

高性能繊維補強モルタルを適用した鉄筋
コンクリート部材の引張特性に関する研究

A Study on Tensile Properties of Reinforced Members
using High Performance Fiber Reinforced Mortar

2019年 2月

塩 永 亮 介
Ryosuke SHIONAGA

高性能繊維補強モルタルを適用した鉄筋
コンクリート部材の引張特性に関する研究

A Study on Tensile Properties of Reinforced Members
using High Performance Fiber Reinforced Mortar

2019年2月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科

塩 永 亮 介
Ryosuke SHIONAGA

論文目次

第1章 序論

1.1 研究の背景	1
1.2 研究の目的	4
1.3 本論文の構成	5
1.4 用語の定義	7
【第1章：参考文献】	8

第2章 高性能繊維補強モルタルの配合開発と力学性能

2.1 概説	9
2.2 開発コンセプトと目標性能	11
2.3 HPFRMの配合と製造	14
2.3.1 基本配合 (Mixture A)	14
2.3.2 改良配合 (Mixture B)	16
2.3.3 HPFRMの混練・打込み・養生	17
2.4 HPFRMの力学的性質	18
2.4.1 圧縮強度・割裂引張強度	18
2.4.2 曲げ強度・破壊エネルギー	19
2.5 HPFRMの自己収縮ひずみとその抑制対策	22
2.5.1 自己収縮ひずみの影響と対策	22
2.5.2 初期ひずみの計測試験	23
2.5.3 膨張材の影響	24
2.5.4 鋼繊維が初期ひずみ挙動に与える影響	27
2.6 まとめ	29
【第2章：参考文献】	30

第3章 高性能繊維補強モルタルの引張軟化特性

3.1 概説	31
3.2 既往の研究	33
3.3 直接引張試験 (鋼繊維混入率の影響)	36
3.3.1 試験目的	36
3.3.2 試験概要	36
3.3.3 試験結果と評価	37
3.4 直接引張試験 (鋼繊維の配向性の影響)	39
3.4.1 試験目的	39
3.4.2 試験概要	39
3.4.3 試験結果と評価	41
3.5 引張軟化曲線のモデル化	42

3.5.1	引張軟化曲線の基本式	42
3.5.2	HPFRMの引張軟化曲線モデル	43
3.6	初期ひずみが引張軟化曲線に与える影響	45
3.6.1	目的と概要	45
3.6.2	引張軟化曲線への影響	45
3.7	まとめ	47
	【第3章：参考文献】	48
第4章	鉄筋を有する高性能繊維補強モルタル部材の両引き試験／版曲げ試験	
4.1	概説	49
4.2	既往の研究	52
4.3	両引き試験	55
4.3.1	試験目的	55
4.3.2	試験概要	55
4.3.3	評価方法	58
4.3.4	試験体の荷重－変位関係	59
4.3.5	HPFRMの平均応力－平均ひずみ関係	61
4.3.6	ひび割れ本数と平均ひび割れ幅	64
4.4	版曲げ試験	66
4.4.1	試験目的	66
4.4.2	試験概要	67
4.4.3	曲げモーメント－たわみ関係	68
4.4.4	ひび割れ間隔とひび割れ幅	72
4.5	まとめ	74
	【第4章：参考文献】	75
第5章	高性能繊維補強モルタルのテンションスティフニング	
5.1	概説	77
5.2	RBSMによる両引き試験の検証	79
5.2.1	解析目的	79
5.2.2	解析概要	79
5.2.3	解析モデル	80
5.2.4	HPFRMの材料構成則	81
5.2.5	鉄筋の材料構成則	82
5.2.6	解析結果（鋼繊維混入率の影響）	83
5.2.7	解析結果（鋼繊維の配向性の影響）	86
5.3	テンションスティフニングのモデル化	87
5.3.1	鋼繊維混入率の影響	87
5.3.2	鋼繊維の配向性の影響	89
5.4	テンションスティフニングモデルの検証	91
5.4.1	検証方法と概要	91

5.4.2	両引き試験の非線形 FEM による検証	92
5.4.3	版曲げ試験の非線形 FEM による検証	93
5.5	まとめ	95
	【第 5 章：参考文献】	96
第 6 章	高性能繊維補強モルタルを適用した RC 部材のひび割れ幅算定式	
6.1	概説	97
6.2	既往の研究	99
6.2.1	RC 部材のひび割れ幅算定式	99
6.2.2	SFRC を適用した RC 部材のひび割れ幅算定式	100
6.2.3	UFC を適用した RC 部材のひび割れ幅算定式	101
6.2.4	ひび割れ幅算定式構築への課題	102
6.3	ひび割れ幅算定式の構築	103
6.3.1	ひび割れ間隔の検討	103
6.3.2	鉄筋の平均ひずみ	107
6.3.3	ひび割れ幅算定式の提案と検証	110
6.4	まとめ	112
	【第 6 章：参考文献】	113
第 7 章	結論	
7.1	本研究のまとめ	115
7.2	課題と展望	118
謝 辞		119
付録-1	両引き試験の実験データ詳細（引張荷重－部材変位）	付-1
付録-2	両引き試験の実験データ詳細（試験体のひび割れ図）	付-5
付録-3	版曲げ試験の実験データ詳細（荷重－鉛直変位）	付-12

（巻末）研究業績リスト

第 1 章

序論

1.1 研究の背景

コンクリートやモルタル中に鋼繊維や合成繊維を混入する繊維補強セメント系複合材料 (FRCC) は、ひび割れ後もそのひび割れ面で繊維が引張力を伝達することで、セメント系材料の弱点である引張抵抗力を大きく改善できる材料である。このような短繊維を混入した建設材料の起源は古く、古代エジプトにおいて堅焼き煉瓦に藁を入れて補強していたのもその一種と言われている。

近代に入り、セメント系材料にはじめて使われたのは、19 世紀初頭にオーストリアで発明された石綿スレートであり、その後 1900 年代中期からは鋼製の繊維材の開発とともに、鋼繊維補強コンクリート (SFRC) の研究開発が積極的に行われるようになった。国内では 1970 年代に入ってから SFRC の研究開発が盛んに行われ、それらの成果を踏まえて土木学会より SFRC の設計・施工規準¹⁻¹⁾が発刊されている。しかしながら、当時の許容応力度設計法の中では、終局耐力に対する断面力の照査が主であり、使用状態におけるひび割れ幅の照査やピーク後の靱性能を反映できる設計体系ではなく、繊維混入による引張抵抗力の改善が、設計実務には生かし難いものであった。

2000 年代に入り、設計体系が仕様規定型から性能規定型に移行する中で、構造設計の自由度が増し、高性能な力学特性を持つ材料を適用しやすくなった。そのような中、圧縮強度 150 N/mm^2 を超える高強度モルタルに鋼繊維を高い混入率で使用する超高強度繊維補強コンクリート (UFC) が海外より技術導入され、国内では 2004 年に土木学会より UFC の設計施工指針¹⁻²⁾が発刊された。超高強度の性能を生かした必要断面の縮小や部材の軽量化が期待される一方で、UFC は長期耐久性の確保の観点からひび割れを許さないフルプレストレストコンクリート (PC) 構造への適用に限定していた。その場合、基本的にコンクリート断面内は圧縮場のため、高い混入率で使用した鋼繊維の効果は、ほぼせん断耐力の付加のみでの貢献であり、本来の FRCC のねらいである引張抵抗力の改善にいかされていないといった問題点を抱えていた。

一方、FRCC の鉄筋コンクリート (RC) 構造への適用がなかったわけではない。SFRC を RC 柱に適用して耐震性を向上させる研究が進められ、1999 年に土木学会から鋼繊維補強・鉄筋コンクリート (RSF) 柱部材の設計指針¹⁻³⁾が発刊された。ここでは初めて SFRC の引張軟化特性を構造設計に取り込む考え方が示されたが、その効果は主にせん断耐力への寄与分であり、使用状態におけるひび割れ幅算定では、結局のところ従来の RC 部材と同等の扱いにとどまっている。

ほぼ同じ時期に欧州では、RILEM の SFRC に関する専門技術委員会 (TC 162-TDF) が立ち上がり、そこでは SFRC を RC 部材へ適用した際の各種構造性能の評価や検証試験が行われ、2003 年に設計指針¹⁻⁴⁾が発刊された。本指針では、SFRC の引張軟化曲線の定式化や、RC 梁部材における曲げひび割れ算定式などが提示されたものの、適用できる SFRC の性能範囲は、圧縮強度が普通コンクリート程度、鋼繊維は先端フックやインデント型といった従来型の太径鋼繊維であり、マトリクスが高強度なものや、細径の繊維混入による高靱性な FRCC には適用外であった。

このように SFRC や UFC に関する構造規準の整備がされてきたものの、本来、鋼繊維の混入に期待される引張抵抗力の改善が十分果たされていない現状がある。上記に挙げた 4 種の構造規格と、

現状の課題を表 1.1.1 に整理する。

表 1.1.1 各種 FRCC の設計指針とその課題

指針・規準	鋼繊維補強コンクリート設計・施工指針(案) ¹⁻¹⁾	鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(案) ¹⁻³⁾	Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete ¹⁻⁴⁾	超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案) ¹⁻²⁾
略称	SFRC 指針	RSF 指針	RILEM TC162	UFC 指針
発行機関	土木学会/1983	土木学会/1999	RILEM/2003	土木学会/2004
対象材料	SFRC	SFRC	SFRC	UFC
材料の特徴	圧縮強度 18~50N/mm ² 鋼繊維(フック型,長さ 30~60mm)	圧縮強度 24~50N/mm ² 鋼繊維(フック型,長さ 30mm,混入率 1.0 ~1.5vol.%)	圧縮強度 ≤60 N/mm ² 程度 鋼繊維(フック型,イン デント型,アスペクト比 50~100)	圧縮強度 ≥150 N/mm ² 鋼繊維(ストレート,長さ 15mm/径 0.2mm, 混入率 2.0vol.%)
適用構造	全般	全般	全般	PC 構造
主な適用先	覆工コンクリート,土 間,床版 など	RC 柱・はり(橋脚,建 築など)	各種 RC 構造	PC 桁, PC 柱, PC まく らぎ など
課題の抽出	許容応力度法ベースの ため使用性能(ひび割 れ)照査はない	繊維混入によるせん 断耐力の付加が主で あり. 曲げ・引張は RC と同等としている	ひび割れ幅算定式を 提案しているが,適用 できる SFRC の物性が 限定的である	PC 構造のみの適用で あり, ひび割れ発生後 の挙動は考慮しない

表 1.1.1 より、現状の問題点・課題を総括すると、一つ目は、高強度・高靱性な FRCC 材料として UFC が開発・規準化されたものの、その適用は PC 構造に限られており、汎用的な現場打ちの RC 構造へ適用した場合の構造性能の検討が不十分であること、二つ目は、SFRC を RC 部材に適用した際の構造性能の改善効果については国内外で研究は進んできたものの、適用範囲が既往の SFRC のみと限定的であり、今後、改良・開発が期待される高性能(高強度・高靱性)な FRCC には適用できないこと、である。

このような背景から、本研究では汎用性のある現場施工に対応できる高性能 FRCC の配合開発を目指すとともに、それを RC 部材に適用した場合の構造性能、特に引張力に対する力学特性(テンションスティフニングやひび割れ性状)を把握することを目標とした。ここで、上記に挙げた FRCC の引張特性「テンションスティフニング」と「ひび割れ特性」について、現状と背景と問題点を抽出する。

図 1.1.1 に示すように、軸引張力が作用する RC 部材の引張剛性は、ひび割れ発生までは鉄筋とコンクリートの合成断面の剛性であるが、ひび割れ発生後はすぐ鉄筋単体の剛性とはならず、徐々に鉄筋単体の剛性に漸近していく。これは、鉄筋とコンクリートとの付着作用によって、コンクリートがひび割れ後も引張力を分担できるため、これをテンションスティフニング効果と言う。コンクリートに繊維が混入された場合、ひび割れ面での繊維の架橋効果により、このテンションスティフニングが大きく向上することが期待できる。その場合、図 1.1.1 に示すように、同荷重に対する RC 部材の変形が抑制されるほか、鉄筋の負担荷重も軽減することで、結果として終局耐力の向上

も想定される．このように，RC 部材の引張応力下での構造性能を把握する上で，テンションステイフニングの特性を把握することが重要であるが，コンクリートにかわって FRCC を適用した際のテンションステイフニング挙動に関する研究は少なく，さらに高性能 FRCC を適用した場合の挙動については，現状ほとんど研究されていない．

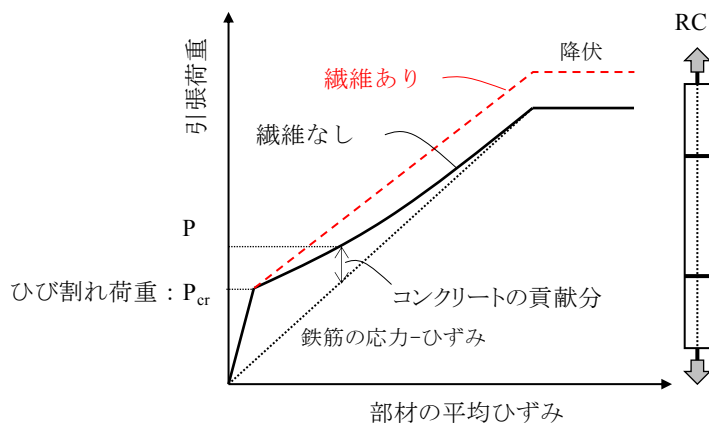


図 1.1.1 RC 部材の引張挙動

また，RC 部材のひび割れ特性について，ひび割れはコンクリート構造物の耐久性に大きな影響を与える因子であり，その抑制対策は重要とされる．ここで RC 部材に FRCC を適用した場合，図 1.1.2 に示すように，ひび割れ位置では鉄筋のみが負担していた引張力を，繊維がいくらか分担できる．さらに，ひび割れのない位置でも，繊維による引張力分担で鉄筋の分担力がいくらか低減される．結果として，RC 部材に発生したひび割れの開口（ひび割れ幅）を大きく低減できると考えられる．このような繊維混入によるひび割れ抑制について，系統だって整理された研究は少なく，さらに高性能 FRCC を適用した場合の効果についてはまったく解明されていない．

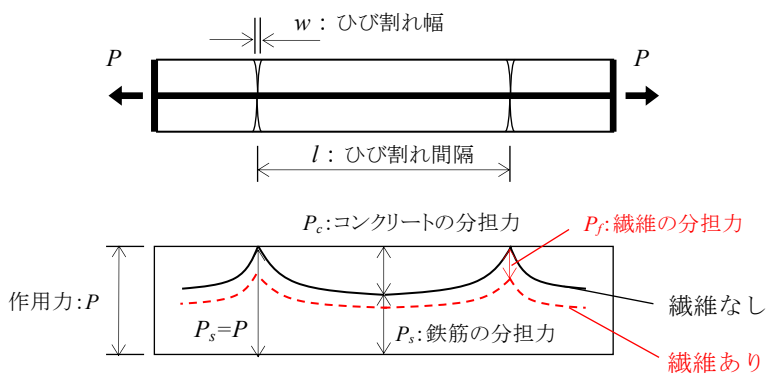


図 1.1.2 ひび割れ間の応力分担の概念図

1.2 研究の目的

本研究では、高性能 FRCC を汎用的な RC 構造に適用した場合の力学的特性を解明することを主題に掲げた。ここで示す力学的特性は、おもに引張応力下における特性であり、具体的には鉄筋を内部に配置した RC 部材における高性能 FRCC の引張特性として、テンションスティフニングとひび割れ性状を明らかにすることを目的とした。

また本研究では、独自の高性能 FRCC 材料を開発することも目的に掲げた。なぜなら UFC は、その優れた強度特性の発現と引き換えに、過大な自己収縮ひずみの発生や特殊な熟養生を必要とするなど、現場打ちの RC 構造には不向きといった問題点を抱えていたためである。本研究のコンセプトとしては、一般の建設工事で扱いやすい高性能 FRCC とすることを重視し、現場施工が可能でかつ RC 構造に適用できる材料とすることを前提とした。この目標性能は、図 1.2.1 に示すように、既存の SFRC、HPFRCC、UFC の中間に位置する強度および靱性を有するものとしており、高性能繊維補強モルタル (High Performance Fiber Reinforced Mortar : HPFRM) と呼ぶ。

本研究はこの HPFRM に対し、材料単体の引張軟化特性を把握するとともに、鉄筋を有する HPFRM 部材の引張試験をおこない、HPFRM が RC 部材の変形性能やひび割れ性状に与える影響を把握することを目的とした。これらの実験の中では、HPFRM 内に混入する鋼繊維の諸条件が大きく影響すると考え、鋼繊維の混入率、種類 (アスペクト比)、配向性を重要なパラメータとして扱う。具体的には、HPFRM 部材の引張挙動に対する実験的アプローチおよび解析的な検討をおこない、最終的に HPFRM のテンションスティフニングモデルの提案、および鉄筋を有する HPFRM 部材のひび割れ幅算定式を構築することを目的とした。

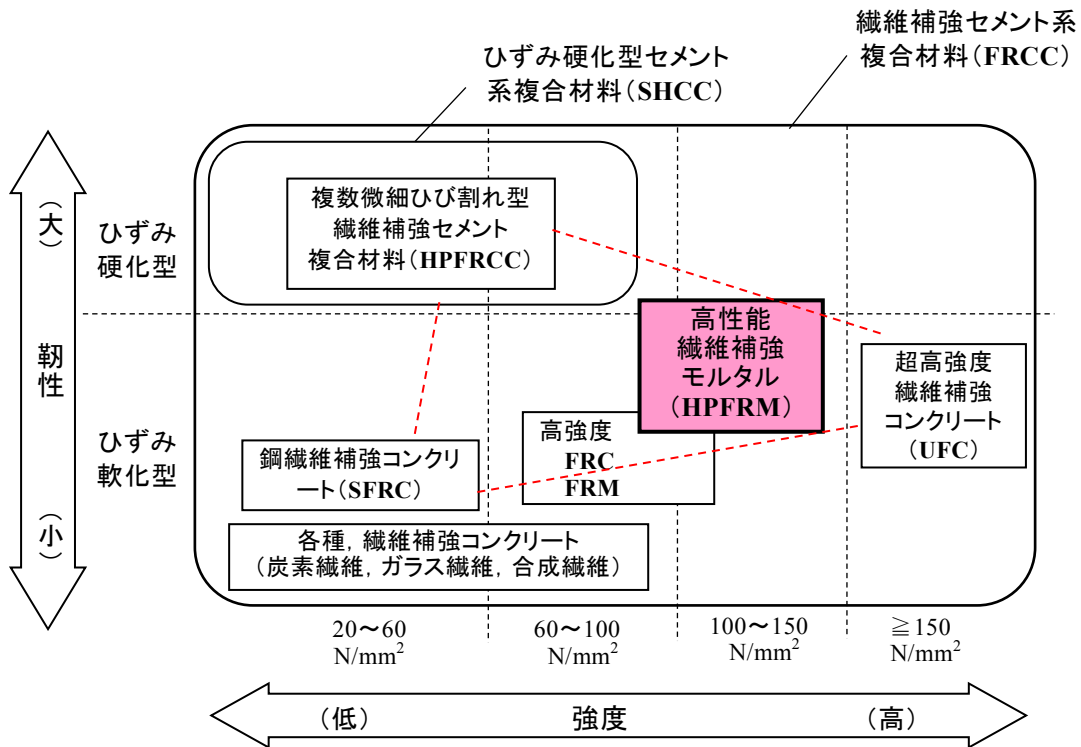


図 1.2.1 各種 FRCC の分類と HPFRM の位置付け

1.3 本論文の構成

本論文は、7つの章で構成される。各章の構成を図 1.3.1 に示す。

第 1 章では、本研究の背景および目的を説明する。

第 2 章では、本研究で扱う HPFRM に関して、その開発コンセプトと目標性能を示すとともに、配合試験によって決定した HPFRM の示方配合を示す。また強度試験によって得られた HPFRM の強度特性と、自己収縮ひずみの抑制対策として施した早強性膨張材の混和が材料物性に与える影響について論ずる。

第 3 章では、HPFRM 単体の直接引張試験によって得られた引張軟化曲線（引張応力-ひび割れ幅関係）を示すとともに、鋼繊維の混入率および配向性をパラメータにして構築した HPFRM の引張軟化モデルについて論ずる。

第 4 章では、HPFRM を適用した鉄筋コンクリート部材の両引き試験を行い、鋼繊維の混入率、配向性、種類が部材の荷重-変位関係や試験体のひび割れ分散性に与える影響を実験的に把握する。また同時に、HPFRM を適用した薄肉版の曲げ試験を実施し、同パラメータが曲げ剛性や曲げひび割れに与える影響についても検討した。

第 5 章では、両引き試験の結果をもとに、HPFRM の平均応力-平均ひずみ関係（テンションスティフニング）を見出した。ここでは、両引き試験を対象とした 2 次元 RBSM 解析手法を開発し、鋼繊維の配向性がテンションスティフニングに与える影響を詳細に評価した。それらの結果をもとに、鋼繊維の配向性の違いを考慮できる HPFRM のテンションスティフニングモデルを構築した。さらに、本モデルを導入した非線形 FEM 解析で、両引き試験や版曲げ試験を再現することで、提案したテンションスティフニングモデルの妥当性を検証した。

第 6 章では、既往のひび割れ幅基本式をベースに、HPFRM を適用した RC 部材に軸引張が作用した際のひび割れ幅について、両引き試験結果（第 4 章）やテンションスティフニングのモデル化（第 5 章）を踏まえ、HPFRCC 独自のひび割れ幅算定式の構築を図った。

第 7 章では、本研究で得られた結論を総括するとともに、HPFRM を適用した RC 部材の発展性や残された課題を整理し、本研究のまとめとした。

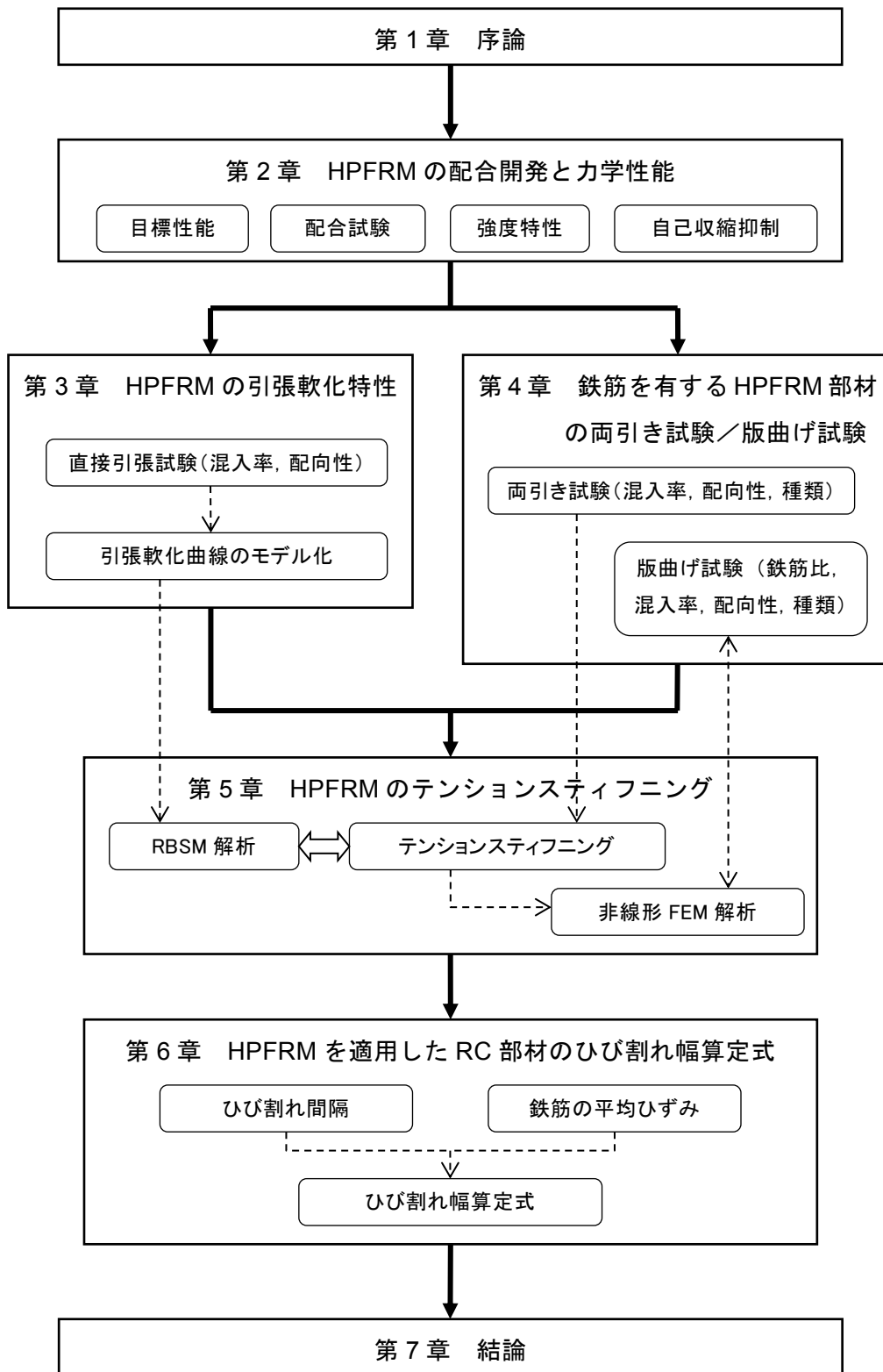


図 1.3.1 本論文の構成

1.4 用語の定義

本論文で扱う用語について、以下にまとめる。

FRCC	: Fiber Reinforced Cement Composite の略称で、繊維補強セメント系複合材料。一般に、コンクリート又はモルタルに短繊維を混入したセメント系材料の総称
HPFRM マトリクス	: High Performance Fiber Reinforced Mortar の略称で、高性能繊維補強モルタル。本研究で開発した高強度・高靱性・高流動の性能を有した FRCC FRCC を構成する材料のうち、モルタルやコンクリートなどの繊維以外の部分
SFRC	: Steel Fiber Reinforced Concrete の略称で、鋼繊維補強コンクリート。鋼製の短繊維 (Steel Fiber) を補強材として混入したコンクリート
UFC	: Ultra high strength Fiber reinforced Concrete の略称で、超高強度繊維補強コンクリート。圧縮強度の特性値が 150N/mm^2 以上、ひび割れ発生強度の特性値が 4N/mm^2 以上、引張強度の特性値が 5N/mm^2 以上のセメント系複合材
SHCC	: Strain Hardening Cement Composite の略称で、ひずみ硬化型セメント系複合材料。引張ひずみの増加に対して、引張力が増加するひずみ硬化特性を示す材料
HPFRCC	: High Performance Fiber Reinforced Cement composite の略称で、複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料。SHCC の中の一種であり、微細で高密度の複数ひび割れを形成することができるきわめて高靱性な材料
ひずみ硬化特性	: 一軸引張応力下において、初期ひび割れ発生後も引張応力が上昇し、微細なひび割れ多数発生する特性。金属材料の塑性硬化とはメカニズムが異なるため、区別するために、「疑似ひずみ硬化特性」とも呼ばれる
ひずみ軟化特性	: 一軸引張作用下において、初期ひび割れ発生直後に引張応力が低下する特性。UFC のように、初期ひび割れ直後に最大引張強度に達した後引張応力が低下するものも含む
たわみ硬化特性	: 曲げモーメント作用下において、ひび割れ発生後においても曲げ変形とともに曲げモーメントが増加する特性。通常、ひずみ硬化特性を有する材料はたわみ硬化特性も有する。一方、ひずみ軟化特性を有する材料は、その靱性能の差によりたわみ硬化特性が有るものと無いものに分かれる
引張軟化曲線	: 一軸引張応力下における引張応力とひび割れ幅 (ひび割れ開口変位) の関係で表される曲線
架橋効果	: ひび割れ面において、両端がマトリクスに埋め込まれた短繊維が引張力を伝達する効果

【第1章：参考文献】

- 1-1)土木学会：鋼繊維補強コンクリート設計施工指針（案），コンクリートライブラリー50，1983.3
- 1-2)土木学会：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 No.113，2004.11
- 1-3)土木学会：鋼繊維補強鉄筋コンクリート柱部材の設計指針(案)，コンクリートライブラリー97，1999.7
- 1-4)RILEM Publications S.A.R.L: Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete – Background and Experiences-, Proceedings of the RILEM TC 162-TDF Workshop (Proceedings PRO 31), 2003
- 1-5)土木学会：複数微細ひび割れ型繊維補強セメント複合材料設計・施工指針（案），コンクリートライブラリー127，2007.3

第 2 章

高性能繊維補強モルタルの配合開発と力学性能

2.1 概説

繊維補強セメント系複合材 (FRCC) は、コンクリートやモルタルといった脆性的なセメント系材料に対し、短繊維材料を混入して引張力を分担させることによって、複合材として引張抵抗力を大きく改善できる画期的な材料である。2000 年代になって、マトリクスの高強度化や各種繊維の製造技術の向上などがあいまって、圧縮強度 150 N/mm^2 を超える超高強度繊維補強コンクリート (UFC) が開発され²⁻¹⁾、その設計・施工指針 (案) が整備される²⁻²⁾とともに、いくつか実構造物へも適用が図られてきた²⁻³⁾。

しかしながら UFC は、超高強度の発現と過大な自己収縮ひずみの抑制のために、特殊な熟養生設備が必要となることから、コンクリート製品工場で作られる PC 構造への適用が中心であり、汎用的な現場施工で構築できる RC 構造への適用実績は少ない。今後、FRCC の優れた材料特性を生かした構造を広く社会に供給していくためには、現場施工が可能でかつ RC 構造へも適用できる FRCC 材料の開発が必要と考えた。

本研究で開発した高性能繊維補強モルタル (HPFRM) は、上記に挙げた課題を踏まえ、現場施工に対応しうることを前提に「高強度」、「高靱性」、「高流動」の 3 つの優れた性能を有する FRCC 材料である。

第 2 章の構成を、図 2.1.1 に示す。この第 2 章では、本研究で扱う HPFRM に関して、その目標性能と配合試験によって得られた材料物性について説明する。

2.2 節では、まず HPFRM の開発コンセプトを概説するとともに、他の代表的な FRCC との違いや性能の位置付けについて示した。さらに、開発コンセプトに基づき決定した HPFRM の目標性能 (圧縮強度、引張靱性、フレッシュ時の性能) を説明する。

2.3 節では、目標性能をもとに配合試験によって決定した HPFRM の基本配合と、練混ぜ後のフレッシュ時の性状についても説明する。

2.4 節では、HPFRM の硬化後の力学的特性として、圧縮強度、割裂引張強度、弾性係数のほか、FRCC の性能指標の一つでもある曲げ強度および破壊エネルギーについて説明する。

2.5 節では、このような高強度材料の力学特性に大きな影響を及ぼす自己収縮ひずみの抑制について、膨張材混和によるひずみ低減効果と材料物性に与える影響について説明する。

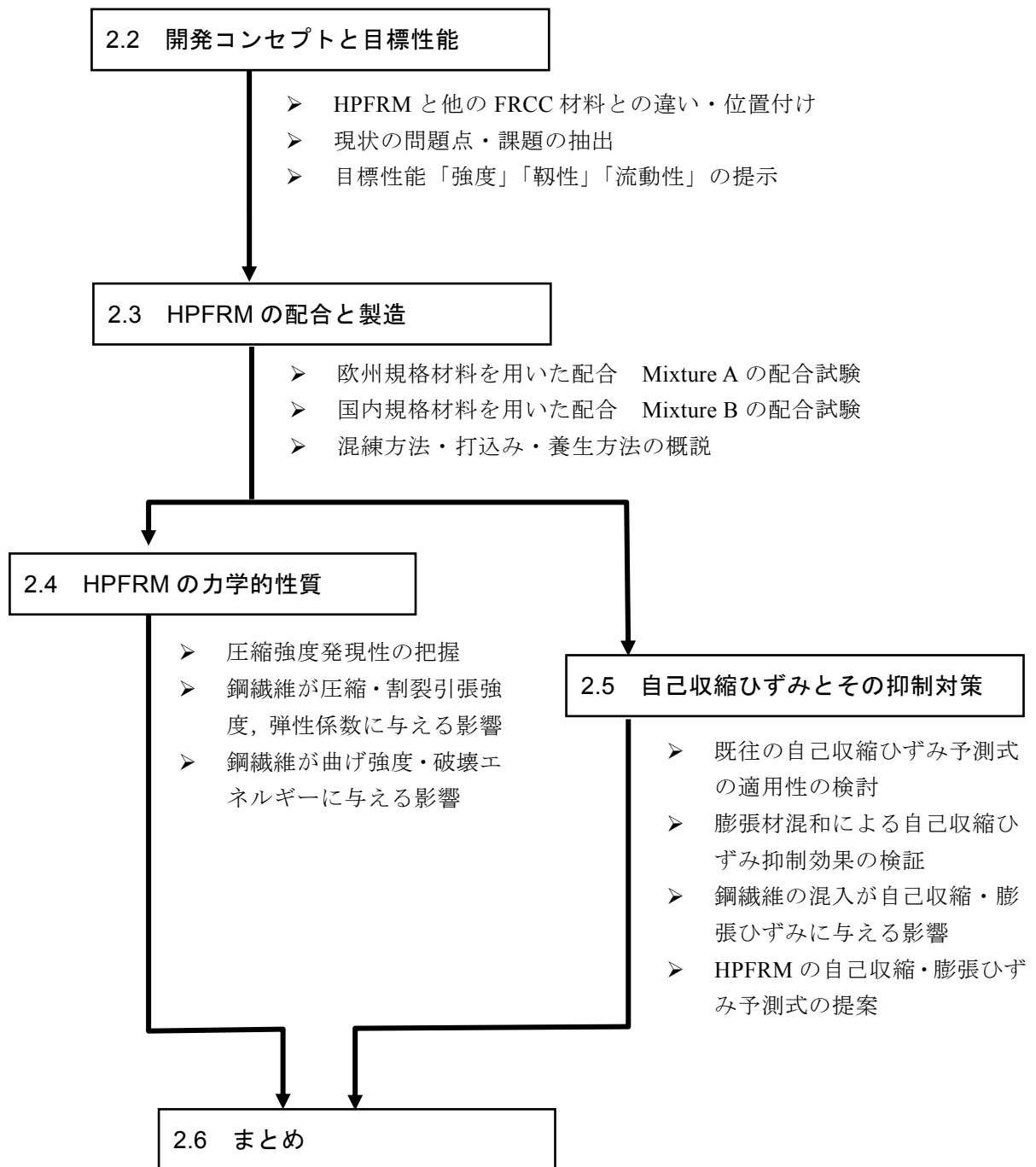


図 2.1.1 第 2 章の構成

2.2 開発コンセプトと目標性能

本研究では、構造部材に HPFRM を適用することで、必要断面の縮小や鉄筋量の削減、またこれらに伴う構造簡素化や軽量化といった合理化を図ることを目標とした。この材料の適用先は限定していないが、例えば橋梁上部工を考慮した場合、図 2.2.1 に示すように、(1)PCa 床版の接合部、(2)鋼コンクリート合成構造（上下部一体）、また(3)現場打ちの床版本体などに適用することが可能と考えられ、これにより断面や鋼材量を削減し、軽量化が果たすといった設計合理化が期待できる。

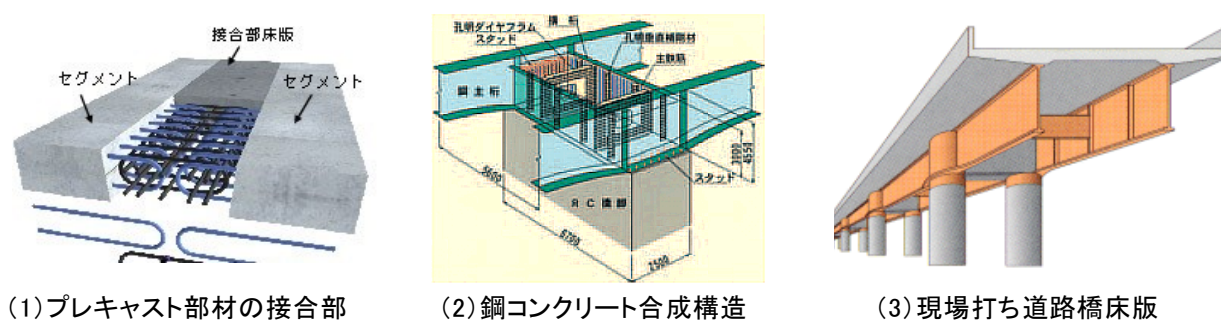


図 2.2.1 HPFRM が適用しうる構造・部材

上記の目標を達成するため、HPFRM の配合開発に際しては、高強度かつ高靱性を有する FRCC とすることを基本コンセプトに掲げた。また、使用材料や製造条件は、工場製作のコンクリート二次製品のみに限定せず、汎用的な現場打ちの鉄筋コンクリート (RC) 部材にも適用できる材料とする点も重要な要件とした。つまり、特殊な製造設備や養生設備を必要とせず、一般的な生コンプラントで製造ができ、通常の現場打ちの施工方法で対応しうる材料となる。

図 2.2.2 に、FRCC 全体に対して「強度」と「靱性」の観点から代表的な FRCC 材料の性能分類を示し、本研究で扱う HPFRM の位置付けを示した。HPFRM の「圧縮強度」は、UFC ほどの超高強度 (150 N/mm^2 以上) の領域ではないものの、従来の SFRC や HPRC、高強度 FRC・FRM よりも高い $100 \sim 130 \text{ N/mm}^2$ を目標値として設定した。この理由として、この強度範囲であれば UFC のように特殊な熱養生を施す必要がないこと、また過度な自己収縮ひずみや水和発熱による初期欠陥の発生を避けることができると見込まれたためである。

次に、HPFRM の「引張靱性」は、UFC と同様にひずみ軟化型の性能を示すことを基本とし、その靱性は SFRC よりも大きく、UFC と同等もしくはそれに近い靱性を発揮させることを目標とした。そのため繊維径 0.2 mm 以下の細径鋼繊維を使うことを前提に、混入率は $1.6 \text{ vol.}\%$ を最大とし、それ以下の混入率での性能も検討する方針とした。繊維混入率をできるだけ減らす理由には、HPFRM の構成材料のうち鋼繊維がもっとも単価が高く、HPFRM の材料単価へ与えるインパクトが非常に大きいためである。

結果として、HPFRM の目標性能の位置付けは、現在国内で規準化されている代表的な 3 材料 (UFC, HPRC, SFRC) に囲まれる領域にある。言い換えれば、この領域の材料に関しては、既存の規準・規格類ではカバーされておらず、そのため諸性能の設計的な取扱いについては、新たに検討する必要があった。

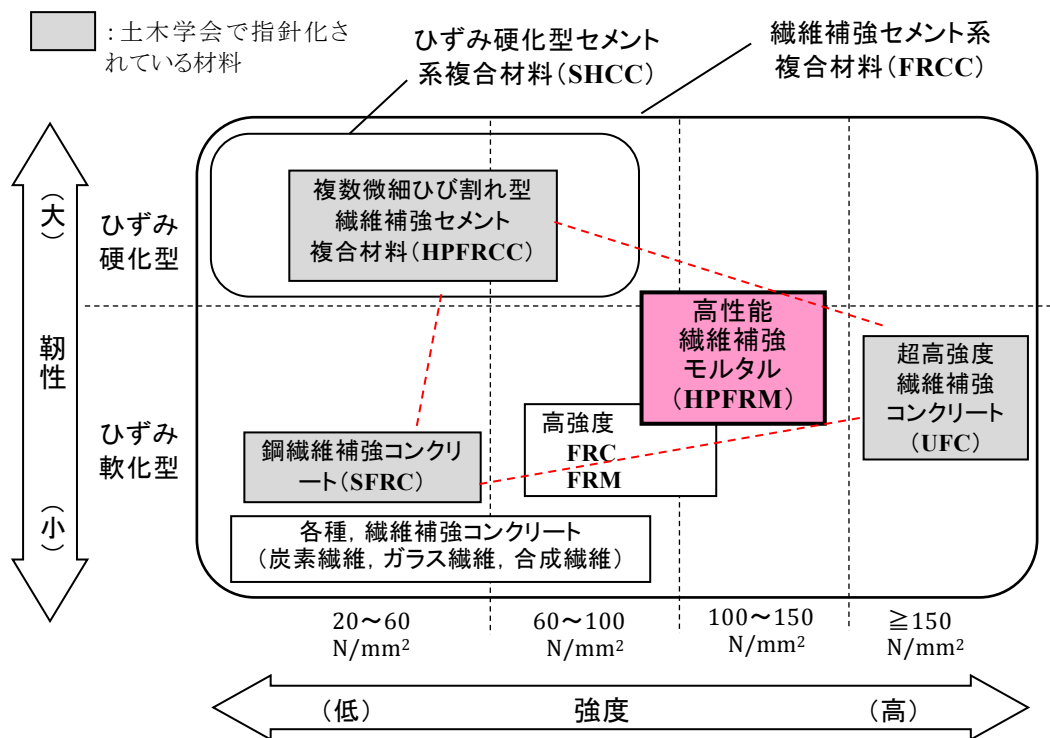


図 2.2.2 強度と靱性からみた各種 FRCC の分類

また、図 2.2.2 には示されていないが、HPFRM に要求する重要な性能として「流動性」が挙げられる。HPFRM は、狹隘な部位にも確実に充填し、鋼繊維を均等に分散させる性能がなくてはならない。そのためフレッシュ時の性能として、打込み時に振動締固めを必要としない「自己充填性」を有することも目標性能の一つとした。

自己収縮ひずみの抑制に関して、このような高強度材料にとっては共通する大きな技術課題であるが、この対策と効果については 2.5 節にて詳述する。

HPFRM の目標性能を表 2.2.1 に示す。圧縮強度の目標性能は、圧縮強度試験 (JIS A 1108) において、材齢 28 日で $100 \sim 130 \text{ N/mm}^2$ と設定した。これは、蒸気養生や給熱養生を施さず、標準養生で発揮しうる強度発現を目指したためである。なお、開発当初では立方体供試体による圧縮強度試験 (EN-12390) を実施していたことから、ここに立方体強度も併記した。なお 100 Cylinder / 100 Cube の圧縮強度の寸法補正は、Eurocode 2²⁻⁴⁾ に準じて $1.00 / 1.16 = 0.86$ として扱った。

引張靱性の目標性能は、HPFRM の引張軟化曲線 (引張応力-ひび割れ開口幅) で表される引張強度 f_{ct} と破壊エネルギー G_F を指標として扱った。引張軟化曲線は、直接引張試験もしくは切欠きはりによる 3 点曲げ試験 (JCI-S-002) の結果から、多直線近似法等による逆解析 (JCI-S-001 附属書) によって得られる。引張強度の目標値は $4 \sim 8 \text{ N/mm}^2$ 、限界ひび割れ幅までで囲まれる破壊エネルギーの目標値は $10 \sim 20 \text{ N/mm}$ の範囲とした。なお、破壊エネルギーは鋼繊維の混入率に大きく影響されるが、繊維混入率の影響を評価する段階では、この目標値に達していなくとも評価対象として扱った。また割裂引張試験 (JIS A 1113) による引張強度と、引張軟化曲線から得られる引張強度は、

FRCC の場合では同義にはならないことに十分留意する必要がある。

流動性については、スランプフロー試験（JIS A 1150）もしくはセメント物理試験におけるフロー試験（JIS A 5210 ※落下打撃なし）におけるフロー値について目標値に設定した。また、フロー試験の際、目視観察にて材料分離や繊維収束などが無いことを確認するものとした。

表 2.2.1 HPFRM の目標性能

性能	項目	目標値	備考
高強度	圧縮強度	100～130 N/mm ² (Cube 強度では, 115～150 N/mm ²)	標準養生, 材齢 28 日強度 100Cylinder: φ 100×200 mm (100Cube: 100×100×100 mm)
高靱性	引張強度	4.0～8.0 N/mm ²	直接引張試験 (or 切欠きはり曲げ試験結果からの逆解析より)
	破壊エネルギー	10.0～20.0 N/mm	引張軟化曲線 (σ-w 関係) にて, 囲まれる面積
高流動	スランプフロー (モルタルフロー)	800±100 mm (280±40 mm)	目視にて, 材料分離・繊維の収束がないこと

2.3 HPFRM の配合と製造

2.3.1 基本配合 (Mixture A)

先に示した表 2.2.1 の目標性能を有する HPFRM の配合を決定する上では、オランダ・デルフト工科大学において Grünewald および Lappa らが PCa 製のシートパイル用に開発した圧縮強度 90 N/mm^2 クラスの高強度繊維補強モルタルの基本配合^{2-5),2-6)}をベースに、さらなる高強度化とフレッシュ時の自己充填性を保持させるための配合試験を実施した。具体的には、材料分離が生じない範囲で、表 2.2.1 に示したフレッシュ時の流動性を確保できるように、シリカ質微粉末の置換率と高性能減水剤の添加量の適切な値を、幾度の試験練りによって決定した。

決定した HPFRM の配合条件を表 2.3.1 に、示方配合の一例 ($V_f=1.6 \text{ vol.}\%$ のケース) を表 2.3.2 に示す。ここで Mixture A とは、欧州基準 (EN) に適合した原材料を用いた配合であり、目標強度も 100 mm 角の立方体供試体 (100Cube) における材齢 28 日強度で 130 N/mm^2 を目標値とした。骨材は、最大径 2.0 mm までの粒度調整した細目砂 (砕砂) を用いた。結合材は、EN 適合の普通ポルトランドセメント (CEM I 52.5A) と高炉セメント (CEM III/A 52.5N) の混合粉体をベースに、さらにマイクロファイラー効果を期待してシリカ質微粉末 (粉末度約 $1.8 \times 10^5 \text{ mm}^2/\text{g}$) をセメント置換率 $5.0 \sim 7.0\%$ で混和した。試験練りの結果、適切な水結合材比は 21.9% と見出された。鋼繊維の体積混入率は $1.6 \text{ vol.}\%$ を最大としたが、それより少ない混入率の場合は細骨材と容積置換するものとし、ペースト容積比は繊維混入率が変化しても一定値の 55.0% となるようにした。減水剤は、ポリカルボン酸エーテル系の高性能減水剤であり、目標のフロー値と空気量が得られるよう、試験練りによって添加率を決定した。また鋼繊維は、BEKAERT 社製のストレート型細径鋼繊維を使用した。繊維長 13 mm / 繊維径 0.16 mm の鋼繊維 (図 2.3.1) を基本的に使用したが、配合ケースによっては繊維のアスペクト比 (L_f/d_f) が異なる他の 2 種類も使用した。表 2.3.3 に、本研究で扱った鋼繊維の寸法諸元を示す。

表 2.3.1 HPFRM(Mixture A)の配合条件

配合名	目標強度 (100Cube) f'_{cd}	骨材の 最大径 G_{max}	水結合 材比 W/B	鋼繊維 混入率 V_f	目標 空気量 Air
	[N/mm^2]	[mm]	[%]	[vol.%]	[%]
Mixture A	B130	2.0	21.9	≤ 1.6	2.0

表 2.3.2 HPFRM の示方配合 ($V_f=1.6 \text{ vol.}\%$ の場合) [単位: kg/m^3]

水	セメント		シリカ質 微粉末	細骨材 (0-2mm)	鋼繊維 (13/0.16)	減水剤
	CEM I 52.5A	CEM III/A 52.5N				
W	C1	C2	Si	S	SF	Ad
189	390	558	51	1097	125	33.0

表 2.3.3 鋼繊維の諸元と性能

繊維名	繊維長 L_f [mm]	繊維径 d_f [mm]	アスペクト比 ($=L_f/d_f$)	引張強度 [N/mm ²]
OL 13/0.16	13	0.16	81.3	> 2000
SF 20/0.3	20	0.30	66.7	
OL 6/0.16	6	0.16	37.5	



図 2.3.1 鋼繊維(OL 13/0.16)

HPFRM のスランプフロー試験結果の一例を図 2.3.2 に示す。また鋼繊維の混入率が異なる配合におけるスランプフローの測定結果を図 2.3.3 に示す。いずれのケースでも、ペーストの分離や鋼繊維の収束（ファイバーボール）がないことを確認した。また一般に FRCC では、繊維の混入によってペーストの粘性が阻害され、フレッシュ時の流動性が低下することが報告されているが、HPFRM においては検討した繊維混入率 1.6 vol.% までの範囲であれば、必要な自己充填性と鋼繊維の分散性が確保できることを確認した。



図 2.3.2 HPFRM のフレッシュ性状(スランプフロー試験「B130(0.8)-1」)

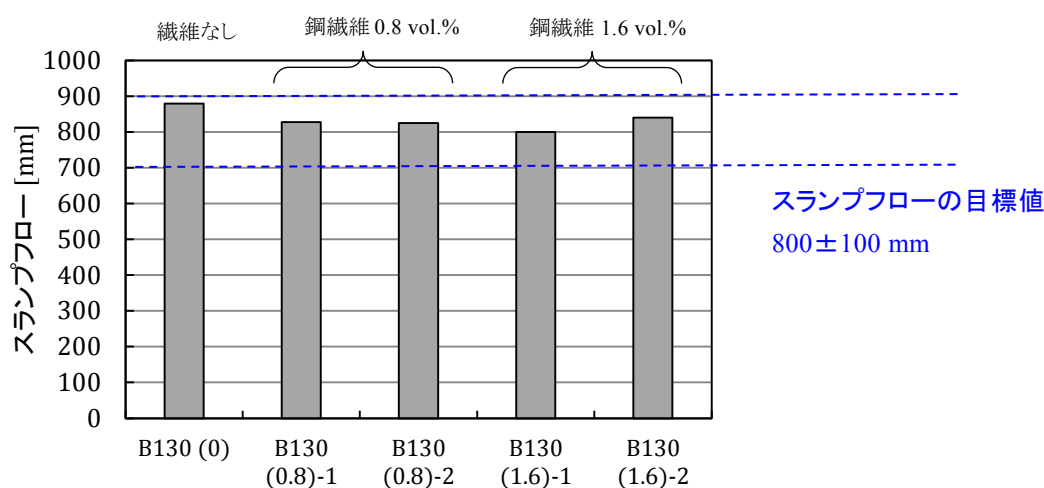


図 2.3.3 鋼繊維混入率の違いに対するスランプフロー

2.3.2 改良配合 (Mixture B)

Mixture A は欧州規格 (EN) に適合したセメント, 骨材, 減水剤を用いていたが, Mixture B では国内規格 (JIS) に適合した材料を用いることを基本コンセプトとし, かつ Mixture A と同様の材料性能 (表 2.2.1) を発揮させるため, 再度, 試験練りによりこの改良配合を決定した. なお鋼繊維に限ってのみ, Mixture A および Mixture B と同メーカーの製品を用いた.

水結合材比, シリカ質微粉末の添加率, 高性能減水剤の添加量をパラメータとした試験練りを実施し, 最終的に決定した Mixture B の配合条件を表 2.3.4 に示す. 目標強度は, 直径 100mm の円柱供試体 (100Cylinder) を管理供試体とし, 材齢 28 日の圧縮強度を 110 N/mm^2 とした. これは供試体の寸法効果を考慮する際の Cylinder/Cube の強度比 1.00/1.16 に基づくものである. 骨材は, JIS 細骨材の適用を前提に, 最大径を 5.0 mm に変更した. 骨材径の変更に伴い Mixture B は, Mixture A に対して圧縮強度が低下する傾向にあったが, 水結合材比を 21.0% まで下げ, シリカ質微粉末の置換率を約 7% とすることで, 目標強度を満足する配合が得られた.

Mixture B の示方配合の一例を表 2.3.5 に示す. セメントは, JIS 普通ポルトランドセメントに変更し, シリカ質微粉末には粉末度が約 $2.0 \times 10^5 \text{ cm}^2/\text{g}$ のシリカフュームを使用した. 高性能減水剤は, Mixture A と同系統 (ポリカルボン酸エーテル系) の高性能減水剤 (JIS 適合品) を選定し, さらに空気量の調整のため多少の消泡剤を添加した. また, Mixture B への配合改良に際しては, 高強度配合でよく課題に挙げられる自己収縮ひずみの抑制対策として, 適切な膨張材の添加量も検討した. この膨張材の添加量が HPFRM の初期ひずみや力学特性に与える影響については, 後の 2.5 節および 3.6 節にて詳述する.

Mixture B のスランプフローの一例を図 2.3.4 に示す. こちらも目標範囲である $800 \pm 100 \text{ mm}$ を満足しており, 材料分離やファイバーボールは観察されなかった.

表 2.3.4 HPFRM (Mixture B) の配合条件

配合名	目標強度 ($\phi 100$) f_{cd}	骨材の 最大径 G_{max}	水結合材比 W/B	鋼繊維 混入率 V_f	目標 空気量 Air
	[N/mm^2]	[mm]	[%]	[vol.%]	[%]
Mixture B	C110	5.0	21.0	≤ 1.6	2.0

表 2.3.5 HPFRM の示方配合 ($V_f=1.6\text{vol.}\%$ の場合) [単位: kg/m^3]

水	普通ポルトランドセメント	膨張材	シリカ質微粉末	細骨材 (0-5mm)	鋼繊維 (13/0.16)	減水剤
W	C1	Ex	Si	S	SF	Ad
195	922	30	74	1068	125	21.8



図 2.3.4 HPFRM のフレッシュ性状 (Mixture B)

2.3.3 HPFRM の混練・打込み・養生

HPFRM の混練は、水平パン型ミキサでも強制二軸練ミキサでも可能である。しかしながら所要の強度発現性を確保するために、混練時にシリカ質微粉末にダマをつくらず適度に分散させることが重要であるため、シリカヒュームをスラリー状にして混練することを基本とした。HPFRM の混練順序を図 2.3.5 に示す。事前にシリカ質微粉末とスラリー固形分 50%とする量の水（「水 2」と言う）をとり、ハンドミキサー等でスラリー化を行った。混練ミキサでは、セメントと細骨材を 15 秒ほど空練りした後、単位水量から水 2 を差し引いた水（「水 1」という）と減水剤を投入し、約 60 秒混練した。その後、スラリー化したシリカ質微粉末を投入し、約 120 秒間混練した。鋼繊維は一度に投入せず、混練中のミキサに徐々に投入することでファイバーボールの発生を避けた。鋼繊維をすべて投入した後、約 120 秒間の混練を行い排出した。

なお、膨張材等の混和材を投入する場合は、セメントと同時に投入した。また、シリカ質微粉末をスラリー化できない場合、紛体のままセメントと同時に投入し、水と減水剤を加えたあとの混練時間を 300 秒まで延長することで、同性能が発揮できることも確認している。

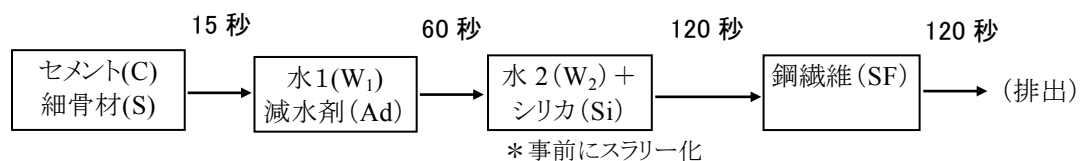


図 2.3.5 HPFRM の練混ぜ手順

フレッシュ時の HPFRM は自己充填性を有するため、打込みの際は振動締固めを行わず、型枠内に流し込むように打設した。ここで、HPFRM は流し込みの方法やその方向によって、鋼繊維の配向性に大きく影響を及ぼすことに注意しなければならない。そのため繊維配向性をパラメータとした実験においては、型枠流し込み時に専用のシュートを用いた（第 4 章、4.3.2 参照）。

型枠内に打ち込んだ HPFRM は表面仕上げを行った後、開放面はフィルムで被覆し、初期材齢時の水分逸散による乾燥収縮を低減させる処置をした。養生は、通常のコングリートと同様に温度 $20 \pm 2^\circ\text{C}$ 、湿度 $60 \pm 5\%$ の恒温恒湿槽に保管した。

2.4 HPFRM の力学的性質

2.4.1 圧縮強度・割裂引張強度

前節までに示した HPFRM の Mixture A および Mixture B に関して、強度特性に関する差異の把握を目的に、両者の圧縮強度の発現曲線を比較した。その結果を図 2.4.1 に示す。図中の Mixture A の発現曲線は、100Cube で取得した圧縮強度をもとに 100Cylinder 強度に換算（1.0/1.16）した値である。材齢の進行に伴う強度発現性は、ほぼ同様の傾向にあり、表 2.3.4 に示した HPFRM の材齢 28 日の目標圧縮強度 110 N/mm² に対し、いずれの配合もそれを満足する圧縮強度の発現を示した。これより、本研究では Mixture A および Mixture B とも、同様の力学性能を有する HPFRM として扱うものとした。

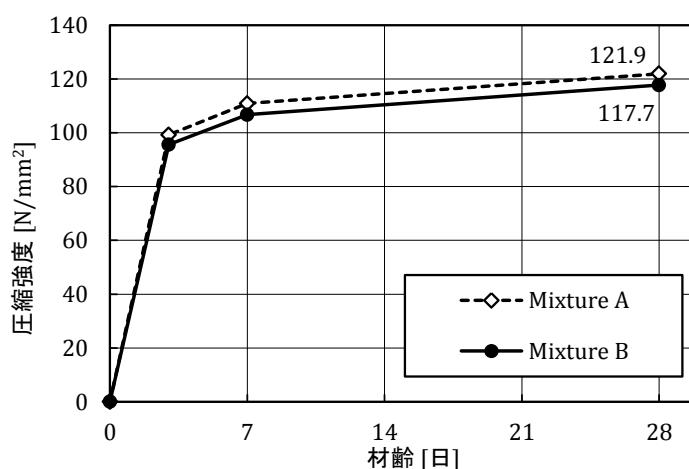


図 2.4.1 HPFRM の圧縮強度発現性

次に、混入した鋼繊維（OL13/0.16）が、HPFRM の圧縮強度、引張強度、弾性係数といった力学的性能に与える影響について検討した。図 2.4.2 に、HPFRM（Mixture A）の繊維混入率と材齢 28 日における力学特性（(1) 圧縮強度、(2) 割裂引張強度、(3) 弾性係数）との関係をそれぞれ示す。

図 2.4.2 より、圧縮強度および割裂引張強度は繊維混入率の増加に対し、ほぼ比例的に増加することが明らかであった。圧縮強度は、未混入のケースに対し 1.6 vol.%混入により約 10%の強度増加であった。割裂引張強度は、さらにその影響が顕著であり、未混入のケースに対し 1.6 vol.%の混入で割裂引張強度がおおよそ 2 倍程度まで増加した。一方、弾性係数は繊維混入率によらずほぼ一定値の約 46.0 kN/mm²であった。

これらの結果より、鋼繊維の混入は材料の弾性係数に影響を与えないものの、圧縮や引張において最大耐力を増加させることがわかった。この理由として、終局時の破断面におけるマイクロな破壊の起点において、混入した鋼繊維が、き裂の開口や進展を抑制したためと考えられる。結果として、供試体の圧縮破壊に達する終局耐力を増加させる結果になった。破壊モードがせん断破壊となる圧縮試験より、割裂面の純引張となる割裂引張試験で効果が大きかったことから、鋼繊維の架橋効果は、せん断よりも引張に対してより効果的とも考えられる。このような点から、HPFRM の設計利用を検討する上で、この引張（ひび割れ）に対する鋼繊維の働きを適切に評価しなければならないと考察される。

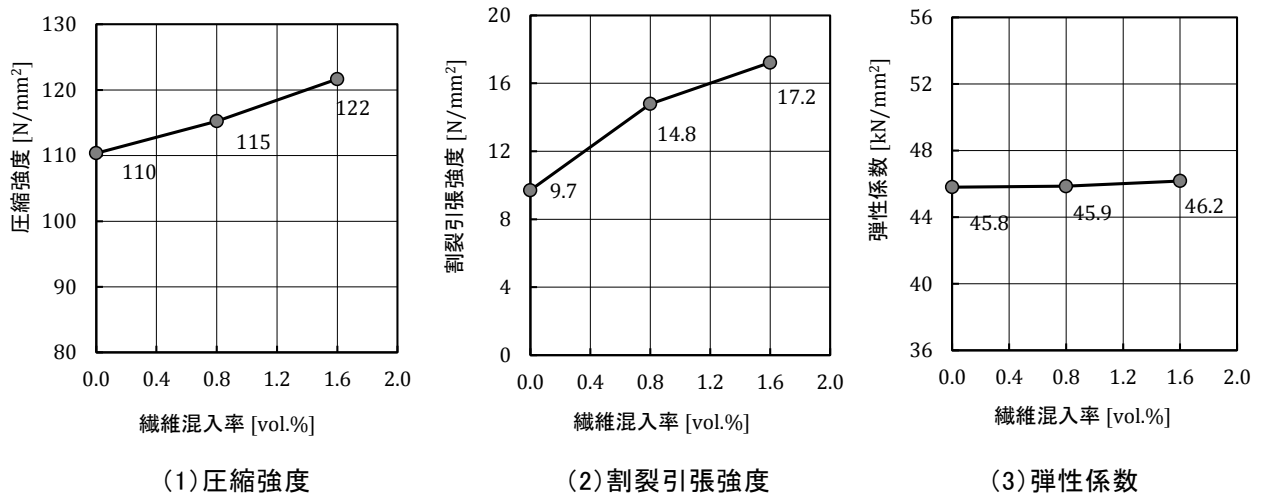


図 2.4.2 鋼繊維混入率が HPFRM の力学特性に与える影響

2.4.2 曲げ強度・破壊エネルギー

一般に FRCC 材料の力学性能の指標である曲げ強度と破壊エネルギーの把握には、切欠きはりを用いた 3 点曲げ試験が実施される。本試験では HPFRM (Mixture B) を対象に、鋼繊維混入率を 0, 0.5, 1.0, 1.5 vol.% と変えた 4 配合の供試体を用いて、繊維混入率の違いがこれらの力学性能に与える影響を実験的に評価した。

図 2.4.3 に、曲げ供試体の寸法および切欠きはりによる 3 点曲げ試験の概略図を示す。曲げ試験は、JCI 規準 (JCI S-002) に準拠して 1 ケースにつき 4 体実施し、その平均で評価した。なお試験では、載荷点荷重を測定するとともに、試験体中央の切欠き (深さ 30mm) の開口変位 (CMOD) をクリップゲージで測定した。ここで得られる荷重と CMOD の曲線から、多曲線近似法による逆解析²⁻⁷⁾ (JCI S-001: 附属書) を行い、引張応力-ひび割れ幅の関係で示される HPFRM の引張軟化曲線を取得した。

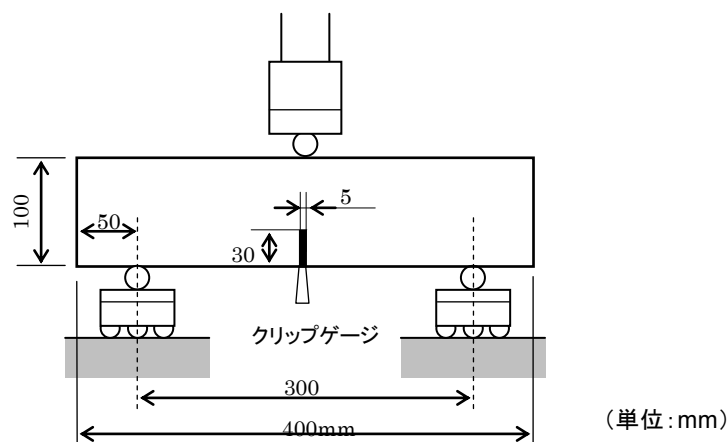


図 2.4.3 切欠きはりの 3 点曲げ試験

図 2.4.4 に、各ケースの荷重-CMOD 曲線を示す。繊維なしでは、最大荷重に到達後すぐに断面破断に至るのに対し、繊維を混入したケースでは最大荷重に到達後も曲げ靱性を発揮した。特に繊維混入率が 1.0 および 1.5 vol.% の 2 ケースでは、曲げひび割れが発生後も最大荷重が増加するたわみ硬化の性能を発揮した。

図 2.4.5 に、鋼繊維混入率と曲げ強度の関係を示す。図 2.4.2 に示した圧縮強度および割裂引張強度と同様、繊維混入率の増加に伴って曲げ強度も増加する結果となった。 $V_f=0.5$ vol.% のケースは、繊維なしよりも小さい曲げ強度となったが、これは図 2.4.4 からわかる通り、たわみ硬化を示すほどの繊維量がなく、初期の曲げひび割れ発生荷重が最大強度として決まったためである。一方、 $V_f=1.0$ vol.%、 1.5 vol.% では鋼繊維混入率の増加にともなう曲げ強度の上昇は顕著で、0.5 から 1.5 vol.% の増加で、3 倍近い曲げ強度を発揮した。

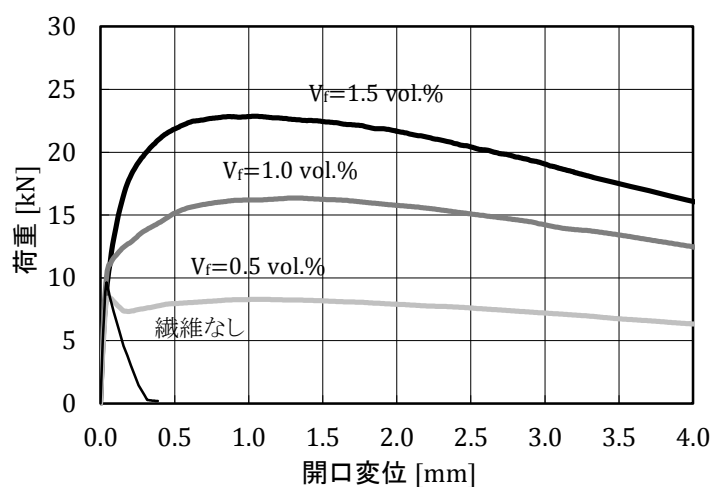


図 2.4.4 荷重-CMOD 曲線

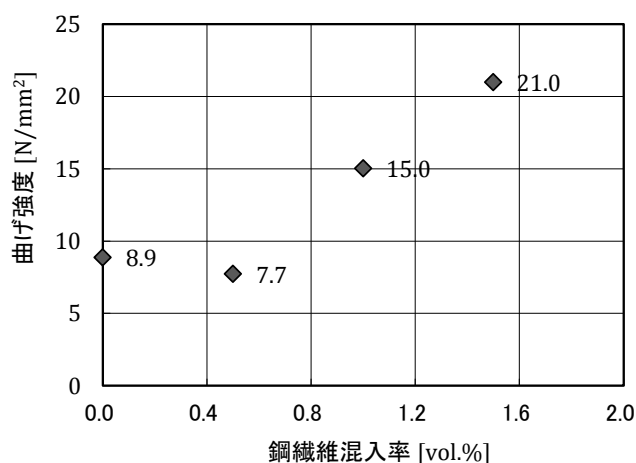


図 2.4.5 鋼繊維混入率と曲げ強度

図 2.4.4 に示した荷重-CMOD 関係をもとに、多直線近似法による逆解析 (L-mark 法) を行った。逆解析によって得られた HPFRM の引張軟化曲線 (引張応力-ひび割れ幅の関係) を図 2.4.6 に示す。また、ひび割れ幅 2.0 mm までの引張軟化曲線で囲まれる面積で示される有効破壊エネルギーの算出結果を図 2.4.7 に示す。

図 2.4.6 から、鋼繊維混入率が高いほどひび割れ後の残留引張強度が高くなる傾向を把握した。また図 2.4.7 から、鋼繊維混入率と有効破壊エネルギーはほぼ比例関係にあることを把握した。しかしながら、本アプローチでは引張応力が 0 となる限界ひび割れ幅までの厳密な軟化挙動が把握できず、目標性能に掲げた引張破壊エネルギーの目標値 (表 2.2.1) に対する検証が不十分であった。その要因として、逆解析における軟化域の収束性の問題が挙げられたが、収束性の改善は困難であり別アプローチでの検証が必要と考えられた。

上記のような課題から、第 3 章では、より正確な HPFRM の引張軟化曲線の取得を目的に実施された直接引張試験の結果を説明する。

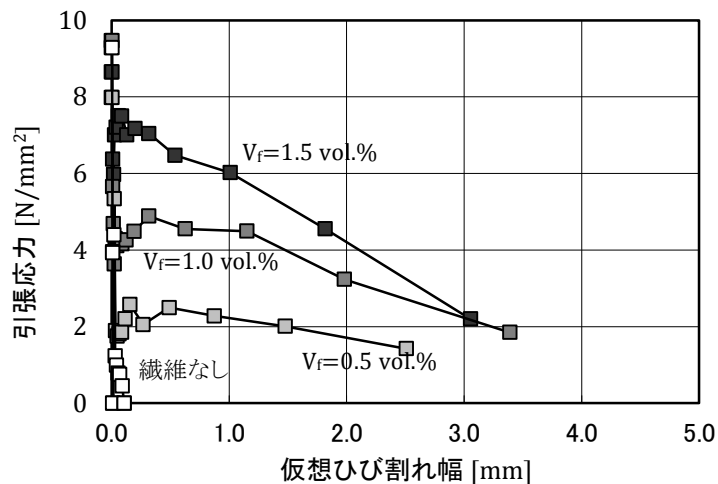


図 2.4.6 HPFRM の引張軟化曲線

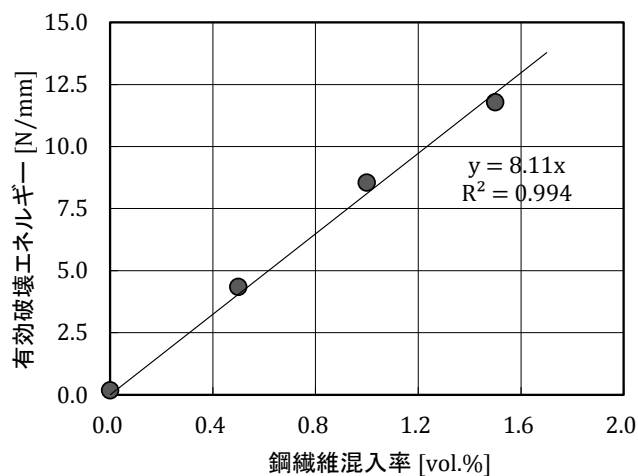


図 2.4.7 鋼繊維混入率と有効破壊エネルギーの関係

2.5 HPFRM の自己収縮ひずみとその抑制対策

2.5.1 自己収縮ひずみの影響と対策

HPFRM のような水結合材比 20%程度の高強度モルタルでは、結合材量が非常に多くなるため過大な自己収縮ひずみが生じ、それによるひび割れの発生が懸念される。特に鉄筋コンクリート部材に適用した場合、若材齢時に発生する自己収縮ひずみが、内部鋼材に拘束されることで容易にひび割れが発生してしまう。そのため HPFRM 配合開発において、適切な自己収縮ひずみ対策をとり、その初期ひずみ挙動を把握しておく必要があった。

従来、高強度の配合に対する自己収縮ひずみ抑制対策として、セメント種類の変更、収縮低減剤の添加、膨張材の添加などが提案・検討され、それぞれ一定の効果があることが報告されている^{2-8),2-9)}。なかでも膨張材の添加は効果的な対策として挙げられるが、自己収縮ひずみをすべてキャンセルしようと多量の膨張材を混和すると、遅れ膨張や過膨張によって圧縮強度が極端に低下してしまう不具合も報告されている²⁻¹⁰⁾。また新たな課題として、高強度モルタルに混入している鋼繊維が、自己収縮ひずみや膨張ひずみの拘束体として作用し、所定のひずみ導入が図れないことも懸念された。

そこで本節では、HPFRM (Mixture B) 配合をベースに、膨張材の混和量、鋼繊維の混入率を変えた数種の HPFRM 配合を対象とした初期ひずみの計測試験を実施した。目的は、過大な自己収縮ひずみを抑制できる適切な膨張材混和量を決定すること、鋼繊維の混入が HPFRM の収縮ひずみや膨張ひずみに与える影響を定量的に把握すること、である。

本試験で扱った配合ケース一覧を表 2.5.1 示す。膨張材は、結合材比 16~25%の高強度コンクリートに対し、適度な自己収縮ひずみ低減効果が確認されていた石灰系の早強型膨張材(密度 3.19 g/cm³, 比表面積 4920 cm²/g)を選定した²⁻¹¹⁾。早強型膨張材の混和量を 0, 30, 60 kg/m³ (質量混和率で 0, 2.9, 5.8 %) の 3 種類とし、鋼繊維の混入率を 0, 0.5, 1.0, 1.5 vol.% の 4 種類とした。なお、膨張材はセメントと容積置換、鋼繊維は細骨材と容積置換することで、単位ペースト容積比は常に 55.0 vol.%一定となるようにした。膨張材や鋼繊維の混入量の違いは HPFRM の初期流動性に影響を及ぼすが、表 2.3.1 に示した目標値性能 (フロー値) に適合するよう減水剤の添加率で調整した。

表 2.5.1 自己収縮試験の検討ケース

HPFRM 配合	ケース名	膨張材混和量 [kg/m ³ (B×%)]	鋼繊維混入率 [vol.%]
HPFRM (Mixture B)	E00-S15	0	1.5
	E29-S00	30 (2.9%)	0
	E29-S05		0.5
	E29-S10		1.0
	E29-S15		1.5
W/B=21.0	E58-S00	60 (5.8%)	0
	E58-S05		0.5
	E58-S10		1.0
	E58-S15		1.5

2.5.2 初期ひずみの計測試験

自己収縮および自己膨張による初期ひずみ計測試験は、JCI 規準「自己収縮および自己膨張試験方法 (JCI-SAS2-1996)」に準拠して実施した。本規準では、対象がセメントペーストやモルタルの場合、 $40 \times 40 \times 160$ mm の角柱試験体を用いることとしているが、HPFRM では長さ 13 mm の鋼繊維をできるだけランダムな配向とする必要があることから $100 \times 100 \times 400$ mm の角柱試験体を用いた。図 2.5.1 に測定用試験体の詳細図を示す。型枠面の付着や摩擦を切るため、妻壁にポリスチレンボード、底面にテフロンシート、側面はポリエステルフィルムを設置した。内部のひずみ計測には、低弾性 (約 1.5 N/mm^2) の埋込型ひずみゲージを中心に設置し (図 2.5.2)、打設直後からのひずみ計測を行った。またひずみゲージに付属の熱電対で温度測定も行い、測定ひずみの温度補正も施した。打込み完了後は、供試体の上面を直ちにフィルムで被覆し、水分逸散による乾燥収縮を防いだ。脱型は翌日に行い、供試体表面全体にアルミ箔テープを貼りつけ、表面からの水分逸散を防いだ。その状態で $20 \pm 2.0^\circ\text{C}$, $\text{RH}60 \pm 5.0\%$ の恒温恒湿槽に保管し、材齢 7 日まで連続計測を行った (図 2.5.3)。

計測ひずみの整理では、凝結始発時刻を起点とし、計測された実ひずみデータから温度ひずみ分を差し引いて収縮ひずみとした。また凝結始発時刻は、角柱供試体と同バッチの鋼繊維混入前のモルタル試料による凝結試験 (JIS A 1147) により決定した。その結果、凝結始発時刻は「E00」シリーズで 5.0 時間、「E29」および「E58」シリーズで 4.6 時間であった。

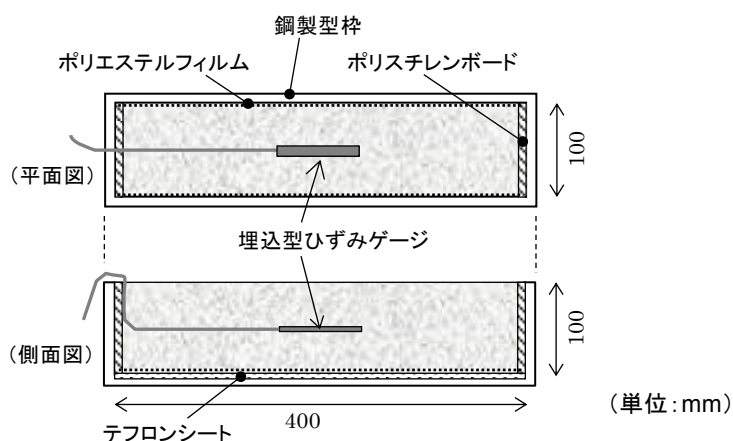


図 2.5.1 自己収縮ひずみ測定用試験体



図 2.5.2 埋込型ひずみゲージの設置



図 2.5.3 試験体の養生とひずみ測定状況

2.5.3 膨張材の影響

鋼繊維混入率 1.5 vol.%の HPFRM 配合 (Mixture B) をベースに、膨張材の混和量を 0, 30 (B×2.9%), 60 kg/m³ (B×5.8%) に変えた 3 ケースの初期ひずみ履歴を、**図 2.5.4** に示す。また同図には、参考値として土木学会コンクリート標準示方書²⁻¹² 収縮ひずみ推定式 (以下、コン示式) も併せて示した。ひずみ履歴は式(2.5.1)で表されるが、混和材にシリカ質微粉末を使用した際の材料定数 (γ, a, b) は、現状では規定されていないため、本検討では普通ポルトランドセメントを使った条件 ($\gamma=1.0, a=1.2, b=0.4$) に近いとみなして算出した。自己収縮ひずみの最終値は、式(2.5.2)で示され、HPFRM の水結合材比 (W/B=0.21) より算出される最終値は、 -677×10^{-6} であった。

$$\varepsilon'_{as}(t) = \gamma \varepsilon'_{as,\infty} [1 - \exp\{-a(t - t_s)^b\}] \quad (2.5.1)$$

$$\varepsilon'_{as,\infty} = -3070 \exp\{-7.2(W/B)\} \quad (2.5.2)$$

ここに、 $\varepsilon'_{as}(t)$: 凝結始発から材齢 t 日までの自己収縮ひずみ、 γ : セメント種類によって異なる収縮ひずみ最終値に対する係数、 a, b : セメント種類によって異なるひずみ進行特性を表す係数、 $\varepsilon'_{as,\infty}$: 自己収縮ひずみの最終値、 t_s : 凝結始発時、 t : 材齢、である。

図 2.5.4 より、膨張材未混入の「E00-S15」では、1 日経過後に -336×10^{-6} の収縮ひずみが生じ、その後も徐々に収縮が進行して 7 日後には -630×10^{-6} に達した。コン示式による推定値と比較すると、初期のひずみ発現程度にはやや差があるものの、7 日経過後のひずみの値は計測値に近く、コン示式を適用しても、ある程度の精度で HPFRM の自己収縮ひずみが推定可能とみられる。

これに対し、膨張材を混和した「E29-S15」および「E58-S15」では、凝結始発から約 8 時間までは「E00-S15」と同様に収縮側のひずみが増加したものの、その後急激にひずみが膨張側へ転じた。早強型膨張材の反応が活性化した期間と考えられる。この膨張ひずみは、材齢 1 日あたりには収まり、その後は緩やかに収縮ひずみが発生した。

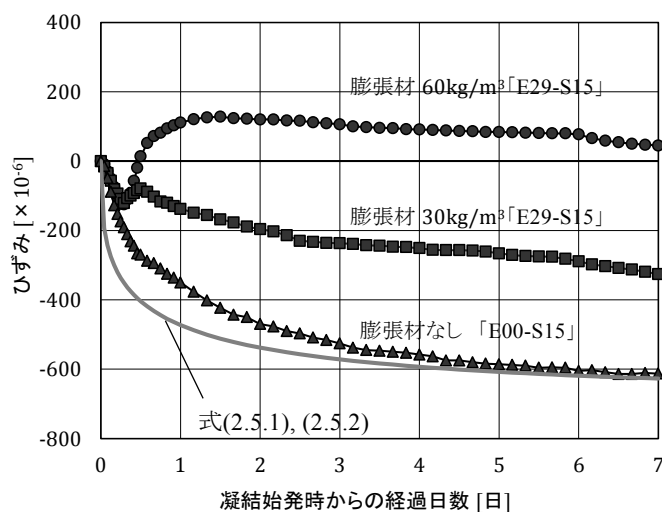


図 2.5.4 初期ひずみの計測結果 (膨張材混和量の影響)

ここで、膨張材の混和による導入ひずみのみを評価するため、「E29-S15」や「E58-S15」のひずみ履歴と、「E00-S15」のひずみ履歴との差分を図 2.5.5 に示した。このひずみ履歴は、自己収縮や乾燥収縮を除去した膨張材によって導入されたひずみと扱うことができる。この図より、HPFRM の膨張ひずみは、凝結始発から経過 1~2 日までに急激に増加し、その後は徐々に緩やかとなり経過 5 日目にはほぼ収束した。最大膨張ひずみは、膨張材混和率 2.9%で 323×10^{-6} 、混和率 5.8%で 677×10^{-6} であり、膨張材の混和量にほぼ比例して最大ひずみの量も増加した。

このひずみ履歴の定式化を目的に、JCI ひび割れ制御指針 2013²⁻¹³⁾されている膨張材 20 型を使用した際の膨張材ひずみ近似式(2.5.3)を引用した。図 2.5.5 に示した膨張材混和量ごとの終局ひずみを実験から抽出するとともに、膨張ひずみの発現性を考慮して、各材料定数を同定した。決定した材料定数を表 2.5.2 に示す。この収縮ひずみ式や材料定数を使って推定される膨張ひずみ曲線を図 2.5.5 の実験値に重ねて示す。いずれも実験でのひずみ挙動を精度よく再現できた。これより、式(2.5.3)および表 2.5.2 の各定数を用いることで HPFRM の自己収縮ひずみが推定可能となる。

$$\varepsilon_{ex}(t_e) = \varepsilon_{ex,\infty} \left[1 - \exp \left\{ -a_{ex} (t_e - t_{ex,0})^{b_{ex}} \right\} \right] \quad (2.5.3)$$

ここに、 $\varepsilon_{ex}(t_e)$: 有効材齢 t_e における膨張ひずみ ($\times 10^{-6}$)、 $\varepsilon_{ex,\infty}$: 膨張ひずみの終局値 ($\times 10^{-6}$)、 a_{ex}, b_{ex} : セメントの種類によって異なるひずみの進行特性に及ぼす影響を表す係数、 $t_{ex,0}$: 膨張開始時点の有効材齢、 t_e : 有効材齢、である。

表 2.5.2 膨張ひずみの近似式(2.5.3)で扱う材料定数

膨張材混和率(混和量)	$\varepsilon_{ex,\infty}$	a_{ex}	b_{ex}	$t_{ex,0}$
B×2.9% (30 kg/m ³)	323	1.38	0.54	0.2
B×5.8% (60 kg/m ³)	677	1.45	0.62	0.2

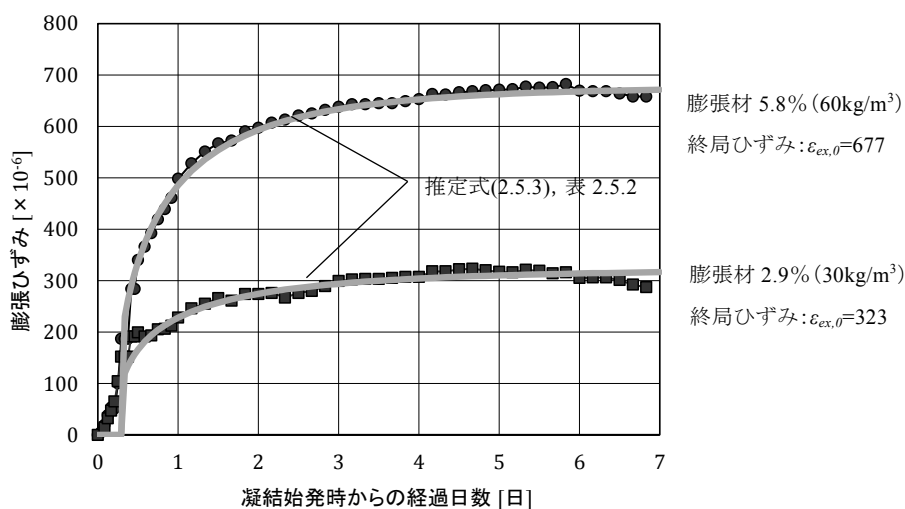


図 2.5.5 膨張材混和による導入ひずみとその推定式

早強型膨張材の混和量の調整により HPFRM の自己収縮ひずみが低減され、その導入ひずみを推定できることが確認できた一方で、過剰添加による圧縮強度の低下に注意しなければならない。なぜなら未水和の膨張材が残存すると、後に再膨張（遅れ膨張）を起し、硬化したマトリックスを破壊してしまうからである。

図 2.5.6 に、全ケース（表 2.5.1）の圧縮強度（7 日および 28 日強度）の比較を示す。圧縮強度試験は、JSCE 規準に準じて円柱供試体（ $\phi 50 \times 100\text{mm}$ ）を用いており、収縮ひずみ試験体と同様に翌日脱型して同環境で封緘養生を行った。

「E29」シリーズでは、目標圧縮強度 110 N/mm^2 に対し、鋼繊維を混入した配合ではいずれも目標強度に到達した。材齢 7 日から 28 日までの強度発現も良好で、再膨張などによる強度低下もみられていない。鋼繊維の混入率が高いほど圧縮強度が高まる傾向は、図 2.4.2(1)に示した傾向と類似であった。一方「E58」シリーズでは、鋼繊維混入率 $0.5 \text{ vol.}\%$ 以下のケースでは目標強度に達していない。特に「E58-S00」では、7 日強度に対して 28 日強度が大きく低下した。これは典型的な遅れ膨張による強度低下であり、鋼繊維が未混入であるため再膨張に伴うマトリックスの破壊が顕著だったと想定される。また同混和率の各ケースでも、7 日強度から 28 日強度の伸びが少なく、図 2.5.5 に示したような材齢 2 日までの急激な膨張（約 600μ ）が、セメント硬化体形成の上で適切ではなかったことがうかがえる。これらの検討から、自己収縮ひずみの抑制および圧縮強度発現の確保の観点から、HPFRM 配合（Mixture B）では早強性膨張材の混和率を $B \times 2.9\%$ （ 30 kg/m^3 ）とすることを基本とした。

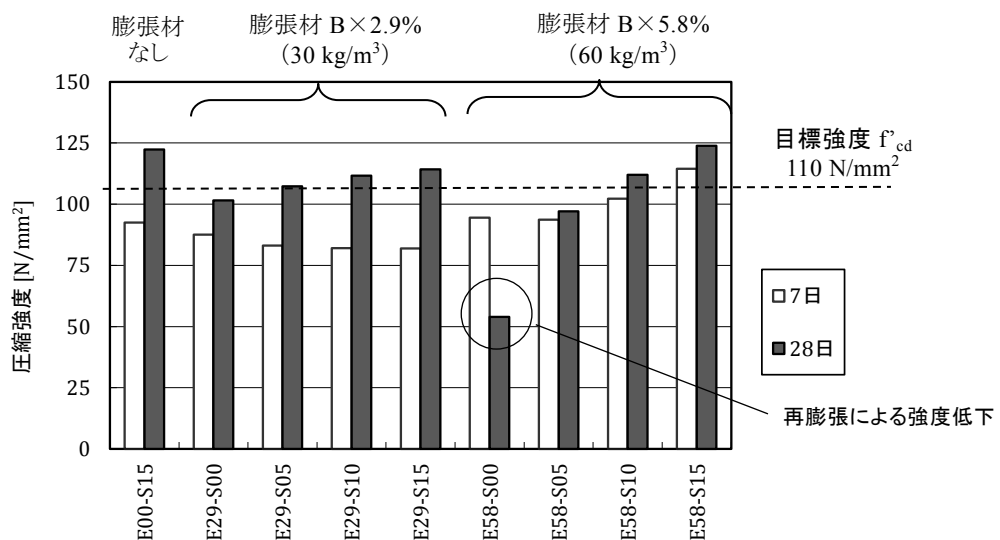


図 2.5.6 圧縮強度の比較（膨張材混和率，鋼繊維混入率）

2.5.4 鋼繊維が初期ひずみ挙動に与える影響

図 2.5.7 に、「E29」シリーズにおける経過 7 日までの初期ひずみ履歴を示す。鋼繊維混入率が異なる 4 ケースを比較すると、凝結始発後～経過 1 日以内に生じたひずみ差が、経過 7 日まで持ち越されていると読み取れる。つまり、鋼繊維によるひずみ拘束効果は、まだ十分な強度発現をしていない極初期に作用しているとみられる。

そこで、凝結始発から 36 時間 (1.5 日) までのひずみ履歴を図 2.5.8 に整理した。「E29」シリーズ (a)、「E58」シリーズ (b) とともに、鋼繊維未混入ではコン式 ((2.5.1), (2.5.2)) とほぼ同等のひずみ履歴で 4 時間経過後におよそ -300×10^{-6} の収縮ひずみであった。このタイミングでは、膨張材の反応が不活性で自己収縮のみが発生しており、それを鋼繊維が拘束した。そのため鋼繊維の混入量の違いで拘束度が異なるため、この間の最小収縮ひずみにも差が生じた。この作用を定量的に検討するため、鋼繊維混入率と収縮ひずみ最小値との関係を図 2.5.9 に整理した。その結果、両者はほぼ比例関係にあり、その傾向は膨張材混和率によらず同様であることがわかった。具体的には、1.5 vol.% の鋼繊維混入率で約 200×10^{-6} の自己収縮ひずみ低減が図られている。

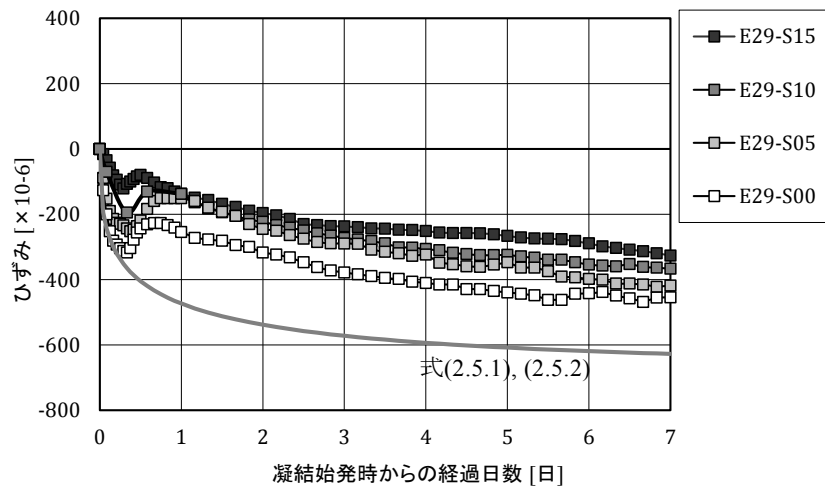
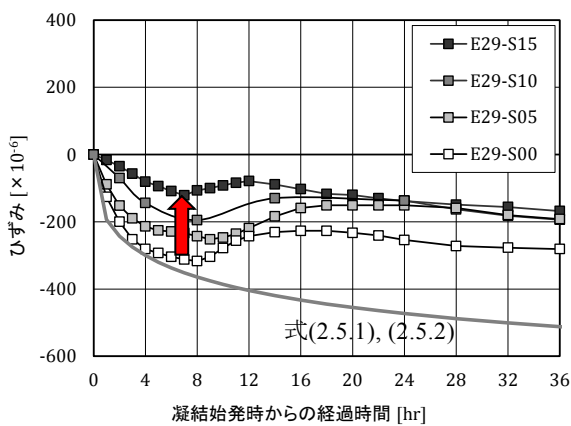
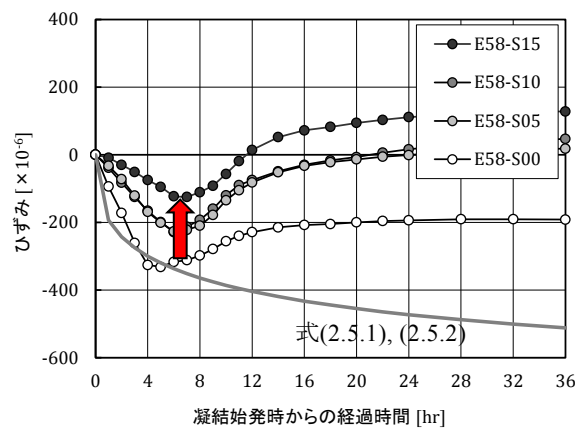


図 2.5.7 初期ひずみの計測結果 (鋼繊維混入率の影響)



(a)「E29」シリーズ: 膨張材混和率 $B \times 2.9\%$



(b)「E58」シリーズ: 膨張材混和率 $B \times 5.8\%$

図 2.5.8 初期ひずみの計測結果 (鋼繊維混入率の影響)

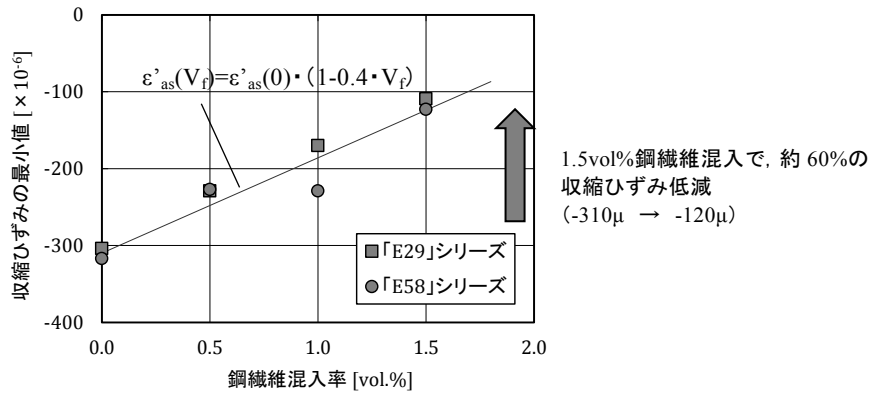


図 2.5.9 鋼繊維混入率と収縮ひずみ最小値との関係

以上の検討結果から、HPFRMの極初期の材齢(膨張材の反応が活性化しない凝結開始から6~8hr)における自己収縮ひずみ推定式の構築を試みた。基本式は、式(2.5.1)に示したコン式を参照に、最終収縮ひずみの低減を表す γ については、図 2.5.9 をもとに式(2.5.4)のように提案した。同じくひずみ発現速度に関する材料定数 a 、 b についても同様の検討をおこない、鋼繊維混入率との関係として図 2.5.10 のように整理した。提案式としては、式(2.5.5)および式(2.5.6)のように表される。

$$\gamma = 1 - V_f/3 \quad (2.5.4)$$

$$a = 1.2 \quad (2.5.5)$$

$$b = 0.2V_f + 0.4 \quad (2.5.6)$$

式(2.5.1)を基本式とし、定数を式(2.5.4)~式(2.5.6)を用いて算出される HPFRM の自己収縮ひずみ履歴を図 2.5.11 に示すが、着目した凝結始発から6~8時間までの収縮挙動を精度よく再現できることが明らかとなった。

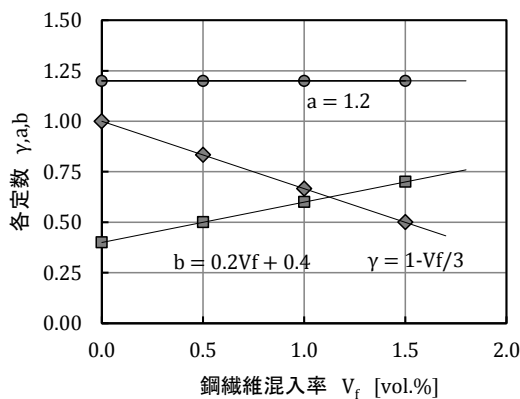


図 2.5.10 V_f と各材料定数(γ , a , b)

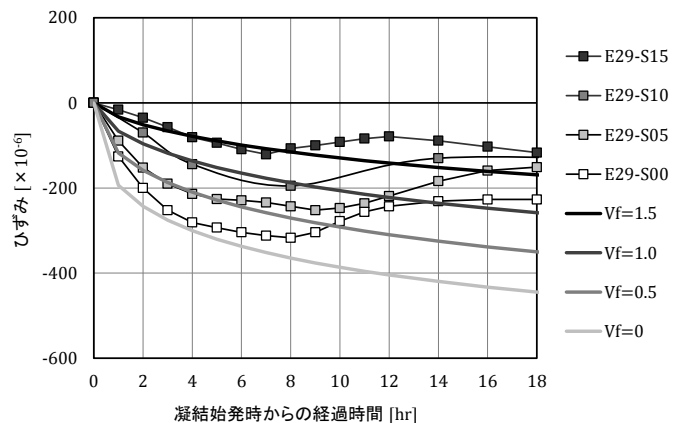


図 2.5.11 自己収縮ひずみの推定値/実験値

2.6 まとめ

第2章では、本研究で開発した高性能繊維補強モルタル（HPFRM）に関して、その位置付けや目標性能を示すとともに、各種材料試験によって得られたフレッシュ性状や力学的性質を示した。主たる知見を以下に示す。

- 1) HPFRM の力学的性能（圧縮強度，引張靱性）は，既存の SFRC，HPFRCC，UFC の領域には属さない中間的な位置づけにある。さらにフレッシュ時には自己充填性を有するとし，強度・靱性・流動性の観点から HPFRM の目標性能を決定した。
- 2) HPFRM の配合開発では，欧州規格(EN)に適合した材料を用いた Mixture A の示方配合を決定するとともに，国内規格(JIS)に適合した材料を用いた Mixture B の示方配合も決定した。
- 3) 鋼繊維混入率の増加は，HPFRM の剛性（弾性係数）にはほぼ影響を与えないものの，圧縮強度や割裂引張強度の最大値を増加させた。
- 4) 鋼繊維混入率の増加は，HPFRM の切欠きはりにおける曲げ強度や破壊エネルギーにも顕著に影響した。また，鋼繊維混入率と有効破壊エネルギーとは，ほぼ線形的な関係を示した。
- 5) 初期ひずみ計測試験より，HPFRM の自己収縮ひずみ挙動と早強型膨張材の混和によるひずみ低減効果を把握した。既往の自己収縮ひずみ式および膨張ひずみ式をベースに，適切な材料定数を設定することで HPFRM の初期ひずみ挙動の予測が可能となった。
- 6) 早強型膨張材を過剰混和（B×5.8%）した場合，遅れ膨張による圧縮強度の低下の危険性があるが，混入した鋼繊維の拘束作用により強度低下が抑制される可能性がある。
- 7) 十分に強度発現がない初期材齢に発生する自己収縮ひずみに対して，鋼繊維の混入が収縮ひずみを拘束することを把握した。

なお，切欠きはりの曲げ試験結果から，逆解析によって得られた HPFRM の引張軟化曲線では，逆解析手法の収束性の問題から，初期のひび割れ発生強度や限界ひび割れ幅までの正確な引張軟化挙動が取得できていなかった。そこで第3章では，より正確な HPFRM の引張軟化曲線を取得することを目的に，マトリクス強度や鋼繊維混入率の違いが，引張軟化挙動に及ぼす影響を把握する。

また，自己収縮ひずみや膨張材による導入ひずみに関して，これらが力学的性能，特に引張軟化特性に与える影響が生じることも考えられる。この課題についても第3章にて検討する。

【第2章：参考文献】

- 2-1) Katagiri, M., Maehori, S., Ono, T., Shimoyama, Y., Tanaka, Y : Physical Properties and Durability of Reactive Powder Composite Material (Ductal R), Proceedings of the first fib Congress 2002, pp.133-138, 2002.1
- 2-2) 土木学会：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 No.113, 2004.11
- 2-3) 例えば, 下山善秀, 田中良弘, 小林忠司：200N/mm²級セメント系繊維補強複合材料の適用 - 酒田みらい橋-, コンクリート工学, Vol.41, No.1, pp.20-24, 2003.1
- 2-4) Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings (EN 1992-1-1:2004)
- 2-5) Grünewald, S., Bolo, T., van der Veen, C. and Walraven, J. C. : Performance-based design of a high strength self-compacting fibre reinforced mortar, Stevin-report 25.5-01-30, Delft University of Technology, 2001.12
- 2-6) Lappa, E. S., van der Veen, C. and Walraven, J. C. : High strength, self-compacting steel fibre reinforced mortar for precast sheet piles, Stevin-report 25.5-03-12, Delft University of Technology, 2003.7
- 2-7) 栗原哲彦, 安藤貴宏, 国枝稔, 内田裕市, 六郷恵哲：多直線近似法による引張軟化曲線の推定と短繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状, 土木学会論文集, No.532/V-30, pp.119-129, 1996.2
- 2-8) 田澤榮一, 宮澤伸吾：セメント系材料の自己収縮に及ぼす結合材および配合の影響, 土木学会論文集, No.502/V-24, pp.43-52, 1994
- 2-9) 谷村充, 兵藤彦次, 佐藤達三, 佐藤良一：高強度コンクリートの収縮低減化に関する一検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.22, No.2, pp.991-996, 2000.7
- 2-10) 郭度連, 谷村充, 佐竹紳也, 柴垣昌範：膨張材による超高強度コンクリートの収縮低減, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.1, pp.471-476, 2008.7
- 2-11) 佐久間隆司, 辻幸和, 石森正樹：早強型膨張材の配合設計と適用性に関する研究, コンクリート工学論文集 37, Vol.16, No.1, pp.67-75, 2005.7
- 2-12) 土木学会：2012年制定 コンクリート標準示方書 設計編, 2013.3
- 2-13) 日本コンクリート工学会：マスコンクリートのひび割れ制御指針 2013, 2013

第 3 章

高性能繊維補強モルタルの引張軟化特性

3.1 概説

一般に FRCC の材料物性のうち、その単体の力学性能を特徴づけるのが引張特性である。特に、1 本のひび割れに着目した際の引張応力とひび割れ開口変位の関係、いわゆる引張軟化曲線は、FRCC の引張特性を表す重要な力学パラメータとなるほか、部材の断面計算や構造解析を行う上で重要な設計用値となる。そこで本章では、第 2 章において開発した HPFRM に対して、適切な引張載荷を実施し、HPFRM の引張軟化特性を把握することを目的とした。その際、引張軟化特性に影響を及ぼす因子を抽出し、それらを考慮した HPFRM の引張軟化曲線の推定式の構築を図った。

第 3 章の構成を図 3.1.1 に示す。

まず 3.2 節では、鋼繊維を混入した FRCC のうち、代表的な SFRC および UFC に関して、引張軟化曲線を取得する試験方法や評価法を例示し、それらによって得られた SFRC や UFC の引張軟化曲線の特徴を概説する。加えて、HPFRM の引張軟化曲線を取得するための適切な試験方法やその留意点について考察した。

次に 3.3 節では、HPFRM を対象にして実施された直接引張試験の結果と、得られた引張軟化曲線の特徴を示す。主な実験パラメータは鋼繊維の混入率であり、 $V_f=0, 0.8, 1.6 \text{ vol.}\%$ とした 3 配合に対して、その違いが HPFRM の引張軟化曲線に及ぼす影響を述べた。

3.4 節では、鋼繊維の配向性の違いが、HPFRM の引張軟化曲線に与える影響について実験的に検討した。具体的には、引張載荷軸に対して $0^\circ, 45^\circ, 90^\circ$ の方向に鋼繊維を配向した試験片を準備し、この配向の違いが HPFRM の引張軟化曲線を形成するどのパラメータに影響を与えるのかを検討した。

3.5 節では、3.3 節（鋼繊維の混入率）および 3.4 節（鋼繊維の配向性）の検討結果を踏まえて、抽出した影響因子を考慮する HPFRM の引張軟化曲線の推定式を提案した。この推定式は、既存の引張軟化曲線式をベースに、その各係数を独自に設定することで HPFRM 特有の推定式とした。さらにこの提案式について、既往の実験結果と比較することでその妥当性を検証した。

3.6 節では、2.6 節で示した HPFRM の初期ひずみ（材齢初期の自己収縮ひずみや膨張材混和による膨張ひずみ）の違いが、HPFRM の引張軟化特性に及ぼす影響について評価した。

最後に、3.7 節では本章のまとめとして、いくつか異なる直接引張試験から得た HPFRM の引張軟化曲線に関する知見を整理するとともに、今後の課題についても触れた。

なお、本章で提案した HPFRM の引張軟化曲線の推定式は、第 5 章で扱う剛体バネモデル (RBSM) において、HPFRM の材料構成則として適用される。

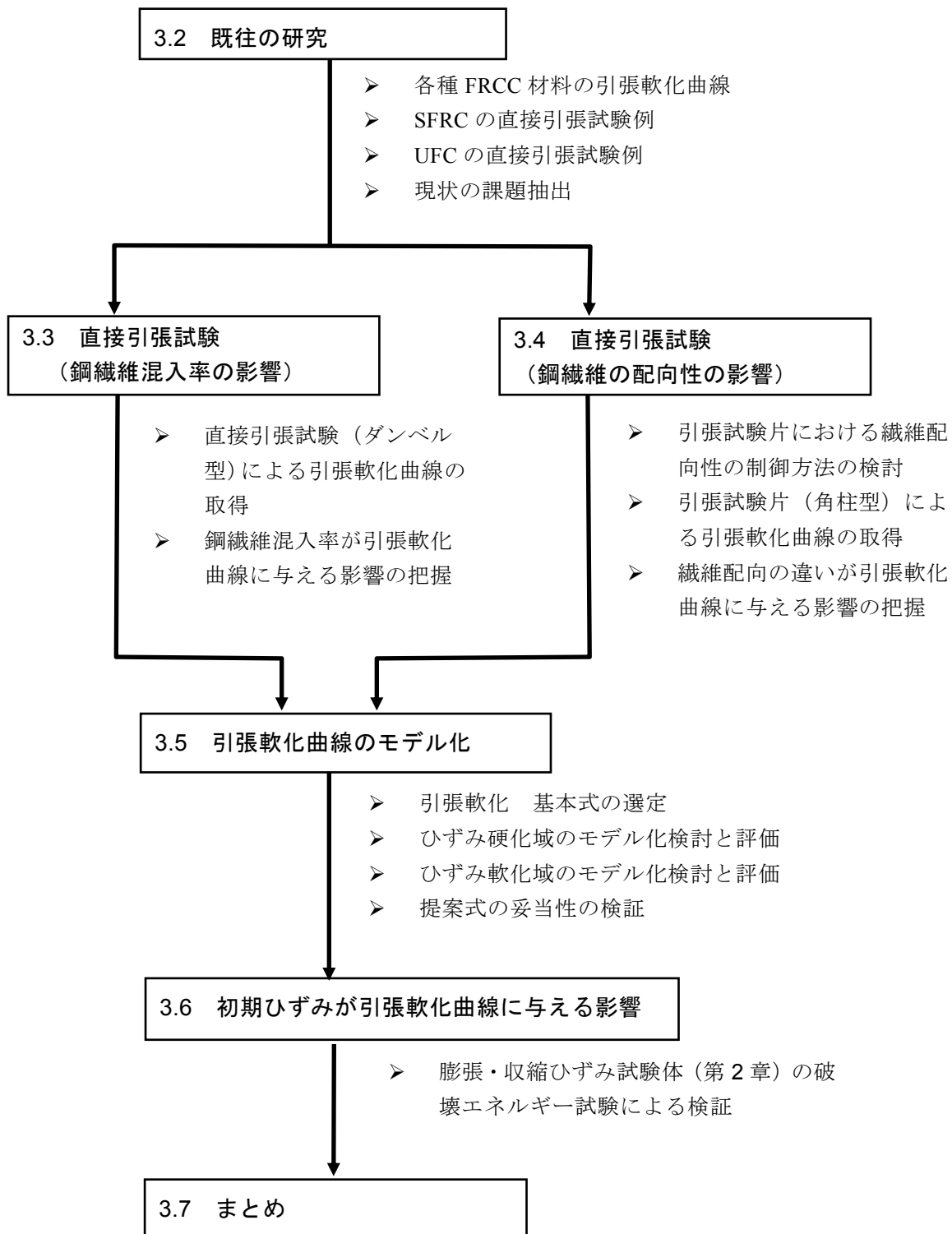


図 3.1.1 第 3 章の構成

3.2 既往の研究

FRCC とコンクリートとの力学特性上の大きな違いは、ひび割れ発生後の特性であり、1本のひび割れに着目した場合、ひび割れ幅とひび割れ間で伝達される応力の関係（引張軟化曲線）によって特徴づけられる。代表的なFRCCの引張軟化曲線の比較を図3.2.1に示す³⁻¹⁾。従来のFRCCとして代表的なSFRCは、繊維を混入しないコンクリート（Plain）に対し軟化時の勾配が緩やかになることが特徴であるが、UFCではさらにひび割れ発生強度が高まり、軟化域の応力が高い。なかでも有機繊維でなく鋼繊維を使用したUFCは、ひび割れ後に若干の硬化現象も示す。一方、SHCCの中で代表的なHPFRCCは、1本のひび割れに着目すると明確なひずみ硬化現象を示す。そのため、着目したひび割れとは別のひび割れが次々に発生し、ひび割れが分散していく。

このように引張軟化曲線は、FRCCの引張性能を特徴づける重要な力学パラメータであり、マトリクス強度や混入した繊維の種類や量によってその形は変化する。本研究で開発したHPFRMに対しても、この固有の引張軟化曲線を取得することが重要であった。

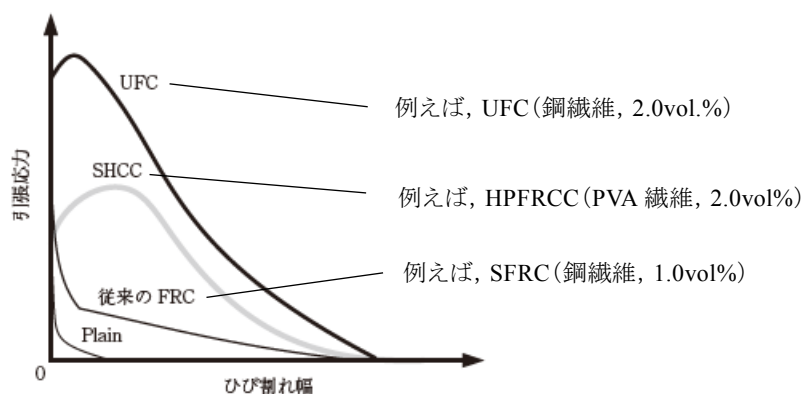


図 3.2.1 FRCC の引張軟化曲線の比較³⁻¹⁾

FRCCの引張軟化曲線を把握する場合、理想的には材料の一軸直接引張試験を行い、引張荷重と発生したひび割れの開口変位を測定することが望ましい。しかし、直接引張試験は、供試体の固定方法や一様引張荷重の導入など、試験方法の煩雑さや測定精度の問題から、JISやJSCEでも規格化には至っていない。その代わりに現状国内では、FRCCの引張軟化曲線を取得する試験方法として、切欠きはりによる曲げ試験で得られた荷重-開口変位（CMOD）の関係から、修正J積分法や多直線近似法といった逆解析によって間接的に引張軟化曲線を算出する手法^{3-2),3-3)}が、JCI規準（JCI-S-002-2003およびJCI-S-001-2003附属書）に規定されている。

曲げ載荷試験から引張軟化曲線を求める方法を図3.2.2に示す。本手法は、JISの曲げ試験を活用できるといった汎用性を持つとともに、1本のひび割れに対する開口変位を直接測定できる利点をもつ。しかし、逆解析による結合応力の算出過程で、図2.4.6で示したように開口が進んだ低応力域での収束性が悪く、限界ひび割れ幅近くの軟化曲線の予測精度が低下する。開口変位2.0mmまでの有効破壊エネルギーを評価する上ではあまり影響はないが、限界ひび割れ幅まで含んだ全領域の破壊エネルギーを評価する場合は軟化曲線をなんらか外挿して扱うしかなく、不確実性の問題を含んでいた。そこでHPFRMに対しては直接引張試験を実施することを前提とし、過去に実施された直接引張試験について調査した。

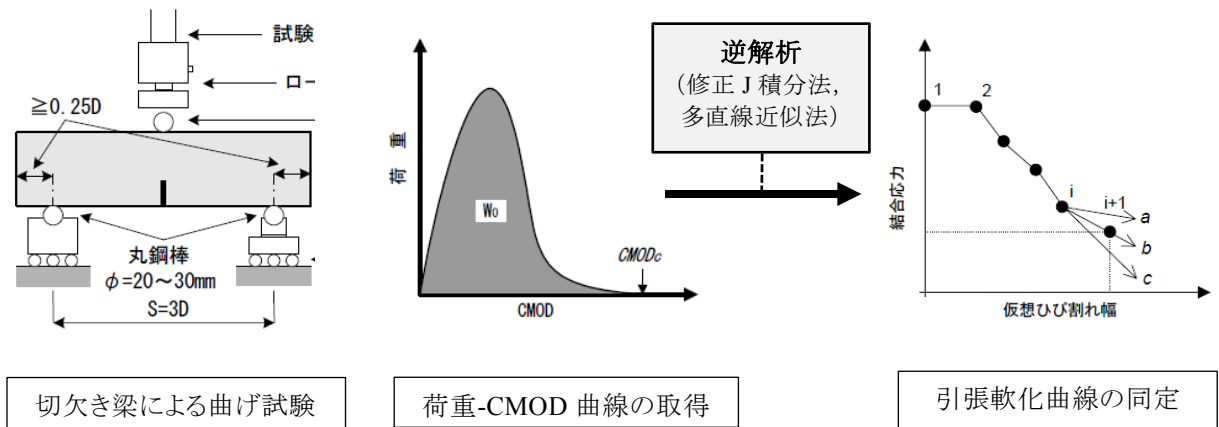


図 3.2.2 FRCC の引張軟化曲線の算定フロー

松尾ら³⁻⁴⁾は、繊維長 30 mm / 繊維径 0.6 mm の鋼繊維を用いた SFRC の引張軟化曲線の把握に、**図 3.2.3(1)**に示すような角柱供試体 (100×100×300 mm) による直接引張試験を行った。中央部の相対面に深さ 10mm の切欠き設け、引張荷重と切欠きの開口変位を測定した。その結果、**図 3.2.3(2)**に示すような引張軟化曲線を得て、鋼繊維混入率の違い (0.5, 1.0, 1.5 vol.%) が軟化開始点となる残留引張強度や、折れ点以降の軟化域の勾配に影響を及ぼすことを示した。しかしながら、直接引張試験の不安定さがあった点を指摘しており、また供試体の作製方法に依存する鋼繊維の配向性の影響については検討されていない。

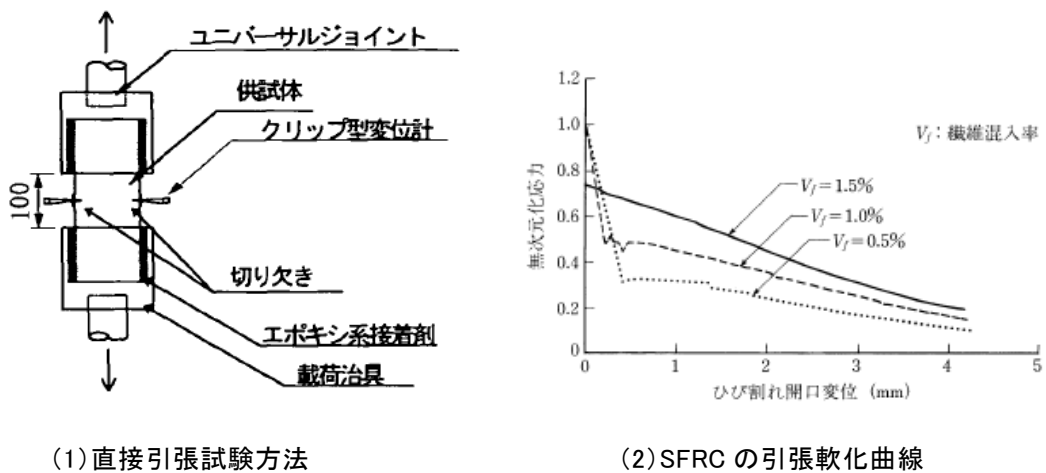


図 3.2.3 SFRC の直接引張試験³⁻⁴⁾

青木ら³⁻⁵⁾は、SFRC (繊維長 30 mm / 繊維径 0.6 mm, 混入率 1.0 vol.%) と UFC (繊維長 15 mm / 繊維径 0.2 mm, 混入率 2.0 vol.%) を対象に、**図 3.2.4**に示すような直接引張試験を実施した。供試体は角柱供試体 (100×100×400 mm) であり、両端にネジ鋼棒を埋設して载荷治具に固定するようにしている。実験では切欠き深さ (30, 50, 70 mm) の違いが、SFRC や UFC の引張軟化曲線に及ぼす影響を検討するとともに、ひび割れ発生位置により引張力に偏心が発生した際の影響にもふれている。

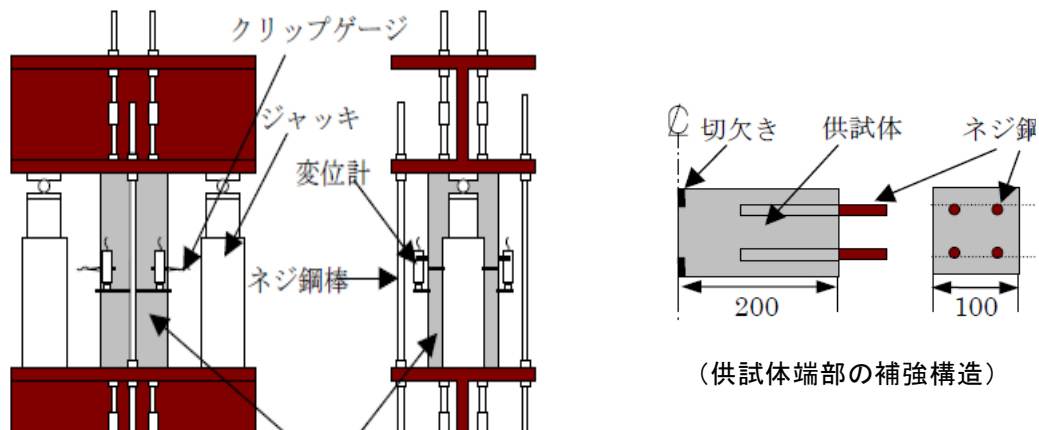


図 3.2.4 SFRC/UFC の直接引張試験³⁻⁵⁾

前堀ら³⁻⁶⁾は、標準配合粉体を用いた UFC (鋼繊維長 15 mm/繊維径 0.2 mm, 混入率 2.0 vol%) を対象に、図 3.2.5 に示すような直接引張試験を実施した。試験供試体は平板型枠(10×50×300 mm) への流し込みによって成形された。この方法は、UFC 指針³⁻⁷⁾の参考資料として扱われ、図 3.2.5(2) に示す UFC の引張軟化曲線測定例も示されている。しかしながら本試験では、測定断面が 10×50 mm と、繊維長 15 mm に対して小さく、鋼繊維が載荷方向に平行な有利な配向となりやすく、3 次元の鋼繊維の分散や配向を想定する場合は、適切な試験方法とはいえない。また、この載荷方法でも供試体に片側からひび割れ発生した場合、供試体に偏心が作用してしまうことで、測定結果にばらつきが生じやすくなることが懸念される。

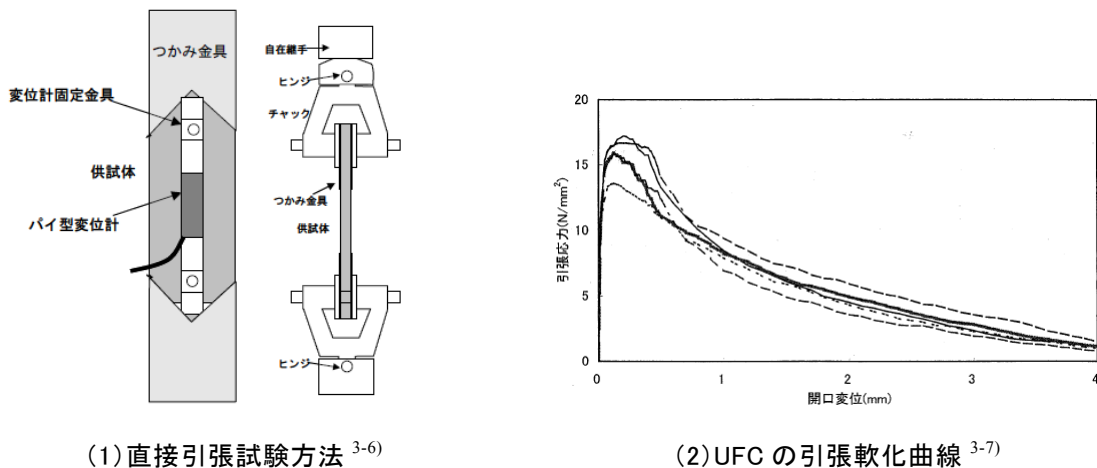


図 3.2.4 SFRC/UFC の直接引張試験

このようなことから、HPCFRM の引張軟化曲線の取得を目的とした直接引張試験では、鋼繊維長 13 mm に対して、3 次元の配向性を考慮した十分な断面寸法とすること、また引張載荷ではひび割れ後の偏心荷重を防止するような制御機能を有した試験機器を選定することが技術的課題として挙げられた。

3.3 直接引張試験（鋼繊維混入率の影響）

3.3.1 試験目的

本節では、適切な直接引張試験によって HPFRM 自身の引張軟化曲線を把握することを目的とした。HPFRM に混入する鋼繊維は、表 2.3.3 に示した中の OL 13/0.16（繊維長 13 mm，繊維径 0.16 mm）を対象とし、その容積混入率の違い（0，0.8，1.6 vol.%）が HPFRM の引張軟化曲線に与える影響の把握も目的とした。

3.3.2 試験概要

直接引張試験では、所定位置（測定長間）にひび割れを発生させること、また鋼繊維長 13 mm を考慮した断面寸法を検討する必要があった。検討の結果、図 3.3.1 に示す中央部を最小断面とするダンベル型供試体を適用した。また載荷試験は、供試体にひび割れ発生後も偏心荷重が作用しないよう、鉛直方向に 4 軸で変位制御が可能なサーボ型の変位制御試験機（図 3.3.2）によって、供試体断面に一樣な引張荷重を与えるようにした。なお本試験法は、先行して Markovic らが Hybrid-FRC を対象とした材料試験で実施しており、その測定精度は十分確認されていた³⁻⁸⁾。

引張供試体は高さ 180 mm のダンベル型で、上下端部の断面 160×70 mm に対し、中央部（最小部）の断面を 70×70 mm とした。供試体の上下端面は、試験機の載荷盤に高強度接着剤にて固定し、その周囲が破壊しないよう鋼板で接着補強した。ひび割れ幅の計測には、変位センサ（LVDT）を標点間距離 110 mm で、供試体前面および背面に 2 本ずつ取り付け、4 箇所の鉛直変位の平均値を算出した。試験ケースを表 3.3.1 に示す。HPFRM 配合は、目標強度 B130/C110 の Mixture A をベースとし、鋼繊維混入率を 0，0.8，1.6 vol.% とした 3 ケースについて試験した。

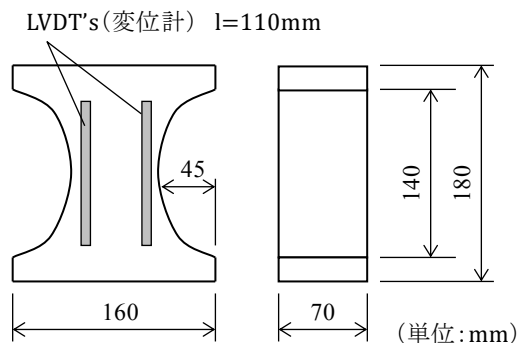


図 3.3.1 直接引張試験に用いた供試体寸法



図 3.3.2 直接引張試験の状況

表 3.3.1 試験ケース

目標強度 (100Cube) [N/mm ²]	鋼繊維 の種類	鋼繊維 混入率 [vol.%]	圧縮強度 (100Cube) [N/mm ²]
B130	OL 13/0.16	0	128
		0.8	134
		1.6	141

3.3.3 試験結果と評価

代表的な引張応力-変位の試験結果を、鋼繊維混入率ごとに図 3.3.3 示す。図 3.3.3(1)は変位 0.6mm までの初期段階を示し、図 3.3.3(2)は試験体が引張破断するまでの全域を示している。

鋼繊維が未混入のケースでは、ひび割れ発生後すぐに破断して応力 0 になるのに対し、鋼繊維を混入したケースでは、ひび割れ発生後も高い靱性を発揮した。ひび割れ発生強度は、鋼繊維混入率が高いほど増加した。ひび割れ発生強度に到達した後も、徐々に引張応力が増加するひずみ硬化特性をわずかに示した(図 3.3.4 (1))。このひずみ硬化域の範囲は、鋼繊維混入率が高いほど大きいと言える。また最大引張強度に到達後は、ひび割れ開口とともに引張応力が徐々に減少し(図 3.3.4 (2))となり、引張応力がゼロとなる限界ひび割れ開口変位はいずれも 6.5mm 程度であった。なお、図 3.3.4 に引張载荷で破断した供試体を示すが、いずれも高さ中央の最小断面近傍にて 1 本のひび割れが開口し、最終的には破断に至った。

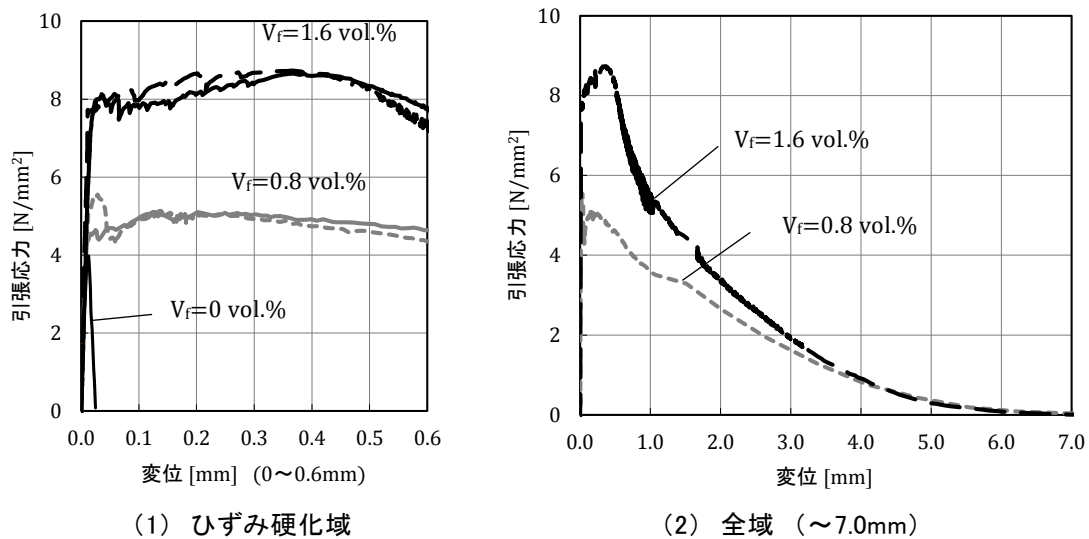


図 3.3.3 HPFRM の引張軟化曲線(鋼繊維混入率の影響)

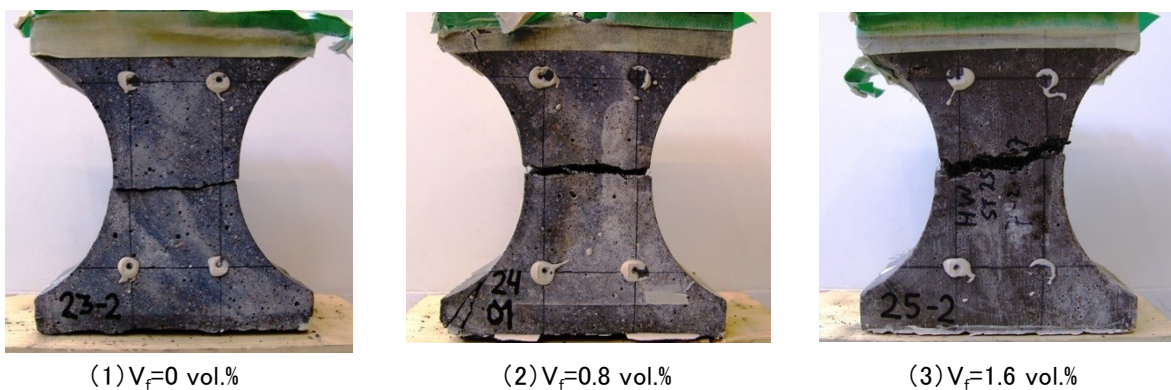


図 3.3.4 直接引張試験後の供試体

直接引張試験から得られた HPFRM の引張特性を表 3.3.2 に整理する。ひび割れ発生強度に関しては、FRCC では従来、マトリクスの強度特性のみに依存すると考えられてきたが、この結果から HPFRM の場合は鋼繊維混入率によって影響されると考えてよい。これは第 2 章に示した圧縮強度や割裂引張強度と同様の傾向であり、破壊の起点となる微細なマイクロクラックのき裂進展や伝播を鋼繊維が抑制し、結果としてマクロで捉えてみると破壊強度の増加と捉えられると考えられる。

ひび割れ発生強度と最大引張強度との関係を図 3.3.5 に示す。鋼繊維の混入率によらず、最大引張強度は、ひび割れ発生強度に対し約 1.1 倍であった。またひずみ硬化を示す範囲も、混入率が高いほど大きく、0.8 vol.% のケースでは 0.2 mm 程度、1.6 vol.% のケースで 0.4 mm 程度までであった。

また、強度試験用の立方体供試体で得た割裂引張強度（図 2.4.2(2)）と、この直接引張試験で得た最大引張強度との差を図 3.3.6 に示す。鋼繊維混入率の増加に伴い、最大引張強度が上がる傾向は割裂引張強度と同様であり、両者の比率は鋼繊維の混入率によらず約 0.42 倍であった。

ひび割れ発生後から、限界ひび割れ開口変位までの引張応力-変位曲線で囲まれる面積で表される破壊エネルギーを算出すると、混入率 0.8 vol.% で 13.7 N/mm、1.6 vol.% で 20.3 N/mm であった。これらは表 2.2.1 で掲げた HPFRM の目標性能 10~20 N/mm を満足している。

表3.3.2 直接引張試験で得られた引張特性

鋼繊維混入率 [vol.%]	ひび割れ発生強度 [N/mm ²]	最大引張強度 [N/mm ²]	破壊エネルギー [N/mm]
0	3.99	—	0.13
0.8	5.05	5.50	13.7
1.6	7.91	8.70	20.3

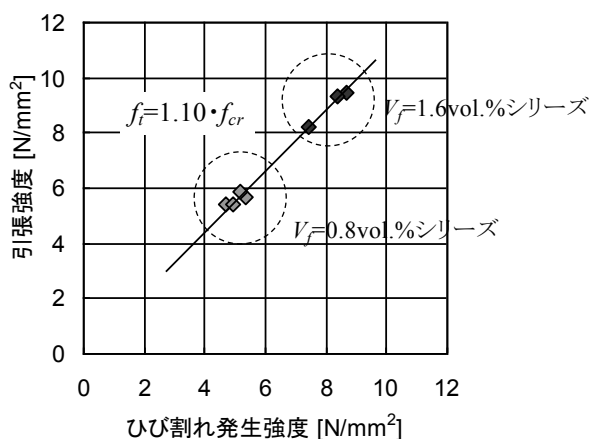


図 3.3.5 ひび割れ発生強度と最大引張強度

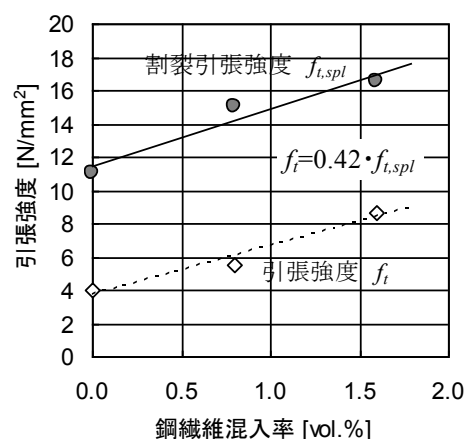


図 3.3.6 鋼繊維混入率と引張強度

3.4 直接引張試験（鋼繊維の配向性の影響）

3.4.1 試験目的

FRCC の引張性能は、混入した繊維の量や形状のほか、その配向によっても大きく左右される。特に鋼繊維の場合、マトリクス中に繊維が均等に分散されていても、打込み時の流動方向にそって繊維が配向されるため、材料の力学性能に大きな影響を及ぼす。同様にして HPFRM の材料特性値を検討する上でも、繊維の配向性が重要な要素である。

前節 3.3 で実施した直接引張試験では、ダンベル型供試体の製作過程において鋼繊維の配向性は特に調整していなかった。実際、供試体の製作ではダンベル型の寸法をとった型枠（図 3.4.1）に自己充填性を有する HPFRM を一方から流し込んで成形しており、硬化後に図 3.4.2 に示す上下端を切断加工した（接着固定する上下端面にて繊維量が減少することを防ぐため）。このような中央が括れた形状の場合、鋼繊維は縦方向に沿って配向されやすく、つまり引張载荷軸に対して鋼繊維が平行に並ぶ、有利な配向状況であったと想定される。

そこで、上記のダンベル型供試体とは別に、供試体内の鋼繊維の配向性をできる限り調整した引張試験片を用いた直接引張試験を実施し、鋼繊維の配向性と HPFRM の引張性能との関係を検討することを目的とした。具体的には、試験片内の鋼繊維の配向角度を 0° 、 45° 、 90° とした 3 ケースについて、直接引張試験を実施し、引張軟化曲線に与える影響を把握した。



図 3.4.1 ダンベル型供試体の型枠

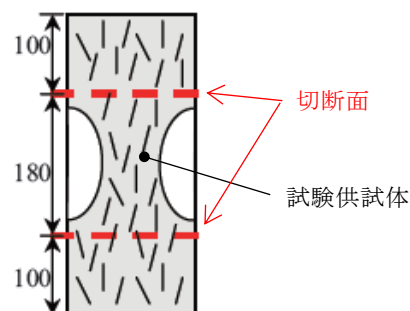


図 3.4.2 供試体の切断箇所

3.4.2 試験概要

鋼繊維の配向性の制御には、幅 400 mm、長さ 1800 mm なる鋼製の流路を作成し、練り上がった HPFRM をミキサ排出口から一定方向に流し込んだ（図 3.4.3）。流し込む HPFRM の総量は厚さ 50 mm 以上となるよう計量した。打込み完了後、流れが落ち着いたのを確認し、モルタルが凝結始発を迎える前に鋼製の仕切り箱（200×180 mm）を流入方向に対してそれぞれ 0° 、 45° 、 90° の角度で押込んだ（図 3.4.4）。つまり、鋼繊維の配向が流入方向に沿って並んでいることを前提に、この型取りの角度によって内部の繊維配向を変化させている。

HPFRM が十分に硬化後、この仕切り箱ごと脱型し、HPFRM 版は標準養生（ $20 \pm 2.0^\circ\text{C}$ 、RH60 \pm 5.0%）を施した。引張試験を行う材齢 28 日以前に、脱型した HPFRM 版をコンクリートカッターにて所定寸法（長さ 150 mm、断面 35×35 mm）で 3 本切り出した。最終的に引張試験片は、長さ 150 mm、断面 35×35 mm に成形した。

なお本実験では、HPFRM (Mixture B) をベース配合とし、使用した鋼繊維は OL13/0.16 を繊維混入率 1.5 vol.% とした配合で統一した。

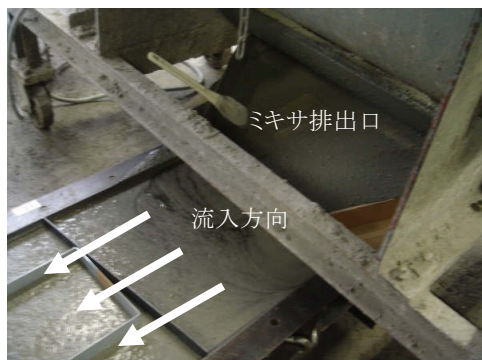


図 3.4.3 HPFRM の流し込みによる配向の制御

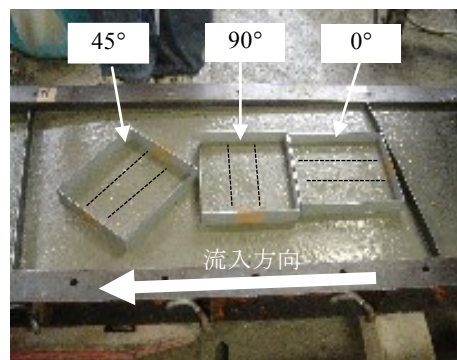


図 3.4.4 引張試験片用の型取り

直接引張試験の状況を図 3.4.5 に示す。変位制御が可能な万能試験機により、毎分 0.1mm の載荷速度で引張载荷を行った。HPFRM 試験片は、鋼板で補剛した上下部分を挟み治具 (チャック) にて固定し、中央部の長さ 50mm 区間を評価面とした。この評価面には図 3.4.6 に示すように 10mm 角の基準線を引いており、この面を高画素デジタルカメラで撮影する画像相関法 (DIC) によって、载荷中の試験体変位を測定した。また試験片の両側面ではひずみゲージによる鉛直変位を測定し、DIC による変位のキャリブレーションも行った。この試験方法では、任意の箇所にはひび割れが発生しても、取得した画像データがあれば、事後にひび割れを挟む上下 2 点の評価点を決めて再整理することで適切な引張軟化曲線 (引張応力と開口変位の関係) が取得できる。



図 3.4.5 直接引張試験 (変位制御)

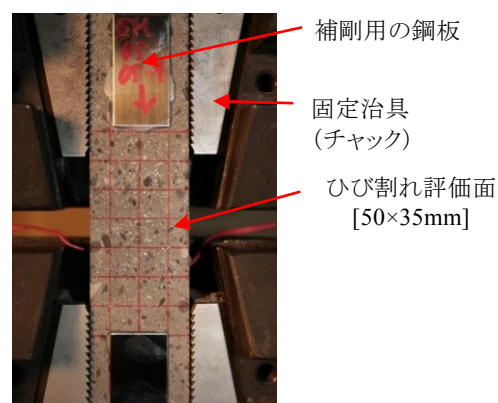


図 3.4.6 引張試験片の DIC 計測面

3.4.3 試験結果と評価

HPFRM (Mixture B), 鋼繊維混入率 1.5 vol.% に対し, 直接引張試験で得られた引張軟化曲線を図 3.4.7 に示す. ここでは, 鋼繊維の配向角度を載荷軸に対し 0° , 45° , 90° とした 3 ケースについて, 同一条件 3 体の平均値で示した. またグラフの縦軸は, 各試験片の引張応力を, 全ケースの引張強度の平均値 ($=6.0 \text{ N/mm}^2$) で除した強度比で示している.

図 3.4.7 より, 鋼繊維が同じ混入量であっても, その配向性の違いによって引張軟化曲線が大きく異なることが明らかである. 引張軟化特性における相違点の一つとして, 引張残留強度 (ひび割れ発生後に急激に低下した際の残強度) が挙げられる. 本実験では, DIC の計測精度の関係から, ひび割れ発生後のひずみ硬化域を厳密に測定できてないが, 図 3.4.7 の配向角度 0° のケースでは, ひび割れ幅 0.5 mm で応力比 1.0 であることから, それ以前に図 3.3.3(1)と同様の硬化域が有していたと考えられる. これに対し, 配向角度 45° のケースでは, 残留引張強度が $0.7 \sim 0.8$ 程度, さらに配向角度 0° のケースでは $0.4 \sim 0.5$ 程度まで低下した.

一方, 限界ひび割れ開口変位は, ダンベル型供試体による引張試験結果 (図 3.3.4) の際と同様に, いずれも $6.0 \sim 7.0 \text{ mm}$ 程度であり, 混入した繊維長の約 $1/2$ が限界開口変位になると考えられる. 結果として, 引張軟化曲線に囲まれる破壊エネルギーで換算すれば, この繊維配向の違いにより, $1/2$ 以下に低下したことになる. HPFRM の引張性能をモデル化の上では, 鋼繊維の配向性の影響を適切に考慮する必要性が示された.

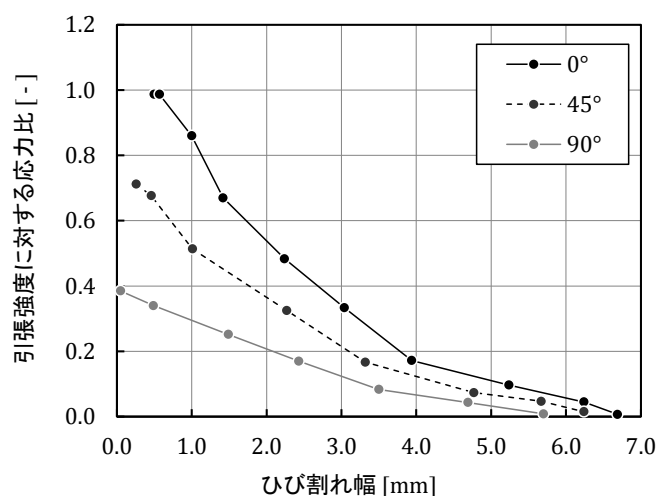


図 3.4.7 HPFRM の引張軟化曲線 (鋼繊維配向性の影響)

3.5 引張軟化曲線のモデル化

3.5.1 引張軟化曲線の基本式

FRCC の引張軟化曲線は、その FRCC 固有の力学的性能を特徴づける最も重要な特性と言える。一般には、第 2 章に示したように切欠きはりの曲げ試験で得られた荷重－開口変位（CMOD）関係から、逆解析によって引張軟化曲線を取得できるが、これはあくまで間接的な方法であり、逆解析を行う際のメッシュサイズや変位ステップによっては、得られる引張軟化曲線が変わってしまう問題点も含んでいた。これらを解消するため、本研究では 3.3 節に示した直接引張試験で得た引張応力－ひび割れ開口変位をもとに、鋼繊維の混入率および配向性を考慮した HPFRM の引張軟化曲線の近似式を提案することとした。

FRCC の引張軟化曲線の形状モデルに関しては図 3.5.1 に示すように種々のモデルがある³⁻¹⁰⁾。従来、設計時の煩雑さを避けるため、a)リニアモデル、b)バイリニアモデル、c) トリリニアモデルといった、いくつかの線形挙動を組合せた引張軟化モデルが提案されている。そのうち本研究では、実験結果を忠実に再現できるよう d)曲線モデルをベースとした。曲線モデルのうち、RC の引張軟化曲線を終局変位（限界ひび割れ幅）まで精度よくモデル化ができる Hordijk ら³⁻⁹⁾の式(式(3.5.1)、式(3.5.2)) を選択した。

$$\sigma_t = f_{cr} \left[\left\{ 1 + \left(c_1 \frac{w}{w_u} \right)^3 \right\} \exp \left(-c_2 \frac{w}{w_u} \right) - \frac{w}{w_u} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \right] \quad (3.5.1)$$

$$c_1 = 3.0, \quad c_2 = 6.93, \quad w_u = 5.136 \frac{G_F}{f_t} \quad (3.5.2)$$

ここに、 σ_t : 引張応力 [N/mm²], f_{cr} : ひび割れ発生強度 [N/mm²], f_t : 引張強度 [N/mm²], w : ひび割れ幅 [mm], w_u : 限界ひび割れ幅 [mm], G_F : 破壊エネルギー [N/mm], である。

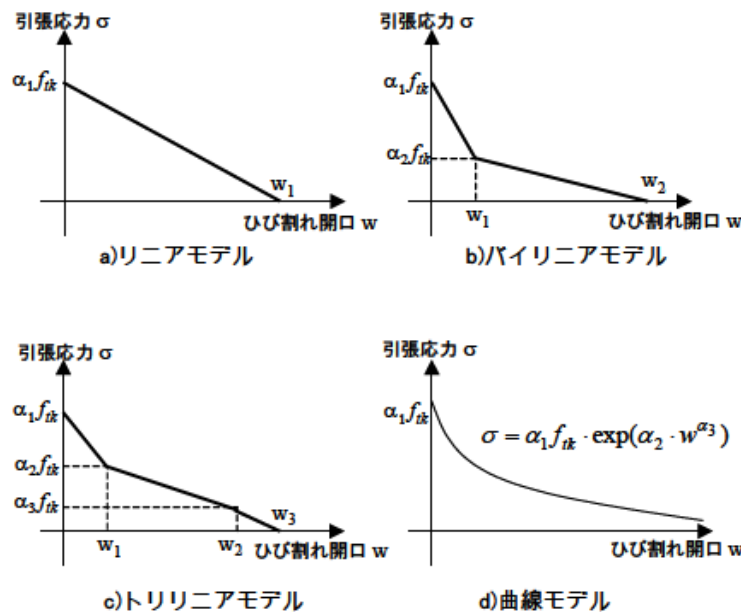


図 3.5.1 FRCC の引張軟化曲線のモデル化例³⁻¹⁰⁾

3.5.2 HPFRM の引張軟化曲線モデル

直接引張試験の結果から、鋼繊維混入率の違いや繊維配向性の違いがHPFRMの引張特性（引張軟化曲線）に及ぼす影響として以下の見解を得た。

- ・ 鋼繊維混入率の増加に伴って、ひび割れ発生強度は増加する。
- ・ 鋼繊維の配向性が有利な場合（載荷軸と同方向）、ひび割れ発生後も引張応力は増加し、最大引張強度はひび割れ発生強度に対して約10%増加する。
- ・ 鋼繊維の配向性が不利な場合（載荷軸に対して45°，90°），ひび割れ発生後に引張応力は低下し、ひび割れ発生強度に対する低下率は40～80%程度である。
- ・ 限界ひび割れ開口変位は、鋼繊維の諸条件によらず繊維長の約1/2に程度となる。

上記の知見を踏まえ、既往のHordijk式(3.5.1)をベースにHPFRMの引張軟化曲線を構築する。なお本モデルは、混入する鋼繊維の寸法諸元が繊維長13 mm／繊維径0.16 mmのときのみ適用できる。

ひび割れ発生強度 f_{cr} は、図3.3.3 (1)に示した直接引張試験の結果に基づき、弾性域からひび割れ発生によって塑性化した点の強度をとった。次に、ひずみ硬化域を終点となる最大引張強度時のひび割れ開口変位 w_{cl} は、実験結果（図3.3.4 (1)）から、混入率0.8 vol.%で $w_{cl}=0.28$ mm，1.6 vol.%で $w_{cl}=0.44$ mmと定めた。このひずみ硬化域は、あくまで鋼繊維を荷重の作用軸に対して平行に配向できた場合（配向角度0°）に適用できるとし、それ以外の配向角度では適用外とした。また、最大引張強度 f_t は、図3.3.5に示した結果よりひび割れ発生強度 f_{cr} の1.1倍と扱うことができる。もし直接引張試験によってひび割れ発生強度が得られてない場合は、図3.3.6をもとに割裂引張強度の0.42倍を最大引張強度として扱うこともできる。

最大引張強度に到達以降、限界ひび割れ開口変位 w_u までの軟化曲線の形状を規定する係数 c_1 ， c_2 については、実験結果（図3.3.4 (2)）に基づき決定した。また、鋼繊維の配向性の影響は、ひび割れ発生強度に達した直後の残留引張強度に影響を及ぼすとし、これを低減係数 α で考慮した。図3.3.10に示した結果から、45°配向では $\alpha=0.8$ ，90°配向では $\alpha=0.5$ とすることで実験値と重なるような係数 α を設定した。

- ・ ひずみ硬化域 $0 < w < w_{cl}$

$$\sigma_t = f_{cr} \left\{ 1 + \frac{(\alpha-1)w}{w_{cl}} \right\} \quad (3.5.3)$$

- ・ ひずみ軟化域 $w_{cl} \leq w \leq w_u$

$$\sigma_t = \alpha \cdot f_{cr} \left[\left\{ 1 + \left(c_1 \frac{w-w_{cl}}{w_{c2}} \right)^3 \right\} \exp \left(-c_2 \frac{w-w_{cl}}{w_{c2}} \right) - \frac{w-w_{cl}}{w_{c2}} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \right] \quad (3.5.4)$$

ここに、 σ_t ：引張応力 [N/mm²]， f_{cr} ：ひび割れ発生強度 [N/mm²]， α ：ひび割れ強度に対する硬化域終了時の強度比率， w ：ひび割れ幅 [mm]， w_{cl} ：硬化域終了時のひび割れ幅 [mm]， $w_{c2}=w_u-w_{cl}$ [mm]， w_u ：限界ひび割れ幅 [mm]， c_1, c_2 ：軟化曲線式における定数，である。

式(3.5.3)および式(3.5.4)で扱う各定数を表3.5.1に示す。さらに、直接引張試験の結果と、各定数を用いたHPFRMの引張軟化曲線モデルとの比較を図3.5.1（鋼繊維混入率の影響）および図3.5.2（鋼繊維の配向性の影響）に示す。これらより、提案したHPFRMの引張軟化曲線モデルは、概ね実験結果を再現できている。

表3.5.1 引張軟化曲線における物性値と定数

鋼繊維混入率	配向角度	f_{cr}	a	w_{cl}	w_u	c_1	c_2
0 vol.%	—	3.99	—	—	0.16	3.0	6.93
0.8 vol.%	0°	5.05	1.10	0.28	6.50	1.10	2.80
	45°		0.80	0.11		1.10	2.80
	90°		0.50	0		1.15	3.70
1.6 vol.%	0°	7.91	1.10	0.44	6.50	1.10	2.80
	45°		0.80	0.17		1.10	2.80
	90°		0.50	0		1.15	3.70

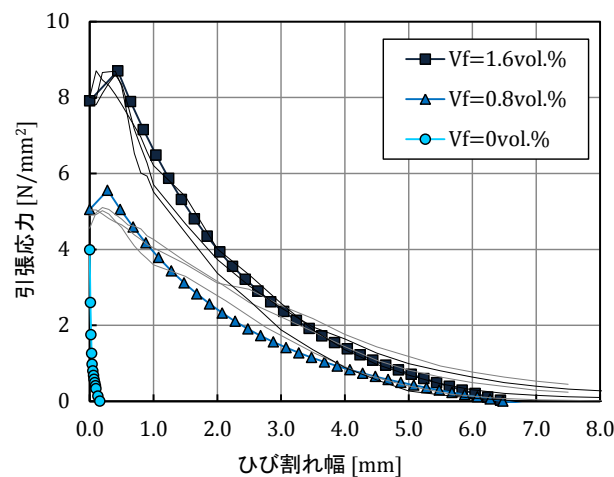


図 3.5.2 HPFRM の引張軟化曲線のモデル化(鋼繊維混入率の影響)

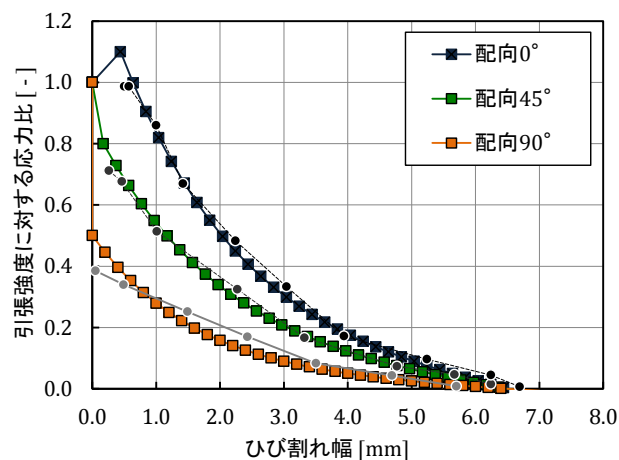


図 3.5.3 HPFRM の引張軟化曲線のモデル化(鋼繊維の配向性の影響)

3.6 初期ひずみが引張軟化曲線に与える影響

3.6.1 目的と概要

2.5節では、HPFRM (Mixture B) を対象に、低水結合材比に伴う過大な自己収縮ひずみの抑制対策として、早強型膨張材の混和によるひずみ抑制効果を検討した。その結果、膨張材の混和によって自己収縮ひずみは抑制できるものの、膨張材混和量や鋼繊維混入率の違いによって、材齢7日までの初期ひずみ（自己収縮ひずみ、膨張材による導入ひずみ）に差が生じることも把握できた（図 2.5.4, 図 2.5.7）。しかしながら、このような初期材齢のひずみ履歴が FRCC の力学的性能、特に引張軟化特性に及ぼす影響を検討した例はない。

そこで本節では、上記のように異なる初期ひずみ履歴を受けた HPFRM に対して、それらが引張特性（引張軟化曲線）に及ぼす影響を実験的に検討することを目的とした。具体的には、初期ひずみ計測を行った角柱試験体をそのまま利用し、材齢28日に JCI 切欠きはりの曲げ載荷試験を実施した。ここで得られた荷重-CMOD 曲線をもとに、逆解析によって引張軟化曲線を取得した。

3.6.2 引張軟化曲線への影響

図 3.6.1 に、逆解析によって算出した HPFRM の引張軟化曲線を、鋼繊維の混入率ごとに示す。各図には膨張材の混和率が 2.9% と 5.8% の 2 ケースが比較されている。初期ひずみの計測結果（図 2.5.5）によれば、この混和量の違いで約 200~300 μ の初期ひずみの差が生じていた。しかしながら、これら引張軟化曲線の比較をみるかぎり、ひび割れ直後の架橋応力（残存引張応力）にはやや差があるものの、ひび割れ開口とともに低下する軟化応力の挙動は、ほぼ同様のものと判断できる。この検討に、図 3.6.2 に鋼繊維混入率ごとに(1)残存引張強度、および(2)有効破壊エネルギー（開口変位 2.0 mm までの引張軟化曲線で囲まれる面積）を示した。この図からも、膨張材の混和率の違いに伴う初期ひずみの差があっても、HPFRM の引張特性に及ぼす影響は小さいことがわかった。

このことは、HPFRM 単体の引張軟化特性を定めるにあたって、マトリクス強度や鋼繊維の混入率や配向性には大きく影響されるが、初期ひずみ（自己収縮ひずみや膨張材混和による導入ひずみ）による影響は少なく、モデル化において後者は無視できることを意味する。

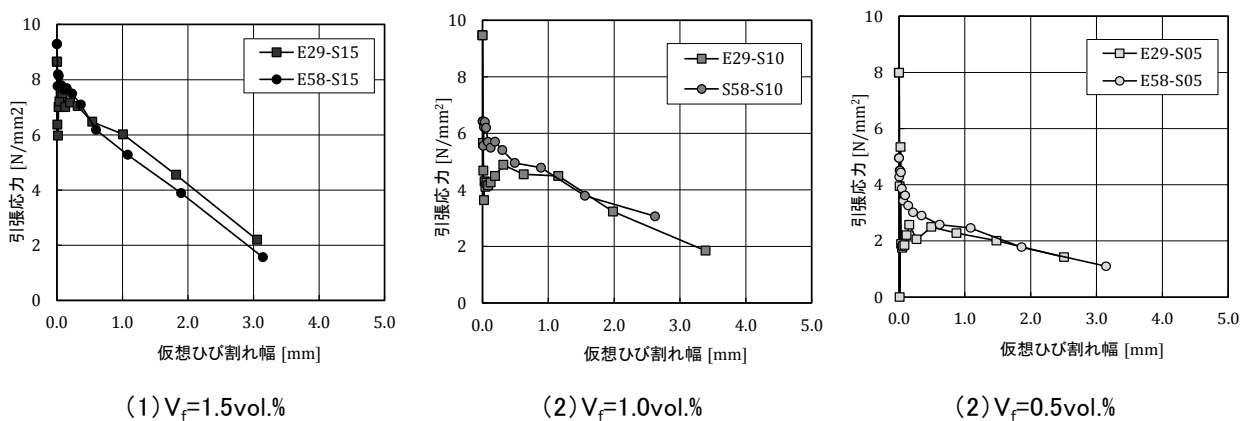
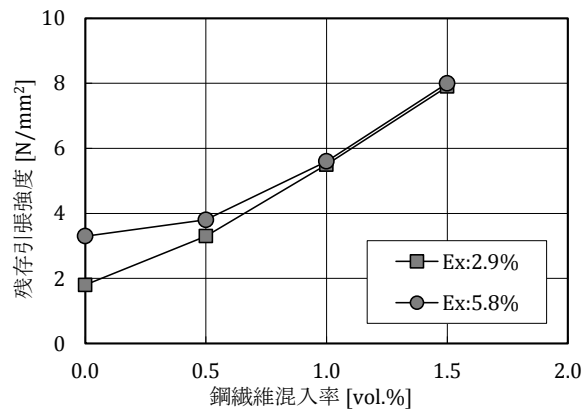
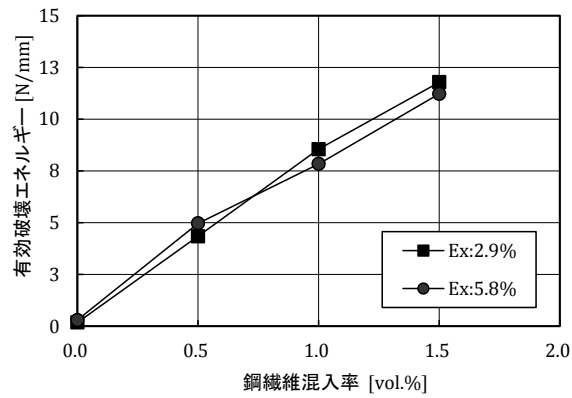


図 3.6.1 初期ひずみが異なる HPFRM の引張軟化曲線



(1) 残存引張強度



(2) 有効破壊エネルギー

図 3.6.2 初期ひずみの違いが引張特性に与える影響

3.7 まとめ

第3章では、本研究で開発した HPFRM の引張軟化特性の把握と、そのモデル化について検討した。主たる知見を以下に示す。

- 1) HPFRM の引張軟化曲線の取得に際し、ダンベル型供試体を用いた直接引張試験を実施することで、ひび割れ発生から破断までの詳細な引張軟化曲線を取得できる。
- 2) 鋼繊維混入率の増加に伴い、ひび割れ発生強度や最大引張強度が増加した。これらは圧縮強度や割裂引張強度が増加したのと同様の傾向であり、鋼繊維の架橋効果によるものと考えられる。なお、最大引張強度は、割裂引張強度の約 0.42 倍である。
- 3) 鋼繊維が有利な配向な場合、初期ひび割れ発生後に若干のひずみ硬化域を示した。この硬化域の領域も、鋼繊維混入率が高いほど増加する。
- 4) 引張軟化曲線は、鋼繊維の配向性に大きく影響をうけ、荷重作用軸に対し 45° 配向では残留引張強度が 0.7~0.8 程度となり、さらに 90° 配向では 0.4~0.5 程度まで低下する。
- 5) 限界ひび割れ開口変位は、鋼繊維の諸条件によらず繊維長の約 1/2 に程度である。
- 6) 上記の知見から、Hordijk の式をベースに実験結果に基づいて鋼繊維の混入率および配向性の影響を考慮する係数を使った HPFRM の引張軟化曲線推定式 (式(3.5.3), 式(3.5.4), 表 3.5.1) を提案した。
- 7) 膨張材の混和率の違いによって材齢初期のひずみ履歴の違いが生じたものの、その範囲の初期ひずみの違いであれば HPFRM の引張軟化曲線には大きく影響を及ぼさない。

なお、ここでモデル化した引張軟化曲線は、開発した HPFRM のうち、鋼繊維に OL 13/0.16 を用いて、その混入率を上限 1.6vol.%の範囲で使った場合に適用できる。それ以外の配合や鋼繊維種類が変わった条件の場合は、直接引張試験等により軟化曲線を取得しなければならない。ただし、HPFRM のマトリクスに対する鋼繊維 (OL13/0.16) 単体の付着強度や引抜き性能を実験的把握できれば、鋼繊維の寸法や混入率の違いによるひび割れ界面での力の伝達を解明することで、それらをパラメータとした引張軟化曲線へ拡張できる可能性はある。

次章以降では、鋼繊維の配向性をコントロールした中で、HPFRM を鉄筋コンクリート部材に適用した場合のひび割れ分散効果やテンションステイフニングについて議論する。

【第3章：参考文献】

- 3-1) 内田裕市：繊維補強コンクリート構造物の設計技術の現状と課題，コンクリート工学，Vol.50，No.5，pp.468-472，2012.5
- 3-2) 六郷恵哲，内田 裕市，加藤 英徳，小柳 洽：鋼繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状と引張軟化曲線，土木学会論文集 No.460/V-18，pp.57-64，1993.2
- 3-3) 栗原哲彦，安藤貴宏，国枝稔，内田裕市，六郷恵哲：多直線近似法による引張軟化曲線の推定と短繊維補強コンクリートの曲げ破壊性状，土木学会論文集 No.532/V-30，pp.119-129，1996.2
- 3-4) 松尾庄二，松岡茂，益田彰久，柳博文：SFRC の引張軟化曲線の推定法に関する一研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.17，No.1，pp.457-462，1995.7
- 3-5) 青木正雄，内田裕市，稲熊唯史，森本博昭：一軸引張試験による超高強度繊維補強コンクリートの引張軟化特性の評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.1，pp.237-332，2004.7
- 3-6) 前堀伸平，上田宣人，片桐誠，下山善秀：超高強度繊維補強コンクリートの引張特性に対する検討，土木学会第59回年次学術講演会，V-304，pp.605-606，2004.9
- 3-7) 土木学会：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113，2004.9
- 3-8) Markovic, I. : High-Performance Hybrid-Fiber Concrete -Development and Utilization, PhD thesis, Delft University and Technology, 2006.1
- 3-9) Hordijk D.A. : “Local approach to fatigue of Concrete”, PhDs thesis, Delft University and Technology, 1991.10
- 3-10) 土木学会：繊維補強コンクリートの構造とその課題，コンクリート技術シリーズ No.119，繊維補強コンクリートの構造利用研究委員会（第2期）委員会報告書，2018.9

第 4 章

鉄筋を有する高性能繊維補強モルタル部材の両引き試験／版曲げ試験

4.1 概説

軸引張力が作用する鉄筋コンクリート部材 (RC) では、コンクリートにひび割れ発生後も、鉄筋との付着が働くため、鉄筋のほかにコンクリートも引張力の一部を負担する。例えば、矩形断面のコンクリート内に鉄筋が 1 本配置された部材の荷重－変位関係を考えた場合、図 4.1.1 のように示すことができる。RC 部材の引張剛性は、ひび割れ発生までは合成断面としての剛性だが、ひび割れ発生後はすぐ鉄筋単体の剛性となるわけではなく、部材の変形 (ひずみ) の増加とともにコンクリートも力を負担しながら、徐々に鉄筋単体の挙動に漸近していく。これを簡易的に力学モデルとして非線形解析などに適用する場合、コンクリート側に引張応力を負わせた平均応力－平均ひずみ関係 (テンションスティフニング) として扱われることが多い⁴⁻¹⁾。

一方、コンクリートの代わりに FRCC を適用した鉄筋コンクリート部材 (R-FRCC) では、ひび割れ発生後もひび割れ面に存在した繊維が引張力を分担できるため、部材の引張剛性は RC よりも高いまま推移すると考えられる。FRCC のテンションスティフニングの効果は、マトリクス強度や鋼繊維の混入量に影響されると考えられるものの、これらについて系統立てて整理された研究は少ない。

そこで第 4 章では、本研究で開発した HPFRM を適用した鉄筋コンクリート部材の一軸引張試験 (以下、両引き試験) を行い、HPFRM のテンションスティフニングの効果を実験的に評価することを目的とした。さらに、鉄筋補強した HPFRM 薄肉版の曲げ試験を実施し、曲げ応力下における部材剛性やひび割れ性状に与える影響についても検討した。

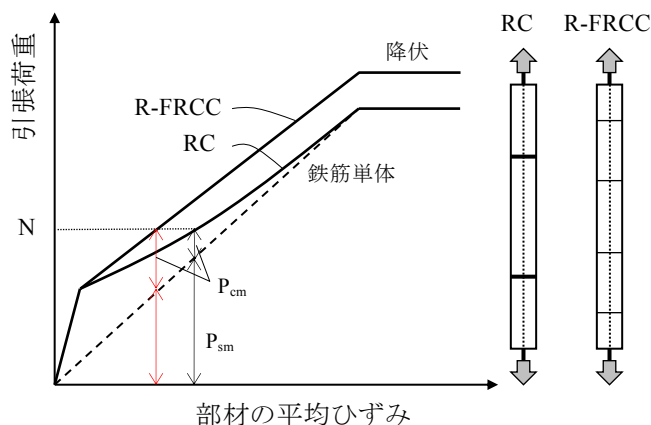


図 4.1.1 鉄筋を有する部材の一軸引張挙動

第4章の構成を、図4.1.2に示す。

4.2節では、まず既往の研究動向の把握として、鉄筋を有する鋼繊維補強コンクリート（SFRC）部材や高強度コンクリート（HSC）部材に対する両引き試験の実施例を調査し、引張応力下で各種コンクリートが部材の変形や剛性、ひび割れ性状に与える効果に関する知見を整理した。

4.3節では、本研究で実施した鉄筋を有するHPFRM部材の両引き試験の試験概要と試験結果を説明する。この両引き試験におけるパラメータは、鋼繊維の混入率と種類（アスペクト比）であり、さらに第3章でも着目した鋼繊維の配向性に関しても、試験体製作時に繊維配向をコントロールすることで、その影響を実験的に検討した。ここでの評価は、両引き試験で得た引張荷重-変位の結果からHPFRMの平均応力-平均ひずみ関係（テンションスティフニング）を抽出した。なおここで抽出したテンションスティフニングのモデル化や妥当性検証を目的とした解析的アプローチは、第5章にて詳述する。

4.4節では、曲げ応力下での挙動に着目し、HPFRMの薄肉版試験体による4点曲げ試験の概要と試験結果を説明する。まず無筋の版試験体の結果より、HPFRM自体が持つたわみ硬化特性について、両引き試験（4.3節）と同様のパラメータに関して実験的に検討した。次に、鉄筋を配置したHPFRM版試験体の曲げ載荷試験を行い、鉄筋比の違いもパラメータに加えた上で、RC部材としての曲げ剛性や終局耐力の違いを把握した。また曲げ試験体のひび割れ性状も観察し、軸引張力の作用時との違いも検討した。さらに曲げ試験で得られた曲げモーメント-たわみ関係から、鉄筋を有するHPFRM部材の曲げモーメント下における鉄筋と鋼繊維の引張力分担についても考察した。

最後に、4.5節において、第4章のまとめを整理し、今後の課題を挙げた。

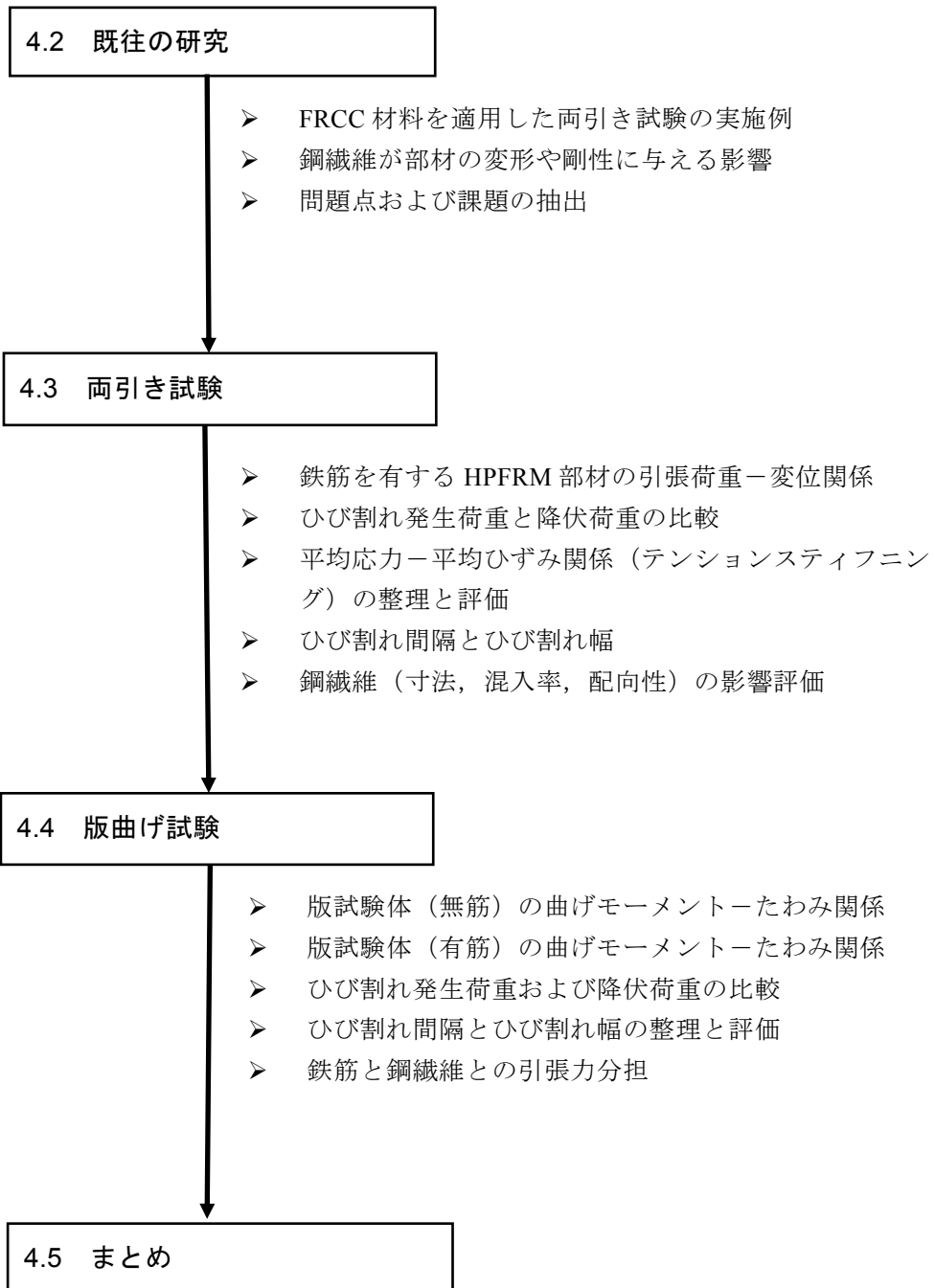


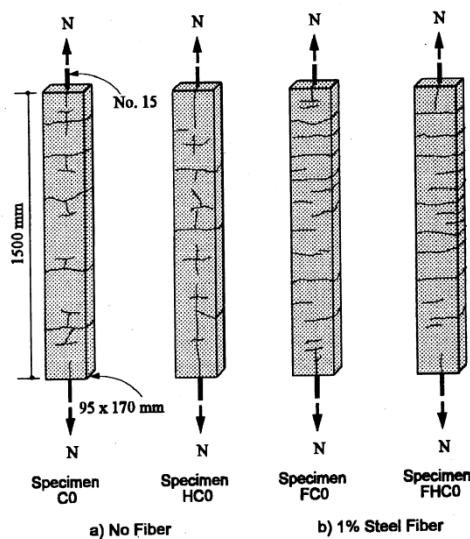
図 4.1.2 第 4 章の構成

4.2 既往の研究

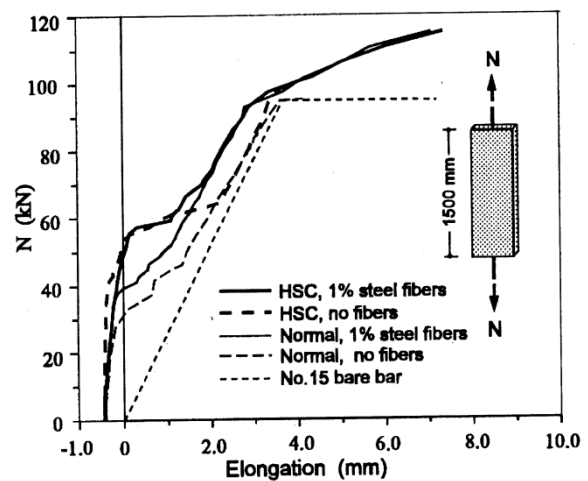
本節では、内部に鉄筋を有する高強度コンクリート部材や繊維補強コンクリート部材に対し、おもに両引き試験によって部材の変形特性やひび割れ特性を検討・評価している既往の研究を調査した。それらから現状得られている知見や課題を抽出する。

Abrishami ら⁴⁻²⁾は、普通コンクリート（圧縮強度 30 N/mm^2 ）と高強度コンクリート（圧縮強度 90 N/mm^2 ）を対象に、それぞれ鋼繊維（ $L_f/d_f=30/0.5 \text{ mm}$ ）を未混入と $1.0 \text{ vol.}\%$ 混入した計 4 配合に対する両引き試験を実施した（図 4.2.1 (1)）。両引き試験体は、 $95 \times 170 \times 1500 \text{ mm}$ の中心に D16 異形棒鋼を埋め込んでいる（鉄筋比 1.23% ）。

4 ケースの両引き試験の結果（図 4.2.1 (2)）、コンクリート圧縮強度の増加に伴いひび割れ発生荷重は $1.5 \sim 2.0$ 倍に増加したものの、鋼繊維が未混入の場合、鉄筋に沿った割裂ひび割れが発生することで付着力が低下し、鉄筋単体に近い挙動に漸近した。一方、鋼繊維混入のケースでは、割裂ひび割れの発生を鋼繊維が抑制することで、鉄筋との付着力は部材降伏まで確保され、結果としてテンションスティフニングの効果が増大したと報告している。また鋼繊維混入のケースでは、鉄筋が降伏後も最大耐力が増加する傾向を示した。



(1) 両引き試験のひび割れ状況



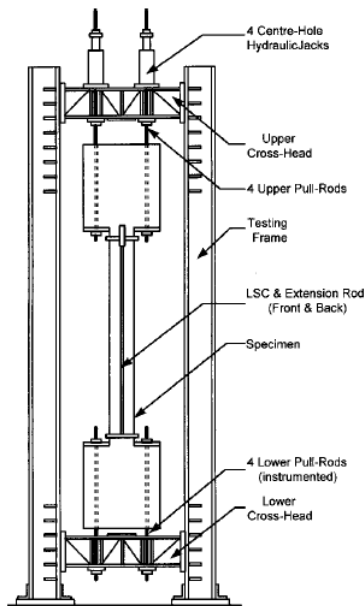
(2) 両引き試験の荷重-変位関係

図 4.2.1 Abrishami らの実験⁴⁻²⁾

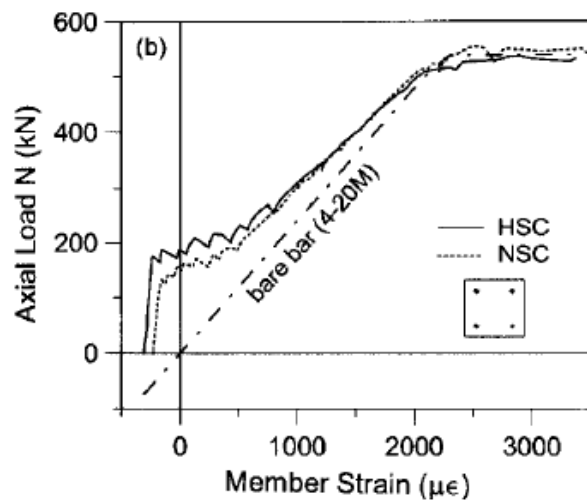
Fields ら⁴⁻³⁾は、普通コンクリート（NSC : 40 N/mm^2 ）と高強度コンクリート（HSC : 55 および 80 N/mm^2 ）を対象に、マトリクス強度と鉄筋比をパラメータに両引き試験を実施した。試験体は、図 4.2.2(1)に示すように断面 $250 \times 250 \text{ mm}$ の内部に異形鉄筋 15M（D16 相当）および 20M（D19 相当）をそれぞれ 4 本配置する大型の引張試験体を用いている。この実験では、コンクリートの自己収縮に対する offset strain（補正ひずみ）を正確に把握するため、鉄筋の付着を完全に切った両引き試験も同時に実施している。図 4.2.2(2)に代表的な引張荷重と部材ひずみの試験結果を示す。高強

度コンクリートを適用することで、ひび割れ発生荷重の増加するものの、コンクリートの平均応力をひび割れ発生荷重で除して無次元化した場合、テンションスティフニングの効果は、マトリクス強度に関わらず同程度であることを示した。

本実験では、繊維混入の影響は未検討であるが、高強度コンクリートを適用した際の自己収縮ひずみの影響に言及しており、両引き試験結果のひずみ補正方法に関して本研究でも参照した。



(1) 両引き試験のセットアップ



(2) 引張荷重-部材ひずみの関係

図 4.2.2 Fields らの実験⁴⁻³⁾

Bischoff⁴⁻⁴⁾は Fields らの実験を拡張し、高強度コンクリート (60 N/mm^2) に、鋼繊維 ($L_f/d_f=50/0.5\text{mm}$) を 60 kg/m^3 ($V_f=0.68 \text{ vol.}\%$) 混入した高強度 SFRC を対象に、両引き試験を行った。ここで試験体は長さ 900mm 、断面 $100 \times 100 \text{ mm}$ であり、内部の異形鉄筋に M15 (D16 相当) を 1 本配置している。

両引き試験の結果を図 4.2.3 に示す。ここでも、Fields らの実験評価と同様に、収縮ひずみの補正を行っている。鋼繊維混入のケース (FRC) は、未混入のケース (Plain) に対し、ひび割れ発生後もより高い引張剛性のまま推移し、結果的に部材の降伏荷重も増加した。これは Abrishami らが実施した SFRC を対象とした両引き試験で得られた知見と同様のものである。

図 4.2.3 に示した両引き試験結果をもとに、コンクリートの平均応力を抽出し、鋼繊維の混入による影響を考慮したテンションスティフニングをモデル化した。このモデルでは、鋼繊維の種類は特定しているものの、鉄筋比が異なる断面であっても適用できる推定式としている。

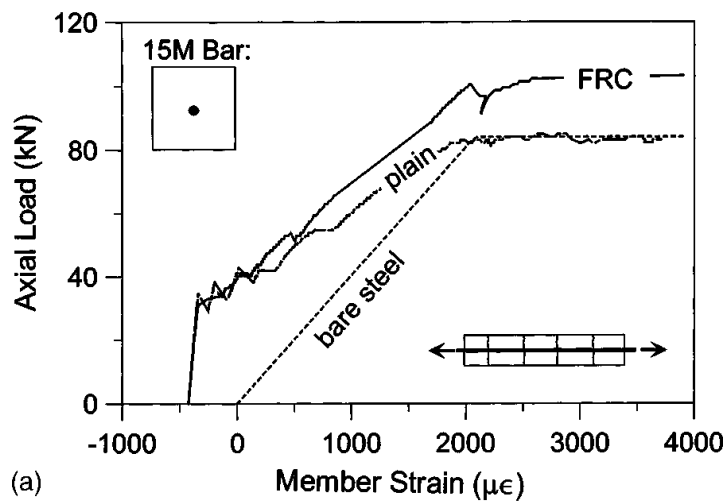


図 4.2.3 Bischoff の実験^{4.4)}

このように、Abrishami らや Bischoff らによって、高強度・鋼繊維補強コンクリートに対する両引き試験がいくつか実施され、RC 部材の変形挙動に対する実験的検証と理論の解明はなされてきている。しかしながら、本研究で扱う HPFRM は、既往の両引き試験で検討されてきた FRCC 材料に対し、

- ① マトリクス強度が、 100 N/mm^2 以上とより高い
- ② コンクリートでなくモルタル（骨材寸法が 5mm 以下）である
- ③ 鋼繊維の形状や寸法が異なる

といった違いがあり、一概に同傾向になるとは言い難い。また上述した既往の研究の多くは、部材の変形やテンションスティフニングには着目しているものの、それらがひび割れ間隔やひび割れ幅に与える影響や関係性については深く言及していない。また第 3 章に示したように、鋼繊維の混入率や配向性が、HPFRM 自体の引張軟化特性に大きく影響を及ぼすことを把握したものの、それらが RC 部材に適用した場合の引張剛性やひび割れ性状へ与える影響についても、系統立てた検討や評価はなされてはいないことがわかった。

4.3 両引き試験

4.3.1 試験目的

本研究で開発した HPFRM を、鉄筋コンクリート部材 (RC 部材) に適用した際の力学的挙動を把握するため、両引き試験を実施した。ここで示す力学的挙動とは、RC 部材の変形特性や引張剛性、また降伏荷重や終局荷重のほか、HPFRM のひび割れ発生強度やひび割れ開口変位、またひび割れ間隔についてであり、これらを実験にて検討・評価することを目的とした。

既往の研究と異なる本研究の大きな特徴は、鋼繊維の配向性の違いを試験パラメータに含めた点である。元来、両引き試験の製作では繊維が鉄筋 (载荷軸) に沿って配向してしまうため、そこで得られる試験結果は、引張力に対して有利な性能を評価している可能性が高いことが指摘されていた。そのため本試験では、両引き試験体を大型の平板から切り出して製作することにより、その問題の解消をはかった。

4.3.2 試験概要

両引き試験に用いた試験体を図 4.3.1 に、载荷試験の全景を図 4.3.2 に示す。試験体寸法は $700 \times 50 \times 50 \text{ mm}$ とし、断面中心に直径 10 mm の異形鉄筋 (高張力鋼) を埋め込んだ。試験体のかぶりは 20 mm であり、鋼繊維の長さ 13 mm の 1.5 倍を確保した。試験体の全長は 700 mm だが、端部補強のために径 6 mm のネジ棒鋼を端部より 75 mm の位置まで埋め込んだため、実質の測定長は 550 mm とした。異形鉄筋 (D10) の両端はカップラーを用いた機械継手とし、直径 12 mm の棒鋼に定着した。下端はロードセルを介してフレームに固定、上端にはセンターホールジャッキをセットした。両引き試験の载荷速度は約 0.1 kN/秒 で実施した。

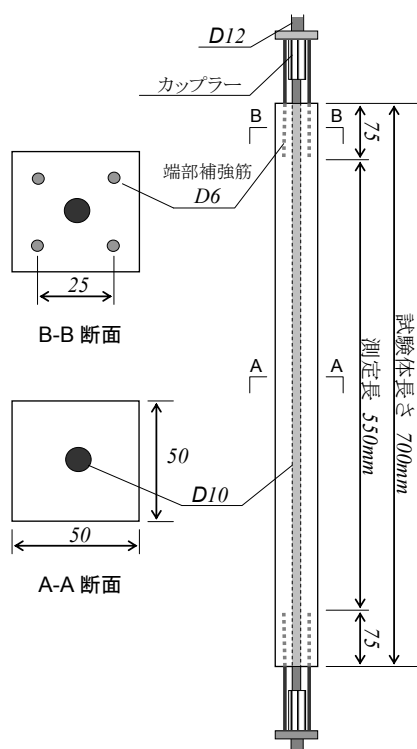


図 4.3.1 両引き試験の試験体寸法



図 4.3.2 両引き試験の外観

両引き試験体の変位計測は、図 4.3.3 に示すように各 4 面で実施した。打設面とその対面では、測定長 550 mm の区間で長尺の変位計を取り付け、それらの平均値を RC 部材の伸び（変位）とした。それ以外の 2 面には、ひび割れ幅の計測を目的に 100 mm 長の変位計を 5 つ連ねて取り付けた。複数のひび割れが必ず標点間を跨ぐように左右で 50 mm ずらして取り付けた。

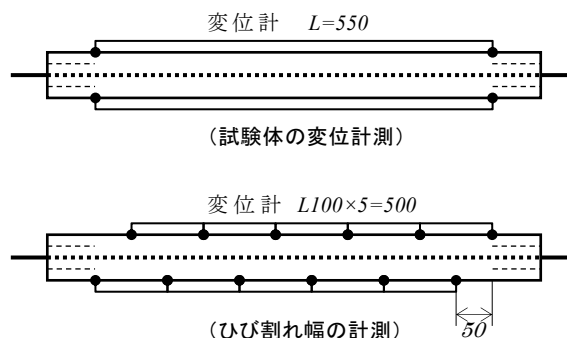


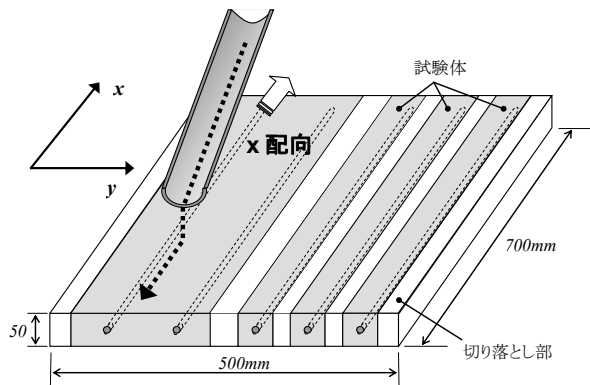
図 4.3.3 変位計測の設置要領 (単位:mm)

両引き試験の試験ケース一覧を表 4.3.1 に示す。HPFRM は Mixture A をベースに、実験パラメータは、①鋼繊維の種類 (表 2.3.1 参照)、②鋼繊維の混入率 (0, 0.8, 1.6 vol.%)、③鋼繊維の配向性 (x 配向, y 配向) とし、これらを違えた計 7 ケースを実施した。同一条件の試験体はそれぞれ 3 体製作し、その平均値で結果を評価した。

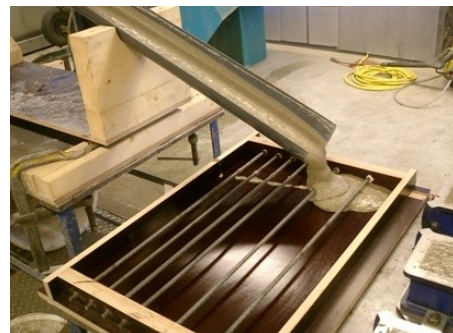
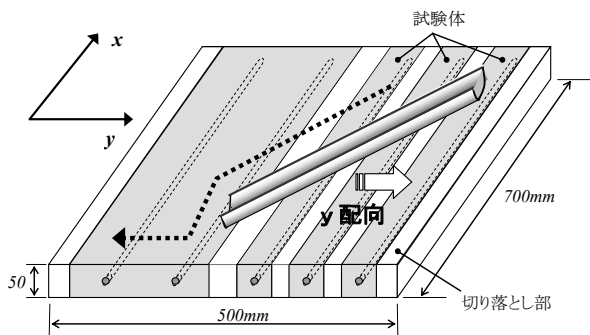
鋼繊維の配向性の違いは、試験体の製作時に HPFRM の流し込む方向を変えることでコントロールした。図 4.3.4 に示すように、各試験体はまず大きな平板 (500×700×50 mm) として打設する。この平板からは、両引き試験体 3 体と曲げ試験体 1 体を後に切り出すため所定の位置に鉄筋を配置した。混練した HPFRM を、半円状のシュートを用いて型枠内に流し込む際に、鉄筋に沿って流し込む「x 配向 (図 4.3.4(1))」と、鉄筋と直交方向に流し込む「y 配向 (図 4.3.4(2))」とに分類した。自己充填性を有するため、振動締固めは施していない。表面仕上げ後は、表面にフィルムを被覆し水分逸散を防ぎ、翌日から標準湿潤養生を施した。試験を行う材齢 28 日の前に、コンクリートカッターにて所定の試験体寸法に切断した (図 4.3.5)。

表4.3.1 両引き試験の試験ケース

No.	ケース名	HPFRM 目標強度	実験パラメータ		
			鋼繊維 種類 (L_f/d_f)	鋼繊維 混入率 [vol.%]	鋼繊維 の配向 x or y
1	TS00	B130 (C110)	OL 13/0.16	0	-
2	TS08-x			0.8	x
3	TS08-y				y
4	TS16-x		1.6	x	
5	TS16-y			y	
6	TS16(b)-x		OL 20/0.3	x	
7	TS16(c)-x		OL 6/0.16	x	



(1) x 配向 (鉄筋と平行方向) の打設方法



(2) y 配向 (鉄筋と直交方向) の打設方法

図 4.3.4 試験体の打設方法

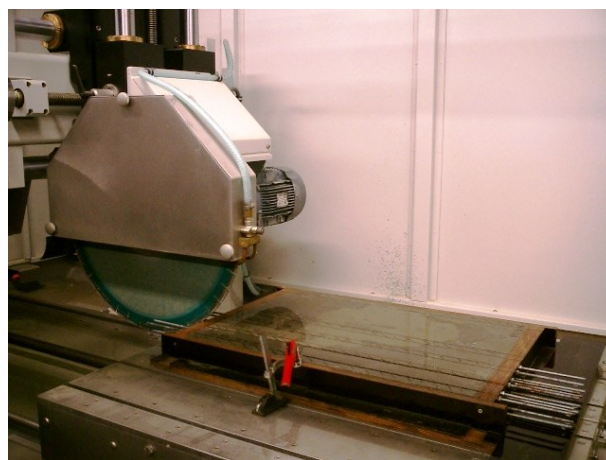


図 4.3.5 コンクリートカッターによる試験体の切断

4.3.3 評価方法

高強度コンクリートや高強度モルタルのように、自己収縮や乾燥収縮が無視できない材料を鉄筋と併用した場合、材料自身の収縮ひずみによって RC 部材に初期ひずみ（残留応力）が導入される。本試験に用いた HPFRM（Mixture A）では、HPFRM（Mixture B）への改良で検討した早強型膨張材の混和による収縮ひずみ抑制を積極的に施してないため、この初期収縮ひずみを補正する必要があった。

初期ひずみの補正方法を、図 4.3.6 に示す。無拘束の状態ではコンクリートに発生する収縮ひずみを ε_{sh} とすると、ある鉄筋比 ρ の拘束下の部材の初期ひずみ ε_{rc} は、式(4.3.1)で示される。しかしながら、本試験では Mixture A の自己収縮ひずみの実測が未実施であったため、Fields や Bisshoff⁴⁻³⁾らの研究を参考に、鋼繊維なしの試験体（TS00）の降伏時のひずみと鉄筋単体（D10）の降伏ひずみが一致するとの仮定に基づき、初期補正ひずみを算出した。具体的には、TS00 の 3 体の測定データから得た HPFRM 自身の収縮ひずみは $\varepsilon_{sh}=350 \times 10^{-6}$ であり、計測された試験体の平均ひずみに対する初期補正ひずみは $\varepsilon_{rc}=310 \times 10^{-6}$ と計算された。

また、両引き試験に用いた異形鉄筋（D10）単体の引張試験結果を図 4.3.7 に示す。鉄筋単体の力学的特性は 2 本の平均より、降伏点が 519 N/mm^2 、弾性係数が $190,000 \text{ N/mm}^2$ として扱った。

$$\varepsilon_{rc} = \varepsilon_{sh} / (1 + n\rho) \tag{4.3.1}$$

ここに、 ε_{rc} ：部材の初期収縮ひずみ ε_{sh} ：コンクリート（モルタル）の収縮ひずみ、 n ：弾性係数比（ $=E_s/E_c$ ）、 ρ ：鉄筋比（ $=A_s/A_c$ ）である。

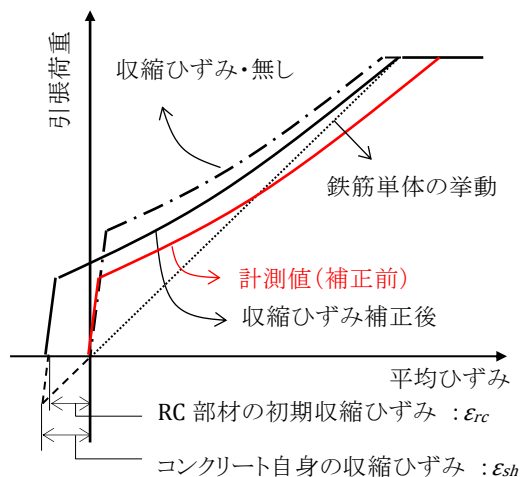


図 4.3.6 初期ひずみの補正方法

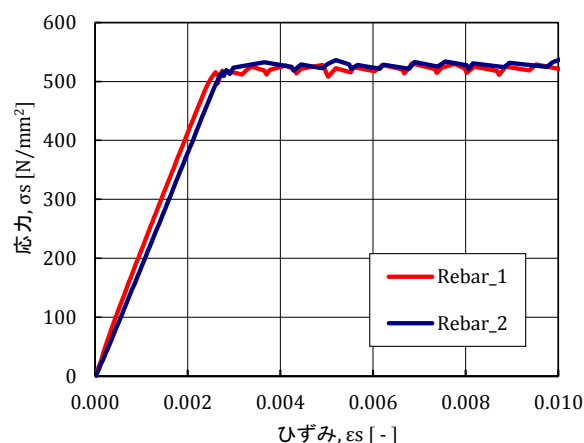


図 4.3.7 鉄筋(D10)の引張試験結果

4.3.4 試験体の荷重-変位関係

図 4.3.8 に、鋼繊維混入率の違いによる、両引き試験体の引張荷重-変位関係を示す。鋼繊維混入率の増加に伴い、ひび割れ発生荷重および最大荷重とも増加した。また、ひび割れ発生後の挙動では、鋼繊維なし (TS00) では、ひび割れ発生後に部材の剛性が低下して徐々に鉄筋単体の挙動に漸近したのに対し、鋼繊維が混入された TS08-x および TS16-x では、ひび割れ後も鉄筋単体の挙動には漸近せずに、剛性をほぼ一定に保持したまま最大荷重に至った。また最大荷重は、TS00 は鉄筋単体の降伏荷重 (41.5 kN) と同等であったのに対し、TS08-x は 49.0 kN、TS16-y は 51.5 kN と、8~10kN の増加が見られた。これは鉄筋に作用する引張力を、HPFRM 内の鋼繊維が分担したことにより、鉄筋が降伏点に到達するまでの荷重値が増加したためである。また、同荷重に対する部材変位で比較すると、例えば TS00 では 30 kN 載荷時の変位が 1.46 mm に対し、TS08-x では 1.02 mm (30%減)、TS16-x では 0.83 mm (43%減) と大きく部材の変形を大きく抑制しており、これは HPFRM のような FRCC 材を RC 構造に適用する上で大きなメリットと考えられる。

次に、鋼繊維の配向性が荷重-変位関係に及ぼす影響を図 4.3.9 に示す。同混入率であっても、荷重軸に平行な x 配向のケースでは、直行する y 配向ケースに比べて変形抑制効果も大きい。ひび割れ後の引張剛性は大きく変わらないが、ひび割れ発生荷重が増加した分シフトしている。

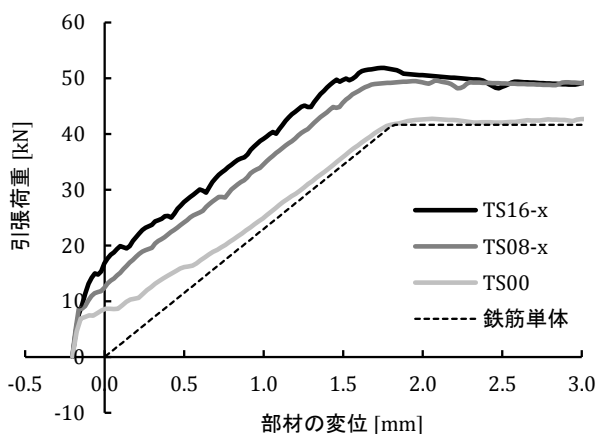
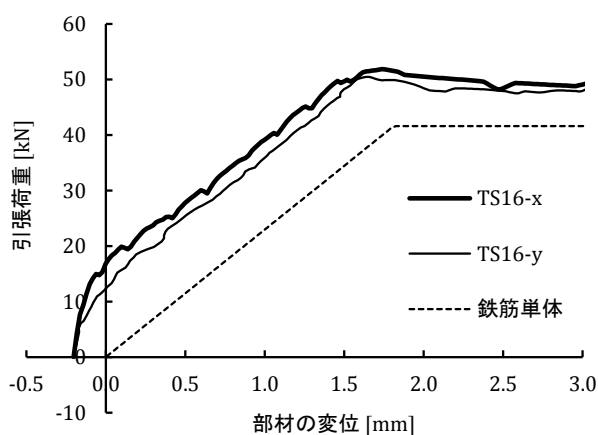
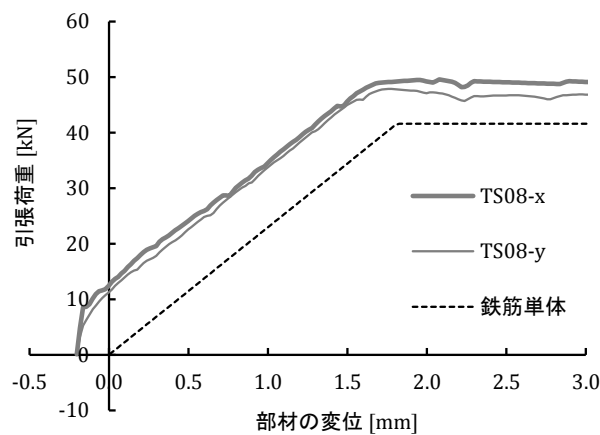


図 4.3.8 引張荷重-変位の関係 (鋼繊維の混入率の影響)



(1) $V_f=1.6\text{vol.}\%$ のケース



(2) $V_f=0.8\text{vol.}\%$ のケース

図 4.3.9 引張荷重-変位の関係 (鋼繊維の配向性の影響)

鋼繊維の種類が荷重-変位関係に及ぼす影響を、図 4.3.10 に示す。鋼繊維のアスペクト比 (L_f/d_f) は、81.3, 66.7, 37.5 だが、アスペクト比が 81.3 と最も大きいケース「TS16-x」では、ひび割れ発生荷重および降伏荷重が高まる結果であった。このことは、鋼繊維の寸法が部材の変形性能に与える効果として、単に繊維長が影響するのではなく、アスペクト比の方に影響されるとみられる。このことは、従来のフック付鋼繊維をつかった SFRC のはり曲げ試験で得られた見解⁴⁵⁾とも同じである。

表 4.3.2 に、両引き試験を実施した計 7 ケースのひび割れ発生荷重と部材の降伏荷重を整理した。また巻末の付録-1 に、両引き試験の個々の実験結果(引張荷重と部材変位の関係)を掲載している。

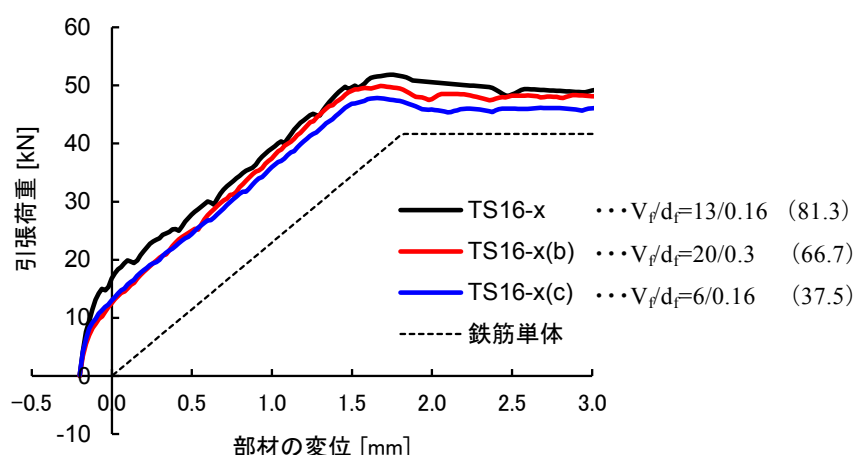


図 4.3.10 引張荷重-変位の関係 (鋼繊維の種類の影響)

表 4.3.2 両引き試験におけるひび割れ発生荷重と降伏荷重

No.	ケース名	実験パラメータ			管理供試体		両引き試験の結果	
		アスペクト比 (L_f/d_f)	混入率 [vol.%]	配向性 x or y	圧縮強度 [N/mm^2]	割裂強度 [N/mm^2]	ひび割れ発生荷重 [kN]	部材の降伏荷重 [kN]
1	TS00	81.3 (13/0.16)	0	-	124	9.7	7.15	41.6
2	TS08-x		0.8	x	134	14.4	9.13	49.0
3	TS08-y			y			8.25	47.9
4	TS16-x		1.6	x	141	17.2	11.42	51.5
5	TS16-y			y			10.77	50.4
6	TS16-x(b)	x		141			17.4	11.42
7	TS16-x(c)	37.5 (6/0.16)		x	138	14.7	11.42	47.8

4.3.5 HPFRM の平均応力-平均ひずみ関係

図 4.3.8～図 4.3.10 に示した両引き試験で得られた引張荷重-部材変位の関係から、HPFRM の平均応力-平均ひずみの関係（テンションスティフニング）を評価した。ここで平均応力は、図 4.3.11 に示す着色部であり、RC 部材の荷重-変位関係から、鉄筋単体の荷重-変位を差し引いて、コンクリートの断面積で除した応力値として、式(4.3.1)のように算出される。

$$\sigma_{c,m} = (N - N_{sm})/A_c = (N - \sigma_{sm} \cdot A_s)/A_c \quad (4.3.1)$$

ここに、 N ：部材が受けもつ引張荷重、 N_{sm} ：鉄筋が受けもつ引張荷重、 σ_{sm} ：鉄筋の平均応力、 A_s ：鉄筋の断面積、 A_c ：コンクリートの有効断面積、である。

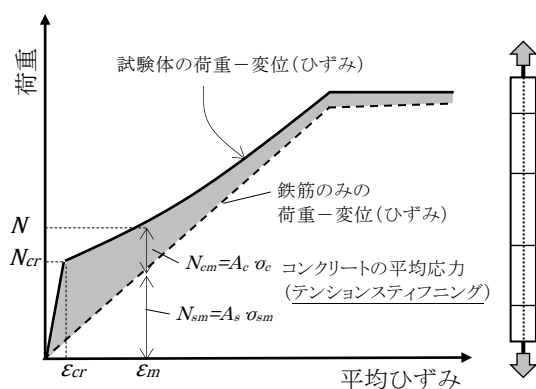


図 4.3.11 コンクリートの平均応力-平均ひずみの評価

なお本評価における鉄筋単体の応力-ひずみ関係は、鉄筋 D10 の引張試験（図 4.3.7）で得られた降伏点 519 N/mm^2 、弾性係数 $190,000 \text{ N/mm}^2$ をもとに、完全弾塑性型とみなした挙動を差し引いて求めたものである。ただし実際、部材内部に埋め込まれた鉄筋の降伏荷重は、鉄筋単体を引張試験した場合のそれとは異なる。そのため本評価では、部材の降伏ひずみ（約 0.28%）前までを評価区間とし、それ以降は参考値として点線で示している。正確な鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係については、解析評価を踏まえ第 5 章で説明する。

また平均ひずみは、図 4.3.6 に示した部材の初期補正ひずみ（-0.031%）を考慮して補正した初期変位 -0.20 mm を起点として、両引き試験の測定長 550 mm で除したひずみとした。コンクリートの有効断面は、両引き試験体の全断面と扱い 2500 mm^2 とした。

図 4.3.12 は、鋼繊維の混入率の違いが、HPFRM の平均応力-平均ひずみに及ぼす影響を示している。初期のひび割れ発生荷重は、鋼繊維混入率の増加に伴って増大した。これは、直接引張試験（図 3.3.3）でも得られたように、鋼繊維混入率の違いがひび割れ発生強度に影響することと同要因と考えられる。ひび割れ発生後は、TS00 では平均ひずみの増加とともに平均応力が低下するのに対し、TS08 および TS16 では部材の降伏ひずみまでほぼ一定の応力を示した。これは、従来鉄筋との付着によって導入される平均応力の持続に加え、HPFRM の場合は、ひび割れ間の鋼繊維が引張荷重を伝達する作用が付加されたことを示している。

図 4.3.13 は、鋼繊維の配向性の違いが平均応力に及ぼす影響を示している。y 配向のケースでは x 配向のケースに比べ、TS16 では約 15%，TS08 では約 5%の平均応力の低下であった。これより、鋼繊維混入率が高いほど、鋼繊維の配向性の違いによる引張性能の差が生じやすいと言える。ただし、ここで検討した鋼繊維の配向は、引張载荷軸に対して理想的な 0° および 90° になっているわけではない。図 4.3.4 に示した試験体製作時の流し込み方向で、鋼繊維配向性をコントロールしたが、打込み後の型枠内での流動や鉄筋との干渉でランダムな配向に乱れた箇所が含まれていることは容易に想定できる。つまり、ここで示した平均応力の差異もそのランダム配向の要因が含まれている結果であり、必ずしも x 配向 (0°) および y 配向 (90°) ではないことに注意しなければならない。これらを考慮した HPFRM のテンションスティフニングのモデル化については、第 5 章にて、理想条件を想定した解析評価を踏まえた上で説明する。

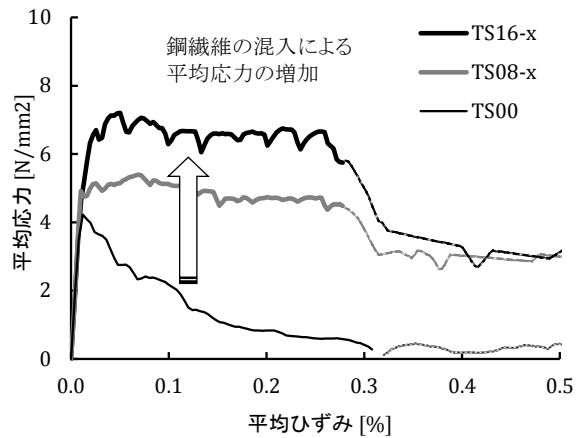


図 4.3.12 平均応力－平均ひずみの関係（鋼繊維の混入率の影響）

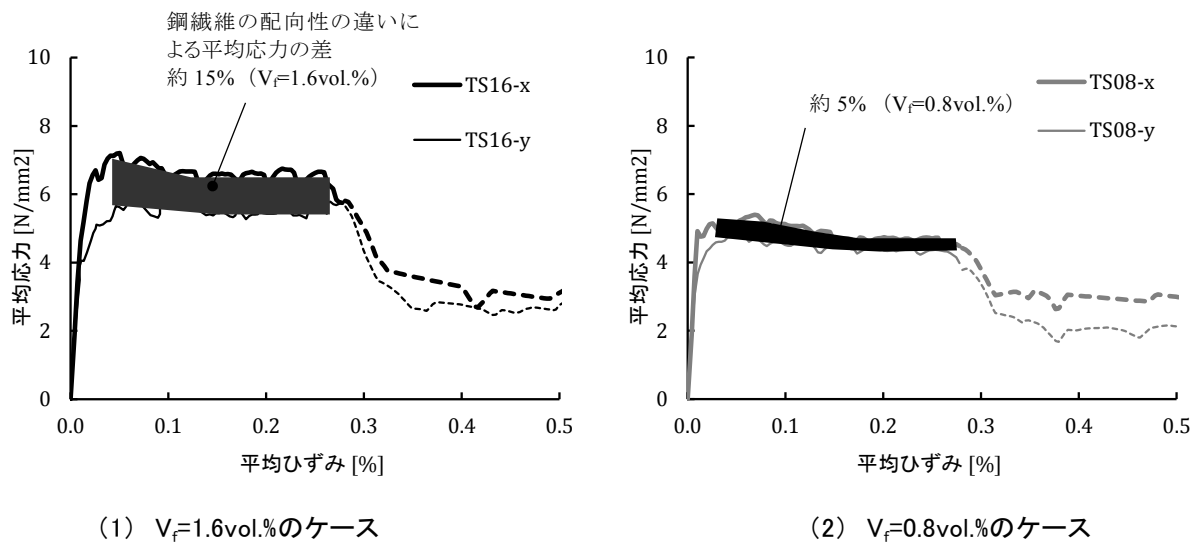


図 4.3.13 平均応力－平均ひずみの関係（鋼繊維の配向性の影響）

次に、既往の高強度コンクリート（HSC）や鋼繊維補強コンクリート（SFRC）のテンションスティフニング式との比較を行った。

Fields ら⁴⁻³⁾は、圧縮強度 80 N/mm²の高強度コンクリートを使った両引き試験より、コンクリートの平均応力はひび割れ発生強度 f_{cr} と付着係数 β との積で表されるとし、その β の実験式として式(4.3.2)を提案している。さらに Bischoff⁴⁻⁴⁾は、60 N/mm²の鋼繊維補強コンクリート ($L_f/d_f=50/0.5$ mm, 60 kg/m³) の両引き試験から、高強度 SFRC のテンションスティフニングとして、式(4.3.3)を提案している。また参考に、岡村・前川ら⁴⁻⁶⁾が提案する普通コンクリートのテンションスティフニングモデルも式(4.3.4)に示す。

$$\sigma_c = f_{cr} \cdot \beta_c = f_{cr} \cdot e^{-0.8(\varepsilon_c - \varepsilon_{cr}) \times 10^3} \quad (4.3.2)$$

$$\sigma_c = f_{cr} \{ \beta_c + 0.4(f_c / f_{cr}) \} = f_{cr} (\beta_c + 0.25) \quad (4.3.3)$$

$$\sigma_c = f_{cr} (\varepsilon_{cu} / \varepsilon_c)^{0.4} \quad (4.3.4)$$

ここに、 f_c : コンクリートの引張応力、 f_{cr} : ひび割れ発生強度、 ε_c : コンクリートの平均ひずみ、 ε_{cr} : ひび割れ発生時のコンクリートひずみ、 ε_{cu} : 軟化開始点のコンクリートひずみ、である。

図 4.3.14 に、HPFRM の平均応力-平均ひずみ関係と上記テンションスティフニング推定式との比較を示す。鋼繊維未混入の TS00 に関しては、岡村らの普通コンクリートのテンションスティフニングモデル (式(4.3.4)) とは異なるものの、Fields らが提案する式(4.3.2)とほぼ近い軟化挙動である。また鋼繊維を混入した場合、Bischoff らが提案する式(4.3.3)では、平均応力の増加分を十分評価しきれず、HPFRM の繊維混入の影響を過少な評価してしまう。この要因は、鋼繊維の混入量や寸法の違いに伴う架橋応力の差と考えられ、HPFRM に対しては実験結果をもとに固有のテンションスティフニング式を評価・提案する必要がある。

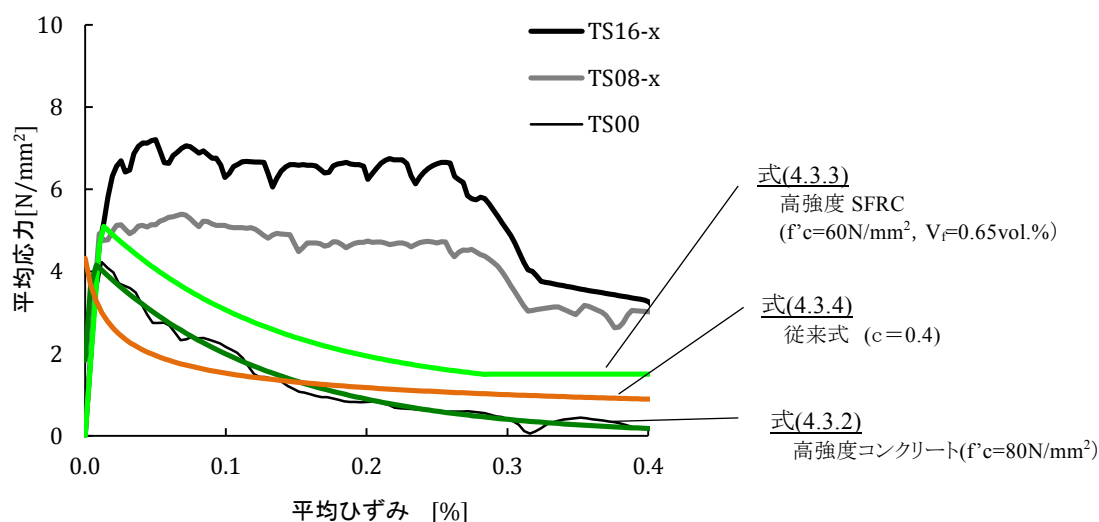


図 4.3.14 既往のテンションスティフニング式との比較

4.3.6 ひび割れ本数と平均ひび割れ幅

表 4.3.3 に、各ケースにおける部材降伏時の試験体のひび割れ観察図を示す。ここでは同ケースの 3 体の中で、ひび割れ本数がある中間にあった試験体を代表ケースとして示した。なお、全 7 ケース×各 3 体の試験体のひび割れ図は、巻末の付録-2 に掲載している。

ひび割れ本数に見られた顕著な違いは、鋼繊維の混入率が高いほど部材降伏時の平均ひび割れ本数が増加することにある。これはひび割れ間隔が減少した結果であり、ひび割れ間隔が減少した要因は、ひび割れ面における鋼繊維の架橋効果によるものと考えられる。しかしながら、鋼繊維の配向性の違い (x 配向, y 配向) は、平均ひび割れ本数に大きな影響を与えなかった。この要因に関しては第 6 章にて詳細に検討する。なお、同じ混入率 1.6 vol.% であっても鋼繊維のアスペクト比が小さいほど平均ひび割れ本数が減少し、ひび割れ分散性が劣る傾向が見られた。

表 4.3.3 両引き試験体のひび割れ図








試験体 No.	TS00	TS08-x	TS08-y	TS16-x	TS16-y	TS16-x(b)	TS16-x(c)
繊維混入率 V_f [vol.%]	0	0.8		1.6			
繊維配向性	—	x	y	x	y	x	x
繊維種類 (L_f/d_f)	—	13/0.16				20/0.3	6/0.16
ひび割れ図 (定常時) ※n=3 のうち代表的な試験体を示す							
平均ひび割れ本数 n [本]	11	25	27	40	43	36	17
平均ひび割れ間隔 L_{av} [mm]	58.6	22.7	21.6	14.2	13.1	16.5	34.1
平均ひび割れ幅 w_{av} [mm]	0.113	0.058	0.070	0.044	0.052	0.061	0.085

図 4.3.15 に、引張荷重に対する平均ひび割れ幅の推移を示す。図中の数値は、各ケースで内部の鉄筋が降伏する直前でのひび割れ幅を示す。なお、鉄筋の降伏以降は、ある特定のひび割れに変位が集中してひび割れが局所化した。この場合、平均ひび割れとして扱うのは正しくないため除外した。

鋼繊維未混入の「TS00」では、降伏時の平均ひび割れ幅 0.113 mm に対し、「TS08-x」は 0.058 mm、「TS16-x」は 0.044 mm と、鋼繊維の混入率の増加にともないひび割れ幅が抑制されていることを確認した。また配向性の影響をみると、y 配向のケースはいずれも x 配向のケースより平均ひび割れ幅が 0.01 mm 程度 (15~25%) 増加していることがわかる。これらの傾向は、HPFRM の平均応力-平均ひずみと同様であり、テンションスティフニングと平均ひび割れ幅の推移には関連性があることがわかる。なお、この鉄筋を有する HPFRM 部材の、ひび割れ間隔や平均ひび割れ幅の推定式に関する詳細な検討は第 6 章にて行う。

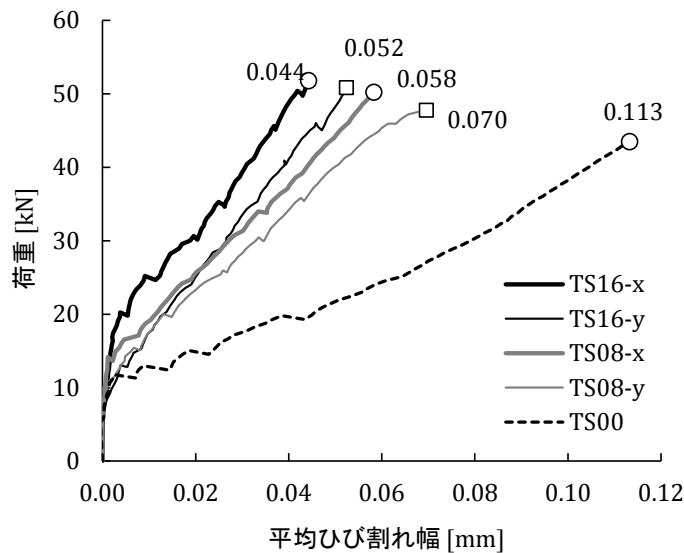


図 4.3.15 両引き試験体の平均ひび割れ幅の推移

4.4 HPFRM 版曲げ試験

4.4.1 試験目的

4.3 節では、軸引張力に対する HPFRM を適用した RC 部材の変形特性やひび割れ性状について検討したが、本節では曲げモーメント下における HPFRM を適用した RC 部材の変形特性やひび割れ性状について検討する。

図 4.4.1 は fib の Model Code2010^{4,7)}に記載される FRCC の性能分類である。まず、軸引張力に対して、FRCC は「ひずみ軟化型」と「ひずみ硬化型」に大別され、さらに「ひずみ軟化型」の材料は、曲げモーメント下における『たわみ硬化型』と『たわみ軟化型』に分けられる。つまり、引張力に対しては軟化挙動を示した材料でも、曲げ応力下では硬化挙動を示す材料になりうる。

HPFRM についても、第 3 章に示したように、引張力に対しては基本的にひずみ軟化特性を示す（繊維配向が有利な場合は、ひび割れ発生後に多少のひずみ硬化域をもつ）材料であるが、曲げモーメント下において軟化／硬化のいずれの挙動となるかは、切欠きはりによる破壊エネルギー試験以外には十分検討していなかった。

そこで本節では、HPFRM 製の版試験体に対して曲げ試験を行った。まず無筋の版試験体より、HPFRM 自体のたわみ軟化／硬化特性について確認することを目的とした。さらに、内部鉄筋を配置した HPFRM 版試験体の曲げ試験を行い、RC 部材としての曲げ剛性やひび割れ性状を実験的に把握することを目的とした。

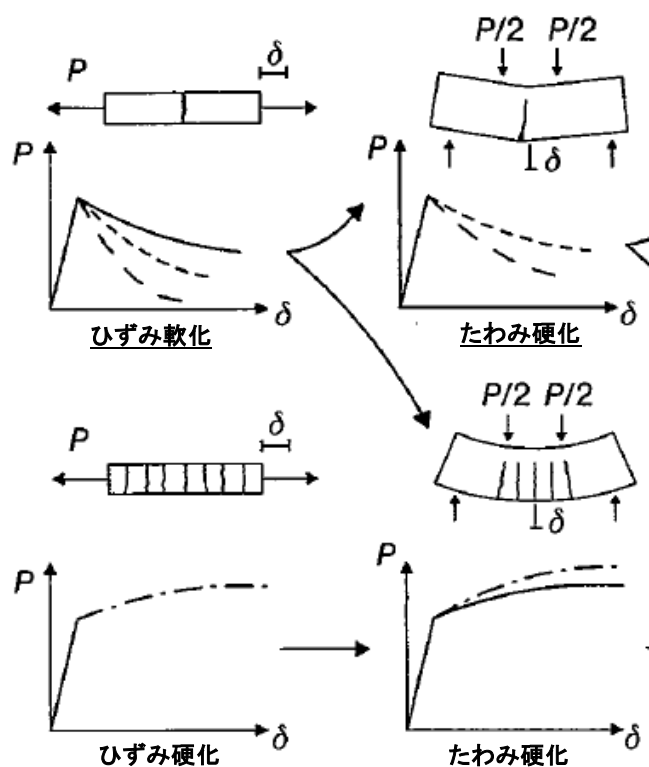


図 4.4.1 FRCC の引張靱性、曲げ靱性の区分^{4,7)}

4.4.2 試験概要

曲げ試験に用いる試験体は、図 4.4.2 に示すように、断面寸法 200×50 mm、長さ 700 mm の薄板型の試験体とした。無筋試験体と鉄筋を有する試験体に向け、鉄筋を有する場合は断面内のかぶり 20mm の位置に異形鉄筋 D10 を 2 本（鉄筋比 1.57%）および 4 本（鉄筋比 3.14%）の試験体を作製し、鉄筋量の違いによる影響も検討パラメータとした。なお、本試験で用いた異形鉄筋 D10 は、前節に示した両引き試験にて用いた鉄筋と機械的特性と同じものを用いた。

版曲げ試験の試験ケースを表 4.4.1 に示す。これら実験ケースは両引き試験と同様であり、試験体製作も両引き試験と同時に実施した。鋼繊維の配向性のコントロールについても両引き試験の際と同様に、HPFRM を型枠に流し込む際の変えることで鋼繊維の配向をできるだけ整えた。なお無筋試験体は、結果のばらつきが大きくなることが予想されたため、試験体数を 3 体にして実施した。一方、有筋の試験体は各ケースで 1 体である。

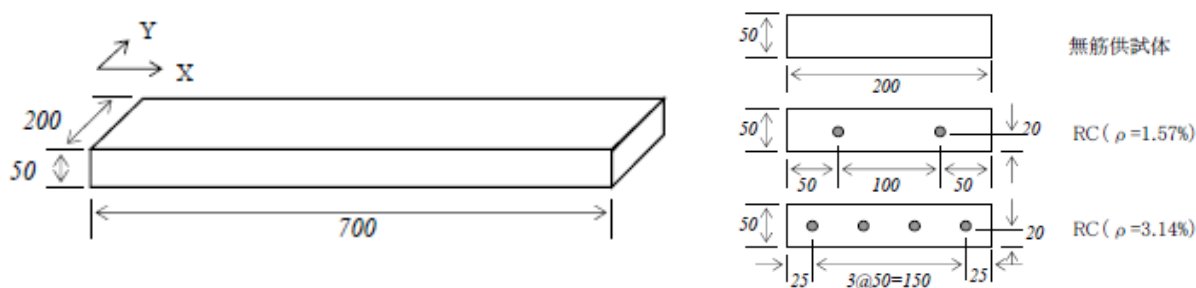


図 4.4.2 版曲げ試験体の寸法と鉄筋 (D10) の配置

表 4.4.1 版曲げ試験の試験ケースと試験体数

No.	ケース名	HPFRM 目標強度	実験パラメータ			試験体数(体)		
			鋼繊維 種類	鋼繊維 混入率	鋼繊維 の配向	鉄筋なし	D10×2 $\rho=1.57$	D10×4 $\rho=3.14$
			(L_f/d_f)	[vol.%]	x or y			
1	BP00	B130 (C110)	OL 13/0.16	0	-	3	1	1
2	BP08-x			0.8	x	3	1	1
3	BP08-y				y	3	1	1
4	BP16-x		1.6	SF 20/0.3	x	3	1	1
5	BP16-y				y	3	1	1
6	BP16-x(b)				x	3	1	1
7	BP16-x(c)				OL 6/0.16	x	3	1

曲げ載荷試験のセットアップを図 4.4.3 に、載荷状況を図 4.4.4 に示す。支点間の距離を 600 mm、中央の載荷点スパンを 200 mm とした三等分点載荷を行った。油圧サーボ式の万能試験機により、無筋試験体については、変位制御で試験体が曲げ破断するまで載荷した。鉄筋を有する試験体については、鉄筋の降伏までは荷重制御で載荷し、鉄筋降伏以降は変位制御に変更して載荷を行った。

鉛直方向の変位は、載荷スパン 200 mm の中で 3 点の鉛直変位（支点位置からの相対変位）を両側で測定した。また試験体の底面では、等曲げ区間を挟む 225 mm の範囲で、標点間距離 75 mm の変位計を 3 連に貼付け、曲げひび割れ幅の計測を行った。

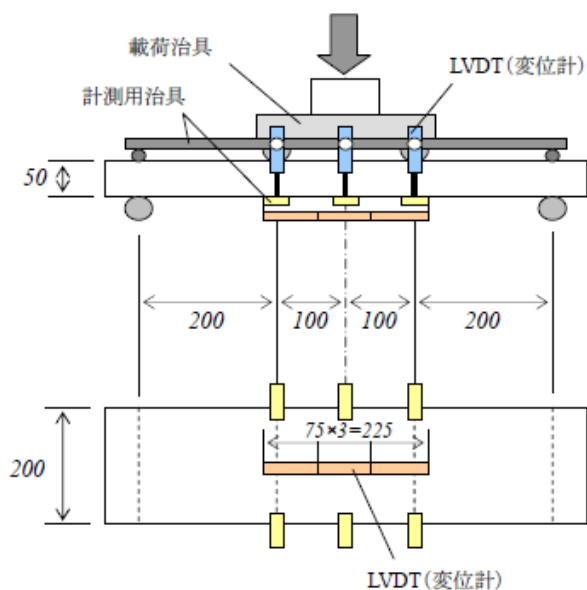


図 4.4.3 版曲げ試験体の載荷方法と測定項目

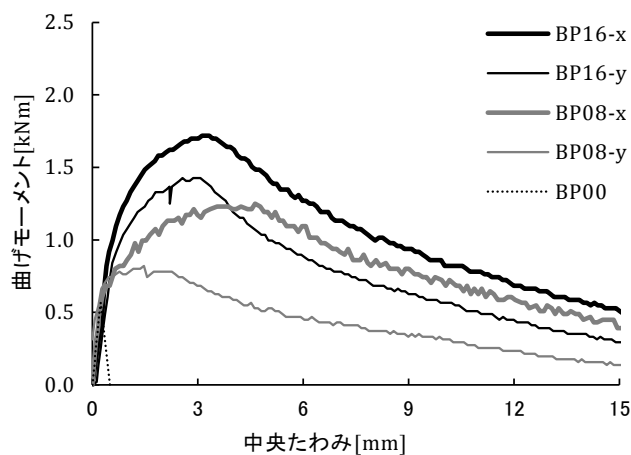


図 4.4.4 曲げ載荷試験の状況

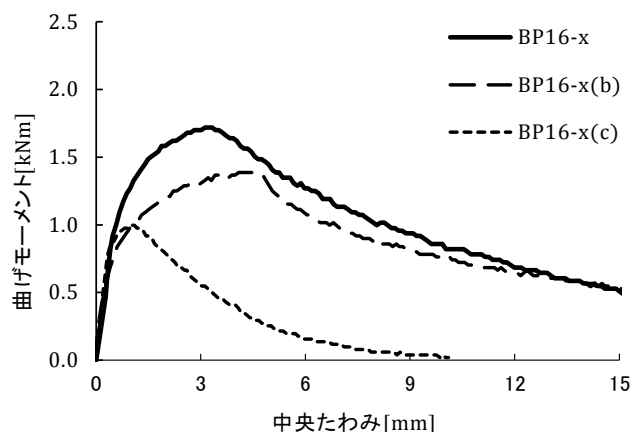
4.4.3 曲げモーメントーたわみ関係

無筋試験体の曲げモーメントー中央たわみの結果を図 4.4.5 に示す。図 4.4.5 (1)は、鋼繊維に OL 13/0.16 を使って繊維混入率を変えたケース、図 4.4.5 (2)に鋼繊維混入率 1.6 vol.%のまま鋼繊維種類(アスペクト比)を変えたケースを示す。図 4.4.5 (1)から、鋼繊維未混入の BP00 では、約 0.5 kN・m で引張縁に 1 本の曲げひび割れが発生してすぐ破断に至ったのに対し、鋼繊維を混入した残りのケースは、いずれも初期ひびわれが発生した後もたわみが増加する靱性的な挙動を示した。最大荷重は、鋼繊維混入率が高いほど大きい結果となり、BP00 では 0.56 kN・m に対し、x 配向の BP08-x では 1.23 kN・m、BP16-x では 1.72 kN・m となった。いずれもたわみ硬化の挙動を示した。しかし、鋼繊維の配向性の影響が大きく、特に BP08-y ではひび割れ後に最大曲げモーメントは増加せず、たわみ軟化の挙動を示した。両引き試験体に比べて版試験体は断面が大きいため、繊維配向の差が顕著に影響したと考えられる。一方、図 4.4.5 (2)から、鋼繊維が 1.6 vol.%と同混入率であっても、鋼繊維のアスペクト比の違いで曲げ耐力に大きな差が生じた。このアスペクト比が大きい繊維を使用した方が、耐力や靱性が大きくなる傾向は、両引き試験の際の傾向と同様である。ただ曲げ試験ではその差が顕著であり、OL 6/0.13 を使用したケースでは、たわみ硬化域はわずかしなく、すぐに

荷重が低下した。最大曲げモーメントも、BP16-x の 1.72 kN・m に対して、BP16-x (c) は 4 割減の 1.00 kN・m であった。



(1) 鋼繊維混入率・配向性の影響



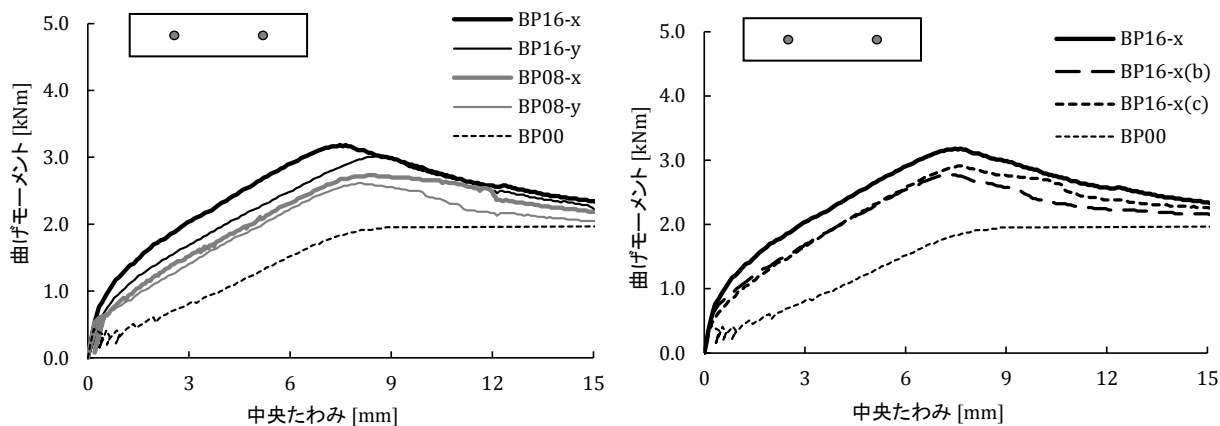
(2) 鋼繊維種類(アスペクト比)の影響

図 4.4.5 曲げモーメントーたわみの関係(無筋試験体)

図 4.4.6 に鉄筋 2 本(鉄筋比 1.57%)の鉄筋を有する試験体の曲げモーメントーたわみの関係、図 4.4.7 に鉄筋 4 本(鉄筋比 3.14%)の鉄筋を有する試験体の曲げモーメントーたわみの関係を示す。図 4.4.6 および図 4.4.7 で示す(1)と(2)の表示ケースは、図 4.4.5 と同様である。荷重ー変位関係では、無筋試験体における傾向と同様に鋼繊維を混入することによって、最大荷重が増加し、さらに曲げ剛性も高まることを示している。これは混入されている鋼繊維が、断面内の引張力を分担し、鉄筋と同様に引張鋼材として十分作用しているためである。曲げ剛性が増加する効果は、両引き試験で

得られた傾向と同じであり、鋼繊維の混入率が高いほど、また配向性が曲げ引張力の作用方向と平行であるほど大きい。

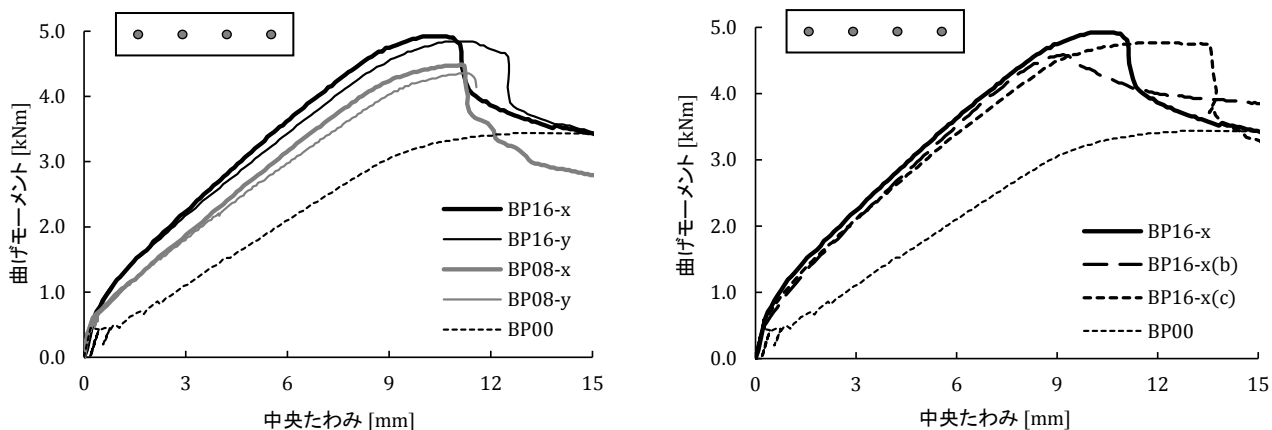
鉄筋を有する試験体のうち、D10-2本（鉄筋比1.57%）のケースの結果を図4.4.6に、D10-4本（鉄筋比3.14%）のケースの結果を図4.4.7に示す。曲げモーメント-たわみ関係に与える影響は、無筋試験体における傾向と同様であり、鋼繊維を混入することによって、最大荷重が増加し、さらに曲げ剛性も高くなった。これは断面内の引張力を鋼繊維が分担して、鉄筋と同様に引張鋼材として機能しているためであり、①鋼繊維の混入率が高いほど、②鋼繊維の配向が引張作用軸に平行にあるほど、③鋼繊維のアスペクト比が大きいほど、この効果が高い。



(1) 鋼繊維混入率・配向性の影響

(2) 鋼繊維種類（アスペクト比）の影響

図 4.4.6 曲げモーメント-たわみの関係（鉄筋を有する試験体： $\rho=1.57$ ）



(1) 鋼繊維混入率・配向性の影響

(2) 鋼繊維種類（アスペクト比）の影響

図 4.4.7 曲げモーメント-たわみの関係（鉄筋を有する試験体： $\rho=3.14$ ）

図 4.4.6 および図 4.4.7 に示した鉄筋を有する試験体の結果から、例えば以下のような結果を引き出せる。すなわち、D10 を 4 本配置し、鋼繊維を混入しない BP00 の試験体に対して、D10 を 2 本の配置として鋼繊維を 0.8 vol.%混入した HPFRM を適用することで、より高い曲げ剛性を得ることができるが、曲げ耐力でみると、BP00 の 3.40 kNm に対して 2.73 kNm と低くなる。そのため、鋼繊維 1.6 vol.%を混入した HPFRM を適用したとすると、曲げ剛性はさらに高まる上に、曲げ耐力も BP00 にほぼ近い 3.16 kNm に到達する。このように、HPFRM を適用することで、所定の断面性能を得るための必要鉄筋本数を減らせることができ、さらにより高い曲げ剛性を得ることができる。つまり鉄筋と鋼繊維との引張力分担を正確に把握できれば、最適な鉄筋本数（鉄筋比）や HPFRM の鋼繊維混入率の提示も可能と考えられる。

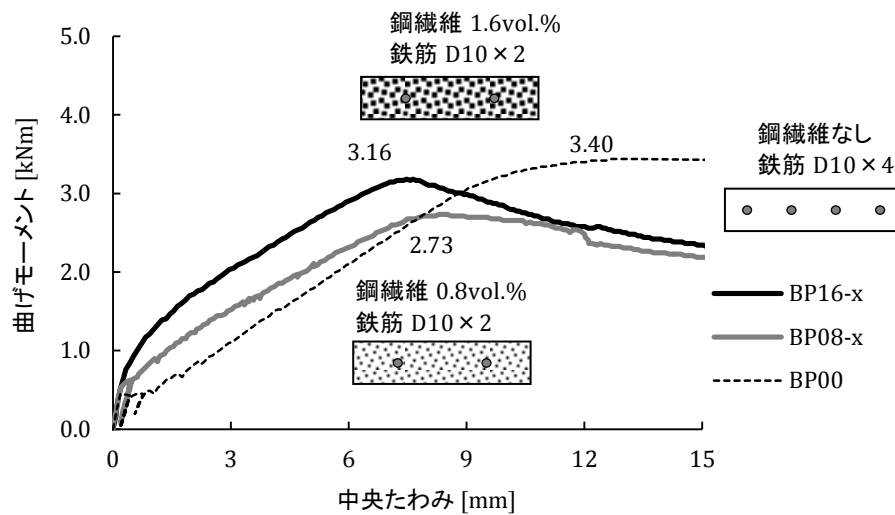


図 4.4.8 鉄筋量や繊維混入率が異なる試験体の曲げ性能の比較

4.4.4 ひび割れ間隔とひび割れ幅

図 4.4.9 に版曲げ試験体の引張縁（裏側）の部材降伏後のひび割れ観察結果を示す．ここには代表的なケースとして，図 4.4.9 (1)に鋼繊維なし（BP00）と図 4.4.9 (2)に鋼繊維 0.8vol%（BP08-x）の2 配合に対して，無筋，鉄筋 2 本，鉄筋 4 本の版試験体の結果を示す．

BP00 の無筋試験体では，曲げ载荷後，一箇所にひび割れが発生すると同時にすぐ曲げ破壊に至った．鉄筋を有する試験体では，内部に鉄筋を配置することで靱性的な変形となり，ひび割れは分散された．鉄筋比が大きいほど，ひび割れ分散効果がやや高まったが，等曲げモーメント区間のひび割れ本数でみると 4～5 本と，鉄筋比の増加による大きな差にはならなかった．一方，BP08-x では，無筋試験体においても鋼繊維による曲げ靱性の付加によりひび割れが分散した．鉄筋を有する試験体のひび割れ分散性はさらに高くなり，BP00 に対してひび割れ本数は約 2 倍（ひび割れ間隔は約 1/2）となった．鉄筋比が増加すると，ひび割れ分散性はさらに高まり，等曲げモーメント区間でのひび割れ間隔は約 20 mm まで低減した．

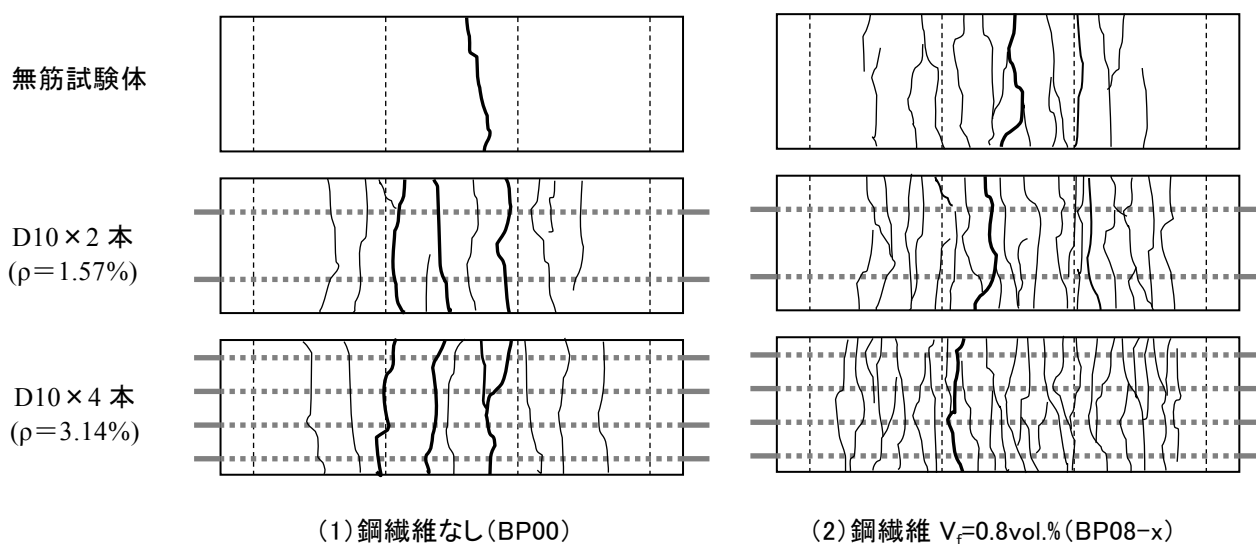


図 4.4.9 版曲げ試験体のひび割れ観察結果

表 4.4.2 に、鉄筋を有する試験体で計測された平均ひび割れ幅の比較を示す。平均ひび割れ幅の算定については、試験体底面に取り付けた 3 つの変位計で得られた各変位を、その標点間に発生したひび割れ本数で除することで平均ひび割れ幅とした。ここで、各ケースで同じ荷重件で相対比較とするため、いずれも鉛直荷重 20 kN 時の平均ひび割れ幅で整理した。表 4.4.2 より、鋼繊維未混入の BP00 では、荷重 20 kN 時で 0.50 mm ($\rho=1.57\%$)、0.36 mm ($\rho=1.57\%$) といった平均ひび割れ幅だが、鋼繊維を混入したケースではいずれも 0.2 mm 以下に抑えられた。鋼繊維の混入率による違いは、 $\rho=1.57\%$ のケースでは若干見られたが、 $\rho=3.14\%$ のケースではいずれも平均ひび割れ幅が 0.1 mm 未満であり、鋼繊維の混入率や配向性による影響が現われにくい結果となった。

以上から、HPFRM 版試験体においても、鉄筋の付着作用と鋼繊維の架橋効果によって曲げモーメント-たわみ関係における曲げ剛性が増加するという、両引き試験におけるテンションスティフニングの増加と同様の傾向が見られた、また断面内の鉄筋量および鋼繊維の混入率のバランスで、部材変形だけでなくひび割れ間隔やひび割れ幅をコントロールできる可能性があり、これらは今後の課題とされる。

表 4.4.2 版曲げ試験における平均ひび割れ幅の比較

No.	ケース名	実験パラメータ			平均ひび割れ幅 ^{※1} [mm]	
		混入率 [vol.%]	アスペクト比 (L_f/d_f)	繊維の 配向性	$\rho=1.57\%$ (D10×2)	$\rho=3.14\%$ (D10×4)
1	BP00	-	-	-	0.50	0.36
2	BP08-x	0.8	81.3	x	0.15	0.09
3	BP08-y			y	0.15	0.08
4	BP16-x	1.6		x	0.11	0.08
5	BP16-y			y	0.13	0.09
6	BP16-x(b)			66.7	x	0.15
7	BP16-x(c)		37.5	x	0.18	0.11

※1：鉛直荷重 20kN 時のひび割れ幅

4.5 まとめ

第4章では、HPFRMを適用した鉄筋コンクリート部材の両引き試験を行い、HPFRMに混入する鋼繊維の条件の違いが、部材の変形性能やひび割れ性状に与える影響を検討した。さらに、鉄筋を有するHPFRM版に対する曲げ試験を実施し、鋼繊維や鉄筋の条件の違いが曲げモーメント下におけるHPFRM部材の剛性やひび割れ性状に与える影響を検討した。主たる知見を以下にまとめる。

- 1) 鉄筋を有するHPFRM部材の両引き試験から、鋼繊維を混入することでRC部材のひび割れ発生荷重および部材の引張耐力（降伏荷重）が増加した。この効果は鋼繊維混入率が高いほど、鋼繊維のアスペクト比が大きいほど増加する。
- 2) ひび割れ発生後のHPFRMの平均応力と平均ひずみの関係（テンションスティフニング）を整理した結果、鋼繊維の混入によって平均応力が増加し、降伏ひずみまでその高い平均応力が持続した。一方、鋼繊維が同混入率であっても、鋼繊維の配向性が不利な状態（载荷軸に対して直交方向）ではHPFRMの平均応力が5～10%の範囲で低下する。
- 3) 鋼繊維混入率の増加によって、部材の平均ひび割れ間隔が減少し、それに伴って平均ひび割れ幅も減少した。また、鋼繊維の配向性の違いがひび割れ性状に与える影響として、ひび割れ間隔には大きな差がなかったものの、平均ひび割れ幅は減少する傾向にあった。
- 4) 無筋のHPFRM版の曲げ試験より、HPFRMが高いたわみ硬化特性を有することを把握した。両引き試験体と比べると鋼繊維の条件の違いがひび割れ発生荷重や最大耐力に与える影響が顕著であった。
- 5) 鉄筋補強したHPFRM版の曲げ試験より、鋼繊維を混入することによって曲げ剛性が高くなるとともに、最大荷重（曲げ耐力）も増加した。引張断面に作用する引張力を鋼繊維が分担して、鉄筋と同様に引張鋼材として機能したためである。このように曲げモーメントが作用するRC部材にHPFRMを適用することで、必要鉄筋量を削減できるなど、設計合理化がはかれる可能性を見出した。
- 6) 版試験体のひび割れ観察から、鋼繊維の条件の違いがひび割れ間隔やひび割れ幅に与える影響は、曲げ試験でも両引き試験と同様であった。ただ密な鉄筋比の場合は、鋼繊維の条件の違いによる影響が現われにくくなる傾向があった。

本章では、特に鉄筋を有したHPFRM部材のテンションスティフニングや曲げ剛性について、鋼繊維の条件の違いが与える影響を各実験にて検討した。これらの数値モデルについては、HPFRM単体の引張軟化特性（第3章）とも密接に関連することから、両者を組み合わせた解析シミュレーションによる検討が必要と考えられた。そこで、次の第5章ではRBSMや非線形FEMによる解析検討を踏まえたHPFRM固有の力学モデルの構築をはかる。

【第4章：参考文献】

- 4-1) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991
- 4-2) Abrishami, H. H., Mitchell, D. : Influence of steel fibers on tension stiffening, ACI Structural Journal, Vol.94, Issue 6, pp.769-776, 1997.11
- 4-3) Fields, K., Bischoff, P. H. : Tension Stiffening and Cracking of High-Strength Reinforced Concrete Tension Members, ACI Structural Journal, Vol.101-S44, pp.447-456, 2004.7
- 4-4) Bischoff, P. H. : Tension Stiffening and Cracking of Steel Fiber-Reinforced Concrete, Journal of Materials in Civil Engineering (ASCE), Vol.15, Issue 2, pp.174-182, 2003.4
- 4-5) Vandewalle, L. : Cracking behavior of concrete beams reinforced with a combination of ordinary reinforcement and steel fibers, Materials and Structures, Vol.33, pp.164-170, 2000.4
- 4-6) 岡村甫, 前川宏一: 鉄筋コンクリートにおける非線形有限要素解析, 土木学会論文集, No.360/V-3, pp.1-10, 1985.8
- 4-7) International Federation for Structural Concrete(fib) : fib Model Code for Concrete Structures 2010, 2013.10

第 5 章

高性能繊維補強モルタルのテンションスティフニング

5.1 概説

コンクリート構造物の構造設計が仕様規定から性能照査型へと移行していく中で、材料の多様化や構造の複雑化に対応するため、非線形有限要素解析(非線形 FEM 解析)の活用が推奨されている。本研究で開発した HPFRM を鉄筋コンクリート部材に適用した場合の構造性能を評価する上でも、非線形 FEM 解析による性能照査が重要な手段と考えている。

適切な非線形 FEM 解析を行う上では、解析対象(材料や構造)に応じたモデル化の選定が肝要である。特にひび割れ発生後のコンクリートと鉄筋の相互作用のモデル化には、一般に①相互の付着すべり関係を厳密にモデル化する方法、②両者の付着すべりを包含したコンクリートの平均応力-平均ひずみ関係(テンションスティフニング)を用いる方法がある。その汎用性や実証性から土木学会コンクリート標準示方書では、後者を標準としている。このことより HPFRM の構造利用に際し、非線形 FEM 解析の活用を提案していく上では、HPFRM のテンションスティフニングを適切にモデル化することが非常に重要な課題であった。

上記の点から、第 4 章では鉄筋を有する HPFRM 部材の両引き試験を行い、その結果から HPFRM のテンションスティフニングを抽出し、鋼繊維の混入率や種類、配向性がそれぞれ影響を与えることを把握した。これを受けて第 5 章では、各影響因子を考慮した HPFRM のテンションスティフニングをモデル化する。しかしながら、このモデル化にあたって問題点がある。それは、両引き試験の検討パラメータの一つであった「鋼繊維の配向性」について、実験では理想的な x 配向(引張力方向に 0°)、y 配向(引張力方向に 90°)の再現できていなかったことである。これは、HPFRM を型枠に打ち込んだ後の流動や、鉄筋や型枠との干渉によって鋼繊維の配向には乱れが生じていたことに起因する。そこで、理想的な鋼繊維の配向状態でのテンションスティフニングを把握するため、この両引き試験の挙動を再現できる解析手法の開発が必要となった。これには、コンクリート特有のひび割れ分散性を再現できる剛体バネモデル(Rigid Body Spring Model: 以下、RBSM)が最適と考えられ、両引き試験を対象とした 2 次元 RBSM による解析手法の開発を進めた。2 次元 RBSM によって両引き試験の挙動が精度よく再現できれば、鋼繊維の配向性が理想的な状態にける部材挙動も評価できる。これにより鋼繊維の各条件に対する適切な HPFRM のテンションスティフニングのモデル化が可能と考えた。

さらに、上記で構築した HPFRM のテンションスティフニングのモデルを、非線形 FEM 解析の材料構成則に導入し、両引き試験や版曲げ試験の再現解析を行う。この実験/解析の比較検証によって、提案した HPFRM のテンションスティフニングの妥当性を検討する。

第 5 章の構成を、図 5.1.1 に示す。

5.2 節では、HPFRM 部材の両引き試験(第 4 章)で得られた部材の変形やひび割れ性状について、2 次元 RBSM を適用した再現解析を行った。ここで、RBSM に導入する HPFRM の構成則には、鋼繊維の混入率や配向性を考慮した引張軟化曲線(第 2 章)を適用することで、特に鋼繊維の配向性

について、理想的な 0° 配向および 90° 配向の条件における HPFRM の平均応力-平均ひずみ関係を抽出することを目的とした。

5.3 節では、2次元 RBSM により再現できた RC 部材の荷重-平均ひずみ関係と、鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係をもとに、HPFRM の平均応力-平均ひずみ（テンションスティフニング）を評価し、鋼繊維の混入率や配向性の違い及ぼす影響を再評価した。それらを踏まえ、HPFRM のテンションスティフニングをモデル化した。

5.4 節では、提案した HPFRM のテンションスティフニングの妥当性を検証するため、非線形 FEM 解析の引張構成則に構築したモデルを導入し、鉄筋を有する HPFRM 部材の変形挙動を精度よくシミュレートできるかを検討した。

最後に、5.5 節において、第 5 章のまとめと今後の課題を整理する。

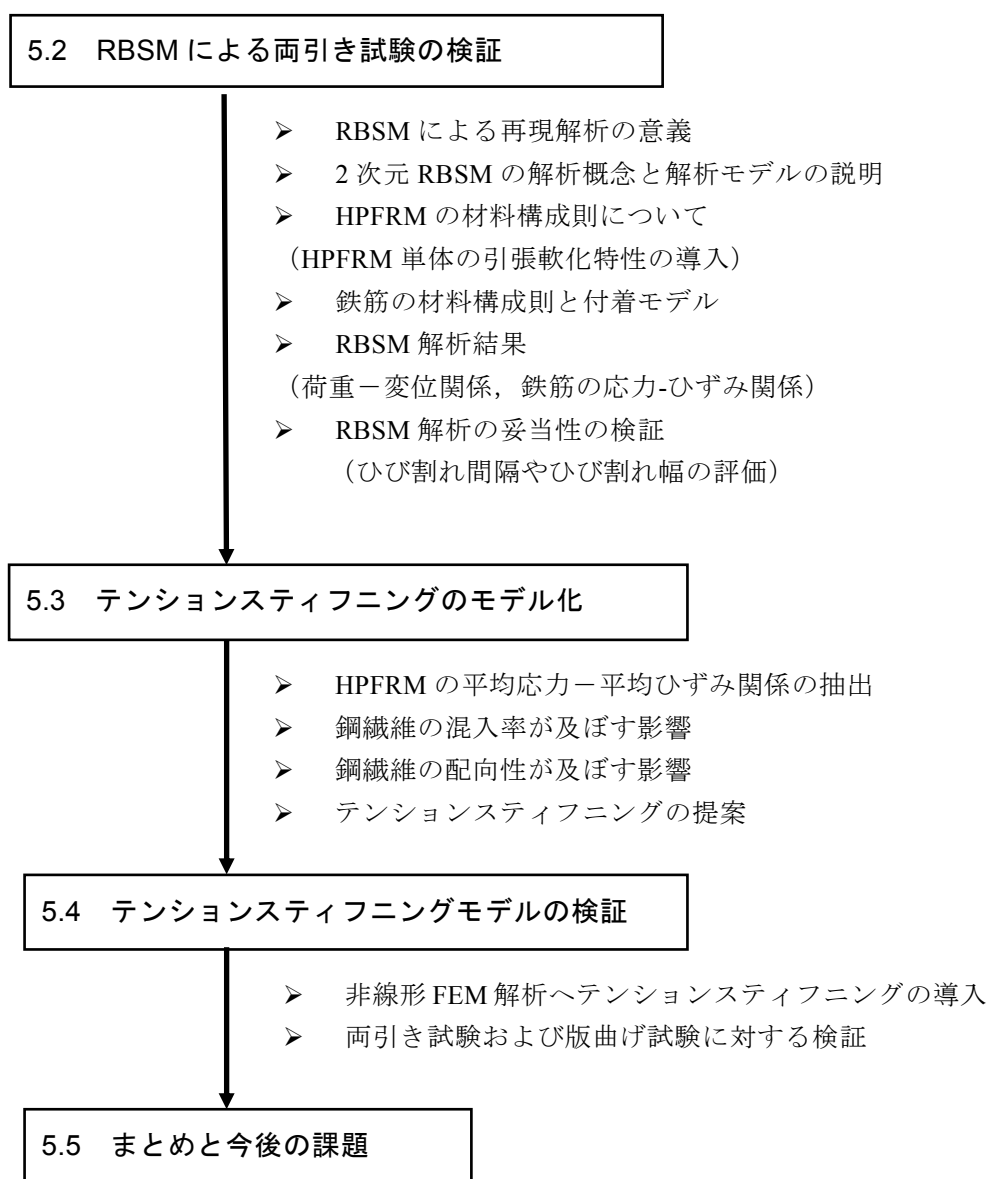


図 5.1.1 第 5 章の構成

5.2 RBSM による両引き試験の検証

5.2.1 解析目的

第4章で実施した鉄筋を有する HPFRM 部材の両引き試験で得られた部材の変形やひび割れ性状を、解析シミュレーションにより精度よく再現することを目的とした。特に解析評価では、部材の荷重-変位関係のみでなく、HPFRM 部材に発生したひび割れ性状（ひび割れ間隔やひび割れ幅）も対象とし、より実現象をとらえた引張破壊性状を表現することを目的とした。

また、両引き試験体の結果から得たテンションスティフニングの評価において、実験パラメータの一つとした鋼繊維の配向性の違いが、荷重方向に対して理想的な 0° および 90° の向きには完全に揃っていないことが推察された。そこで、鋼繊維の配向の影響については、第3章でモデル化した鋼繊維の配向性の違いによる引張軟化曲線を考慮することで、HPFRM のテンションスティフニングを精度よくモデル化することを目的とした。

5.2.2 解析概要

代表的な鉄筋コンクリート構造物の解析手法として、有限要素法（FEM）が挙げられる。近年では、コンクリート特有の非線形材料構成モデルが開発、整備されるとともに、数値計算環境の大幅な性能向上も相まって、あらゆる構造性能が精度よく解析評価できるようになってきている。

しかし、連続体力学に基づく FEM では、変位の連続性を前提条件としていることから、コンクリートのひび割れの発生や進展を対象とするような、ミクロな損傷解析には不向きとされる。そこで本節では、変位の不連続性を特徴とし、コンクリート特有のひび割れ進展の現象を直接的に解析で扱うことができる剛体バネモデル（Rigid Body Spring Model : RBSM）を適用することとした。

RBSM は、Kawai⁵⁻¹⁾によって開発された離散型解析手法であり、Bolander & Saito⁵⁻²⁾の研究によってコンクリート構造への有用性および発展性が示された。RBSM は図 5.2.1 に示すように、任意に分割された多角形要素が、その要素間の境界面で直方向およびせん断方向にバネで連結される。2次元モデルでは、各要素は3自由度の剛体要素であり、境界面のバネ特性にはコンクリートの非線形性を考慮した材料構成則を適用する。ひび割れは要素の境界面に沿って発生するため、要素形状が破壊の進展方向に影響することから Voronoi 多角形分割を用いて要素形状にランダム性を与えることで、ひび割れ進展の要素依存性を低減できる。

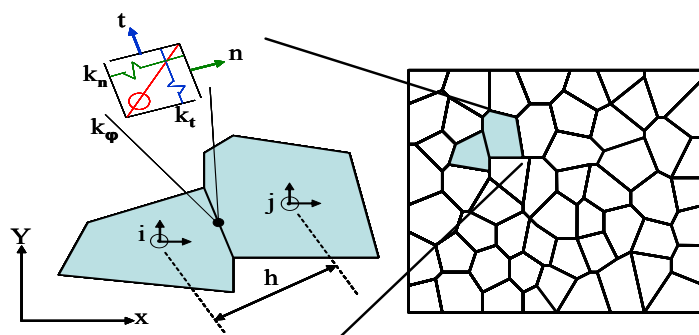


図 5.2.1 2次元剛体バネモデル(RBSM)の概念

5.2.3 解析モデル

本研究で参照した2次元RBSMの解析プログラムは、FRPシート補強したRC部材の引張試験の再現解析を目的にKahlid & Sato⁵⁻³⁾が開発したものである。このプログラムをベースに、HPFRM特有の引張軟化特性や付着すべり関係を考慮できるように改良した。

要素分割に関して、本プログラムでもコンクリート部分はVoronoi多角形分割を基本とした。また鉄筋のモデル化は、Saito⁵⁻⁴⁾によって開発された一次元の離散鉄筋要素を用いる解析手法を導入した。これは、図5.2.2に示すように、鉄筋を連続した梁要素の集合としてモデル化したもので、その各梁要素の両端には長さゼロのリンク要素を用いてコンクリート剛体要素と結合している。このリンク要素に鉄筋とコンクリート間の付着すべり関係を考慮することでRCとしての挙動を表現できる。

また、鋼繊維のモデル化については、既往の研究⁵⁻⁵⁾ではRBSMにて個々の繊維を梁要素で離散的にモデル化する手法も提案されているが、本研究では解析のモデル化や構成則の設定における取扱いの簡便性を考慮し、コンクリート要素の引張特性に鋼繊維混入の影響を含ませることで考慮した。つまり、コンクリート要素の引張構成則に、HPFRM固有の引張軟化曲線を考慮した。これについては、次項5.2.4にて説明する。

両引き試験の2次元解析モデルを図5.2.3に示す。メッシュ分割については、事前にコンクリート部の要素数を300, 500, 700, 1000と変えた解析を実施し、寸法依存性が無視できる要素数として700要素と決定した。このとき平均要素寸法は5~6mmとなる。要素数を700としたVoronoi分割を実行し、断面中央にD10の鉄筋を梁要素で配置した。また実験では両端より75mmの範囲を補強筋(D6×4本)で補剛しているため、この範囲は追加した補強筋分の剛性を考慮した上で、要素特性はひび割れを許さない弾性体として扱った。

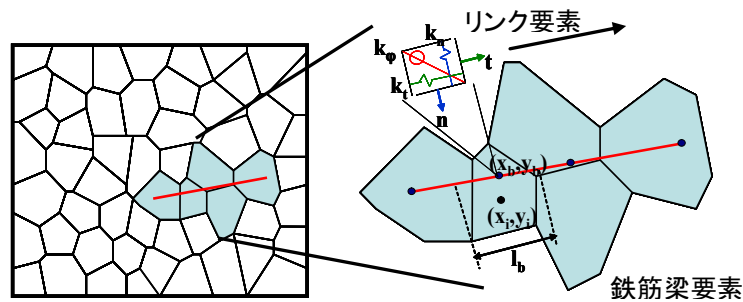


図 5.2.2 RBSM における鉄筋のモデル化

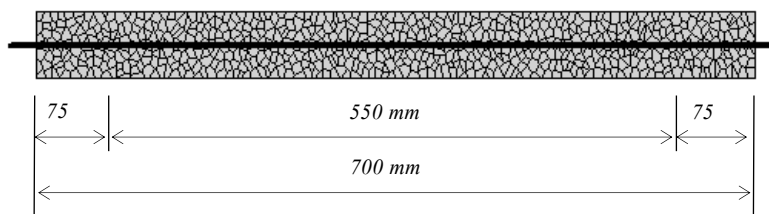


図 5.2.3 両引き試験体の2次元モデル

5.2.4 HPFRM の材料構成則

2次元 RBSM にて考慮するコンクリート部の材料構成則は、前述したように鋼繊維混入の効果も含んだ HPFRM の応力-ひずみ関係を用いた。特にひび割れ発生後の軟化挙動については、混入した鋼繊維の諸条件に応じた忠実なモデル化が重要となる。

そのため HPFRM の引張領域の材料構成則には、ひび割れ発生までは弾性体として式(5.2.1)のように扱い、ひび割れ発生後の軟化挙動は第3章でモデル化した HPFRM の引張軟化曲線モデル（式(5.2.2), 式(5.2.3)）を適用した。図 5.2.4 に鋼繊維の混入率の違い（0, 0.8, 1.6vol.%）による HPFRM の引張領域の材料構成則を、図 5.2.5 に鋼繊維の配向性の違いによる材料構成則を示す。なお、HPFRM の引張軟化曲線モデルで扱う各係数については、表 3.5.1 を参照されたい。

- ひび割れ前：弾性域 $\varepsilon_t \leq \varepsilon_{cr}$

$$\sigma_t = E_c \varepsilon_t \quad (5.2.1)$$

- ひび割れ後：ひずみ硬化域 $0 < w < w_{c1}$

$$\sigma_t = f_{cr} \left\{ 1 + \frac{(\alpha-1)w}{w_{c1}} \right\} \quad (5.2.2)$$

- ひび割れ後：ひずみ軟化域 $w_{c1} \leq w \leq w_u$

$$\sigma_t = f_{cr} \left[\left\{ 1 + \left(c_1 \frac{w-w_{c1}}{w_{c2}} \right)^3 \right\} \exp \left(-c_2 \frac{w-w_{c1}}{w_{c2}} \right) - \frac{w-w_{c1}}{w_{c2}} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \right] \quad (5.2.3)$$

ここに、 σ_t ：HPFRM の引張応力 [N/mm²]、 E_c ：HPFRM の弾性係数 [N/mm²]、 ε_t ：HPFRM の引張ひずみ、 f_{cr} ：ひび割れ発生強度 [N/mm²]、 w ：ひび割れ幅 [mm]、 w_u ：限界ひび割れ開口変位 [mm]、 $w_{c2}=w_u-w_{c1}$ [mm]、 α, w, c_1, c_2 ：軟化曲線式における定数（表 3.5.1 参照）、である

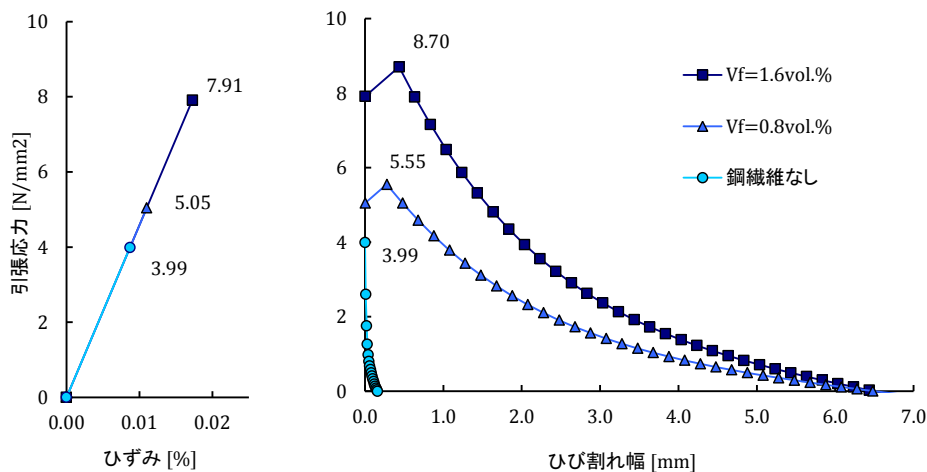


図 5.2.4 HPFRM の材料構成則（鋼繊維混入率の影響）

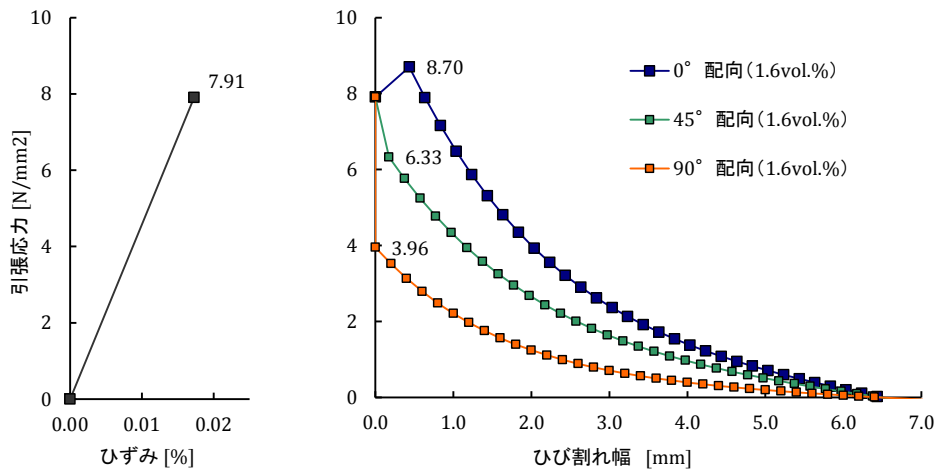


図 5.2.5 引張軟化曲線モデル(鋼繊維の配向性の影響)

また、圧縮域における HPFRM の材料構成則のモデル化は、既存の解析プログラムで適用されている汎用的なコンクリートの構成則（最大強度までは圧縮ひずみに応じた二次曲線の応力増加、それ以降は終局ひずみまで線形的に低下）を適用した。

なお本解析では、HPFRM の自己収縮や乾燥収縮による初期ひずみや導入応力については考慮せず、実験値との比較の際は実験値に対して初期ひずみの影響を除去した補正データと比較した。

5.2.5 鉄筋との付着構成則

鉄筋は、図 5.2.3 に示したように 1 次元の梁要素の連続体としてモデル化している。鉄筋単体の構成則は、バイリニア型の応力-ひずみ関係を用い、降伏応力および弾性係数は、鉄筋の引張試験（図 4.3.7）より得た $\sigma_y=530 \text{ N/mm}^2$ および $E_s=190,000 \text{ N/mm}^2$ を用いた。

また、鉄筋と HPFRM との付着モデルは、島ら⁵⁻⁶⁾が提案する式(5.2.4)、式(5.2.5)で示される鉄筋ひずみと付着すべりによる付着せん断応力モデルを適用した。この島モデルは、検長 5mm 程度のひずみゲージから得られた局所情報により構築された局所付着応力-すべり-ひずみ関係であり、要素寸法を約 5~6 mm とした本解析に対して適した構成モデルと考えた。また、実験では平均ひずみが 0.5% より小さく、鉄筋に沿う割裂ひび割れも確認されなかったことから本モデルの適用範囲を超えていない。ただし、本解析ではひび割れ位置での付着劣化⁵⁻³⁾は考慮していない。

$$\tau = f'_{cd} \frac{0.73 \cdot \{\log(1+5s)\}^3}{1+\varepsilon_s \times 10^5} \quad (5.2.4)$$

$$s = 1000 \cdot S/D \quad (5.2.5)$$

ここに、 τ ：鉄筋の付着せん断応力 [N/mm²]、 ε_s ：鉄筋ひずみ、 S ：付着すべり [mm]、 f'_{cd} ：コンクリートの圧縮強度 [N/mm²]、 D ：鉄筋径 [mm]、である。

5.2.6 解析結果（鋼繊維混入率の影響）

図 5.2.6 に、両引き試験体の荷重－平均ひずみ関係に対する実験値と解析値との比較を示す。本ケースは HPFRM の引張軟化モデルに図 5.2.4 に示した 3 ケースを適用したものであり、鋼繊維の混入率（0, 0.8, 1.6 vol.%）による差を示している。

RBSM による解析結果は、ひび割れ発生荷重および部材の降伏荷重とも実験結果を精度よく再現できた。特に鋼繊維なし（TS00）では、試験体の荷重－平均ひずみ曲線に関しても、ほぼ実験値と同様の挙動を再現できている。しかし TS16-0（ $V_f=1.6$ vol.%, 0° 配向）のケースでは、引張荷重の推移が実験値よりやや高い結果となった。この要因として、試験体の鋼繊維の配向が当初の目標配向の 0° 方向に対して実際にはばらつきが生じていた影響や、試験体の測定長（550 mm）の中で局所的に鋼繊維が分散していない弱点部分が存在していた影響などが考えられる。

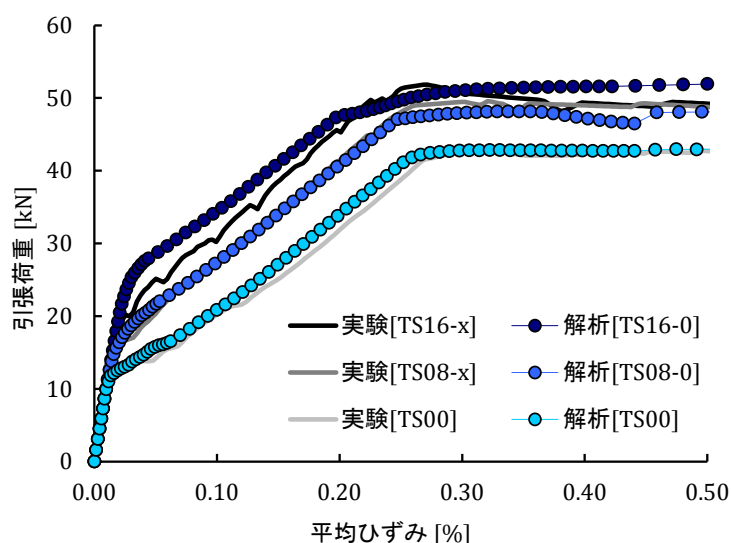


図 5.2.6 実験値と解析値の比較（引張荷重-平均ひずみ関係）

図 5.2.7 に、RBSM 解析から抽出した鉄筋（D10）の平均応力－平均ひずみ関係を示す。このようにコンクリート内部に埋め込まれた鉄筋の降伏点は、コンクリートと鉄筋の付着の影響により鉄筋単体の際の降伏点より低下する⁵⁻⁸⁾。ひび割れた位置での鉄筋応力は降伏点に達しているが、ひび割れ以外の箇所ではコンクリートとの付着の影響でまだ降伏応力に達していないため、平均応力で評価すると降伏点より小さくなるためである。コンクリート強度が高いほど、鉄筋比が小さいほど低下率が大きくなるが、RBSM 解析結果では、TS16-0 の降伏点が 470 N/mm^2 、TS08-0 の降伏点は 490 N/mm^2 と鋼繊維の混入率の違いによっても降伏点の差が生じた。この理由として、鋼繊維の混入量が多いほど、ひび割れ部での鉄筋応力が降伏点に達した際、他の部位における鉄筋応力がより小さいことを示している。一般にひび割れ間隔が狭まると、ひび割れ位置での付着劣化の影響が相対的に大きくなり、ひび割れ区間での平均付着応力は低下する。しかし、鋼繊維が多く存在するとひび割れ位置での付着劣化、すなわちコンクリートと鉄筋の付着切れが抑制されるため、大きな応力勾配が存在し得たと推察される。

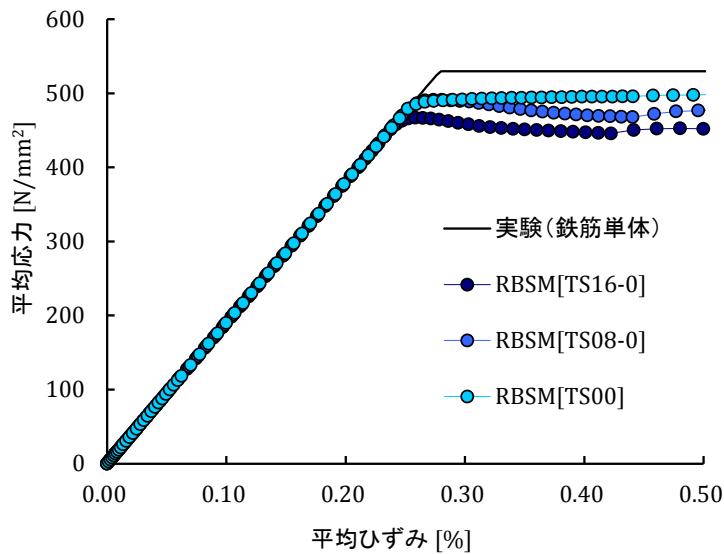


図 5.2.7 RBSM 解析による鉄筋の平均応力ー平均ひずみ関係

この HPFRM の両引き試験の再現解析に関し、改良・修正した 2 次元 RBSM 解析手法の妥当性検証を目的に、ひび割れ性状（ひび割れ間隔，ひび割れ幅）の比較を行った．図 5.2.8 に、部材降伏後の両引き試験体のひび割れ性状を、実験観察結果（上段）と RBSM 解析結果（下段）に示す．ここで解析結果に対しては、ひび割れ発生強度を超えて開口変位が 0.01mm 以上となった要素境界を青で表示するようにしている．これは、実験において試験体のひび割れ観察（目視確認）で 0.01mm 以上をひび割れ，と判定していたことに合わせている．

この比較より、RBSM 解析では両引き試験で得たひび割れ性状を概ねシミュレートできていると考える．ひび割れ本数で比較すると、TS00 では実験で 12 本に対し解析で 14 本、TS08 では実験で 23 本に対し解析で 21 本、TS16 では実験で 30 本に対し解析で 27 本といった結果であった．つまり鋼繊維の混入率の増加に伴う、ひび割れ間隔の低下，ひび割れ分散性の向上を解析で再現できた．

図 5.2.9 に、平均ひび割れ幅の推移について、実験値と解析値の比較を示す．ここでも、RBSM 解析のひび割れ発生基準を開口変位が 0.01 mm 以上としている．解析ではひび割れ発生荷重のばらつきは考慮できないため初期の発生点は異なるものの、ひび割れ発生後の部材全体の平均ひび割れ幅の増加に関しては、実験値に近い挙動を示した．以上のひび割れ本数（間隔）および平均ひび割れ幅の推移の比較から、適用した RBSM 解析手法の妥当性が確認された．

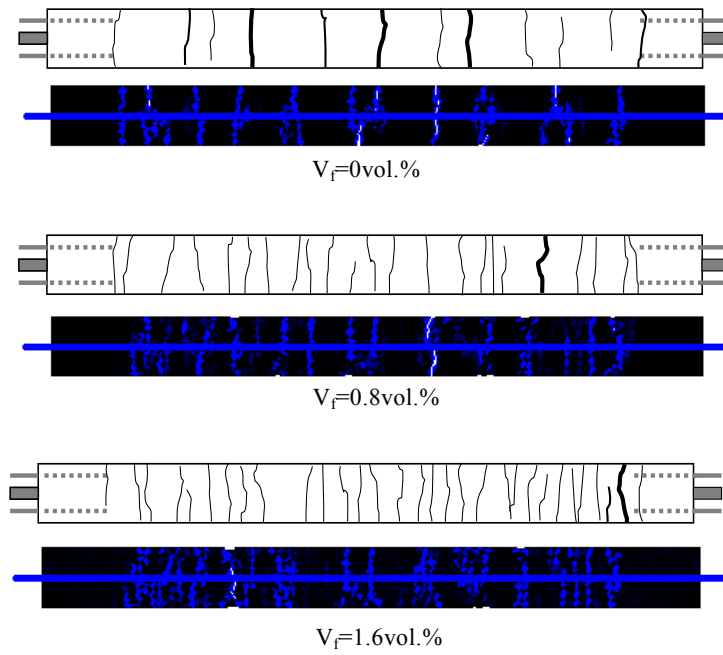


図 5.2.8 両引き試験体におけるひび割れ分布(部材降伏時)

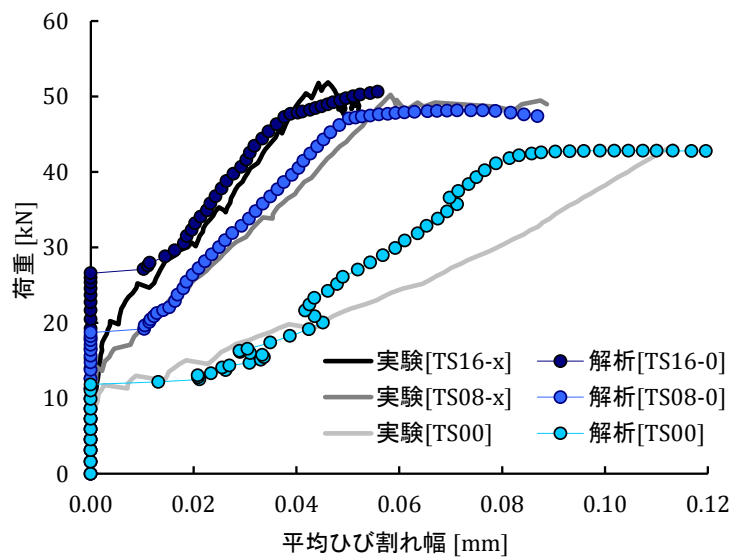


図 5.2.9 平均ひび割れ幅の推移 ($w \geq 0.01\text{mm}$ をひび割れと判定)

5.2.7 解析結果（鋼繊維の配向性の影響）

鋼繊維の配向性をパラメータとした2次元RBSMによる引張荷重－平均ひずみ関係の解析結果を、前項と同様に実験結果とあわせて図 5.2.10 に示す。また、RBSM 解析から抽出した鉄筋（D10）の平均応力－平均ひずみ関係を図 5.2.11 に示す。

図 5.2.10 より、実験結果（x 配向、y 配向）の 2 ケースは、解析における TS16-0（0° 配向）と TS16-90（90° 配向）の中間に位置した。これは、推察していたように実際に両引き試験体の内部の鋼繊維の配向は、理想的な 0° 配向や 90° 配向とまでなっていない、その中間の配向であったことを示している。それでも両引き試験における x 配向のケースは、平均的な配向角度が 0～45° の状態にあったとみられ、また y 配向のケースはおよそ 45～90° の配向状態にあったと考えることができる。

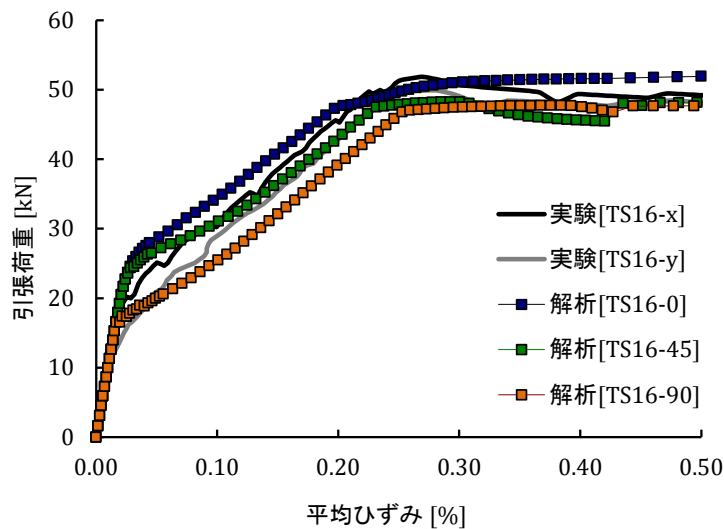


図 5.2.10 実験値と解析値の比較（引張荷重-平均ひずみ関係）

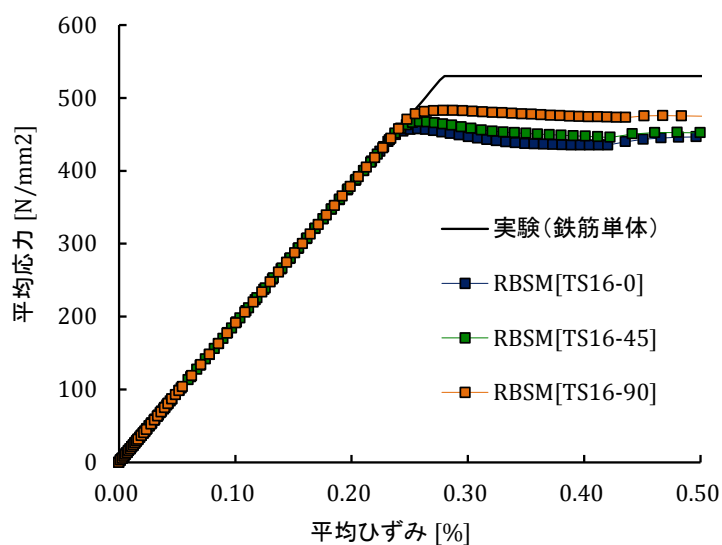


図 5.2.11 RBSM 解析による鉄筋の平均応力－平均ひずみ関係

5.3 テンションスティフニングのモデル化

前節までの検討より，2次元 RBSM 解析による両引き試験の解析的シミュレーションの妥当性が検証できた．この解析評価法の大きな利点は，鉄筋を有する HPFRM 部材の引張荷重－平均ひずみ関係を把握できることに加え，埋め込まれた鉄筋の平均応力－平均ひずみ関係を取得できたことである．これにより，HPFRM の平均応力－平均ひずみ（テンションスティフニング）を適切に抽出できる．また鋼繊維の配向について，RBSM によって理想の配向状態における RC 部材の変形性能を把握することができた．

5.3.1 鋼繊維混入率の影響

図 5.2.6 に示した両引き試験の解析結果（引張荷重－平均ひずみ関係）から，図 5.2.7 の鉄筋の平均応力－平均ひずみ関係を差し引き，コンクリート断面で除することで HPFRM の平均応力－平均ひずみ関係を図 5.3.1 のように抽出した．なお，同図には併せて第 4 章で整理した実験データに基づく平均応力－平均ひずみも示している．

RBSM による解析結果は，部材降伏後も含めて実験結果を概ね再現できている．TS16-0 では，初期のひび割れ発生強度が実験結果 TS16-x よりも大きな応力となった．この理由には，試験体が理想的な 0° 配向でなかったことが挙げられ， 0° 配向時のひび割れ発生強度 7.91 N/mm^2 に対して，両引き試験体ではそれより低い応力で初期ひび割れが発生したためと考えられる．

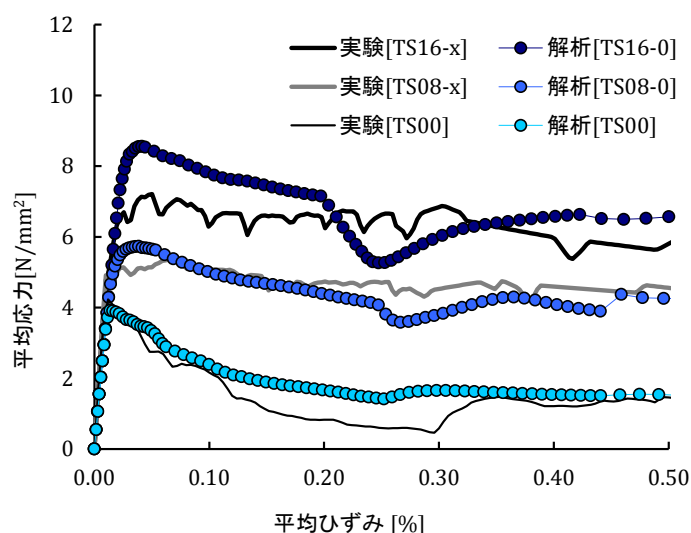


図 5.3.1 HPFRM の平均応力－平均ひずみ関係

図 5.3.1 に整理した HPFRM の平均応力－平均ひずみ関係から，縦軸の平均応力をひび割れ発生強度で除して応力を正規化したものを図 5.3.2 に示す．まず鋼繊維未混入の TS00 については，Collins & Mitchell ら⁵⁻⁷⁾が提案している一般的なコンクリートのテンションスティフニングの推定モデル（式 (5.3.1)）に近い挙動を示した．

$$\sigma_c/f_{cr} = \alpha_1\alpha_2(1 + \sqrt{500\varepsilon_m})^{-1} \quad (5.3.1)$$

ここに、 ε_t ：引張ひずみ、 ε_{cr} ：ひび割れ発生時のひずみ、 α_1 ：付着特性による係数（異形鉄筋は 1.0、丸鋼は 0.7）、 α_2 ：荷重条件による係数（短期荷重は 1.0、長期又は疲労荷重は 0.7）

一方、鋼繊維を混入した TS08-0 および TS16-0 は、TS00 に対して、ひび割れ後も高い応力を保持し、鉄筋が降伏した後もひび割れ発生強度に対して 80%以上の応力を維持した。鋼繊維の混入により、テンションスティフニングが大きく向上したのは明確である。また、TS08-0 と TS16-0 がほぼ同様に推移していることから、検討した繊維混入率の範囲であれば、引張応力をひび割れ発生強度で正規化することで鋼繊維混入率によらず同様のテンションスティフニング形状をとると考えた。これらの検討から、HPFRM のテンションスティフニングは、上記の Collins & Mitchell ら⁵⁻⁷⁾の提案式をベースに図 5.3.2 から式(5.3.2)、(5.3.3)で表される式でモデル化を図った。

$$\bullet \quad \varepsilon_{cr} < \varepsilon_t < \varepsilon_{cl}$$

$$\sigma_c/f_{cr} = 1 + (\beta - 1) \frac{\varepsilon - \varepsilon_{cr}}{\varepsilon_{cl} - \varepsilon_{cr}} \quad (5.3.2)$$

$$\bullet \quad \varepsilon_{cl} \leq \varepsilon_t$$

$$\sigma_c/f_{cr} = \beta \cdot (1 + \sqrt{\gamma(\varepsilon_t - \varepsilon_{cl})})^{-1} \quad (5.3.3)$$

ここに、 β ：ひび割れ強度に対する比 (=1.1)、 γ ：軟化の程度を表す係数 (=50)、 ε_t ：HPFRM の引張ひずみ、 ε_{cr} ：HPFRM のひび割れ発生時のひずみ、 ε_{cl} ：軟化開始時のひずみ、である。

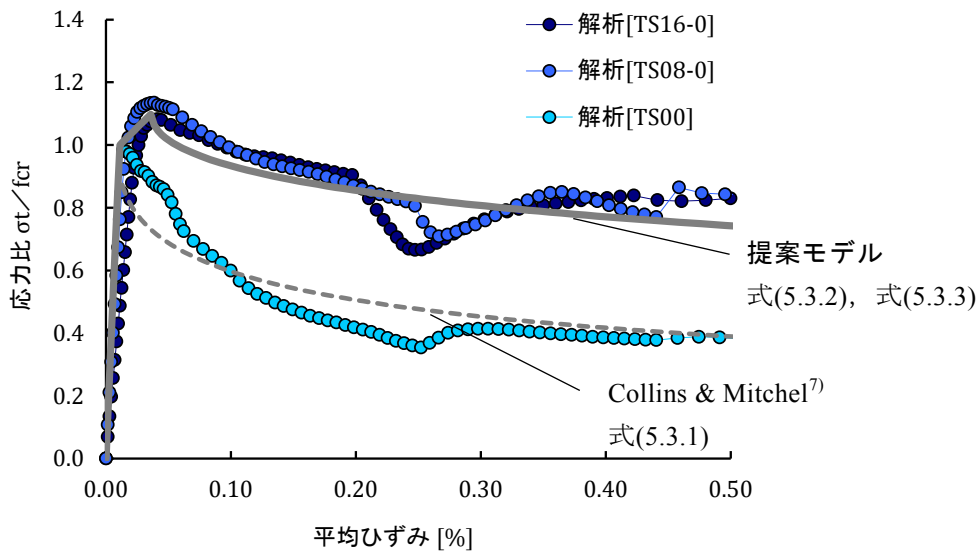


図 5.3.2 HPFRM のテンションスティフニングのモデル化

5.3.2 鋼繊維の配向性の影響

式(5.3.2)および式(5.3.3)で提案したモデルは、鋼繊維の配向が引張力の作用方向に並ぶ理想的な配向状態 (0° 配向) におけるテンションスティフニングモデルと言える。そこで次に、鋼繊維の配向性の影響を考慮した両引き試験のシミュレーション結果をもとに、配向性の違いを考慮した HPFEM のテンションスティフニングのモデル化を図った。

図 5.2.10 に示した配向性の影響を考慮した両引き試験の解析結果 (引張荷重-平均ひずみ関係) から、その際の鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係 (図 5.2.11) を差し引いた HPFRM の平均応力-平均ひずみ関係を図 5.3.3 に示す。

90° 配向の解析結果 (TS16-90) は、 0° 配向の解析結果 (TS16-0) に対して、ひび割れ発生荷重も小さく、ひび割れ後の平均応力の低下も大きくなった。この傾向は、第 4 章に示した実験結果の整理の中でも見られた。ただ、実験データでは x 配向に対する y 配向の平均応力の低下が約 15~30% (約 $1.0\sim 2.0 \text{ N/mm}^2$) の低下であったのに対し、RBSM 解析では 0° 配向に対する 90° 配向の平均応力低下は、約 30~50% (約 $2.5\sim 4.0 \text{ N/mm}^2$) と増大した。これは RBSM 解析で考慮した HPFRM の引張軟化曲線では、繊維配向が理想的な状態に近い状態での特性を考慮しているためである。つまり本解析では、鋼繊維の配向の違いに起因するテンションスティフニングの範囲 (最大値と最小値の差) を再現したと考えられる。実際の構造物を想定した場合、打設方向や型枠の影響で繊維の配向性に必ず偏りがでてしまうが、いずれにせよ本解析で評価した範囲の中に納まるものと判断できる。

上記までの検討から、図 5.3.3 をベースに鋼繊維の配向性の影響を考慮したテンションスティフニング推定式として式(5.3.2)および式(5.3.3)を構築した。図 5.3.2 と同様に、HPFRM のひび割れ発生強度で、平均応力を正規化したものを図 5.3.4 に示す。提案式中の ε_{cl} , β および γ を変化させることで、RBSM で得られた各々の挙動に近いテンションスティフニング効果をモデル化した。配向角度の違いごとに同定した係数を表 5.3.1 に示す。

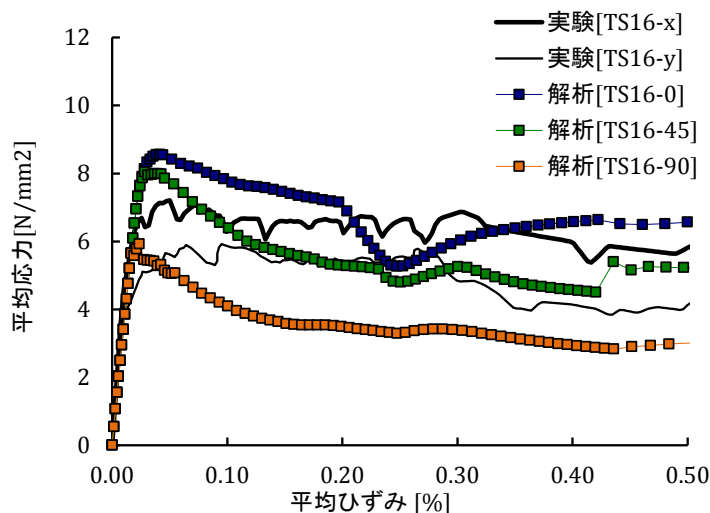


図 5.3.3 HPFRM の平均応力-平均ひずみ関係

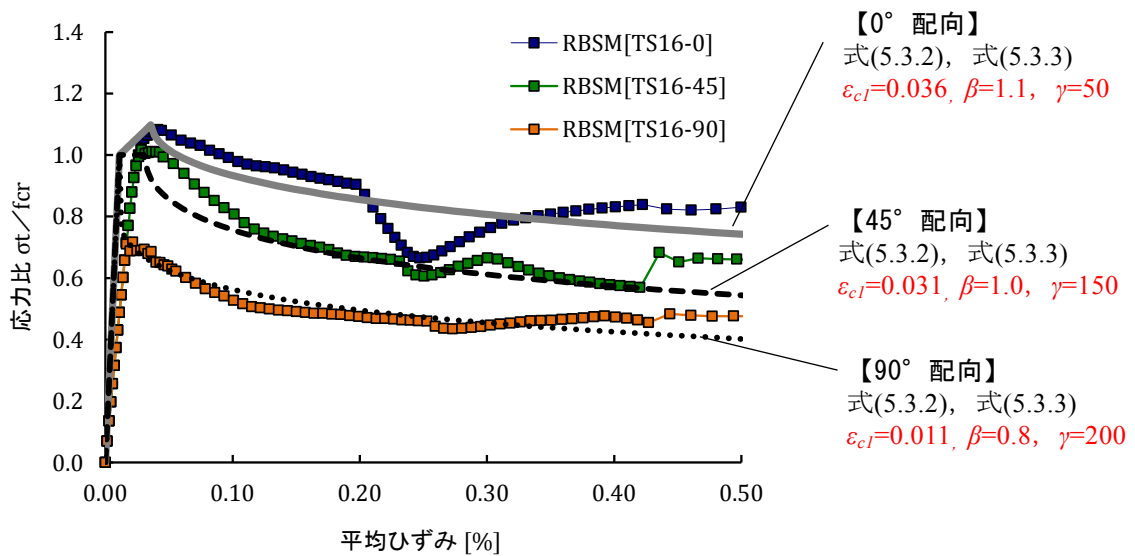


図 5.3.3 HPFRM のテンションスティフニングのモデル化

表 5.3.1 提案式(5.3.2), (5.3.3)に用いる定数

鋼繊維の配向	ε_{cl}	β	γ
	[%]	-	-
0°	0.036	1.10	50
45°	0.031	1.00	150
90°	0.011	0.80	200

以上より、本節では鉄筋を有する HPFRM 両引き試験の結果（第 4 章）に基づき、2 次元 RBSM 解析による解析的な評価を導入し、鉄筋と HPFRM とのテンションスティフニング効果のモデル化を行った。ただし、ここで提案した推定式の適用は、本検討で扱った鋼繊維の種類（繊維長/径=13/0.16 mm）および混入率 0.8~1.6 vol.%での範囲であり、その範囲に外れる条件となった場合は新たに検討および検証する必要がある。

5.4 テンションスティフニングモデルの検証

5.4.1 検証方法と概要

前節で提案した HPFRM のテンションスティフニングモデルの妥当性を検証するため、非線形 FEM 解析における引張材料構成則に反映し、RC 部材の挙動シミュレーションを実施した。使用した解析プログラムは、汎用非線形解析ソフト「ATENA 2D」である。解析対象は、第 3 章で説明した鉄筋を有する HPFRM 部材の両引き試験と、鉄筋を有する HPFRM 版の曲げ試験とし、両試験における部材の荷重－変位（たわみ）関係について実験と解析結果との比較から提案モデルの妥当性を検証した。

本節で実施した非線形 FEM 解析では、鉄筋はトラス要素でなく分散鉄筋モデルとして鉄筋比で考慮した。鉄筋とコンクリートの付着作用は、コンクリートの繊維混入の影響も含んだ引張応力－ひずみ関係として表されるテンションスティフニングを用いた。HPFRM の強度物性は第 2 章および第 3 章の結果に基づき、表 5.4.1 に示す値を用いた。HPFRM のテンションスティフニングは、図 5.4.1 に示すように、第 4 章で構築した鋼繊維の配向性の違いを考慮できるモデルを用いた。

表 5.4.1 解析に用いた HPFRM の強度特性

鋼繊維混入率 V_f [vol.%]	圧縮強度 f'_{cd} [N/mm ²]	ひび割れ発生強度 f_{cr} [N/mm ²]	弾性係数 E_c [N/mm ²]
0	110	3.99	46.000
0.8	115	5.05	
1.6	122	7.91	

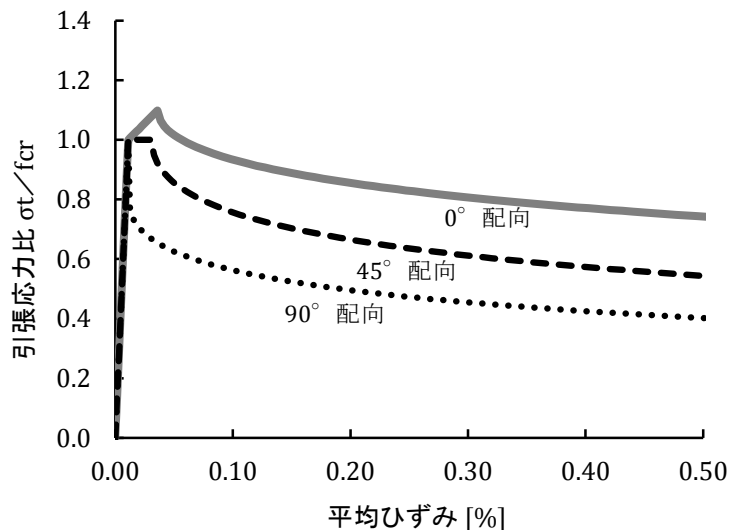
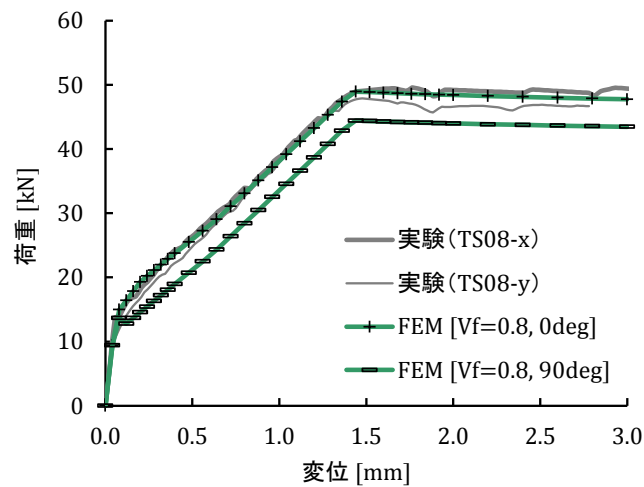


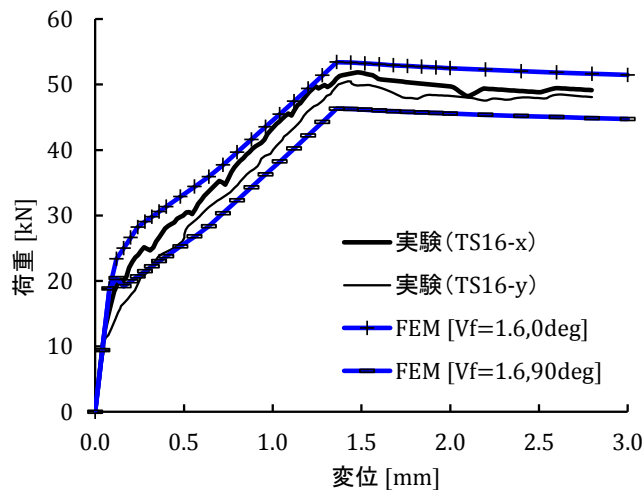
図 5.4.1 HPFRM のテンションスティフニングのモデル

5.4.2 両引き試験の非線形 FEM 解析による検証

両引き試験の非線形 FEM 解析による解析結果（試験体の引張荷重－変位曲線）を，図 5.4.2（鋼繊維混入率が(a)は 0.8vol.%, (b)は 1.6 vol.%）に示す．配向性の違いによるひび割れ時発生荷重や最大荷重への影響が，非線形 FEM 解析でも精度よく再現できた．いずれも実験値（x 配向および y 配向）は，解析値（ 0° および 90° ）の中間に位置しており，鋼繊維の配向性の違いが RC 部材の荷重－変位曲線に与える影響を，十分再現できていると考えられる．また最大耐力（降伏荷重）について，同鋼繊維混入率でも配向性の違いで 10～15%低下することが解析で算出でき，鋼繊維の配向性が部材の引張挙動に及ぼす影響が大きいことを示している．



(a) 鋼繊維混入率 0.8 vol.% のケース



(b) 鋼繊維混入率 1.6 vol.%

図 5.4.2 両引き試験に対する実験値と解析値の比較

5.4.3 版曲げ試験の非線形 FEM 解析による検証

版曲げ試験に用いた試験体寸法および荷重概要を図 5.4.3 に示す。試験体断面は 200×50 mm、長さ 700 mm であり、荷重スパン 200 mm とした 3 等分点荷重を実施している。断面内部には厚さ中心に D10 の異形鉄筋を配置した。ここで解析対象は、 $D10 \times 2$ 本（鉄筋比 1.57%）を配置した有筋試験体のモデルとした。両引き試験での検証と同様に、版曲げ試験における荷重—荷重点変位の関係の解析結果を、図 5.4.4 ($V_f=0.8$ vol.%) および図 5.4.5 ($V_f=1.6$ vol.%) に示す。

これら解析結果より、版曲げ試験の非線形 FEM 解析においても HPFRM のテンションスティフニングモデルを適用することで、鋼繊維の混入率や配向性の違いが RC 部材の曲げ挙動に及ぼす影響について概ね再現できたとと言える。しかし、ひび割れ後の部材剛性が、解析結果は実験値よりもやや高く、また部材の降伏荷重では解析値が実験値よりも小さく計算される傾向となった。この要因として、本解析では圧縮領域も含めた薄肉試験体の全断面に対して、鉄筋を分散鉄筋としてモデル化しているため、断面が一様な RC 部材として曲げ変形をマクロ的にとらえた解析評価となったことが理由の一つに考えられる。

今後の課題として、本研究で提案したテンションスティフニングモデルの有効性の検討するためには、分散鉄筋モデルの適用メリットがある複数鉄筋を有した梁部材や柱部材などを対象とした再現解析を行うことで、提案したモデルの妥当性を精度よく検証できると考える。

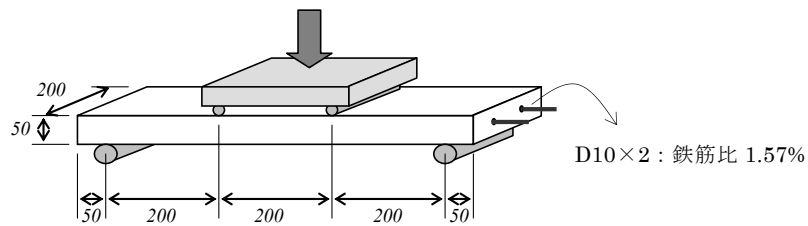


図 5.4.3 HPFRM 版曲げ試験の概要

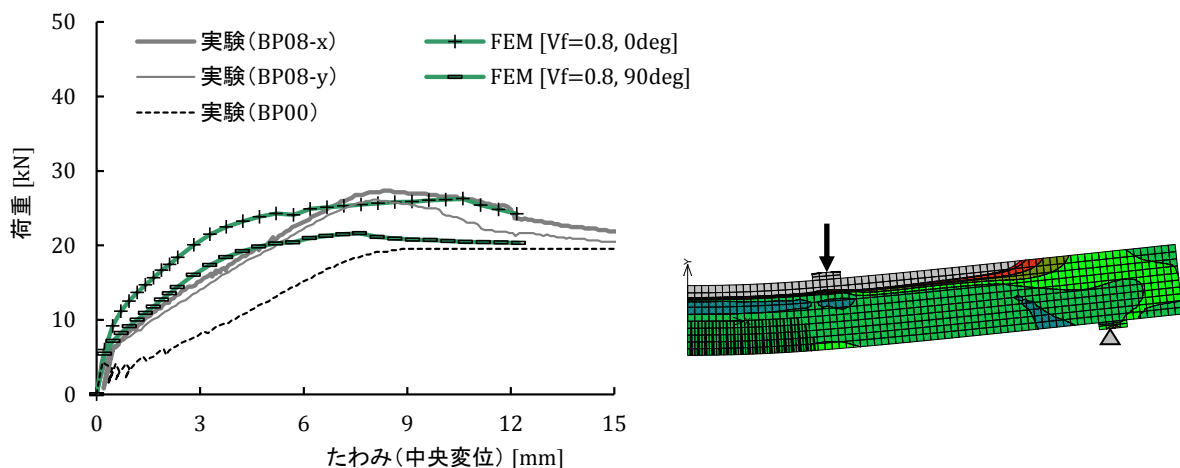


図 5.4.4 版曲げ試験に対する実験値／解析値の比較 ($V_f=0.8$ vol.%)

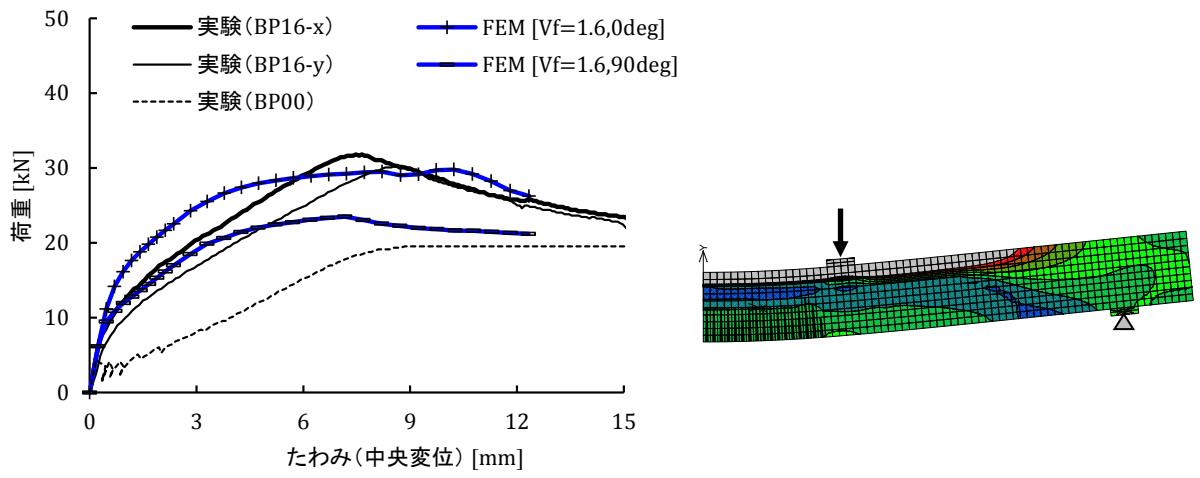


図 5.4.5 版曲げ試験に対する実験値／解析値の比較 ($V_f=1.6$ vol.%)

5.5 まとめ

第5章では、鉄筋を有する HPFRM 部材の両引き試験（第4章）に対して2次元 RBSM 解析を適用することで、適切な HPFRM の平均応力-平均ひずみ関係を抽出し、鋼繊維の配向性による影響を考慮できるテンションスティフニングモデルを提案した。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 開発した2次元 RBSM は、第3章で提案した HPFRM の引張軟化曲線を材料の力学モデルに導入することで、鋼繊維の混入率や配向性の違いによる両引き試験の挙動（荷重-変位関係）を精度よくシミュレーションすることができた。
- 2) 離散型解析手法である RBSM を適用することで、両引き試験におけるひび割れ本数（間隔）やひび割れ幅の推移についても一定の再現性がある。
- 3) 精度検証した2次元 RBSM によって、HPFRM に埋め込んだ鉄筋の平均応力-平均ひずみ関係を抽出することができた。
- 4) HPFRM のテンションスティフニングは、鋼繊維が有利な配向（0° 配向）な場合、平均ひずみの増加に伴う平均応力の低下が小さく、降伏ひずみに達しても80%以上を確保した。一方、鋼繊維の配向が不利な場合（90° 配向）、平均応力はひび割れ後すぐに低下した。このように同じ鋼繊維混入率でも、配向性の違いによって平均応力が1/2程度まで低下する。
- 5) 鋼繊維の配向性の影響を考慮した HPFRM のテンションスティフニングモデルを構築した。(式(5.3.2)、式(5.3.3)および表5.3.1)
- 6) 構築した HPFRM のテンションスティフニングモデルを導入した非線形 FEM 解析を行った結果、両引き試験の結果を精度よく再現できた。

今後の HPFRM の適用性拡大を図る上で、重要な力学モデルとなるテンションスティフニングをモデル化できたことは大きな成果と考える。しかしながら、その適用範囲は、実験で検討した鋼繊維（OL13/0.16）を0.8~1.6 vol.%で混入した場合に限定されるものであり、鋼繊維の種類や混入率を最適化していく上で残された検討項目は多い。

また2次元 RBSM によって、このような鉄筋補強した FRCC 部材の力学挙動を再現できたことも有用な成果であった。特に RC 部材におけるひび割れ発生、伝播のシミュレートが可能な RBSM を活用すれば、従来では半実験式として構築されてきた RC 部材のひび割れ幅算定式に関しても、解析的に評価できることが可能と思われる。さらには、3次元 RBSM に拡張できれば、鋼繊維の3次元配向の影響や、かぶりやあきといった断面諸元の影響も、解析によって評価・検証できるものとする。本章で提案したテンションスティフニングモデルの適用範囲拡大をはかっていく上でも、取り組むべく重要な課題と考えている。

【第5章：参考文献】

- 5-1) Kawai, T. : New discrete models and their application to seismic response analysis of structure, Nuclear Engineering and Design, Vol.48, pp.207-229, 1978.6
- 5-2) Bolander, J. E. and Saito, S. : Fracture analysis using spring network with random geometry, Engineering Fracture Mechanics, Vol.61, No.5-6, pp.569-591, 1998.11
- 5-3) Khalid, F. and Sato, Y. : Numerical Investigation of Tension Behavior of Reinforced Concrete Members Strengthened with FRP Sheets, Journal of Structural Engineering (JSCE), Vol.55A, pp.1085-1093, 2009.3
- 5-4) Saito, S. : Fracture analysis of structural concrete using spring network with random geometry, Doctoral thesis, Kyushu University, 1999.11
- 5-5) 小倉大季, 国枝稔, 上田尚史, 中村光 : メゾスケール解析による短繊維補強セメント系複合材料の力学特性の評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.1, pp.309-314, 2007.7
- 5-6) 島弘, 周礼良, 岡村甫 : マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係, 土木学会論文集, No.378/V-6, pp.165-174, 1987.2
- 5-7) Collins, M. P. and Mitchell, D.: Prestressed Concrete Structures, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., pp.766, 1991
- 5-8) 岡村甫, 前川宏一 : 鉄筋コンクリートにおける非線形有限要素解析, 土木学会論文集, No.360/V-3, pp.1-10, 1985.8

第 6 章

高性能繊維補強モルタルを適用した RC 部材のひび割れ幅算定式

6.1 概説

FRCC の大きな力学的特徴が、ひび割れ間に存在する繊維の架橋作用による引張力伝達とそれによるひび割れ幅の抑制であることは言うまでもない。一方、現設計体系において RC 構造の使用性や耐久性の照査では、想定されるひび割れが許容ひび割れ幅以内に収めるといったひび割れ幅の照査が実施されるようになってきている。HPFRM を鉄筋コンクリート部材に適用して構造合理化を図っていくという本研究のねらいを考える上では、HPFRM を適用した場合のひび割れ幅の予測は重要な検討課題であった。

一般にコンクリートを用いた RC 部材に引張力が作用した場合、図 6.1.1(1)に示すように、ひび割れ幅は、ひび割れ間隔における鉄筋の平均ひずみとコンクリート表面の平均ひずみの差として式(6.1.1)のように表される。一方、FRCC を適用した RC 部材では、図 6.1.1(2)に示すように、ひび割れ位置に存在する繊維の架橋作用によって、ひび割れ位置での FRCC の負担力 P_{frcc} は 0 とはならず、鉄筋の負担力 P_s も軽減される。これにより、鉄筋の平均ひずみも低減されることから、式(6.1.1)に基づくと FRCC を適用した際のひび割れ幅は小さくなることが想定できる。

$$w = l \cdot (\bar{\varepsilon}_s - \bar{\varepsilon}_c) \quad (6.1.1)$$

ここに、 w : ひび割れ幅、 l : ひび割れ間隔、 $\bar{\varepsilon}_s$: ひび割れ間の鉄筋の平均ひずみ、 $\bar{\varepsilon}_c$: ひび割れ間のコンクリート表面の平均ひずみ、である。

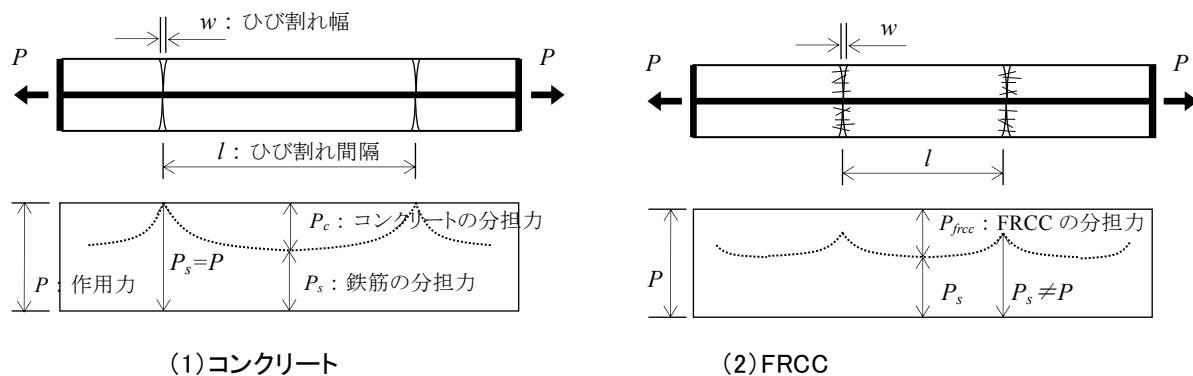


図 6.1.1 引張力を受ける RC 部材のひび割れ模式図

そこで本章では、式(6.1.1)に示されるひび割れ幅基本式をベースに、コンクリートにかわって HPFRM を RC 部材に適用した際のひび割れ幅について、両引き試験の実験結果（第 4 章）やテンションスティフニングの評価（第 5 章）も踏まえ HPFRM のひび割れ幅算定式を構築することを目的とした。

第 6 章の構成を、図 6.1.2 に示す。

まず 6.2 節では、既往のコンクリートを RC 部材に適用した際のひび割れ幅算定式に関する調査を行い、基本的な考え方を整理した。次に、鋼繊維を使った FRCC として代表的な材料である SFRC と UFC に関して、既往の研究にて実施されたひび割れ幅測定の実験や、それに基づき提案されたひび割れ幅算定式を整理し、提案式の構築に至るアプローチを調査した。これらをもとに HPFRM 部材のひび割れ幅算定式の構築に向けた課題を抽出した。

6.3 節では、具体的に HPFRM を適用した RC 部材のひび割れ幅算定式の構築を図った。ひび割れ幅算定式の基本構成は「ひび割れ間隔」と「鉄筋とコンクリートのひずみ差」から表される。そのためこの両者について、両引き試験（第 4 章）の結果に対する分析を含め、現象の解明と理論の構築を行った。最終的には、HPFRM の諸条件を考慮できる平均ひび割れ幅および鉄筋の平均ひずみの算定式を提案する。

最後に 6.4 節では、第 6 章のまとめとしてひび割れ幅提案式の明示するとともに、その適用範囲や今後の課題を挙げる。

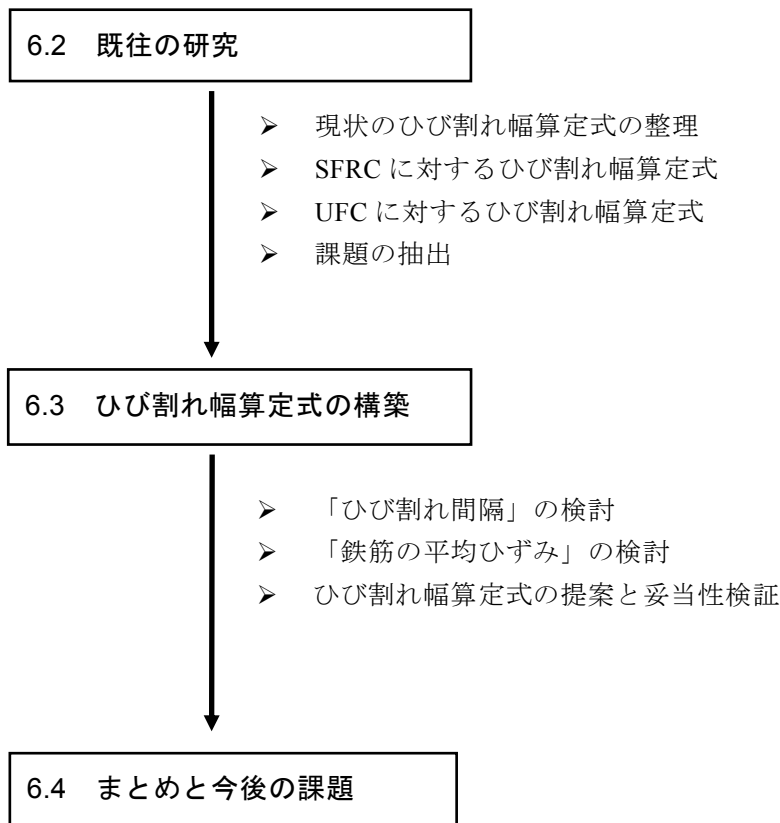


図 6.1.2 第 6 章の構成

6.2 既往の研究

FRCC を適用した RC 部材のひび割れ幅およびひび割れ間隔に関する既往の研究では、両引き試験またははり曲げ試験によって試験体ひび割れ幅を測定し、その結果に基づく半実験式としてひび割れ幅算定式を構築することが多い。そこで各種 FRCC に対し、実験結果に基づきひび割れ幅算定式 (式(6.1.1)) を構築している研究を調査するとともに、その算定式の構成要素となる「ひび割れ間隔」や「鉄筋の平均ひずみ」に対する繊維混入の影響についても調査した。

6.2.1 RC 部材のひび割れ幅算定式

通常のコンクリートを用いた RC 部材のひび割れ幅算定式の原型は、角田らの研究⁶⁻¹⁾により詳細に検討された。角田らは、断面寸法や鉄筋比、コンクリート強度をかえた多種の両引き試験およびはり曲げ試験に基づき、最大ひび割れ幅を算出できる実験式として式(6.2.1)、式(6.2.2)を提案した。これが現行 RC 示方書の曲げひび割れ幅算定式の原型になっている。

$$w_{max} = \left(\frac{\sigma_{s,max}}{E_s} - \frac{\sigma_{cm}}{E_s p_e} - \varepsilon_{\phi} \right) \cdot l_{max} \quad (6.2.1)$$

$$l_{max} = k_4 c \quad (6.2.2)$$

ここに、 w_{max} ：最大ひび割れ幅、 $\sigma_{s,max}$ ：鉄筋の最大応力、 σ_{cm} ：ひび割れ間の付着による鉄筋応力の減少量（有効面積換算）、 E_s ：鉄筋の弾性係数、 p_e ：有効鉄筋比、 ε_{ϕ} ：コンクリートの収縮・クリープによるひび割れ幅の増加を考慮する数値、 l_{max} ：最大ひび割れ間隔、 c ：鉄筋の表面形状に関する係数（異形棒鋼の場合、 $k_4 = 5.4$ ）、である。

その後、上式(6.2.1)、(6.2.2)は、趙・丸山ら⁶⁻²⁾をはじめ多くの研究者らの追加検討によってコンクリート品質・強度の影響や、鉄筋の段数や間隔等を考慮できる式に修正・改良され、現行 RC 示方書の曲げひび割れ幅算定式（式(6.2.3)～式(6.2.5)）⁶⁻³⁾に至っている。

$$w = 1.1 k_1 k_2 k_3 \{4c + 0.7(c_s - \phi)\} \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \quad (6.2.3)$$

$$k_2 = \frac{15}{f'_{c+20}} + 0.7 \quad (6.2.4)$$

$$k_3 = \frac{5(n+2)}{7n+8} \quad (6.2.5)$$

ここに、 w ：ひび割れ幅、 k_1 ：鋼材種類の影響係数（異形鉄筋 1.0、丸鋼・PC 鋼材 1.3）、 k_2 ：コンクリート品質による影響係数（式(6.3.4)）、 k_3 ：引張鉄筋の段数の影響係数（式(6.3.5)）、 n ：引張鋼材の段数、 c ：かぶり、 c_s ：鉄筋の中心間隔、 ϕ ：鉄筋径、 σ_{se} ：鉄筋応力の増加量、 E_s ：鉄筋の弾性係数、 ε'_{csd} ：コンクリートの収縮・クリープによるひび割れ幅の増加を考慮する数値、である。

6.2.2 SFRC を適用した RC 部材のひび割れ幅算定式

SFRC を使った RC 部材の曲げひび割れ幅の検討として、余ら⁶⁻⁴⁾は、角田らの式をベースに、SFRC (圧縮強度 50 N/mm², 繊維長/径=30/0.6 mm, 混入率 1.0 vol%) を使用した鉄筋比の異なるはり曲げ試験を実施し、RC 示方書 (2002 年版) のひび割れ幅算定式を修正する形で、SFRC 部材のひび割れ幅算定式 (式(6.2.6)) を構築した。本式の特徴は繊維混入の効果として、平均ひび割れ間隔 l_{av} の低減係数に $\alpha=0.8\sim 1.0$ を用いることとし、また鉄筋の最大応力 $\sigma_{s,max}$ を算出する上で鋼繊維の抵抗分を考慮した低減をできるとしている。なお、最大ひび割れ間隔と平均ひび割れ間隔の比は、コンクリートと同様に 1.5 倍で扱えるとした ($l_{max} = 1.5 \cdot l_{av}$)

$$w_{av} = \alpha \frac{1}{1.3} k_1 k_2 (4c + 0.7e) \left(\frac{\sigma_{s,max}}{E_s} - \frac{\sigma_{cm}}{E_s p_e} - \varepsilon_\varphi \right) \quad (6.2.6)$$

ここに、 α : 鋼繊維の架橋効果影響係数 (0.8~1.0) , k_1, k_2 : 式(6.2.3)に同じ, c : かぶり, e : 鉄筋純間隔, $\sigma_{s,max}$: 鉄筋の最大応力, σ_{cm} : コンクリートの付着による鉄筋応力の減少量 (有効断面積換算), E_s : 鉄筋の弾性係数, p_e : 鉄筋比, である。

また欧州の SFRC に関する専門技術委員会 (RILEM TC 162-TDF) では、Vandewall ら⁶⁻⁵⁾が実施した鉄筋を有する SFRC 梁の曲げ試験結果に基づき、SFRC を適用した RC 部材のひび割れ幅算定式 (式(6.2.6)~式(6.2.8)) を提案している⁶⁻⁶⁾。本実験では異なる諸元寸法の鋼繊維 (繊維混入率 0.4~0.6 vol.%, アスペクト比 65, 80) を扱っていることから、ひび割れ間隔の算出において繊維長や繊維径の違いを考慮できる。また鉄筋の応力増加量 σ_{sr} を算出する上で、鋼繊維の引張り負担分として、切欠きはりの曲げ試験結果でえられる所定量 ($F=0.45 F_{R,I}$) を差し引くことができる。

$$w_m = \varepsilon_{sm} \cdot s_m \quad (6.2.7)$$

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s}{E_s} \left(1 - \beta_1 \beta_2 \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2 \right) \quad (6.2.8)$$

$$s_m = \left(50 + 0.25 k_1 k_2 \frac{\varphi_b}{\rho_r} \right) \left(\frac{50}{L_f / \varphi_f} \right) \quad (6.2.9)$$

ここに、 w_m : 平均ひび割れ幅, ε_{sm} : 鉄筋の平均ひずみ, s_m : 平均ひび割れ間隔, σ_s : ひび割れ断面での引張鉄筋の引張応力度, σ_{sr} : 引張縁の応力度がコンクリート引張強度に等しくなる時の鉄筋応力度増加量, β_1 : 鉄筋の付着特性に関する係数, β_2 : 荷重の特性に関する係数, φ_b : 鉄筋径, ρ_r : 有効鉄筋比 ($\rho_r = A_s / A_{ce}$), k_1 : 鉄筋の付着特性に関する係数 (異形鉄筋 0.8, 丸鋼 1.6), k_2 : ひずみ分布形状に関する係数 (純引張 1.0, 曲げ 0.5), L_f : 鋼繊維の長さ (mm), φ_f : 鋼繊維の直径 (mm), である。

上記のように、SFRC を適用した際のひび割れ幅算定式の構築においては、両引き試験や曲げ試験による実際の計測結果に基づく実験式として提案している。そのため、その式の適用性は、その試験で検証された、マトリクス強度や鋼繊維の種類・混入率に限られているのが現状である。

6.2.3 UFC を適用した RC 部材のひび割れ幅算定式

川口ら⁶⁻⁷⁾は、UFC（圧縮強度 200 N/mm²，鋼繊維：L_f/d_f=15/0.2 mm，混入率 0，2.0，3.0 vol.%）を適用した RC 部材の両引き試験（図 6.2.1）を行い，ひび割れ発生荷重やひび割れ間隔，ひび割れ幅について検討している。

両引き試験の結果，UFC においても鋼繊維混入率の増加によってひび割れ発生荷重が増加した（表 6.2.1）のは，HPFRM での結果（第 4 章）と同様の傾向である．しかし，ひび割れ間隔に関しては，HPFRM は繊維混入率の増加に伴いひび割れ間隔が減少したのに対し，この UFC の実験では逆に鋼繊維の増加でひび割れ本数が減り，結果としてひび割れ間隔も増加する結果となった．これは 200 N/mm² 近い超高強度なマトリクス強度が，ひび割れ自体の発生を抑制させた影響と考えられる．また，平均ひび割れ幅（図 6.2.2）に関しても，鋼繊維混入率が高いほどひび割れ幅が増大するといった逆転現象を示している．

川口らは，これら両引き試験の結果に基づく UFC のひび割れ幅算定式として，角田らの式をベースに UFC 単体の破壊エネルギーを関数に用いた以下の推定式（式(6.2.10)，式(6.2.11)）を提案している．本式では，最終的にひび割れ幅が実験値と整合するように影響係数 G_{F0} を適用しているが，ひび割れ間隔の再現性や鉄筋の平均ひずみを補正しない考え方の妥当性など，課題を残している．

$$w_{FM} = 5.4c(-0.7G_{F0} + 0.9)(\sigma_{se}/E_s + \varepsilon'_{csd}) \quad (6.2.10)$$

$$G_{F0} = G_f/f'_c{}^{0.7} \quad (6.2.11)$$

ここに， c ， σ_{se} ， E_s ， ε'_{csd} ：式(6.2.3)におなじ， G_{F0} ：圧縮強度で補正した破壊エネルギー， G_f ：破壊エネルギー， f'_c ：圧縮強度，である．

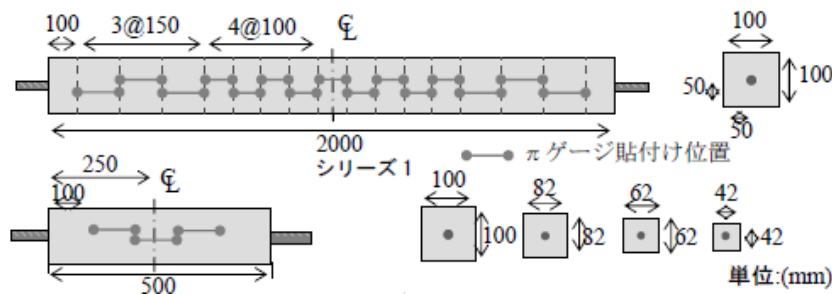


図 6.2.1 鉄筋を有する UFC 部材の両引き試験⁶⁻⁷⁾

表 6.2.1 両引き試験の結果（抜粋）⁶⁻⁷⁾

ケース名	ひび割れ荷重[kN]	ひび割れ本数 [本]	ひび割れ間隔 [mm]	破壊エネルギー [N/mm]
NF	50.9	23	73	0.03
FM2.0%	80.9	21	125	16.2
FM3.0%	123.4	18	127	40.3

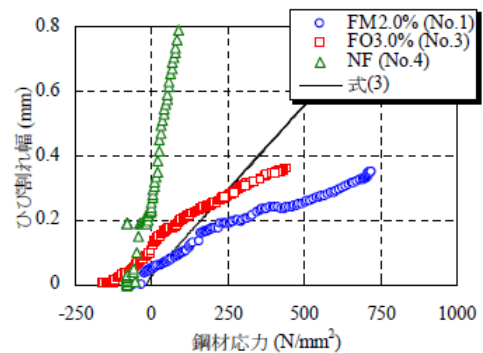


図 6.2.2 ひび割れ幅と鋼材応力の関係⁶⁻⁷⁾

6.2.4 ひび割れ幅算定式構築への課題

コンクリート、SFRC、UFCを適用したRC部材のひび割れ幅算定式に関する研究では、いずれも角田式（もしくはRC示方書式）をベースとして各種FRCCの実験結果に基づき、低減係数の追加を提案している。その際の考え方として、各種FRCCがもつ固有特性が「平均ひび割れ間隔」に与える影響、「鉄筋の平均ひずみ」に与える影響について正しく評価しなければならない。しかしながら既往のSFRCやUFCに対する検討では、応力やひずみ分担といった現象まで踏み込んだ検討はなされていない。また、既存の提案式のHPFRMへの適用性、拡張性に関しては、以下のような課題が挙げられた。

- SFRCのひび割れ幅提案式をHPFRMへ適用しようとした際の問題点は、混入している鋼繊維の形状や混入率の違いである。SFRCでは主に繊維長30~50 mm、繊維径0.5~0.6 mmのフック付の鋼繊維が用いられており、また混入率も0.6 vol.%未満である。この場合、引張軟化曲線は完全にひずみ軟化型であり、破壊エネルギーも10 N/mm未満と想定される。これに対し、HPFRMでは繊維長13 mm、繊維径0.16 mmと細径短繊維を0.8~1.6 vol.%で混入しており、破壊エネルギーも10 N/mm以上を発揮する。この場合、ひび割れ面での荷重分担機構も大きく異なることから、SFRCで検討されたひび割れ分散性とは大きく異なることが推測された。
- UFCのひび割れ幅算定式をHPFRMへ適用しようとした際の問題点は、マトリクス強度の大きな違いである。UFCが扱う鋼繊維は、HPFRMとは類似の寸法（繊維長15 mm、繊維径0.2 mm）であるものの、200 N/mm²近くあるUFCのマトリクス強度は、ひび割れ発生強度だけでなく、鋼繊維の引抜強度や鉄筋との付着強度などにも関係してくるため、同様に取り扱うことは困難と考えられる。現に、両引き試験におけるひび割れ分散性については、本研究で実施したHPFRMの両引き試験で得た結果とは逆の傾向がでており、UFCに対しても分けて考えていく必要がある。

上記の検討より、第6章では、HPFRMのひび割れ幅算定式を構築するにあたり、角田式（もしくはRC示方書式）をベースに、HPFRMの特性が「ひび割れ間隔」および「鉄筋およびコンクリート表面の平均ひずみ」に与える影響を考慮した上で、両引き試験の結果および2次元RBSMによるテンションスティフニングの検討結果をもとに、鋼繊維の条件（寸法、混入率、配向性）を考慮できるひび割れ幅算定式を構築する。

6.3 ひび割れ幅算定式の構築

6.3.1 ひび割れ間隔の検討

現行 RC 示方書のひび割れ幅算定式(式 6.2.3)の中で, 最大ひび割れ間隔の算出は, 以下の式(6.3.1)でなされる. しかしながら, 本式の適用範囲は, 既往の検証実験で扱ったコンクリートの圧縮強度で 20~100 N/mm²程度とされている. そこで, 鋼繊維の影響は無視した上で, HPFRM がもつ圧縮強度 100 N/mm²以上の高強度モルタルに対して, 式(6.3.3)の適用性があるのかを検討した.

$$l_{max} = 1.1 k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \{4c + 0.7(C_s - \varphi)\} \quad (6.3.1)$$

ここに, l_{max} : 最大ひび割れ間隔, $k_1, k_2, k_3, n, c, c_s, \varphi$: 式(6.2.3)と同様, である.

HPFRM の両引き試験のうち, 鋼繊維が未混入の「TS-00」のひび割れ測定結果をベースに検討した. TS-00 は, 試験時の圧縮強度が 110 N/mm²であり, k_2 は式(6.2.4)より 0.815 と計算された. k_1 および k_3 は, 両引き試験体が異形鉄筋 D10 を使った単純断面であったことからいずれも 1.0 を適用した. これらより, ひび割れ間隔 l_{max} は, 式(6.3.3)より 88.0mm と算出された.

表 6.3.1 に, TS00 シリーズの試験体 3 体で計測された最大ひび割れ間隔と平均ひび割れ間隔を示す. 式(6.3.3)による計算値 88.0 mm は, 実験で得た最大ひび割れ間隔の平均値 90.1 mm とほぼ合致した. これより, 圧縮強度 100 N/mm²以上の高強度モルタルに対しても, 式(6.3.3), (6.3.4)が適用可能と考えた.

また, 最大ひび割れ間隔と平均ひび割れ間隔との比率は, TS-00 の実験結果では 1.54 であり, これは趙・丸山らが検証した $l_{max}=1.5 \cdot l_{av}$ とほぼ同様に扱うことができることを示している.

表 6.3.1 ひび割れ本数とひび割れ間隔の実験値(「TS-00」シリーズ)

	試験体 No.	圧縮強度 [N/mm ²]	混入率 [vol.%]	最大ひび割れ間隔 l_{max} [mm]		平均ひび割れ間隔 l_{av} [mm]		l_{max}/l_{av}
				結果	平均	結果	平均	
実験値	TS-00-1	110	0	86.3	90.1	68.8	58.6	1.54
	TS-00-2			93.1		45.8		
	TS-00-3			90.9		61.1		
計算値 式(6.3.1)による		110	0	88.0		58.7		1.50

図 6.3.1 示すように HPFRM を適用した両引き試験では、高強度モルタルへ鋼繊維を混入することで、ひび割れ間隔を減少させる効果を確認した。また鋼繊維の混入率が高いほど、その効果は大きいものであった。

このひび割れ分散のメカニズムを、図 6.3.1 に示す。

鋼繊維混入の効果の一つ目は、鉄筋との付着力の増加と考えられる。一般に鉄筋とコンクリートの付着は、かぶりコンクリートの拘束によって発揮される。鉄筋とコンクリートのずれ変位の増加に伴い、鉄筋に沿った微細な割裂ひび割れが増加して付着力が低下するが、鋼繊維が混入された場合、鉄筋周囲で微細な割裂ひび割れの発生を拘束できるため付着力が向上する。付着の影響で鉄筋からコンクリートへの力の伝達能力は高まり、コンクリートへ導入される引張応力は増加する。

鋼繊維混入の効果の二つ目は、ひび割れ位置に存在する鋼繊維による引張力の伝達である。鋼繊維がない場合は、ひび割れ位置では鉄筋のみが引張力を伝達するが、鋼繊維が存在する場合、鉄筋が受け持っていた力の一部を分担し、さらに分担した引張力を繊維とコンクリートとの付着でコンクリート断面に伝達している。

上記の二つの効果の足し合わせにより、結果的に HPFRM 内へ伝達される引張力が増加し、ひび割れとひび割れ間のコンクリート平均応力の最大値がコンクリートの引張強度を超えると、また新たなひび割れが発生する。またその結果として、HPFRM 側での引張力分担が大きくなった分、鉄筋が負担する引張力は低減される。

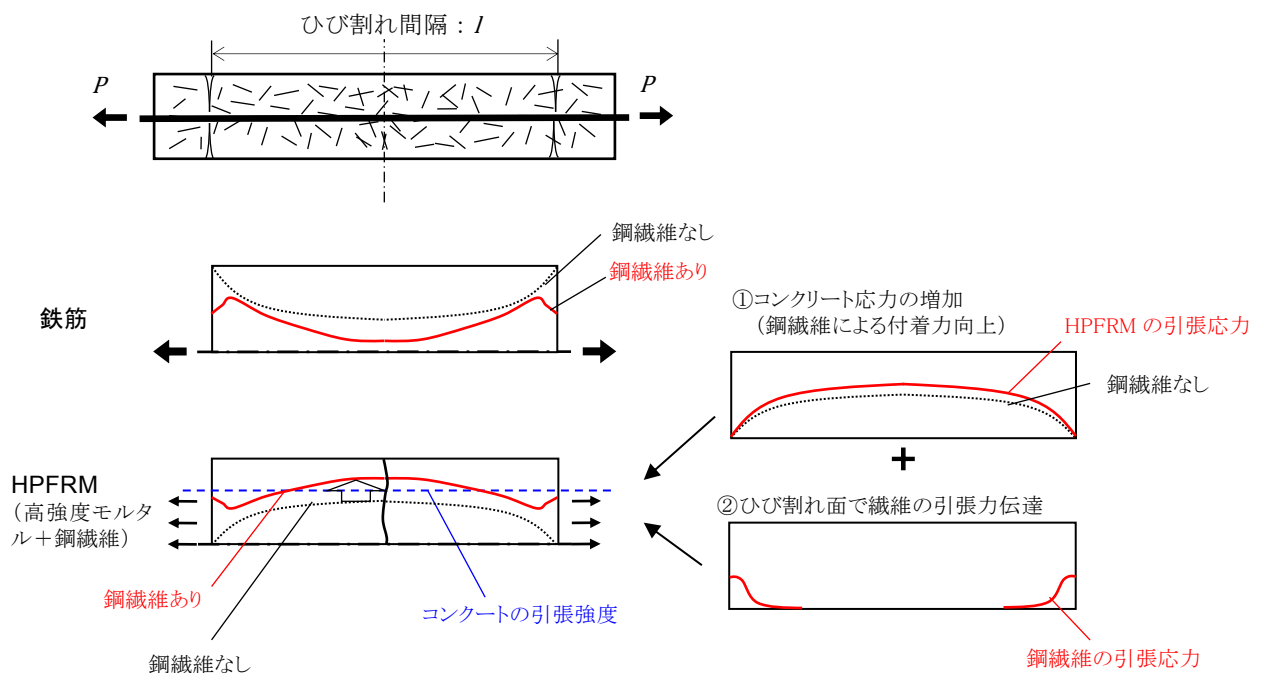


図 6.3.1 鋼繊維の混入によるひび割れ分散のメカニズム

ここで、第4章に示した計7ケースの両引き試験において、表面のひび割れ観察結果から得たひび割れ間隔を図6.3.2に整理した。平均ひび割れ間隔は、部材降伏前のひび割れ定常状態において、測定長550mmの間に観察されたひび割れ本数をもとに算出している。

平均ひび割れ間隔と繊維混入率の関係を図6.3.3に示す。これより平均ひび割れ間隔は、繊維混入率 V_f に大きく影響され、繊維未混入の平均ひび割れ間隔56.7mmに対し、0.8 vol%の混入で半分以下に、1.6 vol%の混入で未混入時の約1/3まで低減した。しかしながら、1.6 vol%の混入でも、繊維種類が異なると、ひび割れ間隔が広がる傾向もあった。このことは、繊維単体の埋込み長(付着長)に影響されると考えられることから、付着面積の指標となる繊維のアスペクト比(L_f/d_f)の差による影響を、図6.3.4に整理した。アスペクト比が大きいほど、ほぼ線形的にひび割れ間隔が低減する傾向であった。

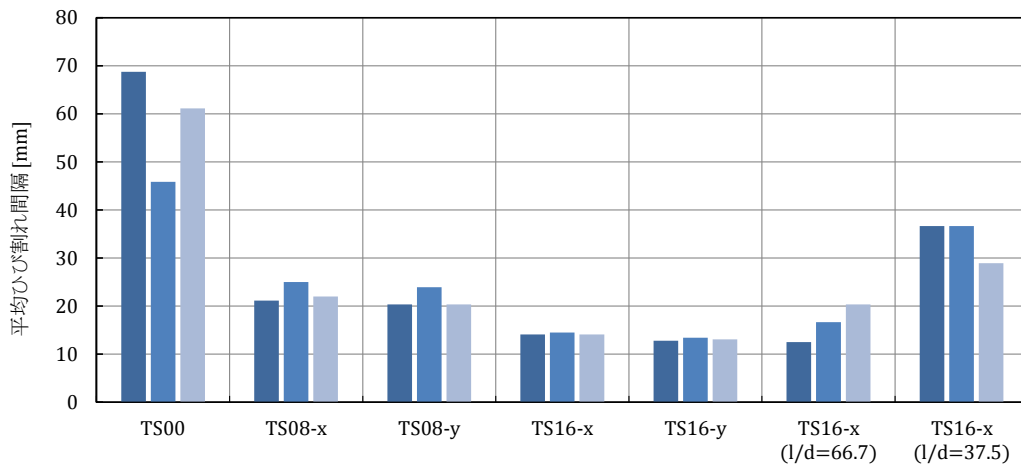


図 6.3.2 両引き試験における平均ひび割れ間隔

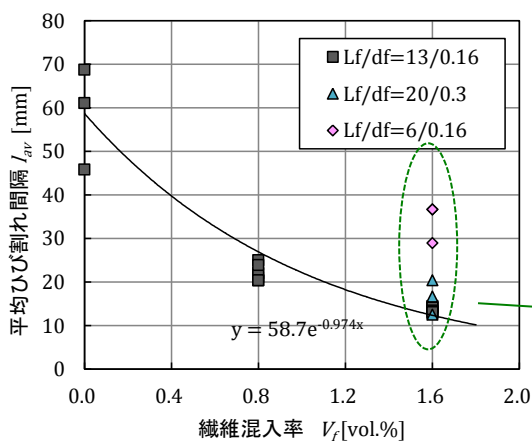


図 6.3.3 繊維混入率による整理

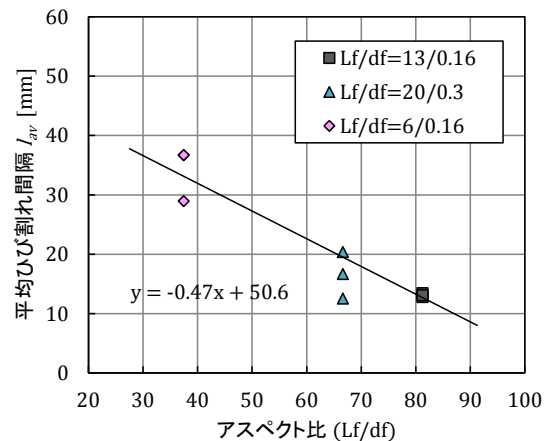


図 6.3.4 繊維のアスペクト比による整理
($V_f=1.6$ vol.%のケースでの比較)

また図 6.3.3 からは、同じ繊維混入率において鋼繊維の配向の違いによってひび割れ間隔に明確な差はみられなかった。この理由として、鉄筋に沿った x 配向では、図 6.3.1 の②ひび割れ近傍での引張伝達は増加するものの、図 6.3.1 の①の拘束効果による付着力向上は逆に低くなること、y 配向の場合はその逆で、①の引張伝達は小さいが②の付着力向上には効果が高かったと考えられ、両者のバランスで結果的に繊維配向による差が出なかった。

上記までの検討から、HPFRM の平均ひび割れ間隔は、鋼繊維混入率に対して指数関数的な関係性があること、また鋼繊維のアスペクト比については一次関数的な関係性があることがわかった。そこで、 V_f と L_f/d_f との積で表される繊維指数 (Fiber Factor) ⁶⁻⁸⁾ を感度関数として、あらためて平均ひび割れ間隔との関係を図 6.3.5 に整理した。繊維混入率 1.6vol.% の中でも、アスペクト比が小さいケースでは Fiber Factor では低減されることで、各ケースは概ね指数関数の近似線で補間できることがわかった。

以上より HPFRM の平均ひび割れ間隔式として、既往の RC 示方書のひび割れ間隔式 (式(6.2.3)) を基本に、あらたに鋼繊維混入の影響を示す補正係数 k_f を加えるものとし、式(6.3.2)にその関係式を提案した。なお本式の適用範囲は、本実験で検討した範囲 ($0 \leq V_f \leq 1.6 \text{ vol.}\%$, アスペクト比 37.5 ~ 81.3) であることに留意する必要がある。

$$k_f = \exp\{-1.173 \cdot V_f(L_f/d_f)\} \quad (6.3.2)$$

ここに、 V_f : 鋼繊維の混入率, L_f : 繊維長, d_f : 繊維径, である。

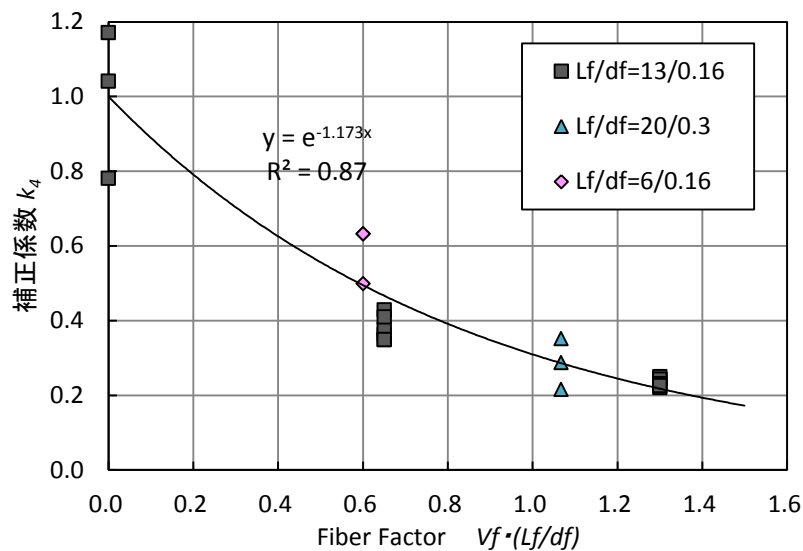


図 6.3.5 鋼繊維の影響を考慮する係数 k_f の設定

6.3.2 鉄筋の平均ひずみの検討

軸引張力 P が作用する RC 部材にひび割れが発生すると、ひび割れ位置では鉄筋のみが引張力を受け持つため最大応力 $\sigma_{s,max}$ となり、ひび割れ間では鉄筋とコンクリートが引張力をそれぞれ分担するため式(6.3.3)のように両者の和で表すことができる。これより、ひび割れを有する部材における鉄筋の平均ひずみ $\bar{\varepsilon}_s$ は、式(6.3.4)のように示すことができる⁶⁻¹⁾。

$$P = \sigma_{s,max} \cdot A_s = \bar{\sigma}_s \cdot A_s + \sigma_{cm} \cdot A_c \quad (6.3.3)$$

$$\bar{\varepsilon}_s = \frac{\bar{\sigma}_s}{E_s} = \frac{\sigma_{s,max}}{E_s} - \frac{\sigma_{cm}}{E_s \cdot p_e} \quad (6.3.4)$$

ここに、 $\sigma_{s,max}$: ひび割れ位置の鉄筋の最大応力、 E_s : 鉄筋の弾性係数、 p_e : 有効鉄筋比 (A_s/A_e)、 σ_{cm} : ひび割れ間の付着による鉄筋応力の減少量をコンクリート有効断面積の平均引張応力に換算したものの (ひび割れ間のコンクリートの平均応力)、である。

式(6.3.8)におけるコンクリートの平均応力 σ_{cm} について、角田らの研究⁶⁻¹⁾では、コンクリートの引張強度 σ_{ct} に応じて $\sigma_{cm}/\sigma_{ct} = 0.2 \sim 0.6$ となることが実験結果から把握できており、実用上 $\sigma_{cm} = 0.4 \cdot \sigma_{ct}$ としてよいとされている。そこで、コンクリートにかわって HPFRM を用いた際の、 σ_{cm} の扱いについて両引き試験の実験結果をもとに検討した。

HPFRM を適用した RC 部材における σ_{cm} については、第 5 章に示したように、初期ひび割れ発生後のコンクリート平均応力が HPFRM では部材降伏までほぼ一定に持続することを把握している。そこで図 6.3.6 に、鉄筋の最大応力 $\sigma_{s,max}$ と σ_{cm}/σ_{ct} との関係を各ケースで抽出した。その結果、HPFRM の場合、鋼繊維の混入率によらず x 配向の場合 σ_{cm}/σ_{ct} は 0.8~1.0 の範囲にあり、y 配向の場合 σ_{cm}/σ_{ct} は 0.65~0.9 の範囲にあることがわかった。ここでは実験等のバラつきを考慮して下限値をとるとし、x 配向の場合 $\sigma_{cm}/\sigma_{ct} = 0.8$ 、y 配向の場合 $\sigma_{cm}/\sigma_{ct} = 0.65$ を取るように設定した。

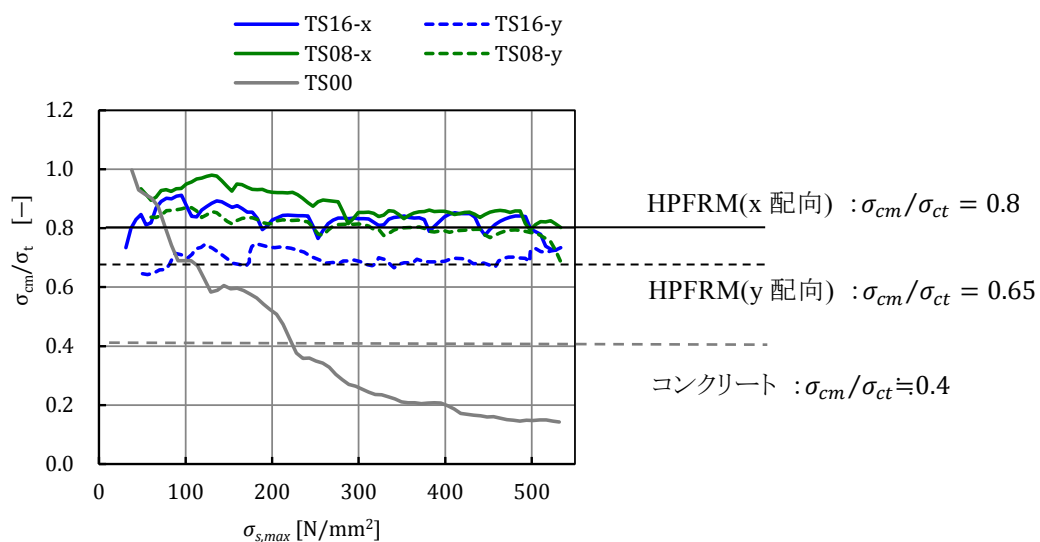


図 6.3.6 $\sigma_{s,max}$ と σ_{cm}/σ_{ct} の関係

次に、鉄筋の最大応力 $\sigma_{s,max}$ の修正について検討する。HPFRMを適用した場合、ひび割れ位置では鉄筋以外に鋼繊維が引張力を分担できる。この応力分担については、鉄筋、鋼繊維とも同弾性係数として扱えば、単純に鋼材断面積に依存される。つまり、鋼繊維未混入時の鉄筋の最大応力 $\sigma_{s,max}$ に対し、鋼繊維を混入した場合の最大応力 $\sigma'_{s,max}$ は、式(6.3.5)のように示すことができる。

$$\sigma'_{s,max} = A_s / (A_s + N_f A_f) \cdot \sigma_{s,max} \quad (6.3.5)$$

ここに、 $\sigma'_{s,max}$ ：HPFRMを適用した際の鉄筋の最大応力、 A_s ：鉄筋の断面積、 A_f ：鋼繊維の断面積、 N_f ：ひび割れ面に存在する鋼繊維の本数、である。

鋼繊維の混入率や配向に応じて、ひび割れ面に存在する繊維の本数 N_f は変化し、さらには引張軸方向に対して傾いた状態で存在する繊維は、引張軸方向の投影断面 A_f も変化するため、 $N_f \cdot A_f$ を厳密に算出するのは困難である。そのため、ここではGrunewaldら⁶⁻⁸⁾が提案した短繊維の3次元空間における配向係数(α_0)を用いることで、ひび割れ面の鋼繊維本数 N_f を式(6.3.6)のように算出できるとした。ここで α_0 は1D配向で1.0、2D配向で0.65、3D配向で0.5となる。

$$N_f = \alpha_0 \frac{A_c}{A_f} V_f \quad (6.3.6)$$

ここに、 $\sigma'_{s,max}$ ：HPFRMを適用した際の鉄筋の最大応力、 A_s ：鉄筋の断面積、 A_f ：鋼繊維の断面積、 N_f ：ひび割れ面に存在する鋼繊維の本数、である。

式(6.3.10)の検証を第4章で示した両引き試験体の切断面における鋼繊維の総断面積により行った。その一例として、図6.5.7(1)にTS16-x試験体の荷重軸直行方向の切断写真を示す。なお撮影時にストロボ(発光機)で鋼表面を際立たせることで、その後の画像処理で骨材と繊維を分離できている。画像処理後の画像を図6.5.7(2)に示す。理論値とほぼ近い値であることを確認した。

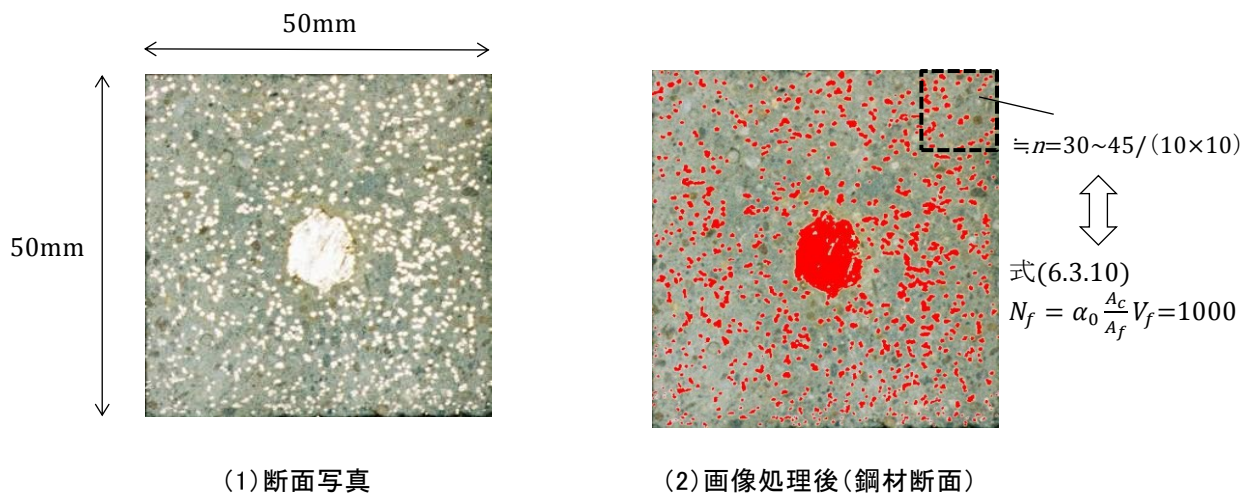


図 6.3.7 両引き試験体の断面内の鋼繊維分布

上記の鋼繊維総数の検討結果より，鋼繊維を混入した場合の鉄筋の最大応力 $\sigma'_{s,max}$ は，式(6.3.5)および式(6.3.6)から，以下の式(6.3.7)のように示すことができる．

$$\sigma'_{s,max} = k_s \cdot \sigma_{s,max} = A_s / (A_s + \alpha_0 A_c V_f) \cdot \sigma_{s,max} \quad (6.3.7)$$

以上を整理すると，鉄筋の平均ひずみ $\bar{\epsilon}_s$ ，以下のように示すことができる．

$$\bar{\epsilon}_s = \frac{\sigma'_{s,max}}{E_s} - \frac{\sigma_{cm}}{E_s \cdot p_e} = A_s / (A_s + \alpha_0 A_c V_f) \frac{\sigma_{s,max}}{E_s} - \frac{\sigma_{cm}}{E_s \cdot p_e} \quad (6.3.8)$$

6.3.3 ひび割れ幅算定式の提案と検証

6.2 節に示したひび割れ間隔の提案式, および 6.3 節に示した鉄筋の平均ひずみの提案式をもとに, ひび割れ基本式(6.1.1)に準じて, HPFRM を適用した RC 部材のひび割れ幅算定式として式(6.3.9)~(6.3.15)を構築する. なお, 本式で扱うひび割れ幅は, 最大ひび割れ幅 l_{max} でなく, 平均ひび割れ幅 l_{av} とした. その理由として, 鋼繊維を混入して複数のひび割れが発生する条件では, 局所的な最大ひび割れを評価するよりも, 部材の変形として平均ひび割れ幅を評価する方が実用用的を考えられるからである.

これら提案式の特徴として, 平均ひび割れ幅の算定において鋼繊維の混入率とアスペクト比を考慮する k_f を設定した点, また鉄筋の平均ひずみの算定において, ひび割れ面における鉄筋の最大応力低減を考慮する k_s を設定した点, さらにコンクリート平均応力負担分に対して鋼繊維の配向性を考慮する k_c の参照値を設定した点である.

◆ひび割れ幅基本式

$$w_{av} = l_{av} \cdot (\bar{\varepsilon}_s - \bar{\varepsilon}_c) \quad (6.3.9)$$

◆平均ひび割れ幅 (l_{av}):

$$l_{av} = l_{max}/1.5 \quad (6.3.10)$$

$$l_{max} = 1.1 k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_f \{4c + 0.7(C_s - \varphi)\} \quad (6.3.11)$$

$$k_f = e^{-1.173(V_f L_f / d_f)} \quad (6.3.12)$$

※ ここで, 鉄筋の表面形状の影響を考慮する k_1 , コンクリートの品質(強度)の影響を考慮する k_2 , 引張鋼材の段数を考慮する k_3 は, 現行 RC 示方書に準じて扱うものとする.

◆鉄筋の平均ひずみ ($\bar{\varepsilon}_s$)

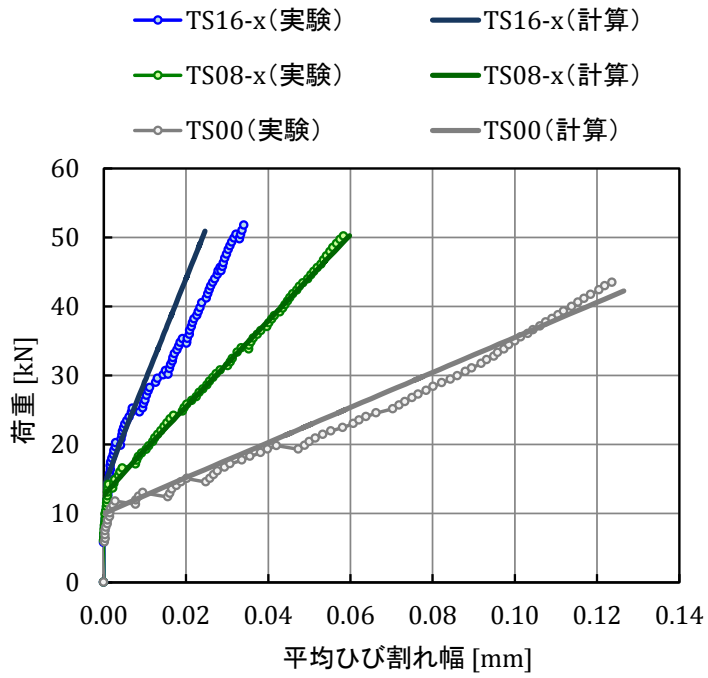
$$\bar{\varepsilon}_s = \frac{k_s \cdot \sigma_{s,max}}{E_s} - \frac{\sigma_{cm} \rho_e}{E_s} \quad (6.3.13)$$

$$k_s = A_s / (A_s + \alpha_0 A_c V_f) \quad (6.3.14)$$

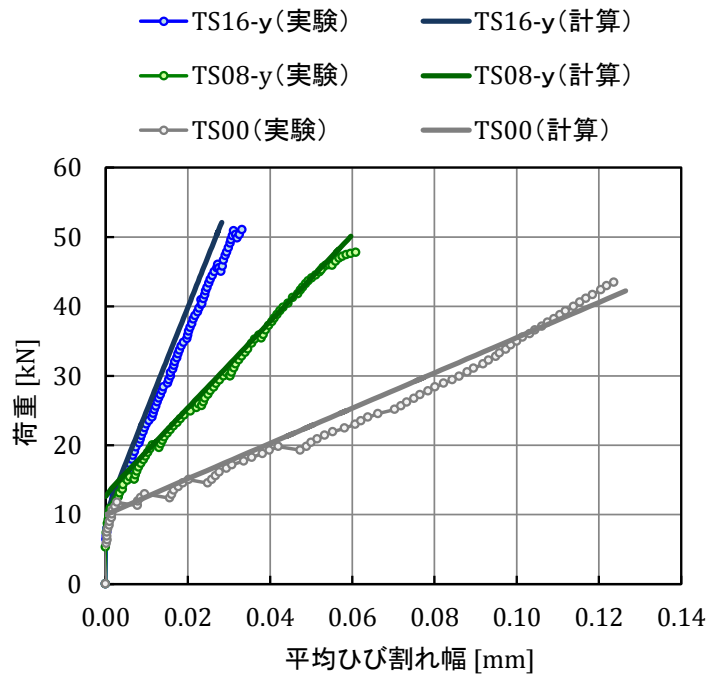
$$\sigma_{cm} = k_c \sigma_{ct} \quad (6.3.15)$$

※ ここで k_c は, 鋼繊維混入によるコンクリート平均応力の分担を考慮する係数で, 0.8(x 配向), 0.65 (y 配向) 0.4 (繊維なし) を参照値とする.

上記の提案式を用いて算出した平均ひび割れ幅の計算値について妥当性を検証する. 図 6.3.8 に両引き試験における引張荷重-平均ひび割れ幅の関係に, 実験値(計測値)と提案式による計算値を示す. 繊維なし(TS00)と鋼繊維 0.8 vol.%のケース(TS08)では, 計算値と実験値はほぼ整合した. 鋼繊維 1.6 vol.%のケース(TS16)では, 計算式ではやや小さい値を示しているものの, ひび割れ開口の傾きはほぼ一致していることから再現性は高いものと考えられる.



(1) 引張荷重—平均ひび割れ幅関係 (x 配向のケース)



(2) 引張荷重—平均ひび割れ幅関係 (y 配向のケース)

図 6.3.8 提案する平均ひび割れ幅算定式の検証

6.4 まとめ

第6章では、鉄筋を有する HPFRM 部材のひび割れ幅算定式について、両引き試験（第4章）やテンションスティフニングの評価（第5章）を踏まえ、従来のひび割れ幅基本式をベースとした新たな提案式を構築した。本章で得られた知見を以下に示す。

- 1) 現行 RC 示方書のコンクリートに対するひび割れ間隔の算定式を用いることで、鋼繊維未混入の高強度モルタルに対してはひび割れ間隔を精度良く算出できる。
- 2) HPFRM の平均ひび割れ間隔は、鋼繊維混入率 (V_f) とアスペクト比 (L_f/d_f) との積で表される繊維指数 (Fiber Factor) に対して相関性が強く、両者をパラメータとした鋼繊維の影響を考慮する係数 (k_f) を提案した。この k_f を既往のひび割れ間隔式にて乗じることで、HPFRM の平均ひび割れ間隔を概ね推定できた。
- 3) HPFRM を適用した RC 部材の鉄筋の平均ひずみは、鉄筋の最大応力とコンクリートの平均応力の修正により推定できる。前者については、ひび割れ面に存在する鋼繊維の本数（断面積）を考慮する k_c を提案した。後者については、テンションスティフニング（第5章）の評価から、鋼繊維の配向性に違いによる参照値（x 配向 $0.80\sigma_c$ 、y 配向： $0.65\sigma_c$ ）を提案した。
- 4) 上記の k_f を考慮する平均ひび割れ間隔、 k_c と σ_{cm} を考慮する鉄筋の平均ひずみを適用することで、あらたに HPFRM のひび割れ幅算定式を構築した。本提案式を用いることで、両引き試験における引張荷重－ひび割れ幅関係を精度よく算定できる。

なお、ここで提案したひび割れ幅算定式は、HPFRM の材料パラメータ（鋼繊維の混入率、アスペクト比、配向性）を考慮できるものの、RC 部材の断面諸元（かぶり、鉄筋径、鉄筋比など）の違いによる評価はまだ十分になされていない。今後、提案式の適用範囲の拡大を図る上では、これらをパラメータとした実験的な検討や3次元 RBSM の適用等による解析シミュレーション技術の高度化なども必要と考える。

【参考文献：第6章】

- 6-1) 角田与史雄：鉄筋コンクリートの最大ひび割れ幅，コンクリート・ジャーナル Vol.8, No.9, pp.1-10,1970.9
- 6-2) 趙唯堅，丸山久一：鉄筋コンクリートはりの曲げひび割れ幅算定式の再評価，土木学会論文集 No.490/V-23, pp.147-156, 1994.5
- 6-3) 土木学会：2017年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]，2017.12
- 6-4) 余国雄，大城壮司，阿部浩幸，二羽淳一郎：鋼繊維補強コンクリート部材の曲げひび割れ幅の評価に関する研究，第13回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム，pp.165-170，2004.10
- 6-5) Vandewalle, L.: Cracking behavior of concrete beams reinforced with a combination of ordinary reinforcement and steel fibers, Materials and Structures, Vol.33, Issue 3, pp.164-170, 2000.4
- 6-6) RILEM Publications S.A.R.L: Test and Design Methods for Steel Fibre Reinforced Concrete – Background and Experiences-, Proceedings of the RILEM TC 162-TDF Workshop (Proceedings PRO 31), 2003
- 6-7) 川口哲生，河野克哉，橋本勝文，横田弘：内部に補強用鋼材を配置した超高強度繊維補強コンクリートのひび割れ幅に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，pp.1255-1260，2013.7
- 6-8) Grünewald, S : Performance-based design of self-compacting fibre reinforced concrete, PhD thesis, Delft University and Technology, 2004.6

第7章

結論

7.1 本研究のまとめ

本研究の総括を以下に述べる。

本研究では、汎用的な RC 構造に適用でき、かつ構造合理化が期待できる新しい材料として、UFC・HPFRCC・SFRC の中間的な性能をもつ高性能繊維補強モルタル (HPFRM) 配合を開発した。この HPFRM の大きな力学的性能である引張軟化特性について、鋼繊維の混入率および配向性の違いを考慮できる引張軟化曲線のモデル化を行った。

本研究の大きな狙いは、HPFRM の RC 構造への適用である。そこで、鉄筋を有する HPFRM 部材の両引き試験を行い、HPFRM が RC 部材の変形やひび割れ幅を大きく低減できることを把握した。この効果は HPFRM の平均応力-平均ひずみ関係 (テンションステイフニング) が大きく向上したことによって表現ができ、2次元 RBSM による両引き試験のシミュレーションからも明らかとなった。

上記の実験検討および解析評価から、HPFRM を適用した RC 部材の非線形 FEM 解析に活用できる HPFRM のテンションステイフニングモデルを構築した。鋼繊維の配向性の違いは、変形性能に与える影響が大きく、構築したモデルでも配向性の違いを考慮できるようにした。またひび割れ幅算定について、現行のひび割れ幅式をベースに、提案した影響係数をつかった修正式を用いることで、HPFRM 部材のひび割れ幅を算出できる可能性を見出した。これらの成果は、今後、HPFRM の RC 構造への利用や普及に寄与できるものと考えられる。

また以下より、各章で得られた成果を概説する。

第2章では、高性能繊維補強モルタル (HPFRM) の目標性能を設定し、他の FRCC 材料との性能の違いを明確にした。設定した目標性能は、圧縮強度が $100\sim 130\text{ N/mm}^2$ 、引張軟化曲線に基づく破壊エネルギーが $10\sim 20\text{ N/mm}$ 程度、またフレッシュ時に自己充填性を有する材料である。この目標性能を満足するための配合試験を実施し、欧州規格(EN)の適合材料を用いた示方配合 (Mixture A) および国内規格(JIS)の適合材料を用いた示方配合 (Mixture B) を決定した。

この HPFRM は鋼繊維混入率の違いによって、弾性係数には大きな影響を及ぼさないものの、圧縮強度や割裂引張強度は鋼繊維混入率が高いほど、その最大値を増加させた。また切欠きはりの曲げ試験による有効破壊エネルギーも、鋼繊維混入率と大きい比例関係となった。

HPFRM の過大な自己収縮ひずみの抑制対策として早強型膨張材の混和が有効であることを把握し、膨張材や混和率や鋼繊維の混入率の違いに応じて初期ひずみの推定式を構築した。

第3章では、本研究で開発した HPFRM の引張軟化特性を正確に把握するため、ダンベル型供試体による直接引張試験を実施した。この試験より、鋼繊維混入率 (0, 0.8, 1.6vol.%) の増加に伴っ

てひび割れ発生強度および最大引張強度が増加することを把握し、一報の限界ひび割れ開口変位は鋼繊維の条件によらず繊維長の約 1/2 の一定値となるとわかった。

また、鋼繊維の配向性の違い (0° , 45° , 90°) を再現した直接引張試験を行った結果、引張作用軸に対し 0° 配向のケースでは、ひび割れ発生強度の増加とともに、ひび割れ後も応力が増加するひずみ硬化域を示した。その一方、 45° , 90° 配向ではひずみ硬化はせず、ひび割れ発生後は応力が低下し、その残留引張強度は、 45° で $0.7\sim 0.8$ 程度、 90° では $0.4\sim 0.5$ 程度まで低下した。上記の知見から、Hordijk の式をベースに HPFRM の鋼繊維混入率および配向性の違いを考慮できる引張軟化曲線の推定式を構築した。

第 4 章では、鉄筋を有する HPFRM 部材の両引き試験を実施した。試験で得られた引張荷重 - 平均ひずみ関係より、コンクリートにかかわって HPFRM を適用したことで、ひび割れ発生荷重および降伏荷重のいずれもが増加した。この効果は、鋼繊維の混入率が高いほど、鋼繊維のアスペクト比 (繊維長 / 繊維径の比) が大きいほど高い。さらに、HPFRM の平均応力と平均ひずみの関係 (テンションスティフニング) を抽出したところ、鋼繊維の混入によって HPFRM の平均応力が増加し、降伏ひずみまでその高い平均応力は持続した。しかし、同混入率であっても鋼繊維の配向性が不利な状態 (載荷軸に対して直交方向) では、有利に配向された状態の平均応力に対し $5\sim 10\%$ の範囲で低下することがわかった。両引き試験体のひび割れ観察結果から、鋼繊維混入率の増加によって平均ひび割れ間隔が減少し、それに応じて平均ひび割れ幅も減少した。一方、鋼繊維の配向性の違いでは、ひび割れ間隔に大きな影響はなかったものの平均ひび割れ幅は減少する傾向だった。

さらに、鉄筋補強した HPFRM 版の曲げ試験を実施したところ、両引き試験で得た傾向と同様に、鋼繊維の混入率の増加に伴い曲げ剛性が高くなるとともに最大荷重 (曲げ耐力) も増加した。これは引張断面に存在する鋼繊維が引張力を分担し、鉄筋と同様に引張鋼材として機能したためであった。このことから、曲げモーメントが作用する RC 部材に HPFRM を適用した場合、所定性能を得るための必要鉄筋量を削減できるなど設計合理化ができる可能性を見出した。

第 5 章では、HPFRM と鉄筋との付着作用も考慮した平均応力 - 平均ひずみ関係 (テンションスティフニング) のモデル化を図った。まず、両引き試験を精度よくシミュレーションするため、コンクリートのひび割れ分散性を再現できる剛体バネモデル (RBSM) を導入し、新たな解析手法を開発した。2次元 RBSM に第 3 章でモデル化した HPFRM 固有の引張軟化曲線を適用することで、両引き試験の荷重 - 変位関係やひび割れ性状 (ひび割れ間隔やひび割れ幅) を精度よく再現できた。

この RBSM から鉄筋の平均応力 - 平均ひずみ関係を抽出し、部材の降伏ひずみ以降も含めた HPFRM のテンションスティフニングを評価した。結果として、Collins & Mitchell らの提案式をベースに鋼繊維の配向性の違いを考慮できる HPFRM のテンションスティフニングモデルをあらたに構築した。ここで構築したモデルの妥当性も非線形 FEM 解析によって検証した。

第 6 章では、両引き試験結果 (第 4 章) やテンションスティフニングのモデル (第 5 章) を踏まえ、既往のひび割れ幅基本式をベースとし、HPFRM に対する新たなひび割れ幅算定式の構築を図った。HPFRM の適用した RC 部材の平均ひび割れ間隔は、鋼繊維の混入率 V_f とアスペクト比 L_f/d_f との積で表される繊維指数 (Fiber Factor) に対して相関性が強く、両者をパラメータとした鋼繊維の影響を考慮する係数 k_f の算出式を提案した。この k_f を現行 RC 示方書のひび割れ間隔式に乗ずることで、HPFRM の平均ひび割れ間隔が推定できた。

一方、HPFRM を適用した RC 部材の鉄筋の平均ひずみは、鋼繊維混入による鉄筋の最大応力の低減とコンクリートの平均応力の修正により推定できることがわかった。鉄筋の最大応力については、ひび割れ面に存在する鋼繊維の本数を考慮する係数 k_c の算出式を提案した。コンクリートの平均応力の修正については、HPFRM のテンションステイフィングの評価から鋼繊維の配向性に違いによる参照値 (x 配向 $0.80\sigma_c$, y 配向 : $0.65\sigma_c$) を提案した。

上記の k_f を考慮した平均ひび割れ間隔, k_c と σ_{cm} を考慮する鉄筋の平均ひずみを算出することで、HPFRM を適用した RC 部材のひび割れ幅算定式を構築した。さらに本提案式から算出される荷重の増加に伴うひび割れ幅の推移は、両引き試験で得られた荷重-ひび割れ幅関係を精度よく再現した。

7.2 課題と展望

最後に、本研究における残された課題と今後の展望について、以下に記す。

本研究の成果として構築した力学モデル(テンションスティフニングモデルやひび割れ幅算定式)は、あくまでも本研究で取り扱った HPFRM の強度範囲 ($100\sim 130\text{ N/mm}^2$) および鋼繊維の種別 ($L_f/d_f=37.5\sim 81.3$) と混入率 ($\sim 1.6\text{ vol.}\%$) に限ったものであり、上記範囲外の条件や他の FRCC 材料に対する適用を図っていく上では、さらなる検討や検証が必要である。また RC 部材の断面諸元(かぶり、鉄筋径、鉄筋本数など)に関しても、現状は両引き試験で設定した断面での検討に留まっており、構築したモデルの適用範囲の拡大やその妥当性の検証を進めていく上では、断面諸元を変化させた上で追加実験の実施も必要になると考えられる。

ただ、上記の課題を解決する一つの策として、単に幾多のパラメータを変えた実験数量を増やすのではなく、RBSM の活用による解析的アプローチの有効性が確認できたことは本研究の大きな成果の一つと考えている。既往の FEM 解析では実現象の再現や検証が困難であったひび割れ進展やひび割れ分散を表現できる手法として、RBSM の活用は多いに期待できる。今後、2次元から3次元への拡張や個々の短繊維のモデル化などを施すことで、より高精度に FRCC 材料のひび割れ挙動や破壊現象をシミュレーションできると考えている。これらは今後取り組むべく課題の一つとしたい。

また鋼繊維の配向性については、本研究においてその違いが力学性能に与える影響は把握できたものの、実際に試験体内部の分散や配向状態に関して厳密に評価しきれていない。この解決には X 線 CT 法による内部繊維の可視化が一つの解決策として挙げられる。ひび割れ断面の繊維本数や個々の配向角度が正確に定量化できれば、それらとひび割れ開口幅との関係が評価可能となる。一方で鋼繊維の配向は、部材の形状や配筋といった構造上の影響を受けるほか、打込み方法や型枠の形状や配置といった施工上の影響も受ける。つまり実構造への適用を視野に入れた場合、HPFRM を適用する部材の構造諸元を考慮した上で、所要の構造性能を満たすために適切な施工方法を検討する必要があると考えている。

筆者としては、本研究で扱った HPFRM のような高性能材料が今後の社会資本形成に広く利活用されることを目指しているが、その観点では設計実務に活用される HPFRM 特有の材料モデルが複雑であってはならない。そのため、本研究で把握した HPFRM 固有の性能バラつきを考慮した上で、設計に用いる適切な安全係数(材料係数や配向係数など)を設定することも今後に向けた大きな課題である。

最後に、本論文の中であまり触れてこなかったが、鋼繊維を混入した FRCC 材料の長期耐久性についても課題が残されている。とくに HPFRM の場合、ひび割れを許容する鉄筋コンクリート部材への適用も想定しているため、ひび割れから浸入する劣化因子によって鋼繊維が腐食し、それにより鋼繊維に期待した力学性能が低下することが想定される。そのため、使用時のひび割れ幅照査において鋼繊維のひび割れ抑制効果を見込んだ上で、どの程度のひび割れ幅まで許容できるか、どの程度の期間であればひび割れ幅抑制効果を担保できるかなど、耐久性の観点からの設計にフィードバックする項目が生じてくる。本件についても残された課題の一つである。

上記に挙げた課題が解決された暁には、本研究で開発した HPFRM が橋梁等をはじめとした RC 構造の断面合理化や軽量化を実現し、より洗練された次世代の社会インフラ構築に貢献していくことを願う。

謝 辞

本論文を取り纏めるにあたりまして、論文審査の主査を務めて頂いた早稲田大学大学院 創造理工学研究科教授の佐藤靖彦先生には、多大なるご指導とご鞭撻を賜りました。ここに、心より深謝の意を表します。本研究のきっかけは、佐藤先生が前職の北海道大学大学院工学院にご在籍の折に、筆者の留学先としてオランダ・デルフト工科大学をご紹介頂いたことに始まりました。留学中の公私にわたるご助言、帰国後の共同研究等における協働も含め、幾度と議論を重ねてきたことで大変有益な研究成果を築くことができました。改めて厚く御礼申し上げます。

また本論文の審査にあたりまして、早稲田大学大学院 創造理工学研究科教授の岩波基先生および同教授 小野潔先生には、ご多忙中にもかかわらず、多くの有益なご助言を賜りました。ここに、感謝の意を表します。

本研究の根幹である高性能繊維補強モルタル (HPFRM) の将来性を掲げてくださったオランダ・デルフト工科大学 土木工学科 Joost C. Walraven 名誉教授には、当時 fib 役員という重職を務めながら、親身になって本研究の方向性を導いて頂いたこと、心より深謝の意を表します。また当時同大学にご在籍されていた Joop A. den Uijl 教授, Steffen Grünwald 教授, Petra Schumacher 博士, Lena Lappa 博士, Sonja Fennis 博士には、研究立案から実験計画に至る細部まで懇切丁寧にご指導を頂きました。さらに同大学・コンクリート研究室 (Steven Lab.) を支える技術スタッフには、多量の実験を寸分違わぬ精度で遂行して頂きました。改めてデルフト工科大学の関係皆様はこの場を借りて心より感謝申し上げます。

なお上記国外留学は、旧財団法人 国際石油交流センター (現：一般財団法人 国際石油・ガス協力機関 (JCCP)) の専門家養成事業の一環として、ご支援を賜り実現されたものであり、本派遣の計画や管理に携わって頂いた JCCP 関係皆様にも厚く御礼申し上げます。

北海道大学大学院 工学研究院 北方圏環境政策工学専攻に在籍されていた Withit Pansuk 氏 (現、タイ・チュラロンコン大学准教授) には、留学先での HPFRM の研究を引き継いで頂いたとともに、帰国後も共同研究の中で国内向け HPFRM の性能評価にご尽力頂きました。また同大学 修士課程 (当時) の山崎大輔氏には、繊維配向に関わる貴重な実験データを取得して頂き、同大学 博士課程 (当時) の Khalid Farah 氏には RBSM に関する指南や助言を頂きました。筆者がオランダから帰国後、HPFRM の研究をさらに発展できたのは、上記のご協力・ご支援のおかげであり、北海道大学大学院のその他の関係皆様はこの場を借りて心より感謝申し上げます。

国外留学および共同研究等も含めた本研究活動の全般は、筆者が在籍する株式会社 IHI 技術開発本部 基盤技術研究所 構造研究部における研究活動の中で実施されてきました。このような研究機会を与えて頂いた株式会社 IHI 理事/技術開発本部副本部長/基盤技術研究所所長の張惟敦氏、同副所長の大竹泰弘氏、また上司としてこの論文執筆作業にご配慮およびご助言をくださった構造研究部部長 弥富政享氏には、心より御礼申し上げます。また元上司 (現、東京コンクリート診断士会副会長) の田沢雄二郎氏には、長き研究期間にわたり温かいご指導とご鞭撻を賜りました。同じく構造研究部の元上司 西土隆幸氏、馬場秀成氏、また同部コンクリートチームでかつて先輩・同僚であった河野豊氏、戸田勝哉氏、師山裕氏、山口隆一氏、今村紅音氏には多くのご助言や支援を頂きました。さらには現在、同チームにて同僚の木作友亮主任研究員および吉田有希研究員には、筆者の執筆作業によって負担増大してしまった日常の研究業務を恙なく進捗してもらいました。本研究の遂行と論文執筆に際しては、皆様のご理解とご協力により成し得たものであり、ここに改めて職場の関係各位に厚く感謝申し上げます。

株式会社 IHI 建材工業の倉田幸宏部長には、株式会社 IHI 橋梁事業部にご在籍の頃から、技術者とはなんたるか、研究者とはなんたるかを、社外活動も含めあらゆる面でご教示頂きました。株式会社 IHI インフラシステムの中村善彦部長、岡田誠司部長、鈴木統主査らには、HPFRM の実用化や工事適用に向けた相談や具体的な取組みに際し多大なご協力を頂きました。また株式会社リブコンエンジニアリングの伊藤祐二社長、大仲正秀部長、鈴木広也氏、斉野純氏らには、研究初期段階から度重なる HPFRM の配合試験や多くの強度試験、構造実験をスケジュール通りに遂行して頂きました。膨張材の選定や収縮ひずみ試験においては、株式会社太平洋マテリアルの立川則久氏に貴重なアドバイスを頂戴いたしました。その他、HPFRM の各種実験や実用化検討に携わって頂いた関係皆様にこの場を借りて御礼申し上げます。

最後に、長い期間をとおして研究活動に専念できるよう支え続けてくれた妻・京子、休日返上の執筆活動で寂しい思いをさせてしまった長男・陸斗、次男・周平、長女・麻結、また郷里から励まし続けてくれた両親に、深く感謝の意を表し、本論文の謝辞といたします。

2018年12月 塩永 亮介

付録-1 : 両引き試験の実験データ詳細 (引張荷重一部材変位)

試験ケース「**TS00**」 (鋼繊維混入率 : 0 vol.%)

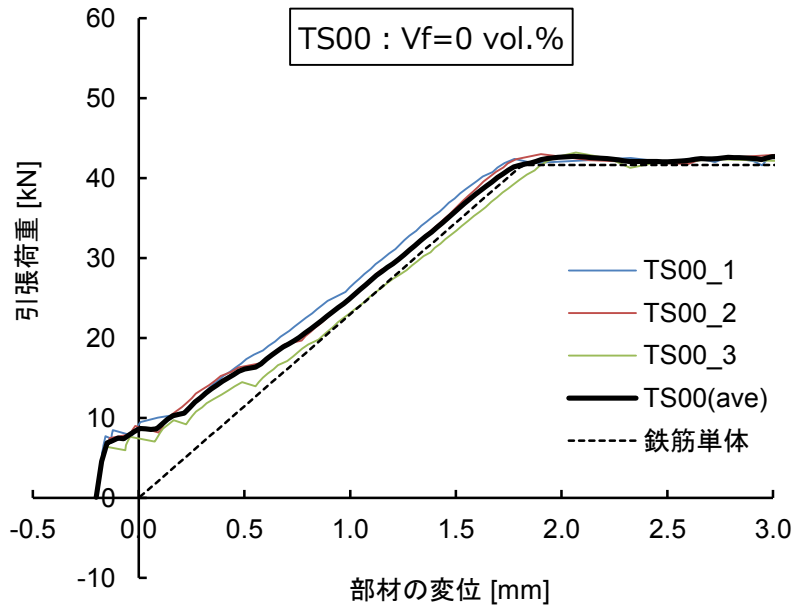


図 添-1.1 引張荷重一部材変位の関係 (TS00)

試験ケース「**TS08-x**」 (鋼繊維混入率 : 0.8 vol.%, x 配向)

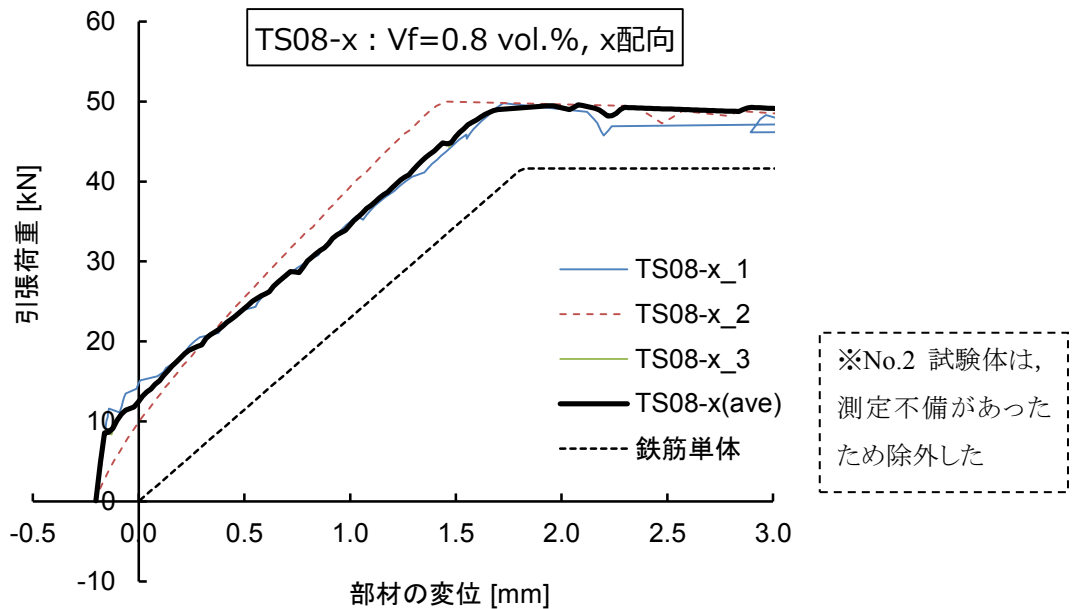


図 添-1.2 引張荷重一部材変位の関係 (TS08-x)

試験ケース「**TS08-y**」(鋼繊維混入率：0.8 vol.%, y 配向)

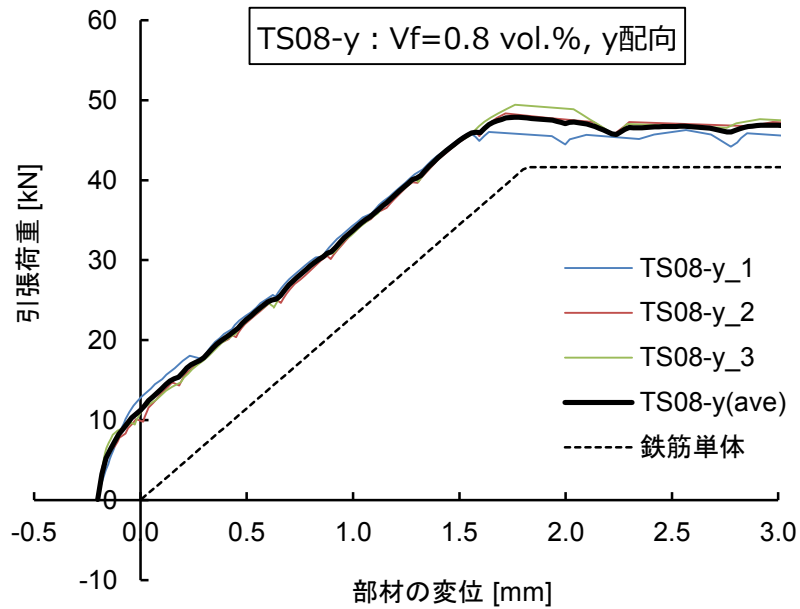


図 添-1.3 引張荷重—部材変位の関係 (TS08-y)

試験ケース「**TS16-x**」(鋼繊維混入率：1.6 vol.%, x 配向)

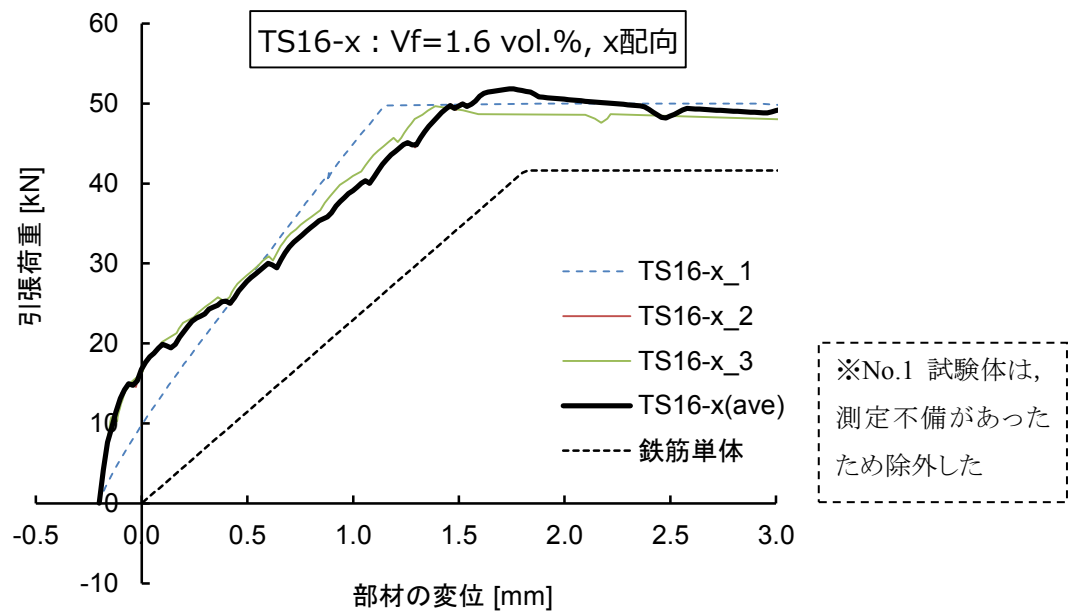


図 添-1.4 引張荷重—部材変位の関係 (TS16-x)

試験ケース「**TS16-y**」(鋼繊維混入率：1.6 vol.%, y 配向)

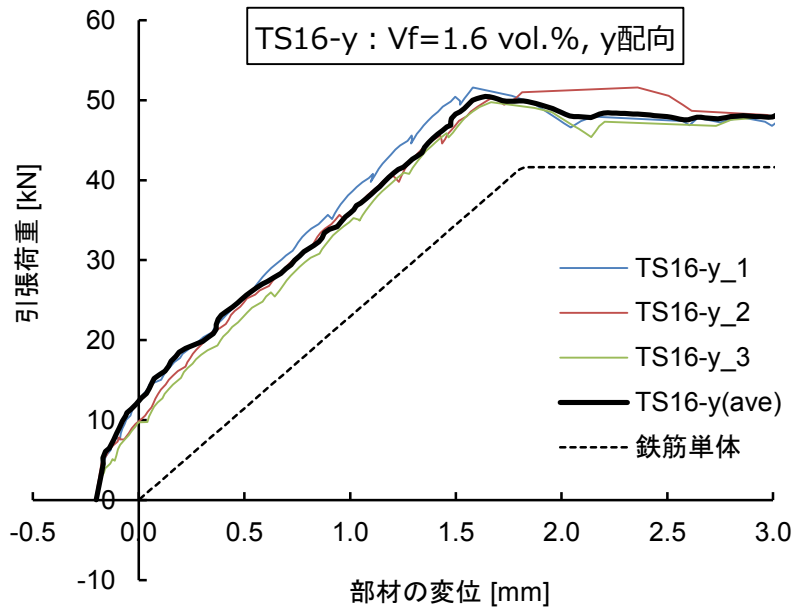


図 添-1.5 引張荷重—部材変位の関係 (TS16-y)

試験ケース「**TS16-x(b)**」(鋼繊維混入率：1.6 vol.% [$L_f/d_f=20/0.3$], x 配向)

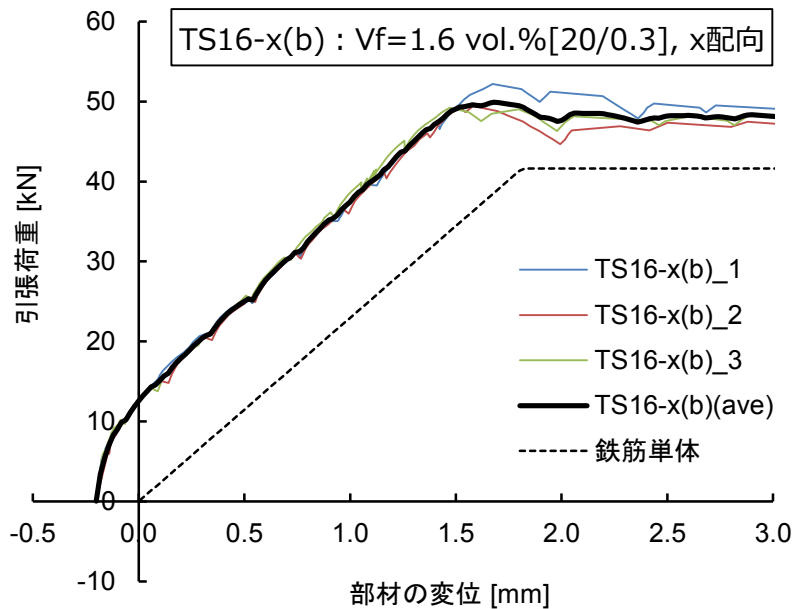


図 添-1.6 引張荷重—部材変位の関係 (TS16-x(b))

試験ケース「**TS16-x(c)**」(鋼繊維混入率: 1.6 vol.% [$L_f/d_f=6/0.16\text{mm}$], x 配向)

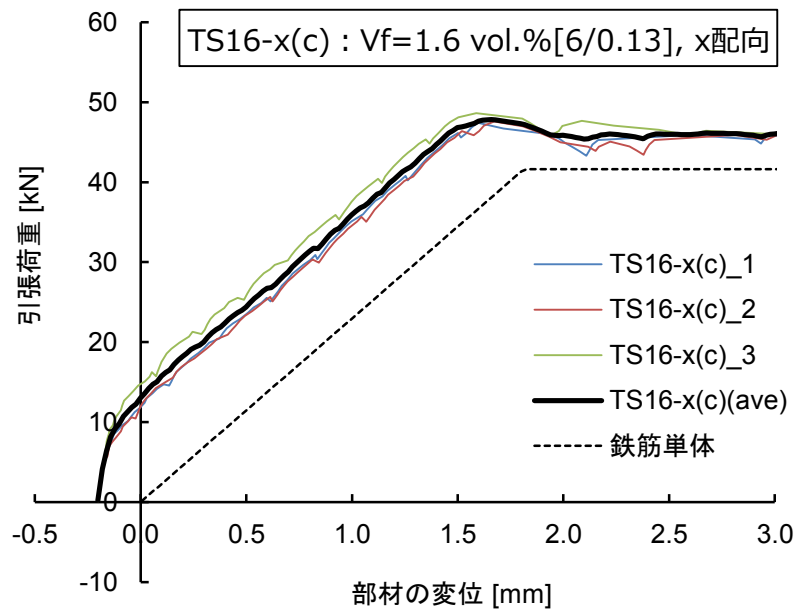


図 添-1.7 引張荷重—部材変位の関係 (TS16-x(c))

付録-2：両引き試験の実験データ詳細（試験体のひび割れ図）

試験ケース「**TS00**」（鋼繊維混入率：0 vol.%）

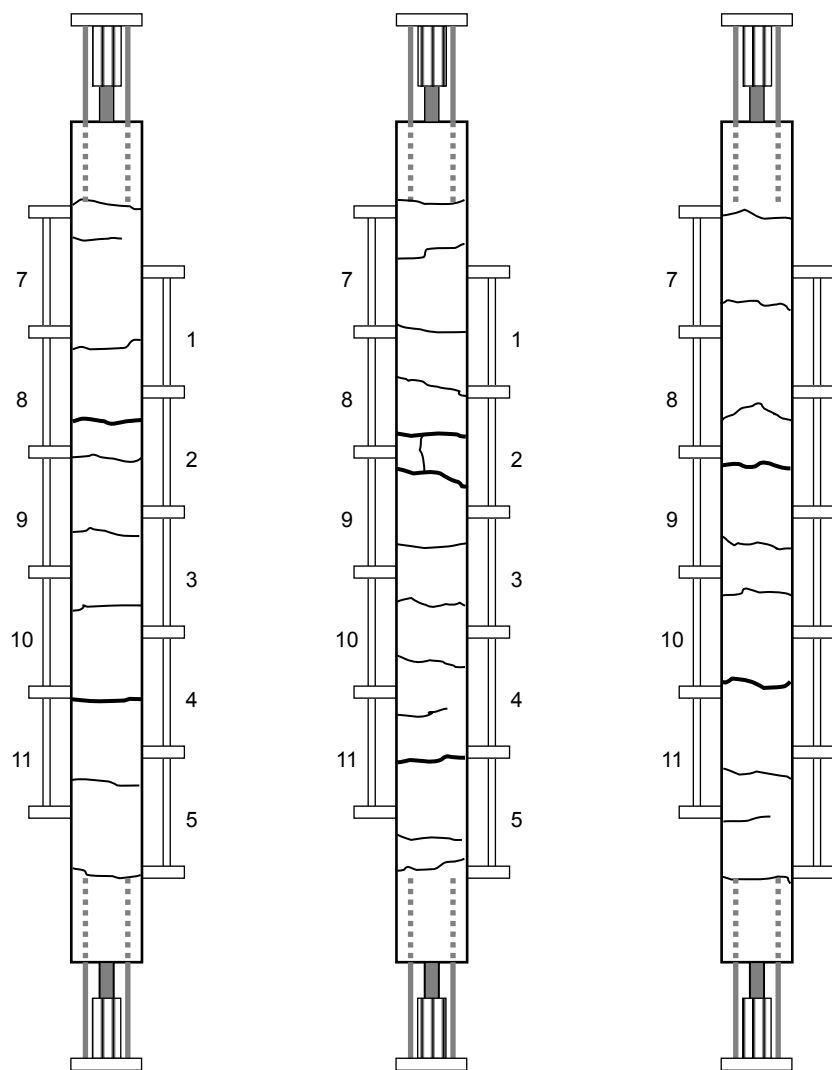


図 添-2.1 両引き試験体のひび割れ図(TS00)

表 添-2.1 ひび割れ本数と平均ひび割れ間隔(TS00)

	TS00_1	TS00_2	TS00_3
平均断面積 [mm×mm]	50.57×50.68	49.53×50.53	49.55×50.43
ひび割れ 本数[本]	9	13	10
平均ひび割れ 間隔 [mm]	68.8	45.8	61.1

試験ケース「TS08-x」（鋼繊維混入率：0.8 vol.%, 配向性：x 方向）

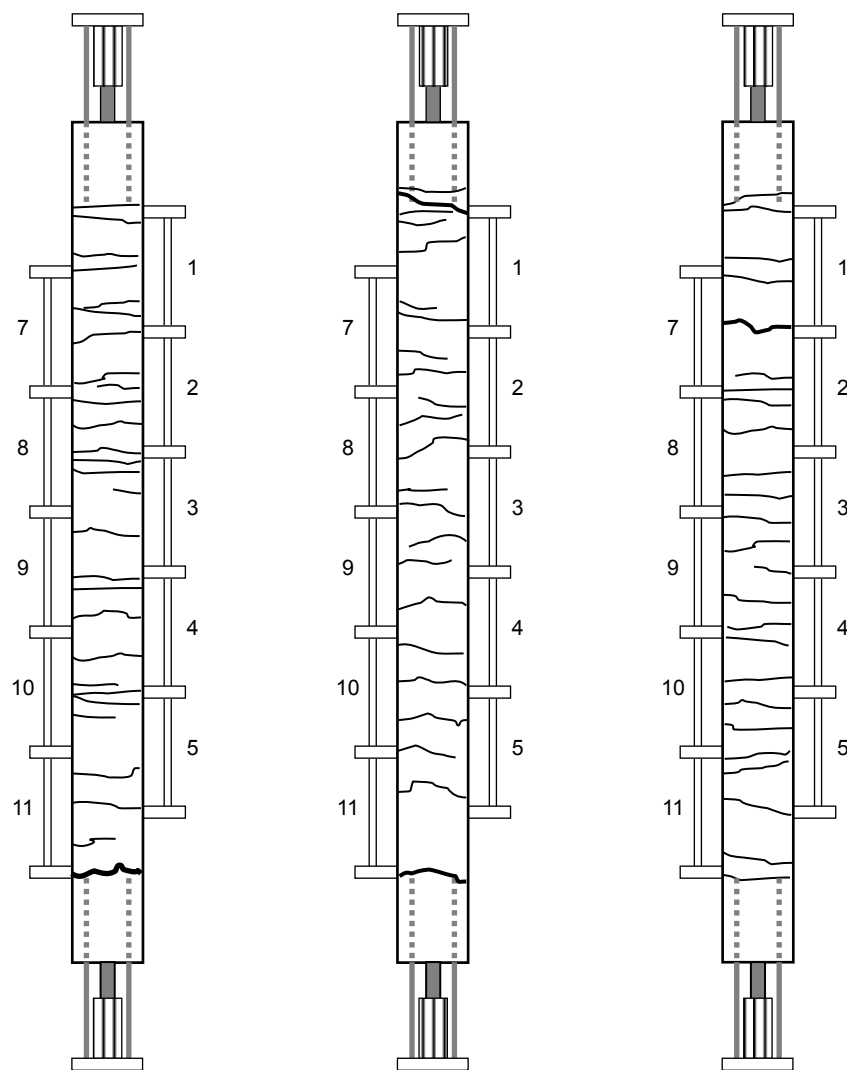


図 添-2.2 両引き試験体のひび割れ図(TS08-x)

表 添-2.2 ひび割れ本数と平均ひび割れ間隔(TS08-x)

	TS08-x_1	TS08-x_2	TS08-x_3
平均断面積 [mm×mm]	50.07×52.03	49.90×51.78	49.88×51.72
ひび割れ 本数[本]	27	23	26
平均ひび割れ 間隔 [mm]	21.2	25.0	22.0

試験ケース「TS08-y」（鋼繊維混入率：0.8 vol.%, 配向性：y 方向）

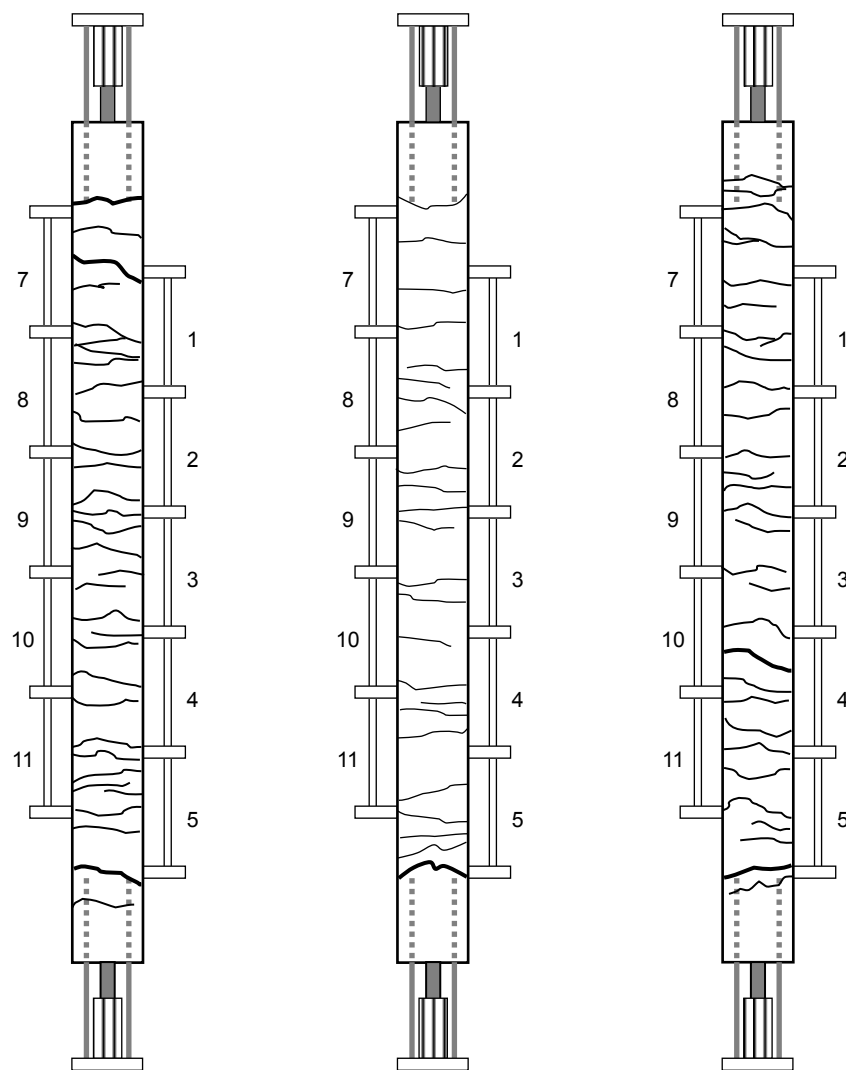


図 添-2.3 両引き試験体のひび割れ図(TS08-y)

表 添-2.3 ひび割れ本数と平均ひび割れ間隔(TS08-y)

	TS08-y_1	TS08-y_2	TS08-y_3
平均断面積 [mm×mm]	49.97×50.52	50.13×50.50	49.90×50.50
ひび割れ 本数[本]	28	24	28
平均ひび割れ 間隔 [mm]	20.4	23.9	20.4

試験ケース「**TS16-x**」(鋼繊維混入率：1.6 vol.%, 配向性：x 方向)

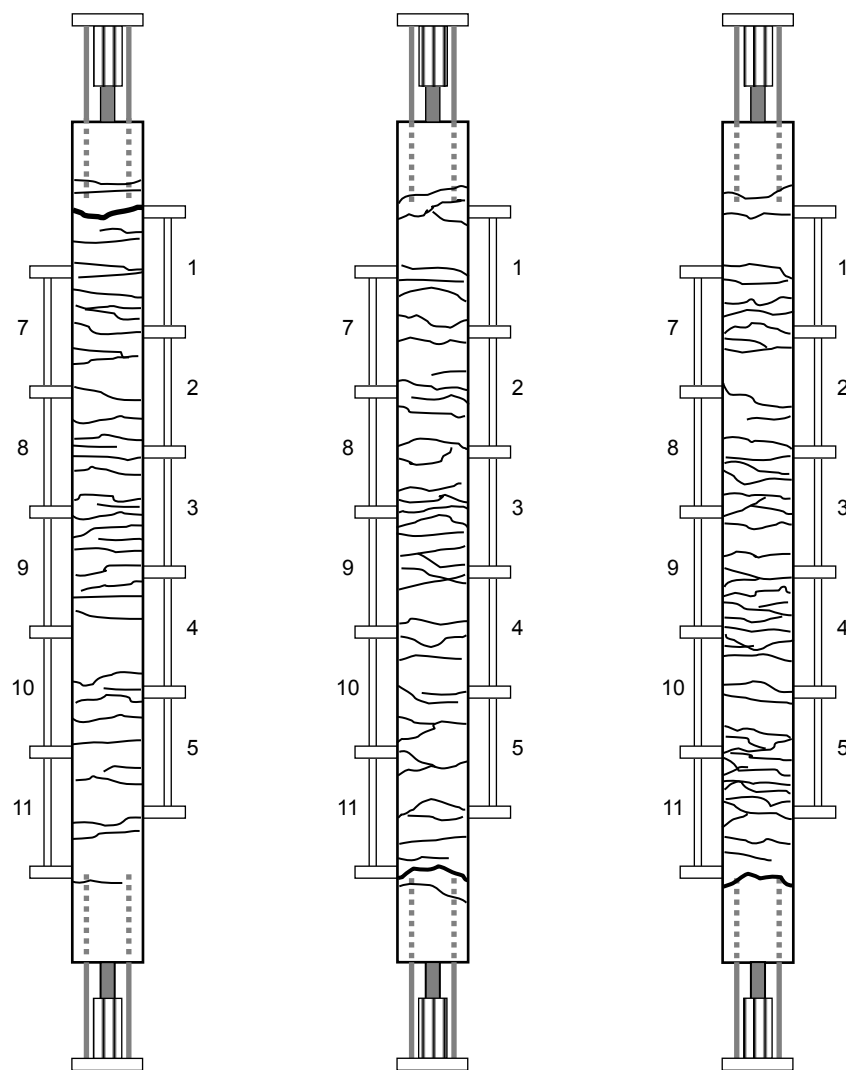


図 添-2.4 両引き試験体のひび割れ図(TS16-x)

表 添-2.4 ひび割れ本数と平均ひび割れ間隔(TS16-x)

	TS16-x_1	TS16-x_2	TS16-x_3
平均断面積 [mm×mm]	49.25×51.03	49.60×50.95	49.62×50.65
ひび割れ 本数[本]	40	39	40
平均ひび割れ 間隔 [mm]	14.1	14.5	14.1

試験ケース「**TS16-y**」(鋼繊維混入率：1.6 vol.%, 配向性：y 方向)

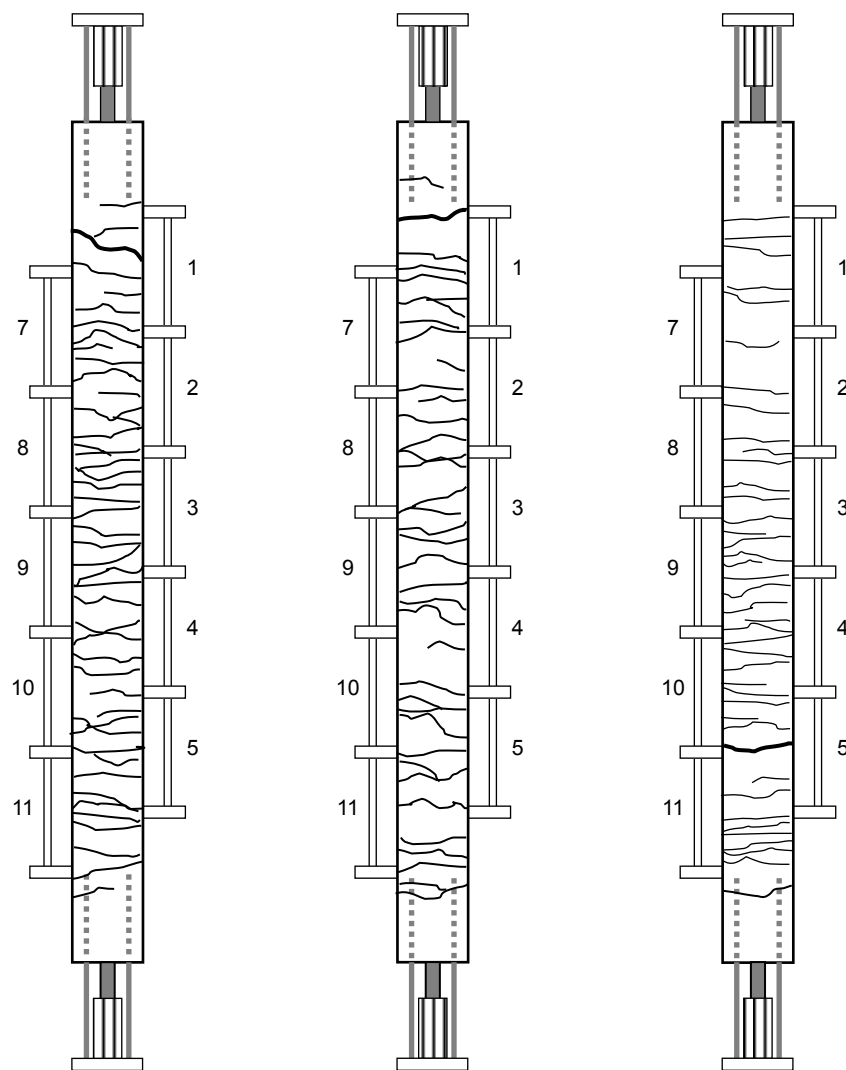


図 添-2.5 両引き試験体のひび割れ図(TS16-y)

表 添-2.5 ひび割れ本数と平均ひび割れ間隔(TS16-y)

	TS16-y_1	TS16-y_2	TS16-y_3
平均断面積 [mm×mm]	49.47×50.33	48.68×50.48	49.00×50.75
ひび割れ 本数[本]	44	42	43
平均ひび割れ 間隔 [mm]	12.8	13.4	13.1

試験ケース「**TS16-x(b)**」(鋼繊維[20/0.3] 混入率 : 1.6 vol.%, 配向性 : x 方向)

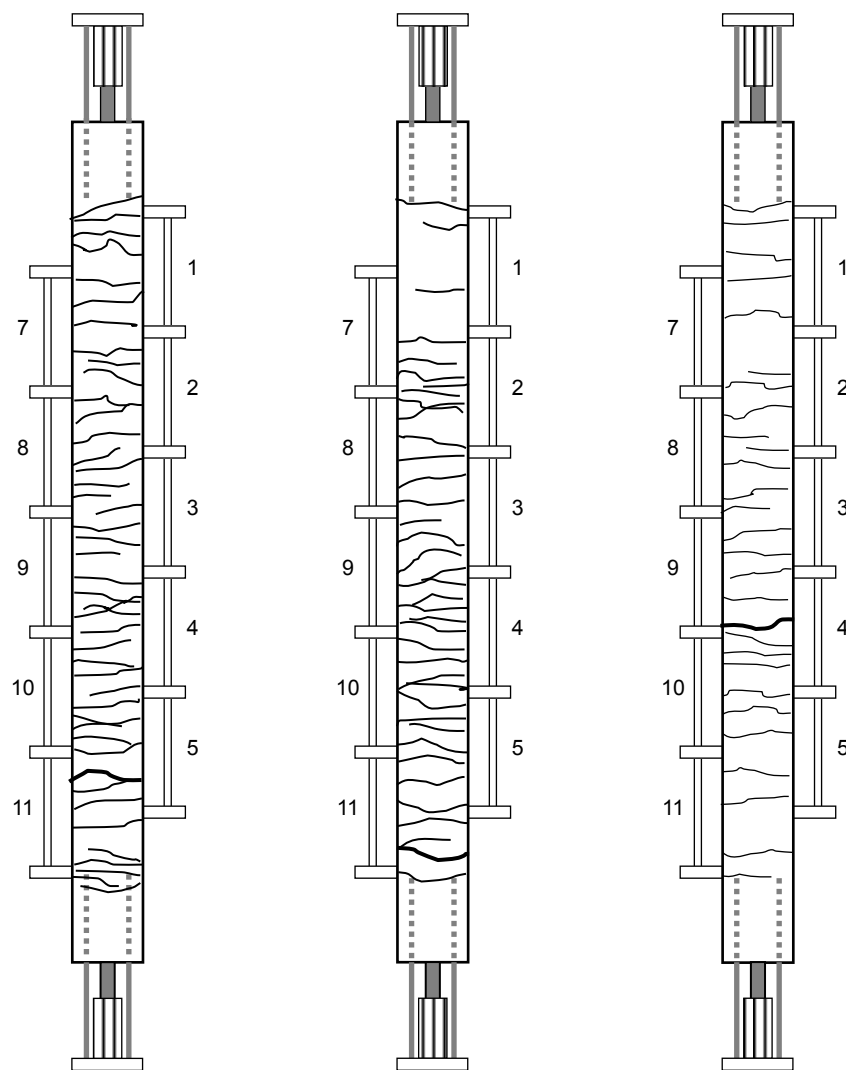


図 添-2.6 両引き試験体のひび割れ図(TS16-x(b))

表 添-2.6 ひび割れ本数と平均ひび割れ間隔(TS16-x(b))

	TS16-x(b)_1	TS16- x(b)_2	TS16- x(b)_3
平均断面積 [mm×mm]	49.10×48.05	49.02×49.88	49.15×51.18
ひび割れ 本数[本]	45	34	28
平均ひび割れ 間隔 [mm]	12.5	16.7	20.4

試験ケース「**TS16-x(c)**」(鋼繊維[6/0.16] 混入率：1.6 vol.%, 配向性：x 方向)

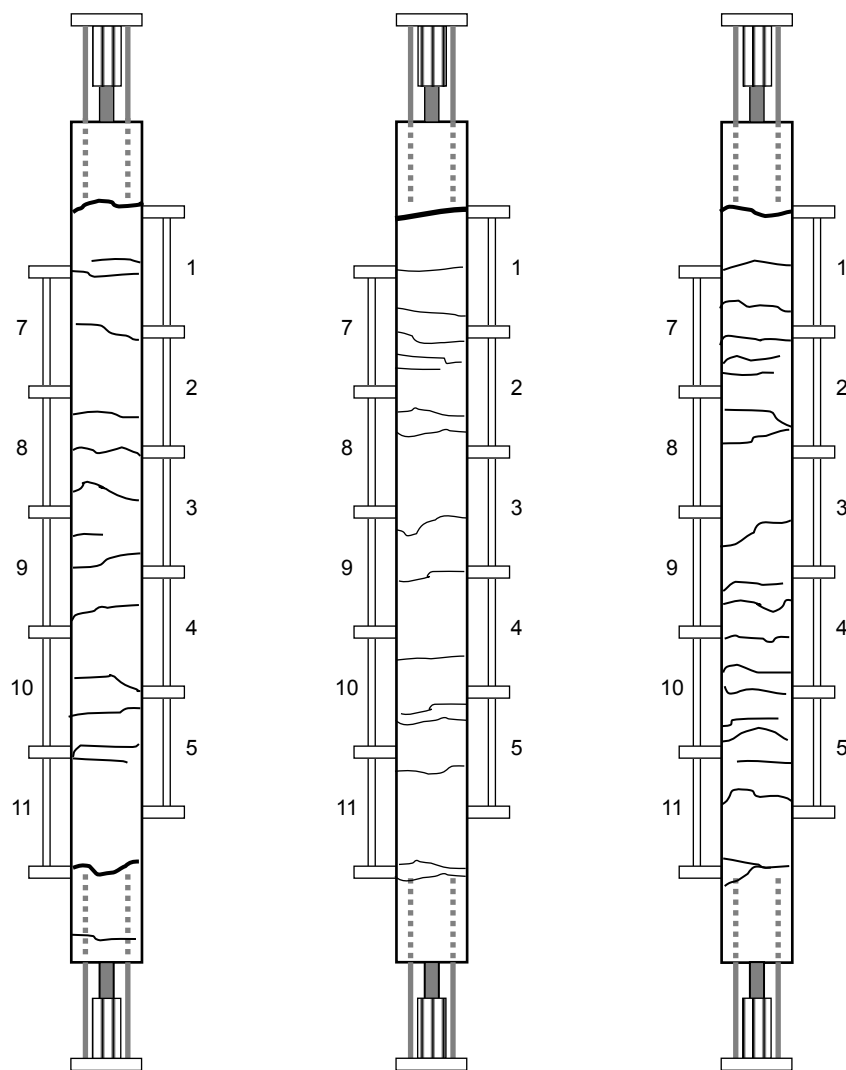


図 添-2.7 両引き試験体のひび割れ図 (TS16-x(c))

表 添-2.7 ひび割れ本数と平均ひび割れ間隔 (TS16-x(c))

	TS16-x(c)_1	TS16- x(c)_2	TS16- x©_3
平均断面積 [mm×mm]	49.58×51.75	48.17×51.77	50.47×51.72
ひび割れ 本数[本]	16	16	20
平均ひび割れ 間隔 [mm]	36.7	36.7	28.9

付録-3 : 版曲げ試験の実験データ詳細 (荷重-鉛直変位)

試験ケース「**BP00 : 無筋**」 (鋼繊維混入率 : 0 vol.%)

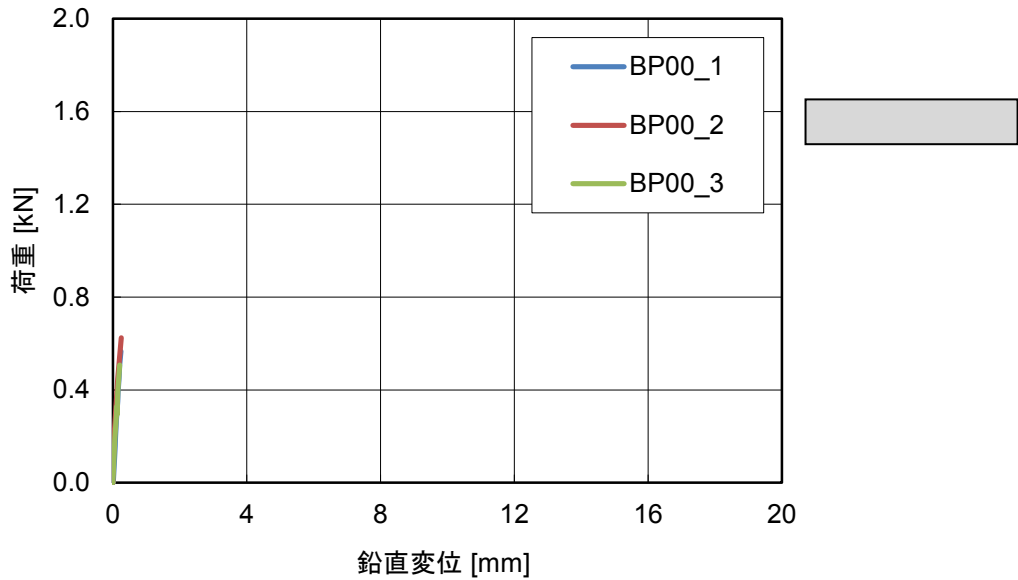


図 添-3.1 荷重-鉛直変位の関係 (BP00:無筋)

試験ケース「**BP00 : 有筋**」 (鋼繊維混入率 : 0 vol.%)

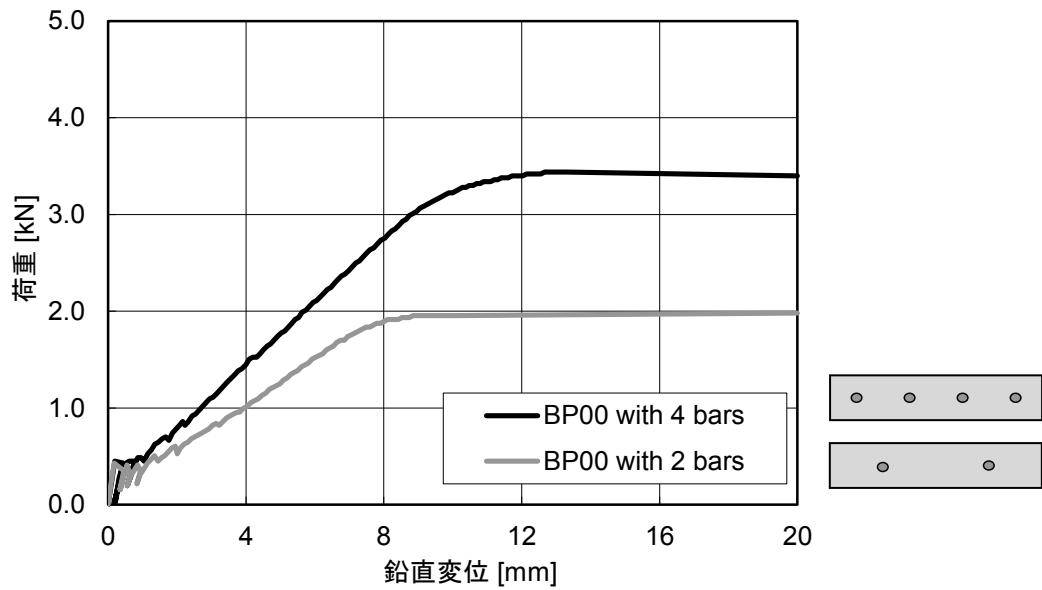


図 添-3.2 荷重-鉛直変位の関係 (BP00:有筋)

試験ケース「BP08-x：無筋」（鋼繊維混入率：0.8 vol.%, x 配向）

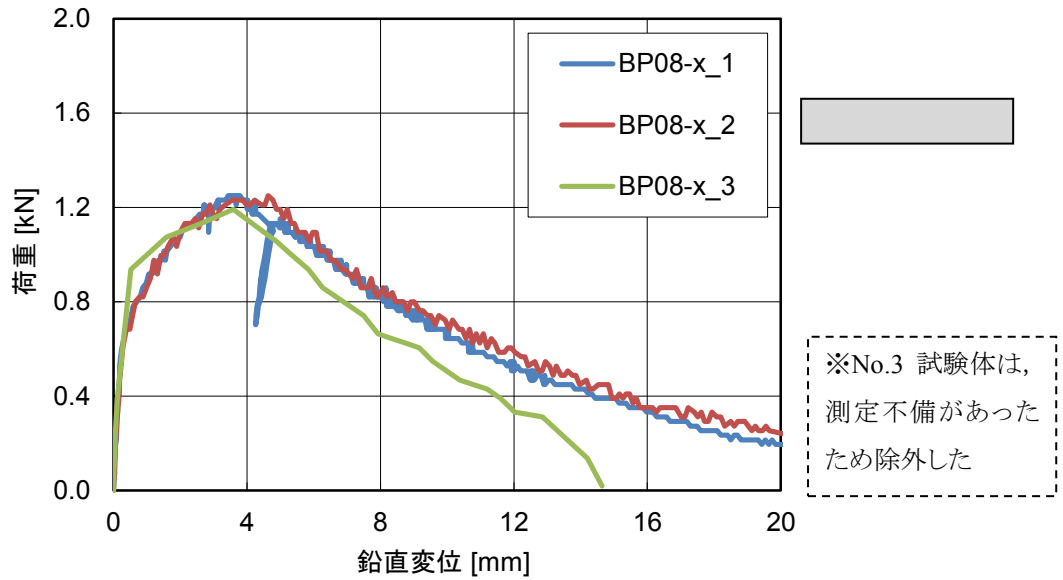


図 添-3.3 荷重—鉛直変位の関係 (BP08-x:無筋)

試験ケース「BP08-x：有筋」（鋼繊維混入率：0.8 vol.%, x 配向）

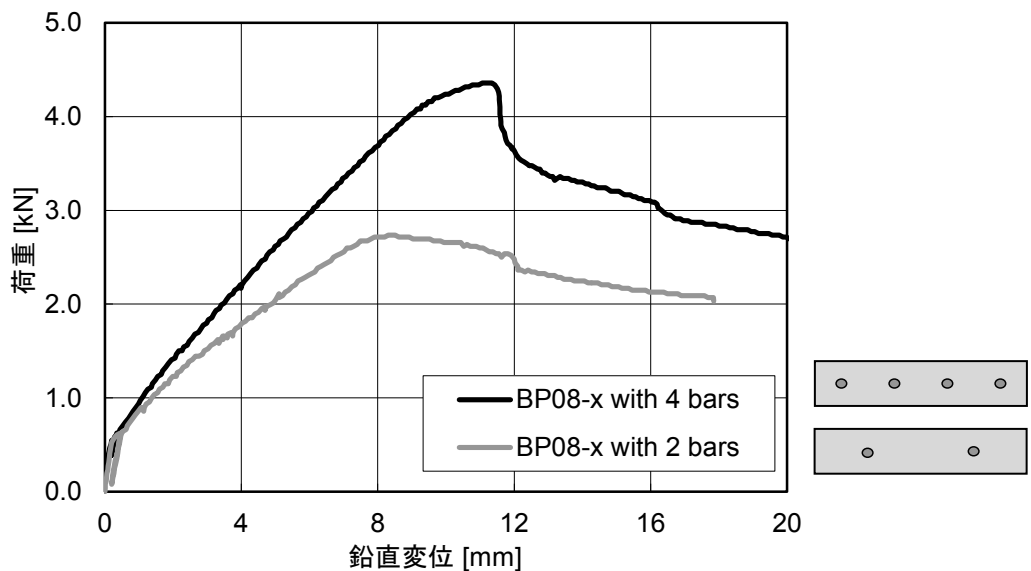


図 添-3.4 荷重—鉛直変位の関係 (BP08-x:有筋)

試験ケース「BP08-y：無筋」（鋼繊維混入率：0.8 vol.%, y 配向）

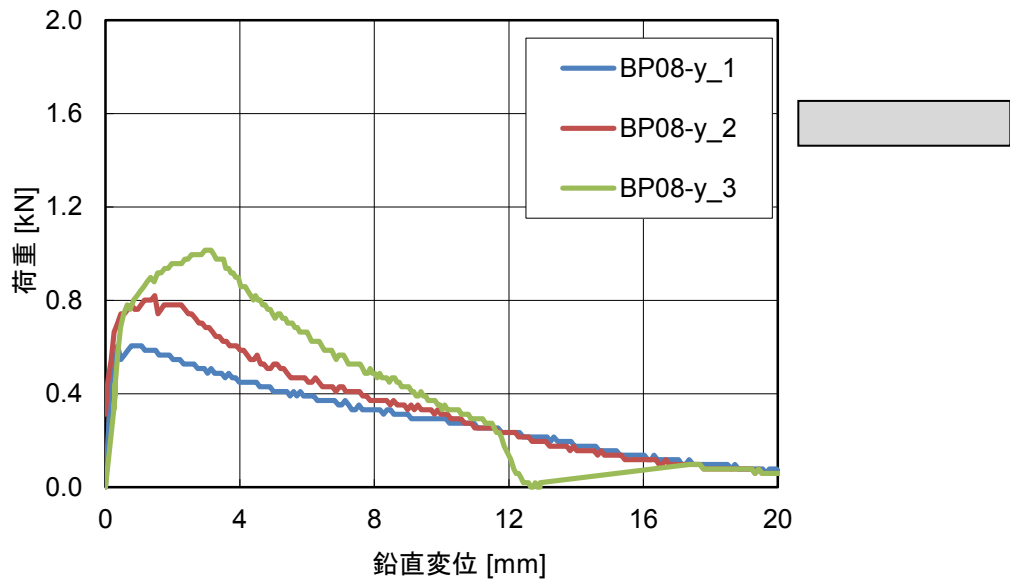


図 添-3.5 荷重－鉛直変位の関係 (BP08-y:無筋)

試験ケース「BP08-y：有筋」（鋼繊維混入率：0.8 vol.%, y 配向）

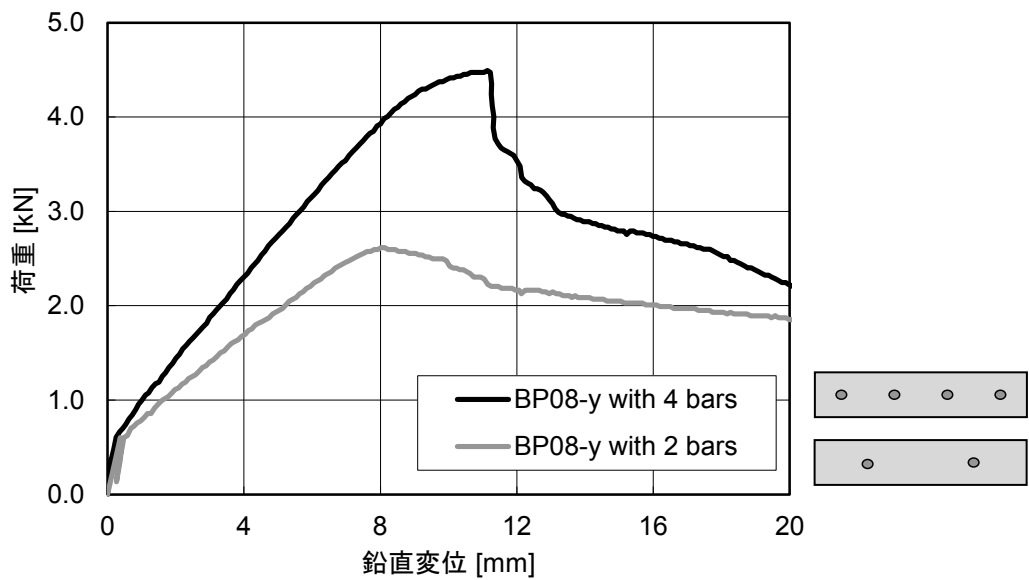


図 添-3.6 荷重－鉛直変位の関係 (BP08-y:有筋)

試験ケース「BP16-x : 無筋」(鋼繊維混入率 : 1.6 vol.%, x 配向)

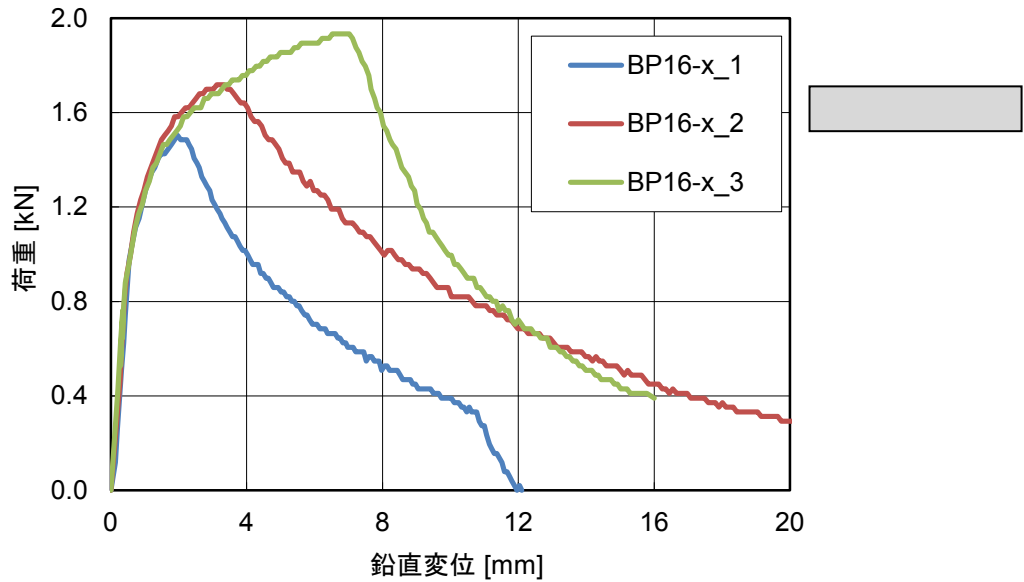


図 添-3.7 荷重—鉛直変位の関係(BP16-x:無筋)

試験ケース「BP16-x : 有筋」(鋼繊維混入率 : 1.6 vol.%, x 配向)

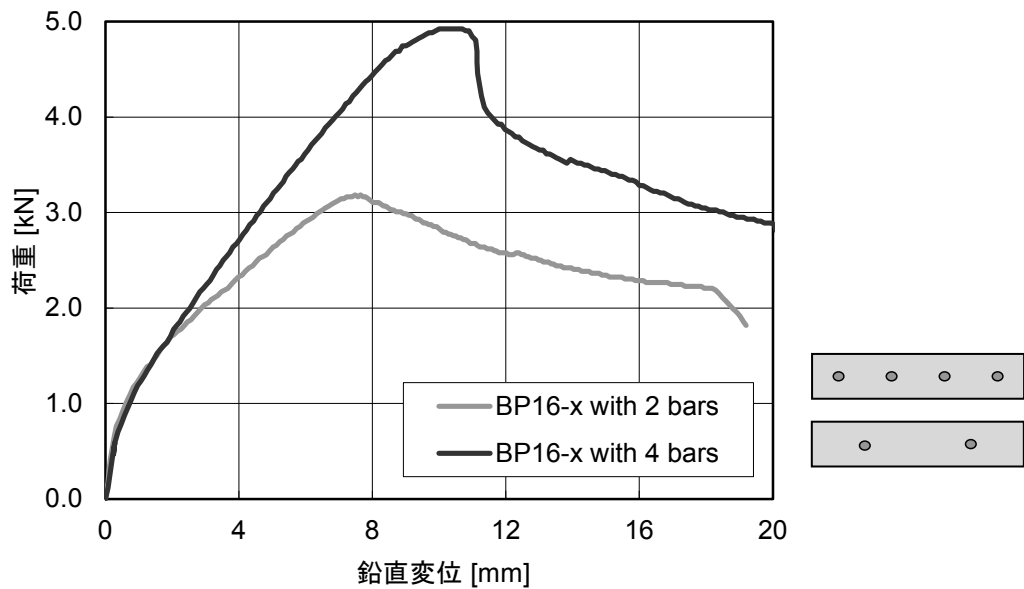


図 添-3.8 荷重—鉛直変位の関係(BP16-x:有筋)

試験ケース「BP16-y：無筋」（鋼繊維混入率：1.6 vol.%，y 配向）

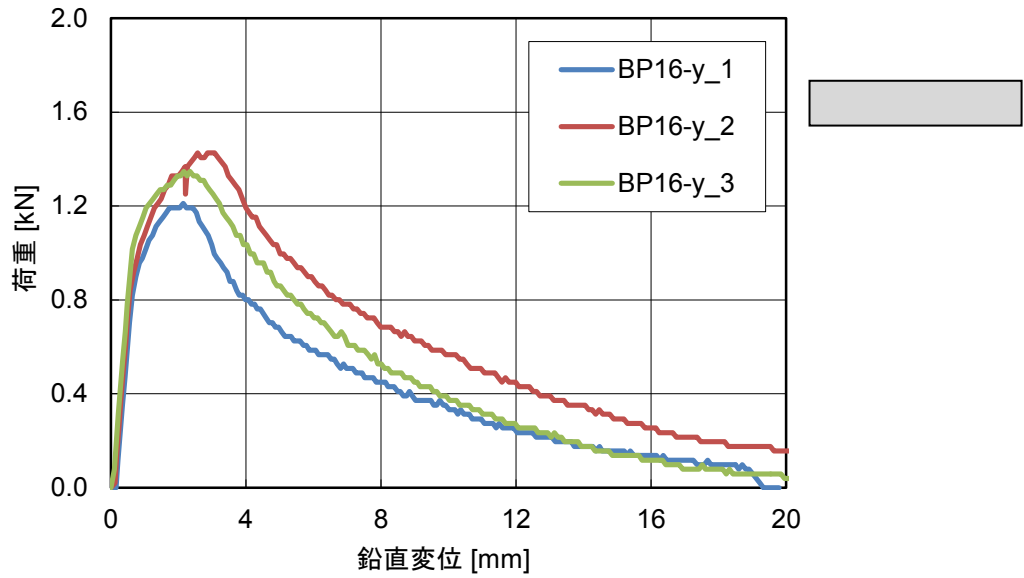


図 添-3.9 荷重—鉛直変位の関係 (BP16-y:無筋)

試験ケース「BP16-y：有筋」（鋼繊維混入率：1.6 vol.%，y 配向）

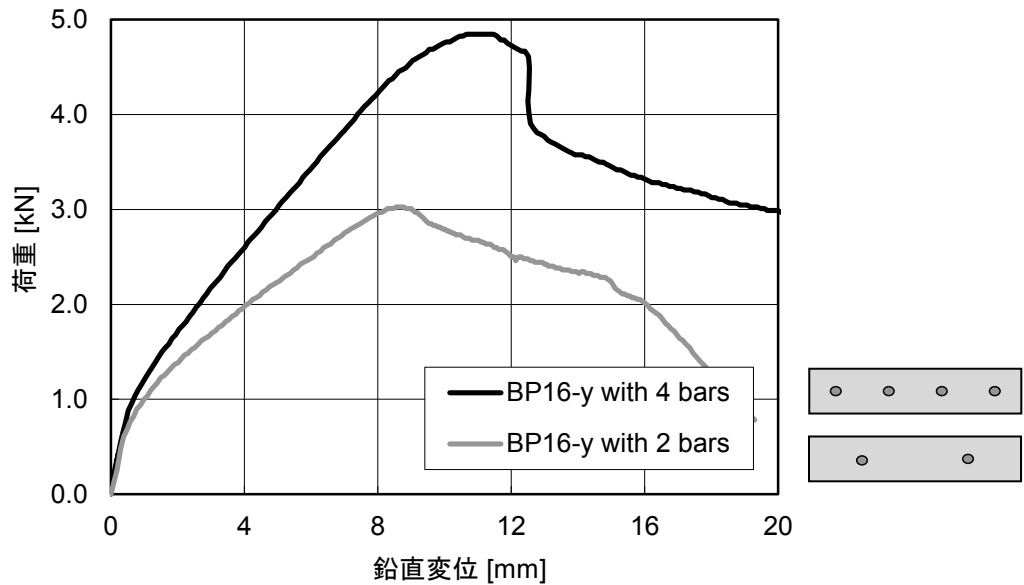


図 添-3.10 荷重—鉛直変位の関係 (BP16-y:有筋)

試験ケース「BP16-x(b) : 無筋」(鋼繊維混入率 : 1.6 vol.% [$L_f/d_f=20/0.3\text{mm}$], x 配向)

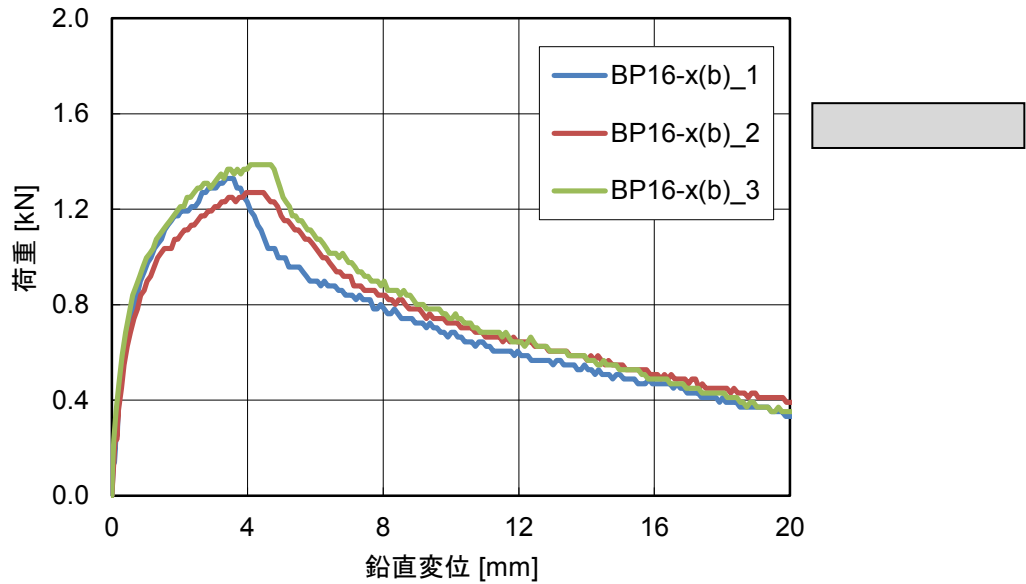


図 添-3.11 荷重—鉛直変位の関係 (BP16-x(b):無筋)

試験ケース「BP16-x(b) : 有筋」(鋼繊維混入率 : 1.6 vol.% [$L_f/d_f=20/0.3\text{mm}$], x 配向)

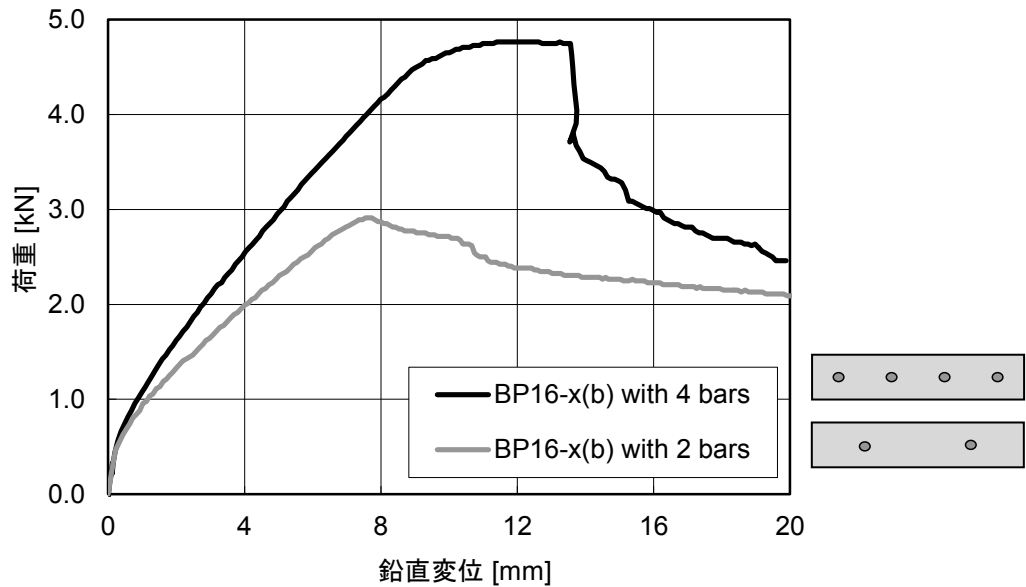


図 添-3.12 荷重—鉛直変位の関係 (BP16-x(b):有筋)

試験ケース「**BP16-x(c) : 無筋**」 (鋼繊維混入率 : 1.6 vol.% [$L_f/d_f=6/0.13\text{mm}$], x 配向)

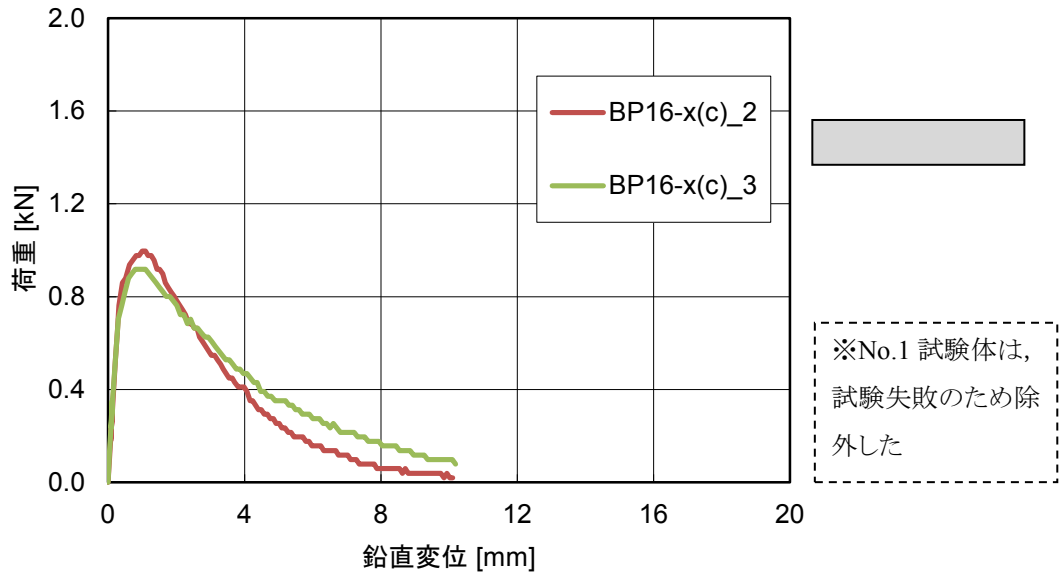


図 添-3.13 荷重—鉛直変位の関係 (BP16-x(c):無筋)

試験ケース「**BP16-x(c) : 有筋**」 (鋼繊維混入率 : 1.6 vol.% [$L_f/d_f=6/0.13\text{mm}$], x 配向)

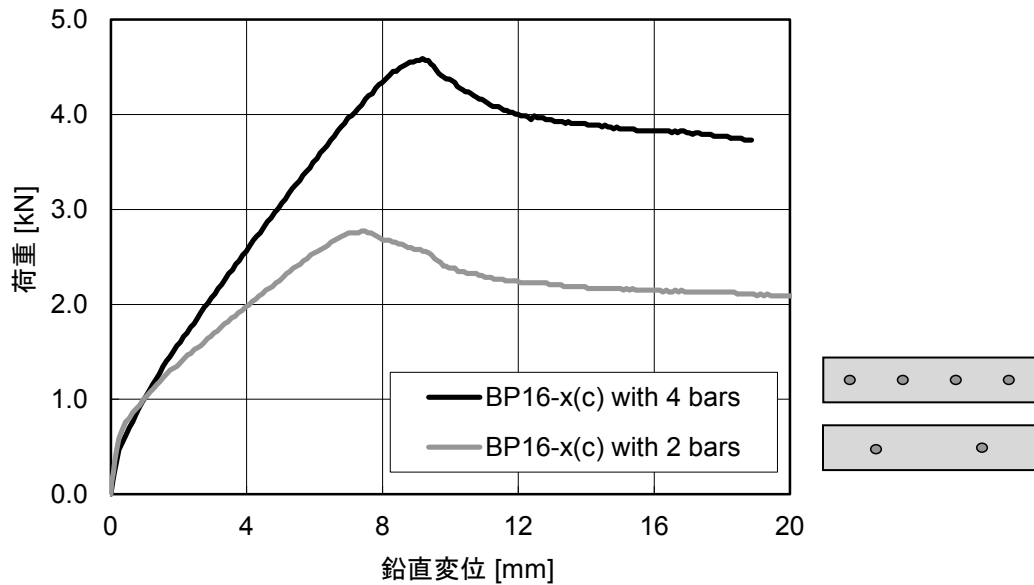


図 添-3.14 荷重—鉛直変位の関係 (BP16-x(c):有筋)

研究業績リスト

種 類 別	題名、発表・発行掲載誌名、発表・発行年月、連名者（申請者含む）
1. 論文	
○論文	塩永 亮介, 佐藤 靖彦, 圧縮強度 100 N/mm ² 程度の高性能繊維補強モルタルにおける初期ひずみ挙動および引張軟化特性, コンクリート工学論文集 第 27 巻, pp.33-42, 2016.5
○論文	塩永 亮介, 佐藤 靖彦, J. C. Walraven, 高性能繊維補強モルタルを適用した RC 部材の一軸引張挙動に関する研究, 土木学会論文集 E Vol.66 No.4, pp.366-379, 2010.10
○論文	塩永 亮介, 佐藤 靖彦, 高性能繊維補強モルタルのテンションスティフニングのモデル化, 構造工学論文集 Vol. 56A, pp.938-946, 2010.3
○論文	塩永 亮介, 佐藤 靖彦, J. C. Walraven, 鉄筋を有する高強度繊維補強モルタル部材の曲げ挙動, コンクリート工学年次論文集 Vol.30, No.1, pp.309-314, 2008.7
○論文	塩永 亮介, 佐藤 靖彦, J. C. Walraven, 鉄筋を有する高強度繊維補強モルタル部材の引張挙動, コンクリート工学年次論文集 Vol.29, No.3, pp.1459-1464, 2007.7
論文	W. Pansuk, 佐藤 靖彦, 上田 多門, 塩永 亮介, Shear capacity of Ultra-high performance fiber reinforced concrete beam, コンクリート工学年次論文集 Vol.28, No.2, pp.1405-1410, 2006.7
2. 講演	
講演	R. Shionaga, W. Pansuk, S. Grünwald, J.A. den Uijl, J.C. Walraven, Optimization of Tensile Strain-Hardening Cementitious Composites for Tensile Strain Capacity, 3rd International RILEM conference on Strain Hardening Cementitious Composites(SHCC3), pp.79-86, 2014.11
講演	Y. Sato, R. Shionaga, Y. Nakamura, Y. Nakajima, Experimental and Analytical Investigation on Failure Behavior of Steel Plate –UHPFRC Composite Beams-, 2 nd International Symposium on Ultra-High Performance Fibre Reinforced Concrete(UHPFRC2013), pp.99-106, 2013.10
○講演	塩永 亮介, 佐藤 靖彦, J. C. Walraven, 高性能繊維補強モルタル部材のひび割れ分散効果と新しい適用法, JCI-C82 繊維補強セメント系複合材料の新しい利用法に関するシンポジウム論文集, pp.369-376, 2012.9
講演	塩永 亮介, 中村 善彦, 中島 裕, 佐藤 靖彦, 高性能繊維補強モルタルを適用した鋼床版補強構造の検討, 土木学会第 67 回年次学術講演会(V-214), pp.427-428, 2012.9

種 類 別	題名、発表・発行掲載誌名、発表・発行年月、連名者（申請者含む）
○講演	<u>R. Shionaga</u> , Y. Sato , J. C. Walraven, Numerical Simulation of the Behaviour of High Performance Fibre Reinforced Mortar with Conventional Reinforcing Bars in Concentric Tension, 2nd International Symposium on Service Life Design for Infrastructure(SLDI), pp.783-790, 2010.10
○講演	<u>R. Shionaga</u> , J. C. Walraven, J. A. den Uij, Y. Sato, Cracking Behavior of High Performance Fiber Reinforced Mortar in Tension and Bending, 8th International Symposium on Utilization of High-Strength and High-Performance Concrete, pp.1053-1060, 2008.11
講演	山崎 大輔, W. Pansuk, 佐藤 靖彦, <u>塩永 亮介</u> , 繊維の配向性が自己充填型鋼繊維補強モルタルの引張軟化特性に及ぼす影響, 土木学会第 63 回年次学術講演会(V-261), pp.521-522, 2008.9,
講演	D. Yamazaki, Y. Sato, W. Pansuk, <u>R. Shionaga</u> , Influences of Fiber Orientation on Tensile Behavior of Self-Compacting Fiber Reinforced Mortar, The 3rd ACF International Conference(ACF/VCA 2008), pp.507-513, 2008.11
○講演	<u>R. Shionaga</u> , J. C. Walraven, J. A. den Uij, Y. Sato , Tension Stiffening of High Performance Fiber Reinforced Concrete, fib Symposium 2007 (Dubrovnik), pp.259-266, 2007.5
○講演	<u>R. Shionaga</u> , J. C. Walraven, J. A. den Uij, Y. Sato , Combined Effect of Steel Fibers and Reinforcing Bars in High Performance Fiber Reinforced Concrete, 16th International Conference on Building Materials (ibausil 2006/Weimar), 2006.9
○講演	<u>R. Shionaga</u> , J. C. Walraven, J. A. den Uij, Y. Sato , Structural Behavior of High Performance Fiber Reinforced Concrete in Tension and Bending, 6th International PhD Symposium in Civil Engineering (Zurich), 2006.8
3. その他	
著書	<u>塩永 亮介</u> , 戸田 勝哉, 伊藤 祐二, 高橋 晴香, SEC 工法によるコンクリートの性能改善と微細構造の分析, コンクリート工学 テクニカルレポート, Vol.53 No.10, pp.874-881, 2015.10
論文	<u>塩永 亮介</u> , 戸田 勝哉, 伊藤 祐二, 高橋 晴香, 分割練混ぜによるセメント水和率および遷移帯厚さの評価とコンクリート緻密性に与える影響, コンクリート工学 Vol.37 No.1, pp.541-546, 2015.7
講演	<u>塩永 亮介</u> , 今村 紅音, 戸田 勝哉, 大友 鉄平, 藤井 弘, 遮光性養生マットがコンクリート表層の温度・湿度および品質に及ぼす影響, 土木学会第 69 回年次学術講演会(V-384), pp.767-768, 2014.9

種 類 別	題名、発表・発行掲載誌名、発表・発行年月、連名者（申請者含む）
講演	塩永 亮介, 野瀬 裕之, 伊藤 祐二, 加藤 裕章, 橋本 博英, 佐藤 聡:DT 中性子を用いた高濃度ホウ素含有コンクリートの遮蔽実験（1）高濃度ホウ素含有コンクリートの開発, 日本原子力学会「2014 年秋の大会」, pp.601, 2014.9
論文	塩永 亮介, 戸田 勝哉, 伊藤 祐二, 高橋 晴香, 練混ぜ工法を変えたコンクリートの微細構造の分析と評価, コンクリート工学年次論文集, Vol.36, No.1, pp.610-615, 2014.7
講演	塩永 亮介, 山口 隆一, 鈴木 統, 鋼コンクリート合成床版の底鋼板継手部の耐荷挙動, 土木学会第 66 回年次学術講演会(I-022), pp.43-44, 2011.9
講演	塩永 亮介, 今村 紅音, 鉄筋を有する高強度繊維補強コンクリート部材の両引き試験, 土木学会第 65 回年次学術講演会(V-527), pp.1053-1054, 2010.9
講演	塩永 亮介, 山口 隆一, 今村 紅音, 上田 和哉, 仲村 篤, 都市高速における高強度繊維補強コンクリートのポンプ施工, 土木学会第 64 回年次学術講演会(V-320), pp.637-638, 2009.9
講演	増田 紅音, 塩永 亮介, 山口 隆一, 高強度繊維補強コンクリートの引張軟化特性, 土木学会第 63 回年次学術講演会(V258), pp.515-516, 2008.9
講演	塩永 亮介, 西土 隆幸, 安 雪暉, 鉄筋の腐食が RC 部材の引張挙動に与える影響, 土木学会第 62 回年次学術講演会(V-521), 2007.9
講演	塩永 亮介, 師山 裕, 倉田 幸宏, 高瀬 和男, コンクリート初期特性を考慮した床版の温度応力解析に関する一考察, 土木学会第 59 回年次学術講演会(CS8-035), 2004.9
論文	塩永 亮介, 川辺 篤宣, 山田 菊雄, 杉本 憲生, 鋼ポータルラーメン橋隅角部の静的載荷試験と解析評価, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No.2, 2004.7
講演	塩永 亮介, 倉田 幸宏, 嶽下 裕一, 室田 敬, 津田 久嗣, 場所打ち PC 床版施工時の温度応力に関するパラメータ解析, 土木学会第 58 回年次学術講演会(CS), 2003.9
講演	塩永 亮介, 戸田 均, 安川 義行, 藪野 真史, 稲葉 尚文, 場所打ち PC 床版 2 主桁橋の床版コンクリート初期ひずみ特性－佐分利川橋－, 土木学会第 57 回年次学術講演会(CS), 2002.9
講演	塩永 亮介, 河野 豊, 鈴木 統, 阿部 英彦, 合成床版橋軸方向継ぎ手部の静的載荷試験, 土木学会第 56 回年次学術講演会(CS), 2001.9