

V - 8

炭素繊維シートで補強した RC 部材の一軸引張下における
荷重分担特性について

北海道大学大学院 学生員 庄司 和晃
 北海道大学大学院 正 員 佐藤 靖彦
 北海道大学大学院 正 員 上田 多門
 北海道大学工学部 正 員 木村 勉

1 はじめに

兵庫県南部地震により多数の RC 構造物が甚大な被害を受け、それ以降既存の RC 構造物の耐震補強が必要となっている。そこで最近補強・補修材として注目されている素材に炭素繊維シート（以下 CFS）がある。CFS は、高い強度と弾性率をもち、軽量でかつしなやかであるため施工性にも優れ、コンクリートの拘束効果が高い。大きな外力が作用したとき鉄筋降伏後 CFS が荷重を受け持ち変形することによりエネルギーを吸収し、構造物に靱性能を持たせる。したがって、鉄筋降伏後の鉄筋および CFS の引張剛性を精度よく評価することは、終局状態の変形性能を知る上で重要である。

本研究では、CFS で補強した RC 部材を取り上げて、一軸引張試験を行い、鉄筋の降伏後における鉄筋の平均応力と平均ひずみの関係および、鉄筋と CFS の分担荷重特性を検討するものである。

2. 実験概要

2.1 実験条件

RC 要素の引張剛性に影響を及ぼすと考えられる CFS 補強の有無を実験条件として選び、2 ケースについてを実験を行った。実験供試体と実験条件の対応を表-1に示す。

供試体 CS-00 と CS-01 の違いは、CFS の補強の有無であり、この 2 体の比較を行いコンクリートのひび割れ発生後、さらに鉄筋降伏後の分担荷重、応力分布およびひずみ分布を明らかにするものである

2.2 使用材料

補強材として使用した CFS は、高強度カーボン (FORCA トレーシート FTS-C1-20)を使用した。CFS の力学的特性を表-2に示す。

実験供試体に使用したコンクリートは、設計基準強度 29.4MPa 単位水量 160kg/m³、水セメント比 51.5%、粗骨材の最大寸法 20mm、セメントには早強ポルランセメントを使用した。テストピースには、直径 100mm、高さ 200mm の円柱供試体を使用し、養生条件は実験供試体と同様である。実験供試体の性質を表-1に示す。

表-1 供試体諸元

Specimens	f_c (MPa)	$f_{t,CAL}$ (MPa)	p (%)	CFS
CS-00	27.5	5.3	0.88	—
CS-01	30.7	5.7	0.88	1 layer

f_c : Compressive strength

$f_{t,CAL}$: Calculated tensile strength

p: Reinforcement ratio

表-2 CFS の力学的特性

Type of CFS	High strength Carbon
Nominal strength : (MPa)	3840
Young's modulus : (GPa)	230
Thickness : (mm)	0.11
Breaking strain : (%)	1.50

表-3 鉄筋の力学的特性

Type of steel	SD345.D16
Cross sectional area (mm ²)	198.6
Diameter (mm)	15.9
Young's modulus (GPa)	170
Yield strength (MPa)	390
Yield strain (%)	0.23
Hardening strain (%)	2.37
Hardening strain ratio (GPa)	2.4

Characteristic of Resisting Force in Uniaxial Tension Member with Carbon Fiber Sheet

By Kazuteru SHOUJI, Ysuhiko SATO, Tamon UEDA, Tutomu KIMURA

鉄筋には、測定区間に D16(異形鉄筋:SD345)を使用し、コンクリート部材からの突出部に D25(異形鉄筋:SD345)を使用した。表-3 に鉄筋の力学的特性を示す。

2.3 実験供試体

実験供試体には、図-1 に示すようなコンクリート角柱の中央に鉄筋を一本埋め込んだものとした。本研究では、ひび割れ位置における鉄筋および CFS のひずみ分布の測定が重要であり、ひずみ分布の測定をコンクリートと鉄筋との付着を損なわなうことなく、また効率的に行うためにコンクリート部材にあらかじめノッチを付け、測定区間以外でのシートの剥離もしくは、破断を防ぐために実験供試体の両端を軸方向に対して垂直方向に巻き付けた。ひび割れ位置における鉄筋および CFS の応力は、直接測定できないためひずみを測定し、応力-ひずみ関係を用いて応力に変換する手法を用いた。ひずみ測定には、5mm 長のワイヤーストレインゲージを用いた。測定区間以外で鉄筋の降伏を防ぐため、コンクリートからの突出部に D25 の鉄筋を使用した。D16 と D25 の接合部には、それぞれをねじ切りした上で溶接を施し、引張補強筋とさらにスターラップを配置した。

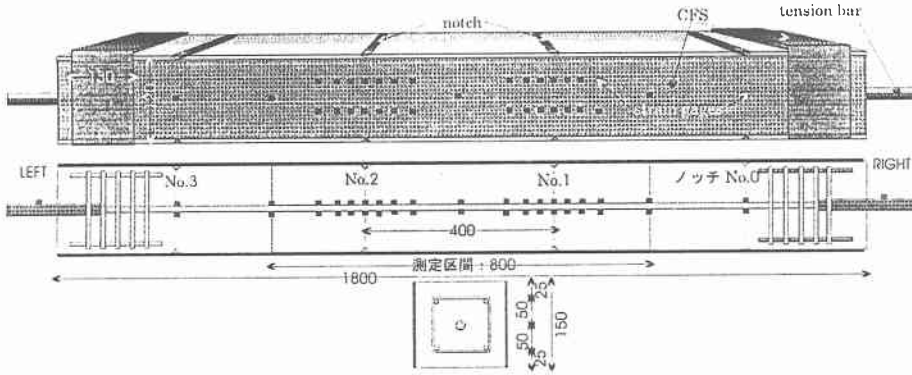


図-1 実験供試体図

2.4 実験方法

載荷方法は、載荷フレームの中に実験供試体を水平に設置し引張力を加えるものである。供試体から突出した両端の鉄筋にヒンジを介し、一端を固定、他端をセンターホールジャッキによって引張力を加える。ヒンジは実験時の偏心を防ぐために横方向のヒンジとして用いた。しかし、供試体 CS-00 に載荷中、縦方向の偏心が見られたため一時除荷し、ヒンジを縦方向にして再び載荷した。供試体 CS-01 に関しては、実験開始前に横方向のヒンジとして低い荷重を加え、中央に供試体を移動させた上で、実験時には縦方向のヒンジとして用いた。供試体の底面には、摩擦を防ぐためにローラーを介した。載荷中には、鉄筋と CFS のひずみ、引張荷重、さらにコンクリート部材表面におけるノッチ部のひび割れ幅を測定した。

3. 実験結果および考察

本実験において前述のとおり供試体 CS-00 に縦方向の偏心による曲げモーメントが加わったため、コンクリートには載荷の初期段階で供試体の上側にひび割れが入り、鉄筋上縁のひずみが大きくなった。鉄筋は、降伏前であったので影響は小さかった。また、補強供試体 CS-01 の載荷時、引張荷重が 111kN を越えた後、D25 と D16 の接合部にて破断し実験を中止した。そのため、破壊性状については観測できなかったものの、鉄筋降伏後の鉄筋および CFS のひずみ性状を検討するには、十分な測定ができた。以下、実験結果および考察を述べる。

3-1 ひび割れ性状



図-2.1 ひび割れ図(CS-00)

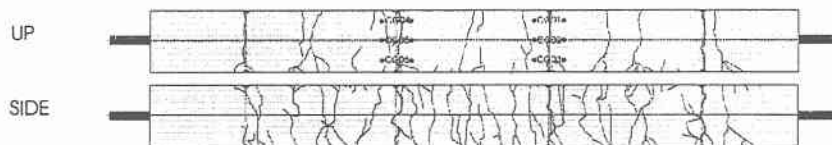


図-2.2 ひび割れ図(CS-01)

図-2.1、図-2.2 に各供試体の終局時におけるひび割れ図を示し、図-3.1、図-3.2 に荷重とひび割れ幅の関係を示す。供試体 CS-00 については、約 25kN の引張荷重を加えた時点で初期ひび割れが見られたため、実験装置の確認をしたところ、供試体に偏心荷重による曲げモーメントがかかっていることが確認できたため、一度除荷しヒンジを調節した上で再び載荷した。図-3.1 で一旦荷重が下がっているのは、そのためである。その曲げモーメントの影響として供試体の上面にひび割れが先行し、再び載荷後約 35kN でノッチ No.2 におけるひび割れが下面に入った。また、約 50kN でノッチ No.1 におけるひび割れも下面に入り、その影響で図 3.1 におけるノッチ No.1 のひび割れ幅が、50kN 付近で急激に小さくなり、逆に No.2 のひび割れ幅が急激に大きくなっている。ノッチ No.1、2 のひび割れ幅は、その後直ちに 1mm 以上のひび割れ幅になっている。

供試体 CS-01 については、約 40kN で初期ひび割れが観測された。その後、ゆっくりとひび割れ幅は増加する。鉄筋の降伏開始荷重($P_y=78$ kN)に達した時点では、図-3.2 における傾きは変化せず、ノッチ部におけるひび割れ部の鉄筋が、一斉に降伏を始める引張荷重 $P=88$ kN に達してひび割れ幅が大きく増加した。しかし、100kN を越えた後もひび割れ幅を 0.6 から 0.7mm に抑えていることより CFS で補強することでひび割れ幅が大幅に抑えることができるといえる。

図-2 に各供試体のひび割れ図を示したように、供試体 CS-00 は荷重の増加とともにひび割れ幅を増加させ、終局時に割裂を生じて RC 部材としての引張剛性を失った。それに対して供試体 CS-01 は、ひび割れ幅は抑えられているが微小のひび割れが多数生じた。それは RC 部材において鉄筋が異形鉄筋である際、鉄筋とコンクリートとの間には付着作用があり、引張荷重の増加とともに鉄筋の周囲のコンクリートは内部ひび割れを生じながら鉄筋とともに変形し、ひび割れ発生後もひび割れ間では、引張力を負担する。それと同様に CFS で補強した RC 部材では、部材表面で CFS とコンクリートとの間に付着作用が存在し、コンクリートは CFS と共に変形するため、多数のひび割れが生じる。

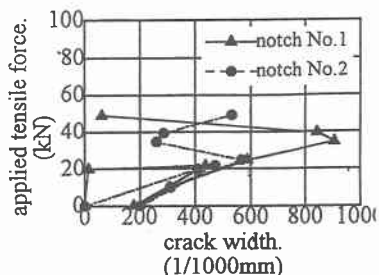


図-3.1 荷重とひび割れ幅の関係(CS-00)

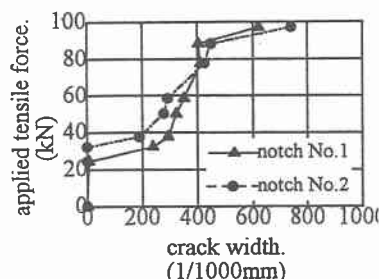


図 3-2 荷重とひび割れ幅の関係(CS-01)

3.2 ひずみ性状

図-4 に供試体 CS-00、CS-01 における平均ひずみと引張荷重、コンクリートの平均応力、鉄筋の平均応力、CFS の平均応力(CS-01 のみ)との関係を示す。平均ひずみは、鉄筋および CFS より測定したひずみから求めたもので測定区間においてコンクリート、鉄筋、CFS に共通である。鉄筋の応力は、鉄筋の応力-ひずみ関係より応力を変換することで求めた。また、CFS に関しては、公称弾性係数を用いて測定したひずみから応力を求めた。コンクリートの平均応力は、鉄筋および CFS の応力にそれぞれの断面積を掛けることで、鉄筋、CFS の分担する荷重が求まり、これらを引張加重から引いた値

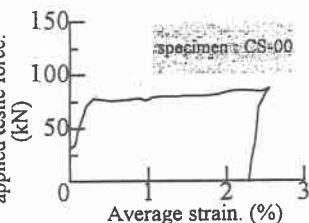


図-4.1

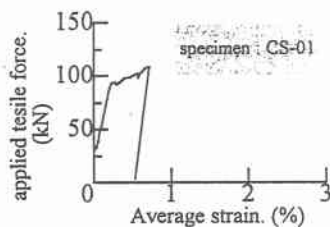


図-4.2

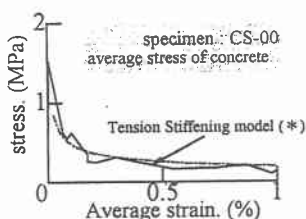


図-4.3

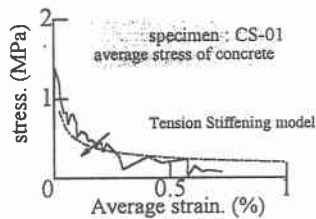


図-4.4

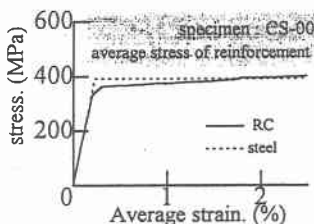


図-4.5

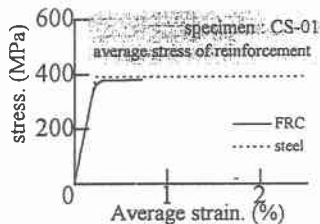


図-4.6

図-4 平均ひずみと引張荷重、コンクリートの平均応力、鉄筋の平均応力の関係がコンクリートの分担する荷重となる。この値をコンクリートの断面積で除し、コンクリートの平均応力を得た。後述する分担荷重を得る際もこの手法をとる。図-4.1、図-4.2 より CFS の補強によって最大引張荷重が増加している。

鉄筋とコンクリートの付着作用によって、ひび割れ発生後もひび割れ間のコンクリートは引張力を分担する Tension Stiffening 効果が本実験でも確認できた。図-4.3、図-4.4 より鉄筋の降伏ひずみである 0.23% を越えてもなおコンクリートの引張強度に対して 6~10% 程度の Tension Stiffening 効果が見られる。鉄筋の平均応力と平均ひずみの関係を示した図-4.5、図-4.6 より、供試体 CS-00 は、鉄筋降伏後の塑性棚を持たない。それは、ひび割れ位置の鉄筋が降伏した後しばらくしてひずみ硬化を開始したためである。そのため平均応力-平均ひずみ曲線における降伏点が、鉄筋単体の応力-ひずみ曲線のそれより低い位置になっている。逆に供試体 CS-01 には塑性棚が存在し、CFS 補強が鉄筋の降伏後のひずみ硬化を抑制していると言える。結果として RC 部材の平均ひずみが小さくなった。また、CS-01 には多数のひび割れが生じた。図-4.3、図-4.4 に、Tension Stiffening におけるモデル式^(*)との比較を示す。

$$\bar{\sigma}_c / f_c = (\bar{\epsilon}_s / \epsilon_s)^c \dots\dots\dots (*)$$

ϵ_{su} : ひび割れ発生ひずみ(実測値)
 c : 鉄筋の付着性状を表すパラメーター(=0.4)

これより、本実験においては、供試体 CS-00、CS-01 に対してモデル式は、ほぼ妥当であるといえ、CFS による補強の有無に関わらず同程度の Tension Stiffening 効果があった。

図-5 にひび割れ図、図-6 に降伏前、降伏直後の鉄筋と CFS のひずみ分布および応力分布を示す。まず鉄筋は降伏した後、すぐにはひずみ硬化を開始しないために、降伏部において降伏直後の鉄筋の微小区間では応力差が 0 の区間を生じる。しかし無補強供試体 CS-00 は、降伏開始荷重とひずみ硬化開始荷重が近い

UP

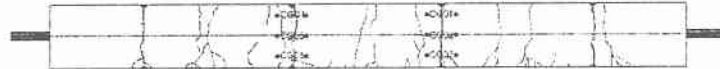


SIDE



図-5.1 ひび割れ図(CS-00)

UP



SIDE



図-5.2 ひび割れ図(CS-01)

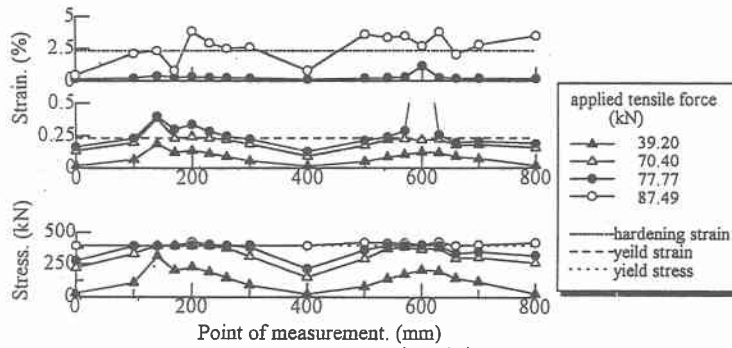


図-6.1 鉄筋の応力およびひずみ分布(CS-00)

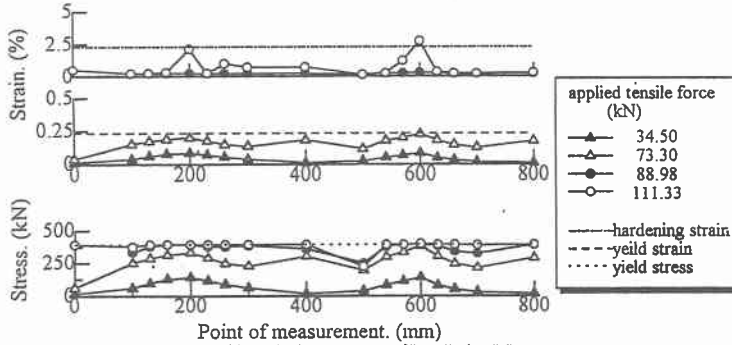


図-6.2 鉄筋の応力およびひずみ分布(CS-01)

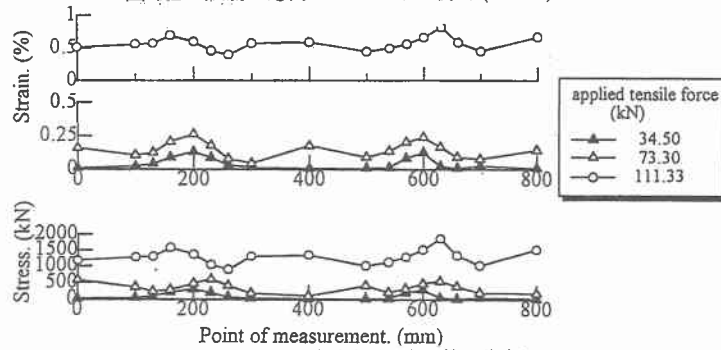


図-6.3 CFSの応力およびひずみ分布

めに、それは極めて微小な区間となっており、それに対して補強供試体 CS-01 は、CFS の補強効果のためひずみ硬化は降伏してからかなり遅れて開始する。

供試体 CS-01 の CFS のひずみ分布および応力分布を示した図-6.3 において、ひずみ分布は引張荷重が約 70kN 程度まではノッチ部に入ったひび割れ付近でのみひずみが増加している。しかしそれ以降、測定区間の CFS のひずみは均等に上昇している。それは引張荷重の増加に伴い、微小ひび割れが多数発生したことにある。本実験では、最大荷重 P_{max} が 111kN に達した時点で、引張部の D16 と D25 の接合部の破断により、載荷不能になったが、もしそれ以上の荷重を加えた時、コンクリートと CFS との付着が切れ、CFS のひずみ分布が一様になったものと予想される。

3.3 分担荷重

図-8 に供試体 CS-01 におけるコンクリート、鉄筋および CFS の分担荷重の関係を示す。引張荷重が約 30kN に達したときコンクリートにひびが入り、鉄筋が主に荷重を受け持つ。ひび割れ発生荷重以降、CFS の分担荷重は鉄筋のそれに対して引張荷重の増加と共に、直線的に増加している。引張荷重が、88kN に達したとき鉄筋の降伏が開始し、その時点から CFS が主に荷重を分担し始めている。本実験では最大引張荷重 P_{max} は 111kN であるが、鉄筋降伏後 CFS が十分引張荷重を受け持つことが確認できた。補強供試体 CS-01 の最大引張荷重は、CFS が破断もしくは、補強部での剥離が起きるまで増加すると思われるが、現時点では定量的な説明はできない。

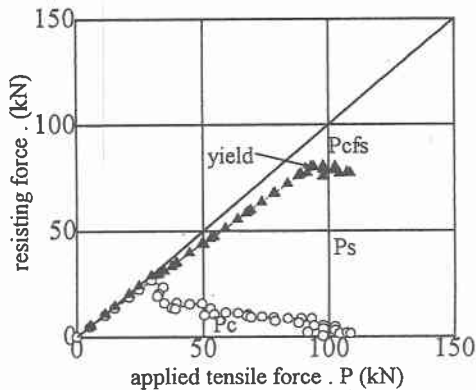


図-7 コンクリートと鉄筋および CFS の分担荷重の関係

4. 結論

本研究の実験条件において、CFS による補強した際、一軸引張部材の引張剛性および降伏後の鉄筋と CFS の応力-ひずみの関係について調査、検討し、以下の結論を得た。

- (1) CFS で RC 部材を補強することは、ひび割れ幅の進行を抑えることができ、ひび割れ位置での鉄筋の降伏を遅らせる。さらに鉄筋降伏後、鉄筋のひずみ硬化への移行を抑える。
- (2) 鉄筋降伏後もコンクリートは引張力を分担する Tension Stiffening 効果を、CFS の補強の有無に関わらず、同程度確認することができた。さらに本実験に関しては、Tension Stiffening におけるモデル式との比較検討の結果、鉄筋との付着性状を表すパラメータ ($c=0.4$) は、ほぼ妥当であった。
- (3) ひび割れ発生後、鉄筋が降伏するまでは、CFS の受け持つ引張力は直線的に増加する。

参考文献

- 1) 玉井 真一、島 弘、出雲 淳一、岡村 甫：一軸引張部材における鉄筋の降伏以後の平均応力-平均ひずみ関係、土木学会論文集 第 378 号(1987)
- 2) 島 弘、周 礼良、岡村 甫：異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性、土木学会集、第 378 号(1987)
- 3) 角田 與史雄：鉄筋コンクリート桁の曲げひびわれおよび変形に関する基礎的研究、(1969)
- 4) コンクリート標準示方書 【平成 8 年版】設計編、土木学会、(1996)