

超高強度繊維補強モルタルを用いた PC 梁の載荷実験

(株)ピーエス三菱 正会員 ○雨宮 美子
(株)ピーエス三菱 正会員 桜田 道博
(株)ピーエス三菱 正会員 森 拓也
東京工業大学大学院 正会員 工学博士 二羽淳一郎

1. はじめに

近年、建築限界の制限が厳しい箇所に橋梁を計画しなければならない事例が増えており、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超過することがある。そこで、超高強度繊維補強モルタル(設計基準強度 120N/mm²)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^{1)~4)}。超高強度繊維補強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製作し、プレテン梁およびポステン梁の曲げ破壊実験、プレストレス導入実験およびせん断破壊実験を行った⁴⁾。本稿では、プレテン梁の曲げ破壊実験、プレストレス導入実験およびせん断破壊実験について述べる。

2. 実験概要

2.1 曲げ破壊実験および

プレストレス導入実験(シリーズ 1)

供試体一般図、諸元をそれぞれ、図-1 および表-1 に示す。供試体は、鋼繊維の有無および純曲げ区間のスターラップの有無をパラメータとした 3 体とした。すべての供試体は PC 部材とし、プレストレスはプレテンション方式により導入した。プレストレス導入時の PC 鋼材のひずみは、鋼材にひずみゲージを設置し、測定した。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載荷して行った。その際の純曲げ区間は 1m とした。

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スターラップの有無をパラメータとした 8 体とした。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載荷して行った。その際の純曲げ区間は 0.3m とした。

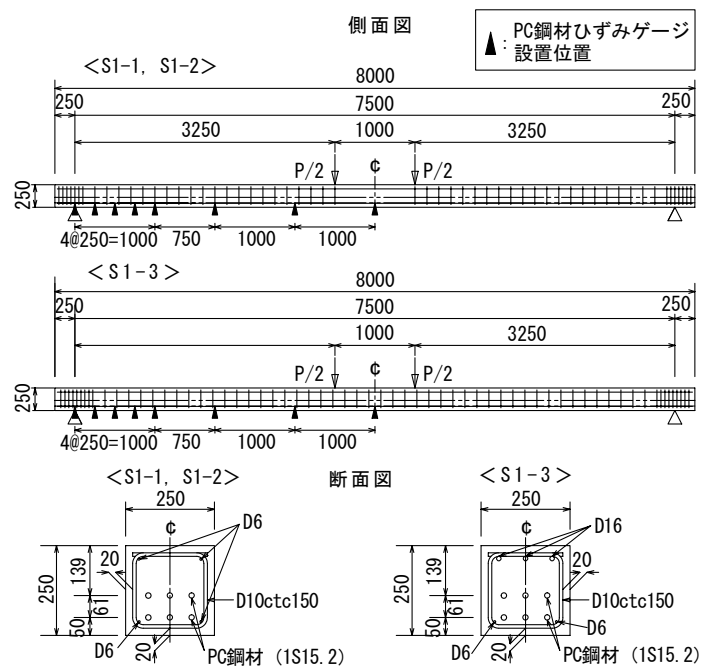


図-1 供試体一般図(シリーズ 1)

表-1 供試体の諸元(シリーズ 1)

供試体名	SF 添加量 (vol. %)	純曲げ区間 スターラップ	桁高 支間比	支間 (m)	有効緊張力 Pe (kN)
S1-1	0.0	無	1/30	7.5	930
S1-2	1.0	無	1/30	7.5	930
S1-3	0.0	D10ctc150	1/30	7.5	930

2.3 使用材料

使用材料、示方配合、強度試験方法および強度性状をそれぞれ、表-3、表-4、表-5 および表-6 に示す。

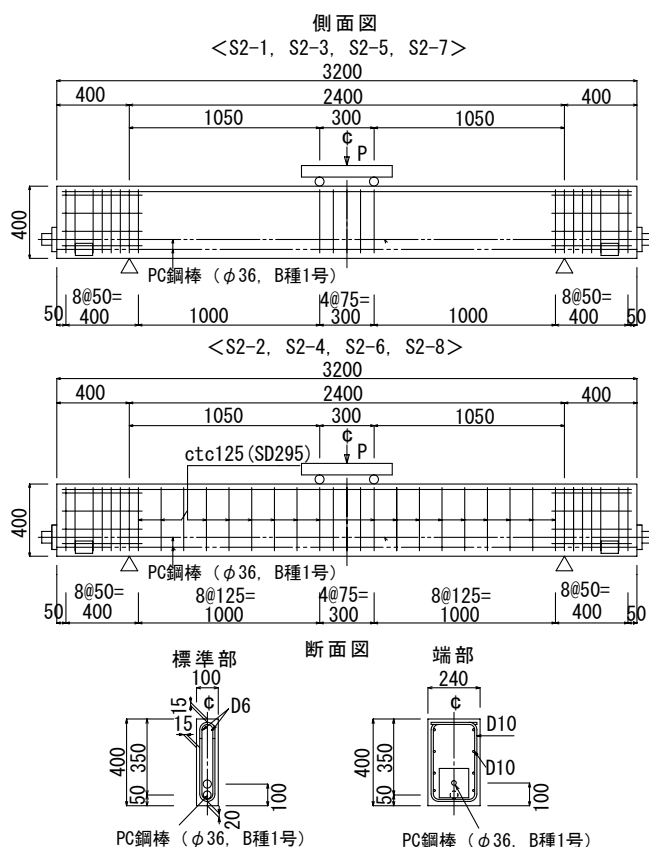


図-2 供試体一般図(シリーズ2)

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	曲げ強度	引張強度
			σ_3 (MPa)	σ_{28} (MPa)			
1	S1-1	1	173.2	185.3	41.2	12.2	8.0
	S1-2	3	160.5	173.8	40.5	21.2	9.5
	S1-3	1	173.2	185.3	41.2	12.2	8.0
2	S2-1	1	168.2	169.7	39.4	—	9.9
	S2-2						
	S2-3	2	165.4	175.7	40.5	14.3	8.7
	S2-4						
	S2-5	1	168.2	169.7	39.4	—	9.9
	S2-6						
	S2-7	2	165.4	175.7	40.5	14.3	8.7
	S2-8						

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-3 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)に達する荷重であり、曲げ破壊荷重の計算値は平面保持を仮定し、モルタルの応力ひずみ曲線を通常のコンクリート ($f'_{ck}=50\text{MPa}$ 以下) と同様の等価応力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プレテン梁は、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。

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 (mm)	a/d	スターラップ	有効緊張力 P_e (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 使用材料

材料	記号	摘要
セメント	C	シリカフェウムセメント, 密度 3.08g/cm^3
鋼繊維	SF	引張強度 2340MPa , 長さ 13mm , 径 0.16mm , 密度 7.85g/cm^3
細骨材	S	表乾密度 2.57g/cm^3 , 吸水率 2.59% , FM2.95, 最大寸法 5mm
高性能 AE 減水剤	SP	ポリエーテル系

表-4 示方配合

配合名	SF添加量 (vol.%)	Air (%)	W/C (%)	単位量 (kg/m^3)				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-5 強度試験方法

試験項目	試験方法	材齢	供試体寸法
圧縮強度	JIS A 1108	脱型直後(3日), 28日	$\phi 100 \times 200\text{mm}$
ヤング係数	JIS A 1149	脱型直後(3日), 28日	$\phi 100 \times 200\text{mm}$
引張強度	JIS A 1113	脱型直後(3日)	$\phi 100 \times 200\text{mm}$
曲げ強度	JIS A 1106	脱型直後(3日)	$\square 100 \times 400\text{mm}$

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	55	52	1.06	128	111	1.15
S1-2	55	52	1.06	145	111	1.31
S1-3	55	52	1.06	130	111	1.17

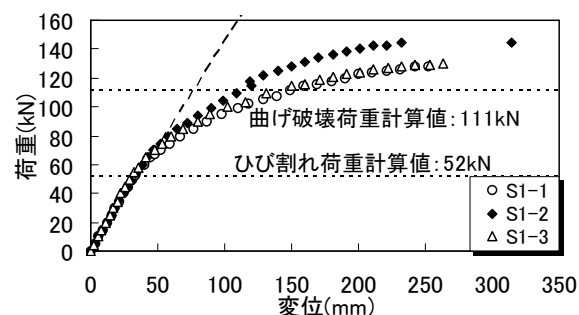


図-3 荷重と変位との関係

(2) たわみの検討

弾性範囲の荷重と変位との関係を図-4 に示す。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。また、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

各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 および S1-3 については、純曲げ区間の断面全体が破壊しており、脆性的な破壊形態となっている。一方、鋼繊維を 1.0% 添加した S1-2 は断面全体が破壊することなく、桁上縁のみが圧壊しており、鋼繊維を添加することで、脆性的な破壊形態が大きく改善されることが確認された。S1-3 は、脆性的な破壊形態を改善するため、純曲げ区間にスターラップを配置したものであるが、鉄筋のみでは脆性的な破壊を抑制できないと推測される。

(4) ひび割れ状況

純曲げ区間のひび割れ状況を図-5 に示す。鋼繊維が添加された S1-2 は、鋼繊維を添加していない S1-1 および S1-3 に比べ、ひび割れ間隔が小さく、ひび割れの分散性がよいことが確認された。

支間中央部のひび割れ幅と PC 鋼材ひずみの関係を図-6 に示す。ひび割れ幅の実測値は、支間中央部に最も近いひび割れに π ゲージを取り付けて計測したものであり、鋼材ひずみの実測値は PC 鋼材の支間中央部に貼り付けたひずみゲージにより計測したものである。式(1)はコンクリート標準示方書構造性能照査編⁵⁾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 ε'_{scd} は 0 とした。

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

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、 ϕ : 鋼材径、 σ_{se} : 鋼材応力度の増加量、 E_s : 鋼材のヤング係数、 ε'_{scd} : 収縮およびクリープ等によるひずみ

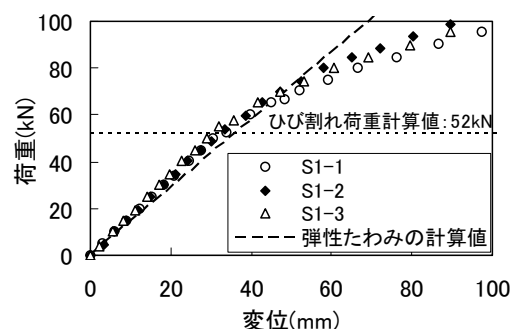


図-4 弾性範囲の荷重と変位との関係



写真-1 破壊状況

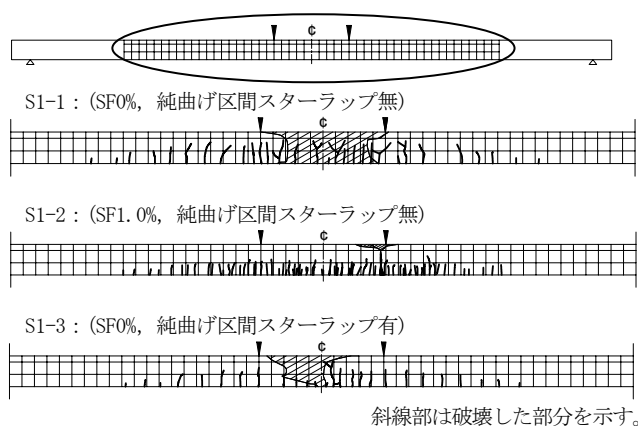


図-5 ひび割れ発生状況

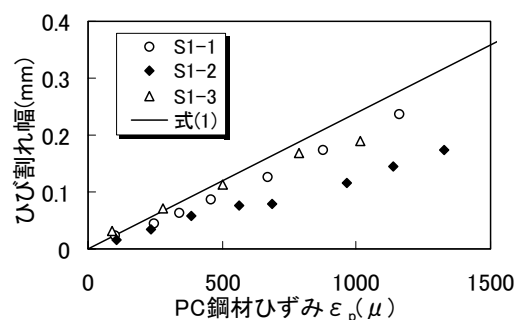


図-6 ひび割れ幅と PC 鋼材ひずみの関係

鋼繊維を添加していない S1-1 および S1-3 に関しては、ひび割れ幅の実測値は計算値と比較的一致しており、超高強度繊維補強モルタルを用いた PC 梁においても、精度良くひび割れ幅を算出できると推察される。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 および S1-3 に比べ、小さいことがわかる。これは、鋼繊維を添加した場合は、ひび割れの分散が良くなるため、ひび割れ幅が小さくなるものと考えられる。鋼繊維を添加した超高強度繊維補強モルタルに関しては、コンクリート標準示方書に準じて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 プレストレス導入実験

プレストレス導入直後の PC 鋼材応力度の分布を図-7 に示す。すべての供試体に関して鋼繊維添加量によらず、PC 鋼材応力度は端部から 500mm の箇所から設計値と同程度となっており、所定のプレストレスが導入されていることが確認された。また、PC 鋼材の定着長は、500mm 程度であり、プレテン方式における一般的な定着長 65φ (988mm) の半分程度であることがわかる。これは、超高強度繊維補強モルタルの付着強度が通常のコンクリートより大きいと推察される。

3.3 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⁵⁾および Ultra High Performance Fiber-Reinforced Concrete, Interim Recommendation⁶⁾ (以降、フランス指針案と呼ぶ) に準じて算出したものであり、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

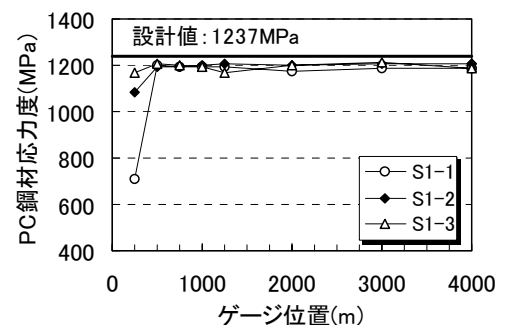


図-7 PC 鋼材応力度の分布

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 ⁵⁾		フランス指針 ⁶⁾		
				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

表-9 せん断耐力の算出方法

コンクリート標準示方書 ⁵⁾	フランス指針案 ⁶⁾
$V = V_c + V_s$ $V_c = 0.2 \cdot f'_c{}^{1/3} \cdot \beta_d \cdot \beta_n \cdot \beta_p \cdot b \cdot d$ $= 0.2 \cdot f'_c{}^{1/3} \cdot d^{-1/4} \cdot (100p)^{1/3} \cdot (1 + 2M_o/M_u) \cdot b \cdot d$ $V_s = f_{sy} \cdot A_w \cdot z / s$ ここに、 V : はりのせん断耐力 V _c : モルタルが負担するせん断力 f' _c : モルタル圧縮強度 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 : $V_c = 0.21 \cdot f'_c{}^{0.5} \cdot b \cdot d$, PC : $V_c = 0.24 \cdot f'_c{}^{0.5} \cdot b \cdot z$ $V_s = f_{sy} \cdot A_s \cdot z / s$, $V_f = \sigma_f / \tan \beta \cdot b \cdot d$ ここに、 V : はりのせん断耐力 V _c : モルタルが負担するせん断力 f' _c : モルタル圧縮強度 b : 梁の幅、d : 梁の有効高さ、z : アーム長 (=7/8・d) 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 σ _f : ファイバーが負担できる引張応力度 β : 圧縮ストラットの角度 (斜めひび割れの角度 RC : 45° , PC : 30°)

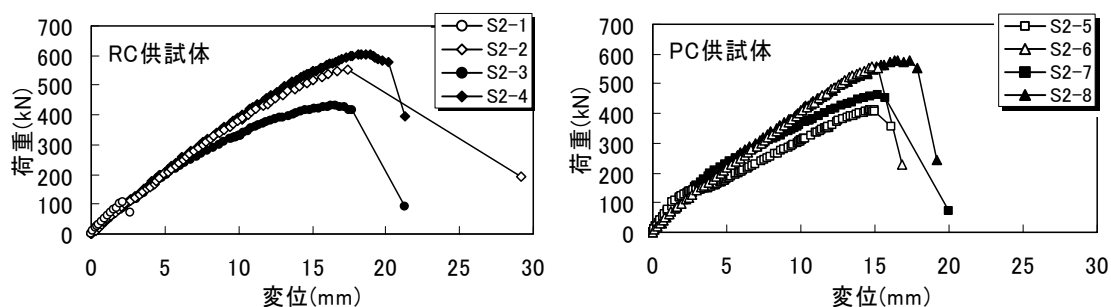


図-8 荷重と変位の関係

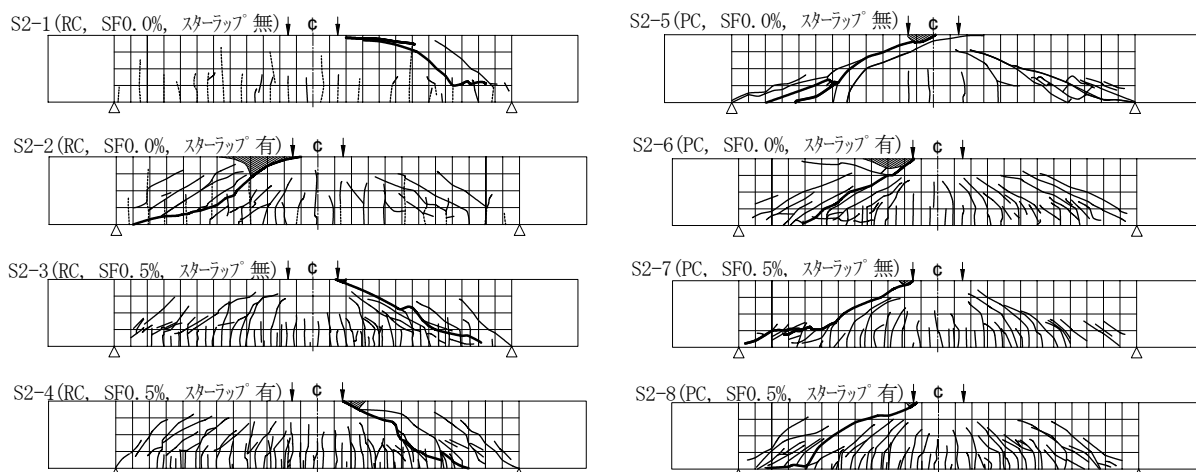


図-9 ひび割れ状況および破壊状況

値は、すべての供試体に対して安全側の値を与えている。一方、フランス指針案に準じて算出したせん断破壊荷重の計算値は、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った。

荷重と変位の関係を図-8 に示す。RC および PC の供試体はともに、スターラップの配置または鋼繊維の添加により、破壊時の変位が大きくなっておりせん断破壊時のじん性が改善されていることがわかる。

(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

せん断耐力の実験値 V_{exp} と計算値 V_{cal} との比較を図-10 に示す。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 σ_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 σ_f が 12MPa⁶⁾ 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.%) であることからこのように定めた。

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

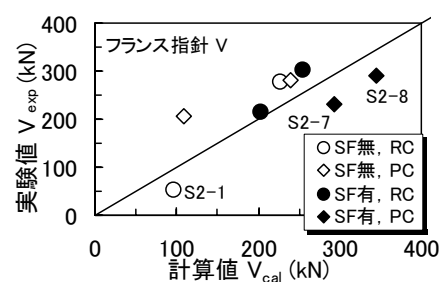
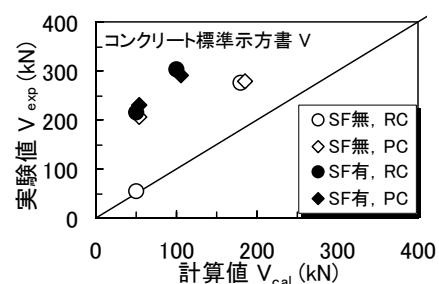


図-10 実験値と計算値の比較

た。特に鋼繊維を添加した供試体では、この傾向が強い。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と考えられる。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 σ_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、計算値と同等以上となり、超高強度繊維補強モルタルを用いたプレテン梁は、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。
- (2) 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。また、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った。
- (3) 鋼繊維を添加しない梁は脆性的な破壊を示したが鋼繊維を添加することにより、破壊形態は改善された。
- (4) 鋼繊維が添加された梁は、鋼繊維を添加していない梁に比べ、ひび割れ間隔が小さく、ひび割れの分散性がよいことがわかった。
- (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、鋼繊維を添加していない梁に関しては比較的精度良く算出できた。鋼繊維を添加した梁に関しては安全側の値となった。
- (6) プレテンション方式における PC 鋼材の定着長は 33 ϕ (500mm) 程度であり、通常のコンクリートにおける定着長 65 ϕ (988mm) 以下となった。これは超高強度繊維補強モルタルの付着強度が大きいためと考えられる。
- (7) せん断破壊に関しては、スターラップの配置や鋼繊維を添加することにより、脆性的な破壊形態が改善された。
- (8) 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。
- (9) 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になると考えられる。

5. おわりに

本報告ではプレテン梁に対する曲げ破壊実験について記述したが、別途行ったポストテン梁に対する実験でも同様の結果となっており⁴⁾、上記の性状はプレテンション、ポストテンションに関わらず共通のものと考えることができる。

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集, 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) 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 梁の性状, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp. 1657-1662, 2005. 6
- 5) 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
- 6) SETRA-AFGC: Ultra High Performance Fiber-Reinforced Concrete, Interim Recommendation, 2002. 1