

論文

[1218] SFCモデルを用いた鋼繊維補強鉄筋コンクリート梁の曲げ解析

正会員 楨谷 栄次 (関東学院大学工学部)
 正会員 町田 恭一 (関東学院大学工学部)
 正会員 ○浅野 俊和 ((株)山下設計構造部)

1. はじめに

鋼繊維補強鉄筋コンクリート (以下SFRC) の曲げ解析を行うに当たって、鋼繊維補強コンクリート (以下SFC) の圧縮応力および引張応力とひずみの関係を明らかにする必要がある。過去に、このSFCの圧縮および引張応力とひずみの関係をモデル化した増分解析を行い、その解析結果が梁の縮小モデル実験結果とよく一致した事を報告した。¹⁾しかし、その後もSFCの圧縮、引張基礎実験を継続し、より多くの結果を得、繊維補強コンクリート特有のばらつきによる不確定さを極力排する事により、過去のモデル化より精度の良いSFCの圧縮および引張応力とひずみのモデル化を行った。このSFCモデルを用いて、昨年報告した²⁾実大、準実大SFRC梁および過去に実験を行った縮小モデルに対して非弾性増分解析を行い、SFCモデルの有効性を明らかにすると共に、寸法効果の影響を明らかにした。

尚、略語としてSFRC及びSFCを用いたが、一般にこの二つは、混然一体となって用いられ、未だ明確に使い分けられていないのが実状である。従って、本報では、鉄筋コンクリートが繊維補強されたものをSFRCとし、無筋コンクリートを繊維補強したものをSFCと定義した。

2. SFCにおける応力-ひずみ曲線のモデル化

このモデル化に当たっては、繊維形状が0.5×0.5×30mmのストレートタイプを使用した、一軸圧縮実験および直接引張実験結果を用いた。これらの試験体形状および実験方法に関しては、文献³⁾に述べられている。

2.1 圧縮コンクリートのモデル化

鋼繊維補強コンクリートに関する既往の圧縮実験結果報告によると、繊維体積率(V_f)が増加する事により圧縮強度が増加するとともに、最大応力時ひずみも増加し、最大応力度に到達後も応力度の劣化が小さいと報告されているが、著者らの実験結果も同様な傾向を示している。従って、この繊維の効果を圧縮コンクリートの評価に反映させる必要がある。

そこで、SFC一軸圧縮実験を行い、過去2年間においてその中から、偏心の大きなもの、ヤング係数の値が極端に低いもの、又は高いものを除くと、繊維体積率(V_f)が1.0、1.5、2.0%を各21体ずつと、同じ調合のプレーンコンクリート5体の実験結果が得られた。ここでいう終局強度とは、軟化が始まり強度が急激に低下する前、又はひずみが急激に伸びる前の強度とする。

曲げ部材の圧縮コンクリートに対する応力度-ひずみ関係は、一般にHognestad によって提案された実験式の修正式が用いられることが多い。これは、最大圧縮強度まで2次式で表し、

表1 圧縮コンクリートの実験値と提案式の比較

鋼繊維 混入率 %	最大圧縮強度時		終局圧縮強度時	
	強度 kg/cm ²	ひずみ ×10 ⁻⁶	強度 kg/cm ²	ひずみ ×10 ⁻⁶
0.0	320	3060 (3000)	318 (298)	3710 (3700)
1.0	410	3657 (3630)	379 (381)	4495 (4477)
1.5	426	3994 (3945)	397 (396)	5403 (5548)
2.0	433	4145 (4260)	396 (403)	6309 (6808)

注) ()は、提案式からの値

その後、終局強度までを1次式で表すものである。ここでは、この考え方に従い、前述の実験結果⁴⁾から繊維の効果を考慮にいたれた次のような式を与える。また下式を用いた圧縮強度とひずみ及び実験の平均値を表1に示した。

(I) $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_0$

$$\sigma_c = F_c \left(2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_0^2} \right) \quad (1)$$

(II) $\varepsilon_0 < \varepsilon_c \leq \varepsilon_u$

$$\sigma_c = F_c \left(1 - \rho \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_0}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} \right) \quad (2)$$

ここに、 $\varepsilon_0 = 0.0030(1 + 0.21V_f)$

$\varepsilon_u = 0.0037(1 + 0.21V_f^2)$

$\rho = 0.07$

2.2 引張コンクリートのモデル化

SFCの一軸引張応力度とひずみ度の関係は、ひび割れを境にひび割れ前後の状態で大きな違いが現れることから、図2に示すように3つの領域によるモデル化を仮定する。

(I) 弾性範囲 $: (0 \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{t0})$

(II) ひび割れ後、コンクリート・マトリックスから繊維への応力伝達領域 $: (\varepsilon_{t0} < \varepsilon_t \leq \varepsilon_{td})$

(III) 繊維の引抜き領域 $: (\varepsilon_{td} < \varepsilon_t \leq \varepsilon_{tu})$

尚、既存の文献⁵⁾によると、繊維の引き抜き領域 ($\varepsilon_{td} \sim \varepsilon_{tu}$) では応力を一定としているが、本実験結果では応力の減少が見られることから、より実際に近いモデル化を行った。

SFCの直接引張実験に関しては、破断面における繊維本数によってその耐力は大きく影響を受けることから、各混入率別に破断面に露出した鋼繊維の平均本数を求めた結果、1.0%で49.5本、1.5%で73.6本、2.0%で98.8本という数値が得られた。従って、この本数を各混入率での鋼繊維本数とし標準偏差 $\sigma = 29.7$ の $\pm 40\%$ 、即ち $\pm 0.4\sigma = \pm 11.9$ 本の間の試験体をピックアップし本数別にまとめ、それを各鋼繊維混入率の引張強度とした。

尚、ここで $\pm 0.4\sigma$ としたのは、各混入率間でのオーバーラップを防ぎ、実験結果を最大限資料として組み込むためである。そして、各試験体の最大応力度と、ひずみが 0.002、0.004、0.006、0.008、0.01、0.0125、0.015、0.0175、0.02の時の引張応力度をとり、各試験体のコンクリート性状

の違いによる強度誤差を考え、コンクリートの圧縮強度の平方根 ($\sqrt{F_c}$) で各応力を除した。

ここで、最大応力度はひび割れ直前に起こり、ひび割れはひずみ (ε_t) が 100×10^{-6} 前後で発現することから、最大応力度はひずみが 100×10^{-6} の時の応力度とする。又、コンクリートマトリックスから繊維への応力伝達領域 ($\varepsilon_{t0} < \varepsilon_t \leq \varepsilon_{td}$) である場合、コンクリートマトリックスのひび割れによる耐力の急激

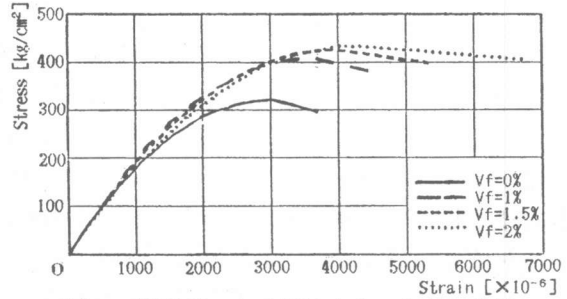


図1 提案式による圧縮応力-ひずみ曲線

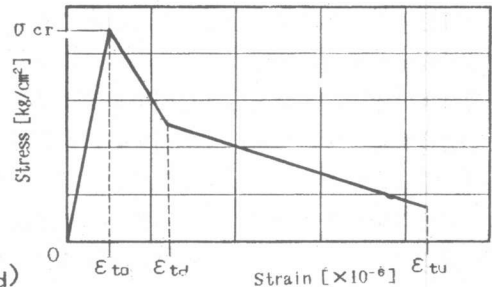


図2 引張コンクリートのモデル図

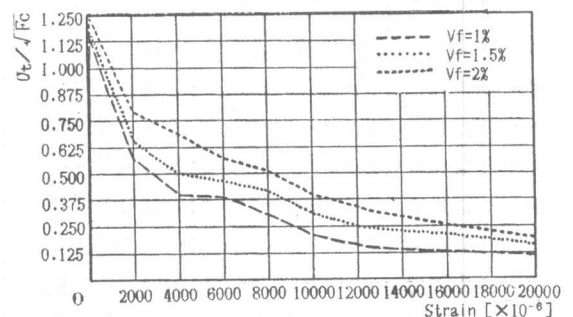


図3 $\sigma_t / \sqrt{F_c}$ -ひずみ曲線

な低下が生じ、測定速度による誤差の可能性があるため、その時の応力は取らない。図3に、各混入率相当本数に対する $\sigma_t/\sqrt{F_c}$ の平均値と各ひずみの値を結んだ $\sigma_t/\sqrt{F_c}$ -ひずみ曲線を示す。

この実験結果を基にThomasの引張強度式を修正し、ひび割れ前後の各領域における応力とひずみの関係を、次式で表す。図4に次式を用いたSFRCにおける引張応力-ひずみ曲線のモデル化を示す。

(I) $0 \leq \epsilon_t \leq \epsilon_{t0}$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{cr}}{\epsilon_{t0}} \epsilon_t \quad (3)$$

(II) $\epsilon_{t0} < \epsilon_t \leq \epsilon_{tu}$

$$\sigma_t = \frac{\sigma_{cr}}{1 + \{(20+2500\epsilon_t)\sqrt{(\epsilon_t - \epsilon_0)/(0.005+V_f^2)}\}} \quad (4)$$

ここに、 $\sigma_{cr} = (1.03+V_f/10)\sqrt{F_c}$

3. 非弾性理論解析

圧縮縁のコンクリートひずみ(ϵ_c)を決め、平面保持の仮定に基づき内部応力が釣り合うまで中立軸を変化させ計算を繰り返す。釣り合ったところでモーメント、たわみを計算する。この行程に従って ϵ_c を増分させ、曲げ挙動の解析を行う。下記に詳細を示す。

a) 平面保持の仮定

ひずみ分布は、終局時までSFRC断面において線形を保つ。これより、鉄筋及び鋼繊維補強コンクリートのひずみは、中立軸からの距離に比例する。

b) 釣り合い及びひずみの適合性

曲げ部材において、断面に作用する圧縮合力と引張合力は、釣り合い条件式より次式を満足しなければならない。

$$C_c + T_f + T_s = 0 \quad (5)$$

ここに、

$$C_c = b \int_0^{\epsilon_c} \sigma_c \frac{d\epsilon}{\phi} \quad (6) \quad T_f = b \int_0^{\epsilon_t} \sigma_t \frac{d\epsilon}{\phi} \quad (7) \quad T_s = E_s \epsilon_{ts} \cdot A_s \quad (8)$$

又、鋼繊維補強コンクリート及び鉄筋に対する応力とひずみの間には、適合性が保たれている

c) 曲げモーメント及びたわみ

中立軸に関する全モーメントは、コンクリートと鉄筋のモーメントの和として、次のように表される。

$$M = kcd \times C_c + \alpha \times kfd \times T_f + (d - X_n) \times T_s \quad (9)$$

又、モーメントと曲率の関係を用いてモールの定理による単純梁2点集中荷重の中央点たわみ

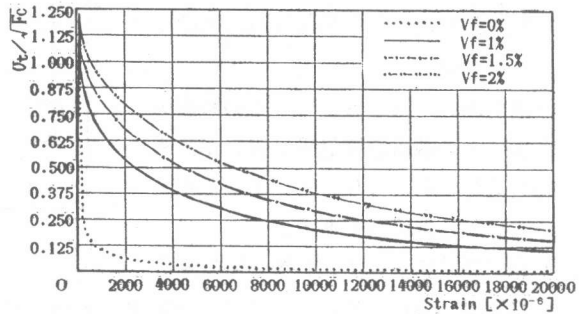


図4 提案式による引張応力-ひずみ曲線

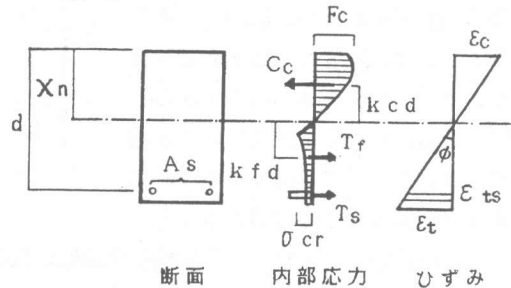


図5 SFRC梁における応力とひずみの関係

- d : 有効成
- X_n : 圧縮縁から中立軸までの距離
- ϕ : 曲率
- C_c : コンクリート圧縮合力
- T_f : コンクリート引張合力
- T_s : 鉄筋引張合力
- E_s : 引張鉄筋のヤング係数
- A_s : 引張鉄筋断面積
- kcd : 中立軸からコンクリート圧縮合力の図心までの距離
- kfd : 中立軸からコンクリート引張合力の図心までの距離

を求める。

4. 結果および考察

a) 断面寸法による補正係数および補強効果について

補正係数とは、SFRC梁の断面の大小により繊維補強効果に違いがみられることから、(9)式に示した引張合力に乗じた係数である。

補正係数を $\alpha = 1$ とし増分解析を行った結果、SF45、55シリーズにおいて荷重-たわみに関する実験値と理論値が比較的よく一致した。このことから、本報の増分解析に用いた応力-ひずみのモデル式は、実大及び準実大試験体については、十分有効なものであると判断できる。しかし、梁せいの小さなSF20~35シリーズは、同一たわみ時の荷重が実験値より小さな値となった。

そこで、降伏点荷重に対し、実験値と理論値がほぼ等しくなる補正係数を求め、この補正係数と梁せいとの関係をプロットしたものが図6である。この解析結果から、鋼繊維補強効果は梁せいが小さいほど大きくなる傾向を示していることが判る。

ここで、昨年報告した曲げ終局強度略算式から求めた、梁寸法に対する鋼繊維効果係数²⁾ 図7と比較すると、補正係数は実大に対して最大3.5倍であり、効果係数は最大3.9倍とほぼ同様な傾向を示している。従って、このことから補正係数 α は、単に実験値に理論値を合わせるということのみでなく、寸法効果を包含していると言える。これは、梁せいが小さいほどひび割れ幅が小さく繊維長30mmでも十分な引き抜き抵抗が得られるためと思われる。

b) 非弾性論解析について

図8にSFRCモデルを用いた非弾性理論によるSF45、55シリーズの増分解析結果を、又、表2に降伏点荷重に対する補正係数を用いた解析結果一覧を示した。

以下、初亀裂荷重時、降伏点荷重時、最大荷重時の解析結果および考察を述べる。

I) 初亀裂荷重時について

実験値と理論値を比較してみると、初亀裂荷重は梁せいの小さなものが比較的一致しているが、梁せいの大きなものでは理論値が実験値を上回っている。これは、鋼繊維の寸法効果によるものと考えられる。しかし、今回の解析において、降伏点における補正係数を用いたため、初亀裂時における明確な違いは得られなかった。

II) 降伏点荷重時について

実験値における降伏点荷重はSF20-15とSF55-15以外は鋼繊維を混入するほど大きな値を示した。これは鋼繊維の補強効果により、荷重が増大したものと考えられる。しかし、SF20-15とSF55-15は、おのおののシリーズの鋼繊維混入率(v_f) 1.0%の試験体より荷重が小さな値を示している。これはSF20-15の場合、試験体の大きさの割に鋼繊維量が大きく分散・配向がうまくいわず十分な

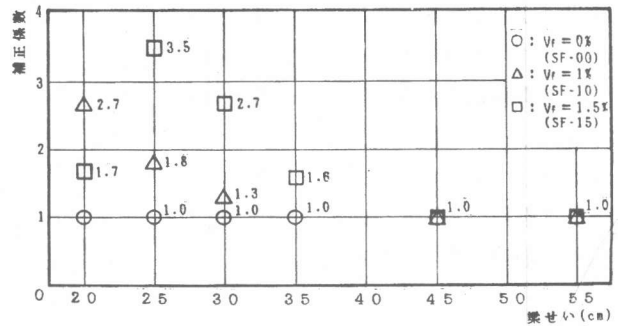


図6 梁せい-補正係数

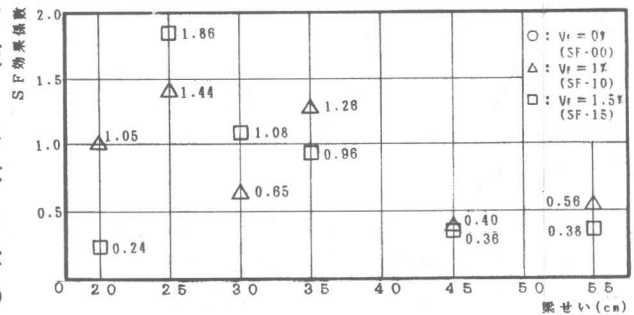


図7 梁せい-効果係数

補強効果が得られなかったと考えられる。この事は補正係数がSF20-15の場合、1.7とSF25-10やSF30のSFRCシリーズと同等な小さな値を示していることから判る。また、SF55-15は、試験体断面が大きく鋼繊維の補強効果が小さくなり、鋼繊維混入率による大きな違いが現れにくいと考えられることから、実験による誤差の範囲で小さくなったと考えられる。

実験値と理論値を比較すると、荷重は補正係数によって合わせているので非常によく一致するのは当然であるが、中央点たわみも、±20%に含まれており、比較的よく一致している。

III) 最大荷重時について

実験値と理論値を比較してみると、最大荷重は非常によく一致している。最大荷重の発現点は、プレーンコンクリートにおいて理論では、圧縮縁ひずみが 3000×10^{-6} を少し超えた当たり、つまり圧縮縁応力が最大応力を超えたことを表していることから、圧縮側の剛性が低下し始めると同時に終局状態になると考えられる。しかし、鋼繊維補強コンクリートの場合は、圧縮縁応力が最大になる前に引張縁ひずみが $3000 \sim 5000 \times 10^{-6}$ に達した時発現する。これにより、SFRCはコンクリートの引張剛性低下が急激でないために部材の剛性が高く保たれるが、引張縁ひずみが $3000 \sim 5000 \times 10^{-6}$ に達した時に圧縮剛性に対する引張剛性の低下が大きくなり、圧縮強度でなく引張強度によって最大強度が決まると考えられる。この事は、実大および準実大梁の曲げ実験による破壊状態が、RCの場合圧壊し、SFRCでは、鋼繊維による圧縮コンクリートの改善により圧壊の進行が遅れ、靱性の向上が見られると報告した事と一致する。

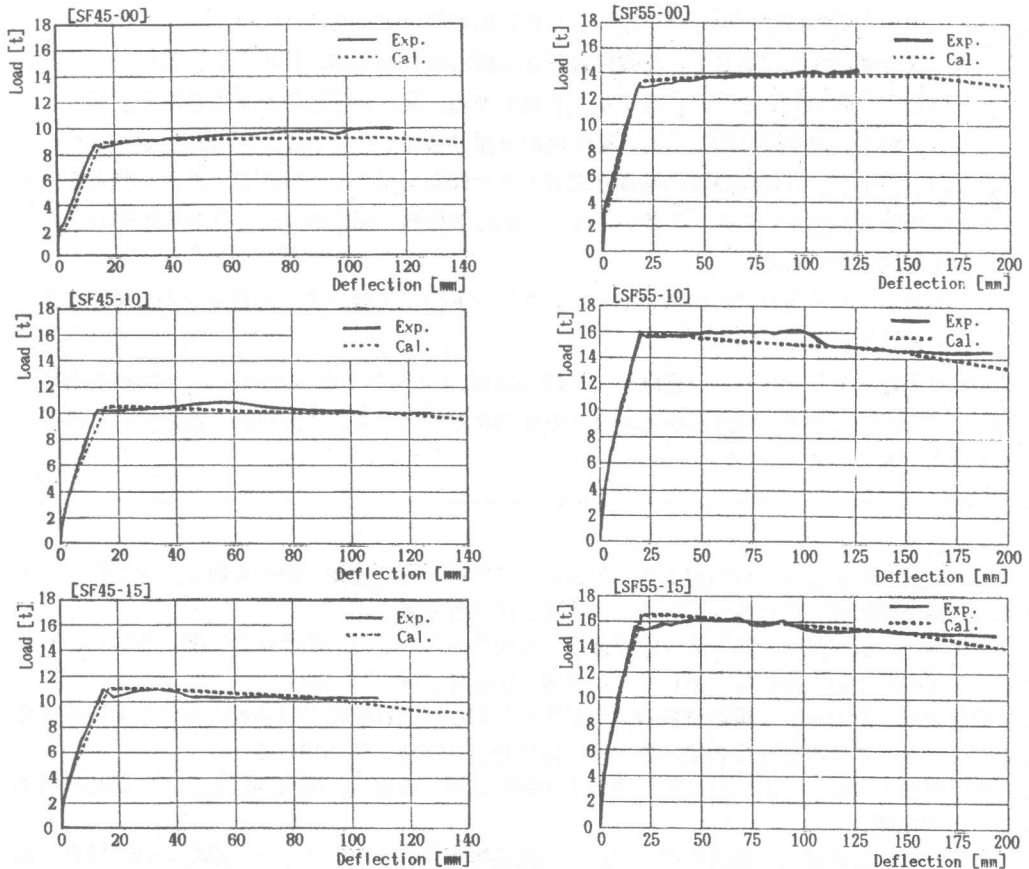


図8 荷重-たわみ解析結果

表2 解析結果一覧表

試験体名	初亀裂荷重時						降伏点荷重時						最大荷重時					
	実験値			解析値			実験値			解析値			実験値			解析値		
	荷重 (t)	中央点 たわみ (mm)	荷重 (t)	実/理	中央点 たわみ (mm)	実/理	荷重 (t)	中央点 たわみ (mm)	荷重 (t)	実/理	中央点 たわみ (mm)	実/理	荷重 (t)	荷重 (t)	実/理	1/200-比		
																圧縮縁	引張縁	
SF20-00	0.91	0.39	0.754	1.206	0.244	1.741	5.60	5.66	5.383	1.040	4.970	1.139	6.24	5.627	1.109	3050	13278	
SF20-10	1.41	0.56	1.325	1.064	0.349	1.605	6.85	5.76	6.846	1.001	5.814	0.991	6.35	6.854	1.014	2250	3448	
SF20-15	0.96	0.52	1.048	0.916	0.365	1.425	6.32	6.56	6.317	1.000	6.129	1.070	6.47	6.381	1.014	2900	5379	
SF25-00	1.41	0.42	1.156	1.220	0.203	2.069	10.58	5.13	10.714	0.987	4.103	1.250	11.01	11.216	0.982	3100	10308	
SF25-10	1.62	0.32	2.152	0.753	0.303	1.056	12.28	4.63	12.346	0.995	4.602	1.006	12.71	12.454	1.021	2650	5208	
SF25-15	1.64	1.22	2.513	0.653	0.328	3.720	13.90	6.75	13.937	0.987	5.290	1.276	14.11	14.076	1.002	3250	4272	
SF30-00	1.75	1.11	1.095	1.598	0.654	1.638	6.67	11.92	6.724	0.992	11.935	0.999	7.78	7.001	1.111	2550	12321	
SF30-10	1.67	1.34	1.194	1.399	0.780	1.718	7.45	11.41	7.631	0.976	14.167	0.805	8.40	7.678	1.094	2150	4563	
SF30-15	2.02	1.15	2.147	0.941	1.139	1.010	9.33	13.08	9.351	0.998	15.398	0.849	9.33	9.386	0.994	2400	3663	
SF35-00	0.98	0.55	1.194	0.821	0.721	0.763	7.30	16.64	7.343	0.994	12.205	1.363	7.76	7.692	1.009	3050	14765	
SF35-10	1.80	1.09	1.198	1.503	1.055	1.033	8.95	12.58	8.961	0.999	13.690	0.919	9.18	9.014	1.018	1350	3412	
SF35-15	2.38	1.06	2.135	1.115	1.045	1.014	9.44	12.17	9.674	0.976	13.774	0.894	9.51	9.711	0.979	1900	3671	
SF45-00	0.60	0.20	1.894	0.317	1.027	0.195	8.75	13.44	8.963	0.976	15.666	0.858	10.09	9.255	1.089	3050	22730	
SF45-10	0.96	0.56	1.943	0.494	1.033	0.542	10.36	13.08	10.603	0.977	16.425	0.796	10.76	10.618	1.013	1400	3205	
SF45-15	0.85	0.32	2.098	0.405	1.094	0.203	11.00	14.56	11.098	0.991	16.635	0.875	11.01	11.157	0.987	1500	3410	
SF55-00	1.80	0.38	2.753	0.654	1.096	0.674	13.00	17.90	13.430	0.968	19.601	0.913	14.40	13.881	1.037	3050	22145	
SF55-10	1.70	0.96	2.811	0.605	1.317	0.729	16.00	20.01	15.775	1.014	20.671	0.968	16.26	15.808	1.029	1400	3131	
SF55-15	1.20	0.66	3.032	0.396	1.394	0.473	15.60	18.27	16.507	0.945	20.934	0.873	16.13	16.594	0.973	1550	3600	

5. まとめ

圧縮実験及び引張実験より得られた実験結果を基にSFCのモデル化を行い、それを使用した非弾性理論による梁の曲げ解析を行い、以下の事が明らかになった。

- (a) 実大及び準実大梁に対して、非弾性論による解析結果が全体としてよく一致していることから、実大梁に対してSFCモデルは有効である。又、補正係数が寸法効果を包含していることから、縮小梁に対しても、補正係数を掛け合わせるにより有効となる。
- (b) 梁せいが小さいほど鋼繊維の補強効果は大きな傾向を示すが、繊維の大きさや混入量に対して梁断面が小さい場合（梁せい20cm）、繊維の分散・配向がうまく行かず効果が小さくなる傾向がみられた。
- (c) 非弾性論による増分解析において、コンクリートの引張縁ひずみが3000~5000×10⁻⁶で最大曲げ強度となっている。

本解析に当たっては、SFCが繊維長（ l_f ）30mmによるものであるため、 $l_f=30mm$ を用いた梁に関してのみ行ったが、今後繊維長を変えたものに対するモデル化を行い、汎用性のあるものにする所存である。

<参考文献>

1. 槇谷栄次、町田恭一、峰善昭：逆T型SFRC部材の曲げ挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集 第10巻 第3号，1988年，PP.691-696
2. 町田恭一、槇谷栄次、岡本直、松原澄行：実大SFRCばりの曲げ挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文報告集 第11巻 第2号，1989年，PP.115-120
3. 槇谷栄次、町田恭一：鋼繊維補強コンクリートのひび割れ後の引張挙動に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集 第10巻 第2号，1988年，PP.619-622
4. 浅野俊和：SFRC梁のひび割れ後の曲げ挙動に関する研究，関東学院大学工学研究科修士論文 1989年度
5. 小林一輔、魚本健人、西村次男、古越仁：鋼繊維補強鉄筋コンクリート部材の曲げ特性に関する研究，鋼繊維コンクリートに関するシンポジウム 論文集 1984年2月 PP.39-46