

# 論文 超高強度繊維補強モルタルを用いた PC 梁の性状

雨宮 美子<sup>\*1</sup>・桜田 道博<sup>\*2</sup>・森 拓也<sup>\*3</sup>・二羽 淳一郎<sup>\*4</sup>

**要旨**：設計基準強度 120MPa の超高強度繊維補強モルタルを用いて梁供試体を作製し、曲げ破壊実験、およびせん断破壊実験を行った。また、曲げ破壊実験を行うにあたり、2次元モデルによる非線形 FEM 解析を実施した。その結果、超高強度繊維補強モルタルを使用した PC 梁は、所要の曲げ耐力およびせん断耐力を有していること、ひび割れが発生する前のたわみの算出に弾性理論を適用できること、および鋼繊維を添加することにより曲げ耐力とせん断耐力は向上し、破壊形態も改善できることが確認された。

**キーワード**：超高強度、鋼繊維、PC 梁、非線形 FEM 解析、曲げ耐力、せん断耐力

## 1. はじめに

近年、河川改修や都市再開発事業に伴い、低桁高橋梁のニーズが増えている。低桁高 PC 橋(桁高支間比 1/30 程度以下)では、作用荷重により発生する桁上縁の圧縮応力度および桁下縁の引張応力度が大きくなり、桁下縁の引張応力度を打ち消すため、大きなプレストレスを導入する必要がある。そのため、低桁高 PC 橋では、プレストレス導入時の桁下縁や設計荷重時の桁上縁の圧縮応力度が許容値を上回ることとなる。そこで、超高強度繊維補強モルタル(設計基準強度 120N/mm<sup>2</sup>)を低桁高 PC 橋へ適用し、材料自体で大きな圧縮応力度に抵抗させる新たな低桁高工法の実用化を検討している<sup>1), 2), 3)</sup>。超高強度モルタルを用いた低桁高 PC 橋を実現するにあたっては、梁部材としての力学的特性、破壊形態等を確認する必要がある。本研究では、超高強度繊維補強モルタルを用いた梁供試体を作製し、曲げ破壊実験およびせん断破壊実験を行った。

よび表-1 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。プレストレスの導入はポストテンション方式により行った。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。供試体は 3 分割したプレキャストセグメント工法で製作し、プレストレスを導入して一体化した。荷重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荷重して行った。その際の純曲げ区間は 1m とした。

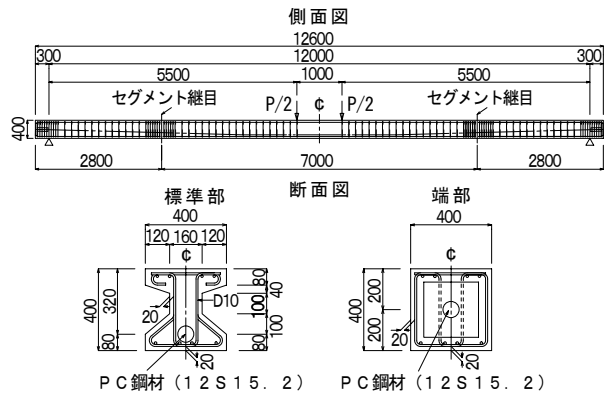


図-1 供試体一般図(シリーズ1)

表-1 供試体の諸元(シリーズ1)

供試体番号	プレストレス導入方式	SF 添加量 (vol.%)	断面寸法		桁高支間比	支間(m)
			幅 b (m)	高 h (m)		
S1-1	ポステン	0.0	0.4	0.4	1/30	12.0
S1-2		1.0				12.0

## 2. 実験概要

### 2.1 曲げ破壊実験 (シリーズ1)

供試体一般図および諸元をそれぞれ、図-1 お

\*1 (株) ピーエス三菱 土木技術第一部 (正会員)

\*2 (株) ピーエス三菱 土木技術第一部 (正会員)

\*3 (株) ピーエス三菱 土木技術第一部部長 (正会員)

\*4 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)

## 2.2 せん断破壊実験 (シリーズ 2)

供試体一般図および諸元をそれぞれ、図-2 および表-2 に示す。供試体はプレストレスの有無、鋼繊維の有無およびせん断補強筋の有無をパラメータとした 8 体とした。载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载荷して行った。その際の純曲げ区間は 0.3m とした。

## 2.3 非線形 FEM 解析

曲げ破壊実験にあたり、2 次元モデルによる非線形 FEM 解析を実施した。モデル図および入力値をそれぞれ、図-3 および表-3 に示す。超高強度繊維補強モルタルおよび PC 鋼材の材料非線形特性は図-4 のとおりとした。

## 2.4 使用材料

使用材料、示方配合およびモルタルの強度性状をそれぞれ、表-4、表-5 および表-6 に示す。モルタルの圧縮強度は、蒸気養生後に 165 ~ 173MPa 程度となった。

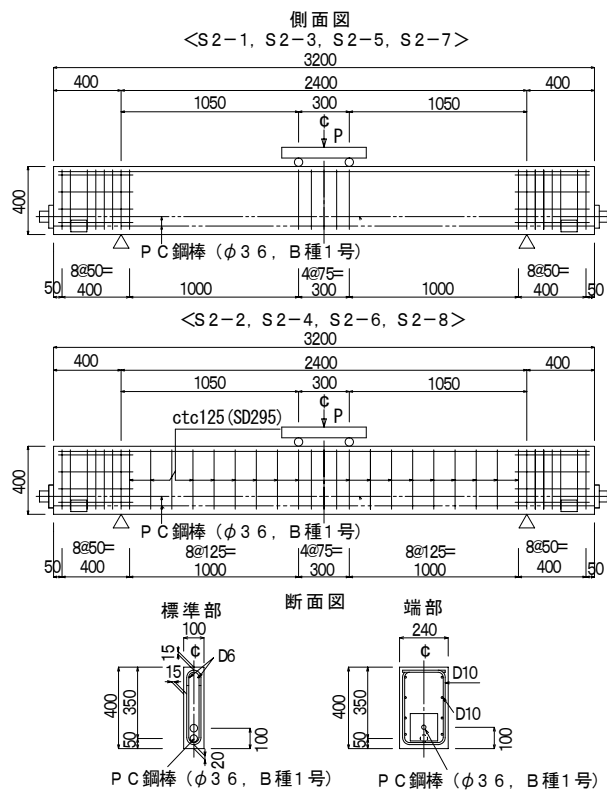


図-2 供試体一般図(シリーズ 2)

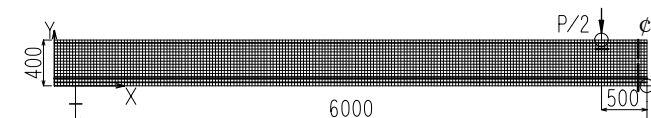


図-3 モデル図

表-2 供試体の諸元(シリーズ 2)

供試体番号	部材種類	SF 添加量 (vol.%)	有効高 d (m)	a/d	せん断補強筋	有効緊張力 Pe(kN)
S2-1	RC	0.0	0.35	3.0	無	0
S2-2	RC	0.0	0.35	3.0	D10ctc125	0
S2-3	RC	0.5	0.35	3.0	無	0
S2-4	RC	0.5	0.35	3.0	D6ctc125	0
S2-5	PC	0.0	0.35	3.0	無	155
S2-6	PC	0.0	0.35	3.0	D10ctc125	155
S2-7	PC	0.5	0.35	3.0	無	155
S2-8	PC	0.5	0.35	3.0	D6ctc125	155

表-3 入力値

材料	項目	記号	特性値
モルタル	圧縮強度	$f'_c$	150 MPa
	引張強度	$f_t$	8.0 MPa
	ヤング係数	$E_c$	38.0 GPa
	終局ひずみ(圧縮)	$\epsilon'_{cu}$	3950 $\mu$
	終局ひずみ(引張)	$\epsilon_t$	210 $\mu$
PC 鋼材	引張強度	$f_{pu}$	1860 MPa
	降伏強度	$0.84f_{pu}$	1570 MPa
	降伏強度	$0.93f_{pu}$	1730 MPa
	ヤング係数	$E_p$	200 GPa

\*モルタルの特性値は、これまでに行った強度試験結果の平均値より定めた。

表-4 使用材料

材料	記号	摘要
セメント	C	シリカフェームセメント, 密度 3.08g/cm <sup>3</sup>
鋼繊維	SF	引張強度 2340MPa, 長さ 13mm, 径 0.16mm, 密度 7.85g/cm <sup>3</sup>
細骨材	S	表乾密度 2.57g/cm <sup>3</sup> , 吸水率 2.59%, FM2.9S, 最大寸法 5mm
高性能 AE 減水剤	SP	ポリエーテル系

表-5 示方配合

配合名	SF 添加量 (vol.%)	Air (%)	W/C (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )				SP/C (%)
				W	C	S	SF	
1	0	2.0	17	210	1235	948	0	3.0
2	0.5	2.0	17	210	1235	948	40	3.0
3	1.0	2.0	17	210	1235	948	79	3.0

表-6 モルタルの強度性状

シリーズ	供試体番号	配合名	圧縮強度		ヤング係数 $E_c$ (GPa)	曲げ強度 $\sigma_b$ (MPa)	引張強度 $\sigma_t$ (MPa)
			$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_{28}$ (MPa)			
1	S1-1	1	173.2	185.3	41.2	12.2	8.0
	S1-2	3	170.4	185.0	41.5	17.0	8.8
2	S2-1	1	168.2	169.7	39.4	—	9.9
	S2-2	2	165.4	175.7	40.5	14.3	8.7
	S2-3	1	168.2	169.7	39.4	—	9.9
	S2-4	2	165.4	175.7	40.5	14.3	8.7
	S2-5	1	168.2	169.7	39.4	—	9.9
	S2-6	2	165.4	175.7	40.5	14.3	8.7

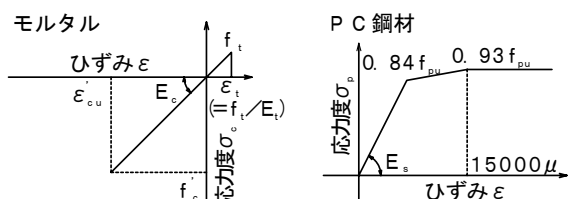


図-4 材料の非線形特性

### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 曲げ破壊実験（シリーズ1）

##### (1) 荷重と変位との関係

曲げ破壊実験の結果および荷重と変位との関係をそれぞれ、表-7 および図-5 に示す。ひび割れ荷重の計算値は桁下縁の引張応力度が引張強度(8MPa)に達する荷重とし、曲げ耐力の計算値は平面保持を仮定し、コンクリートの応力ひずみ曲線を等価ブロックと仮定して求めた。すべての供試体において、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、超高強度繊維補強モルタルを用いたポステン梁は、所要のひび割れ耐力、および曲げ破壊耐力を有していることが確認された。この結果から、超高強度モルタルを用いた低桁高 PC 橋の設計は、通常の PC 橋と同様の設計手法で安全側に評価できると考えられる。また、実験より得られた荷重と変位との関係は、非線形 FEM 解析とよく一致している。今回入力した表-3 に示す材料非線形特性は妥当なものであると考えられる。

##### (2) たわみの検討

弾性範囲の荷重と変位との関係を図-6 に示す。たわみの計算値は、弾性理論に基づき算出したものである。すべての供試体において、ひび割れが発生する前のたわみは、計算値とよく一致しており、たわみの算出には弾性理論を適用できることが確認された。鋼繊維を添加した S1-1 のたわみは、鋼繊維を添加していない S1-2 のものと同値となっている。鋼繊維の添加は、弾性範囲のたわみにはほとんど影響しないことがわかる。

##### (3) 破壊状況

供試体の破壊状況を写真-1 に示す。鋼繊維を添加していない S1-1 は断面全体が破壊しているが、鋼繊維を添加した S1-2 は桁上縁のみの破壊となっている。鋼繊維を添加することで、破壊形態は大きく改善されることが確認された。

##### (4) ひび割れ状況

曲げ区間のひび割れ状況を図-7 に示す。鋼繊維が添加された S1-2 では、ひび割れ間隔が小さ

表-7 曲げ破壊実験結果

供試体	ひび割れ発生荷重			曲げ破壊荷重		
	実測値 (kN)	計算値 (kN)	比	実測値 (kN)	計算値 (kN)	比
S1-1	140	134	1.04	304	271	1.12
S1-2	170	134	1.27	335	271	1.24

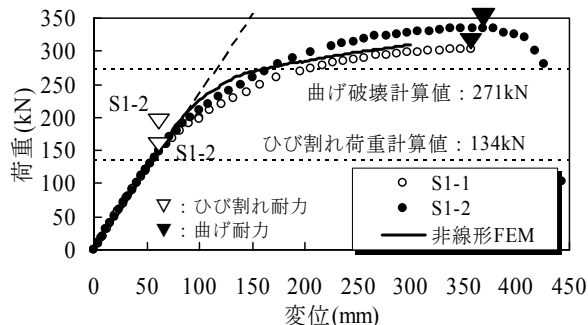


図-5 荷重と変位との関係

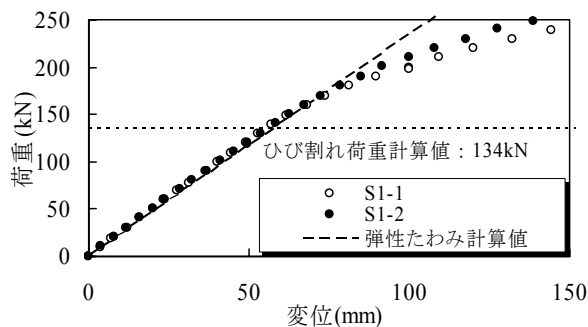


図-6 弾性範囲の荷重と変位との関係

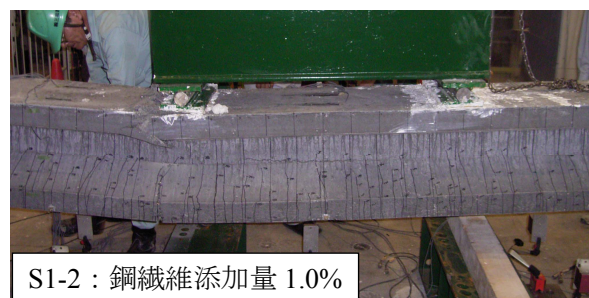


写真-1 破壊状況

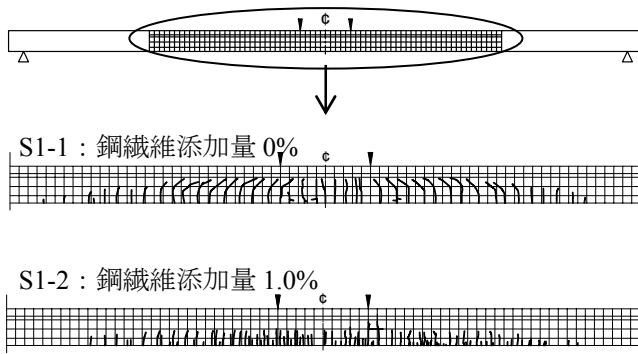


図-7 ひび割れ発生状況

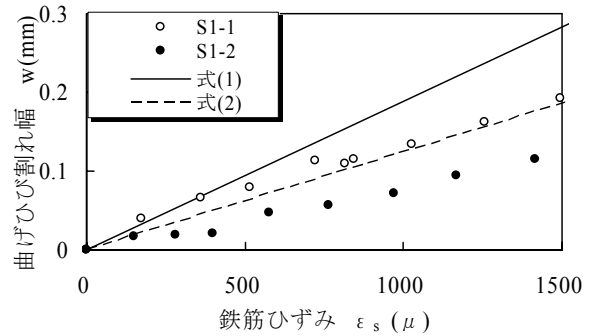


図-8 鉄筋ひずみとひび割れ幅の関係

表-8 せん断破壊実験の結果

供試体	曲げひび割れ発生荷重 (kN)	斜引張ひび割れ発生荷重* (kN)	せん断破壊荷重				破壊形態	
			①実験値 (kN)	コンクリート標準示方書 <sup>4)</sup>		フランス指針 <sup>5)</sup>		
				②計算値 (kN)	比 (①/②)	③計算値 (kN)		比 (①/③)
S2-1	—	100	108	98	1.10	192	0.56	斜引張破壊
S2-2	—	110	554	359	1.54	452	1.23	せん断圧縮破壊
S2-3	20	210	432	98	4.39	405	1.07	せん断圧縮破壊
S2-4	20	200	608	201	3.02	508	1.20	せん断圧縮破壊
S2-5	60	120	412	108	3.81	192	2.15	せん断圧縮破壊
S2-6	60	120	560	369	1.52	452	1.24	せん断圧縮破壊
S2-7	50	220	462	108	4.27	559	0.83	せん断圧縮破壊
S2-8	60	220	580	211	2.75	662	0.88	せん断圧縮破壊

\*せん断支間部の斜めひび割れが中立軸を超えた荷重

く、ひび割れの分散性がよいことがわかる。

支間中央部の鉄筋ひずみとひび割れ幅との関係を図-8に示す。式(1)はコンクリート標準示方書<sup>4)</sup>のひび割れ幅算定式であり、ここでは収縮およびクリープによるひずみ  $\epsilon'_{scd}$  は0とした。

$$w = k \cdot \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \cdot [\sigma_{se}/E_s + \epsilon'_{scd}] \quad (1)$$

ここに、 $k = 1.1k_1 \cdot k_2 \cdot k_3$

$k_1$ : 鋼材の付着性状を表す定数

$k_2$ : コンクリートの品質を表す係数

$k_3$ : 引張鋼材の段数の影響を表す係数

$w$ : 曲げひび割れ幅、 $c$ : かぶり、 $c_s$ : 鋼材中心間隔、 $\phi$ : 鉄筋径、 $\sigma_{se}$ : 鉄筋応力度の増加量、 $E_s$ : 鉄筋のヤング係数、 $\epsilon'_{scd}$ : 収縮およびクリープ等によるひずみ

鋼繊維を添加していない S1-1 のひび割れ幅は、鉄筋ひずみが 350  $\mu$  程度までは式(1)による計算値と比較的一致しているが、それ以降は実測値の方が小さくなっている。これは、超高強度モルタルは、通常のコンクリートに比べ鋼材との付着性

状に優れ、ひび割れ間隔が小さくなるためと考えられる。式(2)は、式(1)のひび割れ間隔を表す項に、実際に S1-1 の純曲げ区間に発生したひび割れ間隔の平均値 124mm を代入したものである。式(2)と S1-1 の実測値とはほぼ一致しており、ひび割れ間隔が適切に評価できれば、ひび割れ幅を精度良く算出できると考えられる。

$$w = 124 \times [\sigma_{se}/E_s + \epsilon'_{scd}] \quad (2)$$

一方、鋼繊維を添加した S1-2 のひび割れ幅は、鋼繊維を添加していない S1-1 に比べて小さい。これは、鋼繊維を添加した場合は、ひび割れの分散が良く、ひび割れ間隔が小さくなるため、ひび割れ幅が小さくなるものと考えられる。超高強度モルタルに関しては、式(1)により算出したひび割れ幅は安全側の値になると推測される。

### 3.2 せん断破壊実験 (シリーズ2)

#### (1) 荷重と変位との関係

せん断破壊実験の結果を表-8に示す。計算値は、コンクリート標準示方書<sup>4)</sup>およびフランス指

表-9 せん断力耐力の算出方法

コンクリート標準示方書 <sup>4)</sup>	フランス指針案 <sup>5)</sup>
$V=V_c+V_s$ $V_c=0.2 \cdot f_c^{1/3} \cdot \beta_d \cdot \beta_n \cdot \beta_p \cdot b \cdot d$ $=0.2 \cdot f_c^{1/3} \cdot d^{-1/4} \cdot (100p)^{1/3} \cdot (1+2M_o/M_u) \cdot b \cdot d$ $V_s=f_{sy} \cdot A_w \cdot z/s$ ここに $V$ : はりのせん断耐力 $V_c$ : コンクリートが負担するせん断力 $f_c$ : コンクリート圧縮強度 $b$ : 梁の幅、 $d$ : 梁の有効高さ、 $p$ : 引張鋼材量 $M_o$ : デコンプレッションモーメント、 $M_u$ : 曲げ耐力 $V_s$ : スターラップが負担するせん断力 $f_{sy}$ : スターラップの降伏点強度 $A_s$ : スターラップの断面積 $z$ : アーム長(=7/8・d)	$V=V_c+V_s+V_f$ $RC : V_c=0.24 \cdot f_c^{0.5} \cdot b \cdot d$ 、 $PC : V_c=0.24 \cdot f_c^{0.5} \cdot Z$ $V_s=f_{sy} \cdot A_w \cdot z/s$ $V_f=\sigma_f/\tan \beta \cdot b \cdot d$ ここに、 $V$ : はりのせん断耐力 $V_c$ : コンクリートが負担するせん断力 $f_c$ : コンクリート圧縮強度 $b$ : 梁の幅、 $d$ : 梁の有効高さ $V_s$ : スターラップが負担するせん断力 $f_{sy}$ : スターラップの降伏点強度 $A_s$ : スターラップの断面積 $z$ : アーム長(=7/8・d) $V_f$ : スチールファイバーが負担するせん断力 $\sigma_f$ : ファイバーが負担できる引張応力度 $\beta$ : 圧縮ストラットの角度(斜めひび割れの角度) (RC : 45° , PC : 30° )

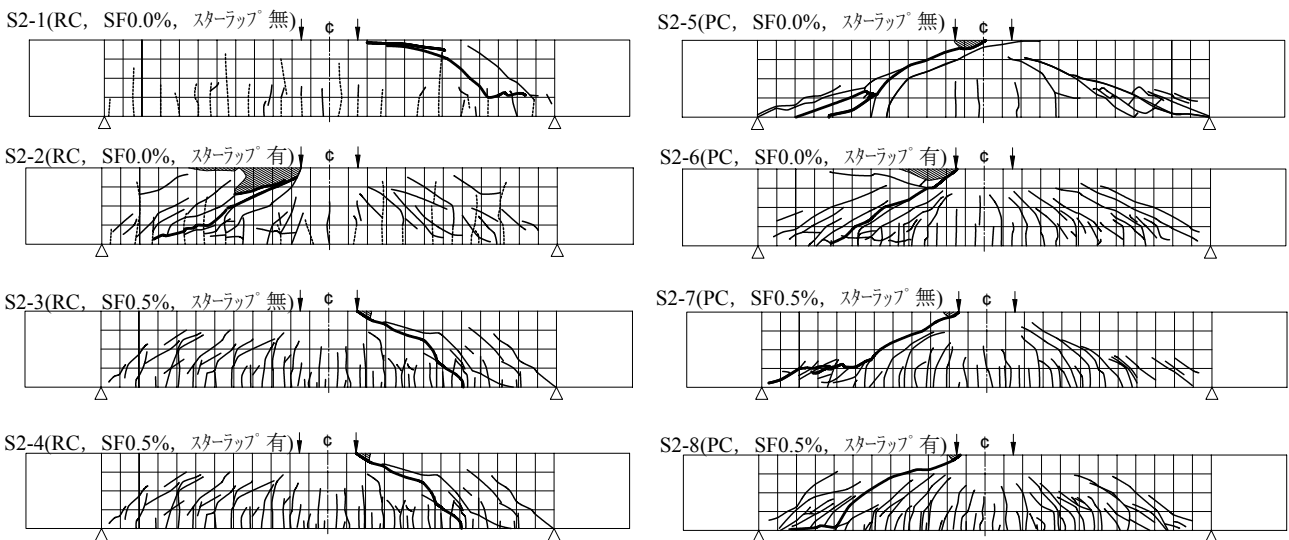


図-9 ひび割れ状況および破壊状況

針案<sup>5)</sup>に準じたものであり、算出式は表-9のとおりである。コンクリート標準示方書に準じて算出したせん断破壊荷重の計算値は、すべての供試体に対して安全側の値を与えている。フランス指針案に準じて算出したせん断荷重の計算値は、S2-1、S2-7およびS2-8に対して過大となっている。斜めひび割れの発生荷重は、鋼繊維を添加しない供試体に関しては100~120kN、鋼繊維を添加した供試体に関しては、200~220kNであり、鋼繊維を添加した供試体の方が大きい傾向にある。

(2) ひび割れ状況および破壊状況

各供試体のひび割れ状況および破壊状況を図-9および表-8に示す。S2-1は斜めひび割れが発生した後、直ちに耐荷力を失う斜引張破壊で

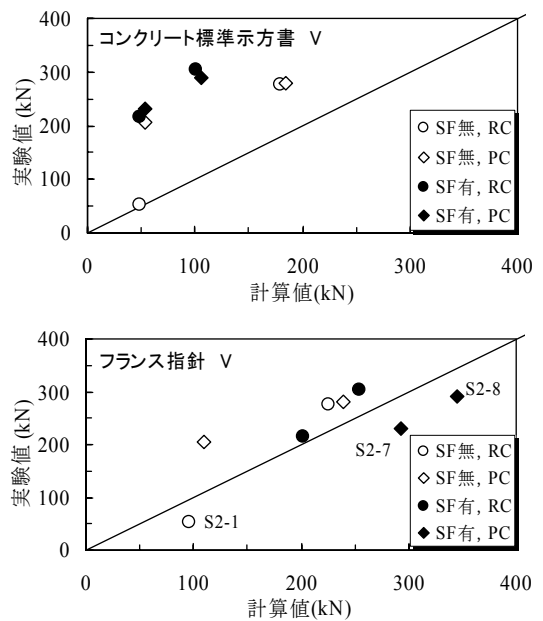


図-10 せん断耐力の実験値と計算値との比較

あった。S2-1 以外の破壊形態は、斜めひび割れが発生した後、載荷点付近の桁上縁が圧壊するせん断圧縮破壊であった。

### (3) せん断耐力の検討

せん断耐力  $V$  の実験値と計算値との比較を図-10 に示す。

図-10 の上図はコンクリート標準示方書に準じた計算値との比較、下図はフランス指針案に準じた計算値との比較である。フランス指針案に準じた計算値の算出において、鋼繊維が負担する引張応力度  $\sigma_f$  は 3.0MPa と仮定した。これは、鋼繊維を 2.0vol.% 添加した既往の超高強度繊維補強モルタルの  $\sigma_f$  が 12MPa<sup>5)</sup> であり、今回の実験における鋼繊維の添加量が上述の既往の超高強度繊維補強モルタルの 1/4(0.5vol.%) であることから決定した。

コンクリート標準示方書に準じてせん断耐力を計算した場合、すべての供試体において実験値は計算値を上回っている。コンクリート標準示方書に準じたせん断耐力の計算値は、安全側の値を示すことが確認された。これは、コンクリート標準示方書では、鋼繊維の影響を考慮していないためである。一方、フランス指針案に準じてせん断耐力を計算した場合、S2-1、S2-7 および S2-8 において実験値が計算値を下回った。これは、S2-1 に関しては載荷前に供試体に収縮ひび割れが発生していたことが、S2-7 および S2-8 に関しては仮定した  $\sigma_f$  の値が適切でなかったことが原因と考えられる。しかしながら、実験値は、計算値を中心に分布しており、鋼繊維が負担するせん断力と安全率を適切に定めれば、フランス指針案のせん断耐力式で合理的な設計が可能となると考えられる。

## 4. まとめ

(1) ひび割れ荷重および曲げ破壊荷重は、計算値を 1~2 割程度上回っており、超高強度繊維補強モルタルを用いたポステン梁は、所要のひび割れ耐力、および曲げ破壊耐力を有していることが確認された。超高強度モルタルを用いた低桁高 PC

橋の設計は、通常の PC 橋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) 曲げ破壊実験より得られた荷重と変位との関係は、非線形 FEM 解析とよく一致した。
- (3) 弾性範囲のたわみの算出には弾性理論を適用できることが確認された。
- (4) 鋼繊維を添加することで、曲げ耐力の向上、および破壊形態の改善が認められた。
- (5) 土木学会のコンクリート標準示方書のひび割れ幅算定式より算出したひび割れ幅は、安全側の値となった。
- (6) せん断耐力はコンクリート標準示方書に準じて算出した計算値を上回り、安全側の値となった。
- (7) 鋼繊維を添加することで、せん断耐力の向上が認められた。
- (8) 鋼繊維を添加したモルタルに関しては、鋼繊維が負担するせん断力と安全率を適切に定めれば、フランス指針案のせん断耐力式で合理的な設計が可能となる。

## 参考文献

- 1) 桜田道博, 雨宮美子, 渡辺浩良, 大浦隆: 超高強度・高じん性材料およびそれを用いた低桁高 PC 橋の開発, ピーエス三菱技報, Vol.1, No.1, pp.38-39, 2003.5
- 2) 桜田道博, 雨宮美子, 渡辺浩良, 大浦隆: 超高強度高じん性複合材料を用いた低桁高 PC 橋の試設計, 土木学会年次学術講演会概要, Vol.58, No.5, pp.1115-1116, 2003.9
- 3) 雨宮美子, 桜田道博, 渡辺浩良, 森 拓也: 超高強度繊維補強モルタルの性状とそれを用いた低桁高 PC 橋の試設計, プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, Vol.13, No.1, pp.585-588, 2004.10
- 4) 土木学会: コンクリート標準示方書構造性能照査編, 平成 14 年版, 2002
- 5) SETRA-AFGC: Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete, Interim Recommendation, 2002.1