（第24回地震工学研究発表会講演論文集（1997年7月））

炭素繊維シートと帯鉄筋による拘束効果がコンクリート柱の応力度～ひずみ関係に与える影響

細谷学[1]・川島一彦[2]・星隈順一[3]・宇治公隆[4]

[1]正会員　工修　東京工業大学工学部研究生（大成建設）（〒152　東京都目黒区大岡山2-12-1）
[2]フェロー会員　工博　東京工業大学教授　工学部土木工学科（〒152　東京都目黒区大岡山2-12-1）
[3]正会員　工修　建設省土木研究所　耐震技術研究センター耐震研究室　（〒305　つくば市旭1番地）
[4]正会員　工博　大成建設株式会社　技術研究所　（〒245　横浜市戸塚区名瀬町344-1）

既存橋脚のじん性を向上させるために炭素繊維シートを巻いて補強すると，橋脚には炭素繊維シートと帯鉄筋の両者による横拘束力が作用する．帯鉄筋や炭素繊維シートで単独に補強した場合の拘束効果については，これまでにも多くの研究が行われているが，既設の帯鉄筋による拘束の上に，さらに炭素繊維シートで補強した場合の横拘束に関する研究はない．そこで，両者による横拘束効果の共同作用について検討するために，両者で補強したコンクリート柱の一軸圧縮試験を行い，応力度～ひずみ関係を求めた．さらに，炭素繊維シートと帯鉄筋が応力度～ひずみ関係に与える影響について考察する．

Key Words: *carbon fiber sheet, confinement effect, seismic assessment, seismic retrofit, reinforced concrete bridge piers*

1．まえがき

既存橋脚のじん性を向上させる目的で，炭素繊維シート（以下，ＣＦＳと呼ぶ）を巻いて補強する際には，実橋脚には既に帯鉄筋が存在しているため，橋脚にはＣＦＳと帯鉄筋の両者による横拘束が作用することとなる．したがって，ＣＦＳによる横拘束効果を地震時保有水平耐力法によるＲＣ橋脚の耐震補強設計に反映できるようにするためには，ＣＦＳと帯鉄筋の両者による横拘束効果を正しく把握することが必要となる．帯鉄筋あるいはＣＦＳで単独に補強した場合の拘束効果については，これまでにも多くの研究が行われている[1～5]．しかし，既設の帯鉄筋による拘束の上に，帯鉄筋とは材料特性の異なるＣＦＳで補強した場合の横拘束効果に関する研究はない．そこで本研究では，ＣＦＳと帯鉄筋の横拘束効果の共同作用について検討するために，両者で補強したコンクリート柱の一軸圧縮試験を行い，応力度～ひずみ関係を求めた．

2．実験に用いた試験体および実験方法

本実験では，これまでに著者らが行ってきた実験を参考にして[5]，表-1に示す合計12体の試験体を用いた．試験体の断面形状は円形および正方形で，直径または辺長は200mm，高さは600mmである．いずれの試験体も，コンクリートの設計強度は30 MPaとし，早強ポルトランドセメントを使用した．スランプは8cmとし，粗骨材には最大粒径が20mmの砕石を使用した．テストピースを用いたコンクリートの圧縮強度は，試験日において37.8～39.6MPaであった．試験体には軸方向鉄筋としてSD295，直径6mmの異形棒鋼を配置した．帯鉄筋にはSR235，直径6mmの丸鋼を使用しており，帯鉄筋の引張試験結果は，降伏強度333 N/mm^2，引張強度434N/mm^2，弾性係数2.06×10^{5}N/mm^{2}であった．また，本実験に使用したＣＦＳの力学的特性は表-2に示すとおりである．

図-1は試験体の補強状況およびひずみ測定位置を示したものである．本実験では，カーボンファイバ

表-1　実験に用いた試験体

No.	断面形状	断面寸法	コンクリートの設計強度 (MPa)	炭素繊維シート 弾性係数 (GPa)	炭素繊維シート ρ_{CF} (%)	帯鉄筋 材質	帯鉄筋 間隔 (cm)	帯鉄筋 ρ_s (%)
C-1	円形	φ200mm × h 600mm	30	－	－	－	－	－
C-2				235	0.111			
C-3						SR235 φ6	15	0.41
C-4							10	0.62
C-5							5	1.24
C-6				－	－		15	0.41
S-1	正方形	□200mm × h 600mm	30	－	－	－	－	－
S-2				235	0.111			
S-3						SR235 φ6	15	0.41
S-4							10	0.62
S-5							5	1.24
S-6				－	－		15	0.41

※）カーボンファイバー比ρ_{CF}は次式で求める。

$$\rho_{CF}=4\times n\times t_{CF}/d$$

ここで、t_{CF}:CFS1層の厚さ(mm), n: CFSの巻立て層数, d: コンクリート柱の断面長（円形断面では直径、正方形断面では辺長をとる）とする。

表-2　実験に用いたＣＦＳの力学的特性

	項目	単位	値
公称値	繊維目付量	g/m²	200
	シート厚さ	mm	0.111
	引張強度	N/mm²	3,481
	弾性係数	GPa	230
	破断ひずみ	%	1.5
試験値	繊維目付け	g/m²	200
	シート厚さ	mm	0.110
	引張強度	N/mm²	4,227
	弾性係数	GPa	243
	破断ひずみ注)	%	1.74

注）破断ひずみは実測していないため，ここに示す値は引張強度を弾性係数で除して求めたものである．

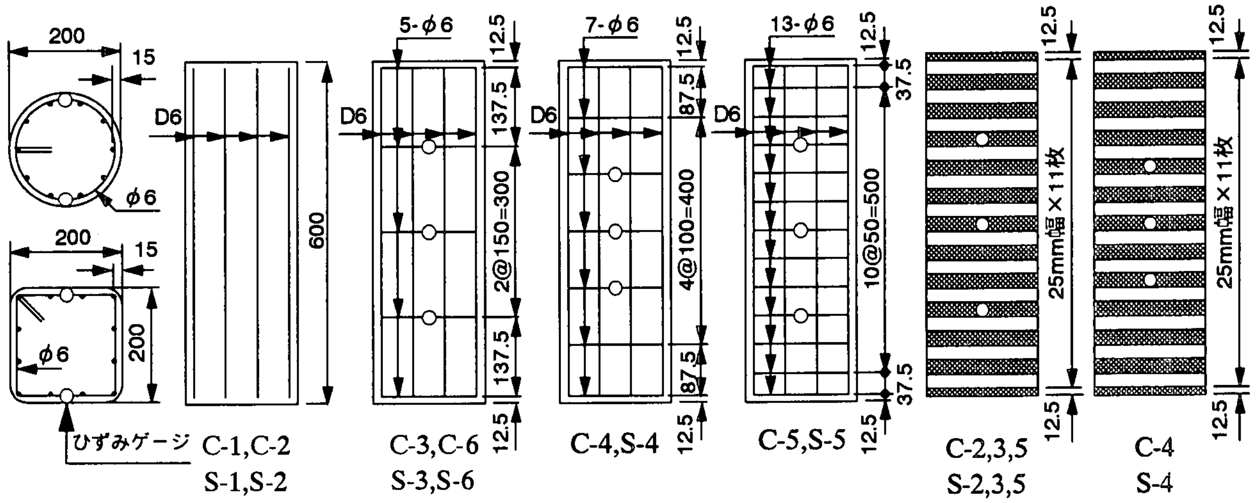

図-1　試験体の補強状況およびひずみ測定位置

一比を一定（ρ_{CF}=0.111%）とし，帯鉄筋体積比ρ_Sを 0.0～1.24%と変化させた．ここで，カーボンファイバー比ρ_{CF}および帯鉄筋体積比ρ_Sは，コンクリートに対するＣＦＳあるいは帯鉄筋の体積比である．ＣＦＳは，いずれの試験体でも，周方向に取り付けた．ＣＦＳのラップ長は 10cm とし，正方形断面の試験体では，コーナー部でＣＦＳが破断するのを防ぐために半径 30mm の面取りを行った．

試験体には，毎分 0.2mm の載荷速度で，変位制御による単調一軸圧縮状態で荷重を作用させた．載荷時には，荷重，変位，ＣＦＳおよびコンクリート表面の周方向ひずみを計測した．周方向ひずみは，図-1 に示すように，試験体の上部，中央部，下部の３カ所，周方向に２点の合計６カ所でひずみゲージにより計測した．試験体の軸方向ひずみは，変位計で測定した試験体上下間の変位を試験体の高さで割って算出した．

３．コンクリート柱の軸方向応力度～軸方向ひずみの関係

図-2にコンクリート柱の軸方向応力度～軸方向ひずみ関係を示す．帯鉄筋で補強した試験体（C-3～6, S-3～6）では，ある程度の耐力が保持されている場合もあるが，コンクリート柱の軸方向ひずみが 0.01 に達した時点で載荷を終了した．なお，ＣＦＳで補強した試験体（C-2～5，S-2～5）はすべて，軸方向ひずみが 0.01 に達するまでに，ＣＦＳは破断している．

ＣＦＳだけで補強した場合（C-2, S-2）には，ＣＦＳが破断すると同時に，コンクリート柱の耐力が急速に減少して破壊に至っており，かぶりコンクリ

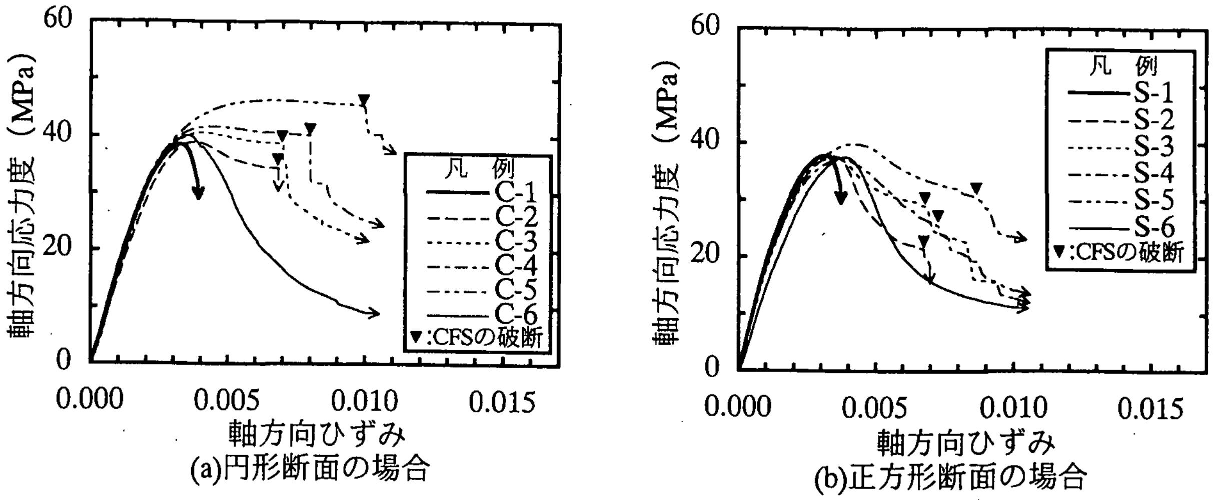

図-2　軸方向応力度～軸方向ひずみの関係

ートだけでなく，コアコンクリートにまで損傷が生じる．これに対して，ＣＦＳと帯鉄筋の両者で補強した場合（C-3～5，S-3～5）には，ＣＦＳの一部分が破断しても，コンクリートの耐力はある程度低下するものの，まだ耐力は保持されており，破壊には至らない．そして，まだ残っているＣＦＳの一部分が破断するごとに，徐々に耐力が減少していく．最初にＣＦＳが破断した時点では，コンクリートの損傷は比較的小さい．例えば，帯鉄筋比ρ_sが 0.41%と小さい場合（C-3，S-3）でも，ＣＦＳが破断した時のコンクリート柱の損傷はかぶりコンクリートの剥落程度であり，耐力低下の度合いはC-2やS-2に比べて小さい．ＣＦＳで補強した場合には，ＣＦＳの破断によるコンクリートの脆性的な破壊が懸念されるが，このように，ある程度の帯鉄筋が配置されていれば，ＣＦＳが破断しても急速な耐力低下は避けることができると考えられる．

カーボンファイバー比をρ_{CF}=0.111%と一定にし，ρ_sを徐々に増やしていくと，最大圧縮応力度f_{cc}およびこれが生じる時の軸方向ひずみε_{cc}は増加する．また，f_{cc}以後の下降勾配E_{des}は緩やかになり，ＣＦＳが破断する時のコンクリート柱の終局ひずみε_{cu}も増加する．またこのような傾向は，円形断面の方が，正方形断面よりも顕著に現れている．

ＣＦＳだけで補強した場合（C-2，S-2），帯鉄筋だけで補強した場合（C-6，S-6），両者で補強した場合（C-3，S-3）のf_{cc}，ε_{cc}，E_{des}，ε_{cu}をまとめた結果が表-3である．本実験の補強量の範囲では，f_{cc}やε_{cc}については,両者で補強してもそれほど大きな拘束効果は認められず，また断面形状による違いも明確ではない．これに対してE_{des}やε_{cu}については，両者による拘束効果の共同作用がはっきりと現れている．このような傾向は，円形断面の方が，正方形断面よりも顕著であることがわかる．

表-3　f_{cc}，ε_{cc}，E_{des}，ε_{cu}の比較

No.	補強量		特性値			
	ρ_{CF} (%)	ρ_s (%)	f_{cc} (MPa)	ε_{cc} (μ)	E_{des} (MPa)	ε_{cu} (μ)
C-1	0	0	38.5	3,280	－	－
C-2	0.111	0	38.9	3,790	1,760	6,890
C-6	0	0.41	40.1	3,550	6,980	6,280
C-3	0.111	0.41	40.6	4,030	710	7,040
S-1	0	0	37.9	3,200	－	－
S-2	0.111	0	37.8	3,480	6,010	6,750
S-6	0	0.41	37.6	3,950	8,140	6,190
S-3	0.111	0.41	37.6	3,430	3,040	6,930

４．ＣＦＳおよび帯鉄筋に生じる周方向ひずみ

試験体C-3について，ＣＦＳと帯鉄筋に生じる周方向ひずみの関係を図-3に示す．両者のひずみは同一位置で測定しているにもかかわらず，載荷開始からコンクリートが最大圧縮応力度に達するまでは，ＣＦＳに生じる周方向ひずみの増加割合は，帯鉄筋の増加割合よりも大きい．例えば，上部においては，帯鉄筋の周方向ひずみが 1,000 μに達した時に，既にＣＦＳの周方向ひずみは約 2,000 μになっており，両者に生じる周方向ひずみには２倍程度の違いがある．また，中央部や下部においても，上部とほぼ同様の傾向がある．両者に生じる周方向ひずみの増加

割合の関係は，ひずみの測定位置，帯鉄筋比 ρ_s，試験体の断面形状によって少し異なってはいるが，どの試験体においても，ＣＦＳに生じる周方向ひずみの増加割合の方が帯鉄筋の増加割合に比べて２～３倍程度大きい．このようになる理由については現段階ではよく分からないが，コンクリート柱に軸方向荷重を作用させていった場合に，コアコンクリートには帯鉄筋とＣＦＳの両者による拘束力が生じるのに対して，かぶりコンクリートにはＣＦＳによる拘束力しか生じないため，コアコンクリートとかぶりコンクリートでは損傷状況が異なるためではないかと考えられる．一方，最大圧縮応力度以降に両者に生じる周方向ひずみには，はっきりとした傾向は認められず，ＣＦＳに生じる周方向ひずみの方が帯鉄筋に生じる周方向ひずみよりも大きくなる場合や，その反対の場合もある．両者に生じるひずみの関係については，今後さらに検討する必要がある．

５．結論

（１）本実験の補強量の範囲であれば，ＣＦＳと帯鉄筋の両者で横拘束した場合の f_{cc} や ε_{cc} に対しては，ＣＦＳおよび帯鉄筋で単独に横拘束した場合に比べて，あまり大きな拘束効果は認められない．しかし，最大圧縮応力度以後の E_{des} や ε_{cu} に対しては，両者の共同作用の影響がはっきりと現れる．

（２）コンクリート柱をＣＦＳだけで補強する場合には，ＣＦＳの破断と同時に，コンクリート柱の耐力は急速に低下し，コアコンクリートにまで至る大きな損傷が生じる．しかし，少なくとも ρ_s が0.41%程度あれば，コンクリート柱の急速な耐力低下は避けることができ，コンクリートの損傷も比較的小さい．

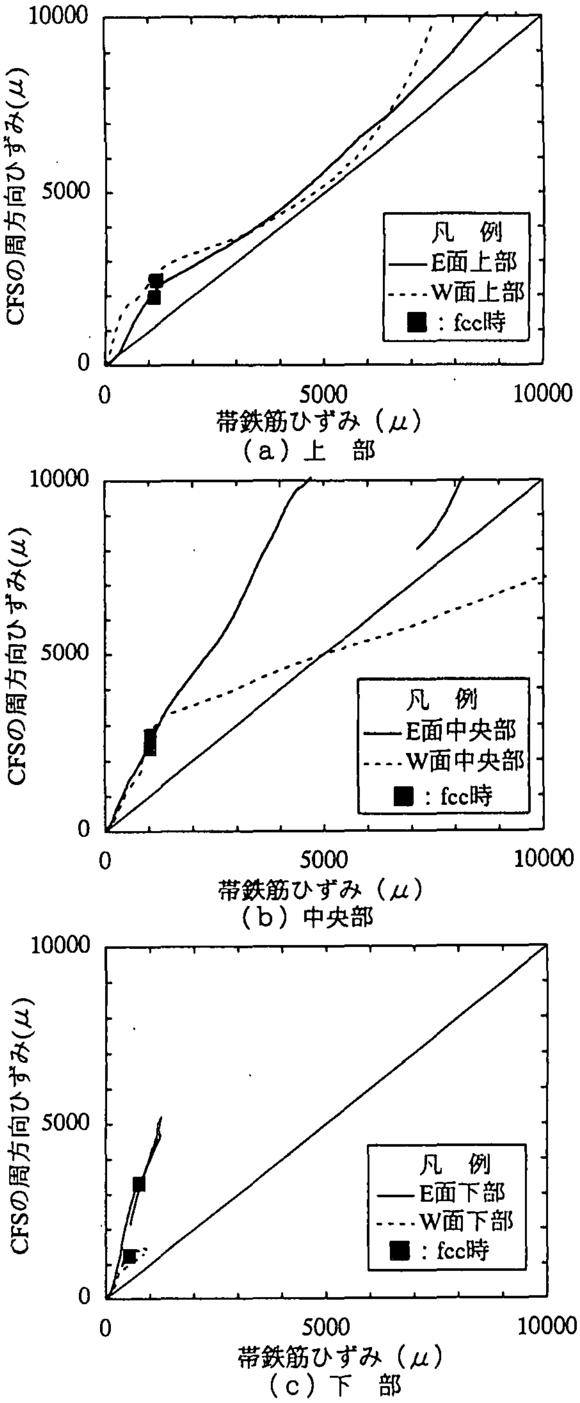

図-3 CFSの周方向ひずみ～帯鉄筋ひずみの関係

参考文献

1）J.Hoshikuma, K.Kawashima, K.Nagaya and A.W.Taylor : Stress-strain model for confined reinforced concrete in bridge piers, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol.123, No.5, pp.624-633, May 1997.

2）Kent,D.C. and Park, R. : Flexural members with confined concrete, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.97, No.ST7, pp.1969-1990, Jul. 1971.

3）Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park,R.: Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol.14, No.ST8,pp.1804-1826, Aug.1988.

4）大野了，山本忠久，小畠克朗：炭素繊維を巻き付けて拘束したコンクリートの圧縮性状，土木学会第47回年次学術講演会，V-353，pp.736~737，1992年9月.

5）細谷学，川島一彦：炭素繊維シートによるコンクリート柱の横拘束効果に関する研究，構造工学論文集，Vol.43A，pp.881～888，1997年3月.