論文　鋼繊維補強無孔性コンクリートを用いた PC はりのせん断特性

若山　大幹[*1]・大窪　一正[*2]・河野　克哉[*3]・二羽　淳一郎[*4]

要旨：プレストレス量と引張鋼材比が鋼繊維補強無孔性コンクリート（以下，PFC）はりのせん断特性に及ぼす影響を明らかにするために，極めて高いプレストレスを導入したケースを含め，プレストレス量や引張鋼材比をパラメータとした PFC はりの 4 点曲げ試験を行った。その結果，デジタル画像相関法（以下，DIC）から求めた最大主ひずみ分布より，目視では確認できない段階から PFC はりの微細な斜めひび割れが確認された。さらに，DIC を用いて，せん断耐力の繊維貢献分およびマトリクス貢献分を評価することで，プレストレス量と引張鋼材比が増えるにつれて，せん断耐力のマトリクス貢献分が増加傾向にあることを確認した。

キーワード：鋼繊維補強無孔性コンクリート，せん断破壊，プレストレス量，引張鋼材比，画像相関法

1. はじめに

超高強度コンクリートは，土木構造物の長大化や高耐久化を可能にする材料である。2015 年には 400N/mm^2 以上の極めて高い圧縮強度を有する無孔性コンクリートが開発された [1)]。その構造部材への適用を想定して，鋼繊維補強無孔性コンクリート（以下，PFC）の圧縮・引張に対する力学特性が実験的に明らかにされている [2)]。このような新材料を用いた構造部材の設計法を確立するためには，部材のせん断特性に影響を及ぼす因子を明確にすることが必要となる。そこで，プレストレスを導入した PFC はりのせん断挙動に対して，プレストレス量や引張鋼材比が及ぼす影響について実験的に検討が行われている [3)]。しかし，未だ実験事例が少ないため，PFC はりのせん断特性に対して検討が必要である。さらに，PFC の極めて高い圧縮強度を活かすためには，通常の PC はりより大幅に高いプレストレス量を導入することが有効であると考えられる。

そこで本研究では，PFC はりの 4 点曲げ試験を行い，プレストレス量と引張鋼材比が PFC はりのせん断特性に及ぼす影響を検討した。さらに，デジタル画像相関法（以下，DIC）を用いて，せん断耐力の繊維貢献分とマトリクス貢献分を評価することで，プレストレス量と引張鋼材比が及ぼす影響を考察した。

2. 実験概要

2.1 使用材料および配合

PFC の使用材料および配合を**表－1**, **表－2** にそれぞれ示す。使用材料は，PFC 専用プレミックス結合材（B），高強度砂（S），鋼繊維（F），高性能減水剤（SP）および消泡剤（DF）である。練混ぜは容量 0.15m^3 のオムニミキサを使用し，打込み後に 40°C の一次養生を 12 時間，脱型後に試験体内部に水を供給する煮沸吸水処理を 30 分間，その後に 90°C の二次蒸気養生を 48 時間，続いて 180°C の加熱養生を 48 時間行った [1)]。

2.2 試験体概要

表－3 に試験体諸元を，**図－1** に試験体概要を示す。全ての試験体で，はりの有効高さ d を 210mm，ウェブ幅 b_w を 60mm，せん断スパン a を 630mm とし，断面形状は引張側にフランジ部を有する逆 T 形とした。なお，試験体 11.7-s0 は著者らの先行研究 [4)] のデータを引用したものである。引張側の PC 鋼材として 1~3 本の総ねじ PC 鋼棒を，圧縮側の PC 鋼材として 1 本の PC 鋼棒をそれぞれシース内に配置した。プレストレスによるはり断面下縁における設計応力度 σ_{ld} は 10，20，40，60N/mm^2 の 4 水準とし，ポストテンション方式によってプレストレスの導入およびグラウト材の充填を行った。RC 試験体である 11.7-s0 では PC 鋼材を配置し，緊張を行わずにグラウト材を充填した。プレストレス量は，プレストレス導入時の PC 鋼材のひずみによって制御した。圧縮鋼材と引

表－1　使用材料の物性等

名称	記号	物性等
プレミックス結合材	B	密度 2.82g/cm^3
高強度砂	S	密度 2.63g/cm^3
鋼繊維	F	直径 0.2mm, 長さ 15mm, 密度 7.84g/cm^3
高性能減水剤	SP	ポリカルボン酸系
消泡剤	DF	ポリグリコール系

表－2　配合

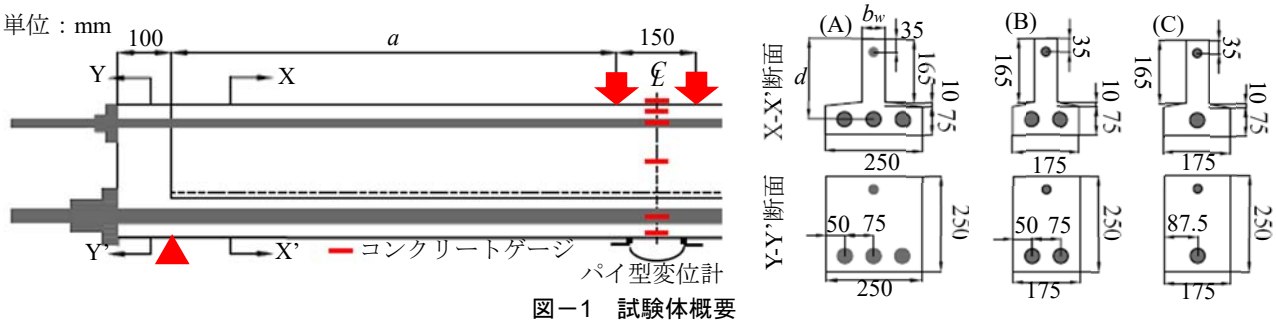
W/B (%)	単位量(kg/m^3)			繊維	混和剤	
	W	B	S	F	SP	DF
15	199	1328	934	2 vol.%	B× 1.6%	B× 1.6%

*1 東京工業大学　環境・社会理工学院　土木・環境工学系　土木工学コース　修士学生　（学生会員）
*2 東京工業大学　環境・社会理工学院　土木・環境工学系　受託研究員　博（工）　（正会員）
*3 太平洋セメント（株）　中央研究所　第 2 研究部　チームリーダー　博（工）　（正会員）
*4 東京工業大学　環境・社会理工学院　土木・環境工学系　教授　工博　（フェロー会員）

表－3　試験体諸元

試験体名	断面形状	d (mm)	b_w (mm)	a (mm)	σ_{ld} (N/mm^2)	引張側 PC 鋼材	圧縮側 PC 鋼材	A_p (mm^2)	p_w (%)
11.7-s0[4]	(A)	210	60	630	0	D25×3	ϕ13	1473	11.7
11.7-s20	(A)				20				
11.7-s40	(A)				40				
11.7-s60	(A)				60				
6.03-s20	(B)				20	D22×2		760	6.03
7.80-s20	(B)					D25×2		982	7.80
3.90-s10	(C)				10	D25×1		491	3.90
6.03-s10	(B)					D22×2		760	6.03
7.80-s10	(B)					D25×2		982	7.80

試験体名：(p_w)-s(σ_{ld})，d：有効高さ，b_w：ウェブ幅，a：せん断スパン，σ_{ld}：試験体下縁の設計応力度，
A_p：引張側 PC 鋼材の総断面積，p_w：引張鋼材比

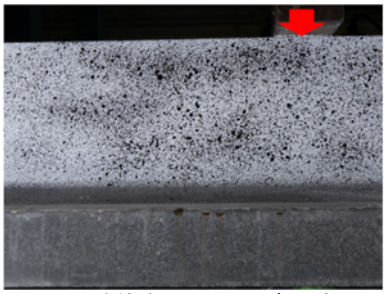


図－1　試験体概要

張鋼材に適切な緊張力を導入することで，上縁応力度は 0N/mm^2 となるように設計している。なお，実際に導入されたプレストレス量は後述の**表－4** に示している。引張側の緊張材には公称直径 22.0mm, 公称断面積 380.1mm^2, 弾性係数 201kN/mm^2，降伏強度 1141N/mm^2（0.2%耐力）の総ねじ PC 鋼棒 D22，または公称直径 25.0mm，公称断面積 490.9mm^2，弾性係数 201kN/mm^2，降伏強度 1161N/mm^2 の総ねじ PC 鋼棒 D25 を使用した。圧縮側の緊張材には公称直径 13.0mm，公称断面積 132.7mm^2，弾性係数 201kN/mm^2，降伏強度 1213N/mm^2 の PC 鋼棒を使用した。引張側のシースは内径 35mm，圧縮側のシースは内径 20mm のものであり，グラウト材は超低粘性 PC グラウト材とした。

2.3 載荷方法および測定項目

載荷は，3000kN 油圧ジャッキを用いた静的 4 点曲げとした。載荷板の部材軸方向の幅は 65mm とし，支点支圧板の部材軸方向の幅を 70mm とした。支点の支圧板と試験体の間にはシリコングリスを 2 枚のテフロンシートで挟んだ減摩パッドを挿入して水平方向の摩擦を低減した。測定項目は，荷重，スパン中央における鉛直変位，スパン中央におけるはり側面のコンクリートひずみとした。**図－1** に示すようにはり側面のコンクリートひずみは上縁と，上縁から 10mm, 35mm, 105mm, 210mm, 240mm の位置で測定した。また，曲げひび割れ発生荷重を確認するためにパイ型変位計を**図－1** に示すように設置した。



図－2　試験体表面のランダムパターン

2.4 デジタル画像相関法

載荷中のウェブ側面のひずみ分布やひび割れの進展，せん断破壊性状を確認することを目的に，デジタル画像相関法[5]（以下，DIC）に基づく画像解析を行った。対象は，11.7-s0 を除いた試験体とした。試験体のウェブ側面を白色のスプレーで塗装した後，黒色のスプレーを用いて**図－2** のようにランダムパターンを描き，デジタルカメラを用いてスパン全体を 10kN 毎に撮影した。

3. 実験結果と考察

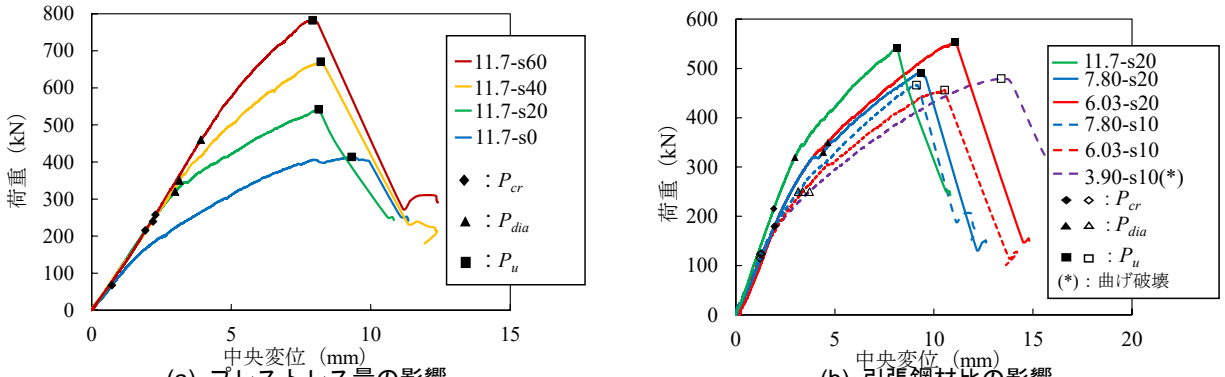
3.1 荷重と変位の関係

荷重と変位の関係を**図－3** に，試験結果を**表－4** に示

す。はり上下縁のプレストレス量 σ_u，σ_l は載荷試験直前の PC 鋼材のひずみから算出した。**図－3** には曲げひび割れ発生荷重 P_{cr}，斜めひび割れ発生荷重 P_{dia}，最大耐力 P_u をプロットしている。P_{cr} はパイ型変位計による計測値が急激に増加したときの荷重として定義した。P_{dia} は後述 3.2 の方法により求めた。3.90-s10 では，引張鋼材が降伏した後，等曲げスパン内で上縁側のコンクリートが圧壊する曲げ引張破壊となったが，その他の試験体ではせん断破壊であった。3.90-s10 では，引張鋼材量が小さいため，曲げ耐力が小さくなり，曲げ破壊が先行したと考えられる。**図－3(a)**より，プレストレス量が増加すると，P_{cr}，P_{dia}，P_u が増加すること，**図－3(b)**より，引張鋼材比 p_w が増加すると，P_{dia} 以降の剛性の低下が小さくなる傾向が確認できる。しかし，p_w を増加させた場合に最大耐力が増加する傾向は確認できなかった。なお，この傾向は先行研究[3)]の報告と一致する。

3.2 P_{dia} の算出

図－4 に例示した DIC によって算出した最大主ひずみ ε_1 分布より P_{dia} を決定した。なお，DIC は載荷直前に撮影した写真を初期状態としているため，DIC の結果から得られるひずみ分布には，プレストレスによるひずみは含まれていない。**図－4(a)**，**図－4(b)**より，320~330kN の荷重にかけて ε_1 が最大で 10000μ 以上と局所的に急増している箇所が確認されたため，微細な斜めひび割れが発生したと判定した。このように，明確に最大主ひずみの増加が確認できた荷重を P_{dia} とした。同様にして他の試験体で P_{dia} を決定したが，11.7-s0 では DIC を適用していなかったため，P_{dia} を算出しなかった。以上のように，



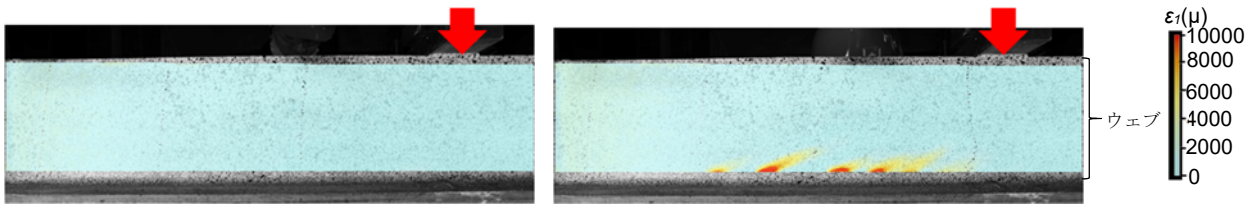
(a) プレストレス量の影響　　(b) 引張鋼材比の影響

図－3　荷重と変位の関係

表－4　試験結果

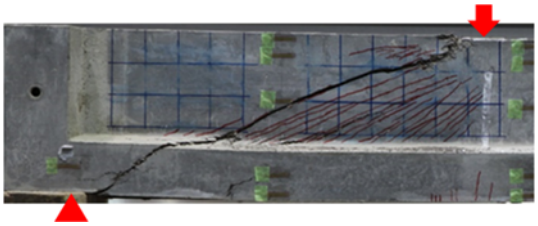
試験体名	f'_c(N/mm^2)	f_{cr}(N/mm^2)	E_c(kN/mm^2)	σ_u(N/mm^2)	σ_l(N/mm^2)	P_{cr}(kN)	P_{dia}(kN)	P_u(kN)
11.7-s0[4)]	296	9.80	53	0	0	67.3	–	414
11.7-s20	314	12.0	56	-0.5	18.4	216	320	542
11.7-s40	312	13.2	56	0.8	38.8	239	350	671
11.7-s60	321	11.5	59	0.4	60.9	257	460	783
6.03-s20	321	11.5	59	0.2	22.1	181	350	555
7.80-s20	321	11.5	59	0.5	21.7	179	330	491
3.90-s10	311	12.6	58	-0.4	11.0	124	250	478
6.03-s10	311	13.2	56	-0.1	10.9	115	250	457
7.80-s10	311	13.2	56	-0.1	11.1	123	250	466

f'_c：圧縮強度，f_{cr}：ひび割れ発生強度，E_c：弾性係数，σ_u：上縁応力度，σ_l：下縁応力度，P_{cr}：曲げひび割れ発生荷重，P_{dia}：斜めひび割れ発生荷重，P_u：最大耐力

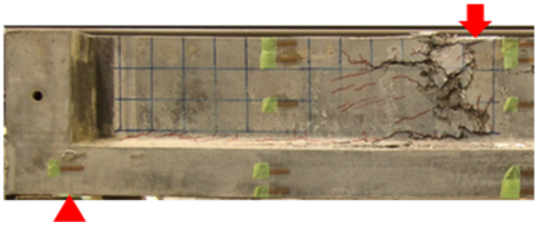


(a) 320kN　　(b) 330kN(P_{dia})

図－4　P_{dia} の決定（7.80-s20 の最大主ひずみ分布）



(a) 6.03-s10



(b) 11.7-s60

図－5　破壊後の試験体

DIC を用いることで，目視では確認できない段階において PFC はりの微細な斜めひび割れを確認できた。

3.3 破壊形態

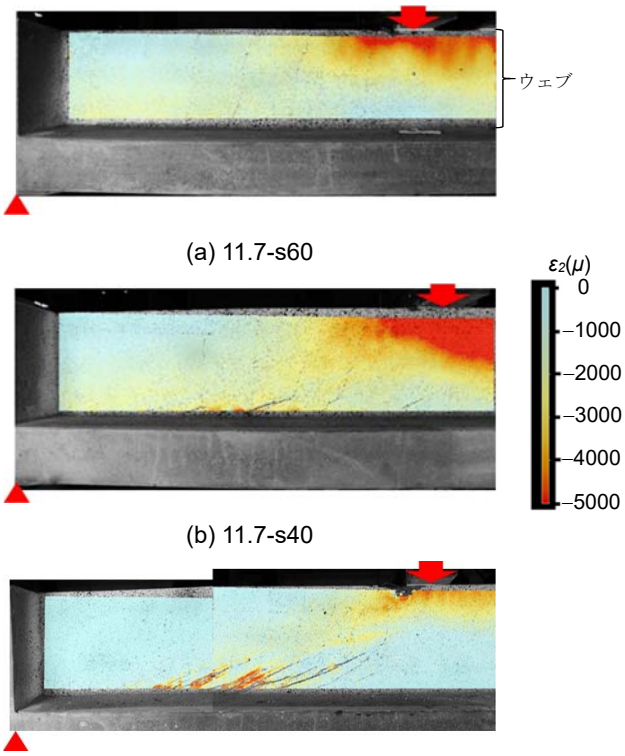
図－5(a)に，典型的な破壊形態を示した例として，6.03-s10 の破壊後の写真を示す。曲げひび割れ発生後，フランジ上縁とウェブの境界を起点として，ウェブ側面に伸びる斜めひび割れが DIC および目視で確認された。これらの斜めひび割れは微細かつ高密度に分布しており，破壊直前まで特定の斜めひび割れが開口する様子は確認できなかった。さらに，多数の微細な斜めひび割れが発生した後も荷重は増加を続け，せん断スパン内の載荷点近傍のコンクリートが圧壊した直後に，圧縮破壊領域に向けて一つの斜めひび割れが急激に進展することで試験体が耐力を失う脆性的な破壊が確認された。これらの傾向は先行研究[3)]の報告と一致する。

図－5(b)に，11.7-s60 の破壊後の写真を示す。この試験体では，載荷点付近の圧縮破壊領域がウェブ全域にわたることや斜めひび割れが他の試験体に比べて少ないことが確認された。この破壊形態は他の試験体では確認されなかったため，11.7-s60 では非常に高いプレストレス量により，特異的な破壊形態を示したと考えられる。

図－6 に，DIC により求めた最大荷重時の最小主ひずみ ε_2 分布を圧縮を負として示す。図－6(a)より，11.7-s60 では載荷点付近に圧縮領域が大きく分布していることを確認できた。さらに，図－6(b)を図－6(c)と比較すると，プレストレス量が増えるにつれて載荷点付近の圧縮領域が拡大するとともに，載荷点から支点へと圧縮領域が広がっている様子を確認できる。プレストレス量が増加すると，載荷点から支点に至る圧縮ストラットが強固になったことを DIC によって可視化できたと言える。

3.4 中立軸位置

図－7 に，最大荷重時のスパン中央における中立軸位置と各パラメータの関係を示す。中立軸位置は，部材上縁からの距離で示しており，上縁から 10mm，35mm，105mm の位置でひずみゲージによって計測したコンクリートひずみの値を用いて線形近似することで算出した。この時使用したひずみの値は，プレストレスによるひずみも含むものである。図－7(a)より，プレストレス量が増えるにつれて中立軸位置の上縁からの距離が増加したことを確認した。ただし，11.7-s60 の試験体では，上縁から 10mm と 35mm のひずみが最大荷重時に計測できなかったので，上縁と，上縁から 105mm の 2 点のひずみを用いて中立軸位置を算出している。11.7-s60 では，中立軸位置の上縁からの距離が約 194mm となり，ウェブ全域が圧縮領域になったことを確認できた。このことは 11.7-s60 が特異的な破壊形態となった要因と考えられる。さらに，図－7(b)より，p_w が増えるにつれて中立軸位置

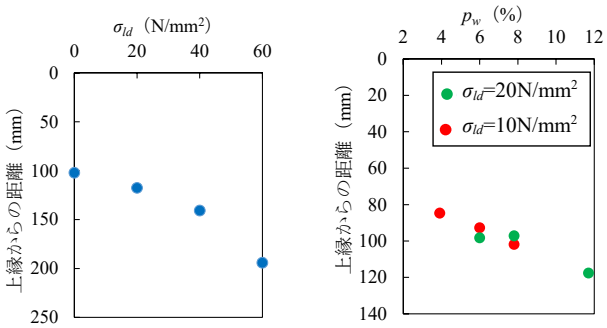


(a) 11.7-s60

(b) 11.7-s40

(c) 11.7-s20

図－6　最小主ひずみ分布



(a) σ_{ld} の影響　　(b) p_w の影響

図－7　最大荷重時のスパン中央における中立軸位置

の上縁からの距離が増加する傾向であったことを確認した。

4. せん断耐荷機構の評価

4.1 繊維およびマトリクス貢献分の算出手法

PFC はりのせん断耐力における各パラメータの影響を明確にするために，Pitcha ら [6]の方法を参考にしてせん断耐力の繊維貢献分 V_f を算出した。

DIC により，対象領域内を分割した各小領域（以下，サブセット）の x 軸と y 軸方向変位を計測した。図－8(a)に示すように，y 軸方向で隣接する 2 つのサブセットより新たに境界要素に変換し、この境界要素において以下の手段によってひび割れ幅などを算出した。

まず，図－8(b)に示す隣接する 2 つのサブセットの変位より，x 方向と y 方向の相対変位を式(1)と式(2)を用いて算出した。

$$\Delta u_{ik}=u_{ij+1}-u_{ij} \tag{1}$$

$$\Delta v_{ik}=v_{ij+1}-v_{ij} \tag{2}$$

$$\delta_{ik}=\{(\Delta u_{ik})^2+(\Delta v_{ik})^2\}^{1/2} \tag{3}$$

ここで，Δu_{ik}，Δv_{ik}：境界要素(i, k)の x 方向および y 方向相対変位，u_{ij}，v_{ij}：サブセット(i,j)の x 方向および y 方向変位，δ_{ik}：境界要素(i, k)の相対変位の大きさ，である。

次に，y 軸方向の各列 i において，最大荷重時に δ_{ik} が最大となる境界要素を支配的斜めひび割れの境界要素と定義し，抽出した。以下，抽出後の変位などのデータは添え字 i（列番号）のみで記す。図－8(c)に示すように，斜めひび割れ角度は高さ方向に約 10mm 毎の分割した領域において，各層の上下端の支配的斜めひび割れの位置を結んだ直線の傾き θ_m とし，同じ層内の境界要素の斜めひび割れ角度は一定とした。支配的斜めひび割れの境界要素(i)のひび割れ幅を図－8(b)に示すひび割れ開口変位 w_i とするとき，δ_i と水平軸のなす角 β_i，w_i は式(4)，式(5)により算出される。

$$\beta_i=\cos^{-1}(\Delta u_i/\delta_i) \tag{4}$$

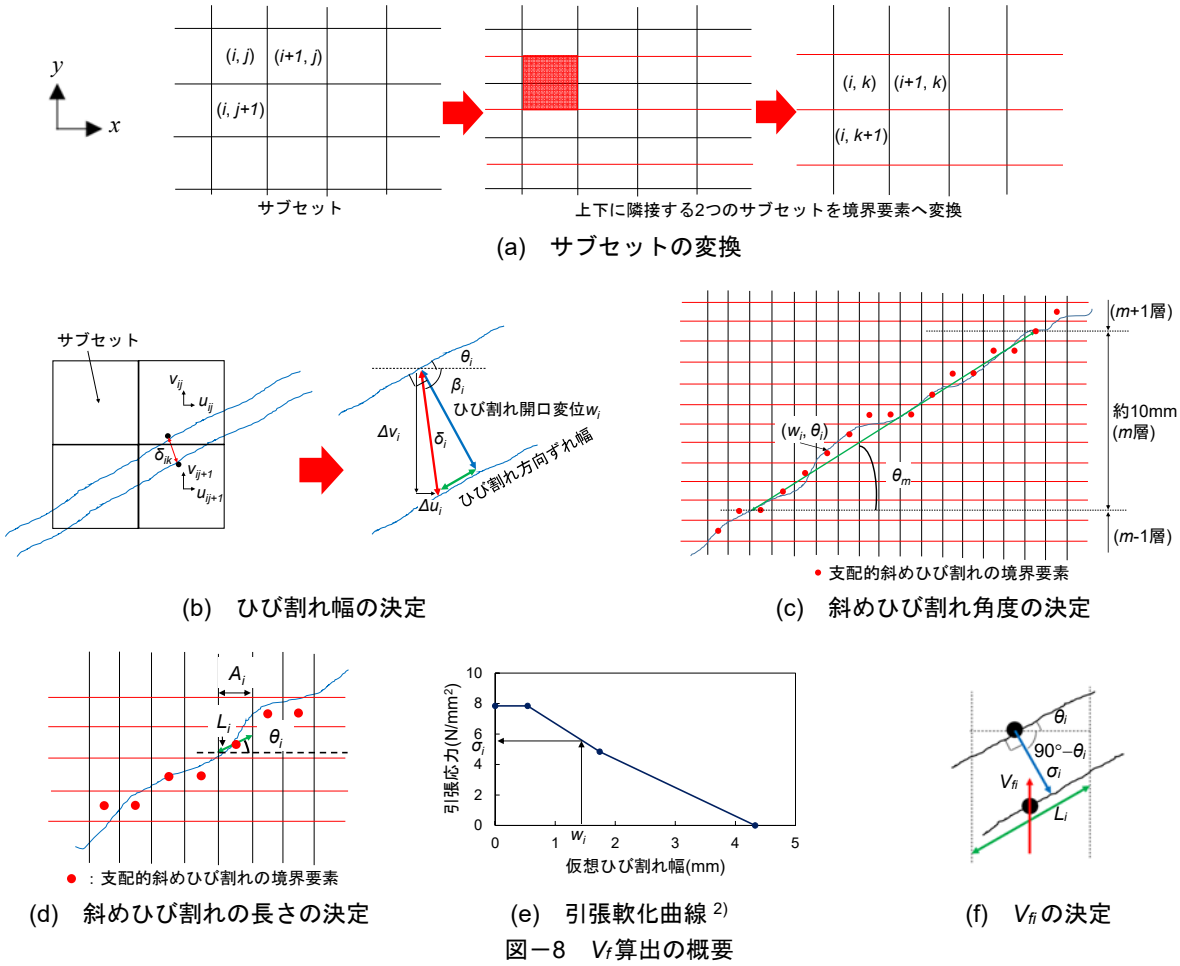
$$w_i=\delta_i\cdot\cos\{\beta_i-(90°-\theta_i)\} \tag{5}$$

ここで，Δu_i：支配的斜めひび割れの境界要素(i)の x 方向相対変位，δ_i：支配的斜めひび割れの境界要素(i)における相対変位の大きさ，θ_i：支配的斜めひび割れの境界要素(i)の斜めひび割れ角度$(=\theta_m)$，である。

さらに，図－8(d)に支配的斜めひび割れの境界要素(i)の長さ L_i に関する算出の概要図を示す。L_i は式(6)により算出した。

$$L_i=A_i/\cos\theta_i \tag{6}$$

ここで，A_i：メッシュ幅，である。



(a)　サブセットの変換

(b)　ひび割れ幅の決定

(c)　斜めひび割れ角度の決定

(d)　斜めひび割れの長さの決定

(e)　引張軟化曲線 [2]

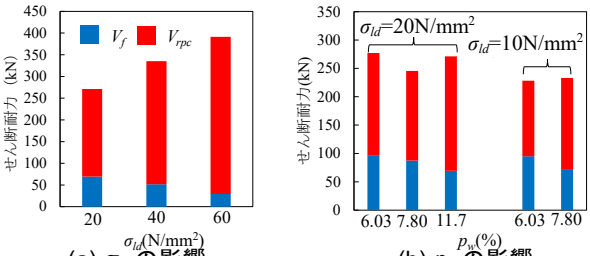
(f)　V_{fi} の決定

図－8　V_f 算出の概要

表－5　V_f と V_{rpc} の算出結果

試験体名	V_f(kN)	V_{rpc}(kN)	V_u(kN)
11.7-s20	69.5	202	271
11.7-s40	52.0	283	335
11.7-s60	29.3	362	391
6.03-s20	96.0	181	277
7.80-s20	87.5	158	245
6.03-s10	95.1	133	228
7.80-s10	71.2	162	233

V_f：せん断耐力の繊維貢献分，V_{rpc}：せん断耐力のマトリクス貢献分，V_u：せん断耐力の実験値



(a) σ_{ld} の影響　　(b) p_w の影響

図－9　各パラメータとの関係

支配的斜めひび割れの境界要素(i)の引張応力σ_iは，図－8(e)に示すように柳田らの PFC の引張軟化モデル [2]において，w_i に対応する引張応力とした。さらに，図－8(f)に各支配的斜めひび割れの境界要素(i)における繊維貢献分 V_{fi} の概要図を示す。上記のように支配的斜めひび割れの境界要素の情報を用いて式(7)より V_f を算出した。

$$V_f=\sum_{i=1}^{n} V_{fi}=\sum_{i=1}^{n} \sigma_i \cdot b_w \cdot L_i \cdot \sin(90°-\theta_i) \qquad (7)$$

ここで，n：支配的斜めひび割れの境界要素数，である。

超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案）[7]を参考に，せん断耐力の実験値 V_u から V_f を差し引いた値をせん断耐力のマトリクス貢献分 V_{rpc} とした。

4.2 V_f と V_{rpc} の算出結果

表－5 に V_f と V_{rpc} の算出結果を，図－9 に各パラメータとの関係を示す。なお，11.7-s0 は DIC を適用していなかったため，3.90-s10 は曲げ破壊となったため，V_f を算出しなかった。図－9(a)より，プレストレス量が増えるにつれて，V_{rpc} が増加したことを確認した。3.3 や 3.4 で示したように，プレストレス量が増加したとき圧縮領域が拡大したことで，まだひび割れていない圧縮部のコンクリートのせん断抵抗が増加し，その抵抗が V_{rpc} の増加に寄与したと考えられる。さらに，図－9(b)より，p_w が増えるにつれて V_{rpc} が増加する傾向であったことを確認した。3.4 で示した中立軸位置の傾向が V_{rpc} の増加に寄与したと考えられる。ただし，7.80-s20 の V_{rpc} は 6.03-s20 に比べて小さいように，増加の明確な傾向を確認できなかった。3.3 で示したように，破壊形態は載荷点付近のウェブの圧縮破壊が支配的であったため，下フランジにある引張鋼材量の影響が小さくなり p_w の影響を明確に確認できなかったと考えられる。

5. 結論

本研究では，PFC はりのせん断特性を評価することを目的に，PFC はりを用いた PC はりの 4 点曲げ試験を行った。以下に得られた知見をまとめる。

1) DIC から求めた最大主ひずみ分布より，目視では確認できない段階から PFC はりの微細なひび割れが確認できた。
2) プレストレス量が増えるにつれて，せん断耐力のマトリクス貢献分が増加し，せん断耐力も増加した。圧縮領域の拡大がせん断耐力のマトリクス貢献分の増加に寄与したと考えられる。
3) 引張鋼材比が増えるにつれて，せん断耐力のマトリクス貢献分が増加する傾向であった。中立軸位置の上縁からの距離が増加する傾向がせん断耐力のマトリクス貢献分の増加に寄与したと考えられる。

参考文献

1) 中山莉沙，河野克哉，多田克彦：圧縮強度 460N/mm² を発現する超高強度セメント硬化体の開発，土木学会第 70 回年次学術講演会，V-303，pp.605-606，2015
2) 柳田龍平，中村拓郎，河野克哉，二羽淳一郎：鋼繊維で補強した無孔性コンクリートの圧縮・引張に対する力学モデル，土木学会論文集(材料・コンクリート構造)，Vol.74，No.1，pp.10-20，2018
3) 林佑希子，柳田龍平，河野克哉，二羽淳一郎：プレストレス量と鋼材比が異なる繊維補強 PFC はりのせん断挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.1465-1470，2019
4) 若山大幹，柳田龍平，河野克哉，二羽淳一郎：鋼繊維補強無孔性コンクリートを用いたはり部材のせん断挙動，コンクリート工学年次論文集，Vol.42，No.2，pp.1039-1044，2020
5) 佐川康貴，尾上幸造，内野正和，松下博通：一軸圧縮力を受けるモルタル供試体のひずみ計測へのデジタル画像相関法の適用性に関する検討，実験力学，Vol.7，No.2，pp.20-26，2007
6) Jongvivatsakul, P. et al.:Evaluation of Shear Carried by Steel Fibers of Reinforced Concrete Beams Using Tension Softening Curves, Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. E2, Vol.67, No.4, 493-507, 2011
7) 土木学会：超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針（案），コンクリートライブラリー，113，2004