

# 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せん断補強効果

塩原等<sup>1</sup>, 白都滋<sup>2</sup>, 法量良二<sup>3</sup>, 中村洋行<sup>4</sup>

**要旨:** 鉄筋コンクリート造腰壁付き短柱を炭素繊維シートにより補強した場合の短柱のせん断強度の増加と、靱性能の向上を定量化するため、4体の1/2スケール短柱の正負繰り返し載荷を行い、その効果を検討した。この補強方法により、①柱頭曲げ降伏先行型の破壊形式にできること、②曲げ強度は提案されている腰壁内の仮想ヒンジ位置モデルを用いて推定することができること、③修正荒川氏や建築学会指針式 A 法によるせん断余裕度を用いれば、限界層間変形角は既往の評価式で安全側に推定できることを確かめた。

**キーワード:** 耐震補強, 腰壁, 短柱, 炭素繊維シート, せん断強度, 靱性能

## 1. はじめに

腰壁付き短柱は、変形能に乏しく脆性的な破壊が生じやすい。腰壁付き短柱の内法スパン区間を炭素繊維シートにより補強した場合の耐震補強効果を検討した一連の実験研究<sup>1,2,3)</sup>では、①短柱補強によりせん断破壊を防止することが可能であること、②小変形では腰壁の拘束により層せん断力の増大が見られること、③大変形では腰壁が圧壊しヒンジ位置が移動して復元力が低下するが、安定した履歴復元力特性を保持することが確かめられた。しかし、合理的に短柱補強に必要な炭素繊維シート量を設計するための変形能力と炭素繊維シート量の実験的確認を行うことはできなかった。そこで本研究は、この点を主として明らかにするために追加して実施された4体の1/2スケール試験体の正負繰り返し加力実験の結果について述べる。

## 2. 実験概要

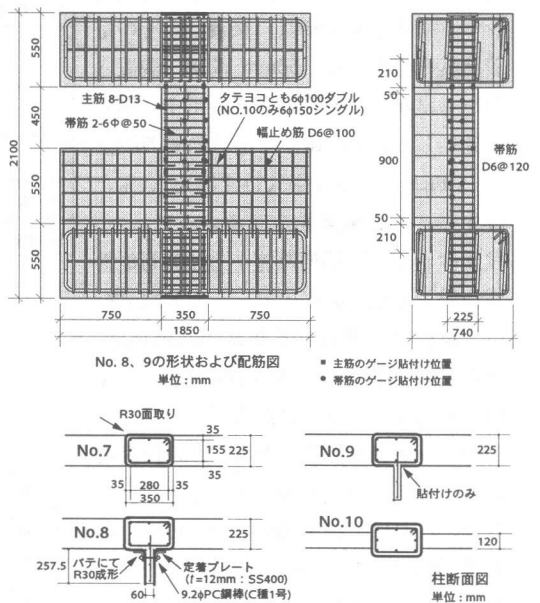
### 2.1 実験の目的

鉄筋コンクリート造腰壁付き短柱の内法スパン区間を炭素繊維シート（以下 CFRP）で補強した場合の耐震補強効果を実験により確認し、①CFRP補強量と変形性能の関係、②直交壁が取り付くこ

とにより CFRP を閉鎖型にできない場合のディテール、③腰壁圧壊による曲げ降伏ヒンジ移動の推定のモデル<sup>2)</sup>の有効性を検討できるように試験体を計画した。

### 2.2 試験体

全4体（No.7からNo.10）の試験体の形状および配筋を表1と図1に示す。試験体の形状・寸法



<sup>1</sup> 東京大学大学院工学系研究科 助教授（正会員）

<sup>2</sup> 東急建設（株）技術研究所建築研究室（正会員）

<sup>3</sup> 住宅・都市整備公団 建築技術試験場構造駆体研究室 専門役（正会員）

<sup>4</sup> 東急建設（株）技術研究所建築研究室主席研究員（正会員）

および配筋は、腰壁及び直交壁を除いて全試験体共通で、柱の幅  $b$  とせい  $D$  がそれぞれ 225 mm と 350 mm、層内法高さ  $H_0$  が 1,000 mm、柱内法高さ  $h_0$  が 450 mm、主筋比  $p_g$  が 1.29% (8-D13)、帯筋比  $p_w$  が 0.50% (2-6φ@50) である。腰壁厚さ  $t$  は、No.7 ~ 9 が 22.5 mm、No.10 が 12 mm である。

**CRFP 補強量と直交壁：** CRFP 補強量は、No.7 が目付量 300g/m<sup>2</sup> を 2 層 ( $p_{wf}$ : 炭素繊維によるせん断補強 = 0.297%), No.10 が、目付量 200 g/m<sup>2</sup> を 1 層 ( $p_{wf}$  = 0.099%) とした。これら 2 体は、直交方向面でラップ長 160 mm を確保し閉鎖型とした。

直交方向の架構が独立連層耐震壁である場合を想定した No. 8 と No. 9 は、厚さ  $t$  が 60mm の直交壁を有するものとした。No. 8 は、目付量 200g/m<sup>2</sup> を 1 層 ( $p_{wf}$  = 0.099%) としシートに生じる円周力が確実に伝達されるように、直交壁両面でシート端部を定着治具に接着し、その定着治具を直交壁に 150mm 間隔で設置された φ13 mm の貫通孔を介して PC 鋼棒で連結した。PC 鋼棒と定着治具の設計は、CFRP シートの最大ひずみを 0.4% と仮定し、その強度を上回るようにした。試験体 No.9 は、簡便な施工方法の可能性を検討するためのもので、シート端部を直交壁面まで貼付ける非閉鎖型とした。ただしその拘束効果は閉鎖型のものに較べて劣ると想定されたので、No. 8 の 2 倍のシート量とすることとし、目付量を 2 層 (ただし、 $p_{wf}$  = 0.099% と考える) とした。これは、拘束効果は片面のみと考えて、便宜的にシート補強量を No.8 と同等になると考えたものである。

**材料特性：** コンクリートの目標圧縮強度  $F_c$  は、20.6 MPa とした。柱主筋 (D13) には異形鋼の SD345 を、帯筋および帯筋 (6φ) には丸鋼の SR235 を使用した。使

表 1 試験体一覧

試験体	炭素繊維シート			腰壁		直交壁厚さ mm	特記事項
	目付量 g/m <sup>2</sup>	層数	$p_{wf}$ %	厚さ $t_w$ mm	配筋		
NO.7	300	2	0.297	225	6φ100 ダブル	—	閉鎖型
NO.8	200	1	0.099			60	定着治具有
NO.9		2				60	貼付のみ
NO.10	200	1	0.099	120	6φ150 シングル	—	閉鎖型
共通事項	柱断面： $b \times D = 225 \times 350$ mm, 主筋： 8-D13 (主筋比 $p_g = 1.29\%$ ), 帯筋： 2-6φ@50 (帯筋比 $p_w = 0.50\%$ ), $\sigma_c = 20.6$ MPa, $p_{wf}$ : 炭素繊維補強材比, $b$ : 柱幅, $D$ : 柱せい, $\sigma_c$ : コンクリートの目標圧縮強度, $N$ : 軸力 (324kN), 層内法高さ: $H_0 = 1000$ mm, 腰壁高さ: $h_w = 550$ mm, 柱内法高さ: $h_0 = 450$ mm ( $h_0/D = 1.28$ ) 軸力比: $\eta_0 = N/bD\sigma_c = 0.20$						

表 2 コンクリート及び補強鉄筋の力学特性

試験体	コンクリート		鋼材				
	圧縮強度 $\sigma_B$ (MPa)	割裂強度 $\sigma_T$ (MPa)	鋼材種別		降伏点 $\sigma_y$ (MPa)	引張強度 $\sigma_u$ (MPa)	破断伸び (%)
NO.7	17.9	2.20	D13	SD345	360	522	19.2
NO.8	20.7	2.51	6φ	SD295 A	342	465	26.2
NO.9	22.3	1.74	9.2φ	C種1号	1245	1267	10.6
NO.10	19.1	2.18	PC鋼棒				

表 3 炭素繊維シートの力学特性

シート種類	単位幅あたりの炭素繊維断面積 <sup>a</sup> (mm <sup>2</sup> /mm)	ヤング率 $E_p$ (GPa)	引張強度 $\sigma_f$ (MPa)
目付量 200g/m <sup>2</sup>	0.111	270	3794
目付量 300g/m <sup>2</sup>	0.167	262	3844

a. カタログ値による。

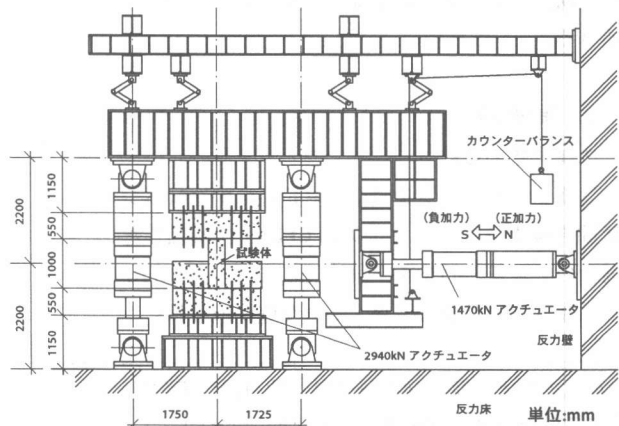


図 2 加力装置

用した材料の試験結果を表2と表3に示す。

### 2.3 実験方法

加力装置を図2に示す。試験体を反力床と加力梁に緊結し、2基の鉛直方向アクチュエータで、加力梁と反力床の平行を保ちながら試験体に一定軸力324kN（軸力比=0.2）が加わるよう制御し、水平力 $P$ は、加力梁を介して水平アクチュエータにより載荷した。水平力の1サイクル目は荷重制御（ $P=100$  kN）とした。2サイクル目以降は上下スタブ間の相対水平変形（以下層間変形）制御とし、漸増振幅の正負交番繰返し載荷を行い、最大層間変形角で2%まで加力を行い、顕著な耐力劣化が起こったものはその時点で加力を中止した。柱主筋、帯筋およびCFRPシートのひずみをひずみゲージにより測定した（図1参照）。

## 3. 実験結果

### 3.1 破壊性状と水平力-層間変形曲線

実験結果を表4に、水平力と層間変形角の関係を図3に示す。以下、層間変形角は、短柱の変形と腰壁の変形を含んだ上下スタブ間の水平変位を柱内法高さ1,000mmで割った値である。すべての試験体で実験終了時まで腰壁のせん断ひび割れの拡大や観察可能な腰壁の圧壊は見られず、層間変形の大部分は短柱の変形であった。

**No. 7:** 補強シート量の最も大きいNo. 7は、層間変形角 $R$ が1/150の繰返しで柱頭危険断面、 $R=1/100$ の繰返しで腰壁頂部の柱主筋がそれぞれ降伏した。腰壁頂部の主筋の最大ひずみは0.23%程度であった。水平力は、 $R$ が1/100、-1/150のピークで最大値357kNに達した。その後の繰返し載荷において耐力が徐々に低下した。炭素繊維シートがはらみ出しが見られ、 $R$ が1/20の載荷中シートが柱内法スパン中央付近のコーナー部で破断し、軸力が保持できなくなり実験を終了した。

**No. 8:** 直交壁とシート定着治具を有するNo. 8は、層間変形角 $R=1/250 \sim 1/150$ の繰返しで柱頭危険断面位置、 $R=1/150$ の繰返しで腰壁頂部に位置する柱主筋がそれぞれ降伏した。最大耐力は $R=1/150$ のピークで得られた。 $R=1/100$ の繰返しで復元力低下が見られ、 $R=1/50$ の繰返しでシ-

トが柱内法スパン中央付近のコーナー部で破断し復元力が著しく低下した。

**No. 9:** 直交壁付きで非閉鎖型のシート補強をしたNo. 9は、層間変形角 $R=1/250 \sim 1/150$ の繰返しで柱頭危険断面、 $R=1/150$ の繰返しで腰壁頂部に位置する柱主筋がそれぞれ降伏した。最大耐力357kNは、 $R=1/150$ のピークで得られた。 $R=1/100$ の繰返し載荷において直交壁側（非閉鎖）炭素繊維シートの剥離が見られ、最大耐力376kNに達した後、同じ振幅の2サイクル目で耐力が低下した。その後の繰返し載荷においてシートの剥

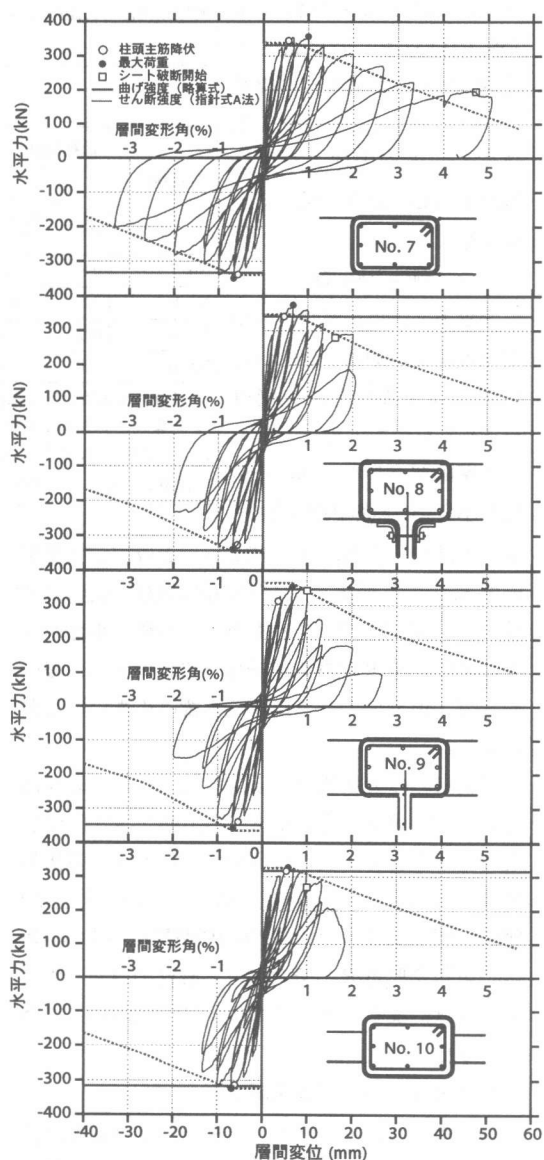


図3 層間変位と水平せん断力の関係

離が直交壁側全面に見られ、耐力が著しく低下した。

No.10: 腰壁厚さを120mmとしたNo.10は、層間変形角 $R=1/150$ の繰り返しで柱頭危険断面、腰壁頂部に位置する柱主筋がそれぞれ降伏した。実験終了時まで、腰壁頂部の主筋の最大引張歪度は0.32%程度で大きな引張りひずみは経験しなかった、最大耐力327kNは、 $R=1/150$ の繰り返し時に得られた。 $R=1/75$ の载荷中炭素繊維シートの一部が、 $R=1/50$ の载荷中シートが内法スパン全域が破断し、軸力が保持できなくなった。

### 3.2 剛性と降伏耐力

水平力・層間変形関係の初期剛性の実験値は、シートの定着治具を設けた直交壁付きNo.8が最も大きく、シートを閉鎖型としないNo.9が最も小さい。腰壁内剛域端を腰壁頂部から $0.5D$  ( $D$ :柱せい)と仮定した初期剛性 $K_e$ の計算値 $K_{e\_cal}$ に対する実験値の比は0.67~0.88(表5)で、これもNo.9が最も小さかった。また、No.9以外の試験体との比較から、腰壁の厚さ、直交壁の有無による影響は小さいことがわかる。

降伏耐力の実験値 $V_y$ (表4)は、柱頭危険断面において隅角部に位置する引張主筋2本が降伏した時の水平力の正負の平均値としたとき、降伏耐力はNo.7, No.8, No.9, No.10の順に大きく、腰壁の厚さが最も小さいNo.10が最も小さい。降伏時層間変形角 $R_y$ (表4)は、腰壁の厚さ、直交壁の有無による顕著な差はなく、 $R_y=1/230 \sim 1/175$ であった。

### 3.3 最大耐力と限界層間変形

最大水平力の実験値 $V_{max}$ (表4)は、No.8が最も大きく、腰壁の厚さが最も小さいNo.10で最も

表4 実験結果一覧

試験体	初期剛性	降伏耐力	降伏時層間変形角	最大耐力	最大耐力時変形角	最大せん断応力度	限界層間変形角	腰壁内ヒンジ位置	最終破壊状況
	$K_e^{*1}$ kN/mm	$V_y^{*2}$ kN	$R_y$ %	$V_{max}^{*3}$ kN	$R_{max}^{*4}$ %	$\tau_u^{*5}$ $\times \sigma_B$	$R_u^{*6}$ %	$s^{*7}$ $\times D$	
No.7	344	341	0.57	357	1.00	0.32	2.00	0.13	柱頭曲げ降伏→せん断破壊
No.8	370	338	0.52	376	0.67	0.29	1.34	0.11	
No.9	296	325	0.44	357	0.67	0.26	1.00	0.11	
No.10	333	315	0.57	327	0.59	0.28	1.33	0.21	

\*1 水平力-層間変形曲線による初期剛性, \*2 柱頭4隅の主筋降伏時の水平力, \*3 最大耐力の実験値, \*4 最大耐力発現時層間変形角, \*5  $V_{max}/(b \cdot j)/\sigma_B$ ,  $j$ : 応力中心間距離=27.6cm, \*6 限界部材角の実験値, 最大耐力の80%を確保した最大層間変形角, \*7 腰壁内仮想ヒンジ位置, 腰壁頂部からの距離,  $s = \left[ \sqrt{1 + \frac{M}{0.232\sigma_B t_w h_0^2}} - 1 \right] \cdot \frac{h_0}{2}$

表5 剛性及び強度の計算値

試験体	初期剛性	曲げ強度		せん断強度			
	$(K_e'/K_{e\_cal}^{*1})$	$V_{mu}^{*2}$ kN	$(V_{max}'/V_{mu}')$	$V_{mean}^{*3}$ kN	$(V_{mean}'/V_{mu}')$	$V_a^{*4}$ kN	$(V_a'/V_{mu}')$
No.7	0.88	332	1.07	294	0.89	338	1.02
No.8	0.86	343	1.10	260	0.76	348	1.02
No.9	0.67	347	1.03	266	0.76	364	1.05
No.10	0.82	316	1.03	255	0.80	332	1.05

\*1 腰壁内剛域端の腰壁頂部からの距離 $s$ を柱せい $D$ の1/2としたときの初期剛性の計算値, \*2 略算式による曲げ強度時せん断力, \*3 修正荒川式<sup>4)</sup>によるせん断強度(CFシートの強度 $\sigma_{wf}=2000$ MPa仮定), \*4 指針式A法<sup>5)</sup>によるせん断強度(非ヒンジ, CFシートの強度に実験強度を低減した $\sigma_{wf}=2000$ MPaを仮定),

小さい。最大耐力の発現時の層間変形角 $R_{max}$ (表4)は、No.7で $R=1/100$ , No.8, No.9で $R=1/150$ , No.10で $R=1/170$ となった。限界層間変形角 $R_u$ を最大耐力の80%を確保できる最大層間変形角と定義したとき、 $R_u$ はシート補強量の最も大きなNo.7でもっとも大きく、シートを閉鎖型としていないNo.9で最も小さかった(表4)。

## 4. 実験結果の検討

### 4.1 曲げ強度および限界層間変形の推定

曲げ強度: すべての試験体の破壊モードは、柱頭で曲げ降伏後CFRPシートが破断しせん断破壊に至るものとなった。断面の終局曲げモーメントを耐震診断規準<sup>4)</sup>の略算式で、腰壁内の仮想ヒンジ位置 $s$ を楠原等のモデル<sup>2)</sup>を用いそれぞれ求め、曲げ強度時のせん断力 $V_{mu}$ を計算し表4および表5に示す。最大耐力の実験値 $V_{max}$ の $V_{mu}$ に対

する比は、1.03～1.10 となり、腰壁付きの短柱の曲げ強度をおおむね安全側に推定することができた。本報告の実験においては、仮想ヒンジ位置の推定値  $s$  は腰壁厚  $t_0 = 225 \text{ mm}$  の場合に  $0.11D \sim 0.13D$ ,  $t_0 = 120 \text{ cm}$  で  $0.21D$  となった。

**限界層間変形角：** 限界層間変形角  $R_u$  と最大せん断応力度  $\tau_u$  の実験値の関係を図 4(a) に示す。ここに、 $\tau_u$  は  $V_{max}/(bj)$  として求めた。(ここに、 $b$  は梁幅、 $j$  は応力中心間距離。) 試験体は短柱であり、最大せん断応力度  $\tau_{max}$  が、 $0.26 \sim 0.32\sigma_B$  ( $\sigma_B$ : 材料試験結果によるコンクリートの圧縮強度) と大きいにも拘らず、限界層間変形角  $R_u$  は 1.0% を超えた。層間変形の大部分が、短柱に集中していることを考えると短柱部分のみの部材角は 1.0% よりさらに大きく、CFRP シート補強された腰壁付き短柱の靱性能は、耐震診断規準<sup>4)</sup>における曲げ柱に相当する。

**限界層間変形角の推定：** 次に限界層間変形角をせん断余裕度から間接的に推定する方法の適用性を検討する。せん断強度は、修正荒川式  $V_{mean}$  と指針式<sup>5)</sup>A 法  $V_a$  で推定する。せん断余裕度は、それぞれ  $V_{mean}/V_{mu}$ ,  $V_a/V_{mu}$  とする。せん断強度推定にあたって、せん断補強に寄与する炭素繊維シートの有効張力  $\sigma_{wf}$  には 2,000 MPa を仮定した。これは、炭素繊維シートの有効応力を引張り強度の 2/3 とする勝俣らの提案<sup>6)</sup> にならったものである。また、指針式 A 法の適用にあたっては、 $p_w \sigma_{wy} + p_{wf} \sigma_{wf} \leq v\sigma_B/2$ , ここに  $p_w$ : 帯筋比,  $\sigma_{wy}$ : 帯筋の降伏強度,  $p_{wf}$ : 炭素繊維の補強材比,  $v$ : コンクリートの有効応力係数とした。

せん断余裕度 ( $V_{mean}/V_{mu}$ ,  $V_a/V_{mu}$ ) の計算値と限界層間変形角  $R_u$  の関係を図 4(b), 図 4(c) に示す。同図には、限界変形角の計算値  $R_{ucal}$  を以下の式で評価したときの関係も示している。

$$R_{ucal} = \left[ 10 \left( \frac{V_{mean}}{V_{mu}} - 1 \right) \right] R_y \quad (\text{文献 4}) \quad (1)$$

$$R_{ucal} = \left[ 5 \left( \frac{V_a}{V_{mu}} - 1 \right) + 1 \right] R_y \quad (\text{文献 7}) \quad (2)$$

ここに、 $R_y$ : 降伏部材角 = 1/150 の一定値とする。ただし、式 (1) および (2) では、 $1.0 \leq R_{ucal}/R_y \leq 5.0$ 。

修正荒川式のせん断余裕度による判定はすべて 0.89 以下で、全試験体がせん断柱となるが、実際

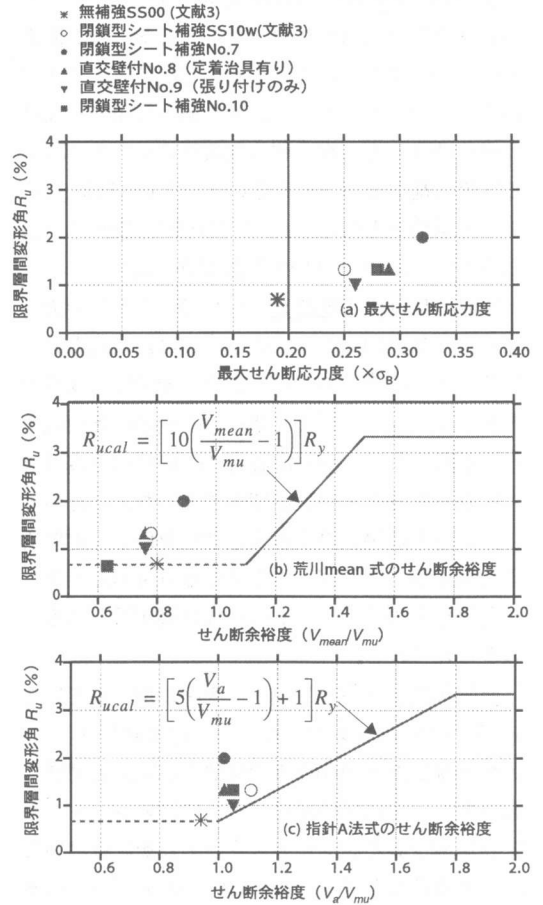


図4 限界層間変形角とせん断応力度・せん断余裕度

には曲げ降伏し、実験と異なる結果となった。指針式 A 法によるせん断余裕度は 1.02～1.05 で概ね実験の傾向と一致した。いずれの方法も限界層間変形角の計算値は、変形能力を安全側に評価した。さらに、現実的な厚さの腰壁の場合には腰壁も変形の増加も期待できる<sup>1,2,3)</sup>ので、本評価方法はかなり安全側に変形能力を評価する方法であるものといえる。

#### 4.2 炭素繊維シートの効果

**閉鎖型シート：** シートを閉鎖型にした No. 7, No. 8, No. 10 では加力面および加力直交面のシートのひずみは柱スパン中央位置で大きく、シートが破断するまで層間変形の増大とともにシートのひずみは増加した。また、シートのひずみの増加は補強量の最も多い No. 7 で小さかった。

加力面の柱材軸および断面隅角部近傍のシートのひずみに有意な差は見られなかった。加力直交面のシートのひずみは最大耐力発現時までは加力面のひずみより小さいが、最大耐力発現後はほぼ同程度であった。最大耐力発現時のシートの最大ひずみは補強量の最も大きい No. 7 で 0.38%、シートの定着治具を設けた No. 8 で 0.59%、腰壁厚の最も小さい No. 10 で 0.66% 程度であった。

定着治具付き閉鎖型シート： No. 8 の定着治具を設けた加力面のシートのひずみは最大耐力発現時で 0.40% 程度であった。また、その後の変形の増大によりシートが直交壁の付く側の柱断面隅角部で破断した。シート定着用 PC 鋼棒の歪度は最大で 0.37% 程度で弾性範囲内にあった。したがって、シートの最大ひずみを適切に評価し、定着治具を強度設計すれば、直交壁が取り付けられた場合でも閉鎖型と同等のシートの補強効果が得られるものと考えられる。

非閉鎖型シート： シートを閉鎖型にしていない No. 9 の直交壁のない加力面の歪度分布は、シートが剥離した  $R=1/100$  までは他の試験体と同様であったが、その後の変形の増大に伴いシートのひずみは減少した。シートの定着治具を設けないで貼付のみの場合には、 $R=1/150$  の最大耐力に達するまでは、有効な補強効果が見られたものと考えられる。最大耐力時のシートの最大ひずみは 0.39% 程度であった。また、加力直交面および直交壁側のひずみは他の試験体に比べかなり小さかった。

## 5. 結論

本研究の 4 体の腰壁付き短柱の CFRP シートによる補強実験から、次のことが明らかとなった。(1) 腰壁付き短柱を CFRP シート補強で、柱頭曲げ降伏先行型の破壊形式にすることができた。(2) 曲げ強度は、楠原等のモデルによる腰壁内の仮想ヒンジ位置を用いて推定できた。(3) 指針式 A 法によるせん断余裕度は、CFRP で補強された腰壁付き短柱の限界層間変形角を安全側に推定した。(4) 直交壁付きの柱で CFRP シートを閉鎖型にできない場合でもシートの応力を伝達させる定着治具を用いることにより炭素繊維シートが閉鎖型のものに近い補強効果が得られた。

## 6. 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）の下で行われた。実験の計画、実施にあたり、東急建株株式会社末永晋一氏、東京大学大学院村上靖佳君の協力を頂いた。ここに記して感謝の意を表する。

## 7. 参考文献

- [1] 楠原文雄，塩原等，法量良二，中村洋，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，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 20，No. 3，pp. 1171-1176，1998
- [2] 楠原文雄，村上靖佳，塩原等，小谷俊介：腰壁付き鉄筋コンクリート造短柱の腰壁圧壊強度に関する研究（その 2：腰壁の圧壊強度の算定方法），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 255-256，1998
- [3] 塩原等，楠原文雄，他：腰壁により短柱化した鉄筋コンクリート造柱の炭素繊維シートによる耐震補強，連続繊維補強コンクリートに関するシンポジウム論文集，JCI，pp. 149-156，1998
- [4] 日本建築防災協会，改訂版既存鉄筋コンクリート造建物の耐震診断基準・同解説，1990
- [5] 日本建築学会，鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990
- [6] 小島克朗，勝俣英雄，田中常雄：炭素繊維の巻付けによる既存鉄筋コンクリート部材の耐震補強，コンクリート工学年次論文集，Vol. 11-1，pp. 861-866，1989
- [7] 勝俣英雄，小島克朗：炭素繊維ストランドによる既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強（その 2）柱の曲げせん断実験と終局部材角について，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 243-244，1995