

フック付き鋼繊維補強コンクリート部材の構造性能

——引張性状のモデル化と曲げ強度の算定——

時野谷 浩 良 小 嶋 克 朗
木 村 耕 三

Structural Performances of Hooked Steel Fiber-reinforced Concrete Members

——Modeling of Tensile Behavior and Calculation of Flexural Strength——

Hiroyoshi Tokinoya Yoshiro Kobatake
Kohzo Kimura

Abstract

The objective of this investigation is to study the flexural behaviors of concrete members reinforced with hooked steel fibers (SFRC) 60 mm in length and 0.8 mm in diameter. Pull-out and direct tensile and flexural tests are conducted in this study. This paper is concerned with modeling of the tensile behavior of SFRC and applicability of this model to evaluation of flexural strength.

The results obtained are as follows: ① SFRC members can retain flexural moments after cracking and their flexural strengths are about 35 percent higher compared with concrete member not reinforced with hooked steel fibers. ② Flexural strengths of SFRC members can be evaluated using the proposed tensile behavior model.

概 要

本研究の目的は、長さ 60 mm、直径 0.8 mm のフック付き鋼繊維を用いた鋼繊維補強コンクリート (SFRC) の構造部材としての曲げ性能を把握することである。本報告は、鋼繊維の付着試験と SFRC の直接引張試験結果に基づいて、その引張性状をモデル化し、部材の曲げ強度算定へのこのモデルの適用性を、曲げ試験結果と比較検討した結果について述べている。

この研究結果から、次のことが分かった。① SFRC 部材は曲げひび割れ後も曲げモーメントを負担し、その曲げ強度は、鋼繊維で補強しないコンクリートと比べて35%程度向上する。② SFRC 部材の曲げ強度は、本研究で提案した引張性状のモデルを使って算定できる。

1. はじめに

本研究の目的は、長さ 60 mm、直径 0.8 mm のフック付き鋼繊維を用いた鋼繊維補強コンクリート (以下、SFRC と略記) 部材の曲げ性能を把握することである。

一般に、フック付き鋼繊維を用いた SFRC は、通常の鋼繊維と比較して優れた曲げ特性(曲げ強度、曲げタフネス)などを有している¹⁾。この特性を生かして、構造部材への適用が可能であれば、施工の省力化・合理化が期待できる。SFRC の曲げ性能は主にその引張性状に支配されており、構造部材を設計する際には、引張性状を把握し、適切にモデル化することが不可欠である。しかし、前記形状のフック付き鋼繊維を用いた SFRC の曲げ性能を十分に説明できる引張性状のモデルは、現在提案されていない。

本報告は、鋼繊維の付着試験と、鋼繊維混入量を1.2%以下(体積比)とした SFRC の直接引張試験結果を基に、引張性状をモデル化すると共に、無筋の SFRC 部材の曲げ試験によって、曲げ強度算定へのこのモデルの適用性について検討した結果を述べたものである。

2. 試験概要

本研究では、次の三つの試験を行なった。

- ① 鋼繊維の付着試験
- ② SFRC の直接引張試験
- ③ 無筋の SFRC 梁の曲げ試験

なお、②は、大変形に至るまでの性状を把握するための試験(以下、引張試験 [I] と記す)と、ひび割れ強度(引張強度)点以後の比較的小さい変形領域における性状を確認するための試験(以下、引張試験 [II] と記す)から構成されている。

2.1 使用材料

鋼繊維の形状は、図-1 に示すように、両端部にフックを持つ長さ 60 mm、直径 0.8 mm の伸線ファイバー(引張強度 110 kgf/cm²以上)である。使用した製品は、30本の鋼繊維を水溶性の接着剤で張り合せたものである。SFRC を製造する際には、ミキサーに直接投入して混練りすることによって1本1本のファイバーに分離して、ファイバーボールを生じることなくコンクリート中での分散性がよい特

性を持っている。

コンクリートは、設計基準強度 210 kgf/cm²で、筆者らの研究²⁾に基づいて表-1のように調合した。鋼繊維の混入量は体積比(混入率)で0.0%, 0.4%, 0.8%, 1.2% (実用上1.2%が上限)とした。なお、鋼繊維の付着試験には、鋼繊維を混入しないコンクリート(以下、プレーンコンクリートと記す)から粗骨材を取り除いたモルタル分を用いた。

2.2 鋼繊維の付着試験

試験体形状は、図-3に示すように JCI-SF8 に準じたものである。鋼繊維の埋め込み長さを、30 mm, 18 mm の2種類とした。

2.3 SFRC の直接引張試験

引張試験 [I] は、図-3に示すように、試験体(形状・寸法、製作方法は後述)の両端部にエポキシ系接着剤により取り付けられた金属板を介して、試験装置から引張力を与える方法である。

引張試験 [II] は、特に、ひび割れ強度点直後の急激な性状の変化を把握するために、試験体に並列させた PC 鋼棒に、ひび割れ後の補剛効果を持たせた方法である。試験体の負担荷重は、引張荷重と PC 鋼棒に取り付けたロードセルの出力値の差として測定した。

加力は、両試験ともクロスヘッドの速度で 0.055 mm/min とし、軸方向変位は検長 150 mm の鋼製枠を介して取り付けられた変位計により測定した。

試験体の形状・寸法は、直径 100 mm、長さ 200 mm の円柱である。

引張試験 [I] の試験体は、鋼繊維の配向性の引張性状に及ぼす影響を検討するために、次の方法で3種類の配向状態を人工的に与えている。

2.3.1 P および 3D シリーズ P シリーズではプレーンコンクリートを、3D シリーズでは SFRC をそれぞれ 1.7 m × 1.7 m で高さ 35 cm の型枠に先ず打設し、気中養生とした。材令約 1 箇月で、打設方向と直交(水平)方向にコアを抜き取り、さらにコンクリートカッターにより所定の寸法に切り揃えた。

2.3.2 2D シリーズ 鋼繊維を混ぜる前のコンクリートを型枠に35回に分けて打設し、1回の打設ごとに1本1本にばらした所定量の鋼繊維を平面的に散布した。打設方向と直行(水平)方向にコアを抜いた。従って、2D シリーズでは、試験体軸方向に二次元ランダム配向の状態になっている。

2.3.3 1D シリーズ 鋼繊維を混ぜる前のコンクリートをモールドに6回に分けて打設し、1回の打設ごとに所定量の鋼繊維を1本1本植え付け、試験体軸方向に一次元配向の状態にしている。

引張試験 [II] の試験体には、[I] における3D シリーズの0.8, 1.2%の試験体を使用した。

2.4 無筋の SFRC 梁の曲げ試験

試験体には、正方形断面の角柱体を使用した。試験体の種類は、表-2に示すとおりである。なお、試験体記号は、

表-1 コンクリートの調合

鋼繊維混入率 (%)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	重 量 (kg/m ³)					混和剤
			水	セメント	細骨材	粗骨材	鋼繊維	
0.0	65	46	170	262	855	1008	0	0.655
0.4	65	52	188	289	926	858	30	0.723
0.8	65	60	200	308	1034	692	60	0.770
1.2	65	66	210	323	1105	570	90	0.808

注) 粗骨材の最大寸法は20mm

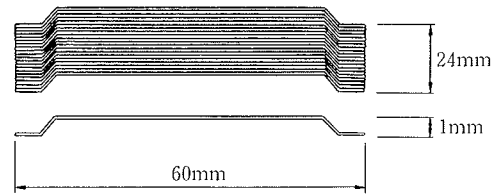


図-1 フック付き鋼繊維の形状

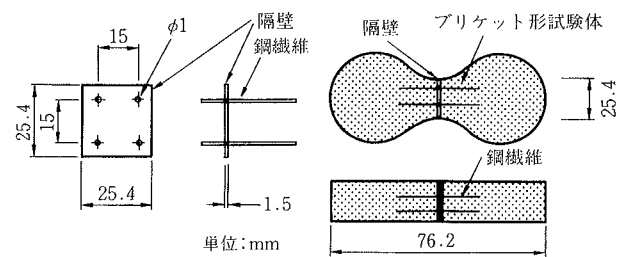


図-2 鋼繊維の付着試験・試験体形状

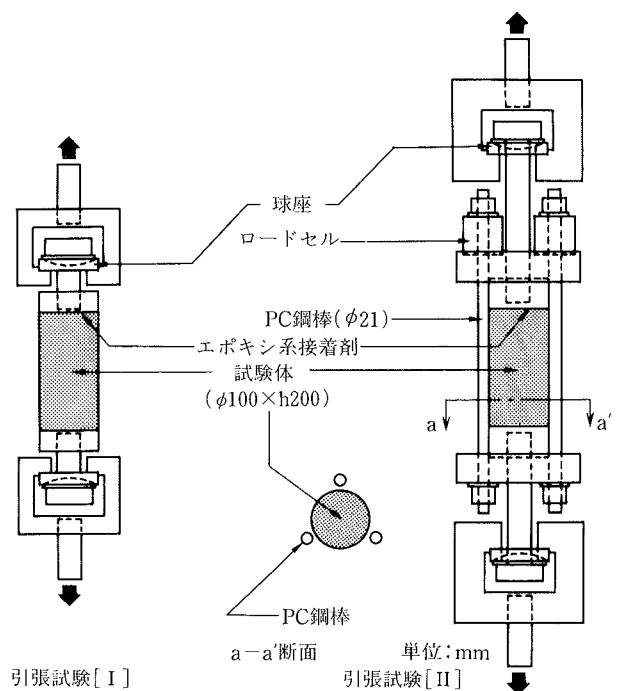


図-3 直接引張試験方法の概念図

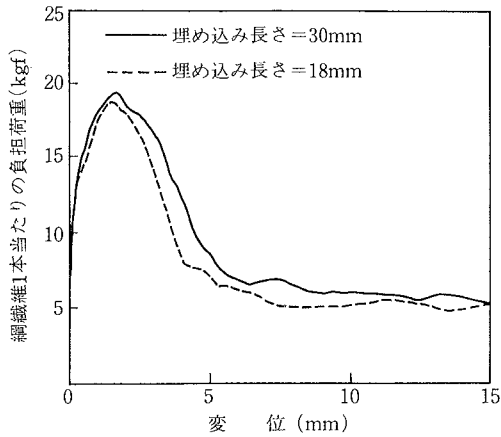
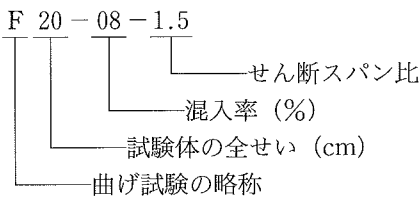


図-4 鋼繊維の付着試験による荷重-変位関係

次のような意味を持っている。



試験体は、直接引張試験の P と 3D シリーズのコンクリート版から、コンクリートカッターにより所定の寸法に切り出した。試験は 2 点集中荷重(載荷点距離 20 cm)、単純梁形式での一方向単調荷重で行なった。加力は、最大荷重までは荷重制御、それ以後は変位制御とした。

3. SFRC の引張性状

3.1 鋼繊維の付着試験結果

図-4 に付着試験から得られた鋼繊維 1 本当たりの負担荷重-変位関係の例を示す。この図を見ると、埋め込み長さの違いによる顕著な差は見られず、変位が約 1.5 mm 時に最大荷重(埋め込み長さごとに 3 体、合計 6 体の平均値で 20 kgf)に達し、大変位では荷重がほぼ一定な値(6 体の平均値で 6.2 kgf)を示す状態となっている。この結果から、フック付き鋼繊維の引き抜き抵抗力は、フック部分の抵抗力(支圧力)に支配されているといえる。

3.2 直接引張試験結果

表-3 に引張試験 [I] の結果 (P シリーズでは、3 体、他のシリーズでは 5 体の平均値) の一覧を、図-5 にこの試験による応力度-変位関係の例を示す。ひび割れ強度は、コンクリート圧縮強度の違いを考慮すると近似した値であり、各試験体ともひび割れ発生までの応力度-変位関係も、混入率、鋼繊維の配向状態による顕著な違いは見られない。しかし、混入率、鋼繊維の配向状態による引張性状への影響は、ひび割れ発生後の性状に顕著に現れている。すなわち、1D、2D シリーズの試験体の応力度-変位関係には、ひび割れ強度 (σ_{cr}) ①点、ひび割れ後の最大強度(以後、鋼繊維負担強度 (σ_{fm}) と呼ぶ) ②点があり、3D シリーズの試験体の場合には、さらに荷重がほぼ一定で変位のみが増大し始める強度(以後、大変位時強度 (σ_{fu}) と呼ぶ) ③点が

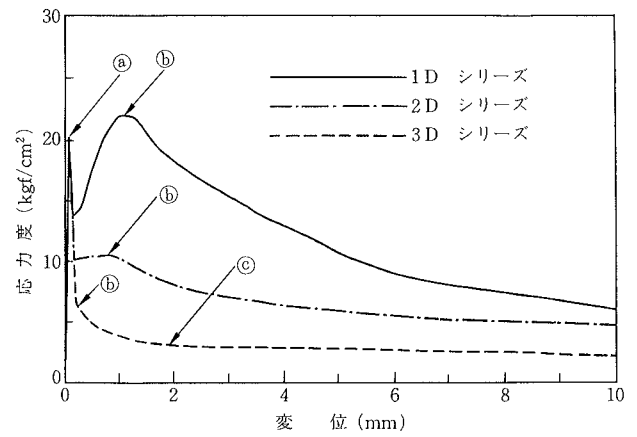


図-5 引張試験 [I] による応力度-変位関係

表-2 梁の曲げ試験の試験体一覧

試験体記号	鋼繊維混入率 (%)	梁の全せい (cm)	スパン距離 (cm)	せん断スパン比
F 20-00-1.5	0.0	20	80	1.5
F 20-04-1.5	0.4			
F 20-08-1.5	0.8			
F 20-12-1.5	1.2		60	1.0
F 20-04-1.0	0.4			
F 20-08-1.0	0.8			
F 15-12-1.5	1.2	15	65	1.5
F 10-12-1.5	1.2	10	50	
F 10-12-1.0	1.2	10	40	

表-3 引張試験 [I] の結果一覧

シリーズ	混入率 V_f (%)	圧縮強度 σ_B (kgf/cm ²)	ひび割れ強度時		鋼繊維負担強度時		大変位強度時
			応力度 σ_{cr} (kgf/cm ²)	変位 δ_{cr} (mm)	応力度 σ_{fm} (kgf/cm ²)	変位 δ_{fm} (mm)	応力度 σ_{fu} (kgf/cm ²)
P	0.0	292	20.6	0.012	—	—	—
1 D	0.4	297	22.6	0.013	12.8	1.55	—
	0.8	359	24.9	0.014	21.2	1.25	—
	1.2	373	24.2	0.016	25.7	0.53	—
2 D	0.4	291	23.3	0.012	7.0	1.07	—
	0.8	285	21.8	0.015	13.4	0.80	—
	1.2	300	20.4	0.016	18.3	0.12	—
3 D	0.4	264	20.5	0.016	5.4	0.17	*12.4
	0.8	264	18.0	0.016	6.8	0.12	*2.9
	1.2	266	18.2	0.018	7.8	0.10	*3.7

注) *1 変位=1.0mm時、*2 2.0mm時、*3 3.0mm時の応力度を示す。

存在する。1D と 2D シリーズの試験体では、ひび割れによっていったん低下した荷重が変位の増大に伴って再び上昇し、鋼繊維負担強度に達する。それ以降、強度は変位の増大とともに緩やかに低下する。鋼繊維負担強度は混入率が高い程、また、引張応力方向への配向割合が高い程、高くなっている。

図-6 に引張試験 [II] から得られた応力度-変位関係を示す。この試験によるひび割れ強度(混入率ごとの 3 体

の平均値)は、0.8%で20.4 kgf/cm²、1.2%で18.9 kgf/cm²であり、引張試験 [I] による値と近似し、試験方法の相違による顕著な影響は見られない。引張試験 [I] では、3D シリーズの試験体についてはひび割れ強度点直後に変位が急激に増大し、鋼繊維負担強度点に至るまでの性状を計測することが困難であったが、引張試験 [II] によると、この領域の性状はほぼ直線的に変化していることが明らかとなった。また、この直線の勾配は、両混入率ともその平均値(各3体)が270 kgf/cm²/mmで等しく、混入率による影響は見られなかった。

3.3 引張性状のモデル化

3.2節より、通常の施工状態である三次元ランダム配向状態の引張性状は、図-7のようにモデル化できる。このモデルは、第1勾配 α_1 、ひび割れ強度 σ_{cr} 、鋼繊維負担強度 σ_{fm} 、大変位時強度 σ_{fu} と二つの応力低下勾配 α_2 、 α_3 より構成されている。以下に、これらの諸定数の定式化を行なう。

3.3.1 ひび割れ強度 σ_{cr} と第1勾配 α_1 SFRC のひび割れ(引張)強度の推定式は数多く提案されているが、フック付き鋼繊維を用いた SFRC に対しても信頼できるような式は見当たらない。また、直接引張試験から得られたひび割れ強度に至るまでの応力度-変位関係は、混入率による影響は見られなかった。そこで、ひび割れ強度 σ_{cr} は、プレーンコンクリートの場合と同様に、その圧縮強度 σ_b との関係で $\sigma_{cr}=1/14 \cdot \sigma_b$ で表すものとする。また、勾配 α_1 (引張弾性係数 E_t) は、圧縮弾性係数と等しいとし、圧縮試験から得られた値を用いるものとする。

3.3.2 鋼繊維負担強度 σ_{fm} と大変位時強度 σ_{fu} 表-4 は、引張試験 [I] から得られた鋼繊維負担強度 σ_{fm} を、鋼繊維の配向状態と混入率で整理したものである。各欄の上段の数値は、各混入率における1D シリーズ(配向係数=1.0)の σ_{fm} を基準にして求めたもので、配向係数に相当するものである。この試験から得られた配向係数は、一般に使われている配向係数(二次元ランダム配向で0.64、三次元ランダム配向で0.41)³⁾に近似した値を示している。この結果から、配向係数としては一般に使われている値を用いることにする。

次に、3.1節の付着試験から、鋼繊維1本が負担しうる最大荷重 ($P_{fm}=20.0$ kgf) と大変位時の荷重 ($P_{fu}=6.2$ kgf) が得られているので、この値を用いて SFRC の鋼繊維負担強度 σ_{fm} と大変位時強度 σ_{fu} を推定する。引張応力方向に有効な全鋼繊維が P_{fm} を発揮するとすれば、 σ_{fm} と混入率 V_f には比例関係が成立すると考えられる。しかし、引張試験 [I] の結果によれば、 σ_{fm} は V_f に比例しないで V_f の増加割合と比較して σ_{fm} のそれが小さい。そこで、 σ_{fm} の推定式は、 V_f に関する有効係数 (K_{Vf}) を用いた(1)式で表現できる。

$$\sigma_{fm} = K_{Vf} \cdot n \cdot P_{fm}, n = \beta \cdot n_0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

n : 単位面積当たりの引張応力方向に有効な見掛けの鋼繊維本数

β : 配向係数

n_0 : 単位面積当たりの鋼繊維本数 ($=V_f/100 \cdot a_f$)⁴⁾ここ

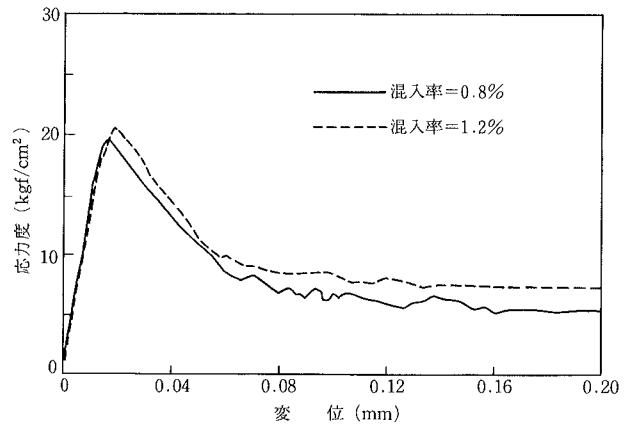


図-6 引張試験 [II] による応力度-変位関係

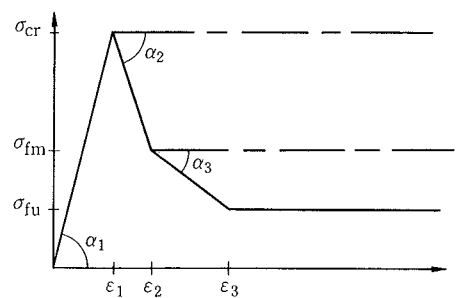


図-7 SFRC の引張性状のモデル

表-4 配向係数の評価と諸強度の推定値

鋼繊維 混入率 (%)	シ リ ー ズ 名			
	1 D	2 D	3 D	
	σ_{fm} (kgf/cm ²)	σ_{fm} (kgf/cm ²)	σ_{fm} (kgf/cm ²)	σ_{fu} (kgf/cm ²)
0.4	1.0	0.54	0.42	—
	12.8	7.0	5.4	2.4
	13.1	8.4	5.4	1.7
0.8	1.0	0.63	0.32	—
	21.2	13.4	6.8	2.9
	20.7	13.2	8.5	2.6
1.2	1.0	0.71	0.30	—
	25.7	18.3	7.8	3.7
	22.7	14.5	9.2	2.9

記号 σ_{fm} : 鋼繊維負担強度 σ_{fu} : 大変位時強度
注) 各混入率の欄とも、上段は配向係数を、中段は試験値を、下段は(1)式による推定値を示す。

に a_f : 鋼繊維1本の断面積

鋼繊維の配向が一次元状態である引張試験 [I] における1D シリーズの σ_{fm} の値より、 K_{Vf} は V_f が無限小で1.0となることを考慮すると、 K_{Vf} は(2)式となる。

$$K_{Vf} = 1.0 - 0.44 \cdot V_f \quad \dots\dots\dots(2)$$

σ_{fu} と P_{fu} の間にも同様な関係があると考えられ、 σ_{fu} の推定式は(1)式中の P_{fm} を P_{fu} に置き換えた式となる。表-4の各欄の下段に示した値は、(1)式より推定した σ_{fm} と σ_{fu} であるが、いずれも試験値(中段に示した値)に近似する傾向を示している。

3.3.3 応力低下勾配 α_2 と α_3 応力低下勾配 α_2 は、引

張試験 [II] の結果より、鋼繊維混入率によらず 270 kgf/cm²/mm とする。応力低下勾配 α_3 は、引張試験 [I] の結果より、鋼繊維混入率 V_f の直線回帰式で表せば(3)式となる。

$$\alpha_3 = 2.74 - 0.94 \cdot V_f \quad \dots\dots\dots(3)$$

4. SFRC の曲げ性能

4.1 曲げ試験結果

4.1.1 破壊過程 すべての試験体が、純曲げ区間内で破壊に至った。プレーンコンクリート試験体は、曲げひび割れ荷重が最大荷重となり、急激に荷重が低下した。一方、SFRC 試験体は、曲げひび割れ後も荷重が増大して最大荷重に達し、以後、変位の増大に伴って荷重が徐々に低下した。ひび割れ状況は、すべての試験体で、最初に発生した曲げひび割れ 1 本のみであった。SFRC 試験体では、変位の増大に伴ってひび割れ幅が増大し、試験体は「く」の字の形態となった。

4.1.2 ひび割れ荷重と最大曲げ荷重 表-5 に各試験体の曲げひび割れ荷重 eP_{cr} 、最大荷重 eP_m を示す。各試験体でコンクリートの圧縮強度 σ_B が異なるので、曲げひび割れ荷重、最大曲げ荷重をコンクリートの曲げ引張強度を $1.8\sqrt{\sigma_B}$ として求めた曲げひび割れ荷重 eP_{cr} で除した値で比較する。

梁の全せいが 20 cm の試験体で比較すると、曲げひび割れ荷重 (eP_{cr}/cP_{cr}) は、プレーンコンクリート 0.86, SFRC 0.84~0.94 (平均値で 0.89) であり、鋼繊維混入率の顕著な影響は見られない。一方、最大荷重 (eP_m/cP_{cr}) は、プレーンコンクリート 0.86, SFRC 1.10~1.22 (平均値で 1.16) であり、鋼繊維の混入により 28~42% (平均値で 35%) 向上している。しかし、混入率が 0.4~1.2% の範囲で変化しても、最大荷重に顕著な違いは見られない。

試験体の断面寸法の相違に注目すると、試験体の全せいが小さい程、曲げひび割れ荷重 (eP_{cr}/cP_{cr})、最大荷重 (eP_m/cP_{cr}) は大きくなる傾向が見られる。

4.1.3 荷重-変位関係 図-8 は、梁せいが 20 cm でスパン距離が 80 cm の試験体について、鋼繊維混入率による荷重-変位関係を比較したものである。曲げひび割れ荷重点 (プレーンコンクリートでは最大荷重点) 及び最大荷重点に至るまでの性状には、混入率による顕著な影響は見られない。また、SFRC 試験体の最大荷重時ひび割れ幅は、いずれの混入率でも 0.07 mm であった。ひび割れ幅が 3 mm 時の荷重で比較すると、混入率 0.4% が 0.67 tf, 0.8% が 1.33 tf, 1.2% が 1.72 tf であり、同一ひび割れ幅に対する荷重は混入率が高い程高い。

以上より、鋼繊維の混入は、最大荷重以降の靱性に効果のあることが分かる。

4.2 解析による検討

4.2.1 解析方法 解析においては、ひび割れ発生後も平面保持が仮定できるとし、部材断面を材軸と直交に 50 等分に分割したモデルを用いた。

表-5 曲げひび割れ荷重と最大荷重

試験体名	曲げひび割れ荷重(kgf)		最大荷重 (kgf)		
	eP_{cr}	eP_{cr}/cP_{cr}^*	eP_m	eP_m/cP_{cr}	eP_m/cP_m^{**}
F20-00-1.5	2350	0.86	2350	0.86	1.19
F20-04-1.5	2200	0.85	3160	1.22	1.05
F20-08-1.5	2190	0.84	2850	1.10	0.96
F20-12-1.5	2390	0.92	3050	1.17	1.02
F20-04-1.0	3490	0.89	4740	1.22	1.05
F20-08-1.0	3390	0.87	4290	1.10	0.97
F20-12-1.0	3690	0.94	4590	1.17	1.03
F15-12-1.5	1380	0.94	1790	1.22	1.07
F10-12-1.5	750	1.15	790	1.21	1.06
F10-12-1.0	1190	1.22	1290	1.32	1.15

*) eP_{cr} : 曲げ引張強度を $1.8\sqrt{\sigma_B} \cdot Z$ として求めた曲げひび割れ荷重
 **) eP_m : $L_p=60\text{mm}$ として曲げ解析により求めた最大荷重

表-6 圧縮モデルにおける諸定数

混入率 (%)	$E_{1/4}$ (kgf/cm ²)	σ_B (kgf/cm ²)	$\epsilon_B \times 10^{-6}$	n_a	n_d
0.0	3.26×10^5	293	1419	2.81	5.25
0.4	2.72×10^5	264	1828	2.16	3.21
0.8	2.41×10^5	264	2413	1.84	2.93
1.2	2.61×10^5	266	2935	1.61	2.67

記号 σ_B : 圧縮強度 ϵ_B : 圧縮強度時ひずみ
 $E_{1/4}$: 1/4 σ_B 応力度点のセカントモジュラス
 n_a, n_d : 実験定数

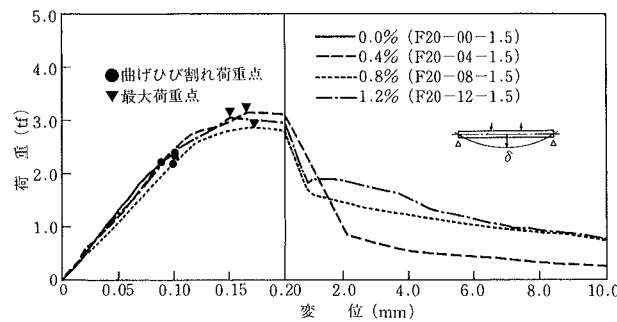


図-8 曲げ試験による荷重-変位関係

圧縮応力度 σ -変形 ϵ 関係には、次の Popovics の式⁵⁾を使用した。

$$\sigma = \sigma_B \cdot (\epsilon / \epsilon_B) \cdot n \cdot \{n - 1 + (\epsilon / \epsilon_B)^n\} \quad \dots\dots\dots(4)$$

σ_B : 圧縮強度 ϵ_B : 圧縮強度時ひずみ

n : 実験定数

σ_B, ϵ_B は圧縮試験の結果を用いる。 n は応力上昇域と応力下降域で別個に n_a, n_d として与え、それぞれ、1/4 σ_B 応力度点、2/3 σ_B に低下した応力度点で圧縮試験結果と等しくなるように定めた。表-6 に諸定数 (圧縮試験結果) の値を示す。

次に、3章で述べた引張性状におけるひずみを検討する。直接引張試験によるひび割れ発生後の変位 δ は、ひび割れを含む領域 (破壊域) におけるひずみと非破壊領域におけるひずみの総和となる。従って、破壊域における応力度-ひずみ関係の平均ひずみ ϵ_p は、(5)式で表せる。

$$\epsilon_p = \delta/L_p + \sigma/E \cdot (1 - L_g/L_p) \quad \dots\dots\dots(5)$$

E : 弾性係数

L_g : 直接引張試験の軸方向変位測定長 (=150 mm)

L_p : 破壊域長さ

ここで、破壊域長さ L_p を定めなければならない。図-9 は、L_p を変化させた場合の曲げ解析から得られる最大荷重を試験値 (梁の全せい 20 cm の試験体) と比較したものである。この図によれば、L_p=60 mm の場合が、試験値と良い対応を示している。この場合の試験値に対する解析値の比率は、表-5 に示すとおりで、0.96~1.05 (平均値で1.01) である。

なお、L_p=60 mm の場合、図-7 中の ε_{cr}、ε_{fm}、ε_{fu} はそれぞれ、0.4% で 70 μ、983 μ、27090 μ、0.8% で 78 μ、784 μ、50283 μ、1.2% で 73 μ、731 μ、65900 μ となる。

4.2.2 引張性状モデルの適用性 図-10 は、L_p=60 mm とて求めた曲げモーメント-圧縮縁ひずみ関係の解析値を試験結果と比較したものである。最大曲げモーメント以前では、解析値と試験値は良い対応を示している。最大曲げモーメント以降では、両者に差は見られるが、解析値は試験値の傾向を表している。

また、L_p=60 mm は、本研究で使用した骨材の最大径は 20 mm であり、破壊域長さは最大骨材径の 3 倍程度とする既往の研究結果⁶⁾とも一致している。

以上より、L_p=60 mm とすることにより、3章で示した引張性状のモデルは、部材の曲げ強度の算定に適用できるといえる。

5. まとめ

鋼繊維の付着試験と SFRC の直接引張試験結果を基に、引張性状をモデル化すると共に、曲げ試験によって無筋の SFRC 梁の曲げ強度算定へのこのモデルの適用性を検討した。この結果から次のことが分かった。

① SFRC 部材は、曲げひび割れ後も荷重を負担し、曲げ強度は、鋼繊維で補強しないコンクリートと比べて35%程度向上する。

② 提案した引張性状のモデルによって、無筋の SFRC 部材の曲げ性能を説明できる。

③ 1.2%以下の混入率の範囲では、混入率を高めることは、SFRC 部材の曲げ強度には顕著に影響しないが、最大荷重以降の靱性を高める効果を示す。

謝 辞

フック付き鋼繊維を提供して頂きました(株)ブリヂストンに謝意を表します。

参考文献

1) 小林, 西村, 他: フック付きファイバーを用いた鋼繊維補

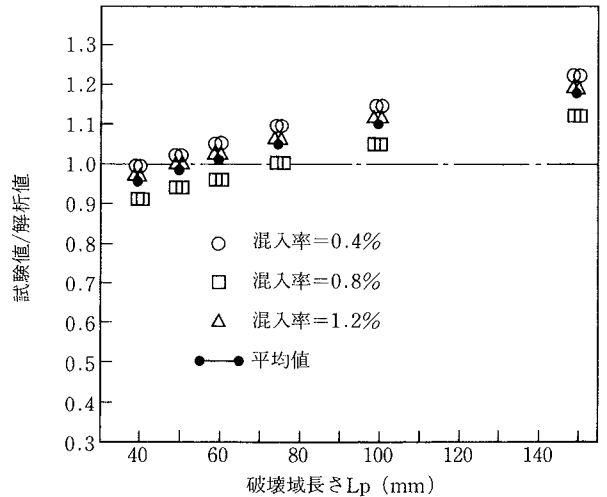


図-9 破壊域長さと最大荷重の関係

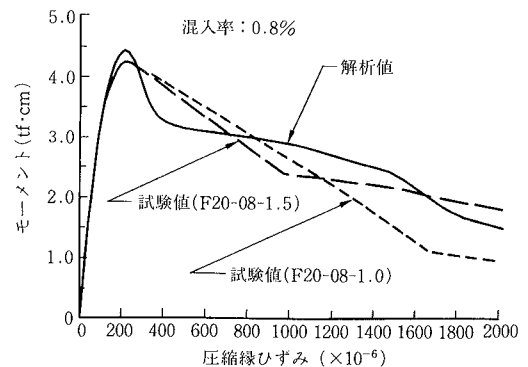


図-10 曲げモーメント-圧縮縁ひずみ関係

強コンクリートの曲げおよびせん断性状, セメント技術年報, 35, p. 486~489, (1981)

- 2) 小島, 木村, 他: フック付き鋼繊維補強コンクリート合成スラブに関する研究(その1~7), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 分冊 A p. 711~716, 1061~1062, 分冊 C p. 1393~1398, (1989)
- 3) Romualdi, J. P. and Mandel, J. A.: Tensile strength of concrete as affected by uniformly distributed and closely spaced short length of wired reinforcement, ACI Journal, Proceedings, Vol.61, No. 6, p. 657~671, (1964)
- 4) 繊維補強コンクリート (FRC) 技術資料集成, 情報開発, p. 29~31, (1987)
- 5) 山田, 畑中: 鋼繊維補強 RC はりの大変形領域における曲げ性状について, セメント技術年報, 33, p. 355~359, (1979)
- 6) Zedenek, P. B. and B. H. Oh: Crack band theory for fracture of concrete, Materiaux et Constructions, Vol. 16, No. 93, p. 155~177, (1983)