

論文 端部フック形状と長さの異なる鋼繊維を使用した SFRC の力学特性

柳田 龍平*1・Norashikin Haron*2・中村 拓郎*3・二羽 淳一郎*4

要旨：端部フック形状と繊維長の異なる鋼繊維を使用した SFRC の力学特性を把握することを目的に、各種材料試験ならびにせん断補強筋の無い鋼繊維補強 RC(RSF)はりの載荷試験を実施した。鋼繊維混入率、端部フック形状および繊維長を変えて SFRC の引張軟化特性を材料試験結果から推定し、その引張特性が RSF はりのせん断耐力に与える影響を実験から明らかにした。また、RSF 部材に対する既往のせん断耐力算定式を用いて、繊維長 60 mm の鋼繊維を使用した RSF はりのせん断耐力を評価できることを示した。

キーワード：繊維補強コンクリート、端部フック形状、長大繊維、引張軟化曲線、せん断補強効果

1. はじめに

短繊維を用いた鋼繊維補強コンクリート(SFRC)は、普通コンクリートに比べて部材の曲げ強度や靱性、せん断耐力を改善できることが知られている。我が国では、1980 年代以降にコンクリートの破壊力学と数値解析を組み合わせた研究が進み、土木学会から発刊された「鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(以下、RSF 指針¹⁾)」に代表されるように、ひび割れ面における繊維の架橋効果を定量的に構造設計に取り込む考え方が示されてきた。これによって、トンネルのライニングや床版、あるいは舗装等の一部にのみ適用されてきた SFRC の利用の拡大が進み、その使用目的は PRC 橋梁のひび割れ幅の縮小やトンネル用セグメントの配力鉄筋の省略、コンクリートの剥落防止など多岐に亘っている²⁾。また、繊維長が長くなると、SFRC の曲げ耐力や靱性を改善できることが報告されている³⁾。これは、斜めひび割れの進展と拡幅によって脆性的に部材の機能が低下する斜め引張型の破壊挙動を示す RC 部材においても、鋼繊維を混入することでひび割れ面での繊維の応力分担によるせん断補強効果を期待できることを示している。

近年では端部フック形状を複雑かつより長くした鋼繊維も開発されてきており、このことは、SFRC における繊維とマトリックスの定着あるいは付着の改善による部材の曲げ靱性の改善やせん断補強効果の向上を期待させる。一方で、このような新しい繊維を用いた SFRC を構造部材に適用するためには、SFRC の力学特性を把握し、繊維補強による効果を定量的に評価する必要がある。

そこで本研究では、近年開発された繊維長 60mm の新しい端部フック形状を有する鋼繊維を使用した SFRC の力学特性を確認することを目的として、SFRC の繊維混入率、フック形状および繊維長を変化させた材料試験から引張軟化特性を確認した。また、材料試験において

SFRC の曲げ変形性能を著しく向上させた繊維長 60mm の鋼繊維のフック形状に着目し、その繊維を用いた RSF はりの載荷試験を行い、そのせん断補強効果を評価した。

2. SFRC の材料試験

2.1 供試体概要

(1) 使用材料ならびに配合

供試体の使用材料および配合をそれぞれ表-1、表-2

表-1 使用材料

材料	記号	物性等
セメント	C	早強ポルトランドセメント 密度 : 3.14g/cm ³
水	W	水道水
細骨材	S	表乾密度 : 2.61g/cm ³ 粗粒率 : 2.36
粗骨材	G	最大粒径 : 20mm 表乾密度 : 2.64g/cm ³
混和剤	Ad	ポリカルボン酸系高性能 AE 減水剤

表-2 配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				Ad (C×%)
		W	C	S	G	
50	50	175	350	872	883	0.35~0.9

表-3 材料試験ケース

供試体	繊維 両端 形状	繊維 混入率 f (vol.%)	繊維の物性		
			長さ (mm)	直径 (mm)	引張 強度 (MPa)
2E30-05		0.5	30	0.75	1225
2E60-05			60		1225
3E60-05				0.9	1800
4E60-05			2300		
2E30-10		1.0	30	0.75	1225
2E60-10			60		1225
3E60-10				0.9	1800
4E60-10			2300		

*1 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 修(工)(学生会員)

*2 元東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 修(工)

*3 東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 助教 博(工)(正会員)

*4 東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 教授 工博(正会員)

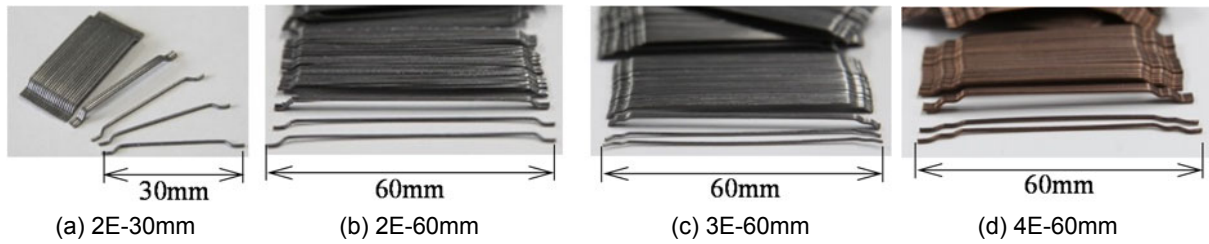


写真-1 使用した鋼繊維

に示す。コンクリートの設計圧縮強度は30MPaとした。SFRCの材料試験では、写真-1および表-3に示すように4種類の鋼繊維をコンクリート体積に外割で0.5%および1.0%の2水準の混入率で使用した。なお、本研究で使用する繊維長60mmの鋼繊維は、フック部分を含む繊維長が全て同一となっている。ただし、それぞれフック形状が異なるため、繊維長と直径が同一であっても繊維1本あたりの体積および質量がそれぞれ異なる。

(2) 供試体作製方法

材料試験に用いた圧縮・割裂引張試験用供試体および曲げ試験用切欠きはりに対しては、試験水準それぞれについて同一バッチのSFRCを使用した。練混ぜ時にはコンクリートを先練りし、最後に繊維を分散させながら投入した。表-4に、各試験水準のスランブ試験結果を後述する強度試験結果と併せて示す。鋼繊維の混入により、試験水準によってSFRCの流動性が大きく変化することから、ワーカビリティ確保のための目標スランブを11cmとし、高性能AE減水剤を用いて流動性を調整した。打設後は7日間の湿潤養生を実施した。なお、切欠きはり供試体は100×100×400mmの角柱供試体とし、試験の前日にコンクリートカッターによって部分的に切欠きを導入した。

2.2 载荷試験の概要

(1) 強度試験

圧縮試験にはφ100×200mmの円柱供試体を用い、容量1000kNの耐圧試験機によって圧縮強度試験および静弾性係数試験を実施した。また、割裂引張試験にはφ100×100mmの円柱供試体を用い、载荷時に供試体端部中央の位置に载荷方向と直行するように貼付したひずみゲージのひずみが不連続になった時の引張応力をひび割れ発生強度として確認した。

(2) 切欠きはりの3点曲げ試験

JCI-S-002-2003「切欠きはりを用いた繊維補強コンクリートの荷重-変位曲線試験方法」に従い、切欠きはりを3点曲げ試験に供し、荷重-载荷点たわみ(*P-LPD*)曲線を求めた。試験中は、図-1に示すように、高感度変位計により*LPD*を測定し、*LPD*が10mmに到達した時点を試験終了とした。試験開始から終了まで、試験機の载荷板変位が0.3mm/minとなるように载荷速度を制御した。

表-4 スランブ試験結果と強度試験結果

試験水準	スランブ (cm)	圧縮強度 (MPa)	ヤング係数 (GPa)	ひび割れ発生強度 (MPa)
2E30-05	13.5	34.7	22.4	2.98
2E60-05	20.0	34.5	26.9	2.61
3E60-05	18.0	37.3	28.1	3.11
4E60-05	19.0	32.3	26.6	2.67
2E30-10	10.0	32.4	25.7	2.70
2E60-10	13.0	36.6	25.2	2.67
3E60-10	14.0	34.0	計測なし	2.99
4E60-10	14.5	33.7	28.6	2.56

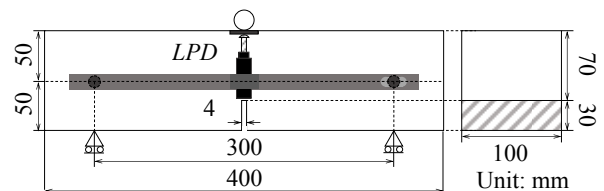


図-1 切欠きはりの3点曲げ試験

各試験水準の引張軟化曲線は、それぞれ供試体4体の平均となる*P-LPD*曲線から、日本コンクリート工学会で推奨されている、供試体中央に仮想ひび割れモデルを組み込んだFEMプログラム⁴⁾を用い、多直線近似法による逆解析によって推定した。ただし、2E30-05については曲げ試験用の供試体は3体のみであった。

2.3 材料試験結果

(1) 圧縮試験および割裂引張試験結果

各試験水準における圧縮・割裂引張試験結果を表-4に示す。圧縮強度、ヤング係数とひび割れ発生強度は、いずれも繊維長および端部フック形状の影響による有意な差は認められなかった。また、繊維混入率の増加によりSFRCの圧縮強度が変化する可能性がある。しかし、本研究で対象とした0.5vol.%, 1.0vol.%という混入率においては、SFRCの圧縮強度に有意な変化は認められなかった。

(2) 曲げ試験における荷重-変位関係

図-2および図-3に各供試体の曲げ試験で得られた*P-LPD*曲線を、表-5に最大荷重および同一*LPD*時の荷重の代表値を示す。*P-LPD*曲線は各試験水準の結果の平均を示している。繊維長30mmの繊維を用いた2E30は、いずれの繊維混入率においてもひび割れの発生と同時に最大荷重を示した。繊維長60mmの繊維を用いた供試体

表-5 3点曲げ試験結果

供試体	P_{max} (kN)	$P_{LPD=6mm}$ (kN)
2E30-05	4.9	0.9
2E60-05	6.7	4.5
3E60-05	6.7	3.5
4E60-05	7.2	3.3
2E30-10	4.8	1.5
2E60-10	11.4	7.3
3E60-10	9.4	5.3
4E60-10	9.2	3.8

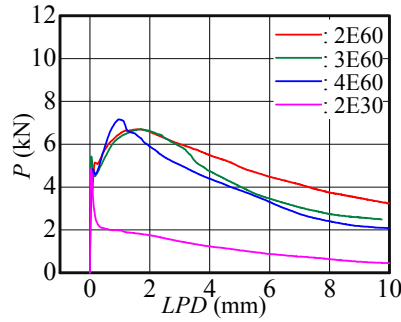


図-2 $f=0.5\text{vol.}\%$, P - LPD 曲線

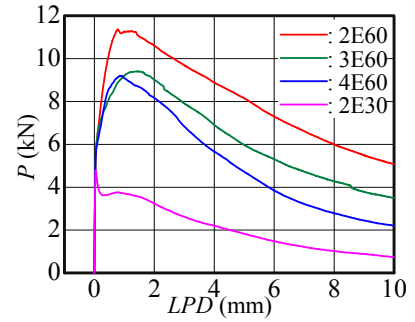


図-3 $f=1.0\text{vol.}\%$, P - LPD 曲線

表-6 破壊エネルギーと繊維本数

供試体	G_F (N/mm)	概算した 繊維本数
2E30-05	1.33	1414
2E60-05	9.35	723
3E60-05	7.40	501
4E60-05	7.64	511
2E30-10	3.04	2828
2E60-10	17.3	1447
3E60-10	11.1	1002
4E60-10	8.61	1021

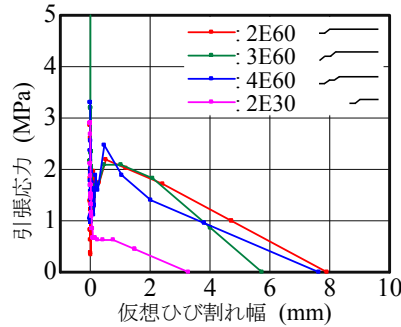


図-4 $f=0.5\text{vol.}\%$, 引張軟化曲線

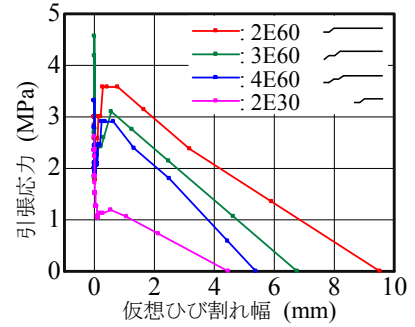


図-5 $f=1.0\text{vol.}\%$, 引張軟化曲線

は、繊維長 30mm の繊維を使用した供試体と比較して大きな最大荷重を示したことから、繊維長が長くなることで SFRC の曲げ耐力および靱性が向上することが既往の研究³⁾と同様に確認された。また、繊維長 60mm、繊維混入率が 0.5vol.% の場合、曲げ試験における最大荷重は繊維混入率が 1.0vol.% の際の値と比較して全て小さく、加えて、フック形状の違いが最大荷重とポストピークの曲げ靱性に与える影響も小さい。一方で 1.0vol.% の場合、繊維のフック形状が 2E から 4E まで変化するにつれ、最大荷重ならびにたわみが 6mm の時の荷重が小さくなっており、フック形状によってはりの曲げ挙動が変化することが確認された。以上の曲げ試験結果についての考察は、引張軟化特性についての考察とともに後述する。

2.4 引張軟化特性

(1) 繊維長の影響

表-6 に破壊エネルギー G_F の算出結果および切欠きはり内に存在する繊維の総数を概算した結果を示す。なお、前述のように、フック形状によって各繊維のフック部分の長さが異なることから、繊維 1 本分の重量は 2E60 で 0.217g、3E60 で 0.313g、ならびに 4E60 で 0.307g と、同一繊維長でも繊維 1 本分の重量が異なっていた。このため、繊維の本数は、配合から定まるはり内の繊維の総重量を、各繊維の 1 本分の重量で除して算出した。図-4 および図-5 に引張軟化曲線を示す。なお、引張応力が 0 になる点まで引張軟化曲線を導くことができなかったため、最終的に線形に応力が低下すると仮定し、推定した曲線の最終点とその直前の点の 2 点間の直線の傾きから、応力 0 点における仮想ひび割れ幅を仮定した。また、

本研究では、引張応力が 0 となる点までの引張軟化曲線下の面積を破壊エネルギー G_F として計算している。引張軟化曲線から、最もシンプルなフック形状の繊維を有する 2E シリーズの供試体に関しては、繊維長が 2 倍になったことで引張軟化曲線が大きく変化したことが確認され、その破壊エネルギーは著しく増大した。これは、ひび割れ面を架橋した繊維のコンクリートとの付着長さが大きくなったことに起因していると考えられる。

(2) 端部フック形状の影響

繊維長 60mm の繊維を使用した全ての試験水準において、その引張軟化曲線は、ひび割れの発生に伴う一時的な応力開放の後に 2MPa 以上の 2 次ピークまで引張応力が増大し、最後に徐々に応力低下する結果となった。また、繊維混入率 f によらず、2E 供試体で最も大きな破壊エネルギーとなった。一方で、図-4 の $f=0.5\text{vol.}\%$ の際、最終的な軟化の直前に見られる引張応力の 2 次ピークの値には、フック形状による大きな差は認められない。これと同様に、曲げ試験の際にも、最大荷重がフック形状に応じてそれほど変化しないことが確認されているため、 $f=0.5\text{vol.}\%$ の場合においては、繊維のフック形状が SFRC の曲げ強度あるいは軟化後の 2 次ピークにおける引張応力に与える影響は小さいと考えられる。

一方で、図-5 より、繊維混入率が 1.0vol.% の場合においては、引張軟化曲線における 2 次ピークの引張応力はフック形状によって変化し、2E, 3E, 4E の順となった。しかし、表-6 に示すはり内の繊維の本数は 2E の場合で最も多く、ひび割れ面を架橋する繊維の本数も同様に 2E の場合で多くなっていると考えられるため、軟化後の引

張応力の2次ピークは、フック形状よりも架橋繊維の本数に影響されている可能性がある。加えて、4E60-10では破壊エネルギーが8.61N/mm、2E60-10ではその2.0倍の17.3N/mmとなった。この傾向は引張軟化曲線においても現れており、フック形状が2E、3E、4Eと変化することで、最終的な軟化勾配も次第に急になっていった。

3. RSF はりの載荷試験

3.1 RSF はりの載荷試験概要

(1) 供試体概要

RSF はりに使用したコンクリートは前述の2E60-10、4E60-10の2水準とした。また、設計圧縮強度30MPaの普通コンクリートを用いたRCはりも作製した。表-7に供試体諸元を、図-6に作製したはりの供試体概要を示す。供試体は、せん断スパン a が350mm、有効高さ d が125mm、幅が100mmであり、せん断スパン有効高さ比 a/d は2.8である。はり断面には、引張鋼材として降伏強度が541MPaである公称直径19.1mmのねじ節異形棒鋼を2本配置し、はりの引張鋼材比を4.58%とした。なお、引張鋼材の両端部にアンカープレートとナットを配置し、コンクリートとの定着を確保した。また、鋼繊維のせん断補強効果のみを検討対象としたため、せん断スパン内にせん断補強鉄筋を使用しないRSFはりとした。

(2) 載荷方法および測定項目

RSF はりの載荷試験では、容量2000kNの耐圧試験機によって静的4点曲げ載荷を行った。載荷板幅は65mm、支承板幅は50mmとし、2枚のテフロンシートの上にグリスを挟んだ減摩パッドを支承板と供試体の間に挿入することで、支点部の拘束を低減した。載荷中は、荷重と支間中央におけるはりの鉛直方向変位を計測し、引張鋼材の降伏および曲げ圧縮域コンクリートの圧壊の有無を確認するために、はりの軸方向中央部において引張鋼材ひずみおよび上縁部コンクリートのひずみを計測した。

3.2 RSF はりに対する鋼繊維のせん断補強効果の評価

本研究では、対象としているRSFはりのせん断耐力 V_u はコンクリート分担分 V_c と鋼繊維の分担分 V_f の和として算出できるものと仮定し、式(1)により実験におけるせん断耐力の鋼繊維分担分 V_{f_exp} を算出した。なお、せん断耐力のコンクリート分担分の計算値 V_{c_cal} については、式(2)に示す二羽らの式⁵⁾を用いた。

$$V_{exp} = V_{c_cal} + V_{f_exp} \quad (1)$$

$$V_{c_cal} = 0.20 f_c'^{\frac{1}{3}} p_w^{\frac{1}{3}} \left(\frac{d}{1000} \right)^{-\frac{1}{4}} \left(0.75 + \frac{1.4}{a/d} \right) b_w d \quad (2)$$

ここで、 f_c' : コンクリートの圧縮強度(MPa)、 p_w : 引張鋼材比($p_w \leq 3.0$)、 d : 有効高さ(mm)、 a/d : せん断スパン比、 b_w : 断面幅(mm)である。ただし、引張鋼材比が3.0%を超

表-7 供試体諸元

h (mm)	d (mm)	b_w (mm)	a (mm)	a/d	p_w (%)
150	125	100	350	2.8	4.58

h : はり高さ、 d : 有効高さ、 b_w : ウェブ幅、 a : せん断スパン、 a/d : せん断スパン比、 p_w : 引張鋼材比

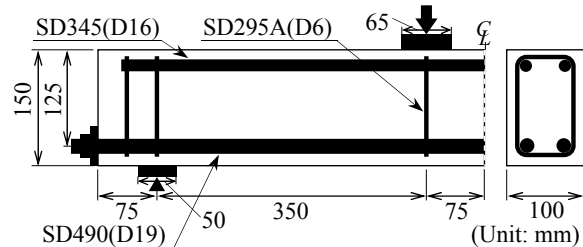


図-6 供試体概要

過しているため、二羽らの研究⁵⁾を参考に $p_w=3.0\%$ として計算した。

一方、鋼繊維の混入率が1.0~1.5vol.%の場合には、RSF 指針¹⁾によって式(3)および式(4)のせん断補強鉄筋を用いないRSF部材のせん断耐力算定式が規定されている。

$$V_{cal} = (1 + \kappa) V_{c_cal} \quad (3)$$

ここで、 κ : 鋼繊維によるせん断強度の増加を考慮する係数(=1.0)、 V_{c_cal} : せん断耐力のうちのコンクリート分担分の計算値(kN)である。

そこで、鋼繊維のせん断補強効果を式(1)により直接的に評価することに加え、RSF 指針¹⁾のせん断耐力算定式(式(3))、および鋼繊維によるRSFはりのせん断補強効果を示す指標として、せん断強度増加係数の実験値(κ_{exp})を検討に使用した。この実験値 κ_{exp} は、せん断耐力の実験値を用いて式(4)により算出した。

$$\kappa_{exp} = \frac{V_{exp} - V_{c_cal}}{V_{c_cal}} \quad (4)$$

なお、式(3)および式(4)においても、せん断スパン有効高さ比の影響を考慮し、せん断耐力のうちのコンクリート分担分の計算値に二羽らの式⁵⁾を用いた。

3.3 載荷試験結果

(1) 荷重-変位関係およびせん断耐力

図-7に荷重-変位関係を示す。本実験における斜めひび割れ発生荷重は、ひび割れの目視確認および斜めひび割れ発生に伴う一時的な荷重の停滞あるいは低下を確認し総合的に判断した。RSF供試体は斜めひび割れの発生まではほとんど線形に挙動し、その後剛性が変化し緩やかに荷重が増加した後、最終的に徐々に荷重が低下した。また、鋼繊維の混入によって、RSF供試体は繊維無補強のRC供試体と比べて著しく耐力が向上していること、引張軟化曲線の推定結果と同様にRSF2E60供試体はより大きなせん断耐力を有することがそれぞれ確認された。さらに、いずれのRSFはり供試体も、最大荷重直前からポストピークにかけて、緩やかに荷重が増加から低

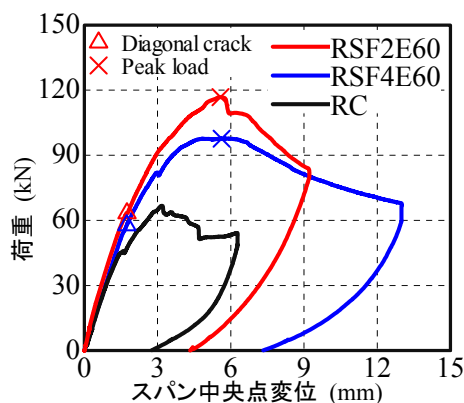


図-7 荷重-変位関係

表-8 セン断耐力の実験値および計算値

供試体	f_c' (MPa)	V_{c_cal} (kN)	V_{f_exp} (kN)	V_{exp} (kN)	V_{cal} (kN)	κ_{exp}	V_{exp}/V_{cal}
RSF2E60	38.1	25.5	32.9	58.4	51.0	1.29	1.14
RSF4E60	35.9	25.0	23.9	48.9	50.0	0.96	0.98
RC	37.7	25.4	—	33.4	25.4	—	1.31

V_{c_cal} : セン断耐力のうちのコンクリート分担分の計算値,

V_{f_exp} : セン断耐力のうちの鋼繊維分担分($=V_{exp} - V_{c_cal}$),

V_{exp} : セン断耐力の実験値,

V_{cal} : RSF 指針式を準用したセン断耐力の計算値(ただし, $\kappa=1.0$),

κ_{exp} : セン断強度増加係数の実験値

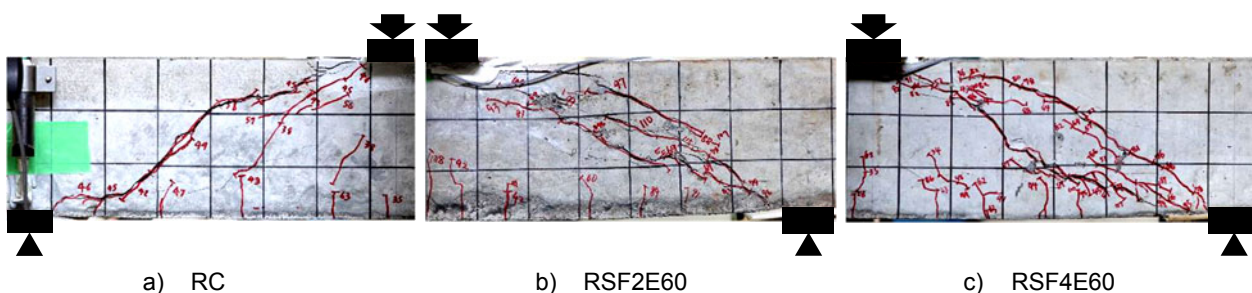


図-8 最大荷重到達直後のひび割れ性状

下に移行する傾向にあり, 特に RSF4E60 供試体は RSF2E60 供試体と比較して一層靱性に富む破壊挙動を示した。なお, いずれの供試体においても, 最大荷重に至るまで引張鋼材の降伏ならびに圧縮縁コンクリートの圧壊は確認されていないため, 供試体は斜め引張破壊型のセン断挙動を示したと考えられる。

表-8 に, 実験で得られたセン断耐力, ならびに RSF はりに対する鋼繊維のセン断補強効果の評価方法(式(1)~(4))に従って算出したセン断耐力およびセン断強度増加係数の計算値を, 圧縮強度とともにそれぞれ示す。RSF 指針を準用して求めたセン断耐力は実験値と概ね一致した。セン断耐力の実験値とコンクリートが受け持つセン断耐力分担分の差から算出された鋼繊維が分担するはりのセン断耐力 V_{f_exp} は RSF2E60 の場合で 32.9kN, RSF2E60 の場合で 23.9kN となった。同様に式(4)で算出された鋼繊維によるセン断強度増加係数 κ_{exp} は, RSF2E60 の場合に 1.29 となった。この値は RSF 指針¹⁾で繊維混入率 1.0~1.5vol.%の鋼繊維補強コンクリートに対して規定されている $\kappa=1.0$ よりも大きいため, 繊維混入率 1.0vol.%でも優れたセン断補強効果を発揮できることが確認されたといえる。また, 繊維の端部フック性状が異なる RSF4E60 の場合には $\kappa=0.96$ となり, この供試体についてもほぼ規定値に近いセン断補強効果が認められた。

以上のことから, 本実験で使用した繊維長 60mm の新しい鋼繊維についても, RSF 指針¹⁾におけるセン断耐力評価手法を適用可能と考えられる。また, 引張軟化特性についても述べたように, 繊維長 60mm の最もシンプル

な端部フック形状を有する鋼繊維を使用した SFRC は, ひび割れ面の架橋による引張力の伝達能力に優れていると考えられる。そのため, RSF はりの載荷試験においても, ひび割れ面を架橋する鋼繊維がひび割れの進展と開口を抑制し, 引張力を伝達することで, はりの耐力と靱性に大きく貢献していたと考えられる。

(2) 破壊性状

図-8 に, 各供試体の最大荷重到達直後のひび割れ性状を示す。ひび割れの進展状況は試験体ごとに異なっていたため, 以下に終局までの過程をそれぞれ示す。RC 供試体では, ウェブの高さ中央付近から発生した斜めひび割れが載荷点と支点を結ぶように進展し, 最終的に 1 本のひび割れが開口して破壊に至る斜め引張型の破壊性状となった。RSF2E60 供試体では, RC 供試体と同様にウェブから発生した斜めひび割れが載荷点および支点の方向に進展するものの, 荷重が 90kN を超えてその進展が停滞した後に, 斜めひび割れの上部に第 2 の斜めひび割れが発生した。また, 2 本の斜めひび割れの間にひび割れ間隔が 10~20mm 程度の多数の分散したひび割れを生じながら荷重が増加し, 最終的には 2 本の斜めひび割れのうち, 上部に生じていた上に凸の形状の斜めひび割れが載荷点まで一気に進展し, 斜め引張型の破壊を呈した。さらに最大荷重以降, この破壊に支配的であった上に凸の形状のひび割れが大きく開口しながら急激に荷重が低下した。一方, RSF4E60 供試体では, 最初にウェブに発生した斜めひび割れから支点に向かってひび割れが分散して発生し, その後, 斜めひび割れの上部に第 2 の斜め

ひび割れが発生した。また、最大荷重の直前の荷重レベルである 92kN を超えた段階から、斜めひび割れの進展よりも開口が顕著になり、最大荷重に至るまで載荷点に斜めひび割れが到達しなかった。最終的には、最大荷重を迎えると同時に、2 本の斜めひび割れが開口する斜め引張型の破壊性状であったものの、この最大荷重を経た後もほとんど一定の荷重を保ちながら変形が進み、スパン中央点変位が 6mm を超えたところで緩やかな荷重の低下に移行した。その後は 2 本の斜めひび割れがともにゆっくりと開口していき、緩やかに荷重が低下した。

RSF2E60 供試体では、2 本の斜めひび割れ間に多数のひび割れが生じていたことから、繊維長 60mm の鋼繊維がひび割れの分散性を向上させたと考えられる。また、そのひび割れ間隔(10~20mm)は繊維長の 3 分の 1 以下であったため、それぞれの鋼繊維で複数本のひび割れを架橋し、引張応力を伝達したと考えられる。

一方で、より複雑な端部フック形状の繊維を使用した RSF4E60 供試体に関して、最大荷重の前後で緩やかな荷重-変位関係を示した理由としては、はりのせん断挙動が、斜めひび割れの開口に支配されていたことが挙げられる。鋼繊維とせん断補強筋を併用した RSF はりのせん断耐力に関する既報の研究⁹⁾によれば、斜めひび割れ角度が比較的小さかったはりに関しては斜めひび割れが載荷点まで到達せず、斜めひび割れの開口により緩やかに荷重が低下したと報告されている。本研究でも、RSF4E60 供試体に関しては最大荷重の前後において斜めひび割れの進展よりも開口が顕著であったため、鋼繊維の抜け出しに伴い、ひび割れがゆっくりと開口したことで、荷重が緩やかに低下したと考えられる。ただし、4E60-10 シリーズの最終的な引張軟化の勾配は比較的大きかったにもかかわらず、載荷試験における RSF4E60 の破壊挙動は最も靱性に優れるものであった。これについては、切欠きはりと RSF はりにおける繊維の配向の違いが影響として考えられるため、今後の課題としたい。

4. 結論

本研究では、繊維混入率、繊維長および鋼繊維の端部フック形状が SFRC の力学特性に及ぼす影響を確認するための材料試験、ならびに SFRC のせん断補強効果を確認するための鋼繊維補強鉄筋コンクリート(RSF)はりの載荷試験を行った。得られた知見を以下に示す。

- 1) 鋼繊維の繊維長が長くなることで、3 点曲げ試験における曲げ耐力および靱性が大きくなった。推定した引張軟化曲線から算出した破壊エネルギーは、繊維長が 30mm から 60mm になると 5 倍以上まで向上した。
- 2) 鋼繊維の端部フック形状が SFRC の引張軟化特性に

与える影響は繊維混入率によって異なり、0.5vol.% と小さい場合には有意な影響は確認されなかった。繊維混入率を 1.0vol.%とした場合には、繊維のフック形状が 4E, 3E, 2E と変化するにつれ、曲げ変形性能が大きくなる傾向が確認された。特に、最もシンプルな形状の鋼繊維を用いた 2E60-10 供試体では、引張軟化曲線における引張応力の 2 次ピークが大きく、最終的な軟化の勾配が緩やかになった。

- 3) 端部フック形状の複雑な新しい鋼繊維においても、RSF はりにおけるせん断補強効果が認められた。また、繊維長が 60mm の鋼繊維を使用した RSF はりのせん断耐力は、既存の RSF 指針¹⁾における RSF 棒部材のせん断耐力算定手法を準用することができ、計算値は実験におけるはりのせん断耐力を概ね評価できた。
- 4) RSF はりのせん断挙動は使用した鋼繊維の端部フック形状によって変化し、繊維の端部フック形状がシンプルなほど、繊維混入によるウェブ部コンクリートのひび割れ分散性の向上が確認された。
- 5) 端部フック形状が複雑な新しい繊維を用いた RSF はりでは、せん断破壊性状に対してひび割れの開口が支配的になり、鋼繊維が架橋している斜めひび割れの開口に伴って荷重が緩やかに低下する靱性に富んだ破壊挙動を示した。

参考文献

- 1) 土木学会：鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(案), コンクリートライブラリー, No.97, 1999.11
- 2) 例えば, 土木学会：コンクリート技術シリーズ 106 繊維補強コンクリートの構造利用研究小委員会成果報告書, pp.II-125, 2015.8
- 3) Jongvivatsakul, P., Matsumoto, K., Niwa, J., “Shear Capacity of Fiber Reinforced Concrete Beams with Various Types and Combinations of Fibers”, Journal of JSCE, Vol.1, No.1, pp.228-241, 2013.
- 4) 引張軟化曲線多直線近似解析ダウンロード用プログラム http://www.jci-net.or.jp/jci/study/jci_standard/kitsutaka_dl.html (最終検索日：2017 年 1 月 11 日)
- 5) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村 甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, 第 372 号, V-5, pp.167-176, 1986.8
- 6) 木村利秀, 三木朋広, 二羽淳一郎：鋼繊維とスターラップによりせん断補強された RC はりのせん断耐力に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.1417-1422, 2007.6