	せん断破壊型				
補強部	b×D(mm)	180×180				
	内蔵鉄骨	H-120×96×9×9 (SS400)				
	アンカー	D16 (SD295), 埋め込み長さ L=176mm=11d				
軸力(kN)	680			665		

*1 株式会社 飯島建築事務所 (正会員)

*2 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 助教 博士 (工学) (正会員)

*3 豊橋技術科学大学 工学部建設工学系 (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 博士 (工学) (正会員)

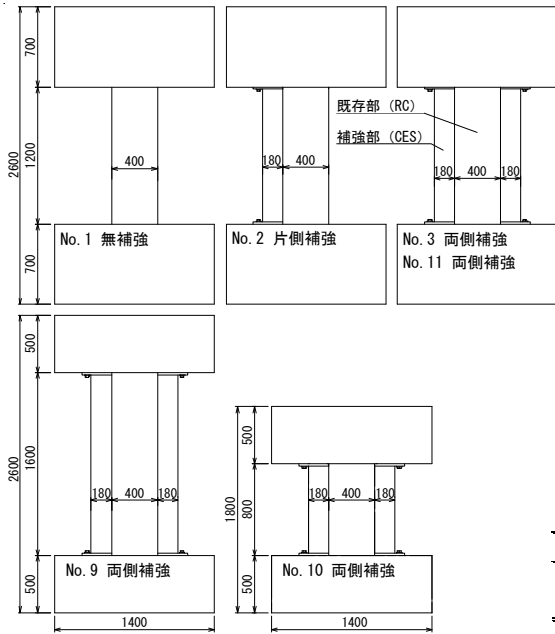


図-1 試験体形状

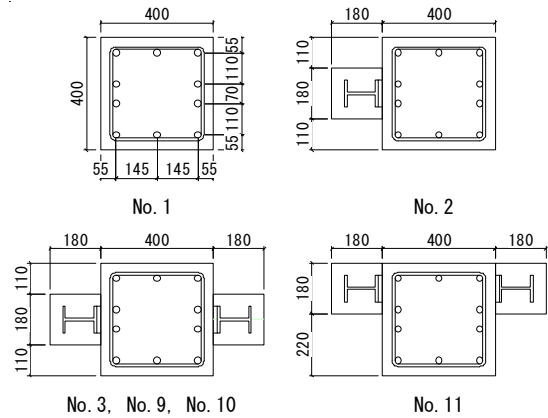


図-2 試験体断面図

表-2 コンクリートの材料特性

試験体	普通コンクリート			繊維補強コンクリート		
	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)	材齢 (日)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)	材齢 (日)
No. 1	18.2	---	52	---	---	---
No. 2	21.4	---	50	38.8	---	26
No. 3	20.9	---	57	38.8	---	29
No. 9	19.6	20171	112	42.4	23696	81
No. 10	18.9	18791	115	39.4	25699	84
No. 11	19.3	19997	118	36.9	25626	87

表-3 鉄筋および鉄骨の材料特性

試験体	種類	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (MPa)
No. 1	D10 (SD295)	336.7	519.8	170000
No. 2	D22 (SD345)	405.1	570.5	174000
No. 3	PL-9 (SS400)	252.8	---	175000
No. 9	D10 (SD295)	315.1	427.6	160000
	D16 (SD295)	340.0	504.0	---
	D22 (SD345)	383.0	551.0	188000
No. 11	PL-9 (SS400)	249.0	398.0	153000

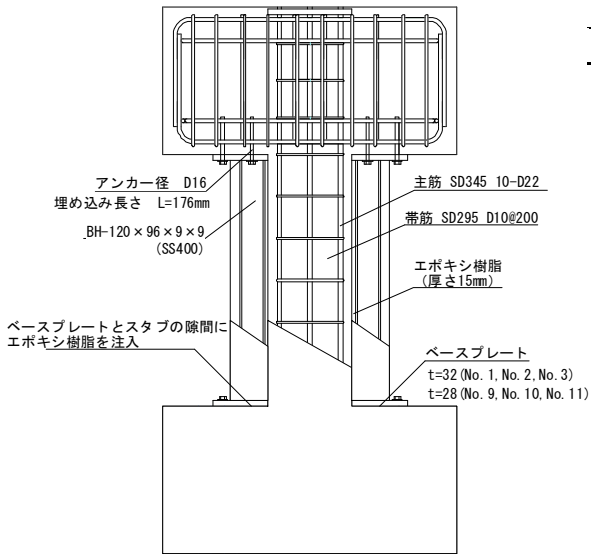


図-3 配筋図 (試験体 No. 3)

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 $F_c=18\text{N/mm}^2$ および $F_c=30\text{N/mm}^2$ 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-4 に試験装置を示す。試験体には軸心上に一定の軸力 ($N=0.2bD\sigma_B$: 既存 RC 部の軸力比で 0.2) を加え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

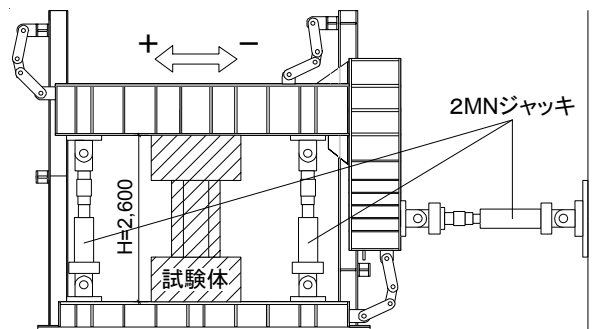


図-4 荷重装置

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 計測計画

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・開閉量とする。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する。なお、試験体 No.9, No.10, No.11 においてはアンカーのひずみも計測している。また、繰り返し载荷における第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する。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

図-5 に試験体 No.1, No.2 および No.3 の $R=1/100\text{rad}$ のサイクルにおけるひび割れ発生状況を示す。

無補強試験体 No.1 および片側補強試験体 No.2 は $R=1/200\text{rad}$ のサイクルで柱上端から下端にかけてせん断ひび割れが発生し、その後、せん断ひび割れの拡幅、コンクリートの剥落による損傷が進行した。

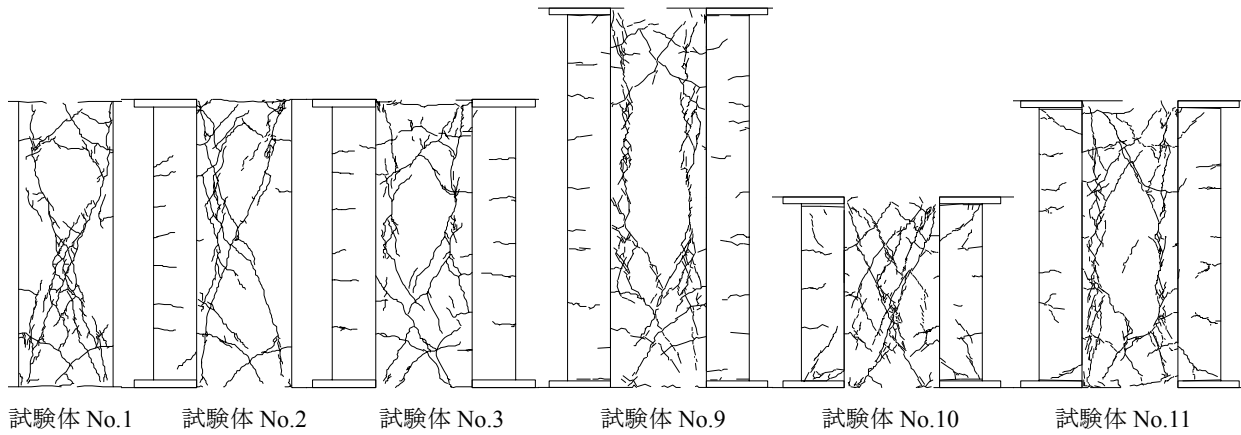


図-5 ひび割れ状況 ($R=1/100\text{rad}$.)

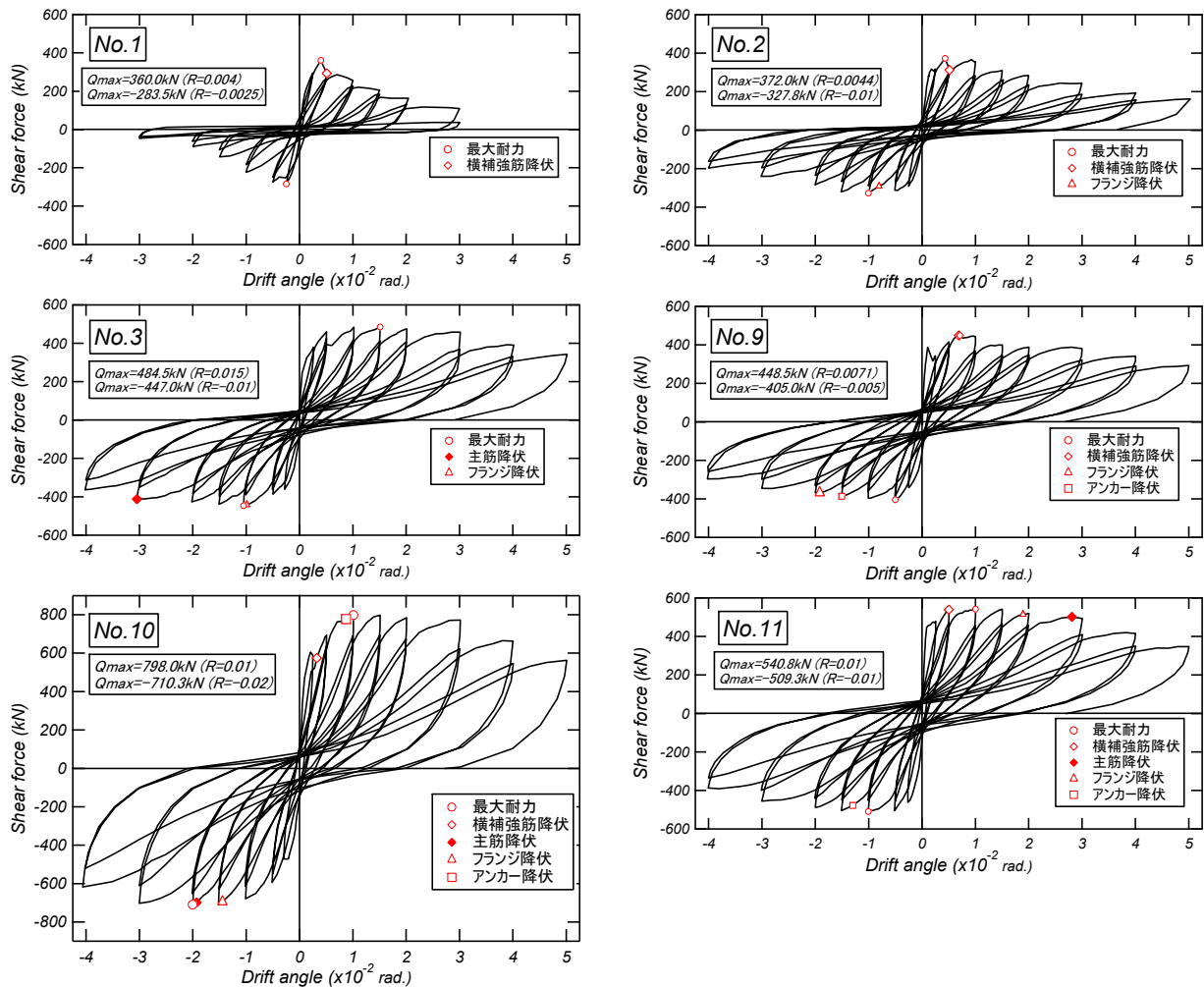


図-6 水平荷重と変形角の関係

両側補強試験体の No.3 は、 $R=1/200\text{rad}$ のサイクルで端部においてせん断ひび割れが発生し、 $R=1/100\text{rad}$ のサイクルで柱上端から下端にかけてせん断ひび割れが発生した。その後、変形の増大とともに主筋沿った付着ひび割れの損傷が拡大した。

シアスパン比 2.0 の試験体 No.9 は、 $R=1/100\text{rad}$ のサイクルまでに、RC 部の端部に曲げせん断ひび割れ、付着せん断ひび割れの発生・進展が確認できる。 $R=1/50\text{rad}$ 以降、主に付着せん断ひび割れの損傷が顕著となった。

シアスパン比 1.0 の試験体 No.10 は、 $R=1/400\text{rad}$ のサイクルにおいて RC 部にせん断ひび割れが発生した。最大耐力に達する $R=1/100\text{rad}$ のサイクルでは、補強部にもせん断ひび割れが確認された。その後、ひび割れの進展とともに RC 部コンクリートの剥落が生じ、補強部の端部においてコンクリートの圧壊が見られるようになる。

補強部材を幅方向に偏心して取り付けした試験体 No.11 は、 $R=1/400\text{rad}$ のサイクルで RC 部の端部に曲げせん断ひび割れが発生し、 $R=1/200\text{rad}$ のサイクルにおいて付着せん断ひび割れが発生した。その後のサイクルにおいて試験体 No.9 と同様に主に付着せん断ひび割れの損傷が拡大した。また、 $R=1/33\text{rad}$ のサイクルから、補強部材

において上下端部から 20cm の付近の曲げひび割れが大きく拡幅しており、この付近から変形していることが伺えた。

3.2 荷重－変形関係

図-6 に各試験体の水平荷重－変形角関係を示す。また、図-7 にシアスパン比が 1.5 となる試験体の包絡線を示す。

無補強試験体 No.1 は $R=1/200\text{rad}$ で最大耐力に達した後、急激に耐力が低下し、 $R=1/33\text{rad}$ で载荷を終了している。

全ての補強試験体は、 $R=1/400\text{rad}$ のサイクルにおいて RC 部と CES 補強部の境界が乖離し、剛性が大きく低下することが確認された。両側補強の試験体 No.3 では、3割程度の耐力の上昇が認められた。一方で片側補強試験体 No.2 の最大耐力は無補強試験体 No.1 と同程度であり、耐力性能に及ぼす補強効果は認められなかった。しかしながら、補強試験体では、無補強試験体と比べて耐力低下は緩やかであり、 $R=1/20\text{rad}$ においても最大耐力の 5割程度の耐力を保有しており、変形能力の向上が確認できる。

試験体 No.9 は $R=1/100\text{rad}$ のサイクルにおいて横補強筋の降伏とともに最大耐力に達した。試験体 No.10 および No.11 も $R=1/100\text{rad}$ のサイクルにおいて最大耐力を記録した。これらも試験体は、最大耐力以降、水平変形角の増大とともに緩やかに耐力が低下しており、無補強試験体のような急激に耐力が低下する脆性的な現象は見られなかった。

図-8 に各試験体の軸ひずみを示す。軸ひずみは、上下スタブ間の鉛直変位を柱内法高さで除した値である。

無補強試験体の No.1 は、せん断ひび割れが発生した $R=1/200\text{rad}$ 以降、耐力の低下とともに徐々に圧縮側に変形が増大していくことが確認できる。補強を施した試験体は、RC 部にせん断ひび割れなどの損傷が生じた後も、

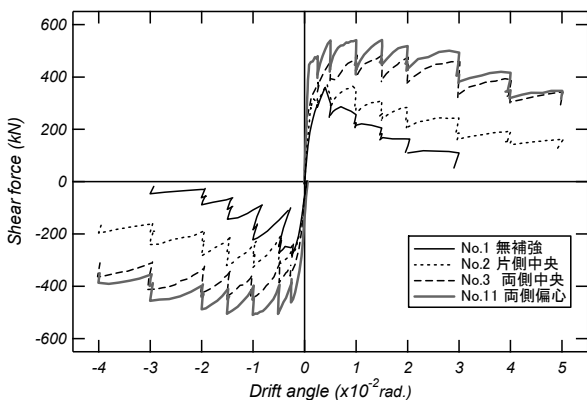


図-7 包絡線の比較

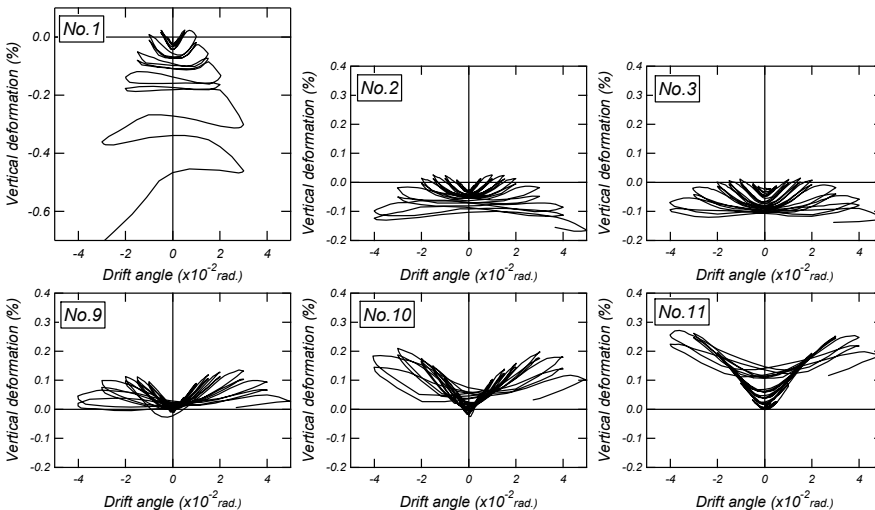


図-8 軸ひずみと変形角の関係

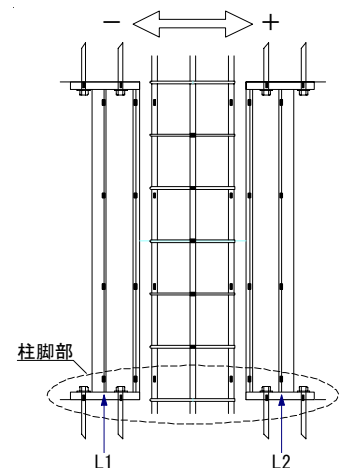


図-9 ひずみ計測位置

試験体 No.1 のような圧縮変形の増大は見られず、最終変形角まで軸力を維持している。また、試験体 No.10 および No.11 においては、伸びによる変形が比較的大きいことがわかる。

3.3 応力分布

図-10 に試験体柱脚における正載荷ピーク時の鋼材（主筋と鉄骨フランジおよび主筋とアンカー筋）の応力分布を示す。また、破線は鋼材の降伏応力度を示している。応力は、図-9 に示す位置のゲージから計測されたひずみを用いて、鋼材の応力-ひずみ関係を完全弾塑性と仮定して算出した。なお、試験体 No.11 のアンカーのデータの一部は計測不良のため示していない。

主筋と鉄骨フランジの応力分布を見ると、シアスパン比（試験体 No.3, No.9, No.10）や補強部材の取り付け位置（試験体 No.3, No.11）に拘らず、既存 RC 部と補強 CES 部の接合面（図中の横軸で-200, 200mm の位置）付近における主筋と鉄骨フランジの負担応力の差が顕

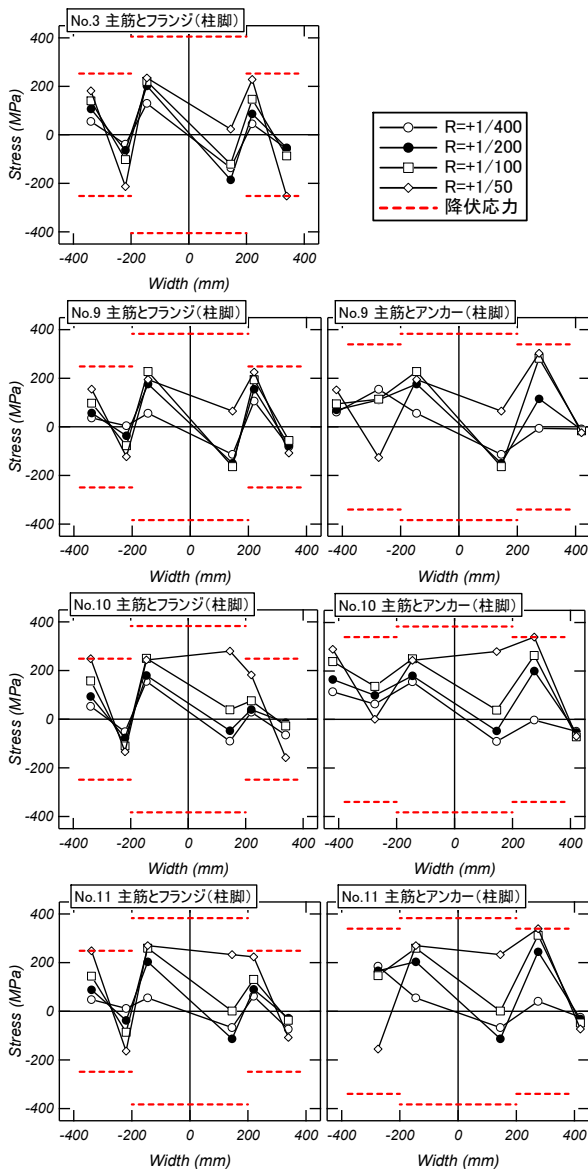


図-10 脚部における応力分布

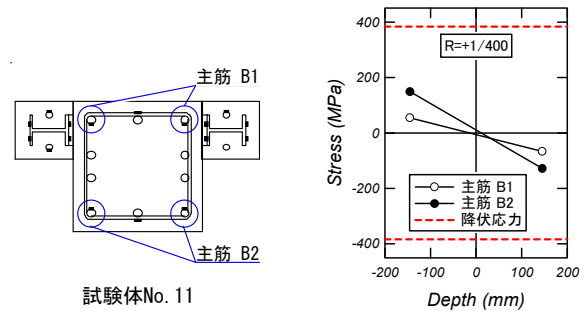
著となっており、その傾向は変位振幅が増加するにつれて大きくなっていく。また、アンカー筋を見た場合も同様の現象がみられる。すなわち、既存部と補強部の柱としての一体性が接合面で損なわれていることが見てとれ、既存 RC 部、補強 CES 部がある程度独立してモーメントを負担していることがわかる。

図-11 に $R=1/400$ rad 時の補強部材を偏心して取り付けられた試験体 No.11 の主筋の脚部の応力を示す。

補強部材を取り付けていない側（主筋 B2）の主筋の応力が、主筋 B1 の応力を圧縮、引張側ともに上回っており、試験体 No.11 においてはねじれが生じていることが確認できる。このため、試験体 No.11 の剛性が試験体 No.3 と比べて大きくなったと考えられる（図-8 参照）。

図-12 に試験体 No.3 および No.11 の鉄骨フランジの高さ方向の応力分布を示す。応力の算定法は図-10 と同様であり、計測箇所は図-9 の L1 および L2 のラインである。

試験体 No.3, No.11 とともに端部よりも内側の位置（400mm, 800mm の位置）の引張応力が大きくなって



試験体 No.11

図-11 脚部主筋の応力（試験体 No.11）

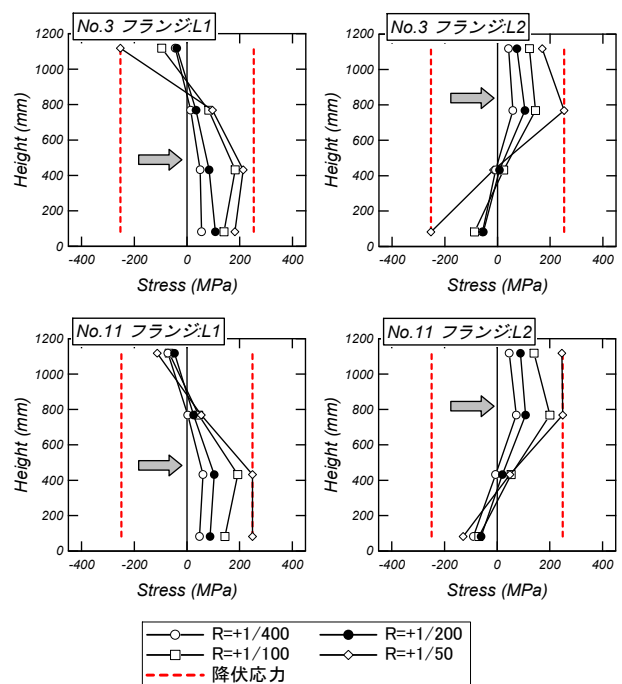


図-12 鉄骨フランジの応力分布

表-4 耐力計算結果

試験体 No.		No. 1	No. 2	No. 3	No. 9	No. 10	No. 11	平均	
既存部	曲げ耐力 (kN)	508.2	516.1	515.0	365.1	733.8	490.0	---	
	せん断	荒川 min 式 (kN)	229.1	241.2	239.3	238.4	337.6	275.4	---
		荒川 mean 式 (kN)	267.8	283.4	280.9	267.9	395.2	315.4	---
		B 法 (kN)	299.7	341.2	334.7	230.9	400.3	299.1	---
補強部曲げ耐力 (kN)		---	63.7	127.5	100.0	204.9	134.3	---	
既十補	曲げ耐力 (kN)	508.2	580.1	643.0	465.1	938.6	624.2	---	
	せん断	荒川 min 式 (kN)	229.1	268.8	395.0	338.4	542.5	409.7	---
		荒川 mean 式 (kN)	267.8	308.2	433.9	367.9	600.1	449.7	---
		B 法 (kN)	299.7	330.0	451.6	330.6	605.1	433.4	---
最大耐力実験値 (kN)		360.0	372.0	484.5	448.5	798.0	540.8	---	
実験値 /計算値	せん断	荒川 min 式	1.57	1.38	1.23	1.33	1.47	1.32	1.38
		荒川 mean 式	1.34	1.21	1.12	1.22	1.33	1.20	1.24
		B 法	1.20	1.13	1.07	1.36	1.32	1.25	1.22

ることが確認できる (図中矢印)。この応力分布は、補強部材に生じる逆対称モーメントに、補強部材の外側の方向に荷重が作用したときのモーメントを加えた応力分布と推察される。換言すれば、この外方向の力の反力が既存 RC 部への拘束力として作用していると考えられる。

4. 耐力計算

表-4 に各試験体の終局耐力の計算結果を示す。試験体の耐力は、RC 部の終局耐力に、補強部の曲げ耐力を補強部の数だけ累加させることとした。既存 RC 部の曲げ耐力は文献 4) の算定式を用いる。せん断耐力は、荒川 min 式、荒川 mean 式および鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針⁵⁾による B 法を用いた。また、CES 補強部材の曲げ耐力は、平面保持を仮定し、コンクリートの応力に ACI の矩形ストレスブロックを適用して算定した⁶⁾。なお、実験結果より、片側補強の試験体 No.2 は、補強によるせん断耐力の上昇はないものとして、耐力の累加を行っていない。

全ての試験体は、せん断耐力の計算値が曲げ耐力の計算値を下回っており、せん断破壊型と推定される。これは、最大耐力時にせん断ひび割れの発生や横補強筋の降伏が確認された実験の破壊性状と対応していると言える。計算値に対する実験値の比 (以下、耐力比) の平均値を見ると、荒川 min 式では 1.4 程度であり、せん断耐力を大きく安全側に評価している。荒川 mean 式および B 法では、耐力比の平均は 1.2 程度となっており、また、1 を下回るものもなく、概ね良い対応を示している。

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。以下に、得られた知見を示す。

- (1) 既存 RC 柱の両側に補強を施した試験体では、耐力の上昇と変形性能の向上といった補強効果が確認できた。
- (2) 本実験におけるせん断破壊型の既存 RC 柱の片側に補強を施した試験体では、顕著な耐力の上昇は認められなかった。
- (3) 補強を施すことにより、既存 RC 部のせん断破壊後も軸力支持能力は維持される。
- (4) 両側補強を施したせん断破壊型 RC 柱のせん断耐力は、補強部材の取り付け位置、シアスパン比に拘わらず変わらず、既存 RC 部と CES 補強部の耐力の累加によって評価可能である。

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, 2009.2
- 3) 金子慶一, 山本直輝, 松井智哉, 倉本 洋: CES 門形補強工法における補強合成梁の構造性能, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1063-1068, 2009.7
- 4) 日本建築センター: 2007 年度版 建築物の構造関係技術基準解説書, pp.626-628, 2007
- 5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, pp.193-198, 1997
- 6) ACI Committee 318: Building Code Requirements for Structural Concrete (318-99) and Commentary (318R-99), American Concrete Institute, pp.391, 1999