

# 論文 ストリップ型 UFC パネルによる RC はりのせん断補強

松本 浩嗣\*1・柴田 耕\*2・二羽 淳一郎\*3・川口 哲生\*4

**要旨:** 超高強度繊維補強コンクリート(UFC)パネルをストリップ型に成型し、複数に分割して鉄筋コンクリート(RC)はりに接着する補強方法を開発することを目的に、パネル厚、パネル接着位置、せん断補強筋の有無を実験パラメータとした載荷試験を実施した。その結果、本補強方法により、RC はりのせん断耐荷力が大きく向上することを確認するとともに、各実験パラメータが補強効果、破壊モードに及ぼす影響を明らかにした。また、実験でのパネルの分担せん断力と、仮想斜めひび割れモデルに基づくパネルの分担せん断力の計算値を比較し、せん断抵抗メカニズムの検証を行った。

**キーワード:** せん断, 超高強度繊維補強コンクリート, UFC パネル, ストリップ型, あと施工アンカーボルト

## 1. はじめに

近年、RC 構造物の劣化が顕在化し、補修・補強が必要とされる構造物が多く存在している。これまでに、軽量かつ高強度である連続繊維シート接着工法や、靱性の向上が期待できる鋼板接着工法など、様々な補修・補強方法が提案され、実用されてきた。しかしながら、連続繊維シートは脆性的破壊、鋼板は腐食や施工性などの点で課題を有しており、より合理的な補強方法の開発が期待されている。

これらの課題を克服できる工法として、約 200N/mm<sup>2</sup> の圧縮強度を有し、耐塩害性や耐摩耗性に優れた、超高強度繊維補強コンクリート(Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete: 以下、UFC)で作製されたパネルの利用がある。著者らは、RC はりのせん断スパン全域に一枚の UFC パネルを接着することで、部材の耐力、変形性能が向上することを報告している<sup>1)</sup>。しかし、この方

法は、実構造物において UFC パネルの寸法が大きく、取り扱いに注意を要するという問題点がある。

このような施工上の問題点を解決するため、本研究では、**写真-1**に示すように、UFC パネルを複数の小片に分割して成型し、RC はりに接着する新しい補強方法を検討する。本研究では、この形状の UFC パネルを「ストリップ型」と呼ぶ。ストリップ型 UFC を用いてせん断補強した RC はりの載荷試験を実施し、その補強効果、破壊メカニズムに対する検討を行った。

## 2. 実験概要

### 2.1 材料の示方配合ならびに実験ケース

表-1に、RC はりに使用したコンクリートの示方配合を、表-2に、パネルに使用した UFC の示方配合を示す。ここに、表-1における  $G_{max}$ ,  $W$ ,  $C$ ,  $S$ ,  $G$  はそれぞれ、

表-1 RC はりに使用したコンクリートの示方配合

$G_{max}$ (mm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				
			W	C	S	G	AE 減水剤
20	60	45	178	296	859	956	0.444

表-2 パネルに使用した UFC の示方配合

フロー値 (mm)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )			高性能 減水剤 (kg/m <sup>3</sup> )
	水	プレミックス	鋼繊維	
260±20	180	2254	157	24



写真-1 ストリップ型 UFC パネル



表-3 実験ケース

供試体名	パネル厚 (mm)	パネル接着位置 (図-1 参照)	せん断補強筋比 (%)
REF-r0	—	—	0
REF-r0.24 <sup>1)</sup>	—	—	0.24
7-ABCD-r0	7	ABCD	0
7-ABCD-r0.24			0.24
10-ABCD-r0	10		0
14-ABCD-r0	14		0
7-A-r0	7	A	0
7-B-r0		B	0
7-B-r0.24			0.24
7-C-r0		C	0

\*1 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻博士研究員 博(工) (正会員)

\*2 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (正会員)

\*3 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻教授 工博 (正会員)

\*4 太平洋セメント(株) 中央研究所技術企画部 複合構造材料チーム 修(工) (正会員)

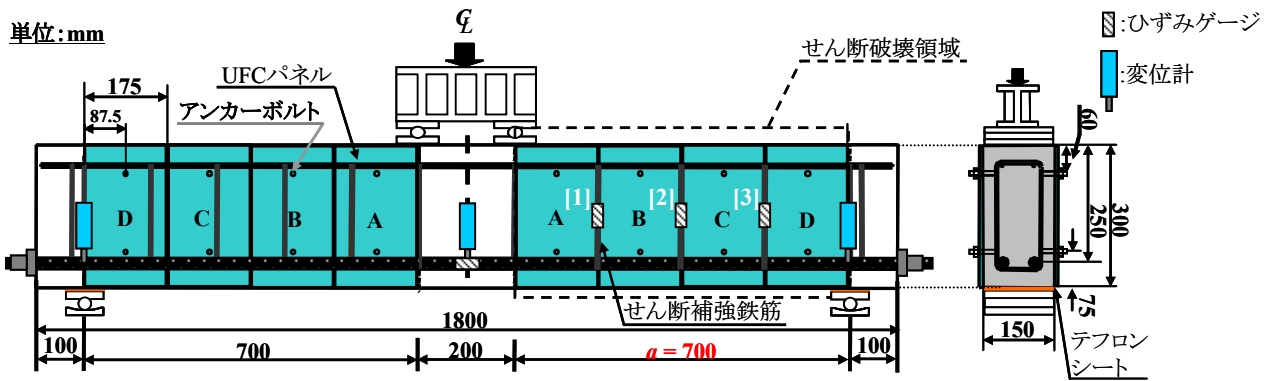


図-1 試験体概要図

表-4 供試体諸元

項目	記号	単位	値
軸方向鉄筋断面積	$A_s$	mm <sup>2</sup>	774.2
引張鉄筋比	$p_w$	%	2.06
幅	$b_w$	mm	150
有効高さ	$d$	mm	250
せん断スパン	$a$	mm	700
せん断スパン有効高さ比	$a/d$	-	2.8
せん断補強筋間隔	$s$	mm	175
せん断補強筋比	$r_w$	%	0.24

表-5 鉄筋および UFC の力学特性

鉄筋	用途	径	鋼種	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )
	引張鉄筋	D22	SBPD930	1031
	せん断補強筋	D6	SD295	340
UFC	圧縮鉄筋	φ6	SR295A	342
	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )		弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )
	211.9	10.8		50.1

粗骨材の最大寸法，単位水量，単位セメント量，細骨材量，粗骨材量，である。表-3に，実験ケースを示す。本研究における実験パラメータは，UFC パネル厚，UFC パネルの接着位置，せん断補強筋の有無，である。表中の接着位置は，図-1のA, B, C, Dに対応しており，例えばAは位置Aのみに接着，ABCDはすべての位置に接着したことを示している。なお，REF-r0.24は，著者らの既往の実験<sup>1)</sup>から引用した。

UFC パネルの接着方法は，既往の研究<sup>1)</sup>を参考にして，パネルとコンクリートとの境界面に塗布したエポキシ樹脂とあと施工アンカーボルトにより，UFC パネルとRC 部の一体性を確保した。なお，あと施工アンカーボルトは，径12mm，深さ80mmの孔を掘削した後，直径10mmの寸切ボルト(M10)を差し込み，接着系アンカーと一緒に打ち込んだものである。

## 2.2 供試体概要

図-1に，供試体の寸法，配筋，パネル接着位置，アンカーボルト打ち込み位置を示す。また，表-4に供試体諸元を，表-5に鉄筋およびUFCの力学特性を示す。なお，UFCの割裂引張強度は，試験体数n=3の平均値である。

無補強供試体(REF-r0, REF-r0.24)は，片側スパンで斜め引張破壊が生じるように設計されている。RC だけのせん断耐力の算定には，土木学会の式を使用した<sup>2)</sup>。

$$V_u = V_c + V_s \quad (1)$$

$$V_c = 0.2 f_c^{1/3} p_w^{1/3} \left( \frac{1000}{d} \right)^{1/4} \left( 0.75 + \frac{1.4}{a/d} \right) b_w d \quad (2)$$

$$V_s = A_w f_{wy} (z/s) \quad (3)$$

ここに， $V_u$ ：(斜め引張)せん断耐力， $V_c$ ：コンクリートの分担力， $f_c$ ：コンクリートの圧縮強度， $p_w$ ：引張鉄筋比， $d$ ：有効高さ， $a$ ：せん断スパン， $b_w$ ：断面幅， $V_s$ ：せん断補強筋の分担力， $A_w$ ：せん断補強筋の断面積， $f_{wy}$ ：せん断補強筋の降伏強度， $s$ ：せん断補強筋の間隔， $z=(7d)/8$ ，である。

## 2.3 荷重方法ならびに測定項目

供試体は，支間1600mmに固定したローラー支承の上に，幅100mmの支圧板，ならびにテフロンシート間にグリスをはさんだ減摩パッドを介して，設置した。試験体上面にローラー支承ならびに荷重分配桁を配し，2000kN耐圧試験機を用いて，静的4点曲げ試験を行った。なお，本研究は既存構造物に対する補強を対象としているため，荷重はRC部のみに作用させた。

測定項目は，荷重，支間中央と支点の変位，支間中央における軸方向鉄筋のひずみ，各せん断補強筋のひずみである。図-1に，その測定位置を示す。また，荷重試験中，ひび割れを目視により観察した。

## 3. 実験結果

### 3.1 せん断耐力，せん断耐力増加率

表-6に，各実験ケースに関するコンクリートの力学特性と荷重試験結果(せん断耐力，せん断耐力増加率，破壊モード)を示す。せん断耐力増加率 $n$ は，無補強供試体からのせん断耐力の増加率である。すなわち，

$$n = \frac{V_u - V_{REF}}{V_{REF}} \quad (4)$$

ここに， $V_{REF}$ ：無補強供試体のせん断耐力，である。ただし，コンクリートの圧縮強度の影響を取り除くた

表-6 コンクリートの力学特性ならびに載荷試験結果

供試体名	コンクリートの材料特性			載荷試験結果			
	圧縮強度 $f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 $f_t$ (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 $E_c$ (kN/mm <sup>2</sup> )	せん断耐力 $V_u$ (kN)	$f'_c$ を考慮した無補強 供試体のせん断耐力 $V_{REF}$ (kN)	せん断耐力 増加率 $n$ (%)	破壊モード
REF-r0	33.2	2.1	28.4	52.8	—	—	斜め引張
REF-r0.24	31.9	2.7	28.7	79.7	—	—	
7-ABCD-r0	32.6	2.8	28.5	62.5	52.5	19.1	パネル拡幅
7-ABCD-r0.24	28.4	2.7	28.0	112.1	77.5	44.7	
10-ABCD-r0	32.9	3.1	29.5	66.5	52.6	26.3	アンカー拔出し
14-ABCD-r0	32.3	2.2	29.5	64.6	52.3	23.4	
7-A-r0	26.9	2.0	28.5	52.7	49.2	7.0	母材先行
7-B-r0	26.0	2.2	28.2	54.3	48.7	11.6	パネル拡幅
7-B-r0.24	25.1	2.2	28.2	105.9	75.2	40.8	
7-C-r0	33.0	2.2	28.5	52.8	52.7	0.2	母材先行

め、土木学会による式(2)を参考にして、無補強供試体のせん断耐力に圧縮強度比の1/3乗を乗じた値を用いた。

$$\left. \begin{aligned} &\text{せん断補強筋が無いケース：} \\ &V_{REF} = (f'_c / f'_{c\_REF})^{1/3} V'_{REF} \\ &\text{せん断補強筋を有するケース：} \\ &V_{REF} = (f'_c / f'_{c\_REF})^{1/3} (V'_{REF} - V_{s\_REF}) + V_{s\_REF} \end{aligned} \right\} (5)$$

ここに、 $V'_{REF}$ ：無補強供試体のせん断耐力の実測値、 $f'_{c\_REF}$ ：無補強供試体のコンクリート圧縮強度、 $V_{s\_REF}$ ：無補強供試体のせん断補強筋の分担力で、ひずみゲージの測定値から計算した値（表-7）、である。

本節では、せん断耐力増加率について議論する。なお、破壊モードについては3.4節で詳しく述べる。

(1) せん断補強筋が無いケース

UFC パネルを ABCD すべての位置に接着した供試体 7-ABCD-r0、10-ABCD-r0、14-ABCD-r0 のせん断耐力増加率はそれぞれ、19.1%、26.3%、23.4%であった。すなわち、パネルによる補強効果は、パネル厚 10mm を境に頭打ちとなる傾向が見られた。また、UFC パネルの接着位置が異なる供試体 7-A-r0、7-B-r0、7-C-r0 のせん断耐力増加率はそれぞれ、7.0%、11.6%、0.2%であり、パネルの接着位置が補強効果に大きな影響を及ぼすことがわかった。

(2) せん断補強筋を有するケース

UFC パネルを B の位置に接着した供試体 7-B-r0.24 のせん断耐力増加率は 40.8%であり、せん断補強筋が無いケース(7-B-r0)よりも約4倍の大きな補強効果が得られた。一方、UFC パネルを ABCD すべての位置に接着した供試体 7-ABCD-r0.24 のせん断耐力増加率は 44.7%であり、7-B-r0.24 と大きな差は見られなかった。

3.2 荷重-たわみ関係ならびにひび割れ進展状況

図-2 に各供試体の荷重-たわみ関係を、図-3 に試験終了後のひび割れ状況のうち代表的なものを示す。UFC パネルを ABCD すべてに接着した供試体に関しては、UFC パネルと RC 部両方のひび割れを示している。図-3

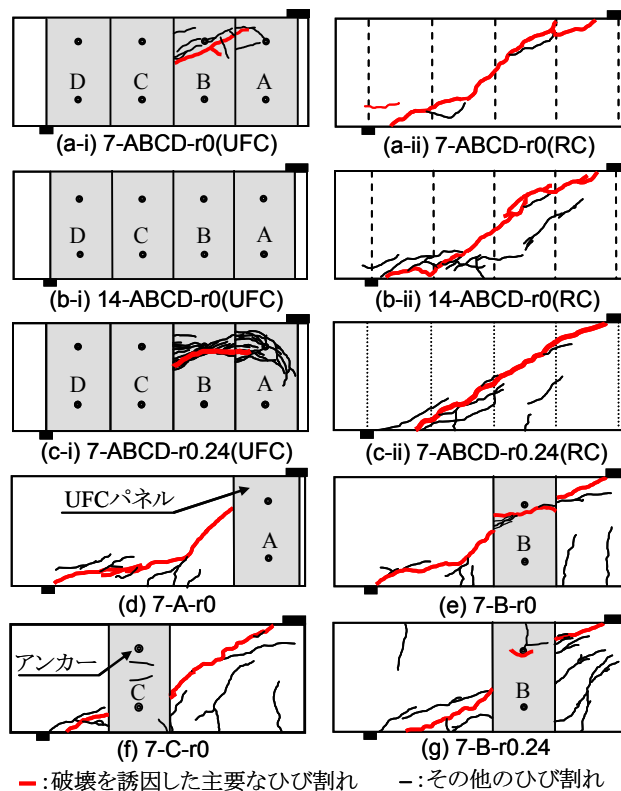


図-2 荷重-たわみ関係

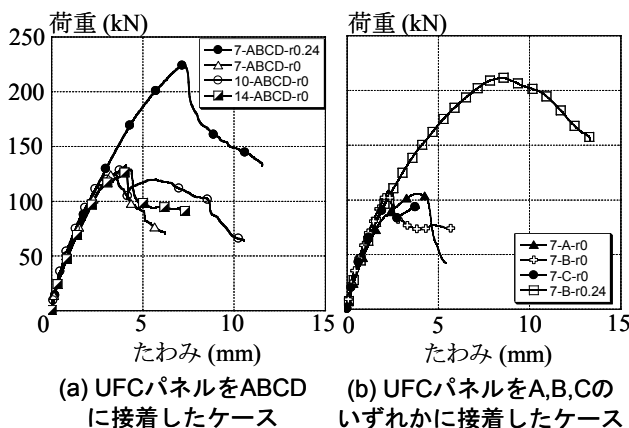


図-3 載荷終了後のひび割れ状況

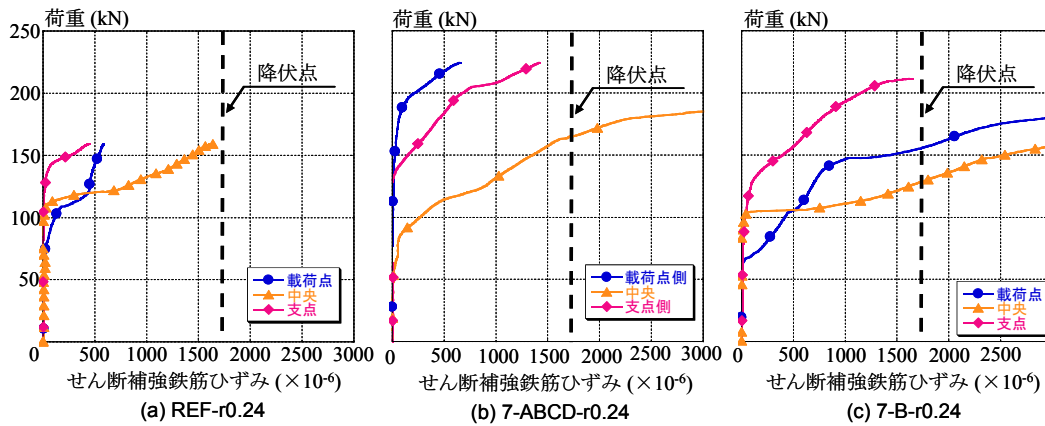


図-4 荷重-せん断補強筋ひずみ関係

中の太線は、最も進展、拡幅したひび割れである。なお、図に含まれていない REF-r0 および REF-r0.24 は 7-ABCD-r0 の RC 部と、10-ABCD-r0 は 7-ABCD-r0 とほぼ同様のひび割れ性状を示した。以下に、それぞれの供試体のひび割れ進展状況について説明する。

(1) 7-ABCD-r0

荷重が 105kN の時点で、図-3(a-i)に示すように、位置 B の UFC パネルにひび割れが発生した。その後、荷重の増加とともに位置 B のパネルのひび割れが進展し、ピーク荷重時(125.0kN)には位置 A のパネルにもひび割れが生じた。載荷試験終了後、RC 部の斜めひび割れは、図-3(a-ii)に示すように、パネルのひび割れと同じ位置に発生していた。

(2) 14-ABCD-r0

荷重が 30kN の時点で RC 部に曲げひび割れが発生し、129.2kN でピーク荷重に達した。しかし、図-3(b-i)に示すように、UFC パネルにひび割れは発生しなかった。一方、図-3(b-ii)に示すように、RC 部にはひび割れが生じており、7-ABCD-r0 とほぼ同一のひび割れ性状であった。なお、載荷試験終了後、UFC パネルに打ち込まれたアンカーボルトに拔出が生じているのを目視により確認した。

(3) 7-ABCD-r0.24

荷重が 160kN の時点で、図-3(c-i)に示すように、位置 B の UFC パネルにひび割れが発生した。その後、荷重の増加とともに位置 B のパネルのひび割れが進展し、ピーク荷重時(224.2kN)には位置 A のパネルにもひび割れが生じた。なお、パネルに生じたひび割れは、せん断補強筋の無いケースよりも分散し、幅が小さくなった。

(4) 7-A-r0

荷重が 30kN の時点で RC 部に曲げひび割れが発生し、105.4kN でピーク荷重に達した。しかし、図-3(d)に示すように、UFC パネルにひび割れは発生しなかった。なお、載荷試験終了後、UFC パネルに打ち込まれたアンカーボルトに拔出は見られなかった。

(5) 7-B-r0

荷重が 95kN の時点で、RC 部に斜めひび割れが発生し

た。その後、図-3(e)に示すように、102kN の時点で UFC パネルにひび割れが発生した。その後、荷重は若干の増加を示し、108.6kN でピーク荷重に達した。なお、ピーク荷重時、UFC パネルのひび割れを目視により観察したところ、開口幅は約 2mm であった。

(6) 7-C-r0

荷重が 104kN の時点で、RC 部に斜めひび割れが発生した。その後、荷重はほとんど増加せず、105.6kN でピーク荷重に達した。なお、図-3(f)に示すパネルのひび割れは、ポストピーク域で発生した。

(7) 7-B-r0.24

荷重が 105kN の時点で、RC 部に斜めひび割れが発生した。斜めひび割れ発生後も荷重は増加し続け、図-3(g)に示すように、207kN の時点でパネルにひび割れが発生した。その後、荷重は若干の増加を示し、211kN の時点でピーク荷重に達した。なお、RC 部に生じたひび割れは、せん断補強筋の無いケースと比較して、分散する傾向にあり、幅が小さくなった。

3.3 荷重-せん断補強筋ひずみ関係

図-4に、REF-r0.24, 7-ABCD-r0.24, 7-B-r0.24 の荷重-せん断補強筋ひずみ関係を示す。図の凡例「載荷点側」「中央」「支点側」はそれぞれ、図-1に示した[1], [2], [3]のせん断補強筋に対応している。図-4(a)に示すように、REF-r0.24 はピーク荷重時、すべてのせん断補強筋が降伏ひずみに達していない。せん断補強筋の応力に降伏強度を用いた修正トラス式(1)によるせん断耐荷力が 118.2kN と実験値を大きく上回っていることから、せん断補強筋が降伏していないことがわかる。一方、7-ABCD-r0.24 および 7-B-r0.24 は、少なくとも 1 本のせん断補強筋が降伏しており、また、降伏ひずみに達していないせん断補強筋に関しても、REF-r0.24 より大きなひずみが生じていることがわかる。すなわち、UFC パネルを接着することにより、パネル自身が分担力を発揮するだけでなく、せん断補強筋の降伏を促し、せん断補強筋の分担せん断力を向上させる効果がある。UFC パネルによりせん断補強筋間の斜めひび割れの開口が抑制さ

れ、骨材の噛合い効果が消失せず、せん断補強筋が降伏するまで荷重が増加したことが一因として考えられる。

### 3.4 破壊モード

本研究では、UFC パネルを接着した RC はりの破壊モードを、以下の3つに分類する。

#### (1) パネル拡幅破壊

7-ABCD-r0, 10-ABCD-r0, 7-B-r0, 7-ABCD-r0.24, 7-B-r0.24 で観察された、UFC パネルのひび割れが拡幅することで破壊に至るモードである。ただし、3.2(3)(5)(7)で説明したように、ピーク荷重時のひび割れ幅は実験ケースによって異なり、せん断補強筋を有するものはひび割れ幅が小さくなる傾向にあった。なお、7-C-r0 はポストピーク域でパネルにひび割れが発生したため、本破壊モードには含めていない。

#### (2) アンカー拔出し破壊

14-ABCD-r0 で観察された、アンカーボルトの拔出しが先行的に破壊に至るモードである。3.2(2)および図-3(b-i)で説明したように、14-ABCD-r0 では、UFC パネルにひび割れが発生せず、かつ、試験終了後にアンカーボルトの拔出しを確認した。

#### (3) 母材先行破壊

7-A-r0, 7-C-r0 で観察された、パネルのひび割れの拡幅、アンカーボルトの拔出しが、ともに生じない破壊モードである。これは、UFC パネルのひび割れやアンカーボルトの拔出しが発生する前に、母材である RC 部が斜め引張破壊を生じたためと考えられる。

## 4. UFC パネルの分担せん断力に対する検証

UFC パネルのせん断抵抗メカニズムを明らかにするため、測定結果に基づく実験値としての分担せん断力と、仮想斜めひび割れモデルに基づく計算値としての分担せん断力をそれぞれ求め、比較する。

### 4.1 実験値としての分担せん断力

UFC パネルの分担せん断力を、実験での最大せん断力からコンクリートの分担分、せん断補強筋の分担分を差し引くことで求めた。すなわち、

$$V_{UFC} = V_u - V_c - V_s \quad (6)$$

ここに、 $V_{UFC}$  : パネルの分担せん断力、である。

コンクリートの分担せん断力には、供試体間の圧縮強度のばらつきの影響を考慮する。式(5)と同様の考え方で、圧縮強度比の1/3乗をREF-r0の最大せん断力に乗じる。

$$V_c = V_{REF} \times (f'_c / f'_{c-REF})^{1/3} \quad (7)$$

また、せん断補強筋の分担せん断力は、ひずみゲージから得たひずみ値より算出した。ただし、図-5に示すように、斜めひび割れが横切らないせん断補強筋がある場合、そのせん断補強筋の貢献分は無視した。

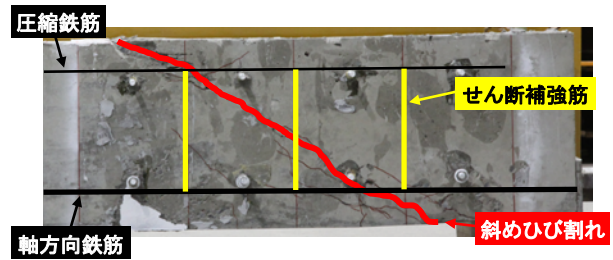


図-5 斜めひび割れとせん断補強筋の位置関係

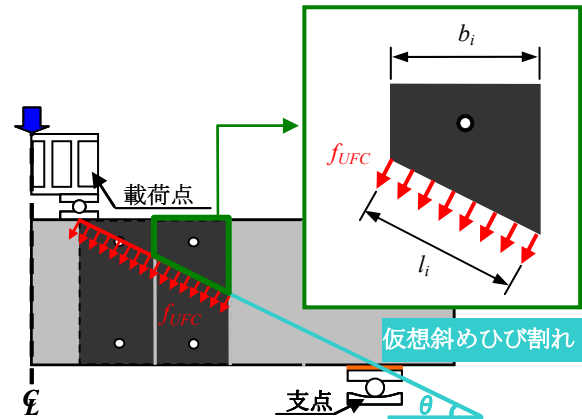


図-6 仮想斜めひび割れモデルと分担せん断力

### 4.2 仮想斜めひび割れモデルによる分担せん断力

本研究では、図-6に示す仮想斜めひび割れを仮定し、パネルの分担力を算出する。 $i$ 番目のパネルの幅を $b_i$ 、仮想斜めひび割れの角度を $\theta$ とすると、パネルのひび割れ長さ $l_i$ は次式で表される。

$$l_i = \frac{b_i}{\cos \theta} \quad (8)$$

ピーク荷重時に、UFCの引張強度が仮想斜めひび割れ面の法線方向に作用すると仮定すると、ひび割れ法線方向に作用する力は、以下ようになる。

$$F_{UFCi} = f_{UFC} \cdot l_i t_i = \frac{f_{UFC} b_i t_i}{\cos \theta} \quad (9)$$

ここに、 $F_{UFCi}$  :  $i$ 番目のパネルに作用するひび割れ法線方向の抵抗力、 $f_{UFC}$  : UFCの引張強度、 $t_i$  :  $i$ 番目のパネルの厚さ、である。

パネルの分担せん断力は、ひび割れ法線方向に作用する力の鉛直成分であるので、

$$V_{UFCi} = F_{UFCi} \cos \theta = f_{UFC} b_i t_i \quad (10)$$

ここに、 $V_{UFCi}$  :  $i$ 番目のパネルの分担せん断力である。最後に、個々のパネルの分担力を合計して、

$$V_{UFC} = \sum V_{UFCi} = f_{UFC} \sum b_i t_i \quad (11)$$

式(11)が、仮想斜めひび割れモデルに基づくパネルの分担せん断力算定式である。

### 4.3 算定結果

表-7に、式(6)および(7)による実験値としてのパネル分担力、式(11)によるパネル分担力の計算値を示す。以

表一七 UFC パネルの分担せん断力の実験値と計算値

供試体名	実験値				計算値	実験値/計算値 [1]/[2]
	最大せん断力 $V_u$ (kN)	コンクリート の分担力 $V_c$ (kN)	せん断補強筋 の分担力 $V_s$ (kN)	[1] UFC パネル の分担力 $V_{UFC}$ (kN)	[2] UFC パネル の分担力 $V_{UFC}$ (kN)	
7-ABCD-r0	62.5	52.5	—	10.0	52.9	0.19
7-ABCD-r0.24	112.1	50.1	21.5	40.5	52.9	0.77
10-ABCD-r0	66.5	52.6	—	13.8	75.6	0.18
7-A-r0	52.7	49.2	—	3.5	13.3	0.26
7-B-r0	54.3	48.7	—	5.7		0.42
7-B-r0.24	105.9	48.1	43.1	14.7		1.10
7-C-r0	52.8	52.7	—	0.1		0.00

下、それぞれのパネル分担せん断力を比較、検証する。

(1) せん断補強筋が無いケース

せん断補強筋が無いケースはすべて、実験値としての UFC パネルの分担せん断力は、仮想斜めひび割れモデルに基づく式(11)による算定値よりも小さくなった。これは、パネルの仮想ひび割れ面に発生している応力に対して、引張強度を使用していることが原因である。例えば 7-B-r0 では、3.2 (5) で述べたように、ピーク荷重時の UFC パネルのひび割れ幅は 2mm 程度であり、これは掛井らの測定した UFC の引張軟化曲線<sup>3)</sup>によると、伝達応力がすでに引張強度の半分以下まで低下している状態である。そのため、このケースに対しては、UFC の引張強度を直接、式(11)に用いると、分担せん断力を過大評価することとなる。一方、7-C-r0 では、ピーク荷重時にパネルにひび割れが発生していない。これは、破壊モードが母材先行破壊であり、7-B-r0 とは逆に、パネルに生じたひずみが小さく、補強効果が得られなかったためである。このように、せん断補強筋の無いケースに対しては、UFC パネルのひび割れ発生時点と部材の最大荷重時とが一致しなかったため、分担せん断力を適切に評価できない。

(2) せん断補強筋を有するケース

7-B-r0.24 に関しては、実験値と計算値の比が 1.10 となり、仮想斜めひび割れモデルは比較的良好に、実験結果を評価することができた。これは、7-B-r0.24 はピーク荷重時におけるパネルのひび割れ幅が小さく、ひび割れ面の伝達応力が UFC の引張強度とほぼ等しかったためである。一方、7-ABCD-r0.24 に関しては、実験値と計算値の比が 0.77 となり、仮想斜めひび割れモデルは実験結果を過大評価している。これは、7-ABCD-r0.24 は実際にはピーク荷重時にひび割れが発生したパネルが位置 A および B のみであり、位置 C および D のパネルが補強効果を発揮しなかったためである。

以上のように、仮想斜めひび割れモデルは、接着したすべてのパネルにひび割れが生じ、かつ、そのひび割れ幅が小さい場合に、実験結果と整合する。ただし、本研究では 7-B-r0.24 の 1 体だけの検証に留まっている。算定

モデルをより高精度かつ信頼性のあるものとするためには、UFC パネルの接着位置の影響を考慮することに加えて、さらなる実験データの蓄積が必要である。

5. まとめ

本研究で得られた知見を、以下にまとめる。

- 1) ストリップ型 UFC パネルによる RC はりのせん断補強効果は、パネル厚 7mm 程度では補強量に応じて増加するが、厚さ 10mm 程度を境にアンカーボルトの拔出し破壊が生じ、頭打ちとなる。
- 2) UFC パネルを載荷点や支点近傍に接着した場合、母材破壊が先行するため、補強効果を発揮できない。
- 3) RC はりがせん断補強筋を有する場合、パネルのひび割れ幅が減少することで、パネルの分担せん断力が増加する効果と、せん断補強筋の降伏を促すことで、せん断補強筋の分担せん断力を向上させる効果がある。そのため、その補強効果はせん断補強筋の無いケースよりも大きくなる。
- 4) 仮想斜めひび割れモデルに基づくパネルの分担せん断力の計算値は、接着したすべてのパネルにひび割れが生じ、かつ、そのひび割れ幅が小さい場合に、実験値と合致する。

謝辞

本研究は、東京工業大学 CUEE 若手研究者経費の補助を受け、実施しました。ここに深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 柴田 耕ほか: UFC パネルによる RC はりのせん断補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol. 31, No. 2, pp. 1633-1638, 2009.7
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書 [設計編], 2007
- 3) 掛井孝俊ほか: 超高強度鋼繊維補強セメント系複合材料の破壊力学特性, 第 57 回セメント技術大会講演要旨, pp. 230-231, 2003.