

論文 鋼繊維入りプレストレストコンクリート開孔梁の構造性能

鳥居 太樹*1・丸田 誠*2・永井 寛*3・岩崎亮太*4

要旨：設備用円形開孔を有する PC 梁の実験例は少ない。さらに鋼繊維 (SF) を混入したものは無い。そこで本研究では SFPC 梁の損傷制御およびせん断強度の評価方法の提案を目的とし、曲げせん断実験を実施した。試験体は、片持ち梁形式 (一次実験) の 4 体 (2 試験体) と逆対称梁形式 (二次実験) の 2 体である。実験因子は、開孔および鋼繊維の有無等とした。実験結果から、いずれの試験体も一般部もしくは、開孔部でせん断破壊を示し、鋼繊維による強度および靱性能の向上を確認した。各せん断強度式に鋼繊維の影響として割裂強度の 10%~25%を考慮することで試験体の終局強度等を同等程度の余裕度 (実験値/計算値) で評価できた。

キーワード：プレストレストコンクリート, 鋼繊維, 有孔梁, ひび割れ強度, せん断強度

1. はじめに

プレストレストコンクリート (以下, PC) 梁は, 鉄筋コンクリート (以下, RC) 梁に比べ, ひび割れの抑制や地震後の残留変形が小さいなどの高い復元性を有し, 大スパンが可能のため普及している。多くの建築物は, 設備用開孔を設けられており, PC 梁では PC 規準¹⁾に則り, 矩形断面開口が多い。近年では, RC 造における既成金物による開孔補強の増加に伴い, PC 梁も同様な補強方法が要望されている。この実現のため, RC 造と同様な既成開孔補強金物+孔際補強筋を用いたせん断実験が実施され, 強度等に関する検討がなされた^{2),3)}。

一方, RC に鋼繊維 (以下, SF) を混ぜることで, 梁の損傷低減や強度上昇等に有効であると報告されている⁴⁾。

本研究では, 円形開孔を有する PC 梁に鋼繊維を混入させた梁部材の損傷制御およびせん断強度等の構造性能評価を目的とし, 片持ち梁加力 (一次実験) と逆対称加力 (二次実験) の曲げせん断実験を実施した。一次実験

は鋼繊維および開孔の有無を実験因子とした片持ち梁形式で, 二次実験は PCaPC, 現場打設 PRC を実験因子とした逆対称モーメント梁形式とした。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体形状および断面を図-1 に, 試験体諸元を表-1 に, 鉄筋の機械的性質を表-2 に, コンクリートの機械的性質を表-3 に示す。PC 鋼棒は一次実験では丸鋼, 二次実験では異形鋼棒を使用した。グラウトの目標強度は 80 N/mm^2 とした。図-2 右のように鋼繊維はアジテーター車に直接投入後, 均等に拡散させることができる



図-2 鋼繊維

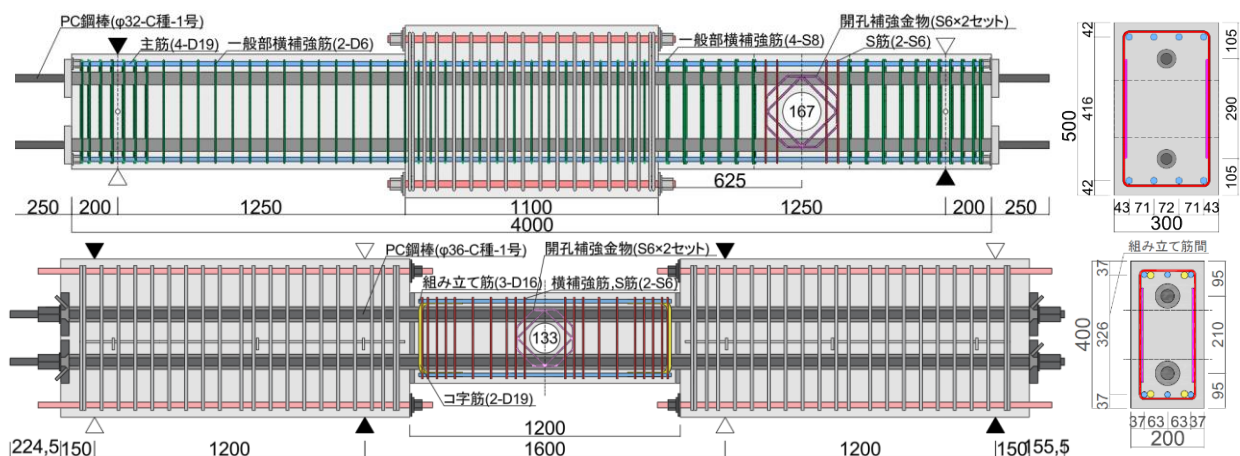


図-1 試験体形状および断面図 (上: 一次実験, 下: 二次実験 (SFPCa))

(単位: mm)

*1 静岡理科大学大学院 理工学研究科 システム工学専攻 (学生会員)

*2 静岡理科大学 理工学部 建築学科 教授 博士 (工学) (フェロー会員)

*3 (有) SK サービス 工修 (正会員)

*4 ピーエスコンストラクション (株) (正会員)

表－１ 試験体諸元

試験体名		一次実験				二次実験	
		PC0N	PC1N	PC0R	PC1R	SFPCa	SFPRC
パラメータ	鋼繊維	無	有	無	有	有	有
	開孔	無	無	有	有	有	有
梁幅×梁せい	B×Dmm	300×500				200×400	250×400
せん断スパン	M/Qmm	1250				600	
開孔径	h mm	--	--	167(D/3)		133(D/3)	
コンクリート	設計強度	Fc	N/mm ² 36			60	30
	実強度	σ _B	N/mm ² 40.4 35.6 40.4 35.6			62.8	37.4
主筋	配筋 ^{※1}		4-D19			3-D16 ^{※2}	3-D16
	引張鉄筋比	p _t	%			0.834	0.657
PC 鋼棒	配筋 ^{※1}		1-φ32			1-φ36	1-φ32
	引張鉄筋比	p _p	%			0.671	1.651 1.042
せん断補強筋	配筋 ^{※1}		2-D6@75 4-S8@75			2-S6@80	2-S6@128
	補強筋比	p _w	%			0.282 0.880	0.396 0.198
孔際補強筋	配筋 ^{※1}		-- 2-S6×2			2-S6×2	
補強筋	補強筋比	p _s	%			-- 0.203	0.389 0.311
開孔補強金物	配筋 ^{※1}		-- S6×2			S6×2	
補強筋比	p _d	%			-- 0.287	0.550 0.440	
鋼繊維量	V _f	vol. %	0.0 1.0 0.0 1.0	1.0 1.0			
PC 緊張	PC 導入率	%	0.308 0.318 0.316 0.316	0.449 0.307			
	Pe 軸応力	σ _g	N/mm ² 3.827 3.947 3.920 3.927			13.073	5.693
	軸応力度比	n _g	0.095 0.111 0.097 0.110			0.208	0.152

※1 D₁(SD295),SD₂(SD490),S₁(KSS785)
 ※2 組み立て筋を示す

表－２ 鉄筋の機械的性質

実験	鋼種		降伏強度	ヤング係数	引張強さ	備考 (使用試験体)
	径	材質	σ _y (N/mm ²)	E _s (×10 ⁴)	σ _{max} (N/mm ²)	
一次	D6	SD295 (D6)	324.1	17.08	503.4	横補強筋
		KSS785 (S6)	*1919.7	18.94	1149.6	開孔補強金物 孔際補強筋
	D8	KSS785 (S8)	*11029	18.36	1183.3	横補強筋
	D19	SD490 (SD19)	530.5	18.59	695.7	一般部主筋
二次	φ 32	1080/1230	*11158	20.20	1270	PC 鋼棒
	D6	SD785 (S6)	*1922.3	18.40	1141.4	せん断補強筋 孔際補強筋 開孔補強金物
	D16	SD345 (SD16)	389.7	18.35	530.0	主筋
	D19	SD345 (SD19)	390.8	18.56	483.7	コ字筋
	φ 32	1080/1230	*11153	19.71	1273	PC 鋼棒
	φ 36	1080/1230	*11144	20.30	1288	PC 鋼棒

※1 0.2%オフセット法により算定
 ※2 一次は丸鋼，二次は異形鋼棒

表－３ コンクリートの機械的性質

実験	設計強度	鋼繊維量	圧縮強度	割裂強度	ヤング係数
	Fc (N/mm ²)	V _f (vol.%)	σ _B (N/mm ²)	σ _t (N/mm ²)	E _c (×10 ⁴)
一次	36	0.0	40.4	2.78	3.22
		1.0	35.6	3.64	2.97
二次	60	1.0	62.8	-	3.60
		30	37.4	-	3.03

※ ヤング係数は σ_B/3 により算定

ようになってきており、図－１ 左に示す，直径 0.6mm，長さ 30mm の両端フック付きの鋼繊維を使用した。

一次実験の試験体は約 1/2 縮尺で中央に剛強なスタブを有する片持ち梁試験体 2 体（試験区間 4 体）である。梁断面は梁幅 B を 300mm，梁せい D を 500mm とし，梁スパンを 1250mm (M/QD=2.5) とした。コンクリート強度 Fc は 36N/mm²，引張主筋の配筋量は 4-D19 (Pt=0.83%)，PC 鋼棒は 1-φ 32-C 種 (Pp=0.67%) とした。PC 導入率 (PC 鋼棒の降伏強度 Py に対するプレストレス導入量 Pe) は約 0.31，軸応力度比は 0.1 となる。PC0N (繊維なし)，PC1N (繊維あり) は，無開孔 PC 梁で，せん断余裕度を約 0.6 とし，せん断破壊を想定した。PC0R (繊維なし)，PC1R (繊維あり) は，D/3 開孔を有した PC 梁で，開孔部に開孔補強金物を S6×2 セット (0.29%) 孔際補強筋を 0.203%，一般部せん断補強筋を 0.88%に上げることで開孔部せん断余裕度を約 0.7 とし，開孔部せん断破壊を想定した。

二次実験の試験体は，梁両端にスタブを持つ逆対称梁でせん断スパンは 600mm (M/QD=1.5) である。梁幅は，SFPCa 試験体は 200mm，SFPRC 試験体は 250mm とした。一次実験試験体と同様の補強方法で，開孔部せん断余裕度を 0.6 とし，開孔部せん断破壊を想定した。PCa-SFPC (SFPCa) 試験体はプレキャストを想定し，PC 鋼棒 1-φ 36-C 種 (Pp=1.65%) のみが主筋となり軸応力度比を約 0.2 に上げた梁である。トラス機構を考え，端部でも軸鉄筋の負担引張力が 0 にならないように両梁端にコの字型の水平長さ、鉛直長さともに 350mm 程度のコ字筋 2-D19 (SD345) を配筋した。SFPRC 試験体は軸応力度比を約 0.15 とし鉄筋 3-D16 (Pt=0.66%) および PC 鋼棒 1-φ 32-C 種 (Pp=1.04%) が主筋とし作用する PRC 梁とした。二

次実験の 2 体ともに鋼繊維は 1.0vol%混入させた。

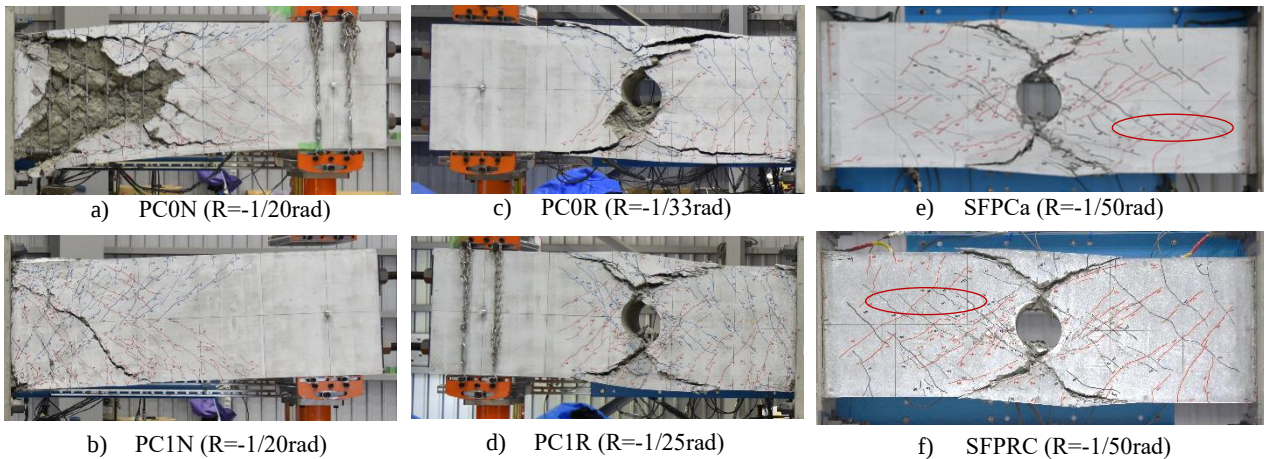
2.2 載荷方法

載荷は，一次実験では片持ち梁，二次実験では逆対称梁の正負交番漸増繰返し載荷とした。載荷履歴は，部材角 R=±1/800，1/400，1/200，1/100，1/50，1/33，1/25，1/20rad において R=±1/800，1/25，1/20rad では 1 サイクル，その他 2 サイクルの繰返し載荷とした。加力途中で開孔部せん断破壊した場合は，当該サイクルの目標部材角まで載荷して終了とした。ひずみの測定は，PC 鋼棒，主筋，横補強筋，開孔補強金物について行った。ひび割れ幅計測については，各ピークおよび除荷時に行った。

3. 実験結果

3.1 破壊経過および破壊性状

計算結果および実験結果一覧を表－４に，試験体の最終破壊状況を図－３に示す。表－４の曲げ終局強度は PC 規準に基づき算定した。一般部せん断終局強度は，RC 終局強度指針⁹⁾の A 法による Q_{su1}式 ((1)式)，PC 規準の B 法による Q_{su2}式 ((2)式)，RC 規準⁹⁾の荒川 mean 式にプレストレス (PS) 分を考慮した式による Q_{su4}式 ((3)式) を，開孔部せん断終局強度は修正広沢式に PS 分を考慮した式による Q_{H2}式 ((4)式) に基づき算定した。PS 分として既往論文²⁾では，軸力の 10%がせん断強度に寄与するとして 0.1・α・σ_g・b・j を累加した式で評価しており，同様の算定とした。記号については RC 終局強度指針お



図－３ 試験体最終状況

よび RC 規準, PC 規準, 既往論文²⁾を参照されたい。
SFPCa 試験体は, 各終局強度について組み立て筋間距離
を応力間距離として算定した。

$$Q_{su1} = b \cdot j_0 \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot \frac{b \cdot D \cdot \sigma_B}{2} \quad (1)$$

$$Q_{su2} = b_0 \cdot j_0 \cdot p_w \cdot w f_y + \frac{b_0 \cdot D}{2} (v_1 \cdot F_c - 2 p_w \cdot w f_y) \cdot \tan \theta \quad (2)$$

$$Q_{su3} = \left(\frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} (F_c + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} \right) \cdot b \cdot j$$

$$Q_{su4} = Q_{su3} + 0.1 \cdot a \cdot \sigma_g \cdot b \cdot j \quad (3)$$

$$Q_{H1} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} (\sigma_B + 18)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} \cdot \left(1 - \frac{1.61 \cdot H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{\Sigma p_s \cdot \sigma_{sy}} \right\} \cdot b \cdot j$$

$$Q_{H2} = Q_{H1} + 0.1 \cdot a \cdot \sigma_g \cdot b \cdot j \quad (4)$$

一次実験の試験体は, R=1/800rad で曲げひび割れが発生後, 曲げせん断ひび割れ, せん断ひび割れが順に発生した。PC0N 試験体は, R=1/25rad で主筋に沿うひび割れが発生し, せん断ひび割れにつながり付着割裂破壊およびせん断破壊の様相を示した。最終サイクル R=1/20rad

では, コンクリートの損傷が顕著になった。PC1N 試験体は, 曲げひび割れおよびせん断ひび割れがともに拡幅したがコンクリートの損傷はあまり見られなかった。さらに R=+1/20rad までせん断ひび割れの顕著な拡幅は確認されず, 当該サイクル負側でせん断ひび割れが拡幅し, せん断破壊となった。有開孔試験体 (PC0R, PC1R) は, R=1/400rad で開孔の接線方向のせん断ひび割れ (以下, 開孔部せん断ひび割れ) 発生後, 開孔部せん断ひび割れの拡幅に伴い, 最大強度となった。

二次実験は, いずれの試験体も R=1/800rad で曲げひび割れ, 開孔部せん断ひび割れが発生し, R=1/50rad サイクル中に開孔部せん断ひび割れ幅の拡幅に伴い最大強度に至った。SFPCa 試験体は, 曲げひび割れが梁端部の目地に集中したため, 曲げひび割れおよび曲げせん断ひび割れ数が少量であった。さらに, R=1/100rad に PC 鋼棒間 (図－3 e) 赤枠) に付着ひび割れのような細かいせん断ひび割れが発生した。SFPRC 試験体も同様 (図－3 f) 赤枠) であった。

3.2 せん断力 Q－梁変形角 R 関係

各試験体のせん断力 Q－変形角 R 関係を図－4 に示す。せん断力 Q－変形角 R 関係には, 曲げ終局強度, 各せん断強度の計算値を併せて示す。

一次実験の PC0N 試験体は, 374kN で最大強度となり, R=1/20rad で最大強度から約 46%まで減少した。鋼繊維

表－４ 計算結果および実験結果一覧

試験体名	計算値										実験値									
	曲げ終局強度		せん断終局強度				せん断余裕度				主筋降伏時強度		最大強度		最大強度時部材角		限界変形角		破壊形式※2	
			一般部		開孔部		一般部		開孔部											
	Q _{fu}	τ _{fu} σ _B	A 法	B 法	荒川式※1 +PS	広沢式 +PS	A 法	B 法	荒川式※1 +PS	広沢式 +PS	正側	負側	正側	負側	正側	負側	正側	負側		
			Q _{su1}	Q _{su2}	Q _{su4}	Q _{H2}	Q _{su1}	Q _{su2}	Q _{su3}	Q _H										
			(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	Q _{fu}	Q _{fu}	Q _{fu}	Q _{fu}										(kN)
(kN)																				
PC0N	471	0.078	337	401	331	--	0.72	0.85	0.70	--	312	-324	374	-377	31.4	-20.1	38.1	33.7	FS	
PC1N	464	0.087	324	365	316	--	0.70	0.79	0.68	--	380	-386	396	-417	40.1	-40.0	40.1	40.0	FS	
PC0R	471	0.078	1193	1297	450	334	2.53	2.76	0.96	0.71	368	-361	390	-399	19.7	-20.0	25.3	24.9	FS	
PC1R	464	0.087	1053	1262	421	324	2.27	2.72	0.91	0.70	382	-387	436	-438	30.1	-30.0	38.8	35.1	FS	
SFPCa	620	0.123	523	549	473	399	0.84	0.89	0.76	0.64	--	--	473	-457	13.8	-10.0	22.8	17.0	FS	
SFPRC	460	0.123	370	374	336	301	0.81	0.81	0.73	0.65	353	-369	410	-380	10.0	-10.1	17.4	15.2	FS	

※1 せん断終局強度は荒川 mean 式により算定 ※2 FS: 曲げ降伏後せん断破壊 (主筋のみ降伏)

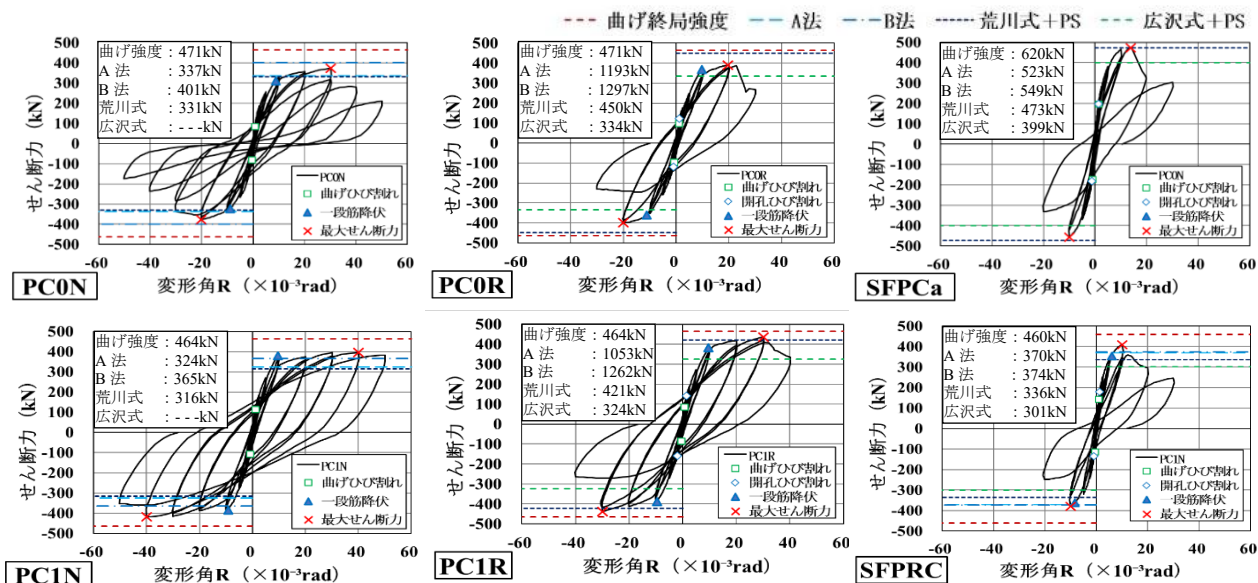


図-4 せん断力Q-部材角R

を混入した PC1N 試験体は、396kN で最大強度となり、 $R=1/20\text{rad}$ で最大強度の 80%以上も保持していた。PC0R 試験体は、390kN で最大強度となり、 $R=1/33\text{rad}$ で最大強度の 68%程度まで減少した。鋼繊維を混入した PC1R 試験体は、436kN で最大強度となり、 $R=1/25\text{rad}$ で最大強度の 75%程度保持した。最大強度に着目すると、無開孔試験体 (PC0N, PC1N) は、鋼繊維補強によりせん断強度が約 1.06 倍、有開孔試験体は、開孔部せん断強度が約 1.12 倍上昇した。

二次実験の SFPCa 試験体は、PC 鋼棒が降伏することなく開孔部せん断破壊を示し、473kN で最大強度となった。SFPRC 試験体は、 $R=1/100\text{rad}$ で主筋のみ降伏ひずみに達し、その後、開孔部せん断破壊を示し、410kN で最大強度となった。いずれの試験体も強度が急激に低下し、 $R=1/25\text{rad}$ で最大強度の SFPCa 試験体は約 64.1%、SFPRC 試験体は約 54.3%程度まで低下した。

3.3 せん断補強筋ひずみ

3.3~3.5 節では、一次実験を中心に鋼繊維の有無について検討してゆく。各試験体のせん断補強筋ひずみ分布 ($R=1/100\text{rad}$) を図-5 に示す。図中の青破線は、降伏ひずみを 0.2%オフセット法により算定した値である。鋼繊維補強を施した試験体はひずみが小さく、無開孔試験体ではヒンジ領域内、有開孔試験体では開孔周囲で降伏したひずみを除き、約 1000μ 以下となった。

3.4 ひび割れ幅推移

無開孔試験体のひび割れ幅計測位置を図-6 に、ひび割れ幅推移を図-7 に示す。曲げひび割れ幅は、いずれの試験体も変形角の増大に伴い、ひび割れ幅も拡幅した。せん断ひび割れ幅は、 $R=1/100\text{rad}$ を境に PC0N 試験体は拡幅し、鋼繊維補強を施した PC1N 試験体は、0.3mm 程度を維持した。鋼繊維によるせん断ひび割れ幅の抑制効

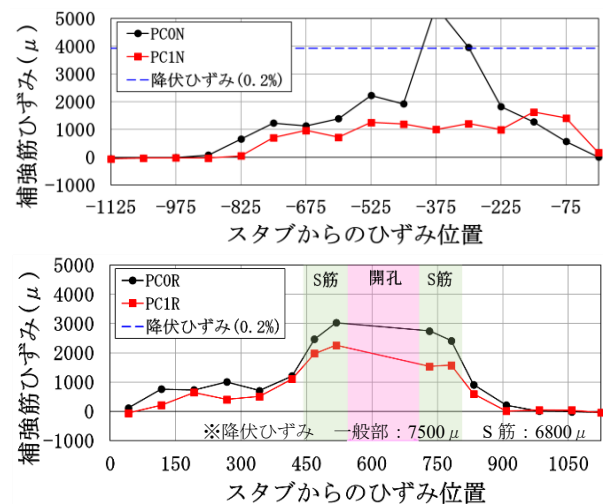


図-5 せん断補強筋ひずみ分布 ($R=1.00\%$ rad)

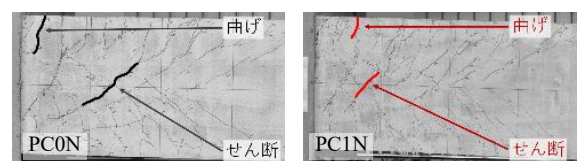


図-6 ひび割れ幅計測位置

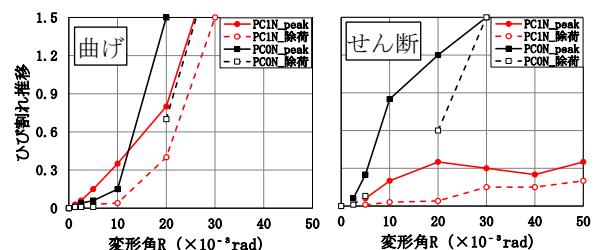
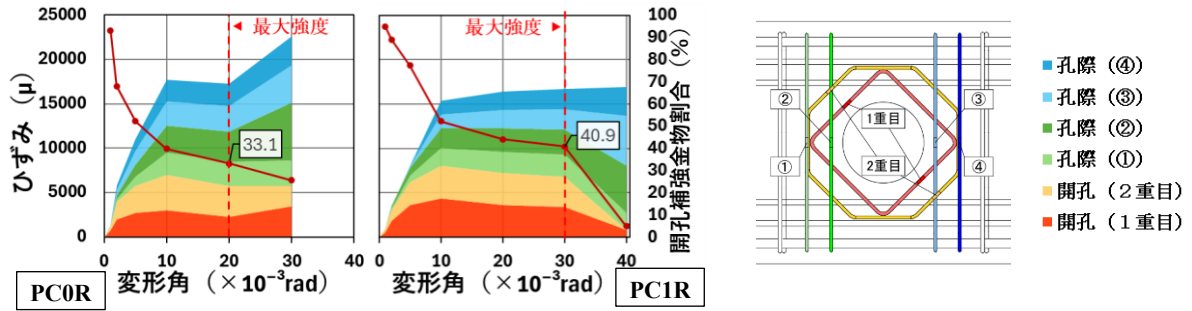


図-7 ひび割れ幅推移

果が確認された。

3.5 開孔補強ひずみ

鉛直筋と斜め筋ひずみでは、同様に評価できないが、修正広沢式において斜め筋を角度補正により算定してお



図－8 開孔周囲の累加ひずみ履歴および開孔補強金物割合（左：PC0R，右：PC1R）

り、ひずみへの適用を試みた。各サイクルにおける開孔周囲のひずみの負担割合の傾向を見るため、正側サイクルの開孔周囲（開孔補強金物および孔際補強筋）における合計ひずみ履歴および開孔補強金物割合を図－8に示す。開孔補強金物は、一重目と二重目ひずみをそれぞれ合計した値を示す。開孔補強金物割合は、孔際補強筋および開孔補強金物の合計ひずみに対する開孔補強金物ひずみを示す。

いずれの試験体も弾性時は9割程度占めていた開孔補強金物ひずみの割合は、開孔部せん断ひび割れの発生後、低下し始め最大強度時では33～41%程度となった。R=1/100radから最大強度時までのひずみがほぼ一定となった。鋼繊維の混入したPC1R試験体の開孔補強金物ひずみ割合が鋼繊維無しのPC0R試験体に比べ、僅かに高い値を示している。

4. 鋼繊維混入による最大強度式の評価・検討

鋼繊維混入により曲げ終局強度およびせん断終局強度の増加は既往論文からも報告されている³⁾。コンクリートに鋼繊維を混入させることで、架橋効果による鋼繊維コンクリートの引張性能がせん断強度に寄与すると考え、鋼繊維コンクリートの引張力 σ_t を各せん断強度評価式((1)～(4)式)のせん断補強筋の引張力として加え、各評価式((5)～(10)式)を用いた。靱性指針式⁷⁾による開孔せん断強度式((9),(10)式)も含む。鋼繊維コンクリートの引張力について、二つの方法で行った。検討1では、せん断補強筋ひずみ差である。3章の実験結果から、ひび割れ後のせん断補強筋の引張力を鋼繊維が一部負担すると思われる。例として図－5の無開孔試験体（上側）における降伏ひずみを除く最もひずみ差が大きい箇所（スタブから約0.5～1.0D範囲）に、有開孔試験体も開孔ひび割れが拡幅した同箇所に着目した。実験結果から鋼繊維コンクリートの負担分は、せん断補強筋ひずみ1000 μ 分とした。このひずみ差に各補強筋のヤング係数、鉄筋断面積を乗じて、梁断面で除すことで鋼繊維負担分の応力を算定した。これは鋼繊維コンクリートの割裂強度の約10%にあたり、一部の式では、鋼繊維による引張強度負担は最大強度の上昇分を評価できなかった。検討

2では、既往論文³⁾による鋼繊維コンクリートの寄与度である。既往論文³⁾では曲げ終局強度式に鋼繊維コンクリートの割裂強度の25%を考慮して評価している。また、表－3の割裂強度から圧縮強度で算定した割裂強度について鋼繊維による上昇分が25%あり、せん断強度にも鋼繊維コンクリートの割裂強度の25%が寄与すると仮定した。以上を踏まえ、鋼繊維を考慮した各せん断強度評価式（上から順にA法、B法、荒川mean式、修正広沢式、靱性指針式：各式にプレストレストの効果を追加）および実験結果との比較を図－9に示す。

$$Q_{su1} = b \cdot j_0 \cdot (p_w \cdot \sigma_{wy} + \sigma_t) \cdot \cot \theta + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot \frac{b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B}{2} \quad (5)$$

$$Q_{su2} = b_0 \cdot j_0 \cdot (p_w \cdot w f_y + \sigma_t) + \frac{b_0 \cdot D}{2} (v_1 \cdot F_c - 2 \cdot p_w \cdot w f_y) \cdot \tan \theta \quad (6)$$

$$Q_{su3} = \left(\frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} (F_c + 18)}{\frac{M}{(Q \cdot d)} + 0.12} + 0.85 \sqrt{(p_w \cdot \sigma_{wy} + \sigma_t)} \right) \cdot b \cdot j$$

$$Q_{su4} = Q_{su3} + 0.1 \cdot a \cdot \sigma_g \cdot b \cdot j \quad (7)$$

$$Q_{H1} = \left\{ \frac{0.068 \cdot p_t^{0.23} (\sigma_B + 18)}{\frac{M}{(Q \cdot d)} + 0.12} \cdot \left(1 - \frac{1.61 \cdot H}{D} \right) + 0.85 \sqrt{(\Sigma p_s \cdot \sigma_{sy} + \sigma_t)} \right\} \cdot b \cdot j$$

$$Q_{H2} = Q_{H1} + 0.1 \cdot a \cdot \sigma_g \cdot b \cdot j \quad (8)$$

$$V_u = \frac{(p_{ws} \sigma_{wy} + \sigma_t) + \lambda (1 - 2r) v \sigma_B}{3} b_e j_e \quad (9)$$

$$V_x = (A_x \cdot \sigma_{xy} + A_c \cdot \sigma_t) \sin \theta_x \quad (10)$$

修正広沢式は、二項目の $\Sigma p_s \cdot \sigma_{sy}$ が大きく、鋼繊維コンクリートの引張力を追加しても、開孔部せん断終局強度に大きな影響を与えなかった。靱性指針式の(9)式のトラス機構も、有効圧縮強度の項 $\lambda(1 - 2r)v\sigma_B$ が大きく、鋼繊維コンクリートの引張力を考慮しても影響があまり見られなかった。(10)式の開孔補強金物部分は梁断面 A_c に σ_t を乗ずるためせん断強度が大幅に上昇した。

検討1である鋼繊維として割裂強度の10%を考慮した無開孔梁のA法およびB法式は、余裕度（実験値/計算値）は±10%程度で良好に評価できた。有孔梁では、修正広沢式で30%程度に収まり、概ね良好に評価できたといえる。

検討2である鋼繊維として割裂強度の25%を考慮した各耐力式は、±30%以内に収まっている。各せん断耐力式の余裕度が無開孔梁では荒川式が約1.12、有孔梁では靱性指針式が約1.09～0.90で最も良好に評価できた。PCaPC梁は、応力中心間距離を組み立て筋間とした修正広沢式が約1.16で最も良好に評価できた。

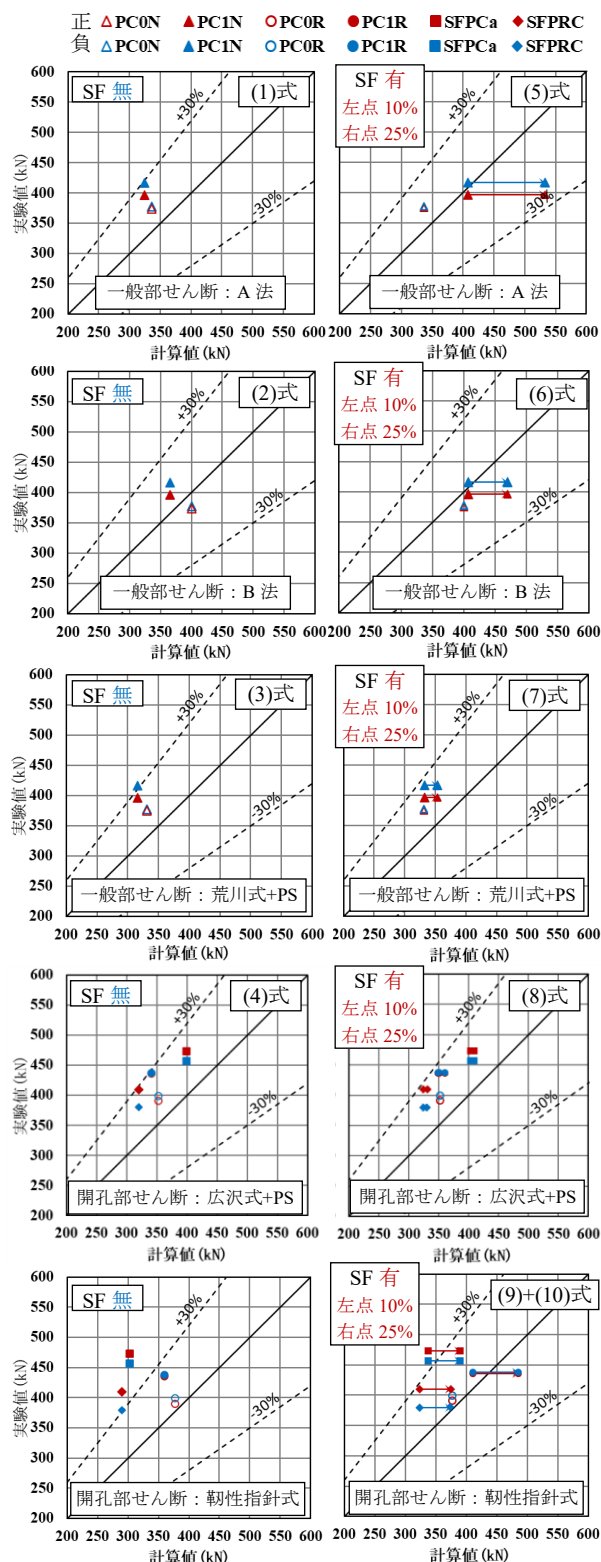
5. まとめ

本研究では、鋼繊維入りPC有孔梁のせん断実験を実施し、以下の知見が得られた。

- (1) 鋼繊維混入によりスリップ性状の改善、終局強度の上昇が確認でき、その効果を確認できた。
- (2) 鋼繊維補強することで、せん断ひび割れ幅が抑制されたことを確認した。
- (3) せん断終局強度に関して無開孔梁試験体では、鋼繊維コンクリート割裂強度の10%を考慮し式に追加したA法およびB法が概ね実験値を良好に評価できた。有孔梁試験体では、割裂強度の25%を考慮し式に追加した靱性指針式により概ね実験値を良好に評価できた。
- (4) PCaPC梁試験体の開孔部せん断終局強度式は、応力中心間距離を組み立て筋間距離として鋼繊維負担分を割裂強度の25%で考慮した修正広沢式+PSにより概ね良好に実験値を評価できた。

参考文献

- 1) 日本建築学会：プレストレストコンクリート設計施工規準・同解説，日本建築学会，2022
- 2) 丸田誠：プレストレストコンクリート円形開口梁の研究，プレストレストコンクリート，研究報告Vol.63，pp.73-80，No.4，July，2021
- 3) 渡邊一弘，丸田誠ら：既製開孔補強金物を用いたプレストレストコンクリート有孔梁のせん断強度に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），構造IV，pp777-780，2019.9
- 4) 丸田誠，金本清臣ら：鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の構造性能に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），構造IV，pp399-402，2019.9
- 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
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同



図ー9 SFを考慮した最大強度評価および比較

解説，2018

- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1990
- 8) 丸田誠，鳥居太樹ら：鋼繊維入りプレストレストコンクリート梁の構造性能（その1～2），日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），構造IV，pp579-580，2024.7