

鋼繊維補強コンクリートを用いた
短スパン梁の構造特性に関する研究

A study on structural performance of short-span beams using steel fiber-reinforced concrete

2024年3月

高橋 智也

鋼繊維補強コンクリートを用いた
短スパン梁の構造特性に関する研究

A study on structural performance of short-span beams using steel fiber-reinforced concrete

2024年3月

高橋 智也

—目次—

1章 序論	1
1.1 研究の背景.....	1
1.2 既往研究と課題.....	3
1.2.1 はじめに.....	3
1.2.2 材料特性に関する研究.....	4
1.2.3 構造部材に関する研究.....	6
1.2.4 既往研究における課題.....	15
1.3 研究の目的と本論文の構成.....	16
1.3.1 研究の目的.....	16
1.3.2 本論文の構成.....	16
1章の参考文献.....	18
2章 SFRC の引張靱性評価	21
2.1 はじめに.....	21
2.2 引張靱性試験計画.....	21
2.2.1 コンクリートの使用材料.....	21
2.2.2 コンクリートの調合条件.....	22
2.2.3 練混ぜおよび試験内容.....	24
2.3 引張靱性試験結果概要.....	25
2.3.1 フレッシュコンクリートの試験結果.....	25
2.3.2 引張靱性試験結果.....	26
2.4 ひび割れ発生後の引張応力の極大値の評価.....	27
2.4.1 圧縮強度に基づく評価.....	27
2.4.2 骨材種類による影響の検討.....	28
2.4.3 粗骨材量による影響の検討.....	29
2.4.4 空気量による影響の検討.....	30
2.5 ひび割れ幅 1mm までの引張応力の平均値の評価.....	32
2.6 まとめ.....	33
2章の参考文献.....	34
3章 SFRC 短スパン梁の曲げ特性評価	35
3.1 はじめに.....	35
3.2 曲げせん断実験計画.....	35
3.2.1 試験体.....	35

3.2.2	加力・計測方法	37
3.3	曲げせん断実験結果概要	38
3.3.1	ひび割れ発生状況と荷重－変形関係	38
3.3.2	変形成分割合の推移	41
3.4	骨格曲線の評価法の提案	43
3.5	履歴特性の評価法の提案	45
3.6	曲げ耐力の評価法の提案	47
3.7	まとめ	50
	3章の参考文献	51
4章	SFRC 短スパン梁のせん断特性評価	52
4.1	はじめに	52
4.2	せん断破壊型曲げせん断実験計画	52
4.2.1	試験体	52
4.2.2	加力・計測方法	53
4.2.3	使用材料	54
4.3	せん断破壊型曲げせん断実験結果概要	57
4.3.1	ひび割れ発生状況	57
4.3.2	荷重－変形関係	58
4.3.3	横補強筋のひずみ性状	60
4.3.4	変形成分割合の推移	61
4.4	短期許容せん断力の評価法の提案	62
4.5	せん断耐力の評価法の提案	64
4.5.1	SFRC の有効圧縮強度係数の評価方法	64
4.5.2	SFRC の圧縮強度－ひずみ関係	65
4.5.3	SFRC の有効圧縮強度係数の評価	66
4.5.4	せん断耐力式	68
4.6	限界変形評価に基づくせん断耐力の低減方法の提案	70
4.7	まとめ	73
	4章の参考文献	74
5章	SFRC 短スパン梁の付着特性評価	75
5.1	はじめに	75
5.2	付着割裂要素実験計画	76
5.2.1	試験体	76
5.2.2	加力・計測方法	77

5.2.3	使用材料	78
5.3	付着割裂要素実験結果概要	80
5.3.1	破壊状況	80
5.3.2	平均付着応力度	82
5.3.3	付着割裂強度	83
5.3.4	局所付着応力度	85
5.3.5	横補強筋ひずみ性状	88
5.4	付着割裂強度の評価法の提案	89
5.4.1	コーナースプリット型破壊の付着割裂強度式	89
5.4.2	サイドスプリット型破壊の付着割裂強度式	93
5.5	SFRC 短スパン梁の付着余裕度評価法の提案	95
5.5.1	短スパン梁実験結果概要	95
5.5.2	短スパン梁部材の局所付着応力度	97
5.5.3	短スパン梁部材の付着余裕度評価	99
5.6	まとめ	100
	5章の参考文献	101
6章	本論文の結論と今後の課題	102
6.1	本論文の結論	102
6.2	今後の課題	105
	既発表論文リスト	107
	謝辞	109

1. 序論

1. 1 研究の背景

近年の震災において、倒壊は免れたものの構造躯体にひび割れや圧壊等の激しい損傷が生じ、結果として建物機能に大きな影響を与えた鉄筋コンクリート（以下 RC と表記）造建物の事例が多数報告されている。例えば平成 28 年 4 月 14 日(前震)および 16 日(本震)に発生した熊本地震では、1981 年の建築基準法の改正(新耐震設計法)以降に設計された RC 造建物においても、柱などの構造部材や袖壁などに代表される非構造部材の損傷により、倒壊や崩壊に至らずとも地震後の継続使用性が阻害される事例が多く確認された¹⁾。建築基準法の第 1 条で定められている人命財産の保護という目標は達成されたものの、大地震後の継続利用を求める社会的要求に応えられたとは言い切れず、RC 造建物にはより高い耐震性やレジリエンスが最近求められている。また、レジリエンスを高めた RC 造建物は、構造物の補修を最小限にして供用期間を長くすることが可能である。近年、世界的に脱炭素社会の実現が求められているが、建物におけるカーボンニュートラルの実現のためには、施工段階における低炭素技術だけではなく、構造躯体を高耐久化することによって構造物の供用期間を延長し、補修を最小限にするライフサイクルでの視点が重要であり、その観点からもレジリエンスを高めた RC 造建物は貢献できると考えられる。

建築設計の観点から構造計画に要求される一般的な事項は、自由性や更新性に富み室内空間も広く確保できる空間構成を可能とすることである。その方法として、高強度材料を使用することで部材断面の縮小化を図るなどして構造躯体の体積を少なくすることが挙げられるが、構造物全体の剛性を確保するためには構造躯体の縮小化にも限界がある。そのため、耐震要素である構造躯体を建物のコア部や外周部に集約させることで、広い空間を確保する建築計画が最近では増えている。

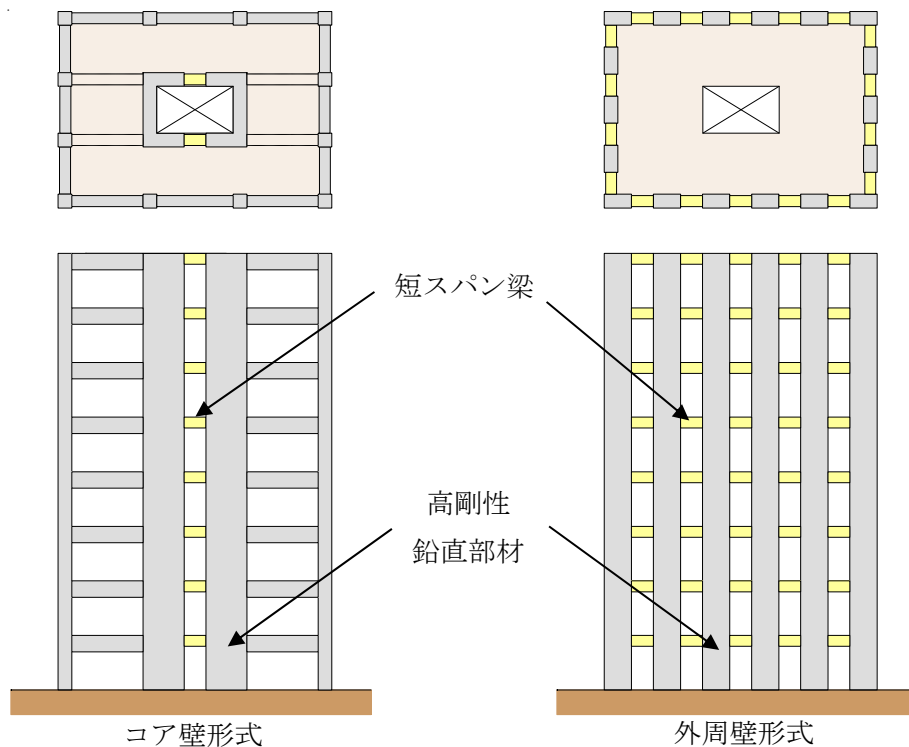


図-1.1 高い耐震性を有する構造躯体と自由性に富んだ建築計画を同時に実現する架構計画例

高い耐震性やレジリエンスを有する構造躯体と自由性に富んだ建築計画を同時に実現できる架構計画として、図-1.1に示すような水平剛性の高い鉛直部材とそれを連結する境界梁によって耐震要素を構成し、それ以外の耐震部材を最小化することで室内空間の自由度を高める構造計画が考えられる。水平剛性の高い鉛直要素には、採光や人、車の出入りなどのために開口が建築計画上必要となるため、境界梁のような短スパン梁の計画が必然的に避けられない場合が多い。しかし、短スパン梁をRC造で構築した場合、地震大国である我が国においては、大地震時に高応力状態で大きな塑性変形が発生することから過大なひび割れやせん断破壊などが起こり、構造物のレジリエンスに多大な影響を与える恐れがある。短スパン梁をRC造以外のS造などで構築することも考えられるが、接続する耐震壁などの鉛直要素はRC造を想定しており、鉛直要素と梁が異種構造となり施工の難易度が上がることなど困難な場合もあり得るため、短スパン梁をRC造で構築する選択肢を準備することは重要である。したがって、RC造短スパン梁の耐力を確保すると同時に、せん断破壊や付着割裂破壊を防止して、十分な靱性能を付与する設計法の確立が非常に重要である。

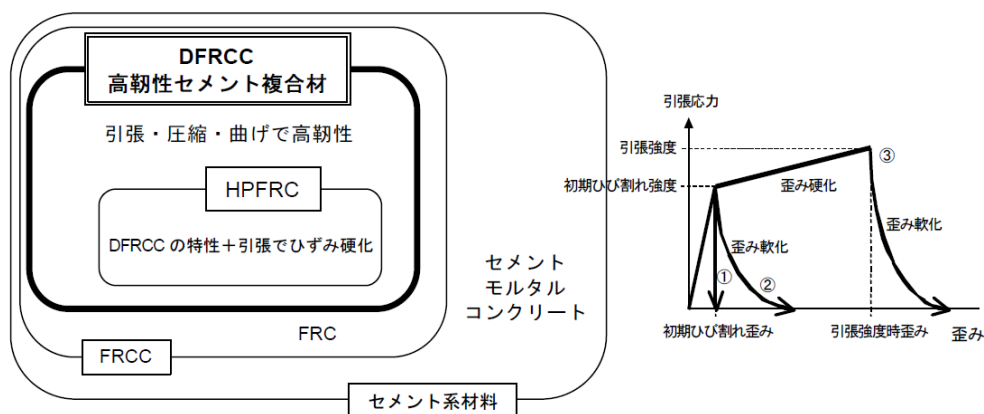
短繊維補強コンクリートは、数ミリから数十ミリの短繊維をコンクリート中に分散させて混入したコンクリートである。コンクリートにひび割れが発生した後、繊維によってひび割れが開くことを抑制する架橋効果があるため、構造物の力学特性を大幅に改善し損傷を抑制することが古くから知られている^{1,2)}。短繊維の材質は大きく鋼製のもの(鋼繊維)と合成繊維製のPVA(ビニロン)やPP(ポリプロピレン)などがある。セメント系複合材料に鋼繊維および合成繊維を混入しモルタルの高靱性化を目的にした研究は国内外で多数報告されている^{例えば1.3)~1.5)}。一方、鉄筋コンクリート(RC)部材を対象とした研究の多くは、比較的少ない混入量でも性能改善効果が得やすい鋼繊維を対象とした鋼繊維補強コンクリート(Steel Fiber Reinforced Concrete, 以下SFRCと表記)がその大部分を占めている。特に近年、両端を複数段のフック形状としコンクリートとの付着特性を向上させることで、高い靱性能が得られる鋼繊維が開発されたとともに、前述の構造物の継続使用に対する社会的要求の高まりも重なり、SFRCを用いた構造部材の研究開発が行われている^{例えば1.6)~1.7)}。しかし、SFRCは建築物の土間スラブのひび割れ防止やトンネルや橋脚の剥落防止などの実施工に用いられた例は多くあるものの、特に建築物の主要な構造部材に用いられた例はそれほど多くない。これは鋼繊維によるコンクリートの力学特性改善効果を評価する推定方法が十分に確立されておらず、その有効性よりも材料コストの増加と施工性に焦点を当てられたことが一つの要因であったと考えられる。

こうした背景から本研究は、鋼繊維補強コンクリートの靱性能に関する材料実験および短スパン梁に関する構造実験を行って、高い損傷抑制性能やレジリエンスを有するRC短スパン梁を開発し、鋼繊維による力学特性改善効果を評価可能な設計法を提案することを目的としたものである。建築物に対する要求性能として、人命の保護だけではなく継続的に使用することを目的とした高いレベルの実現を意識し、地震時に破壊の生じやすい部位のRC部材に対する損傷制御技術の一つとして確立することで、レジリエンス社会の実現に寄与する研究となることを目指している。

1. 2 既往研究と課題

1. 2. 1 はじめに

短繊維を混合したセメント系複合材料は、繊維やセメント系材料の種類が多岐に亘っており、様々な開発が行われている。2001年から2003年まで日本コンクリート工学会に設置された「高靱性セメント複合材料の性能評価と構造利用研究委員会」では、図-1.2に示すように、繊維補強セメント系複合材料を分類している^{1,8)}。



	セメント モルタル	コンクリート FRC	高靱性セメント複合材料 (DFRCC)	
			右記以外	HPFRCC
材料挙動 ひずみ硬化／軟化 ひび割れ性状(曲げ)* ひび割れ性状(引張)	脆性 — 局所化 局所化	準脆性 ひずみ軟化 局所化 局所化	準脆性 ひずみ軟化／硬化 複数 局所化	延性 ひずみ硬化 複数 複数

*: 曲げのひび割れ性状は供試体寸法に影響を受ける。ここでは10×10×40cmの供試体を対象としている。

図-1.2 繊維補強セメント系複合材料の分類^{1,8)}

繊維補強セメント系複合材料は大きく二つに分けられ、コンクリートに繊維を混入して材料挙動を繊維無混入のものに比べて改善させ、引張応力下における応力-ひずみ関係はひずみ軟化挙動を示すものと、モルタルに繊維を混入して材料挙動を大幅に高靱性化させ、引張応力下における応力-ひずみ関係が軟化あるいは硬化挙動を示すものがある。後者の場合、材料特性を飛躍的に向上させる利点があるが、材料としてモルタルであることから建築物の主要構造体への適用がしづらいついた欠点がある。一方、前者のコンクリートを対象とした開発の多くは、比較的少ない混入量でも性能改善効果が得やすいSFRCが大部分を占めており、近年、両端を複数段のフック形状としコンクリートとの付着特性を向上させた鋼繊維が開発されたため引張軟化挙動の改善がみられたことなどの理由から、主要構造体への適用を目指した研究開発も行われている。

本節では、SFRCに関する材料特性や構造部材に関する既往研究を整理するとともに、部分的に高靱性セメント系複合材料を対象とした研究動向についても内容を把握することで、本研究対象のSFRC短スパン梁を検討する上での課題を整理する。具体的にはまず、材料特性に関する既往研究として、靱性能に着目した研究内容について課題を整理する。次に、構造部材利用に関する既往研究として、特に復元力やせん断耐力、付着割裂耐力などの設計に資する検討について課題を整理する。

1. 2. 2 材料特性に関する研究

コンクリートへの鋼繊維の混入により、靱性能の向上が期待できる。近年、両端を複数段のフック形状とし、鋼繊維の引張強度とともに、コンクリートとの付着特性を向上させることで比較的少ない混入量で高い靱性能が得られる鋼繊維も開発された。今井ら^{1.9)}は、フックが端部に付いた高強度鋼繊維として1.5段に折れたものと2段に折れたもの(図-1.3)に対して、それぞれ引張靱性能の違いが存在することを示している。また、コンクリート材料についても、化学混和剤の積極的な活用による鋼繊維混入後の施工性の改善なども検討されており^{1.10), 1.11)}、良好なワーカビリティを得るために粗骨材量を通常より低減したSFRCについて、ヤング係数および乾燥収縮率は普通調合のものと概ね同等であることなどが示されている^{1.12)}。このような近年の使用材料および調合条件の変化により、靱性能への影響の傾向も変わりうるため、最近の靱性能に関する材料特性についての研究について、その内容を整理し課題を述べる。

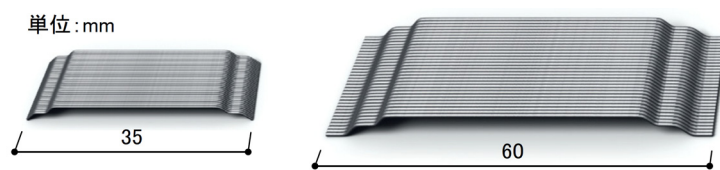


図-1.3 フックが端部に付いた高強度鋼繊維の例^{1.9)}
(左側図: 1.5段フック, 右側図: 2段フック)

(1)引張靱性

SFRC はひび割れ発生後、鋼繊維の架橋効果によってひび割れ幅の拡幅に対して抵抗するため、ひび割れの進行が緩和され、脆性的な破壊が防止される。そのため、引張ひび割れ発生後の引張靱性が改善される。ここでは引張靱性に着目した既往研究について述べる。

SFRC の引張靱性を把握するための実験は、様々な試験体形状や試験方法で行われている。EU における統一規格である EN 規格^{1.13)}では切欠きはりの3点曲げ載荷試験によって評価する方法が示されており、ヨーロッパを中心とする各国でこの手法を用いて引張靱性を評価することが主流となっている。SFRC のようなひずみ軟化型繊維補強コンクリートの場合、直接引張試験は適切に試験を実施する難易度が高いため、この曲げ試験による方法が広く使用されている。国内においても日本コンクリート工学会規準である JCI-S-002-2003^{1.14)}「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」に図-1.4 に示すように、同様の手法による評価方法が示されている。3点曲げ載荷試験によって図-1.5 示すような載荷荷重—ひび割れ肩口開口変位(CMOD)関係が得られ、この関係を用いて部材の曲げおよびせん断特性を評価する報告があるがその詳細は後述する。

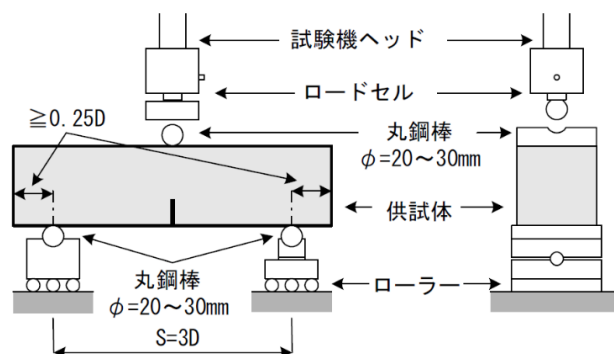


図-1.4 切欠きはりの3点曲げ載荷試験^{1.14)}

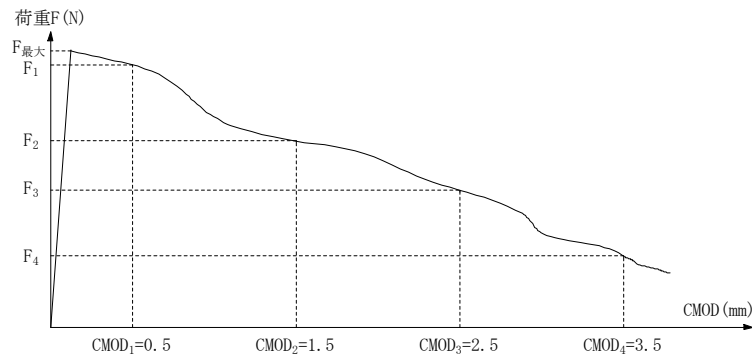


図-1.5 載荷荷重-ひび割れ肩口開口変位 (CMOD) 関係例

日本コンクリート工学会規準である JCI-S-001-2003^{1.15)}「切欠きはりをを用いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法」には、載荷荷重-ひび割れ肩口開口変位 (CMOD) 関係に対して逆解析を行うことで引張軟化曲線を推定する方法が示されている。引張軟化曲線とは、あるひび割れ幅のときのコンクリートに作用する引張応力(結合応力)を示す応力-ひび割れ幅関係である。ただし、引張軟化曲線を構造部材の特性評価にどのように用いるかについては画一的な方法が示されていない。

切欠きはりの 3 点曲げ載荷試験以外の引張靱性を測定する試験方法として、例えば 4 点曲げ載荷試験による方法を規定している ASTM 規格がある。Satish ら^{1.16)}は圧縮強度 100N/mm^2 クラスの高強度コンクリートに対して鋼繊維を $0.0\text{vol.}\% \sim 1.5\text{vol.}\%$ 混入して 4 点曲げ載荷試験を実施し、鋼繊維混入率が多くなるほど引張靱性能が大きくなることを示している。また、Julian ら^{1.17)}は曲げ載荷試験に比べて簡便に実施できる試験として、小さな試験片に局部載荷を行うことで引張靱性を評価するバルセロナテストとも呼ばれるダブルパンチテストを実施している。実験結果から、試験を行わずに圧縮強度や鋼繊維の端部フックの数などをパラメータにして引張靱性を評価する方法を提案している。

(2) 圧縮靱性

次に、材料特性として圧縮靱性について述べる。SFRC は鋼繊維混入による圧縮強度の上昇はほとんど無いが、圧縮強度後の軟化域における強度の低下を鋼繊維が圧縮破壊の進展を抑えるために小さくできることが知られている。

Neves ら^{1.18)}は SFRC のシリンダー供試体(直径 150mm 、高さ 300mm)の圧縮試験から、圧縮応力-ひずみ関係のモデル化を行っている。実験パラメータの設定は、コンクリートの目標圧縮強度 (A: 35N/mm^2 、B: 60N/mm^2)と端部フック付き鋼繊維の種類(Z:直径 0.55mm 、長さ 30mm 、アスペクト比 55, R:直径 0.38mm 、長さ 30mm 、アスペクト比 80)のそれぞれについて、混入率を $0.00\text{vol.}\%$ 、 $0.38\text{vol.}\%$ 、 $0.75\text{vol.}\%$ 、 $1.13\text{vol.}\%$ 、 $1.50\text{vol.}\%$ の 5 ケース実験を実施している。図-1.6 に代表例として $0.38\text{vol.}\%$ と $1.13\text{vol.}\%$ の実験結果を示す。鋼繊維混入率の多い $1.13\text{vol.}\%$ のほうが、 $0.38\text{vol.}\%$ の供試体に比べて、圧縮強度後の強度低下が抑えられていることがわかる。また、図-1.6 にはモデル化した圧縮応力-ひずみ関係の提案式(モデル曲線)も示している。モデル曲線決定に必要なパラメータは、鋼繊維の体積混入率、鋼繊維直径、鋼繊維長さ、コンクリートの圧縮強度であり、SFRC のヤング係数、圧縮強度時ひずみ、および圧縮靱性改善効果を考慮した圧縮応力-ひずみ曲線の各式を定義している。提案されたモデルは実験結果と概ね整合しており、鋼繊維の圧縮靱性を評価する式として有効であると考えられる。また、Dhakal ら^{1.19)}によっても、SFRC の圧縮応力-ひずみ関係のモデル化についての報告がなされている。

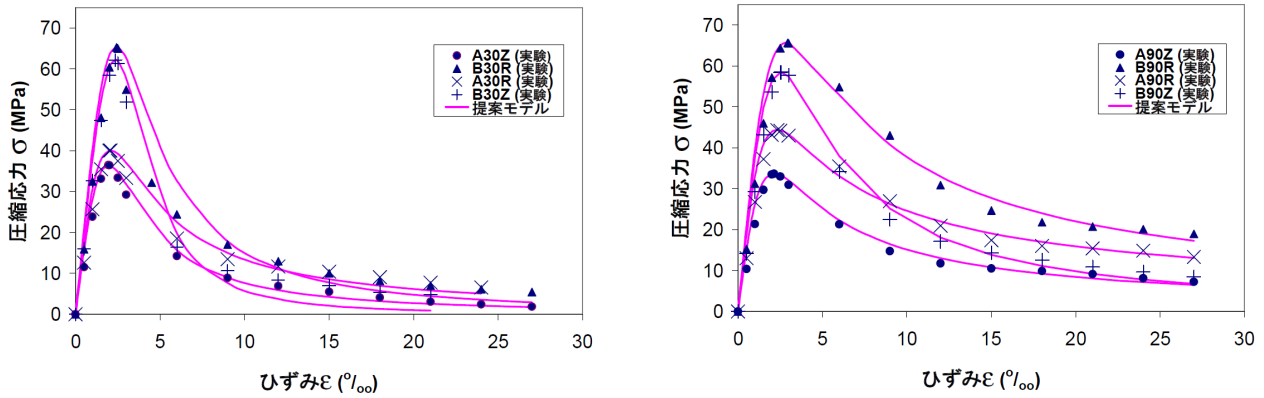


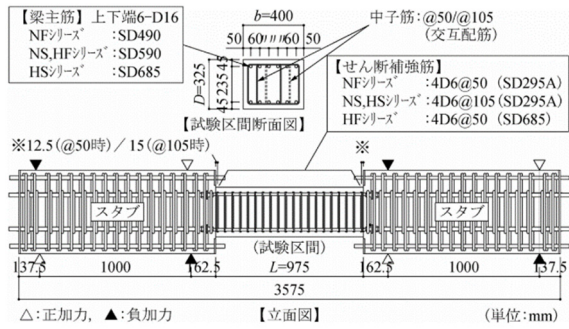
図-1.6 SFRC の圧縮応力-ひずみ関係 (Neves ら)^{1.18)}
 (左図：鋼繊維 0.38vol.%, 右図：鋼繊維 1.13vol.%)

1. 2. 3 構造部材に関する研究

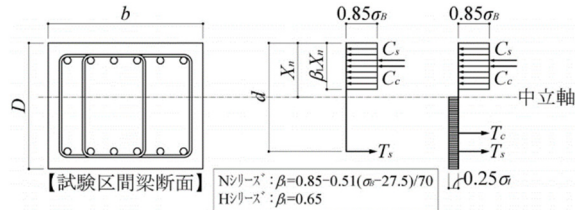
1.2.2 項で示したように、コンクリートへの鋼繊維の混入により材料特性として靱性能の向上が期待できるため、構造部材としての性能改善にも鋼繊維が寄与することが知られている。ここでは、曲げ耐力を含む部材の復元力やせん断耐力、付着割裂耐力などの部材設計に関する研究について整理し、現状の課題を述べる。

(1) 曲げ耐力および復元力

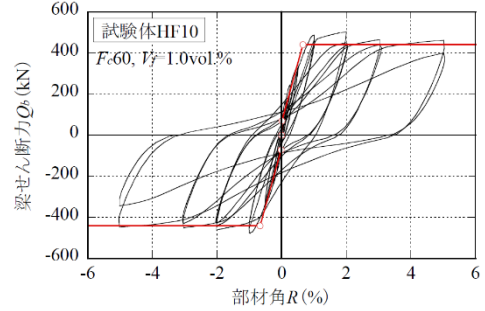
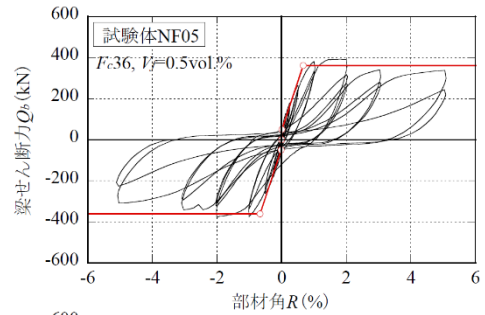
丸田ら^{1.20)}は、超高層 RC 造建物の短スパン架構に扁平断面の RC 梁を適用するのに際し、SFRC による靱性向上や損傷抑制を図る目的で、短スパン梁の破壊実験を行っている。実験パラメータは、コンクリート強度、梁主筋強度、せん断補強筋量、鋼繊維量である。鋼繊維は両端フック付きの直径 0.62mm、長さ 30mm のものを用いており、0.0, 0.5, 1.0vol.%それぞれの混入量について実験を行っている。この実験結果から、SFRC 試験体の曲げ耐力算定は、図-1.7 に示すストレスブロックモデルに基づき、SFRC の割裂強度の 25%が引張断面内に一様に分布するものとして算定する評価手法を提案している。ただし、この根拠は RC 試験体実験結果の曲げ余裕度と同等程度になるように仮定した逆算による結果であるため、SFRC の材料性能から引張断面に実際に作用する引張応力を陽に評価したものではない。また、骨格曲線による復元力特性の評価については、鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説^{1.21)}に示されている、いわゆる菅野式のせん断スパン比(a/D)が 2 より小さい場合の式を用いた弾性剛性に対する曲げ剛性低下率によって定めた骨格曲線によって概ね評価できることを示している。図-1.7 に評価した骨格曲線と実験結果との比較を示す。



(a) 試験体



(b) コンクリートストレスブロックの仮定



(c) 骨格曲線評価

図-1.7 SFRC 短スパン梁の曲げ耐力と骨格曲線評価(丸田ら)^{1.20)}

終局状態の曲げ耐力について、fib Model Code 2010^{1.22)}には図-1.5 に示した切欠きはりの3点曲げ載荷試験結果から得られる載荷荷重-CMOD 関係を用いて評価する方法が示されている。評価にはCMODが2.5mm時(CMOD₃と定義)の引張応力が終局状態にコンクリートが負担可能な引張応力であるとして、鋼繊維の効果による付加曲げ強度を算出している。この評価方法はACI 544.4R-18^{1.23)}においても同様に示されており、SFRCの引張靱性を曲げ耐力に考慮する手法のひとつとして評価されている。Dong-Heeら^{1.24)}は連層耐震壁同士を繋ぐ短スパン梁を対象に、高い靱性能を有すると言われるX形配筋を採用した短スパン梁実験を行い、鋼繊維による曲げ降伏荷重の増加量を文献1.22)と文献1.23)の方法を用いて算出し、実験結果とよい整合を示したことを報告している。

Suhasら^{1.25)}はプレストレストコンクリート梁を対象として、鋼繊維(SF)、ポリオレフィン繊維(PO)、鋼繊維とポリオレフィン繊維を混合したハイブリッド(HB)の3タイプについてそれぞれ、0.35vol.%, 0.70vol.%, 1.0vol.%の量を混入した場合の曲げ実験結果を報告している。図-1.8に実験概要と実験結果の荷重-変形関係を示す。繊維混入のない試験体(Control)の曲げ降伏荷重に対して、繊維混入のある3タイプの降伏荷重が大きくなっていることがわかる。特に鋼繊維を1.0vol.%混入した試験体(図-1.8(b)右図緑)は約1.2倍程度と高い降伏荷重となっており、鋼繊維による曲げ特性に対する補強効果を示す結果となっている。また、降伏後の変形性能に着目すると、繊維混入のない試験体は、降伏荷重を保持することができずにすぐに荷重低下を起している。一方、繊維混入のある試験体は、混入率等によってばらつきはあるものの、混入のないものに比べて荷重を保持する傾向にある。プレストレストコンクリート梁においても繊維によって部材が脆性破壊することを防ぎ、損傷を抑制している。

Parra-Montesinosら^{1.26)}は少ない配筋量のスラブを対象に鋼繊維を混入することによる曲げ特性への補強効果を実験に基づいて報告している。図-1.9に使用した鋼繊維の写真と実験結果の荷重-変形関係を示す。鋼繊維は端部が2段に折れたフックを持つ5D(公称引張強度2300N/mm²)と1.5段に折れたフックを持つ4D(公称引張強度1600N/mm²)を用いており、長さが60mm、アスペクト比65であ

る。それぞれ 0.26vol.%, 0.38vol.%と比較的少量の鋼繊維を混入した試験体の実験を行っている。鋼繊維を混入することによって曲げ降伏荷重が上昇しており、特に端部フックの数が多く、混入率の多い 0.38vol.%試験体の性能がよい。梁に比べて薄いスラブに対しては曲げ性能への鋼繊維効果を確認している。

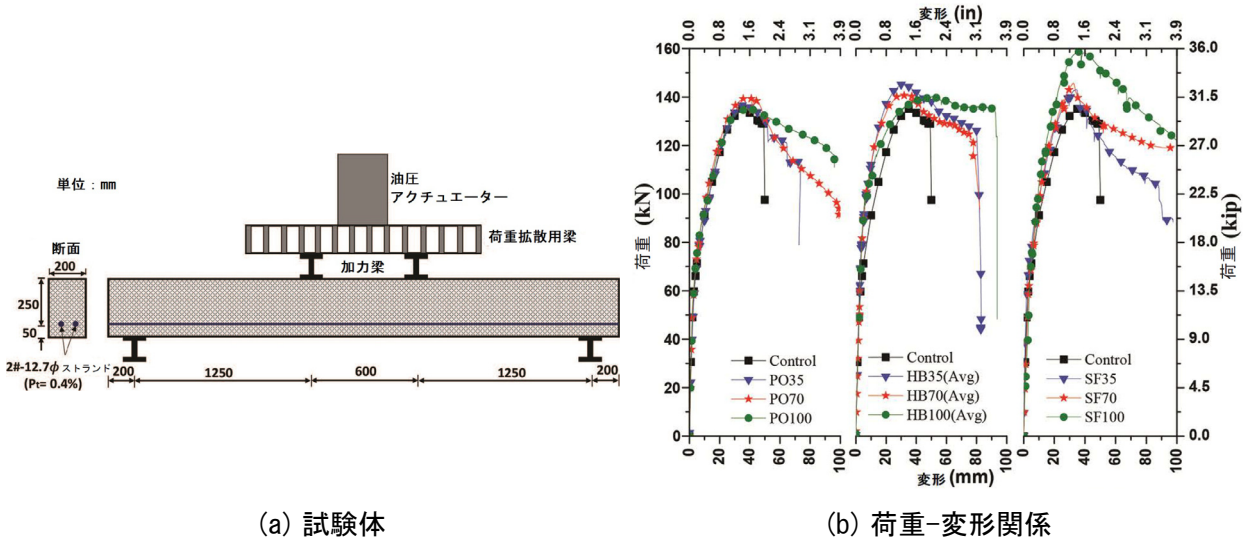


図-1.8 繊維を混入したプレストレストコンクリート梁曲げ実験 (Suhas ら) ^{1.25)}

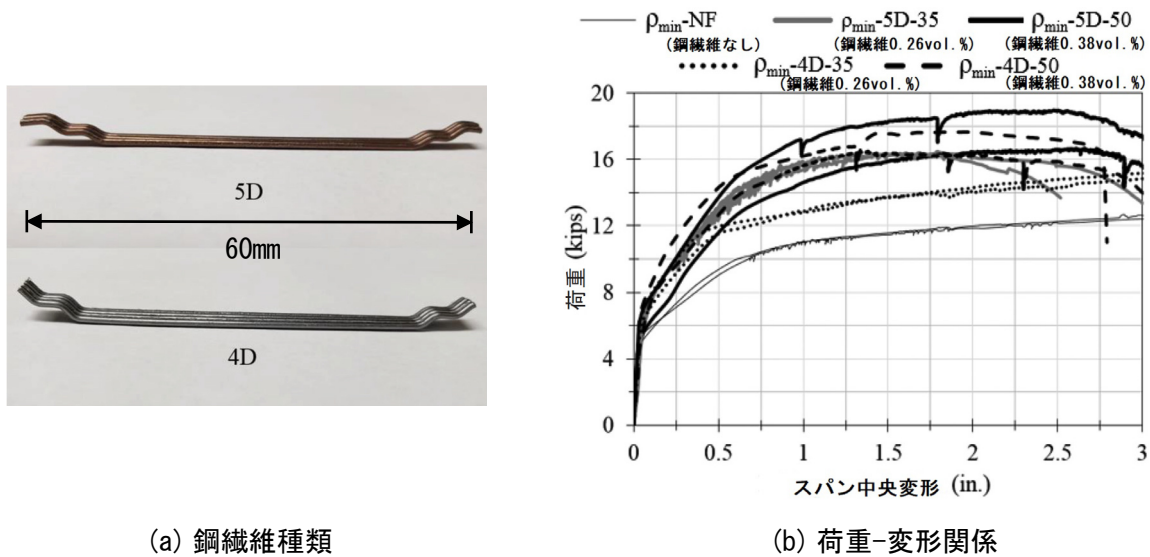


図-1.9 鋼繊維を混入したスラブ曲げ実験 (Parra-Montesinos ら) ^{1.26)}

高靱性繊維補強セメント複合材料を用いた報告としては、永山ら ^{1.27)}が、HPFRCCを用いた梁部材の曲げ性状を、実験と断面解析および FEM 解析を用いて検証を行っている。解析に用いる HPFRCC の引張特性は、歪み硬化挙動を示す材料試験結果を用いて設定している。実験結果と断面解析および FEM 解析における結果を比較すると、概ね実験結果と解析結果は良い整合を示しており、梁断面の引張側に HPFRCC 材料の引張特性を用いて評価する手法は有効であると考えられる。

(2)せん断耐力

SFRCのせん断耐力についての研究は、国内でSFRCの技術開発が盛んに行われ始めた1980年代に遡ることができる。永坂ら^{1.28)}は、柱部材のせん断耐力として大野・荒川式に繊維体積混入率を評価項として足し合わせた耐力算定式によって評価できることを報告している。しかし当時使用された鋼繊維と2000年代以降に普及した両端を複数段のフック形状として靱性能の改善を行った鋼繊維では性能差が大きいため、あらためてせん断耐力についての検討が必要であると考えられる。

2000年以降のせん断耐力に関する報告では、fib Model Code 2010^{1.22)}に、終局曲げ耐力と同様、図-1.5に示した切欠きはりの3点曲げ載荷試験結果から得られる載荷荷重-CMOD関係を用いて評価する方法が示されている。部材に生じる最大のひび割れ幅が1.5mmであると仮定し、載荷荷重-CMOD関係から得られる値を用いてその時の残留引張強度を推定し、せん断耐力を求める手法である。同様の考え方はACI 544.4R-18^{1.23)}においても示されており、SFRCのせん断耐力評価手法のひとつである。Dong-Heeら^{1.24)}は連層耐震壁同士を繋ぐ、X形配筋を採用した短スパン梁を対象とした実験において、鋼繊維によるせん断耐力の増加量を文献1.22)と文献1.23)の方法を用いて算出し、実験結果を精度よく評価できることを報告している。

近年の研究において、鋼繊維によるせん断耐力の改善効果を評価する手法として多い考え方は、例えばStephen^{1.29)}の論文などに示されている、ひび割れ面に対して鋼繊維架橋効果によってせん断補強筋と同じように引張応力 $f_{tf}(w)$ を負担し、せん断耐力に寄与すると考えるものである。せん断耐力への鋼繊維補強効果の上記考え方を示す模式図を図-1.10に示す。

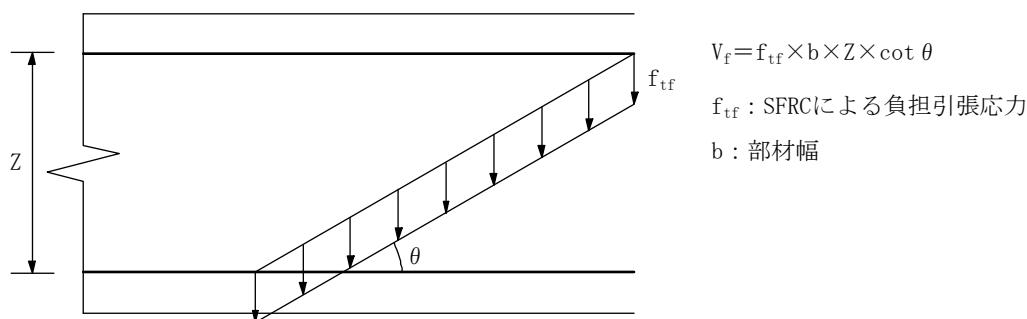
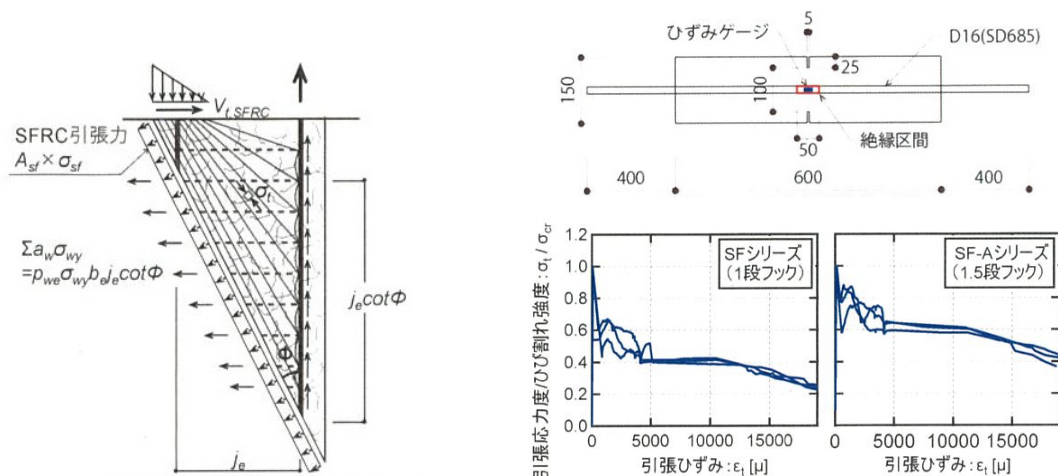


図-1.10 せん断耐力への鋼繊維補強効果の算定例

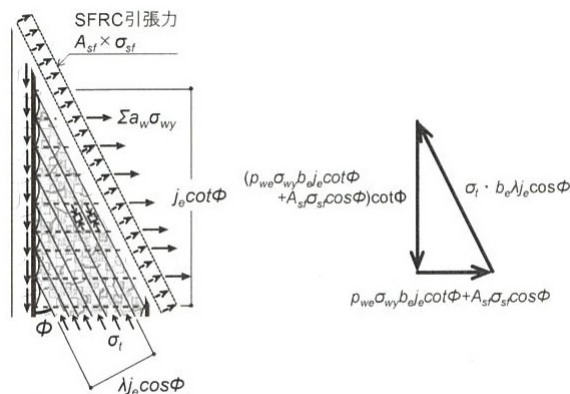
2017年に改定されたRC橋の設計に関するオーストラリア規準においても、図-1.10の方法を基本的な考え方として鋼繊維架橋効果によるせん断耐力の増分を評価している^{1.30)}。ただし、鋼繊維架橋効果として働くSFRCの引張応力の評価方法については、画一的な方法が定まっているとは言い難い。

掛ら^{1.31)}は、Fc150級の高強度RC柱を対象として、両端フック付き鋼繊維の混入によるせん断性能の検討を目的として構造実験を実施している。その結果を用いて、図-1.10と同様の考え方に基づいた鋼繊維補強効果を仮定して、靱性指針^{1.32)}に示されているトラス・アーチ機構に基づいてせん断抵抗機構を評価している(図-1.11(a))。高強度SFRCの引張特性については、小林ら^{1.33)}が提案している引張強度試験方法を参考に両引き試験を実施し、引張荷重-ひずみ関係から鉄筋の負担する荷重を差し引くことでSFRCの引張応力度-ひずみ関係を求め、コンクリートが負担できる引張応力度を定義している(図-1.11(b))。しかし、提案されている両引き試験による引張応力を算出する試験方法は、一般的な方法ではないこと、試験を実施する難易度が比較的に高いことが予想されることなどの理由から課題があると考えられる。また、その他のSFRC補強効果として有効圧縮強度に着目し、実験結果のせん断耐力におけるトラス機構の力の釣合い条件から逆算することで、有効圧縮強度係数が通常のRCに比べて大きくなることを示している(図-1.11(c))。しかし、この係数は実験結果の力の釣合い条件を仮定して算出したものであるため直接的に有効圧縮係数を求めたものではなく、一般化した評価とするには課題があると考えられる。



(a) トラス機構におけるせん断抵抗機構

(b) 両引き試験による引張応力度評価



(a) トラス機構の切断

(b) 釣合条件

(c) 有効圧縮強度係数評価のための力の釣合い機構

図-1.11 高強度SFRC柱のせん断性能(掛ら)^{1.31)}

高強度 SFRC 柱のせん断強度については、石川ら^{1.34)}によっても実験検証がなされている。実験因子は横補強筋比(0.30%, 0.45%, 0.60%)と鋼繊維種類(フック段数 1 段, 1.5 段), 鋼繊維混入率(0.0vol.%, 0.75 vol.%, 1.0 vol.%)である。実験結果から、鋼繊維無混入試験体に比べて、混入した試験体のせん断強度は増加しており、フック段数 1.5 段の鋼繊維を 1.0vol.%入れた場合、横補強筋比 0.30%の試験体のせん断強度は、鋼繊維無混入で横補強筋比 0.60%の試験体と同等以上のせん断強度を示すことを報告している。

SFRC 以外の既往の研究として、各種繊維を混入した高靱性セメント系複合材料を対象としたせん断耐力に関する報告は多数ある。金久保ら^{1.35)}は、高靱性セメント系複合材料として、PVA 繊維を使用した ECC に着目し、鉄筋補強された梁の曲げせん断実験を行い、せん断強度算定式を提案するとともに、曲げ降伏後にせん断破壊する試験体の性状について報告している。せん断強度の評価法は、せん断ひび割れ面におけるせん断強度を ECC の引張強度と同等として、終局指針^{1.36)}に示されるトラス・アーチ機構に累加するもので、繊維補強効果算定手法の基本的な考え方は図-1.10 と同一である。この手法により、せん断強度を良く評価できることを示している。また、一面せん断実験を行うことで、ひび割れ面でのせん断強度は一軸引張強度とほぼ同レベルの強度であることを報告している。

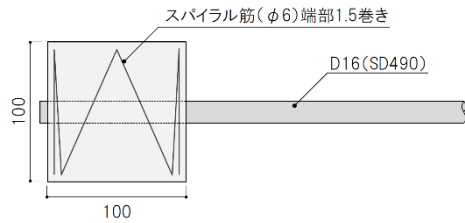
ECC に着目した研究として永井ら^{1.37)}は、高いひび割れ抑制効果と変形性能を有することから層間に配置する制震ダンパーとして適用することを目的に、実験を実施している。せん断終局強度は金久保ら^{1.35)}と同様に、終局指針に示されるトラス・アーチ機構に ECC による引張強度を累加する方法を採用している。この提案方法によりせん断指標を 1.0 以上とすれば、部材は曲げ破壊型になることを示している。ただし、ECC の引張強度については、一般化された試験方法が確立されていないことから、ダンベル型試験片を用いた引張試験結果の材料試験値の 1/2 の値を用いることとなっており、引張特性の評価に適切な方法を用いる必要があることを指摘している。

高靱性セメント系複合材料を用いたダンパー部材に着目したその他の研究として諏訪田ら^{1.38)}は、ひずみ硬化型の HPRCC を用いたダンパー部材を対象にせん断耐力の算定法について提案を行っている。トラス・アーチ機構に HPRCC の引張力を加算する方法であるが、圧縮角角度の変化に応じて耐力を変化させ、破壊モードに応じた提案を行っている。このように高靱性セメント系複合材料を扱った研究の多くは、粗骨材が含まれておらずコンクリートではないことから、主要構造体以外の適用を目的としていることが多い。

(3) 付着割裂耐力

短スパン梁は主筋の付着長さが短くなるため、通常の梁に比べて付着割裂破壊が発生する恐れが高い。破壊形式は、一般的な主筋の配筋方法である上端と下端を平行に配置した場合、主筋列に沿って割り裂けるサイドスプリット型の付着割裂破壊となる可能性が高い。サイドスプリット型付着割裂破壊を回避する方法として、主筋の配筋方法に X 形配筋を適用し、原理的に付着割裂破壊を生じさせなくする方法が挙げられる。ただし、X 形配筋指針^{1.39)}には四隅の主筋には平行配筋を用い、その平行主筋を起因とする付着割裂に対する検討を行うように定められている。その場合、両隅角部で割り裂けるコーナースプリット型の付着割裂破壊を引き起こす可能性がある。しかし、コーナースプリット型破壊に関する実験研究は RC の場合においても藤井ら^{1.40)}によるものがあるが、それほど多くない。

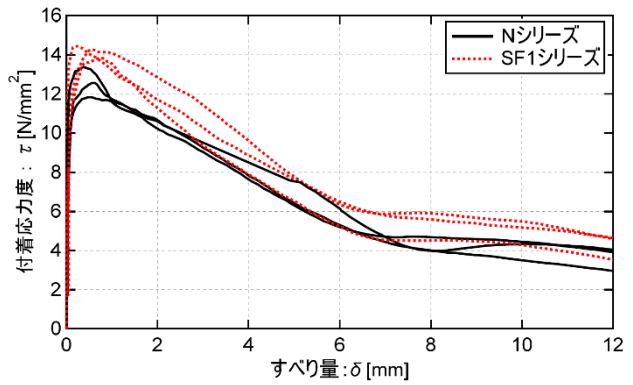
付着割裂破壊に関する鋼繊維の補強効果を示した報告は僅かである。阪田ら^{1.41)}は鉄筋単体の付着試験および定着試験を行い、鋼繊維の混入が異形鉄筋単体の付着強度を上昇させることを報告しているが、梁部材としての付着割裂の評価は十分に行われていない(図-1.12)。



(a) 試験体形状

(b) 試験体諸元

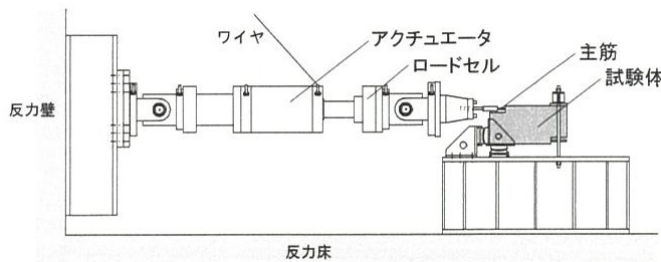
試験体名	鋼繊維混入量	鉄筋
N-1 N-2 N-3	なし	D16 (SD490) ネジ節鉄筋
SF1-1 SF1-2 SF1-3	1.0 Vol.% (=80kg/m ³)	



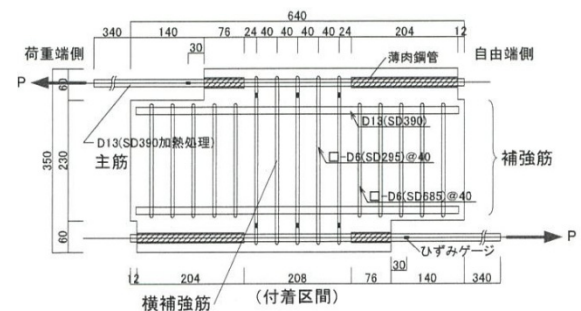
(c) 付着応力度-自由端すべり量関係

図-1.12 SFRC と異形鉄筋の付着性状(阪田ら) 1.41)

高靱性セメント系複合材料を対象とした付着に関する報告として、細矢ら^{1.42)}は、有機繊維 PVA を混入させた高靱性繊維補強セメント複合材料 SHCC を用いた短スパン梁の主筋の付着特性を把握することを目的に付着割裂実験を行っている。付着割裂実験は、主筋を一方向に単調引張加力するキャンチレバー形式で行っている(図-1.13(a)および(b))。実験結果から、SHCC 梁の付着強度は、既往の RC 付着強度式による計算値より高くなり、横補強筋比の増加に伴い線形的に増加し、横補強筋の鋼種による付着強度の差異はないことを示している(図-1.13(d))。そして、繊維による付着強度の補強効果は横補強筋比 0.8%相当であり、既往式にその分を加算することで、付着強度を概ね評価できることを報告している。



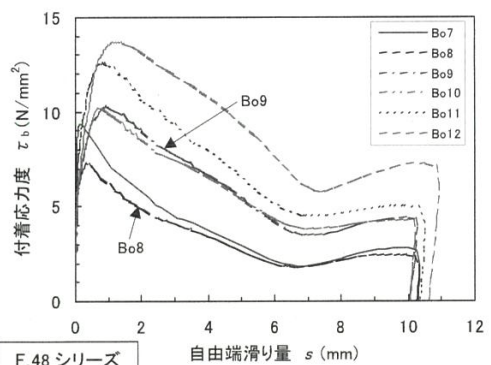
(a) 実験装置



(b) 試験体形状

(c) 試験体諸元

試験体	SHCC設計 基準強度 F_c (N/mm ²)	試験体 断面寸法 B×D (mm)	主筋 付着長さ L_B (mm)	主筋		横補強筋		
				配筋	鉄筋比 P_t (%)	鋼種	配筋	鉄筋比 P_w (%)
Bo1	30	200×350	208 (16db)	3-D13	0.54	-	-	0
Bo2						-	-	-
Bo3						-	-	-
Bo4						SD295	2-D6@80	0.4
Bo5						-	2-D6@40	0.8
Bo6						-	4-D6@53	1.2
Bo7	48	200×350	208 (16db)	4-D13	0.72	-	-	0
Bo8						-	-	-
Bo9						SD295	2-D6@80	0.4
Bo10						-	2-D6@40	0.8
Bo11						-	4-D6@53	1.2
Bo12						-	-	-



(d) 平均付着応力度-自由端滑り量関係(上端)

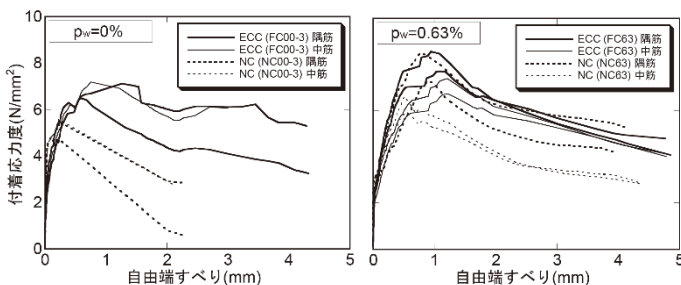
図-1.13 SHCC 短スパン梁の付着性状(細矢ら) 1.42)

永井ら^{1.43)}は、連層耐震壁を連結する短スパン梁に ECC を用いた ECC 連結梁を対象に、付着割裂強度式を提案している。加力は単純梁型で、コンクリート種類、主筋配置、主筋位置、横補強筋配筋、付着長さが実験パラメータである(図-1.14(a))。実験結果から、ECC 部材における上端筋と下端筋の付着強度に大きな差異がみられないものの、普通コンクリートに比べて付着強度が上昇することを示しており(図-1.14(b))、その評価として既往式を評価した手法と同様の考え方による検討を行い、ECC の補強効果を考慮した付着強度式を提案している。また、ECC 連結梁の曲げせん断実験を実施し、提案した付着割裂強度計算値が設計用付着応力度を上回っていれば、曲げ破壊に至ることを報告している(図-1.14(c))。

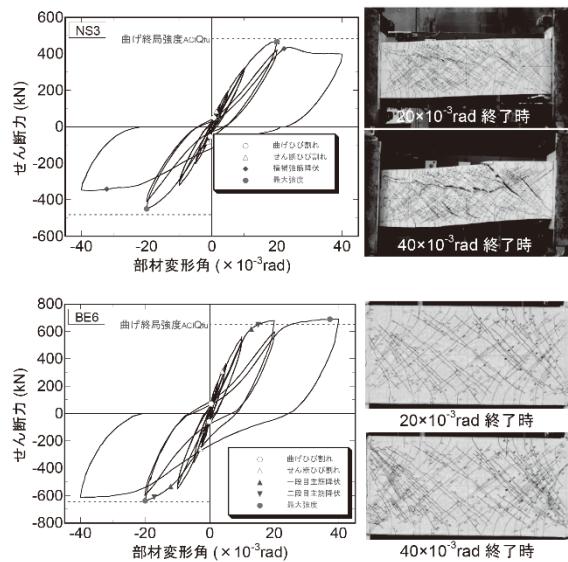
(a) 試験体諸元および付着強度一覧

試験区間名	種類	主筋		付着長	横補強筋		ECC 付着強度実験値			
		配筋	位置		配筋	$P_w(\%)$	σ_B	隅筋 τ max	中筋 τ max	平均 τ max
FC00-3	ECC	3-D25	下端	12d _b (300mm)	なし	0	60.3	7.11	7.18	6.92
FC32-3					2-D10 @150	0.32	58.1	8.46	8.00	8.14
FC63-3					2-D10 @75	0.63	60.3	12.27	8.61	10.19
FC48s-3					3-D10 @150	0.48	58.1	8.80	9.71	8.94
FC00-T					なし	0	59.1	4.16	5.19	4.52
FC32-T					2-D10 @150	0.32	57.9	7.41	7.11	6.83
FC63-T		2-D10 @75	0.63	63.9	8.25	7.67	7.58			
FC63s-T		4-D10 @150	0.63	59.5	6.96	7.51	7.06			
FC00-L		なし	0	59.1	5.28	5.25	4.94			
FC32-L		2-D10 @150	0.32	57.9	5.76	6.46	5.95			
FC63-L		2-D10 @75	0.63	63.9	8.55	7.38	7.59			
FC63s-L		4-D10 @150	0.63	59.5	6.50	8.20	7.00			
NC00-3	NC	3-D25	下端	12d _b (300mm)	なし	0	56.7	5.43	5.30	5.16
NC32-3					2-D10 @150	0.32	60.8	6.39	6.19	6.07
NC63-3					2-D10 @75	0.63	56.7	7.72*	7.40	7.33
NC63s-3					4-D10 @150	0.63	60.8	7.72*	7.72*	7.56
NC00-L					なし	0	64.8	5.48	5.58	5.26
NC63-L					2-D10 @75	0.63	64.8	9.56	7.66	8.85
NC00		なし	0	64.8	3.90**	4.00**	3.90**			
NC32		2-D10 @150	0.32	64.8	5.67	4.69	4.94			
NC63		2-D10 @75	0.63	64.8	8.51	6.61	7.09			
NC63s		4-D10 @150	0.63	64.8	8.21	7.67	7.88			
NC00-L		なし	0	64.8	3.45	3.50	3.30			
NC63-L		2-D10 @75	0.63	64.8	6.38	6.01	5.63			

*: 主筋降伏後の付着破壊; **: データ計測ミスのため参考値



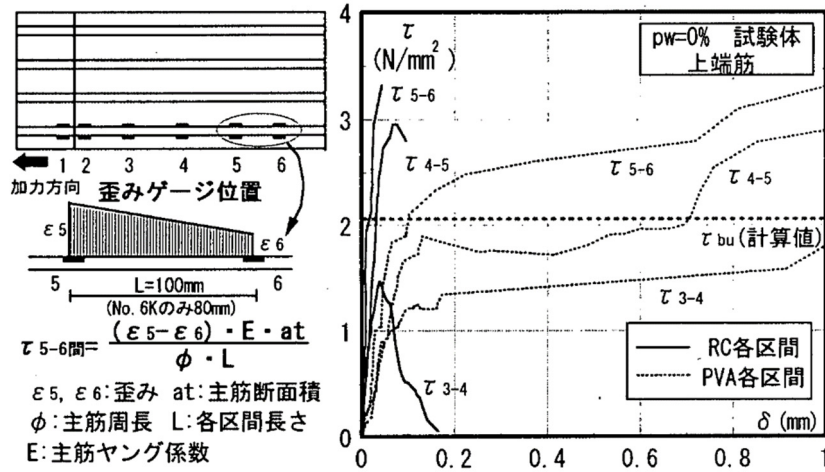
(b) 付着応力-自由端すべり関係例



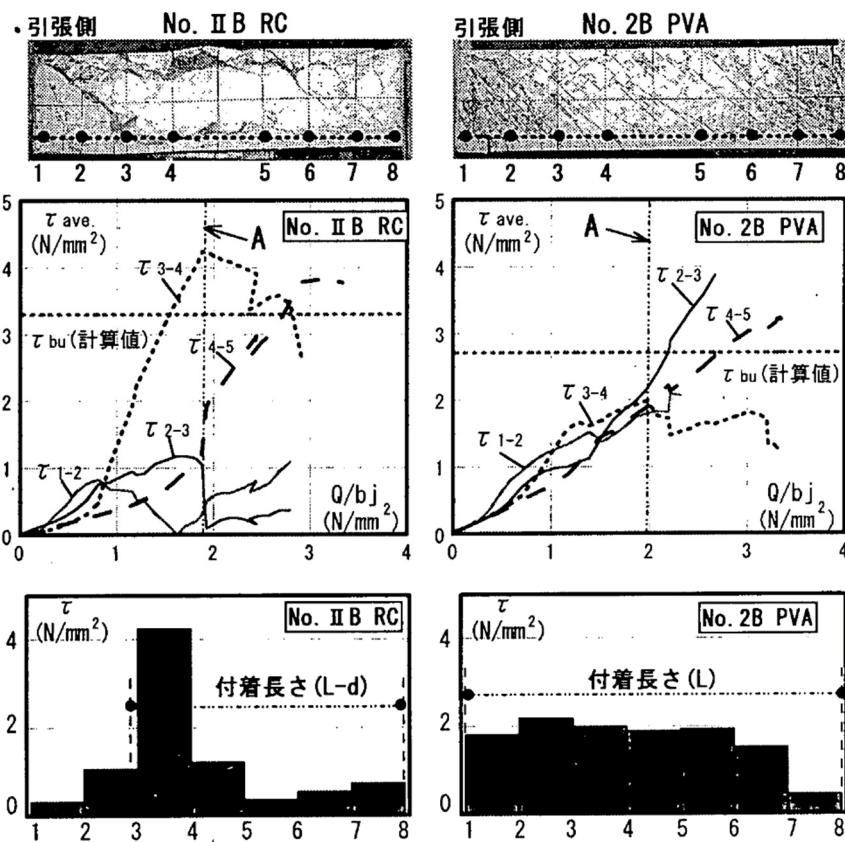
(c) せん断力-部材変形関係、および、ひび割れ発生状況

図-1.14 ECC 短スパン梁の付着性状(永井ら)^{1.43)}

笠原ら^{1.44)}は、PVA を混入した HPRCC を用いた梁部材の付着性能を把握することを目的に、キャンチレバー型の付着割裂実験を行っている。実験結果から、PVA 部材の付着割裂強度は RC 部材と同等であるものの、内部付着性状の検討から、PVA 部材は損傷が分散して全体的にひび割れ幅が小さくなり主筋全長で付着応力を負担できることを示している(図-1.15(a))。この部材内部における付着性状の傾向は、梁部材における実験検討によっても同様であることが示されており、設計用付着応力度を算定するときの有効付着長さを主筋全長とすることを提案している(図-1.15(b))。



(a) 要素試験体の局部付着応力度-滑り関係



(b) 梁試験体の局部付着応力度-滑り関係,
および、A点時の付着応力度分布

図-1.15 PVA-HPFRCC 梁部材の付着性状(笠原ら) 1.44)

1. 2. 4 既往研究における課題

以上の既往研究の調査から、課題をまとめて以下に示す。

1) SFRC の材料特性に関する既往研究調査から、特に引張靱性については様々な試験方法が提案されており、国内においても日本コンクリート工学会から切欠きはりをを用いた材料試験によって載荷荷重-CMOD 関係を取得し、その結果を逆解析することでひび割れ幅と引張応力の関係(引張軟化曲線)を導く手法が示されている。しかし、引張軟化曲線の決定に関わる調合因子(例えば、体積混入率や粗骨材量、空気量など)の影響度合いについての研究例は存在せず、特に近年開発された複数段に折れた鋼繊維を用いた SFRC について検討する必要があることがわかった。また、得られた引張軟化特性を構造部材の評価にどのように用いるかについての手法について、画一的な方法は定まっておらず、靱性能の構造部材設計への反映を行うためには、検討の余地が多く残されていることがわかった。

2) 構造部材に関する既往研究調査から、SFRC の損傷抑制効果や引張靱性の向上効果によって各種構造部材の構造性能を向上させる効果があることが多くの研究報告によって示されていることがわかった。しかし、その効果の定量的な評価については画一的に定まっておらず、引張靱性向上効果としてひび割れ幅と引張応力の関係(引張軟化曲線)を用いて評価した研究は存在するものの、それほど多くはないことがわかった。特に、SFRC が負担する応力そのものの評価については、材料試験方法やその結果をどのように扱うかも含めて、研究者によって様々である。また、圧縮靱性について、圧縮強度後の靱性能が改善することも知られているが、その効果を部材性能に評価した研究は存在しないことがわかった。SFRC のこれら材料性能(靱性能)を用いた部材耐力の評価(せん断耐力や付着割裂耐力など)については、検討の余地が多くあると考えられる。

また、短スパン梁に対する SFRC の適用については、せん断破壊や付着割裂破壊を抑止しやすく、変形能力向上が見込まれる X 形配筋を採用する研究もみられるが、梁の復元力特性の評価方法は確立されているとは言い難く、検討の余地があることがわかった。

1. 3 研究の目的と本論文の構成

1. 3. 1 研究の目的

本研究では、鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の構造特性を明らかにするために、SFRCの引張靱性に関する材料実験および短スパン梁の構造実験を行い、実験結果の考察から、鋼繊維の材料特性を用いて短スパン梁への補強効果を定量的に評価し、設計法を提案することを目的としている。

前節で述べた既往研究での課題に対して、実験的アプローチによって解明のための検討を行う。まずSFRCの材料特性のうち引張靱性能の定量的評価を行うために、引張軟化特性に影響を与えられと考えられる因子に対し材料実験を行い、引張軟化特性を構造部材設計に反映させるための評価方法について検討を行う。次に、SFRC短スパン梁の基本的な構造特性を把握することを目的に、主に曲げ降伏型となる梁実験を実施し、復元力の評価方法などについて考察を行う。また、危険断面に鋼繊維が架橋する場合の曲げ降伏型梁実験結果から、曲げ耐力に対する鋼繊維補強効果をSFRCの材料特性を考慮して評価する手法を提案する。さらに、短期許容せん断力やせん断耐力、付着割裂耐力などの各種耐力に対するSFRCの材料特性を考慮した設計式を提案することを目的に、せん断破壊型の梁実験および付着割裂要素実験を行い検証する。

短スパン梁に対するSFRC補強効果を、材料性能によって定量的に評価が可能となることで、SFRCを実務(設計および施工)に利用しやすくなり、SFRC部材の普及展開に繋がるものと考えられる。地震時に破壊の生じやすい部材に対する損傷制御技術の一つとして、レジリエンス社会の実現に寄与する研究となることを目指している。

1. 3. 2 本論文の構成

本論文は、全6章から構成されている。以下に各章の概要を示す。また、図-1.16に本論文の構成を示す。

第1章では、研究の背景として、短スパン梁に対する要求と損傷制御の重要性、SFRCの概要について述べ、既往研究の概要を示すとともに課題の整理を行うことで、研究の目的と方針を明確化する。

第2章では、SFRCの最大の特徴である引張靱性について、調合因子の影響を実験により明らかにするために、鋼繊維混入率、圧縮強度、骨材種類、粗骨材量、空気量などを変動要因とした切欠きはりの3点曲げ載荷試験を行い、引張靱性への影響を確認する。さらに、引張靱性を部材設計へ反映することを目的に、3点曲げ載荷試験結果から得られる引張軟化曲線について圧縮強度との関連性などについて分析を行う。

第3章では、SFRC短スパン梁の基本的な構造特性および曲げ特性を把握することを目的に、曲げ降伏型を主とした短スパン梁曲げせん断実験を行う。変動因子は、鋼繊維混入率、せん断スパン比、主筋の配筋方向(すべて平行配筋か四隅に平行配筋を併用したX形配筋)、危険断面を架橋する鋼繊維の有無である。実験結果に基づき、復元力特性として骨格曲線と履歴特性、および危険断面を鋼繊維が架橋する場合の曲げ耐力の評価法について検証する。

第4章では、SFRC短スパン梁のせん断特性を把握することを目的に、せん断破壊型の短スパン梁曲げせん断実験を行う。変動因子は、鋼繊維混入率とSFRCの引張靱性である。実験結果に基づいて、短期許容せん断力およびせん断耐力について検証を行う。また、限界変形に対する検証を行うことで、せん断耐力のヒンジ回転角に伴う低減方法についても検討を行う。

第5章では、SFRC短スパン梁の付着特性を把握することを目的に付着割裂要素実験を行う。変動因子は、鋼繊維混入率、主筋の位置(上端と下端)、主筋の本数(2本と5本でコーナースプリット型破壊とサイドスプリット型破壊を想定)、横補強筋比である。実験結果に基づいて、付着割裂強度について検証を行う。また、曲げ降伏型梁実験結果を用いて、検討した付着割裂強度式の短スパン梁への適用についても検討を行う。

第6章では、本研究で得られた知見をまとめ、今後の課題について述べる。

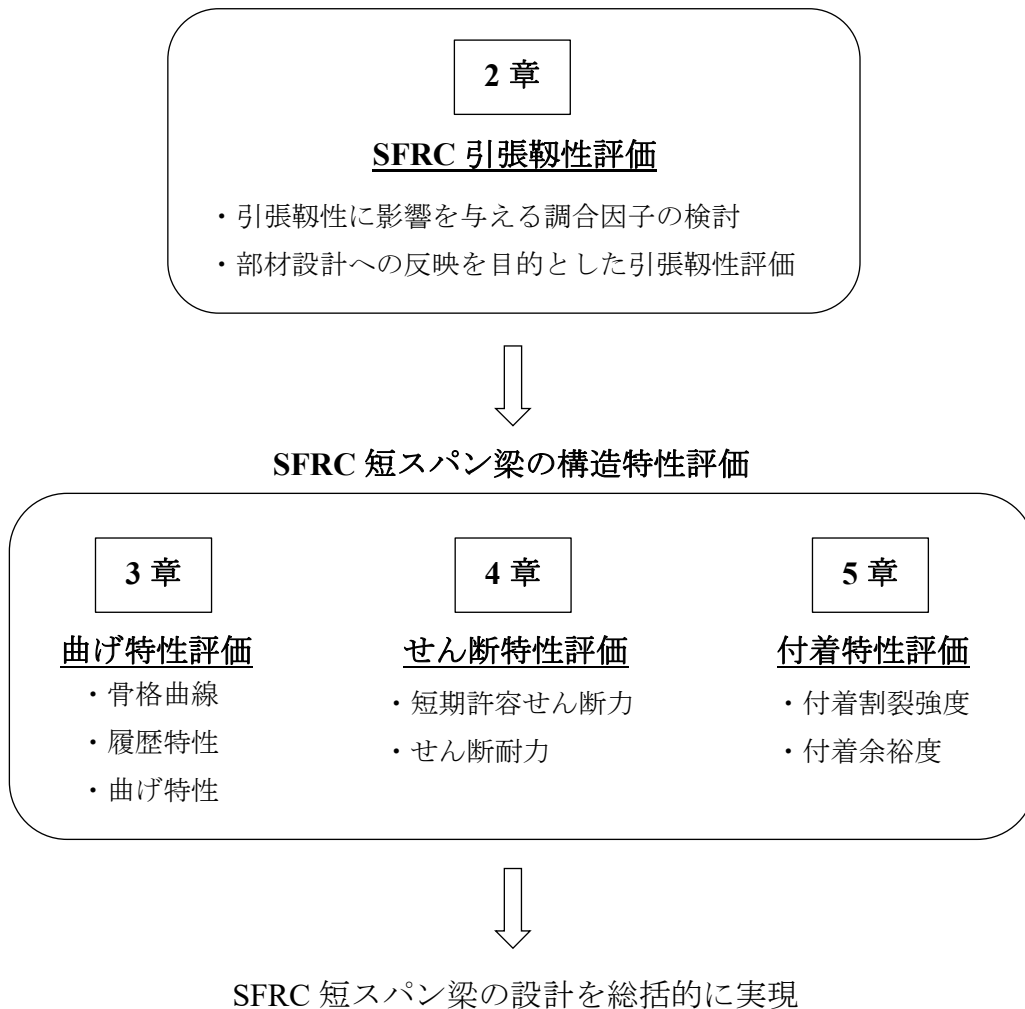


図-1.16 本論文の構成

【1章の参考文献】

- 1.1) 国土交通省国土技術政策研究所：国総研資料第 929 号 平成 28 年(2016 年)熊本地震建築物被害調査報告(速報)，2016
- 1.2) 小林一輔，和泉意登志，趙力采：鋼繊維補強コンクリート，コンクリート工学，15 巻，3 号，pp. 7-21，1977
- 1.3) 石原 誠一郎，三橋博三，金子佳生，和地正浩：ハイブリッド型繊維補強セメント系複合材料を用いたエネルギー吸収部材の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，第 25 巻，2 号，pp. 1705-1710，2003
- 1.4) 永井覚，高稲宜和，閑田徹志，丸田誠：高靱性繊維補強セメント複合材料を用いた梁部材の曲げせん断性状 その 2 実験結果の考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.313-314，2001
- 1.5) Li, V. C. : From Micromechanics to Structural Engineering – The Design of Cementitious Composites for Civil Engineering Applications, Structural Eng./Earthquake Eng., Japan Society of Civil Engineers, Vol.10, No.2, pp.37-48, 1993
- 1.6) 石川裕次，中川晴日，平田延明，古澤護，作田恭一：高強度 SFRC 柱の構造性能に関する実験的研究 その 1 実験計画及び基準試験体の実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.211-212，2021
- 1.7) 桑原雅人，掛悟史，小林楓子，高津比呂人：鋼繊維補強コンクリート梁のせん断性能に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.265-266，2021
- 1.8) 六郷恵哲，福山洋，松尾庄二，金久保利之，鎌田敏郎，松本高志，閑田徹志，国枝稔：委員会報告 高靱性セメント複合材料の性能評価と構造利用研究委員会の活動と成果の概要，コンクリート工学年次論文集，第 26 巻，1 号，pp. 1-10，2004
- 1.9) 今井和正，渡辺英義，松野勇輝，渡辺征晃：鋼繊維補強コンクリートの引張軟化特性に関する基礎検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.371-372，2019
- 1.10) 佐々木亘：種々の短繊維を用いた高強度繊維補強コンクリートの材料特性と配合設計に関する研究，京都大学，2014
- 1.11) 渡邊悟士，今井和正，黒岩秀介：鋼繊維補強コンクリートの調合条件がワーカビリティに及ぼす影響に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 87 巻，第 796 号，pp. 514-523，2022
- 1.12) 渡邊悟士，高橋智也，今井和正，黒岩秀介：粗骨材量を低減した鋼繊維補強コンクリートの性能に関する検討，コンクリート工学年次論文集，第 44 巻，1 号，pp. 892-897，2022
- 1.13) EN 14651 : Test method for metallic fibered concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality, residual), 2005
- 1.14) 日本コンクリート工学会：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 (JCI-S-002-2003)，JCI 規準，2003
- 1.15) 日本コンクリート工学会：切欠きはりを用いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法 (JCI-S-001-2003)，JCI 規準，2003
- 1.16) Satish Sharma. et al. : Durability Study of High-Strength Steel Fiber-Reinforced Concrete, ACI Materials Journal, Vol.115, No.2, pp.219-225, 2018

- 1.17) Julian Carrillo, Ortiz-Lozano,J., Juan,G., Rueda-Bayona,G. : Indirect Tensile Behavior of Hooked-End Steel Fiber-Reinforced Concrete under Double-Punch Tests, ACI Materials Journal, Vol.118, No.5, pp.93-105, 2021
- 1.18) Neves, R. D., Fernandes de Almeida, J. C. O. : Compressive behaviour of steel fibre reinforced concrete, Structural Concrete, Vol.6, Issue 1, pp.1-8, 2005
- 1.19) Dhakal, R. P., Wang, C., Mander, J. B. : Behavior of steel fibre reinforced concrete in compression, International Symposium on Innovation & Sustainability of Structures in Civil Engineering, 2005
- 1.20) 丸田誠, 金本清臣, 中澤春生, 山野辺宏治, 遠藤芳雄, 戸澤正美 : 鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の構造性能に関する実験的研究 その1～その2, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.399-402, 2019
- 1.21) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説, 2021
- 1.22) The International Federation for Structural Concrete: Model Code 2010 - Final draft, Volume 2, fib, 2012
- 1.23) ACI Committee 544 : Guide to Design with Fiber-Reinforced Concrete (ACI 544.4R-18), American Concrete Institute, 2018
- 1.24) Dong-Hee Son, Baek-II Bae, Chang-Sik Choi : Shear Strength Evaluation of Diagonally Reinforced Concrete Coupling Beams with Steel Fibers, ACI Structural Journal, Vol.119, No.4, pp.291-302, 2022
- 1.25) Suhas S. Joshi, Nikesh Thammishetti, S. Suriya Prakash : Flexure-Shear Behavior of Hybrid Fiber-Reinforced Prestressed Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.117, No.1, pp.269-278, 2020
- 1.26) Parra-Montesinos, G. et al. : Evaluation of Effective Moment of Inertia for Calculation of Short-Term Deflections of Steel Fiber-Reinforced Concrete Flexural Members, ACI Structural Journal, Vol.118, No.5, pp.79-89, 2021
- 1.27) 永山正幸, 宮下丘 : 高靱性繊維補強セメント複合材料を用いた梁部材の曲げ性状の解析的研究, 日本建築学会中国支部研究報告集, 第31巻, pp.1-4, 2008
- 1.28) 永坂具也, 岩倉知行, 松原澄行, 柳沢学 : SFRC 部材のせん断挙動に関する研究(その20. 柱のせん断耐力の推算式), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.541-542, 1986
- 1.29) fib : Shear and punching shear in RC and FRC elements Technical report, bulletin57, pp.195-210, 2010
- 1.30) Ali Amin, Ian Gilbert, R. : Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams-PartII: Strength, Ductility, and Design, ACI Structural Journal, Vol.119, No.2, pp.113-123, 2019
- 1.31) 掛悟史, 小林楓子, 田邊裕介, 高津比呂人 : 高強度 SFRC 柱のせん断性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, 第44巻, 2号, pp. 325-330, 2022
- 1.32) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1999
- 1.33) 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, コンクリート工学論文, Vol.17, No.9, pp. 87-95, 1979
- 1.34) 中川晴日, 原田岳信, 高橋七海, 石川裕次 : 高強度 SFRC 柱のせん断強度に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, 第44巻, 2号, pp. 643-648, 2022
- 1.35) 清水克将, 氏家隆博, 金久保利之, 閑田徹志 : PVA-ECC 梁部材のせん断性状評価, コン

クリート工学年次論文集，第 27 巻，2 号，pp. 1333-1338，2005

- 1.36) 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1990
- 1.37) 永井覚，金子貴司，閑田徹志，丸田誠：高靱性繊維補強セメント複合材料を用いたダンパー部材の構造性能，コンクリート工学年次論文集，第 26 巻，2 号，pp. 1513-1518，2004
- 1.38) 諏訪田晴彦，福山洋，野口博：高靱性セメント系複合材料を用いたダンパー部材のせん断耐力と変形能に関する評価法の提案と検証 高靱性セメント系複合材料を用いたダンパー部材のせん断耐力と変形能に関する研究(その 2)，日本建築学会構造系論文報告集，第 634 号，pp. 2185-2194，2008
- 1.39) 日本建築学会：鉄筋コンクリート X 形配筋部材設計施工指針・同解説，2010
- 1.40) 藤井栄，森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究 第 1 報付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果，日本建築学会論文報告集，第 319 号，pp. 47-55，1982
- 1.41) 阪田真規，田部井正樹，掛悟史，星野正宏：鋼繊維補強コンクリートと異形鉄筋の付着および定着性状に関する実験的研究 その 1 付着試験 その 2 定着試験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.43-46，2019
- 1.42) 細矢博，金久保利之，矢野正剛，重水法弘：高靱性繊維補強セメント複合材料を用いた梁の付着割裂実験，日本建築学会技術報告集，第 17 巻，第 35 号，pp. 161-166，2011
- 1.43) 永井覚，高稲宜和，閑田徹志，前田匡樹，丸田誠：高靱性繊維補強セメント系複合材料を用いた部材の付着割裂強度，日本建築学会構造系論文集，第 77 巻，第 678 号，pp.1291-1298，2012
- 1.44) 笠原美幸，松崎育弘，中野克彦：高靱性型セメント系複合材料を用いた梁，柱部材の構造性能に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 67 巻，第 553 号，pp. 89-95，2002

2. SFRC の引張靱性評価

2. 1 はじめに

SFRC の優れた靱性能を設計に反映させるためには、まず材料特性としての靱性能を把握し、定量的に評価することが必要になる。鋼繊維補強コンクリートの靱性能には、鋼繊維の特性（引張強度、形状など）および混入量、コンクリートの強度特性および鋼繊維との付着特性などが影響するとされている^{2.1)}。そのため、近年の両端を複数段のフック形状とした鋼繊維や化学混和剤の積極的な活用によって鋼繊維混入後の施工性の改善をはかったコンクリートなどの使用材料および調合条件の変化により、各因子による靱性能への影響の傾向も変わりうると考えられる。

本章では、SFRC の引張靱性に対する調合因子の影響を実験により明らかにするために、2003 年に制定された JCI-S-002-2003（切欠きはりを有した繊維補強コンクリートの荷重－変位曲線試験方法）^{2.2)}により求めた引張軟化曲線によって引張靱性の定量的評価を行う。実験は SFRC 短スパン梁への展開を想定して、近年開発された両端に 1.5 段のフック形状を有する鋼繊維を混入した SFRC を対象とする。鋼繊維混入率、圧縮強度、骨材種類、粗骨材量、空気量などを変動要因とし、引張靱性への影響を確認する。そして、引張靱性を部材設計へ反映することを目的に、引張軟化曲線と圧縮強度との関連性などについて分析を行う。

2. 2 引張靱性試験計画

2. 2. 1 コンクリートの使用材料

表-2.1 に、コンクリートの使用材料を示す。経済性や汎用性を考慮して、鋼繊維以外は一般のコンクリートと同様な材料を使用した。

セメントには、設計基準強度 30～60 N/mm² 級を想定して、普通ポルトランドセメントを使用した。

水には上水道水を使用することを基本としたが、実機ミキサによる製造の場合は地下水を使用した。

細骨材には「建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事」^{2.3)}の規定を満足する 3 種類の混合砂（S1, S2, S4）および天然砂（S3）を、粗骨材には JIS A 5005（コンクリート用砕石及び砕砂）の砕石 2005 の規定を満足する 3 種類の砕石（G1, G2, G3）を使用した。また、S2, G2 および G3 では、製造ロットの異なるもの（S2a～S2d, G2a～G2c および G3a～G3c）を使用した。S2 は天然砂と砕砂を、G1 は 2 種類の砕石 2005 を、G3 は砕石 2015 と砕石 1505 を混合したものであるが、これらについては混合前の表乾密度と混合比率が既知であったため、それらをもとに混合後の表乾密度を小数点以下 3 けたまで計算している。

化学混和剤には、単位水量を 185 kg/m³ 以下とするために、高性能 AE 減水剤を使用した。

鋼繊維には、両端に 1.5 段のフック形状を有し、直径 0.55 mm、長さ 35 mm、公称引張強度 1850 N/mm² のものを使用した。

表-2.1 コンクリートの使用材料

項目		種類 <記号>	詳細 ^{※1}
セメント	C	普通ポルトランドセメント	密度 3.16g/cm ³
水	W	上水道水または地下水	
細骨材	S	混合砂	<S1> Ds : 2.62g/cm ³ , FM : 2.50
			<S2a> Ds : 2.640g/cm ³ , FM : 2.57
			<S2b> Ds : 2.640g/cm ³ , FM : 2.59
			<S2c> Ds : 2.640g/cm ³ , FM : 2.54
			<S2d> Ds : 2.634g/cm ³ , FM : 2.56
		天然砂	<S3> Ds : 2.60g/cm ³ , FM : 2.63
		混合砂	<S4> Ds : 2.60g/cm ³ , FM : 2.54
粗骨材	G	砕石 2005	<G1> Ds : 2.648g/cm ³ , FM : 6.71
			<G2a> Ds : 2.72g/cm ³ , FM : 6.59
			<G2b> Ds : 2.72g/cm ³ , FM : 6.64
			<G2c> Ds : 2.72g/cm ³ , FM : 6.60
			<G3a> Ds : 2.650g/cm ³ , FM : 6.86
			<G3b> Ds : 2.650g/cm ³ , FM : 6.57
			<G3c> Ds : 2.644g/cm ³ , FM : 6.65
混和剤	AD	高性能 AE 減水剤	ポリカルボン酸系
鋼繊維	SF	両端フック形状	直径 0.55mm, 長さ 35mm 公称引張強度 1850N/mm ²

※1 Ds : 表乾密度, FM : 粗粒率

2. 2. 2 コンクリートの調合条件

本検討では、使用する鋼繊維を限定することで、コンクリート側の特性、つまりコンクリートの強度特性および鋼繊維との付着特性が、鋼繊維補強コンクリートの引張靱性に及ぼす影響を確認することを目的としている。一般のコンクリートでは、ブリーディングにより水平鉄筋や粗骨材の下側に水膜や空隙が形成されることで、それらとの付着力が低下するとされている^{2,4)}。また本検討では、化学混和剤を積極的に活用することで単位水量を 175~185 kg/m³としているため、調合間の単位水量の差は小さいが、骨材種類や細・粗骨材の構成比率などによってもブリーディング、さらには鋼繊維との付着特性に差が生じることも想定される。また、コンクリート中の空気は、コンクリートの強度特性に影響を及ぼすとともに、鋼繊維の下側に留まればブリーディングと同様に、鋼繊維との付着特性に影響を及ぼすことも想定される。以上を考慮して、本実験では、鋼繊維の体積混入率(以下、V_{sf})および圧縮強度に加えて、骨材種類、単位粗骨材絶対容積(以下、V_g)および空気量などを変動要因として採用した。

表-2.2 に、コンクリートの調合条件を示す。調合記号は、“骨材種類”-“水セメント比(以下、W/C)”-“V_g”-“V_{sf}の小数点省略”-“(練上がり時の目標)空気量の小数点省略”で表し、実機ミキサによる製造の場合には A~D の添え字を末尾に付している。なお、調合 S1G1-45-250-10-45C' は、調合 S1G1-45-250-10-45C と同じ条件で製造した別バッチであり、その一部を採取し、AE 剤を添加して容量 100 L の水平 2 軸形強制練りミキサで再度練り混ぜて空気量を調整したものが調合 S1G1-45-250-10-65C' で

ある。

Vsf は、SFRC 短スパン梁の開発への展開を想定して、0.5%、1.0%の2水準を対象とした。W/C は、設計基準強度 30~60 N/mm² 級を想定して、30~50%とした。細・粗骨材の組合せは、S1・G1、S2・G2、S2・G3、S3・G3、S4・G3 の5パターンとし、それによる傾向の違いが評価可能なように、各パターンで Vsf ごと、またはいずれかの Vsf に対して2水準以上の W/C についてのデータを採取した。

細・粗骨材の構成比率によるブリーディングへの影響だけでなく、特に Vsf が大きい領域では粗骨材量の増大にともない靱性能が低下する傾向があるとされており^{2.1)}、それも含めて評価できるように、Vg を変動要因として採用した。なお、施工性確保の観点から Vg は 250 L/m³ 程度が望ましい^{2.5)} と考えるが、ここではスランプ 18 cm 程度が無理なく実現可能な 250~315 L/m³ を対象とした。

空気量は、練上がり時の目標を 2.5、4.5 または 6.5% とし、±0.5% の範囲で調整することを基本とした。ただし、実機ミキサによる製造では、微調整が困難なため ±1.0% とした。なお、練上がり時の目標空気量は調合ごとに異なるが、調合計算上の空気量はいずれも 4.5% (表中の単位量から計算される C、W、S、G の体積の合計が 955 L/m³ となるよう) に設定した。

スランプは、供試体の密実な充填が可能で、十分な材料分離抵抗性が得られ、かつ打込み時に流動して極端な鋼繊維の配向が生じないように、18 cm を目標とすることを基本とした。ただし、W/C が 35% 以下で、かつ Vg を 250 L/m³ (細骨材率 (以下、s/a) で 60% 程度) として材料分離抵抗性を確保する場合には、21 cm を目標とした。

表-2.2 コンクリートの調合条件

調合記号	骨材種類		W/C [%]	Vg [L/m ³]	s/a [%]	空気量 [%]	スランプ [cm]	単位量[kg/m ³]				AD 添加量 [C×%]	Vsf [%]											
	S	G						C	W	S	G													
S1G1-50-250-05-25	S1	G1	50	250	61.7	2.5±0.5	18±2.5	370	185	1056	662	1.85	0.5											
S1G1-50-250-05-45						4.5±0.5						1.75												
S1G1-50-250-05-65						6.5±0.5						1.75												
S1G1-50-300-05-45						300						54.1		4.5±0.5	1.40									
S1G1-45-250-05-45A			45	250	58.5	4.5±1.0	21±2.0	529	185	925	794	1.45												
S1G1-35-250-05-25						2.5±0.5						1.60												
S1G1-35-250-05-65						6.5±0.5						1.50												
S2G2-50-250-05-25						S2a						G2a		50	250	61.7	2.5±0.5	18±2.5	370	185	1064	680	1.70	0.5
S2G2-50-250-05-65	6.5±0.5	1.60																						
S2G2-50-315-05-65B	315	52.9	6.5±1.0	1.60																				
S2G2-35-250-05-45	35	250	58.5	4.5±0.5	21±2.0		529	185	932	680	1.50													
S3G3-50-250-05-25	S3	G3a	50	250	61.7		2.5±0.5	18±2.5	370	185	1048		663	1.45	0.5									
S3G3-50-250-05-65							6.5±0.5							1.40										
S1G1-50-250-10-25	S1	G1	50	250	61.7		2.5±0.5	18±2.5	370	185	1056		662	1.90	1.0									
S1G1-50-250-10-65							6.5±0.5							1.85										
S1G1-45-250-10-45C						45	250					60.9		4.5±1.0		21±2.0	529	185	1022	662	1.45			
S1G1-45-250-10-45C'														6.5±0.5										
S1G1-45-250-10-65C'			35	250	58.8	2.5±0.5	21±2.0	529	185	925	662	1.65												
S1G1-35-250-10-25						6.5±0.5						1.55												
S2G2-50-300-10-45D						S2b						G2b	50	300		54.6	4.5±1.0	18±2.5	360	180	953	816	1.60	1.0
S2G2-35-250-10-45						S2c						G2c	35	250		58.5	4.5±0.5	21±2.0	529	185	932	680	1.60	
S2G3-45-250-10-45	S2d	G3b	45	250	61.9	4.5±0.5	18±2.5	389	175	1072	663	1.75	1.0											
S2G3-35-250-10-25						59.8						2.5±0.5		21±2.0	500	980	663	1.65						
S4G3-50-315-10-45	S4	G3c	50	315	52.3	4.5±0.5	18±2.5	360	180	900	833	0.95	1.0											
S4G3-40-315-10-45			40		50.2			450		827	833	0.90												
S4G3-30-300-10-45			30		48.7			600		741	793	1.20												

2. 2. 3 練混ぜおよび試験内容

コンクリートの練混ぜは、JIS A 1138（試験室におけるコンクリートの作り方）に従って、容量 55 L または 100 L の水平 2 軸形強制練りミキサで行うことを基本とした。ただし、表-2.2 で調合記号の末尾に A~D の添え字を付した調合については、実機ミキサ（水平 2 軸形強制練り）により練混ぜを行った。いずれの調合も、ベースとなるコンクリートを練り混ぜた後に、ミキサに鋼繊維を投入してさらに 60 秒以上練り混ぜた。練上がり後に、JIS A 1101（コンクリートのスランプ試験方法）および JIS A 1128（フレッシュコンクリートの空気量の圧力による試験方法—空気室圧力方法）に従って、スランプ（調合 S1G1-45-250-10-45C', S1G1-45-250-10-65C' は省略）および空気量の試験を行い、表-2.2 の範囲を満足することを確認した。

各調合について、 $\phi 100 \times 200$ mm または $\phi 150 \times 300$ mm の円柱供試体を 3 個ずつ作製し、材齢 28 日まで 20°C 封かん養生した後に、JIS A 1108（コンクリートの圧縮強度試験方法）に従って、圧縮強度試験を行った。併せて、 $\square 150 \times 530$ mm の角柱供試体を 3 個または 4 個ずつ作製し、材齢 28 日まで 20°C 封かん養生した後に、JCI-S-002-2003^{2,2)}に従って、切欠きはり 3 点曲げ載荷試験(写真-2.1)を実施した。それにより得られた荷重—ひび割れ肩口開口変位関係を用い、JCI-S-001-2003^{2,6)}により引張軟化曲線を求めた。

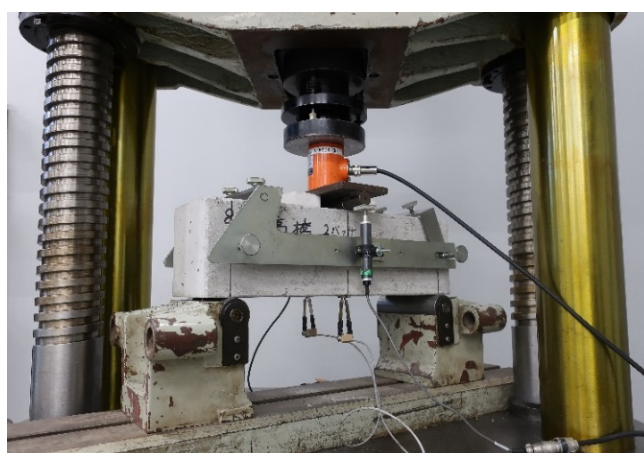


写真-2.1 切欠きはり 3 点曲げ載荷試験

2. 3 引張靱性試験結果概要

2. 3. 1 フレッシュコンクリートの試験結果

表-2.3 に、フレッシュコンクリートの試験結果を示す。いずれも表-2.2 の範囲を満足し、充填性、材料分離抵抗性についても問題なかった。

表-2.3 フレッシュコンクリートの試験結果

Vsf=0.5%			Vsf=1.0%		
調合記号	Slump [cm]	Air [%]	調合記号	Slump [cm]	Air [%]
S1G1-50-250-05-25	15.5	2.7	S1G1-50-250-10-25	15.5	2.3
S1G1-50-250-05-45	15.5	4.7	S1G1-50-250-10-65	15.5	7.0
S1G1-50-250-05-65	16.5	6.4	S1G1-45-250-10-45C	17.5	3.6
S1G1-50-300-05-45	15.5	4.2	S1G1-45-250-10-45C'	-	3.5
S1G1-45-250-05-45A	20.5	3.9	S1G1-45-250-10-65C'	-	6.5
S1G1-35-250-05-25	23.0	2.0	S1G1-35-250-10-25	22.5	2.2
S1G1-35-250-05-65	20.0	6.5	S1G1-35-250-10-65	21.5	6.5
S2G2-50-250-05-25	20.5	2.4	S2G2-50-300-10-45D	18.0	4.6
S2G2-50-250-05-65	19.5	6.6	S2G2-35-250-10-45	19.0	4.9
S2G2-50-315-05-65B	20.0	5.8	S2G3-45-250-10-45	19.5	4.9
S2G2-35-250-05-45	19.0	4.4	S2G3-35-250-10-25	22.0	3.0
S3G3-50-250-05-25	16.0	2.7	S4G3-50-315-10-45	16.5	4.9
S3G3-50-250-05-65	16.0	6.4	S4G3-40-315-10-45	16.0	4.9
			S4G3-30-300-10-45	18.5	4.0

2. 3. 2 引張靱性試験結果

図-2.1 に、本実験で得られた引張軟化曲線の例を示す。引張応力は、ひび割れ発生後に急激に低下して極小（ひび割れ幅 0.02~0.10 mm の範囲）となり、再上昇して極大（ひび割れ幅 0.3~1.3 mm の範囲）となった後に、緩やかに下降している。まず、各供試体について得られた引張軟化曲線（細実線）をもとに、ひび割れ幅ごとの引張応力の平均値を算出して、各調合における曲線（太実線）を求めた。さらに、ひび割れ幅 0 mm から 0.5 mm ごとの点と、前述のひび割れ発生後の極小および極大となる点（◇）を繋いで単純化した曲線（破線）により、各調合における引張靱性を評価した。なお、詳細を 4 章で示す SFRC 短スパン梁の構造実験で、最大耐力時のひび割れ幅は概ね 1 mm 以下に収まっていることから、ひび割れ発生後の引張応力の極大値（以下、引張応力極大値）に加えて、前述の単純化した曲線におけるひび割れ幅 1 mm までの引張応力の平均値^{2.7)}の 2 つの特性値を対象として、引張靱性を評価することとした。なお、文献 2.7)には引張応力の平均値を 0.5mm~2.0mm までのひび割れ幅の範囲で求め、2.0mm までの範囲で値がそれほど変わらないことを示しているが、本検討の引張軟化曲線においても同様の傾向であった。ひび割れ幅 1 mm までの引張応力の平均値は、図-2.1 の左・右図でそれぞれ 1.8・4.4 N/mm²であり、これらは本実験の範囲の最小・最大値であった。

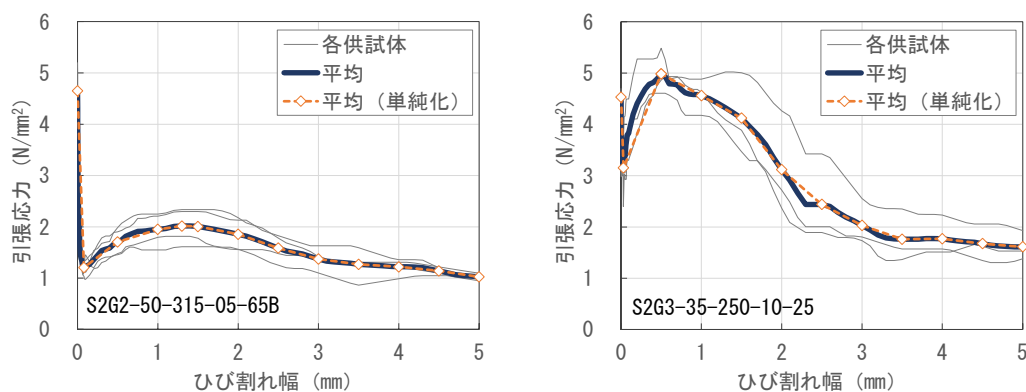


図-2.1 引張軟化曲線の例

(左図：調合 S2G2-50-315-05-65B，右図：調合 S2G3-35-250-10-25)

2. 4 ひび割れ発生後の引張応力の極大値の評価

2. 4. 1 圧縮強度に基づく評価

コンクリートの強度特性は、鋼繊維補強コンクリートの靱性能に影響を及ぼすとされている^{2.1)}。また、コンクリート構造物の設計では、コンクリートの特性は圧縮強度（設計基準強度）をもとに評価されることが多い。そこで、まずは引張靱性の特性値とした引張応力極大値を、圧縮強度をもとに評価することを検討した。

図-2.2 に、圧縮強度と引張応力極大値の関係を示す。図中に、 V_{sf} が 0.5・1.0% の場合について、それぞれの全データに対する回帰曲線を破・実線で示した。なお、回帰曲線の形態は、上図では曲げ強度などの評価に用いられる累乗曲線^{2.8)}、下図では原点を通る直線とした。

上下図で回帰式の形態が異なるため、決定係数の大小が残差（実測値と回帰式による推定値の差）の大小をそのまま表すわけではないが、本実験の範囲では、下図の回帰直線についても決定係数が比較的大きい値となっており、両者の関係は一次式で概ね評価可能と考えられる。なお、下図の回帰直線は、上図の回帰曲線に対して、圧縮強度 40 N/mm^2 では引張応力極大値を 5~9% 小さめに、圧縮強度 80 N/mm^2 では引張応力極大値を 4~7% 大きめに評価する程度であった。

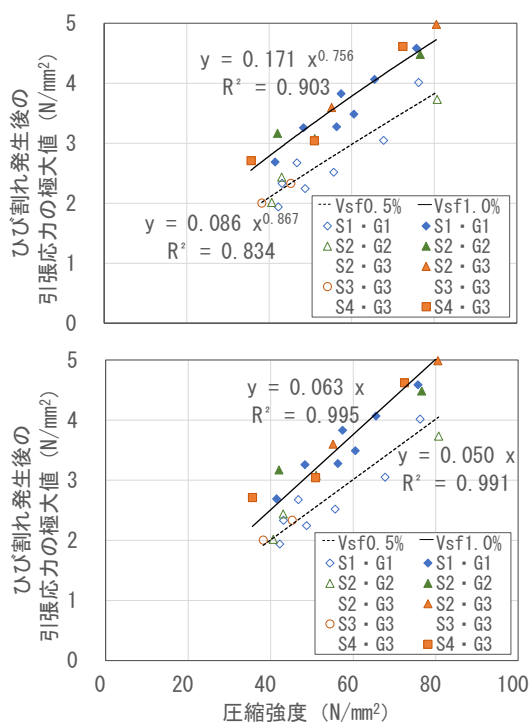


図-2.2 圧縮強度－引張応力極大値関係

(回帰曲線の形態は、上：累乗曲線，下：原点を通る直線)

2. 4. 2 骨材種類による影響の検討

圧縮強度と引張応力極大値の関係を、図-2.2 の上図と下図のいずれの回帰曲線に基づく式で評価するのが望ましいかは、理論的な意味や実務上の合理性などを考慮して判断する必要があると考える。ただし、以下の検討では、骨材種類などの変動要因ごとにデータを分類して評価する場合に、少ないデータでも評価しやすいように、回帰直線の傾きのみで評価可能な下図による回帰直線での評価を基本とした。

図-2.3 に、骨材種類ごとの圧縮強度と引張応力極大値の関係を示す。図中には、図-2.2 の下図と同様に、原点を通る回帰直線を示した。

細・粗骨材の組合せ 5 パターンのいずれにおいても、回帰直線の傾きは、図-2.2 の下図の回帰直線の傾きに対して、 V_{sf} が 0.5%では (0.050 に対して) ± 0.002 以内、 V_{sf} が 1.0%では (0.063 に対して) ± 0.001 以内となっている。つまり、本実験の範囲では、骨材種類が圧縮強度と引張応力極大値の関係に及ぼす影響は小さかった。したがって、以降では、骨材種類について分類せずに、引張応力極大値を圧縮強度で除した値“引張応力極大値/圧縮強度”により、 V_g および空気量による影響について考察する。

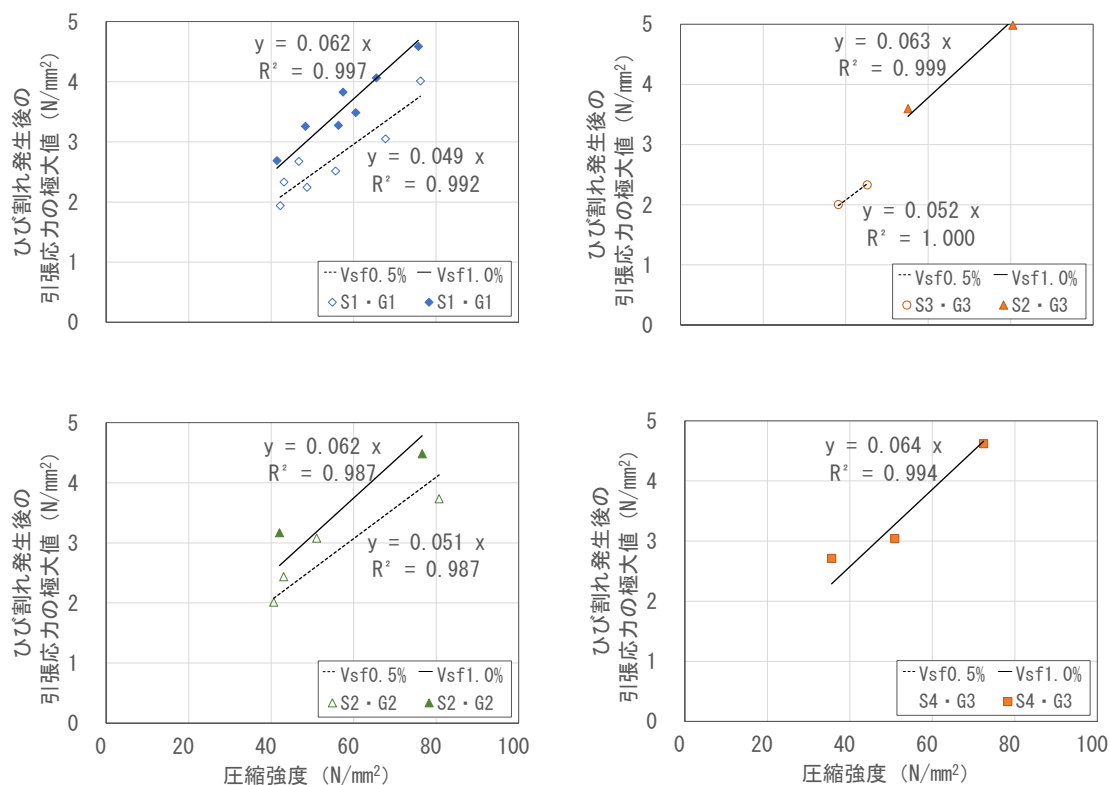


図-2.3 圧縮強度－引張応力極大値関係

(骨材種類ごとに分類，S2・G3とS3・G3は右上図にまとめて記載)

2. 4. 3 粗骨材量による影響の検討

図-2.4に、 V_g と引張応力極大値/圧縮強度の関係を示す。

図中に示す回帰直線の傾きおよび決定係数は小さく、本実験の範囲では、 V_g が圧縮強度と引張応力極大値の関係に及ぼす影響は見られなかった。また、圧縮強度 40 N/mm^2 程度では、引張応力極大値は図-2.2の下図の回帰直線による評価よりやや大きめになる傾向にある。つまり、圧縮強度 40 N/mm^2 程度では、引張応力極大値/圧縮強度は、やや大きめになる傾向にあるが、図-2.4の破線で囲った2つのデータ (V_g , 引張応力極大値/圧縮強度)=(300, 0.075), (315, 0.076)は、圧縮強度が 42.0 N/mm^2 (調合 S2G2-50-300-10-45D), 35.6 N/mm^2 (調合 S4G3-50-315-10-45)であり、 V_g の影響ではなく、圧縮強度が低いことによる影響で、引張応力極大値/圧縮強度がやや大きめになっている可能性がある。これらの2つのデータを除外すると、 V_{sf} が1.0%についても、回帰直線の傾きは0.0000になること、さらに V_g のみを変えた調合 S1G1-50-250-05-45, S1G1-50-300-05-45では、図-2.5のように引張軟化曲線に明確な差が見られないことなどからも、粗骨材量が圧縮強度と引張応力極大値の関係に及ぼす影響は小さいと考えられる。なお、 V_{sf} が1%程度では、靱性能への細・粗骨材の構成比率の影響は比較的小さいとされており^{2.1)}、本実験の結果はこれと整合しているが、 V_{sf} がより大きい領域では、粗骨材量の増大にともなう靱性能の低下も報告されている^{2.1)}ことに注意が必要である。

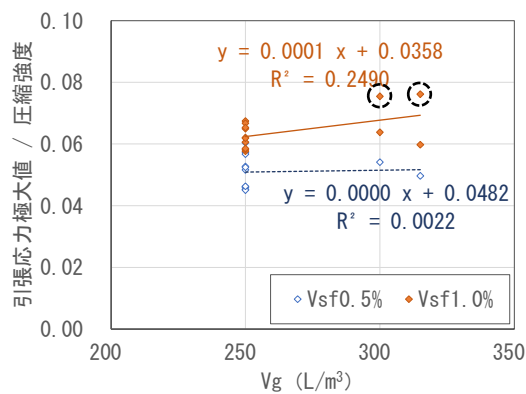


図-2.4 V_g —引張応力極大値/圧縮強度関係

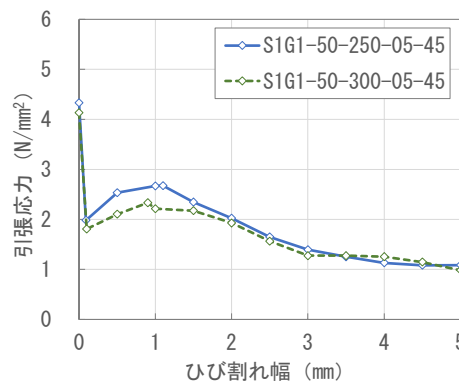


図-2.5 粗骨材量の異なる調合間の引張軟化曲線の比較

2. 4. 4 空気量による影響の検討

図-2.6 に、空気量と引張応力極大値/圧縮強度の関係を示す。図中の回帰直線の傾きは、いずれの V_{sf} についても負の値であったが、その絶対値および決定係数は小さく、本実験の範囲では、空気量が圧縮強度と引張応力極大値の関係に及ぼす影響は小さかった。一方、引張応力極大値そのものに着目すると、(練上がり時の目標) 空気量 (2.5・6.5%) のみを変えた 6 組の調合間では、図-2.7 のように、全ての組において空気量が小さい調合 (実線) で引張応力極大値が大きく、両者の差が顕著なものも見られた。

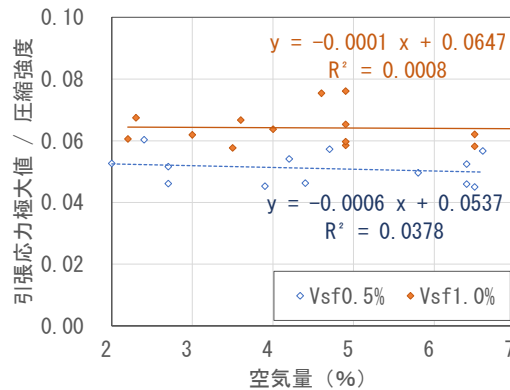


図-2.6 空気量—引張応力極大値/圧縮強度関係

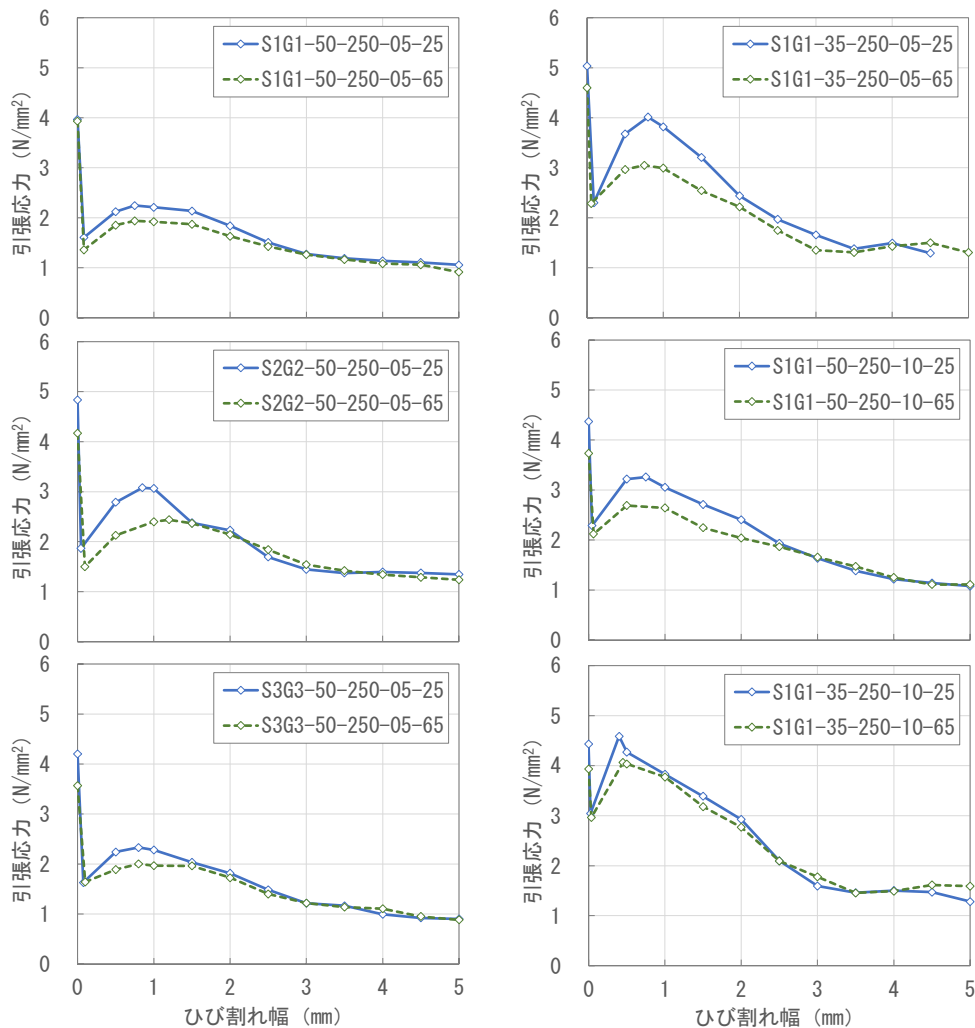


図-2.7 空気量の異なる調合間の引張軟化曲線の比較

図-2.8に、(練上がり時の目標) 空気量 (2.5・4.5・6.5%) ごとの圧縮強度と引張応力極大値の関係を示す。図中には、図-2.2の下図と同様に、空気量ごとに原点を通る回帰直線を示した。

いずれの空気量においても、回帰直線の傾きは、図-2.2の下図の回帰直線の傾きに対して、Vsfが0.5%では(0.050に対して)±0.003以内、Vsfが1.0%では(0.063に対して)±0.002以内となっている。つまり、本実験の範囲では、空気量が圧縮強度と引張応力極大値の関係に及ぼす影響は比較的小さかった。ただし、いずれのVsfについても、空気量が6.5%の場合の回帰直線の傾きが最も小さかったこと、空気量の増大は圧縮強度の低下という形で結果的に引張応力極大値の低下をもたらすこと、4章の梁実験に用いたSFRCは主に空気量を調整することで引張靱性を変化させられていることなどを考慮すると、空気量は過大な値とならないようにするのが望ましいと考えられる。

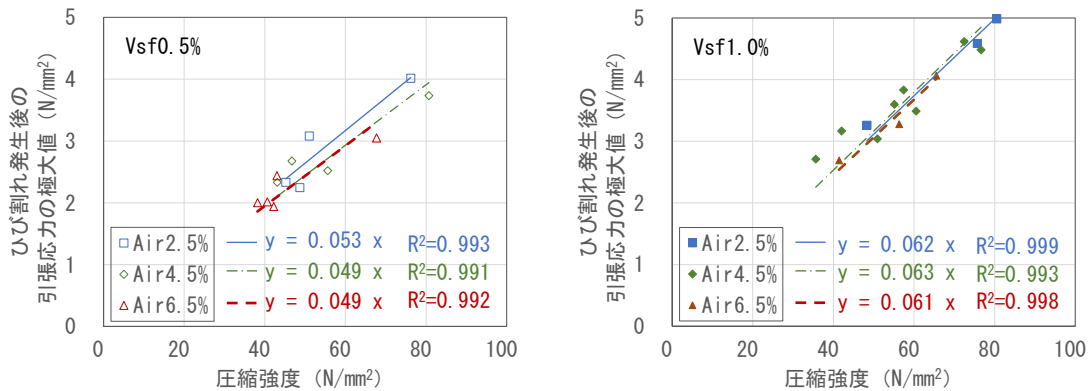


図-2.8 圧縮強度—引張応力極大値関係 (目標空気量による比較)

2. 5 ひび割れ幅 1mm までの引張応力の平均値の評価

図-2.9 に、引張応力極大値とひび割れ幅 1 mm までの引張応力の平均値の関係を示す。また、図-2.10 に、図-2.2 に倣って、圧縮強度とひび割れ幅 1 mm までの引張応力の平均値の関係を示す。

図-2.9 に示すように、いずれの V_{sf} についても、ひび割れ幅 1 mm までの引張応力の平均値は引張応力極大値の 0.91 倍程度となっており、両者の相関性を表す図中の回帰直線の決定係数は大きい値であった。そのため、図-2.10 でも図-2.2 と同様に、下図の回帰直線についても決定係数が比較的大きい値となっている。したがって、引張応力極大値の場合と同様に、ひび割れ幅 1 mm までの引張応力の平均値についても、圧縮強度との関係は一次式で概ね評価可能で、各実験因子に対する影響度も同様であると考えられる。以上の結果から、本実験の範囲では、引張靱性の特性値とした、ひび割れ発生後の引張応力の極大値およびひび割れ幅 1 mm までの引張応力の平均値のいずれについても、圧縮強度をもとに概ね評価可能であり、骨材種類、粗骨材量および空気量などによる影響は、比較的小さいことが確認できた。ただし、使用する鋼繊維の特性および混入量、さらにコンクリートの強度範囲などが異なれば、これらの影響の傾向も変わる^{2,1)}可能性がある。また、設計への反映には、製造時の品質変動なども含めた調合強度の設定が必要になるが、それについては今後の課題としたい。

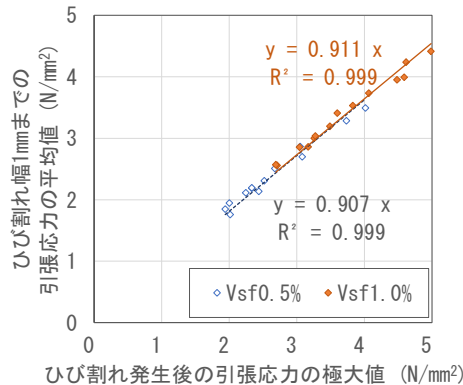


図-2.9 引張応力極大値—ひび割れ幅 1mm までの引張応力平均値関係

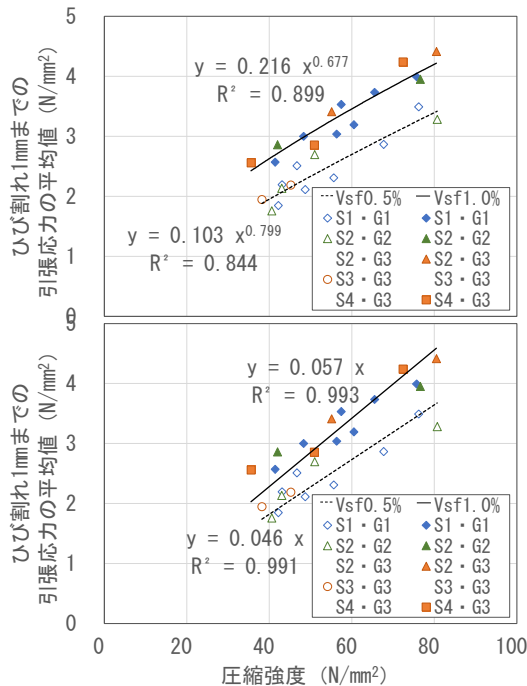


図-2.10 圧縮強度—ひび割れ幅 1mm までの引張応力平均値関係
(回帰曲線の形態は、上：累乗曲線、下：原点を通る直線)

2. 6 まとめ

本章では、両端に 1.5 段のフック形状を有する鋼繊維を、体積混入率 0.5～1.0%で混入した、設計基準強度 30～60 N/mm² 級の鋼繊維補強コンクリートを対象として、主に鋼繊維の体積混入率、圧縮強度、骨材種類、粗骨材量および空気量などを変動要因とした実験を行い、材料特性としての引張靱性の定量的評価について検討した。なお、引張靱性としては、JCI-S-002-2003 による切欠きはり 3 点曲げ載荷試験で得られた引張軟化曲線における、ひび割れ発生後の引張応力の極大値（以下、引張応力極大値）およびひび割れ幅 1 mm までの引張応力の平均値の 2 つの特性値を対象とした。得られた知見を以下に示す。

- 1) 鋼繊維の体積混入率ごとに、圧縮強度と引張応力極大値の間には強い相関が見られ、両者の関係は一次式で概ね評価可能であった。
- 2) 5 パターンの細・粗骨材の組合せの違いが、前述した圧縮強度と引張応力極大値の関係に及ぼす影響は小さかった。
- 3) 250～315 L/m³ の範囲で、単位粗骨材絶対容積の違いが、前述した圧縮強度と引張応力極大値の関係に及ぼす影響は見られなかった。ただし、鋼繊維の体積混入率がより大きい領域では、粗骨材量の増大にともなう靱性能の低下も報告されている²⁾ことに注意が必要である。
- 4) 練上がり時の空気量が、前述した圧縮強度と引張応力極大値の関係に及ぼす影響は比較的小さかった。ただし、空気量の増大は、圧縮強度の低下にともなう影響も含めて、引張応力極大値の低下をもたらすため、空気量は過大な値とならないようにするのが望ましいと考えられる。
- 5) ひび割れ幅 1 mm までの引張応力の平均値(平均引張応力度)については、引張応力極大値との間に強い相関が見られ、引張応力極大値の場合と同様に、圧縮強度との関係を一次式で概ね評価可能であった。ただし、平均引張応力度を設計に反映するためには、実製造における品質変動の影響を見込んだ調合強度の設定が必要と考えられるが、それについては今後の課題とする。

【2章の参考文献】

- 2.1) 日本建築学会：スチールファイバーコンクリート技術の現状，1984
- 2.2) 日本コンクリート工学会：切欠きはりを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（JCI-S-002-2003），JCI 規準，2003
- 2.3) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS 5 鉄筋コンクリート工事，2022
- 2.4) 日本コンクリート工学会：コンクリート技術の要点 ‘19，pp.61-62，2019
- 2.5) 渡邊悟士，今井和正，黒岩秀介：鋼繊維補強コンクリートの調合条件がワーカビリティに及ぼす影響に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第 87 巻，第 796 号， pp. 514-523，2022
- 2.6) 日本コンクリート工学会：切欠きはりをを用いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法（JCI-S-001-2003），JCI 規準，2003
- 2.7) 今井和正，渡邊悟士，高橋智也，黒岩秀介：鋼繊維補強コンクリートの開発に関する基礎的研究 その4 引張軟化特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 543-544，2022
- 2.8) 日本コンクリート工学会：コンクリートの技術規準に関する情報活用手法研究委員会報告書，pp.19-50，2015

3. SFRC 短スパン梁の曲げ特性評価

3. 1 はじめに

本章では、SFRC 短スパン梁の基本的な構造特性を把握し、さらに曲げ特性評価を行うことを目的に、主に曲げ降伏型となる短スパン梁の曲げせん断実験を行う。実験の変動因子は、鋼繊維混入率、せん断スパン比、主筋の配筋方向(すべて平行配筋か四隅に平行配筋を併用した X 形配筋)、危険断面を架橋する鋼繊維の有無である。

実験結果に基づき、SFRC 短スパン梁の復元力特性として骨格曲線と履歴特性、および危険断面を鋼繊維が架橋する場合の曲げ耐力の評価法について検証する。

3. 2 曲げせん断実験計画

3. 2. 1 試験体

表-3.1 に試験体一覧、図-3.1 に試験体の形状および配筋図を示す。試験体は両側に剛強なスタブを有する矩形断面梁 11 体であり、試験区間の梁幅 $b \times$ 梁せい $D = 400 \times 350 \text{mm}$ (実大断面の約 60%スケール想定) と引張主筋の配筋量 5-D22 (引張鉄筋比 $P_t = 1.6\%$)、試験区間コンクリートの目標圧縮強度 48N/mm^2 は全試験体共通である。コンクリートの目標圧縮強度は、一般的な短スパン梁に用いられる強度領域として設定した。また、No.1~No.9 は PCa 化を想定し、試験区間の端面には幅 350mm、深さ 20mm、付根部長さ 160mm のシャーキーを設けた。No.10~No.11 は試験体とスタブを一体打設しており、危険断面位置を跨ぐ鋼繊維のある現場打ち部位を想定した。コンクリートに混入した鋼繊維は両端フック付きの長さ 35mm、直径 0.55mm (アスペクト比 65)^{3.1)} で、2 章における検討と同様のものを用いた。

試験体の実験因子は、主筋の配筋方法(平行、四隅に平行主筋を併用した X 形)、せん断スパン比 a/D (1.0, 0.7)、コンクリート体積に対する鋼繊維混入率 V_{sf} (0.0%, 0.5%, 1.0%)、危険断面位置を跨ぐ鋼繊維の有無(PCa 仕口型、スタブ一体打設)である。No.1~No.3 は一般的な梁配筋を想定し、上端および下端の主筋をすべて平行に配筋した。No.4~No.11 は付着割裂破壊が生じにくく、短スパン梁でせん断補強効果を発揮する X 形配筋とし、引張主筋 5 本のうち隅の 2 本を除いた 3 本を X 形に配筋した。横補強筋は No.1~No.3 では 4-U7.1@60 ($p_w = 0.67\%$)、No.4~No.11 では 2-U7.1@60 ($p_w = 0.33\%$)とした。 a/D は No.1~No.6 および No.10~No.11 では 1.0、No.7~No.9 では 0.7 としており、前者は一般的な短スパン梁を、後者は最も短い場合を想定している。 V_{sf} は No.1,4,7 が 0.0%、No.2,5,8,10 が 0.5%、No.3,6,9,11 が 1.0%である。No.1~No.9 試験体はシャーキー形状の PCa 仕口を有しており、試験区間のみ鋼繊維を混入している。No.10~No.11 は危険断面位置を跨ぐ鋼繊維のある現場打ち部位を想定し、鋼繊維による曲げ耐力への寄与を評価するための試験体である。試験体は、曲げ耐力およびせん断耐力への鋼繊維補強効果が何もなく通常の RC と同様であると仮定した場合に、平行配筋試験体および $a/D=0.7$ の X 形配筋試験体の終局時の曲げ耐力とせん断耐力が同等程度となるように設定した。

表-3.1 試験体一覧

No.	断面 [目標 Fc] (mm)	引張 主筋 (SD490)	鋼繊維 (vol.%)	横補強筋 [pw]	せん断 スパン比 a/D	スタブ	
1	400×350 [48]	平行 1 段筋 5-D22	0.0	4-U7.1	1.0	RC	
2			0.5	@60			
3			1.0	[0.67%]			
4		X 形 1 段筋 5-D22	0.0	2-U7.1			0.7
5			0.5				
6			1.0				
7			0.0		@60		
8			0.5		[0.33%]		
9		1.0	1.0	SFRC			
10		0.5					
11		1.0					

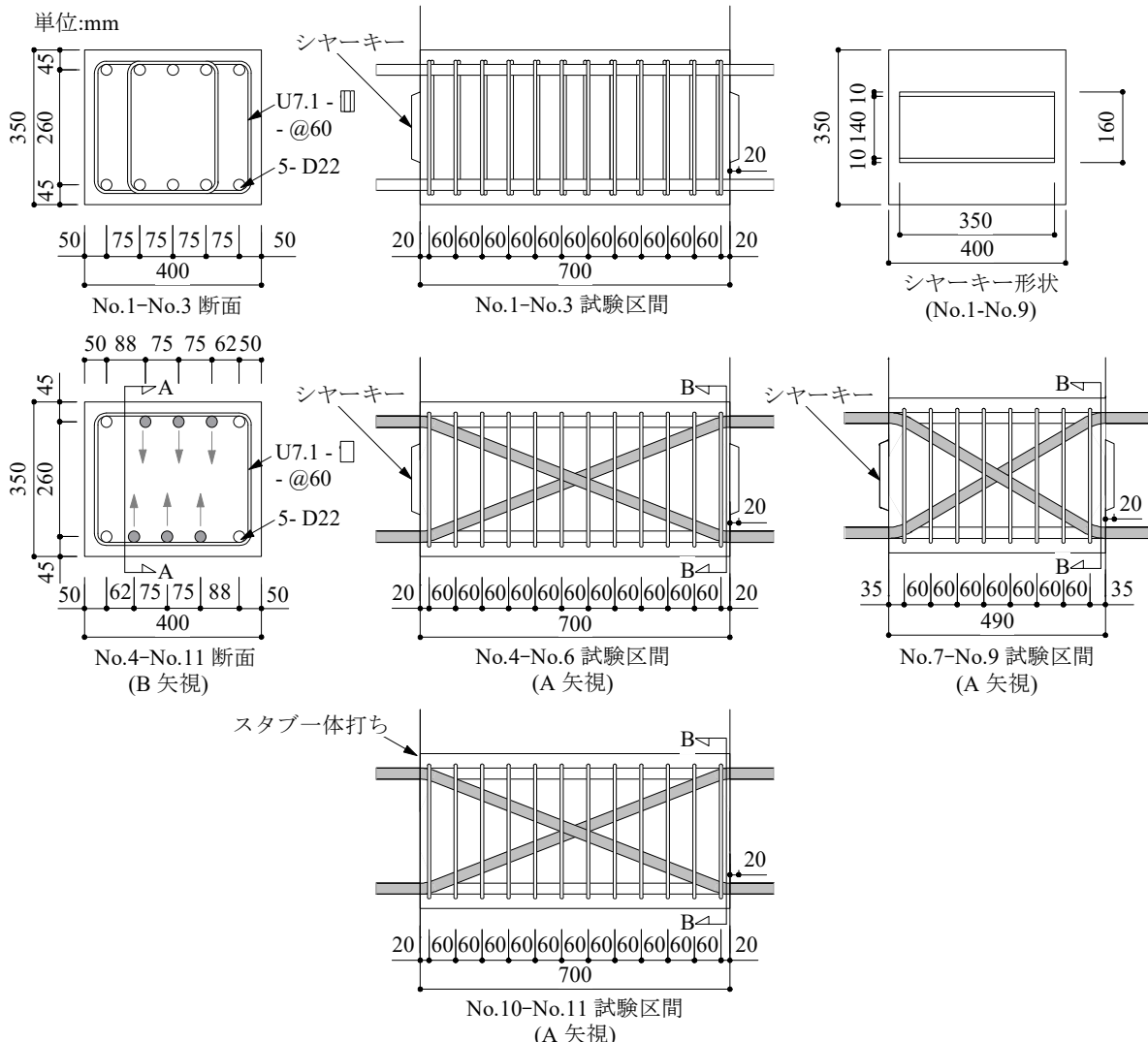


図-3.1 試験体形状と配筋図

実験で使用した材料の試験結果は、表-3.2 に示すとおりである。コンクリートの試験結果は、鋼繊維混入のある試験体は鋼繊維が混入された供試体による結果である。また、スタブコンクリートの圧縮強度は 55~64N/mm² 程度であった。試験区間の主筋 D22 には SD490 のねじ鉄筋を、横補強筋には異形 PC 鋼棒 SBPD1275/1420 を用いた。

表-3.2 使用材料試験結果

No	コンクリート			主筋(D22・SD490)			横補強筋				
	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	径	鋼種	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
1	47.1	33.6	0.22	522	191	679	U7.1	SBPD1275 /1420	1386*	206	1482
2	44.9	31.3	0.22								
3	44.8	32.4	0.22								
4	47.1	33.6	0.22								
5	44.9	31.3	0.22								
6	44.8	32.4	0.22								
7	47.1	33.6	0.22								
8	44.9	31.3	0.22								
9	44.8	32.4	0.22								
10	41.0	25.7	0.22	528	193	687			1444*	210	1472
11	42.3	27.6	0.21								

※：0.2%オフセット耐力による値

3. 2. 2 加力・計測方法

加力方法を図-3.2 に示す。加力はスタブ端部に取り付けた 2000kN ジャッキによって試験区間に逆対称の曲げせん断力が作用するように行い、部材角 $R=\pm 1/500$ を 1 回、 $\pm 1/200$ 、 $\pm 1/100$ 、 $\pm 1/50$ 、 $\pm 1/33$ 、 $\pm 1/25$ を各 2 回ずつの計 11 回の正負交番繰り返し載荷を行った後、最後に $R=+1/20$ まで加力した。測定はせん断力 Q 、部材角 R や鉄筋ひずみ等について行った。

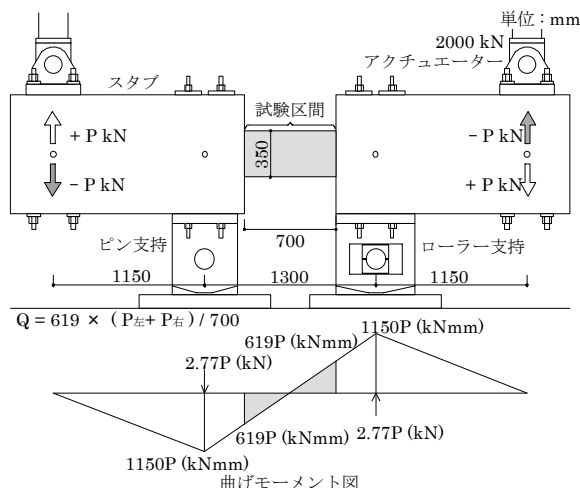


図-3.2 加力装置図 ($a/D=1.0$ の場合)

3. 3 曲げせん断実験結果概要

3. 3. 1 ひび割れ発生状況と荷重－変形関係

図-3.3 に $R = -1/25$ のひび割れ発生状況図，図-3.4 にせん断力 Q －部材角 R 関係を示す。図-3.4 中の 1 点鎖線 Q_{mu} は応力中心間距離を $0.9d$ (d : 梁有効せい) と仮定した略算式による曲げ耐力計算値である。ただし，X 形配筋試験体については X 形配筋指針^{3.2)}に示されている X 形筋断面積を角度分の有効断面積($\cos \theta$ 分)として上記方法で算出した値である。

$R = \pm 1/200$ の加力時までの曲げひび割れおよびせん断ひび割れの発生状況は概ね各試験体とも同様であった。 $R = \pm 1/500$ の加力で，梁端の付け根部分およびその近傍に曲げおよび曲げせん断ひび割れが発生した。曲げひび割れ発生荷重に V_{sf} の違いによる明確な傾向はみられなかった。せん断ひび割れは $R = \pm 1/200$ の加力時まで発生しており，鋼繊維混入のある試験体の発生荷重がやや大きい傾向にあるが，No.1 と No.2 や No.4 と No.5 など鋼繊維混入の有無でせん断ひび割れ発生荷重の差異が非常に小さい試験体もあり，試験体全体に明確な傾向があるとまでは言い切れない。

$R = \pm 1/200$ 以後のひび割れ発生状況について主筋の配筋方法の違いに着目すると，平行配筋の No.1～No.3 では主筋に沿う付着割裂ひび割れおよびせん断ひび割れが顕著であった。X 形配筋の No.4～No.9 では主にせん断ひび割れが拡大し， $a/D=0.7$ の No.7～No.9 は $a/D=1.0$ の No.4～No.6 と比較して，ひび割れ幅が大きく，損傷が一部に集中する傾向にあった。また，X 形配筋でスタブも一体打ちで施工することで危険断面位置に鋼繊維が架橋している No.10，No.11 では，スタブと一体で鋼繊維コンを打設していることから，端部における主筋抜け出しにともなう変形が小さくなったと考えられるため，端部の曲げひび割れの進展が大きい。その曲げひび割れは端部危険断面より少し内側に入った位置で発生しているものが多く，X 形配筋の折り曲げ位置とほぼ整合していることから，折り曲げ部付近で先行して降伏していると推測される。また， V_{sf} の違いに着目した場合， $V_{sf}=0.0\%$ の試験体では一部のひび割れが大きく開く傾向にあった。それに対して， $V_{sf}=0.5\%$ の試験体ではひび割れ幅が相対的に小さく，ひび割れ本数が増える傾向となった。 $V_{sf}=1.0\%$ の試験体ではさらに損傷が分散する傾向となり，試験区間全長にわたって比較的幅の小さいせん断ひび割れが多く発生した。 V_{sf} が増えることで躯体損傷を抑制することができおり，フック付き高強度鋼繊維は短スパン梁に高い補強効果を発揮した。

主筋の降伏状況は，平行配筋の No.1～No.3 では引張主筋が $R=+1/90 \sim 1/60$ 前後で降伏ひずみに達し，その後 $R=+1/50$ 前後まで荷重が増加し最大耐力に至った。 $V_{sf}=0.0\%$ の No.1 は曲げ降伏前に付着割裂破壊を起こしたが，No.2，No.3 は曲げ降伏先行型であった。3 体の試験体の履歴性状は付着割裂ひびわれの影響によりスリップ型となった。特に，No.2 は最大耐力後の繰り返し載荷で荷重低下が大きく，曲げ降伏後の付着割裂破壊を起こしたと考えられる。X 形配筋で $a/D=1.0$ の No.4～No.6 では X 形主筋が危険断面位置近傍で $R=+1/170 \sim 1/140$ 前後，隅に配置された平行配筋が $R=+1/140 \sim 1/100$ 前後で降伏ひずみに達し，いずれも曲げ降伏先行型であった。また， $V_{sf}=0.0\%$ の No.4 は最大耐力後の繰り返し載荷で荷重低下が大きいため，曲げ降伏後のせん断破壊を起こしたと考えられるが， $V_{sf}=0.5\%$ 以上の No.5 および No.6 の履歴性状は安定していた。X 形配筋 $a/D=0.7$ の No.7～No.9 では X 形主筋が危険断面近傍で $R=+1/150 \sim 1/110$ 前後，隅の平行配筋が $R=+1/110 \sim 1/60$ 前後で降伏ひずみに達し，いずれも曲げ降伏先行型であった。ただし，No.7，No.8 はその後の繰り返し載荷で荷重低下が大きく，曲げ降伏後のせん断破壊を起こしたと考えられる。No.10～No.11 においてもその他の X 形配筋試験体と同様に，X 形主筋が先行して降伏し，その後隅の平行配筋が降伏歪に達した。No.10 はその後の繰り返し載荷で荷重低

下が比較的に大きく、せん断ひび割れも拡大していることから、曲げ降伏後のせん断破壊を起こしたと考えられるが、No.11の履歴性状は安定していた。

主筋の配筋方法や a/D によらず $V_{sf}=0.5\%$ 以上の試験体の最大耐力が高い傾向にあるが、鋼繊維の混入により圧縮縁コンクリートの損傷が少なく、かぶり部分を含めて有効に圧縮力を負担できるようになることや、X形主筋の塑性化が進展したことなどが理由と推測される。また、負荷荷の最大耐力が正載荷に比べ小さい傾向にあるが、これは、危険断面の圧縮側主筋が正載荷時の引張降伏による塑性変形の影響で圧縮力を負担し、コンクリートの応力負担が小さくなったためと考えられる。

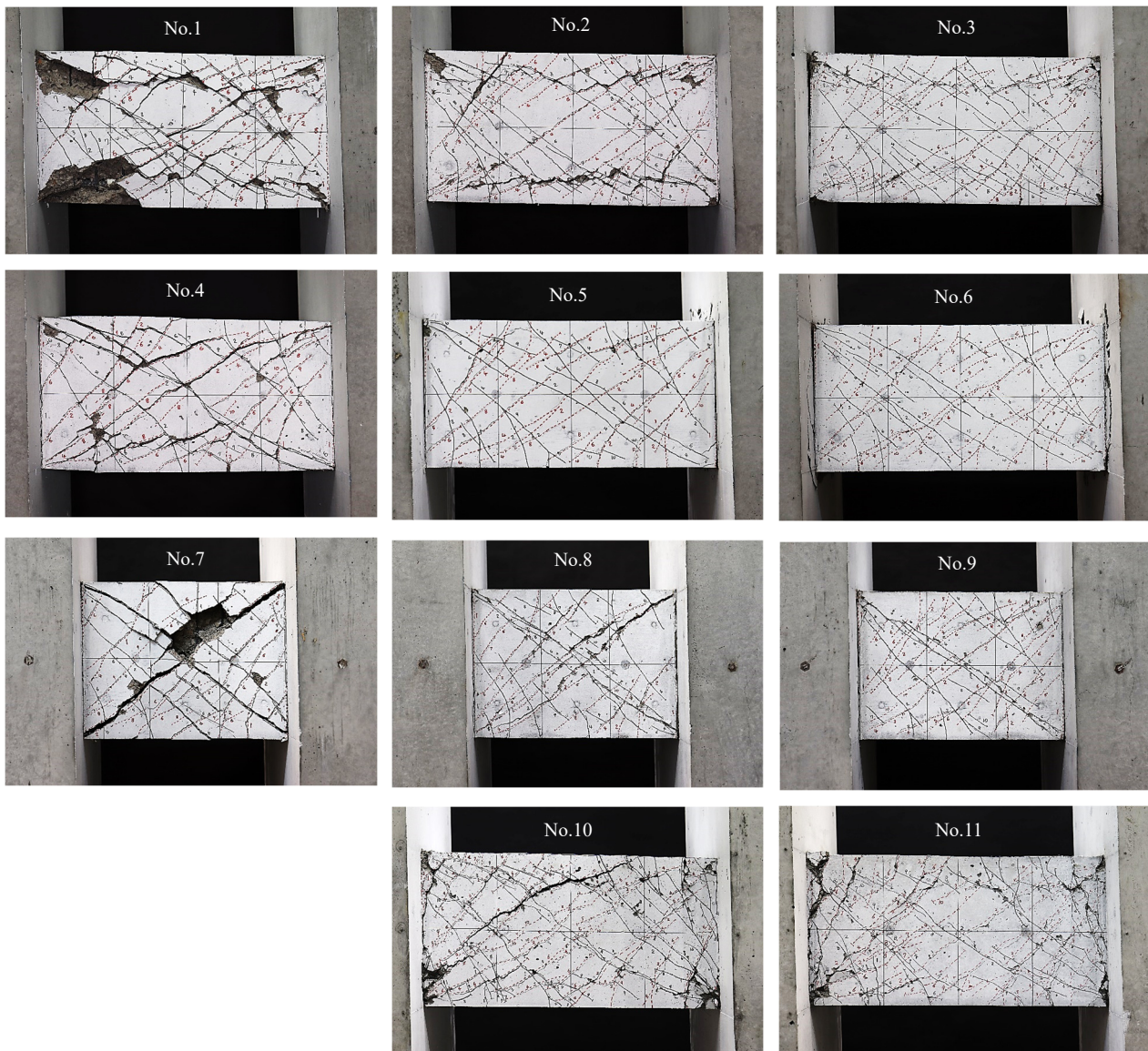


図-3.3 ひび割れ発生状況図 ($R = -1/25$)

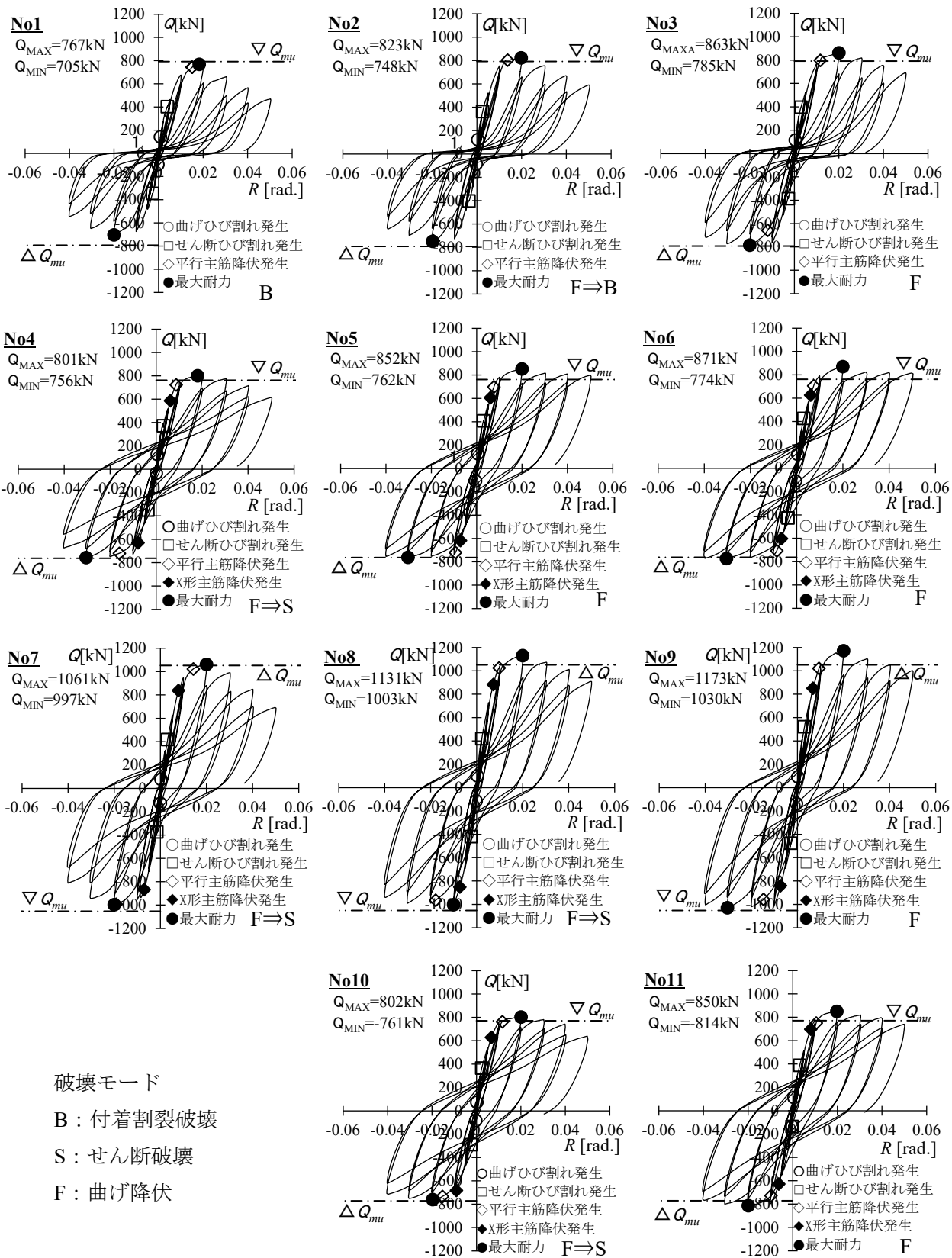


図-3.4 せん断力 Q - 部材角 R 関係

3. 3. 2 変形成分割合の推移

本実験では図-3.5に示すように、試験区間を材軸方向に4区間に分割して変位計測を行った。これらの計測データを用い図-3.5に示す方法によって、試験区間の変形をせん断変形、曲げ変形、端部の回転変形、端部の主筋抜け出しに伴うずれ変形の4変形成分に変形分離した。

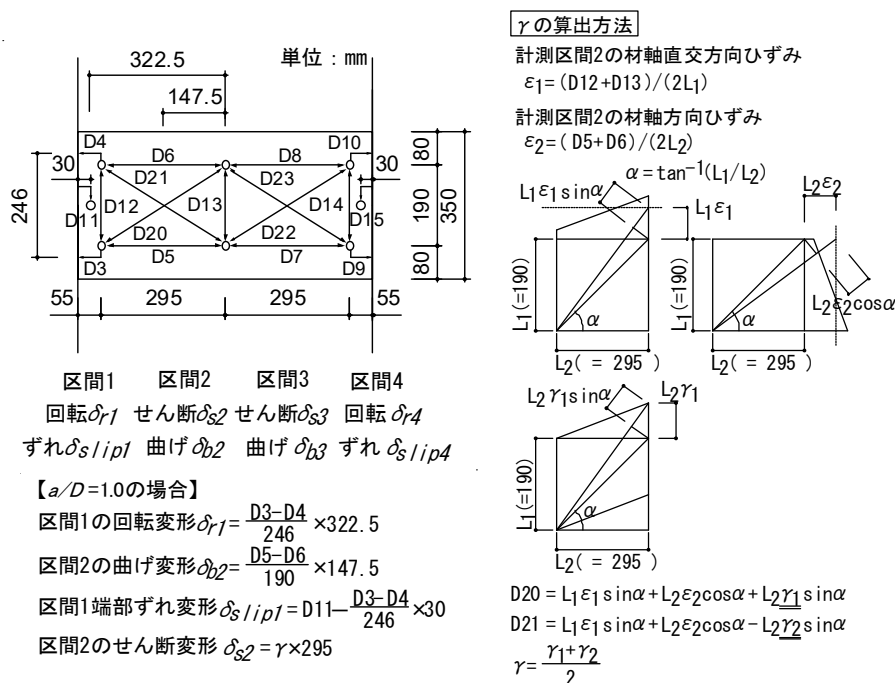


図-3.5 変位計測模式図 ($a/D = 1.0$ の場合)

全体変形に占める変形成分の比率の推移を示した図を図-3.6に示す。同図は各加力サイクルピーク時の正負平均である。

No.1~No.9の最終サイクルに着目すると、平行配筋のNo.1~No.3において $V_{sf} = 0.0\%$ のNo.1は、せん断変形成分が50%程度、端部回転変形成分が10%程度であり、 $V_{sf} = 0.5\%$ のNo.2では、せん断変形成分が35%程度、端部回転変形成分が25%程度であった。 $V_{sf} = 1.0\%$ のNo.3では、せん断変形成分が20%程度、端部回転変形成分が65%程度であり、 V_{sf} が多くなるほどせん断変形成分の比率が小さくなり、端部回転変形成分が大きくなる傾向にある。また、X形配筋のNo.4~No.9も平行配筋のNo.1~No.3と同様、 a/D によらず V_{sf} が多くなるほど、端部回転変形成分が大きくなる傾向であった。試験区間コンクリートの損傷が鋼繊維の補強効果により抑えられるため、変形がプレキャスト仕口の端部に集中していると考えられる。X形配筋の a/D の違いに着目すると、 $a/D = 0.7$ と小さいNo.7~No.9が $a/D = 1.0$ のNo.4~No.6に比べてせん断変形成分が大きく、曲げ変形成分が小さい傾向にあった。また、 $V_{sf} = 0.5\%$ 以上のX形配筋試験体で特に $R = 1/50$ 以降、端部におけるずれ変形成分の割合が大きい。文献^{3.3)}では、ビニロン繊維を混入したPCa制振デバイスの曲げせん断実験において、躯体損傷を抑えることで端部にずれ変形が生じることが報告されている。本実験結果も文献^{3.3)}と同様の現象であり、さらにX形主筋の抜け出しが角度をもって生じるため、その鉛直方向のずれに相当する変形がやや大きくなっていると推察される。

No.10~No.11に着目すると、No.1~No.9と同様に、鋼繊維混入率が多いほどせん断変形成分が小さくなり、端部における変形成分が多くなる傾向にある。ただし、No.10~No.11はスタブ一体打ちであるため、その他の試験体に比べて端部変形のうち、ずれ変形よりも端部回転成分の比率が大きくなっ

ている。これは、3.3.1項に示したようにスタブを鋼繊維コンクリートで一体に打設しているため、プレキャスト仕口のように端部での抜け出しによるずれ変形(界面のはなれ含む)による影響が小さくなり、端部の曲げひび割れの進行が大きくなったためであると考えられる。

凡例：■せん断 ■曲げ □端部回転 ■端部ずれ
 ※cycle : 1=1/500, 2・3=1/200, 4・5=1/100, 6・7=1/50, 8・9=1/33, 10・11=1/25

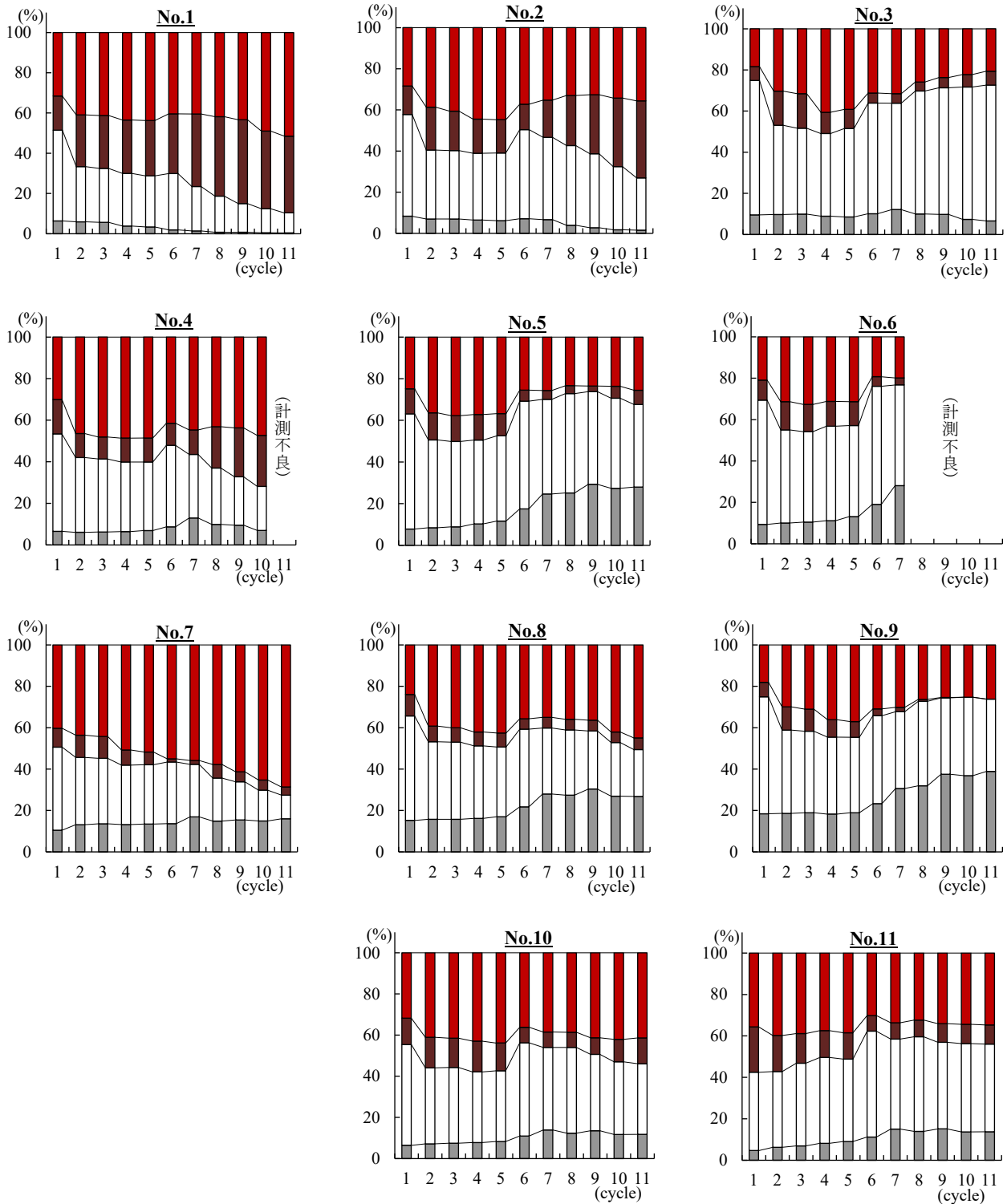


図-3.6 変形成分割合の推移

3. 4 骨格曲線の評価法の提案

3.4 節では、前節までに示した SFRC 短スパン梁の曲げせん断実験結果の検討を行い、骨格曲線の評価法について提案を行う。

梁の骨格曲線の評価は、実務設計で用いることを想定し、現行の設計法との連続性を考慮して、保有水平耐力計算規準^{3,4)}に示されている曲げひび割れ時と曲げ終局時を直線で結んだ 3 折れ線モデルで評価する方針とする。

弾性剛性は加力スタブの剛域として片側 $0.25D$ を考慮した曲げ剛性とせん断剛性から求めた^{3,5)}。また、断面二次モーメントは軸方向鉄筋(X 形配筋は端部断面における $\cos \theta$ 分)を考慮したものをを用いて算出した。

曲げひび割れモーメント M_{cr} は、3.3.1 項で示したように V_{sf} による明確な傾向が実験からみられないため、保有水平耐力規準に示されている式(3.1)によって算出した。

$$M_{cr}=0.56\sqrt{F_c}Z_e \quad (3.1)$$

ここに、 Z_e : 主筋を考慮した断面係数

降伏点剛性低下率 α_y については、**図-3.6** に示した曲げ降伏型試験体の変形成分の推移結果より、鋼繊維の補強効果によって、試験区間のせん断変形ではなく端部回転変形を含めた曲げ変形が卓越していることや横補強筋が十分に配筋されていることから、ここでは $a/D \geq 2.0$ を適用範囲としている式(いわゆる菅野式)である式(3.2)^{3,4)}を用いることにした。

$$\alpha_y = \left(0.043 + 1.64n p_t + 0.043 \frac{a}{D} \right) \left(\frac{d}{D} \right)^2 \quad (3.2)$$

ここに、 n : ヤング係数比、 d : 梁有効せい、 p_t : 引張鉄筋比(X 形配筋は $\cos \theta$ 分)、 a : せん断スパン長さ

$Q-R$ 関係の実験結果と上記の方法による復元力特性の評価結果の比較を**図-3.7**に示す。**図-3.7**には、降伏点剛性低下率 α_y について、式(3.2)を用いた場合を緑色線で示し、参考として文献 3.4)に示される $a/D < 2.0$ の場合についての菅野式による復元力特性についても茶色線で記載している。式(3.1)~(3.2)を用いた緑色実線の骨格曲線は、X 形配筋の試験体で曲げひび割れ以後の剛性を多少低く評価する傾向にあるが、実験結果を概ね評価できていると言える。

以上より、本構法を適用した梁の復元力特性は上記に述べた方法で評価することができると言える。

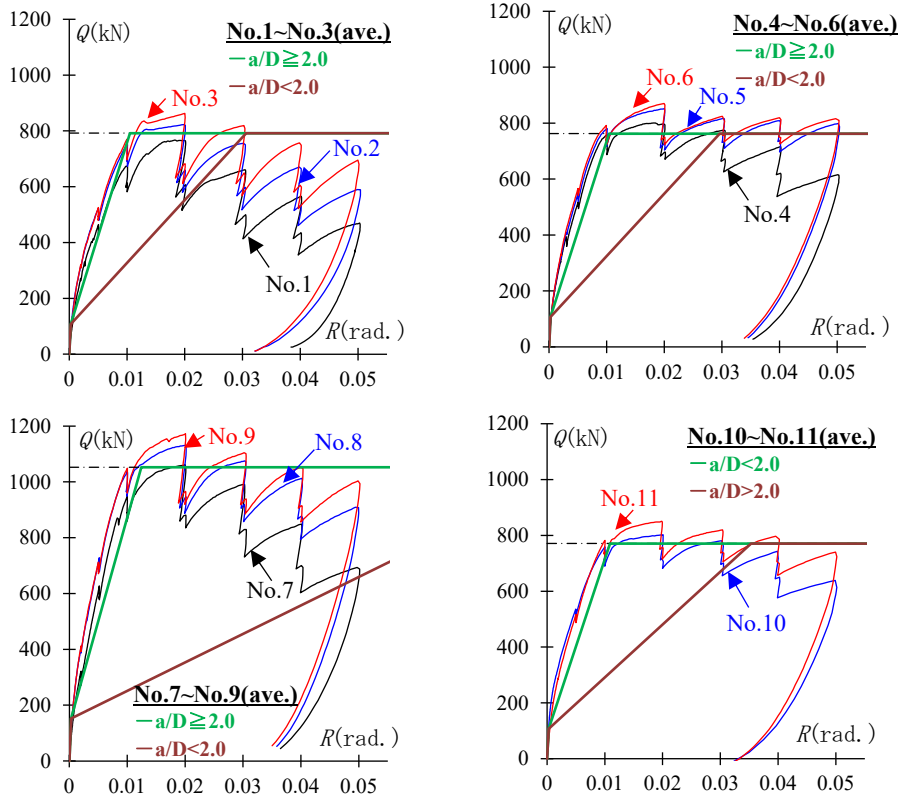


図-3.7 荷重-変形関係と骨格曲線の比較

3. 5 履歴特性の評価法の提案

3.5 節では、SFRC 短スパン梁の履歴特性の評価法について提案を行う。

曲げ降伏が先行した No.1 以外の試験体について、各試験体の繰り返し载荷 2 回目正側の等価粘性減衰定数 h_{eq} と部材角の関係を図-3.8 に示す。図中には、履歴特性として TAKEDA モデル^{3.6}、TAKEDA スリップモデル^{3.7}、除荷剛性低減モデル^{3.8}を用いた場合の等価粘性減衰定数の計算値もあわせて示している。また、実験による荷重-変形関係と TAKEDA モデルおよび TAKEDA スリップモデルの比較例として、No.3 と No.6 を代表して図-3.9 に示す。TAKEDA モデルによる評価は式(3.3)~(3.4)を、TAKEDA スリップモデルによる評価は式(3.4)~(3.5)を、除荷剛性低減モデルによる評価は式(3.6)によって行った。

$$h_{eq}^T = \frac{h_0}{\pi} \quad (3.3)$$

$$h_0 = 1 - \mu^\alpha \cdot \frac{1 + D_C/D_Y}{1 + Q_C/Q_Y} \cdot \{1 + \beta \cdot (\mu - 1)\} \cdot \frac{1}{\mu} \quad (3.4)$$

$$h_{eq}^{TS} = \frac{h_0}{2\pi} \cdot \left\{ \frac{h_0}{(1+h_0)\mu^\lambda - 1} + 1 \right\} \quad (3.5)$$

$$h_{eq}^R = 1/\pi(1 - 1/\sqrt{\mu}) \quad (3.6)$$

ここに、 h_{eq}^T : TAKEDA モデルによる等価粘性減衰定数、 h_{eq}^{TS} : TAKEDA スリップモデルによる等価粘性減衰定数、 h_{eq}^R : 除荷剛性低減モデルによる等価粘性減衰定数、 D_C/D_Y : 降伏変位に対するひび割れ変位の比(ここでは図-3.7 に示す骨格曲線に用いた変位により算定)、 Q_C/Q_Y : 降伏荷重に対するひび割れ荷重の比(ここでは図-3.7 に示す骨格曲線に用いた荷重により算定)、 α : 剛性低下係数(=0.4)、 β : 降伏点剛性に対する降伏後剛性の低下率(=0.01 とする)、 λ : スリップ剛性係数(=1.0 とする)、 μ : 塑性率

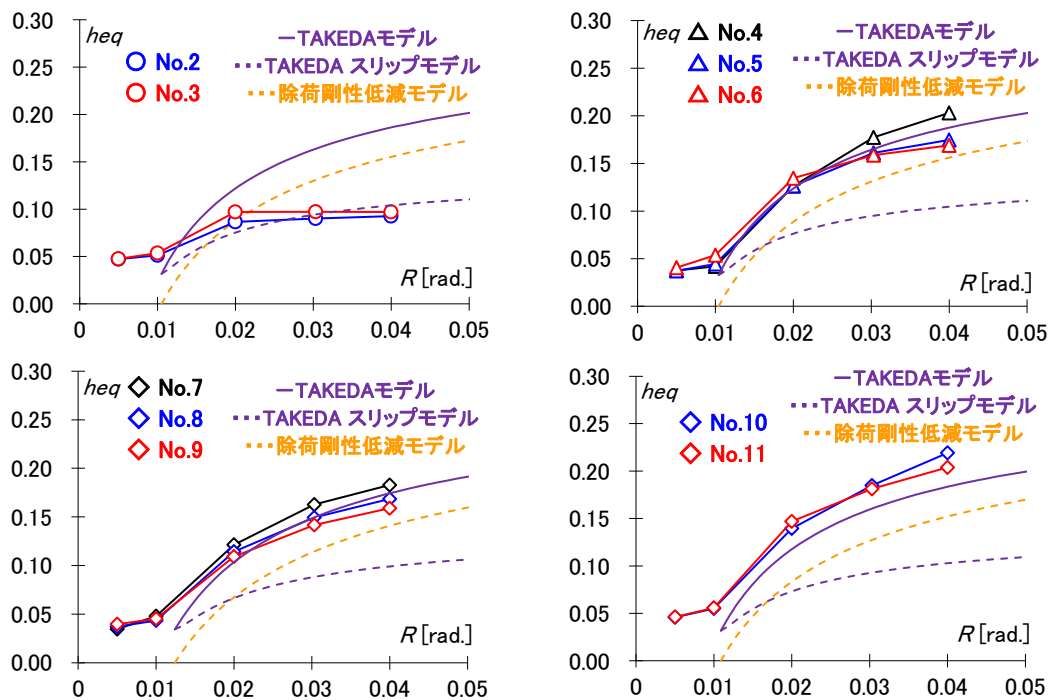


図-3.8 等価粘性減衰定数の推移

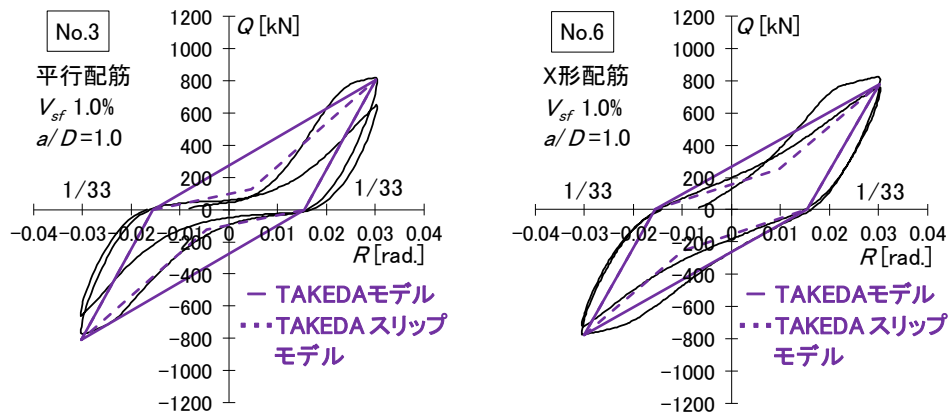


図-3.9 履歴特性モデルと荷重－変形関係の比較

図-3.8 より，平行配筋 No.2 および No.3 の等価粘性減衰定数は TAKEDA スリップモデルと同程度の結果となっており，付着割裂ひび割れによるスリップ型の性状を良く評価できている。また，X 形配筋とした No.4～11 は TAKEDA モデルと同程度の値となっている。 $R=1/25$ の大変形時に V_{sf} の多い No.6 や No.9 がやや小さい値となっているが，鋼繊維の補強効果により大変形時のピーク荷重の低下が小さく，等価ポテンシャルエネルギー^{3.8)}が大きくなる影響のためであり，履歴エネルギー量は大きい。また図-3.9 より，実験の荷重－変形関係と設定したモデルは概ね対応しており，図-3.7 に示した骨格曲線の特性値を用い，履歴特性として平行配筋は TAKEDA スリップモデル，X 形配筋は TAKEDA モデルを用いることで履歴特性が適切に評価できる。

3. 6 曲げ耐力の評価法の提案

3.6 節では、危険断面位置に鋼繊維が架橋する場合の SFRC 短スパン梁における曲げ耐力評価方法について提案を行う。

試験体 No.1~No.9 は柱~柱間に架かる通常の梁に対する PCa 化を想定しているため、危険断面位置に鋼繊維が架橋することがない。そのため曲げ耐力に鋼繊維補強効果は存在しないため、一般の RC 梁と同様に、応力中心間距離を $0.9d$ (d : 梁有効せい) と仮定した略算式によって曲げ耐力の評価が可能である。ただし、X 形配筋を採用している試験体については、X 形配筋指針^{3.2)}に示される X 形筋断面積を角度分の有効断面積($\cos \theta$ 分)として算出する方法を用いる。図-3.7 に示した骨格曲線の曲げ耐力は、この方法を用いて算出しており、実験結果とよく対応している。そのため、PCa で危険断面位置に鋼繊維が架橋することがない場合、上記のモデル化は妥当であると判断される。

危険断面位置に鋼繊維が架橋する場合、引張主筋以外に引張側コンクリート自体が鋼繊維補強効果によって引張応力を負担するため曲げ耐力が上昇する。また、圧縮側コンクリートについても SFRC は圧縮強度後の応力低下が少なくなるため最大荷重を維持しやすく、靱性能改善効果があると考えられる。試験体 No.10 および No.11 は試験区間とスタブを同時に打設した試験体であるため、危険断面位置に鋼繊維が架橋しており、この試験体を用いて曲げ耐力に対する鋼繊維補強効果の検討を行う。図-3.7 に示した No.10($V_{sf}=0.5\%$)と No.11($V_{sf}=1.0\%$)の骨格曲線に着目すると、No.10 に比べて No.11 の最大耐力が明確に上昇している。また、最大耐力後の荷重低下も小さくなっており、鋼繊維の曲げ耐力および靱性能の改善効果を確認することができる。

SFRC 短スパン梁における曲げ耐力評価は、平面保持を仮定した断面解析によって行うことを提案する。断面解析モデルを図-3.10 に示す。断面解析に用いるコンクリートの応力-ひずみ関係は、圧縮側にコンクリートの圧縮靱性効果を概ね評価可能な Neves ら^{3.9)}により提案された式を用いる(式の内容は 4.5.2 項でその詳細を説明)。引張側の応力-ひずみ関係はひび割れ発生までは弾性とし、それ以降は 2 章で説明した引張軟化曲線を直接用いて評価する。ただし、引張軟化曲線の横軸であるひび割れ幅はひび割れ間隔長さによってひずみに変換して用いる。ひび割れ間隔は III 種 PC 設計施工指針^{3.10)}の平均ひび割れ間隔式を用いて算定する。

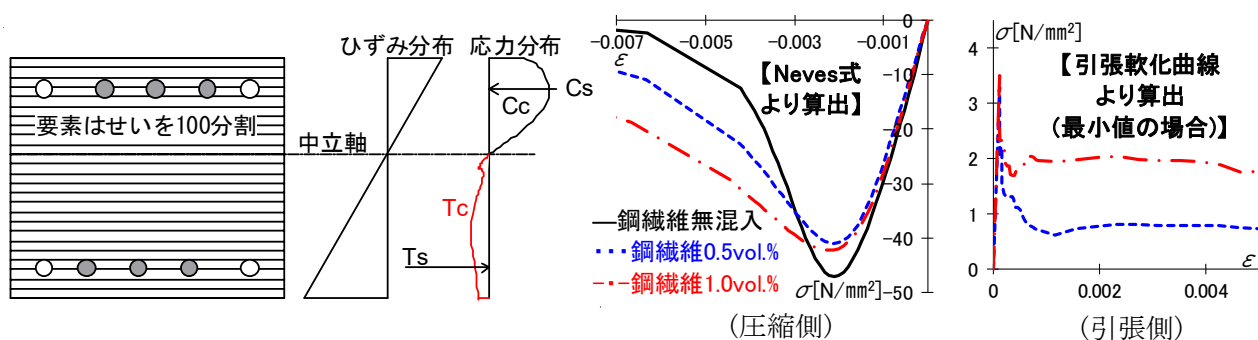


図-3.10 断面解析モデルと応力ひずみ関係

検討に用いる引張軟化曲線を図-3.11に示す。供試体の数は、No.10($V_{sf}=0.5\%$)およびNo.11($V_{sf}=1.0\%$)ごとに4個とした。図中には各4個の検討結果と、同一ひび割れ幅時点での4個の引張応力度平均値、最大値および最小値を示している。No.10($V_{sf}=0.5\%$)の引張軟化曲線は、ひび割れ発生後に引張応力度 1N/mm^2 程度まで急激に低下し、その後、ひび割れ幅 3mm 程度まで応力度の再上昇が少なく保持する傾向にあった。ひび割れ幅 3mm 程度以降は緩やかに応力度が低下した。一方、No.11($V_{sf}=1.0\%$)の引張軟化曲線は、ひび割れ発生後急激に引張応力度 2N/mm^2 程度まで低下した後、ひび割れ幅 $1\sim 2\text{mm}$ 程度まで応力度が再上昇し、その後緩やかに下降した。No.10($V_{sf}=0.5\%$)に比べてNo.11($V_{sf}=1.0\%$)は、ひび割れに対する鋼繊維架橋効果が高く、引張応力度が上昇している。また、今回のNo.10($V_{sf}=0.5\%$)のように、引張軟化曲線上でひび割れ発生後の応力度低下後に再上昇が少ない性能の場合、図-3.7に示した実験結果の荷重変形関係から短スパン梁部材の曲げ耐力への鋼繊維の影響は少ないと推察される。

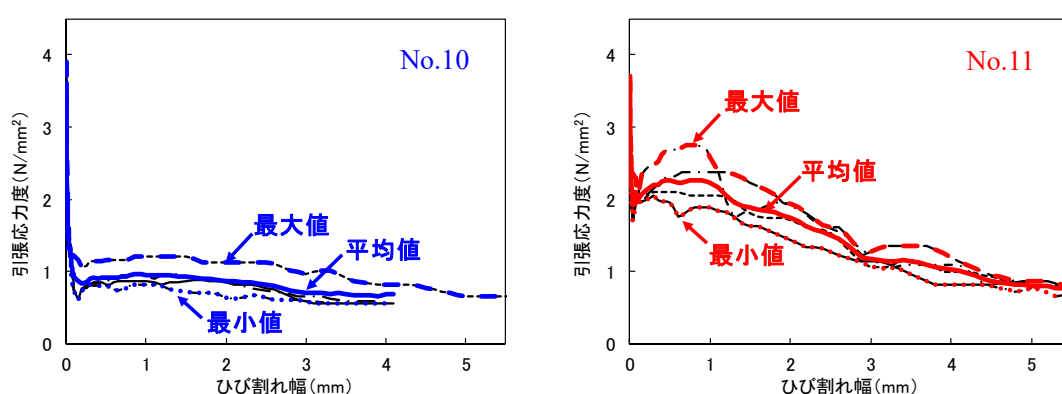


図-3.11 引張軟化曲線

実験から得られた曲げ耐力と断面解析により求めた曲げ耐力の比較を表-3.3に示す。断面解析は、No.10(0.5vol.%)とNo.11(1.0 vol.%), および比較値対象として鋼繊維がない試験体で配筋及びせん断スパン比が同様なNo.4について行った。また、引張側の応力負担は、引張軟化曲線について供試体4体の①最小値、②平均値、③最大値それぞれについて設定して行い、No.4は主筋の負担応力のみを評価した。

実験において明確に鋼繊維の影響による耐力上昇がみられたNo.11に着目すると、引張側コンクリートに引張軟化曲線の①最小値を採用した断面解析値が実験値と比較して3%程度の差となり、実験値に最も近い結果となった。実験結果と最も乖離した③最大値を採用した解析結果においても、実験値と7%程度の差であり、やや大きい程度に留まっている。また、鋼繊維0.5 vol.%試験体であるNo.10の断面解析結果も同様の傾向となっている。従って、危険断面位置を貫通して鋼繊維が配置された短スパン梁の曲げ耐力は、4個の供試体による引張軟化曲線の最小値を用いて本手法の断面解析を行うことで、概ね評価することが可能と考えられる。

表-3.3 実験値と断面解析値の曲げ耐力比較

試験体	要因		実験結果 Q_{exp} (kN)	断面解析結果		
	鋼繊維 混入量 (vol.%)	危険断面 鋼繊維 有無		引張 軟化 曲線	Q_{cal} (kN)	$\frac{Q_{cal}}{Q_{exp}}$
No. 4	0.0	なし	801	—	771	0.96
No. 10	0.5	あり	802	①最小値	815	1.02
				②平均値	823	1.03
				③最大値	836	1.04
No. 11	1.0	あり	850	①最小値	872	1.03
				②平均値	889	1.05
				③最大値	909	1.07

危険断面位置に鋼繊維が架橋する場合の曲げ耐力の算定は上記の方法によって概ね可能であるが、建築物の架構設計において、この曲げ耐力上昇効果を見込んで架構の保有耐力を算定することは安全側の検討とはならず、その効果は余力の範囲として捉え避けるべきであると考え。ただし、部材のせん断力に対する保証設計においては、部材の曲げ耐力が上昇する分、負担せん断力も上昇するため、その効果を見込んで保証設計を行うべきである。柱梁接合部と短スパン梁を同時に打設した場合など、鋼繊維補強効果により曲げ耐力が変動する時には部材の確実な保証設計のために、本論で提案した曲げ耐力評価方法を適用することが有効である。

3. 7 まとめ

鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の基本的な構造特性および曲げ性状を把握することを目的に、主筋の配筋方法、せん断スパン比、鋼繊維混入量、危険断面位置を架橋する鋼繊維の有無を実験因子とした実験を行い、下記の知見を得た。

- 1) 鋼繊維混入量が多いほどひび割れ幅が小さく、ひび割れが分散する傾向にあり、最大耐力後の荷重低下が小さく、高い靱性能を有する。
- 2) 鋼繊維混入量が多いほど、試験区間の損傷を抑制するため試験区間内のせん断変形成分の割合が小さくなり、端部の変形成分の割合が大きくなる。
- 3) 復元力特性の評価は、骨格曲線について保有水平耐力規準による降伏点剛性低下率 $a/D \geq 2.0$ の評価式、履歴特性について主筋の配筋方向がすべて平行配筋の場合は TAKEDA スリップモデル、四隅に平行配筋を併用した X 形配筋の場合は TAKEDA モデルによって可能である。
- 4) 危険断面位置に鋼繊維が架橋する場合の SFRC 短スパン梁の曲げ耐力は、鋼繊維補強効果をコンクリートの応力-ひずみ関係に反映した断面解析により、概ね評価することが可能である。

【3章の参考文献】

- 3.1) 今井和正, 渡辺英義, 松野勇輝, 渡辺征晃: 鋼繊維補強コンクリートの引張軟化特性に関する基礎検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.371-372, 2019
- 3.2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート X 形配筋部材設計施工指針・同解説, 2010
- 3.3) 北爪秀和, 松崎育弘, 中野克彦, 八太伸幸: 高靱性型セメント系複合材料を用いた制振デバイスの構造性能に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.25, No.2, pp.331-336, 2003
- 3.4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説, 2021
- 3.5) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料, 1987
- 3.6) T.Takeda , M.A.Sozen , N.N.Nielsen : REINFORCED CONCRETE RESPONSE TO SIMULATED EARTHQUAKES, Journal, Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST12, pp.2557-2573, 1970
- 3.7) 江戸宏影, 武田寿一: 鉄筋コンクリート構造物の弾塑性地震応答フレーム解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1877-1878, 1977
- 3.8) 柴田明德: 最新 耐震構造解析(第2版), 森北出版株式会社, 2004
- 3.9) Neves, R. D., Fernandes de Almeida, J. C. O. : Compressive behaviour of steel fibre reinforced concrete, Structural Concrete, Vol.6, Issue 1, pp.1-8, 2005
- 3.10) 日本建築学会: プレストレスト鉄筋コンクリート(III種 PC)構造設計・施工指針・同解説, 2003

4. SFRC 短スパン梁のせん断特性評価

4. 1 はじめに

SFRC は引張靱性等のコンクリート材料性能の改善効果が期待できることから、部材のレジリエンスを高めることが可能である。また RC 造であるため主要構造体への適用も比較的容易である。しかしながら、材料性能と部材性能を関連づけた SFRC 部材の構造性能に関する研究はまだ少なく、鋼繊維補強効果を明確に取り入れた評価方法はいまだ確立されていないため、主要構造体への適用実績は現在も少ない状況にある。

本章では、SFRC 短スパン梁のせん断特性を把握することを目的に、せん断破壊型の短スパン梁曲げせん断実験を行う。変動因子は、鋼繊維混入率と SFRC の引張靱性である。実験結果に基づいて、SFRC の材料特性と関連付けた短期許容せん断力およびせん断耐力について提案を行う。また、限界変形に対する検証を行うことで、せん断耐力のヒンジ回転に伴う低減方法についても提案を行う。

4. 2 せん断破壊型曲げせん断実験計画

4. 2. 1 試験体

表-4.1 に試験体一覧、図-4.1 に試験体の形状と配筋図および横補強筋のひずみゲージ貼付位置を示す。試験体は両側に剛強なスタブを有する矩形断面梁 6 体で、せん断挙動を把握するため、せん断破壊が曲げ降伏に先行するように計画した(せん断余裕度 0.5 程度)。試験区間の断面は梁幅 $b \times$ 梁せい $D=400 \times 350\text{mm}$ (実大断面の約 60% スケール想定) で、配筋とコンクリートの目標圧縮強度 48N/mm^2 、せん断スパン比 1.0 は全試験体共通である。コンクリート目標圧縮強度は一般的な短スパン梁に用いられる強度領域として設定した。引張主筋の配筋量は 6-D22 ($p_t = 2.07\%$)、横補強筋は 2-D6@80 ($p_w = 0.20\%$) である。PCa 化することを想定し、試験区間の端面には幅 380mm、深さ 20mm、付根部長さ 130mm のシャークキーを設けている。コンクリート中に混入する鋼繊維は、繊維径 0.55mm、繊維長さ 35mm、アスペクト比 65、公称引張強度 1850N/mm^2 で両端に 1.5 段に折れたフックを有するもの⁴⁾であり、2 章における検討と同様のものである。

試験体の実験因子は、鋼繊維の混入率 V_{sf} (コンクリート体積に対する割合) とコンクリートの引張靱性である。 V_{sf} は 0.0%、0.5%、1.0% の 3 水準とした。SFRC の引張靱性はコンクリートへの連行空気量で変化させることとし、目標空気量を $6.5 \pm 0.5\%$ と大きく設定した S1 シリーズでは引張靱性がやや劣るように意図し、 $3.5 \pm 0.5\%$ の規定値とした S2 シリーズでは通常の引張靱性が得られるように計画した。

表-4.1 試験体一覧

No.	試験体名	断面 [目標 Fc] (mm)	引張主筋 (SD490)	鋼繊維 (vol.%)	横補強筋 [pw]	せん断スパン比 <i>a/D</i>	スタブ	シリーズ
21	S1-00	400×350 [48]	平行 1 段筋 3-D22 2 段筋 3-D22	0.0	2-D6 @80 [0.20%]	1.0	RC	S1
22	S1-05			0.5				
23	S1-10			1.0				
24	S2-00			0.0				
25	S2-05			0.5				
26	S2-10			1.0				

単位:mm

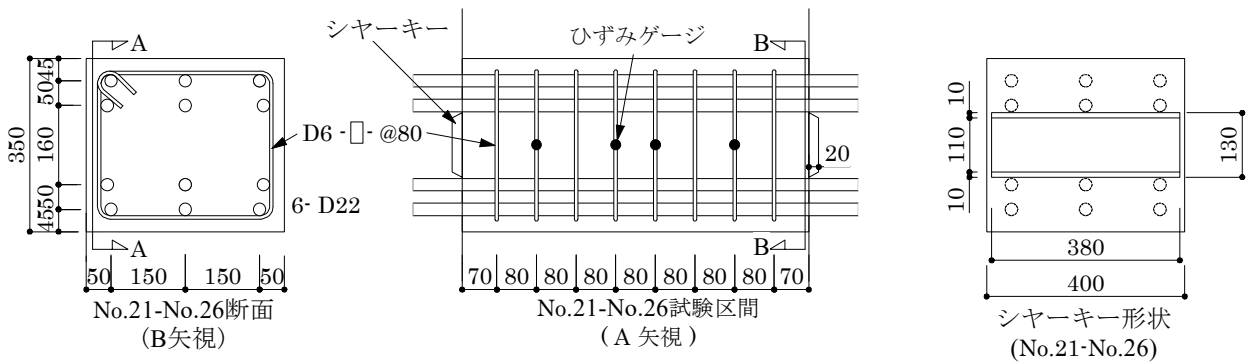


図-4.1 試験体形状と配筋図

4. 2. 2 加力・計測方法

加力方法を図-4.2 に示す。加力は3章で示した実験と同様の形式であり、スタブ端部に取り付けた2000kN ジャッキによって試験区間に逆対称の曲げせん断力が作用するように行った。加力サイクルは部材角 $R = \pm 1/500$ を1回、 $\pm 1/200$ を2回の正負交番繰り返し載荷を行った後、正側の $R = +1/100$ 、 $+1/50$ 、 $+1/33$ を各1回ずつ加力した。測定はせん断力 Q 、部材角 R や鉄筋ひずみ、試験区間の区間変位等について行った。

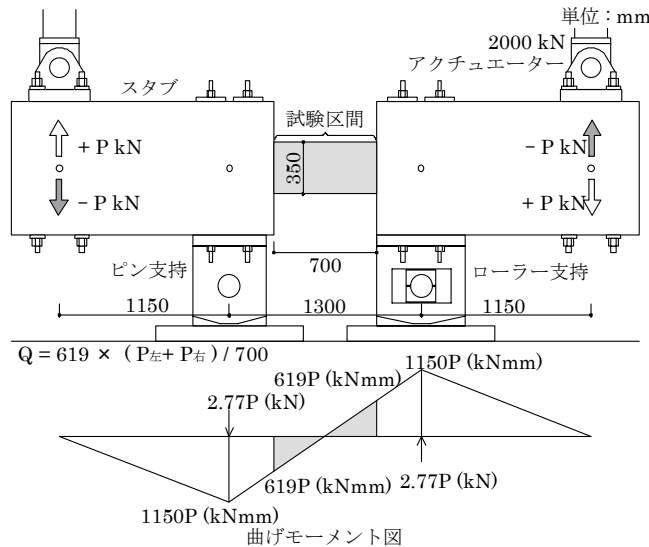


図-4.2 加力装置図

4. 2. 3 使用材料

試験区間コンクリートと鉄筋の材料試験結果を表-4.2 に示す。同表中の $V_{sf}=0.5\%$ 、 1.0% の値は鋼繊維が混入されたコンクリート供試体の結果であり、S1 シリーズの圧縮強度は目標空気量を大きくしたため、やや小さくなっている。スタブコンクリートの圧縮強度は $45\sim 57\text{N/mm}^2$ 程度で、試験区間の結果に対して大きい。試験区間の主筋 D22 には SD490 のねじ鉄筋を、横補強筋 D6 には SD345 を用いた。

表-4.2 使用材料試験結果

No. 試験体名		コンクリート			主筋(D22・SD490)			横補強筋(D6・SD345)		
		圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	ポアソン比	降伏強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	降伏強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
21	S1-00	44.3	27.3	0.22	528	193	687	404	197	537
22	S1-05	41.0	25.7	0.22						
23	S1-10	42.3	27.6	0.21						
24	S2-00	47.3	34.8	0.22	549	195	706	404	197	537
25	S2-05	47.9	34.7	0.22						
26	S2-10	47.0	35.4	0.23						

SFRC の引張軟化特性を図-4.3 に示す。図-4.3 の試験結果は、JCI-S-002-2003^{4,2)} に示されている $150\times 530\text{ mm}$ 角柱供試体を用いた切欠きはり 3 点載荷試験による荷重-ひび割れ肩口開口変位関係を逆解析し推定した引張軟化曲線である^{4,3)}。供試体数は S1 シリーズおよび S2 シリーズそれぞれに対して、 $V_{sf}=0.5\%$ (青) の No.22(S1-05)、No.25(S2-05)と $V_{sf}=1.0\%$ (赤) の No.23(S1-10)、No.26(S2-10) について各 4 体であり、図-4.3 中には各 4 体のひび割れ幅ごとの引張応力の平均値を算出して太線で示している。いずれの引張軟化曲線もひび割れ発生後に応力度が急激に低下するが、鋼繊維が抵抗することで再上昇している。ひび割れ発生時の引張応力度は S1 シリーズに比べて S2 シリーズが大きい傾向にあり、鋼繊維架橋効果による応力再上昇についても両シリーズで傾向が異なっている。S1 シリーズの引張応力度は、S1-05 では 1N/mm^2 程度まで低下した後、ひび割れ幅 3mm 程度までほとんど変化せず、S1-10 では 2N/mm^2 程度まで低下した後、ひび割れ幅 1mm 程度まで緩やかに再上昇し、以降は下降している。一方、S2 シリーズのひび割れ発生時の引張応力度の低下は S2-05、S2-10 とも S1 と同程度であったが、その後の再上昇が明確に現れており、特に S2-10 ではひび割れ幅 1mm 程度時の引張応力度は 3.0N/mm^2 を超えている。実験計画時に意図した通り、S1 シリーズと S2 シリーズでコンクリートの引張靱性を変化させることができている。

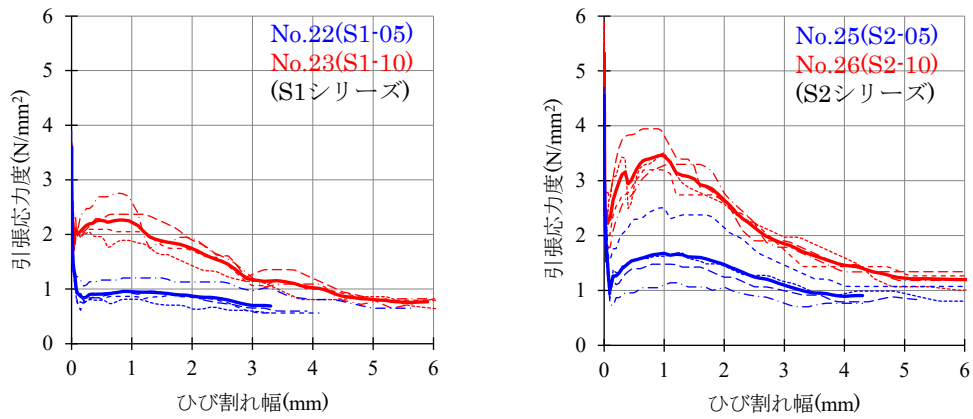


図-4.3 引張軟化曲線

文献 4.4)で、上記の SFRC の引張軟化特性を部材の構造性能評価に考慮することを想定し、文献 4.5) の考え方を参考として「ひび割れ幅が w_i (mm)となるまでの平均引張応力度 $\bar{f}_t(w_i)$ (N/mm²)」(引張軟化曲線のひび割れ幅 w_i (mm)までの引張応力積分値をひび割れ幅で除した平均値)を検討し、ひび割れ幅が 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 mm に至るまでの各平均引張応力度 $\bar{f}_t(w_i)$ に大きな相違がないことを報告している。図-4.3 の結果を用いて文献 4.4)と同様にひび割れ幅が 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 mm に至るまでの平均引張応力度(以下、簡略化して σ_t と表記)を計算した結果を図-4.4 に示すが、同図より本論の S1 シリーズ, S2 シリーズの場合でも文献 4.4)の結果と同様に、ひび割れ幅 2.0mm までの σ_t は大きくは変わらないことがわかる。

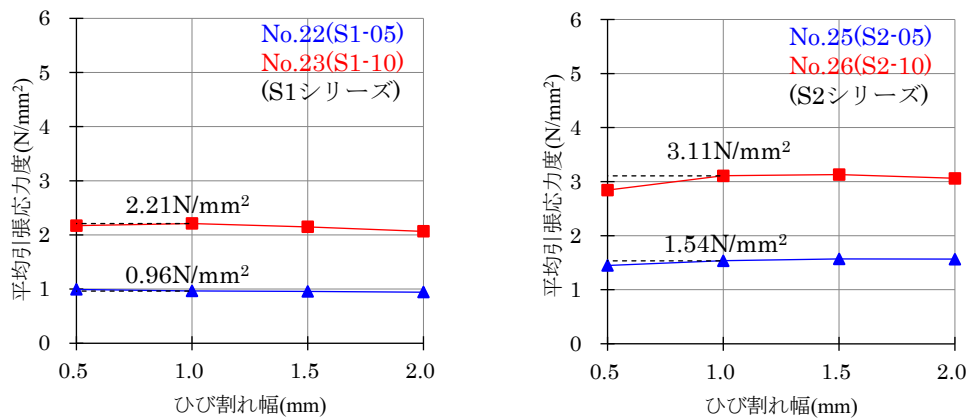


図-4.4 平均引張応力度

プレーンコンクリートと SFRC の圧縮応力度－ひずみ度関係の実験結果を図-4.5 に示す。同図は直径 15cm、高さ 30cm の円柱形供試体を用いた圧縮試験結果で、供試体数は S1, S2 シリーズそれぞれに対して、 $V_{sf}=0.0\%$ (黒) の No.21(S1-00), No.24(S2-00), $V_{sf}=0.5\%$ (青) の No.22(S1-05), No.25(S2-05) および $V_{sf}=1.0\%$ (赤) の No.23(S1-10), No.26(S2-10) について各 3 体であり、図中の太線は各々の 3 体の同一ひずみ時の圧縮応力を平均して結んだものである(S2-10 については 1 体が計測不良であったため 2 体の結果である)。また同図の縦軸は圧縮応力度を平均の最大応力度 σ_B で除して無次元化し、横軸はひずみ度を上記平均値の最大応力度時ひずみ度 ε_m で除して無次元化している。

S1 および S2 シリーズともに、S1-00, S2-00 (黒) に対して、S1-05, S2-05 (青) は圧縮強度後の強度低下が緩やかであり、S1-10, S2-10 (赤) では更に緩やかとなっており、鋼繊維の補強効果が確認できる。S1 シリーズと S2 シリーズを比較すると、引張靱性と同様に S2 シリーズのほうが圧縮靱性に優れている。

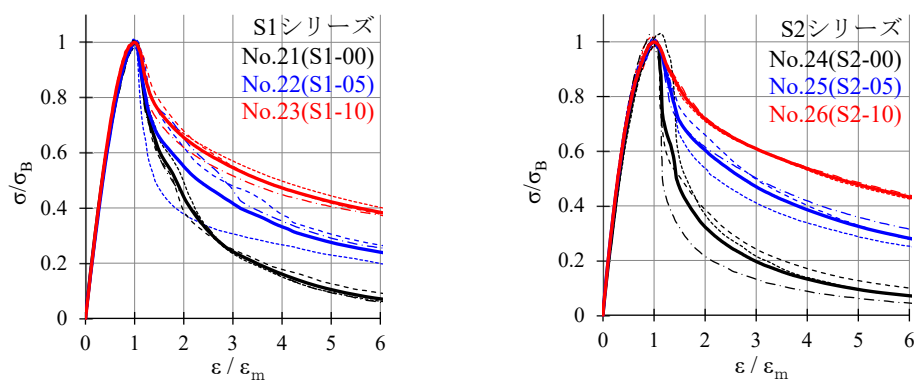


図-4.5 圧縮応力度－ひずみ度関係

4. 3 せん断破壊型曲げせん断実験結果概要

4. 3. 1 ひび割れ発生状況

試験体のひび割れ発生状況写真を図-4.6 に示す。いずれの写真も $R = +1/100$ ピーク時の状況であり、ひび割れ幅測定位置と $R = +1/100$ ピーク時のひび割れ幅も併記している。測定位置は $R = \pm 1/200$ ピーク時と $R = +1/100$ ピーク時のそれぞれで最大となったせん断ひび割れ幅の位置であり、ひび割れ幅の測定はクラックスケールを用いて目視にて行った。写真からわかるように、ひび割れの本数は、鋼繊維混入のない S1-00 および S2-00 に対し、 $V_{sf}=0.5\%$ の S1-05, S2-05 が多くなっており、 $V_{sf}=1.0\%$ の S1-10, S2-10 では $V_{sf}=0.5\%$ の試験体より更に多くなっている。

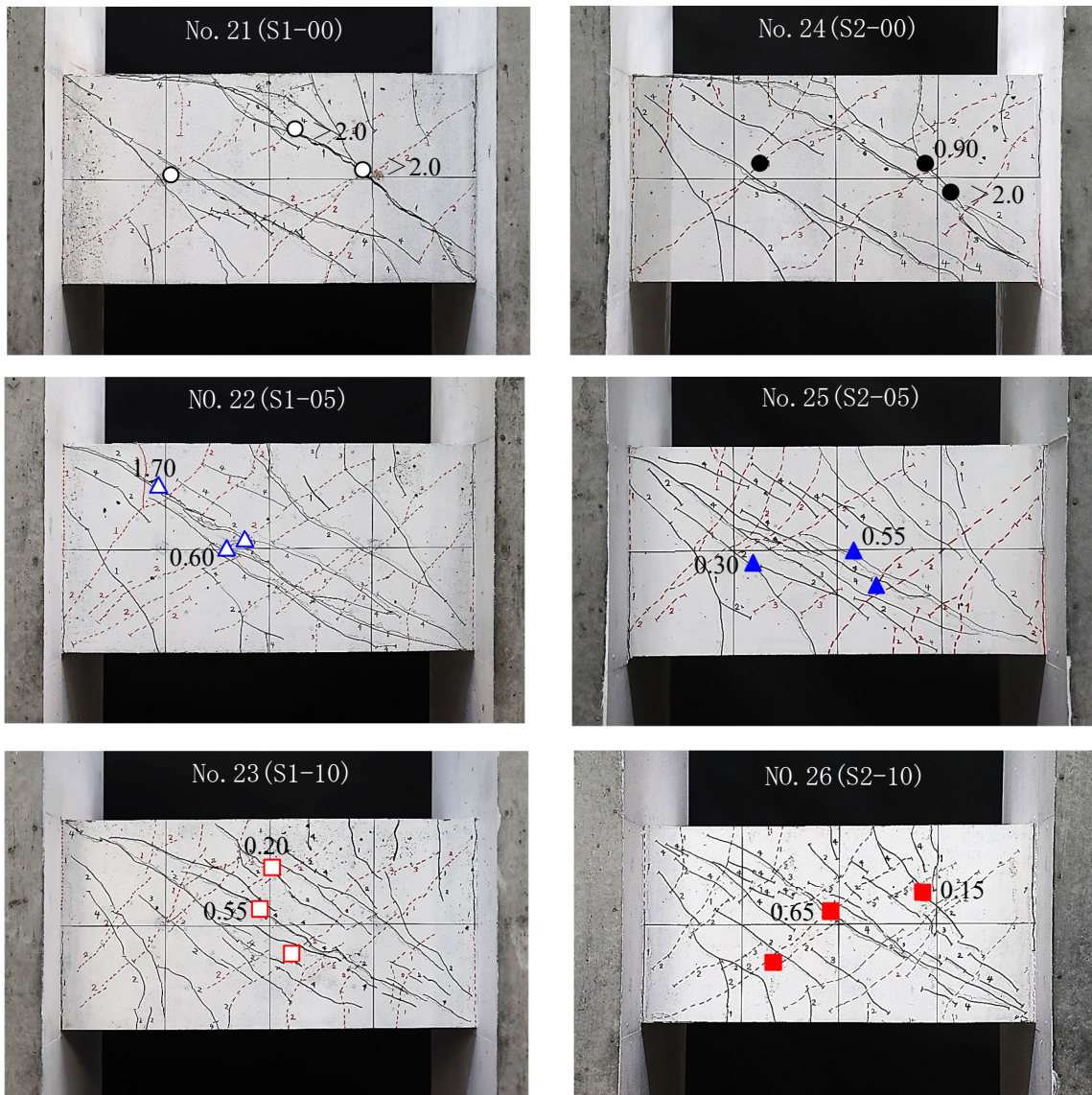


図-4.6 ひび割れ発生状況とせん断ひび割れ幅測定箇所
(図中の値は、 $R = +1/100$ の最大せん断ひび割れ幅 (mm))

せん断ひび割れ幅のピーク時および除荷時の推移を比較した結果を図-4.7に示す。図-4.7には図-4.6で示した全プロットの値を示しており、実線および破線は各試験体における計測した最大のひび割れ幅を結んだものである。左図の $R = 1/100$ 時のピーク時せん断ひび割れ幅の最大値を比較すると、鋼繊維混入のないS1-00およびS2-00では2.0mm以上と測定不能となっているのに対し、 $V_{sf}=0.5\%$ のS1-05は1.70mm、S2-05は0.55mmとなっており、平均引張応力度の小さかったS1-05についてはやや大きいひび割れ幅となっているものの鋼繊維の混入によってひび割れ幅が小さくなっている。 $V_{sf}=1.0\%$ についても同様の傾向でS1-10は0.55mm、S2-10は0.65mmである。また、除荷時の残留ひび割れ幅についても右図に示すように、鋼繊維の混入によってひび割れ幅が小さく抑えられている。

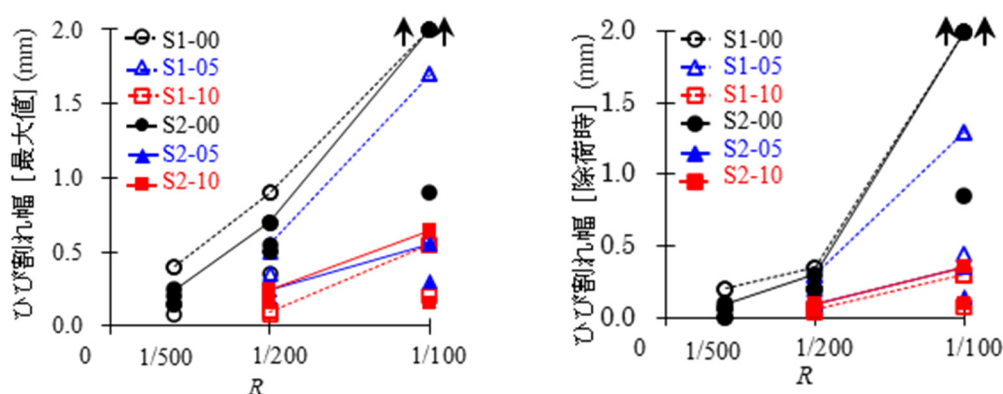


図-4.7 せん断ひび割れ幅最大値の推移
(左図：ピーク時 右図：除荷時)

4. 3. 2 荷重-変形関係

各試験体のせん断力-変形角関係を図-4.8に示す。S1-00試験体では、せん断破壊による耐力低下が大きかったため $R=+1/50$ で加力を終了している。各試験体とも $R=\pm 1/500$ の加力で、梁端の付け根部分およびその近傍に曲げおよび曲げせん断ひび割れが発生した。せん断ひび割れは鋼繊維混入のないS1-00、S2-00では $R=\pm 1/500$ の加力時に発生したが、鋼繊維混入のあるその他の試験体では $R=\pm 1/200$ の加力時に発生した。せん断ひび割れの発生荷重は鋼繊維混入のある試験体がないものに比べて多少大きい傾向にある。

いずれの試験体とも危険断面の引張主筋は降伏せず、せん断破壊した。最終破壊モードは全試験体で同様であり、試験区間対角方向のせん断ひび割れが大きく拡幅することで最大耐力に至った。最大耐力時の変形角に着目すると、鋼繊維混入のないS1-00は $R=+1/200$ で最大耐力に至り、 $R=+1/180$ 程度で急激に耐力低下した。S2-00は $R=+1/154$ で最大耐力となりその後S1-00と同様に急激に耐力低下した。 $V_{sf}=0.5\%$ のS1-05は正加力時に $R=+1/147$ 、負加力時に $R=-1/200$ で最大耐力を示し、正負では負加力時に最大値を示した。S2-05は $R=+1/100$ で最大耐力となり、S1-05よりも最大耐力時の変形角が大きくなった。 $V_{sf}=1.0\%$ のS1-10では $R=+1/110$ 、S2-10では $R=+1/100$ で最大耐力に至り、 $V_{sf}=0.5\%$ の傾向と同様に、S1シリーズよりもS2シリーズの最大耐力時変形角が大きくなった。全体の傾向として、鋼繊維量が多いほど最大耐力時の変形角が大きくなり、その値はS1シリーズに比べてS2シリーズのほうが大きかった。

各シリーズの最大耐力に着目すると、S1シリーズは鋼繊維混入のないS1-00に対して、S1-05が0.98倍、S1-10が1.37倍であった。S2シリーズはS2-00に対して、S2-05が1.32倍、S2-10が1.42倍まで上昇しており、2.4節で示したSFRCの平均引張応力度の最も低かったS1-05を除いて鋼繊維の架橋効果によって最大耐力が増加している。S1-05のような引張軟化曲線で引張応力が低下した後の応力再上昇が少ない性能の場合では、せん断耐力に対する鋼繊維の補強効果は小さく、さらに破壊に至るせん断ひび割れの発生箇所の違いなどによって耐力上昇が小さくなり、S1-05の最大耐力はS1-00とほぼ同等で超えなかったと推察される。せん断耐力に対する鋼繊維の効果は4.5節で考察する。

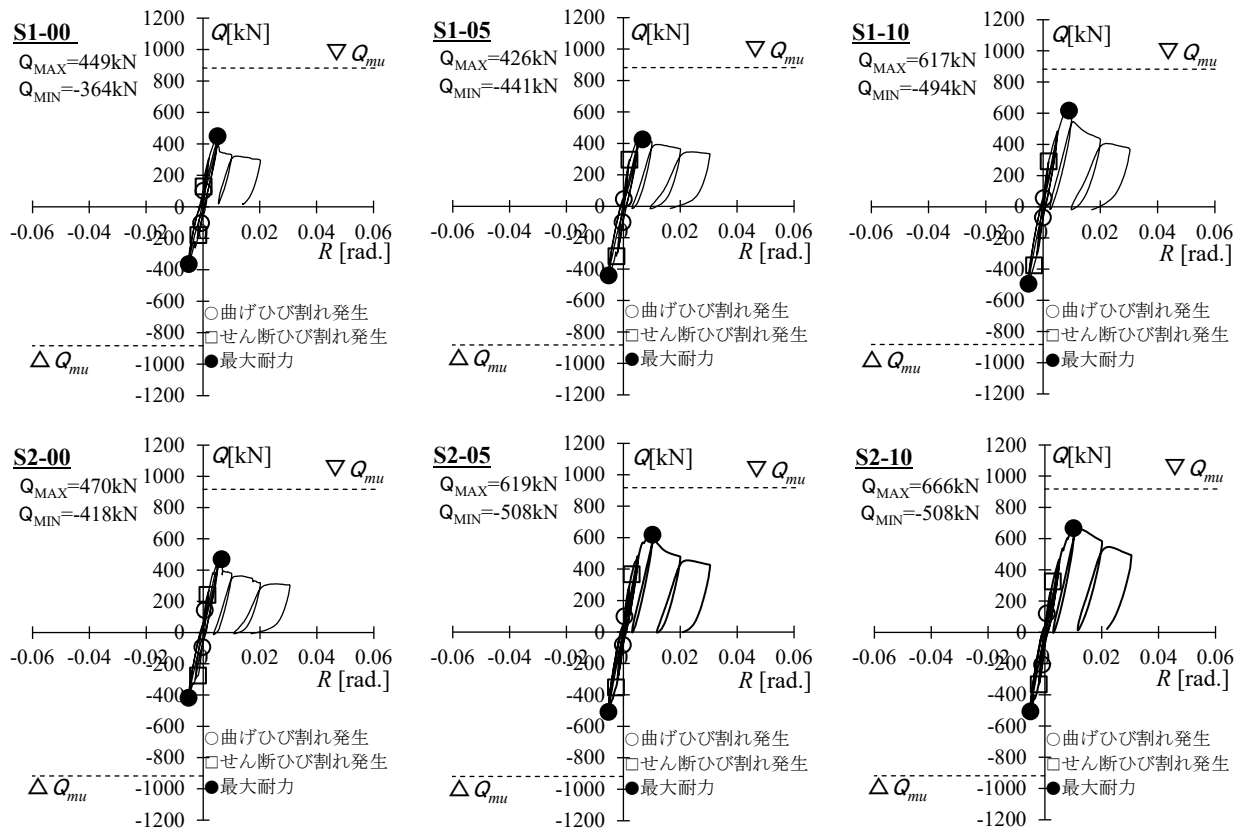


図-4.8 せん断力 Q - 部材角 R 関係

4. 3. 3 横補強筋のひずみ性状

$R=+1/500$ 時と $R=+1/200$ 時の横補強筋のひずみ分布を図-4.9 に示す。図中の ε_y は材料試験による降伏点 σ_{sy} をヤング率 E_s で除したもの ($\varepsilon_y = \sigma_{sy} / E_s$) である。

$R=+1/500$ 時のひずみ分布をみると、鋼繊維混入のない S1-00, S2-00 には概ね 500μ を超えるひずみが生じ、局所的に降伏ひずみを越えた部分もみられる。一方、その他の SFRC 試験体については 300μ を超えるようなひずみは発生しておらず、部材全体にわたって小さなひずみが均一に生じている傾向がみられる。 $R=+1/200$ 時のひずみ分布に着目すると、 $R=+1/500$ 時と同様に、鋼繊維混入のない試験体に比べて SFRC 試験体のひずみが小さい傾向にある。梁試験区間中央付近のひずみをみると、特にシリーズ S2 の SFRC 試験体のひずみが小さく、図-4.7 で示した最大せん断ひび割れ幅について SFRC 試験体のひび割れ幅が小さいことと整合している。また全試験体において、最大耐力後の $R=+1/100$ 時では降伏ひずみを上回っている。

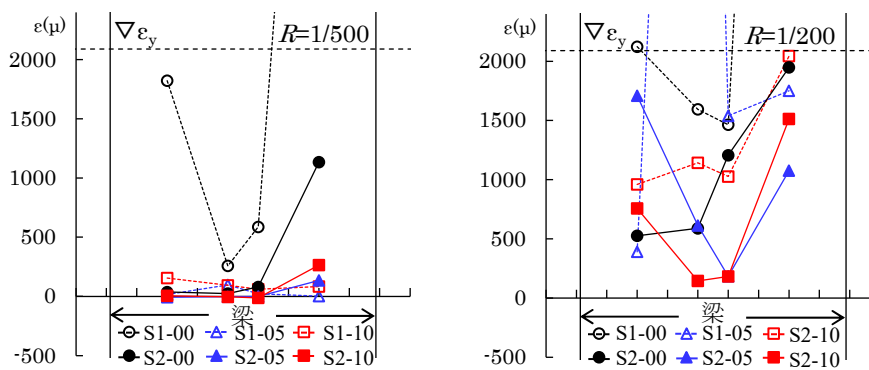


図-4.9 横補強筋ひずみ分布

4. 3. 4 変形成分割合の推移

全体変形に占める変形成分の比率の推移を図-4.10に示す。本実験では3章に示した方法(図-3.5)と同様に、試験区間を材軸方向に4区間に分割して変位計測を行い、試験区間の変形をせん断変形、曲げ変形、端部の回転変形、端部の主筋抜け出しに伴うずれ変形の4変形成分に変形分離した。同図は正側の各加力サイクルピーク時の結果である。

最大耐力以前の $R=+1/200$ 時までの変形成分推移をみると、せん断変形成分と端部回転変形成分が同等程度の比率であるが、最大耐力後の $R=+1/100$ 以後では変形が進むにつれてせん断変形成分が徐々に増加する傾向にある。また、鋼繊維混入のない試験体に比べてSFRC試験体は混入量が多いほどせん断変形成分の割合が少なく、端部回転変形成分がやや多い。この傾向はS1シリーズに比べて平均引張応力度が大きなS2シリーズで顕著であり、試験区間コンクリートの損傷が鋼繊維の補強効果によって抑えられており、変形が端部にも分散されているためと考えられる。 $R=+1/50$ 以降は破壊モードがせん断破壊であり、いずれの試験体もせん断変形成分が80%程度以上を占めている。

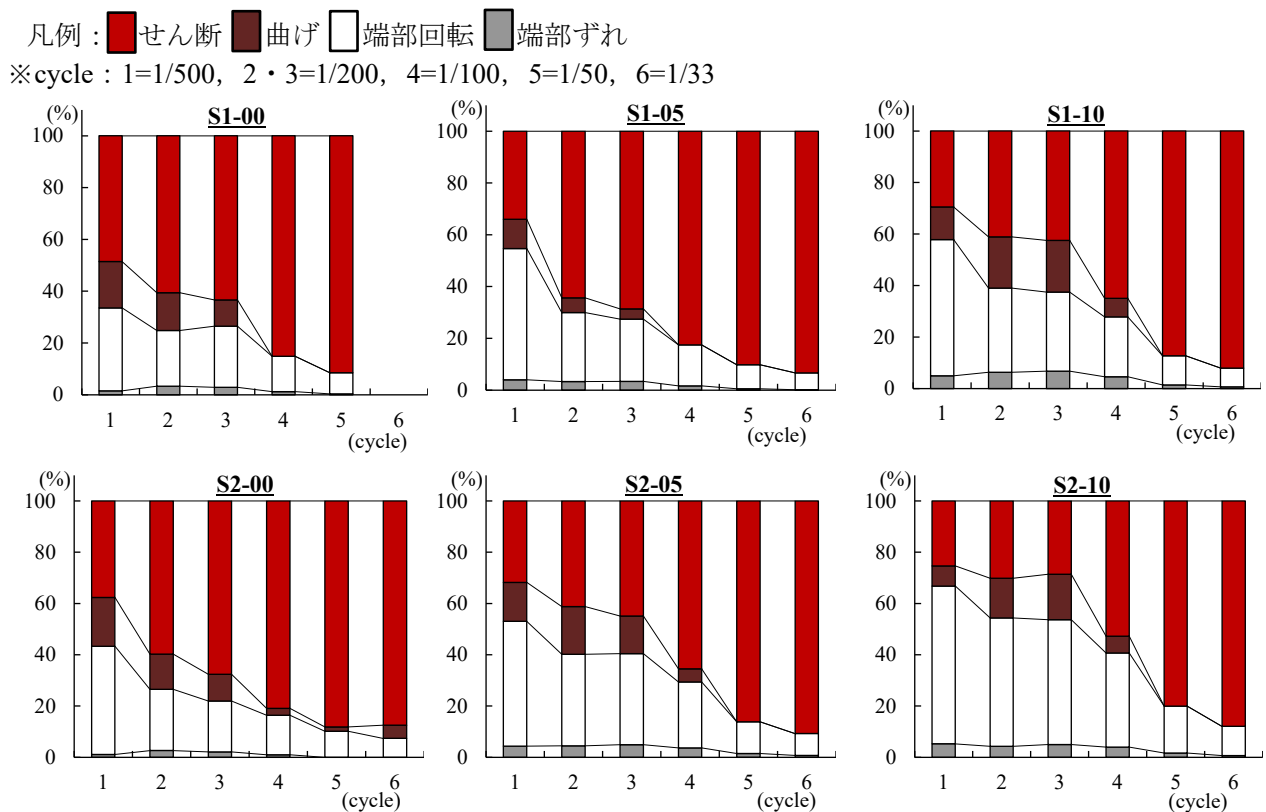


図-4.10 変形成分割合の推移

4. 4 短期許容せん断力の評価法の提案

RC 造建物では、中地震動の作用を経験した後、機能上および耐久性上問題とならないようにせん断ひび割れ幅に関わる損傷制御の検討が必要である。そのため RC 規準^{4,6)}には、損傷制御のための短期許容せん断力が示されている。SFRC は 4.3 節で示した実験結果から、せん断ひび割れ幅を小さく抑えることが可能であることが分かった。本節では短期荷重経験後のせん断ひび割れ幅として、荷重を完全に除荷した時よりも閉じる幅が小さく安全側となる長期許容せん断力時の残留せん断ひび割れ幅に着目し、鋼繊維の効果を考慮した短期許容せん断力について検討する。

$R=1/500$ および $1/200$ ピーク時と $Q=0\text{kN}$ まで除荷した時のせん断力とせん断ひび割れ幅の関係を図-4.11 に示す。同図の横軸は図-4.6 および図-4.7 中に示した結果のうちひび割れ幅が最も大きかった位置での測定値であり、各試験体のピーク時と除荷時の結果を直線で結んで示している。鋼繊維を混入した S1-05, S1-10 と S2-05, S2-10 は $R=1/500$ 時にせん断ひび割れが確認されていないため $R=1/200$ 時の結果のみを示しており、図中には黒の一点鎖線で RC 規準^{4,6)}に示されている式(4.1)による長期許容せん断力計算値と式(4.2)による損傷制御のための短期許容せん断力計算値を示している(今回の試験体は $p_w=0.20\%$ であるため第二項の横補強筋の項が 0 となり、第一項でのコンクリートの短期許容せん断応力度(式(4.2)中の f_s)は長期許容せん断応力度(式(4.1)中の f_s)の 1.5 倍であるため両式の計算値は一致)。

$$Q_{AL} = bj\{\alpha f_s + 0.5_w f_t(p_w - 0.002)\} \quad (4.1)$$

$$Q_{AS} = bj\{2/3 \alpha f_s + 0.5_w f_t(p_w - 0.002)\} \quad (4.2)$$

ここで、記号等は RC 規準による。

長期許容せん断力時の残留せん断ひび割れ幅 W_s は、 $R=1/500$ または $1/200$ ピーク時と $Q=0\text{kN}$ 除荷時を結んだ直線と式(4.1)による長期許容せん断力 Q_{AL} が交差する時のひび割れ幅で推定することとする。また推定した W_s がひび割れ幅の制限値以内であれば、部材の損傷が制御されていると考えることができる。 W_s の制限値として RC 規準には 0.30mm 未満にする規定があるが、本実験の試験体は約 60%の縮小試験体であるため、文献^{4,7)}を参考にひび割れ幅は実大の $\sqrt{1/n}(1/n:\text{試験体縮尺})$ とし、制限値を 0.232mm に補正する。

S1 シリーズの結果である図-4.11 上図をみると、鋼繊維混入のない S1-00 は $R=1/500$ 時で式(4.2)による Q_{AS} を上回っており、 W_s は上記の制限値以下である必要があるが、そのような結果になっておらずこの試験体では損傷が制御されているとは言えない。一方、鋼繊維を混入した S1-05 および S1-10 は、 $R=1/500$ 時では目視による観察でせん断ひび割れの発生は確認できていないためひび割れ幅の制限値を満足しており、部材の損傷が制御できている。図-4.11 下図の S2 シリーズについても同様であり、鋼繊維を混入した S2-05, S2-10 に $R=1/500$ 時に目視で観察可能なせん断ひび割れは発生していない。

このように SFRC の場合、高い損傷抑制効果によってせん断ひび割れ幅を小さく抑えることができる。本論では、この効果を考慮した損傷制御のための短期許容せん断力の設定を試みる。SFRC を用いた場合の損傷制御のための短期許容せん断力式として式(4.2)に鋼繊維の効果を加えた式(4.3)を提案する。

$$Q_{ASf} = bj\{2/3 \alpha f_s + 0.5_w f_t(p_w - 0.002) + 0.5 \sigma_t\} \quad (4.3)$$

ここで、 σ_t : SFRC の平均引張応力度

式(4.2)において横補強筋の抵抗分である $p_w f_t$ に係数 0.5 が乗じられており、式(4.3)においても

SFRCの抵抗分として4.2節で示した平均引張応力度 σ_t に係数0.5を乗じて累加することとした。SFRCの σ_t には、図-4.4に示した結果からひび割れ幅2.0mmまで大きくは変わらないことから、1mm時の σ_t (S1-05:0.96N/mm², S1-10:2.21N/mm², S2-05:1.54N/mm², S2-10:3.11N/mm²)を採用した。 σ_t のせん断抵抗効果については次節でも詳細を述べる。

式(4.3)によって算出した短期許容せん断力の計算値を図-4.11中に一点鎖線で示す。 $V_{sf}=0.5\%$ の計算値は青色で、 $V_{sf}=1.0\%$ の計算値は赤色で示している。S1, S2の両シリーズの $R=1/500$ ピーク時の入力せん断力は図-4.8に示すようにすべての試験体でほぼ同様に250kN~300kN程度であり、式(4.3)による計算値と同等程度以下となっている。 $R=1/500$ の加力ではSFRC試験体にはせん断ひび割れが観察されていないため、式(4.3)の短期許容せん断力は損傷を制御するための指標とて齟齬がないと言える。また、経験したせん断力が式(4.3)による Q_{ASf} を大幅に超えたレベルである $R=1/200$ ピーク後の W_s についても、鋼繊維による平均引張応力度が最も小さかったS1-05を除き、ひび割れ幅は非常に小さく、まだ制限値以内に収まっている。また、図-4.9の $R=1/500$ および $1/200$ ピーク時の横補強筋のひずみ分布から、SFRC試験体の横補強筋のひずみは鋼繊維混入のない試験体と比較してかなり小さいことも明らかとなっており、SFRCの効果을考慮した式(4.3)は損傷制御のための短期許容せん断力算定式として十分な余裕を有していると考えられる。

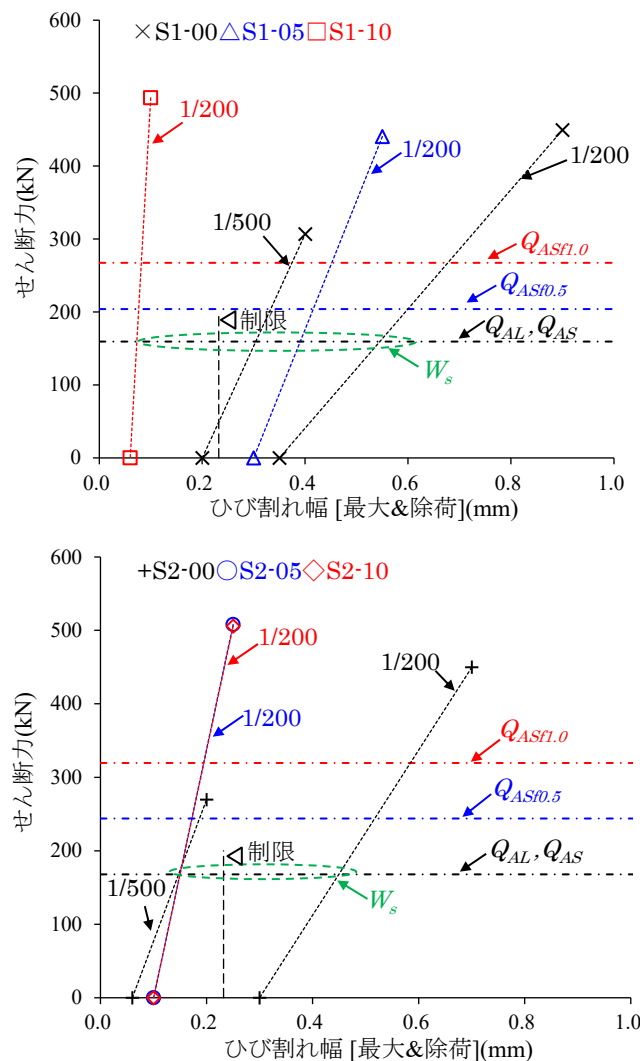


図-4.11 せん断力とせん断ひび割れ幅の関係

4. 5 せん断耐力の評価法の提案

以下、せん断耐力の評価にあたって、4.5.1 項～4.5.3 項で有効圧縮強度係数等について検討し、引き続き 4.5.4 項でせん断耐力式の提案を試みる。

4. 5. 1 SFRC の有効圧縮強度係数の評価方法

靱性保証型指針^{4.8)}では、部材中のコンクリート圧縮束が負担できる圧縮応力がせん断ひび割れの発生によって低下することを有効圧縮強度係数によって表現している。村上^{4.9)}は、コンクリートの圧縮強度に関する考察と既往の梁部材実験結果を用いた検討を行い、せん断耐力を精度良く推定できる有効圧縮強度係数を提案している。この提案はコンクリート供試体の圧縮応力-ひずみ曲線において、圧縮強度後の軟化域における強度の低下(残存強度)が有効圧縮強度と対応していると考え、圧縮軟化域の極限に対して有効圧縮強度係数を定めるものである。その方法として圧縮応力-ひずみ関係に Popovics 式を用い、式中の実験定数と有効圧縮強度係数との関係式を仮定し、実験定数とコンクリート圧縮強度 σ_B の関係式が別に与えられることで、実験結果から得られた有効圧縮強度係数をもとに有効圧縮強度係数に関する回帰式を定義している。

SFRC には 4.3 節で示したようにせん断ひび割れ幅を小さく抑えて損傷を低減する効果があるため、通常の RC に比べて有効圧縮強度係数を大きく設定することが可能と考えられる。以下、上記の村上の提案を参考に SFRC のせん断耐力の評価に用いる有効圧縮強度係数の提案を試みる。評価方法は圧縮応力-ひずみ関係に Neves ら^{4.10)}の式を用い、 σ_B の関係式である式中の値について、鋼繊維混入がない場合の算出値と一般的に用いられる有効圧縮強度係数が対応すると考え、 σ_B 毎に σ_B 関係式中の値と有効圧縮強度係数を算出し、回帰分析により SFRC の有効圧縮強度係数を定義する。

4. 5. 2 SFRC の圧縮応力-ひずみ関係

SFRC の圧縮応力-ひずみ関係について文献 4.11)には次式に示す Neves ら^{4.10)}の評価式で鋼繊維の圧縮靱性改善効果を概ね評価できることを示している。その評価式を次式に示す。

$$E_i = (10.5 - 0.22V_{sf})\sigma_B^{(1/3)} \quad (4.4a)$$

$$\varepsilon_0 = 0.69 \times \sigma_B^{(0.29+0.0002 \times V_{sf} \frac{l_{sf}}{d_{sf}^2})} \quad (4.4b)$$

$$\sigma = \frac{\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}}{(1-p-q)+q(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0})+p(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0})^{1-q/p}} \times \sigma_B \quad (4.4c)$$

$$p = 1 - 0.85 \times \sigma_B^{(-0.0013 \times V_{sf} \frac{l_{sf}}{d_{sf}^2})} \quad (4.4d)$$

$$p + q = 1 - \frac{\sigma_B}{E_i \varepsilon_0} \quad (4.4e)$$

ここで、 $p + q \in]0,1[$, $(1 - q)/p > 0$

σ_B :コンクリートの圧縮強度 (N/mm²), E_i :コンクリートのヤング係数 (kN/mm²),

V_{sf} :鋼繊維体積混入率 (%), d_{sf}, l_{sf} :鋼繊維の直径, 長さ (mm), ε_0 :コンクリートの圧縮強度時ひずみ, ε :コンクリートの圧縮ひずみ, σ :コンクリートの圧縮応力 (N/mm²)

本実験における S1, S2 シリーズについて式(4.4)を用いて算出した結果を図-4.12 に示す。図中には、図-4.5 に示した本実験における供試体の圧縮試験結果($V_{sf}=0.0\%$, 0.5% , 1.0% それぞれについての平均値)も併せて示している。緑線で示した式(4.4c)の算出値は、実験結果に対して圧縮強度直後のひずみ領域で過大評価する傾向があるものの、ひずみの大きな領域では圧縮応力を過小評価しており、全体としてはこれまでの報告と同様に鋼繊維の圧縮靱性改善効果を概ね評価できている。

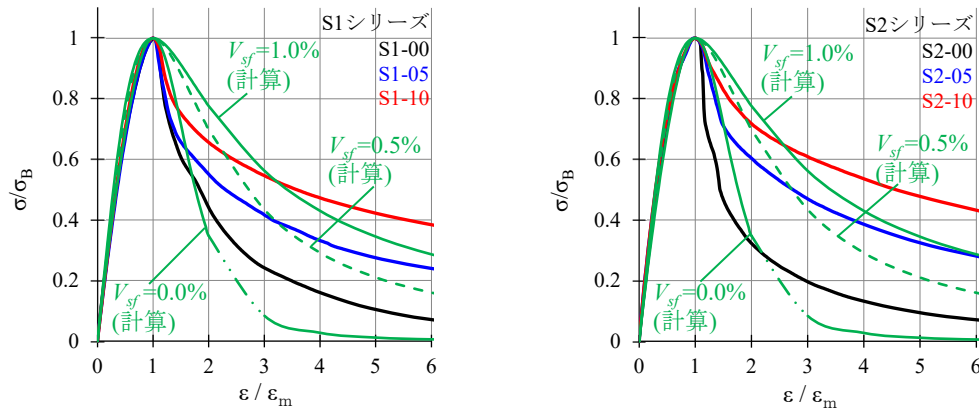


図-4.12 式(4.4)算出値と供試体による圧縮試験結果の比較図

(左図 : S1 シリーズ 右図 : S2 シリーズ)

4. 5. 3 SFRC の有効圧縮強度係数の評価

応力-ひずみ関係の曲線形状の曲がり具合を決定し、 σ_B を変数とする値である(4.4e)式の $p+q$ 値に対する式(4.4c)の無次元化応力-ひずみ関係の変化を図-4.13 に示す。図より式(4.4c)は上限の $p+q=1$ のとき剛塑性体を示し、下限の $p+q=0$ に至るまで連続的に圧縮軟化域の強度が低下することを表現していることがわかる。本論でも 4.5.1 項に示した村上と同様の考え方を用い $p+q=1$ の時に有効圧縮強度係数が 1 に対応し、 $p+q$ 値の低下に応じて有効圧縮強度係数を低減して評価する方法を採用する。

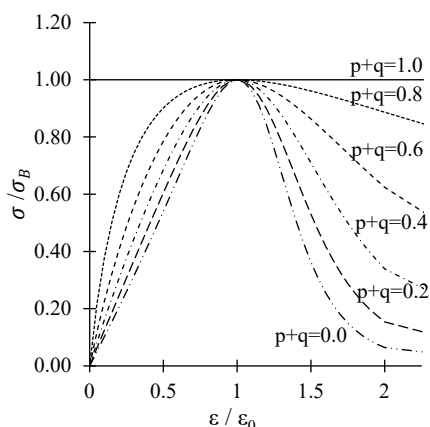


図-4.13 $p+q$ 値に対する無次元化応力-ひずみ関係

4.3 節における実験と同様の鋼繊維種類(径 0.55mm, 長さ 35mm, 両端 1.5 段フック)の場合における鋼繊維混入量をパラメータとした $p+q$ 値と圧縮強度の関係を図-4.14 に示す。 $p+q$ 値に対する鋼繊維効果は主に式(4.4b)によって考慮しており、鋼繊維量が多いほど $p+q$ 値は大きく評価されるが、その差は小さい。

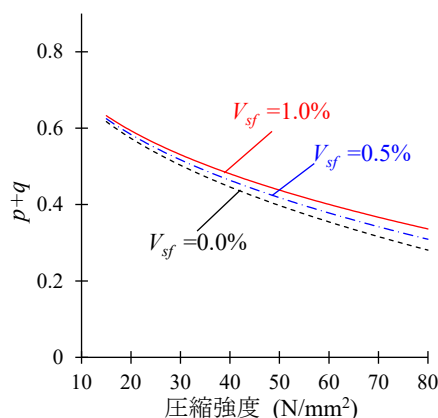


図-4.14 鋼繊維混入量をパラメータとした $p+q$ 値-圧縮強度関係図

SFRC の有効圧縮強度係数に着目した実験は少ないため、鋼繊維混入のない普通コンクリートの場合の $p+q$ 値と、高強度領域までの普通コンクリートに対する有効圧縮強度係数として一般的に用いられる次式^{4.8)}が対応すると考える。

$$v_0 = 1.70\sigma_B^{-0.333} \quad (4.5)$$

ここで、 v_0 :有効圧縮強度係数

式(4.4a)~(4.4e)における $V_{sf}=0.0\%$ の $p+q$ 値と式(4.5)の有効圧縮強度係数は、両式とも σ_B の関数であるため、 σ_B が $15\text{N/mm}^2 \sim 80\text{N/mm}^2$ までの範囲について σ_B 毎に $V_{sf}=0.0\%$ の $p+q$ 値と式(4.5)の有効圧縮

強度係数を算出し、図-4.15 に黒破線で示した。この $p+q$ 値と有効圧縮強度係数の関係(黒破線)に対して回帰分析を行って、次式の回帰式が得られた。

$$v_{sf0} = e^{1.55(p+q)}/4 \quad (4.6)$$

ここで、 v_{sf0} :鋼繊維補強効果を考慮した有効圧縮強度係数
得られた回帰式を図中に赤実線で示す。なお、式(4.4)は文献 4.10)でコンクリート強度 80 N/mm^2 、 $V_{sf} = 2.0\%$ を上限として定義されているため、式(4.6)の適用範囲も同様となる。

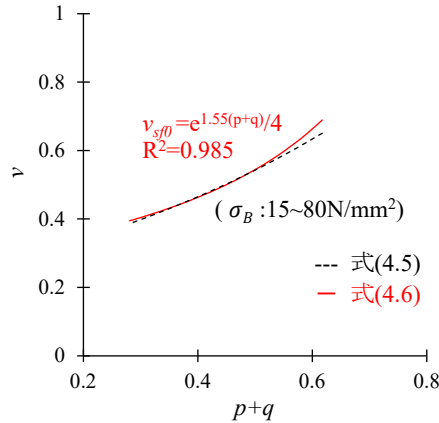


図-4.15 有効圧縮強度係数— $p+q$ 値関係図

式(4.6)による有効圧縮強度の計算値と圧縮強度の関係を図-4.16 に示す。 $V_{sf}=0.5\%$ および 1.0% の場合の計算値は、4.3 節における実験と同様の鋼繊維種類(径 0.55mm ，長さ 35mm ，両端 1.5 段フック)を用いて算出した値である。式(4.6)による $V_{sf}=0.0\%$ の有効圧縮強度の計算値(黒実線)は式(4.5)による計算値(黒破線)とほぼ同様である。また、同図中には村上が文献 4.9)で検討を行っている既往の鋼繊維無混入で横補強筋のない試験体の実験結果から有効圧縮強度を逆算した結果を○で、文献 4.12) 4.13)の横補強筋がないフック付き鋼繊維を用いた SFRC 梁のせん断破壊実験結果から鋼繊維によるトラス機構を考慮せずに逆算した有効圧縮強度を参考に●でプロットした。●は単純梁形式の実験結果であるため有効圧縮強度がやや大きめの結果にある。また、●はアーチ機構の圧縮束の角度 θ による $\tan\theta$ を $D/(2L)$ と仮定して算出しているため安全側の評価となり、鋼繊維混入の提案式(青一点破線、赤破線)においても実験結果(●)に対して小さいためやや安全側であるが、十分に評価している。4.3 節の実験の目標圧縮強度である 48 N/mm^2 時の有効圧縮強度係数は、本提案式では鋼繊維混入なしに対して $V_{sf}=0.5\%$ が 1.04 倍、 $V_{sf}=1.0\%$ が 1.07 倍程度の評価となる。

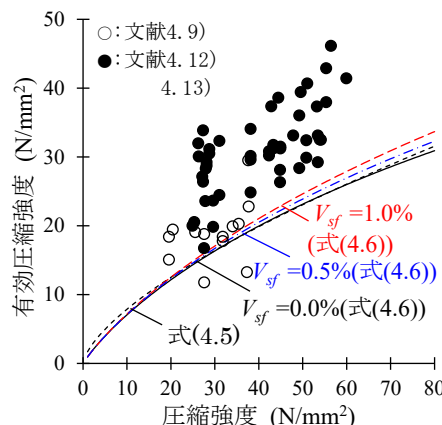


図-4.16 有効圧縮強度—圧縮強度関係図

4. 5. 4 せん断耐力式

SFRC の補強効果を考慮した短スパン梁のせん断耐力を評価するため、図-4.17 に示す鋼繊維によるせん断抵抗機構を仮定した。これはせん断強度低下の原因となるせん断ひび割れに対して直交方向に SFRC の平均引張応力度が抵抗すると考え、図中に示す鋼繊維補強効果をトラス機構に累加するものである。

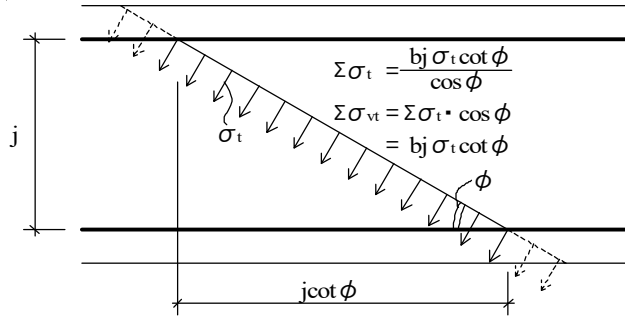


図-4.17 鋼繊維によるせん断抵抗機構

本項では靱性保証型指針と終局強度型指針^{4.14)}のせん断耐力式に鋼繊維補強効果を累加した修正式を用い、せん断耐力に関する検討を行う。靱性保証型指針の修正式は次式となる。

$$Q_{suf} = \min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3}) \quad (4.7a)$$

$$V_{u1} = \mu(p_{we}\sigma_{wy} + \sigma_t)b_e j_e + (v_{sf0}\sigma_B - \frac{5(p_{we}\sigma_{wy} + \sigma_t)}{\lambda})\frac{bD}{2} \tan\theta \quad (4.7b)$$

$$V_{u2} = \frac{\lambda v_{sf0}\sigma_B + p_{we}\sigma_{wy} + \sigma_t}{3} b_e j_e \quad (4.7c)$$

$$V_{u3} = \frac{\lambda v_{sf0}\sigma_B}{2} b_e j_e \quad (4.7d)$$

ここで、 Q_{suf} :鋼繊維補強効果を考慮したせん断耐力

σ_t : 平均引張応力度、 v_{sf0} : 式(4.6)による鋼繊維補強効果を考慮した有効圧縮強度係数、それ以外の記号等は靱性保証型指針による

また、終局強度型指針の修正式は次式となる。

$$Q_{suf} = b j_t (p_w \sigma_{wy} + \sigma_t) \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D v_{sf0} \sigma_B / 2 \quad (4.8a)$$

$$\beta = \{ (1 + \cot^2 \phi) (p_w \sigma_{wy} + \sigma_t) \} / (v_{sf0} \sigma_B) \leq 1 \quad (4.8b)$$

$$\cot \phi = \min(2, j_t / (D \tan \theta), \sqrt{\frac{v_{sf0} \sigma_B}{p_w \sigma_{wy} + \sigma_t} - 1.0}) \quad (4.8c)$$

ここで、 $p_w \sigma_{wy} + \sigma_t \leq v_{sf0} \sigma_B / 2$

Q_{suf} :鋼繊維補強効果を考慮したせん断耐力

σ_t : 平均引張応力度、 v_{sf0} : 式(4.6)による鋼繊維補強効果を考慮した有効圧縮強度係数、それ以外の記号等は終局強度型指針による

実験において最大耐力時の最大ひび割れ幅は概ね 1mm 程度以内であったことから、式(4.7)、(4.8)に用いる SFRC の平均引張応力度は 4.4 節と同様にひび割れ幅 1mm 時の平均引張応力度を採用する。

本論の試験体のせん断耐力の実験結果と式(4.7), (4.8)による計算値の比較を図-4.18 に示す。同図では実験結果, 計算値とも応力中心間距離を $0.9d$ (d :有効梁せい) と仮定した略算式による曲げ耐力計算値で除して示しており, 図中の灰塗プロットは鋼繊維の補強効果としてトラス機構への平均引張応力度のみを考慮した場合, 緑塗プロットは有効圧縮強度係数と平均引張応力度の両方を考慮した場合, 白抜プロットは両者とも考慮しない場合の計算値である。

鋼繊維の効果を考慮しない場合のせん断耐力計算値は両指針ともに実験結果をかなり安全側に評価している。一方, 鋼繊維の効果を考慮した場合, 両式による計算値は実験結果を適切に評価していると言える。ただし, 右図の終局強度型指針式による評価では, 実験結果が計算値を下回る試験体がある。文献(4.15), (4.16)では, 終局強度型指針式のトラス機構について, 横補強筋の効果を高めに評価している可能性を指摘している。トラス機構における横補強筋と同様の役割を鋼繊維補強効果として仮定した本論も同様に効果を高めに評価している可能性があり, 実務設計では左図の靱性保証型指針による式(4.7)を用いることが適切であると考えられる。補強効果の寄与は, 4.5.3 項で示したように実験での σ_B である 48 N/mm^2 程度の場合, 有効圧縮強度係数への効果がそれほど大きくないため, トラス機構への平均引張応力度累加の効果が大きい。 σ_t が最も小さく実験における最大耐力も小さかった S1-05 の評価結果は, 実験値と鋼繊維効果を考慮した計算値が概ね整合している。また σ_t の最も大きい S2-10 について, 式(4.7)によるせん断耐力は鋼繊維効果を考慮した場合は考慮しない場合の約 1.37 倍となっている。

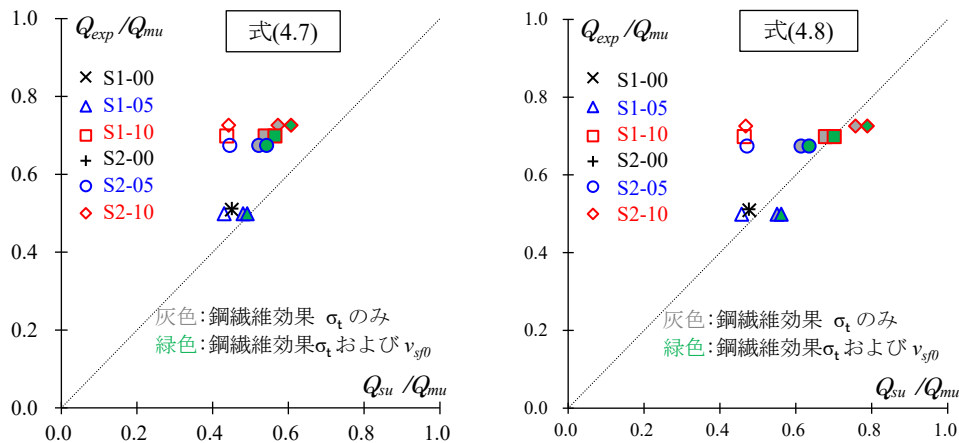


図-4.18 せん断耐力の実験値—計算値比較図

4. 6 限界変形評価に基づくせん断耐力の低減方法の提案

3章では曲げ降伏先行型の SFRC 梁実験結果を示し、SFRC 梁は曲げ降伏後の耐力低下を緩やかにし、部材の変形能力を向上させる効果を有していることを示した。以下、曲げ降伏先行型の SFRC 梁実験結果を用い、SFRC の適用による靱性改善効果の評価法を提案する。

RC 梁部材の靱性評価法として、保有耐力計算規準^{4.17)}には、せん断補強量をコンクリートの有効圧縮強度で除したせん断補強指標によって部材種別を判定する考え方が示されている。また、靱性保証型指針には降伏ヒンジを計画する梁の場合、繰り返しの塑性変形が生じるヒンジ領域内ではせん断ひび割れの開口や交差によりせん断応力伝達が困難になるため、ヒンジ回転角 R_p に応じてトラス機構の角度を表す係数 μ とコンクリートの有効圧縮強度係数 ν を式(4.9)、(4.10)に示すように低下させ、せん断耐力を低減させる方法が示されている。

$$\mu = 2 - 20R_p \quad (4.9)$$

$$\nu = (1 - 20R_p)\nu_0 \quad (4.10)$$

本論ではこれらの考え方を参考として SFRC の効果を考慮した変形能力の定量化を試みる。SFRC の場合のせん断補強指標は、式(4.6)による SFRC の場合の有効圧縮強度係数 ν_{sf0} と SFRC の平均引張応力度 σ_t を用いて $(p_w\sigma_{wy} + \sigma_t)/\nu_{sf0}\sigma_B$ と表すことができる。梁に用いる一般的な σ_B の範囲では図-4.16 に示すように有効圧縮強度係数に対する鋼繊維効果は小さいため分母の影響は少なく、SFRC の場合のせん断補強指標は大きくなる傾向にある。ここで式(4.11)に示すように SFRC の場合と鋼繊維を混入しない通常の RC の場合のせん断補強指標の比を α と定義する。

$$\alpha = \frac{p_w\sigma_{wy} + \sigma_t}{\nu_{sf0}\sigma_B} \bigg/ \frac{p_w\sigma_{wy}}{\nu_0\sigma_B} \quad (4.11)$$

SFRC を適用した場合、梁のヒンジ領域内でのせん断ひび割れの開口が抑制されるため、靱性保証型指針において式(4.9)、(4.10)で表現されている R_p の増加による μ や ν の低下が緩やかになると想定される。本論ではこの μ や ν の低下と式(4.11)で定義した α が式(4.12)、(4.13)の関係にあると考えることとする。

$$\mu_{sf} = 2 - (20/\alpha)R_p \quad (4.12)$$

$$\nu_{sf} = \{1 - (20/\alpha)R_p\}\nu_{sf0} \quad (4.13)$$

せん断耐力の算出において、式(4.7)の μ や ν_{sf0} に鋼繊維の効果を考えずに式(4.9)、(4.10)を用いた場合と式(4.11)~(4.13)によって考慮した場合のせん断耐力の評価結果を実験結果と比較して図-4.19 に示す。同図は3章で示した試験体 No.10 についての評価結果である。限界変形角は文献 4.18)、4.8)において、実験で得られた復元力で最大耐力から 80%に耐力低下した時の部材角として定義し、計算時においては曲げ終局強度として算定した計算値を下回る状態に相当していると判断されている。この考え方に基づき、原式の Q_{su} および Q_{suf} に対して R_p を漸増させて計算し、3.4 節で示した骨格曲線の曲げ耐力計算値と一致したときを計算による限界変形として評価したものが図-4.20 である。また、図-4.19 には実験で得られた復元力で最大耐力から 80%に耐力低下した時である限界変形の実験結果を併せて示している。同図より、鋼繊維の補強効果を考慮した式(4.11)~(4.13)によって限界変形をある程度評価できることがわかる。

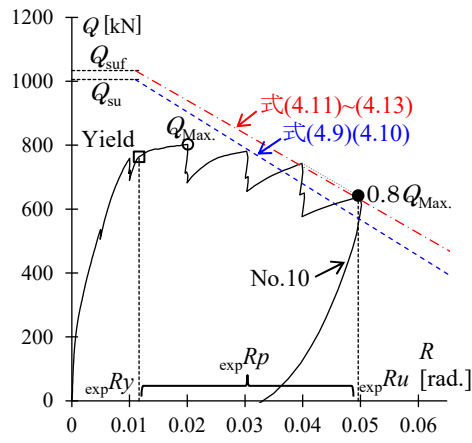


図-4.19 塑性ヒンジ回転角に伴うせん断耐力低下と実験結果比較例

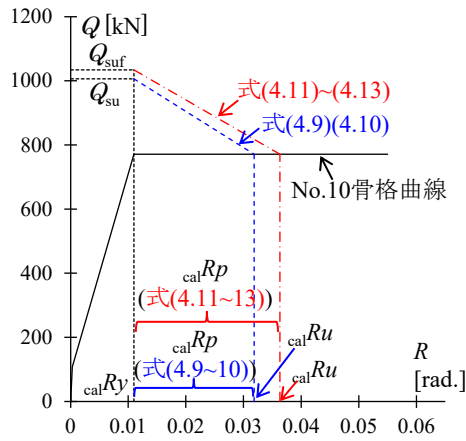


図-4.20 塑性ヒンジ回転角に伴うせん断耐力低下と計算結果比較例

3章で示した付着割裂破壊により耐力が低下した No.1~No.3 以外の曲げ降伏型試験体について、ヒンジ回転角の実験結果と上記方法による計算結果を比較したものを図-4.21 に示す。図中の黒色のプロットは鋼繊維の効果を考慮せずに式(4.9), (4.10)によって計算した結果, 青色および赤色のプロットは鋼繊維の効果を考慮した式(4.11)~(4.13)によって計算した結果である。また, 実験結果について耐力が最大強度の 80%まで低下していない試験体については, 部材角 0.04 と 0.05 のピーク時を直線補完して 80%まで耐力低下した変形角を実験結果の限界変形角と評価し, ヒンジ回転角が 0.06 を超えた評価結果に対しては上矢印を付した。同図よりすべての試験体の評価値が安全側の評価となっているが, 式(4.9), (4.10)による計算値は実験結果をやや過小評価しており, 式(4.11)~(4.13)による計算値のほうが実験結果に近い値となっている。SFRC 短スパン梁にみられる曲げ降伏後のせん断耐力低下を緩やかにする効果は, 式(4.11)~(4.13)を用いることで安全側に評価することが可能で, 実験結果との整合性もよいと言える。

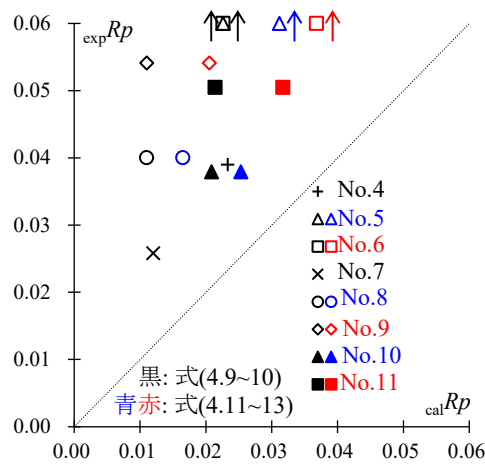


図-4.21 塑性ヒンジ回転角の実験値—計算値比較図

4. 7 まとめ

鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁のせん断性状の把握を目的として、せん断破壊先行型の曲げせん断実験を実施した。実験結果から短期許容せん断力およびせん断耐力に対する鋼繊維の補強効果について検討を行った。また、曲げ降伏破壊先行型の実験結果から、塑性ヒンジ回転角に伴うせん断耐力低下性状に対する鋼繊維の補強効果について検討を行い、以下に示す知見を得た。

- 1) 鋼繊維を混入することでせん断ひび割れに対する損傷を大幅に低減することが可能である。また、鋼繊維の混入量が多いほどせん断耐力は上昇し、せん断耐力時の変形も増加する傾向にある。
- 2) 損傷制御のための短期許容せん断力は、RC 規準に示されている既往の評価式に鋼繊維の効果を考慮した提案式によって安全側に評価できる。
- 3) せん断耐力の評価として、塑性理論式のコンクリートの有効圧縮強度係数に鋼繊維による圧縮靱性向上効果を考慮し、トラス機構に鋼繊維の架橋効果を考慮する手法を提案した。提案手法によって鋼繊維によるせん断耐力上昇効果を評価可能である。
- 4) 曲げ降伏先行型の場合でも鋼繊維を混入することによってヒンジ領域内のせん断ひび割れの開口が抑制されるため、曲げ降伏後のせん断耐力の低下は緩やかとなる。靱性保証型指針に示されている手法に鋼繊維の効果を考慮する本論の提案法によって、せん断耐力の低下性状も概ね評価することができる。

【4章の参考文献】

- 4.1) 今井和正, 渡辺英義, 松野勇輝, 渡辺征晃: 鋼繊維補強コンクリートの引張軟化特性に関する基礎検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.371-372, 2019
- 4.2) 日本コンクリート工学会: 切欠きはりを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 (JCI-S-002-2003), JCI 規準, 2003
- 4.3) 日本コンクリート工学会: 切欠きはりをを用いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法 (JCI-S-001-2003), JCI 規準, 2003
- 4.4) 今井和正, 渡邊悟士, 高橋智也, 黒岩秀介: 鋼繊維補強コンクリートの開発に関する基礎研究 その4 引張軟化特性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 材料施工, pp.543-544, 2022
- 4.5) 超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案), コンクリートライブラリー113, 土木学会, 2004
- 4.6) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 2018
- 4.7) 川崎将臣, 笹尾泰智, 宮田英樹, 市之瀬敏勝, 八木茂治, 楠原文雄: 高強度の鉄筋とコンクリートを組み合わせた RC 梁に及ぼすカットオフ筋の影響 -その3 残留ひび割れ幅-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.229-230, 2018
- 4.8) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1999
- 4.9) 村上聖: 鉄筋コンクリート梁の終局せん断強度算定式に関する一考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 533 号, pp.143-150, 2000
- 4.10) Neves, R. D., Fernandes de Almeida, J. C. O.: Compressive behaviour of steel fibre reinforced concrete, Structural Concrete, Vol.6, Issue 1, pp.1-8, 2005
- 4.11) 今井和正, 渡邊悟士, 吉田泰, 高橋智也, 黒岩秀介: 鋼繊維補強コンクリートの開発に関する基礎研究 その3 力学特性試験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 材料施工, pp. 363-364, 2021
- 4.12) Bhupinder Singh and Kranti Jain: Appraisal of Steel Fibers as Minimum Shear Reinforcement in Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.111, No.5, pp.1191-1202, 2014
- 4.13) Hai H. Dinh, Gustavo J. Parra-Montesinos and James K. Wight: Shear Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrup Reinforcement, ACI Structural Journal, Vol.107, No.5, pp.597-606, 2010
- 4.14) 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, 日本建築学会, 1990
- 4.15) 西村康志郎, 佐藤圭太, 石垣篤, 大西直毅: シアスパン比の小さい RC 梁に対するせん断終局強度式の精度に関する考察, 日本建築学会構造系論文集, 第 79 巻, 第 701 号, pp.995-1003, 2014
- 4.16) 市之瀬敏勝, 横尾慎一: せん断補強筋間隔が RC 梁のせん断強度に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 437 号, pp.97-103, 1992
- 4.17) 鉄筋コンクリート構造保有水平耐力計算規準・同解説, 日本建築学会, 2021
- 4.18) 国立研究開発法人建築研究所: 実験データベースを用いた鉄筋コンクリート造部材の構造特性評価式の検証, 建築研究資料, 第 175 号, 2016

5. SFRC 短スパン梁の付着特性評価

5. 1 はじめに

短スパン梁は主筋の付着長さが短くなるため、通常の梁に比べて付着割裂破壊が発生する恐れが高い。破壊形式は、一般的な主筋の配筋方法である上端と下端を平行に配置した場合、主筋列に沿って割り裂けるサイドスプリット型の付着割裂破壊となる可能性が高く、3章に示した平行配筋梁試験体 No.1～No.3 においてもサイドスプリット型の付着割裂破壊が卓越した結果となっている。サイドスプリット型付着割裂破壊を回避する方法として、主筋の配筋方法に X 形配筋を適用し、原理的に付着割裂破壊を生じさせなくする方法が挙げられる。ただし、X 形配筋指針^{5.1)}には、一般的に反曲点が部材中央にない場合に X 形主筋のみでは力のつりあいを満足しないことや、部材に生じる変形量が小さい場合に X 形主筋の効果はあまり期待できないことなどの理由から、四隅の主筋は平行主筋として X 形配筋と併用するように示されており、平行主筋についての付着割裂に対する検討をするように定められている。四隅の主筋が平行主筋の場合、両隅角部で割り裂けるコーナースプリット型の付着割裂破壊を引き起こす可能性がある。3章に示した実験における四隅の平行配筋と X 形配筋を併用した試験体(特に No.4 や No.10 など)では、付着割裂破壊には至っていないもののコーナースプリット型と考えられる付着割裂ひび割れが発生している。損傷は鋼繊維が混入された試験体がないものに比べて小さくなっており、コーナースプリット型破壊にも鋼繊維の損傷抑制効果がみられた。しかし、コーナースプリット型破壊に関する実験研究の報告は普通コンクリートの場合においてもそれほど多くはない。

本章では、SFRC 短スパン梁の付着特性を把握することを目的に、付着割裂要素実験を行う。変動因子は、鋼繊維混入率、主筋の位置(上端と下端)、主筋の本数(2本と5本でコーナースプリット型破壊とサイドスプリット型破壊を想定)、横補強筋比である。実験結果に基づいて、付着割裂強度について検証を行う。また、曲げ降伏型梁実験結果を用いて、検討した付着割裂強度式の短スパン梁への適用についても検証を行う。

5. 2 付着割裂要素実験計画

5. 2. 1 試験体

付着に対する鋼繊維の補強効果を把握するためにキャンチレバー型の付着実験を行った。試験体一覧を表-5.1に、断面の形状・寸法と配筋、ひずみゲージ貼付位置を図-5.1に示す。試験体数は13体で、文献^{5.2)}を参考に計画した。試験体1体につき上下2か所の試験区間(L=300mm)があり、試験体上部からコンクリートを打設することで上端筋(Top reinforcement,以下 T と表記)と下端筋(Bottom reinforcement,以下 B と表記)の区別を明確にした。試験体断面寸法 400×500mm とコンクリートの目標圧縮強度 48N/mm²は全試験体共通である。試験体の中央には、加力によるひび割れ伸展を防止するために軸筋として 10-D22(SD345)、横補強筋として 2-D10@50(SD345)を配筋した。付着長さは付着除去区間を設けて調整しており、付着除去区間では粘土により鉄筋の凹凸を無くし、その上から塩ビ管を配して主筋の付着を絶縁している。コンクリート中に混入する鋼繊維は、繊維径 0.55mm、繊維長さ 35mm、アスペクト比 65、公称引張強度 1850N/mm²で両端に 1.5 段に折れたフックを有するもの^{5.3)}であり、2章における検討と同様のものである。

試験体の実験因子は、主筋の位置(T と B)、主筋本数(2 本と 5 本)、鋼繊維のコンクリート体積に対する混入率 V_{sf} (0.0%, 0.5%, 1.0%)、横補強筋比($p_w = 0.00\%$, 0.24%, 0.48%)である。主筋本数 2 本はコーナースプリット型破壊、5 本はサイドスプリット型破壊を想定しており、四隅に平行配筋を併用した X 形配筋を用いた短スパン梁を対象としたコーナースプリット型破壊の特性を主に把握する計画とした。

表-5.1 試験体一覧

No.		試験体名	主筋本数	V_{sf} (%)	p_w (%)
1	T	C-00-00-T	2	0.0	0.00
	B	C-00-00-B			
2	T	C-05-00-T			
	B	C-05-00-B			
3	T	C-10-00-T		1.0	
	B	C-10-00-B			
4	T	C-00-24-T		0.0	0.24
	B	C-00-24-B			
5	T	C-05-24-T			
	B	C-05-24-B			
6	T	C-10-24-T		1.0	
	B	C-10-24-B			
7	T	C-00-48-T	0.0	0.48	
	B	C-00-48-B			
8	T	C-05-48-T			0.5
	B	C-05-48-B			
9	T	C-10-48-T	1.0		
	B	C-10-48-B			
10	T	S-00-00-T	5	0.0	0.00
	B	S-00-00-B			
11	T	S-10-00-T		1.0	
	B	S-10-00-B			
12	T	S-00-48-T		0.0	0.48
	B	S-00-48-B			
13	T	S-10-48-T	1.0		
	B	S-10-48-B			

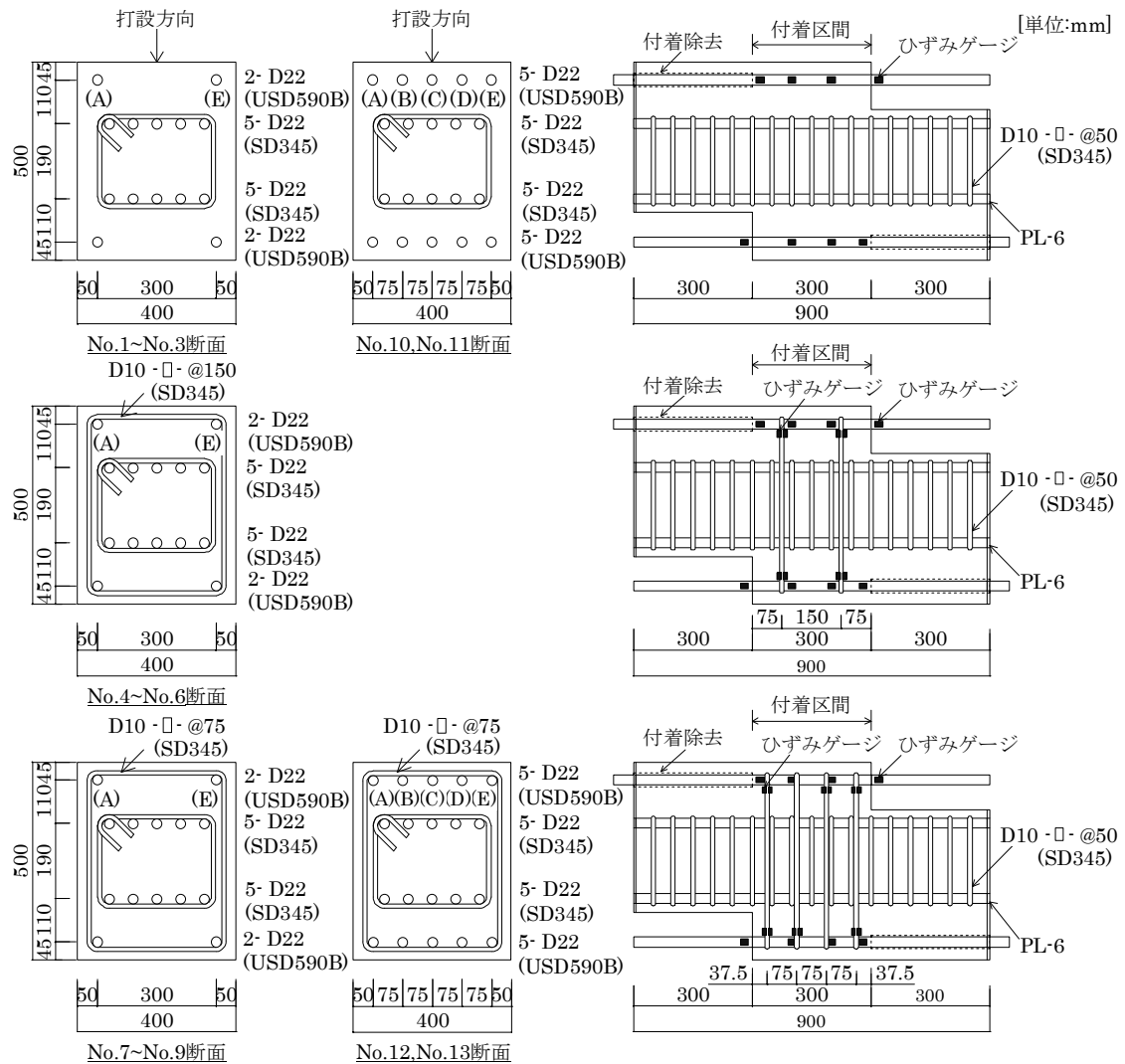


図-5.1 試験体断面の形状・寸法と配筋

5. 2. 2 加力・計測方法

加力方法を図-5.2に示す。加力は主筋を一方方向に単調引張载荷するキャンチレバー形式^{5.2)}とした。実験では下端筋を载荷後、試験体を反転させて上端筋を载荷した。荷重 P は全主筋の引張荷重の総和として2台のジャッキに取り付けたロードセルによって測定した。また、各主筋のすべり量(加力端 δ_L および自由端 δ_F)を変位計によって、主筋ならびに横補強筋のひずみを図-5.1に示す位置でひずみゲージによって測定した。 δ_L 、 δ_F は全主筋の平均値である。

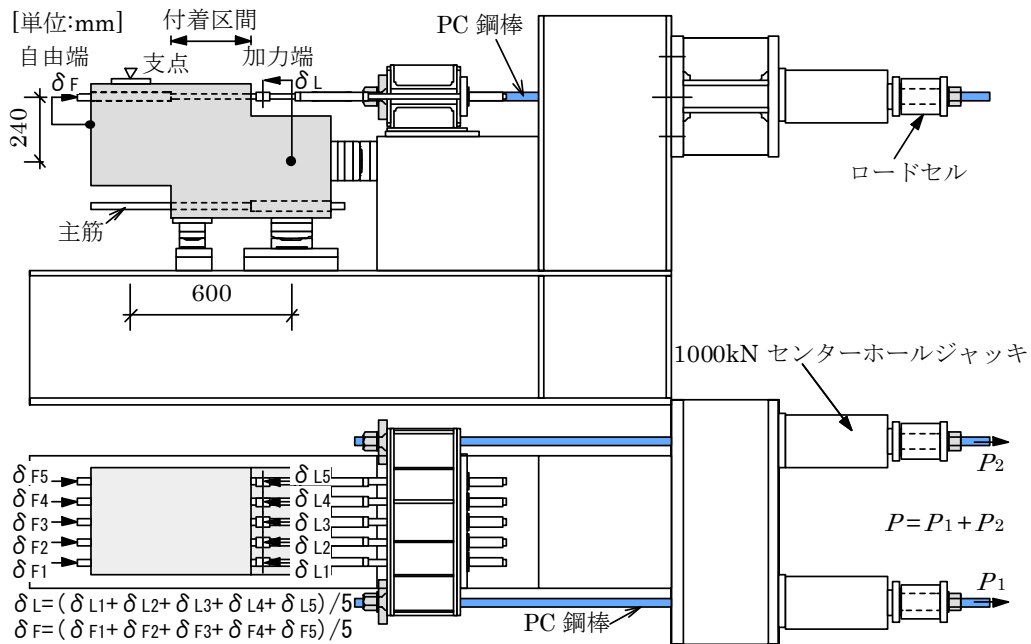


図-5.2 加力装置図 (No. 10~No. 13 の場合)

5. 2. 3 使用材料

コンクリートの材料試験結果を表-5.2 に、鉄筋の材料試験結果を表-5.3 に示す。表-5.2 中の V_{sf} =0.5%, 1.0%の値は鋼繊維が混入されたコンクリート供試体の結果である。主筋にはねじ節の異形鉄筋 D22 を用い、付着割裂強度を確認することが目的であるため、USD590B を用いることで、主筋の降伏が先行しないように計画した。また、横補強筋 D10 には普通鉄筋である SD345 を用いた。

表-5.2 コンクリートの材料特性

No.	σ_B (N/mm ²)	E_c (kN/mm ²)	ν	V_{sf} (%)
1,4,7,10,12	50.1	34.8	0.22	0.0
2,5,8	48.2	34.7	0.22	0.5
3,6,9,11,13	48.1	35.4	0.23	1.0

σ_B : 圧縮強度 E_c :ヤング係数 ν : ポアソン比

表-5.3 鉄筋の材料特性

鉄筋径	鋼種	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D22	USD590B	634	193	794
D10	SD345	398	186	551

SFRC の引張軟化特性を図-5.3 に示す。図-5.3 の試験結果は、JCI-S-002-2003^{5.4)}に示されている□150×530 mm 角柱供試体を用いた切欠きはり 3 点載荷試験による荷重-ひび割れ肩口開口変位関係を逆解析し推定した引張軟化曲線^{5.5)}であり、4.2.3 項で示した S2 シリーズと同様のものである。供試体数は $V_{sf}=0.5\%$ (青) と $V_{sf}=1.0\%$ (赤) の各 4 体であり、図-5.3 中には各 4 体のひび割れ幅ごとの引張応力の平均値を算出して太線で示している。いずれの引張軟化曲線もひび割れ発生後に応力度が急激に低下するが、鋼繊維が架橋効果によって抵抗することで再上昇している。図-5.3 に太線で示した引張応力の平均値に着目すると、ひび割れ発生後に低下した引張応力の数値(縦軸の読み値)は $V_{sf}=0.5\%$ で 1 N/mm^2 程度、 1.0% で 2 N/mm^2 程度であり、その後再上昇した引張応力の数値はひび割れ幅 1mm 時に $V_{sf}=0.5\%$ で 1.5 N/mm^2 程度、 $V_{sf}=1.0\%$ で 3 N/mm^2 程度と鋼繊維混入量によって SFRC の引張靱性能に差が生じることが分かる。

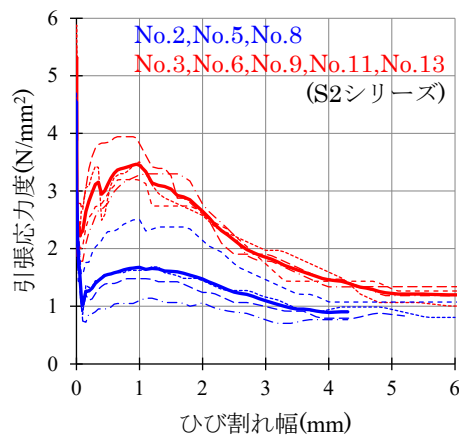


図-5.3 引張軟化曲線

図-5.3 の結果を用いて 4.2.3 項に示した方法と同様に、ひび割れ幅が 0.5, 1.0, 1.5, 2.0 mm に至るまでの平均引張応力度(以下、簡略化して σ_t と表記)を計算した結果を図-5.4 に示す。図-5.4 よりひび割れ幅 0.5mm~2.0mm までの σ_t は大きく変わらないことが分かる。本論ではこの σ_t を用いて、付着割裂強度に対する鋼繊維補強効果を評価するが、その詳細は 5.4 節で述べる。

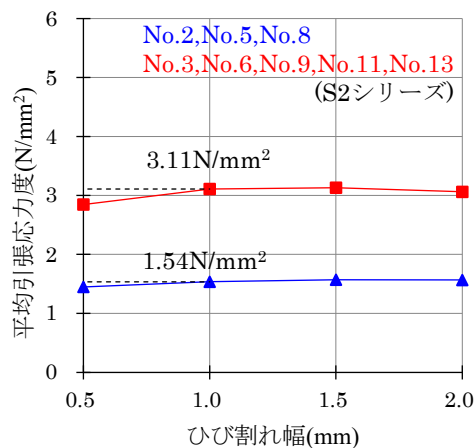


図-5.4 平均引張応力度

5. 3 付着割裂要素実験結果概要

5. 3. 1 破壊状況

試験体の加力端側の損傷状況の代表例を図-5.5に、最終破壊状況写真として全試験体の下端筋加力の結果を図-5.6に示す。

全試験体ともに鉄筋降伏前に主筋が抜け出して加力が終了した。No.1~No.9の主筋本数2本の試験体は、図-5.5(a)に示すような両隅部を割り裂くコーナースプリット型、No.10~No.13の主筋本数5本の試験体は図-5.5(b)に示すような鉄筋列に沿って割り裂けるサイドスプリット型となり、実験計画時に想定した破壊モードを示した。

横補強筋比の違いに着目すると、横補強筋のない試験体は、最大荷重に達するまで付着区間にひび割れがほとんど生じることがなく、最大荷重に達すると同時に大きなひび割れが発生し、急激に耐力が低下した。一方、横補強筋比が $p_w=0.24\%$ 、 0.48% と大きくなるほど、最大荷重に到達する前に付着区間に微細なひび割れが多数生じ、徐々に主筋が抜け出す様子が確認できた。図-5.6の最終破壊状況を比較すると、横補強筋のないNo.1BやNo.10Bではカバーコンクリートの剥落もあり、全体的にひび割れが一部に集中して幅が大きい傾向にある。それに対して横補強筋比が $p_w=0.24\%$ 、 0.48% と大きい試験体ほど、ひび割れ幅が相対的に小さくなり、損傷が分散し抑制されていることが確認できる。次に、鋼繊維混入量の違いに着目すると、鋼繊維混入量が多い試験体ほど付着区間に微細なひび割れが多数発生し、徐々に主筋が抜け出す様子も確認できた。また図-5.6に示す最終破壊状況も鋼繊維混入量が多い試験体ほど損傷が抑制されていることがわかる。つまり損傷に対する補強効果は横補強筋比と鋼繊維混入量で同様の傾向を示しており、多いほど効果が高い。

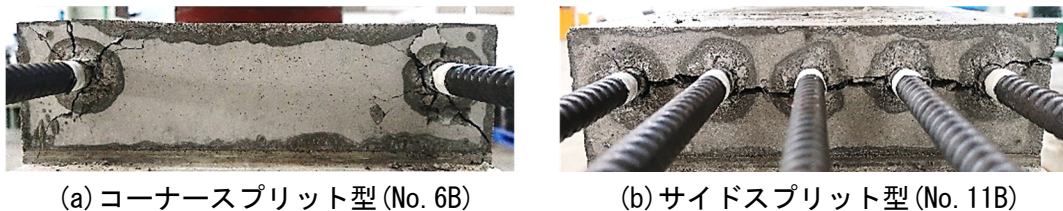
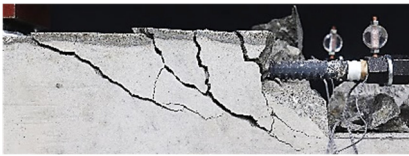
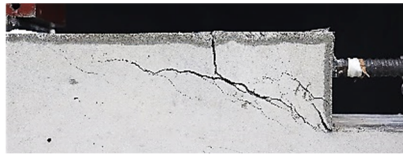


図-5.5 加力端側の損傷状況



(a) No. 1B (C-00-00-B)



(b) No. 2B (C-05-00-B)



(c) No. 3B (C-10-00-B)



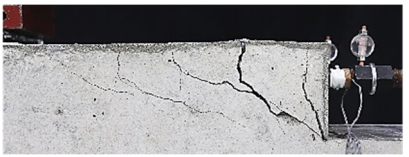
(d) No. 4B (C-00-24-B)



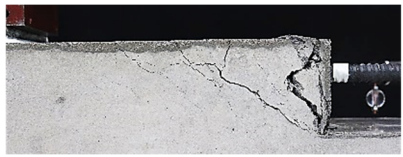
(e) No. 5B (C-05-24-B)



(f) No. 6B (C-10-24-B)



(g) No. 7B (C-00-48-B)



(h) No. 8B (C-05-48-B)



(i) No. 9B (C-10-48-B)



(j) No. 10B (S-00-00-B)



(k) No. 11B (S-10-00-B)



(l) No. 12B (S-00-48-B)



(m) No. 13B (S-10-48-B)

図-5.6 最終破壊状況図(下端)

5. 3. 2 平均付着応力度

実験における荷重-変形関係として、平均付着応力度 τ_{ave} -自由端すべり量 δ_F 関係を図-5.7に示す。 τ_{ave} はロードセルにより測定した荷重から主筋1本当たりの引張力を本数で除して求め、付着長さで一様の付着応力度としたものであり、次式で表す。

$$\tau_{ave} = P / (N \cdot \pi \cdot d_b \cdot l_d) \quad (5.1)$$

ここで、 P :荷重、 N :主筋本数、 d_b :主筋径(呼び径)、 l_d :付着長さ

τ_{ave} は全体の傾向として横補強筋および鋼繊維混入量が多いほど最大値が増加する傾向にある。また、 τ_{ave} 最大値時の δ_F は、横補強筋および鋼繊維混入のないNo.1では自由端すべり量が0.1mm以内と非常に小さい値であるのに対して、 $p_w = 0.48\%$ で鋼繊維混入のないNo.7Bで0.4mm程度と大きく、 $p_w = 0.48\%$ で $V_{sf} = 1.0\%$ のNo.9Bで0.6mm程度とさらに大きくなっている。 τ_{ave} 最大値時の δ_F は横補強筋比および鋼繊維混入量が多いほど増加した。また、主筋抜け出し後の荷重低下は、全体の傾向として鋼繊維混入のある試験体は耐力の低下が緩やかであり、それはコーナースプリット型のNo.1~No.9に比べてサイドスプリット型のNo.10~No.13のほうがより緩やかな傾向にあった。特に $p_w = 0.48\%$ のNo.13ではTおよびBともにすべり量1mm程度まで付着応力が増加し、2mm程度まで応力を保持するように推移している。既往の研究(例えば5.2)によると、普通コンクリートにおいて、横補強筋が配筋される場合、最大付着応力が増加しピーク後の付着応力の低下が小さくなるという知見が得られている。本実験から、鋼繊維は横補強筋と同様に付着力を増加させ、ピーク後も保持する効果があることが分かる。

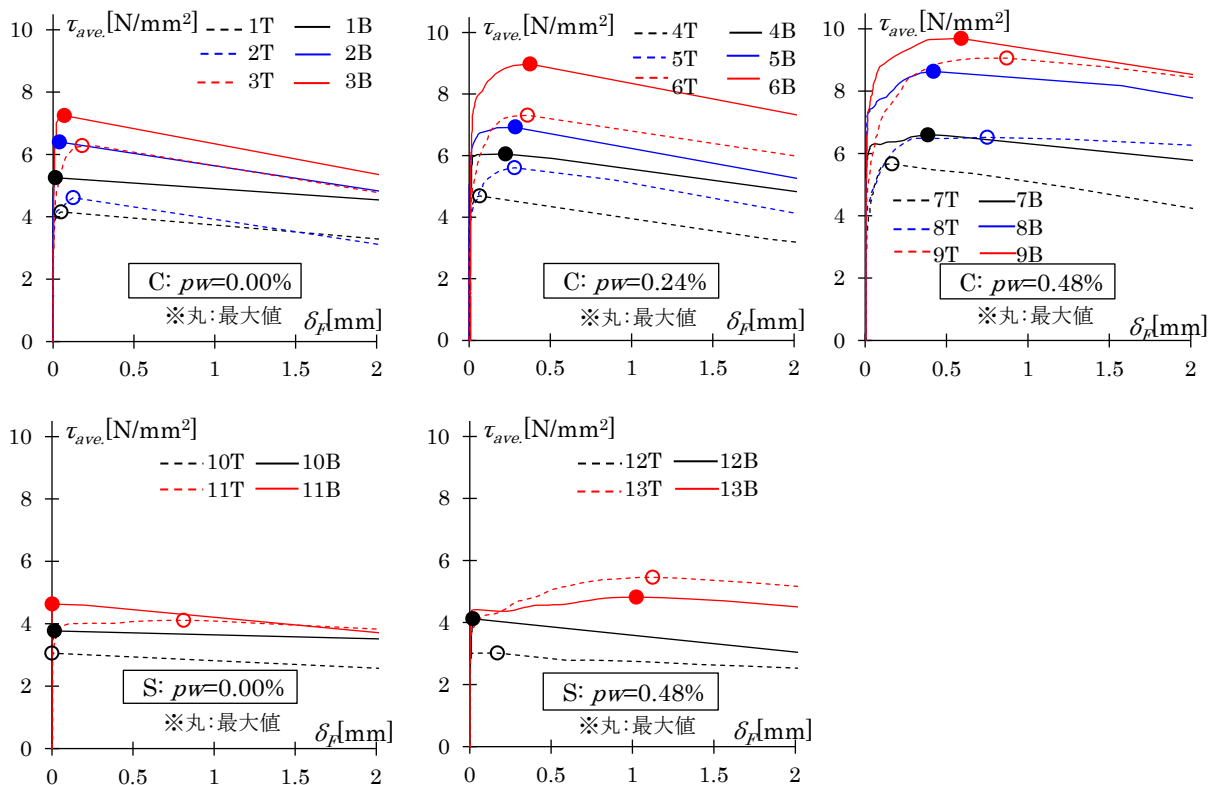


図-5.7 平均付着応力度 τ_{ave} -自由端すべり量 δ_F 関係

5. 3. 3 付着割裂強度

付着割裂強度 $\tau_{ave.m.}$ の実験結果一覧を表-5.4に示す。 $\tau_{ave.m.}$ は平均付着応力度 $\tau_{ave.}$ の最大値であり、次式で表す。

$$\tau_{ave.m.} = P_{max.}/(N \cdot \pi \cdot d_b \cdot l_d) \quad (5.2)$$

ここで、 $P_{max.}$:最大荷重

また、各鉄筋付着割裂強度 $\tau_{A.m.} \sim \tau_{E.m.}$ を併せて表-5.4に示す。 $\tau_{A.m.} \sim \tau_{E.m.}$ は図-5.1に示したA~E各主筋に貼付した加力端部のひずみゲージ出力の最大値から主筋の弾性剛性を用いて換算した引張力を付着長さで除して一様の付着応力度としたものであり、次式で表す。

$$\tau_{A.m.} \sim \tau_{E.m.} = P_{A \sim E}/(\pi \cdot d_b \cdot l_d) \quad (5.3)$$

ここで、 $P_{A \sim E}$:各鉄筋最大荷重

$\tau_{A.m.} \sim \tau_{E.m.}$ は全ての主筋を全く同じ引張力で載荷することが困難なため多少のばらつきはあるものの、 $\tau_{ave.m.}$ と同程度の値となっている。

表-5.4 付着割裂強度実験結果一覧

No.		最大荷重時				各鉄筋付着割裂強度					破壊モード
		$P_{max.}$	δ_L	δ_F	$\tau_{ave.m.}$	(A)	(B)	(C)	(D)	(E)	
						$\tau_{A.m.}$	$\tau_{B.m.}$	$\tau_{C.m.}$	$\tau_{D.m.}$	$\tau_{E.m.}$	
1	T	175	0.31	0.05	4.21	4.03	—	—	—	3.96	C
	B	221	0.26	0.02	5.32	5.06	—	—	—	5.16	C
2	T	194	0.28	0.13	4.67	4.47	—	—	—	4.60	C
	B	269	0.31	0.04	6.48	5.91	—	—	—	6.57	C
3	T	264	0.38	0.18	6.37	6.18	—	—	—	6.14	C
	B	305	0.26	0.07	7.34	7.14	—	—	—	7.53	C
4	T	197	0.37	0.07	4.75	4.38	—	—	—	4.93	C
	B	254	0.43	0.23	6.13	5.98	—	—	—	5.94	C
5	T	236	0.59	0.28	5.68	5.35	—	—	—	5.69	C
	B	291	0.41	0.29	7.02	6.74	—	—	—	7.33	C
6	T	307	0.61	0.36	7.41	7.53	—	—	—	7.45	C
	B	377	1.02	0.38	9.09	9.29	—	—	—	8.85	C
7	T	238	0.22	0.17	5.74	5.37	—	—	—	5.56	C
	B	277	0.66	0.39	6.68	6.18	—	—	—	6.65	C
8	T	274	0.80	0.75	6.60	6.52	—	—	—	6.31	C
	B	363	0.53	0.42	8.75	8.63	—	—	—	8.94	C
9	T	381	1.05	0.87	9.18	9.14	—	—	—	9.28	C
	B	407	0.91	0.59	9.82	9.65	—	—	—	10.17	C
10	T	321	0.00	0.00	3.10	2.72	2.53	3.27	3.47	2.66	S
	B	396	0.04	0.02	3.82	3.63	3.10	3.90	4.55	3.44	S
11	T	432	0.99	0.81	4.17	3.52	4.18	3.80	4.84	3.46	S
	B	486	0.02	0.00	4.69	4.52	4.62	3.92	4.78	4.94	S
12	T	317	0.19	0.17	3.06	3.18	2.43	3.21	3.56	2.68	S
	B	433	0.05	0.02	4.17	3.21	4.79	3.91	3.98	4.27	S
13	T	573	1.17	1.12	5.53	6.00	5.08	5.34	5.33	6.45	S
	B	506	1.21	1.02	4.88	6.36	3.58	4.21	4.99	5.37	S

$P_{max.}$:最大荷重 (kN) δ_L : 荷重端すべり量 (mm)

δ_F : 自由端すべり量 (mm)

$\tau_{ave.m.}$: 付着割裂強度 (N/mm²) $\tau_{ave.m.} = P_{max.}/(N \cdot \pi \cdot d_b \cdot l_d)$

$\tau_{A.m.} \sim \tau_{E.m.}$: 各鉄筋付着割裂強度 (N/mm²)

N : 主筋本数 l_d : 付着長さ

d_b : 鉄筋径(呼び径)

破壊モード C: コーナースプリット型 S: サイドスプリット型

上端筋と下端筋の付着割裂強度の比較を図-5.8に示す。鋼繊維の有無にかかわらず、下端筋は上端筋に比べて概ね1.2倍程度の付着割裂強度となっている。上端筋の強度が下端筋を上回った唯一の試験体は、サイドスプリット型の $p_w=0.48\%$ と主筋および横補強筋が最も密に配筋され、 $V_{sf}=1.0\%$ のNo.13である。上端筋の付着強度が高い原因はSFRCの打設方向の影響によって、縮小試験体で配筋が密な上端筋の上部に鋼繊維が多く留まったためと考えられる。

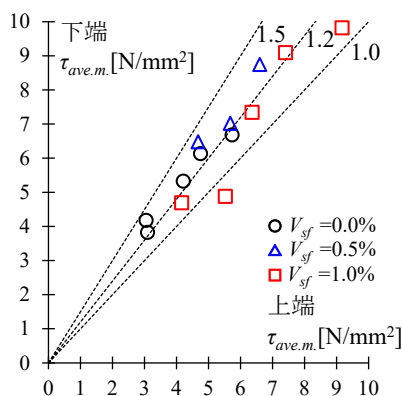


図-5.8 上端筋と下端筋の付着割裂強度比較

付着割裂強度を実験因子で整理した比較図を図-5.9に示す。左図はコーナースプリット型試験体、右図はサイドスプリット型試験体を示し、縦軸を付着割裂強度、横軸を横補強筋比とし、鋼繊維混入量ごとに印をわけて示している。付着割裂強度はコーナースプリット型およびサイドスプリット型ともに鋼繊維混入量が多くなるほど増加している。また、左図のコーナースプリット型試験体において $V_{sf}=0.0\%$ 試験体の付着割裂強度は横補強筋比の増加に伴って概ね直線的に増加しており、 $V_{sf}=0.5\%$ および $V_{sf}=1.0\%$ 試験体についても同様の傾向にある。この結果から、鋼繊維によって付着割裂強度を増加させる効果は、横補強筋の付着割裂強度への補強効果と同様の傾向にあり、定量的に評価できる可能性がある。サイドスプリット型試験体においても図-5.8で示した上端筋の付着割裂強度が過度に大きくなっているものを除いて、鋼繊維の有無で付着割裂強度の増加割合が概ね同等である。つまり、コーナースプリット型と同様に、鋼繊維の付着割裂強度に対する補強効果を定量的に評価できる可能性がある。

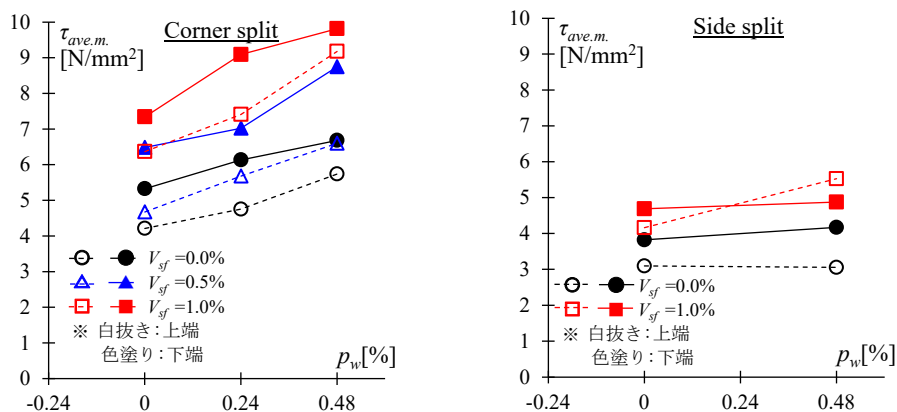


図-5.9 実験因子で整理した付着割裂強度比較

5. 3. 4 局所付着応力度

$p_w=0.00\%$ および 0.48% の試験体について最大荷重時の主筋ひずみ分布を図-5.10に示す。図-5.10に示したひずみはすべて両外筋のうち加力側の抜け出し量 δ_L が早く増加して破壊が先行した下端筋のものである。また、ひずみゲージは図-5.1に示すように主筋1本に対して4点測定しており、加力端部側から1~4と呼称する。また ε_y は材料試験による降伏点 σ_{sy} をヤング率 E_s で除した($\varepsilon_y = \sigma_{sy} / E_s$)ものである。加力端に最も近い測定区間1~2に着目すると、 $V_{sf}=0.0\%$ の試験体はいずれも、区間1~2のひずみにそれほど大きな差がなく、特に $p_w=0.00\%$ のNo.1BやNo.10Bではひずみが同じ程度となっている。これは、加力によってコーン状破壊などの損傷が加力端付近に集中したため、付着力を保持できなくなったことを示している。一方、 $V_{sf}=0.5\%$ 試験体は、上記2点のひずみ量の差が $V_{sf}=0.0\%$ 試験体に比べて大きくなり、さらに $V_{sf}=1.0\%$ 試験体はより大きくなっている。鋼繊維が混入された試験体は付着区間全体で付着力を負担できていると言える。

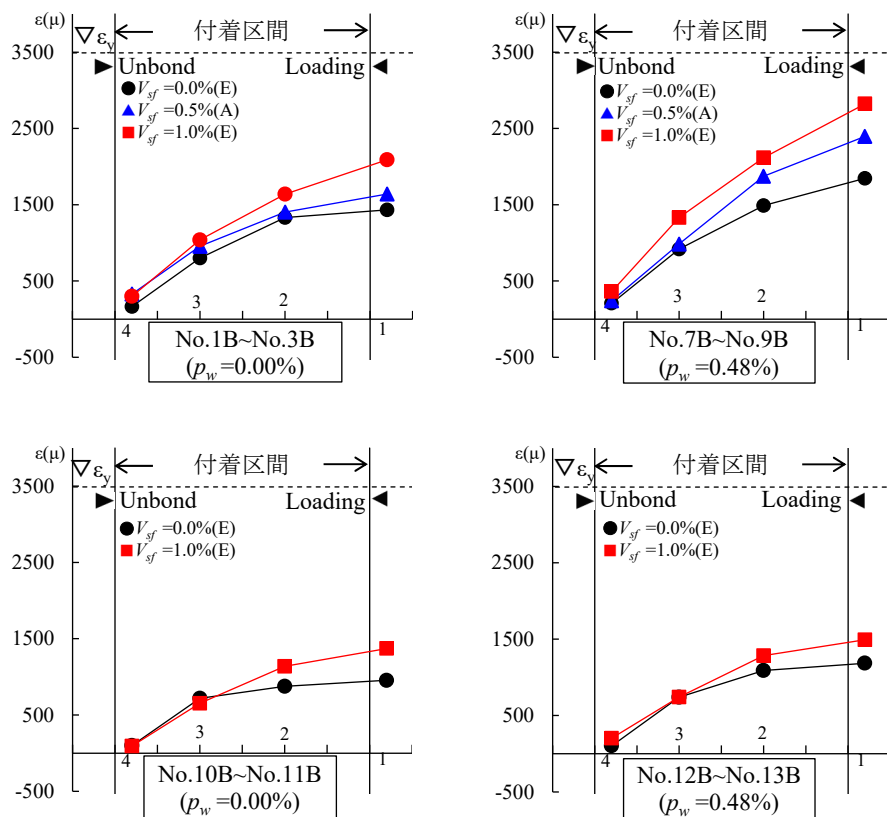


図-5.10 最大荷重時主筋ひずみ分布

各測定区間の付着応力負担を詳細に確認するため、図-5.10 で示した各主筋についての局所付着応力 $\tau_{Localave.}$ -すべり量 δ 関係を図-5.11 に示す。 $\tau_{Localave.}$ は各測定点におけるひずみゲージの出力値から区間別に付着応力を算出したものであり、各区間の δ は各鉄筋の自由端から対応する区間までの鉄筋伸びと自由端すべり量との和とした。黒破線の $V_{sf}=0.0\%$ 試験体は、特に(a)と(c)に示す $p_w=0.00\%$ の場合の区間1-2について、付着応力が最大まで達すると急激に応力が低下し、その区間の付着応力を負担しなくなる傾向にある。一方、青破線の $V_{sf}=0.5\%$ 、赤実線の 1.0% 試験体はいずれも、付着応力が最大に達した後に変形が増大しても付着応力の低下が少ない傾向にあり、特に(b)に示すコーナースプリット型で $p_w=0.48\%$ の場合、区間1-2の付着応力は逆に増大している。付着区間内のある部分で付着応力が最大に達しひび割れが発生しても、鋼繊維の架橋効果によって損傷が進展しないため、各区間で付着応力を保持し続けていると考えられる。

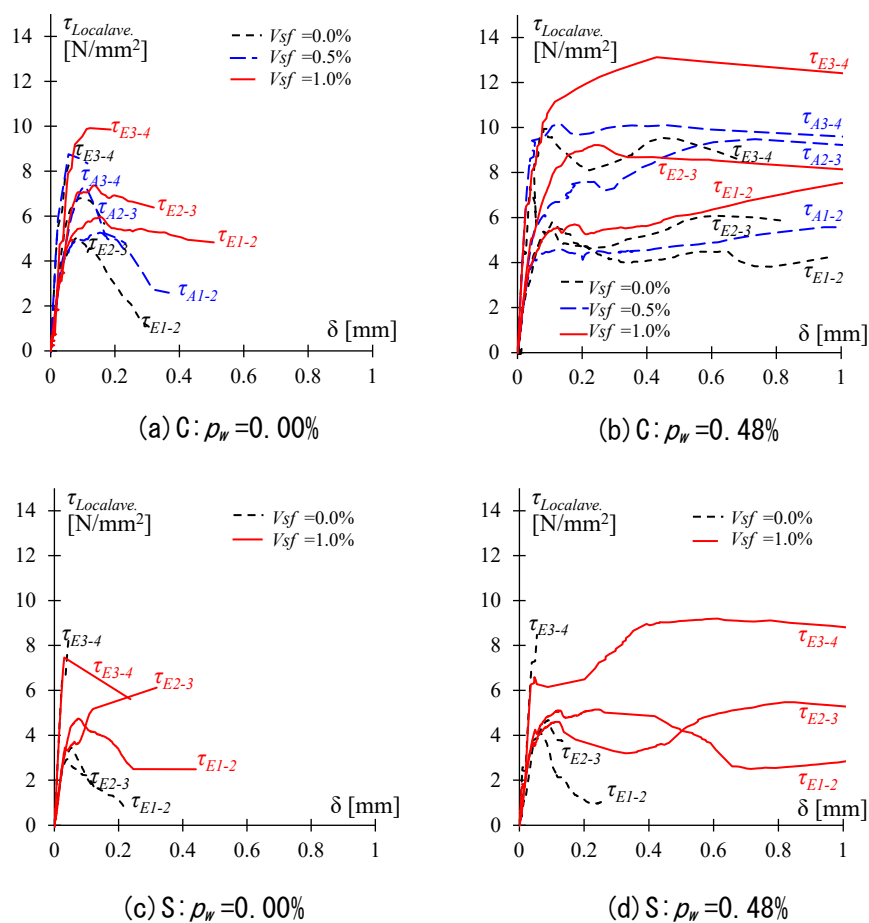


図-5.11 局所付着応力 $\tau_{Localave.}$ -すべり量 δ 関係

各試験体の局所付着応力度の最大値 $\tau_{Localave.m.}$ と付着割裂強度 $\tau_{ave.m.}$ の比較図を図-5.12に示す。 $\tau_{Localave.m.}$ は、主筋ごとの区間別に算出した付着応力度のうち、最大のものを試験体の代表値としている。図-5.12より、 $\tau_{Localave.m.}$ は $\tau_{ave.m.}$ に比べて、1.5~2.0倍程度の値となっている。付着割裂強度は局所付着応力度に比べて十分小さく、局所的に大きな付着応力が発生しても部材として健全性が保たれていると言える。

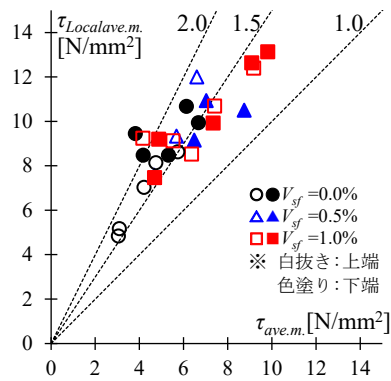


図-5.12 局所付着応力度最大値 $\tau_{Localave.m.}$ —付着割裂強度 $\tau_{ave.m.}$ 比較

5. 3. 5 横補強筋ひずみ性状

各試験体最大荷重時の横補強筋ひずみ分布を図-5.13に示す。図-5.13より、同一試験体の上端筋Tと下端筋Bは概ね下端筋のひずみが大きい分布形状はほぼ同様の傾向にあること、すべての試験体で横補強筋は降伏していないことが分かる。また、全体として $V_{sf}=0.0\%$ の試験体に比べて、 $V_{sf}=0.5\%$ 、 1.0% 試験体のひずみが大きい傾向にある。これは5.3.4項に示したようにすべり量が大きくなっても鋼繊維混入の試験体は付着応力を保持するため、横補強筋の加力方向への変形もすべり量と共に大きくなり、ひずみが増加したと考えられる。また、コーナースプリット型で $p_w=0.24\%$ のNo.4~No.6は、加力端側のひずみが大きく、自由端側のひずみが小さい。これはコーナースプリット型破壊がコーン状に生じ、加力端近傍に集中したことが原因と考えられる。 $p_w=0.48\%$ のNo.7~No.9も同様に加力端およびその内側のひずみに比べて、自由端側のひずみが小さくなっている。一方、サイドスプリット型のNo.13やNo.12Tでは、自由端側のひずみが加力端側と同等程度かそれ以上になっている。そのためサイドスプリット型試験体はコーナースプリット型試験体に比べて区間全体で付着応力を保持する傾向にあったと推測される。また、鋼繊維混入のある試験体(特にNo.8, No.9, No.13)は、試験区間全体に亘ってひずみが大きく、特に加力端内側のひずみが大きい傾向がある。これは鋼繊維によってひび割れが試験区間全体に分散し、加力端より内側部分のひび割れが最も進展したためと考えられる。

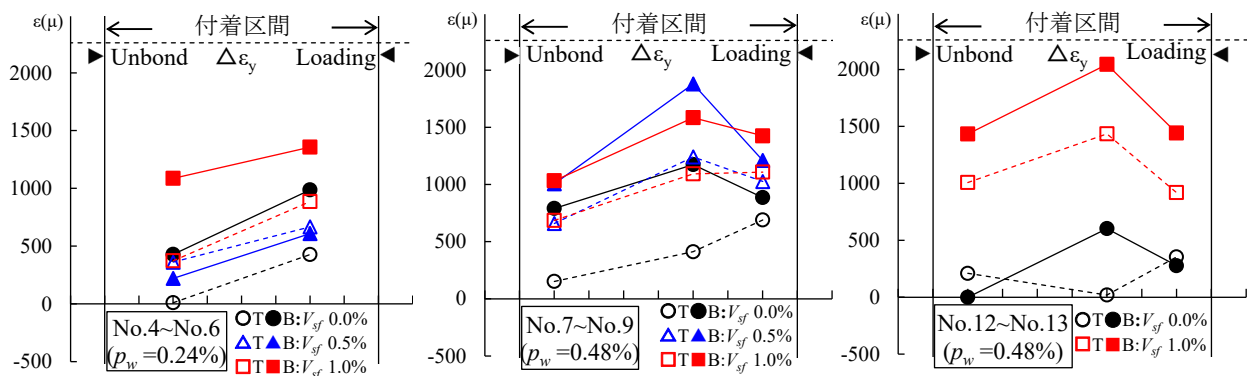


図-5.13 最大荷重時横補強筋ひずみ分布

このようにSFRCでは、鋼繊維混入量が多くなるほど、コーナースプリット型破壊およびサイドスプリット型破壊ともに付着割裂強度が高くなり、ひび割れが分散し損傷が抑制されるため付着区間全体で付着応力を保持することができることがわかった。付着割裂強度に対する鋼繊維補強効果の評価については、次節で考察する。

5. 4 付着割裂強度の評価法の提案

5.3 節で鋼繊維の付着割裂強度に対する補強効果を定量的に評価できる可能性があることを示した。また、5.2.3 項で SFRC はひび割れ発生後も引張力を保持することが可能であり、ひび割れ幅 2.0mm までの平均引張応力度 σ_t が大きく変わらないことを示した。本節では、 σ_t が横補強筋の引張力を負担する効果と同等の働きをすると考え、横補強筋の付着割裂強度を増加させる効果を表す既往評価式を準用して鋼繊維の補強効果を評価できるか検討を行う。検討はコーナースプリット型破壊試験体に対して詳細に行い、サイドスプリット型試験体に対しても同手法の適用を確認する。

5. 4. 1 コーナースプリット型破壊の付着割裂強度式

コーナースプリット型破壊試験体 No.1~No.9 を対象に付着割裂強度評価式の検討を行う。検討に用いる既往の RC 付着割裂強度式は、コーナースプリット型破壊試験体の実験検証が比較的多い式(5.4)~式(5.5)に示す藤井・森田式^{5,6)}とする。

$$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad (5.4)$$

$$\begin{aligned} \tau_{st} &= 24.9 \cdot k \cdot A_{st} / (s \cdot N \cdot d_b) \cdot \sqrt{\sigma_B} \\ &= 24.9 \cdot k \cdot p_w \cdot b / (N \cdot d_b) \cdot \sqrt{\sigma_B} \leq 0.87 \sqrt{\sigma_B} \end{aligned} \quad (5.5)$$

ここで、 τ_{bu} :付着割裂強度、 τ_{co} :横補強筋のない場合の付着強度、 τ_{st} :横補強筋による付着強度補強効果、 k :横補強筋拘束効果の違いを表す係数、 A_{st} :1組の横補強筋全断面積、 s :横補強筋間隔、 σ_B :コンクリート強度、 p_w :横補強筋比、 b :部材幅 水平上端筋以外の場合には 1.22 を乗じる。(重力単位系)

$p_w=0.00\%$ で $V_{sf}=0.0\%$ の No.1 および No.10 について、付着割裂強度の実験値 $_{exp}\tau_{co}$ と藤井・森田式による計算値 $_{cal}\tau_{co}$ の比較を図-5.14 に示す。なお、 τ_{co} は $\sqrt{\sigma_B}$ で基準化している。図-5.14 より実験値と計算値はほぼ適合していることが分かる。よって、各試験体の $p_w=0.00\%$ で $V_{sf}=0.0\%$ の付着強度は式(5.4)によって実験値を評価できていると考え、以後の検討を行う。

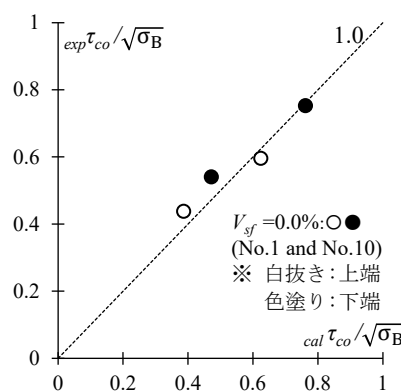


図-5.14 コンクリートによる付着割裂強度の実験値—計算値比較

横補強筋による付着強度補強効果について、実験値 $_{exp}\tau_{st}$ と式(5.5)による計算値 $_{cal}\tau_{st}$ を $\sqrt{\sigma_B}$ で基準化した比較を図-5.15に示す。 $_{exp}\tau_{st}$ はNo.1の実験結果が横補強筋のない場合の付着強度 τ_{co} であると仮定して、各試験体の付着割裂強度からNo.1実験結果を減じて求めた。 $p_w=0.48\%$ 試験体の τ_{st} は式(5.5)の上限 $0.87\sqrt{\sigma_B}$ によって定まっているため $p_w=0.24\%$ 試験体と計算値が同等程度となり、図-5.15に示す横軸0.3前後に計算結果が集中している。しかし実験結果に着目すると、 $V_{sf}=0.0\%$ 試験体(○および●)に比べて $V_{sf}=0.5\%$ (青△および青▲)、 $V_{sf}=1.0\%$ (赤□および赤■)と鋼繊維混入量が増えるほど大きくなっており、付着割裂強度を精度よく推定するためには鋼繊維の補強効果を考慮する必要があることが分かる。

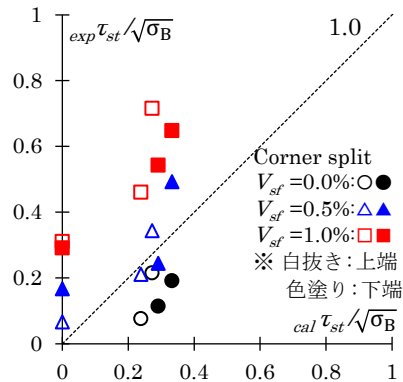


図-5.15 横補強筋による付着割裂強度の実験値—計算値比較

本論では鋼繊維の付着強度補強効果を、5.2.3項で示した平均引張応力度 σ_t が横補強筋の引張力を負担する効果と同じような働きであると考え、横補強筋の補強効果と同じ手法で評価が可能か検討を試みる。付着割裂強度式において、横補強筋による付着強度補強効果 $_{cal}\tau_{st}$ は式(5.5)に示すように横補強筋比 p_w によって変動する。これは、横補強筋の降伏強度が補強効果に寄与せず、断面積によって補強効果が決定することを示す。本実験においても5.3.5項で示したように横補強筋は最大荷重時まで降伏しておらず、降伏強度は補強効果に寄与していない。そこで、実務設計における利便性を考慮し、平均引張応力度 σ_t を実験に用いた横補強筋規格降伏点 345 N/mm^2 で一律に除した式(5.6)を用いて、横補強筋比 p_{wf} に換算して検討を行う。 σ_t の値はひび割れ幅 $0.5\text{ mm}\sim 2.0\text{ mm}$ まで大きく変わらないことを5.2.3項で示しているが、図-5.7および表-5.4より付着割裂強度時の自由端すべり量が 1 mm 程度以内であることから、付着割裂強度時の最大ひび割れ幅も 1 mm 程度以内であると判断し、 σ_t はひび割れ幅 1 mm 時の値を用いる。

$$p_{wf} = \sigma_t / 345 \tag{5.6}$$

ここで、 p_{wf} :鋼繊維の付着強度補強効果を換算した横補強筋比、 σ_t :平均引張応力度(N/mm^2)
 図-5.4より $V_{sf}=0.5\%$ で $\sigma_t = 1.54\text{ N/mm}^2$ のため $p_{wf}=0.45\%$ 、 $V_{sf}=1.0\%$ で $\sigma_t = 3.11\text{ N/mm}^2$ のため $p_{wf}=0.90\%$ となる。

藤井ら^{5,2)}は、横補強筋による付着強度の増加効果を横補強筋のある場合の付着割裂強度実験結果から τ_{co} 計算値を減じて求め、 $k \cdot p_w \cdot b / (N \cdot d_b)$ について整理することで、式(5.5)の線形回帰式を評価している。この評価方法を参考に、付着割裂強度の実験値 $\tau_{ave.m.}$ から τ_{co} および τ_{st} を減じて鋼繊維による付着強度補強効果の実験値 $exp\tau_{stf}$ を求め、式(5.6)の p_{wf} を用いた $k \cdot p_{wf} \cdot b / (N \cdot d_b)$ について整理することで、鋼繊維の付着強度補強効果を評価する。 $\tau_{ave.m.}$ から減じる τ_{co} および τ_{st} は横補強筋比ごとに鋼繊維のない試験体(No.1, No.4, No.7)の実験結果とする方法と計算式から算出する方法の両方について行う。また下端筋の付着強度は1.22で除して上端筋相当に基準化して検討を行う。検討結果を図-5.16に示す。 τ_{stf} を線形回帰で評価すると、実験値 $exp\tau_{stf}$ をすべて実験結果から求めた(a)では0.38、実験値 $exp\tau_{stf}$ を τ_{co} および τ_{st} の計算値を用いて求めた(b)では0.27を式(5.5)に乗じる結果となり、横補強筋による付着強度補強効果に比べて鋼繊維の補強効果は低くなっている。付着割裂破壊は一部の割裂面に集中して急激に進行するため、鋼繊維の分散性や鋼繊維が割裂界面から抜け出す現象などによって補強効果が横補強筋に比べて小さくなったと推察される。特に $V_{sf}=0.5\%$ (青△および青▲)の補強効果は小さく、割裂面を架橋する鋼繊維の本数が少ないためと考えられる。以上の検討から、0.27~0.38の係数を設計値として0.3と設定し、式(5.6)の p_{wf} を用いて、コーナースプリット型の鋼繊維の付着強度補強効果 τ_{stf} および付着割裂強度 τ_{buf} を次式で表すこととする。

$$\tau_{stf} = 0.3 \cdot 24.9 \cdot k \cdot p_{wf} \cdot b / (N \cdot d_b) \cdot \sqrt{\sigma_B} \quad (5.7)$$

$$\tau_{buf} = \tau_{co} + \tau_{st} + \tau_{stf} \quad (5.8)$$

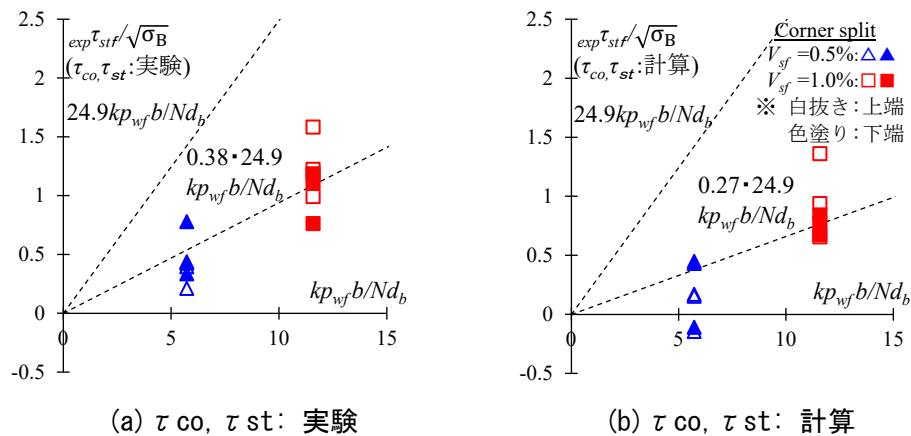


図-5.16 鋼繊維による付着割裂強度への効果

図-5.15 に示した横補強筋による付着強度補強効果の計算値 $_{cal}\tau_{st}$ に式(5.7)の鋼繊維の付着強度補強効果 $_{cal}\tau_{stf}$ を付加した場合の検討結果を図-5.17 に示す。図-5.17 より、SFRC 試験体の実験値と計算値は図-5.15 と比較して上端筋および下端筋ともに整合していると言える。

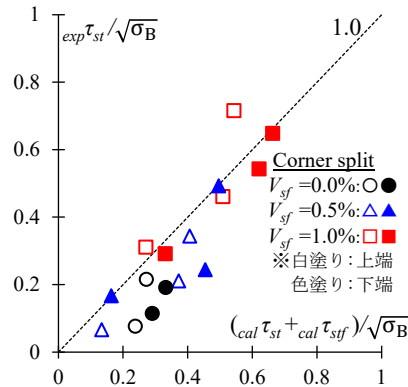


図-5.17 横補強筋と鋼繊維による付着割裂強度の実験値—計算値比較

付着割裂強度の実験値 $\tau_{ave.m.}$ と鋼繊維付着強度補強効果を考慮した計算値 $_{cal}\tau_{buf}$ の比較を図-5.18 に示す。上端筋および下端筋ともに実験値と計算値は概ね比較値 0.8 から 1.2 の範囲にあり、SFRC のコーナースプリット型付着割裂強度は本手法によって評価できるものと考えられる。

既往の RC 付着割裂強度式に靱性保証型指針^{5.7)}を用いた場合の検討を行う。鋼繊維の付着強度補強効果 τ_{stf} を前述の方法と同様に、靱性保証型指針の横補強筋による付着強度補強効果式に p_{wf} を用い低減係数 0.3 を乗じて求めた計算値 $_{cal}\tau_{buf}$ と実験値 $\tau_{ave.m.}$ の比較を図-5.19 に示す。ただし、横補強筋による付着強度 τ_{st} は式(5.5)と同様の上限を用いて算出した。実験値と計算値は上端筋および下端筋とも概ね比較値 0.8 から 1.2 の範囲にあり、靱性保証型指針においても本手法によって SFRC のコーナースプリット型付着強度を評価できるものと考えられる。

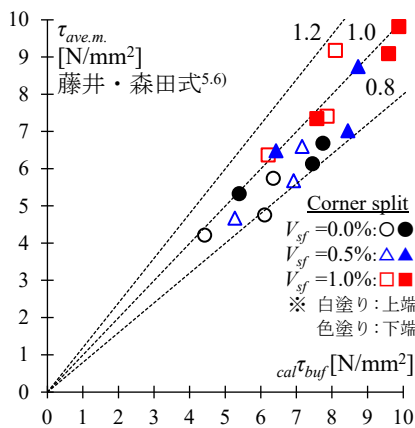


図-5.18 横補強筋と鋼繊維による付着割裂強度の実験値—計算値比較 (藤井・森田式^{5.6)})

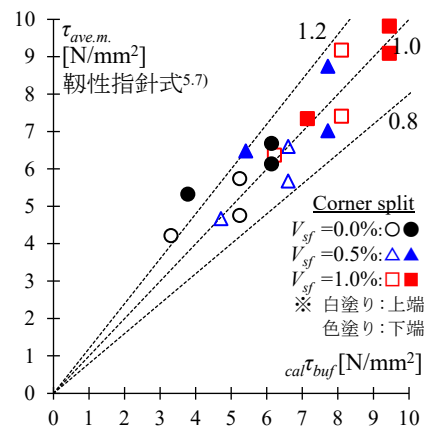


図-5.19 横補強筋と鋼繊維による付着割裂強度の実験値—計算値比較 (靱性指針式^{5.7)})

5. 4. 2 サイドスプリット型破壊の付着割裂強度式

5.4.1 項で示した SFRC のコーナースプリット型破壊と同様の手法によって、SFRC のサイドスプリット型破壊について付着割裂強度の評価が可能か検討を行う。図-5.16 に示した鋼繊維による付着割裂強度増加効果の評価について、No.10~No.13 の場合を図-5.20 に示す。図-5.20 (a)および図-5.20 (b)ともに τ_{stf} の評価は、式(5.5)に 0.56 程度を乗じる結果となっており、図-5.16 のコーナースプリット型に比べて鋼繊維の補強効果が大きい。5.3.5 項に示したように、サイドスプリット型は区間全体で付着応力を保持する傾向にあるため、破壊が一部に集中せず鋼繊維の効果が大きくなったと推察される。ただしサイドスプリット型は $V_{sf} = 0.5\%$ がなく試験体数も少ないため、コーナースプリット型と同様に低減係数 0.3 を採用した式(5.7)によって鋼繊維補強効果を評価する。

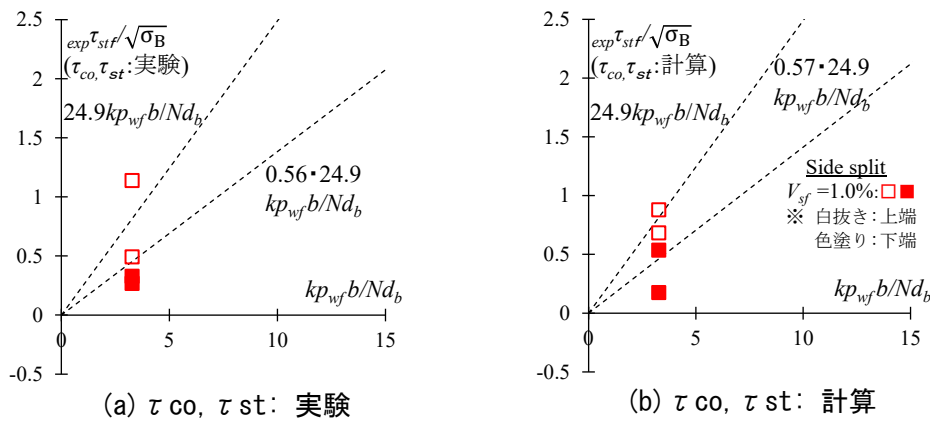


図-5.20 鋼繊維による付着割裂強度への寄与効果(サイドスプリット型)

付着割裂強度の実験値 $\tau_{ave.m}$ と、原式の場合の計算値 $_{cal}\tau_{bu}$ (左図)および鋼繊維補強効果 τ_{stf} を付加した場合の計算値 $_{cal}\tau_{buf}$ (右図)の比較として、藤井・森田式の修正式より得られた計算値を図-5.21、靱性保証型指針の修正式より得られた計算値を図-5.22 に示す。鋼繊維の補強効果を付加した右図の赤口および赤■プロットは、両式の上端筋、下端筋とも実験値は計算値に対して概ね安全側に評価されており、原式に比べて整合が良い。ただし、対象となる試験体数が少なく、上端筋の付着強度が下端筋を上回った No.13 の結果も含まれた結果であるため、今後の更なるデータの蓄積と提案した評価式の妥当性検証が望まれる。

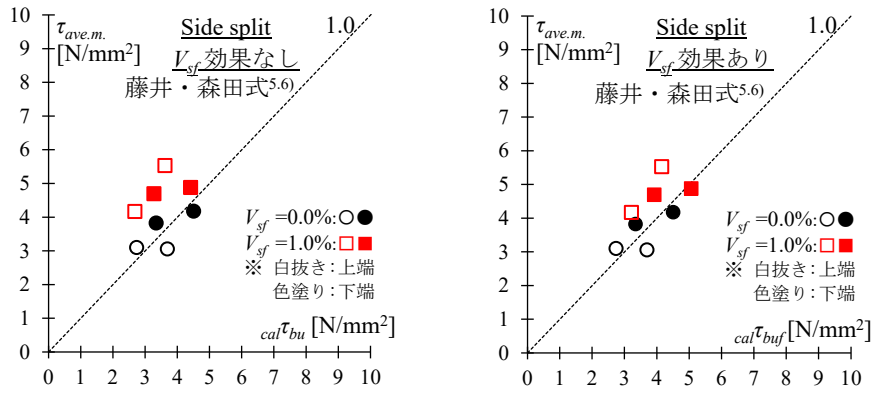


図-5.21 付着割裂強度実験値—鋼繊維補強効果を付加した計算値(サイド型)比較 (藤井・森田式^{5.6})

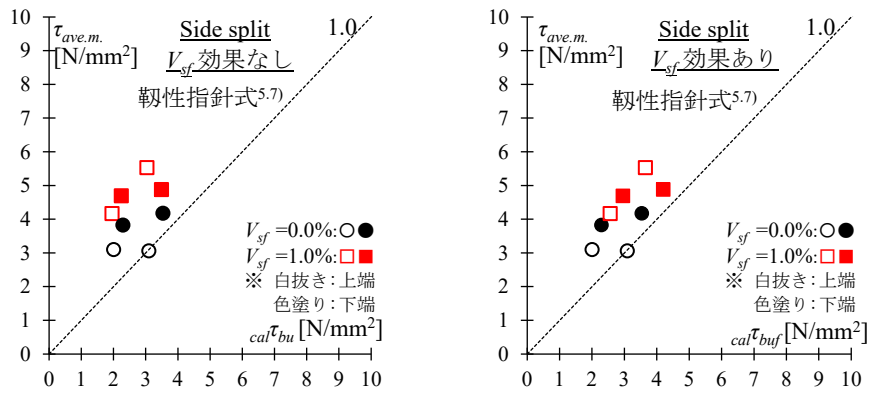


図-5.22 付着割裂強度実験値—鋼繊維補強効果を付加した計算値(サイド型)比較 (韌性指針式^{5.7})

5. 5 SFRC 短スパン梁の付着余裕度評価法の提案

SFRC 短スパン梁における付着割裂性状を把握することを目的に、3 章に示した SFRC 短スパン梁の部材実験結果を用いて、5.4 節で提案した付着割裂強度評価法の短スパン梁への適用性について検討する。検討は、梁主筋の局所付着応力度の推移についての考察を加えて、設計用付着応力度算定のための有効付着長さに鋼繊維補強効果を評価した付着余裕度検証によって行う。

5. 5. 1 短スパン梁実験結果概要

試験体概要および実験結果一覧を表-5.5、試験区間断面の形状・寸法と配筋、ひずみゲージ貼付位置を図-5.23 に示す。実験因子は、主筋の配筋方法、せん断スパン比 a/D 、鋼繊維の体積混入率 V_{sf} であり、主筋をすべて平行に配筋し $a/D = 1.0$ の No.1($V_{sf} = 0.0\%$)、No.2($V_{sf} = 0.5\%$)、No.3($V_{sf} = 1.0\%$)と主筋を四隅に平行配筋を併用した X 形配筋とし $a/D = 0.7$ の No.7($V_{sf} = 0.0\%$)、No.8($V_{sf} = 0.5\%$)、No.9($V_{sf} = 1.0\%$)の検討を行う。試験体全体形状や載荷方法、材料試験結果等は 3 章による。

表-5.5 付着割裂強度実験結果一覧

No.	T	a/D	V_{sf} (%)	計算値	実験結果			
				Q_{mu} (kN)	Q_{max} (kN)	R_{max} (rad.)	σ_t (N/mm ²)	破壊 モード
1	L	1.0	0.0	792.2	767.0	0.02	0.00	B
2			822.7		0.02	1.70	F→B	
3			862.5		0.02	2.84	F	
7	D	0.7	0.0	1052.5	1061.4	0.02	0.00	F→S
8			1130.7		0.02	1.70	F→S	
9			1172.7		0.02	2.84	F	

T: 主筋配筋方向 L: 平行配筋 D: 平行配筋併用 X 形配筋

a/D : せん断スパン比 Q_{mu} : 曲げ耐力計算値

Q_{max} : 最大せん断力 R_{max} : 最大せん断力時部材角

σ_t : 平均引張応力度 B: 付着破壊 F: 曲げ降伏 S: せん断破壊

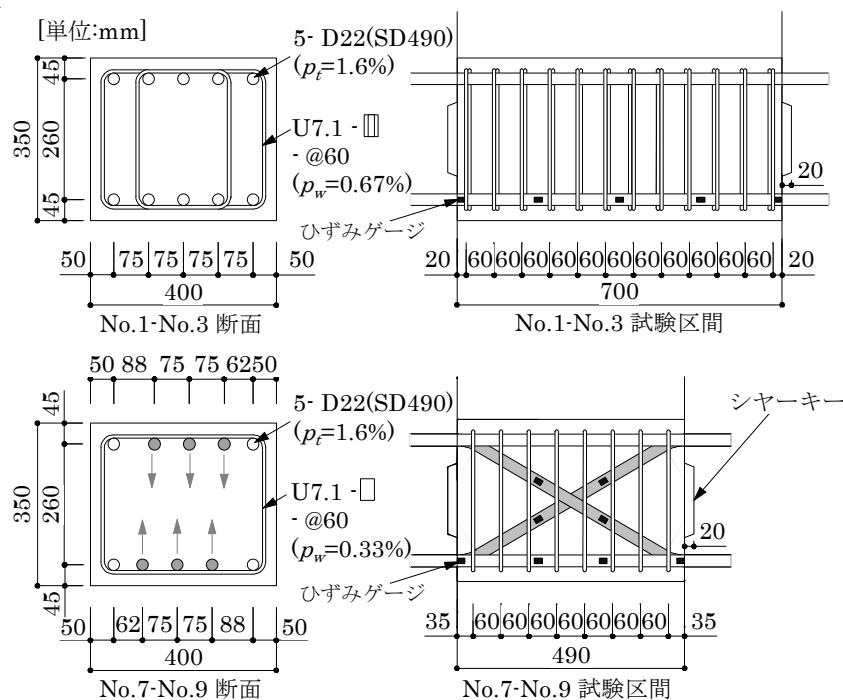


図-5.23 試験区間梁断面の形状・寸法と配筋

実験経過の概要を3章から抜粋して示す。すべての試験体が部材角 $R = +1/50$ 時に最大強度 Q_{max} に達した。平行配筋の No.1~No.3 に着目すると、 $V_{sf} = 0.0\%$ の No.1 は主筋に沿う付着割裂ひび割れが顕著であり、最大強度が応力中心間距離を $0.9d$ (d : 梁有効せい) と仮定した略算式による曲げ耐力計算値 Q_{mu} に至る前に荷重低下が生じたため、破壊形式は付着割裂破壊と判断した。 $V_{sf} = 0.5\%$ の No.2 および $V_{sf} = 1.0\%$ の No.3 は曲げ降伏先行型であったが、特に No.2 では最大耐力後の繰り返し载荷での荷重低下が大きく、曲げ降伏後の付着割裂破壊が生じたと判断した。一方、四隅に平行配筋を併用した X 形配筋の No.7~No.9 に着目すると、いずれの試験体も曲げ降伏先行型であった。しかし、 $V_{sf} = 0.0\%$ の No.7 および $V_{sf} = 0.5\%$ の No.8 では試験区間の対角に広がるせん断ひび割れの損傷が大きく、最大荷重後の荷重低下が大きかったため、曲げ降伏後のせん断破壊が生じたと判断した。

X 形配筋指針^{5.1)}には X 形主筋と平行主筋を併用する場合、X 形主筋の負担せん断力は大きくても 1/2 程度で、それ以外を平行配筋部分で負担するため、平行主筋についての付着割裂に対する検討を行うことが示されている。3章で示した四隅の平行配筋を併用した X 形配筋試験体 No.7~No.9 について、付着に関する検討を行う前にせん断力分担の検討を行う。X 形主筋の軸方向力を、図-5.23 に示すように X 形主筋 1 本につき 4 箇所測定したひずみ測定値を用いて応力度を算出し、試験区間全長で平均して鉄筋の断面積を乗じて求めた。ただし、降伏ひずみを超えた測定値については降伏応力度とした。この軸方向力の総和に X 形主筋の材軸に対する傾斜角 θ を用い、 $\sin \theta$ を乗じて X 形主筋の負担せん断力を算出した。

負担せん断力と部材角の関係を図-5.24 に示す。図-5.24 の黒実線は全せん断力、黒破線は X 形主筋負担せん断力の総和、赤破線が引張側 X 形主筋負担せん断力、青破線が圧縮側 X 形主筋負担せん断力を表している。 $R = +1/100$ では引張側 X 形主筋がほぼ試験区間全長に亘って降伏しているが、圧縮側 X 形主筋は降伏強度の 20%程度である。その後最大耐力に達した $R = +1/50$ では圧縮側 X 形主筋は降伏強度の 50%程度まで上昇し、X 形主筋負担せん断力の総和は大きくなるが、その割合は全せん断力に対して 40%程度である。この X 形主筋負担せん断力の傾向は、X 形配筋指針に示される傾向と同様である。また、文献 5.8)にも X 形主筋負担せん断力が 1/2 程度で、圧縮側 X 形主筋は降伏強度の 50%以下であることが示されている。本実験においても、せん断力の 60%程度は X 形主筋以外のコンクリートを主とする平行配筋部分で負担されており、四隅の平行主筋を起因とするコーナースプリット型の付着割裂破壊に対する検討が必要であると考えられる。ただし、平行配筋併用 X 形配筋梁試験体は上述のように付着破壊に至っていないため、厳密には梁部材の付着割裂強度の検証は行えないが、付着割裂破壊が防止された要因を考慮し、次項以降その評価について検討を行う。

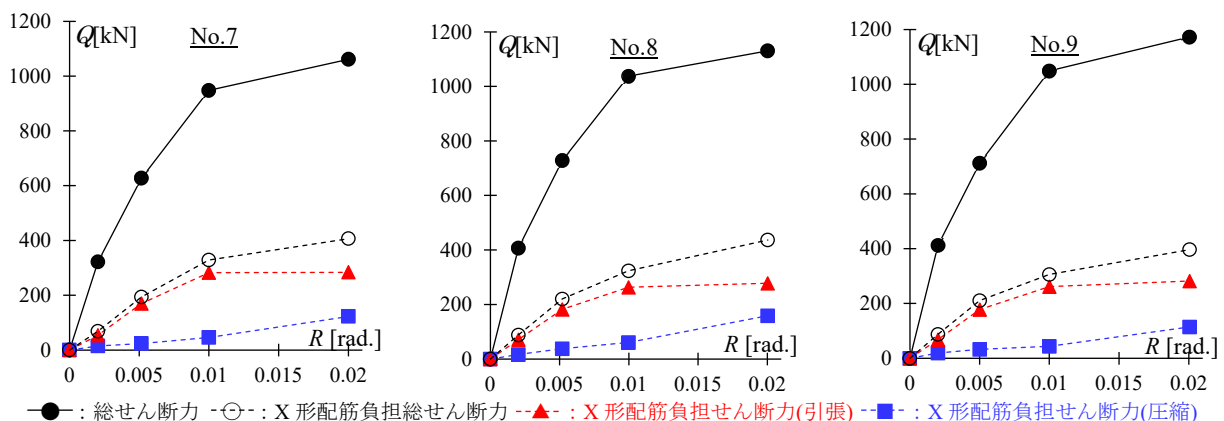


図-5.24 負担せん断力分担-部材角関係

5. 5. 2 短スパン梁部材の局所付着応力度

主筋降伏前後の部材角である $R = +1/100$ 時および最大強度の $R = +1/50$ 時の主筋ひずみ分布を図-5.25に示す。図-5.25に示したひずみはすべて四隅に平行に配置され、 $R = +1/50$ までひずみ測定ができた下端主筋のものである。また、ひずみゲージは図-5.23に示すように No.1~No.3 は 5 点、No.7~No.9 は 4 点測定しており、正載荷時に下端筋が引張側となる図の左側端部から 1~5 と呼称する。梁端部ヒンジ領域である測定区間 1-2 の $R = +1/100$ 時に着目すると、付着破壊した No.1 (● $V_{sf} = 0.0\%$) では区間 1-2 のひずみにそれほど大きな差がなく、損傷により付着力が保持しづらくなっている。しかし、鋼繊維が混入された No.2 (青▲ $V_{sf} = 0.5\%$)、No.3 (赤■ $V_{sf} = 1.0\%$) では、鋼繊維混入量が増えるほど区間 1-2 のひずみ量の差が大きくなっており、付着力の負担が増加している。この傾向は、四隅に平行配筋を併用した X 形配筋の No.7~No.9 (● $V_{sf} = 0.0\%$ 、青▲ $V_{sf} = 0.5\%$ 、赤■ $V_{sf} = 1.0\%$) でも同様にみられる。5.3.4 項では付着試験によって、鋼繊維混入のある試験体は付着区間全体で付着応力を負担していることを示したが、短スパン梁部材においても同様に、区間全体で付着力を保持する傾向となっている。また、ひずみ測定における鋼繊維混入量によって変化するひずみ量の差の傾向は、梁上端主筋においても同様であった。

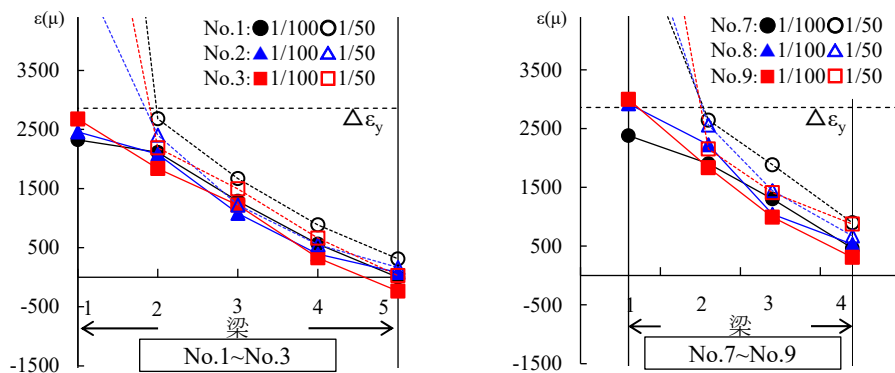


図-5.25 梁主筋ひずみ分布

各測定区間の付着応力負担を詳細に確認するため、図-5.25に示した試験体の一例として $V_{sf} = 0.0\%$ の No.1 と No.7、 $V_{sf} = 1.0\%$ の No.3 と No.9 の局所付着応力度 $\tau_{Localave}$ 、一部材角 R 関係を図-5.26に示す。 $\tau_{Localave}$ の算出方法は 5.3.4 項と同様であり、除荷したせん断力 0 の状態から $R = +1/100$ 時に向かう加力サイクルの結果を示す。また、図-5.26には式(5.7)および式(5.8)を用いた付着割裂強度(下端筋)の計算値を参考として併せて示している。鋼繊維の付着強度補強効果 τ_{stf} の評価に用いる σ_t は材料試験結果から得られた表-5.5に示す値を用いた。測定区間 1-2 に着目すると、 $V_{sf} = 0.0\%$ 試験体は部材角の小さな段階から局所付着応力度が小さくなっている。これは、 $R = +1/100$ より前の加力サイクルで梁端部にひび割れが発生し、付着応力の負担が低下したためと考えられる。一方、 $V_{sf} = 1.0\%$ 試験体は平行配筋の No.3 および平行配筋併用 X 形配筋の No.9 共に、梁端部区間の局所付着応力度が部材角の小さな領域から他区間と同等程度で推移している。これらの結果から、鋼繊維を混入した試験体は、鋼繊維架橋効果によってひび割れが分散し損傷が抑制されているため全試験区間で等しく付着応力を保持できていると言え、5.3.4 項で示した付着試験結果で示した傾向と一致している。

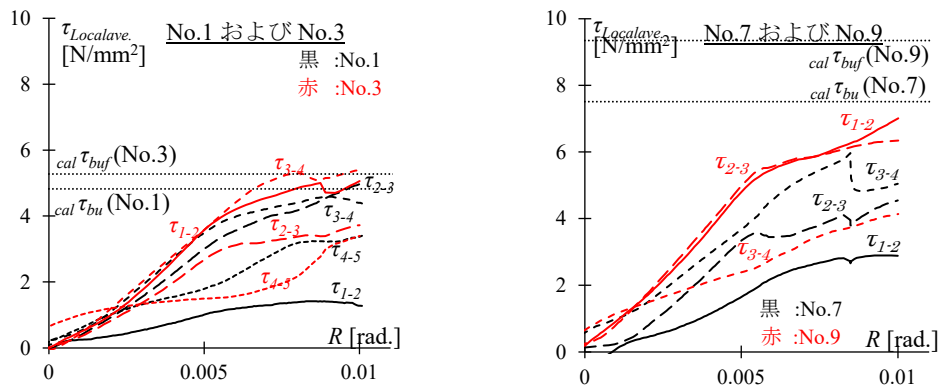


図-5.26 梁部材の局所付着応力度 $\tau_{Localave.}$ 。一部材角 R 関係

文献 5.7)に示されている設計用付着応力度式中の有効付着長さは部材内法長さからテンションシフトのため梁有効せいを減じて求める。一方，笠原ら^{5.9)}はビニロン短繊維を混入した PVA 梁試験体の曲げせん断実験結果より，PVA 試験体は部材全長に亘って付着応力を負担し続け，付着割裂破壊を阻止できることから，設計用付着応力度 τ_f の有効付着長さを部材内法長さに修正して次式とすることを提案している。

$$\tau_f = d_b \cdot \Delta\sigma / (4 \cdot L) \quad (5.9)$$

ここで， $\Delta\sigma$:部材両端部の主筋応力度の差， L :部材の内法寸法

本論においても鋼繊維を混入した試験体は上述のように全試験区間で同程度付着応力を負担できると考えられるため，式(5.9)を用いて設計用付着応力度を評価することとした。

5. 5. 3 短スパン梁部材の付着余裕度評価

付着割裂強度を設計用付着応力度で除した付着余裕度と、梁実験時の最大強度 Q_{max} を曲げ強度計算値 Q_{mu} で除した値の関係を図-5.27 に示す。付着余裕度は 5.4.1 項と 5.4.2 項に示した鋼繊維補強効果を付加した付着割裂強度 $cal\tau_{buf}$ と式(5.9)による τ_f を用いて鋼繊維補強効果を考慮した場合について緑塗プロットで、鋼繊維補強効果を考慮しない場合について白抜プロットで示している。また、藤井・森田式^{5.6)}(左図)と靱性保証型指針^{5.7)}(右図)の修正式それぞれに対して検討しており、すべて上端筋を対象とした結果である。 τ_f の算出における $\Delta\sigma$ に用いる圧縮側端部の主筋応力度は、図-5.25 に示した主筋ひずみ分布から、圧縮側端部が最大でも 300μ 以内と小さいため、平面保持解析から求めた降伏応力度の -0.15 倍 ($\Delta\sigma = 1.15\sigma_y$) とする。

$V_{sf} = 0.0\%$ の No.1, No.7 および鋼繊維補強効果を考慮しない場合(白抜)の鋼繊維が混入されたその他試験体(No.2, No.3, No.8, No.9)は、藤井・森田式および靱性保証型指針式ともに付着余裕度が大きく 1 を下回っている。No.1 は実験における破壊モードが付着破壊であり整合している。No.7 の実験結果は曲げ降伏後のせん断破壊であったが、せん断スパン比 0.7 と極短スパンのためせん断破壊のひび割れが拡大したものの、図-5.26 に示すように付着力の負担が小さい区間もあり付着強度に関して余裕のない状態であったと考えられる。しかし、鋼繊維補強効果を考慮しない白抜プロットのその他の試験体については実験結果との整合がよいとは言えない。一方、鋼繊維補強効果を考慮した平行配筋で破壊モードがサイドスプリット型と判定される No.2 および No.3 試験体の緑塗プロットは、両式とも概ね付着余裕度 0.9~1.0 程度と白抜プロットに比べて曲げ降伏した実験結果に近いものやや整合していない。これは 5.4.2 項に示したように、サイドスプリット型の付着割裂強度に対する鋼繊維補強効果をやや小さく評価していることなどが理由だと考えられる。そのため、平行配筋を用いたサイドスプリット型の短スパン梁については、本論の提案方法によって求めた付着余裕度が 1.0 以上を確保すれば安全側に評価でき、主筋の付着破壊を防止できると考えられる。また、四隅に平行配筋を併用した X 形配筋で破壊モードがコーナースプリット型と判定される No.8 および No.9 試験体の緑塗プロットは、両式とも概ね 1.0~1.1 程度であり曲げ降伏した実験結果と整合している。ただし、両試験体とも付着破壊に至っていない結果による検証であるため、付着余裕度について明確に証明されているとは言えない。本検討は、X 形主筋以外のコンクリートを主とする平行配筋部分にせん断力負担があるにも関わらず、鋼繊維により付着割裂破壊が防止された要因を考慮して、実験の範囲内で適用性を確認した。付着破壊に至った破壊モードがコーナースプリット型短スパン梁の本論の提案方法による明確な検証は今後の課題としたい。

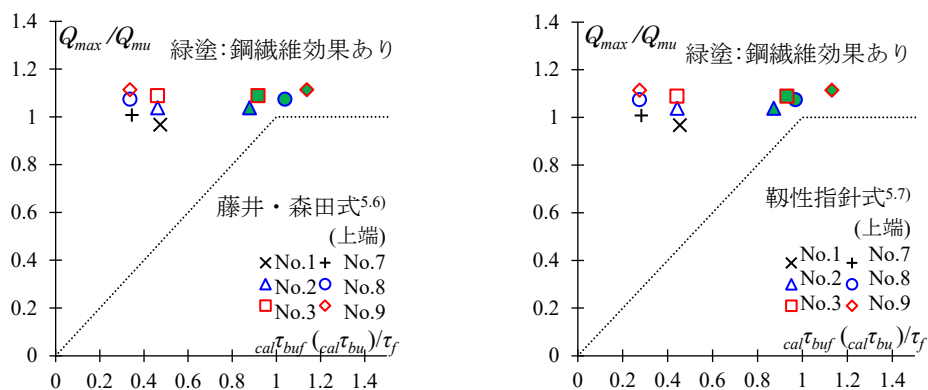


図-5.27 曲げ強度比—付着余裕度関係

5. 6 まとめ

鋼繊維補強コンクリート(SFRC)を用いた短スパン梁の付着割裂性状の把握を目的として、付着割裂要素実験を実施した。また、短スパン梁部材実験結果を用いて、SFRC 梁部材の付着性能について検討を行い、以下に示す知見を得た。

- 1) SFRC では、鋼繊維混入量が多く引張靱性能が高くなるほど、コーナースプリット型破壊およびサイドスプリット型破壊ともに付着割裂強度が高くなる。また、ひび割れが分散し損傷が抑制されるため付着区間全体で付着応力を保持することができる。
- 2) 鋼繊維の付着強度補強効果は、引張軟化曲線から得られるひび割れ幅 1mm 時の平均引張応力度を降伏点 345 N/mm^2 級の横補強筋比に換算して既往の横補強筋による付着強度式に適用し、さらに係数 0.3 を乗じることで評価できる。
- 3) 短スパン梁の付着余裕度は、鋼繊維補強効果を考慮した付着割裂強度と有効付着長さを部材内法長さとして求めた設計用付着応力度を用いて算出して 1.0 以上確保できれば、主筋の付着割裂破壊を防止できる。ただし、破壊モードがコーナースプリット型の場合については付着破壊に至っていない梁実験結果による検証であるため、明確な付着余裕度検証は今後の課題とする。

以上より、SFRC 短スパン梁の付着割裂性状を概ね評価できるが、サイドスプリット型破壊の付着割裂強度については、今後更なる試験データの蓄積と提案した評価方法の検証が望まれる。

【5章の参考文献】

- 5.1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート X 形配筋部材設計施工指針・同解説，2010
- 5.2) 藤井栄，森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究 第 1 報付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果，日本建築学会論文報告集，第 319 号，pp. 47-55，1982
- 5.3) 今井和正，渡辺英義，松野勇輝，渡辺征晃：鋼繊維補強コンクリートの引張軟化特性に関する基礎検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.371-372，2019
- 5.4) 日本コンクリート工学会：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（JCI-S-002-2003），JCI 規準，2003
- 5.5) 日本コンクリート工学会：切欠きはりを用いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法（JCI-S-001-2003），JCI 規準，2003
- 5.6) 藤井栄，森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究 第 2 報 付着割裂強度算定式の提案，日本建築学会論文報告集，第 324 号，pp. 45-53，1983
- 5.7) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999
- 5.8) 熊谷仁志，坂口昇：高強度 X 形配筋を用いた RC 短スパン梁の曲げせん断実験，コンクリート工学年次論文報告集，第 15 巻，2 号，pp. 317-322，1993
- 5.9) 笠原美幸，松崎育弘，中野克彦：高靱性型セメント系複合材料を用いた梁，柱部材の構造性能に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 67 巻，第 553 号，pp. 89-95，2002

6. 本論文の結論と今後の課題

6. 1 本論文の結論

本論文は鋼繊維補強コンクリート(以下, SFRC)を用いた短スパン梁の構造特性を明らかにするために, 鋼繊維の材料特性を用いて短スパン梁への補強効果を定量的に評価する設計法を提案することを目的として検討したものである。

本論文は6章で構成されており, 以下に各章の主要な知見を記す。

第1章「序論」では, 研究の背景および既往研究における課題について述べた上で, 本研究の目的と検討方針を示した。

第2章「SFRCの引張靱性評価」では, SFRCの最大の特徴である引張靱性について, 調合因子の影響を実験により明らかにするために, 両端に1.5段フック形状を有する鋼繊維を混入したSFRCを対象に, 鋼繊維混入率, 圧縮強度, 骨材種類, 粗骨材量, 空気量などを変動要因とした切欠きはりの3点曲げ载荷試験を行い, 引張軟化曲線(引張靱性)への影響について検討した。

引張軟化曲線は, 鋼繊維の体積混入率ごとに, 圧縮強度と引張応力極大値の間に強い相関が見られ, 両者の関係は一次式で概ね評価可能(例えば1.0vol.%の場合, $0.063 \times$ 圧縮強度)であった。また, 細・粗骨材の種類や単位粗骨材絶対容積の違い, 練上がり時の空気量について, 前述した圧縮強度と引張応力極大値の関係に及ぼす影響は小さかった。ただし, 空気量については増大することで, 圧縮強度が低下することにもなう影響も含めて引張応力極大値の低下をもたらす傾向があるため, 過大な値とならないようにすることが望ましい。引張軟化曲線のひび割れ幅1mmまでの引張応力の平均値(平均引張応力度)については, 引張応力極大値との間に強い相関(例えば1.0vol.%の場合, 平均引張応力度は引張応力極大値の0.91倍)が見られ, 引張応力極大値の場合と同様に, 圧縮強度との関係を一次式で概ね評価可能であること(例えば1.0vol.%の場合, $0.057 \times$ 圧縮強度)が明らかとなった。

第3章「SFRC短スパン梁の曲げ特性評価」では, SFRC短スパン梁の基本的な構造特性および曲げ特性を把握することを目的に, 曲げ降伏型を主とした短スパン梁曲げせん断実験を行った。変動因子は, 鋼繊維混入率, せん断スパン比, 主筋の配筋方向(すべて平行配筋か四隅に平行配筋を併用したX形配筋), 危険断面を架橋する鋼繊維の有無であり, 復元力特性として骨格曲線と履歴特性, および危険断面を鋼繊維が架橋する場合の曲げ耐力の評価法について検討した。

基本的な構造特性としてSFRC短スパン梁は, 鋼繊維混入量が多いほどひび割れ幅が小さく, ひび割れが分散する傾向にあり, 最大耐力後の荷重低下が小さく, 高い靱性能を有することが分かった。また, 鋼繊維混入量が多いほど, 試験区間の損傷を抑制するため試験区間内のせん断変形成分の割合が小さくなり, 端部における変形成分の割合が大きくなる傾向にある。

SFRC短スパン梁の曲げ特性評価のうち復元力特性の評価は, 骨格曲線について保有水平耐力規準による降伏点剛性低下率 $a/D \geq 2.0$ の評価式, 履歴特性について主筋の配筋方向が平行配筋の場合はTAKEDAスリップモデル, X形配筋の場合はTAKEDAモデルによって評価可能であることが明らかとなった。また, 危険断面位置に鋼繊維が架橋する場合のSFRC短スパン梁の曲げ耐力は, SFRCの

圧縮側および引張側の応力-ひずみ関係を用いた断面解析により、概ね評価することが可能である。

第4章「SFRC 短スパン梁のせん断特性評価」では、SFRC 短スパン梁のせん断特性を把握することを目的に、せん断破壊型の短スパン梁曲げせん断実験を行った。変動因子は、鋼繊維混入率と SFRC の引張靱性であり、短期許容せん断力およびせん断耐力について検討した。また、限界変形に対する検証を行うことで、せん断耐力のヒンジ回転に伴う低減方法についても検討した。

せん断破壊が先行する SFRC 短スパン梁の実験結果より、鋼繊維の混入率が多いほどせん断耐力は上昇し、せん断耐力時の変形も増加する傾向にあった。

各種耐力の提案としては、損傷制御のための短期許容せん断力は、RC 規準に示されている既往の評価式に平均引張応力度を用いて鋼繊維の補強効果を考慮した提案式によって安全側に評価できた。また、せん断耐力の評価としては、塑性理論式のコンクリートの有効圧縮強度係数に鋼繊維による圧縮靱性向上効果を考慮し、トラス機構に鋼繊維の架橋効果として平均引張応力度を用いて考慮する手法を提案し、せん断耐力上昇効果を概ね評価可能であることを示した。さらに、曲げ降伏先行型の場合に鋼繊維を混入することによってヒンジ領域内のせん断ひび割れの開口が抑制されるため、曲げ降伏後のせん断耐力の低下は緩やかとなることから、靱性保証型指針に示されている手法に鋼繊維の効果を考慮する方法を提案し、提案式によりせん断耐力の低下性状も概ね評価できることを示した。

第5章「SFRC 短スパン梁の付着特性評価」では、SFRC 短スパン梁の付着特性を把握することを目的に、付着割裂要素実験を行った。変動因子は、鋼繊維混入率、主筋の位置(上端と下端)、主筋の本数(2本と5本でコーナースプリット型破壊とサイドスプリット型破壊を想定)、横補強筋比であり、付着割裂強度について検討した。また、曲げ降伏型梁実験結果を用いて、検討した付着割裂強度式の短スパン梁への適用についても検討した。

付着割裂実験結果より、SFRC は鋼繊維混入率が多く引張靱性能が高くなるほど、コーナースプリット型破壊およびサイドスプリット型破壊ともに付着割裂強度が高くなり、ひび割れが分散し損傷が抑制されるため付着区間全体で付着応力を保持することができることが明らかになった。

付着割裂強度の提案として鋼繊維の付着強度補強効果は、引張軟化曲線から得られるひび割れ幅 1mm 時の平均引張応力度を降伏点 345 N/mm^2 級の横補強筋比に換算して既往の横補強筋による付着強度式に適用し、さらに係数 0.3 を乗じることで評価できることを示した。また、短スパン梁の付着余裕度について、鋼繊維補強効果を考慮した付着割裂強度と有効付着長さを部材内法長さとして求めた設計用付着応力度を用いて算出して 1.0 以上確保できれば、主筋の付着割裂破壊を防止できると考えられる。

第6章「本論文の結論と今後の課題」では、各章で得られた研究成果を総括するとともに、今後の検討課題を整理した。

本論文により得られたこれらの知見を総括すると、開発した SFRC 短スパン梁の最大の特徴は短期荷重レベルの損傷を大きく抑制すること、最大耐力後についてもかぶりコンクリート剥落などの過大な損傷を防止し、荷重低下を小さく抑えることのできる高い靱性能を有することであると著者は考える。この大きな特徴は、ひび割れ等の損傷が起こることが一般的である鉄筋コンクリート造建物にとって、本開発が新たな損傷制御技術の一つとなり得ることを示唆している。本論文で明らかにした

SFRC 短スパン梁の構造性能やその設計法が，大地震後にも継続的に使用することが可能となる鉄筋コンクリート造建物の構築に寄与し，ひいてはレジリエンス社会を実現するための一助となれば幸いである。

6. 2 今後の課題

本研究を通じて明らかとなった今後の研究課題と展望を以下に示す。

SFRC の引張靱性評価について、両端に 1.5 段フック形状を有する鋼繊維を混入した SFRC を対象に、圧縮強度と引張応力極大値および平均引張応力度の関係式を提案したが、設計への反映には製造時の品質変動なども含めた調合強度の設定が必要になると考えられる。さらに、SFRC はコンクリート中に鋼繊維を混入後、攪拌することによって施工されるため、3次元に均一に混入されているとは限らない。そのため、鋼繊維の分散性や配向性のばらつきが SFRC の靱性能に影響を与える可能性があり、設計上安全側の検討となるように、各種耐力式に上記に関する安全率を設けることなどが考えられる。SFRC 短スパン梁の設計行為におけるこれらの安全率の設定については、今後の課題としたい。

鋼繊維補強効果を考慮したせん断耐力の評価では、有効圧縮強度係数とトラス機構に鋼繊維の架橋効果として平均引張応力度を用いて考慮する方法を提案した。このうち有効圧縮強度係数については、実験結果から直接的に有効圧縮強度係数を算出することが困難であったため、コンクリートの圧縮側応力-ひずみ関係における圧縮強度後の応力低下に着目して、既往の SFRC 圧縮側応力-ひずみ関係提案式を用いて評価を試みた。しかし、圧縮強度後の靱性を改善させる SFRC 補強効果のメカニズムについては、鋼繊維がコンファインド効果を高めているのか、あるいは変形の増加に伴う縦ひび割れを抑制しているためなのかなどの理由について明確になっているわけではなく、採用した応力-ひずみ関係式の精度も含めて検討の余地があると考えられる。また、横補強筋の施されていない試験体の実験結果などを用いるなどして、有効圧縮強度係数を直接的に評価することも考えられるが、これらについては今後の課題としたい。

鋼繊維補強効果を考慮した付着特性評価としては、本研究ではコーナースプリット型破壊の試験体を主な対象としたため、サイドスプリット型破壊に対する評価式の精度を向上させるためには追加の試験体による検証などが望まれる。付着余裕度の検証においては、コーナースプリット型破壊の梁実験結果が付着破壊に至ってはいない場合の検証に留まっており、付着破壊を起こした梁試験体による明確な付着余裕度検証は今後の課題としたい。また、付着特性としては、2 段筋の付着割裂強度や中子筋がある場合の付着割裂強度への影響など、本論の実験では実施していない部分への鋼繊維の影響については明らかとなっていない。

本研究の対象建物は、水平剛性の高い鉛直部材とそれを連結する境界梁によって耐震要素を構成し、それ以外の耐震部材を最小化して室内空間の自由度と構造躯体のレジリエンスを高めたものである。この架構で想定される SFRC を用いた境界梁については、本研究により構造特性を明らかにしたが、耐震壁に代表される水平剛性の高い鉛直部材の特に足元については、境界梁と同様に高い応力状態で塑性変形能力が求められることから SFRC の適用が想定される。この耐震壁に対する SFRC の効果については明らかになっておらず、今後の検討が望まれる。また、地震発生時に境界梁に実際に生じる応力および変形については、立体モデルによる地震応答解析などによって求める必要があるが、本論ではそのような検討について行っていない。本研究で提案した短スパン梁は接続する周辺の耐震壁などから付加される曲げモーメントやせん断力が発生し、反曲点位置も様々になると考えられ、建物の実施適用についてはこれらの影響を考慮する検討が望まれる。

SFRC を用いた短スパン梁の今後の適用拡大や本論が提案した各種耐力式の精度向上のためには、

FEM 解析に代表される解析によるアプローチが有効になると考えられる。本論では解析に用いるための構成則モデルについて言及しておらず，解析手法の構築に関する今後の検討が望まれる。

【既発表論文リスト】

<査読付論文>

- 1) Tomoya Takahashi, Shinichiro Kawamoto, Hideyoshi Watanabe and Kuniyoshi Sugimoto, Experimental Study on Structural Performance of Short Span Beams Using Steel Fiber Reinforced Concrete, Proceedings for the 6th fib International Congress 2022, pp.1563-1572, 2022
- 2) 高橋智也, 河本慎一郎, 渡辺英義, 杉本訓祥: 鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の曲げせん断実験, コンクリート工学年次論文集, 第44巻, 2号, pp.733-738, 2022
- 3) 高橋智也, 渡邊悟士, 今井和正, 渡辺英義: 鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の開発, コンクリート工学, 第60巻, 第8号, pp.661-668, 2022
- 4) 渡邊悟士, 今井和正, 高橋智也, 黒岩秀介: 鋼繊維補強コンクリートにおける引張靱性の評価に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第88巻, 第808号, pp.880-887, 2023
- 5) 高橋智也: 海外における鋼繊維補強コンクリート部材の構造特性に関する近年の研究事例, コンクリート工学, 第61巻, 第7号, pp.633-639, 2023
- 6) 高橋智也, 小河雅広, 杉山智昭, 村松晃次, 河本慎一郎, 渡辺英義, 杉本訓祥: 鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁のせん断特性, 日本建築学会構造系論文集, 第88巻, 第811号, pp.1380-1390, 2023
- 7) 高橋智也, 小河雅広, 杉山智昭, 村松晃次, 河本慎一郎, 渡辺英義, 杉本訓祥: 鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の付着割裂性状, 日本建築学会構造系論文集, 第88巻, 第813号, pp.1545-1556, 2023

<発表梗概>

- 1) 高橋智也, 小河雅広, 渡辺英義, 脇田拓弥, 辰濃達, 河本慎一郎: 鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の構造特性に関する実験研究 その1 実験概要と破壊経過状況, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.261-262, 2021
- 2) 小河雅広, 高橋智也, 渡辺英義, 脇田拓弥, 辰濃達, 河本慎一郎: 鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の構造特性に関する実験研究 その2 実験結果の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.263-264, 2021
- 3) 渡辺英義, 高橋智也, 小河雅広, 杉山智昭, 河本慎一郎, 杉本訓祥: 鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の構造特性に関する実験研究 その3 変形成分と骨格曲線の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.257-258, 2022
- 4) 高橋智也, 渡辺英義, 小河雅広, 杉山智昭, 河本慎一郎, 杉本訓祥: 鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の構造特性に関する実験研究 その4 曲げ耐力の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.259-260, 2022
- 5) 一宮弘昂, 高橋智也, 河本慎一郎, 小河雅広, 杉山智昭, 村松晃次, 渡辺英義, 杉本訓祥: 鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の構造特性に関する実験研究 その5 せん断破壊型実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.263-264, 2023
- 6) 河本慎一郎, 高橋智也, 一宮弘昂, 小河雅広, 杉山智昭, 村松晃次, 渡辺英義, 杉本訓祥: 鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の構造特性に関する実験研究 その6 せん断

破壊型実験結果，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.265-266，2023

- 7) 高橋智也，河本慎一郎，一宮弘昂，小河雅広，杉山智昭，村松晃次，渡辺英義，杉本訓祥：鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の構造特性に関する実験研究 その 7 せん断耐力の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp.267-268，2023
- 8) 今井和正，渡邊悟士，高橋智也，黒岩秀介：鋼繊維補強コンクリートの開発に関する基礎研究 その 4 引張軟化特性，日本建築学会大会学術講演梗概集，材料施工，pp.543-544，2022

謝辞

本論文は2020年から2023年の間に取り組んだ鋼繊維補強コンクリートを用いた短スパン梁の研究開発内容をまとめたものです。

本論文を作成するにあたり、横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院教授 杉本訓祥先生には、終始懇切なるご指導をいただき、厚くお礼申し上げます。研究を進めていく中で、現象をどのように捉えるか、本質は何かを追求することなど多くのことを学ばせていただきました。また、本論文の作成期間のほとんどは新型コロナウイルスの感染拡大に伴い活動が制限される状況となっておりましたが、実験計画や実験結果に対する検討、査読論文に対するご助言など、平時と変わらず丁寧にご指導いただきましたことに深く感謝申し上げます。

また、学位論文審査に際しましては、横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院教授 細田暁先生、同教授 河端昌也先生、同教授 松本由香先生、同准教授 石田孝徳先生より様々な観点から貴重なご意見をいただきましたことに感謝申し上げます。

著者が所属する大成建設株式会社の皆様には、本研究開発の実施および学位論文として成果を取りまとめる機会を与えていただきました。同技術センター技術企画部部長 小室努氏、同技術センター都市基盤技術研究部室長 黒岩秀介氏には、日頃から多くのご支援をいただきましたことに深く感謝申し上げます。また、元大成建設株式会社 細澤治氏(現 株式会社篠塚研究所)、同設計本部副本部長 篠崎洋三氏、元大成建設株式会社 故 水谷太朗氏には開発業務に取り組むきっかけを与えていただきましたことに心より感謝申し上げます。

同技術センター都市基盤技術研究部構造研究室の皆様には、日頃から研究開発に関わるご相談に乗っていただきました。同部長代理 渡辺英義氏、同次長 今井和正氏、同次長 杉山智昭氏、同課長 竹崎真一氏、同 小河雅広氏には、RC系部材開発の豊富な知見をもとに貴重なご意見をいただくとともに、構造実験に際し多大なるご協力を賜りました。ここに深くお礼申し上げます。また本論文の2章で実施したSFRCの引張靱性に関する検討は、同課長 渡邊悟士氏に、材料実験および解析をはじめ、その結果の分析にあたり多大なるご協力、ご尽力をいただきました。ここに深く感謝申し上げます。

同設計本部の皆様には、開発技術を設計に活用するためのご相談に乗っていただきました。同室長 河本慎一郎氏、同室長 村松晃次氏には、開発の方向性などについて貴重なご意見をいただきまして心より感謝しております。

このほかにも多くの方々のご協力、ご支援をいただきまして本論文をまとめることができました。関係者の皆様に深く感謝申し上げます。

最後に、いつも温かく見守ってくれた家族に感謝して、本論文の結びといたします。