

論文 鉄筋コンクリート梁によるCF及びAF連続繊維の曲げ補強の比較

城 攻*1・王 忠明*2・伊部 博*3

要旨: 炭素繊維とアラミドやガラス等の繊維補強材とは弾性係数や終局変形能力が大きく異なるため、鉄筋コンクリート部材への曲げ補強として用いる場合には、部材のたわみ及びひび割れ幅等に及ぼす影響を検証する必要がある。連続繊維を用いた合理的な曲げ補強方法を開発するために、CF及びAFシートによる梁の曲げ補強実験を行い、繊維補強の問題点について検討した。

キーワード: 連続繊維シート, CF, AF, 曲げ補強実験, たわみ, ひび割れ, 曲げ耐力, 靱性

1. はじめに

既存コンクリート系構造物に対して、鉄骨や鋼板あるいは鉄筋コンクリートによる補修補強は、施工が煩雑であり、補強による部材断面の増大が使用空間の減少や構造物自重の増加を伴い、工期及び工事費の面でも難点がある。これらの問題点の解決策として連続繊維素材を用いた補強工法が開発され、特にせん断補強筋量が足りない鉄筋コンクリート部材の靱性補強などに、実用化されてきた¹⁾。

連続繊維による曲げ補強は、曲げ耐力や剛性等の向上に有効であることが確認されている^{2),3)}が、その効果の量的な評価や有効性の範囲の特定にはまだ検討の余地が残されている。連続繊維材料は引張強度は高いが、鉄筋と異なり塑性的性質がない。炭素繊維(以下CF)の場合は、終局ひずみがほとんど1.0%に過ぎず、終局段階では脆性的な破断が生じる。他方、アラミド繊維(以下AF)やガラス繊維等は、終局変形能力がCFに比べて大きいですが、弾性係数が小さいためにコンクリート部材の剛性改善効果が小さく、耐力補強効果が現れるまでに、過大なたわみやひび割れが発生することになる。連続繊維を用いた合理的な曲げ補強法を開発するために、CF及びAFシートによる曲げ補強部材の力学的挙動を把握することが不可欠であ

る。本研究では、一般に使用されるCFシート及びAFシートを用いて、梁型試験体の曲げ補強実験を行って比較検証した。なお、本研究は、ハイブリッド型繊維シートの開発研究における比較用実験の意味を含めている。

2. 補強用繊維材料

実験に用いた連続繊維補強材は、それぞれ中弾性率の炭素繊維シート及び高強度低弾性率のアラミド2シートであり、接着材はエポキシ樹脂(FR)である。材料の主な規格及び力学的特性を表-1に示す。

表-1 連続繊維の力学的特性

材料種類	目付量 (g/m ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断ひずみ (%)
CF	203	390	3840	0.985
AF	235	78.5	3430	4.37
FR	—	2.33*	46.5	—

* 接着樹脂の圧縮弾性係数

3. 試験体及び実験装置

3.1 試験体の設計

試験体は、鉄筋コンクリート造T形梁で、コンクリートの圧縮破壊や梁のせん断破壊を生じないよう

*1 北海道大学教授 大学院工学研究科,工博 (正会員)

*2 (株)コンステック 開発技術事業本部, 工博 (正会員)

*3 (株)コンステック 開発技術事業本部長,工博 (正会員)

に配筋を決めている。断面寸法は実大に近い梁を想定しているが、簡略化のために梁幅は半分にして作成した。梁の主筋にSD295-D19, スラブ筋にSD295-D16, せん断補強筋に SHD685-D10を使用した。試験体にはレディミクストコンクリートを用いた。コンクリートの調合表, 鉄筋及びコンクリートの強度試験結果を表-2と表-3に示す。

梁の下面をディスクサンダー等で研磨した後にプライマーを塗布した。さらにパテで凹凸を修正し, 繊維シートを2層に分けて接着材で貼付・含浸・脱泡し, 1週間程度養生した。梁中央曲げスパンを検討対象とするので, シートの定着剥離破壊を生じさせないために, シートの両端を梁端側面まで伸ばし, 鋼板及びアンカーボルトを用いて定着した。梁型試験体の構造及び繊維補強の詳細を図-1及び表-4に示す。

3.2 載 荷

梁の曲げ実験は2点加力の単純支持方式で, 750kNオーバーヘッドアクチュエーターを用い, 一方方向繰り返し载荷を行った。図-2に示したように, 各梁の全スパン長さは220cmで, 両外側のシアスパン長さはBM4では75cm, BM1とBM2では60cmであった。

3.3 計 測

実験の全過程で荷重を試験機のロードセルで,

表-2 鉄筋の力学的試験結果

鉄 筋	降伏点(N/mm ²)	降伏ひずみ(%)
SD295-D19	352	0.21
SD295-D16	332	0.19
SHD685-D10	723	0.40

表-3 コンクリート調合表及び試験結果*

セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	細骨材 (kg/m ³)	粗骨材 (kg/m ³)	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
248	172	853	1009	19.6	20.6	2.08

* 連続繊維補強梁実験時の試験値の平均

表-4 試験体の曲げ引張抵抗材諸元

試 験 体	引張主筋及び 断面積 a_s (mm ²)	中央曲げスパンの 長さ (mm)	補強繊維種類	厚×幅×層数 (mm)	繊維断面積 a_f (mm ²)
BM4	2-D19=570	700	—	—	—
BM1-CF	2-D19=570	1000	CFシート	0.110×70×2	15.4
BM2-AF	2-D19=570	1000	AFシート	0.169×80×2	27.0

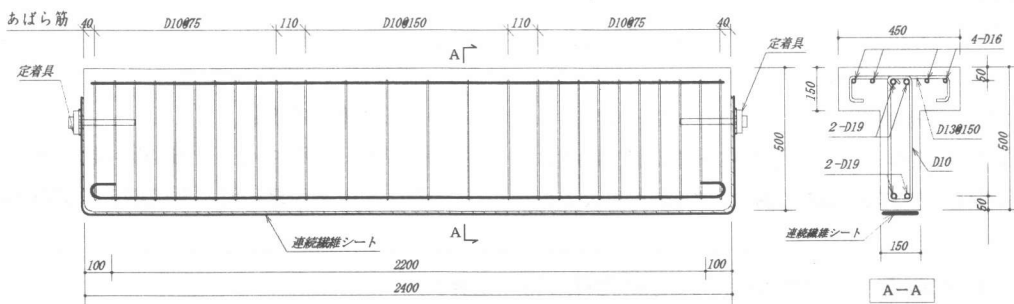


図-1 梁型試験体の詳細(寸法:mm)

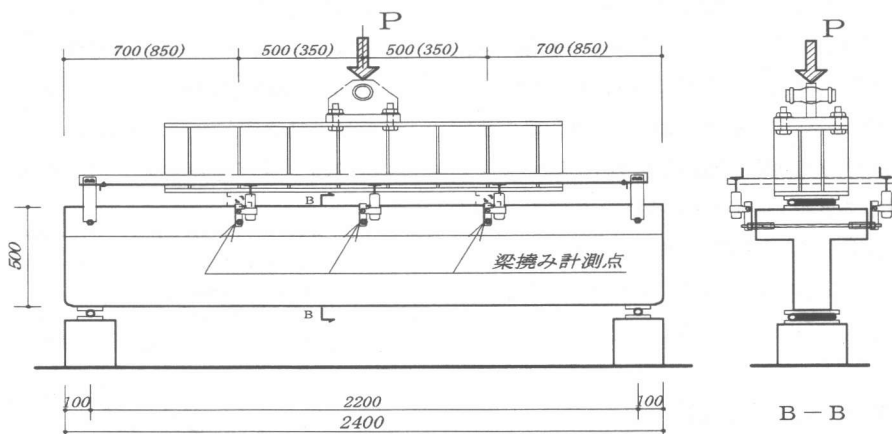


図-2 梁型試験体の載荷装置及び計測点位置略図

試験梁の中央及び載荷点位置のたわみを変位計で、主筋のひずみとそれと同じ断面位置における繊維シートのひずみをそれぞれの表面に貼り付けたひずみゲージで計測した。

4. 曲げ実験の結果

4.1 荷重-たわみ曲線

試験した梁の破壊形式は、すべて鉄筋降伏や繊維シート破断の曲げ破壊であった。梁の中央スパンにおける曲げモーメント-最大たわみの実験曲線は図-3に示す。

繊維補強のない BM4梁は、周知のように主筋降伏後にたわみ増大量やひび割れの拡幅が相当に大きくなり、荷重はほぼ一定値を維持したが、鉄筋のひずみ硬化とともに増大した。繊維補強梁の曲げ耐力及び剛性は、無補強の梁より大きくなっていた。鉄筋降伏後も、梁の荷重負担能力は補強シートが破断するまで変形の増加と共に持続的に増大した。

4.2 繊維補強梁の破壊過程

CFシート及びAFシートで補強した梁は、いずれもひび割れモーメント及び降伏曲げモーメントが無補強のBM4より大きくなった。BM1梁は鉄筋降伏後にCFシートが破断したが、BM2梁は大きな曲げ変形が生じた後にAFシートが破断した。シート破断直前の梁の中央たわみは、CF補強の

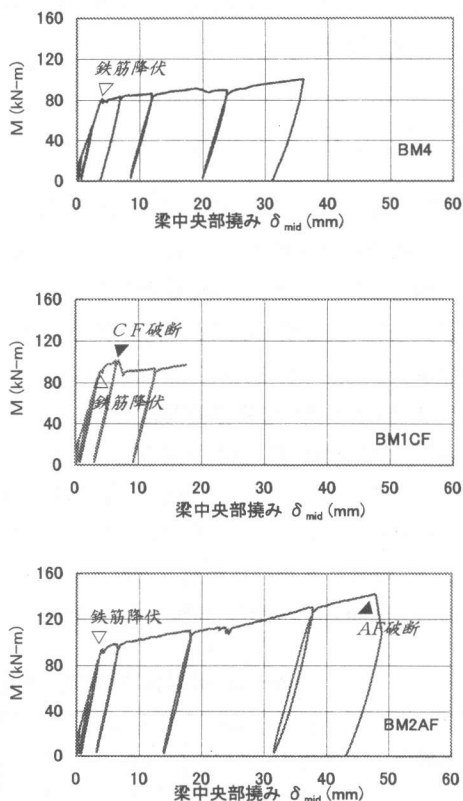


図-3 梁中央部の曲げモーメント-たわみ曲線

BM1梁が5.8mmで、AF補強のBM2梁が41mmであり、両者の終局曲げ変形能力の差が遥かに大きかった。

4.3 補強シートのひずみ分布

連続繊維シートの実測ひずみ分布を図-4に示す。梁の支持点の定着作用を受け、CFのように終局変形が小さい場合には破断時まで梁の曲げモーメント分布曲線とほぼ同様の形になっていた。しかし、大変形が生じるAF補強の場合に、シートの付着破壊による剥離がシアスパン域まで発生し、全スパンにおけるシートのひずみは中央スパンの最大値とほぼ同様になった。

5. 曲げ補強効果の検討

連続繊維曲げ補強した場合には、曲げ補強の効果が繊維シートの弾性係数、引張強度及び断面積等と関係する。補強効果を比較するために、次の式によって繊維剛性補強率 ζ_f と繊維耐力補強率 η_f を定義する。

$$\zeta_f = \frac{E_f \cdot a_f}{E_s \cdot a_t}, \quad \eta_f = \frac{f_f \cdot a_f}{f_y \cdot a_t}$$

ここに、 a_f 、 E_f と f_f : 曲げ補強に使用した繊維シートの断面積、弾性係数と引張強度、 a_s 、 E_s と f_y : 引張鉄筋筋の断面積、弾性係数と降伏強度。

実験した梁の補強率 ζ_f 及び η_f を曲げ耐力やたわみなどの主な実験結果と共に表-5に示す。

5.1 繊維曲げ耐力補強の問題点

繊維シート補強のないBM4梁の主筋降伏時の曲げモーメント $M_{s,y}$ と比べて、繊維補強した梁の鉄筋降伏時の曲げモーメント $M_{f,y}$ は1割程度に増加した。S. Pareek らが行った長方形断面($b \times D = 120\text{mm} \times 200\text{mm}$)の梁型試験体 ($L=1800\text{mm}$,

$a=700\text{mm}$)によるCFシート等の曲げ補強実験結果を本実験のデータと合わせて図-5に示した。明らかに、連続繊維補強による梁の曲げ耐力が繊維の耐力補強率 η_f に応じて増加している。

しかし、曲げ補強繊維シートの破断は、脆性的

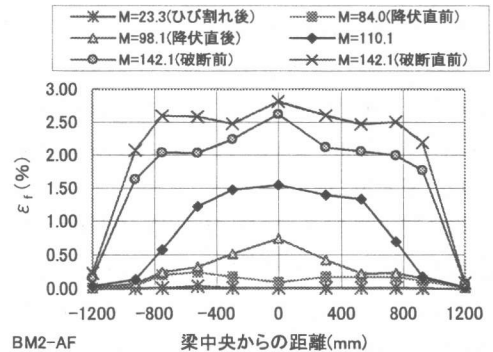
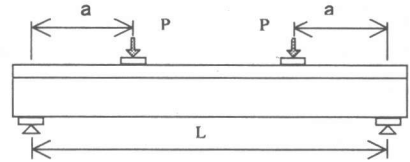
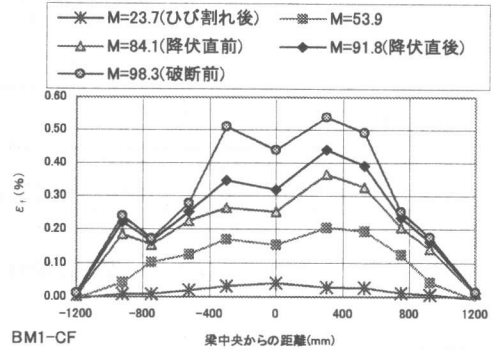


図-4 連続繊維シートのひずみ分布

表-5 梁型試験体の主要実験結果

試験体	繊維補強率		ひび割れ時		鉄筋降伏時		シート破断時			
	(剛性) ζ_f (%)	(耐力) η_f (%)	M_{cr} (kNm)	δ_m (mm)	M_y (kNm)	δ_m (mm)	$M_{f,u}$ (kNm)	δ_m (mm)	W_{av} (mm)	$\varepsilon_{f,max}$ (%)
BM4	-	-	16.8	0.22	81.4	4.04	-	-	-	-
BM1-CF	5.1	29.7	18.1	0.21	90.0	3.30	101.3	5.84	0.63	0.74
BM2-AF	2.8	46.6	18.0	0.20	93.1	3.36	142.1	40.7	1.10	3.0

* M : 中央スパン曲げモーメント, δ_m : 梁中央たわみ, W_{av} : 平均曲げひび割れ幅, $\varepsilon_{f,max}$: 補強繊維シートの最大実測ひずみ。

* スパン長さ L とシアスパン長さ a が異なる梁のたわみを式で換算した ($E_c I_0$: コンクリート断面の曲げ剛性)。

$$\delta_m = \frac{P_1 \cdot a}{24 E_c I_0} (3 \cdot L^2 - 4 \cdot a^2)$$

な破壊であり、破断後の梁の荷重負担能力は一気に無補強梁と同等になった。そのためにCFシート補強の場合には、繊維補強率が大きく梁降伏耐力への補強効果が大きいが、補強シート破断の時点での構造耐力低下も大きい。CFシートによる曲げ補強は構造的に大きなリスクを伴っている。

鉄筋降伏時点での補強効果が繊維シートの使用量及び弾性係数によるものであり、AFシートの梁曲げ終局耐力に対する補強効果があったが、鉄筋降伏時には補強効果が小さかった。部材のたわみやひび割れ等の使用性能を考慮するとAFシートの曲げ耐力補強への適用は困難である。

繊維補強梁の鉄筋降伏耐力及び終局曲げ耐力は下式により算定し、計算値と実験値の比較を表-6及び図-6に示す。

$$M_y = a_s \cdot f_y \cdot 0.9d + a_f \cdot \frac{E_f}{E_s} \cdot f_y \cdot 0.9d_f$$

$$M_u = a_s \cdot f_y \cdot 0.9d + a_f \cdot f_f \cdot 0.9d_f$$

ここに、 d : 圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離、 d_f : 圧縮縁から補強繊維シート重心までの距離。

本実験の試験体のうち、CF補強のBM1梁の耐力計算値は実験結果と良く一致しているが、AF補強のBM2梁では偏差が若干大きかった。その原因の1つは、AFシートの強度指標にカタログ値を用いたことが考えられる。なお、BM2梁が破壊する時には、AFシートのひずみ ϵ_f が破断ひずみに近く、引張鉄筋のひずみ ϵ_s も3%に達していた。鉄筋のひずみ硬化による応力度の増大も影響を及ぼしたと思われる。

5.2 梁剛性への補強効果

梁たわみの実験結果により、繊維シート補強に

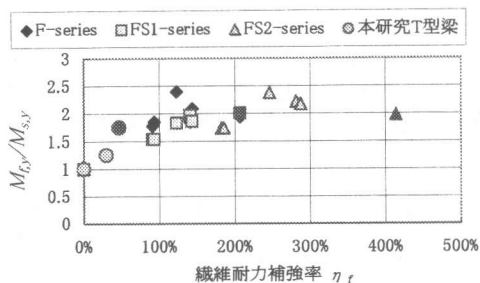


図-5 梁の曲げ耐力と耐力補強率

(注: F-series は1層曲げ補強, FS1-series は断面をU字型にシートで拘束した1層曲げ補強, FS2-series はU字型に拘束した2層曲げ補強である)

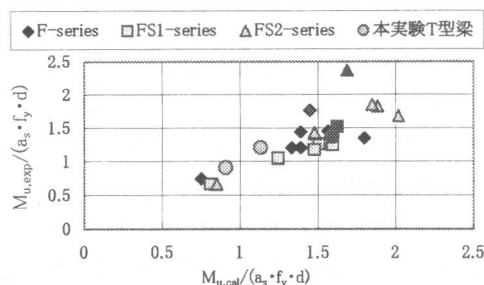


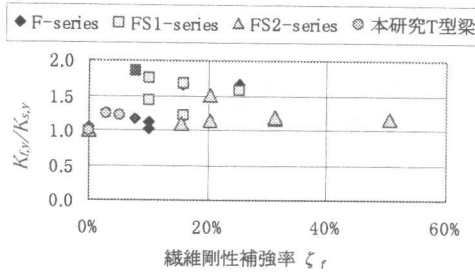
図-6 梁の曲げ耐力計算値と実験値

よる梁剛性への増大効果は、ひび割れ発生時に小さかったが、鉄筋降伏時に大きくなった。本実験と文献中のデータをまとめた鉄筋降伏時の繊維補強梁の剛性 $K_{f,y}$ と無補強梁の剛性 $K_{s,y}$ の比較を図-7に示す。

ひび割れ発生後のRC梁の剛性には、ひび割れや補強材とコンクリートとの付着性能の影響が大きい。繊維シートの梁剛性への補強効果は、耐力補強効果によりばらつきが大きく、繊維の剛性補強率との関係もそれほど明確ではなかった。

表-6 梁の耐力計算値と実験値の比較

試験体	降伏耐力(kN-m)		$\frac{M_{y,cal}}{M_{y,exp}}$	終局耐力(kN-m)		$\frac{M_{u,cal}}{M_{u,exp}}$
	$M_{y,exp}$	$M_{y,cal}$		$M_{y,exp}$	$M_{y,cal}$	
BM4	81.4	80.6	0.99	—	—	—
BM1-CF	90.0	86.2	0.95	101.3	107.2	1.06
BM2-AF	93.1	82.6	0.89	142.1	122.2	0.86



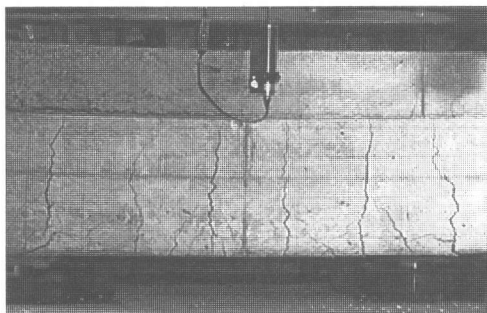
図一七 梁の剛性と剛性補強率

(注: $K = (Q/E_c I_0)/(\delta_m/L)$)

Q : 梁のせん断力, $E_c I_0$: 梁のコンクリート断面の曲げ剛性)

5.3 ひび割れ幅の低減効果

無補強のBM4梁と比べて、同様の曲げ応力レベルであれば、繊維補強したBM1及びBM2梁のひび割れ幅は引張鉄筋位置で小さかった。最大曲げひび割れ幅は、鉄筋降伏時に同じく 0.2mm であったが、最大曲げモーメントのシート破断する前に、BM1梁では 0.5mm, BM2梁では 1.4mm であった。連続繊維補強のひび割れ幅への低減効果は断面における引張力を負担しながら、降伏後の鉄筋の塑性変形を拘束することによるものであり、その効果は補強材の弾性係数、繊維補強率及び付着状態と関係する。最大曲げモーメント時のCF及びAF補強梁のひび割れ幅の差が明らかである。また、一本の曲げひび割れの中で現れる最大ひび割れ幅発生位置は、下面かぶり位置から梁のウェッジ部に移った(図一八)。



図一八 梁の曲げひび割れ

5.4 塑性率

AFシートで補強したBM2の塑性率(梁の降伏時たわみに対する最大耐力時たわみの比)は、CFシートで補強したBM1梁に比べて、6倍程度に大きくなっている。つまり、弾性係数の高いCFシートによる曲げ補強は梁の鉄筋降伏時点での耐力補強効果が大きかったが、塑性変形への対応が期待できない。特に主要部材の靱性が必要とする耐震補強にはCFシートの曲げ補強への応用は慎重に検討しなければならない。

6. 結 語

連続繊維補強による梁の曲げ耐力が繊維の耐力補強率 η_f に応じて増加しているが、CF補強の場合には、シートの破断が脆性的な破壊であり、破断後の梁の荷重負担能力は一気に低下した。構造の安全において、CFシートによる曲げ補強は大きなリスクを伴っている。

連続繊維補強梁の最大曲げひび割れ幅は、鉄筋降伏時にいずれも同じく 0.2mm であったが、最大曲げモーメントのシート破断する前に、BM1梁では 0.5mm, BM2梁では 1.4mm であった。単独に連続繊維補強では、たわみやひび割れ等の使用性能における問題を検討すべきである。

謝 辞

本研究で使用した連続繊維材料を日鉄コンポジット㈱に提供して頂き、ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 小島克朗:「連続繊維による耐震補強」, 理工図書, 2000.4
- 2) Pareek, S., Kurata, M. and Sotoyama, R.: Flexural Strengthening of Reinforced Concrete Beams by Continuous Fiber Sheets, Transactions of JCI, Vol. 21, pp. 201-208, 1999
- 3) Morton, S.: Externally Bonded Composites For Strengthening Concrete T-Beam Bridges, Proceedings of the Fourth International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for RCS, Baltimore, ACI SP-188, pp. 687-696, October 1999