筑波大学大学院博士課程

システム情報工学研究科修士論文

繊維せん断伝達機構に基づく 鋼繊維補強 PCa 柱梁接合部の構造性能評価

山田 大

修士 (工学)

(構造エネルギー工学専攻)

指導教員 八十島 章

2017年 3月

論文概要

従来のコンクリートの引張靱性を改善する材料として、セメント系材料に数 mm~数十 mm の 長さの短繊維を混入させた材料である繊維補強セメント複合材料(Fiber Reinforced Cementitious Composites,以下,FRCC)に関する研究が近年多く行われている。FRCCを鉄筋コンクリート造 建築物に用いることでより高い構造性能を示す可能性があり、柱や梁などの構造部材への適用が 期待されている。しかしながら、FRCCの性能を最大限に活用できる構造利用法およびその性能 評価法は体系化されておらず、FRCCの構造性能に期待した施工例は少ない。

本論文では、FRCCの構造部材への利用およびその性能評価を目標とし、FRCCの効果を有効に 発揮できる部材として、パネルゾーンに FRCC を用いた PCa 柱梁接合部を対象とした。また、 FRCC の繊維には構造物への適用例がある鋼繊維を選び、鋼繊維補強セメント複合材料(以下、 SFRCC)を使用した。二軸応力下の繊維架橋効果に基づいて鋼繊維補強 PCa 柱梁接合部の構造性 能評価を行うことを目的とし、引張力を保持したまま一面せん断加力を行う部材実験およびパネ ルゾーンに SFRCC を使用した接合部せん断破壊先行型の柱梁接合部試験体の構造実験を行った。

パネルゾーンに SFRCC を用いた柱梁接合部のひび割れ面では、引張力とせん断力を同時に受ける二軸応力状態で繊維が架橋し、応力が伝達されるため、接合部せん断強度評価において、二軸応力下の繊維架橋効果を把握することが重要である。不連続面に鋼繊維のみが貫通している試験体を用いて、ひび割れ面の応力状態を模擬した一面せん断試験を行った結果、主応力の方向が大きくなるにつれ、最大主応力が大きくなることが確認された。また、実験結果に基づき、二軸応力下における SFRCC の破壊曲面を楕円曲線で定式化した。

PCa 工法の特長を活かし、パネルゾーンのみに SFRCC を用いた PCa 柱梁接合部の構造実験では、鋼繊維混入量の増加に伴い、最大耐力が上昇し、最大耐力以降の耐力低下が抑制されることを確認した。また、パネルゾーンの写真撮影画像を用いて接合部せん断ひび割れの検討を行い、ひび割れ性状を把握した。

得られた実験結果を基に,修正圧縮場理論(以下,MCFT)および日本建築学会の靱性保証型 指針の評価式に,配向性を考慮した繊維架橋則と二軸応力下におけるSFRCCの破壊曲面を用い て繊維架橋効果を導入し,鋼繊維補強PCa柱梁接合部の接合部せん断強度評価を行った。実験結 果と計算結果の比較を行ったところ,MCFTおよび靱性保証型指針に基づく評価式より算出した 接合部せん断強度は,実験結果と概ね一致することが確認された。これより,SFRCCの繊維架 橋則および二軸応力下における破壊曲面を用いることで,繊維補強PCa柱梁接合部のせん断強度 を評価できることが示唆された。

-i-

目 次

第1章 序論	. 1
1.1 繊維補強セメント複合材料	. 1
1.1.1 FRCC の特徴	. 1
1.1.2 FRCC の性能評価体系	.2
1.1.3 繊維架橋則	.4
1.2 FRCCの構造利用とその評価法	. 5
1.3 研究目的	.6
第2章 ひび割れ面での繊維せん断伝達機構	.7
2.1 はじめに	.7
2.2 実験概要	. 8
2.2.1 試験体	.8
2.2.2 使用材料	.9
2.3 実験方法	10
2.4 実験結果	12
2.5 ひび割れ面での破壊曲面	14
2.6 まとめ	15
第3章 鋼繊維補強 PCa 柱梁接合部の構造性能	16
3.1 はじめに	16
3.2 実験概要	17
3.2.1 試験体	17
3.2.2 使用材料	19
3.3 実験方法	22
3.3.1 加力方法	22
3.3.2 計測方法	23
3.4 実験結果	27
3.4.1 梁せん断力―層間変形角関係および破壊状況	27
3.4.2 各部材の変形割合	29
3.4.3 部材耐力	30
3.4.4 包絡線	31
3.5 接合部ひび割れの検討	32
3.5.1 ひび割れ性状の検討方法	32
3.5.2 ひび割れ性状	34
3.6 まとめ	39

第4章	鋼繊維補強 PCa 接合部のせん断強度評価	.40
4.1	はじめに	.40
4.2	接合部内の繊維配向性を考慮した繊維架橋則と破壊曲面	.41
4.3	MCFT による評価方法	.43
4.4	累加強度に基づく評価方法	.45
4.5	実験結果と計算結果の比較	. 48
4.6	まとめ	. 49
第5章	結論	. 50
謝辞		. 51
参考文	献	. 52

図目次

図 1.1.1	FRCC 材料設計技術の概要	3
図 1.1.2	楕円分布の定義	4
図 2.2.1	試験体形状	8
図 2.2.2	鋼繊維埋め込み仕切版	8
図 2.3.1	加力装置	11
図 2.3.2	加力履歴	11
図 2.4.1	実験結果	
図 2.4.2	せん断応力―軸方向変位, せん断変位関係	13
図 2.5.1	実験結果および楕円による破壊曲面	14
図 3.2.1	試験体配筋図	
図 3.3.1	加力装置	
図 3.3.2	層間変形用変位計	24
図 3.3.3	各部材変形用変位計	24
図 3.3.4	局部変形用変位計	25
図 3.3.5	歪ゲージ貼付位置	25
図 3.3.6	接合部の写真撮影方法	
図 3.3.7	接合部の写真撮影箇所	
図 3.4.1	Q-R 関係および破壊性状(左:試験体 S10,右:試験体 S20)	
図 3.4.2	各部材変形割合	
図 3.4.3	Q-R関係の包絡線	
図 3.5.1	接合部の撮影画像(左:左上、右:右下)	
図 3.5.2	ひび割れ算出方法	
図 3.5.3	ひび割れ性状評価に用いたひび割れ	
図 3.5.4	ひび割れ幅-層間変形角関係	
図 3.5.5	ひらき-層間変形角関係	
図 3.5.6	せん断ずれー層間変形角の関係	
図 3.5.7	主歪角度一層間変形角関係	
図 4.2.1	対象試験体	41
図 4.2.2	打設後の繊維の配向状況(打設面)	
図 4.2.3	繊維配向性を考慮した鋼繊維架橋則	
図 4.2.4	SFRCCの破壊曲面(左:試験体 S10,右:試験体 S20)	
図 4.3.1	鉄筋コンクリート要素	
図 4.3.2	繊維引張モデル	44
図 4.4.1	ひび割れ面における主応力方向と接合部内の対角圧縮ストラット	

表目次

表 2.2.1	使用繊維諸元	9
表 2.2.2	SFRCC の調合計画および圧縮性状	9
表 2.4.1	実験結果	12
表 3.2.1	試験体諸元	17
表 3.2.2	調合計画	19
表 3.2.3	フレッシュおよび圧縮性状	19
表 3.2.4	調合計画	20
表 3.2.5	材料試験結果	20
表 3.2.6	鉄筋引張試験結果	
表 3.4.1	実験値および計算値一覧	
表 4.5.1	実験値および計算値一覧	

第1章 序論

1.1 繊維補強セメント複合材料

1.1.1 FRCC の特徴

コンクリートは、圧縮強度に対して引張強度がかなり小さく、靱性の乏しい性質を示す材料で ある。鉄筋コンクリート(以下, RC)造建物においては、コンクリートが圧縮力を負担し、鉄筋 が引張力を負担すると考えられており、コンクリートの引張力は設計上、無視されている。また、 RC 部材の脆性的な破壊性状であるせん断破壊は、コンクリートの引張破壊により引き起こされ る。このようなコンクリートの引張性能を改善する材料として、セメント系材料に数 mm~数+ mm の長さの短繊維を混入させた材料である繊維補強セメント複合材料(Fiber Reinforced Cementitious Composites,以下, FRCC)に関する研究が近年多く行われている¹⁾。FRCCは引張応 力下または曲げ応力下において、初期ひび割れの発生後に、繊維がひび割れを架橋することによ り力の伝達が可能となり、繊維が引張力を負担することで、引張性能が向上するという特長を有 している。

FRCCを用いることでコンクリートの脆性的な破壊を防止することができると考えられ, RC 造 建築物に用いることでより高い構造性能を示す可能性があり, 柱や梁などの構造部材への適用が 期待されている。特に, 応力が集中し, ひび割れが発生しやすい構造部材に FRCC を適用するこ とで, 建築物の損傷を抑制し, 高い耐久性能によりランニングコストを抑えられると考えられて いる。しかしながら, FRCC は, トンネルやダムなどの表面保護工など土木の分野での適用例は多 く挙げられている¹¹ が, 建築構造物への適用はあまり進められていない。高層建築物の下層階に 超高強度鋼繊維補強コンクリートを適用した例²¹ が挙げられているが, 超高強度コンクリートの 爆裂破壊防止の用途で用いられており, FRCC の構造性能に期待した施工例は少ない。

原因としては、材料特性のばらつきの大きさや定量評価の困難さなどから、構造部材に対する 統一した設計法が確立されていないことが挙げられる。FRCC はマトリクス中の繊維の配向性お よび分散性が力学性能に大きな影響を与えることが知られており³⁾、これらの影響を考慮した評 価方法の確立が望まれている。施工の面から考えると、FRCC を工場から搬送する技術は確立さ れておらず、現場で練り混ぜて打設する場合においても品質管理の方法が確立されていないこと が挙げられる。そのため、構造部材に適用する際は、PCa 部材として工場で生産することが中心 となっている。

FRCC には、PVA 繊維やアラミド繊維などの有機繊維から鋼繊維や炭素繊維などの無機繊維まで様々な繊維が用いられており、繊維形状も多様である。本研究では、構造物への適用例がある 鋼繊維に着目し、鋼繊維補強セメント複合材料(以下,SFRCC)について研究を行う。

1.1.2 FRCC の性能評価体系

FRCC を建築構造物へ適用し、高い性能を活かするためには、FRCC の特長である引張性能が構造性能に反映されなければならない。FRCC の高い引張性能は繊維が破断することなくマトリックスから引き抜かれる挙動に起因する。その際の引抜荷重は、繊維の種類および寸法、マトリックスの選定、繊維一マトリックス間に付着性状の把握といった材料レベルからの緻密な設計が重要となる。また、FRCC 部材を構造設計に取り入れるためには、従来の RC 構造物のような設計体系が望まれ、材料性能から構造性能を評価する体系を構築する必要がある。

これまでの研究により,図1.1.1 に示すように一連の流れに沿って、ミクロレベルで見た FRCC 構成材料の性能を部材や構造物の構造性能に反映することが可能となっている⁴⁾。図1.1.1 より、 4 つのレベルで示される評価スケール間において解析モデルを導入し、評価スケールを結びつけ ることが必要である。

図 1.1.1 中のレベル 1 では、マイクロメカニクスパラメーターを用いて、マトリックスに埋め 込まれた単繊維の引抜挙動を表現する単繊維モデルが導入されている。マトリックスに埋め込ま れた繊維が引張力を受けると、繊維は付着を介してせん断力をマトリックスに伝達することで抵 抗する ⁵⁾。また、繊維がひび割れ面に対して配向角を有している場合、マトリックスから反力を 受け、引張抵抗力が向上する⁶⁾。さらに、繊維は、引張力による繊維応力が引張強度を超えると破 断する。そのため、単繊維モデルは、繊維一マトリクス間の付着モデル、繊維配向角が繊維付着 に与える影響、複合材料中の繊維の破断を考慮して、導出されている。

多数の繊維がマトリックスのひび割れを架橋するときの挙動については、繊維架強モデルが導入されている(図 1.1.1 中のレベル 2)。FRCC 部材中の個々の単繊維は、ひび割れに対して異なる埋め込み長と配向角を有しており、それぞれに確率分布を仮定し、個々の単繊維の引張抵抗力を積分することで、繊維の架橋性能は表現される。このモデルは架橋則と呼ばれているが、次節で詳しく述べる。このモデルにより、単繊維の挙動からひび割れにランダムで配置された繊維の架橋性能へと発展させる。

繊維架強モデル(架橋則)を用いて,応力一歪関係といった巨視的な材料挙動を表現する構成 則モデルを導入し(図 1.1.1 中のレベル 3),これらの構成則を組み込み,部材の構造挙動を予測 する構造解析モデルを用いることで(図 1.1.1 中のレベル 4),構造部材の挙動を評価する。

以上のようにして, FRCC のマイクロメカニクスパラメーターを構造性能に結びつけるフロー が作られた。しかしながら,上述の性能評価体系は比較的簡単な構造部材でしか実現されておら ず,これまでの多くの研究は単純な引張挙動を対象としており,多軸応力状態の材料挙動や曲げ モーメントおよびせん断力を受ける部材挙動について不明な点が多い。



図 1.1.1 FRCC 材料設計技術の概要 4)

1.1.3 繊維架橋則

前節で述べた繊維架強モデルとしてひび割れを架橋する繊維の引張力の総和とひび割れ幅の関係を示す繊維架橋則^{7),8)}が提案されている。繊維架橋則は単繊維の引抜きモデルと繊維配向角の確率分布により構築されている。単繊維の引抜きモデルは、単繊維引抜試験により、繊維ーマトリクス間の付着性状、繊維配向角によるスナビング効果⁶⁾に基づいて導出されている。ここで、繊維配向角とは、引張応力が作用する軸方向に対し繊維が向いている角度である。繊維配向角分布の評価方法は、図 1.1.2 に示すように繊維の配向性を表現する確率密度関数として楕円分布が提案されており⁷⁾,楕円の2つの径の比で定義される配向強度*k*,および座標軸と楕円の径のなす角度で定義される主配向角*θ*,が用いられている。配向角分布が一様であると楕円が円になって配向強度は*k*=1.0 となる。配向角分布が 0 度付近でピークとなる分布であると、近似楕円は横長となり配向強度は*k*>1 となる。架橋則は配向強度に基づき構築されているため、FRCC 部材の繊維配向性を考慮した定量的な評価が可能になった。



図 1.1.2 楕円分布の定義⁷⁾

1.2 FRCC の構造利用とその評価法

現在,FRCCの構造利用に向け,柱,梁,パネルゾーンなどの構造部材にFRCCを用いた研究 が多く行われており,様々な評価方法が提案されている。清水らはECC(Engineered Cementitious Composite)を用いた梁部材の曲げせん断実験を行い,日本建築学会の終局強度型指針式⁹⁾のトラ ス・アーチ式にECCの引張寄与分を累加したせん断強度評価式を提案しているが,その係数など について力学的な意味合いが明確になっていない¹⁰⁾。また,繊維配向性や分散性などについても 考慮されておらず,ECCの性能が十分に評価されていない。佐野らは,DFRCC(Ductile Fiber-Reinforced Cementitious Composites)をパネルゾーンに用いた柱梁接合部の構造実験を行い, Modified Compression-Field Theory¹¹⁾(以下,MCFT)を用いて,接合部せん断強度評価を行ってい る¹²⁾。MCFTには,パネルゾーン内の繊維配向性を考慮した架橋則を基に導出した引張モデルが 用いられている。しかしながら,二軸応力下における架橋則や繊維せん断伝達能力について考慮 されておらず,検討の余地が残されている。

また、RC 造の PCa 工法において、FRCC の効果を構造設計に取り入れた接合部工法が開発さ れ、実用化に至っている¹³⁾。開発された工法は、梁主筋の各先端部に機械式定着具を装着し、左 右の梁主筋を通し定着せず、鋼繊維補強コンクリート(Steel Fiber Reinforced Concrete: SFRC)接 合部中央位置で機械式定着すると共に接合部せん断補強筋を無くした工法である。接合部せん断 強度および梁主筋の機械式定着強度を増割するために、接合部に SFRC が適用されている。提案 された工法では、掻き出し定着耐力および接合部せん断強度において、鋼繊維の影響が考慮され ている。掻き出し定着耐力評価式は、既往の評価式に鋼繊維補強コンクリート係数を考慮して導 出されている。接合部せん断強度評価式は、地震荷重を想定したストラットモデルが提案され、 ストラットモデルに従い接合部せん断強度が算出されている。ストラットボ負担する接合部せん 断応力度において、鋼繊維補強コンクリート係数が導入されている。なお、鋼繊維コンクリート 係数は、引抜定着試験結果に基づいて導出されている。さらに、鋼繊維コンクリート 係数は、引抜定着試験結果に基づいて導出されている。さらに、鋼繊維コンクリート 係数でした。 できることが確認され、実用化に至っている。しかしながら、提案された評価式は、SFRCの有す る一部の構造性能を評価したものであり、ミクロレベルにおける FRCC 構成材料の性能などは構 造部材に反映されていない。

FRCC 部材に対して、マイクロメカニクスに基づく材料挙動、繊維の配向性や分散性、多軸応力 状態での繊維架橋性能を明らかにし、それらを部材の構造性能評価に取り入れ、FRCC の性能を 最大限に活用できる構造利用法およびその性能評価を体系化することが必要である。

1.3 研究目的

本研究では、FRCCの構造部材への利用およびその性能評価を目標とし、FRCCの効果を有効 に発揮できる部材として、パネルゾーンにFRCCを用いたPCa 柱梁接合部を対象とする。柱部 材と梁部材が交差する柱梁接合部では、柱主筋、梁主筋、接合部せん断補強筋が錯綜する過密配 筋になりがちであり、接合部のせん断破壊は靱性が乏しく許容されない破壊形式とされている。 パネルゾーンにFRCCを用いることで作用する曲げモーメントおよびせん断力の応力伝達能力を 向上させ、接合部せん断補強筋を無くすことも可能になる。しかしながら、パネルゾーンは梁お よび柱からの曲げモーメントとせん断力を受け、複雑な多軸応力状態になるため、パネルゾーン における繊維架橋効果およびそれに基づく接合部せん断強度は適確に評価されていない。

そこで本研究では,FRCCの繊維に鋼繊維を使用し,二軸応力下の繊維架橋効果に基づいて鋼 繊維補強 PCa 柱梁接合部の構造性能評価を行うことを目的とする。

引張力とせん断力を同時に受ける二軸応力状態の繊維架橋効果を検討するために,引張力を保持したまま一面せん断加力を行う部材実験を実施し,二軸応力下におけるひび割れ面での鋼繊維せん断伝達機構について把握する。また,パネルゾーンにSFRCCを使用した接合部せん断破壊先行型の柱梁接合部試験体の構造実験を行い,鋼繊維補強したPCa柱梁接合部の構造性能およびパネルゾーンのひび割れ性状について把握する。得られた鋼繊維のせん断伝達機構に基づき,繊維配向性を考慮した繊維架橋則を用いて接合部せん断強度の評価を行い,計算値と実験結果を比較検討する。

第2章 ひび割れ面での繊維せん断伝達機構

2.1 はじめに

パネルゾーンに SFRCC を用いた柱梁接合部のひび割れ面では,粗骨材を使用しないため,骨材 の影響がほとんどなく,引張力とせん断力を同時に受ける二軸応力状態で繊維が架橋し,応力が 伝達されると考えられる。そこで本章では,不連続面に鋼繊維のみが貫通している試験体を用い て,ひび割れ面の応力状態を模擬した一面せん断試験を行い,二軸応力下における鋼繊維のせん 断伝達機構を把握する。さらに,実験結果に基づき,二軸応力状態のひび割れ面における SFRCC の破壊曲面を検討する。

2.2 実験概要

2.2.1 試験体

試験体形状を図 2.2.1 に示す。試験体は、70mm×100mm×400mmの角柱試験体で、中央部に深 さ 15mmの切欠きを設け、試験体中央部の絶縁部の断面は 70mm×70mm とした。試験体中央部 に、厚さ 3mmの仕切板(硬質発砲スチロール)を設け、その仕切版に鋼繊維を試験体軸方向に配 置する(図 2.2.2)。鋼繊維は、5mm間隔に配置し、計 196 本を埋め込む。埋め込み長は、一方を 6mm、もう一方を 10mm とし、埋め込み長が短い方から引き抜けるようにした。試験体両端には 引張力を作用させるために M16 ネジ棒を挿入する。試験体は計 6 体とし、引張加力のみを行う試 験体が 2 体、引張力を保持させながら一面せん断加力を行う試験体が 4 体である。



図 2.2.1 試験体形状





図 2.2.2 鋼繊維埋め込み仕切版

2.2.2 使用材料

使用した繊維の諸元を表 2.2.1 に, 鋼繊維補強セメント複合材料(SFRCC)の調合計画および 圧縮試験結果を表 2.2.2 に示す。使用した鋼繊維は,繊維長 13mm,繊維径 0.16mmの直線型スチ ールワイヤである。SFRCCの水セメント比は 56%とし,鋼繊維の体積混入率を 1%とした。なお, 圧縮試験には 100 φ × 200mm シリンダー供試体を用いた。

雄維新	繊維長	繊維径	引張強度	弾性係数
和以不出个里子只	(mm)	(mm)	(MPa)	(GPa)
鋼繊維	13.0	0.16	2825	210

表 2.2.1 使用繊維諸元

目標	水	繊維体積		単位量 (Kg/m ³)					工統改定	部件依粉
強度	セメント比	混入率		セメ	細母社	フライ	御結始	泪和刘	/工作的到度 (MPa)) (GPa)
(MPa)	(%)	(%)	八	ント	而有权	アッシュ	亚門利以市田	化化们剂	(IVII a)	(OI a)
48	56.0	1.0	380	678	484	291	78.5	28.3	40.9	17.5

表 2.2.2 SFRCC の調合計画および圧縮試験結果

2.3 実験方法

試験体に引張力を保持させたまま行う一面せん断加力は,既往の研究¹⁰⁾により提案されたルーマニア式試験方法を用い,保持する引張力を実験因子とした。加力装置を図2.3.1に,加力履歴を図2.3.2に示す。加力は,①試験体両端にある2本のネジ棒を介して油圧ジャッキにより引張力を作用させ,②最大引張力*T_{max}*に達して破壊する直前で引張力を除荷し,③除荷後の設定引張力*T_c*を維持したまま一面せん断加力を行う。なお,両端に曲率半径(*R*)350mm および250mmの回転支承を設置し,せん断変形の回転を許容させた。変位計測は試験体の表裏にそれぞれ取り付けた3つのパイ型変位計で行い,下式により軸方向変位*w*およびせん断変位&を算出した。

$$w = \frac{(\delta_1 + \delta_2)}{2} \tag{2.1}$$

$$\delta_s = \frac{122}{70} \cdot \left(\delta_3 - \frac{100}{122} \cdot \left(\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \right) \right)$$
(2.2)



単位:mm





図 2.3.2 加力履歴

2.4 実験結果

実験結果を表 2.4.1 および図 2.4.1 に、せん断応カーひび割れ幅関係およびせん断応カーせん断 変位関係を図 2.4.2 に示す。せん断応力はせん断力を切り欠き部の断面積で除した平均応力とし、 せん断力は引張力による *P-δ*効果を考慮して算出した。最大主応力および最大せん断応力時の主 応力方向はモールの応力円より算出した。なお、試験体 No.1-1 および試験体 No.1-2 は、引張力の みを作用させた試験体である。

表 2.4.1 および図 2.4.1 より,除荷後の一定引張応力が小さい試験体ほど最大主応力が大きく, 主応力の方向が 45 度に近づくことが確認された。また,せん断応力–軸方向変位関係では,すべ ての試験体において,せん断加力開始直後は軸方向変位一定のまま,せん断応力が上昇した。そ の後,せん断応力が大きくなると,剛性が低下し,軸方向変位が約 0.02mm に達すると破壊に至っ た。せん断応力–せん断変位関係では,すべての試験体において,同様の剛性で線形的にせん断 応力が上昇し,破壊に至った。

試験 体名	最大引張応力 <i>G_{tmax}</i> (MPa)	除荷後の 一定引張応力 <i>o_{tc}</i> (MPa)	最大せん断応力 <i>t_{max}</i> (MPa)	最大主応力 <i>σ</i> 1 (MPa)	最大せん断応力 時の主応力方向 <i>θ</i> (度)
No.1-1	0.57	-	-	0.57	-
No.1-2	0.53	-	-	0.53	-
No.2	0.56	0.16	0.78	0.80	39
No.3	0.56	0.26	0.72	0.77	35
No.4	0.54	0.37	0.62	0.72	30
No.5	0.54	0.47	0.55	0.72	25

表 2.4.1 実験結果



2.5 ひび割れ面での破壊曲面

前節の実験結果より,SFRCCは二軸応力下において,除荷後の引張応力が小さく主応力の方向 が大きくなるにつれ,最大主応力が増加することが確認された。そこで,実験結果を基に,ひび 割れ面における SFRCCの引張応力とせん断応力の関係(破壊曲面)を検討する。

ひび割れ面の繊維は垂直に配向するよりも配向角がつくことで、マトリックスからの反力を受け、界面摩擦が強化され、抵抗力が大きくなる。スナビング効果⁶⁰と呼ばれ、配向角が大きくなるほど抵抗力が上昇する。配向角が大きくなると、PVA などの有機繊維は繊維破断が生じやすくなるが、鋼繊維は破断しないため、スナビング効果が顕著に発揮されやすくなる。実験結果では、除荷後の一定引張応力が小さい試験体ほど配向角がついてスナビング効果が発揮されたため、最大せん断応力が大きかったと思われる。そのため、引張応力とせん断応力を受ける二軸応力状態

各試験体の最大せん断応力時の引張応力と最大せん断応力の関係を図 2.5.1 に示す。なお,図の 縦軸および横軸の値は,試験体 No.1-1 および No.1-2 より得られた最大引張応力の平均値で基準 化した値である。図中には,実験結果を楕円曲線で回帰した結果も併せて示す。図 2.5.1 より,二 軸応力下における SFRCC の破壊曲面は,円ではなく楕円で表現できると考えられる。また,楕円 曲線の回帰計算により最大せん断応力は,一軸引張強度*o*_{Imax} の 1.45 倍になることが確認された。

これより、せん断応力および引張応力が作用する二軸応力下における SFRCC の破壊曲面は、長軸の長さを 2.9 *σ*_{imax}, 短軸の長さを 2*σ*_{imax} とした下式による楕円曲線で定式化することができる。



2.6 まとめ

本章では、不連続面に鋼繊維のみが貫通している試験体を用いて、ひび割れ面の応力状態を模 擬した一面せん断試験を行い、二軸応力下における鋼繊維のせん断伝達機構について検討を行っ た。

実験結果より,SFRCCは二軸応力下において,主応力の方向が大きくなるにつれ,最大主応力 が増加することが確認された。鋼繊維が破断しないため,主応力の方向が大きくなるにつれ,マ トリックスからの反力が大きくなり,最大主応力が増加したと考えられる。

また、実験結果を楕円曲線で回帰した結果、二軸応力下における SFRCC の破壊曲面は、円ではなく楕円で表現できることが示唆された。SFRCC の破壊曲面を、長軸の長さを $2.9\sigma_{tmax}$ 、短軸の長さを $2\sigma_{tmax}$ とした楕円曲線で定式化した。

第3章 鋼繊維補強 PCa 柱梁接合部の構造性能

3.1 はじめに

本章では、PCa工法の特長を活かし、パネルゾーンのみにSFRCC(鋼繊維補強セメント複合材料)を用いた PCa 柱梁接合部の構造実験を行い、鋼繊維補強 PCa 柱梁接合部の構造性能を把握する。さらに、接合部の写真を撮影し、画像解析を行うことで、接合部せん断ひび割れについて検討を行う。

3.2 実験概要

3.2.1 試験体

試験体の諸元を表 3.2.1 に,試験体配筋を図 3.2.1 に示す。試験体数は2体で,実部材の約 1/2 スケールの十字柱梁接合部試験体である。試験体寸法は,両試験体とも梁断面 380×420mm,柱断 面 500×500mm であり,梁スパン長さ 2700mm,柱スパン長さ 1560mm とし,SFRCC の目標圧縮 強度を Fc48 とした。また,変動因子は,接合部に混入させる鋼繊維の混入量とし,試験体 S10 は 鋼繊維を体積混入率 1.0%混入した試験体,試験体 S20 は鋼繊維を体積混入率 2.0%混入した試験 体である。

本研究では、接合部せん断強度の評価を行うため、接合部せん断破壊が先行する試験体を設計 し、梁および柱の主筋には USD685、横補強筋には SD785 の高強度鉄筋を用いて、接合部せん断 余裕度を 0.6 程度とした。また、SFRCC 内の繊維のみによる接合部せん断強度への影響を把握す るため、接合部に横補強筋は配筋していない。なお、試験体の作製を簡略化するために、梁主筋 および柱主筋機械式継手や接合部の主筋貫通孔などは用いていない。

試験	F_{c}	パネル	シゾーン		梁			柱	
体名	(MPa)	$V_f(\%)$	横補強筋	断面	主筋	横補強筋	断面	主筋	横補強筋
S10	19	1.0		380mm	18-D22	6-D10@60	500mm	16-D22	4-D10@60
S20	40	2.0		×420mm	(USD685)	(SD785)	×500mm	(USD685)	(SD785)

表 3.2.1 試験体諸元





3.2.2 使用材料

(1) SFRCFC

SFRCC の調合計画を表 3.2.2 に示す。使用した鋼繊維の諸元は前章の表 2.2.1 と同じである。 また, SFRCC の調合計画は,繊維体積混入率を除いて,表 2.2.1 と同様である。

また, SFRCC のフレッシュ性状および材料試験により得られた圧縮試験結果を表 3.2.3 に示す。 圧縮試験には 100 φ × 200mm シリンダー供試体を用いた。

	庙田	目標	水	繊維			単位	量 (Kg/m ³)		
試験体名	使用	強度	セメント比	混入率	-	セメ	如母社	フライ	公司分出文化	油和刘
	回刀	(MPa)	(%)	(%)	炋	ント	和 有 忆	アッシュ	亚凹剂以术王	他们们
S10	パネル	10	56.0	1.0	280	670	101	201	78.5	<u> </u>
S20	ゾーン	48	50.0	2.0	380	0/8	404	291	156	20.3

表 3.2.2 調合計画

_						
⇒₩₩	估田签正	繊維体積混入率	空気量	圧縮強度	弾性係数	
	时候 14-11	使用固用	(%)	(%)	(MPa)	(GPa)
	S10	パラルゾーン	1.0	1.4	56.8	18.7
	S20	NT/10/-2	2.0	1.8	59.5	19.6

表 3.2.3 フレッシュおよび圧縮性状

(2) コンクリート

柱および梁に使用したコンクリートの調合計画を表 3.2.4 に示す。また, コンクリートの材料試験結果を表 3.2.5 に示す。

試験	使田袋正	設計基準	水セメント比	粗骨材の 是士士法	細骨		単位	量(kg/ı	m ³)	
体名	使用固则	班皮 (MPa)	(%)	取八寸伝 (mm)	(%)	水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
S10 S20	柱,梁	60	36.0	13	42.7	190	528	541	957	5.28

表 3.2.4 調合計画

表 3.2.5 材料試験結果

試驗休夕	使田竺正	圧縮強度	割裂強度	弹性係数
武映14-石	使用固別	(MPa)	(MPa)	(GPa)
S10	壮 河	89.4	5.57	38.4
S20	任,朱	88.6	4.42	39.0

(3) 鉄筋

鉄筋の引張試験結果を表 3.2.6 に示す。鉄筋は、梁・柱の主筋には USD685 の D22、横補強筋には、SD785 の D10 を用いた。降伏強度、引張強度、弾性係数の算出には、鉄筋の公称断面積(D22 は 387.1mm², D10 は 71.3mm²)を用いた。また、降伏歪はそれぞれ降伏強度を弾性係数で除して求めた。

鋼種	呼び名	使用箇所	降伏強度	引張強度	弹性係数	降伏歪
			(MPa)	(MPa)	(GPa)	(%)
USD685	D22	主筋	712	898	189	0.376
SD785	D10	横補強筋	833	1047	209	0.420

表 3.2.6 鉄筋引張試験結果

3.3 実験方法

3.3.1 加力方法

加力装置を図 3.3.1 に示す。試験体の加力は、反曲点位置を油圧ジャッキで支持し、梁の反曲点 位置に取り付けたアクチュエーターで層間変形を制御して加力を行った。加力サイクルは層間変 形で *R*=±1/400, ±1/200, ±1/100, ±1/67, ±1/50, ±1/33, ±1/25, ±1/20rad を各 2 回ずつ行う 正負交番漸増繰り返し載荷である。



図 3.3.1 加力装置

3.3.2 計測方法

計測項目は、梁入力せん断力,層間変形,柱および梁の各部材変形,各部材の局部変形,主筋の歪である。試験体の層間変形および柱・梁部材の変位測定用の変位計位置を図 3.3.2 および図 3.3.3 に示す。各部材の局部変形測定用の変位計位置を図 3.3.4 に示す。鉄筋の歪の計測に用いた 歪ゲージの貼付位置を図 3.3.5 に示す。柱および梁端部の主筋に貼付した歪ゲージは表裏に1枚ずつ,計2枚貼付し,平均値をその測定点における歪値とした。その他の箇所には1枚の歪ゲージを貼付した。

また,接合部せん断ひび割れの評価を行うため,図 3.3.6 に示すように 2 台の定点カメラを用いて,接合部中央から左上と右下の 2 か所について写真撮影を行った。撮影箇所を図 3.3.7 に示す。撮影範囲は,1pixel が 0.02mm に相当する 120×80mm とし,ひび割れ性状の把握を行うためにあらかじめ 10×10mm のメッシュを描いた。撮影間隔は,荷重および変位の計測間隔を考慮して 10 秒毎とした。







図 3.3.3 各部材変形用変位計







図 3.3.5 歪ゲージ貼付位置



図 3.3.6 接合部の写真撮影方法





3.4 実験結果

3.4.1 梁せん断力—層間変形角関係および破壊状況

各試験体の梁せん断力一層間変形角(以下*Q-R*)関係および層間変形角*R*=1/33rad,*R*=1/20時の破壊性状を図3.4.1 に示す。図中には日本建築学会の靱性保証型指針式⁹⁾による接合部せん断強度時の梁せん断力の計算値も併せて示す。試験体S10,S20ともに接合部せん断ひび割れ,梁せん断ひび割れと順次ひび割れが発生した。その後,接合部せん断ひび割れが拡大し,層間変形角*R*=1/33rad時に最大耐力に達した。最大荷重に関して,試験体S10が577kN,試験体S20が644kNであり,繊維混入量が増加したことにより,耐力が向上したことが確認された。破壊性状について,小さい層間変形時のひび割れ発生状況は,両試験体ともに接合部せん断ひび割れが目視では確認されず,最大耐力に達する直前にひび割れ幅の拡大が見られた。また,試験体S20は試験体S10よりも,目視により確認されるひび割れ本数が少なくなった。



図 3.4.1 Q-R関係および破壊性状(左:試験体 S10,右:試験体 S20)

3.4.2 各部材の変形割合

各試験体の全体変形に対する接合部,柱および梁の各部材の変形割合を図 3.4.2 に示す。柱,梁 の変形量は,部材変形用の変位計より計測された値を用いた。なお,柱の変形量は梁換算値であ る。接合部の変形量は,接合部の曲げ変形,軸方向変形,せん断変形を考慮し,局部変形用変位 計より計測された値を用いて接合部のせん断変形角を求め,梁スパン長さの半分の長さを乗じる ことで梁換算値とした。

試験体 S10, S20 ともに,層間変形角 *R*=1/67rad まで,接合部の変形割合が小さくなり,梁の変 形割合が支配的であった。鋼繊維とマトリクスが一体的に作用し,接合部全体で抵抗していたた め,接合部のひび割れ進展が抑制され,接合部の変形割合が小さくなったと考えられる。その後, 変形の増加に伴い,接合部の変形割合は上昇し,最大耐力に達する層間変形角 *R*=1/33rad 時には 両試験体ともに,およそ 40%となった。また,両試験体とも同様の傾向を示しており,繊維混入 量による違いは確認されなかった。



図 3.4.2 各部材変形割合

3.4.3 部材耐力

各試験体の実験値および計算値の一覧を表 3.4.1 に示す。部材耐力の計算値の算出において,梁の曲げ耐力は略算式¹⁴⁾を,柱の曲げ耐力は,多段配筋を考慮した略算式¹⁵⁾を,梁と柱のせん断耐力は荒川 mean 式および修正荒川 mean 式¹⁶⁾を,柱梁接合部のせん断耐力,設計用付着応力度および付着強度は靱性保証型指針式⁹⁾を用いた。なお,耐力についてはすべて梁せん断力に換算した値である。計算値の算出には材料試験の結果を使用した。

最大荷重については,試験体 S10 が 577kN,試験体 S20 が 644kN となり,両試験体共に, 靱性 保証型指針の接合部せん断強度式による計算値を大きく上回った。また,繊維混入量の違いで 67kN の差が生じた。

	試験体名		S10	S20	
実験値	最大耐力	Q_{ex} (kN)	577	644	
計算値	接合部せん断強度 (靱性保証型指針式)	jQsu (kN)	456	469	
	梁曲げ耐力 (略算式)	_b Q _{mu} (kN)	701	701	
	梁せん断耐力 (荒川 mean 式)	<i>bQsu</i> 1 (kN)	723	720	
	柱曲げ耐力 (略算式)	cQmu (kN)	1024	1024	
	柱せん断耐力 (修正荒川 mean 式)	$_{c}Q_{su1}$ (kN)	928	923	
柱	/梁曲げ耐力比	cQmu/bQmu	1.44	1.44	
梁	せん断余裕度	bQsu1/bQmu	1.03	1.03	
柱せん断余裕度		cQsu1/cQmu	0.920	0.916	
パネ	パネルせん断余裕度 jQ_{sul}/bQ_{mu}		0.650	0.669	
実	験値/計算値	Qex/jQsu	1.27	1.37	

表 3.4.1 実験値および計算値一覧

3.4.4 包絡線

試験体 S10 および試験体 S20 の *Q*−*R* 関係の包絡線を図 3.4.3 に示す。なお,包絡線の縦軸は 各試験体の正負それぞれの最大荷重で基準化した値である。

両試験体の包絡線を比較すると、最大耐力に達する層間変形角 *R*=1/33rad 以降において、試験体 S20 は試験体 S10 よりも、荷重の低下が小さいことがわかる。鋼繊維混入量を増やすことで、 接合部の損傷が抑制され、最大耐力以降の耐力低下挙動に影響を与えることが確認された。



図 3.4.3 Q-R関係の包絡線

3.5 接合部ひび割れの検討

3.5.1 ひび割れ性状の検討方法

図3.3.6 に示す撮影方法により得られたデジタル画像に基づきひび割れを定量化し検討を行う。 実際に撮影したデジタル画像を図3.5.1,撮影画像によるひび割れ計測方法を図3.5.2 に示す。接 合部に生じたひび割れ面には、引張応力とせん断応力が同時に作用する二軸応力状態であると考 えられる。ここでは、引張応力が作用したことによるひび割れ面に対して垂直方向の変位をひら き、せん断応力が作用したことによるひび割れ面に対して垂直方向の変位をひら き、せん断応力が作用したことによるひび割れ幅とし、主応力方向と水平方向のな す角(反時計回りを正)を主歪角度とした。なお、せん断ずれ、は図中の向きを正とした。

図3.5.1の画像より、ひび割れとメッシュの交点毎にひらき、せん断ずれ、ひび割れ幅をそれぞ れ算出した。ひび割れ幅は、まずひび割れとメッシュの交点(図3.5.2中の点 A₁、点 A₁')の座標 を、ピクセル数をカウントすることで求め、その2点の座標を用いて算出した。主歪角度も同様 にメッシュの座標を用いて、モールの歪円(&:水平方向の歪, &: 鉛直方向の歪, &: 主応力方 向の歪)に基づいて算出した。また、ひらきとせん断ずれは、ひらき、せん断ずれ、ひび割れ幅の ベクトル図が、ひび割れ幅を斜辺とする直角三角形の関係にあることを利用し、ひび割れ幅と主 歪角度、ひび割れ角度を用いて算出した。なおひび割れ角度は、ひび割れとメッシュの次の交点 の座標も用いて算出した(図3.5.2中の点 A₁、点 A₂)。



図 3.5.1 接合部の撮影画像(左:左上,右:右下)



図 3.5.2 ひび割れ算出方法

3.5.2 ひび割れ性状

算出に用いた各試験体のひび割れを図 3.5.3 に示す。撮影範囲内に発生した 2 本のひび割れに ついて, ひび割れ性状評価を行う。各試験体における目標層間変形角に達するまでのひび割れ幅, ひらき, せん断ずれおよび主歪角度の推移を算出する。なお, 試験体 S10 のひび割れ A のみ左上 および右下の二つの領域において観測されたため, 各領域の平均値を算出する。



図 3.5.3 ひび割れ性状評価に用いたひび割れ

(1) ひび割れ幅

ひび割れ幅と層間変形角の関係を図 3.5.4 に示す。試験体 S10 のひび割れ A および試験体 S20 のひび割れ A, B は,層間変形角 R=1/67rad 時のサイクルでひび割れが発生し,変形が進むに伴い,ひび割れ幅が拡大した。層間変形が小さい時は,ひび割れ幅は小さかったが,最大耐力に達した層間変形角 R=1/33rad 時のサイクルにおいて,ひび割れ幅は急激に拡大し,3~5mm 程度となった。その後,層間変形の増大とともにひび割れ幅がさらに拡大し,サイクル数が増加するごとに残留ひび割れの拡大も確認された。一方,試験体 S10 のひび割れ B は,層間変形角 R=1/100rad 時にひび割れが発生し,層間変形が小さいときは,ひび割れ A よりもひび割れ幅が大きくなった。しかし,その後,ひび割れ A のひび割れ幅の拡大に伴い,ひび割れ B のひび割れ幅の変化はあまり見られなくなった。なお,両試験体のひび割れ間隔の平均は,52mm 程度であった。



(2) ひらき

ひらきと層間変形角の関係を図 3.5.5 に示す。両試験体の 2 本のひび割れのひらきは、それぞれひび割れ幅と同様に、層間変形が進むにつれて拡大し、サイクル数が増えるごとに残留ひらきも拡大した。層間変形角 *R*=1/33rad 時のサイクルにおけるひらきは、試験体 S10 では最大 3mm 程度となり、試験体 S20 では最大 5mm 程度になった。



(3) せん断ずれ

せん断ずれと層間変形角の関係を図 3.5.6 に示す。両試験体の2本のひび割れのせん断ずれは, 最大耐力に達する層間変形角 *R*=1/33rad 時まで拡大はあまりみられず,小さかった。その後,せん 断ずれは層間変形に伴って拡大したが,ひらきと比較するとその増分割合は小さくなった。層間 変形が大きい場合でも,鋼繊維はひび割れ面に対してせん断方向に抵抗していたと考えられる。



(4) 主歪角度

主歪角度と層間変形角の関係を図 3.5.7 に示す。両試験体の 2 本のひび割れの主歪角度は,各サイクルの層間変形角の漸増に伴い増大したが,サイクル数が進むにつれてピーク時の角度が小さくなり,最大耐力に達する層間変形角 *R*=1/33rad 時には,主歪角度は 20~50 度程度になった。



3.6 まとめ

本章では、パネルゾーンのみに SFRCC を用い、接合部せん断破壊先行型の試験体を作製して構造実験を行った。実験結果より、鋼繊維混入量の増加に伴い、最大耐力が上昇し、最大耐力以降の耐力低下が抑制されることが確認された。また、ひび割れ性状の検討より、ひび割れ幅は最大耐力時に、3~5mm 程度になることが確認された。せん断ずれは、ひらきと比較して小さくなる傾向が確認され、層間変形が増大しても鋼繊維はひび割れ面に対してせん断方向に抵抗していたと考えられる。

第4章 鋼繊維補強 PCa 接合部のせん断強度評価

4.1 はじめに

本章では,修正圧縮場理論¹¹⁾(以下,MCFT)および日本建築学会の靱生保証型耐震設計指針⁹⁾に基づく評価式を用いて,接合部せん断強度の評価を行う。繊維配向性を考慮した鋼繊維架橋 則と第2章でモデル化した破壊曲面を,MCFTおよび靱性保証型指針の接合部せん断強度に適用 させ,SFRCC接合部のせん断強度を算出する。さらに実験結果と計算結果を比較することで,評 価方法の妥当性を検討する。

4.2 接合部内の繊維配向性を考慮した繊維架橋則と破壊曲面

接合部せん断強度を評価するために、既往の研究で提案された鋼繊維架橋則¹⁷⁾を用いる。鋼繊 維架橋則は、一軸引張試験結果との比較で引張強度および引張応力-ひび割れ幅関係に対する有 効性が確認されている。さらに、接合部内の繊維配向性を考慮するために、既往の研究で行われ た柱梁接合部のパネルゾーンを対象とした DFRCC の可視化実験の結果¹²⁾を用いる。可視化実験 では、図 4.2.1 に示す透明なアクリル板により作製された型枠が用いられ、モルタルを透明な粘性 流体である水ガラスで模擬し、水ガラスにターゲット繊維として黒色のナイロン繊維を混入させ、 打設後の繊維の配向状況(図 4.2.2)を撮影した画像により繊維配向性の分析が行われた。画像解 析の結果,接合部せん断ひび割れが対角方向に発生すると仮定すると、打設面については配向強 度 k_{xy} =1.4、主配向角 θ_{xxy} =-8° となり、側面については配向強度 k_{yz} =2.2、主配向角 θ_{xy} =-87° であっ た。各平面の配向強度および主配向角を k_{xy} =1.4、 k_{yz} =2.2、 θ_{xy} =45° 、 θ_{xy} =90° として、繊維配向性 を考慮して計算された鋼繊維架橋則(一軸引張応力-ひび割れ幅関係)を図 4.2.3 に示す。繊維体 積混入率1%の一軸引張強度 $s_{10}\sigma_{imax}$ は2.8MPa,繊維体積混入率2%の一軸引張強度 $s_{20}\sigma_{imax}$ は5.6MPa である。

さらに,接合部内のひび割れ面では引張応力とせん断応力が作用する二軸応力状態と考えられるため,第2章で定式化した二軸応力下におけるSFRCCの破壊曲面と一軸引張強度を用いて,接合部内のひび割れ面における破壊曲面を算出する。繊維体積混入率1%および2%のひび割れ面での破壊曲面を図4.2.4に示す。繊維体積混入率1%の最大せん断応力*S10 Tmax*は4.1MPa,繊維体積混入率2%の最大せん断応力*S20 Tmax*は8.1MPaである。



図 4.2.1 対象試験体¹²⁾



4.3 MCFT による評価方法

Modified Compression-Field Theory¹¹ (以下, MCFT) は、Colins らによって提案された RC 部材 のせん断性状解析手法の一つであり、図 4.3.1 に示すように各軸およびひび割れ面を設定するこ とで、一様なひび割れを持つ要素として捉え、要素内に作用するひずみと応力を平均的に計算す ることで部材のせん断性状を評価する方法である。各要素に対して、補強材およびコンクリート の応力を仮定し、鉄筋とコンクリートの応力--ひずみ関係、モールの応力円、モールのひずみ円 を用いて、力のつりあい関係と歪の平衡方程式を繰り返し計算し解くことで、せん断応力とせん 断歪の関係を得ることができる。

MCFT を用いて SFRCC のせん断性状を評価するためには, MCFT におけるコンクリートの引張 モデルに,繊維の架橋効果を考慮することが必要である。本解析では, MCFT の引張モデルに 4.2 節で構築した繊維架橋則および二軸応力状態の架橋効果を導入する。

設定した SFRCC 引張モデルを図 4.3.2 に示す。SFRCC は二軸応力下において主応力が上昇す ることから,引張応力とせん断応力が作用するひび割れ面での SFRCC 引張モデルの最大応力は, 破壊曲面の最大主応力に相当すると仮定し,ひび割れ後の引張モデルに二軸応力状態の架橋効果 を組み込む。ひび割れ発生前の SFRCC 引張モデルは,MCFT の引張モデルに準じ,SFRCC のヤ ング率に基づく弾性挙動とする。ひび割れ発生後,繊維架橋則および破壊曲面から求めた二軸応 力下における最大主応力まで応力が上昇し,その後の繊維の抜出し挙動による応力下降域を最大 主応力の 1/2 の点を通る折れ線で表現し,すべての繊維が抜け出す歪*εu* で応力が 0 とする。なお, 第 3 章の柱梁接合部実験の結果を参考に,接合部に生じたせん断ひび割れの平均ひび割れ間隔を 52mm と仮定し,架橋則におけるひび割れ幅を引張歪に換算する。

また,解析に用いた圧縮モデルを式(4.1)に示す。圧縮モデルは,引張力によってひび割れの 生じたコンクリートの圧縮強度の低下を表現しており,最大圧縮応力を引張主歪により低下させ たモデルである。本解析では,粗骨材のないモルタル系材料を対象としているため,既往の研究 で提案された圧縮モデル¹⁸⁾を用いる。



図 4.3.1 鉄筋コンクリート要素





$$f_{c2} = f_{c2max} \cdot \left[2 \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c} \right) - \left(\frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_c} \right)^2 \right]$$

$$f_{c2max} = \frac{-f_c}{0.95 \cdot \varepsilon_1 / \varepsilon_c}$$
(4.1)

: 主圧縮応力

fc : 圧縮強度

 f_{c2}

- fc2max : ひび割れたモルタルの圧縮強度
- *ε*₁ : 引張主歪
- *ε*₂ : 圧縮主歪
- *Ec* : 圧縮強度時の歪

4.4 累加強度に基づく評価方法

第3章の柱梁接合部実験では、実験結果が AIJ 靱性保証型指針式(以下、指針式)を用いた計算値を大きく上回った。指針式では、接合部せん断強度時の応力伝達はコンクリートの圧縮スト ラットが支配的になるとして、最大耐力時の平均せん断応力度がコンクリート圧縮強度のみで表 現される接合部せん断終局強度として式(4.2)⁹が用いられている。

そこで、本研究では、パネルゾーンにおける SFRCC の圧縮ストラットが有効な圧縮強度に達し たときのせん断強度とひび割れ面での鋼繊維が最大主応力に達したときのせん断強度が累加でき ると仮定して、式(4.3)に示す SFRCC の接合部せん断強度評価式を提案する。式(4.3)は、指 針式(4.2)に式(4.4)で表させる鋼繊維負担せん断強度を累加した評価式である。

式(4.4)は、4.2節でモデル化したひび割れ面の二軸応力下における破壊曲面および繊維架橋則の一軸引張強度を用いて、繊維が負担するせん断力強度を算出する評価式である。繊維負担せん断強度を算出する際に用いた SFRCC のひび割れ面での主応力方向および対角圧縮ストラットを図4.4.1 に示す。第3章の実験結果からせん断強度時にはひび割れ幅が拡大し、引張応力がほとんど作用していないことが確認されたため、最大耐力時の SFRCC の最大主応力は、ひび割れ面での破壊曲面における最大せん断応力とする。また、ひび割れは、梁の軸方向に対する角度が45°とする対角圧縮ストラットに沿って梁主筋間距離に囲まれた領域に発生すると想定し、ひび割れ長さを算出した。最大主応力に作用する断面積(ひび割れ長さと接合部有効幅の積)を乗じることで繊維の引張力を導出し、その水平分力を繊維が負担するせん断強度 V_{if}とした。

$$V_{jc} = \boldsymbol{\kappa} \cdot \boldsymbol{\phi} \cdot F_j \cdot \boldsymbol{b}_j \cdot \boldsymbol{D}_j \tag{4.2}$$

ここで,	K	: 接合部の形状による係数
	$\kappa = 1.0$	十字型
	$\kappa = 0.7$	卜字型
	ϕ	: 直交梁の有無による補正係数
	$\phi = 1.0$	両側直交梁付き接合部の場合
	$\phi = 0.85$; 上記以外の場合
	F_j	: 接合部のせん断強度の基準値
	$F_{j} = 0.8$	$\times \sigma_B^{0.7}$ (N/mm ²)
	$\sigma_{\!B}$:コンクリートの圧縮強度
	D_j	: 柱せい
	$b_j = b_b +$	$-b_{a1}+b_{a2}$
	b_i	:梁幅

- $b_{ai}: \min\{b_i/2, D_j/4\}$ b_i :梁両側面からこれに平行する柱側面までの長さ
- *bj* : 接合部の有効幅

$$V_{ju} = V_{jc} + V_{jf}$$
 (4.3)

ここで、 V_{ju} :繊維補強セメント材料の接合部せん断強度
 V_{jc} :靱性保証型指針式による接合部せん断強度
 V_{if} :繊維負担せん断力

$$V_{jf} = \sigma_1 \cdot b_j \cdot l_{cr} \cdot \cos\theta$$
 (4.4)
 σ_1 : 長軸の長さを 2.9 σ_{imax} , 短軸の長さを 2 σ_{imax} とした
楕円の破壊曲面から算出した最大主応力 (= τ_{max})
 τ_{max} : 破壊曲面における最大せん断応力 (=1.45 σ_{imax})
 σ_{imax} : 繊維架橋則における一軸引張強度
($s_{10}\sigma_{imax} = 2.8$ MPa, $s_{20}\sigma_{imax} = 5.6$ MPa)
 b_j : 接合部の有効幅
 l_{cr} : ひび割れ長さ (= $_{ijt}/\sin\theta$)
 g_i : 梁の主筋間距離
 θ : 圧縮ストラットの角度 (=45°)



図 4.4.1 ひび割れ面における主応力方向と接合部内の対角圧縮ストラット

4.5 実験結果と計算結果の比較

実験値および算出したせん断強度を梁入力せん断力に換算した値を表 4.5.1 に示す。計算値の 算出には材料試験の結果を使用した。

実験値と計算値を比較すると、MCFT および靱性保証型指針に基づく評価方法を用いて算出した接合部せん断強度は実験結果を概ね評価することができた。さらに、靱性保証型指針に基づく評価では、両試験体を安全側に評価し、適合性もよい。これより、提案した評価方法の有用性が確認され、SFRCCの繊維架橋則および二軸応力下における破壊曲面を用いることで、繊維補強PCa 柱梁接合部のせん断強度を評価できることが示唆された。

	実験値	MCFT	SFRCC 累加強度式		
試験体名	V_{jexp}	V_{jul}	V_{ju2}	V _{jexp} / V _{ju1}	V _{jexp} / V _{ju2}
	(kN)	(kN)	(kN)		
S10	577	528	542	1.09	1.06
S20	644	652	642	0.99	1.00

表 4.5.1 実験値および計算値一覧

4.6 まとめ

本章では、MCFT および靱性保証型指針の評価式に、配向性を考慮した繊維架橋則と二軸応力 下における SFRCC の破壊曲面を用いて繊維架橋効果を導入し、鋼繊維補強 PCa 柱梁接合部の接 合部せん断強度評価を行った。実験結果と計算結果の比較を行ったところ、MCFT および靱性保 証型指針に基づく評価式より算出した接合部せん断強度は、実験結果と概ね一致し、提案した評 価方法の妥当性が確認された。SFRCC の繊維架橋則および二軸応力下における破壊曲面を用いる ことで、繊維補強 PCa 柱梁接合部のせん断強度を評価できることが示唆された。

第5章 結論

本研究では、引張力を保持したまま一面せん断加力を行う部材実験およびパネルゾーンに SFRCCを使用した接合部せん断破壊先行型の柱梁接合部試験体の構造実験を行い、二軸応力下に おける鋼繊維のせん断伝達機構および接合部ひび割れ性状を把握した。その結果を基に、配向性 を考慮した繊維架橋則と二軸応力下における SFRCC の破壊曲面を、MCFT および靱性保証型指針 式の接合部せん断強度に適用させ、SFRCC 接合部のせん断強度を算出した。以下に得られた知見 を示す。

- 不連続面に鋼繊維のみが貫通している試験体を用いて、ひび割れ面の応力状態を模擬した一 面せん断試験を行い、二軸応力下において、主応力の方向が大きくなるにつれ、主応力が増加 することを確認した。
- 2) 一面せん断試験の実験結果を楕円曲線で回帰した結果、二軸応力下における SFRCC の破壊 曲面は、円ではなく楕円で表現できることが示唆された。また、楕円曲線の回帰計算により最 大せん断応力は、一軸引張強度 otmax の 1.45 倍になることが確認された。
- 3) せん断応力および引張応力が作用する二軸応力下における SFRCC の破壊曲面を,長軸の長 さを 2.9 σ_{tmax},短軸の長さを 2 σ_{tmax} とした楕円曲線で定式化した。
- 4) 接合部に混入させる鋼繊維の混入量を変動因子とした鋼繊維補強 PCa 柱梁接合部の構造実験 では、鋼繊維混入量の増加に伴い、最大耐力が上昇し、最大耐力以降の耐力低下が抑制される ことを確認した。
- 5) パネルゾーンの写真撮影した画像を用いてひび割れ性状の検討を行い,ひび割れ幅は最大耐 力時に,3~5mm 程度になることを確認した。また,せん断ずれは,ひらきと比較して小さく なる傾向が確認され,鋼繊維は最大耐力時の層間変形角ではひび割れ面に対してせん断方向 に抵抗していた。
- 6) 繊維配向性を考慮した鋼繊維架橋則と二軸応力下における SFRCC の破壊曲面を用いて, MCFT および靱性保証型指針式の接合部せん断強度に適用させ,SFRCC 接合部のせん断強 度を算出する評価方法を提案した。実験結果と計算結果の比較を行ったところ,提案した評価 方法による計算結果は実験結果と概ね一致し,提案した評価方法の妥当性が確認された。
- 7) 実験結果と計算結果が概ね一致したため,SFRCCの繊維架橋則および二軸応力下における破 壊曲面を用いることで、繊維補強 PCa 柱梁接合部のせん断強度を評価できることが示唆され た。

謝辞

本論文は筆者が筑波大学大学院博士課程システム情報工学研究科構造エネルギー工学専攻の大 学院生として,在学中の2年間に行った研究の成果をまとめたものです。

本論文を作成するにあたり,多くの方々のご指導,ご協力を頂きました。指導教員であり ます筑波大学准教授 八十島 章先生には,実験準備から論文推敲に至るまで,終始懇切丁 寧にご指導,ご鞭撻頂きました。ここに心より深く感謝の意を表します。副指導教員でありま す筑波大学教授 金久保 利之先生には研究計画から論文の推敲にいたるまで,研究を進めるう えで多大なご指導を頂きました。同じく副指導教員であります筑波大学教授 境 有紀先生には, 研究に対する有益な助言を頂きました。ここに深く感謝申し上げます。また,筑波大学技官 小 島 篤志氏には,実験を遂行するにあたり試験体の作製や設置,補助等,多くのご協力を頂 きましたことを深く感謝致します。

本研究を進めるうえで金久保研究室および八十島研究室の仲間および卒業生に数々のご協 力を頂きました。特に、多くの時間を共有した仲間である研究室の同期の藻川 哲平氏、渡 邉 啓介氏には、多くの助言、助力を頂きました。様々な助言およびご協力いただいた先輩 方・同期の友人・後輩方に深く感謝致します。また、今後のご活躍を期待しております。

最後に,私事で誠に恐縮ではありますが,大学院生活ならびに研究活動を行う上で常に温 かく見守り,支えていただいた家族に改めて感謝の意を示すとともに,今後の成長を見守っ て頂きたく存じます。

> 2017年1月吉日 山田 大

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学会:繊維補強セメント系複合材料の新しい利用方法に関するシンポジ ウム,2012.9
- 梅本 宗宏, 芦田 哲, 進士 裕道, 濱田 聡: Fc200N/mm²の超高強度コンクリートを用いた RC 造集合住宅の設計・施工-西富久地区第一市街地再開発事業-,コンクリート工学, vol.53, No.6, pp,558-563, 2015.6
- 3) 月崎 良一, 宮口 大, 万 子銘, 浅野 浩平, 金久保 利之: HPFRCC における繊維の配 向性に関する研究(その 1:引張および曲げ試験結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 材料施工, pp.179-180, 2014.9
- 4) 閑田 徹志:高性能繊維補強セメント材料の設計技術の現状,コンクリート工学,vol.38, No.6, pp,9-16, 2000.6
- 5) 清田 雅量,三橋 博三,閑田 徹志,川又 篤:セメント系複合材料における繊維の付着 特性に関する基礎的研究,コンクリート工学年次論文集,vol.23, No.2, pp.187-192, 2001
- 6) Li, V. C. et al.: Effect of Inclining Angle, Bundling, and Surface Treatment on Synthetic Fiber Pull-out from a Cement Matrix, Composites, Vol.21, No.2, pp.132-140, 1990
- 7) 浅野 浩平,金久保 利之: HPFRCC における繊維の配向性が引張性状に及ぼす影響 繊維 配向角分布の評価と曲げ性状における寸法効果,日本建築学会構造系論文集, Vol.78, No.692, pp.1673-1678, 2013.10
- 8) 浅野 浩平,金久保 利之:高性能繊維補強セメント複合材料における繊維配向性を考慮した架橋則に関する研究,日本建築学会大会学術講演梗概集,材料施工,pp.185-186,2014.9
- 9) 日本建築学会:鉄筋コンクリート造建物の靭性保証型耐震設計指針・同解説,1999
- 10) 清水 克将,金久保 利之,閑田徹志,永井覚: PVA-ECC のひび割れ面でのせん断伝達機構 と部材のせん断耐力評価,日本建築学会構造系論文集,第 619 号, pp.133-139, 2007.9
- Frank J. Vecchio, Michael P. Collins : The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear, ACI Journal Vol.83, No.2, pp219-231, 1986.1
- 12) 佐野 直哉, 安藤 麻衣, 山田 大, 八十島 章, 金久保 利之: 繊維架橋則に基づく DFRCC 柱梁接合部のせん断強度に関する研究(その2: 繊維配向性を考慮した MCFT によるせん断 強度評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.413-414, 2016.8
- 13) 石川 裕次, 西之園 一樹, 飯田 正憲, 平林 聖尊: 鋼繊維補強コンクリートを用いた省 人化型接合部工法の実用化, コンクリート工学, vol.54, No.7, pp,694-701, 2016.7
- 14) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説,2010
- 15) 日本建築学会:建築耐震設計における保有水平耐力と変形能,1990
- 16) 荒川 卓:鉄筋コンクリートはりのせん断抵抗に関する研究,日本建築学会論文報告集第66
 号,pp.437-440,1960.10

- 17) 橋本 裕子,山田 大,八十島 章,金久保 利之:スチールワイヤの抜出し挙動と架橋則 の構築,コンクリート工学年次論文集,vol.38, No.1, pp.249-254, 2016.7
- 18) 伊藤 正通,加藤 佑介,金久保 利之:コンクリートの強度および種類が RC パネルのせん断性状に及ぼす影響,コンクリート工学年次論文集,vol.22, No.3, pp.157-162, 2000.7