

# 連続繊維で補強したコンクリートはりのせん断耐荷力の評価

中村 光<sup>1</sup>・檜貝 勇<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 山梨大学講師 工学部土木環境工学科 (〒400 甲府市武田4-3-11)

<sup>2</sup>正会員 工博 山梨大学教授 工学部土木環境工学科

主筋およびせん断補強筋に連続繊維補強材を用いたコンクリートはりの実験および解析を行うことで、連続繊維で補強したコンクリートはりのせん断耐荷力の評価を試みた。主筋に連続繊維補強材を用いた場合には、斜め引張破壊強度に及ぼす主筋弾性係数の影響を解析的に明らかにし、その強度評価方法を示した。一方、せん断補強筋に連続繊維補強材を用いた場合には、曲げ成形部の強度に注目し、その強度算定式を理論的に導くとともに、最終的にせん断補強筋の破断で破壊に至るはりのせん断耐荷力評価方法を検討した。

**Key Words** : FRP, shear strength, bent bar strength, stiffness of reinforcement, modified compression fields theory

## 1. 序

近年、連続繊維補強材を鉄筋やPC鋼材の代替として、コンクリート用補強材に応用する研究が活発に行われ大きな成果を上げつつある<sup>1)</sup>。連続繊維補強材で補強したはりの性状のうち、曲げが卓越する挙動に関しては、その変形挙動ならびに耐荷性状も概ね評価できるようになっている<sup>2)</sup>。しかしながら、せん断挙動が卓越するはりの耐荷力に関しては、未だ明確にされていないのが現状である。

せん断補強筋を持たないコンクリートはりに、連続繊維補強材を主筋として用いた場合のせん断耐力は、主筋に鉄筋を用いた場合よりも低下することが、既に多くの報告で明らかになっている<sup>3)・4)</sup>。連続繊維補強材を主筋に用いた場合のせん断耐力算定方法としては、辻ら<sup>3)</sup>は、主筋に鉄筋を用いた場合の耐力算定式中の補強筋比に主筋の弾性係数比を考慮する方法を提案している。しかし、辻らの方法は、あくまでも限られた実験結果に基づいて提案されたものであり、その妥当性・適用性に関しては、必ずしも明確でない。また辻らの方法を用いれば、計算値は実験値に近くあるいは安全側となると報告され

ている<sup>5)</sup>が、弾性係数比による補正は、必ずしも十分ではないという報告もされている<sup>6)</sup>。

一方、せん断補強筋に連続繊維補強材を用いたはりのせん断耐力は、鉄筋コンクリートはりに用いられている修正トラス理論値( $V_c+V_s$ )よりも低下することが報告されている<sup>2)</sup>。その耐力評価方法についてはいくつか提案されているが<sup>5)・6)</sup>、現状ではいづれも満足する解を得るには至っていない。スターラップに連続繊維補強材を用いたコンクリートはりのせん断耐力がいまだ明確にされていない理由としては、鉄筋の降伏現象に対応する連続繊維補強材の破断現象が、多くの場合曲げ成形部や斜めひび割れとの交差部あるいは供試体中における引張とずれを伴う複合的な影響等による局所的な応力集中により発生するため、その強度が一軸引張強度より低下することが第一に挙げられる<sup>7)・12)</sup>。したがって、せん断耐力を評価するにあたっては、これらの性状を考慮したものである必要がある。

本研究は、連続繊維で補強したコンクリートはりのせん断耐荷力を評価することを目的として行ったものである。すなわち、連続繊維で補強したコンクリートはりのせん断実験を行いそのせん断耐荷性状

表-1 材料特性

種別	公称断面積 cm <sup>2</sup>	引張強度 <sub>2</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	ヤング係数 <sub>2</sub> kgf/cm <sup>2</sup>	破断歪 %
G16	2.01	7514	$2.94 \times 10^5$	2.55
G6	0.35	8280	$3.14 \times 10^5$	2.64
D19	2.87	3716	$1.80 \times 10^6$	—
D10	0.71	3246	$1.90 \times 10^6$	—
D6	0.32	3701	$1.80 \times 10^6$	—

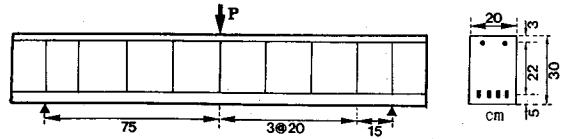


図-1 実験供試体の形状・寸法 (GG05-20, GG10-20)

表-2 供試体諸元

供試体 名称	主筋	スターラップ 間隔 cm	曲げ内 半径 mm	主筋 比 %	a/d	圧縮 強度 kgf/cm <sup>2</sup>
G01	3-G16	—	—	1.34	4.0	227
G02	4-G16	—	—	1.79	4.0	278
GG05-10	4-G16	G6 (10)	5	1.61	3.0	354
GG10-10	4-G16	G6 (10)	10	1.61	3.0	334
GG05-20	4-G16	G6 (20)	5	1.61	3.0	352
GG10-20	4-G16	G6 (20)	10	1.61	3.0	352
DG05-15	3-D19	G6 (15)	5	1.72	3.0	347
DG10-15	3-D19	G6 (15)	10	1.72	3.0	344
DG05-25	3-D19	G6 (25)	5	1.72	3.0	356
DG10-25	3-D19	G6 (25)	10	1.72	3.0	358
GD-15	4-G16	D6 (15)	—	1.61	3.0	386
GD-25	4-G16	D6 (25)	—	1.61	3.0	371

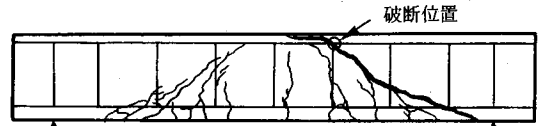


図-2 破壊時のひびわれ状況 (GG05-20)

を確かめるとともに、コンクリート中に用いた連続繊維補強材の特徴的な力学特性である曲げ成形部の強度および斜め引張強度に対する理論的検討を行った。さらに拡張した修正圧縮場理論に基づく解析<sup>13)</sup>を行い、解析的に補強材の弾性係数がせん断耐荷性状に及ぼす影響を明らかにした。最終的には、上記の検討結果に基づき、連続繊維で補強したコンクリートはりのせん断耐荷力の評価を試みた。

## 2. 実験の概要

### (1) 使用材料

実験に使用した連続繊維は、ガラス繊維をビニルエステル樹脂で被覆したものである(以下 GFRP と示す)。GFRP を用いた理由は、GFRP が一般に弾性係数が小さく鉄筋との弾性係数の違いを明確にできると考えたためである。主筋には、10cm ピッチで交差筋が入って平面格子状に仕上げたもの(G16)を、スターラップには、一体ループ状に形成したものの(G6)を用いた。なおスターラップの曲げ内半径としては、5mm と 10mm の 2 種類を用いている。GFRP および鉄筋の材料特性を表-1に示す。表中の GFRP の引張強度および弾性係数は、出光ら<sup>14)</sup>が提案した静的破砕材を使用する引張試験を行うこ

とで求めた。

コンクリートには、早強ポルトランドセメント、最大寸法 20mm の碎石および富士川産細骨材を使用した。載荷試験時におけるコンクリートの圧縮強度  $f'_c$  は表-2に示す。

### (2) 供試体および実験方法

実験供試体の諸元一覧を表-2に示す。

せん断補強筋を持たないはりの断面は、幅 30cm × 高さ 20cm、有効高さ 15cm の単鉄筋矩形断面である。載荷は、荷重制御で 2 点集中載荷で行った。また、載荷板と支点に用いた支圧板は、共に幅 8cm、厚さ 3cm の鋼板である。

せん断補強筋を有するはりの断面は、幅 20cm × 高さ 30cm、有効高さ 25cm の複鉄筋矩形断面であり、圧縮鉄筋には 2D10 を用いた。実験パラメーターは、1) 主筋の材質 (GFRP, 鉄筋), 2) スターラップの材質 (GFRP, 鉄筋), 3) スターラップの間隔, 4) スターラップの曲げ内半径とした。載荷方法は、1 点集中載荷である。代表的な供試体 (GG05-20, GG10-20) の形状および寸法を図-1に示す。

本実験は、スターラップに GFRP を用いた場合、曲げ内半径を変化させることで曲げ成形部がせん断耐力に及ぼす影響を調べたことに特徴がある。

## 3. 実験結果

実験結果をまとめて表-3に示す。実験供試体はすべてせん断破壊を起こした。また破壊時において、軸方向主筋の降伏および破断はすべての供試体において認められなかった。

### (1) スターラップを持たないはり

スターラップを持たないはりは、曲げひび割れが

表-3 実験結果

供試体 名称	斜めひび割れ発生				せん断耐力			
	$V_{c,exp}$ (tf)	$V_{c,1}$ (tf)	$V_{c,2}$ (tf)	$V_{c,cal}$ $V_{c,exp}$	$V_{exp}$ (tf)	$V_{c2+V_{s1}}$ (tf)	$V_{c2+V_{s2}}$ (tf)	$V_{cal}$ $V_{exp}$
G01	6.75	9.91	6.13	0.91	—	—	—	—
G02	7.41	11.67	7.22	0.97	—	—	—	—
GG05-10	10.00	13.21	8.18	0.82	17.00	33.38	16.08	0.95
GG10-10	9.50	13.04	8.07	0.85	20.40	33.27	17.48	0.91
GG05-20	7.50	13.20	8.17	1.09	11.46	20.77	12.01	1.05
GG10-20	8.50	13.20	8.17	0.96	13.50	20.77	12.88	0.95
DG05-15	16.50	13.61	—	0.82	19.66	30.41	18.87	0.96
DG10-15	14.90	13.57	—	0.91	21.68	30.37	19.84	0.92
DG05-25	13.90	13.73	—	0.99	16.27	23.81	16.72	1.03
DG10-25	14.00	13.76	—	0.98	16.27	23.84	17.52	1.08
GD-15	10.00	14.04	8.69	0.87	15.73	14.71	—	0.94
GD-25	8.50	13.86	8.58	1.01	11.16	12.19	—	1.09

$V_{c,1}$ :二羽らの提案式  $V_{c,2}$ :(8)式  
 $V_{c,cal}$ :主筋に鉄筋を用いた場合は  $V_{c,1}$ 、GFRPを用いた場合は  $V_{c,2}$   
 $V_{s,1}$ :トラス理論 ( $f_y A_s / d / 1.15 / s$ )、 $V_{s,2}$ :(11)式  
 $V_{cal}$ :スターラップに鉄筋を用いた場合は  $V_{s,1}$ 、GFRPを用いた場合は  $V_{s,2}$

発生すると同時に断面上部までひび割れが進展した。最終的な破壊は、載荷点から約  $1.5d$  の位置の曲げひび割れから発生する斜めひび割れにより決定された。破壊形式としては、斜めひび割れ発生と同時に破壊に至る斜め引張破壊であった。

(2) スターラップを有するはり

スターラップを有するはりの初期のひび割れ状況は、スターラップを持たないはりの時とほぼ同様であり、また斜めひび割れは、載荷点から  $1.5d \sim 2.0d$  の位置の曲げひび割れから発生している。代表的な供試体 (GG05-20) の破壊時のひび割れ状況を図-2に示す。耐力は、斜めひび割れが発生してからも、スターラップの効果により増加する。破壊は、スターラップが鉄筋の場合は鉄筋降伏後に発生し、スターラップが GFRP のはりでは全て GFRP の破断により破壊に至った。なお GFRP の破断はすべて斜めひび割れ近傍のはり断面上部あるいは下部の曲げ成形部位置で発生している。今回の実験の目的の一つとして、曲げ成形部の強度がせん断耐力に及ぼす影響を明らかにすることがあるが、曲げ内半径  $5mm$  と  $10mm$  の供試体を比較すれば、曲げ内半径  $5mm$  の供試体が低い耐荷力を示し、明らかに曲げ成形部の強度がせん断耐力に影響を及ぼしていることがわかる。

4. 連続繊維補強材の基本的な力学特性の評価

(1) 曲げ成形部の強度

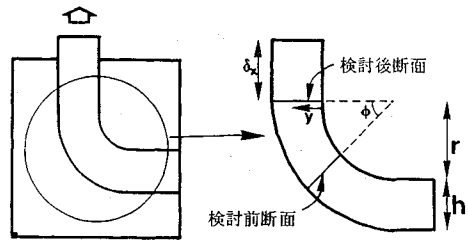


図-3 曲げ成形部のモデル

実験結果より示されたように、曲げ成形部の強度は、せん断耐力に大きな影響を及ぼす要因の一つであることが分かる。したがって、連続繊維補強材をせん断補強筋として使用したはりのせん断耐力を評価するには、曲げ成形部の強度を明らかにしておく必要がある。そこで本節では、理論的検討を行い曲げ成形部の強度算定式の定式化を行う。

図-3に示すような、コンクリート中に埋め込まれた曲げ成形部を有する連続繊維補強材を考える。既往の曲げ成形部の強度を検討した実験<sup>8)</sup>では、破断は曲げ成形が始まる位置から発生しているので、連続繊維補強材の直線部から曲げ成形部になる部分の変形挙動に注目する。コンクリートと連続繊維補強材には付着がないと仮定すれば、図-3に示すように引張力を受ける場合、直線部には軸力しか作用せず断面は一樣に  $\delta_x$  だけ変形することになる。いま曲げ成形部内の検討断面が、曲げ内半径  $r$  を保ち、 $\phi$ (rad) の回転角だけ変形したとする。この時平面保持を仮定すれば、直線部から曲げ成形部に入った位置でも  $\delta_x$  だけ一樣に変形しなければならないため、検討断面のひずみ分布は、任意断面位置  $y$  に対して

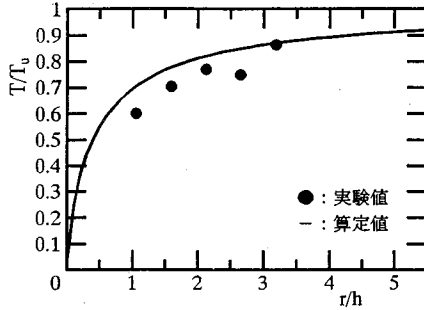


図-4 曲げ成形部の強度評価

双曲線分布する次式で表される。

$$\varepsilon(y) = \delta x / ((r+y)\phi) \quad (1)$$

応力分布は、連続繊維補強材が塑性域を持たないと仮定すればヤング係数  $E$  を乗じることで求められる。また、曲げ成形部の破断は、断面内の一部の繊維が破断応力 ( $\sigma_y$ ) に達したら生じると仮定すれば、破断時の応力分布は、上記のひずみ分布より次式で表される。

$$\sigma = \sigma_y \cdot r / (r+y) \quad (2)$$

したがって、曲げ成形部の強度算定式としては、上記の仮定に基づけば、式(2)の応力分布を断面内で積分することで求めることができる。

$$T = \int_A \sigma_y \cdot r / (r+y) dA \quad (3)$$

連続繊維補強材の断面を高さ  $h$  の矩形断面と仮定すれば、曲げ成形部の強度算定式は、曲げ内半径 ( $r$ ) と補強材断面高さ ( $h$ ) の関数として次式のように表される。

$$T = T_u \cdot r / h \ln(1+h/r) \quad (4)$$

ここで、 $T_u$  は一軸引張強度、 $r$  は曲げ内半径、 $h$  は補強材断面高さである。

図-4に、宮田らの実験結果<sup>9)</sup>と今回導いた算定式との比較を示す。横軸は曲げ内半径と補強材断面高さの比を、縦軸は直線部に対する曲げ成形部の強度低下率を示している。図中、実線は式(4)による値を、●印は実験値を示している。図を見れば、算定式は曲げ成形部の強度低下率に対し若干大きめの値を示しているが、全体の傾向をよく捉えており、曲げ成形部の強度に対してほぼ満足な値を与えることが分かる。

## (2) 斜め引張強度

連続繊維補強材をスターラップに用いたはりのせん断耐力に影響を及ぼす要因として、図-5に示すような斜めひび割れによる、斜め引張荷重の影響が挙げられる。そこで次に、異方性材料である連続織

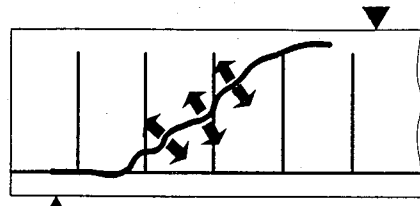


図-5 斜めひび割れとスターラップ

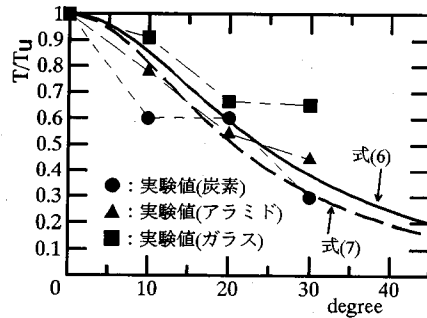


図-6 斜め引張強度の評価

維補強材の斜め引張強度算定方法について検討を行う。

長さ  $L$  の連続繊維補強材が、角度  $\theta$  の斜め引張力  $T$  を受ける場合を考えれば、補強材断面には  $T \cdot \cos \theta$  の軸力と  $T \cdot L \cdot \sin \theta$  のモーメントが作用する。この時補強材断面にはひずみ勾配が生じるために、一軸引張に比べ断面の一部が早期に破断ひずみに達することになる。したがって、塑性領域を持たない連続繊維では、補強材断面の一部の破壊が断面全体の破壊に移行すると考えれば、斜め引張強度は、一軸引張強度に比べ大きく低下することになる。この性状を考慮すると補強材断面の高さが  $h$  の矩形断面である連続繊維補強材の斜め引張強度は次式で表すことができる。

$$T = T_u / (\cos \theta + 6L \sin \theta / h) \quad (5)$$

ここで、 $T_u$  は一軸引張強度、 $\theta$  は斜め引張力の方向、 $h$  は補強材断面高さである。

ここで、 $L$  の大きさを決める必要があるが、コンクリート中に埋め込まれた場合、角度  $\theta$  のひび割れが連続繊維補強材を横切る位置と仮定すれば、 $L = h \cdot \tan \theta$  となり、最終的に矩形断面に対する斜め引張強度は角度  $\theta$  の関数として次式で表される。

$$T = T_u / (\cos \theta + 6 \tan \theta \sin \theta) \quad (6)$$

一方、円形断面に対しては同様の手順により、次式を導くことができる。

$$T = T_u / (\cos \theta + 8 \tan \theta \sin \theta) \quad (7)$$

図-6に、丸山らの実験結果<sup>10)</sup>と今回導いた算定式との比較を示す。実験結果は、表面形状を片巻き

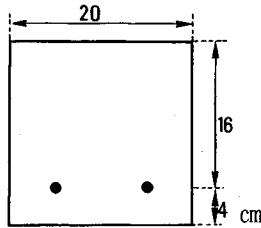


図-7 解析モデル

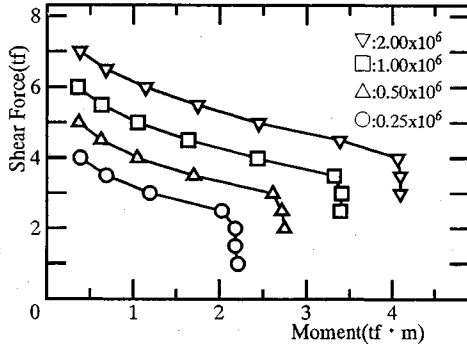


図-8 主筋の弾性係数の影響

とした円形断面の炭素、アラミド、ガラスの各種繊維に対し、斜め引張方向を0度から30度まで変化させたときのものである。図中、実線が式(6)、破線が式(7)による値を、●印が炭素繊維、▲印がアラミド繊維、■印がガラス繊維に対する実験結果を示している。図によれば、斜め引張力による引張強度低下の傾向を、算定式によりほぼ妥当に表すことができることが分かる。ただし、実験においては、繊維種類および成形方法により低下率が異なることが示されているが、算定式においてはこれらの性状を考慮することができず、更なる検討が必要と考えている。

## 5. 連続繊維で補強したコンクリートはりのせん断耐荷力の評価

### (1) スターラップを持たないはりのせん断耐荷力

鉄筋に比べ弾性係数が小さい連続繊維補強材を主筋としたはりのせん断耐荷力は、鉄筋を用いた場合よりも低下することが、既に多くの実験結果から認められている<sup>3), 4)</sup>。この事実は、今回行った実験においても表-3に示したように(G01, G02 供試体), GFRPを用いたはりのせん断耐荷力が、既往の鉄筋コンクリートはりに対する算定式<sup>15)</sup>よりも約30~40%低い値となっていることにより確認できる。

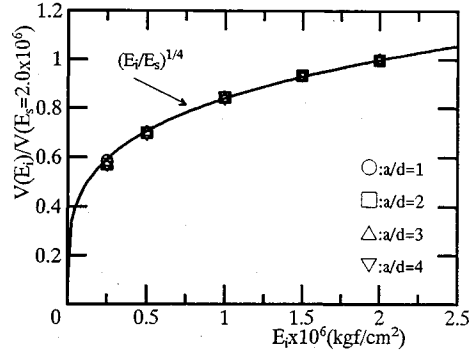


図-9 せん断スパン比と主筋の弾性係数との関係

そこで本節では、解析的に主筋の弾性係数がせん断耐力に及ぼす影響を調べることで、連続繊維補強材を主筋に用いた場合のせん断耐力の評価を試みる。

解析は、著者らが鉄筋コンクリートはりのせん断耐力を精度よく求めることができると報告している拡張した修正圧縮場理論に基づく解析<sup>13)</sup>により行った。

解析モデルは、図-7に示すような矩形断面(幅20cm, 高さ20cm, 有効高さ16cm, 主筋比2.68%)とした。また材料定数としては、コンクリートの圧縮強度を280kgf/cm<sup>2</sup>, 引張強度を28kgf/cm<sup>2</sup>と仮定した。解析パラメータとしては、主筋の弾性係数を鉄筋と同様の2.0x10<sup>6</sup> kgf/cm<sup>2</sup>から0.25x10<sup>6</sup> kgf/cm<sup>2</sup>まで変化させて行った。

解析より求めた破壊時の断面のせん断力とモーメントの関係を図-8に示す。図中▽印が、主筋の弾性係数を2.0x10<sup>6</sup> kgf/cm<sup>2</sup>とした場合の解析結果、□印、△印、○印がそれぞれ1.0x10<sup>6</sup>, 0.5x10<sup>6</sup>, 0.25x10<sup>6</sup> kgf/cm<sup>2</sup>の場合の解析結果である。また図において、曲げモーメントの増加に伴いせん断力が徐々に低下する領域の解析値は、解析上断面が斜め引張破壊した場合であり、一方曲げモーメントがほぼ一定でせん断力が急激に低下する領域は、曲げ破壊(本解析では、圧縮最外縁のコンクリートひずみが-0.002を越えた場合)した場合に対応する。この図を用いれば、2点対称集中荷のはりを対象とした場合に、 $a/d = M/(V \cdot d)$ の関係より任意のせん断スパン比の耐荷力を、曲げまたはせん断の破壊形式に従った形で求めることが可能になる。ただし本解析手法は、鉛直方向に発生する局所的な応力の影響は考慮していないため、 $a/d$ が比較的小さい場合に発生するせん断圧縮破壊に対しては対象外と考えている。

図-8によれば、引張補強材の弾性係数を小さくするにつれて、せん断耐荷力が低下し、引張補強材

表-4 算定方法の検証

	耐力比			変動係数(%)		
	二羽ら	辻ら	提案法	二羽ら	辻ら	提案法
G,G+C(7体)	1.50	0.80	0.94	7.4	7.2	6.9
C(11体)	1.09	0.86	0.91	10.1	7.3	8.0
全供試体	1.25	0.84	0.92	18.0	8.0	7.8

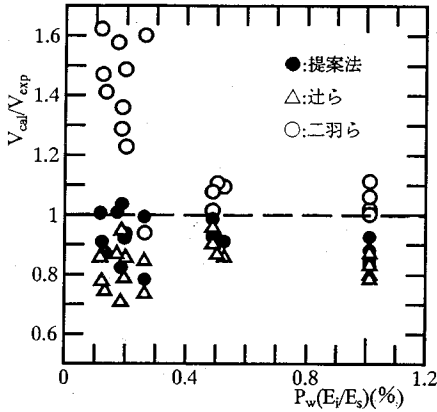


図-10 推定値と実験値の比較

の弾性係数がせん断耐力に大きな影響を及ぼす要因であることが理解できる。また、この時の各々の引張補強材の弾性係数に対する曲線を見れば、せん断破壊する場合に対しては、ほぼ平行の関係を有していることが分かる。これは、主筋の弾性係数のせん断耐力への影響は、せん断力とモーメントの比(構造的にはせん断スパン比)に無関係に、弾性係数のみの関数として表されることを意味する。図-9に弾性係数  $2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$  に対する各々の弾性係数より得られるせん断耐力の低下率を示す。図中○印は、2点対称集中載荷の場合の  $a/d=1$  に、□印、△印、▽印はそれぞれ  $a/d=2$ 、 $a/d=3$ 、 $a/d=4$  の場合に対応する。 $a/d$  の相違が、主筋の弾性係数の影響に対する違いは認められない。同様のことは、鉄筋比、コンクリート強度、有効高さを変化させた場合にも、各々の要因が主筋の弾性係数の違いによるせん断耐力低下率に影響を及ぼさないことを確認している。したがって、主筋の弾性係数がせん断耐力に及ぼす影響としては、既往の鉄筋コンクリートはりに対する実験回帰式に、単に主筋の弾性係数比の影響を乗じることで求められることになる。

さらに、本解析結果を用い主筋の弾性係数がせん断耐力に及ぼす影響を調べた結果、せん断耐力は主筋の弾性係数比の1/4乗に比例することが分かった。図-9に主筋の弾性係数比の1/4乗の曲線を実線で併せて示す。結局、本解析結果に基づけば、スターループを持たないはりのせん断耐力としては、次式で示すように、鉄筋コンクリートはりに対するせん断耐力( $V_c$ )に、鉄筋と連続繊維の弾性係数の違いを考慮した弾性係数比の1/4乗を乗じることで評価可能になる。

$$V = V_c (E_i / E_s)^{1/4} \quad (8)$$

ここで、 $E_i$  は連続繊維補強材の弾性係数、 $E_s$  は鉄

筋の弾性係数である。

連続繊維補強材を用いた場合のせん断耐力算定方法としては、辻らが補強材断面積に鉄筋との弾性係数比を乗じた  $A_s(E_i/E_s)$  を換算断面として用いる方法を提案している<sup>3)</sup>。一方、本解析手法を用いると引張鉄筋比がせん断耐力に及ぼす影響は、1/4乗に比例する結果となるため<sup>1)3)</sup>、今回の結論は、考え方としては辻らと同様なものといえる。ただし辻らは、土木学会標準示方書式を用いているため、弾性係数の影響が弾性係数比の1/3乗で表されている点が異なる。

図-10に既往の実験結果<sup>3), 4), 6), 7)</sup>と、今回提案した方法による算定値、辻らの提案した方法による算定値、二羽らの鉄筋コンクリートはりに対するせん断耐力の算定式<sup>1)5)</sup>との比較を示す。対象とした実験結果は18体であり、繊維種類としては、弾性係数の小さいガラス繊維(G)およびガラス繊維と炭素繊維のハイブリッド(C+G)を用いた供試体が7体( $E_i = 2.9 \times 10^5 \sim 3.34 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ )、炭素繊維(C)を用いたものが11体( $E_i = 6.73 \times 10^5 \sim 1.4 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ )である。図中○印が二羽らの提案式を、△印が辻らの方法を、●印が今回提案した方法を用いた結果である。また図は、換算鉄筋比を用いて整理している。ここで、 $V_c$ の算定は二羽らの提案式を用い、鉄筋の弾性係数としては  $2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$  を仮定した。一方、それぞれの方法に対する耐力比の平均および変動係数を求めたものを表-4に示す。図-10および表-4より、二羽らの算定式を用いれば従来言われているように実験値をかなり過大に評価する結果になる。特にガラス繊維のように弾性係数が小さいものを用いた場合、その影響は顕著に現れる。一方、辻らの方法を用いれば実験値を安全側に算定する傾向にある。ただし、その傾向は主筋の換算鉄筋比が小さいほど著しくなり、必ずしも主筋の換算鉄筋比の影響を正確に表しているとは言えない。それに対し、今回提案した方法を用いれば、主筋の弾性係数および換算鉄筋比の相違によらず、実験値を比較的精度よく評価可能であり、また変動係数も7~8%と十分小さいことが分かる。

図-11は、主筋の弾性係数を変化させた場合の

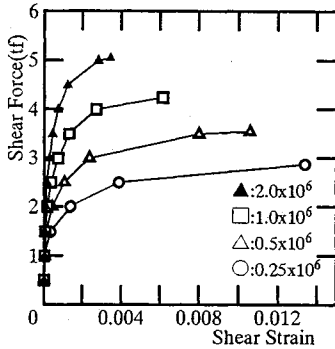


図-1 1 (a) せん断力-せん断ひずみ関係

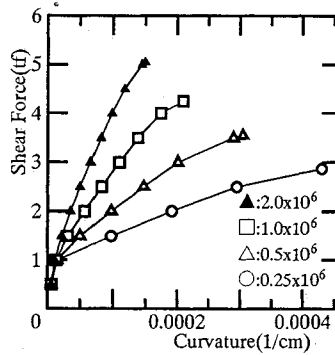


図-1 1 (b) せん断力-曲率関係

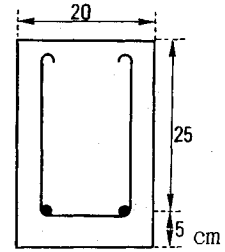


図-1 3 解析モデル

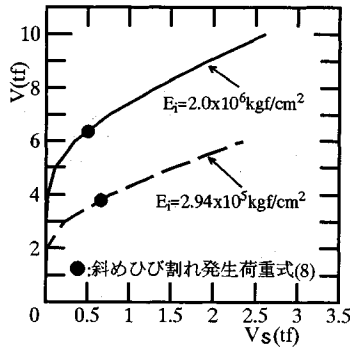


図-1 2 主筋の弾性係数の影響

$M/(Vd)=3$  (2点集中対称荷重を仮定すれば  $a/d=3$ ) となる状態に対する、せん断ひずみとせん断力の関係および曲率とせん断力の関係を示したものである。なお、曲率と関係する物理量は曲げモーメントであるが、同荷重レベルでのせん断ひずみの変化と比較しやすいように、図-11(b)ではせん断力との関係で曲率の変化を図示している。ここで、せん断ひずみは、本解析では断面高さ方向に分布したものとなるが、これを単純平均した値である。図中▲印、□印、△印、○印は、それぞれ主筋の弾性係数が  $2.0 \times 10^6$ 、 $1.0 \times 10^6$ 、 $0.5 \times 10^6$ 、 $0.25 \times 10^6$   $\text{kgf/cm}^2$  の解析値に対応する。式(8)を用いれば主筋の弾性係数がせん断耐力に及ぼす影響は評価可能となるが、その理由は明確にはできなかった。しかし本解析によれば、主筋の弾性係数が小さくなればせん断ひずみ(せん断変形量)はそれに伴いかなり増加する傾向にあり、またその増加傾向は、主筋の弾性係数が曲率の増加率に及ぼす影響よりもかなり大きいことが分かる。したがって、このせん断変形量の増加がせん断耐力に結果的に影響を及ぼすのは確かなようである。

## (2) スターラップを有するはりのせん断耐力

スターラップを有するはりの破壊形態としては、斜めひび割れが卓越したせん断型の破壊モードの場合でも、スターラップの降伏あるいは破断で破壊に至る場合と、荷重点近傍のコンクリートが破壊して破壊に至る場合の2通りに分類可能と考えられる。両者の破壊モードは、基本的に異なるものであり、各々のモードに対するせん断耐力を同一の評価方法で算定することは困難である。したがって本論文では、スターラップが鉄筋の場合には降伏により、連続繊維補強材の場合には破断により破壊に至る場合を対象とし、そのせん断耐力の評価を試みる。

図-12は、図-13に示す矩形断面(幅20cm、高さ30cm、有効高さ25cm、主筋比1.61%、スターラップ断面積  $2 \times 0.35 \text{cm}^2$ 、スターラップ間隔10cm)に対し、スターラップの弾性係数を  $2.5 \times 10^5$   $\text{kgf/cm}^2$  と仮定し、主筋の弾性係数を  $2.0 \times 10^6$  と  $2.94 \times 10^5$   $\text{kgf/cm}^2$  に変化させたときの、拡張した修正圧縮場理論に基づく解析より得られた ( $M/(Vd)=3$ ) スターラップが負担するせん断力の変化を示したものである。縦軸は全せん断力を、横軸はスターラップの分担力を示し、実線が主筋の弾性係数  $2.0 \times 10^6$   $\text{kgf/cm}^2$  に、破線が  $2.94 \times 10^5$   $\text{kgf/cm}^2$  に対応する。また図中●印は、式(8)より得られるスターラップを持たないはりの斜めひび割れ発生荷重を、解析曲線上の対応するせん断力値上に示したものである。したがって、●印は図中の標記とは異なり、実質上  $V_s$  の値を持たないことに注意して頂きたい。なおスターラップの負担するせん断力は、解析より得られる各分割断面のスターラップ応力 ( $\sigma_{yi}$ ) および主応力方向 ( $\theta_i$ ) を用いて次式で算定できる。

$$V_s = B_w h / n \sum \sigma_{yi} / \tan \theta_i \quad (9)$$

ここで、 $B_w$  は断面幅、 $h$  は断面高さ、 $n$  は分割数である。

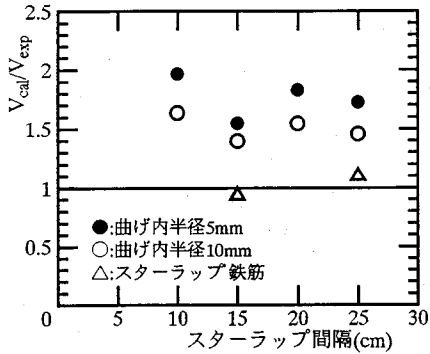


図-14 耐力比 (曲げ成形部強度低下無視)

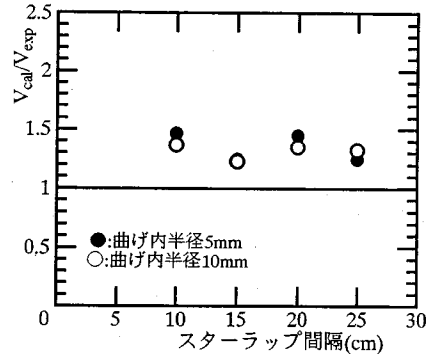


図-15 耐力比 (曲げ成形部強度考慮)

図によれば、スタールップが負担するせん断力は、斜めひび割れ発生荷重よりかなり小さい荷重で生じ、その後徐々に増加していく。そして、式(8)で評価される斜めひび割れ発生荷重後は、ほぼ線形的に増加する傾向を示していることが分かる。この傾向は、主筋およびスタールップの弾性係数を大きく変化した場合でも同様なものである。以上の結果は、スタールップを有するはりのせん断抵抗力は、式(8)で示す斜めひび割れ発生荷重( $V_c$ )を基準にし、スタールップが負担するせん断力( $V_s$ )を単純に加算する修正トラス理論を第一近似として使用可能であることを示唆している。

そこで本論文では、従来の鉄筋コンクリートはりと同様に、次式に示す修正トラス理論を用い、その耐荷力算定の基準をスタールップの降伏あるいは破断強度とすることで、連続繊維で補強したはりのせん断耐荷力の評価を試みる。

$$V = V_c + V_s \quad (10)$$

ここで、 $V_c$ :主筋の弾性係数の影響を考慮した(8)式、 $V_s$ :スタールップによって受け持たれるせん断耐力。

なお、スタールップ破断時の $V_c$ を評価する場合、コンクリートの負担できるせん断力は斜めひび割れ発生後の変形の増大とともに、斜めひび割れ発生時よりかなり低下することが報告されている<sup>19)</sup>。しかし、本解析によれば、必ずしもそのような傾向は見られず、また佐藤ら<sup>17)</sup>が行った有限要素解析においても、せん断補強筋以外が受け持つせん断力は小さくならない結果が得られている。したがって、スタールップに連続繊維補強材を用いた場合でも、 $V_c$ は斜めひび割れ発生荷重を用いることとした。

図-14に、実験値を式(10)で評価した結果を示す。ここで、 $V_s$ の算定は、圧縮斜材の角度を $45^\circ$ と仮定し、スタールップ応力は、一軸引張試験より得られる降伏応力あるいは破断強度を用いている。図中

△印で示したスタールップに鉄筋を用いたはりに対しては、降伏応力を用いることで、せん断耐力を正確に評価できることが分かる。したがって、主筋に連続繊維、スタールップに鉄筋を用いた場合には、主筋の弾性係数による $V_c$ 低下の影響のみを考慮すれば耐力算定が可能と言える。

一方、スタールップにGFRPを用いたはりでは、耐力をかなり過大に評価する。すなわち、スタールップに連続繊維を用いる場合、 $V_s$ を算定する際に一軸引張強度を単純に用いる鉄筋と同様の方法では評価が困難である。この理由としては、はり部材中の連続繊維補強材は、局所的な応力集中の影響や供試体中における引張とずれを伴う複合的な影響により、その破断応力が一軸引張強度よりかなり低下することが挙げられる<sup>11)</sup>。そこで次に、 $V_s$ に及ぼす要因を考慮し、 $V_s$ を修正することでせん断耐力の評価を試みる。

#### a) 曲げ成形部の影響

局所的な応力集中の結果生じる現象として、曲げ成形部の破断が挙げられる。図-14においても、スタールップの曲げ内半径のみが異なる供試体の耐力に大きな相違が生じており、曲げ成形部強度の影響を $V_s$ 評価時に正しく考慮する必要があることが示されている。

そこで、本論文で既に提案した曲げ成形部強度算定式(式(4))を $V_s$ に考慮して実験値の再評価を行った。図-15に、式(4)を用いて再評価した算定値と実験値の比較を示す。図によれば、曲げ成形部の強度を考慮することで耐力差が殆どなくなり、 $V_s$ 算定時に式(4)を用いれば、曲げ内半径の相違による強度変化の傾向を妥当に表し得ることが示されている。しかしながら、まだ算定値は実験値を過大に評価しているため、更なる $V_s$ の修正・評価を次節で行う。



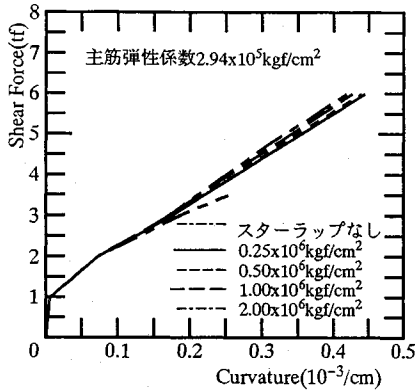


図-16 曲率-せん断力関係

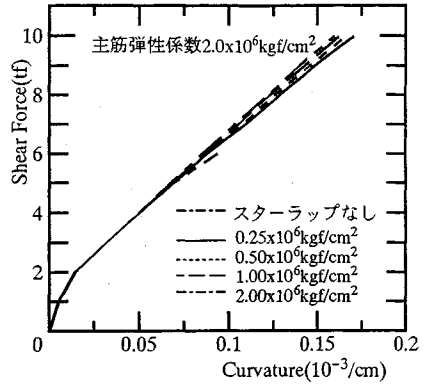


図-18 曲率-せん断力関係

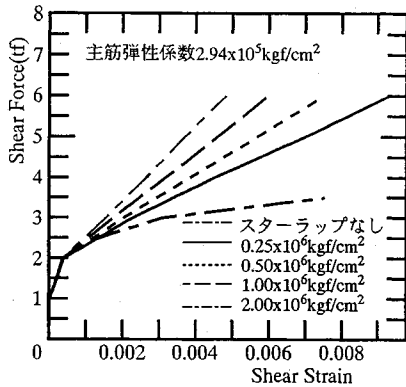


図-17 せん断ひずみ-せん断力関係

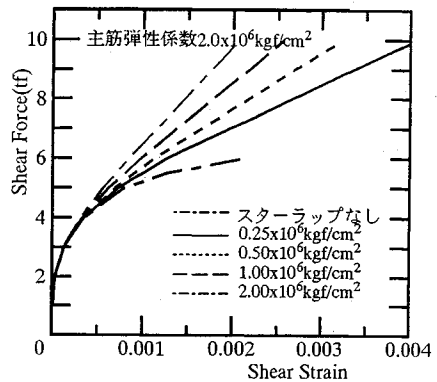


図-19 せん断ひずみ-せん断力関係

### b) スターラップの弾性係数の影響

曲げ成形部の強度以外に  $V_s$  に影響を与える要因としては、スターラップに斜め方向の引張力が作用することが挙げられる。この場合、式(6)および式(7)に示した斜め引張強度算定式を用いることも考えられるが、使用にあたっては破断位置を横切るひび割れ角度を知る必要が生じる。しかしひび割れ角度は、断面高さ方向に分布し、必ずしも一義的に表し得るものでない。したがって、式(6)および式(7)より得られる斜め引張強度を用いてせん断耐力を評価することは本論文では行わない。

一方、その他のせん断耐力へ及ぼす影響として、佐藤ら<sup>17)</sup>はせん断補強筋の弾性係数が小さければせん断耐力が低下することを有限要素解析より示している。そこで本論文でも、スターラップの弾性係数の影響を解析的に調べ、その及ぼす影響度により耐力の評価を行うことにする。

図-13に示す矩形断面に拡張した修正圧縮場理論に基づく解析を適用した結果を図-16から図-19に示す。図-16は、主筋の弾性係数を  $2.94 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

とし、スターラップの弾性係数を4通りに変化させたときのせん断力-曲率関係である ( $M/(V \cdot d) = 3$ )。また、図-17は、その時のせん断力-せん断ひずみ関係である。一方、図-18、図-19は、主筋の弾性係数を  $2.0 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$  とした時の解析結果である。図-16、図-18に示す曲率-せん断力関係において、スターラップの弾性係数の影響は、ほとんど見られない。これは、スターラップの弾性係数は、曲げ変形に対して影響を及ぼす要因でないことを意味する。一方、図-17、図-19に示すせん断ひずみ-せん断力関係は、スターラップの弾性係数により非常に大きな影響を受けることが分かる。またスターラップの弾性係数が小さいほどせん断ひずみは顕著に増加することが示されている。ここで、せん断ひずみの増加量がスターラップの弾性係数により大きく変わる変化点だが、本解析では初期荷重状態において主応力方向は、ほぼ軸方向と一致するが、荷重を大きくするにつれて、その方向は二軸応力場の影響で、初期状態と大きく異なってくる。そしてある荷重状態で主応力方向の変化がほとんど見られなくなる。

表-5 実験値<sup>1)</sup>との比較

供試体	$f_y$ kgf/cm <sup>2</sup>	$E_i$ kgf/cm <sup>2</sup>	$V_{exp}$ tf	$V_{cal}$ tf	$\frac{V_{cal}}{V_{exp}}$
C-A2-0	15400.0	$7.00 \times 10^5$	8.65	9.59	1.11
C-C2-0	14400.0	$1.12 \times 10^6$	8.50	9.83	1.16
C-CS2-0	20800.0	$1.47 \times 10^6$	10.0	9.69	0.97

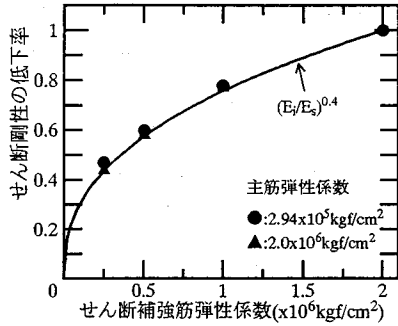


図-20 セン断補強筋弾性係数がせん断剛性に及ぼす影響

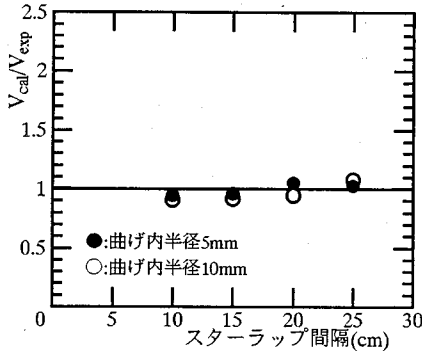


図-21 実験値と算定値の比較

この主応力方向の変化がほぼ安定した状態が、変化点に対応している。

せん断ひずみ量は、せん断変形量と等価なものと考えれば、先の変化点以降のほりの変形は、主にせん断変形により支配され、その程度はスターラップの弾性係数に大きく依存する結果になった。せん断耐力が、せん断変形と密接な関係にあると考えれば、スターラップの弾性係数がせん断変形量に及ぼす影響を考慮して  $V_s$  を評価できる可能性は十分考えられる。このような、 $V_s$  にせん断変形量を考慮する考え方は、既に小林ら<sup>9)</sup>によって提案されている。また、せん断変形量を考慮して  $V_s$  を算定することは、斜めひび割れ交差部やたとえ斜めひび割れと交差していなくてもコンクリートの局所的なせん断ひずみにより生じる、供試体中の引張とずれを伴う複合的な影響による連続繊維補強材の強度低下を結果として含むことになると考えられる。

変化点以降のせん断ひずみ-せん断力関係がほぼ直線的であることから、この時のせん断剛性をせん断変形量を表す尺度として、スターラップの弾性係数によるその変化を調べた。図-20に、スターラップの弾性係数が  $2.0 \times 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup> の時のせん断剛性に対する低下率を示す。図中●印が、主筋の弾性係

数が  $2.94 \times 10^5$  kgf/cm<sup>2</sup> に、▲印が主筋の弾性係数  $2.0 \times 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup> に対応する。図によれば、せん断剛性の低下は、主筋の弾性係数によらずスターラップの弾性係数の関数のみで表され、その低下率はスターラップの弾性係数比の0.4乗に比例することが示されている。そこでスターラップの効果とこのせん断変形量が直接関係するとして、 $V_s$  を次式のように評価することを試みた。

$$V_s^* = V_s (E_i / E_s)^{0.4} \quad (11)$$

$V_s^*$ : 曲げ成形部の強度低下を考慮した値、 $E_i/E_s$ : スターラップの弾性係数比、 $E_s: 2.0 \times 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>。

スターラップの弾性係数比としては、その基準( $E_s$ )を何におくかが問題になると思うが、スターラップに鉄筋を用いた実験値が算定値とよく一致することから、鉄筋と同程度の弾性係数を考えた。なおせん断ひずみの絶対量は、主筋の弾性係数により大きく影響される結果となったが、この違いが耐力に及ぼす影響は、既に  $V_s$  を主筋の弾性係数比により修正する時点で考慮されていると考えた。

図-21に、せん断力の実験値と算定値の比較を示す。スターラップにGFRPを用いたはり8体に対する実験値と算定値の比は1.02であり、今回提案した方法を用いればほぼ妥当に耐力が評価できることになる。

上記の検討は、全て連続繊維としてGFRPを対象とした場合であった。そこでGFRP以外の連続繊維を用いた実験結果に対して、本算定法の適用を行った。対象とした実験は、涌井ら<sup>11)</sup>が行った供試体( $a/d=3, s=25$ cm)のうち曲げ成形部で破断した実験結果である。使用されたスターラップは表-5に示すように、本論文の実験に用いたものとはかなり異なっており、曲げ内半径30mm、繊維種類としてはアラミド(C-A2-0)、炭素(C-C2-0)、C-CS2-0)を用いている。算定値は、実験値をやや過大に評価する傾向もあるが、破壊が曲げ成形部の破断という不確定な要因によって支配されていることを考慮すれば、妥当に評価していると考えられる。

なお、降伏現象を持たない連続繊維補強材では、一部のスターラップの破断が破壊につながるため、

終局時に応力の再分配が生じず、厳密にはトラス理論のような平均化した挙動のみで耐力を評価し得ないことも考えられる。したがって、スターラップの弾性係数によりせん断耐力の評価を試みる本方法は、実験値との整合性からも十分実用性を有していると考えているが、上記問題点に対しては更に詳細な検討が必要と考えている。

## 6. 結 論

連続繊維補強材で補強したコンクリートはりのせん断耐力の評価を目的とし、せん断破壊実験および拡張した修正圧縮場理論による解析を行い、以下のような結論を得た。

(1) GFRPで作成したスターラップの曲げ内半径を変化させた実験結果より、曲げ成形部でスターラップが破断して破壊に至る場合、曲げ内半径はせん断耐力に大きな影響を及ぼす要因の一つであることを実験的に明らかにした。

(2) 連続繊維補強材で補強したコンクリートはりのせん断耐力を評価するとき重要と考えられる、曲げ成形部の強度および斜め引張強度に対する理論的検討を行い、その強度算定式を提案した。

(3) 主筋に連続繊維を用いたはりのせん断耐力に関して、拡張した修正圧縮場解析を試み、主筋の弾性係数が耐力に影響を及ぼす要因であること、またその影響は既往の耐力算定式に主筋の弾性係数比の1/4乗を乗じることで表せることを明らかにした。また本解析結果によれば、主筋の弾性係数比がせん断耐力に及ぼす影響は、引張主筋比の影響と同様に表せる。

(4) 主筋に連続繊維補強材、スターラップに鉄筋を用いたはりに対しては、 $V_c$ 算定時に主筋の弾性係数の影響を考慮すれば、従来用いられている修正トラス理論により耐力算定が可能である。

(5) 連続繊維補強材をスターラップに用いたはりが、最終的にスターラップの破断により破壊に至る場合、スターラップの破断強度は、供試体中の局所的な応力集中や引張とずれを伴う複合的な影響により、一軸引張強度よりかなり低下すると考え、本論文で提案した曲げ成形部強度算定式と解析より明らかになったせん断変形の影響をスターラップの弾性係数比で考慮した $V_c$ の算定方法を提案した。今回提案した算定方法に基づけば、スターラップが破断する供試体のせん断耐力をほぼ妥当に評価できることを示した。

謝辞：本研究を実施するにあたり、山梨大学学生で

あった高山一浩君(ピーシー橋梁(株))、佐藤涉君(山梨県)に協力を頂いた。また、連続繊維補強材に関しては、ネフコム株式会社の関島謙蔵氏に多大なる協力を頂きました。なお本研究の一部は平成4年度(財)山梨21世紀産業開発機構との共同研究であり、ここに深く謝意を表す。

## 参考文献

- 1) 土木学会：連続繊維補強材のコンクリート構造物への適用，コンクリートライブラリー72，1992年4月。
- 2) 平成5年度科学研究費研究成果報告書(代表者：角田與史雄)：連続繊維補強材を用いたコンクリート構造物の設計手法の確立，1994年3月。
- 3) 辻幸和，斉藤等，関島謙蔵，小川広幸：FRPで補強したコンクリートはりの曲げおよびせん断性状，コンクリート工学年次論文報告集，第10巻第3号，pp. 547-552，1988年。
- 4) 金倉正三，丸山久一，清水敬二，中村裕剛：FRPロッドで補強したコンクリートはりのせん断性状，コンクリート工学年次論文報告集，第15巻第2号，pp. 887-892，1993年。
- 5) 横井克則，島弘，水口裕之：RCせん断耐力式のFRPロッドで補強したはりに対する適用性，コンクリート工学年次論文報告集，第14巻第2号，pp. 713-716，1992年。
- 6) 小林俊彦，丸山久一，清水敬二，金倉正三：CFRPロッドを主筋及びスターラップに用いたコンクリート梁のせん断性状，コンクリート工学年次論文報告集，第14巻第2号，pp. 701-706，1992年。
- 7) 涌井一，鳥取誠一，寺田年夫，原千里：FRP棒材を緊張材ならびに螺旋状せん断補強筋として用いたはりのせん断試験，コンクリート工学年次論文報告集，第11巻第1号，pp. 835-838，1989年。
- 8) 丸山武彦，本間雅人，岡村甫：FRPロッドの曲げ加工部の引張耐力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，第12巻第1号，pp. 1025-1030，1990年。
- 9) 宮田尚彦，鳥取誠一，寺田年夫，関島謙蔵：曲げ加工したFRP筋の引張耐力に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，第11巻第1号，pp. 789-794，1989年。
- 10) 丸山武彦，本間雅人，岡村甫：各種FRPロッドの斜め引張特性に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，第11巻第1号，pp. 771-776，1989年。
- 11) 涌井一，鳥取誠一：FRP棒材をらせん状せん断補強筋として用いた場合のコンクリートはりのせん断補強効果，コンクリート工学年次論文報告集，第12巻第1号，pp. 1141-1146，1990年。
- 12) 寺田年夫，鳥取誠一，涌井一，宮田尚彦：FRPをせん断補強筋に用いたRCはりの破壊性状について，コンクリート工学年次論文報告集，第10巻第3号，pp. 541-546，1990年。
- 13) 中村光，楢貝勇：拡張した修正圧縮場理論によるRCはり断面のせん断耐力評価，土木学会論文集，No. 490/V-23，pp. 157-166，1994年。
- 14) 出光隆，山崎竹博，原田哲夫，吉岡民夫：FRP緊張材の引張試験方法に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，第13巻第1号，pp. 795-800，1991年。
- 15) 二羽淳一郎，山田一宇，横沢和夫，岡村甫：せん断補

- 強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, No. 372/V-5, pp. 167-176, 1986年.
- 16) 横井克則, 島弘, 水口裕之, 広畑晴俊: 主筋にFRPロッドを用いたコンクリートはりのスターラップ応力, コンクリート工学年次論文報告集, 第13巻第2号, pp. 771-776, 1992年.
- 17) 佐藤靖彦, 上田多門, 角田史雄: 有限要素解析による連続繊維補強コンクリートはりのせん断耐荷性状の定性的評価, 土木学会論文集, No. 484/V-22, pp. 51-60, 1994年2月.

(1994.7.19 受付)

## EVALUATION OF SHEAR STRENGTH OF CONCRETE BEAMS REINFORCED WITH FRP

Hikaru NAKAMURA and Takeshi HIGAI

Shear strength of concrete beams reinforced with FRP was studied through experiment and analysis. The effect of stiffness of longitudinal tensile reinforcement on the diagonal tension failure strength was calculated using the extended modified compression fields theory, and the evaluation method was proposed based on the analytical results. Furthermore, shear strength of the beams which fail due to the rupture of FRP stirrups was well evaluated by considering the lower stiffness and the strength reduction of FRP at bent corner.