

論文

[1147] 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

正会員○小畠克朗（大林組技術研究所）

正会員 勝俣英雄（大林組技術研究所）

田中常雄（三菱化成総合研究所）

1. 序

炭素繊維は高強度、高弾性、軽量、高耐久性などの構造物材料として優れた性質を有しているが、土木建築分野で単に既存の材料、例えば、鋼材の代替として用いるのは、経済的な側面から困難である。すなわち、使用に際しては付加価値が必要であり、それを筆者らは「既存構造物の耐震補強 [1]」に求めた。耐震補強においては構造物機能の維持と構造性能の向上との整合性が重要であり、炭素繊維の価格は、特別、問題にならない。

この論文では、既存鉄筋コンクリート柱の表面に炭素繊維をスパイラル状に巻き付けて横補強筋を増設し、柱のじん性能を高める工法（図-1）に関して、その耐震補強効果の評価において重要な

①炭素繊維の素材強度

②部材のせん断強度とじん性能を検討した結果を示す。

2. 炭素繊維の素材強度

炭素繊維の応力とひずみの関係は、図-2に例示するように、降伏棚がなく、ぜい性的な性質を持っている。

この研究で用いた炭素繊維は、径7ミクロンの素線を1万2千本集めたものを単位とし、エポキシ系樹脂等を含浸させて巻付けた後に、硬化させて一体化した炭素繊維ストランドとして使用する。このストランドの断面積 a_f は 0.46 mm^2 、引張強度 σ_{ef} は 29.4 tf/cm^2 、弾性係数 E_f は 2450 tf/cm^2 である。なお、これらの値は炭素繊維の実断面積で求めている。

炭素繊維ストランドのせん断強度は高くはなくて応力集中に弱く、突起物との接触によって破断しやすい。そのために矩形断面の柱に巻付ける場合には、断面の隅角部をなだらかに面取りする必要が生じる。そこで、適正な面取り半径 R を決めるために、 R と炭素繊維ストランド引張強度の関係を図-3に示す試験によって調べ、直線のままで試験した強度（ $R=\infty$ に相当）と比較した。試験体は、 $R=1 \text{ cm}$ 、 2 cm 、 3 cm 、および 5 cm の4種類各5体で、試みに円弧としないもの（角形； $R=0$ に相当）も試験した。

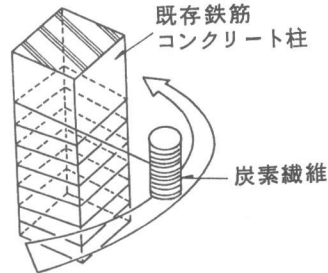


図-1 炭素繊維巻付け工法

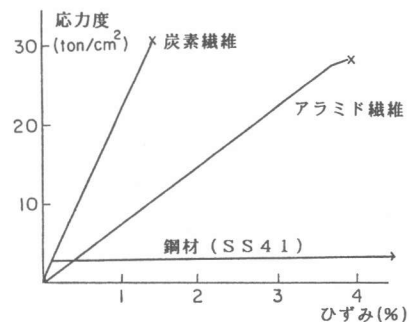


図-2 各種素材の応力ひずみ関係

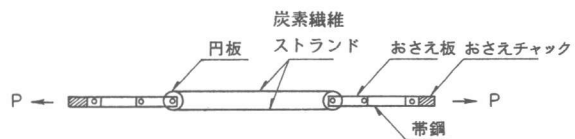


図-3 円弧端を持つ炭素繊維ストランドの試験

面取り半径Rと引張強度 σ_{er} の関係を図-4に示す。Rが小さくなるほど、強度が低下し、またバラツキも大きくなった。特にR=0の強度は直線の場合の30%までに低下した。一方、Rが3cmと5cmの強度は、直線の場合の約5%の低下にとどまり、バラツキも小さくなった。この結果から、面取り半径を3cm以上とすれば、巻付けた炭素繊維ストランドの引張強度への隅角部の影響を無視できるといえる。

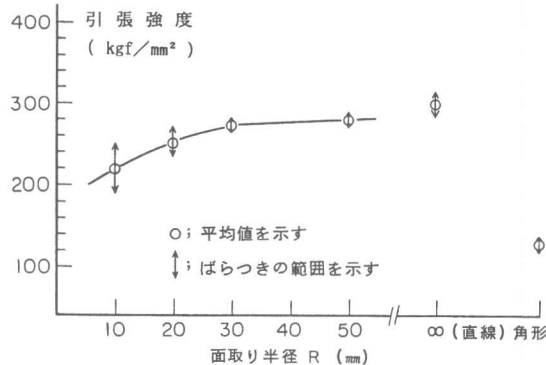


図-4 面取り半径Rと引張強度 σ_{er}

3. 部材のせん断強度

3.1 実験概要

鉄筋コンクリート部材のせん断強度に及ぶパラメータは、さまざまであるが、本実験では、横補強筋比（炭素繊維量） p_{wr} 、シアスパン比 a/D 、コンクリート強度 F_c に限定した。試験体の一覧を実験結果と共に表-1に示す。

試験体は図-5に示すように、横補強筋を有しない鉄筋コンクリートの梁とした。通常、既存柱には帯筋および軸力が存在するが、炭素繊維のせん断補強効果を明瞭にするため、これらせん断強度を高くする要因を除外した。なお、断面の隅角部は、2.の試験結果を参考にして半径3cmの円弧状に面取りした。

使用した材料の性質の内、炭素繊維ストランドについては2.で述べたとおりである。梁の主筋(D22)は、降伏応力度 $\sigma_y = 3.46 \text{ tf/cm}^2$ 、引張強度 $= 5.32 \text{ tf/cm}^2$ である。

加力方法は、図-5に示した試験体の左右に加力治具を取付けて、逆対称加力形式（大野式）とし、一方向単調載荷とした。

なお、高強度材料を横補強筋として使用した研究例として黒正・福原らの研究[2]があり、本実験では試験体形状、加力方法などの参考とした。

表-1 せん断強度試験体一覧

試験体の記号	パラメータ			実験結果			
	a/D	p_{wr} %	F_c kgf/cm^2	Q_{me} ton	$\bar{\epsilon}_{me}$ kgf/cm^2	δ_{me} mm	R_{me} rad.
BS00	1.0	0.00	284	12.6	17.5	4.61	1/174
BS12		0.12		31.0	43.1	15.46	1/52
BS24		0.24		39.6	55.0	25.21	1/32
BM00	1.5	0.00	284	6.3	8.8	6.37	1/188
BM06		0.06		19.2	26.7	16.06	1/75
BM12		0.12		26.4	36.7	23.58	1/51
BM18		0.18		31.5	43.7	38.71	1/31
BM24		0.24		32.5	45.2	80.14	1/15
BL00	2.0	0.00	284	7.3	10.1	2.86	1/560
BL06		0.06		16.9	23.2	25.23	1/63
BL12		0.12		25.0	34.7	42.18	1/38
BMW00	1.5	0.00	214	8.8	12.2	7.55	1/159
BMW06		0.06		18.1	25.2	19.90	1/60
BMW12		0.12		23.9	33.2	34.32	1/35
BMW24		0.24		29.3	40.7	39.64	1/30

[注] a: シアスパン ($=L/2$, L: 内法長さ)、D: 全せい、
 F_c : コンクリート圧縮強度
 $p_{wr} = 2a_r / bx$ a_r : ストランド1本の炭素繊維実断面積
 Q_{me} : 最大耐力実験値 $\bar{\epsilon}_{me} = Q_{me} / bD$
 δ_{me} : 最大耐力時の変位 $R_{me} = \delta_{me} / L$

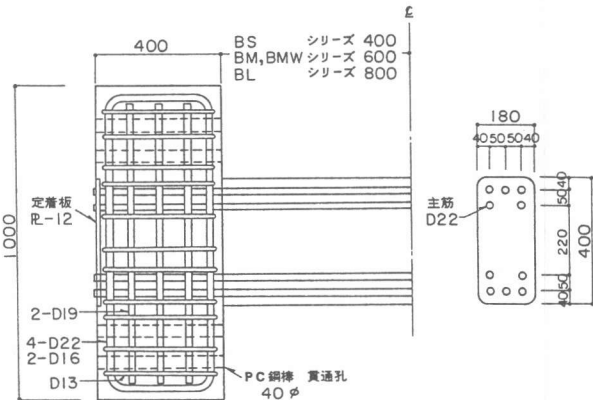


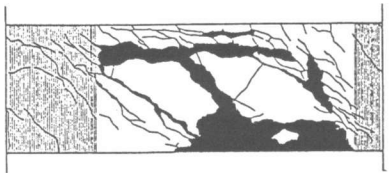
図-5 試験体

3. 2 実験結果

鉄筋コンクリート部分に斜めひび割れや付着ひび割れが入った後、最終的には炭素繊維ストランドが一度に破断して終局を迎えた。実験終了時の破壊状況の例として、横補強筋量のみを変動させたBMWシリーズ ($a/D=1.5$ 、 $F_c = 214\text{kgf/cm}^2$) の各試験体を図-6に示す。横補強筋が増えるに従って、せん断破壊ひび割れの角度が 45° に近づいており、せん断抵抗機構[3]が「アーチ作用」から「トラス作用」に移ること、すなわち、炭素繊維ストランドがせん断補強筋として有効に作用したことがわかる。

せん断力と両スタブ間の相対変位の関係の例として、BLシリーズ ($a/D=2.0$ 、 $F_c = 284\text{kgf/cm}^2$) とBMWシリーズ(前記)を図-7に示す。炭素繊維量が増加するに従って最大せん断力が上昇し、同一変位におけるせん断力も高くなった。また、最大せん断力に達したときの変位も増加し、部材角 $1/50$ 以上となる場合もあった。なお、炭素繊維量が多いBM24、BM18およびBMW24では、主筋が曲げ降伏した。

炭素繊維ストランドのひずみは、最大 $0.8\sim 1.0\%$ であり、また、部材内での分布に激しい変動はなかった。従って、炭素繊維ストランドが負担する応力は、ひずみの測定値及び応力ひずみ関係(図-2)を参照すれば、引張強度の $2/3$ 程度で、ほぼ部材軸方向に均等に分布すると考えられる。



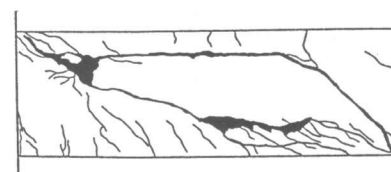
(a) BMW 24 ($p_w=0.24\%$)



(b) BMW 12 ($p_w=0.12\%$)

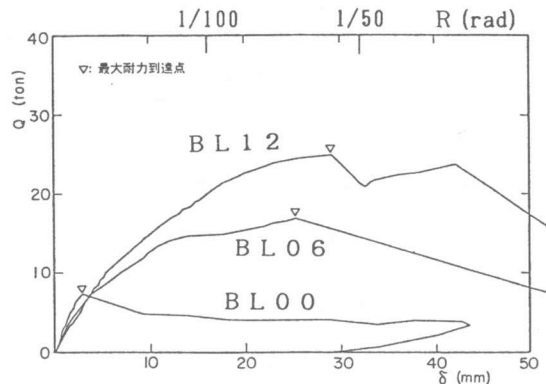


(c) BMW 06 ($p_w=0.06\%$)

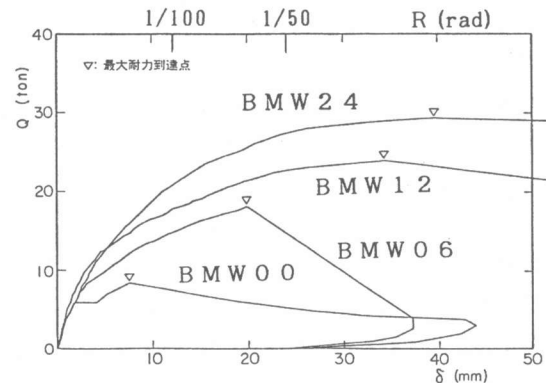


(d) BMW 00 ($p_w=0.00\%$)

図-6 実験終了時の破壊状況



(a) BL シリーズ ($F_c=284\text{kgf/cm}^2$
 $a/D=2.0$)



(b) BMW シリーズ ($F_c=214\text{kgf/cm}^2$
 $a/D=1.5$)

図-7 せん断力と変位の関係

3. 3 最大耐力の検討

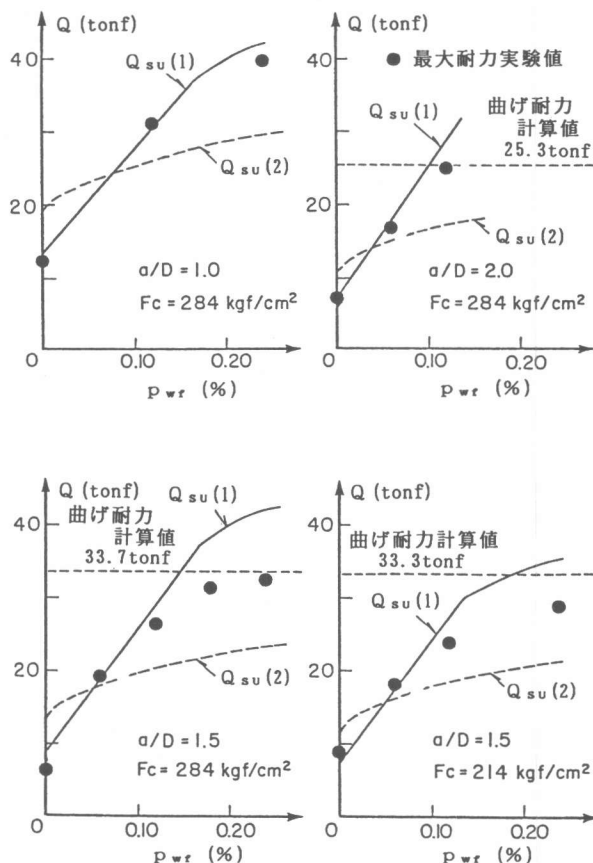
縦軸に最大せん断耐力、横軸に横補強筋量をとって、BS、BM、BL、およびBMW各シリーズにおける炭素繊維の補強効果を図-8に示す。また、図中に「指針式」[3]、および「荒川mean式」[4]によるせん断耐力計算値 $Q_{su}(1)$ および $Q_{su}(2)$ と曲げ耐力計算値を示した。横補強筋の効果の $p_w \cdot \sigma_{wy}$ を評価する際には、 $p_w = p_{wr}$ （炭素繊維の横補強筋比）とし、 σ_{wy} としては、前節で述べた実験結果に基づいて、次式で評価した σ_{wr} を用いた。

$$\sigma_{wr} = \sigma_{cf} \times (2/3), \quad \sigma_{cf}: \text{炭素繊維ストランドの引張強度 (2. 参照)} \dots\dots\dots (1)$$

なお、前記の式では p_w や σ_{wy} 等に制限を設けているが、高強度材料を使用する際の評価式の傾向を把握するために、これらの制限には従わないで検討を進めた。

図-8から、「荒川mean式」では実験値より控え目に、「指針式」では、実験値よりやや高く評価する傾向がわかる。この傾向は、炭素繊維量が少ない範囲($p_{wr} \leq 0.06\%$)では逆転することもあるが、炭素繊維量が多ければより顕著であった。

「指針式」が実験値を上回る理由として、最大耐力時の変位形が一般のせん断破壊する時点の変位レベルより大きいことが考えられる。すなわち、コンクリートの損傷が進んでおり、「指針式」に用いるコンクリート有効強度係数 ν 、およびトラス作用の向き $\cot \phi$ が適合しなかったと解釈できる。ただし、①補強対象となる柱の引張主筋比が1.0%程度であり、②このような柱では、一般に曲げ降伏が部材角 $1/150 \sim 1/100$ で生じることなどを考慮すれば、炭素繊維で補強した柱の「耐震診断」[5]を行なう際、曲げ降伏とせん断破壊のどちらが先行するかを判別する目的で「指針式」を用いることは危険側の評価に結びつかないと思われる(4.1参照)。



$Q_{su}(1)$: 「指針式」

$$b \cdot j_c \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_s / 2$$

$Q_{su}(2)$: 「荒川mean式」

$$\left\{ \frac{0.068 p_t^{0.25} (180 + F_c)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 2.7 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right\} b \cdot j$$

図-8 炭素繊維量とせん断耐力

4. 補強効果の評価

炭素繊維巻付けの補強効果、すなわち①せん断耐力、および②じん性能に及ぼす影響を定量的に評価することを試みる。

4. 1 せん断耐力の評価

せん断耐力 Q_{su} の評価式として、3. 3 と同様に「指針式」および「荒川mean式」を用いる際の、実験値との適合を検討する。図-9は、縦軸に Q_{me}/Q_{BU} (Q_{me} : 最大耐力実験値, Q_{BU} : 曲げ耐力計算値) を、横軸に Q_{su}/Q_{BU} (Q_{su} : せん断耐力計算値) をそれぞれ取ったものである。 Q_{su} および Q_{BU} がともに真の耐力を評価する場合は次のようになる。

(a) $Q_{su}/Q_{BU} < 1.0$ のとき;

せん断破壊先行を意味し、右上り45°の直線上に実験値が集まる。

(b) $Q_{su}/Q_{BU} > 1.0$ のとき;

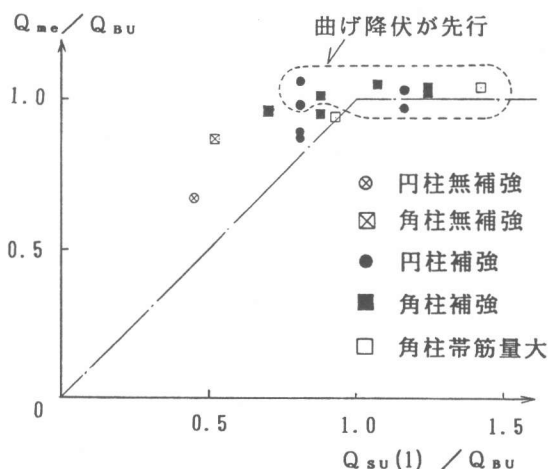
曲げ降伏先行を意味し、 $Q_{me}/Q_{BU} = 1.0$ の直線上に実験値が集まる。

ここでは、曲げ降伏とせん断破壊の判別において、どちらのせん断耐力式が有効であるかを調べるために、両方の破壊モードが含まれる実験[1] (引張主筋比 $p_t = 1.0 \sim 1.3\%$ 、軸応力度 $\sigma_o = F_c/6$ 、 $a/D = 1.5$) の結果をプロットした。なお、この実験では柱内部に帯筋を有しているので、 $p_w \cdot \sigma_{wy}$ の評価は帯筋も累加し、 $\Sigma p_w \cdot \sigma_{wy} = p_{ws} \cdot \sigma_{ws} + p_{wr} \cdot \sigma_{wr}$ [p_{ws} : 帯筋比、 σ_{ws} : 帯筋の降伏応力度、 p_{wr} : 炭素繊維の横補強筋比、 σ_{wr} : (1) 式参照] として行なった。

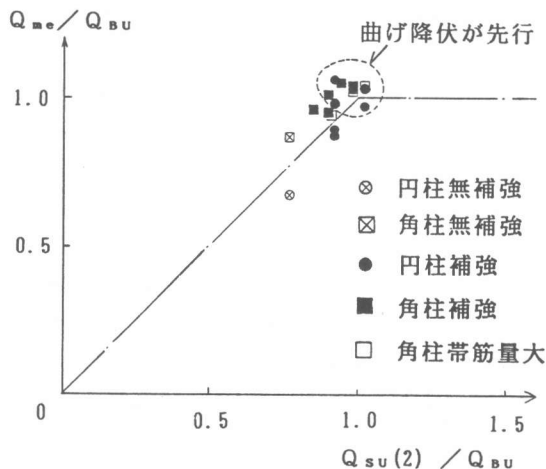
図-9の(a)は「指針式」による計算値 $Q_{su}(1)$ を用いた場合である。曲げ降伏が先行した試験体は、 $Q_{me}/Q_{BU} = 1.0$ の直線上に分布しており、曲げ降伏に達しないで破壊したものの、やや計算値が低いが、 $Q_{me}/Q_{BU} = Q_{su}/Q_{BU}$ の直線に近似している。

同図(b)は「荒川mean式」による計算値 $Q_{su}(2)$ を用いた場合である。曲げ降伏が先行した試験体も含めて、 $Q_{me}/Q_{BU} = Q_{su}/Q_{BU} = 1.0$ 近くに集中し、曲げ破壊した試験体もせん断破壊と判別する結果となっている。

これらの結果から「指針式」の方が、炭素繊維によってせん断強度が上昇し、



(a) せん断耐力を「指針式」で評価



(b) せん断耐力を「荒川mean式」で評価

図-9 せん断耐力評価式の検討

曲げ降伏先行となった実験結果 [1] をよく評価しているといえる。

4. 2 じん性能の評価

横補強量とじん性能の関係を図-10に示す。この図は、横補強効果の指標として、 $\Sigma p_w \cdot \sigma_{wy} = p_{ws} \cdot \sigma_{ws} + p_{wr} \cdot \sigma_{wr}$ (前節参照) をとり、また、じん性能の指標として終局部材角 R_u で代表させ、文献 [1] の結果をプロットした。なお、試験体は $p_{ws} \approx 0.10\%$ 、 $\sigma_{ws} = 3.37 \text{ tf/cm}^2$ 、 $p_{wr} = 0.03 \sim 0.12\%$ 、 $\sigma_{wr} \approx 20 \text{ tf/cm}^2$ である。

$\Sigma p_w \cdot \sigma_{wy}$ が増加するほど、 R_u も増加する傾向があり、下限値をとると、両者の関係は (2) 式となる。

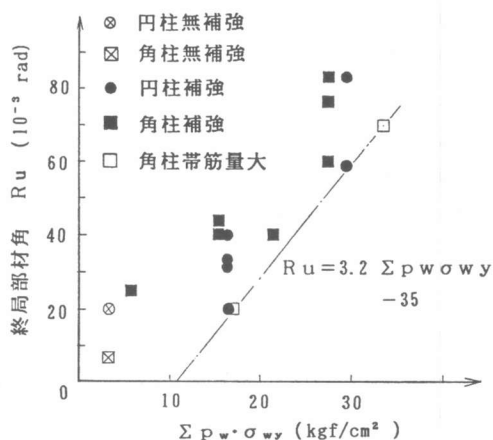


図-10 横補強量とじん性能

$$R_u = 3.2 \Sigma p_w \cdot \sigma_{wy} - 35 \quad (R_u : 10^{-3} \text{ rad.}, \Sigma p_w \cdot \sigma_{wy} : \text{kgf/cm}^2) \dots \dots \dots (2)$$

降伏変位部材角を $1/150$ と仮定して、(2) 式による R_u から「耐震診断基準」の F 指標を、 $p_{ws} = 0.00\%$ 、 $\sigma_{wr} = 20 \text{ tf/cm}^2$ として計算すると、 $p_{wr} = 0.10\%$ の場合 $F = 3.0$ となる。

5. まとめ

炭素繊維およびこれを巻付けた鉄筋コンクリート部材に関する実験から次のことが分った。

- (1) 炭素繊維ストランドを巻付けた部材のせん断強度は、(1) 式によってその強度を評価すれば、「指針式」で平均的には定量化でき、特に、破壊モードの判別においては有効である。
- (2) 炭素繊維ストランドを巻付けた部材のじん性能 (終局部材角) は、(2) 式によって安全側に評価できる。
- (3) 炭素繊維ストランドの応力集中を緩和する手段として、断面の隅角部を半径 3 cm 以上の円弧状に面取りする方法が有効である。

参考文献

- [1] 勝俣英雄、小畠克朗：炭素繊維巻付けによる既存鉄筋コンクリート柱の耐震補強工法、セメントコンクリート、No. 497、July、1988、pp. 20 ~ 29
- [2] 黒正清治、福原正志、ほか：高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート梁・柱の力学的挙動に関する実験研究、日本建築学会大会学術講演概要集、1976、pp. 1349 ~ 1354
- [3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型設計指針 (案)・同解説、1988
- [4] 荒川 卓：鉄筋コンクリート梁の許容せん断応力度とせん断補強について、コンクリートジャーナル、Vol. 8、No. 7、1970
- [5] 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、1977