土木学会論文集E2(材料・コンクリート構造), Vol. 67, No. 3, 411-429, 2011.

高強度繊維補強モルタルのPC構造物への適用に関する実験的研究

桜田　道博[1]・森　拓也[2]・大山　博明[3]・関　博[4]

[1]正会員　(株)ピーエス三菱　技術本部　技術研究所（〒250-0875 神奈川県小田原市南鴨宮2-1-67）
E-mail: m-saku@psmic.co.jp

[2]正会員　(株)ピーエス三菱　技術本部（〒104-8215 東京都中央区晴海2-5-24）
E-mail: t-mori@psmic.co.jp

[3]正会員　(株)ピーエス三菱　技術本部　技術部（〒104-8215 東京都中央区晴海2-5-24）
E-mail: h_ohyama@psmic.co.jp

[4]フェロー会員　早稲田大学教授　理工学術院 社会環境工学科（〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1）

設計基準強度が120N/mm^{2}の高強度繊維補強モルタルをPC構造物に適用するため，各種材料試験，PCはり供試体による曲げ載荷実験およびせん断載荷実験を行った．材料試験では高強度繊維補強モルタルの圧縮強度，引張強度，ヤング係数，クリープ係数，乾燥収縮ひずみなど，PC構造物の設計に必要な材料特性を明らかにした．一方，曲げ載荷実験およびせん断載荷実験では，PCはり供試体の曲げひび割れ発生モーメント，曲げ耐力およびせん断耐力などの構造特性が既往の設計方法で安全側に評価できることを確認した．これらの結果から高強度繊維補強モルタルのPC構造物への適用は十分可能であることが示された．

Key Words : *high strength fiber reinforced mortar, creep, drying shrinkage, diffusion coefficient of chloride ions, prestressed concrete beam, flexural strength, shear strength*

1. はじめに

近年, セメントや化学混和剤等の高性能化などにより，設計基準強度が 150N/mm^2 以上の高強度コンクリートが実用化されている [1), 2)]．高強度コンクリートにおいて粗骨材は流動性の低下，強度のばらつき，強度の頭打ち現象などの原因となることがあり，高強度になるほど粗骨材を厳選する必要がある [3)]．そこで，高強度を実現する一つの方法として，粗骨材を使用しないこと，さらに高強度材料の物性を改善するため鋼繊維を混入することを考え，鋼繊維を混入したセメント系の高強度材料(以降, 高強度繊維補強モルタル)を開発することとした(**写真-1**, **写真-2**).

高強度繊維補強モルタルは, 粗骨材を使用しないため, 骨材をそれほど厳選することなく，優れた流動性，自己充填性および設計基準強度 120N/mm^2 の高強度が得られる．また，鋼繊維を混入していることから自己収縮等によるひび割れを防止することや高強度コンクリート特有の脆性的な破壊を抑制することが可能になる [4)]．既に，粗骨材を使用せず，鋼繊維を混入した高強度材料として超高強度繊維補強コンクリート(以降，UFC)が開発されているが [5)~9)]，高強度繊維補強モルタルは，UFC ほど高強度ではないこと，部材に鉄筋を配置し鋼繊維の混入量を少なくしたこと，蒸気養生を簡素化したことなどが UFC と異なっている．

このような高強度繊維補強モルタルをプレストレストコンクリート(以降，PC)構造物に適用することにより，桁高が支間の 1/35 以下となる低桁高 PC 橋(**写真-3**)や高さ 40m のアンテナ塔(**写真-4**)など，通常の強度のコンクリートでは実現できない付加価値の高い PC 構造物を比較的安価に実現できるが [4)]，高強度繊維補強モルタルを PC 構造物に適用するにあたっては，材料の設計値や，PC 部材としての構造性能を明確にする必要があった. そこで，各種材料試験，PC はりの曲げ載荷試験，せん断載荷試験などを実施し，設計に必要な材料特性と PC 部材としての構造性能を確認することとした [4), 10), 11)]．この論文では，これまでに行った試験の最新の結果を示すとともに，曲げ耐力算出時の応力－ひずみ曲線，曲げひび割れ幅，およびせん断耐力などに関して得られた新たな知見を示した．

写真-1　高強度繊維補強モルタル

写真-2　鋼繊維

写真-3　低桁高 PC 橋への適用例

写真-4　アンテナ塔への適用例

2.　高強度繊維補強モルタルの開発

(1)　開発の背景

1990 年代，フランスにおいて圧縮強度が 200N/mm^2 を超える反応性粉体コンクリート(以降，RPC)が開発され，原子力発電プラントのはりや, 橋りょうに適用された[12]. RPC は UFC として日本にも導入され，歩道橋，道路橋および海洋構造物などに適用され，PC 構造物の軽量化，桁高の低減，支間の長大化，高耐久性化が可能になったと報告されている[13), 14), 15)]. このように高強度材料を PC 構造物に適用することで，普通強度のコンクリートでは実現できない付加価値の高い PC 構造物を実現できることから，比較的安価な高強度繊維補強モルタルを開発することとした.

(2)　開発方針

高強度繊維補強モルタルは経済性を考慮し，通常のコンクリート用の製造設備で水，セメント，細骨材などを計量した後，バッチミキサで練り混ぜるノンプレミックス方式で製造することとした．また，セメントには高強度コンクリート用のセメントとして実績のあるシリカフューム混入セメントを，細骨材には JIS A 5308 附属書 1 に適合する通常のコンクリート用のものを使用することとした．養生方法に関しては，早期に強度を発現させること，およびクリープ・乾燥収縮によるプレストレスの低下を最小限にすることを目的として，蒸気養生を行うこととした.

(3)　高強度繊維補強モルタルの開発

a) 試験方法

高強度繊維補強モルタルの開発にあたっては，最初に配合を決定するための事前試験を行った．事前試験では**表-1** の試験を実施し，高強度繊維補強モルタルの設計基準強度，水セメント比 W/C，単位水量，細骨材の種類，鋼繊維の種類および混入率を決定した．事前試験における使用材料および配合をそれぞれ, **表-2** および**表-3** に示す．モルタルの配合は，空気量を 2.0%に設定し，W/C，単位水量，細骨材の種類，鋼繊維の種類および混入率をパラメータとした 14 種類とした. 鋼繊維は外割で混入し，その混入率はモルタルに対する体積百分率とした.

モルタルの練混ぜ方法および蒸気養生の養生方法をそれぞれ，**図-1** および**図-2** に示す. 蒸気養生の前置き期間は，高強度繊維補強モルタルの凝結試験の結果(始発 19.5 時間，終結 22.5 時間)から 24 時間以上と決定した．これは遅れエトリンガイトの生成を避けるため，凝結が終結するまでは蒸気養生を行うべきではないと考えたためである[16)]．ただし，凝結終結時には強度が発現しておらず脱枠できないため，型枠を脱枠した後に蒸気養生する場合は，前置き期間を 48 時間まで長くすることとした. 最高温度および最高温度の保持期間に関しては UFC の標準熱養生[5)]を簡素化し，それぞれ 60℃および 24 時間とした.

b) 事前試験の結果

事前試験の結果の一覧を**表-4** に示す. これらの結果に基づき高強度繊維補強モルタルの配合を検討した.

表-1　事前試験での試験項目

試験項目	試験方法	備　考
(1) フロー試験(0 打)	JIS R 5201	落下なし
(2) スランプフロー試験	JIS A 1150	
(3) 空気量試験	JIS A 1128	圧力法
(4) 圧縮強度試験	JSCE-G505	円柱供試体(φ5×10cm)
	JIS A 1108	円柱供試体(φ10×20cm)
(5) 曲げ強度試験	JIS A 1106	角柱供試体(4×4×16cm)

表-2　使用材料

材　料	記号	仕　様
セメント	C	シリカフューム混入セメント，密度 3.08g/cm^3
水	W	上水道水
細骨材	S	砕砂-1(岩間産)，表乾密度 2.68g/cm^3，吸水率 1.04%，F.M.2.82
		山砂(麻生産)，表乾密度 2.60g/cm^3，吸水率 2.47%，F.M.2.91
		砕砂-2(東根市産)，表乾密度 2.57g/cm^3，吸水率 2.59%，F.M.2.95
		珪砂(鹿沼産)，絶乾密度 2.60g/cm^3
鋼繊維	SF	高張力鋼，引張強度 2000N/mm^2 以上，長さ 13mm，径 0.16mm，密度 7.85g/cm^3
		ステンレス鋼，引張強度 400N/mm^2，長さ 22mm，径 0.6mm，密度 7.85g/cm^3
高性能減水剤	SP	ポリカルボン酸系

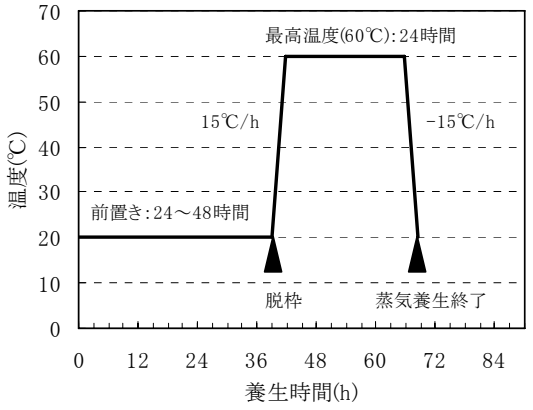


図-2　養生方法

c) 設計基準強度および水セメント比の決定

蒸気養生終了後の材齢3日におけるセメント水比 C/W と圧縮強度との関係を図-3 に示す．一般に，鋼繊維が圧縮強度に及ぼす影響は小さいとされていることから [17]，ここでは鋼繊維を混入していないモルタルで検討した．図-3 に示すようにモルタルの圧縮強度は細骨材の種類の影響を受け，山砂を使用すると圧縮強度が低下することが確認されたため，高強度繊維補強モルタルには砕砂のみを使用することとした．なお，珪砂を使用しても高い強度は得られたが，コストの面から砕砂とした．

一方，砕砂のみを使用した場合でも圧縮強度は 150N/mm^2 程度で頭打ちとなっている．このため，一般のコンクリート用の細骨材を用いた高強度繊維補強モルタルでは，圧縮強度のばらつきを考慮すると，設計基準

表-3　事前試験における配合

No.	W/C (%)	Air (%)	SF 混入率 (vol.%)	SF 種類	細骨材 種類*	W (kg/m^3)	C (kg/m^3)	S (kg/m^3)
1-1	16	2.0	0	―	砕砂-1	210	1313	922
1-2			0	―	山砂	210	1313	908
1-3	17		1.0	高張力鋼	砕砂-2	200	1176	1023
1-4			0	―	砕砂-1	210	1235	989
1-5			0	―	砕砂-2	210	1235	948
1-6			1.0	高張力鋼	砕砂-2	210	1235	948
1-7			2.0	高張力鋼	砕砂-2	210	1235	948
1-8			0	―	山砂	210	1235	974
1-9	20		0	―	砕砂-1	200	1000	1219
1-10			0	―	山砂	200	1000	1201
1-11	23		0	―	砕砂-1	200	870	1335
1-12			0	―	山砂	200	870	1315
1-13	20		1.0	高張力鋼	珪砂	215	1075	1082
1-14	22		4.0	ステンレス鋼	珪砂	232	1055	1053

*山砂は，山砂と砕砂-1 とを体積で 1:1 で混合したもの

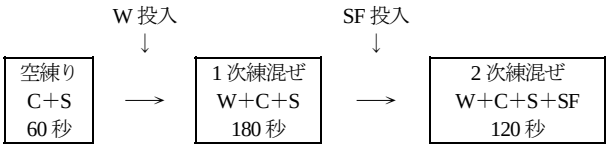


図-1　練混ぜ方法

表-4　事前試験の結果

No.	W/C (%)	フロー (mm)	スランプフロー (mm)	空気量 (%)	圧縮強度 材齢 3 日 (N/mm^2)	圧縮強度 材齢 28 日 (N/mm^2)	曲げ強度 (N/mm^2)
1-1	16	252	―	3.2	151	160	―
1-2		230	―	3.2	147	151	―
1-3	17	250	660	2.9	159	163	―
1-4		262	―	3.1	150	159	―
1-5		250	740	2.9	161	166	10.0
1-6		250	730	3.2	154	154	19.3
1-7		175	550	2.2	153	164	24.9
1-8		280	―	2.4	141	152	―
1-9	20	291	―	2.0	135	143	―
1-10		310	―	1.6	122	140	―
1-11	23	303	―	1.5	124	134	―
1-12		329	―	2.0	101	116	―
1-13	20	261	―	―	178	―	23.7
1-14	22	262	―	―	160	―	26.8

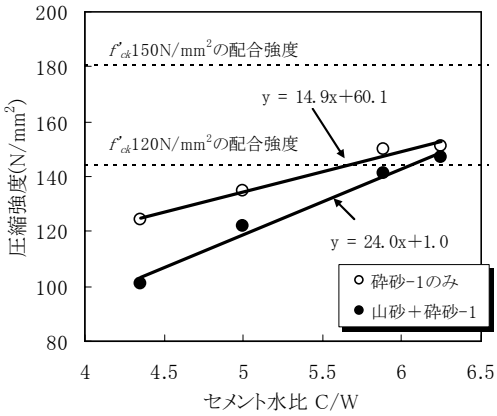


図-3　セメント水比 C/W と圧縮強度との関係

強度を 150N/mm^2 以上とすることは困難であると考えられた．したがって，高強度繊維補強モルタルの設計基準強度は 120N/mm^2 に設定することとし，これを満足する配合強度を，変動係数を 10%と仮定してコンクリート標準示方書[18]に準拠して算出すると 144N/mm^2 となる．配合強度 144N/mm^2 を満足する C/W は 5.63 であることから，高強度繊維補強モルタルの W/C は 17%にすることとした．

d) 単位水量の決定

W/C が 17%で鋼繊維を 1.0vol.%混入した場合の単位水量とスランプフローとの関係は**図-4** に示すとおりであり，単位水量が大きいほどスランプフローが大きくなった．単位水量およびスランプフローは施工できる範囲でなるべく小さくする必要があるが，単位水量が 200kg/m^3 では粘性が高いうえ，**写真-5** に示すとおりファイバーボールも発生したため均質性が確保できないと判断された．一方，単位水量が 210kg/m^3 では過度な粘性，材料分離およびファイバーボールは認められず，施工性は良好と判断された．したがって，高強度繊維補強モルタルの単位水量は 210kg/m^3 とし，スランプフローは 750mm 程度を標準とすることとした．

e) 鋼繊維種類の決定

鋼繊維の混入率と曲げ強度を**表-5** に示す．No.1-13 の配合では引張強度が 2000N/mm^2 の高張力鋼の鋼繊維を 1.0vol.%混入し，No.1-14 の配合では引張強度が 400N/mm^2 のステンレス鋼の鋼繊維を 4.0vol.%混入した．また，単位水量はモルタルのフロー(JIS R 5201)がともに 260mm 程度となるよう決定した．**表-5** からわかるとおり，高張力鋼の鋼繊維を 1.0vol.%混入した場合とステンレス鋼の鋼繊維を 4.0vol.%混入した場合の曲げ強度は同程度であり，鋼繊維の引張強度が高いほど混入率を小さくでき，単位水量も少なくなることがわかる．したがって，少ない混入率で高い曲げ強度が得られる高張力鋼の鋼繊維を高強度繊維補強モルタルに使用することとした．なお，鋼繊維の長さは一般に，骨材最大径の 2 倍以上が推奨されているが[17]，長すぎると施工性が低下するため，メーカーの製品の中から細骨材の最大寸法(5mm)の 2 倍以上で，最も短い鋼繊維(長さ 13mm)を選択した．

f) 鋼繊維の混入率の決定

W/C が 17%，単位水量が 210kg/m^3 の場合の鋼繊維の混入率とスランプフローとの関係を**図-5** に示す．鋼繊維混入率 0vol.%，1.0vol.%および 2.0vol.%におけるスランプフローはそれぞれ，740mm，730mm および 550mm であった．鋼繊維混入率が 2.0vol.%ではスランプフローが大きく低下し，粘性も過大で施工は困難と判断されたが，鋼繊維混入率が 1.0vol.%まではスランプフローの低下はわずかであり，充填性および材料分離抵抗性の面で施工性は良好と判断された．したがって，鋼繊維混入率の上

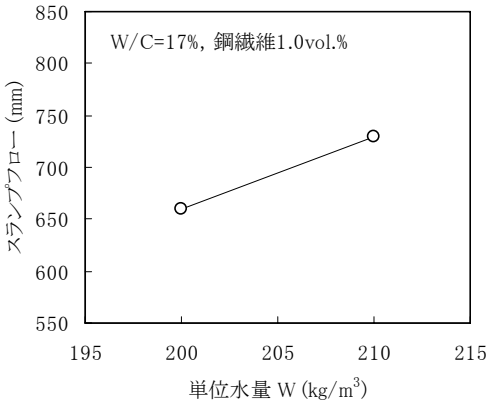


図-4 単位水量とスランプフローとの関係

a) 単位水量 210kg/m^3　　b) 単位水量 200kg/m^3

写真-5 スランプフロー試験の状況

表-5 鋼繊維の混入率と曲げ強度

No.	W/C (%)	W (kg/m^3)	鋼繊維種類	鋼繊維引張強度 (N/mm^2)	鋼繊維混入率 (vol.%)	圧縮強度 (N/mm^2)	曲げ強度 (N/mm^2)
1-13	20	215	高張力鋼	2000	1.0	178	23.7
1-14	22	223	ステンレス鋼	400	4.0	160	26.8

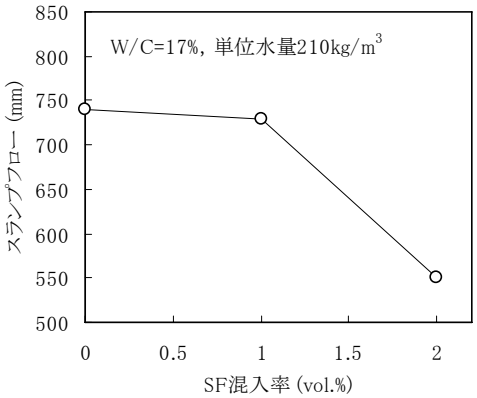
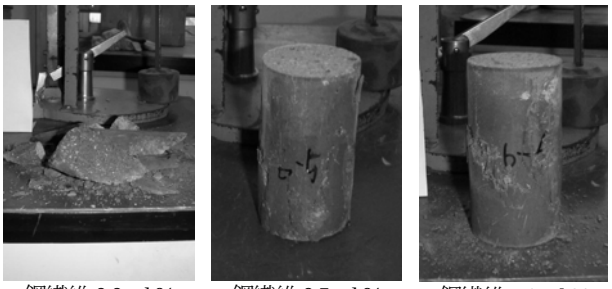


図-5 鋼繊維混入率とスランプフローとの関係



鋼繊維 0.0vol.%　　鋼繊維 0.5vol.%　　鋼繊維 1.0vol.%

写真-6 圧縮強度試験後の供試体

限は 1.0vol.%とした．一方，鋼繊維混入率の下限は，収縮ひび割れに対する抵抗性と圧縮破壊時の状態で決定することとした．後述するせん断載荷試験の供試体で，鋼繊維を混入していないものは載荷試験前に収縮ひび割れが発生(**図-27** の点線)したのに対し，鋼繊維を 0.5vol.%混入したものに関してはひび割れが発生しておらず，ひび割れ抑制効果があることが確認された．また，セメント系の高強度材料は圧縮破壊時に爆裂する傾向にあるが，**写真-6** に示すとおり，鋼繊維を 0.5vol.%を混入した場合は圧縮破壊時の爆裂は発生していない．したがって，鋼繊維混入率の下限値は 0.5vol.%とすることとした．

g) 高強度繊維補強モルタルの配合

以上の結果から高強度繊維補強モルタルの使用材料および配合は次のとおりとし，決定した配合を**表-6** に示す．

1) 細骨材には砕砂を使用する．
2) 設計基準強度は120N/mm^{2}とし，W/Cは17%とする．
3) 単位水量は 210kg/m^3 とし，スランプフローは 750mm を標準とする．
4) 鋼繊維の種類は高張力鋼とし，その混入率は 0.5～1.0vol.%とする．

表-6 決定した高強度繊維補強モルタルの配合

f'_{ck} (N/mm^2)	スランプフロー (mm)	W/C (%)	Air (%)	SF 混入率 (vol.%)	単位量 W (kg/m^3)	C (kg/m^3)	S (L/m^3)	SF (kg/m^3)
120	750±100	17	2.0	0.5～1.0	210	1235	369	40～80

表-7 材料試験における試験項目

試験項目	試験方法	備　考
(1) 圧縮強度試験	JIS A 1108	円柱供試体(φ10×20cm)
(2) 静弾性係数試験	JIS A 1149	コンプレッソメータ使用
(3) 割裂引張強度試験	JIS A 1113	円柱供試体(φ10×20cm)
(4) 曲げ強度試験	JIS A 1106	角柱供試体
(5) クリープ試験	JIS 原案	
(6) 乾燥収縮試験	JIS A 1129	
(7) 促進中性化試験	JIS A 1153	
(8) 凍結融解試験	JIS A 1148(A 法)	水中凍結水中融解
(9) 塩分拡散係数試験	JSCE-G572	浸せき法

表-8 材料試験における配合

配合 No.	スランプフロー (mm)	W/C (%)	Air (%)	SF 混入率 (vol.%)	単位量(kg/m^3) W	C	S	SF	SP/C (%)
2-1	750±100	17	2.0	0.0	210	1235	948	0	3.0
2-2				0.5				40	
2-3				1.0				80	
2-4	550±100			2.0				160	

3. 高強度繊維補強モルタルの材料特性

(1) 試験方法

開発した高強度繊維補強モルタルを実際の PC 構造物に適用するには，圧縮強度のほか，ヤング係数，引張強度，クリープ係数，乾燥収縮ひずみなど，設計に必要な材料特性を把握する必要があった．また，中性化，凍結融解および塩害に対する抵抗性など，耐久性に関する性状も確認する必要があった．そこで，**表-7** に示す材料試験を行い，2 章で決定した高強度繊維補強モルタルの材料特性を確認することとした．

a) 使用材料および配合

材料試験における使用材料は**表-2** と同様とした．ただし，高強度繊維補強モルタルに対応できる製品工場が限定されたことから，細骨材には東根産の砕砂-2 を使用することとした．また，鋼繊維には事前試験で選定した高張力鋼を使用することとした．配合は**表-8** のとおりとし，鋼繊維の混入率が異なる 4 種類とした．練混ぜ方法および養生方法はそれぞれ，**図-1** および**図-2** と同様とした．

b) 各種強度試験

強度試験として，圧縮強度試験(JIS A 1108)，静弾性係数試験(JIS A 1149)，割裂引張強度試験(JIS A 1113)および曲げ強度試験(JIS A 1106)を行った．

c) クリープ試験

クリープ試験は JIS 原案(コンクリートの圧縮クリープ試験方法案)を準用して行った[19]．クリープ試験供試体を

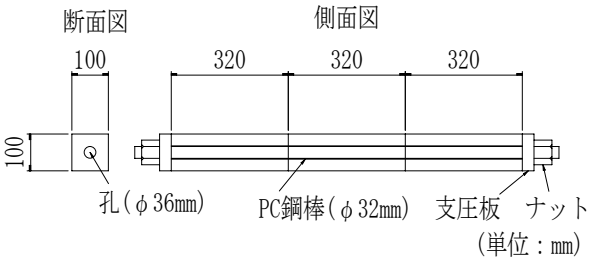


図-6 クリープ試験供試体

図-6 に示す．供試体は，一辺が 100mm の正方形断面で長さが 320mm の角柱とし，断面の中心に PC 鋼棒を貫通させるための孔(φ36mm)をあけた．荷重は，孔に貫通させた PC 鋼棒(φ32mm)により 3 体一組で載荷し，載荷荷重は約 450kN とした．この載荷荷重は，供試体に発生する圧縮応力度が載荷時の圧縮強度(150N/mm^2)の 1/3 になるように決定した．載荷は，蒸気養生終了後の材齢 3 日から行った．載荷荷重の管理は PC 鋼棒に貼付したひずみゲージにより行い，ひずみゲージの値が初期値に対し±2%以内となるよう定期的に再緊張して調整した．供試体のひずみはコンタクトゲージにより測定した．

d) 乾燥収縮試験

乾燥収縮試験は，JIS A 1129 に準拠して行った．供試体は，クリープ試験と同様とし，供試体断面の中心部には直径 36mm の孔をあけた．これは，供試体の乾燥状態をクリープ試験と同一にするためである．乾燥収縮ひずみは蒸気養生終了後の材齢 3 日より測定を開始した．

e) 促進中性化試験

促進中性化試験はJIS A 1153に準拠して行った．供試体は，一辺が100mmの正方形断面で，長さが400mmの角柱とし，蒸気養生終了後，温度20℃，相対湿度60%の恒温恒湿室に4週間静置した後に中性化を促進させた．促進中性化の条件は，温度 20℃，相対湿度 60%，CO_2濃度5%とした．

f) 凍結融解試験

凍結融解試験はJIS A 1148に準拠した．供試体は一辺が100mmの正方形断面で長さが400mmの角柱とし，蒸気養生終了後，4週間20℃の水中で養生した後に凍結融解試験を行った．試験条件は水中凍結水中融解のA法とした．所定のサイクルになった段階で，供試体の相対動弾性係数と質量減少量を測定した．

g) 塩分拡散係数試験

見掛けの塩分拡散係数は JSCE-G572-2003(浸漬によるコンクリート中の塩化物イオンの見掛けの拡散係数試験方法案)に準拠して求めた．供試体は直径 100mm，高さ200mmの円柱とし，供試体の上下25mmを切断し，試験面以外をエポキシ樹脂でコーティングした後に10%の塩化ナトリウム水溶液に26ヶ月浸漬した．26ヶ月後のモルタル中の塩化物イオン濃度を蛍光X線分析装置(XRF)により測定し，見掛けの塩分拡散係数を求めた．

(2) 強度特性

a) 各種強度試験結果

材料試験における各種強度試験結果の一覧を**表-9** に示す．一部，後述する曲げ載荷試験およびせん断載荷実験の試験結果も含んでいる．これらの結果を基に高強度繊維補強モルタルの強度特性を検討した．

b) ヤング係数

高強度繊維補強モルタルの応力とひずみとの関係を**図-7** に示す．通常のコンクリートでは，曲げ耐力を算出する際の応力ーひずみ曲線は2次曲線とされるが，高強度繊維補強モルタルの応力とひずみとの関係はほぼ直線となることがわかる．圧縮強度とヤング係数との関係を**図-8** に示す．式(1)は高強度コンクリートを用いたPC構造物の設計施工規準に示されている高強度コンクリートのヤング係数の推定式である[20]．高強度繊維補強モルタルのヤング係数は，式(1)より小さく，式(1)を 0.85 倍した計算値とほぼ一致している．高強度繊維補強モルタルは粗骨材を使用していないことから，一般の高強度コンクリートに比べヤング係数が小さくなるものと考えられる．

$$E_c = 12.5 \cdot f_c'^{\,1/4} \tag{1}$$

ここに，E_c はヤング係数(kN/mm^2)，f_c'はコンクリートの圧縮強度(N/mm^2)である．式(1)の適用範囲は 60～160N/mm^{2}とされている．

表-9 強度性状

No.	SF 混入率 (vol.%)	圧縮強度 材齢3日 (N/mm^2)	圧縮強度 材齢28日 (N/mm^2)	ヤング係数 材齢3日 (kN/mm^2)	ヤング係数 材齢28日 (kN/mm^2)	曲げ強度 (N/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)	備　考
2-1	0.0	161	166	37.3	38.0	10.0	－	事前試験1-5
		165	163	39.0	36.3	9.5	7.3	
		168	170	－	39.4	－	9.9	せん断載荷実験
		173	185	－	41.2	12.2	8.0	曲げ載荷実験
		145	－	36.7	－	－	－	クリープ試験
		155	－	36.3	－	－	－	浸漬試験
2-2	0.5	145	－	36.7	－	－	－	クリープ試験
		165	176	－	40.5	14.3	8.7	せん断載荷実験
2-3	1.0	153	－	36.9	－	－	－	クリープ試験
		152	166	37.8	38.2	15.2	－	
		154	154	－	39.3	19.3	7.8	事前試験1-6
		169	173	39.6	38.0	19.7	9.0	
		161	174	－	40.5	21.2	9.5	せん断載荷実験
		170	185	－	41.5	17.0	8.8	曲げ載荷実験
2-4	2.0	153	164	37.6	38.0	24.9	－	事前試験1-7

注) 曲げ強度および割裂引張強度は材齢3日の結果

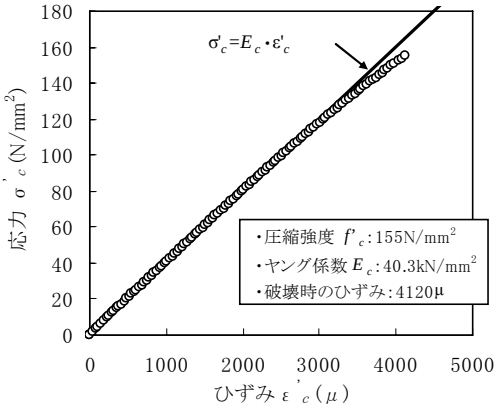


図-7 応力とひずみとの関係(一例)

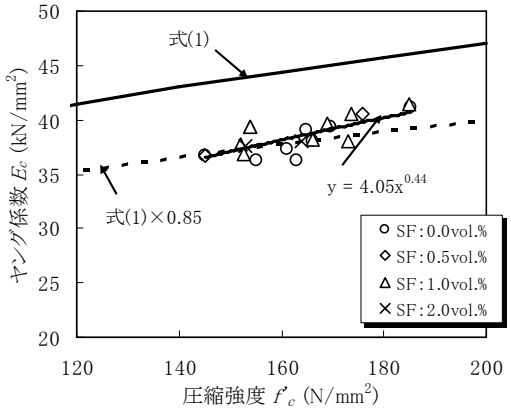


図-8 圧縮強度とヤング係数との関係

c) 割裂引張強度

高強度繊維補強モルタルの圧縮強度と割裂引張強度との関係を**図-9** に示す．なお，鋼繊維混入率2.0vol.%では割裂引張強度の試験は実施していない．図中の太線はコンクリート標準示方書に示されている引張強度の推定式であり，式(2)により求めた値である[21]．

$$f_t = 0.23 \cdot f_c'^{\,2/3} \tag{2}$$

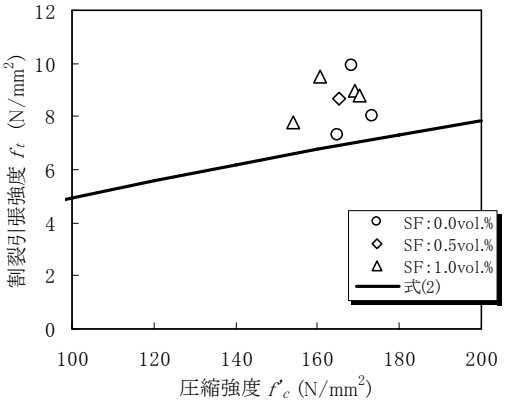


図-9 圧縮強度と割裂引張強度との関係

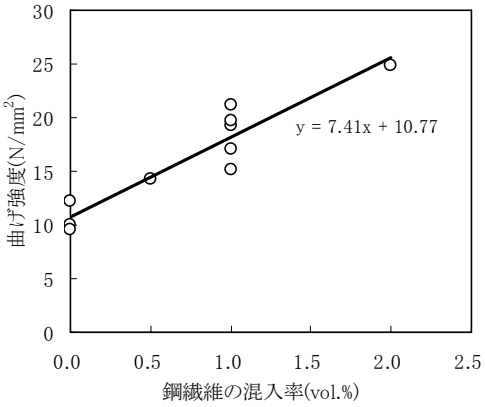


図-10 鋼繊維の混入率と曲げ強度との関係

ここに，f_t は引張強度，f'_cは圧縮強度(N/mm^2)である．

図-9 より，割裂引張強度の実測値は式(2)を上回っており，高強度繊維補強モルタルの割裂引張強度は式(2)により安全側に評価できることが確認された．

d) 曲げ強度

鋼繊維の混入率と曲げ強度との関係を**図-10** に示す．ここでの曲げ強度は，曲げ強度試験において荷重が最大になった時点のものであり，供試体にひび割れが発生した時点のものではない．この図からわかるとおり，高強度繊維補強モルタルの曲げ強度は鋼繊維の混入率に比例して大きくなっている．

(3) 体積変化

クリープ試験および乾燥収縮試験の結果をそれぞれ，**図-11** および**図-12** に示す．これらの試験結果は水セメント比が 17%，鋼繊維の混入率が 0vol.%，0.5vol.%および1.0vol.%のものであり，それぞれが 3 体の供試体の平均値である．比較のため通常の PC 構造物に使用される普通コンクリート(W/C35%)の試験結果も示した[22]．高強度繊維補強モルタルのクリープ係数は，載荷から 1 年後において 0.75 程度であり，普通コンクリートに比べ小さいことがわかる．一方，蒸気養生後の乾燥収縮ひずみは，400μ 程度であり，普通コンクリートと同程度となっている．また，クリープ係数および乾燥収縮ひずみともに，鋼繊維混入率による差はほとんど認められず，鋼繊維混入率はクリープおよび乾燥収縮特性にほとんど影響しないことがわかる．なお，モルタルの自己収縮ひずみに関しては埋込みひずみ計[23]により，蒸気養生終了後(材齢 3 日)から 1 年後まで計測したが，200μ～250μ 程度であり，乾燥収縮ひずみよりも若干小さくなることを確認した．ただし，蒸気養生中に発生する自己収縮ひずみに関しては測定しておらず，今後の検討が必要と考えられる．

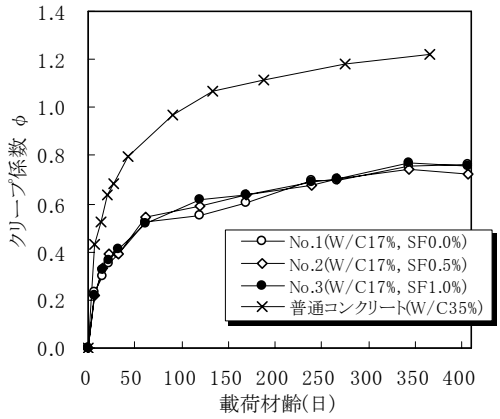


図-11 クリープ試験結果

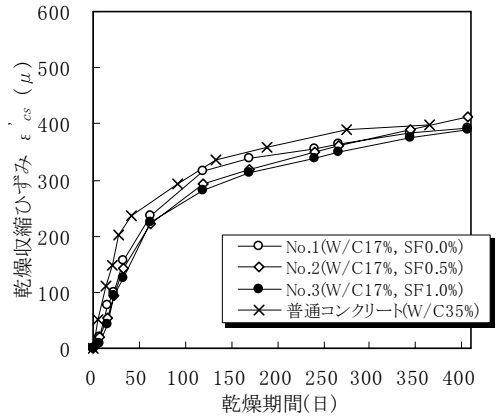


図-12 乾燥収縮試験結果

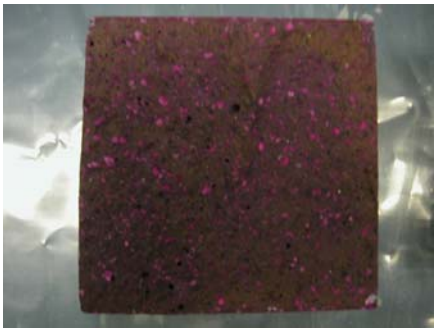


写真-7 フェノールフタレイン溶液の噴霧状況

(4) 耐久性

a) 中性化に対する抵抗性

促進中性化試験の結果およびフェノールフタレイン溶

液の噴霧状況をそれぞれ，**図-13** および**写真-7** に示す．

高強度繊維補強モルタルは，促進中性化試験を 2 年実施しても中性化深さは 0mm であり，中性化に対し，十分な耐久性を有していると考えられる．

b) 凍結融解抵抗性

凍結融解試験の結果を**図-14** に示す．鋼繊維の混入により凍結融解抵抗性は向上するとされているため，今回の試験は鋼繊維を混入しないモルタルで行った[17]．なお，供試体のフレッシュ時の空気量は 2.2%であった．

コンクリート標準示方書では，厳しい環境条件において高い耐久性が要求される場合は相対動弾性係数を 95%以上に設定するのが望ましいとされている[21]．高強度繊維補強モルタルは 480 サイクルでも相対動弾性係数はほとんど低下しおらず，95%以上を満足している．また，供試体にスケーリングやひび割れは認められなかった．したがって，高強度繊維補強モルタルは，空気量が 2%程度と少ないが十分な凍結融解抵抗性を有していると考えられる．

c) 見掛けの塩分拡散係数

浸漬期間 26 ヶ月後における供試体内部の塩化物イオン濃度の分布を**図-15** に，式(3)に準じて求めた見掛けの塩分拡散係数を**表-10** に示す[24]．

$$C(x,t)-C_i = C_{a0}\left\{1-erf\left(\frac{x}{2\cdot\sqrt{D_{ap}\cdot t}}\right)\right\} \qquad (3)$$

ここに，x は暴露面からの距離(cm)，t は浸漬期間(年)，$C(x,t)$は距離 x (cm)，浸漬期間 t (年)における塩化物イオン濃度の測定値(kg/m^3)，C_{a0} は浸漬試験によるコンクリート表面の全塩化物イオン濃度(kg/m^3)，C_i は初期に含有されるコンクリート中の全塩化物イオン濃度(kg/m^3)，D_{ap} は浸漬試験による見掛けの拡散係数，erf は誤差関数である．

試験で求めた見掛けの塩分拡散係数 0.0176cm^2/年を使用し，塩化物イオン濃度の経時変化を算出した結果を**図-16** に示す．塩化物イオン濃度は，コンクリート標準示方書[21]に準拠して算出し，算出条件は，飛沫帯，かぶり 35mm とした．比較のため通常の PC 構造物に用いられる普通コンクリートを使用した場合の塩化物イオン濃度の計算結果も示した．なお，普通コンクリートの水セメント比は 36%[25]と仮定し，見掛けの塩分拡散係数はコンクリート標準示方書の推定式[21]より 0.463cm^2/年とした．

図-16 より，普通コンクリートでは 5 年程度で鉄筋位置におけるコンクリート中の塩化物イオン濃度が発錆限界を超えるのに対し，高強度繊維補強モルタルでは 100 年後においても 0.89kg/m^3 であり，発錆限界 1.2kg/m^3 以下となっている．したがって，高強度繊維補強モルタルは，通常のコンクリートに比べ塩害に対する耐久性が高く，かぶりが 35mm あれば，飛沫帯においても塩害に対して十分な耐久性を有すると考えられる．一方，かぶり

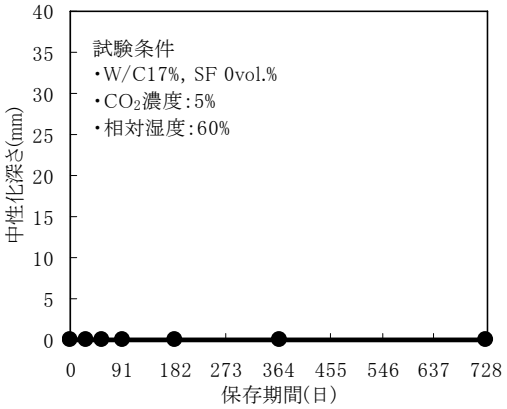


図-13 促進中性化試験の結果

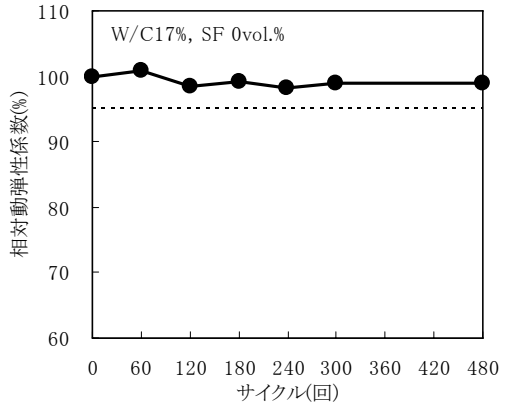


図-14 凍結融解試験の結果

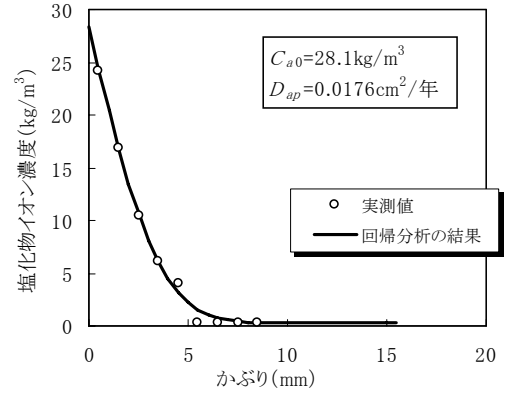


図-15 塩化物イオン濃度の分布

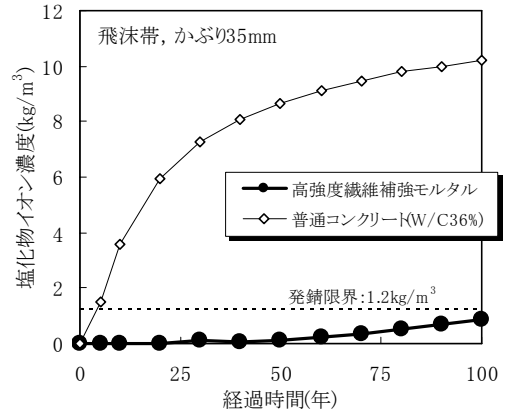


図-16 塩化物イオン濃度の計算値

部分の鋼繊維の腐食に関しては，表面付近のみで内部へはほとんど進行しないこと，および鋼繊維が犠牲陽極として作用し内部の鉄筋が腐食しにくくなることが既往の研究で報告されており[26]，耐久性への影響はほとんどないものと推察される．

4. PC はりとしての構造特性－曲げ特性

(1) 実験方法

高強度繊維補強モルタルを用いた PC はりの曲げモーメントに対する特性を確認するため PC はり供試体を製作し，曲げ載荷実験を行った．

a) 供試体および載荷方法

供試体一般図および諸元をそれぞれ，**図-17** および**表-11** に示す．供試体は，鋼繊維の有無をパラメーターとした 2 体とした．断面寸法は，幅 0.4m，桁高 0.4m，の I 形断面とし，支間は 12.0m，桁高支間比は 1/30 とした．供試体の製作はプレキャストセグメント工法で行い，3 つのプレキャストセグメントにポストテンション方式でプレストレスを導入して一体化した．プレストレス導入後はグラウトを行い，グラウトの材齢 7 日における圧縮強度は 43.5N/mm^2 であった．載荷は単純支持した供試体の中央部に 2 点集中荷重を静的に作用させて行った．その際の純曲げ区間は 1m とした．なお，ひび割れ間隔などの曲げ特性への影響が懸念されたため，供試体の純曲げ区間部にはスターラップを配置しなかった．

b) 使用材料

曲げ載荷実験における使用材料，モルタルの配合および強度性状をそれぞれ，**表-12**，**表-13** および**表-14** に示す．なお，供試体には**図-2** と同様の蒸気養生を行った．

c) 非線形解析

供試体の曲げ挙動を解析的に把握するため，2 次元骨組モデルによる非線形解析を実施した．解析モデルおよび解析に使用した要素をそれぞれ，**図-18** および**表-15** に示す．コンクリート，PC 鋼材および鉄筋はそれぞれ，材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮したはり要素および埋込み鉄筋要素でモデル化した．解析には汎用の有限要素法プログラムである DIANA を使用し，解析モデルは対称性を考慮し，供試体全体の 1/2 とした．高強度繊維補強モルタル, PC 鋼材および鉄筋の材料非線形特性は**表-16** および**図-19** に示すとおりとした. 通常のコンクリートでは圧縮側の応力－ひずみ曲線は 2 次曲線とされるのが一般的であるが，**図-7** のとおり高強度繊維補強モルタルの応力－ひずみ曲線は破壊に至るまでほぼ直線となることが確認されたことから，解析における応力－ひずみ曲線も破壊まで直線とした．なお，実際の PC はり供試体はプレキャストセグメントで製作したが，本解析においてはプレキャストセグメントの継目の影響は考慮していない．

表-10 見掛けの拡散係数(W/C=17%)

表面の塩化物イオン濃度 C_{a0}(kg/m^3)	見掛けの拡散係数 D_{ap}(cm^2/年)
28.1	0.0176

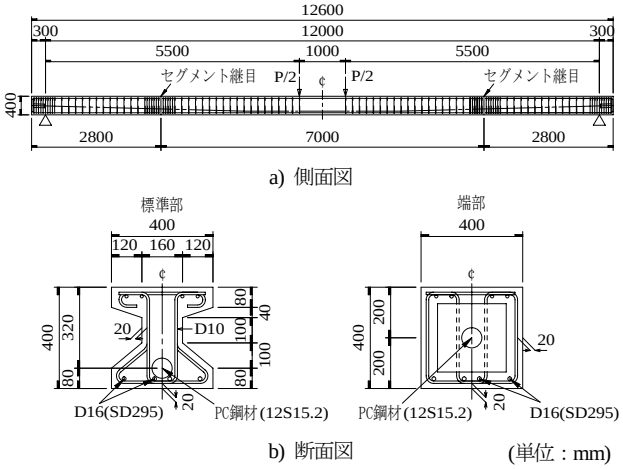


図-17 供試体一般図(曲げ載荷実験)

表-11 供試体の諸元

供試体	プレストレス導入方式	鋼繊維混入率 (vol.%)	断面寸法 幅 (m)	断面寸法 高さ (m)	支間 (m)	桁高支間比	有効緊張力 (kN)
B-1	ポストテンション	0.0	0.40	0.40	12.0	1/30	1886
B-2		1.0					

表-12 使用材料

材　料	記号	仕　様
セメント	C	**表-2** と同じ
細骨材	S	**表-2**，砕砂-2 と同じ
鋼繊維	SF	**表-2**，高張力鋼と同じ
高性能減水剤	SP	**表-2** と同じ
PC 鋼材	－	SWPR7BL(12S15.2)，規格引張強度 1850N/mm^2
鉄筋	－	SD295A，規格降伏点強度 295N/mm^2

表-13 配合

供試体	W/C (%)	Air (%)	SF 量 (vol.%)	単位量(kg/m^3) W	C	S	SF*	SP/C (%)
B-1	17	2.0	0.0	210	1235	948	0	3.0
B-2	17	2.0	1.0	210	1235	948	79	3.0

*鋼繊維は外割

表-14 強度性状

供試体名	養生方法	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)
B-1	蒸気養生	28	185	41.2	8.0*
B-2	蒸気養生	28	185	41.5	8.8*

* 割裂引張強度は材齢 3 日の結果

表-15 解析に使用した要素

部　　材	材料特性	要素モデル
高強度繊維補強モルタルの部材	非線形	はり要素
PC 鋼材，鉄筋	非線形	埋め込み鉄筋棒要素

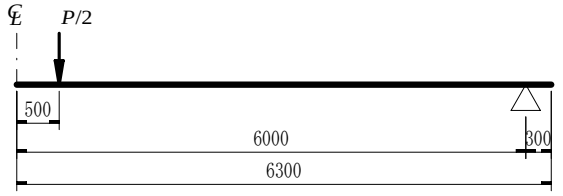


図-18　解析モデル　(単位：mm)

(2)　実験結果および考察

a) 荷重と変位との関係

曲げ載荷実験における荷重と変位との関係，ひび割れ発生荷重と曲げ破壊荷重をそれぞれ，**図-20** および**表-17** に示す．ここでの変位は供試体の支間中央部における変位である．曲げひび割れ発生荷重の計算値は，はり下縁の曲げ引張応力度が引張強度(8N/mm^2)に達する荷重とし，曲げ破壊荷重の計算値は作用曲げモーメントが破壊抵抗曲げモーメントに達する荷重とした．なお，破壊抵抗曲げモーメントの計算では非線形解析の場合と同様，モルタルの応力－ひずみ曲線を直線と仮定し，終局ひずみを 4458μ (= f'_c / E_c)とした．

図-20 より，B-1 および B-2 供試体の曲げひび割れ発生荷重および曲げ破壊荷重はともに計算値を上回っており，高強度繊維補強モルタルを用いた PC はりは，通常の PC 構造物と同様の方法で曲げひび割れ発生モーメントおよび曲げ耐力を評価できることがわかる．B-1 と B-2 とを比較すると，鋼繊維を 1.0vol.%混入した B-2 の方がひび割れ発生荷重で 2 割程度，曲げ破壊荷重で 1 割程度上回っており，鋼繊維はひび割れ発生モーメントと曲げ耐力の向上に寄与していると考えられる．また，B-1 の荷重と変位との関係は非線形解析の結果とよく一致しており，今回設定した**表-16** および**図-19** の材料非線形特性は鋼繊維を混入しない場合に関してはおおむね妥当なものであると考えられる．ただし，今回の解析では PC 鋼材の引張強度に規格値を使用しており，実際の引張強度がこれより若干高いことを考慮すると，曲げ耐力の実験値も解析値より若干高くなるべきと考えられる．高くならなかった理由としては，モルタルの圧縮強度のばらつき，グラウトの損傷による PC 鋼材の付着切れなどが挙げられる．一方，鋼繊維を混入した場合の材料非線形特性に関しては，モルタルの引張軟化特性を把握した上で，新たに検討する必要がある．

b) 破壊状況

供試体の破壊状況を**写真-8** および**写真-9** に示す．B-1 および B-2 の破壊形態はともに PC 鋼材が降伏した後に圧縮縁のモルタルが圧壊する曲げ引張破壊であったが，破壊後の状況には大きな差が認められた．鋼繊維を混入していない B-1 は破壊時に純曲げ区間部のモルタルが飛散し，断面全体が消失しているが，鋼繊維を混入した B-2 は載荷点付近が圧壊しているのみであり，純曲げ区間の大部分は残っている．鋼繊維を混入することで，破壊後の断面の状態が大きく改善されることが確認された．

表-16　材料非線形特性

材　料	項　目	記号	単位	特性値	備　考
高強度繊維補強モルタル	圧縮強度	f'_c	N/mm^2	185	
	引張強度	f_t	N/mm^2	8.0	
	ヤング係数	E_c	kN/mm^2	41.5	
	終局ひずみ(圧縮)	ε'_{cu}	μ	4458	f'_c / E_c
	終局ひずみ(引張)	ε_t	μ	193	f_t / E_c
PC 鋼材	引張強度	f_{pu}	N/mm^2	1850	
	降伏強度	0.84 f_{pu}	N/mm^2	1554	
	降伏強度	0.93 f_{pu}	N/mm^2	1721	
	ヤング係数	E_p	kN/mm^2	200	
鉄　筋	降伏点強度	f_{sy}	N/mm^2	295	
	ヤング係数	E_s	kN/mm^2	200	

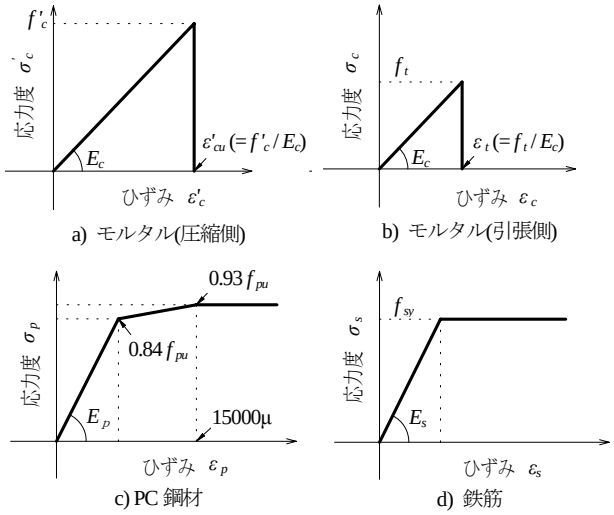


図-19　非線形解析における応力－ひずみ曲線

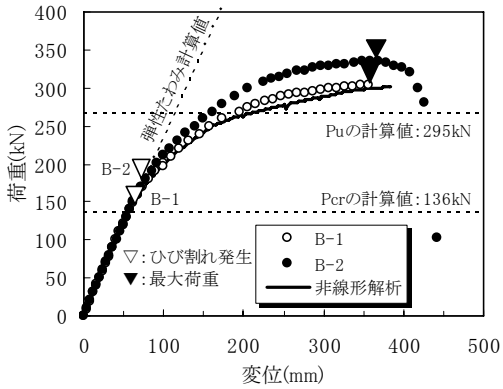


図-20　荷重と変位との関係

表-17　ひび割れ発生荷重と曲げ破壊荷重

供試体	曲げひび割れ発生荷重			曲げ破壊荷重		
	実験値 (kN)	計算値 (kN)	比	実験値 (kN)	計算値 (kN)	比
B-1	140	136	1.03	304	295	1.03
B-2	170	136	1.25	335	295	1.14

c) 終局ひずみ

荷重と供試体上縁のひずみ ε'_c の関係を**図-21** に示す．

なお，ここでの上縁ひずみは支間中央部のものである．

B-1およびB-2の曲げ破壊時の終局ひずみはそれぞれ，4571μおよび4311μであり，通常の設計で用いるコンクリートの終局ひずみ3500μ[21]を大きく上回っている．また，終局ひずみの実験値は，モルタルの圧縮強度をヤング係数で除した値 4450μ (≒185N/mm^2／41.5kN/mm^2)とほぼ一致している．B-1 と B-2 の終局ひずみを比較するとほとんど同程度であり，スターラップなど横方向を拘束する鉄筋がない場合は，鋼繊維の混入が終局ひずみに及ぼす影響はほとんどないことがわかる．

d) PC 鋼材のひずみ

荷重と PC 鋼材ひずみε_pとの関係を**図-22** に示す．ここでの PC 鋼材ひずみは支間中央部のもので，供試体上縁の圧縮ひずみと最下段の鉄筋のひずみから平面保持の仮定に準じて算出した値である．

図-22 より，B-1 および B-2 の PC 鋼材のひずみはともに，1 次降伏ひずみの 7770μ (=0.84・f_{pu} / E_p)付近から急激に大きくなっており，最終的には15000μを超えている．したがって，B-1 および B-2 はともに曲げ破壊時において PC 鋼材が降伏しており，供試体の破壊形態は曲げ引張破壊であることが確認された．B-1 と B-2 とを同じ荷重で比較すると，B-2 の方が PC 鋼材のひずみが小さくなっており，これは鋼繊維が引張力を負担したことによると考えられる．また，非線形解析の結果は B-1 の PC 鋼材ひずみとほぼ一致しており，非線形解析を行う際に設定した**表-16** および**図-19** の材料非線形特性は鋼繊維を混入しない場合に関してはおおむね妥当であると考えられる．鋼繊維を混入した場合の材料非線形特性に関しては今後，モルタルの引張軟化特性などを考慮し，新たに検討する必要がある．

e) 応力－ひずみ曲線の検討

曲げ耐力算出時の応力－ひずみ曲線の種類と曲げ耐力の計算結果を**表-18** に示す．高強度繊維補強モルタルの圧縮応力とひずみの関係は破壊に至るまでほぼ直線であり，コンクリート標準示方書のように応力－ひずみ曲線を 2 次曲線[21]とするのは不合理と考えられる．そこで，モルタルの応力－ひずみ曲線を直線またはバイリニアとした場合の曲げ耐力を検討した．ケース 1 は応力－ひずみ曲線を直線とした場合であり，ケース 2 およびケース 3 はそれぞれ，UFC の設計施工指針(案)[5]および高強度コンクリートを用いた PC 構造物の設計施工規準[20]に示されている応力－ひずみ曲線である．なお，曲げ耐力算出の際の圧縮強度は高強度繊維補強モルタルで想定している設計基準強度 120N/mm^2 とし，ヤング係数は材料試験の値を参考として 38kN/mm^2 とした．

表-18 より，各ケースの曲げ耐力の計算値は同程度であり，今回検討した応力－ひずみ曲線では曲げ耐力の計算値にほとんど差はないことがわかる．ケース 1 とケース 2 とを比較すると，ケース 2 は最大応力度を 0.85 f'_{ck} としているものの終局ひずみを 3500μ としていることから曲げ耐力を若干大きく評価している．一方，終局ひずみに圧縮強度をヤング係数で除した値を使用したケース 1 とケース 3 とを比較すると，ケース 3 では最大応力度を 0.76 f'_{ck} としていることから 2%程度安全側の評価になっている．しかし，今回検討したケースでは終局ひずみ

写真-8 破壊状況 (B-1：鋼繊維なし)

写真-9 破壊状況 (B-2：鋼繊維あり)

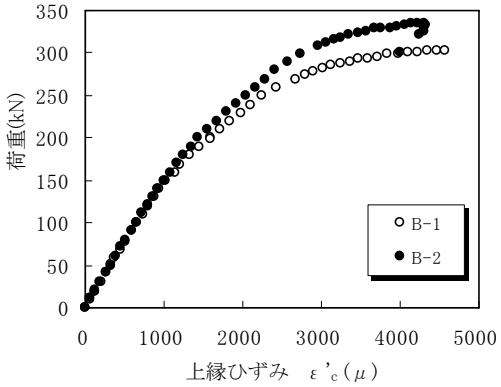


図-21 荷重と上縁ひずみとの関係

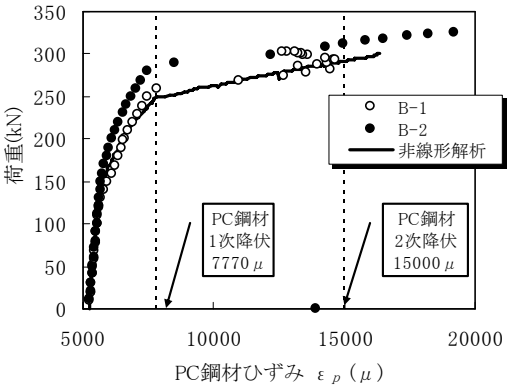
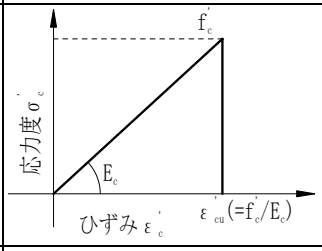
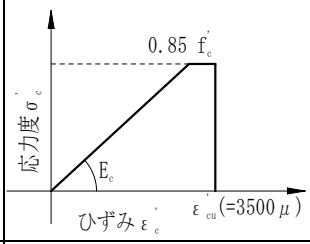
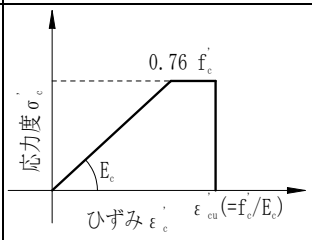


図-22 荷重と PC 鋼材ひずみとの関係

表-18 応力ーひずみ曲線の種類と曲げ耐力の計算結果

		ケース1	ケース2	ケース3
応力ーひずみ曲線				
圧縮強度 f'_c	N/mm^2	120	120	120
ヤング係数 E_c	kN/mm^2	38	38	38
終局ひずみ ε'_{cu}	μ	3160	3500	3160
中立軸位置 x	m	0.125	0.120	0.134
曲げ耐力の計算値 M_u*	kN・m	786(1.00)	793(1.01)	769(0.98)

*(　)はケース1に対する比率

や圧縮側のストレスブロックにより曲げ耐力に大きな相違は認められなかった.

f) 曲げひび割れ幅

鉄筋のひずみε_{se}と曲げひび割れ幅wとの関係を**図-23**に示す. 鉄筋のひずみε_{se}は支間中央部の引張鉄筋に貼り付けたひずみゲージにより計測した値であり，ひび割れ発生時を0とした増加ひずみの実測値である．曲げひび割れ幅wは支間中央部に最も近い位置に発生したひび割れの幅をπゲージ(標点 10cm)により計測したものである．曲げひび割れ幅wの計算値は，コンクリート標準示方書のひび割れ幅算定式[21]を基にした式(4)および式(5)により算出した．鋼繊維を混入すると，ひび割れの分散効果が高まり，ひび割れ間隔が小さくなるとの報告があることから[27]，式(5)では鋼繊維の混入によるひび割れ間隔への影響に関する係数k_4(鋼繊維0.0vol.%では1.0)を考慮した．なお，鋼繊維の混入により鉄筋応力度の増加量σ_{se}が小さくなることも考えられるが[27]，式(4)および式(5)において鋼繊維がσ_{se}に及ぼす影響は考慮していない.

$$w = l_{\max} \cdot \left[\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right] \tag{4}$$

$$l_{\max} = 1.1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \tag{5}$$

ここに, $l_{\max}$は式(5)で算出される最大ひび割れ間隔, σ_{se}は鉄筋応力度の増加量(=$\varepsilon_{se}\times E_s$), E_sは鋼材のヤング係数, ε'_{csd}は収縮およびクリープ等によるひずみ(本実験では0), k_1は鋼材の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数(異形鉄筋は1.0)，k_2はコンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響[= 15 / (f'_c+20)+0.7]，f'_cはコンクリートの圧縮強度(N/mm^2), k_3は引張鋼材の段数の影響を表す係数[= 5(n+2) / (7n+8)]，nは引張鋼材の段数，cはかぶり，c_sは鋼材中心間隔，ϕは鋼材径を表す.

図-23より，B-1の曲げひび割れ幅は，k_4を1.0として式(4)および式(5)により算出した計算値とほぼ一致しており，鋼繊維を混入しない場合は，コンクリート標準示方書のひび割れ幅算定式でひび割れ幅を評価できると考えられる. 一方, 鋼繊維を混入したB-2のひび割れ幅は, ひび割れ発生後の初期の段階からB-1に比べ小さいことがわかる．これは鋼繊維を混入した場合は**図-24** に示すとおり，ひび割れの分散性が向上し，ひび割れ間隔が小さくなったこと，および鋼繊維の混入により鉄筋応力度が低減したことなどによると考えられる.

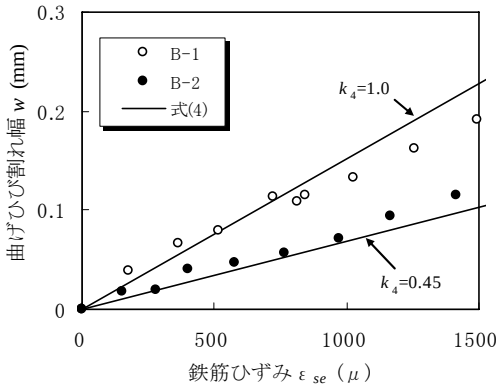


図-23 鉄筋ひずみとひび割れ幅との関係

表-19 純曲げ区間のひび割れ間隔

供試体	純曲げ区間のひび割れ本数	平均ひび割れ間隔 (mm)	最大ひび割れ間隔 (mm)	計測位置の平均ひび割れ間隔	式(5)計算値 (mm)
B-1	9	125	175	100	152
B-2	23	45	75	45	152
比	―	0.36	0.42	0.45	―

純曲げ区間のひび割れ間隔を**表-19**に示す. B-2とB-1のひび割れ間隔の比率は，平均ひび割れ間隔で0.36，最大ひび割れ間隔で0.42，計測位置のひび割れ間隔で0.45となっている．計測位置の平均ひび割れ間隔の比率0.45をk_4とし, 式(4)および式(5)によりB-2のひび割れ幅を計算すると，実験値とよく一致し，ひび割れ間隔を考慮することで高強度繊維補強モルタルのひび割れ幅が適切に評価されたと考えられる．なお，式(4)，式(5)では鋼繊維

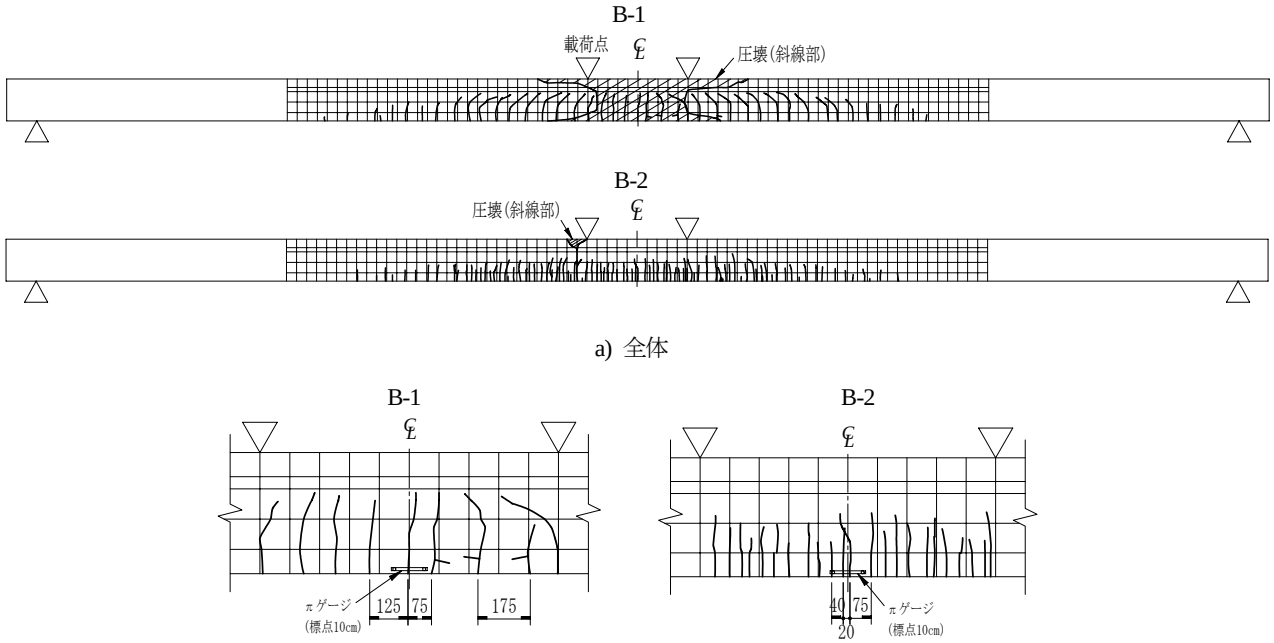


図-24 ひび割れ発生状況

の混入による鉄筋応力度の低減を考慮していないため k_4 にはその影響が含まれている可能性がある．また，今回の実験では k_4 を定量的に評価するには至らなかった．k_4 には鋼繊維の混入率，長さ，直径，アスペクト比，モルタルの引張軟化特性などが影響すると考えられ，今後これらの影響を考慮し，k_4 を定量的に評価する方法を検討する必要がある．

5. PC 部材としての構造特性－せん断挙動

(1) 実験方法

高強度繊維補強モルタルを用いた PC はりのせん断力に対する特性を確認するため, PC はり供試体および鉄筋コンクリート(以降，RC)はり供試体を製作し，せん断載荷実験を行った.

a) 供試体および載荷方法

供試体一般図および諸元をそれぞれ，**図-25** および**表-20** に示す．供試体はプレストレスの有無，鋼繊維の有無，せん断補強鉄筋の有無をパラメータとした 8 体とした．断面は，幅 0.10m，高さ 0.40m の矩形とし，支間は 2.4m とした. 曲げ破壊を先行させないため引張鋼材には公称直径 36mm の PC 鋼棒を 2 段に配置した. RC はり供試体に関しては上段, 下段ともに異形PC鋼棒としたが, PC はり供試体に関しては, プレストレスを導入するため上段の PC 鋼棒のみを丸鋼とし，プレストレス導入後，グラウトを行った．PC 鋼棒の有効緊張力の計算値は 155kN であり，PC はり供試体には上縁で-1.9N/mm^2，下縁で 9.7N/mm^2，平均で 3.9N/mm^2 のプレストレスが導入

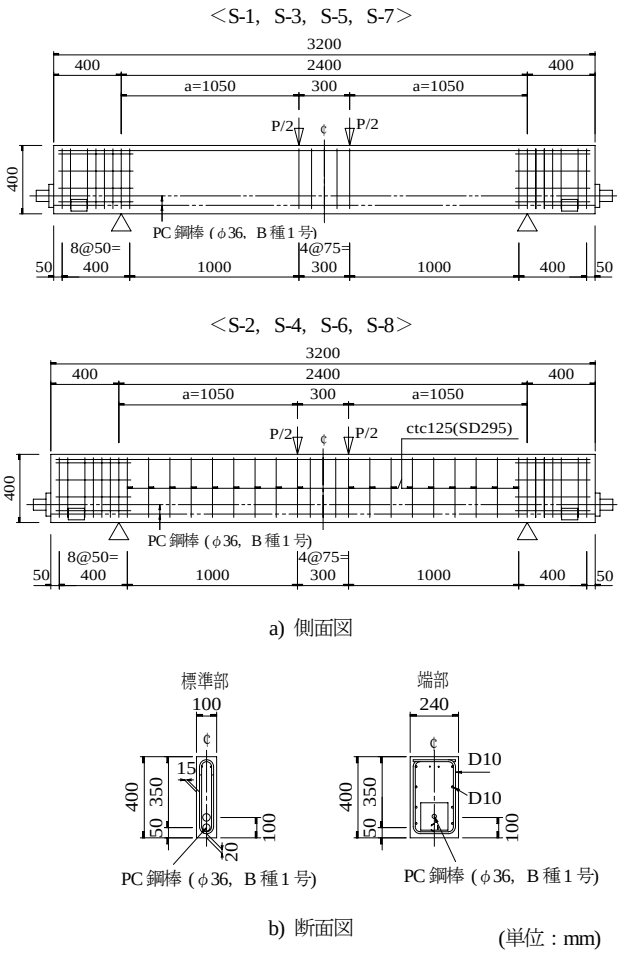


図-25 供試体一般図

された(マイナスは引張応力度)．載荷は単純支持した供試体の中央部に 2 点集中荷重を静的に作用させて行った．その際の純曲げ区間は 0.30m とした.

表-20　供試体の諸元

供試体番号	部材種類	SF 混入量 (vol.%)	有効高 d (m)	a/d	せん断補強筋	有効緊張力 P_e (kN)
S-1	RC	0.0	0.35	3.0	無	0
S-2	RC	0.0	0.35	3.0	D10ctc125	0
S-3	RC	0.5	0.35	3.0	無	0
S-4	RC	0.5	0.35	3.0	D6ctc125	0
S-5	PC	0.0	0.35	3.0	無	155
S-6	PC	0.0	0.35	3.0	D10ctc125	155
S-7	PC	0.5	0.35	3.0	無	155
S-8	PC	0.5	0.35	3.0	D6ctc125	155

表-21　使用材料

材　料	記号	仕　様
セメント	C	表-2 と同じ
細骨材	S	表-2，砕砂-2 と同じ
鋼繊維	SF	表-2，高張力鋼と同じ
高性能減水剤	SP	表-2 と同じ
PC 鋼材	－	PC 鋼棒 φ36mm(SBPD930/1080, SBPR930/1080*) 降伏ひずみ 4650μ (=930N/mm^2／200kN/mm^2)
鉄筋	－	SD295A，規格降伏点強度 295N/mm^2

*プレストレス導入用の PC 鋼棒のみ丸鋼(PC はり供試体の上段鋼材)

表-22　配合

供試体	W/C (%)	Air (%)	SF 量 (vol.%)	単位量(kg/m^3)				SP/C (%)
				W	C	S	SF	
S-1,S-2,S-5,S-6	17	2.0	0.0	210	1235	948	0	3.0
S-3,S-4,S-7,S-8	17	2.0	0.5	210	1235	948	40	3.0

表-23　強度性状

供試体名	養生方法	材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	割裂引張強度 (N/mm^2)
S-1,S-2,S-5,S-6	蒸気養生	28	170	39.4	9.9*
S-3,S-4,S-7,S-8	蒸気養生	28	176	40.5	8.7*

* 割裂引張強度は材齢 3 日の結果

b) 使用材料

せん断破壊実験における使用材料，配合および強度性状をそれぞれ，表-21，表-22 および表-23 に示す．なお，本実験においても，はり供試体には図-2 に示す蒸気養生を行った．

(2)　実験結果および考察

a) 荷重と変位との関係

荷重と変位との関係を図-26 に示す．RC はり供試体，PC はり供試体はともに，スターラップを使用した供試体(S-2，S-4，S-6，S-8)の方が使用していない供試体(S-1，S-3，S-5，S-7)に比べ，せん断耐力が大きい傾向にある．

b) 斜めひび割れ発生荷重およびせん断破壊荷重

斜めひび割れ発生荷重およびせん断破壊荷重を表-24 に示す．ここでの斜めひび割れ発生荷重は，せん断支間部の斜めひび割れが断面図心位置を超えた時点の荷重とした．斜めひび割れ発生荷重は，鋼繊維を混入しない供試体が 100～120kN，鋼繊維を混入した供試体が 200kN～220kN であり，鋼繊維を混入した供試体の方が大きい傾向にある．一方，せん断破壊荷重は，鋼繊維の混入のほか，プレストレスの導入およびせん断補強筋の配置によっても大きくなっている．

c) 破壊状況

供試体のひび割れ発生状況および破壊状況を図-27 に示す．なお，鋼繊維を混入していない RC の供試体(S-1，S-2)に関しては点線で示すように載荷前に収縮によると考えられるひび割れが発生したが，それ以外の鋼繊維を混入した供試体やプレストレスを導入した供試体にはひび割れは認められなかった．なお，このひび割れは供試体製作から 1 週間以内の比較的短期間で発生したことから，乾燥収縮よりも自己収縮の影響で発生したものと考えられる．

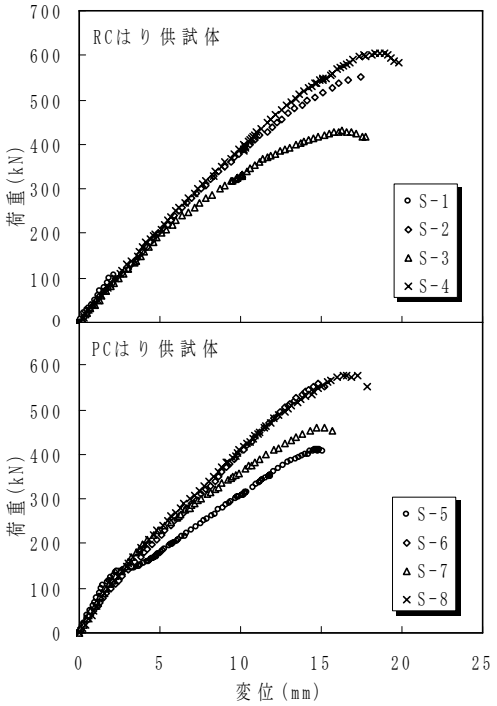


図-26　せん断載荷実験の荷重と変位との関係

表-24　斜めひび割れ発生荷重およびせん断破壊荷重

供試体	斜めひび割れ発生荷重 (kN)	せん断破壊荷重 (kN)	破壊時のひずみ*		破壊形態
			はり上縁 ε'_c (μ)	下段 PC 鋼材 ε_p (μ)	
S-1	100	108	539	311	斜引張破壊
S-2	110	554	2943	2127	せん断圧縮破壊
S-3	210	432	2738	1767	せん断圧縮破壊
S-4	200	608	3537	2332	せん断圧縮破壊
S-5	120	412	3135	1865	せん断圧縮破壊
S-6	120	560	3477	2257	せん断圧縮破壊
S-7	220	462	2913	1862	せん断圧縮破壊
S-8	220	580	2616	2273	せん断圧縮破壊

*支間中央部の実測値

表-24 に示したとおり供試体の破壊形態は S-1 を除き，すべてせん断圧縮破壊であった．すなわち，斜めひび割れが発生した後もしばらく載荷荷重が増加し，引張鋼材(降伏ひずみ 4650μ)が降伏する前に載荷点付近が圧壊し

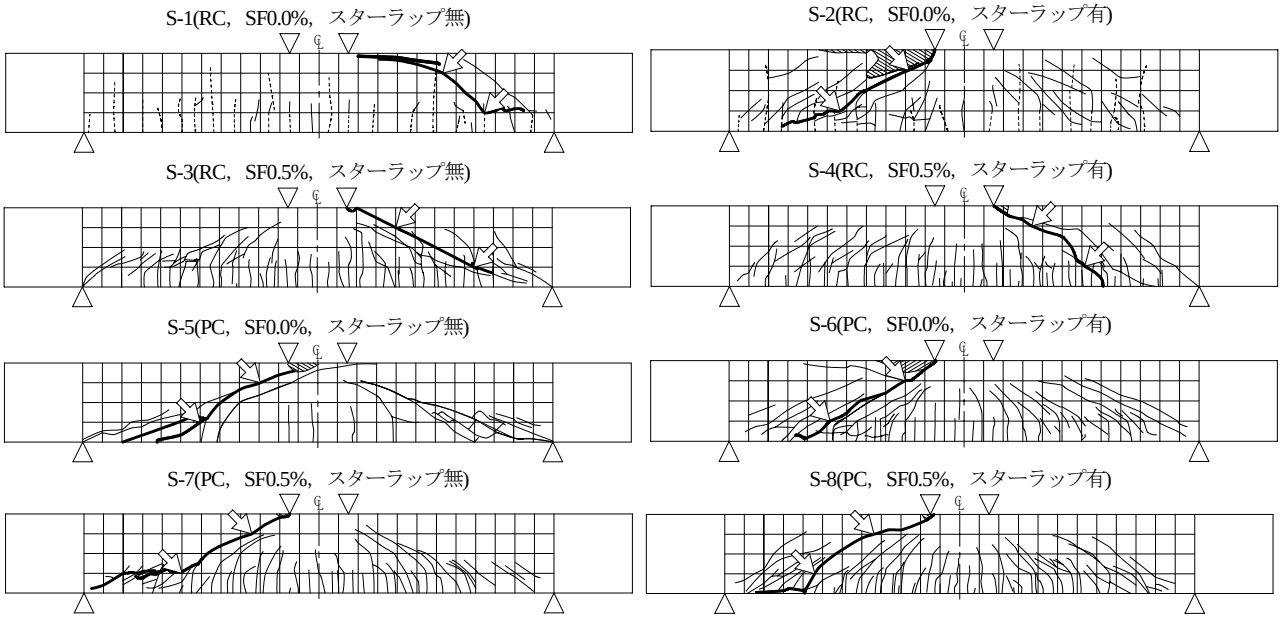


図-27 ひび割れ状況および破壊状況

表-25 モルタルが負担するせん断力の実験値と計算値の比較

供試体	斜めひび割れ発生荷重 (kN)	V_cの実験値 $V_{c.exp}$ (kN)	V_cの計算値 式(6) $V_{c.cal}$ (kN)	式(7) $V_{c.cal}$ (kN)	式(8) $V_{c.cal}$ (kN)	f_c' (N/mm^2)	f_{vc} (N/mm^2)	β_d	β_p	β_n	β_f	b_w (m)	d (m)	p (%)	M_u (kN・m)	M_0 (kN・m)
S-1	100	50	49.1	82.1	49.1	170	0.72	1.30	1.5	1.0	1.000	0.1	0.35	5.82	452.3	0
S-2	110	55	49.1	82.1	49.1	170	0.72	1.30	1.5	1.0	1.000	0.1	0.35	5.82	452.3	0
S-3	210	105	49.1	83.6	92.7	176	0.72	1.30	1.5	1.0	1.886	0.1	0.35	5.82	452.3	0
S-4	200	100	49.1	83.6	92.7	176	0.72	1.30	1.5	1.0	1.886	0.1	0.35	5.82	452.3	0
S-5	120	60	54.1	82.1	54.1	170	0.72	1.30	1.5	1.1	1.000	0.1	0.35	5.82	466.7	23.6
S-6	120	60	54.1	82.1	54.1	170	0.72	1.30	1.5	1.1	1.000	0.1	0.35	5.82	466.7	23.6
S-7	220	110	54.1	83.6	102.1	176	0.72	1.30	1.5	1.1	1.886	0.1	0.35	5.82	466.7	23.6
S-8	220	110	54.1	83.6	102.1	176	0.72	1.30	1.5	1.1	1.886	0.1	0.35	5.82	466.7	23.6

て破壊に至った．せん断補強鉄筋と鋼繊維がなくトラス機構が成立しない S-1 の破壊形態は斜引張破壊であった．

d) 高強度繊維補強モルタルが負担するせん断力 V_c

高強度繊維補強モルタルが負担するせん断力 V_c の実験値 $V_{c.exp}$ と計算値 $V_{c.cal}$ の比較，実験値と式(6)による計算値との比較，および実験値と式(7)による計算値との比較をそれぞれ，**表-25**，**図-28** および**図-29** に示す．ここで，実験値 $V_{c.exp}$ は供試体の斜めひび割れ発生時(斜めひび割れ発生荷重)における作用せん断力とし，計算値 $V_{c.cal}$ は式(6)および式(7)により求めた．式(6)および式(7)はともに，せん断補強鋼材を用いない棒部材のせん断耐力の算定式であり，式(6)はコンクリート標準示方書[21]，式(7)は超高強度繊維補強コンクリートの設計施工指針案(以降，UFC 指針)[5]に準拠した式である．なお，式(6)による計算値の算出においては f_{vc}，β_d および β_p はコンクリート標準示方書に定められている上限値を上回ったため，それぞれ上限値の 0.72N/mm^2，1.5 および 1.5 とした[21]．

$$V_{c.cal} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vc} \cdot b_w \cdot d \tag{6}$$

$$f_{vc} = 0.20\sqrt[3]{f_c'}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 \cdot p}$$

$$\beta_n = 1 + 2 \cdot M_0 / M_u$$

$$V_{c.cal} = 0.18 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \tag{7}$$

$$V_{c.cal} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_f \cdot f_{vc} \cdot b_w \cdot d \tag{8}$$

ここに，M_u は軸方向力を考慮しない純曲げ耐力，M_0 はデコンプレッションモーメント，b_w は腹部の幅(mm)，d は有効高さ(mm)，p は引張鉄筋比［$A_s/(b_w \cdot d)$］，A_s は引張側鋼材の断面積(mm^2)，f'_c はモルタルの圧縮強度(N/mm^2)，β_f は鋼繊維の影響(鋼繊維なしは 1.0)である．

図-28 より，式(6)による計算値は，鋼繊維を混入していない供試体に関しては実験値とはほぼ一致しているが，鋼繊維を混入した供試体に関しては実験値が計算値の 2 倍程度となっている．コンクリート標準示方書に準拠した式(6)は，鋼繊維が混入されていない場合には V_c をほぼ適切に評価しているが，鋼繊維が混入された場合には過小評価になるといえる．ここで，鋼繊維を混入した供試体と無混入の供試体とでは，鋼繊維の有無以外は同条件

であることから，実験値 $V_{c.exp}$ の差は鋼繊維のみの影響と考えられる．そこで，鋼繊維を混入した供試体と混入していない供試体の回帰式の比 1.886(=2.0567／1.0905)を鋼繊維が V_c に及ぼす影響 β_f とし，式(6)を式(8)のとおり修正した．式(8)による計算値は鋼繊維を混入した供試体に関しても実測値とほぼ対応しており，β_f を考慮することで鋼繊維を混入した場合の V_c を適切に評価できると考えられる．ただし，β_f は鋼繊維の長さ，直径，アスペクト比，引張強度および混入率などの影響を受けると考えられ，データ数も少ないため，これらの影響を考慮した β_f の定量化については今後の課題となる．

一方，**図-29** より，鋼繊維を混入していない供試体の実験値は式(7)による計算値を下回っているが，鋼繊維を混入した供試体の実験値は計算値の 1.3 倍程度となっている．UFC 指針に準拠した式(7)は，鋼繊維を混入していない場合は危険側の評価となるが，鋼繊維を混入した場合は式(6)よりも適切に V_c を評価できるといえる．

e) せん断耐力 V

せん断耐力の実験値 V_{exp} と計算値 V_{cal} との比較を**図-30** および**表-26** に示す．せん断耐力の実験値 V_{exp} はせん断破壊時の作用せん断力とし，計算値 V_{cal} はコンクリート標準示方書に準拠し，式(9)および式(10)により算出した．なお，モルタルが負担するせん断力の計算値 $V_{c.cal}$ は β_f を考慮した式(8)により算出した．

$$V_{cal} = V_{c.cal} + V_{s.cal} \tag{9}$$

$$V_{s.cal} = f_{wy} \cdot A_w \cdot z / s \tag{10}$$

$$V_{s.cal} = f_{wy} \cdot A_w \cdot z / \tan\beta_u / s \tag{11}$$

ここに，$V_{c.cal}$ は式(8)による計算値，$V_{s.cal}$ はせん断補強鉄筋が負担するせん断力の計算値，f_{wy} はせん断補強鉄筋の降伏点強度，A_w は区間 s におけるせん断補強鉄筋の全断面積，z はアーム長で一般に d / 1.15，s はせん断補強鉄筋のピッチである．

図-30 より，せん断耐力の実験値 $V_{c.exp}$ は，鋼繊維を混入した供試体では計算値の 2.1 倍程度，鋼繊維を混入していない供試体では計算値の 1.9 倍程度となっており，コンクリート標準示方書に準拠し，式(9)および式(10)により算出したせん断耐力は安全側の評価になることがわかる．式(10)では，せん断補強鉄筋が負担するせん断力が安全側の評価となるよう斜めひび割れの角度 β_u を 45° としているが，**図-27** に示したとおり，せん断破壊の原因となった斜めひび割れの角度は 45° よりも小さくなっている．斜めひび割れの角度が小さくなると，斜めひび割れと交差するせん断補強鉄筋が増加し，せん断補強鉄筋が負担するせん断力が大きくなるため，式(11)により斜めひび割れの角度 β_u を考慮することとした．なお，斜めひび割れの角度 β_u は，図心軸(上縁から 200mm)と斜めひび割れのなす角度の実測値とし，**図-27** の斜めひび割れ上の二つの矢印(図心軸から上下 100mm 離れたグリッド線と斜めひび割れの交点)を結ぶ直線と図心軸のなす角度として求めた．

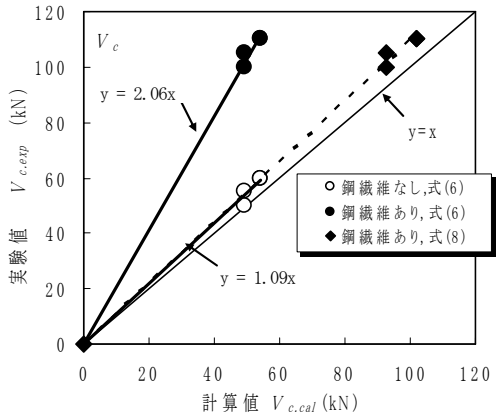


図-28 V_c の実験値と式(6)による計算値との比較

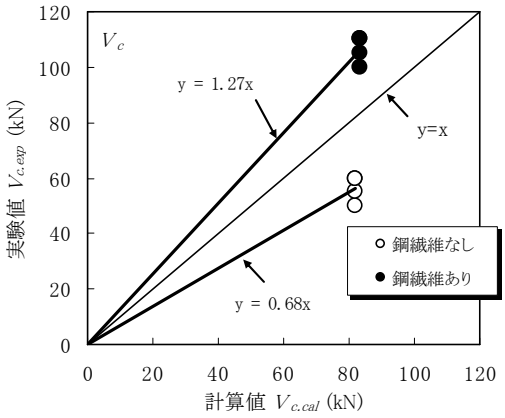


図-29 V_c の実験値と式(7)による計算値との比較

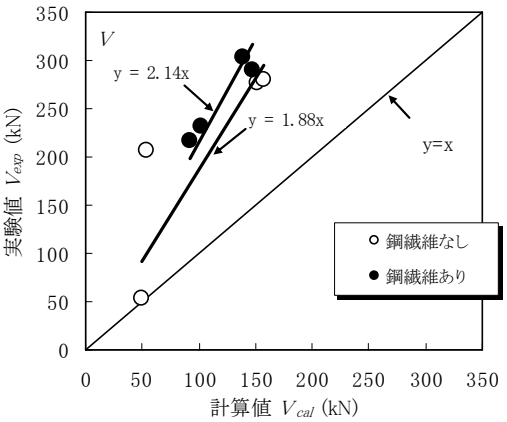


図-30 せん断耐力の実験値と計算値との比較

斜めひび割れの角度を考慮し，式(9)および式(11)により算出したせん断耐力の計算値と実験値との比較を**図-31** および**表-26** に示す．鋼繊維を混入していない供試体に関しては，実験値が計算値の1.2倍程度となっており，斜めひび割れの角度 β_u を考慮することでせん断耐力の計算値の精度が向上したといえる．一方，鋼繊維を混入した供試体に関しては，実験値が計算値の 1.9 倍程度と

表-26 せん断耐力の実験値と計算値との比較

供試体	せん断破壊荷重 (kN)	実験値 V_{exp} (kN)	せん断耐力の計算値 V_{cal} 式(8)+式(10) (kN)	式(8)+式(11) (kN)	式(8) $V_{c.cal}$ (kN)	式(10) $V_{s.cal}$ (kN)	式(11) $V_{s.cal}$ (kN)	f_{sy} (N/mm^2)	A_w (mm^2)	s (m)	β_u*1 (°)
S-1	108	54	49	49	49.1	0.0	0.0	295	0.0	0.125	43.0
S-2	554	277	152	231	49.1	103.1	181.5	295	71.3	0.125	29.6
S-3	432	216	93	93	92.7	0.0	0.0	295	0.0	0.125	26.7
S-4	608	304	139	155	92.7	45.8	62.1	295	31.7	0.125	36.4
S-5	412	206	54	54	54.1	0.0	0.0	295	0.0	0.125	33.1
S-6	560	280	157	252	54.1	103.1	198.1	295	71.3	0.125	27.5
S-7	462	231	102	102	102.1	0.0	0.0	295	0.0	0.125	29.3
S-8	580	290	148	171	102.1	45.8	69.2	295	31.7	0.125	33.5

*1 斜めひび割れ角度の実測値で，**図-27** 中の 2 点の矢印を結んだ直線と部材軸とのなす角度

なっており，斜めひび割れの角度を考慮してもなお安全側の評価になっている．鋼繊維を混入した供試体では，発生した斜めひび割れに鋼繊維が架橋し，鋼繊維がせん断力を負担するため実験値が安全側の値になるものと考えられる．

f) 鋼繊維が負担するせん断力 V_f

鋼繊維が負担するせん断力 V_fを UFC 指針に準拠し，式(12)により算出し，V_f を考慮したせん断耐力の計算値 V^*を式(13)により算出した．

$$V_{f.cal} = \frac{f_v}{\tan \beta_u} \cdot b_w \cdot z \tag{12}$$

$$V^*_{cal} = V_{c.cal} + V_{s.cal} + V_{f.cal} \tag{13}$$

ここに，$V_{c.cal}$ は式(8)による計算値，$V_{s.cal}$ は式(11)による計算値，f_v は高強度繊維補強モルタルの斜めひび割れ直角方向の平均引張強度，β_uは軸方向と斜めひび割れのなす角度である．なお，今回の実験では f_v を 2.2N/mm^2 と仮定した．これは，鋼繊維を 2.0vol.%混入した UFC の f_vが 8.8N/mm^2 であり [5]，今回の実験における鋼繊維の混入率がその 1/4 (0.5vol.%)であることから決定した．また，斜めひび割れの角度 β_uは**表-26** と同様の実測値とした．

鋼繊維が負担するせん断力 $V_{f.cal}$を考慮したせん断耐力の計算値と実験値の比較を**図-32** および**表-27** に示す．鋼繊維を混入した供試体のせん断耐力の実測値は，計算値とほぼ対応しており，式(12)により鋼繊維が負担するせん断力 V_fを考慮することで，せん断耐力は適切に評価されたといえる．

以上より，鋼繊維によるモルタルが負担するせん断力 V_cの増加，斜めひび割れの角度によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力 V_sの増加，および鋼繊維が負担するせん断力 V_fを考慮することで，高強度繊維補強モルタルを用いたはり部材のせん断耐力を合理的に設計できると考えられる．ただし，今回の実験結果のみではデータが少ないため，現段階では，高強度繊維補強モルタルを用いたはり部材のせん断耐力は，コンクリート標準示方書に準拠し，式(6)，式(9)および式(10)により行うのが現実的と考えられる．

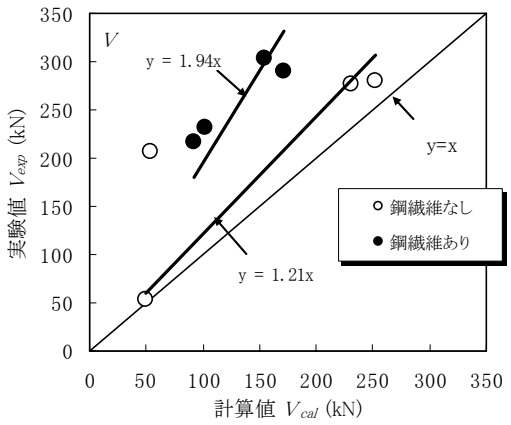


図-31 せん断耐力の実験値と計算値との比較(β_u考慮)

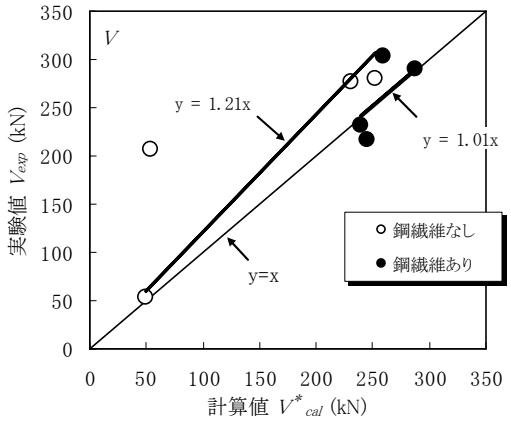


図-32 $V_{f.cal}$を考慮したせん断耐力の計算値と実験値の比較

表-27 $V_{f.cal}$を考慮したせん断耐力と計算値との比較

供試体	せん断耐力 V^* 実験値 V_{exp} (kN)	計算値 V_{cal} (kN)	式(8) $V_{c.cal}$ (kN)	式(11) $V_{s.cal}$ (kN)	式(12) $V_{f.cal}$ (kN)	f_v (N/mm^2)	β_u*1 (°)
S-1	54	49	49.1	0.0	0.0	—	43.0
S-2	277	231	49.1	181.5	0.0	—	29.6
S-3	216	246	92.7	0.0	153.1	2.2	26.7
S-4	304	259	92.7	62.1	104.4	2.2	36.4
S-5	206	54	54.1	0.0	0.0	—	33.1
S-6	280	252	54.1	198.1	0.0	—	27.5
S-7	231	239	102.1	0.0	137.2	2.2	29.3
S-8	290	288	102.1	69.2	116.3	2.2	33.5

*1 斜めひび割れ角度の実測値

6. 結論

高強度繊維補強モルタルの PC 構造物への適用性を検討するため，材料試験，PC はりの曲げ載荷試験およびせん断載荷試験を実施した．今回行った実験の範囲で得られた知見は以下のとおりである．

(1) 高強度繊維補強モルタルの物性に関して

1) 高強度繊維補強モルタルは水セメント比を 17%とすることで設計基準強度 120N/mm^2 を実現できる．
2) 引張強度は，コンクリート標準示方書の引張強度算定式で安全側に評価できる．
3) ヤング係数は同じ強度のコンクリートに比べ低く，高強度コンクリートを用いたPC構造物の設計施工規準のヤング係数算定式を 0.85 倍とすることで評価できる．
4) 曲げ強度は鋼繊維の混入率の増加に伴い大きくなる．
5) 蒸気養生直後から 1 年後までのクリープ係数は 0.75 程度であり，1.0 以下であった．
6) 蒸気養生直後から 1 年後までの乾燥収縮ひずみは 400μ 程度であり，普通コンクリートと同程度であった．

(2) 耐久性能に関して

1) 促進中性化試験では 2 年後においても中性化深さは 0mm であった．
2) 凍結融解試験では 480 サイクルの凍結融解の繰返しでも相対動弾性係数は低下せず，95%以上であった．
3) 浸せき法により測定した見掛けの塩分拡散係数は 0.0176cm^2/年であり，飛沫帯，かぶり 35mm の条件でも十分な耐久性を満足した．

(3) 曲げ特性に関して

1) 高強度繊維補強モルタルを用いたPCはりのひび割れ荷重および曲げ破壊荷重は，計算値を上回っており，曲げひび割れ発生モーメントや曲げ耐力は通常の PC はりと同様の設計手法で安全側に評価できると考えられる．
2) 鋼繊維を混入していない供試体の荷重と変位の関係および PC 鋼材のひずみは，非線形解析とよく一致しており，設定した材料非線形特性は鋼繊維を混入しない場合に関してはおおむね妥当であると考えられる．鋼繊維を混入した場合の材料非線形特性に関しては，モルタルの引張軟化特性などを考慮し，新たに検討する必要がある．
3) 曲げ破壊時の終局ひずみは 4500μ 程度となり，モルタルの圧縮強度をヤング係数で除した値とほぼ一致した．
4) 鋼繊維を混入することで，ひび割れ発生モーメント，曲げ耐力およびひび割れの分散性が向上した．また，曲げ破壊後の断面の状態も改善された．
5) 曲げ耐力を算出する際の応力－ひずみ曲線は直線とし，終局ひずみに圧縮強度をヤング係数で除した値を使用することで，曲げ耐力を適切に評価できる．
6) 鋼繊維を混入していない場合の曲げひび割れ幅は，コンクリート標準示方書の曲げひび割れ算定式とほぼ一致した．一方，鋼繊維を混入した場合は，鋼繊維の混入によるひび割れ分散性の向上を考慮することでひび割れ幅を適切に評価できた．

(4) せん断挙動に関して

1) 斜めひび割れ発生荷重およびせん断破壊耐力はコンクリート標準示方書に準拠して算出した計算値を上回っており，せん断耐力は通常の PC はりと同様の手法で安全側に評価できる．
2) 鋼繊維を混入することで，斜めひび割れ発生荷重，およびせん断破壊荷重の向上が認められた．
3) 鋼繊維によるモルタルが負担するせん断力 V_c の増加，斜めひび割れの角度によるせん断補強鉄筋が負担するせん断力 V_s の増加，および鋼繊維が負担するせん断力 V_f を考慮することで，高強度繊維補強モルタルを用いたはり部材のせん断耐力を適切に評価できた．

謝辞：本研究を行うにあたり宇部興産(株)の大西利勝氏，宇部三菱セメント(株)の村田浩三氏，千葉博英氏，黒岩義仁氏のほか，多くの皆様にご指導・ご支援をいただいた．ここに，ご協力いただいた関係各位に深く感謝の意を表す．

参考文献

1) 三井健郎，小島正郎，高尾全，佐藤敏之：超高強度コンクリート新世代 ―川崎・武蔵小杉での適用例(2) 設計基準強度 150N/mm^2 超高強度コンクリートによる超高層集合住宅の施工―，セメント・コンクリート，No.723，pp.25-31，2007.5.
2) 陣内浩，黒岩秀介，寺内利恵子，阿部剛士：超高強度コンクリート新世代 ―川崎・武蔵小杉での適用例(1) 設計基準強度 150N/mm^2 の低収縮型超高強度コンクリートの製造と施工 THE KOSUGI TOWER―，セメント・コンクリート，No.723，pp.18-24，2007.5.
3) 日本コンクリート工学協会：高強度コンクリート構造物の構造性能研究委員会報告書・論文集，pp.16-21，2006.7.
4) 桜田道博，大山博明，森拓也，二羽淳一郎：高強度繊維補強モルタルを使用した PC 構造物，コンクリート工学，Vol.45，No.7，pp.46-53，2007.7.
5) 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113，2004.9.
6) 田中良弘，福浦尚之，鵜沢哲史，坂本淳，前堀伸平，片桐誠：超高強度繊維補強コンクリートの引張特性と引張軟化曲線のモデル化，土木学会論文集，No.788／V-67，pp.159-173，2005.5.

7) 福浦尚之，田中良弘，趙唯堅，柄登志彦，加納宏一，兵藤彦次：超高強度繊維補強コンクリートはり部材の曲げ・せん断載荷実験, 土木学会論文集, No.795／V-68, pp.67-80, 2005.8.
8) 福浦尚之，田中良弘，加納宏一：非線形有限要素解析による超高強度繊維補強コンクリートはり部材の挙動シミュレーション，土木学会論文集，No.795／V-68，pp.81-93，2005.8.
9) 坂本淳，田中良弘，新藤竹文，宇治公隆：最大粒径 2.5mm の細骨材を用いたノンプレミックス型超高強度繊維補強コンクリートに関する実験的研究，土木学会論文集 E，Vol.66，No.3，pp.325-336，2010.9.
10) 雨宮美子，桜田道博，森拓也，二羽淳一郎：超高強度繊維補強モルタルを用いた PC 梁の載荷実験，コンクリート工学年次論文集，pp.1657-1662，2005.7.
11) 桜田道博，雨宮美子，大山博明，森拓也：高強度繊維補強モルタルの材料特性, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.2，pp.133-138，2007.7.
12) 鵜澤正美，山田一夫：RPC を用いた超高強度・高じん性コンクリートの開発動向，コンクリート工学，Vol.39，No.2，pp.53-56，2001.2.
13) 武者浩透，大竹明郎，関文夫，大熊光，児玉明彦，小林忠司：無機系複合材料(RPC)を用いた酒田みらい橋の設計と施工，橋梁と基礎，Vol.36，No.11，pp.2-11，2002.11.
14) 黒岩正，岩﨑郁夫，大熊光：超高強度繊維補強コンクリートを用いた国内初の道路橋ー東九州自動車道堀越Cランプ橋ー，コンクリート工学，Vol.43，No.10，pp.39-44，2005.10.
15) 武者浩透，一宮利通，芦田公伸，田中敏嗣：超高強度繊維補強コンクリート(UFC)の耐久性と PC 構造物への適用, プレストレストコンクリート，Vol.52，No.2，pp.80-86，2010.3.
16) Setra, AFGC: Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concretes, pp.15-16, 2002.1.
17) 土木学会：鋼繊維補強コンクリート設計施工指針(案)，コンクリートライブラリー第 50 号，1983.3.
18) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書【施工編】，pp.82-83，2008.3.
19) JIS 原案：コンクリートの圧縮クリープ試験方法(案)，コンクリート工学，Vol.23，No.3，pp.55-56，1985.3.
20) プレストレストコンクリート技術協会：高強度コンクリートを用いた PC 構造物の設計施工規準，2008.10.
21) 土木学会：2007 年制定コンクリート標準示方書【設計編】，2008.3.
22) 桜田道博，渡辺浩良，大浦隆，鈴木基行：石炭灰を主原料とする高性能人工骨材を用いた PC はり部材の力学的特性に関する研究，土木学会論文集，No.774／V-65，pp.27-37，2004.11.
23) 日本コンクリート工学協会：超流動コンクリート研究委員会報告書，1994.
24) 土木学会：JSCE-G572-2010 浸せきによるコンクリート中の塩化物イオンの見掛けの拡散係数試験方法(案)，コンクリート標準示方書【規準編】，土木学会規準および関連規準，pp.319-323，2010.11.
25) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，III コンクリート橋編，pp.171-175，2002.3.
26) 小林一輔，星野富夫，辻恒平：海洋環境下における鋼繊維補強コンクリートの鉄筋防食効果，土木学会論文集，No.414／V-12，pp.195-203，1990.2.
27) 加納直樹：鋼繊維を混入した鉄筋コンクリートの曲げひび割れ幅算定式，コンクリート工学，Vol.44，No.11，pp.58-62，2006.11.

（2010. 10. 27 受付）

EXPERIMENTAL STUDY ON THE APPLICATION OF HIGH STRENGTH FIBER REINFORCED MORTAR TO PRESTRESSED CONCRETE STRUCTURES

Michihiro SAKURADA, Takuya MORI, Hiroaki OHYAMA and Hiroshi SEKI

In order to study the application of high strength fiber reinforced mortar which has design compressive strength 120N/mm^2 to prestressed concrete structures, the authors carried out material tests, bending tests and shear tests of prestressed concrete beam specimens. From the material tests, we obtained material properties for the design of prestressed concrete structures such as compressive strength, tensile strength, Young's modulus, coefficient of creep, dry shrinkage and so on. The results of the bending tests and the shear tests of prestressed concrete beam specimen shows that experimental flexural strength and shear strength of prestressed concrete beam using high strength fiber reinforced mortar exceeds strength calculated by traditional design method. It is confirmed that high strength fiber reinforced mortar can be applied to prestressed concrete structures.