

ダックスビーム工法(超高強度低桁高 PC 橋)の開発

技術本部	土木技術第一部	桜田道博
技術本部	土木技術第一部	雨宮美子
東北支店	土木工事統括部技術部	渡辺浩良
技術本部	土木技術第一部	森 拓也

概要: 超高強度繊維補強モルタル(設計基準強度 120MPa)を使用し、桁高支間比が 1/30 以下の低桁高 PC 橋を実現するダックスビーム工法を開発した。ダックスビーム工法は当社独自のものであり、既存の低桁高工法に比べ、主桁本数の減少、施工の省力化および工事費の低減、等が可能となる優れた工法である。ダックスビーム工法を開発するにあたり、超高強度繊維補強モルタルの材料試験、PC 梁部材の曲げ破壊実験、せん断破壊実験および疲労実験を行った。これらの実験結果より、ダックスビーム工法の実用化は十分可能であることが確認された。

Key Words: 低桁高橋、超高強度、クリープ、乾燥収縮、曲げ、せん断、疲労

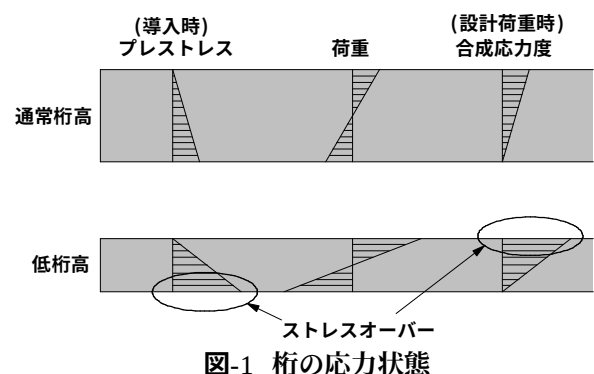
1. はじめに

近年、河川改修や都市再開発事業に伴い、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。桁高と支間との比が 1/30 以下の低桁高 PC 橋では、図-1 に示すとおり、作用荷重により発生する桁の上・下縁の応力度が、通常の桁高の PC 橋に比べ大きくなるため、大きなプレストレスを導入する必要がある。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、設計基準強度が 120MPa の超高強度繊維補強モルタルを低桁高 PC 橋へ適用し、モルタル自体で大きなプレストレスに抵抗させる新たな低桁高工法(以降、ダックスビーム工法)を考案した。本工法は、既存の低桁高工法に比べ、主桁本数の減少、施工の省力化および工事費の低減、等が可能となることが試設計と工事費の試算から明らかになっているが^{1),2),3),4)}、ダックスビーム工法を実用化するにあたっては、超高強度繊維補強モルタルの材料特性、はり部材としての力学的特性および施工性、等を確認する必要がある。そこで、超高強度繊維補強モルタルの材料試験、超高強度繊維補強モルタルを用いた PC はり部材の曲げ破壊実験、せん断破壊実験および疲労実験を行った。本文では、これらの結果について報告する。なお、ダックスビーム工法は、高じん性(Ductility)、高強度(Strength)および低桁高(Slim)に由来している。

2. 超高強度繊維補強モルタルの材料試験

(1) 試験方法

超高強度繊維補強モルタルの材料特性を確認するため表-1 に示す材料試験を行った。使用材料、示方配合、練混ぜ方法、養生方法および材料試験状況はそれぞれ、表-2、表-3、図-3、図-4 および写真-1 のとおりである。



桜田道博



雨宮美子



渡辺浩良



森 拓也

表-1 試験項目および試験方法

試験項目	試験方法
①スランプフロー	JIS A 1150 に準拠
②凝結	JIS A 1147 に準拠
③圧縮強度	JIS A 1108 に準拠, 供試体: $\phi 10 \times 20\text{cm}$, 材齢: 3 日(蒸気養生後), 28 日
④ヤング係数	JIS A 1149 に準拠, 圧縮強度試験時に測定
⑤引張強度	JIS A 1113 に準拠, 供試体: $\phi 10 \times 20\text{cm}$, 材齢 3 日(蒸気養生後)
⑥曲げ強度	JIS A 1106 に準拠, 供試体: $10 \times 10 \times 40\text{cm}$, 材齢 3 日(蒸気養生後)
⑦中性化	JIS A 1153 に準拠, 供試体: $\phi 10 \times 10 \times 40\text{cm}$, 促進方法: 20°C , CO_2 5%, RH60%
⑧凍結融解	JIS A 1148(A 法)に準拠 供試体: $\phi 10 \times 10 \times 40\text{cm}$, 蒸気養生後 28 日間水中養生した後に試験開始
⑨乾燥収縮	JIS A 1129 に準拠 供試体: $10 \times 10 \times 40\text{cm}$, 材齢 3 日(蒸気養生後)より測定開始, 20°C , RH60%で保管
⑩クリープ (試験中)	JIS 原案, コンクリートの圧縮クリープ試験方法(案) ⁵⁾ に準拠, 供試体: $10 \times 10 \times 40\text{cm}$ 材齢 3 日(蒸気養生後)より載荷・測定開始, 20°C , RH60%で保管, 載荷荷重: $500\text{kN}(\sigma_3/3)$ 載荷方法: 供試体中心部に配置した PC 鋼棒($\phi 32\text{mm}$)により載荷 荷重の管理: 載荷荷重は PC 鋼棒に貼付したひずみゲージで管理, PC 鋼棒は載荷荷重が初期値に対し $\pm 2\%$ 以内となるよう定期的に緊張
⑪塩分拡散係数 (試験中)	JSCE-G571-2003(電気泳動法)および JSCE-G572-2003(浸漬法)に準拠 供試体: $\phi 10 \times 20\text{cm}$

表-2 使用材料

材 料	記号	摘 要
セメント	C	シリカフュームセメント(三菱マテリアル製), 密度 3.08g/cm^3
鋼繊維	SF	OL13/16(ベカルト社製), 引張強度 2340MPa 長さ 13mm , 径 0.16mm , アスペクト比 81, 密度 7.85g/cm^3
細骨材	S	砕砂(神町工場), 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	マイティ 21WH

表-3 示方配合

配合 No.	W/C (%)	Air (%)	SF 量 (vol.%)	単位量(kg/m^3)				SP/C (%)
				W	C	S	SF	
1	17	2.0	0.0	210	1235	948	—	3.0
2	17	2.0	1.0	210	1235	948	79	3.0
3	17	2.0	2.0	210	1235	948	157	3.0
3	16	2.0	0.0	210	1313	904	—	3.0
4	20	2.0	0.0	200	1000	1186	—	3.0
5	23	2.0	0.0	200	870	1293	—	3.0

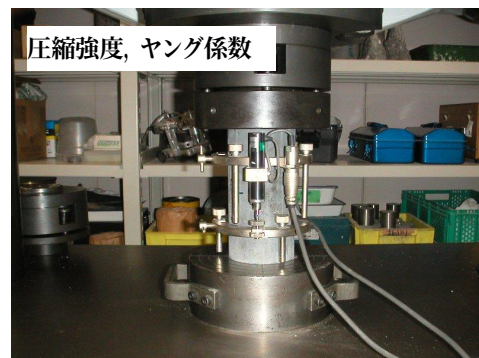
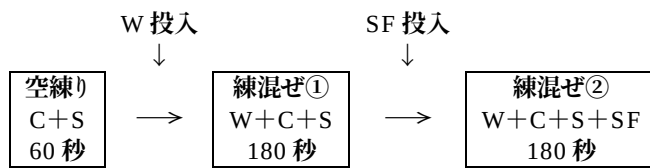


写真-1 超高強度繊維補強モルタルの材料試験状況



* W:水, C:セメント, S:細骨材, SF:鋼繊維

図-2 練混ぜ方法

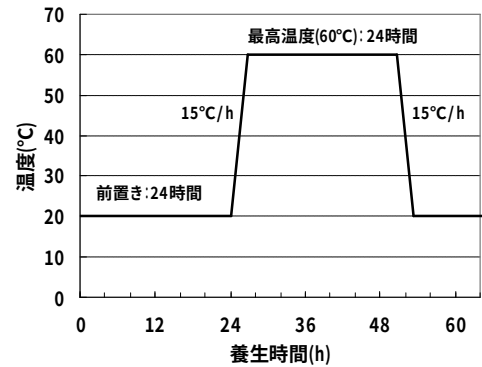


図-3 養生方法

(2) 試験結果

1) スランプフロー

鋼繊維の添加量とスランプフローとの関係を図-4 に、スランプ試験の状況を写真-2 に示す。これは、配合 No.1～No.3(W/C17%, 単位水量 210kg/m³)の試験結果である。鋼繊維の添加量が大きいくほど、スランプフローは低下する傾向にある。鋼繊維添加量が 1vol.%までは、粘性が比較的 low、施工性は良好であったが、鋼繊維を 2vol.%添加すると、粘性が過大となり施工は困難と考えられた。締固め不要のスランプフローを 650mm 以上と考えると、現配合での鋼繊維添加量の限界は 1.5vol.%程度であると推察される。

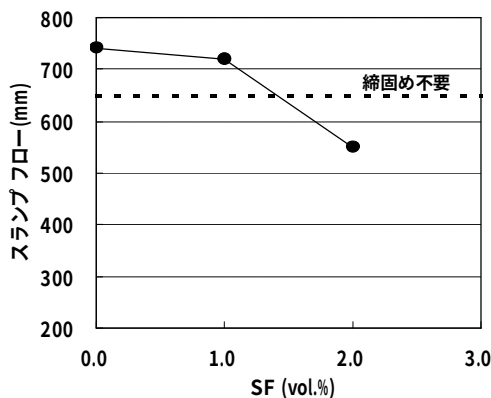


図-4 鋼繊維添加量とスランプフローの関係



写真-2(a) スランプフロー(配合 No.1)



写真-2(b) スランプフロー(配合 No.2)



写真-2(c) スランプフロー(配合 No.3)

2) 凝結

超高強度繊維補強モルタルの凝結性状を図-5 に示す。これは、配合 No.1(W/C17%, 単位水量 210kg/m³, SF0vol%)の試験結果である。試験の結果、凝結の始発は19時間30分、終結は22時間30分となった。フランスの超高強度繊維補強材料の指針⁶⁾には、凝結が終了するまで蒸気養生を開始すべきではないとの記述があるため、本モルタルでは、前置き養生が24時間程度必要となる。

3) 圧縮強度およびヤング係数

セメント水比と圧縮強度との関係を図-6 に示す。ダックスビーム工法では超高強度繊維補強モルタルの設計基準強度を120MPaとしているため、実際のモルタルの圧縮強度は150MPa程度とする必要がある。材齢28日の圧縮強度は材齢3日(蒸気養生直後)からほとんど増加していないため、圧縮強度150MPaを得るには、セメント水比は5.6以上(W/Cで18%以下)にする必要があると考えられる。材齢3日(蒸気養生後)のヤング係数の測定結果を表-4 に示す。超高強度繊維補強モルタルのヤング係数は、鋼繊維添加量の影響はほとんど受けず、おおむね38GPa程度となっている。ただし、ヤング係数は使用する細骨材の影響を受けるため、細骨材が変わった場合は、事前に試験で確認する必要がある。

表-4 ヤング係数の測定結果

配合	W/C (%)	SF 添加量 (vol.%)	圧縮強度 σ_3 (MPa)	ヤング係数 E_3 (GPa)
No1	17	0.0	161	37.3
No2	17	1.0	152	37.8
No3	17	2.0	153	37.6

4) 引張強度

鋼繊維の添加量と引張強度との関係を図-7 に示す。この結果は配合 No.1～No.3(W/C=17%, W=210kg/m³)の試験結果である。超高強度繊維補強モルタルの引張強度は、鋼繊維添加量の影響をほとんど受けず、おおむね8MPa程度となっている。

5) 曲げ強度

鋼繊維添加量と曲げ強度との関係を図-8 に示す。この結果は配合 No.1～No.3(W/C=17%, W=210kg/m³)の試験結果である。鋼繊維添加量が大きくなるほど、曲げ強度も大きくなっている。曲げ強度は、鋼繊維が1vol.%で15MPa程度、2vol.%で25MPa程度となっている。

6) 中性化

促進中性化試験の結果を図-9 および写真-3 に示す。本結果は配合 No.1 の試験結果である。超高強度繊維補強モルタルは、促進中性化試験を6ヶ月実施しても中性化深さは0mmであり、中性化抵抗性は普通コンクリート⁷⁾に比べ、優れている。

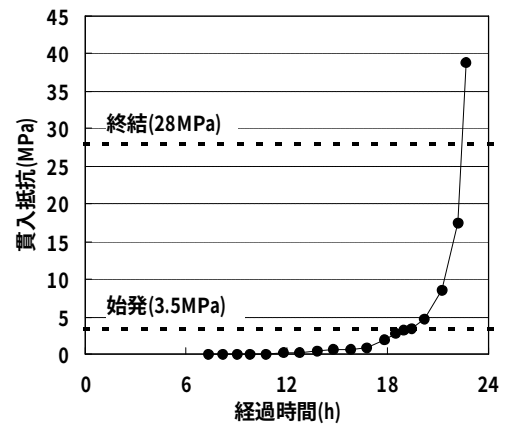


図-5 凝結試験結果

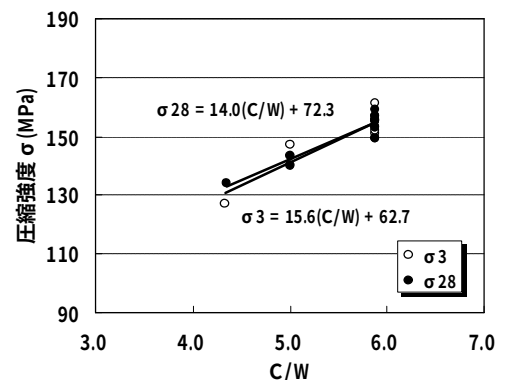


図-6 セメント水比 C/W と圧縮強度との関係

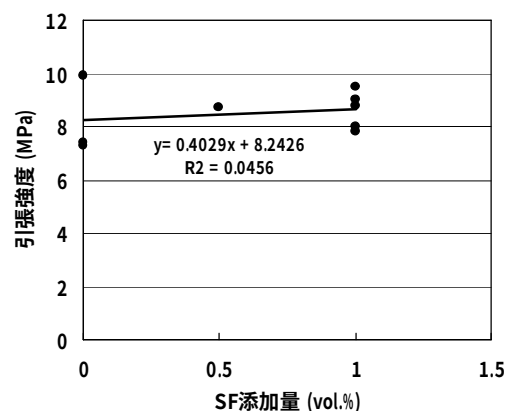


図-7 鋼繊維添加量と引張強度との関係

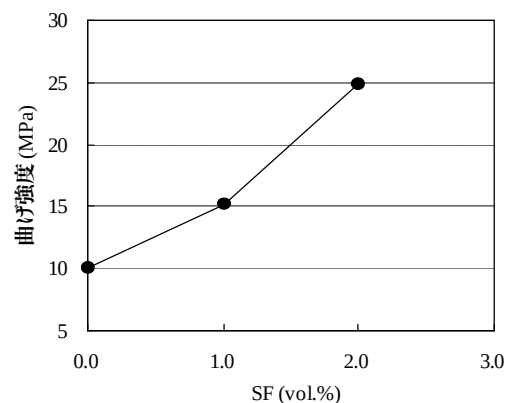


図-8 鋼繊維添加量と曲げ強度との関係

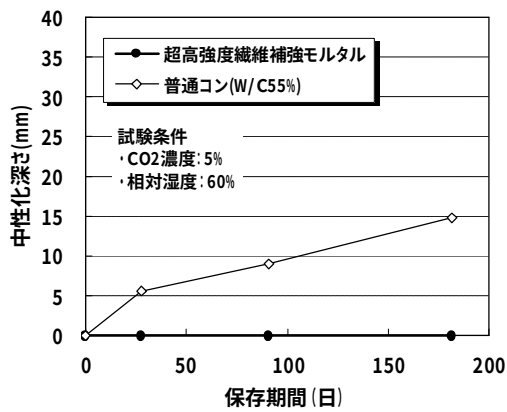


図-9 促進中性化試験結果

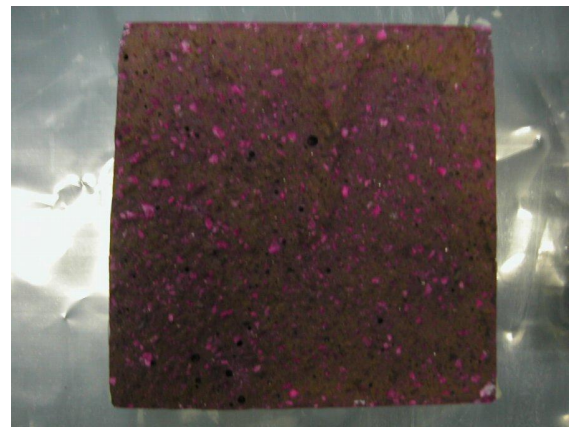


写真-3 フェノールフタレイン噴霧(促進中性化 182 日)

7) 凍結融解抵抗性

凍結融解試験後の相対動弾性係数、質量減少率および供試体の状況(480cyc)をそれぞれ、図-10、図-11 および写真-4 に示す。図-中の Ducs は当社の超高強度繊維補強モルタルを表す。一般に、普通コンクリートの凍結融解試験では、300cyc で相対動弾性係数が 60%以上あればよいとされているが、当社の超高強度繊維補強モルタルは 480cyc でも相対動弾性係数はほとんど低下していない。また、質量減少率も 0%で供試体にスケーリングやひび割れは全く認められない。したがって、当社の超高強度繊維補強モルタルは、空気量が 2~3%と少ないが、十分な凍結融解抵抗性を有しているといえる。

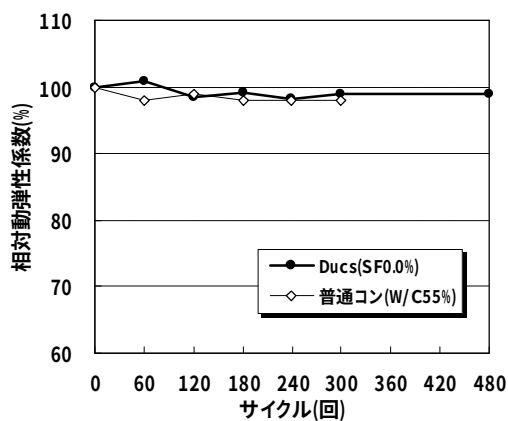


図-10 相対動弾性係数

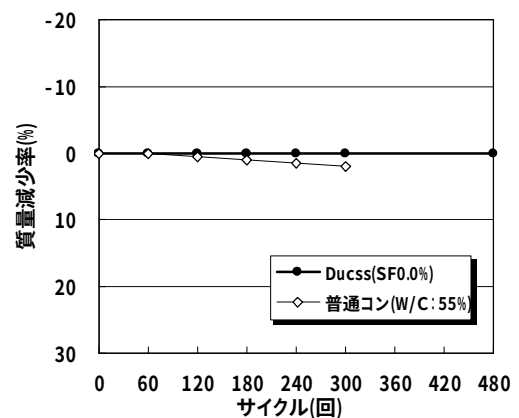


図-11 質量減少率



写真-4(a) 凍結融解試験供試体(480cyc, 表側)

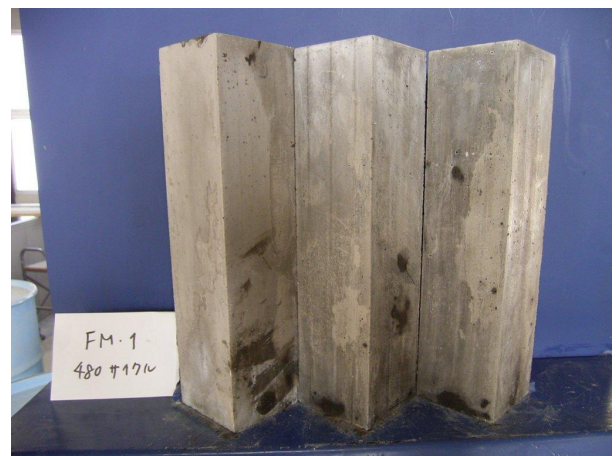


写真-4(b) 凍結融解試験供試体(480cyc, 裏側)

8) クリープ・乾燥収縮

クリープ試験結果、乾燥収縮試験結果およびクリープ試験状況をそれぞれ、図-12、図-13および写真-5に示す。図中のDucsは超高強度繊維補強モルタルを、Nは普通コンクリート(W/C35%)⁸⁾を表す。超高強度繊維補強モルタルのクリープ係数は、荷重載荷から半年現在で0.6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。フランスの超高強度繊維補強材料の指針⁶⁾によると、RPC(Reactive Powder Concrete)のクリープ係数は1.0以下であると記述されており、当社の超高強度繊維補強モルタルも同様の傾向にあるといえる。一方、蒸気養生後の乾燥収縮ひずみは、300 μ 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ともに、鋼繊維添加量の影響はほとんどないことがわかる。



写真-5 クリープ試験状況

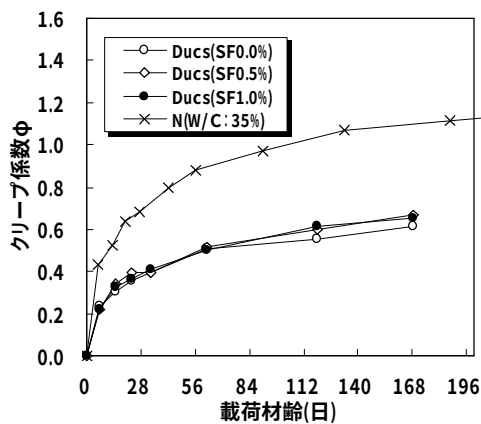


図-12 クリープ試験結果

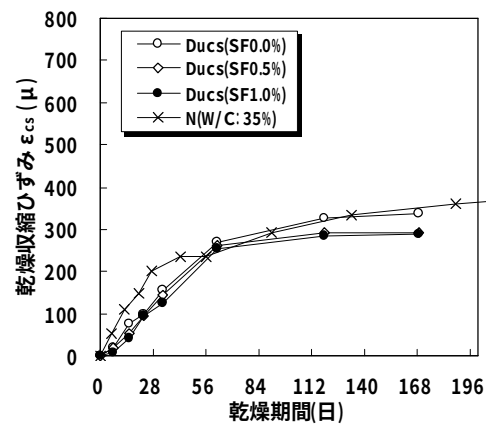


図-13 乾燥収縮試験結果

3. 曲げ破壊実験(ポステン供試体)

(1) 目的

超高強度繊維補強モルタルを用いた低桁高 PC 部材の特性を確認するため、プレテンション方式およびポストテンション(以降、ポステン)方式で PC はり供試体を製作し、曲げ破壊実験を行った。本実験では、超高強度繊維補強モルタルを使用した PC はり部材の①曲げ耐力、②ひび割れ耐力、③破壊形態、④たわみ、および⑤終局ひずみ、等を検討した。なお、ここでは紙面の関係上、ポステン PC はりの結果についてのみ報告する。

(2) 実験方法

1) 供試体および载荷方法

供試体一般図、諸元および载荷状況をそれぞれ、図-15、表-5 および写真-6 に示す。供試体は、鋼繊維の有無をパラメータとした 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 0.40m、の I 形断面とし、支間は 12.0m、桁高支間比は 1/30 とした。プレキャストセグメント工法の検討を行うため、供試体は鋼製の仕切板で 3 分割し、プレストレスを導入して一体化した。セグメント継目はドライジョイントとし、一体化する前にエポキシ樹脂系の接着剤を塗布した。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作用させて行った。その際の純曲げ区間は 1m とした。

表-5 供試体の諸元

供試体	圧縮強度 σ_{28} (MPa)	ファイバー 添加量 (vol.%)	桁高 支間比	支間 (m)	有効 緊張力 (kN)	P_{crd}^* (kN)	P_{ud}^{**} (kN)
B-4	185	0.0	1/30	12.0	1886	134	271
B-5	185	1.0	1/30	12.0	1886	134	271

* P_{crd} : ひび割れ発生荷重の計算値(桁下縁応力度 8MPa)

** P_{ud} : 曲げ破壊荷重の計算値

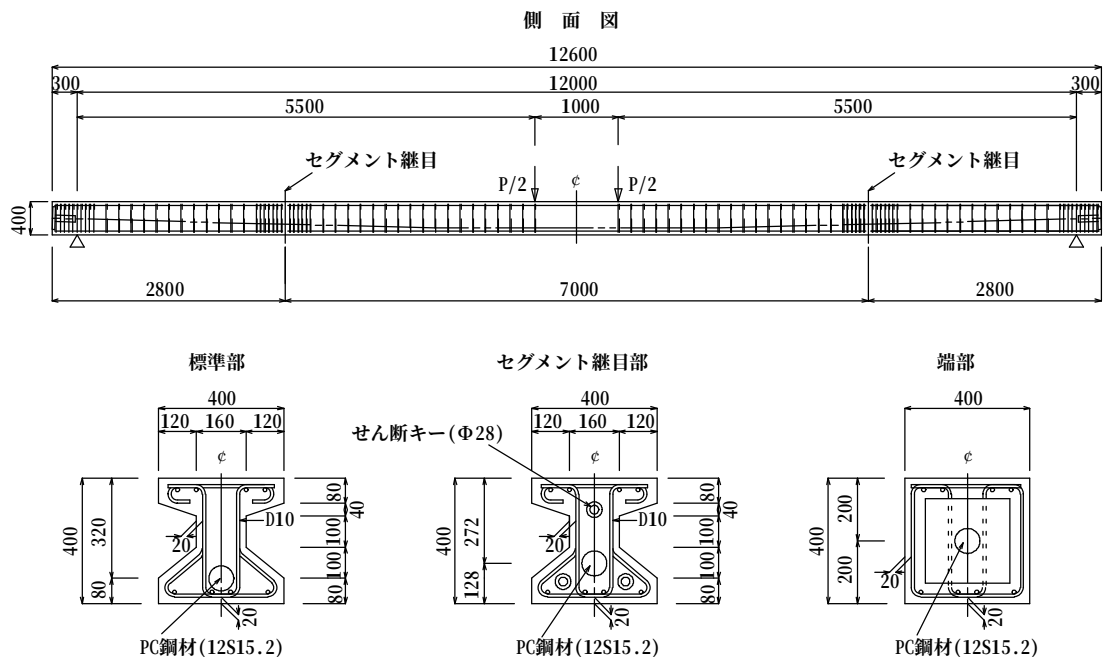


図-15 供試体一般図



写真-6(a) 载荷実験状況(载荷前)



写真-6(b) 载荷実験状況(曲げ破壊直前)

2) 使用材料

本実験における使用材料、モルタルの配合、強度性状および試験状況をそれぞれ、表-6、表-7および表-8に示す。超高強度繊維補強モルタルの練混ぜ方法および養生方法に関しては、図-2および図-3と同様である。

表-6 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(三菱マテリアル製), 密度 3.08g/cm ³
鋼繊維	SF	OL13/16(ベカ尔特社製), 引張強度 2340MPa 長さ 13mm, 径 0.16mm, アスペクト比 81, 密度 7.85g/cm ³
細骨材	S	砕砂(山形県東根産) 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	マイテイ 21WH
鉄筋(SD295A)	—	D6:降伏点強度 332MPa, 引張強度 514MPa D10:降伏点強度 373MPa, 引張強度 527MPa

表-7 示方配合

配合	打設日	W/C (%)	Air (%)	SF 量 (vol.%)	単位量(kg/m ³)				SP/C (%)	備 考**
					W	C	S	SF*		
1	5/12	17	2.0	0.0	210	1235	948	0	3.0	B-1, B-3, S-1, S-2, S-5, S-6
1'	5/18	17	2.0	0.0	210	1235	948	0	3.0	B-4
2	5/12	17	2.0	0.5	210	1235	948	40	3.0	S-3, S-4, S-7, S-8
3	5/12	17	2.0	1.0	210	1235	948	79	3.0	B-2
3'	5/18	17	2.0	1.0	210	1235	948	79	3.0	B-5

*鋼繊維は外割で添加, **供試体

表-8 強度性状

配合	圧縮強度		ヤング係数 E ₂₈ (GPa)	曲げ強度* σ _b (MPa)	引張強度* σ _t (MPa)	備 考
	σ ₃ (MPa)	σ ₂₈ (MPa)				
1	168.2	169.7	39.4	—	9.9	B-1, B-3, S-1, S-2, S-5, S-6
1'	173.2	185.3	41.2	12.2	8.0	B-4
2	165.4	175.7	40.5	14.3	8.7	S-3, S-4, S-7, S-8
3	160.5	173.8	40.5	21.2	9.5	B-2
3'	170.4	185.0	41.5	17.0	8.8	B-5

*材齢 3 日

3) 非線形解析

載荷実験にあたり、ファイバーモデルによる非線形解析を実施した。解析における入力値を表-9に示す。超高強度モルタルおよび PC 鋼材の材料非線形特性は図-16 のとおりとした。

表-9 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)	ε' _{cu}	3950 μ
	終局ひずみ(引張)	ε _t	210 μ
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

*超高強度モルタルの特性値は、強度試験結果より定めた。

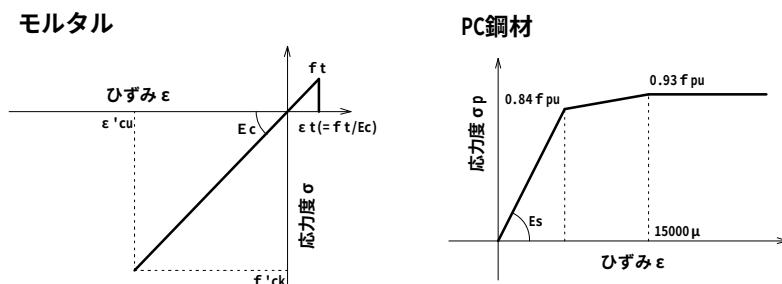


図-16 材料の非線形特性

(3) 実験結果および考察

1) 荷重と変位との関係

ポステンPCはりの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-10および図-17に示す。ひび割れ耐力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、曲げ耐力の計算値は終局ひずみを 3500μ として破壊抵抗モーメントにより求めた荷重である。なお、計算値の算出では、曲げ上げによるPC鋼材のシース内での偏心を考慮し、PC鋼材位置はシース中心から15mm上方とした(写真-7、図-18参照)。

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、超高強度モルタルを用いたポステン梁も、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。B-4とB-5とを比較すると、曲げ破壊荷重は鋼繊維を添加したB-5の方が10%程度向上している。これは鋼繊維が引張材として機能したためと推察される。鋼繊維を添加していないB-4と非線形FEM解析の結果とを比較すると、B-4の実測値が若干小さい傾向にある。これは、PC鋼材のシース内での偏心のため、PC鋼材の偏心量が小さくなったためと考えられる。低桁高PC梁の設計においては、PC鋼材のシース内での偏心を考慮するのが望ましいと考えられる。

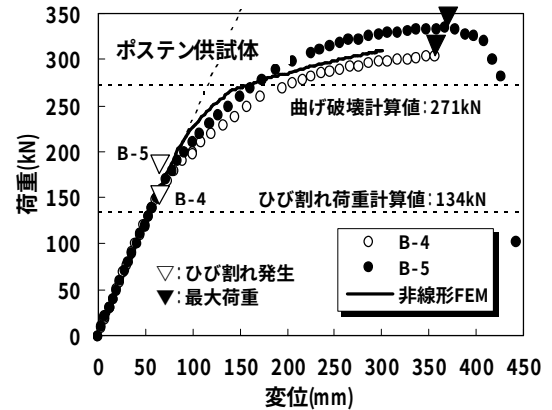


図-17 荷重と変位との関係

表-10 ポステン PC はりの曲げ破壊実験結果

供試体	SF* (vol.%)	ひび割れ発生荷重			曲げ破壊荷重(最大荷重)			破壊形態
		実測値 (kN)	計算値 (kN)	比	実測値 (kN)	計算値 (kN)	比	
B-4	0.0	140	134	1.04	304	271	1.12	桁上縁の圧壊
B-5	1.0	170	134	1.27	335	271	1.24	桁上縁の圧壊

*鋼繊維添加量

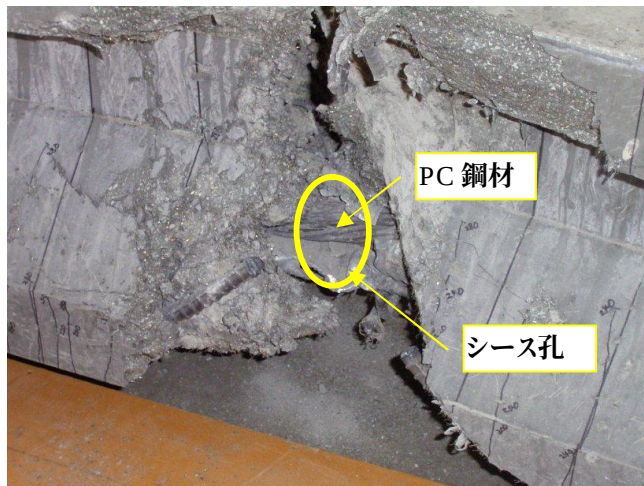


写真-7 PC 鋼材の偏心状況

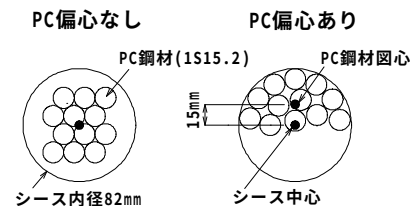


図-18 PC 鋼材の偏心

2) たわみ

弾性範囲の荷重と変位との関係を図-19に示す。計算値は、弾性理論に基づき、式(1)により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B-5のたわみは、鋼繊維を添加していないB-4のものとほとんど同値となっている。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。

$$\delta = \frac{P \cdot a}{48 \cdot E \cdot I} (3 \cdot l^2 - 4 \cdot a^2) \cdots (1)$$

ここに、 δ :支間中央部のたわみ、 P :载荷荷重、 a :せん断支間 E :ヤング係数、 I :断面2次モーメント、 l :支間

3) 破壊状況

ポステン供試体の破壊状況を写真-8に示す。鋼繊維を添加していないB-4は断面全体が破壊しているが、鋼繊維を添加したB-5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。

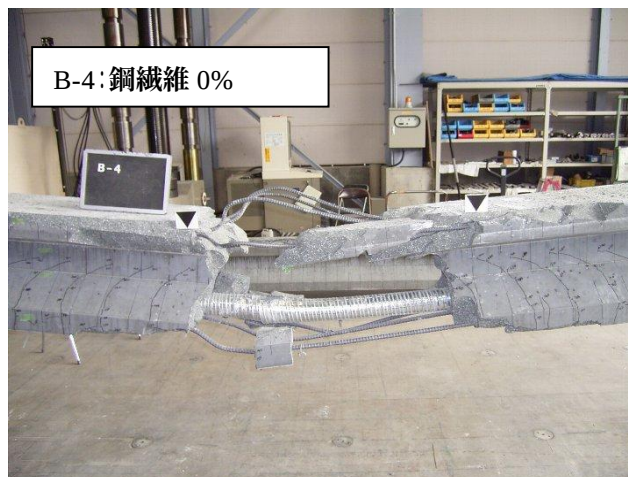


写真-8-1 破壊状況(B-4 供試体)

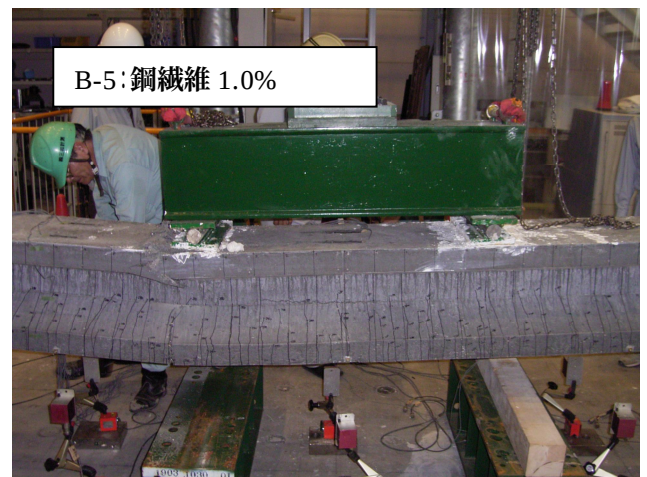


写真-8-2 破壊状況(B-5 供試体)

4) 桁上縁のひずみ

荷重と純曲げ区間における桁上縁のひずみを図-20に示す。すべての供試体において、終局ひずみは4000 μ を超えており、超高強度モルタルの終局ひずみは通常のコンクリートと同程度以上であることが確認された。鋼繊維の有無による終局ひずみの差は認められない。

5) ひび割れ性状

純曲げ区間の曲げひび割れ状況を写真-9および図-21に示す。鋼繊維が添加されたB-5では、曲げ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る。

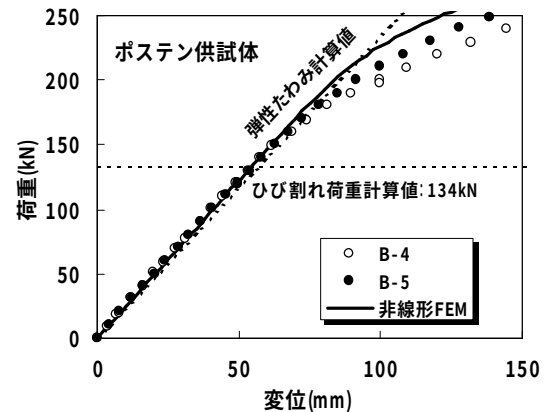


図-19 弾性範囲の荷重と変位との関係

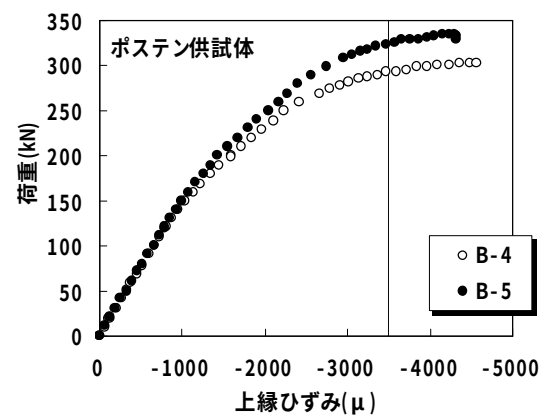


図-20 荷重と桁上縁ひずみとの関係



写真-9(a) ひび割れ状況

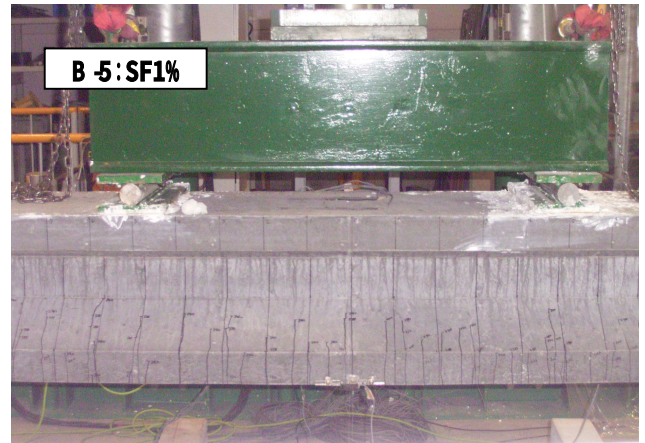


写真-9(b) ひび割れ状況

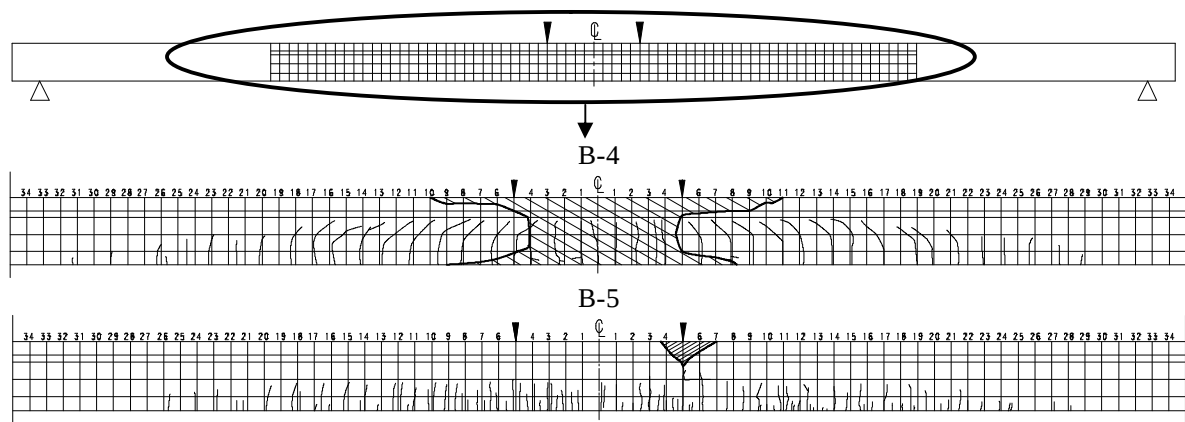


図-21 ひび割れ発生状況

支間中央部の鉄筋ひずみとひび割れ幅との関係を図-22に示す。ひび割れ幅の計算値は、コンクリート標準示方書⁹⁾に準じて式2により算出した。鋼繊維を添加していないB-4に関しては、ひび割れ幅は、土木学会式と近い値となっており、超高強度モルタルを用いたポステンPCはり部材においても、通常のコンクリートと同様に、ひび割れ幅を算出できると推察される。鋼繊維を添加したB-5の曲げひび割れ幅は、鋼繊維を添加していないB-4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モルタルに関しては、式(2)により算出したひび割れ幅は安全側の値になると考えられる。

$$w = 1.1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \cdot \left[\sigma_{pe} / E_s + \varepsilon'_{scd} \right] \quad \cdots (2)$$

ここに、 w : 曲げひび割れ幅, k_1 , k_2 および k_3 : 鋼材の表面形状, コンクリートの品質および鉄筋の段数の影響を表す係数, 鋼材の形状がひび割れ幅に及ぼす影響, c : かぶり, c_s : 鋼材中心間隔, ϕ : 鋼材径, k : 鋼材の付着性状を表す定数, σ_{pe} : 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

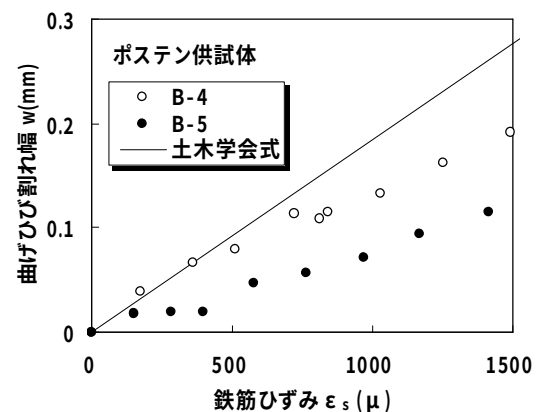


図-22 鉄筋ひずみとひび割れ幅との関係

5. せん断破壊実験

(1) 目的

超高強度繊維補強モルタルを用いたはり部材のせん断特性を確認するため、RC および PC はり供試体を製作し、せん断破壊実験を行った。本実験では、超高強度繊維補強モルタルを使用したはり部材の①せん断耐力、②破壊に至るまでの過程、③破壊形態、および④鋼繊維の効果、等を検討した。

(2) 実験方法

供試体一般図、諸元および载荷状況写真をそれぞれ、図-23、表-11 および写真-10 に示す。供試体は、補強方法、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。せん断破壊を先行させるため、スチールファイバーの添加量は 0.5vol.% とした。

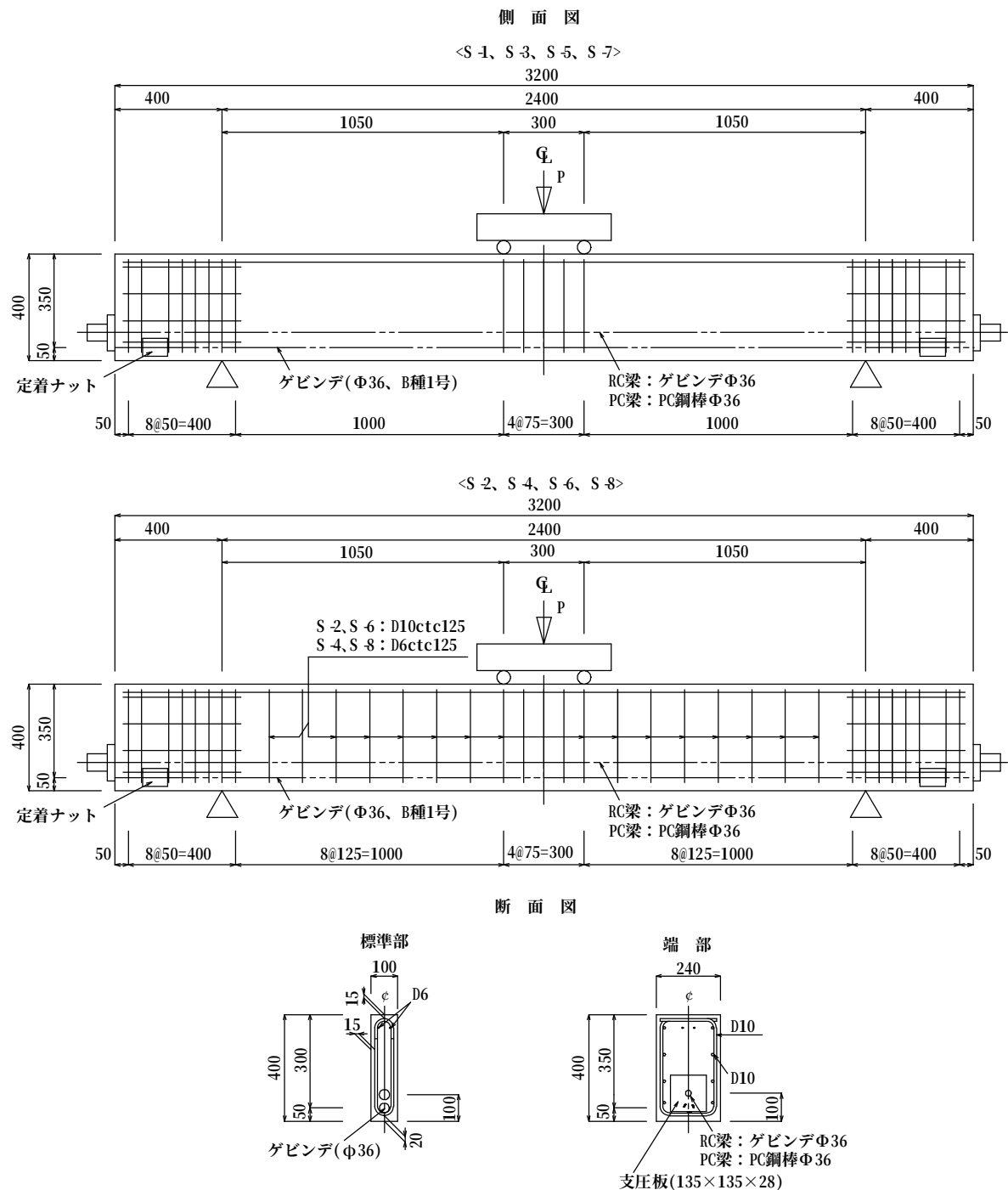


図-23 供試体一般図

表-11 供試体の諸元

供試体名	補強方法	圧縮強度 σ_{28} (MPa)	ファイバー 添加量 (vol.%)	せん断 補強筋	有効 緊張力 Pe(kN)	a/d	支間 l(m)	有効高 d(m)	P_{mud}^* (kN)	$P_{sud①}^{**}$ (kN)	$P_{sud②}^{***}$ (kN)
S-1	RC	169.7	0.0	無	0	3.0	2.4	0.35	687	98	192
S-2	RC	169.7	0.0	D10ctc125	0	3.0	2.4	0.35	687	359	452
S-3	RC	175.7	0.5	無	0	3.0	2.4	0.35	687	98	405
S-4	RC	175.7	0.5	D6ctc125	0	3.0	2.4	0.35	687	201	508
S-5	PC	169.7	0.0	無	155	3.0	2.4	0.35	700	108	192
S-6	PC	169.7	0.0	D10ctc125	155	3.0	2.4	0.35	700	369	452
S-7	PC	175.7	0.5	無	155	3.0	2.4	0.35	700	108	559
S-8	PC	175.7	0.5	D6ctc125	155	3.0	2.4	0.35	700	211	662

*曲げ破壊荷重の計算値, **せん断破壊荷重の計算値(コンクリート標準示方書に準拠), ***せん断破壊荷重の計算値(フランス指針に準拠)



写真-10(a) 載荷状況



写真-10(b) 載荷状況(拡大)

2) 使用材料

本実験における使用材料, 示方配合, および強度性状はそれぞれ, 表-6, 表-7, および表-8と同様である。超高強度繊維補強モルタルの練混ぜ方法および養生方法に関しては, 図-2 および図-3と同様である。

(3) 実験結果および考察

1) 荷重と変位との関係

せん断破壊実験の結果, および荷重と変位との関係をそれぞれ, 表-12 および図-24 に示す。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, S-1, S-7 および S-8 に対して過大であり, 危険側の値となっている。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。

表-12 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(最大荷重)					破壊形態
			①実験値 (kN)	コンクリート標準示方書		フランス指針		
				②計算値 (kN)	比 (①/②)	③計算値 (kN)	比 (①/③)	
S-1	-	100	108	98	1.10	192	0.56	斜引張破壊
S-2	-	110	554	359	1.54	452	1.23	せん断圧縮破壊
S-3	20	210	432	98	4.39	405	1.07	せん断圧縮破壊
S-4	20	200	608	201	3.02	508	1.20	せん断圧縮破壊
S-5	60	120	412	108	3.81	192	2.15	せん断圧縮破壊
S-6	60	120	560	369	1.52	452	1.24	せん断圧縮破壊
S-7	50	220	462	108	4.27	559	0.83	せん断圧縮破壊
S-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

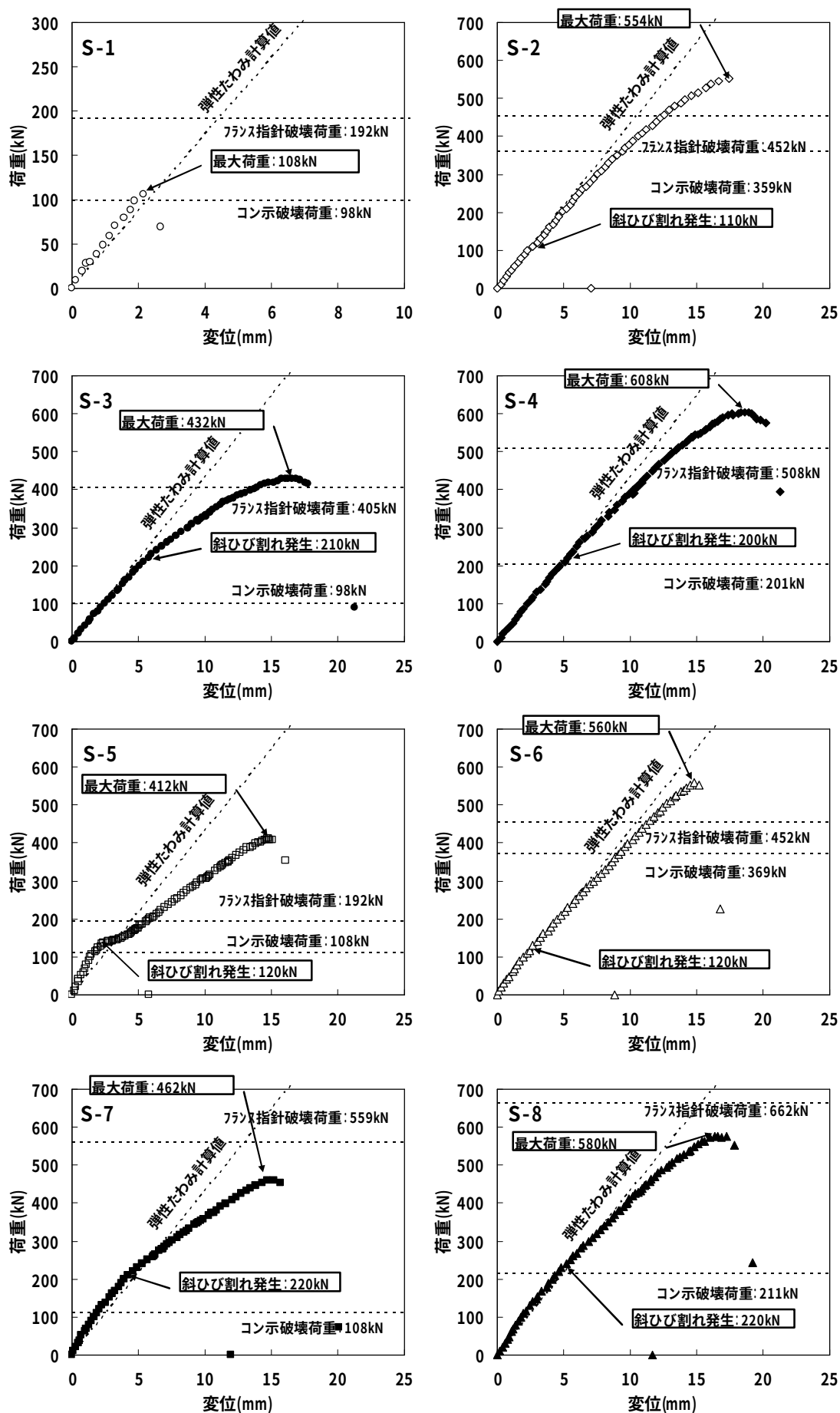


図-24 荷重と変位との関係

2) 破壊形態

各供試体の破壊状況を写真-11 および図-25 に示す。S-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。S-1 以外の破壊形態は、斜めひび割れが発生した後もしばらく耐荷力を有し、载荷点付近の桁上縁が圧壊するせん断圧縮破壊であった。

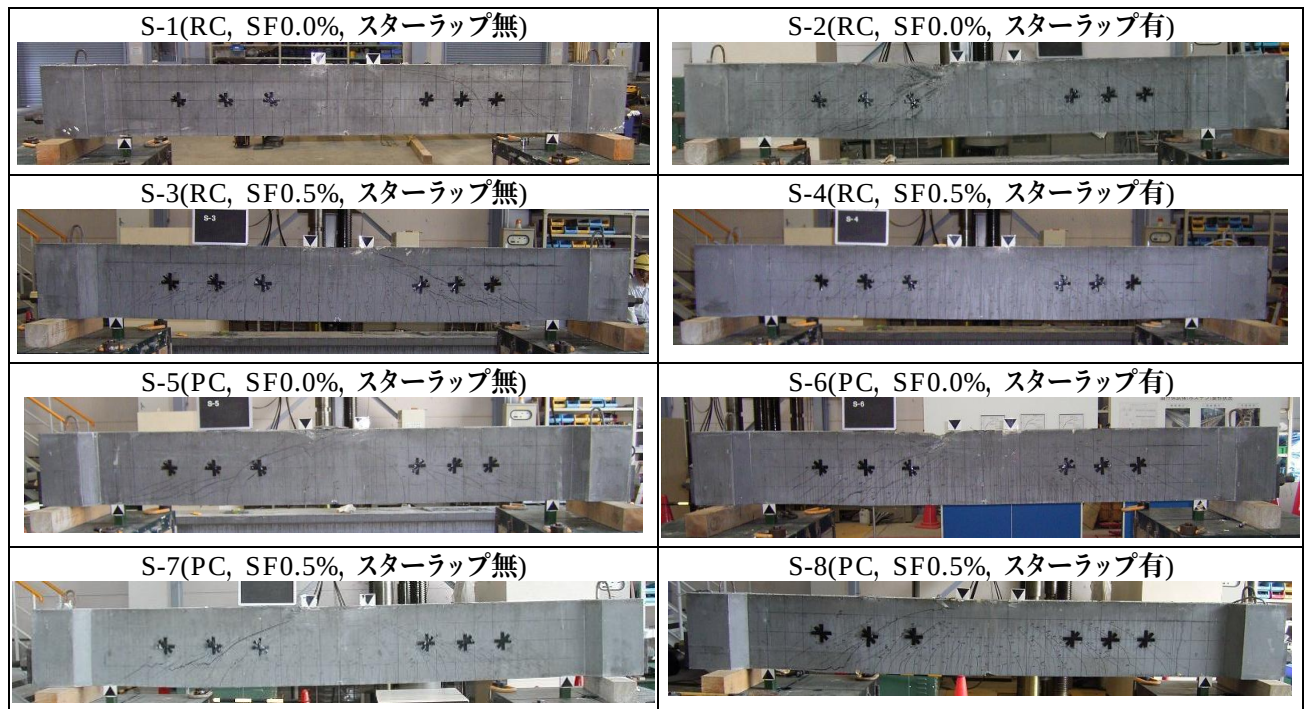


写真-11 破壊状況

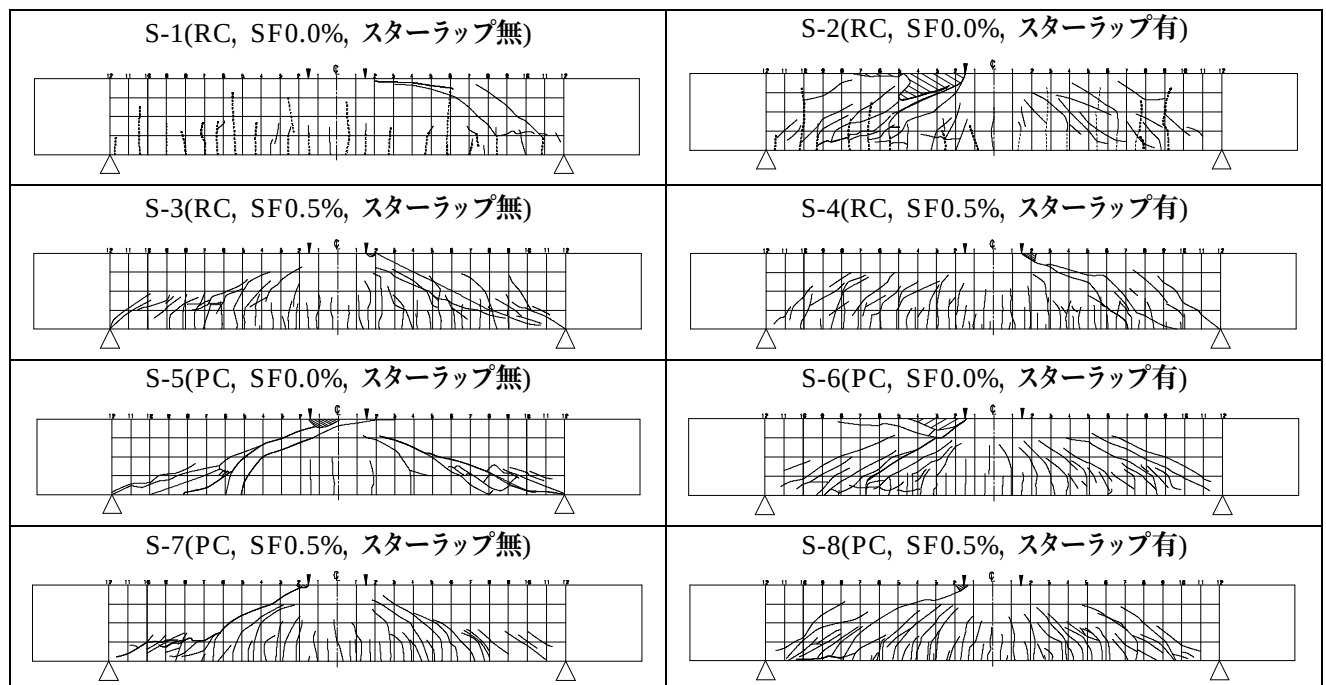


図-25 ひび割れ状況

3) せん断耐力式の検討

せん断耐力 V の実験値と計算値との比較を図-26 に示す。計算値は、コンクリート標準示方書およびフランス指針案に準じたものであり、表-13 のとおり算出した。左図はコンクリート標準示方書に準じた計算値との比較、右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RPC(Reactive Powder Concrete)の σ_f が12MPaであり⁶⁾、今回の実験における鋼繊維の添加量が上述のRPCの1/4(0.5vol.%)であることから決定した。

左図のように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。一方、右図のようにフランス指針案に準じてせん断耐力を計算した場合、S-1、S-7およびS-8において実験値が計算値を下回った。実験値が計算値を下回ったのは、S-1に関しては荷重前に供試体に収縮ひび割れが発生していたことが、S-7およびS-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して考えられる。

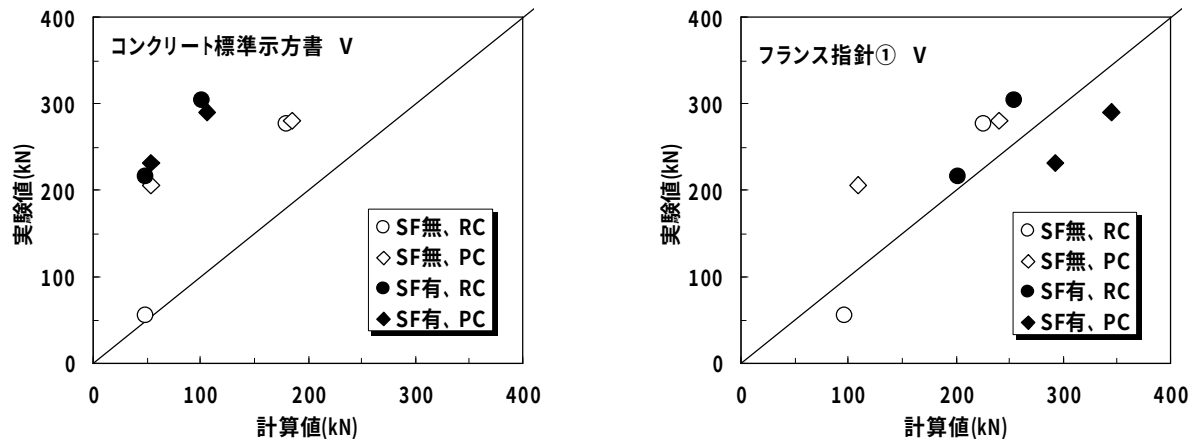


図-26 せん断耐力の実験値と計算値との比較

当社の超高強度繊維補強モルタルはRPCほどマトリックスが強固でないこと、および鋼繊維の長さが13mmとRPCに使用されているものより短いことから、実際の σ_f は3.0MPa以下と考えられる。また、軸方向鋼材量が大きかったことからRC供試体においても斜めひび割れの角度はPC供試体のものと大差なく、30°程度であった(図-25 参照)。これらより、 σ_f を2.0MPa、RC供試体の β を30°として、フランス指針案に準じて計算値を算出すると、計算値と実験値との関係は図-27 のようになる。鋼繊維を添加した供試体の計算値と実験値はよく一致しており、フランス指針案の設計方法に準じ、 σ_f および β を適切に設定することで、合理的なせん断に対する設計が可能になると考えられる。

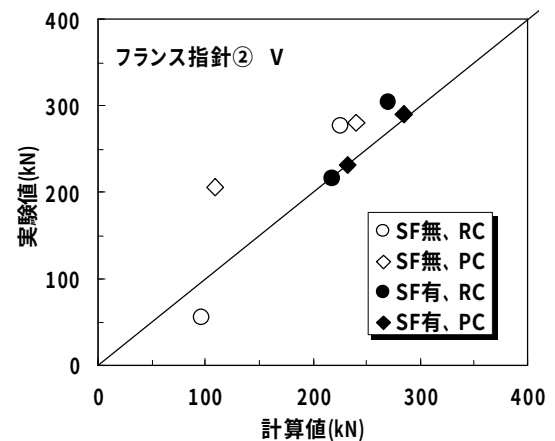


図-27 せん断耐力の実験値と計算値との比較

表-13 せん断耐力計算式

コンクリート標準示方書 ⁹⁾	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 : 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)	$V = V_c + V_s + V_f$ $RC: V_c = 0.21 \cdot f_c^{0.5} \cdot b \cdot d$, $PC: V_c = 0.24 \cdot f_c^{0.5} \cdot z$ $V_s = f_{sy} \cdot A_w \cdot z / s$ $V_f = \sigma_f / \tan \beta \cdot b \cdot d$ 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 : 鋼繊維が負担するせん断力 σ_f : 鋼繊維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) $(RC: 45^\circ, PC: 30^\circ)$

6. 疲労実験

(1) 目的

桁高が低い場合は活荷重による変動応力度が大きくなることから、ダックスビーム工法では超高強度繊維補強モルタルの疲労に対する照査が必要と考えられる。しかしながら、超高強度繊維補強モルタルの疲労の照査にコンクリート標準示方書⁹⁾の疲労強度算定式が適用できるかは不明であるため、疲労実験を実施し、その適用性を検討した。

(2) 実験方法

1) 供試体および載荷方法

供試体諸元、供試体一般図および実験状況をそれぞれ、表-14、図-28 および写真-12 に示す。供試体は、幅 0.10m、高さ 0.22m、支間 1.5m の PC はりとした。PC 鋼棒の緊張力は上下とも同じで、1 本あたり 415kN とした。これは最大荷重時に供試体下縁に引張応力度を生じさせない緊張力である。荷重は単純支持した供試体に支間中央部の純曲げ区間が 200mm となるよう載荷した。本疲労実験の着目点は、純曲げ区間部の供試体上縁であり、この部分の変動圧縮応力 $\Delta \sigma$ が 42MPa となるよう最大荷重を決定した。 $\Delta \sigma$ 42MPa は本供試体が 200 万回で破壊する応力レベルである。なお、繰返し載荷の周波数は 2.5Hz とした。

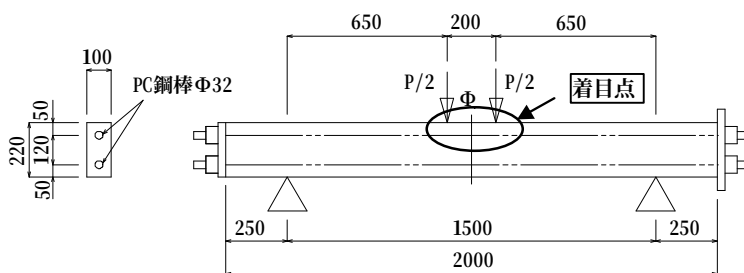


図-28 供試体一般図



写真-12 疲労実験状況

表-14 供試体諸元

供試体	断面寸法		PC 鋼棒 緊張力* (kN)	変動応力 $\Delta \sigma$ ** (MPa)	コンクリート 設計基準 強度 f'_c (MPa)	変動応力比 $\Delta \sigma / (f'_c - \sigma_p)$	載荷荷重 P(kN)		たわみ 計算値 (mm)
	幅 (m)	高 (m)					最大 P _{max}	最小 P _{min}	
①	0.10	0.22	415	42	120	0.54	131	5	3.00

*1 本あたりの緊張力, **着目点における $\Delta \sigma$

2) 使用材料

使用材料、モルタルの示方配合およびモルタルの強度をそれぞれ、表-2、表-3 および表-4 に示す。練混ぜ方法および養生方法に関しては、図-2 および図-3 と同様とした。

表-15 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(三菱マテリアル製), 密度 3.08g/cm ³
鋼繊維	SF	OL13/16(ベカ尔特社製), 引張強度 2340MPa 長さ 13mm, 径 0.16mm, アスペクト比 81, 密度 7.85g/cm ³
細骨材	S	砕砂(水島工場), 表乾密度 2.57g/cm ³ , 吸水率 1.72%, 最大寸法 5mm
高性能 AE 減水剤	SP	マイティ 21WH
PC 鋼棒	—	φ32 B 種 1 号(SBPR 930/1080)

表-16 示方配合

W/C (%)	Air (%)	SF 量 (vol.%)	単位量(kg/m ³)				SP/C (%)
			W	C	S	SF	
17	2.0	1.0	210	1235	948	79	3.0

表-17 強度性状

蒸気養生直後(材齢 4 日)				材齢 28 日			
圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)	曲げ強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	引張強度 (MPa)	曲げ強度 (MPa)
154	—	7.3	21.9	154	41.0	—	—

(3) 実験結果および考察

1) 疲労実験の経過

疲労実験の経過を表-18 に示す。载荷繰返し数 200 万回までは、変状はほとんど認められなかった。载荷繰返し数 200 万回においても破壊しなかったため、载荷を終了した。

2) 変位

载荷繰返し数と変位との関係を図-29 に示す。最小荷重時の変位(残留変位)は、繰返し数 200 万回で約 0.7mm となっている。残留変位が若干増加しているのはクリープの影響と推察される。

3) 桁上縁応力度

本疲労実験の着目点である純曲げ区間部の桁上縁応力度と载荷繰返し数との関係を図-30 に示す。桁上縁の応力度は、桁上縁に配置したひずみゲージの測定値とヤング係数との積により求めた。载荷初期における桁上縁応力度は 50MPa となっており、当初の計算値 42MPa より大きくなっている。これは、当初の計算値は抵抗断面を換算断面(PC 鋼棒も抵抗断面として換算)で算出したが、本供試体ではポリエチレンシースを用いたことから、実際の抵抗断面は純断面(シースを除いた断面)に近かったためと推察される。

表-18 疲労実験の経過

载荷繰返し数 N	変状
1 回	変状なし
10 回	"
100 回	"
1,000 回	"
1 万回	"
10 万回	"
50 万回	"
100 万回	"
150 万回	"
200 万回	破壊せず

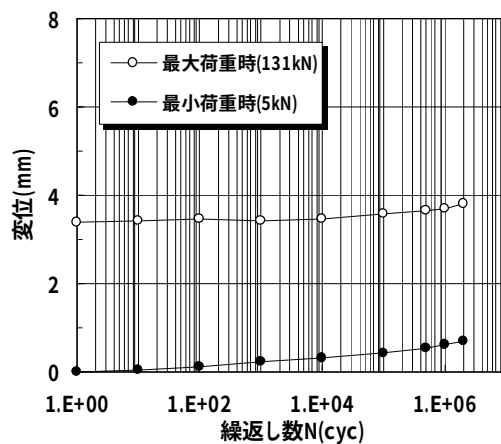


図-29 繰返し数と変位との関係

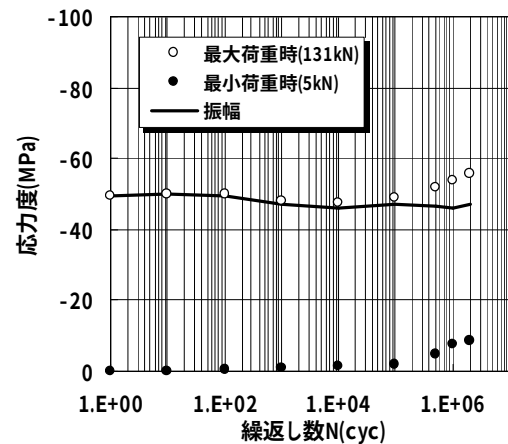


図-30 繰返し数と桁上縁応力度との関係

4) 変動応力比と载荷回数との関係

下限応力を考慮した変動応力比 $\Delta \sigma / (f'_c - \sigma_p)$ と繰返し数との関係、および疲労実験の結果をそれぞれ、図-31 および表-19 に示す。図中の太線は、コンクリート標準示方書⁹⁾の疲労強度算定式であり、式(3)により算出した。実際に作用した曲げ圧縮応力度で、式(3)により疲労破壊繰返し数を計算すると 15,000 回となるが、実際には 200 万回载荷しても破壊しなかった。したがって、超高強度繊維補強モルタルの疲労強度は、コンクリート標準示方書の疲労強度算定式により安全側に評価できると考えられる。

$$\frac{\Delta \sigma'}{(f'_c - \sigma'_p)} = 0.85 \left(1 - \frac{\log N}{K} \right) \quad \cdots (3)$$

ここに、 $\Delta \sigma'$: 変動圧縮応力、 f'_c : モルタル圧縮強度、 σ'_p : 下限応力度(今回は導入プレストレス)、 N : 応力繰返し回数、 K : 定数(通常コンクリート 17)

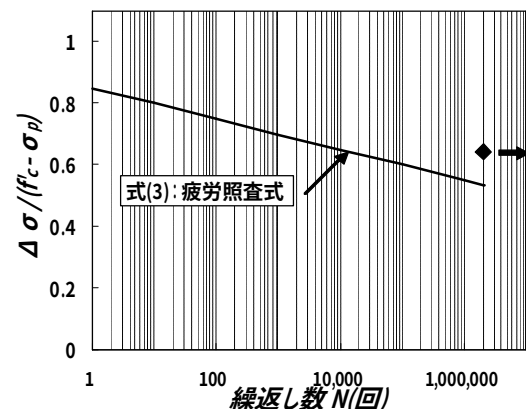


図-31 変動応力比と繰返し回数との関係

表-19 疲労試験結果

変動応力 $\Delta \sigma'$ (MPa)	下限応力度 σ'_p (MPa)	コンクリート 設計基準強度 f'_c (MPa)	$\Delta \sigma' / (f'_c - \sigma'_p)$	疲労破壊繰返し数	
				計算値 (回)	実験値 (回)
50	42	120	0.641	15,000	2,000,000 以上

7. 実物大施工実験

(1) 概要

当社広島支店が水島工場において、実物大 PC 桁による施工実験を行ったのでここで紹介する。本実験は、①実物大断面での PC 桁の施工性、および②プレストレス導入時の PC 桁の挙動・安全性、等を確認するために行われた。

(2) 実験方法

供試体一般図を図-32 に示す。供試体は、桁長 15.6m、支間 15.2m、幅 1.23m、桁高 1.15m のバルブ T 桁である。仕切板で 5 セグメントに分けて製作され、プレストレスを導入することで一体化された。セグメントの継目にはせん断キーが配置され、緊張前にエポキシ樹脂系の接着剤が塗布された。本供試体には 19S15.2 の PC ケーブルが 4 本配置されており、プレストレス導入時の桁下縁の応力度は 44.9MPa である。

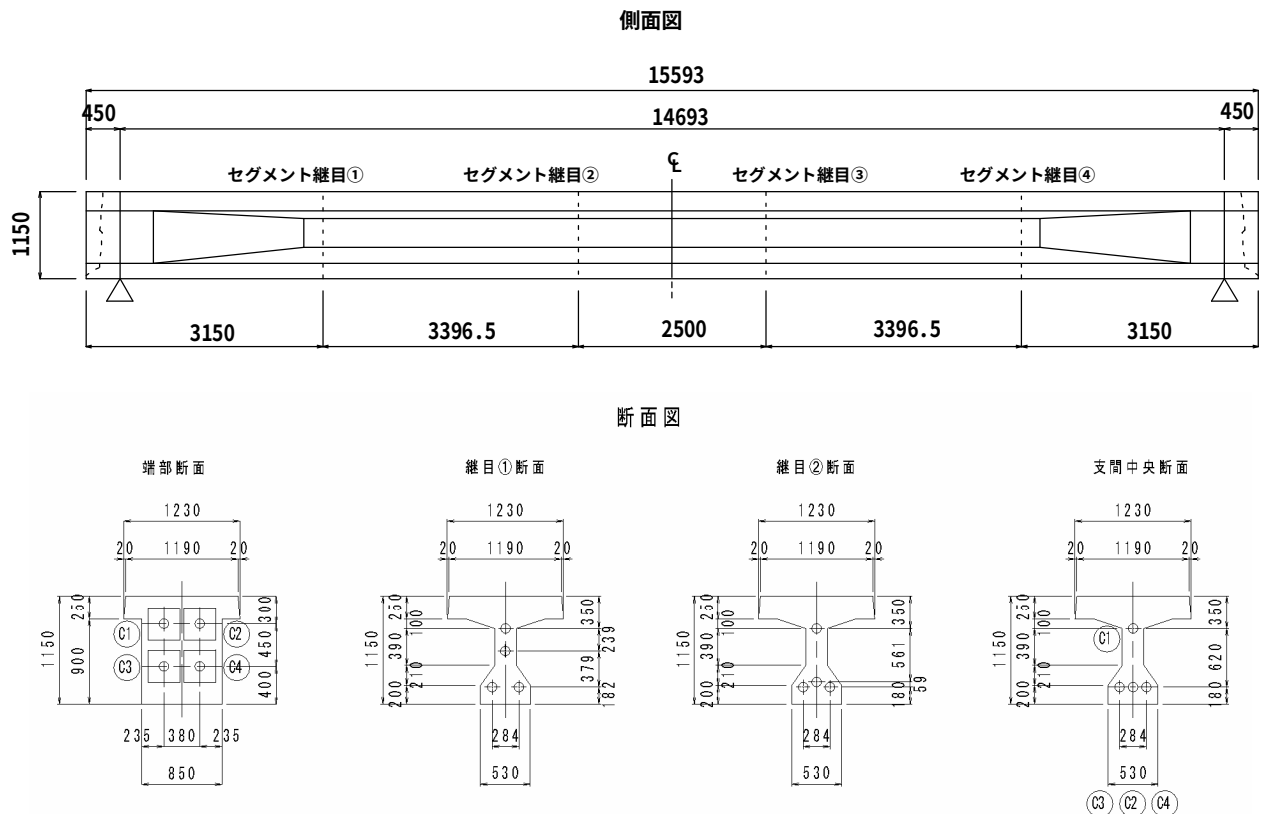


図-32 供試体一般図

(3) 実験結果

1) 超高強度繊維補強モルタルの製造

超高強度繊維補強モルタルの目標値、および供試体製造時のモルタルの性状をそれぞれ、表-20 および表-21 に示す。供試体製作時のモルタルの性状は、ばらつきが小さく、すべて目標値を満足していることから、当社の製品工場で超高強度繊維補強モルタルが安定的に製造できることが確認された。1 バッチの練混ぜ量は最大 0.75m³ であり、1 バッチを練り混ぜるための所要時間は 10～15 分であることから、1 時間に 3m³ 程度の超高強度繊維補強モルタルが製造できると考えられる。

表-20 目標性状

試験項目	目標値
スランプフロー	750±100mm
0 打フロー	260±30mm
単位水量推定値	210±10kg/m ³
空気量	2.0±1.5%
圧縮強度	120MPa 以上

表-21 超高強度繊維補強モルタルの性状

バッチ	W/C (%)	SF 添加量 (vol.%)	示方配合(kg/m ³)				練混ぜ量 (m ³)	練混ぜ 開始 時刻	鋼繊維添加前		鋼繊維添加後			圧縮強度	
			W	C	S	SF			0 打フロー (mm)	W 推定値*1 (kg/m ³)	スランプフロー (mm)	Air (%)	CT*2 (°C)	σ ₄ (MPa)	σ ₂₈ (MPa)
捨	17	0.0	210	1235	948	0	0.50	8:45	—	—	—	—	—	—	—
①	17	1.0	210	1235	948	79	0.75	9:00	260×260	210	770×770	2.1	11	157	—
②	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	9:20	260×255	—	—	—	—	—	—
③	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	9:35	250×250	—	—	—	—	—	—
④	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	9:45	265×270	—	—	—	—	—	—
⑤	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	9:55	255×250	—	—	—	—	—	—
⑥	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	10:05	260×270	211	750×730	3.0	13	151	—
⑦	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	10:20	240×240	—	—	—	—	—	—
⑧	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	10:30	250×250	—	—	—	—	—	—
⑨	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	10:40	240×250	—	—	—	—	—	—
⑩	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	10:45	265×270	—	—	—	—	—	—
⑪	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	10:55	270×270	209	720×730	2.4	14	153	—
⑫	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	14:40	270×270	212	800×820	2.3	14	—	—
⑬	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	14:50	250×250	—	—	—	—	—	—
⑭	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	15:03	275×275	—	—	—	—	—	—
⑮	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	15:22	240×250	—	—	—	—	—	—

*1 UME 法により測定, *2 コンクリート温度

2) 打設

供試体の製作状況を写真-13 に示す。超高強度繊維補強モルタルは流動性が良好で、型枠パイプレータのみで打設が可能であった。天端の表面仕上げは、モルタルの凝結が遅いため打設終了から 20 時間後に行った。表面からの水分の蒸発を防止し、天端のプラスチック収縮ひび割れを防止するため、打設終了後すみやかに養生剤を天端に塗布した。蒸気養生終了後の供試体には、ジャンカやひび割れなどの不具合は認められなかった。

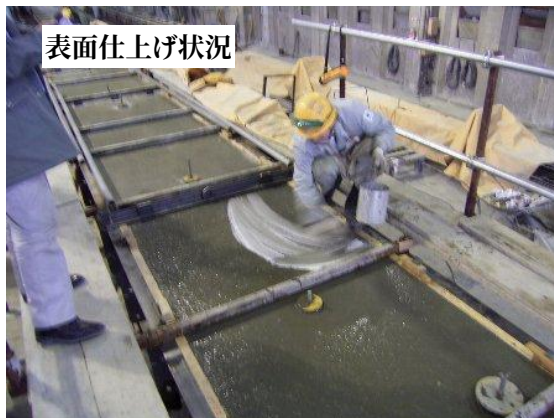


写真-13 供試体の製作状況

3) 緊張

供試体の緊張状況, およびプレストレス導入時の桁の挙動をそれぞれ, 写真-14 および表-22 に示す. プレストレス導入時の桁の挙動は, 図-33 に示すとおり, 桁の短縮量, 鉛直方向変位および水平方向変位とした. PC 桁供試体には 14000kN ものプレストレス力が導入され, 桁下縁応力度は 45MPa 程度になるが, 供試体に角欠け, ひび割れ, およびセグメント継目のずれ, 等の不具合は認められなかった. また, プレストレス導入時の桁の上り量および桁の短縮量は計算値とほぼ一致しており, プレストレス導入時の桁に異常な挙動は認められなかった.

表-22 プレストレス導入時の桁の挙動

	実測値 (mm)	設計値 (mm)	差 (mm)	許容差* (mm)
短縮量	5.3	5.3	0.0	±15
鉛直方向変位(支間中央部)	23.0	24.1	-1.1	±8
横方向変位(支間中央部)	1.0	0.0	1.0	10

*設計値との許容差(JIS A 5373 付属書 2)



写真-14 緊張状況

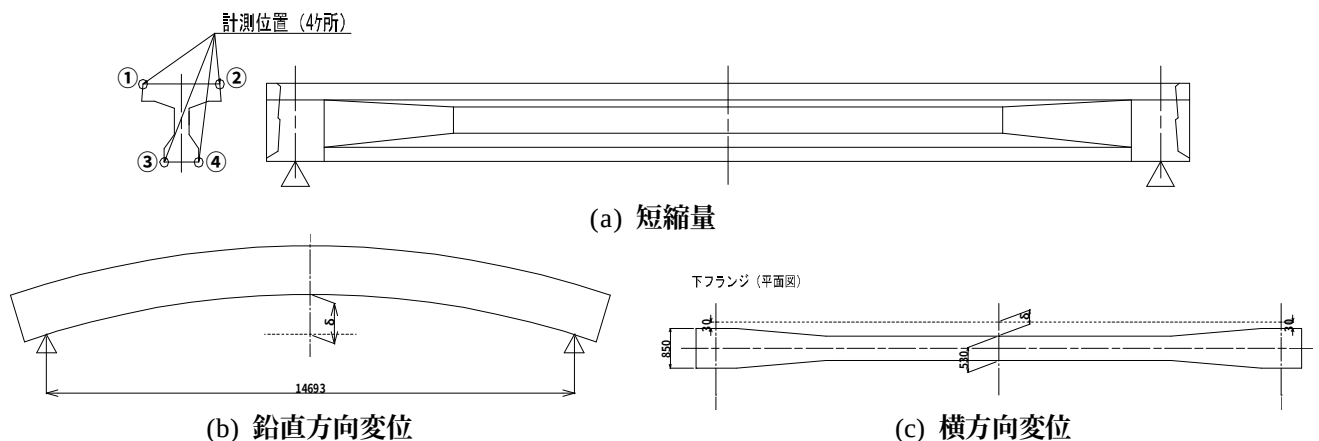


図-33 測定位置

8. まとめ

(1) 材料試験

- ①材料試験の結果より、超高強度繊維強モルタルの基本配合を水セメント比 17%、単位水量 210kg/m^3 に決定した。
- ②基本配合において、中性化試験、凍結融解試験、クリープ試験および乾燥収縮試験を行った結果、これらに関する性状はすべて、普通コンクリートに比べ同等以上であることが確認された。
- ③塩分拡散係数については、現在、電気泳動法と浸漬法で試験中である。結果に関しては別の機会にご報告する。

(2) 曲げ破壊実験(ポステンはり)

超高強度モルタルを使用した低桁高ポステン桁の載荷実験より、以下のような知見が得られた。

- ①曲げ耐力は破壊抵抗モーメントにより算出した計算値を上回った。曲げ耐力の算出は、通常の PC 橋と同様、破壊抵抗モーメントにより算出できると考えられる。ただし、シース内の PC 鋼材の偏心は考慮するのが望ましい。
- ②ひび割れ耐力は、下縁の応力度がモルタルの引張強度に達する荷重と一致した。ひび割れは、通常の PC 橋と同様、桁の縁応力度で制御できると考えられる。
- ③鋼繊維を添加しない場合のひび割れ幅は、コンクリート標準示方書のひび割れ幅算定式とほぼ一致した。鋼繊維を添加した梁のひび割れ幅は、鋼繊維を添加しないものに比べ小さく、ひび割れ幅算定式は安全側の値となる。
- ④梁上縁の終局ひずみは 4000μ を上回った。破壊抵抗モーメント算出時の終局ひずみは 3500μ として良いと考えられる。
- ⑤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。

(3) セン断破壊実験

せん断破壊実験の結果、以下のような知見が得られた。

- ①すべての供試体に関して、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った。超高強度モルタルを用いた梁のせん断耐力は、通常の PC 橋と同様、コンクリート標準示方書のせん断耐力式で算出できることが確認された。ただし、鋼繊維を添加した供試体のせん断耐力は、コンクリート標準示方書に準じた計算値の 3~4 倍程度となり、かなり安全側の値となった。
- ②鋼繊維を添加しない RC 供試体(S-1, S-2)において、載荷前に収縮による初期ひび割れが認められたが、鋼繊維を添加した供試体およびプレストレスを導入した供試体については、初期ひび割れは発生しなかった。
- ③鋼繊維を添加することで、初期の収縮ひび割れの防止、斜めひび割れ耐力の向上、およびせん断耐力の向上が認められた。
- ④鋼繊維を添加した供試体の斜めひび割れ荷重は、フランス指針案の式に近い値となった。
- ⑤鋼繊維を添加しない供試体の斜めひび割れ荷重は、コンクリート標準示方書式に近い値となった。
- ⑥フランス指針案に準じて鋼繊維が負担できる引張応力度 σ_f を適切に設定し、鋼繊維が負担するせん断力を見込むことにより、さらに合理的な設計が可能になると考えられる。

(4) 疲労実験

- ①本疲労実験において PC 梁供試体に実際に作用した変動圧縮応力度は 50MPa で、載荷繰返し数が 200 万回でも疲労破壊しなかった。
- ②上記の変動圧縮応力度で、コンクリート標準示方書に準じて繰返し回数を算出すると 15000 回となる。
- ③疲労破壊繰返し数の計算値は 15,000 回であるが、実際には 200 万回載荷しても破壊しなかったことから、超高強度繊維補強モルタルの疲労強度は、コンクリート標準示方書の疲労強度算定式で安全側に評価できると考えられる。

(5) 実物大施工実験

- ①当社の工場において、所定の品質の超高強度繊維補強モルタルを安定して製造できることが確認された。
- ②モルタルの施工性は良好であり、製作した桁に、ひび割れやジャンカ等の不具合は認められなかった。
- ③プレストレス導入時の桁の上り量および桁の短縮量は、計算値とほぼ一致しており、プレストレス導入時の桁に異常な挙動は認められなかった。
- ④PC 桁供試体には 14000kN ものプレストレス力が導入され、桁下縁応力度は 45MPa 程度になったが、供試体に角欠けやひび割れ等の不具合は認められなかった。

謝辞

ダックスビーム工法の開発にあたっては、神町工場、水島工場および広島支店 PC 技術グループ、等の方々に多大なご協力を頂いた。静的載荷実験にあたっては東京工業大学の二羽教授より貴重な助言を頂いた。また、疲労実験にあたっては山口大学の浜田教授をはじめ研究室の皆様にも多大なご協力を頂いた。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) 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) 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) (財)建材試験センター: 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
- 6) SETRA, AFGC: Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete, Interim Recommendation, 2002.1
- 7) 宇部三菱セメント(株)技術資料
- 8) 桜田, 渡辺, 大浦, 鈴木: 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
- 9) 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