

論文 既存鉄筋コンクリート造腰壁付き短柱の炭素繊維シートによる耐震補強

楠原文雄*1・塩原等*2・法量良二*3・中村洋行*4

要旨：腰壁付きの既存鉄筋コンクリート造極短柱を、炭素繊維シートによりせん断補強した場合の構造性能を3体の1/2スケール試験体の実験により検討した。極短柱の場合にも炭素繊維シートによりせん断補強することでせん断破壊を防止することは可能であった。また、柱のせん断補強により腰壁が相対的に弱くなり腰壁の圧壊が生じる場合の腰壁圧壊強度の推定方法を検討した。

キーワード：鉄筋コンクリート、短柱、腰壁、炭素繊維シート、耐震補強

1 はじめに

柱に接続する梁に腰壁、垂壁が付加したいわゆる短柱は、柱の内法スパン長さが短く水平剛性が著しく高いため、同じ層にある腰壁や垂壁のない柱に比べて応力が集中する。しかも、短柱は変形能に乏しく、せん断破壊などの脆性的な破壊を生じやすいので、耐震補強設計においては何らかの対策をとる必要がある。従来は、腰壁にスリットを設け柱と切り離して短柱化を避ける方法がとられてきたが、柱にスリットを設けず、内法スパン区間をせん断補強することにより柱の強度と変形能の両方を改善することができれば、より効果的な補強工法となる可能性がある。しかし、短柱をせん断補強した場合の補強効果に関する既往の実験例はほとんどない。

そこで、本研究は腰壁により短柱化した柱の内法スパンを炭素繊維シート（以下、CFRPシート）

によりせん断補強する工法の有効性を検討するために水平加力実験を行い、柱の強度、剛性、変形能に与える炭素繊維の補強効果を腰壁の影響を含めて把握することを目的としている。

2 実験概要

2.1 試験体の概要

表-1に試験体の諸元を、図-1に試験体の形状及び配筋を示す。試験体は、既存の集合住宅（鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）造—鉄筋コンクリート（RC）造11階建）の、SRC造とRC造の切り替え階（5～7階）のRC柱を1/2スケールでモデル化したもので、主筋比は1.29%、帯筋比は0.50%である。コンクリート設計基準強度は20.6MPaとし、すべての試験体で柱及び腰壁の形状、配筋は共通とした。スリットのない試験体で柱の内法スパン長さとせいの比が1.28である。

表-1 試験体の諸元

試験体	p_{wf} (%)	h_s (mm)	h_0 (mm)	h_0/D	共通因子
SS00	—	0	450	1.28	層内法高さ： $H_0=1000$ mm 腰壁形状： $t_w \times h_w=60 \times 550$ mm 柱断面： $b \times D=225 \times 350$ mm 配筋： $6\phi@150$ シングル 主筋： $8-D13$ ($p_g=1.29\%$) 帯筋： $2-6\phi@50$ ($p_{ws}=0.50\%$) 軸力比： $\eta=N/bDF_c=0.20$
SS15b	0.148				
SL10	0.099	250	700	2.00	

ここに、 p_{wf} ：炭素繊維補強材比、 h_s ：スリット長さ、 h_0 ：柱内法スパン長さ、 H_0 ：層内法高さ、 D ：柱せい、 b ：柱幅、 η ：軸力比、 N ：軸力（324 kN）、 p_g ：主筋比、 p_{ws} ：せん断補強筋比、 t_w ：腰壁厚さ、 h_w ：腰壁高さ、 p_s ：壁筋比、 F_c ：コンクリート設計基準強度

*1 東京大学大学院工学系研究科 修士課程（現在：竹中工務店）（正会員）

*2 東京大学大学院工学系研究科 助教授、工博（正会員）

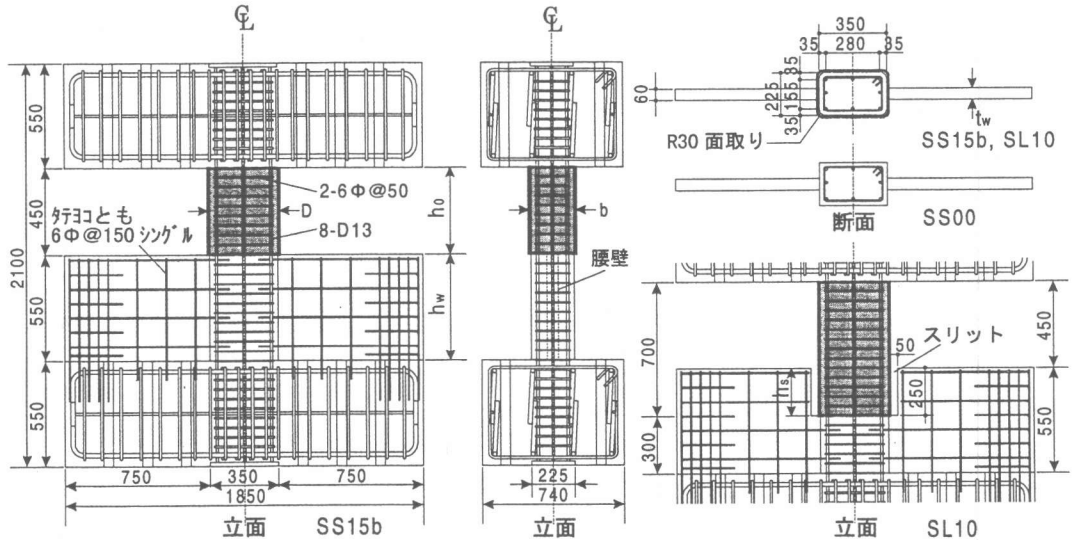
*3 住宅・都市整備公団 建築技術試験場構造躯体研究室 専門役（正会員）

*4 東急建設（株） 技術研究所建築研究部建築構造研究室 室長、工修（正会員）

試験体 SS00 は、比較用の無補強の試験体とした。試験体 SS15b は、柱内法スパン (450mm) に、試験体 SL10 は、柱と腰壁の間にスリットを設けスリット部も含めたスパン全体 (700 mm) に、CFRP シートを巻付けた。試験体 SL10 は、曲げ強度時のせん断力が小さくなるので、CFRP シート

量を試験体 SS15b の 2/3 とした。

試験体 SS15b と SL10 は CFRP シートの破断を防ぐため柱隅角部を半径 30mm で円弧状に面取りした。CFRP シートはエポキシ樹脂で貼付け、加力方向に直交する面でラップ長 160 mm でラップした。



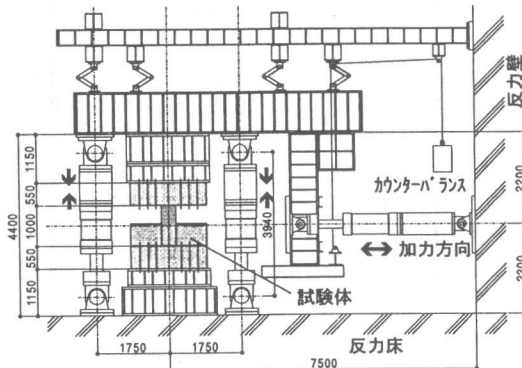
図一 試験体の形状及び配筋 (単位 : mm)

表一 使用した材料の特性

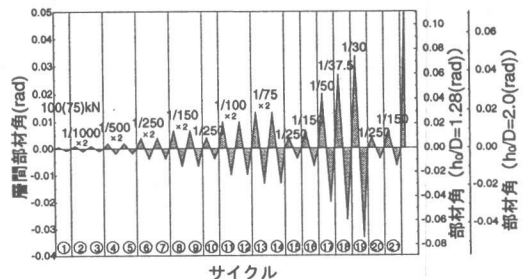
試験体	コンクリート				鉄筋					CFRP シート	
	F_c (MPa)	σ_B (MPa)	E_c (10 ⁴ MPa)	σ_t (MPa)	使用部位	種別	E_s (10 ⁴ MPa)	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	σ_f (MPa)	E_f (GPa)
SS00	20.6	20.9	2.11	2.06	柱主筋	D13	1.81	367	533	3918 ※1	265 ※1
SS15b		22.8	2.19	2.45		(SD345)	1.98	404	484		
SL10		22.8	2.22	2.21	柱帯筋 腰壁	6φ (SR235)					

ここに、 F_c : コンクリート設計基準強度、 σ_B : 圧縮強度、 E_c : 1/3 強度時の割線弾性係数、 σ_t : 割裂強度、 E_s : 鉄筋の弾性係数、 σ_y : 降伏点強度、 σ_u : 引張強さ、 σ_f : 炭素繊維の引張強さ、 E_f : 引張弾性係数

※1 全試験片 (目付重量 300, 200 g/m²) の平均



図二 加力装置 (単位 : mm)



図三 载荷履歴

使用した材料の材料試験結果を表-2に示す。

2.2 実験方法

加力装置を図-2に、載荷履歴を図-3に示す。加力は、2 サイクル目以降変形制御とし、定軸力（軸力比 0.2 : 324kN）の下で、上下のスタブの平行を保ちながら、正負交番繰り返して行った。

層間変位は、上下のスタブの水平相対変位とした。また、歪ゲージにより柱主筋、せん断補強筋、CFRP シートの歪を測定した。

3 実験結果

3.1 破壊状況

図-4に、試験体 SS15b の最大荷重時ひび割れ状況と、試験体 SS00, SS15b の最終破壊状況を示す。

いずれの試験体も層せん断力 40~100 kN で腰壁と柱の境界に縦ひび割れが生じ(①)、続いて腰壁上面から柱に向かい斜めひび割れが発生した(②)。以後、柱の曲げひび割れ、腰壁のせん断ひび割れ(③)が順に生じた。柱の曲げひび割れは腰壁頂部より下にも柱脚近くまで生じた。

無補強の試験体 SS00 は、層間変形（層間変位

を層の内法スパン長さ $H_0=1000\text{mm}$ で除した変形角、以下 R ）が 1/150 の時、柱頭で主筋が降伏し、 $R=1/100$ のサイクルでせん断補強筋が降伏した。その後内法スパンのせん断ひび割れが拡大し、柱のせん断破壊により層せん断力が急激に低下した。

CFRP シートで補強した試験体 SS15b と SL10 では、 $R=1/250\sim 1/150$ の時に柱頭で主筋が降伏した。 $R=1/150$ で腰壁頂部で圧壊が始まり、層間変形の増大と共に圧壊の範囲が広がった。SS15b は、 $R=1/15$ 時に柱頭の CFRP シートが破断したが、 $R=1/10.7$ まで軸力の低下はなかった。SL10 は、 $R=1/15$ で柱頭と腰壁頂部で CFRP シートが破断し、急激に層せん断力、軸力が低下した。

3.2 層せん断力-層間変形関係

実験結果の一覧を表-3に、各試験体の層せん断力-層間変形関係を図-5に示す。

試験体 SS00（図-5(a)）は、曲げ降伏後柱がせん断破壊し、層せん断力が急激に低下した。CFRP シートにより補強した試験体 SS15b（図-5(b)）は、曲げ降伏後腰壁の圧壊により内法スパンが長くなり、層せん断力が最大耐力の 80~85%に低下

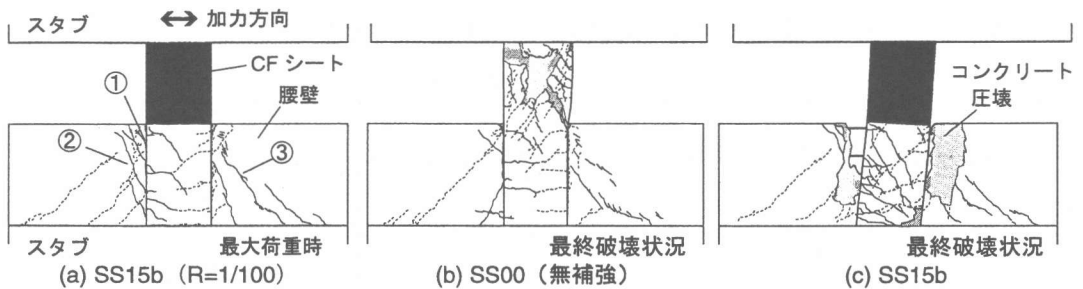


図-4 破壊状況

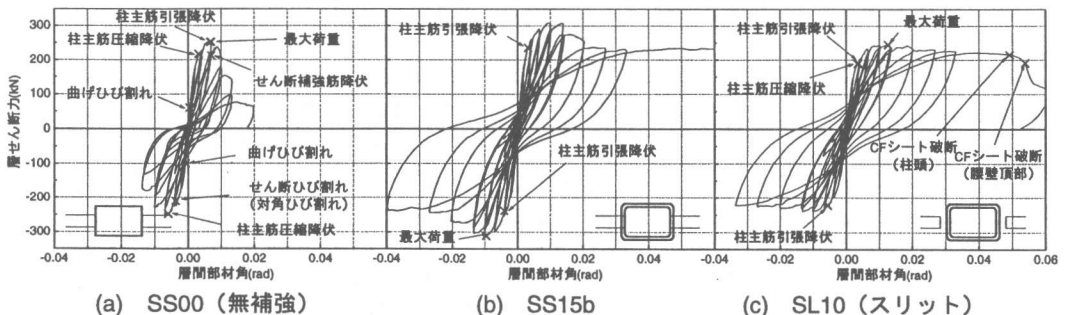


図-5 層せん断力-層間変形関係

した。以後、層せん断力はほぼ一定を保ち、曲げ型の安定した履歴性状を示した。内法スパンが長い試験体 SL10 (図-5(c)) は、腰壁の圧壊によりわずかに層せん断力が低下したが、せん断力の低下は小さく、安定した履歴性状を示した。腰壁の圧壊により層せん断力が低下した後の層せん断力は、試験体 SS15b, SL10 でほぼ等しかった。

最大耐力は、腰壁が圧壊した SS15b, せん断破壊した SS00, 内法スパンが長い試験体 SL10 の順に大きかった。R=1/50 時の耐力維持率は、せん断スパンが長い SL10 が 95% と最も大きく、試験体 SS15b も 80% 以上であった。無補強の試験体 SS00 は柱がせん断破壊し、R=1/50 時には軸力を保持できず層せん断力は最大耐力の 14% であった。

4 実験結果の検討

4.1 実験値と計算値の比較

剛性と諸耐力の計算値と、計算値の実験値に対する比を表-4 に示す。初期剛性は腰壁頂部から剛域端までの距離を $D/2$ (D : 柱せい) として求めた[1]。曲げに関する諸荷重は、断面保持を仮定した断面解析により曲げひび割れモーメント、曲げ降伏モーメントを求め、その時のせん断力を求めた。その際の内法スパン長さは、柱頭から腰壁

頂部より $D/2$ 下がった位置までの距離とした[2]。モーメント算定では、コンクリートの応力度-歪度関係に Park 等によって提案されたモデル[3]を用い、鉄筋の応力度-歪度関係は完全弾塑性とした。材料の強度、剛性は材料試験の結果を用いた。

初期剛性はばらつきが大きく、計算値が実験値に対して 2 倍以上となった。これは、柱と腰壁の境界に乾燥収縮ひび割れがあることなどが原因と考えられる。柱頭曲げ降伏時のせん断力は、ヒンジ位置を腰壁頂部から $D/2$ 下の位置と仮定すると、計算値は実験値に近い値となった。

4.2 モーメントと反曲点位置

試験体 SS15b について、柱頭、腰壁頂部位置及び腰壁頂部より $D/2$ 下の位置でのモーメントの変化を図-6 に、反曲点の柱頭からの距離の変化を図-7 に示す。各部のモーメントは、測定された鉄筋の歪度と、断面保持を仮定して求めた断面の曲げモーメント-曲率関係から求め、反曲点位置は、柱頭のモーメントを P- Δ 効果を考慮した柱せん断力で除して求めた。

柱頭のモーメントは、R=1/250 で降伏モーメントに達し、変形の増大に伴い一旦低下したが、腰壁の圧壊が顕著になった R=1/75 で降再び増加した。腰壁頂部位置のモーメントは、腰壁の圧壊が

表-3 実験結果一覧

試験体	K_e (kN/mm)	Q_{cr} (kN)	Q_y (kN)	R_y (rad)	Q_{max} (kN)	耐力維持率		R_u (rad)	σ_{fu} (MPa)	σ_{fmax} (MPa)
						R=1/75	R=1/50			
SS00	149	61	255	6.7	255	0.64	0.14	0.016	—	—
SS15b	132	—※1	238	3.3	315	0.98	0.84	—※2	877	3124
SL10	97	—※1	194	3.8	250	0.98	0.95	0.054	797	1505

ここに、 K_e : 層せん断力-層間変位関係の初期剛性、 Q_{cr} : 曲げひび割れ時柱せん断力、 Q_y : 曲げ降伏時柱せん断力、 Q_{max} : 最大柱せん断力、耐力維持率: サイクルピーク時の層せん断力の最大層せん断力に対する比 (正負平均)、 R_u : 限界層間部材角 (軸力が低下した変形角)、 σ_{fu} : 最大荷重時の CF シート最大応力度、 σ_{fmax} : CF シートに発生した最大応力度 ※1 CF シートのため観察できなかった ※2 層間変形角 0.093rad まで軸力低下なし

表-4 計算値と実験値の比較

試験体	K_{e-cal} (kN/mm)	K_{e-cal}/K_e	Q_{cr-cal} (kN)	Q_{cr-cal}/Q_{cr}	Q_{y-cal} (kN)	Q_{y-cal}/Q_y	Q_{max} (kN)	$Q_{cr-cal}=2M_{cr}/(h_0+D/2)$ $Q_{y-cal}=2M_y/(h_0+D/2)$ $K_{e-cal}^{-1}=(h_0+D/2)^3/12EI$ $+1.2(h_0+D/2)GbD$
SS00	456	3.03	94	1.54	259	1.02	255	
SS15b	484	3.70	100	—	262	1.16	315	
SL10	230	2.38	70	—	187	0.98	250	

ここに、 K_e : 層せん断力-層間変位関係の初期剛性実験値、 K_{e-cal} : 同計算値、 Q_{max} : 最大柱せん断力実験値、 Q_{cr} : 曲げひび割れ時柱せん断力実験値、 Q_{cr-cal} : 同計算値、 Q_y : 曲げ降伏時柱せん断力実験値、 Q_{y-cal} : 同計算値、 M_{cr} , M_y : 断面解析によるモーメント計算値、 EI : 断面の曲げ剛性、 G : コンクリートのせん断弾性係数、 b : 柱断面幅、 D : 柱断面せい、 h_0 : 柱の内法長さ

顕著になる $R=1/75$ まで増加し、以後急激に低下した。

反曲点位置は、柱頭で主筋が降伏した $R=1/250$ 時には、柱の内法長さと柱せいの $1/2$ の和 ($h_0+D/2=625\text{ mm}$) のほぼ $1/2$ であった。柱頭での曲げ降伏後、反曲点位置は $R=1/75$ まで腰壁頂部位置のモーメントの増大にともない上に移動した。 $R=1/75$ をこえると腰壁の圧壊が顕著になり、反曲点は再び下に移動した。

4.3 腰壁の圧壊強度

腰壁の圧壊が進行すると柱脚の回転拘束が減少して層せん断力の低下が生じる。ここでは、腰壁の圧壊強度について検討する。

(1) 腰壁端部の縮み

試験体 SS15b の正加力時について腰壁端部の縮みの分布を図-8 に示す。

層間変形が小さいときは、腰壁の高さ中央の縮みはほとんど変化せず頂部の縮みのみが増大した。層間変形が次第に大きくなると、頂部の縮みの増加は止まり、腰壁高さ中央で腰壁と柱が離れていった。実験中に腰壁頂部での圧壊が観察された $R=1/150$ から再び頂部の縮みが急激に増大し、 $R=1/75$ をこえると腰壁の圧壊が顕著となった。

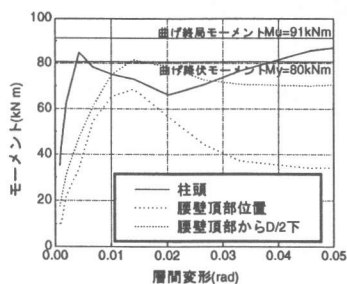


図-6 モーメント-層間変形関係

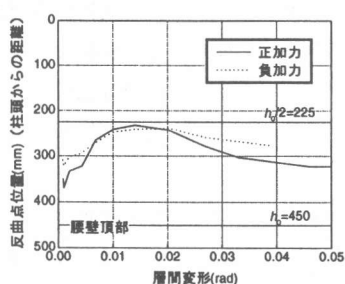


図-7 反曲点位置の変化

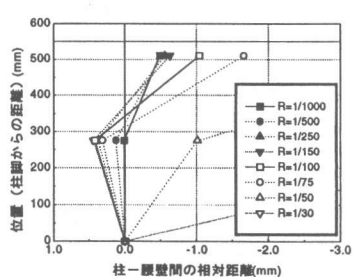


図-8 腰壁端部の縮み

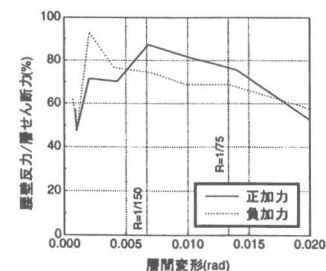


図-9 腰壁反力と層せん断力の比

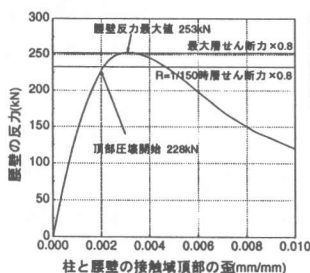


図-10 腰壁の反力

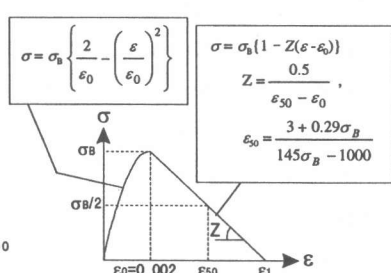


図-11 コンクリートの
応力度-歪度関係

(2) 腰壁の反力

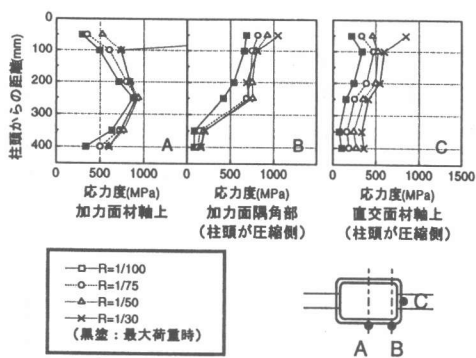
試験体 SS15b について、腰壁からの反力の層せん断力に対する比を図-9 に示す。なお、ここで腰壁の反力は、腰壁頂部から $D/2$ 下がった位置の柱のモーメントと腰壁頂部位置のモーメントとの差から求めたものである。

腰壁からの反力が層せん断力に占める割合は、腰壁の圧壊が頂部で始まる $R=1/150$ で約 80%、圧壊が顕著になる $R=1/75$ で約 75% であった。

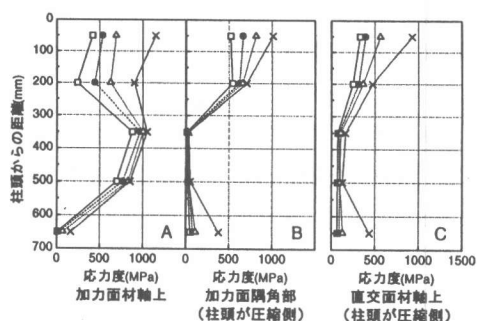
(3) 腰壁の圧壊強度

腰壁の反力の計算値を図-10 に示す。計算にあたって、コンクリートの応力度-歪度関係には Park 等によって提案されたモデルを用いた (図-11) [3]。4.3(1)から、腰壁のコンクリートは頂部の 250 mm のみに歪が生じると仮定し、その範囲で歪は高さに比例するものとした。

この方法で計算すると、腰壁頂部の歪度が 0.2% の時の反力は 228 kN と推定される。一方既に述べたように、SS15b において $R=1/150$ で腰壁の圧壊が始まった時の腰壁反力と良く対応している。また最大反力の計算値は 253 kN であり、最大層せん断力時の腰壁反力とも対応している。したがって、歪度が 0.2% をコンクリート圧壊と仮定しコンク



(a) SS15b



(b) SL10

図-12 炭素繊維シート歪度分布

リートに歪が生じる範囲と歪の分布を適切に仮定すれば、腰壁が圧壊する荷重を推定できる。

4.4 CFRP シートの応力度

CFRP シートの補強効果を検討するために、CFRP シート応力度分布を図-12 に示す。CFRP シートの応力度は、歪ゲージにより測定された歪に引張弾性係数の試験値を乗じて求めている。

材軸上(A)の CFRP シートは、最大荷重時にはスパン中央部で最も応力度が大きい、CFRP シートの応力度が最大の点は内法スパンの中央よりやや下となった。これは、腰壁が圧壊することで内法スパン区間ではモーメント分布が逆対称曲げとならないことと関係している。また、内法スパンが短い試験体 SS15b では、直交面(C)の CFRP シートの応力度が大きい。せん断スパンが小さい場合にはせん断抵抗は主としていわゆるアーチ機構によるものと考えられ、特にせん断スパンが小さい場合には CFRP シートがこれを拘束しているためと考えられる。試験体 SS15b, SL10 とも、材軸上(A)スパン中央の応力度は最大荷重後変形が増加してもそれ程増加しなかった。

隅角部(B)と直交面(C)の CFRP シートの応力度は変形とともに増加し、柱頭の圧縮コンクリートを拘束している部分が特に大きくなる。CFRP シートには、せん断補強材としてだけでなく特に大変形時にはコンクリートを拘束し曲げ靱性を改善する効果が大きいと考えられる。

5 まとめ

腰壁により短柱化した柱に炭素繊維シート巻

付け補強した実験により以下の知見が得られた。

1. 炭素繊維シートを巻付け補強することで、せん断スパン比の極めて小さい柱の場合にもせん断破壊を防ぐことができた。
2. 腰壁の強度が相対的に弱い場合、柱の内法スパン区間を補強することで腰壁の圧壊が生じ、内法スパンが長くなり層せん断力は低下するが曲げ型の安定した履歴性状を示した。
3. 腰壁のコンクリートに圧縮歪が生じる範囲と歪の分布を適切に仮定することで腰壁が圧壊する荷重を推定できた。

謝辞 本研究は公団耐震改修検討委員会（委員長：岡田恒男芝浦工業大学教授）のもとで行われた。実験の計画、実施にあたり、東急建設株式会社白都滋氏、東急工建株式会社末永晋一氏には多大なご協力を頂いた。ここに謝意を表します。

参考文献

- [1]日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，1987
- [2]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診断基準・同解説（改訂版），既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・改修設計指針適用の手引き，1990
- [3]Kent, D. C. and R. Park : Flexural Members with Confined Concrete, Proc. of ASCE, Vol.97, No.ST7, pp.1969-1990, July 1971