

# 論文 CFRP シートによりせん断補強された RC 梁のせん断抵抗機構に関する研究

佐藤裕一<sup>\*1</sup>, 勝俣英雄<sup>\*2</sup>, 小畠克朗<sup>\*3</sup>

要旨：炭素繊維による既存建築物の耐震補強において、スラブと一体の梁は、独立柱に比べて施工が面倒であり、本研究は、この梁補強の施工方法と、補強効果評価法の開発を目的として実施した。実験の結果、十分な補強効果を発揮するためには、アンカーボルトや鋼板を用いた炭素繊維の機械的な定着の必要性が明らかになった。梁の耐力評価法として、トラス作用とアーチ作用によってモデル化したせん断抵抗機構を仮定することで、本研究における梁の耐力の算定が可能となることを示した。

キーワード：CFRPシート, RC梁, せん断補強, 定着

## 1 はじめに

CFRPシート（炭素繊維強化プラスチックシート）によるコンクリート構造物の耐震補強は、これまで主として煙突、橋脚、建築物の柱に用いられてきたが、今日では建築物の梁への適用も望まれている。これは、柱補強を施した建築物の耐震診断（2次または3次診断〔1〕）を行うと、梁にせん断破壊が発生すると判定される場合があるためである。スラブと一体の建築物の梁は、独立柱に比べて施工が面倒であり、効率的な施工方法と、その補強効果の評価方法の開発が望まれている。スラブ下の梁にCFRPシートをU字型に貼り付けただけでは、シートに十分な引張応力が伝達されずに接着界面の破壊によって剥離することが予想される〔2〕。CFRPシートの剥離を防止するためには、シートの定着が必要と考えられる。本研究では、CFRPシートの定着方法を変化させて梁をせん断補強し、その補強効果の実証と耐力評価方法の考察を行った。

## 2 実験

試験体の断面は500mm×300mmであり、せん断スパンは930mmである。実際の建物の躯体の状況を再現するため、試験体の中央には540mm×540mmの柱型を設けている。8体の試験体のうち、4体には厚さ

100mmのスラブを付けた。試験体はせん断破壊先行型の設計とした。使用材料の性質を表-1に示す。試験体の一覧を表-2に、配筋と載荷方法を図-1に示す。試験体の横補強筋比は、既存の帯筋が0.085%、CFRPシート（平均厚さ0.115mm）が0.073%（断面積比）である。CFRPシートへのコンクリートへのアンカーは、①U字型の貼付けのみ、②帯板およびあと施工アンカーボルトによる梁側面へのアンカー、③閉鎖型、の3種類の方法を用いて比較している。このうち、②梁側面へのアンカーと、③閉鎖型の2つのタイプの例（S-CF-ABとS-CF-AS）を図-2に示す。

加力は変位制御による一方向単調載荷とし、打設時の姿勢とは逆方向に載荷した。これは、一

表1 材料の性質

	CFRPシート	主筋	既存せん断補強筋	コンクリート
強度 (MPa)	4350 <sup>*1</sup>	1028 <sup>*2</sup>	343 <sup>*3</sup>	37.6
弾性係数 (GPa)	241	216	204	26.3 <sup>*4</sup>

\*1：破断時応力 \*2：降伏時応力 (0.2%オフセット)

\*3：降伏時応力 \*4：割線係数

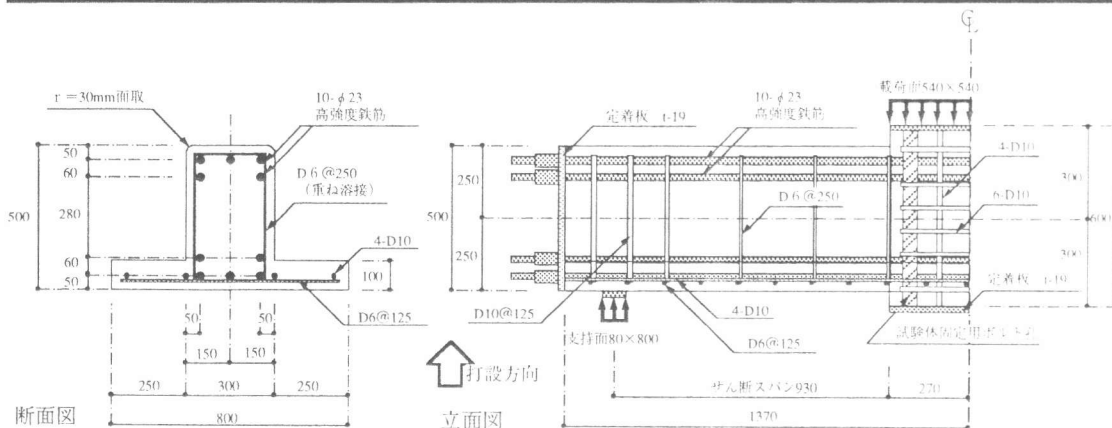
\*1 (株)大林組技術研究所構造第一研究室, 研究員 (工修)

\*2 (株)大林組技術研究所構造第一研究室, 副主任研究員 (工修)

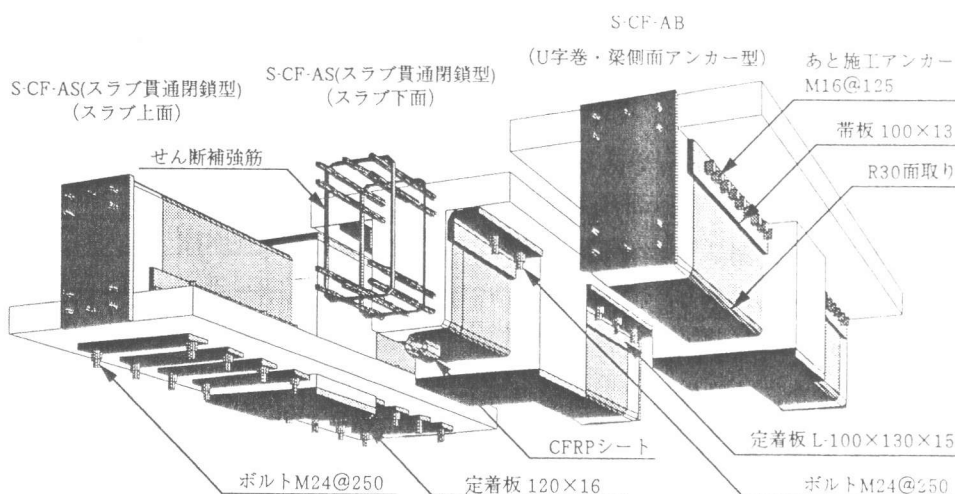
\*3 (株)大林組技術研究所構造第一研究室, 室長 (工博)

表一 2 試験体および実験結果一覧

試験体名	B-0	B-CF-A0	B-CF-AB	B-CF-C	S-0	S-CF-A0	S-CF-AB	S-CF-AS
スラブの有無	無				有			
CFRPシートの貼付	無	有			無	有		
CFRPシートのアンカー方法		無	梁側面へアンカー	閉鎖型巻付		無	梁側面へアンカー	閉鎖型アンカー
最大せん断力 (kN)	221 (A)	260 (B)	476 (C)	517 (D)	259 (E)	277 (F)	514 (G)	567 (H)
無補強試験体に対する最大せん断力増分 (kN)		B-A=39	C-A=255	D-A=296		F-E=18	G-E=255	H-E=308
無補強試験体に対する最大せん断力増加率		B/A=1.18	C/A=2.16	D/A=2.34		F/E=1.07	G/E=1.99	H/E=2.19
最大せん断力時たわみ (mm)	5.1	5.8	17.2	22.0	5.8	10.5	21.7	30.6
CFRPシート最大ひずみ ( $10^{-6}$ )		1,580	12,600	15,710		9,800	12,040	13,970
破壊時の様子	せん断ひび割れ	シート剥離	シート破断	シート破断	せん断ひび割れ	シート剥離	スタラップ降伏	シート破断



図一 1 試験体の配筋と荷重条件

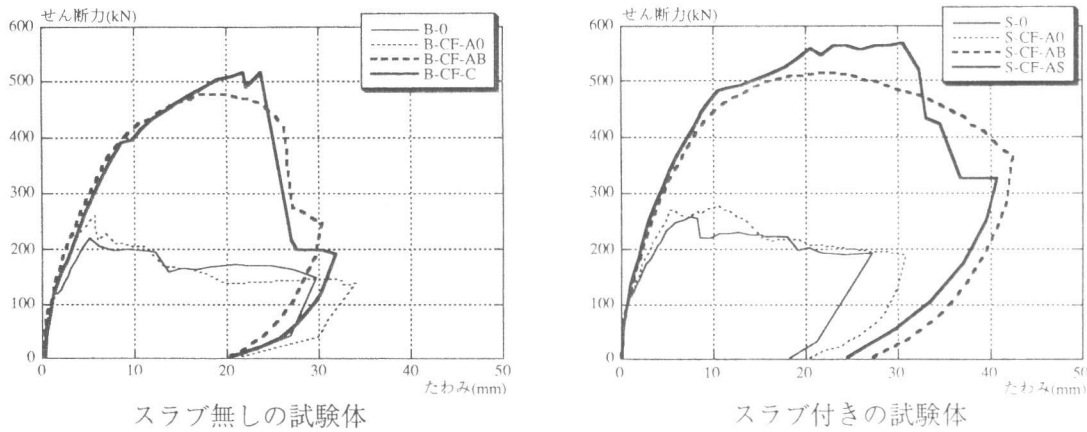


図二 2 CFRP シートのアンカー方法

般に梁は、地震時にスラブ側のモーメントが大きくなることのほか、実験設備の簡素化、ひび割れ観察の容易さを考慮したものである。実験は最大荷重を越えてたわみが30mm~40mmに達した時点で除荷し、終了とした。試験結果の概要を表一 2 に、せん断力~変位関係を図一 3 に示す(せん断力は荷重の半分とみなした)。また、各試験体の破壊状況を以下に記述する。

1) 無補強または補強効果の少ない試験体

S-0 試験体は B-0 試験体に比べ、スラブの存在によって最大せん断力がやや向上している。試験



図一 3 せん断力～変位関係

体にはせん断ひび割れが発生し、アーチ・ストラットの形成が確認された。梁にCFRPシートをU字型に巻付けたB-CF-A0, S-CF-A0各試験体において、無補強の試験体に対する最大せん断力の向上は、1割から2割程度にとどまった。CFRPシートは、せん断ひび割れが発生したと思われる位置から徐々に剥離が進行した。このことから、CFRPシートが適切にコンクリートへ定着されない限り、十分なせん断補強効果を発揮できないことが示された。

### 2) 補強効果の高い試験体

CFRPシートを全周に巻付けて閉鎖型の補強をおこなったB-CF-C試験体、およびスラブ貫通ボルトによって等価な閉鎖型補強をおこなったS-CF-AS試験体の最大せん断力は、無補強の試験体に比べて2倍以上向上した。またCFRPシートは、材料試験で得られた終局ひずみに近いひずみに達し、スパン全域にわたって破断した。U字巻・梁側面アンカー型のB-CF-AB, S-CF-ABの各試験体も、閉鎖型補強試験体に近い耐力が得られた。

### 3 梁の応力状態に関する考察

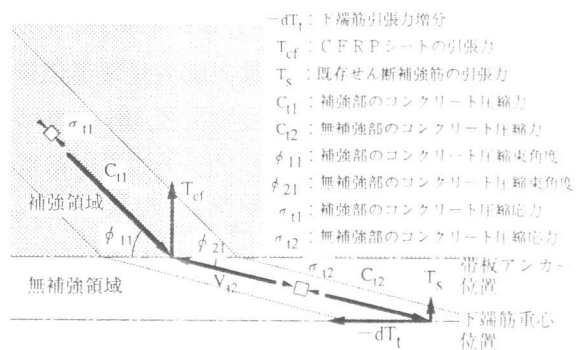
実際の工事における施工性を考えれば、閉鎖型よりもU字巻・梁側面アンカー型の方が有利である。後者の補強法による抵抗機構を明らかにするためにB-CF-AB, S-CF-ABの2体のトラス作用に関する応力場について考察を行う。下端筋重心位置と帯板のアンカー位置の間での力の釣合を、図一4のように仮定する。梁全体の応力場は図一5のように仮定し[3]、せん断補強筋による引張応力の総和が全スパンで一様に分布するものとする。図一4における無補強領域および補強領域のトラス圧縮束の角度と応力度は、次のように与えられる。

$$\cot\phi_{21} = \frac{-dT_t/dx}{b p_w(s) \sigma_w(s)} \quad (1)$$

$$\sigma_{t2} = \frac{p_w(s) \sigma_w(s)}{\sin^2\phi_{21}} \quad (2)$$

$$\cot\phi_{11} = \frac{\sin\phi_{21} \cos\phi_{21} \sigma_{t2}}{p_w(f) \sigma_w(f) + \sin^2\phi_{21} \sigma_{t2}} \quad (3)$$

$$\sigma_{t1} = \frac{p_w(f) \sigma_w(f) + \sin^2\phi_{21} \sigma_{t2}}{\sin^2\phi_{11}} \quad (4)$$



図一 4 U字巻・梁側面アンカー試験体における力の釣合いの仮定

ここに、 $b$  は梁幅、 $p_w(s)$ 、 $p_w(f)$  はそれぞれ既存鉄筋とCFRPシートによるせん断補強筋比、 $\sigma_w(s)$ 、 $\sigma_w(f)$  はそれぞれ既存鉄筋とCFRPシートによるせん断補強筋の応力である。実験では梁の端部領域の破壊は観察されず、トラス作用により負担されるせん断力は一様トラス領域の負担分に一致すると考えられる。この場合の負担せん断力は、一様トラス領域における補強領域でのせん断力 $V_{t1}$ および無補強領域でのせん断力 $V_{t2}$ との和

$$V_t = V_{t1} + V_{t2} = b j_t \Sigma p_w \sigma_w \cot \phi_{11} \quad (5)$$

となる。ここに、

$$\Sigma p_w \sigma_w = p_w(s) \sigma_w(s) + p_w(f) \sigma_w(f) \quad (6)$$

である。アーチ作用に関する応力場は、塩原の考え方に準じて(図-6) [4] 推定した。アーチストラットに加わる水平力は下端筋の支持点位置における引張力の総和 $T(x=L)$ としている。アーチ作用によって負担されるせん断力は次式で与えられる。

$$V_a = 2 d_t g b \sigma_a \tan \theta \quad (7)$$

ここに、

$$\sigma_a = \frac{T(x=L)}{2 d_t g b} \quad (8)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\left(\frac{L}{2 d_t g}\right)^2 + 2\left(\frac{D}{2 d_t g} - 1\right)} - \frac{L}{2 d_t g} \quad (9)$$

である。トラス作用応力場での各主筋の応力は一様ではなく、四隅の主筋は大きく、それ以外の主筋は小さくなっていると考えられる。主筋ひずみは、四隅の主筋のなかの1本のみで測定したため、四隅の主筋以外の主筋の断面積に乗ずる低減率 $c$ を推定することにする。

以上の応力場の仮定では、低減率 $c$ や一様・非一様応力場の境界位置、圧縮角度、主筋引張力分布関数の係数など合計10個の未知数が現れる。これに対して、上記の各式で与えられる条件、せん断力の計算値と実験値との一致、応力場境界位置における主筋引張力分布の連続性など、計10個の条件が与えられ、ただ一つの応力場が定まる。ところで、トラス作用圧縮束とアーチ作用圧縮束の重なる部分の主圧縮応力 $\sigma_u$ は次式で表される。

$$\sigma_u = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + t^2}$$

ここに、

$$\sigma_x = \frac{1}{2} \left\{ \sigma_a (1 + \cos 2\theta) + \sigma_t (1 + \cos 2\phi_{11}) \right\}$$

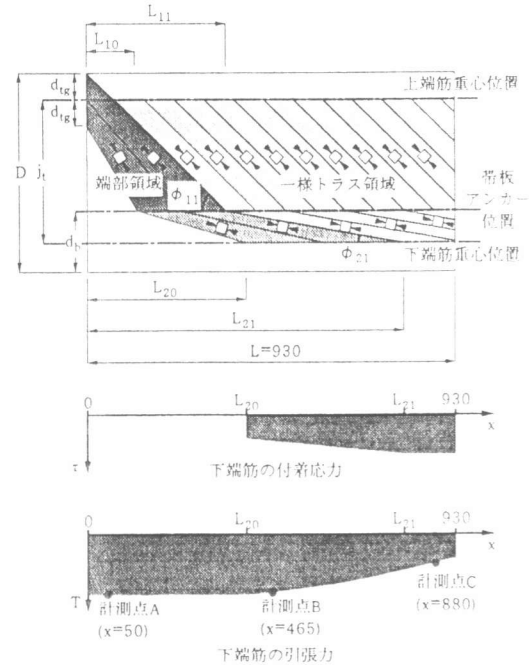


図-5 U字巻・梁側面アンカー試験体のトラス作用応力状態の仮定

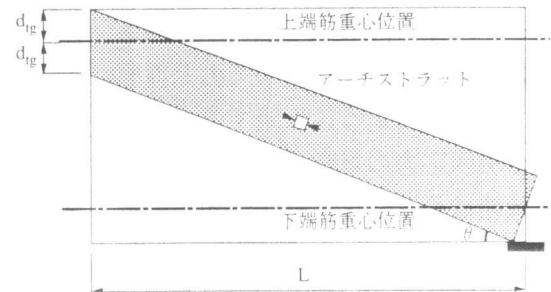


図-6 アーチ作用応力状態

$$\sigma_y = \frac{1}{2} \{ \sigma_a (1 - \cos 2\theta) + \sigma_t (1 - \cos 2\phi_{11}) \}$$

$$\tau = \frac{1}{2} (\sigma_a \sin 2\theta + \sigma_t \sin 2\phi_{11}) \quad (10)$$

である。 $\sigma_a$ は式(8)で与えられる。 $\sigma_u$ をシリンダー圧縮強度 $\sigma_B$ で除せば、コンクリートの有効強度係数 $\nu$ が算出できるが、補強領域( $\nu_1$ )については $\sigma_t$ に式(4)による $\sigma_{t1}$ を、無補強領域( $\nu_2$ )については $\sigma_t$ に式(2)による $\sigma_{t2}$ を代入する。

試験体に関する推定結果を表-3に示す。この結果から、日本建築学会の終局設計指針[5]によって耐力の予測を行う場合は、補強領域のトラス圧縮角 $\phi_{11}$ を当面 $45^\circ$ とする。また、B-CF-AB、S-CF-AB両試験体の最大荷重時のCFRPシートの平均ひずみ(CFRPシートの終局ひずみの38%~51%)は、閉鎖型補強の試験体(同59%)に比べて低い。材軸に関して非対称に貼り付けられたCFRPシートの応力分布は、閉鎖型に比べて一様になりにくいことが考えられ、CFRPシートの有効強度係数 $\nu_{cf}$ も低減する必要があり、当面 $\nu_{cf}$ を0.45に設定する。

コンクリートの有効強度係数 $\nu$ について、補強領域の係数 $\nu_1$ が0.64~0.66であるのに対し、帯板アンカーボルト位置と下端筋重心位置には含まれた無補強領域の係数 $\nu_2$ は0.74~0.92と高くなっている。これは帯板や下端筋の存在による拘束によって、応力伝達に有効なコンクリート領域が、相対的に大きいためと考えられる。したがって、この無補強領域のコンクリート有効強度係数 $\nu_2$ は0.85程度を用いることができるだろう。また、無補強領域のトラス作用角 $\phi_{21}$ は終局設計指針に示される角度の下限値( $26.6^\circ$ )をかなり下回っているが、実験で観察されたひび割れ方向や、無補強領域の幅の狭さを考慮すれば、現実的な推定結果といえる。

コンクリートの有効強度係数 $\nu$ について、補強領域の係数 $\nu_1$ が0.64~0.66であるのに対し、帯板アンカーボルト位置と下端筋重心位置には含まれた無補強領域の係数 $\nu_2$ は0.74~0.92と高くなっている。これは帯板や下端筋の存在による拘束によって、応力伝達に有効なコンクリート領域が、相対的に大きいためと考えられる。したがって、この無補強領域のコンクリート有効強度係数 $\nu_2$ は0.85程度を用いることができるだろう。また、無補強領域のトラス作用角 $\phi_{21}$ は終局設計指針に示される角度の下限値( $26.6^\circ$ )をかなり下回っているが、実験で観察されたひび割れ方向や、無補強領域の幅の狭さを考慮すれば、現実的な推定結果といえる。

#### 4 せん断耐力の評価について

終局設計指針では、梁にトラス作用による一様応力場を仮定している。無補強試験体および閉鎖型補強試験体の終局設計指針に準じたせん断耐力の計算値を表-4、5に示す。ただし実験結果にもとづき、無補強試験体のコンクリート圧縮強度係数は0.25、閉鎖型補強試験体のトラス作用圧縮角は $45^\circ$ としている。また、無補強試験体が最大荷重に達した時点で終局設計指針に仮定された応力場が十分に形成されていないと考えられることから、表-4においては回転角1/50の時の実験値と比較している。

U字型補強帯板アンカー梁の耐力評価では、補強領域の有効強度係数 $\nu_2$ に着目する方法と、無補強領域の有効強度係数 $\nu_2$ に着目する方法の2通りが考えられる。後者の場合、無補強領域の

表-3 U字型巻付・梁側面帯板アンカー試験体の応力状態

	B-CF-AB	S-CF-AB
Vu (kN)	476	514
トラス作用負担率	0.24	0.41
アーチ作用負担率	0.76	0.59
有効強度係数 $\nu_1$ (補強領域)	0.66	0.64
トラス作用角度 $\phi_{11}$ (補強領域)	$54.5^\circ$	$46.0^\circ$
有効強度係数 $\nu_2$ (無補強領域)	0.74	0.92
トラス作用角度 $\phi_{21}$ (無補強領域)	$13.4^\circ$	$7.7^\circ$
主筋断面積低減率C	0.70	0.41

表-4 無補強試験体の耐力計算値

		B-0	S-0	B-CF-A0	S-CF-A0
実験値	V (R=1/50) (kN)	169	199	160	218
終局指針による値 ( $\nu=0.25$ と仮定)	Vu (kN)	188			
	トラス作用負担率	0.29			
	アーチ作用負担率	0.71			
	トラス作用角度 $\phi$	$26.6^\circ$			

表-5 閉鎖型試験体の耐力計算値

		B-CF-C	S-CF-AS
実験値	Vu (kN)	517	567
終局指針による値 ( $\phi=45^\circ$ と仮定)	Vu (kN)	496	
	トラス作用負担率	0.53	
	アーチ作用負担率	0.47	
	有効強度係数 $\nu$	0.52	

コンクリート有効強度を考慮して、トラス作用負担率  $\beta$  を次式のように置き換える。

$$\beta = \frac{(1 + \cot^2 \phi_{21}) p_w(s) \sigma_{wy}(s)}{v_2 \sigma_B} \quad (11)$$

ここに、

$$\cot \phi_{21} = \frac{\cot \phi_{11} \sum p_w \sigma_w}{p_w(s) \sigma_{wy}(s)} \quad (12)$$

前述の通り、 $v_2$  の値としては 0.85 程度を用いる。また、トラス作用に関して、 $v_{cf}$  を 0.45 とする。これら 2 通りの方法による値のうち、低いものを梁の耐力とみなす。2 つの方法による計算結果を表一 6 に示す。なおここで用いた塩原の考え方に準じたアーチ作用負担率は次式で与えられる。

$$V_a = 2 d_t g b (1 - \beta) v \sigma_B \tan \theta \quad (13)$$

いずれの結果も、閉鎖型補強のものに比べ、主として  $v_{cf}$  の低下によるトラス作用分担率の低下がみられるが、せん断耐力  $V_U$  の値は無補強領域の  $v_2$  によるものの方が低く、実験値に近い。トラス作用・アーチ作用の分担比も、おおむね実験からの推定値に近く、本実験で用いた U 字巻・梁側面アンカー梁の耐力算定法として有効な方法と言える。なお、この研究は一方向荷重における耐力に関して考察したものであり、正負繰り返し荷重を受けた場合の耐力の検討は今後の課題である。

## 5 まとめ

この研究では、CFRPシートによりせん断補強された鉄筋コンクリート梁が一方向荷重を受けた場合の補強効果とせん断抵抗機構について、以下の知見を得た。

- 1) CFRPシートを鋼板やボルトを用いてコンクリートへ適切に定着することで、梁のせん断耐力は大幅に改善する。定着方法としては、梁の周囲を覆う閉鎖型の形式が理想的であるが、スラブ下で定着する U 字型補強でも、閉鎖型に匹敵する補強効果が得られる。
- 2) CFRPシートによりせん断補強された梁は、トラス作用とアーチ作用によってモデル化したせん断抵抗機構を仮定することで、耐力の評価が可能となる。
- 3) トラス作用のモデル化において用いる圧縮束角度およびコンクリート有効圧縮強度係数に関しては、検討すべき点が残されている。

[謝辞] 今回の実験にあたって炭素繊維シートを提供して頂いた東レ（株）に深謝いたします。

## 参考文献

- [1] 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・同解説，1990.12
- [2] 木村耕三，小島克朗，大野了：炭素繊維シートとコンクリートとの付着・定着性状に関する研究，日本建築学会構造工学論文集 Vol.41B，1995.3
- [3] 市之瀬敏勝：RC部材の危険断面近傍でのトラス機構，日本建築学会構造系論文集 No.475，pp.129-136，1995.9
- [4] 塩原等：鉄筋コンクリート後打ち耐震補強壁の終局強度に関する研究，東京大学博士論文，1985.12
- [5] 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，1990.11

表一 6 U字型巻付・梁側面帯板アンカー試験体の耐力計算値

	B-CF-AB	S-CF-AB
V <sub>U</sub> (kN)	476	514
トラス作用負担率	0.24	0.41
アーチ作用負担率	0.76	0.59
有効強度係数 $v_1$ (補強領域)	0.66	0.64
トラス作用角度 $\phi_{11}$ (補強領域)	54.5°	46.0°
有効強度係数 $v_2$ (無補強領域)	0.74	0.92
トラス作用角度 $\phi_{21}$ (無補強領域)	13.4°	7.7°
主筋断面積低減率 C	0.70	0.41