鋼繊維補強コンクリートの引張およびせん断特性とモデル化

椿 龍哉^{*1}・Sunaryo Sumitro^{*2}・庄司 宏臣^{*3}

概要 引張およびせん断を受ける鋼繊維補強コンクリートのひび割れ後の変形特性を実験により調べ、そのモデル化を行った。コンクリートは高強度を対象とし、鋼繊維のひび割れ面に対する角度を主なパラメータとした。実験より、引張に対する挙動には、繊維方向角が影響し、繊維がひび割れ面に垂直でない場合は、最大耐力が低下すること、また、せん断に対しては繊維方向がせん断方向と逆向きの場合、全体の剛性と最大耐力が低下することが明らかになった。これらの実験結果は多直線型非線形モデルと並列モデルの併用により表現できることがシミュレーションにより確認された。

キーワード: 鋼繊維補強コンクリート, 引張, せん断, 力学特性, モデル化

1. はじめに

鋼繊維補強コンクリート (SFRC) は、コンクリートの脆的な力学特性を改良したすぐれた材料と考えられる。コンクリートの引張特性の改善には鋼繊維による補強が有効であることが示されているが、その補強機構には解明されていない点が多い。コンクリート構造物の高性能化には、コンクリートの高強度化、高靱性化が必要であり、鋼繊維補強コンクリートの利用が考えられるが、鋼繊維補強コンクリートを構造用コンクリートとして用いるためには、その補強機構を明らかにし、変形特性を把握することが重要である。

鋼繊維補強コンクリートを用いた構造の挙動を解析するためには、その構成則が必要である。微視的モデルを用いた構成モデルが提案されているが¹⁾、より精緻なモデル化のためには鋼繊維補強コンクリートの種々の荷重下における挙動を明らかにする必要がある。

鋼繊維補強コンクリートの引張特性に関しては、これまでに両引き試験による実験結果が報告されている^{2), 3)}。また、繊維方向角の影響については、引張載荷に対する挙動が報告されている^{4)~6)}。さらに、鉄筋を鋼繊維の代わりに用いた直接せん断実験で繊維方向角の影響を調べた例もある⁷⁾。しかし、同一種類の鋼繊維について、引張とせん断に対する変形挙動を調べた研究はみられない。

そこで、本研究では、鋼繊維補強コンクリートの引張変形特性とせん断変形特性を鋼繊維の繊維方向角、繊維間隔、および母材の強度をパラメータにして実験的に検討する。また、それらの力学特性のモデル化を行う。本研究では、鋼繊維補強コンクリートがひび割れた後の挙動に特に着目し、ひび割れを想定した不連続面を含む供試体を用いて一軸引張とせん断に対する挙動を実験的に検討する。また、変形特性のモデル化については、引張変形特性に対して鋼繊維周辺の付着破壊の微視的機構の解析を行った研究⁸⁾が報告されているが、本研究では、上記の実験結果をもとに、多直線型モデル⁹⁾を構築し、シミュレーションによりモデル化の妥当性の検証を行う。

2. 実験概要

2.1 一軸引張試験

(1) 使用材料

使用材料は表-1に示される。セメントは普通ポルトランドセメント、細骨材は最大寸法 5 mm の川砂である。鋼繊維はインデント加工されたカットワイヤ (直線型) である。鋼繊維の形状は図-1に示される。また、供試体内部を均一な状態にするため粗骨材は使用せず、母材はモルタルとした。

(2) 供試体と配合

一軸引張を受ける鋼繊維補強コンクリートは、図-2に示すように、ひび割れが貫通した後、鋼繊維の架橋作用により引張力を受け持つことができる。コンクリートのひび割れの制御等には、鋼繊維のひび割れ後の変形挙

*1 横浜国立大学助教授 工学部建設学科 (正会員)

*2 横浜国立大学大学院 (正会員)

*3 横浜国立大学大学院 (現在、日本道路公団) (正会員)

材 料	種 類 (主成分等)
水	上水道水 (20℃)
セメント	普通ポルトランドセメント (比重: 3.16)
細 骨 材	川砂 (表乾比重: 2.46, 粗粒率: 2.28)
混 和 剤	AE 減水剤 (アニオン型特殊高分子活性剤)
鋼 織 維	φ0.55 (換算径)×25 mm カットワイヤ (インデント加工付, 引張強度 100 kgf/mm ²)

Figure 1 illustrates the dimensions of the specimen. The top view shows a square specimen with a grid of 7x7 dots, indicating a total width of 140 mm (20 mm x 7) and a total height of 140 mm (20 mm x 7). The side view shows a cross-section with a central core of 15 mm diameter and a total height of 150 mm. The front view shows a cross-section with a central core of 15 mm diameter and a total width of 150 mm. The labels '上部ブロック' (Upper Block), '鋼繊維' (Steel Fiber), and '下部ブロック' (Lower Block) are used to identify the different parts of the specimen.

図-3 一軸引張試験の供試体

図-4 一軸引張試験の供試体の鋼繊維方向

モルタルの配合は表-2 に示すとおりである。高強度コンクリートを想定し、水セメント比 (W/C) は 30% である。練混ぜにはオムニミキサーを用い、練混ぜ時間は 4 分である。供試体は、それぞれの種類ごとに 3 体ずつ作製した。

(3) 載荷方法

一軸引張試験の載荷方法は、図-5 に示すとおりである。供試体の上部ブロックの突起部を下部載荷治具で支持し、下部ブロックの突起部を上部載荷治具で押し下げることにより、不連続面の鋼繊維に引張力を与える。不連続面における上部ブロックと下部ブロックの相対変位は上下2本の変位計で相対する2つの側面で計測した。荷重はアムスラー型万能試験機で載荷し、下部載荷治具の下に設置したロードセルで計測した。載荷速度は、最大荷重までは、繊維1本当りの荷重速度が平均で0.025 kgf/s となるように調節した。この値は、繊維の付着試験方法¹⁰⁾の載荷速度の約1/3に相当し、急激な変形を防ぐために設定した。

2.2 せん断試験

(1) 使用材料

使用材料は、モルタルと鋼繊維ともに、一軸引張試験

表-2 供試体と配合

実 験	供 試 体 ¹⁾	鋼 繊 維 の 配 置			水セメント比 W/C (%)	砂セメント比 S/C	単 位 量 (kg/m ³)		
		本数 ²⁾	間 隔 (mm)	角 度 (度)			水 W	セメント C	砂 S
一 軸 引 張	TH-32-0	32	20, 10	0	30	1.0	292	974	974
	TH-32-45			45					
せ ん 断	SH-64-0	64	10	0	30	1.0	292	974	974
	SH-64-45	64	10	-45					
	SH-64+45	64	10	+45					
	SH-256-0	256	5	0					
	SN-64-0	64	10	0	50	2.0	305	610	1220

【注】 1) 供試体記号：(一軸引張 *T*, せん断 *S*) (高強度 *H*, 普通強度 *N*)-(繊維本数)-(繊維方向角 θ [図-7, 12, 13 参照])
 2) せん断の場合は1つのせん断面の本数を表す。

図-5 一軸引張試験の荷重方法

の供試体に用いられたものと同じである (表-1, 図-1 参照)。

(2) 供試体と配合

鋼繊維補強コンクリートがせん断を受ける場合、図-6 (a, b) に示すように、せん断力によりせん断面が形成され、その後、鋼繊維がコンクリートのせん断面における摩擦や骨材のかみ合いによるせん断伝達機構とともに、せん断力を伝達すると考えられる。ここでは、鋼繊維のせん断に対する基本的な変形特性を調べるために、図-6 (c) に示すように、あらかじめ設けられた不連続面 (以下、せん断面という) に、所定の繊維方向角で、せん断面の両側の付着長が等しくなるように鋼繊維を格子状に配置した供試体を用いた。供試体寸法は 100×100×400 mm の直方体である。供試体の種類を図-7 と表-2 に示す。せん断面は 2 面せん断を行うため、2 箇所設けた (図-8 参照)。鋼繊維の本数は 8 行 8 列の 64

図-6 せん断を受ける鋼繊維補強コンクリート

図-7 せん断試験の供試体

本 (繊維間隔 10 mm) と 16 行 16 列の 256 本 (繊維間隔 5 mm) の 2 種類である。繊維方向角は、供試体水平軸に対して、 $\theta=0^\circ$, $\theta=+45^\circ$, $\theta=-45^\circ$ の 3 種類である。また、モルタル強度は高強度と普通強度の 2 種類である。高強度の場合、水セメント比 (*W/C*) は 30%、普通強度の場合、水セメント比は 50% である。

図-8 セン断試験の荷重方法

鋼繊維をせん断面に配置するために、供試体は中央部打設1日後に両端部を打設し、湿気養生の後、材齢2日で脱型後、材齢28日まで標準養生(20℃水中)を行った。なお、せん断面には、ビニールシートを2枚はさむことにより、せん断面間における付着を切った。鋼繊維の配置方法は一軸引張試験の場合と同様である。また、モルタルの練混ぜ時間、各々の種類ごとの供試体の個数は一軸引張試験の場合と同じである。

(3) 荷重方法

せん断試験では、繊維補強コンクリートのせん断強度試験方法¹⁰⁾にしたがい、図-8に示す鋼製治具を用いて、アムスラー型万能試験機により荷重した。荷重速度は一軸引張試験と同様に調節した。変位は、下部荷重治具設置面を基準にして供試体中央部の値を変位計により測定した。

3. 実験結果

3.1 材料特性

供試体に用いたモルタルの圧縮強度は、直径50mm高さ100mmの円柱供試体で求めた。平均値は、高強度の場合551 kgf/cm²、普通強度の場合328 kgf/cm²であった。

3.2 一軸引張試験結果

一軸引張に対する引張力と軸方向変位の関係は図-9

に示される。引張力は供試体全体に作用している荷重であり、変位は2つの相対する側面における不連続面での相対変位の平均値である。繊維方向角が45°の場合、0°のものよりも最大荷重は小さいことがわかる。低減率は26%である。最大荷重時の変位はほぼ同じで約1mmである。最大荷重に至るまでの非線形性と最大荷重後の軟化挙動がみられる。

最大荷重を繊維本数で割った値を鋼繊維1本当たりの付着強度とすると、繊維方向角が $\theta=0^\circ$ の場合、14.1 kgf、 $\theta=45^\circ$ の場合、10.4 kgfである。

供試体の破壊状況は表-3に示される。鋼繊維はすべて引抜けによる破壊を示しており、破壊様式としてはどちらの供試体も引抜型として分類できる。

繊維方向角が $\theta=45^\circ$ の場合、繊維付根部分のモルタル(母材)の損傷が $\theta=0^\circ$ の場合よりも大きく、損傷部分が隣接する2,3本の鋼繊維を含む大きさのものもみられた。このような、繊維付根部分のモルタルの局部的破壊が鋼繊維の引張に対する剛性と強度を低減させる要因として考えられる。

3.3 セン断試験結果

2面せん断を受ける場合の供試体左右の各せん断面に

図-9 引張力と軸方向変位の関係

表-3 供試体の破壊状況

実 験	供 試 体	鋼 繊 維 の 破 壊 状 況 ¹⁾				鋼繊維の付根部 モルタルの破壊 ²⁾
		引 抜 (%)	引抜破断 (%)	破 断 (%)	様 式	
一 軸 引 張	TH-32-0	100	0	0	引抜型	小
	TH-32-45	100	0	0	引抜型	大
せ ん 断	SH-64-0	50	47	3	混合型	小
	SH-64-45	86	12	2	引抜型	大
	SH-64+45	27	70	3	混合型	大
	SH-256-0	6	79	15	破断型	小
	SN-64-0	100	0	0	引抜型	大

[注] 1) 「破断」は鋼繊維の破断長が1mm以下、「引抜破断」は破断長が1mm以上、「引抜」は鋼繊維の破断長が5mm以上のものを含む。

2) 供試体不連続面に対するモルタル破壊部の投影形状を目視により楕円近似して、長軸の平均長さが5mm以上を「大」、5mm未満を「小」とする。

作用する平均せん断力と平均せん断変位の関係を図-10、図-11に、また、供試体の破壊状況を表-3に示す。

図-10には、モルタルの強度および繊維本数と間隔の影響を示す。どの供試体でも、せん断力は最大値に達した後、減少して軟化を示すことがわかる。供試体SH-64-0と供試体SN-64-0を比較すると、最大せん断力はほぼ同じであるが、最大せん断力時のせん断変位に差があることがわかる。高強度の場合、最大せん断力時のせん断変位が1.5 mmであるのに対し、普通強度の場合、3.5 mmである。供試体SN-64-0では鋼繊維がすべて引抜破壊しているのに対し、供試体SH-64-0では、50%が引抜破壊、47%が引抜破断破壊、3%が破断破壊をしている。ここに、破壊状況の分類は、載荷後のせん断面における鋼繊維の状況を調べて、せん断面に突出している鋼繊維の長さ（破断長）により行っている。破断破壊は鋼繊維の破断長が1 mm以下、引抜破断破壊は破断長が1 mmより大きい場合をいう。また、引抜破壊には鋼繊維の破断長が5 mm以上のものも含めている。これは、変位が変位計の容量（5 mm）

図-10 せん断力とせん断変位の関係
(強度と繊維本数・間隔の影響)

図-11 せん断力とせん断変位の関係（繊維方向角の影響）

に達するまでの挙動を基準にしたためである。このように、鋼繊維の破壊状況を調べると、引抜型のSN-64-0では早期に付着破壊が進行するため、引抜破壊と破断破壊の両方がみられる混合型のSH-64-0よりも剛性が低く、延性的であると考えられる。また、鋼繊維付根部のモルタルの破壊は、SN-64-0の場合、損傷部分が大きいことも、その変形特性に影響を及ぼしていると思われる。

一方、高強度の供試体SH-256-0では、引抜破壊が6%、引抜破断破壊が79%、破断破壊が15%である。すなわち、ほとんどの鋼繊維が破断破壊をしている。これは、供試体SH-64-0と比べて繊維間隔が半分になっていることの影響が現れたものと考えられる。最大せん断力を繊維本数で割った値、すなわち鋼繊維1本当りの最大荷重はどちらもほぼ同じで16 kgfであり、また、最大荷重時のせん断変位は1.5 mmである。しかし、軟化域の勾配は破断型の破壊を示すSH-256-0の方が大きく、脆性的な挙動であることがわかる。

図-11には、繊維方向角の影響を示す。鋼繊維がせん断の方向と同じ向きに45°傾いている供試体SH-64-45では、供試体SH-64-0よりも最大せん断力が大きく、最大荷重時のせん断変位がやや小さいことがわかる。これは、鋼繊維の破壊が86%が引抜破壊であること、鋼繊維付根部のモルタル破壊が大きいことと対応している。一方、鋼繊維がせん断の方向と逆向きに45°傾いている供試体SH-64+45では、初期に一度荷重が低下し、その後、再度荷重が増加して最大荷重後に軟化するという変形特性を示す。最大せん断力は、SH-64-0とSH-64-45に比べて小さい。また、最大荷重時のせん断変位はそれらの約3倍である。初期における荷重低下は鋼繊維付根部におけるモルタルの局部的破壊や鋼繊維の局部的な折曲がりなどによるものと考えられる。鋼繊維の破壊では引抜破壊は27%と少なく、繊維方向の影響により破断する割合が高くなっていることが確認される。したがって、破壊様式は混合型である。

鋼繊維付着部のモルタル破壊は、引抜破壊あるいは引抜破断破壊の鋼繊維で主に観察された。個々のモルタル破壊の程度は、表-3では、供試体不連続面に対するモルタル破壊部の投影形状を目視により楕円近似して、長軸の平均長さが5 mm以上を大、5 mm未満を小と分類した。したがって、全体のモルタル破壊領域の面積はモルタル破壊部の平均寸法と引抜破壊した鋼繊維の本数の積により推定される。

鋼繊維補強コンクリートのせん断に対する変形特性は、これまで十分に明らかにされておらず、鋼繊維の付着長が短いこともあり、一般に無視されている。本研究で用いた供試体では、鋼繊維がせん断に対して最も有効

に作用するように、付着長をせん断面に対して両側に等しくとっている。しかし、以上の結果から、鋼繊維のせん断に対する剛性や強度は無視できない場合があることが確認された。

4. 鋼繊維補強コンクリートの変形特性のモデル化

一軸引張あるいはせん断を受ける鋼繊維補強コンクリートの変形特性のモデル化を行う。図-12、図-13に示すように、一軸引張を受ける場合もせん断を受ける場合も、鋼繊維とモルタル（母材）の付着破壊、鋼繊維方向角に応じた繊維付根部のモルタルの局部的破壊、および鋼繊維の破断が鋼繊維補強コンクリートの変形特性の主な機構と考えられる。

一軸引張を受ける場合の変形特性のモデル（T-1モデル）を図-14に示す。ひび割れ発生後の鋼繊維補強コンクリートの引張特性は、コンクリートの強度、鋼繊維の種類、繊維方向角、繊維混入率等、多くの要因により影響される²⁾。ここでは、図-14のような多直線型モデルでその変形特性をモデル化する。鋼繊維は母材のモルタルとの付着が完全な段階では弾性的に挙動する（点E）。付着破壊が不連続面付近から進行するにしたがい、剛性が

図-12 一軸引張を受ける鋼繊維の破壊状況

図-13 せん断を受ける鋼繊維の破壊状況

が低下する（EC間）。さらに、付着破壊が急激に進展すると付着力が減少し（点B）、引抜けが点Pに至るまで進行する。繊維方向角の影響で生じる繊維付根部のモルタル破壊の効果は、最大荷重点までの勾配により表される。

一方、せん断を受ける場合の変形特性のモデル（S-1モデル）を図-15に示す。この場合も一軸引張の場合と同様に、鋼繊維は支圧部の母材および母材とモルタルの付着が完全な段階では弾性的に挙動する（点E）。付着破壊がせん断面付近から進行するにしたがい、剛性が低下する（EC間）。さらに、急激な付着破壊または鋼繊維の破断により付着力が減少し（点B）、引抜けが生じる場合は点Pに至るまで進行する。

また、鋼繊維の方向がせん断の向きと逆方向の場合のモデル（S-2モデル）を図-16に示す。この場合は、支

図-14 一軸引張に対する応力-変位関係（T-1モデル）

図-15 せん断に対する応力-変位関係（S-1モデル）

図-16 せん断に対する応力-変位関係（S-2モデル）

圧部母材の破壊や鋼繊維の局部的折曲がり（点 C'）の後、安定化の部分がある（B'P' 間）。その後の挙動は S-1 モデルと同じである。

これらの鋼繊維の変形特性モデルを図-17 に示す並列モデルに適用し、一軸引張とせん断の実験結果のシミュレーションを行った。並列モデルでは、鋼繊維が不連続面あるいはせん断面に対して等間隔で配置されており、繊維方向は面に垂直とする。繊維方向角の影響は、多直線型モデルの最大荷重点までの勾配によって考慮した。与えられた本数の繊維の先端が剛体に埋込まれており、軸方向あるいは横方向に同じ変位を与えられる。鋼繊維や付着部分の材料特性のばらつきは材料定数の変動により考慮する（図-18 参照）。供試体全体の挙動は、各々の鋼繊維の挙動の重ね合わせによって得られる。以下のシミュレーションでは、各鋼繊維の長さは一定で単位長さとする。また、材料定数のばらつきは、 m_t 、 n_t 、 m_s 、 n_s を除くすべての定数（表-4、5 参照）について、一様分布で与える。 m_t 、 n_t 、 m_s 、 n_s は一定である。材料定数の平均値に対する片側の変動幅の比率 ω はすべて

図-17 並列モデル

30% とする。材料定数の値の組合せは、すべての材料定数の変動の比率が同じになるようにする。繊維の本数は各供試体の繊維本数と同じとする。

シミュレーションは、並列モデルの剛体部に微小な変位増分を与える変位増分法によって行った。与えられた変位に対応する引張あるいはせん断の剛性の値を各々の繊維ごとに求め、各繊維の分担力を計算し、それらの合計を全荷重として求めた。以下に解析手法の手順をまとめる。

- 1) 不連続面上での各鋼繊維の変位 u が等しくなるように、並列モデルの剛体部に微小な変位増分 ΔU を与える。
- 2) 与えられた材料定数のばらつきに応じて各々の鋼繊維に対して定義された力-変位関係（図-14, 15, 16 参照）をもとに、各鋼繊維の現荷重段階の変位 u に対する剛性を決定する。
- 3) 鋼繊維に作用する力 f を各々の鋼繊維ごとに計算する。
- 4) 鋼繊維に作用する力の合計 F を計算する。
- 5) 所定の変位に達するまで、ステップ1)~4) を繰り返す。

図-18 材料特性のばらつき

表-4 一軸引張のシミュレーションで用いた材料定数

供試体	f_{Nc} (kgf)	f_{Nb} (kgf)	m_t ($f_{Ne}=m_t f_{Nc}$)	u_{Nc} (mm)	u_{Np} (mm)	n_t ($u_{Ne}=n_t u_{Nc}$)	ω (%)
TH-32-0	16.0	15.0	0.4	1.0	4.1	0.1	30
TH-32-45	12.0	11.0	0.4	1.0	4.5	0.2	30

表-5 せん断のシミュレーションで用いた材料定数

供試体	f_{Tc} (kgf)	f_{Tb} (kgf)	m_s ($f_{Te}=m_s f_{Tc}$)	u_{Tc} (mm)	u_{Tp} (mm)	n_s ($u_{Te}=n_s u_{Tc}$)	ω (%)
SH-64-0	20.0	16.0	0.4	2.0	10.0	0.1	30
SH-64-45	21.0	19.0	0.8	1.5	5.0	0.3	30
SH-64+45	18.0	15.0	0.5	5.5	12.0	0.4	30
SH-256-0	20.0	10.0	0.4	1.8	7.5	0.1	30
SN-64-0	18.0	15.0	0.3	4.0	10.0	0.1	30

〔注〕 供試体 SH-64+45 では $f'_{Tc}=0.8$ 、 $f'_{Tb}=0.4$ 、 $u'_{Tc}=0.5$ 、 $u'_{Tp}=3.0$ とした。

図-19 一軸引張特性のシミュレーション

図-20 せん断特性のシミュレーション
(強度と繊維本数・間隔の影響)

なお、上記の解析の手順において、一軸引張の場合は、不連続面の鋼繊維に作用する力 f とその変位 u は f_N , u_N , せん断の場合は f_T , u_T で置き換えられる。また、全鋼繊維に作用する力の合計は、各々、 F_N , F_T , 全体の平均的な変位は U_N , U_T で表される(図-17 参照)。以上の手順によるシミュレーションにより、仮定された材料定数の平均値に対する鋼繊維の力-変位曲線が求められ、それが各々の実験結果に合うように材料定数を試行錯誤により決定した。

図-19, 20, 21 は一軸引張またはせん断を受ける鋼繊維補強コンクリートの変形特性のシミュレーション結果を示したものである。解析値は実線で表され、各々の実験結果との比較を示している。解析値と実験値は良好な一致を示し、ここで用いた多直線型のモデルの妥当性が確認できる。

本多直線型非線形モデルを用いたシミュレーションで使われた材料定数の平均値は表-4, 5 に示される。図-14~16 に示される鋼繊維単体の力学モデルは、一軸引張とせん断に対する鋼繊維の非線形な力学挙動から現象論的に決定したものである。ただし、著者らによる、鋼

図-21 せん断特性のシミュレーション(繊維方向角の影響)

繊維と母材のモルタルの間の付着破壊の進展を考慮した力学モデル¹¹⁾は、一軸引張に対する多直線型モデルとよい一致を示すことが確認されている。この多直線型モデルに含まれる材料定数の値は、現象が非線形であるため、与えられた解の精度に対しては、いくつかの値をとることが可能と考えられる。ここでは材料定数の平均値の組合せはそれらの中から実験結果の相互の比較により整合的なものを求めた。

5. 結 論

鋼繊維補強コンクリートの一軸引張とせん断に対するひび割れ後の変形挙動を、実験により検討し、鋼繊維の本数・間隔、繊維方向角、母材となるコンクリートの強度の影響を検討した。また、各々の変形挙動をモデル化し、シミュレーションによりモデル化の妥当性を確認した。本研究の結果は次のようにまとめられる。

(1) 一軸引張を受ける鋼繊維補強コンクリートの変形特性は繊維方向角の影響を受ける。最大荷重は繊維方向角が 45° の場合、 0° の場合よりも低減する。

(2) せん断を受ける鋼繊維補強コンクリートの変形特性は鋼繊維の間隔、繊維方向角、母材の強度の影響を受ける。繊維方向がせん断方向と逆向きの場合は初期に荷重が低下する領域があり、その他の方向の場合と異なる挙動を示す。

(3) 鋼繊維単体の変形特性を表す多直線型非線形モデルと供試体全体の挙動を表す並列モデルを併用することにより、一軸引張またはせん断を受ける鋼繊維補強コンクリートの変形特性を表現できる。

鋼繊維の種類や母材強度はこれらの挙動に影響を及ぼす主要因であるが、本研究で得られた結果を拡張することにより対応可能と考えられる。

〔謝 辞〕 本研究の一部は、文部省科学研究費補助金基盤研究(C)により行われたことを付記し、謝意を表

します。また、本研究を実施するにあたり多大なご協力をいただいた研究室の皆様、特に増本直浩君、石川太一君に感謝いたします。

参 考 文 献

- 1) Sumitro, S. and Tsubaki, T. : Micromechanical Constitutive Relationship of Fiber Reinforced Concrete, Proc. of the Japan Concrete Institute, Vol. 18, No. 2, pp. 419-424, 1996
- 2) 趙力采・小林一輔 : 鋼繊維補強コンクリートの引張強度試験方法に関する研究, コンクリート工学, Vol. 17, No. 9, pp. 87-95, 1979
- 3) 増田健一・魚本健人・西村次男 : 鋼繊維補強コンクリートの引張特性と繊維種類, 土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集, 5, pp. 272-273, 1992
- 4) Naaman, A.E. and Shah, S.P. : Pull-Out Mechanism in Steel Fiber-Reinforced Concrete, J. of Struct. Div., Proc. of ASCE, Vol. 102, No. ST 8, pp. 1537-1548, 1976
- 5) Li, V.C., Wang, Y. and Backer, S. : Effect of Inclining Angle, Bundling and Surface Treatment on Synthetic Fibre Pull-Out from a Cement Matrix, Composites, Vol. 21, No. 2, pp. 132-140, 1990
- 6) Ouyang, C., Pacios, A. and Shah, S.P. : Pullout of Inclined Fibers from Cementitious Matrix, J. of Engrg. Mech., Vol. 120, No. 12, pp. 2641-2659, 1994
- 7) Valle, M. and Buyukozturk, O. : Behavior of Fiber Reinforced High-Strength Concrete under Direct Shear, ACI Materials Journal, Vol. 90, No. 2, pp. 122-133, 1993
- 8) Stang, H., Li, Z. and Shah, S.P. : Pullout Problem : Stress versus Fracture Mechanical Approach, J. of Engrg. Mech., Vol. 116, No. 10, pp. 2136-2150, 1990
- 9) 庄司宏臣・椿 龍哉・Sumitro, S. : 鋼繊維補強コンクリートの変形特性とモデル化, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, pp. 1409-1414, 1996
- 10) JCI : 繊維補強コンクリートの試験方法に関する規準, JCI-SF, pp. 25-26, 31-33, 1984
- 11) Sumitro, S.・椿 龍哉 : Pullout Model for Steel Fiber Reinforced Concrete, 土木学会第 51 回年次学術講演会講演概要集, 5, pp. 1110-1111, 1996

(原稿受理年月日 : 1996 年 7 月 10 日)

Modeling of Tensile and Shear Mechanical Properties of Steel Fiber Reinforced Concrete

By Tatsuya Tsubaki, Sunaryo Sumitro and Hiroomi Shoji

Concrete Research and Technology, Vol. 8, No. 1, Jan. 1997

Synopsis The mechanical properties of steel fiber reinforced concrete subjected to tension and shear are investigated experimentally and their mathematical models are presented. High-strength concrete is used for specimen. The angle between a fiber and the crack surface is considered as a main parameter. The tensile behavior is influenced by the fiber angle. The maximum load is reduced when the fiber is not perpendicular to the crack surface. For shear loading, the maximum load is also reduced when the fiber direction is opposite to the shearing direction. These experimental results are expressed by using the multi-linear nonlinear model and the parallel structural model simultaneously and the validity of the modeling is confirmed through simulation.

Keywords : steel fiber reinforced concrete, tension, shear, mechanical properties, modeling