(26) CES外付耐震補強を施した垂壁・腰壁付きRC柱の耐力と変形性能

乃村 亮¹・田口 孝²・神谷 隆³・Juan Jose CASTRO⁴・倉本 洋⁵

1正会員 大阪大学大学院 地球総合工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

E-mail: nomura_ryo@arch.eng.osaka-u.ac.jp

2正会員 矢作建設工業 地震工学技術研究所 主席研究員 (〒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

3正会員 矢作建設工業 地震工学技術研究所 副所長 (〒480-1101 愛知郡長久手町熊張字茨ヶ廻間1533-74)

E-mail: t-kamiya@yahagi.co.jp

4正会員 大阪大学 国際教育センター 准教授(〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

E-mail: castro@isc.osaka-u.ac.jp

5正会員 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 教授 (〒565-0871 吹田市山田丘2-1)

E-mail: kuramoto@arch.eng.osaka-u.ac.jp

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を, 垂壁・腰壁付きの既存 RC 柱に施すことによる耐震補強効果を把握することを目的とし, 柱試験体に対する静的載荷試験を行った。 本論では補強の有無, 補強量を変数とした 3 体の試験体の実験結果を比較検討する。そして, CES 外付耐 震補強工法を用いることによる柱の破壊性状への影響を示すとともに, 垂壁・腰壁付きの既存 RC 柱の耐震 性能を向上させることができること, 補強柱の終局耐力を累加強度もしくは 2009 年度版 既存鉄骨鉄筋コ ンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説に基づいて評価できること示す。

Key Words : CES Structure, FRC, External Seismic Retrofit, RC Column, Spandrel Wall

1. はじめに

筆者らはここ数年,鉄骨と繊維補強コンクリート (FRC)のみからなる合成構造である CES (Concrete Encased Steel)構造¹⁾を既存 RC 造建築物の外付耐震補 強に適用するための技術開発研究を継続的に行ってきて いる^{2~4)}。これらの研究により既存 RC フレームに CES 部材を直付けした補強工法^{2,3)}や既存 RC フレームと CES フレームを,床スラブを介して接続した架構増設型補強 工法⁴⁾の耐震有効性を確認してきている。

一方、CES 直付け補強工法を用いる場合には、既存 RC フレームに垂壁や腰壁などが取り付いている場合が少な くない。そのようなフレームに CES 補強を施した場合の 耐震補強効果を把握することはもとより、その補強効果 を算定する際に柱の内法高さをどのように評価するかも 重要な問題となる。

そこで本研究では CES 直付け補強に関する研究の一環 として, 垂壁・腰壁付き既存 RC 柱に CES 外付耐震補強 を施した場合の補強効果,並びにその耐力評価法につい て検討する。

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1体(試験体PW) および CES 補強を施した補強柱2体(試験体 CW1 および CW2)の計3体である。実験変数には補強の有無および 補強量(内蔵鉄骨量)を選択した。図-1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 PW は既存 RC 柱を想定した無補強試験体である。 主筋 10-D19,帯筋 2-D6@150 を配筋し,せん断破壊先行 型に設計されている。試験体 CW1 は既存 RC に断面が 200mm×400mm で H-300×130×6.5×9のH型鋼を内蔵した CES 補強を施したものである。試験体 CW2 は CES 補強部 の内蔵鉄骨に H-300×130×10×15 を用いて,補強量を 増加させたものである。内蔵鉄骨は既存部に対して,柱 部分はあと施工アンカーD13 を介して、スタブ部分には 挿筋 D22 を介して取り付けられている。

試験体 PW および補強試験体の既存 RC 柱部分の形状寸 法は共通であり, 柱断面が 400mm×400mm および柱長が 1,600mm で, 柱頭および柱脚部にそれぞれ, せい 470mm, 高さ 400mm および厚さ 80mm の垂壁・腰壁が取り付いた ものである。したがって垂壁・腰壁による拘束を考慮し た場合のせん断スパン比は 1.0 となる。

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 エアンカーを打設する。その後、ウェブにボルト貫通孔 を設けた H型鋼を,あと施工アンカーを介して取り付け る。最後に型枠を設置し,図-1に示す試験体上部から 柱の下側に向かって繊維補強コンクリート(FRC)を打 設した。

(1) 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,表-4に既存 RC 柱部分に使用した普通コンクリートおよび CES 補強部に使用した FRC の材料 試験結果を示す。また表-5および表-6には普通コン クリートおよび FRC の調合表を示す。FRC に使用した繊 維は直径が 0.66mm,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。

試験体		PW	CW1	CW2			
概更		4 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	補	補強			
	恢安	邢 1用5虫	補強量標準	補強量大			
l	既存部破壊モード		せん断破壊型				
木	主内法高さh _o (mm)		1600				
ħ.	主の内法のせん断		1.0				
2	スパン比(<i>M/QD</i>)		1.0				
	コンクリート種類	普通コンクリート					
既	断面 <i>b</i> × <i>D</i> (mm)	400 × 400					
存	主筋	10-D19(SD295)					
部	帯筋	2-D6@150(SD295)					
	壁筋	シングル配筋 D6(SD295)					
	コンクリート種類	繊維補強コンクリート					
補	断面 <i>b</i> × <i>D</i> (mm)		200 2	× 400			
強		\langle	H-300 × 130	H-300 × 130			
部	内蔵鉄骨断面(mm)		× 6.5 × 9	× 10 × 15			
			(SN400)	(SN400)			
	導入軸力比	0.2					

表-1 試験体計画



表-2 鉄筋材料試験結果

試験片	降伏点 N∕mm ²	<u>引張強さ</u> N/mm ²	<u>ヤング係数</u> kN/mm ²	使用部位
D6(SD295A)	309.9	483.5	187.2	帯筋
D19(SD295A)	345.2	517.3	198.1	主筋

表-3 鉄骨材料試験結果

弐段上	降伏点	引張強さ	ヤング係数	使用实行
武殿力	N/mm ²	N/mm ²	kN/mm ²	使用即位
PL6.5(SN400B)	354.1	430.2	193.7	ウェブ(CW1)
PL9(SN400B)	292.4	421.0	198.5	フランジ(CW1)
PL10(SN400B)	297.9	452.1	197.8	ウェブ(CW2)
PL15(SN400B)	270.2	450.5	198.1	フランジ(CW2)

表-4 コンクリート材料試験結果

試験体名	種類	<u> </u>	材齢	使用部位
PW	普通	18.3	54	既存部
0)//1	普通	18.4	57	既存部
GWI	繊維補強	31.4	40	補強部
0.14/2	普通	20.4	61	既存部
0112	繊維補強	37.8	45	補強部

表-5 普通コンクリート配合表

ſ	水セメント比			所要量		
	W/C	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
L	(%)	$W(kg/m^3)$	$C(kg/m^3)$	$S(kg/m^3)$	$G(kg/m^3)$	(kg/m^3)
Г	87	200	230	953	839	2.3

表-6 繊維補強コンクリート配合表

水セメント比	繊維混入量		所要量					
W/C	Vf	水	セメント	細骨材	粗骨材	繊維	石灰石粉	混和剤
(%)	vol(%)	$W(kg/m^3)$	$C(kg/m^3)$	$S(kg/m^3)$	$G(kg/m^3)$	$Vf(kg/m^3)$	(kg/m^3)	(kg/m^3)
75	1.0	180	240	913	554	13	360	2.16

(2) 載荷方法

載荷は**写真-1**に示す載荷装置を用いて行った。実験 では,既存 RC 柱部分に対する軸力比(*NbDo_B*)で約 0.2 に相当する 586kN の一定軸力の下で,正負逆対称曲 げせん断加力を行った。水平力載荷は,柱上下端の相対 水平変位 δ と内法高さ h で与えられる相対部材角 R(= δ/h)による変位制御とした。

試験体 PW は №0.002 と 0.004rad.を 1 サイクル, №0.0067, 0.01, 0.015, 0.02 および 0.03rad.を 2 サイク ル行った後, №0.04rad.を 1 サイクル行い実験終了とし た。

試験体 CW1 および CW2 に関しては R=0.002 と 0.004rad. を 1 サイクル, R=0.0067, 0.01, 0.015, 0.02, 0.03 およ び 0.04rad. をそれぞれ 2 サイクル行い, R=0.05rad. まで 一方向に載荷して実験終了とした。

3. 実験結果

(1) 破壊性状

写真-2に各試験体の正面および裏面の最終破壊状況 を示す。補強試験体は正面が CES 補強部面で, 裏面が既 存部面である。

試験体 PW は R=0.002rad. のサイクルで柱脚部にせん断 ひび割れが発生した後、垂壁・腰壁にもせん断ひび割れ が発生した。その後, R=0.0067rad.のサイクルで表面お よび裏面に主筋に沿ったひび割れが発生し、垂壁・腰壁 の端部と柱との接合部に局所的な圧壊が見られた。また、 R=0.01rad.のサイクルでは、側面の中央付近に主筋に沿 ったひひ割れが顕著に確認された。以降、これらのひび 割れの伸展が顕著となり, R=0.02rad.のサイクルにおい て試験体表面、および裏面の主筋に沿った部分からコン クリートの剥落が観察された。R=0.03rad.においては, 試験体の表裏および側面のコンクリートの剥落が認めら れ、その後の載荷によりコンクリートの剥落が顕著にな り、完全に主筋が露出した。垂壁・腰壁においては、 R=0.0067rad.のサイクル時に発生した壁端と柱との接合 部における局所的な圧壊の発生以降は損傷の進行は顕著 ではなく、柱の拘束に寄与する傾向が認められた。した がって, 柱の内法高さは垂壁の端部から腰壁の端部まで の 800mm であると考えても問題ないと思われる。また, 破壊モードとしては、付着割裂破壊を伴うせん断破壊の 様相を呈した。

補強試験体 CW1 および CW2 における補強部の破壊性状 に関しては、各試験体共にほぼ同様の傾向を示した。 *R*=0.002rad.のサイクルで柱脚および柱頭に曲げひび割 れが発生し、その後の載荷で徐々にひび割れが進展した。 また、*R*=0.0067rad.のサイクルで柱脚および柱頭と、そ



写真-1 載荷装置





PW裏面

PW正面





CW1 裏面(既存部)



 CW2 正面(補強部)
 CW2 裏面

 写真-2
 最終破壊状況



CW2 裏面(既存部) 皮博状況

れぞれの加力スタブとの接合部でひび割れが発生した。 また内蔵鉄骨のフランジに沿ったひび割れが発生し、そ の後 *R*=0.04rad.のサイクルでフランジに沿ったひび割れ が拡幅した。その際にコンクリートの剥落は認められな かった。また、試験体 CW1 および CW2 における既存部の 破壊性状は試験体 PW とほぼ同じ傾向を示した。

なお、両試験体ともに A=0.015rad.のサイクルで既存 部と補強部との接合部でひび割れが発生したが、最終破 壊状態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特性

表-7に実験結果の一覧を、図-2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 よび内蔵鉄骨が最初に降伏した時点を示しており、〇印 は最大耐力が記録された点を示している。点線は4.1節 で後述する各試験体の終局強度計算値を示している。

試験体 PW に関しては,主筋は R=0.004rad. で降伏し, R=0.0067rad. で最大耐力 411.8kN を記録した。その後, 急激な耐力低下が見られ, R=0.04rad. で耐力が維持でき なくなり載荷を終了した。

CES 補強を施した試験体 CW1 では,主筋および内蔵鉄 骨は *P*-0.005rad. で降伏し, *P*-0.01rad. で最大耐力 619.6kN を記録した。その後も試験体 PW のような急激な 耐力低下は認められず, *P*-0.05rad.まで紡錘形の履歴ル ープを描いている。

内蔵鉄骨の断面積が大きいH型鋼を使用し、補強量が 大きい試験体 CW2 に関しても、CW1 と同様に主筋および 内蔵鉄骨は A=0.005rad. で降伏したが、それ以降も耐力 は増加し、A=0.01rad. で最大耐力 712.7kN を記録した。 その後は試験体 CW1 と同様に急激な耐力劣化は認められ ず、A=0.05rad.までエネルギー吸収性能の大きな紡錘形 の履歴ループを示した。

図-3に CES 補強部のみの水平荷重-水平変形関係を 示す。この結果は試験体の水平荷重-水平変形関係のデ ータ間隔を 0.001rad.になるように修正し、試験体 CW1 および CW2 と試験体 PW の同水平変形時における水平力 の差分を示したものである。なお、図中に示す点線は 4.1 節で後述する CES 補強部の一般化累加理論による終 局強度計算値を示している。

試験体 CW1 および CW2 ともに紡錘形の安定した履歴ル ープ描いており、最大耐力以降においても耐力劣化を起 こさず安定した挙動を示した。また、両試験体の補強部 は既存部の耐力低下が顕著となる R=0.0067rad.のサイク ル以降において、CES 補強部の耐力が曲げ耐力計算値を 大きく上回っている。これは、実験において既存部のせ

表-7 実験結果一覧

	栽井	主筋降伏時		鉄骨隆	绛伏時	最大耐力時	
試験体	載何 方向	<i>Ry</i> (rad.)	<i>Py</i> (kN)	<i>Ry</i> (rad.)	<i>Py</i> (kN)	<i>Rmax</i> (rad.)	<i>Pmax</i> (kN)
	ΤĒ	0.004	362.3			0.007	411.8
PW	負	-0.004	-343.6	/	/	-0.006	-367.6
CW/1	正	0.005	566.4	0.006	612.9	0.010	619.6
GWI	負	-0.006	-590.4	-0.005	-552.9	-0.010	-591.9
CW2	Ħ	0.005	601.6	0.005	601.6	0.010	706.7
	白	-0.005	-624 9	-0.004	-576.9	-0.010	-7127





ん断破壊が進行し、軸力が加力スタブを介して補強部に も作用したため、CES 補強部の耐力が軸力の増加と共に 上昇したものと考えられる。



(3) 柱および鉄骨フランジの応力分布

図-4に試験体の主筋の材軸方向の応力分布を、図-5に CES 補強部の内蔵鉄骨フランジの材軸方向の応力分 布を示す。また、図-6にそれらのひずみ測定位置を示 す。ひずみゲージの値は縦軸に示す主筋位置およびフラ ンジ位置のものを用いた。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実験の結果を用いて、 鋼材の応力-ひずみ関係を完全バイリニアにモデル化し て行った。点線は垂壁・腰壁それぞれの壁端位置を示し ている。なお、主筋の応力分布に関しては、試験体 PW の最大耐力時の *P*0.0067rad.のサイクルのものと補強試 験体 CW1 および CW2 の最大耐力時の *P*0.01rad.のサイク ルのものを示した。内蔵鉄骨フランジの応力分布に関し ても試験体 CW1 および CW2 の最大耐力時の *P*0.01rad.の サイクルのものを示した。

試験体 PW および補強試験体 CW1 および CW2 の既存部 に関しては、図-4より主筋の材軸方向 400mm 以下と 1200mm 以上の箇所における応力分布から、いずれの試 験体においても垂壁・腰壁からの拘束の影響を受けてい る傾向が伺える。また、一部では垂壁・腰壁内で応力が 最大となっている箇所も見られる。しかし,全体的な傾向として3.1節で示した破壊性状と合わせて考察すると,内法高さは概ね壁端間の800mであったと想定される。 一方分布を見ると,,図-5に示す試験体CW1および CW2における内蔵鉄骨フランジの応力材軸方向400m以下と1200m以上の箇所における応力分布から既存部ほどには垂壁・腰壁からの拘束の影響を大きく受けておらず,内法高さは材端部間の1600mmに近かったのも推察できる。













また,図-7に各試験体の曲率分布を示す。この曲率 分布より試験体 PW ならびに試験体 CW1 および CW2 の既 存部と試験体 CW1 および CW2 の補強部を比較すると,垂 壁・腰壁がある 400mm 以下と 1200mm 以上の箇所で前者 は比較的曲率値が小さいのに対し,後者はそれに比べる と曲率値が大きくなっている。このことからも既存部で は垂壁・腰壁による拘束効果の影響を受けているのに対 し,補強部に関してはあまり影響を受けていないものと 判断できる。



図-7 各試験体の曲率分布

4. 終局耐力評価

(1) 累加による耐力評価

表-8に耐力算定結果を示す。ここでは各試験体における既存 RC 部および CES 補強部の耐力算定結果を,内法高さ 1600mm および 800mm の 2 パターンについて計算している。なお耐力算定において,せん断破壊先行型である既存 RC 部に関しては,せん断耐力 _eQ_aを荒川式(mean 式)⁵⁾により算定した。CES 補強部のせん断耐力 _eQ_aは鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準²⁶⁾に基づい て式(1)により計算し、曲げ終局耐力 Amu は実験と同様 に N=0kN の条件下で一般化累加強度理論式²⁶ により算 定した。また、補強試験体の耐力は、既存 RC 部の耐力 に CES 補強部の耐力を単純累加することによって算定し た。

$${}_{R}Q_{su} = \left({}_{Rw}t \cdot {}_{Rw}H \cdot {}_{Rw}\sigma_{y} / \sqrt{3} + tan \,\theta \cdot {}_{R}b \cdot \mu \cdot {}_{R}D \cdot {}_{R}\sigma_{c} / 2 \right)$$
(1)

ここで,

ha	: 有効内法高さ(mm)
ue +	・ 内蔵鉄骨の ウェブ板 厚(mm)
Rv ^L	
_{R#} H	: 内蔵鉄官のワエフせい(mm)
$_{R_V}\sigma_y$: 内蔵鉄骨のウェブの降伏応力度(N/mm²)
$_{R}b$: CES 補強部の柱幅 (mm)
$_{R}b'$: コンクリート有効幅(mm)
$_{R}D$: CES 補強部の柱せい (mm)
$_{R}\sigma_{c}$: CES 補強部の圧縮強度(N/mm²)
$\mu = (0$	$(0.5 + {}_{R}b/{}_{R}b') \le 1.0$

内法高さを既存 RC 部および CES 補強部ともに 1600mm とした算定値 Q_{call} , 800mm とした算定値 Q_{cal2} , および既 存 RC 部が 800mm で CES 補強部が 1600mm とした算定値 Q_{cal3} のそれぞれと実験値 Q_{exp} と比較すると, 試験体 CW1, CW2 ともに Q_{exp}/Q_{cal3} が最も 1.0 に近いといった結果にな った。これらの結果は、本実験の範囲では第3章で確認 された既存 RC 部と CES 補強部の内法高さの評価と整合 するものであり、同時に内法高さが適切に評価されてい れば、垂壁・腰壁付きの場合でも、補強柱の終局耐力は 既存 RC 部の耐力と CES 補強部の耐力の累加によって評 価できることを示唆している。

表-8 累加による耐力算定結果

				無補強	補	強
	試験体			PW	CW1	CW2
		<i>k</i> =1600	$_E Q_{su}(kN)$	233.8	233.9	241.2
	既	<i>n₀</i> -1600	$_E Q_{mu}(kN)$	275.5	275.5	278.5
	1子 - 部(h -800	$_E Q_{su}(kN)$	347.6	347.8	361.6
	니디	110-800	$_E Q_{mu}(kN)$	550.9	551.0	557.0
笡		h_0=1600	$_{R}Q_{su}(kN)$		413.1	502.3
定	補		$_{R}Q_{mu}(kN)$		254.1	346.6
結	部	h_0=800	$_{R}Q_{su}(kN)$		533.8	647.7
果	ЧЧ		$_{R}Q_{mu}(kN)$	/	508.3	693.2
	既存	h_0=1600	$Q_{call}(kN)$	233.8	488.1	587.8
		h_0=800	$Q_{cal2}(kN)$	347.6	856.1	1009.3
	- 補 強	既存h ₀ =800 補強h ₀ =1600	$Q_{cal3}(kN)$	347.6	602.0	708.2
	実	\$ 験結果	$Q_{exp}(kN)$	411.8	619.6	706.7
			Q_{exp}/Q_{call}	1.76	1.27	1.20
		比較	Q_{exp}/Q_{cal2}	1.18	0.72	0.70
			Q_{exp}/Q_{cal3}	1.18	1.03	1.00

(2) SRC診断基準による評価

表-9に「2009年度版 既存鉄骨鉄筋コンクリート造 建築物の耐震診断基準・同解説⁷⁾ 付則1.1.6」(以下, SRC診断基準)に基づいて算出した算定結果を示す。SRC 診断基準で示されている方法は、垂壁・腰壁が取り付い た柱では、それらが柱の変形を拘束することになるが、 垂壁下端や腰壁上端は局部的に損傷が発生するため、実 際の可撓長さは柱の内法高さより少し大きくなると考え たものである。そのため、柱の可撓長さを変化させるこ とによって柱の耐力を算出し直すとしたものである。

ここで、 Q_{cald} はSRC診断基準に示されている計算式に 基づき、既存RC部およびCES補強部の両方の効果を見込 んで計算したものである。具体的には、補強柱は既存RC 部とCES補強部が一体となっていることから、それぞれ の効果によって、垂壁・腰壁から D_0 入った位置に危険断 面があると仮定する。そこで式(2)による有効内法高さ h_{0e} を用いて既存RC部、CES補強部の耐力を算出して単純 累加したものである。

$$h_{0e} = h_0 + D_0 \tag{2}$$

$$D_0 = \frac{{}_E b \cdot {}_E D \cdot {}_E \tau + {}_R b \cdot {}_R D \cdot {}_R \tau}{2 \cdot t_w \cdot {}_E \sigma_h}$$
(3)

ここで,

h_{0e}	:有効内法高さ(mm)
h_0	:柱の内法高さ(mm)
D_0	: 垂壁・腰壁への危険断面位置(mm)
$_{E}b$:既存部の柱幅 (mm)
_E D	:既存部の柱せい (mm)
$_{R}b$: CES 補強部の柱幅(mm)
R^{D}	: CES 補強部の柱せい (mm)
$_E \tau$:既存部の終局時せん断応力
	$=$ 1.5 N/mm ² × _E σ_c /20
R^{τ}	: CES 補強部の終局時せん断応力
	=2.25 N/mm ² × _R $\sigma_c/20$
t_w	: 垂壁・腰壁の厚さ (mm)
$_{E}\sigma_{B}$: 垂壁・腰壁の支圧強度
	$=0.9 \times_{_E} \sigma_{_C}$
$_{E}\sigma_{c}$:既存部の圧縮強度(N/mm ²)
$R_{R}\sigma_{c}$:CES 補強部の圧縮強度(N/mm²)

一方、 Q_{cal5} はSRC診断基準の考え方に基づき、垂壁・ 腰壁の圧縮反力と柱の最大耐力が釣り合うと仮定して、 収斂計算によって危険断面の範囲 D_0 を求め、この D_0 によ る有効内法高さ h_{ac} を用いて耐力を算出したものである。 **図-8**に試験体耐力と有効内法高さ h_{ac} の関係を示す。 ここで、グラフの最左端である h_0 が800mmの箇所が垂 壁・腰壁が全く損傷していないとした場合であり、最右端の1600mmの箇所が垂壁・腰壁が完全に損傷した状態、 すなわち垂壁・腰壁が無い状態を表している。

この結果,試験体PWでは耐力を過小評価する結果となったが,試験体CW1,CW2ともに比較値が1.0に近い結果になった。これらの結果は、本実験の範囲ではCESで補強された垂壁・腰壁付きRC柱の場合,SRC診断基準に基づいた有効内法高さhaを用いるとした方法で、十分評価できることを示唆している。

ただし、図-8によると、3.1節で求めた算定値 Q_{cal3} と本節の算定値 Q_{cal4} 、 Q_{cal5} は比較的近い値であったことが分かる。よって、どちらの算定方法を用いても評価できたものと考察される。

表-9 SRC診断基準による耐力算定結果

試驗休		無補強	補	強
日本のの大学本		PW	CW1	CW2
SRC診断基準に	$Q_{cal4}(kN)$	309.7	620.0	736.2
準拠した計算結果	$Q_{cal5}(kN)$	298.8	592.7	699.0
レむ	Q_{exp}/Q_{cal4}	1.33	1.00	0.96
144	$Q_{\it exp}/Q_{\it cal5}$	1.38	1.05	1.01





5. まとめ

本研究では、CES 外付耐震補強を施した垂壁・腰壁付 き既存 RC 柱の耐震性能の把握を目的として、柱試験体 による静的加力実験を行った。本実験の範囲で得られた 知見を以下に要約する。

- せん断破壊先行型の既存垂壁・腰壁付き RC 柱に CES 補強を施すことによって既存柱の耐震性能を 飛躍的に向上させることが出来る。
- ② 既存 RC 柱に垂壁・腰壁が取り付いている場合で も CES 補強部分は、垂壁・腰壁による拘束の影響 を大きく受けず、上下材端で曲げ降伏を生じる傾

向にある。

- ③ 今回の実験における試験体形状の場合では、せん 断破壊先行型の垂壁・腰壁付き既存 RC 柱に CES 補強を施した場合、既存部の内法高さは概ね壁端 間の 800mm であると考えても問題ないと思われ、 補強部の内法高さは上下材端間の 1600mm である と評価できる。そして補強柱の終局曲げ耐力は、 それぞれの内法高さに対する既存 RC 部と CES 補 強部の累加強度を用いることにより、概ね評価で きる。
- ④ 同様に今回の実験においては、SRC 診断基準に基づいて有効内法高さを算出し、その内法高さによる既存 RC 部と CES 補強部の累加強度を用いることによっても、概ね評価できる。

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
- 2)田口孝, 倉本洋ほか: CES 構造を利用した架構増設型耐震補 強工法の開発研究(その1~11), 日本建築学会大会学術講 演梗概集, 2007.8-2010.9
- 3) 倉本洋,芳賀亮介,松井智哉,田口孝:CES 外付耐震補強 RC フレームの動的載荷実験,日本建築学会構造系論文集, Vol. 73, No. 630, pp. 1265-1272, 2008.8
- 4)田口孝,清水啓介,鈴木峰里,深津尚人,神谷隆,倉本洋: CES 構造を利用した架構増設型耐震補強工法の開発研究(その1,その2),日本建築学会大会学術講演梗概集,Vol.C1, pp.1255-1258,2010.9
- 5)国土交通省住宅局建築指導課ほか:2007年版 建築物構造関 係技術基準解説書,2007
- 6)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
- 7)日本建築防災協会:既存鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐 震診断基準・同解説,2009

STRENGTH AND DEFORMATION CAPACITY OF RC COLUMNS EXTERNALLY RETROFITTED BY CES WITH SPANDREL WALLS

Ryo NOMURA, Takashi TAGUCHI, Takashi KAMIYA, Juan Jose CASTRO and Hiroshi KURAMOTO

This paper presents the seismic performance of reinforced concrete (RC) columns with spandrel walls reinforced by the CES outer frame retrofit system. This retrofit system consists of steel frame and fiber reinforced concrete (FRC) externally attached to the exiting RC columns.

A total of three specimens, one without reinforcement and the other two with variations in the amount of the attached steel reinforcements, were tested.

The test results showed that, the CES retrofit system improves the seismic behavior of the columns with spandrel walls. Also it was proved that the ultimate strength of RC columns can be properly estimated, either by the cumulative strength theory or the seismic diagnostic criteria of SRC construction building by The Japan Building Disaster Prevention Association (2009).