

論文 部材表面を包絡する伸展性補強材の補強効果

五十嵐 俊一^{*1}

要旨: 合成繊維織物のような伸展性のある補強材を部材の周囲に包絡面を作るように設置し、見かけの体積膨張を弾性的に拘束し、破壊を制御し靱性を飛躍的に改善する方法 (SRF) がある。補強した部材の性能は、部材の寸法、形状、材料的性質ならびに、補強材の弾性係数、厚さ、補強材と部材表面の接着強度により定量化できる。部材の形状は、自然な拘束長により定量化する。補強材の設計は、上記の定数と部材の許容損傷を周歪で表したものをを用いて行う。鉄筋コンクリート柱模型の繰り返し載荷実験結果から、上記の数値を求めた。

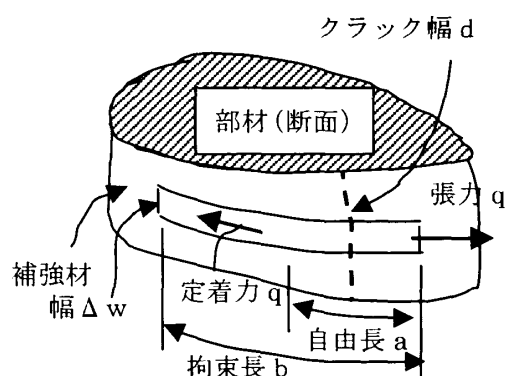
キーワード: 合成繊維織物、伸展性、靱性、補強効果、自然な拘束長、接着強度、許容損傷

1. はじめに

合成繊維織物のような伸展性のある補強材を柱などの部材の周囲に設置することにより、部材の靱性を改善する方法 (SRF: Super-ductile Reinforcement Formula) がある。本研究は、この効果の定量化と実験による計測を目的とする。

2. 伸展性補強材ひび割れ制御モデル

図—1は、部材に発生した幅 d のクラックを、部材表面に設置した補強材で弾性的に拘束している状態のクラック周辺の部分を示す。



図—1 部材表面の補強材

部材が変形すると、クラック近傍の補強材と部材表面に応力集中が生じて剥離する。この領域の長さを自由長と呼び a とする。補強材は、拘束長 b で部材に定着しているが、自由長 a が生ずることで、定着長さが、 $b-a$ に減少すると仮

定する。図—1の幅 Δw 、長さ b の部分の補強材について、部材と剥離していない補強材の間に働く平均せん断力を τ_f とし、補強材の張力を q 、ヤング率を E_f 、厚さを t とする。張力と定着力の方向の差を無視して、これらの力の釣合式は、

$$q = \frac{dE_f t \Delta w}{a} = (b-a)\tau_f \Delta w \quad (1)$$

上式から a を消去し、 $t \Delta w$ で除して、補強材の引張り応力を σ_f とすれば、

$$\sigma_f^2 - \frac{b}{t} \tau_f \sigma_f + \frac{d}{t} E_f \tau_f = 0 \quad (2)$$

σ_f の実根条件から、ひび割れ幅 d は、ゼロと

$$d_{\max} = \frac{b^2 \tau_f}{4E_f t} \quad (3)$$

の間であることが分かる。あるひび割れ幅 d に対して二つの σ_f が解となるが、大きいほうの値が実現するとして、 σ_f の最大値と最小値は、

$$\sigma_{f \max} = \frac{b}{t} \tau_f, \sigma_{f \min} = 0.5 \sigma_{f \max} \quad (4)$$

$\sigma_{f \max}$ は、ひび割れ幅 $d \rightarrow 0$ に対応し、部材表面に、ひび割れがまさに入ろうとする時の、張力の大きさ、 $\sigma_{f \min}$ は、ひび割れが拡大し、式 (3) の値になった時である。式 (1) と式 (3) から $\sigma_{f \min}$ では、自由長が拘束長 b の半分になる。ひび割れ幅が $d_{\max}$ を超えようとすると式 (1)

*1 構造品質保証研究所株式会社 工博 (正会員)
-1273-

の力学が成立しなくなり、自由長は、部材の形状等で再び拘束されるまで急激に拡大する。

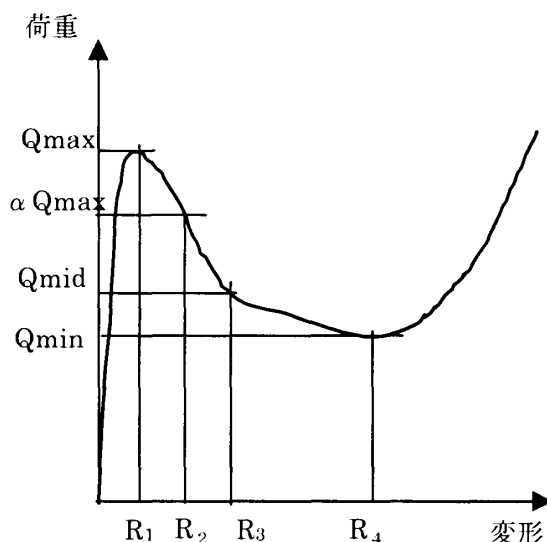
上記のモデルは、ひび割れの種類を仮定していないので、曲げひび割れ、せん断ひび割れ、などの力学的要因、温度、乾燥、膨張、劣化等材料的要因のいずれの要因のひび割れにも適用可能である。特に、せん断ひび割れに交差する方向に補強材を設置した場合には、せん断ひび割れを弾性的に拘束することが可能になり、せん断変形を有限な値に制御し、部材の靱性を保つことができる。

補強材が、上記のメカニズムを発揮するには、部材のひび割れの発生と拡大に伴って、クラック近傍や部材の角等で生ずる応力集中によって、補強材が破断しないことが条件になるので、補強材に伸展性(大きな破断歪)が必要とされる。また、繰り返し交番荷重によって、ひび割れが開いたり閉じたりすることに対して制御効果を持つためには、補強材に弾性があることが条件になる。

3. SRF 補強した RC 部材の荷重変形関係

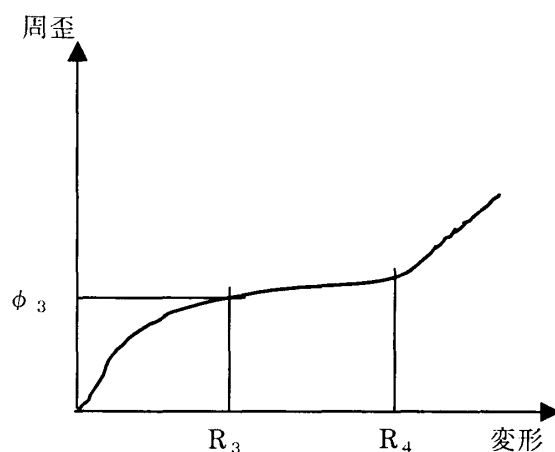
鉄筋コンクリート (RC) 部材を SRF 補強し、軸力と繰り返しせん断力を加えた場合、部材は、せん断ひび割れを生じた後にも、補強材を介してせん断力を伝達し、曲げ変形を生じて靱性能を保つ。補強材の反力を負担するメカニズムは、式 (4) の σ_{fmin} を境に、補強材の接着と部材の形状によるものの 2 つが考えられる。繰り返し荷重作用の仕事によって、コンクリートの破壊が進み、SRF 補強した部材の力学的性状が、弾性体で表面を覆われた粒状体であるとして近似できる状態になると、密な砂のように、せん断耐力が変形の増大に伴って増大するようになる。従って、繰り返しせん断を受ける SRF 棒状部材のせん断荷重変形関係は、2 つの極値をもつ形状となる。図—2 は、これを模式的に描いたもので、形状を $Q_{max} \sim R_4$ の 8 つのパラメータで記述する。 Q_{max} は最大値、 αQ_{max} は、設計終局状態、 Q_{min} は最小値、 Q_{mid} は、

接着による拘束が外れ、形状的拘束に移る荷重であり、変形 $R_1 \sim R_4$ は、それぞれの荷重に対応する変形である。 (Q_{min}, R_4) は、部材が荷重によって粉砕されて粒状体として挙動し始める限界点である。 Q_{mid} は、式 (4) の σ_{fmin} に対応する荷重である。



図—2 SRF 補強した部材の荷重変形関係

SRF 補強した部材の見かけの体積変化、即ち、包絡面の体積変化は、周歪 (軸直角方向断面の周長歪) と軸歪 (部材の軸線歪) で表される。周歪は、図—2 に示した限界変形に応じて図—3 のように変化する。



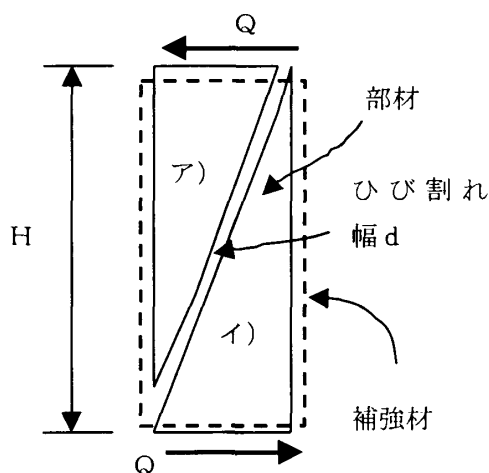
図—3 SRF 補強棒状部材の変形周歪関係

ひび割れ幅が、式 (3) の d_{max} に達する変形 R_3

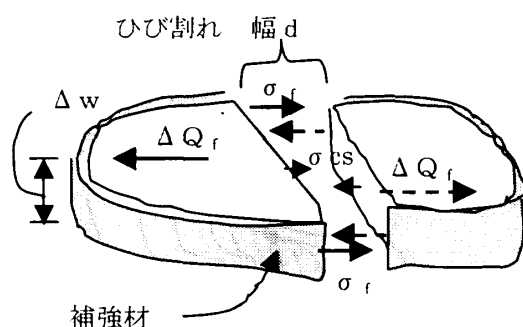
までは、周ひずみは、接着が離れ自由長が拡大するに従って徐々に拡大し、 R_3 から R_4 の範囲では、形状的拘束で、ほぼ一定であり、 R_4 を超えると、粒状体として振うので再び増加する。軸歪も、周歪と同様に变化する。

4. 棒状部材の断面力と補強材張力の関係

図—4では、SRF補強した棒状部材が、構造的なひび割れでア)とイ)に分割され、両端にせん断力 Q の作用を受けた状態を示す。補強材は、部材の周方向の包絡面、即ち滑らかに外から接する面を形成するように設置されている。せん断力は、各断面で補強材を介して部材片ア)とイ)の間で伝達されている。



図—4 ひび割れで分割された部材



図—5 SRF 補強材によるせん断力伝達

図—5は、図—4の厚さ Δw の部材軸直角断面スライスであり、補強材によって伝達されるせん断力を ΔQ_f 、補強材引っ張り応力 σ_f を、ま

た、 σ_{cs} は、コンクリート、鉄筋等の張力を示す。厚さは、無限小であるとして、物体力と厚さ方向の長さをアームとするモーメントを無視し、分布荷重は簡単の為に無いものと仮定する。また、補強材も引っ張り応力しか受け持たないとする。簡単の為に、 ΔQ_f が、補強材に対して、手前と奥の σ_f が等しくなるように作用していると仮定すると、釣合式から、

$$\sigma_f = \frac{Q_f}{2Ht} \quad (5)$$

ただし、 t は、補強材の厚さ、 Q_f は、せん断力 Q からコンクリート、鉄筋等で伝達されるものを控除した値である。

補強材のヤング率を E_f とすれば、補強材歪は、

$$\varepsilon_f = \frac{\sigma_f}{E_f} = \frac{Q_f}{2E_f H t} \quad (6)$$

部材の包絡線の長さ（以下周長という） L の変化は、この周を横切るひび割れ幅の合計値 d の変化であると仮定できるので、周長歪 ϕ と周に沿って計ったひび割れ幅の合計値 d との間には次の関係がある。

$$d = \phi L_0 \quad (7)$$

ただし、 L_0 は、ひび割れ発生前の周長である。また、補強材と部材の間の接着が離れた自由長 a の間でのみ補強材が伸びると仮定すれば、包絡面を形成するように設置された補強材の伸び量に着目して、周歪と補強材歪の関係式が得られる。

$$\frac{a}{L_0} = \frac{\phi}{\varepsilon_f} \quad (8)$$

部材が繰り返し荷重作用で粉砕された後は、粒状体で近似できると仮定すると、

$$\sigma_f = \frac{B}{2t} \sigma_3 \quad (9)$$

ただし、 B は補強材間距離（断面の幅） σ_3 は、粒状体の拘束圧である。第1主応力 σ_1 と拘束

圧は、内部摩擦角 ϕ をパラメータとして関係があるので、式(9)は、

$$\sigma_f = \frac{B(1 - \sin \phi)}{2t(1 + \sin \phi)} \sigma_1 \quad (10)$$

この関係は、変形 R_4 以降だけでなく、軸方向耐荷力の評価に用いることもできる。

5. 補強材の設計手順

SRF 補強材の設計は、次の手順で行う。1) 設計終局状態で、部材に期待するせん断強度 Q_u の内、補強材で分担する Q_{fu} を決定する。2) 部材に許容される損傷を部材周上のひび割れ幅の合計値 d_u で表し、補強材歪 ε_{fu} に換算する。3) Q_{fu} と ε_{fu} ならびに、部材内部の応力分布、補強材のヤング率から、補強量(厚さ)を計算する。以上の過程は、式(5)～式(10)もしくは、これらを部材の条件に応じて変更した式を用いて、計算することができる。ただし、第1節に述べたように局所的には、補強材に

式(6)の数倍の歪が生ずる可能性があるので、補強設計にあたっては破断歪に対して、十分な安全率を用いる必要がある。また、 Q_f の計算にあたっては、コンクリート、せん断補強筋等で伝達されるせん断力を計算しても良いが、安全側にこれらをゼロとしても良い。

6. 実験によるせん断補強効果の計測

2001年8月に横浜国立大学構造実験棟にて、柱頭と柱脚の回転を拘束し、軸力と繰り返しせん断力を加えるSRF補強したRC柱の模型実験を実施した。これは、同大学、東京大学地震研究所ならびに著者の共同研究の2年目として、実施したものである。水平力は、柱の中央に載荷点に来る剛なフレームを介して柱頭に加えた。変位制御で、変形角400分の1～4を正負各2回、続いて、400分の6, 8, 16, 24, 32, 48, 64を正負一回、最後に加力装置の限界である900分の200を加えた。

変動軸力と一定軸力の14ケースの実験を行ったが、ここでは、一定軸力の9ケースの結果

から、前節までに導出した定数等を計算し、SRF補強部材の性能を定量的に評価する。表-1に試験体の緒元、荷重条件等を記載した。

図-5は、無補強の試験体(ケース8)の水平荷重変形関係(復元力特性)である。変形角0.6%(1/166)で、最大荷重237kNに達し、変形角1.5%を越えたサイクルで軸力($\eta = 0.3$)を支えられなくなった。図-6は、SRF補強試験体(ケース9)の復元力特性である。補強は、表-1に物性を記載した $t = 4$ mmのポリエステル織物を用いた。変形角0.9%で、最大荷重258kNに達し、変形角4%を越えるまで、最大水平荷重の80%以上($0.8Q_{max}$)を保っている。 $0.8Q_{max}$ を設計終局状態であると仮定して、終局靱性率を求めると $\mu = 6$ となる。その後の載荷サイクルで、ピーク荷重は徐々に減少するが、400分の64で極小となり、次のサイクルでは増加する。

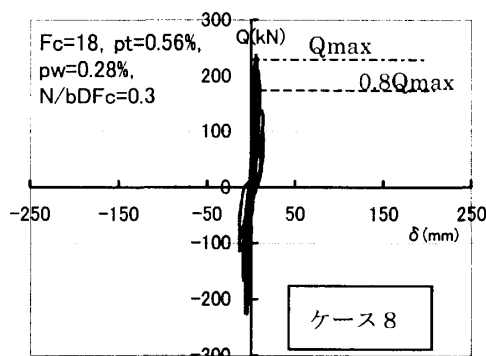


図-5 無補強模型柱の荷重変形関係

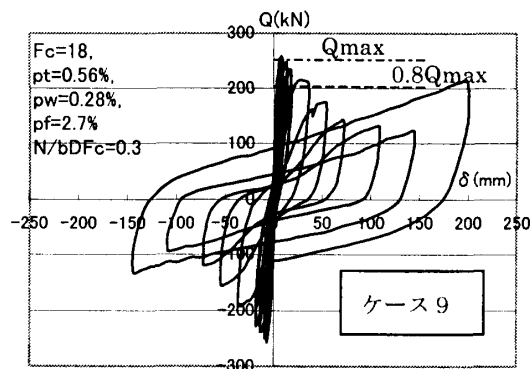
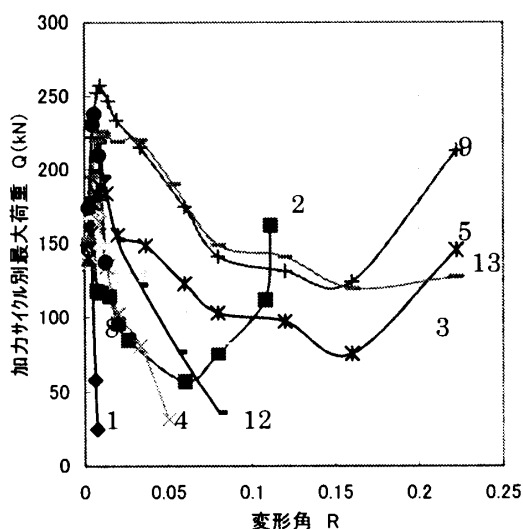
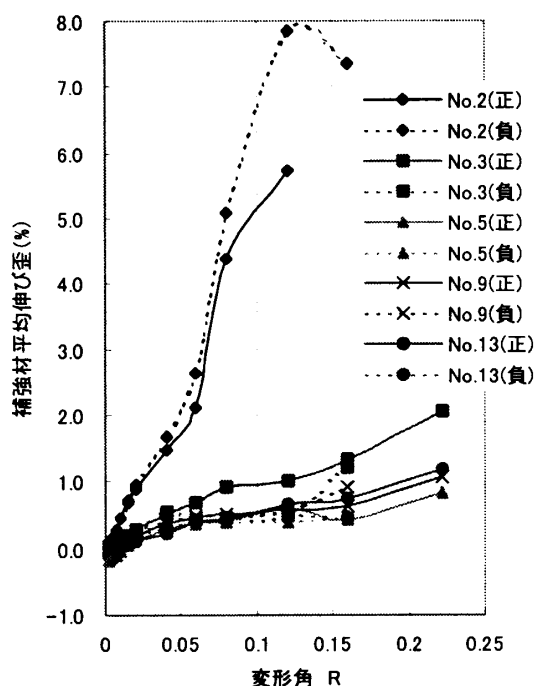


図-6 SRF補強模型柱の荷重変形関係



図—7 正方向ピーク荷重変形関係



図—8 部材周伸び歪 (φ) 変形 R 関係

図—7は、各ケースの加力サイクル毎の正方向水平荷重ピーク値を示す。図中の数字はケース番号であるが、補強したケース (2, 3, 5, 9, 13) は、全て2つの極値 (Q_{max} , Q_{min}) を持ち、明らかな勾配の変化点 Q_{mid} が認められる。ケース2は、補強量の少ないケースで他に比べ R_4 が小さいが、他のケースでは、 R_3 と R_4 とも、そ

れぞれ8%と16%である。表—1に示した Q_{mid}/Q_{max} は、式 (4) の理論値 0.5 に、ほぼ一致した。 Q_{min} は、 Q_{mid} から1割程度しか減少しておらず、第1節のモデルが妥当であることを裏付ける。

図—8には、部材周長伸び歪を変形角との関係として示す。計測は、試験体の周囲に等間隔に設けた5本の測線に沿って実施した。各測線ともほぼ一様に伸びており、式 (5) の妥当性を裏付ける結果となっているので、平均値を図—8に記載している。図—7と図—8を比較するとサイクル毎の荷重ピーク値の変化と周歪の変化が図—2と図—3に模式的に示したように極めて高い相関を持つことが分かる。これは、最大荷重 Q_{max} 以降のせん断力が殆どSRF補強材によって図—4、図—5に示したメカニズムで負担されていることを物語る。

設計計算は、第4節～第5節に述べた方法で行うことができるが、比較の為に、設計終局状態を $0.8Q_{max}$ として、せん断補強鉄筋に換算した補強効果を計算した。まず、連続繊維シートを用いた補修補強指針¹⁾の式 (11) で補強材の補強効率 K を逆算した。

$$S = S_c + S_s(f_{wyd}) + KS_s(\sigma_{fu}) \quad (11)$$

ただし、 S_c と $S_s(f_{wyd})$ は、それぞれ、コンクリート強度等から、及びせん断補強筋から計算されるせん断強度であり、 $S_s(\sigma_{fu})$ は、後者の式中の補強鉄筋降伏強度 f_{wyd} を SRF 補強材強度 σ_{fu} に置き換えたものである。また、第3項の補強効率 K は、定数である。さらに、連続繊維補強の設計施工指針²⁾の方法で、補強材の設計強度 σ_{fd} を逆算し、SRF 補強材破断強度 σ_{fu} 対比として表—1に記載した。以上の計算では、補強後のせん断強度 S は、靱性率とせん断強度対曲げ強度比の関係式²⁾を用いて実測靱性率から計算した。前者の方法¹⁾で計算した効率は、0.14～0.25である。後者の方法²⁾では $F_c = 18.5 \text{ Mpa}$ のケースでは、大きく上昇する傾向がある。これは、せん断補強効果を補強量の平方根で評価

している為である。設計終局時 ($0.8Q_{max}$) の周長の実測値から計算した終局周歪 ϕ_2 は、 $0.2\% \sim 0.4\%$ の間であり、部材内部の損傷のレベルは、炭素繊維補強等の従来法³⁾と同等である。

式 (6) と式 (8) で終局周歪 ϕ_2 から終局補強材歪 ε_f と拘束率 a/L_0 を計算した。接着拘束が完全に解除する Q_{mid} の状態での拘束率の理論値は、 1.0 となり、これと整合する。

表—1 実験諸元とSRF補強効果 (単位系 N, mm)

試験体寸法等: $H=900, b=300, D=300, \sigma_y=345, \sigma_{wy}=235, p_g=1.69\%, p_t=0.56\%, M/QD=1.5$

指標名	記号	算定式等	Case-2	Case-3	Case-5	Case-9	Case-13	
コンクリート強度	F_c (Mpa)	文献 ²⁾	13.5			18.0		
せん断筋比	p_w (%)		0.08		0.28			
軸力比	N/bDF_c		0.3					0.2
設計曲げ終局強度	M_{ud} (kN)		178			206	179	
補強材厚さ	t (mm)		5.4	4				
補強材強度	σ_{fu} (Mpa)		203	565				
同ヤング率	E_f (Mpa)		1355	4676				
最大荷重	Q_{max} (kN)		177	171	188	257	226	
形状拘束移行荷重比	Q_{mid}/Q_{max}	図－ 2 , 図－ 3 , 文献 ²⁾	0.48	0.49	0.54	0.55	0.65	
粒状体移行荷重比	Q_{min}/Q_{max}		0.32	0.35	0.42	0.52	0.53	
最大荷重時変形角	R_1 (%)		0.4	0.4	0.5	0.9	1	
終局時変形角	R_2 (%)			1.5	2	4	6	
形状拘束移行変形角	R_3 (%)		2.6	8	8	8	8	
粒状体移行変形角	R_4 (%)		6	16	16	16	16	
終局靱性率	μ			2.3	3.0	6.0	9.0	
終局周歪	ϕ_2 (%)			0.20	0.28	0.40	0.39	
終局軸歪	ε_{v2} (%)	式 (7)		0.02	0.02	0.1	0.5	
終局時ひび割れ幅	$d/2$ (mm)			1.2	1.7	2.3	2.4	
補強効率 ¹⁾	K		式 (11)		0.18	0.14	0.24	0.25
補強効率 ²⁾	σ_{fd}/σ_{fu}			0.23	0.13	0.57	0.75	
終局補強材歪	ε_f (%)	式 (6)		0.41	0.45	0.61	0.54	
拘束率	a/L_0	式 (8)		0.49	0.63	0.66	0.73	

7. まとめ

SRF 補強した部材の性能を定量化する基本式と設計方法を述べ、柱の模型実験結果で数値計算を行った。実験結果は、基本式の妥当性を裏付けるものであった。

8. 謝辞

東京大学地震研究所 壁谷澤 寿海教授、横浜国立大学 田才 晃助教授には、模型実験と研究を共同で実施していただき、多大なご指導を賜りました。また、土木研究所 運上 茂樹博士には、貴重なご示唆を賜りました。ここに、深く感謝します。なお、SRF は日本を含め、各国

に特許を出願中（一部は権利化済み）です。

参考文献

- 1) 土木学会：連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修設計指針，コンクリートライブラリー，101，pp.23-32，2000. 7
- 2) (財)日本建築防災協会：連続繊維補強財を用いた既存鉄筋コンクリート造及び鉄骨鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計・施工指針，pp.39-63，1999.9
- 3) (財)土木研究センター：炭素繊維を用いた耐震補強法研究会平成8・9年度報告書，pp.29-47，1998.9