

FRP 材を用いた道路橋 RC 床版の補強法 および耐疲労性の評価に関する研究

小 森 篤 也

Study on the evaluation of reinforced method and fatigue durability of highway bridge RC slab using FRP materials

by Atsuya Komori

The bridges constructed during Japan's high economic growth period are almost 50 years old and are deteriorating rapidly. Especially RC slabs are deteriorating the most rapidly and require repair and reinforcement urgently. This paper describes a study of the reinforcing effects on fatigue durability of RC slabs reinforced by two kinds of FRP reinforcing methods. The first method consists of Continuous carbon Fiber Strand Sheets (CFSS), ultra-rapid hardening cement mortar (JCM) and epoxy adhesive (CFSS/JCM method), and is applied to the upper surface of over-hanged part of RC slabs. The second method consists of Continuous carbon Fiber Reinforced Polymer-Grid (CFRP-grid), Polymer Cement Mortar (PCM) and epoxy adhesive (CFRP-Grid/PCM method), and is applied to bottom surface of RC slabs. In order to evaluate fatigue durability of the slabs reinforced by each method, the wheel tracking tests were conducted, and the results were evaluated by the S-N curve equation previously proposed by Abe et al. For estimating the remaining service life of RC slabs. The following findings were obtained from the study.

1. CFSS/JCM method is effective to the RC slab life enhancement where negative bending moment is caused by lane changes of the vehicles, and/or by wind-power near the sound insulation walls. The life of the experimented slab was enhanced by 8.7 times longer. As CFSS/JCM method can be applied in a very short time, it makes the traffic restriction period minimum, which is very preferable to the upper surface rehabilitation methods of RC slabs.
2. CFRP-Grid/PCM method is also effective to the RC slab life enhancement. The enhancing effects were bigger when the epoxy adhesive is used between slab and PCM, and PCM and CFRP grid, compared to just using emulsion priming. The de-bonding were never occurred in cases of epoxy adhesive bonding even after the specimens were broken, whereas the de-bonding between slab and PCM, and PCM and grid were observed in emulsion priming cases. So good bond between RC slab and reinforcement is also good to the RC slab life prolongation.
3. Experimentally derived punching shear load and calculated punching shear load were compared in CFRP-Grid/PCM reinforcing methods, and agreed very well. So the S-N curve equation proposed by Abe et al is proved to be effective to CFRP-Grid/PCM method for predicting the lives of reinforced slabs.

In this study, two types of reinforcing slab methods were proposed. And the calculation results of the CFRP-Grid/PCM method RC slabs lives derived by the previously proposed S-N curve equation were agreed well to the experimental results. These two reinforcing methods and the prediction method are believed to contribute to the "bridge life extend repair plan" in Japan.

目 次

第1章 序 論

1.1 研究背景	1
1.2 既往の研究	2
1.2.1 FRP 材	2
1.2.2 RC 床版の補修・補強法	3
1.2.3 耐疲労性の評価・寿命予測推定および維持管理手法	4
1.3 本論文の目的と構成	4
第1章参考文献	8

第2章 道路橋 RC 床版の現状および補修補強と長寿命化修繕計画

2.1 はじめに	10
2.2 橋梁の現状および予防保全型維持管理計画	11
2.2.1 日本の道路橋の現状	11
2.2.2 予防保全型維持管理計画	12
2.3 道路橋 RC 床版の現状	13
2.3.1 首都圏の道路橋 RC 床版の損傷事例	13
2.3.2 海岸線に建設された RC 床版の損傷事例	14
2.3.3 積雪寒冷地域に建設された RC 床版の損傷事例	14
2.4 道路橋長寿命化修繕計画	15
2.4.1 道路橋 RC 床版の橋梁点検	15
2.4.2 対策区分および判定区分	20
2.4.3 健全性の診断の判定区分	21
2.4.4 道路橋長寿命化修繕計画	21
2.4.5 橋梁のマネジメントサイクル	22
2.5 補修・補強設計および実施計画	22
2.5.1 道路橋示方書の変遷	23
2.5.2 健全性の判定区分における補修・補強対策	25
2.6 道路橋 RC 床版の補修・補強方法	26
2.6.1 RC 床版上面からの補修・補修補強法	26
2.7 RC 床版下面からの補修・補修補強法	31
2.7.1 床版下面補強法	31
2.7.2 工法の選定	34
2.8 まとめ	36

第 2 章 参考文献	37
第 3 章 炭素繊維材料の力学特性および補強コンクリートの材料特性値	
3.1 はじめに	39
3.2 炭素繊維材料の分類および種類	40
3.2.1 炭素繊維材料の分類	40
3.2.2 炭素繊維材料の材料特性値	40
3.3 連続繊維シートの分類および種類	42
3.3.1 炭素繊維シート (CFS)	42
3.3.2 炭素繊維ストランドシート (CFSS)	43
3.3.3 アラミド繊維シート (AFS)	43
3.3.4 CFRP 格子筋	44
3.4 RC 床版の上面補修・補強法および補強材	45
3.4.1 RC 床版の上面補修・補強法	45
3.4.2 RC 床版の上面補修・補強に用いる セメント系材料および接着剤	47
3.5 RC 床版の下面増厚補強法および補強材	48
3.5.1 RC 床版の下面増厚補強法	48
3.5.2 RC 床版の下面増厚補強に用いる セメント系材料およびプライマー	49
3.5.3 RC 床版の下面増厚補強における接着剤の必要性	50
3.6 直接引張試験	51
3.6.1 直接引張試験の実験概要	51
3.6.2 直接引張試験の結果および考察	52
3.7 一面せん断試験	55
3.7.1 一面せん断試験の実験概要	55
3.7.2 一面せん断試験結果および考察	56
3.7.3 各種一面せん断強度との比較	60
3.8 まとめ	61
第 3 章 参考文献	63
第 4 章 CFSS および CFRP 格子筋とコンクリートの付着特性	
4.1 はじめに	65
4.2 CFSS を用いる性能試験の概要	66
4.2.1 CFSS の引張強度試験	66
4.2.2 CFSS を用いた上面補強材との付着強度の検証	68

4.2.3	ひずみ分布から見た応力伝達区間	74
4.2.4	有効付着長	78
4.3	CFRP 格子筋を用いる引張試験の概要	79
4.3.1	CFRP 格子筋の引張試験	79
4.3.2	CFRP 格子筋を用いた付着試験の概要	80
4.3.3	ひずみ分布から見た応力伝達区間	85
4.3.4	有効定着長 (L_y) と付着強度 (τ_y)	86
4.4	まとめ	87
	第 4 章参考文献	89

第 5 章 張出部を有する実橋 RC 床版の CFSS 上面接着補強法

5.1	はじめに	90
5.2	張出部の損傷および設計基準の変遷にともなう補強対策	91
5.2.1	張出部の損傷 (積雪寒冷地域)	91
5.3	供試体概要および損傷状況・劣化診断	93
5.3.1	供試体概要	93
5.3.2	RC 床版の損傷状況	94
5.3.3	供試体に用いる RC 床版の劣化診断	94
5.4	供試体材料および供試体寸法	97
5.4.1	コンクリート材料	97
5.4.2	補修材	97
5.4.3	供試体寸法	98
5.5	補修・補強方法	98
5.6	定点疲労実験および等価繰り返し回数	101
5.6.1	実験方法	101
5.6.2	定点疲労実験における S-N 曲線および 等価繰り返し回数	102
5.7	結果および考察	103
5.7.1	等価繰り返し回数	103
5.7.2	たわみと等価繰り返し回数の関係	103
5.7.3	等価繰り返し回数・荷重とたわみの関係	106
5.7.4	破壊状況	107
5.8	まとめ	108
	第 5 章参考文献	110

第6章 CFRP 格子筋を用いる道路橋下面増厚床版の耐疲労性の評価

6.1	はじめに	111
6.2	RC 床版下面の損傷状況および補強対策	112
6.2.1	RC 床版の下面損傷の事例	112
6.2.2	RC 床版の下面補強	113
6.3	使用材料および供試体寸法	113
6.3.1	供試体概要	113
6.3.2	使用材料	113
6.3.3	供試体寸法および鉄筋の配置	116
6.4	補強方法	119
6.4.1	下面増厚補強床版の概要	119
6.4.2	下面増厚補強法の施工手順	119
6.5	実験方法および等価走行回数	120
6.5.1	実験装置の概要	120
6.5.2	輪荷重走行疲労実験	121
6.5.3	等価走行回数	121
6.6	結果および考察	122
6.6.1	等価走行回数	122
6.6.2	たわみと等価走行回数の関係	123
6.6.3	ひずみと等価走行回数の関係	125
6.6.4	破壊状況	129
6.7	まとめ	132
	第6章参考文献	134

第7章 CFRP 格子筋を用いた下面増厚補強床版における S-N 曲線式との整合性

7.1	はじめに	135
7.2	RC 床版および PCM 下面増厚補強法における走行荷重実験	136
7.2.1	走行荷重実験用供試体材料	136
7.2.2	走行荷重実験に用いる供試体の寸法	138
7.2.3	走行荷重実験方法	140
7.2.4	走行荷重実験方法における結果および考察	141
7.3	RC 床版の S-N 曲線式および押抜きせん断耐荷力	143
7.3.1	松井らが提案する RC 床版の S-N 曲線式および 前田らが提案する RC 床版の押抜きせん断耐荷力式	144
7.3.2	阿部らが提案する RC 床版の S-N 曲線式および 押抜きせん断耐荷力式	148

7.4	まとめ	152
	第7章参考文献	153
第8章 総括		
8.1	総括	154
	謝辞	159

第1章 序 論

1.1 研究背景

日本では、高度経済成長期（1954年～1973年）に多くの社会資本が整備された。しかし、この当時に建設された社会資本は建設後50年が経過し、老朽化が進行しており、これらを維持するための補修・補強技術の開発や維持管理手法の構築が重要な課題となっている。道路橋においても同様に供用開始後50年が経過し、老朽化が問題視されている。2013年の調査によると、日本で供用されている支間2.0m以上の橋梁数は約70万橋であるが、建設年次等が判明している橋梁数は約40万橋であり、約30万橋が不明である。記録のある約40万橋の内、建設後50年が経過する橋梁数の割合は18%となっており、10年後の2023年には43%、20年後の2033年には67%へと増大する^{1.1)}。これらの老朽化を迎える橋梁に対して、従来は、損傷が顕在化した時期に架替えも含めた大規模な修繕、すなわち「架替えも含めた事後的な維持管理」が実施されてきた。しかし、架替えも含めた事後的な維持管理を実施した場合、橋梁を管理する地方公共団体では、膨大な費用の増大が懸念されている。そこで国土交通省では橋梁を計画的に点検し、健全度を評価しながら損傷が軽微な段階で、少ないコストで計画的に修繕を行う「架け替えも含めた予防保全型維持管理」へと政策を転換し、2009年に「道路橋長寿命化修繕計画事業」^{1.2)}を策定した。これに伴い地方公共団体においても「道路橋長寿命化修繕計画」を立案し、これに基づいて計画的に修繕が実施され、5年ごとに橋梁点検および道路橋長寿命化修繕計画の見直しが行われている。

一方、国土交通省では、2015年を「社会資本メンテナンス元年」と位置付け、国を挙げて老朽化対策に取り組むための体制が整備され、政府、地方公共団体等における、あらゆるインフラを対象とした今後の取り組みの全体像として「インフラ長寿命化基本計画」が示された。この基本計画では、全国のあらゆるインフラについて着実に老朽化対策を実施するため、各インフラの管理者等がインフラ長寿命化計画（行動計画）を作成することが規定され、社会資本の長寿命化計画は確実に実施されるものと期待できる。

地方公共団体が実施している「道路橋長寿命化修繕計画」における橋梁点検結果によると、橋梁部材の中で最も損傷が著しいのは、大型車輛の走行荷重を直接受けるRC床版であり、修繕計画予算の50%近くに及んでいる^{1.3)}。RC床版の損傷要因としては、大型車輛の繰り返し走行による疲労損傷、海岸線に建設された橋梁のRC床版では、飛来塩分に起因する鉄筋の腐食に伴うかぶりコンクリートのはく離、積雪寒冷地域においては融雪剤の散布による塩害と凍害の複合劣化などが挙げられる^{1.4)}。よって、このような損傷を受けたRC床版の補修・補強対策が重要な課題となっている。従来の補修・補強法には、通行止めを必要としない床版下面からの補強法として、連続繊維シート接着補強、鉄筋を配置した下面増厚補強、鋼板接着補強などが行われている^{1.5)}。また、通行止めを必要とするが、上面損傷および耐荷力の向上を図るためにポリマーセ

メントモルタル（以下、PCM とする）による上面補修や、鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC とする）による上面増厚補強および、連続繊維シート（以下、CFS とする）接着補強など^{1.5)}が実施されている。しかし近年、RC 床版の張出部では雨水の滞水により、表面コンクリートの土砂化やスケーリングなどが多く見られ、この補修・補強技術の開発も急務となっている。また、下面増厚補強法においては引張補強材に鉄筋を配置し、PCM 吹付けによる下面増厚補強が施された RC 床版においては、増厚界面のはく離によるはく落や配置された鉄筋の発錆などが報告され、これらの補修・補強技術の開発が喫緊の課題となっている。

そこで本研究では、道路橋 RC 床版の張出部の上面損傷の補強法として、熱硬化性樹脂を繊維で強化した複合材料（以下、FRP とする）の 1 つである炭素繊維ストランドシート（以下、CFSS とする）と接着剤を用いる超速硬セメントモルタル（以下、JCM とする）上面補強法における使用材料の特性値の検証、補強効果および耐疲労性の評価を行い、実用性を評価するとともに CFSS と接着剤を用いる JCM 上面補修・補強法を提案する。また、RC 床版の下面損傷および耐荷力・耐疲労性の向上を図る補強法として、軽量で錆が発生しない一面加工された炭素繊維強化樹脂格子筋（以下、CFRP 格子筋とする）を配置した PCM 吹付けによる下面増厚補強および CFRP 格子筋の配置と増厚界面に接着剤を塗布した下面増厚補強法における使用材料の特性値の検証、補強効果および耐疲労性を評価するとともに補強法を提案する。さらに、道路橋 RC 床版の予防保全型維持管理計画においては、健全度評価および寿命予測が重要となることから、CFRP 格子筋を用いた下面増厚補強法における耐荷力性能を評価し、RC 床版の寿命予測式である S-N 曲線式との整合性を検証し、CFRP 格子筋を用いた下面増厚補強法における寿命予測に関する考察を述べるなど、地方公共団体が管理する道路橋 RC 床版の補強法の一助とする。

1.2 既往の研究

1.2.1 FRP材

RC 床版の疲労による 2 方向ひび割れの発生および耐疲労性の向上を図るための補強材として、従来は CFS やアラミド繊維シート（以下、AFS とする）が用いられており、これらの材料については多くの研究者および研究機関で材料特性を示す各種試験が行われ、その特性値が示されている。例えば、CFS に関する研究は、吉澤ら^{1.6)}により「炭素繊維シート補強による RC 引張部材のひび割れ特性に関する研究」として、コンクリートひび割れ発生後の炭素繊維シートの付着特性について評価している。そして、AFS に関する研究では、岸ら^{1.7)}は「FRP シート曲げ補強 RC 梁に関するシートの剥離挙動解析」にて AFS を用い、補強された梁の実験からはく離挙動について評価している。また、CFS や AFS を用いた材料は、既に多くの橋梁の補強材として採用されている。一方、施工の合理化・省力化が図られる材料としては、工場でアラミド繊維や炭素繊維材を FRP 材化した材料も提案されている。CFSS は、炭素繊維およびアラミド繊維を直径 1.0mm 程度に FRP 化し、すだれ状とした連続繊維シートであり、炭素繊維を格子

状に FRP 化した CFRP 格子筋も開発されている。CFSS 材について小林ら^{1.8)}は、「FRP スtrandシート の材料特性と RC 梁の曲げ補強効果に関する研究」にて CFSS 材料の基本特性や付着特性を示し、CFRP 格子筋については、笠倉ら^{1.9)}により、「CFRP 格子筋と吹付けモルタルを用いた補強における格子筋定着特性」からコンクリートと FRP の付着の関係を示している。さらに、鉄筋に替わる材料として炭素繊維強化樹脂とした FRP ロッドが開発され、これらの材料は RC 床版の補強技術などに多く採用されている。しかし、CFSS 材や CFRP 格子筋を用いた RC 床版の補強技術について材料特性値は評価されているものの、補強効果や耐疲労性の検証についてはあまり行われていないのが現状である。よって、本研究ではこの 2 種類の FRP 材を用いた補強法および耐疲労性を検証するものとする。

1.2.2 RC床版の補修・補強法

RC 床版の補強法は、RC 床版上面から施工される上面補修・補強技術と RC 床版下面から補強する CFS 接着補強法、下面増厚補強法および鋼板接着補強法に大別されている。

RC 床版の上面補修・補強法については、高速道路調査会^{1.10)}より「床版上面増厚設計施工マニュアル」が発刊され、RC 床版の B 活荷重対策も含め、道路橋 RC 床版に対し、鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC という）を用いた上面増厚の基準が示されている。また、土木学会鋼構造委員会から「道路橋床版の維持管理マニュアル」^{1.5)}が発行されている。そして、下面増厚補強法においても FRP グリッド工法研究会^{1.11)}から「CFRP グリッド増厚・巻立て工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル（案）」が発行されるなど、各工法におけるマニュアルも整備されている。

一方、既往の研究では、RC 床版の上面補修・補強法について、阿部ら^{1.12)}は「RC 床版の上面損傷に用いる補修材の提案および補修サイクルにおける耐疲労性の評価」、伊藤ら^{1.13)}は「道路橋コンクリート床版上面の損傷部における補強方法に関する研究」より補強法が提案され、実施工に採用されている。

床版下面からの補強法に関する既往の研究は、炭素繊維材料を用いた補強法では、阿部ら^{1.14)}は「CFS 補強 RC 床版の輪荷重走行疲労実験における耐疲労性の評価および維持管理」、小林ら^{1.15)}は「炭素繊維シート格子接着工法により補強した RC 床版の疲労耐久性」、三田村ら^{1.16)}は「積雪寒冷地における既設 RC 床版の延命手法について」を実験より検証し、実用化されている。PCM 吹付けによる下面増厚補強法については、横山ら^{1.17)}により「下面増厚した RC 床版の輪荷重走行試験による疲労耐久性の評価」として、実用性を評価し、実橋で採用されている。また、鋼板接着補強法について、佐野ら^{1.18)}により「鋼板接着によるコンクリート部材の補強設計法に関する研究」として床版下面に用いる鋼板接着補強の設計法を示し、実用化されている。

しかし、上記に示す既往の研究は、床版上面の部分補修および全面増厚補強であり、RC 床版上面の張出部の補強法については、あまり研究が行われていないのが現状である。そして、PCM 吹付けによる下面増厚補強においては、引張補強材に鉄筋が用いられ、

錆の発生や鉄筋を格子状に組み立て施工することから施工時間が長時間となる。また、軸直方向および軸方向に格子状に組み立てすることから増厚層が厚くなり、死荷重の増大が懸念される。これらのことから、本研究では RC 床版の上面の張出部、すなわち負の曲げモーメントが及ぼす範囲に厚さ 2mm 程度の CFSS を接着補強する補強法および下面補強には厚さ 4.2mm 程度の CFRP 格子筋を配置した PCM 下面増厚補強を提案するものである。

1.2.3 耐疲労性の評価・寿命予測推定および維持管理手法

RC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価については、1964 年（昭和 39 年）に改訂した鋼道路橋設計示方書^{1.19)}の基準で設計された RC 床版が疲労損傷を受けたことから、松井ら^{1.20)}は輪荷重走行疲労試験装置を開発し、RC 床版の耐疲労性を評価するための S-N 曲線式の提案および、RC 床版の損傷過程における橋軸直角方向の貫通ひび割れによるはりを並べた状態、すなわちはり状化を考慮した押抜きせん断力学モデル・耐荷力式を提案し、寿命推定が可能となっている。一方、阿部ら^{1.21)}は RC 床版の損傷原因の 1 つとして、伸縮継手を通過する際に発生する大型車輛の荷重変動に着目し、動的影響を再現可能な輪荷重走行振動疲労試験機を開発し、「走行振動荷重を受ける RC はり・床版の耐力および動的影響に関する実験研究」により、荷重変動が RC 部材の耐荷力に及ぼす影響について示している。そして、1994 年改訂の道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）^{1.22)}に準拠し、モデル化した RC 床版供試体を用いて「道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価」^{1.23)}、さらには輪荷重走行実験による破壊メカニズムを基に「走行荷重が作用する道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力評価」^{1.24)}を行い、1980 年改訂の道示以降の道路橋 RC 床版の寿命推定の一助としている。

一方、道路橋の維持管理について、都道府県などの公共団体では、管理する橋梁を点検し、健全度を評価し、補強対策やコスト削減効果が得られ、予算の平準化を行う「道路橋長寿命化修繕計画」が策定され、その詳細が公開されている。例えば、千葉県^{1.3)}では、県が管理する道路橋の内、橋長 15m 以上の橋梁について修繕計画が公開されている。これによると、維持管理費用の中で最も修繕費が多い部材は RC 床版であり、修繕費用の 47% に達している。

以上のことから、本研究ではこれらの既往の研究成果に基づいて RC 床版の補強法および耐疲労性を検証・評価する。

1.3 本論文の目的と構成

本論文は、老朽化した道路橋 RC 床版および設計基準の変遷に伴う耐荷力性能、耐疲労性の向上を図るための補強法に、従来の鉄筋に替わる新材料である FRP 材を用いた補強法について、構造実験を行い実用性を検証する。そのためには、RC 床版の張出部上面および床版支間内の下面補強に用いる CFSS と 2 種類の接着剤を塗布し、JCM で増厚した場合の付着性能の検証する。また、RC 床版の下面増厚補強には CFRP 格子筋

とプライマーおよび接着剤を塗布し、それぞれに PCM 増厚補強した場合の補強界面の付着性についてを検証する。そして、33 年間供用され塩害・凍害の複合劣化した張出部を有する実橋 RC 床版供試体を用いて、張出部上面および床版支間内下面に CFSS 補強にを施し、2 点载荷による定点疲労実験を行い、補強効果および耐疲労性を検証する。次に、RC 床版の下面に CFRP 格子筋を用いた下面増厚補強法については、従来から引張補強材として使用されているワイヤーメッシュを配置した下面増厚補強法と、提案する CFRP 格子筋を配置した下面増厚補強法、増厚界面に CFRP 格子筋を配置し接着剤を塗布した補強法について、モデル化した RC 床版を用いて補強し、輪荷重走行疲労実験から、補強効果および耐疲労性の検証を行い、これら 2 種類の FRP 材を用いた RC 床版の補強法の実用性を検証する。一方、RC 床版の維持管理においては S-N 曲線式を用いて寿命予測や健全性が評価されている。よって、本研究においても CFRP 格子筋を用いた下面増厚補強法において、耐荷力性能と輪荷重走行疲労実験から得られた等価走行回数との関係から、RC 床版の寿命予測式である S-N 曲線式との整合性を検証し、予防保全型維持管理計画における補強対策の一助とするものである。

本論文は、全 8 章より構成されており、以下に各章ごとの要旨を述べる。

第1章「序 論」では、道路橋の主要部材の中で最も損傷が著しい RC 床版に着目し、維持管理の必要性など背景を述べる。また、RC 床版の補強材として新材料である FRP 材に関する既往の研究、RC 床版の補強法および RC 床版の寿命予測に関する既往の研究を整理し、本研究の課題となる FRP 材を用いた RC 床版の張出部上面の補強法および FRP 材を用いた PCM 下面増厚補強法の必要性を述べ、本研究の目的の位置づけを論じる。

第2章「道路橋RC床版の現状および補修補強と長寿命化修繕計画」では、日本の道路橋の現状を示し、予防保全型維持管理の実施フローに基づいて道路橋点検、対策区分および健全性の診断、措置、記録について述べ、予防保全型維持管理の必要性を示す。また、RC 床版の現状では、損傷状況と道路橋点検における損傷区分と土木学会が示す劣化過程との整合性を述べるとともに、RC 床版の損傷状況および道路橋の設計基準の変遷に伴う各種補強法について事例を述べ、各種損傷に適応した補強法の必要性を論じる。

第3章「炭素繊維材料の力学特性および補強コンクリートの材料特性値」では、RC 床版の補強材として採用されている炭素繊維材料の特性を述べるとともに、本研究に用いる 2 種類の FRP 材の特性を示す。また、本提案する上・下面補強法においては、既設 RC 床版とセメントモルタルとの界面での離れが懸念されることから、2 種類のプライマーとエポキシ樹脂接着剤を用い、引張試験および一面せん断試験を実施し、それぞれの引張強度および一面せん断強度を評価するとともに、輪荷重を受ける RC 床版にセメント系モルタルを用いた増厚補強における接着剤の有効性を検証する。

第4章「CFSSおよびCFRP格子筋とコンクリートの付着特性」では、CFSS と CFRP 格子筋の 2 種類の補強材を用い、それぞれの力学的性能を明らかにするとともに、補強時に付着界面となるコンクリートと各補強材を用いた場合の付着特性を実験的に検証した。補強材の力学的性能評価では、CFSS を各種接着樹脂で硬化させた際の性能を検証するとともに CFRP 格子筋の力学的性能について評価した。また、土木学会により規定される付着試験方法により、補強材の発生ひずみ・応力との関係、剥離破壊エネルギーや付着強度および定着長さなど、設計時に必要なコンクリートとの付着性能について実験的に検証する。

第5章「張出部を有する実橋RC床版のCFSS上面接着補強法」では、疲労と塩害・凍害による複合損傷を受けて 33 年間供用され、撤去された実橋道路橋 RC 床版を補強に用いて評価する。また、既往の道路橋 RC 床版上面補強法について取りまとめるとともに、新たに提案する CFSS と接着剤および JCM を組合せて補強する床版上面補強法について、定点疲労実験により耐疲労性を評価した。検証の結果、本提案する補強法は耐疲労性が確保され実用的であるとともに、JCM を用いることで工期短縮が図れることを示す。

第6章「CFRP格子筋を用いる道路橋下面増厚床版の耐疲労性の評価」では、補強材に CFRP 格子筋、増厚材料に PCM を用いた RC 床版の下面増厚補強法において、従来から増厚界面の処理に使用されてきたプライマーとエポキシ樹脂接着剤を増厚界面に用い、輪荷重走行実験による耐疲労性の評価を行う。また、CFRP 格子筋と鉄筋相当のワイヤーメッシュを用いた供試体および有効高さを変化させて CFRP 格子筋を配置した供試体の耐疲労性を評価し、本研究で提案する新たな接着剤塗布型床版下面増厚施工法の有効性について論じる。

第7章「CFRP格子筋を用いた下面増厚補強床版におけるS-N曲線式との整合性」では、第 6 章で詳しく述べた、補強材に CFRP 格子筋、増厚材料に PCM、増厚界面に接着剤を用いた RC 床版の下面増厚補強法において、走行荷重実験を行い、実験耐荷力および押抜きせん断耐荷力式から、道路橋 RC 床版の終局破壊状況となる押抜きせん断耐荷力との整合性を確認する。あわせて、補強が施された RC 床版の残存余寿命の推定を行うため、現在提案されている S-N 曲線式との整合性を検証する。

第8章「総括」では、各章における結論を総括して、本論文の主な研究成果とする。各章における結論から、本論文の主な研究成果である 2 種類の FRP 材を用いた道路橋 RC 床版の上・下面補強法について総括する。まず、RC 床版の張出部上面補強法では、CFSS と接着剤および JCM を組み合わせた補強法について、材料試験における付着特性、定着長の評価、定点疲労実験における耐疲労性を評価する。一方、RC 床版の下面増厚補強では、界面にプライマーおよび接着剤を塗布し、CFRP 格子筋を配置した下面

増厚補強の界面材料による付着強度および一面せん断強度を評価および輪荷重走行疲労実験における耐疲労性を評価する。さらに、RC床版の寿命予測式であるS-N曲線式との整合性を検証し、道路橋長寿命化修繕計画における「予防保全型維持管理」に向けた道路橋RC床版に対する上・下面の新たな補強法として提案する。

第1章参考文献

- 1.1) 国土交通省：道路構造物の現状（橋梁），2013
- 1.2) 国土交通省：国土交通省インフラ長寿命化計画，2014
- 1.3) 千葉県：千葉県長寿命化修繕計画報告書，2010
- 1.4) (公社) 日本道路協会：道路橋補修・補強事例集(2009)，2009
- 1.5) 土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル，2012
- 1.6) 吉澤弘之，呉 智深：炭素繊維シート補強による RC 引張部材のひび割れ特性に関する研究，土木学会論文集，No. 613，V-42，pp.249-262，1999
- 1.7) 岸 徳光，三上 浩，張 広鋒：FRP シート曲げ補強 RC 梁に関するシートの剥離挙動解析，土木学会論文集，土木学会論文集，No. 725，V-58，pp.255-272，2003
- 1.8) 小林 朗，佐藤靖彦，高橋義裕，立石晶洋：FRP スtrandシート の材料特性と RC 梁の曲げ補強効果に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30(3)，pp.1561-1566，2008
- 1.9) 笠倉亮太，宇治公隆，梁 俊，佐藤貢一：CFRP 格子筋と吹付けモルタルを用いた補強における格子筋定着特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No2，pp.853-858，2007
- 1.10) (公財) 高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル，1995
- 1.11) FRP グリッド研究会：CFRP グリッド増厚・巻立て工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル(案)，2001
- 1.12) 阿部 忠，伊藤清志，大野 晃，山下雄史：RC 床版の上面損傷に用いる補修材の提案および補修サイクルにおける耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.60A，pp.1122-1133，2014
- 1.13) 伊藤清志，山下雄史，加形 護，大野 晃，阿部 忠：道路橋コンクリート床版上面の損傷部における補修方法に関する研究，第 56 回日本学術会議材料工学連合講演会講演論文集，pp.55-56，2012
- 1.14) 阿部 忠，木田哲量，元 燦豪，小森篤也：CFS 補強 RC 床版の輪荷重走行疲労実験における耐疲労性の評価および維持管理，セメント・コンクリート論文集，Vol. 65，No. 1，pp. 493-500，2011
- 1.15) 小林 朗，蔡 華堅，西 勝，松井繁之：炭素繊維シート格子接着工法により補強した RC 床版の疲労耐久性，コンクリート工学年次論文集，Vol.27(2)，pp.1513-1518，2005
- 1.16) 三田村浩，佐藤 京，西 弘明，渡辺忠朋：積雪寒冷地における既設 RC 床版の延命手法について，構造工学論文集 Vol.56A，pp.1239-1248，2010
- 1.17) 横山和昭，鹿野善則，紫桃孝一郎：下面増厚した RC 床版の輪荷重走行試験による疲労耐久性の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.26，No.2，pp.1717-1722，2004
- 1.18) 佐野 正，三浦 尚：鋼板接着によるコンクリート部材の補強設計法に関する研究，

- 土木学会論文集, No. 550, Vol. 33,, pp.117-129, 1996
- 1.19) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書, 1964
 - 1.20) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007
 - 1.21) 阿部 忠, 木田哲量, 星埜正明, 加藤清志, 徐 銘謙：走行振動荷重を受ける RC はり・床版の耐力および動的影響に関する実験研究, 土木学会論文集 A, Vol.62, No.1, pp.1-13, 2006
 - 1.22) 日本道路橋会：道路橋示方書・同解説 I, II, III, 1994.
 - 1.23) 阿部 忠, 木田哲量, 高野真希子, 川井 豊：道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価, 土木学会論文集 A1, Vol.67, No.1, pp.39-54, 2011
 - 1.24) 阿部 忠, 木田哲量, 水口和彦, 川井 豊：走行荷重が作用する道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力評価, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.1468-1477, 2009

第2章 道路橋RC床版の現状および補修補強と長寿命化修繕計画

2.1 はじめに

道路橋 RC 床版は、交通量の増大に伴う車輛の繰り返し走行や過積載車の走行などにより 1985 年頃から 2 方向ひび割れなどの疲労損傷が発生し、最終的に抜け落ちなどの陥没、すなわち押抜きせん断破壊に至っている^{2.1), 2.2)}、また、ひび割れが発生した床版に雨水が浸入した場合、寿命はさらに低下する^{2.3)}。そして、海岸線に建設された道路橋 RC 床版は、飛来塩分の浸透により鉄筋に発錆がみられ、かぶりコンクリートに錆汁の沈着や錆の膨張によるはく落などの塩害が生じている。さらに、積雪寒冷地域の RC 床版は、凍結防止剤の散布による塩害、凍結路面の融解された塩水が RC 床版内部に浸透し、下面には遊離石灰や錆汁の沈着が見られる。また、RC 床版上面は融解によって長期間湿潤状態となることから輪荷重の作用により、輪荷重設置面には大きな圧縮力が作用し、セメント成分が溶出する。塩害と凍結融解を繰り返すことでコンクリート床版上面はスケーリングや骨材化、すなわち土砂化となる。また、下面では発錆によるかぶりコンクリートのはく落も生じている。よって、RC 床版の上面損傷および下面の 2 方向ひび割れや、はく落損傷した床版に対する補強対策および維持管理の構築が重要な課題となっている。

一方、高度経済成長期に建設された橋梁は建設後 50 年が経過し、材料の経年劣化や疲労による損傷などが生じている。現在、建設後 50 年が経過する橋梁の設計基準は、1964 年（昭和 39 年）改訂の鋼道路橋設計基準^{2.4)}で設計されたものであり、当時の設計荷重は 196kN で、等級は 1 等橋、2 等橋の区分である。床版厚は薄く、鉄筋には丸鋼が使用され配力筋は主筋の 70%の鉄筋量である。その後、数回にわたって設計基準の改訂が行われ、1994 年（平成 6 年）改定の道路橋示方書・同解説^{2.5)}（以下、道示とする）では、設計荷重が 245kN に引き上げられ、等級は B 活荷重、A 活荷重に区分された。床版厚は大型車輛の計画交通量による割増しなどにより、1964 年基準と比較して床版厚も厚く、主筋・配力筋ともに曲げモーメントによる鉄筋量が配置されている。

以上のように設計基準の変遷、すなわち 1994 年（平成 6 年）以降の道示^{2.5)}と比較すると大きな差異が生じることになる。よって、B 活荷重対応に対する補強技術の確立も喫緊の課題である。

道路橋長寿命化修繕計画では、2007 年に国土交通省が「橋梁点検要領（案）」^{2.6)}を発行し、これに基づいて地方公共団体では一斉に橋梁点検が開始された。その後、2009 年に都道府県・政令都市を対象に「道路橋長寿命化修繕計画事業」^{2.7)}が策定され、それぞれが管理する橋長 15m 以上の橋梁を対象に「道路橋長寿命化修繕計画」が立案された。その後、2013 年には市町村においても「道路橋長寿命化修繕計画」が立案され、補修・補強対策が実施されている。現在は、2014 年に改訂された「橋梁定期点検要領」^{2.8)}に基いた点検が実施されている。

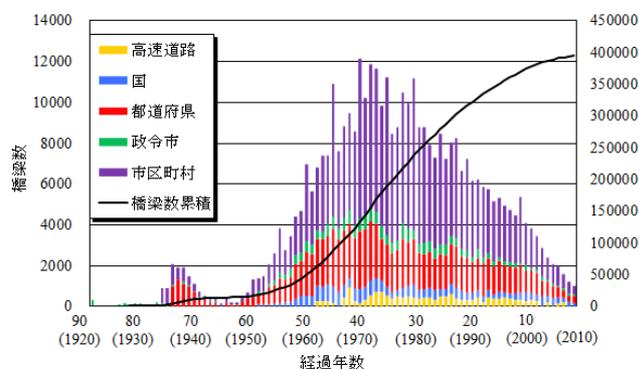
そこで第 2 章では、我が国の橋梁および RC 床版の現状、設計基準である道示の変遷

に対する補強対策，橋梁定期点検要領に示す RC 床版の損傷区分・判定区分および土木学会が示す劣化過程との整合性を示す。また，現在実施されている RC 床版の上面および下面への補修・補強技術について述べるとともに，2014 年改訂の橋梁定期点検要領^{2.8)}に基づいて RC 床版の予防保全型維持管理計画，すなわち「道路橋長寿命化修繕計画」について考察する。

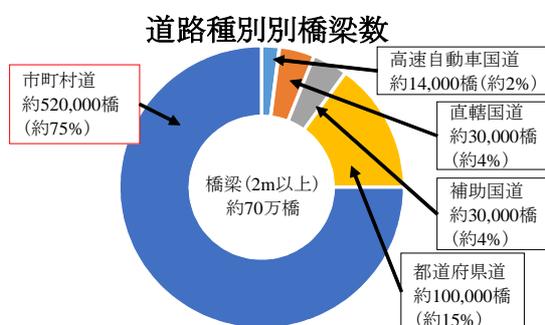
2.2 橋梁の現状および予防保全型維持管理計画

2.2.1 日本の道路橋の現状

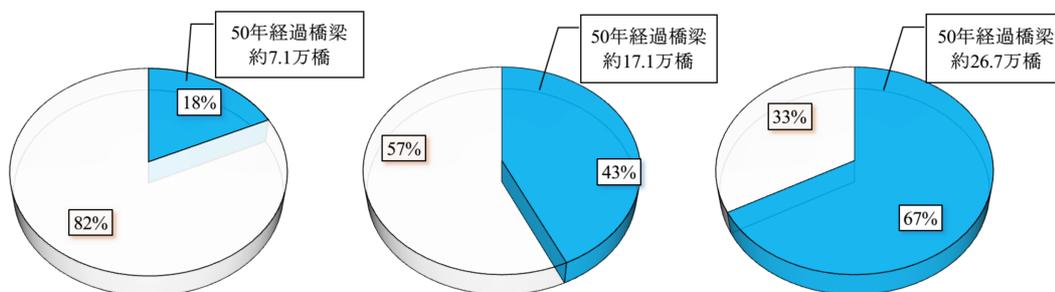
日本の道路橋は，日本経済が飛躍的に成長を遂げた高度経済成長期である 1954 年（昭和 29 年）12 月から 1973 年（昭和 48 年）11 月までの約 19 年間に多く建設された。これらの橋梁は建設後 40 年から 50 年が経過し，老朽化が進行している。ここで，建設年度別の橋梁数を図－2.1 に示す^{2.9)}。また，道路管理者別の橋梁数を図－2.2 に示す^{2.9)}。これによると，全国で建設された 2.0m 以上の橋梁数は約 70 万橋である。なお，建設年度が不明な橋梁数が約 30,000 万橋存在する。この 70 万橋について道路管理者別に分類すると，高速自動車国道が約 14,000 橋（約 2.0%），直轄国道が約 30,000 橋（約 4.0%），補助国道が約 30,000 橋（約 4.0%），都道府県道が約 100,000 橋（約 15%），市町村道が約 520,000 橋（約 75%）であり，地方公共団体が管理する橋梁は全体の 90% である。



図－2.1 日本の橋梁数^{2.9)}



図－2.2 道路管理者別の橋梁数^{2.9)}

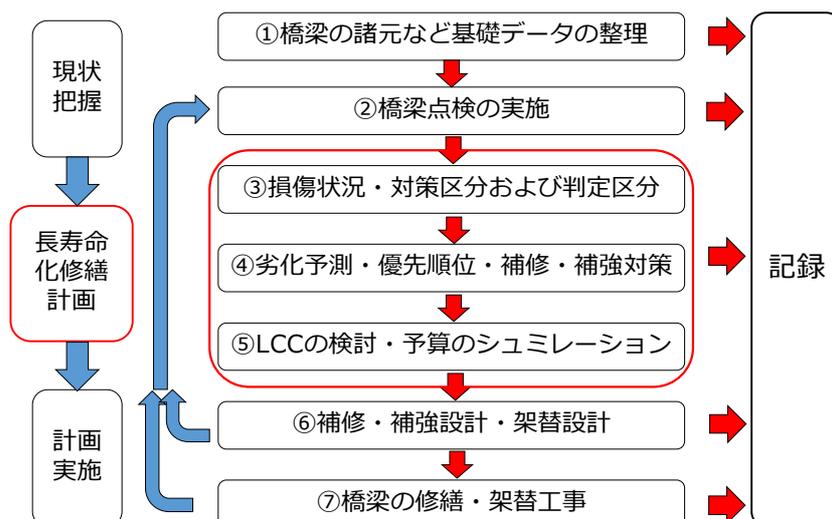


図－2.3 50 年が経過する橋梁数の割合^{2.9)}

次に、建設年度が不明な橋梁数を除いた建設後 50 年が経過する橋梁数を図－ 2.3 に示す^{2.9)}。これによると、建設後 50 年が経過する橋梁数は平成 25 年で約 71,000 橋 (18%)、10 年後の 2023 年では約 171,000 橋 (43%)、20 年後の 2033 年では 267,000 橋 (67%) へと増大することになる。以上のように、建設後 50 年が経過する老朽化した橋梁数は年々増加し、これらを一斉に大規模修繕や架け替えを実施した場合、管理する地方公共団体では膨大な費用の増大が懸念されている。よって、国土交通省では 2009 年に「道路橋長寿命化修繕計画事業」^{2.7)} を策定し、これに基づいて地方公共団体では「道路橋長寿命化修繕計画」を立案し、計画的に修繕を実施している。一方、国土交通省では 2014 年を「メンテナンス元年」と位置付け、道路分野においても各都道府県に「道路メンテナンス会議」が整備され、本格的な維持管理がスタートした。これにより、損傷が軽微な段階で、計画的な修繕および架け替えも含めた予防保全型維持管理計画へと移行されることとなり、少ないコストで修繕し、安全・安心が確保できる維持管理が実施されることとなった。

2.2.2 予防保全型維持管理計画

日本の橋梁数は、橋長 2.0m 以上の集計によると約 70 万橋が建設されている。従来は、橋梁の損傷が顕在化した時期に、大規模な修繕および架け替えも含めた「事後的な維持管理計画」が実施されていた。しかし、この事後的な維持管理計画を実施した場合は、数年後には管理する橋梁数の約 20%が老朽化を迎えることとなり、これらを一斉に事後的修繕を実施した場合には膨大な費用の増大が懸念される。そこで、低コストで安全・安心が確保できる維持管理手法として、予防保全型維持管理へと政策転換されている。ここで、予防保全型維持管理計画の実施フローを図－ 2.4 に示す。



図－ 2.4 予防保全型維持管理の実施フロー

予防保全型維持管理では、地方公共団体が管理する橋梁の現状調査が行われている。ここでは、①橋梁の諸元などの基礎データを整理する。次に、②橋梁定期点検要領に基

づいて5年ごとに橋梁点検結果および補強対策を記録する。次に、長寿命化修繕計画を実施する。ここでは、橋梁の定期点検の結果から、③部位ごとに損傷の状況を把握し、損傷度および健全度を判定する。そして、修繕対策の必要性を判定する。④判定された橋梁および部位の健全度から劣化予測し、補強対策を検討する。その後、建設後100年間維持するための⑤ライフサイクルコスト（LCC）の検討を行い、各公共団体が管理可能な100年間維持するための予算の平準化を行う。

道路橋長寿命化修繕計画が立案された後、計画の実施となる。現状では、長寿命化修繕計画における判定区分で緊急対応の必要な橋梁および部位については、⑥補修・補強設計を実施する。長寿命化修繕計画では建設した当時の機能を回復することが基本であるが、橋梁の設計基準に対応する補強設計が重要となる。設計後、⑦修繕、すなわち補修・補強が行われている。これ以外の橋梁においては損傷が軽微な段階で計画的に平準化した予算に基づいて予防的な維持管理を実施するものである。

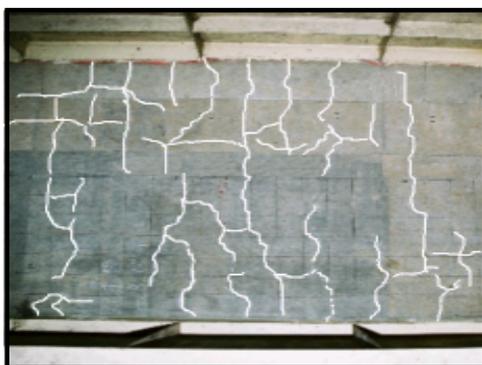
以上のように、道路橋においては5年ごとに橋梁点検を実施し、損傷度から健全性の診断の判定区分を行い、優先順位を決めて計画的な維持管理手法が構築され、コストの縮減効果が得られると同時に橋梁の長寿命化が可能となる。

2.3 道路橋RC床版の現状

道路橋長寿命化修繕計画における橋梁点検で、最も損傷が著しい部位はRC床版であり、建設地域の環境条件によっても大きく異なる。道路橋RC床版の損傷状況は、交通量の多い首都圏の道路橋RC床版、交通量の少ないが、積雪寒冷地域の道路橋RC床版および海岸線に建設されて道路橋RC床版に分類される。

2.3.1 首都圏の道路橋RC床版の損傷事例

鋼道路橋RC床版は、交通量の多い都市部では、車輛の繰り返し荷重による2方向ひび割れが多く発生している。ここで、交通量の多い首都圏の道路橋RC床版の損傷事例を写真－2.1に示す。



(1) 2方向ひび割れ



(2) 2方向ひび割れと遊離石灰

写真－2.1 首都圏の道路橋RC床版の損傷事例

写真－ 2.1 (1) に示す RC 床版下面の 2 方向のひび割れは、1971 年に供用された高速道路の RC 床版の損傷状況である。ひび割れ状況は 2 方向ひび割れが伸縮継手を通じた端床桁から中間床桁付近まで及んでいる。この RC 床版のひび割れの発生要因は、伸縮継手の段差による大型車輛の荷重変動の影響によるもの考えられる。また、ひび割れは鋼主桁付近まで達成していることからはり状化していると判定できる。しかし、遊離石灰の沈着や漏水が見られないことから橋面防水工が施されている床版であると考えられる。次に、写真－ 2.1 (2) に示す RC 床版下面の 2 方向ひび割れは、1965 年代に建設された地方公共団体が管理する橋梁の床版である。損傷状況は、軸直角方向、すなわち主筋方向に 0.2mm 以上のひび割れが発生し、また、軸方向、すなわち配力筋方向にもひび割れが発生している。ひび割れ間隔は 500mm 程度であるが、一部は主筋位置に発生している。また、ひび割れ位置には遊離石灰が格子状に沈着していることから橋面防水工が施されていない床版であると考えられる。

2.3.2 海岸線に建設されたRC床版の損傷事例

海岸線に建設された道路橋 RC 床版は飛来塩分により、鉄筋の発錆に伴う損傷が発生している。ここで、海岸線に建設された道路橋 RC 床版の損傷事例を写真－ 2.2 に示す。



(1) 鉄筋の露出と漏水



(2) 漏水と錆汁の沈着

写真－ 2.2 海岸線に建設された RC 床版の損傷事例

写真－ 2.2 (1) は、海岸線から数キロの位置に建設された RC 床版である。この RC 床版は鉄筋が露出し、飛来塩分による発錆が見られる。また、漏水により遊離石灰も発生している。また、写真－ 2.2 (2) も同様に、飛来塩分を受けた RC 床版の損傷状況であり、漏水と鉄筋は飛来塩分により腐食した鉄筋の錆汁が沈着している。このように、海岸線に建設された道路橋 RC 床版は、飛来塩分により鉄筋が腐食し、はく落寸前の状態である。また、橋面防水工が施されていないことから漏水が著しく、鉄筋の発錆がより進行している状態である。

2.3.3 積雪寒冷地域に建設されたRC床版の損傷事例

積雪寒冷地域の RC 床版は、疲労損傷に加え、融雪剤の散布による塩害と凍害の複合



(1) スケーリングおよび土砂化



(2) スケーリングに伴う遊離石灰

写真－ 2.3 積雪寒冷地域に建設された RC 床版の損傷事例

損傷を受けている。ここで、積雪寒冷地域に建設された RC 床版の損傷事例を写真－ 2.3 に示す。写真－ 2.3 は、積雪寒冷地域に建設された RC 床版で、1978 年に建設され供用開始後 33 年で撤去された床版である。損傷状況は、融雪剤や凍結防止剤の散布にり、融解時には床版上面は常時湿潤状態となり、輪荷重の支圧によりセメント成分が溶出し、走行を繰り返すことでスケーリングや土砂化となる。とくに、写真－ 2.3 (1) に示すように横断勾配により、地覆側のかぶりコンクリートがスケーリングしている。また、RC 床版上面コンクリートのスケーリングに伴い、床版厚が薄くなることで耐疲労性が低下し、写真－ 2.3 (2) に示すように、床版下面には 2 方向のひび割れが発生している。また、上面コンクリートのスケーリングによる遊離石灰が貫通ひび割れに侵入し、下面には融雪剤による塩化物イオンを含む水と遊離石灰が床版下面に沈着している。

以上のように、建設された地域によって床版の損傷状況も大きく異なっている。とくに、交通量が少ない場合でも建設地域の環境条件が床版寿命に大きく影響している。よって、状況に応じた補修・補強技術の開発が急務である。

2.4 道路橋長寿命化修繕計画

2.4.1 道路橋RC床版の橋梁点検

橋梁点検は、道路橋の各部材の状態を把握、診断し、当該道路橋に必要な措置（補修・補強）を行うために必要な情報を得るためのものであり、安全で円滑な交通の確保や第三者への被害の防止を図り、橋梁の維持管理を適切に行うために必要な情報を得ることを目的に実施する。よって、適切に橋梁を点検し、橋梁および部材ごとの損傷状況を把握し、対策区分の判定および健全性の判定を行い、これらの結果を記録するものである。

RC 床版の損傷に対する点検は、床版下面からの点検が主で、上面損傷に対する点検は舗装の異常から点検される。ここでは、RC 床版の下面からの点検と上面の舗装の異常について記載する。

(1) 橋梁定期点検要領に示す損傷区分と土木学会の劣化過程との整合性

道路橋 RC 床版の損傷は、大型車輛の繰り返し走行による疲労による損傷が主である

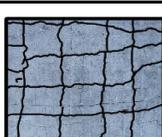
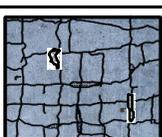
が、さらに、疲労による損傷と漏水の影響による鉄筋の発錆や遊離石灰の発生による複合した損傷となる。よって、2007年発行の国土交通省の橋梁点検要領（案）^{2.6)}における点検項目は、①ひび割れ幅に着目した程度、②はく離・鉄筋の露出に関する一般状況、③漏水・遊離石灰に関する一般状況について損傷度ごとに示されている。ここで、定期点検要領に示すRC床版の点検項目および一般状況を表－2.1に示す。ここで、玉越ら^{2.10)}は表－2.1に示す損傷度ランク a, b, c, d, e と土木学会コンクリート標準示方書^{2.11)}に示す劣化過程の関連性について、損傷度 a, b が潜伏期、c が進展期、d が加速期（前期）、e が加速期（後期）と示されている。なお、抜け落ちに近い損傷は劣化期に相当するものとして取り扱われている。ここで、2007年の橋梁点検要領（案）に示す損傷区分と土木学会の劣化過程の関係を表－2.1に併記した。

一方、2014年発行の橋梁定期点検要領^{2.8)}では、床版下面に発生した1方向と2方向のひび割れ状況から損傷度が判定されている。また、RC床版のひび割れ状況にかかわらず、コンクリートのはく離、鉄筋の露出が生じている場合も同様な損傷と扱われている。さらに、漏水・遊離石灰や塩害による錆汁の発生状況は床版ひび割れの点検要領で取り扱うとともに「漏水・遊離石灰」の項目でも点検し、損傷度の判定を行うこととなっている。次に、ひび割れ損傷が著しい床版のコンクリート塊が抜け落ちた場合には、当該要素では「抜け落ち」として扱うものとしている。ここで、2014年発行の橋梁定期点検要領に示されているひび割れと漏水・遊離石灰の複合損傷についての損傷度と点検区分を表－2.2に示す。

以上のように、2014年の橋梁点検要領^{2.8)}では、RC床版の点検は、1方向、2方向のひび割れの発生状況を適切に区分し、漏水・遊離石灰の発生も含めて区分されている。ここで、2007年の点検要領^{2.6)}（案）に示すひび割れ損傷および漏水・遊離石灰の損傷度と2014年の定期点検要領^{2.8)}での改訂について表－2.3に示す。これによると、ひび割れ損傷に漏水・遊離石灰が複合された場合の損傷度は1ランク損傷度が高くなっている。ここで、道路橋RC床版の現状における写真－2.1（1）に示す損傷ランクは、2方向のひび割れが発生しているものの漏水・遊離石灰の発生が見られないことから損傷度c、土木学会が示す劣化過程は進展期に相当するものである。なお、軸直角方向のひび割れは主桁位置まで発生し、その間隔は1m程度で正・負の曲げ領域で発生していることから等方性が失われ、はり状化していることから、早期にひび割れ抑制のための補強が必要となる。次に、写真－2.1（2）は、2方向のひび割れと漏水・遊離石灰の発生が見られ、ひび割れ状況からの損傷度はc、漏水・遊離石灰での損傷度もcに相当するものであるが、2014年改訂の橋梁定期点検要領^{2.7)}では、d、加速期（前期）に相当する損傷である。補強対策としては、ひび割れ抑制のための補強と橋面防水工が必要となる。

一方、写真－2.2（1）に示す損傷状況は、2方向ひび割れは確認できないものの、漏水が著しく、鉄筋が露出し発錆が見られることから点検要領は表－2.1に示すはく離・鉄筋の露出に関する一般状況から判定すると、損傷度eで加速期（後期）に相当する損傷である。この床版は、鉄筋が露出していることから設計厚が確保されているか詳細点検を行い、床版厚が確保されていない場合には耐荷力性能の向上を図るための補強対策

表 - 2.1 RC床版の点検要領 (2007年) ^{2.6)}

損傷区分	ひび割れ幅に着目した程度	損傷状況	はく離・鉄筋露出に関する一般的状況	損傷状況	漏水・遊離石灰に関する一般的状況	損傷状況	劣化過程
a	ひび割れは主として1方向のみで、最小ひびわれ間隔が概ね1.0m以上		損傷なし		損傷なし		潜伏期
	ひび割れ幅が0.05mm以下 (ヘアクラック程度)						
b	1.0m~0.5m、1方向が主で直角方向は従、かつ格子状ではない						
	0.1mm以下が主であるが、一部に0.1mm以上も存在する						
c	0.5m程度、格子状直前のもの		はく離のみが生じている		ひび割れから漏水が生じているが、錆汁や遊離石灰がほとんど見られない		進展期
	0.2mm以下が主であるが、一部に0.2mm以上も存在する						
d	0.5m~0.2m程度、格子状に発生		鉄筋が露出しているが、鉄筋の腐食は軽微である		ひび割れから漏水が生じているが、錆汁はほとんど見られない		加速期 (前期)
	0.2mm以上が目立ち部分的な角落ちもみられる						
e	0.2mm以下、格子状に発生		鉄筋が露出しており、鉄筋が著しく腐食している		ひび割れから著しい漏水や遊離石灰が生じている。あるいは漏水に著しい錆汁の混入が認められる		加速期 (後期)
	0.2mm以上がかなり目立ち連続的な角落ちが生じている						
—							劣化期

表－ 2.2 RC床版の点検要領（2014年）^{2.8)}

状態	1方向ひびわれ			2方向ひびわれ		
	性状	ひびわれ	漏水・遊離石灰	性状	ひびわれ	漏水・遊離石灰
a		損傷なし	なし	—		
b		<ul style="list-style-type: none"> ひびわれは主として1方向のみ 最小ひびわれ間隔は問わない 最小ひびわれ幅は0.05mm以下（ヘアークラック程度） 	なし	—		
c		<ul style="list-style-type: none"> ひびわれは主として1方向のみ ひびわれ間隔は問わない ひびわれ幅は0.1mm以下主（一部には0.1mm以上も存在） 	なし		<ul style="list-style-type: none"> ひびわれは格子状 格子の大きさは0.5m程度以上 ひびわれ幅は0.1mm以下が主（一部には0.1mm以上も存在） 	なし
d		<ul style="list-style-type: none"> ひびわれは主として1方向のみ ひびわれ間隔は問わない 最大ひびわれ幅は0.2mm以下が主（一部には0.2mm以上も存在） 	なし		<ul style="list-style-type: none"> ひびわれは格子状 格子の大きさは0.5m～0.2m ひびわれ幅は0.2mm以下が主（一部には0.2mm以上も存在） 	なし
		<ul style="list-style-type: none"> ひびわれは主として1方向のみ ひびわれ間隔は問わない 最大ひびわれ幅は0.2mm以下が主（一部には0.2mm以上も存在） 	あり		<ul style="list-style-type: none"> ひびわれは格子状 格子の大きさは問わない ひびわれ幅は0.2mm以下が主（一部には0.2mm以上も存在） 	あり
e		<ul style="list-style-type: none"> ひびわれは主として1方向のみ ひびわれ間隔は問わない 最大ひびわれ幅は0.2mm以上がが目立ち、部分的な角落ちも見られる 	なし		<ul style="list-style-type: none"> ひびわれは格子状 格子の大きさは0.2m以下 ひびわれ幅は0.2mm以上が目立ち、部分的な角落ちも見られる 	なし
		<ul style="list-style-type: none"> ひびわれは主として1方向のみ ひびわれ間隔は問わない 最大ひびわれ幅は0.2mm以上がが目立ち、部分的な角落ちも見られる 	あり		<ul style="list-style-type: none"> ひびわれは格子状 格子の大きさは問わない ひびわれ幅は0.2mm以上が目立ち、部分的な角落ちも見られる 	あり

表－ 2.3 橋梁点検要領における2007年と2014年との対応^{2.6), 2.8)}

床版ひび割れ	漏水・遊離石灰	改訂案
a(損傷なし)	a	a
a(軽微な損傷)	a	b
b	a	c
c	a	
b(軽微な損傷)	c, d, e	d
c	c, d, e	
d	a	
b(重傷)	c, d, e	e
d	c, d, e	
e	a, c, d, e	

の検討が必要となる。次に、写真－ 2.2 (2) は、漏水により遊離石灰の発生や鉄筋の発錆によりコンクリートにうきが発生していることから、漏水・遊離石灰の発生に関する一般状況から損傷度を判定すると損傷度 e で加速期（後期）に相当する損傷である。いずれの損傷も橋面防水工や鉄筋の錆を除去し、セメント系モルタルや鋼繊維補強コンクリートで断面修復や増厚補強法などが検討される。

写真－ 2.3 (1) は、疲労と塩害・凍害を受けた RC 床版であり、ひび割れ状況、漏水・遊離石灰の発生状況においていずれも劣化期に相当する損傷である。なお、写真－ 2.3 (2) の上面損傷については、舗装の異常および路面の凹凸からの点検が必要となる。

(2) RC 床版の上面からの点検法

道路橋 RC 床版上面の損傷は、実橋ではアスファルト舗装の打ち換え時に発見され、併せて補修が行われているのが現状であり、点検時に発見しにくい損傷である。ここで、積雪寒冷地域の RC 床版上面の損傷事例を写真－ 2.4 に示す。この床版はアスファルト舗装が舗設されている床版であるが、凍害の影響により床版上面コンクリートはスケーリングや土砂化となっており、既に劣化期に相当する損傷である。



写真－ 2.4 床版の上面損傷

2014 年の橋梁定期点検要領^{2.8)}では、RC 床版の上面損傷については「舗装の異常」で点検するとされている。舗装の異常に関する一般状況は、RC 床版の上面コンクリートがスケーリングや土砂化することにより、舗装上面に床版コンクリートの遊離石灰の発生や 5.0mm 程度のひび割れが発生、さらにはポットホールなどが発生する状態である。このような現象が舗装上面に発生した場合は、下面の床版コンクリートに何らかの損傷が生じていることになる。とくに近年は、橋面舗装には透水性のアスファルト舗装が施されることにより、橋面防水工が施されていない床版では、雨水が界面に滞水、もしくは貫通ひび割れに進入し、輪荷重が作用することで支圧によりセメント成分が溶出し、それが舗装上面に遊離石灰として沈着する。この現象を繰り返すことで舗装にひび割れが発生する。また、雨水が床版上面に滞水することで輪荷重の支圧により、コンクリートからセメント成分が溶出し、ポットホールとなる。したがって、舗装に異常が見られた時点で舗装を撤去し、床版上面の点検を行う必要がある。ここで、舗装の異常における点検要領を表－ 2.4 に、舗装の異常の一例を写真－ 2.5 に示す。

以上より、RC 床版の上面損傷に関する点検は「舗装の異常」の一般状況において、舗装表面に遊離石灰が沈着した状態で舗装を撤去し、RC 床版上面の損傷状況を点検する必要がある。また、舗装の異常における損傷区分 c、すなわち 5mm 程度のひび割れが確認された床版は舗装を撤去し、RC 床版の損傷状況を点検し、早期に補強することで RC 床版の延命化が図られるものと考えられる。なお、上面損傷が著しい床版におい

表－ 2.4 舗装の異常^{2,8)}



写真－ 2.5 舗装の異常の一例

損傷区分	一般的状況
a	損傷なし
b	
c	舗装のひび割れ幅が5mm程度未満の軽微な損傷がある
d	
e	舗装のひび割れ幅が5mm以上であり、舗装直下の床版上面のコンクリートが土砂化している。又は鋼床版上面に疲労き裂により過度のたわみが発生している可能性がある。

ては床版下面には漏水・遊離石灰の一般状況にも関連する。

2.4.2 対策区分および判定区分

橋梁点検後の対策区分判定は、部材の重要性や損傷の進行状況、環境の条件など様々な要因を総合的に評価し、橋梁全体および部位ごとに、損傷状況に対する橋の機能状態などの性能や健全性などの状態についての一次的な評価（判定）を行うものである。

橋梁定期点検要領に基づいて点検された RC 床版の損傷状況から損傷度を判定し、床版の損傷状況を把握した上で、対策の必要性および詳細点検の必要性を判定する。

ここで、対策区分を表－ 2.5 に、健全性の判定区分を表－ 2.6 に示す。

表－ 2.5 対策区分の判定区分^{2,8)}

区分	内容
A	補修を行う必要がない
B	状況に応じて補修を行う
C1	予防保全の観点から、速やかに補修等を行う必要がある
C2	耐久性確保の観点から、速やかに補修等を行う必要がある
E1	橋梁構造の安全性の観点から、速やかに補修等を行う必要がある
E2	橋梁構造の安全性の観点から、緊急対応の必要がある
M	維持工事に対応する必要がある
S1	詳細調査の必要がある
S2	追跡調査の必要がある

表－ 2.6 健全性の診断の判定区分^{2,8)}

区分	状態	対策区分
I 健全	構造物の機能に支障が生じない状態	A,B
II 予防保全段階	構造物の機能に支障が生じないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態	C1,M1
III 早期措置段階	構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずるべき状態	C2
IV 緊急措置段階	構造物の機能に支障が生じている。又は、生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を構図すべき状態	E1,E2

道路橋長寿命化修繕計画では、橋梁および部位ごとに表－ 2.5 に示す対策区分から判定を行う。なお、維持管理計画を立案するためには判定区分 S1, S2 についても詳細調査を実施し、最終的には判定区分 A, B, C1, C2, E1, E2 に判定する必要がある。

2.4.3 健全性の診断の判定区分

橋梁および部材ごとに健全性の判定を行う。2007年の橋梁点検要領^{2.6)}(案)では、対策区分は示されているが健全性を評価する判定区分なく、道路橋長寿命化修繕計画を立案する公共団体が独自で基準を設けていた。例えば、千葉県では健全度A, B, C, Eの4段階で評価している^{2.7)}。2014年の橋梁定期点検要領では、健全性の判定区分を表-2.6として与えている^{2.8)}。なお、対策区分との対応を表-2.6に示す健全性の判定区分に併記した。

RC床版の損傷度を判定した後、対策の必要性を判定し、この時点で詳細点検の必要性がある部材については再調査を行い、最終的には健全性の判定区分を行って措置するものである。

ここで、写真-2.1(1)に示すRC床版は損傷区分cであり、土木学会が示す劣化過程は進展期に相当する床版である。健全性の判定区分は、早期措置段階のⅢに相当する。また、写真-2.1(2)のRC床版の損傷区分は2方向ひび割れに漏水が見られることから損傷区分d, 加速期(前期)に相当する。健全性の判定区分はⅢに相当する。次に、写真-2.2(1)のRC床版は損傷区分e, 加速期(後期)に相当する床版である。鉄筋の発錆, 鉄筋の露出, すなわちかぶり不足となり、橋梁構造の安全側の観点から緊急対応が必要であることから、健全性の判定区分はⅣに相当する。写真-2.2(2)の床版は、損傷区分e, 加速期(後期)に相当し、健全性の判定区分はⅣに相当する。

写真-2.3(1)は、疲労と塩害・凍害を受けたRC床版であり、抜け落ちの危険性があることから抜け落ちと判定し、また劣化過程は劣化期に相当する損傷である。また、写真-2.3(2)は上面損傷も著しいことから架替えが必要な床版と判定される。

2.4.4 道路橋長寿命化修繕計画

道路橋長寿命化修繕計画における健全性の判定区分においては、公共団体ごとに管理水準を設けている。例えば、道路橋長寿命化修繕計画実施以降は、健全性の判定区分Ⅳは発生させないことから判定区分Ⅲで措置を行うなどの管理水準を設け、修繕計画を立案している。ここで、従来の事後保全計画と予防保全計画の関係について図-2.5に示す。

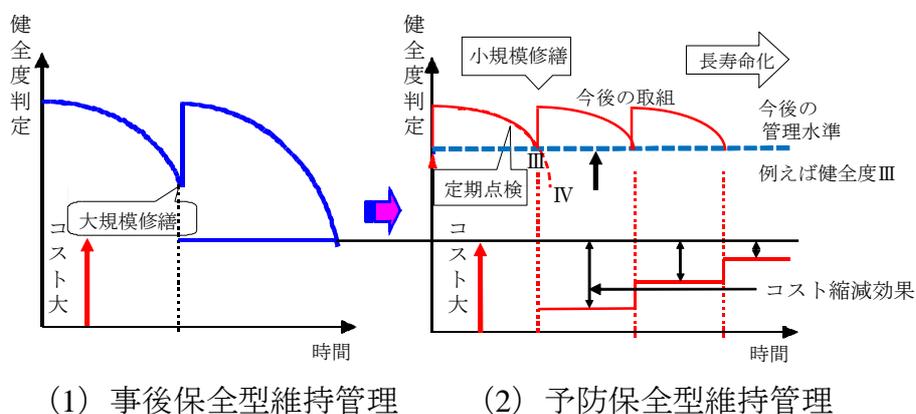
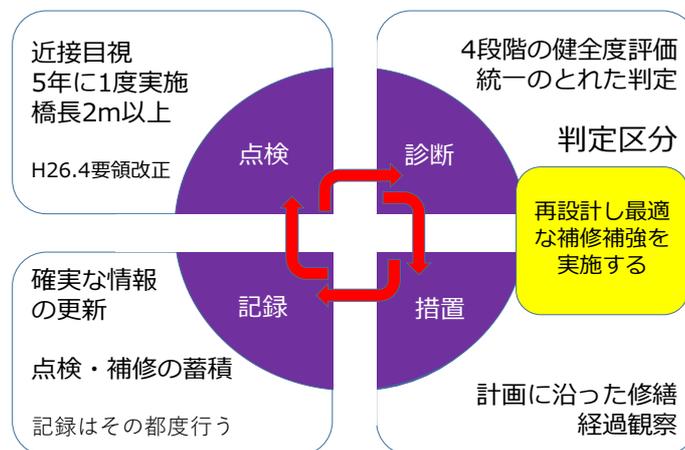


図-2.5 事後保全計画と予防保全計画の関係

従来は、損傷が顕在化した時点で大規模修繕や架け替えも含めた修繕が実施されていた。すなわち、図－2.5 (1) に示す健全性が失われた時点で大規模修繕が行われることからコストが膨大となる。これに対して道路橋長寿命化修繕計画では、5年ごとに橋梁を点検して健全性を判定し、損傷が軽微な段階で修繕を実施する予防保全型維持管理を計画するものである。これは図－2.5 (2) に示すように、公共団体が設定する管理水準に達した時、すなわち損傷が軽微な段階で修繕を繰り返し実施する計画である。予防保全型維持管理を実施することでライフサイクルコスト (LCC) を低減するとともに、橋梁および部材の延命化を図り、利用者に安全・安心を与えるものである。なお、修繕計画は建設後 100 年間維持するため計画および予算のシミュレーションを行い、公共団体では毎年、平準化した予算で修繕を実施している。

2.4.5 橋梁のマネジメントサイクル

橋梁のマネジメントサイクルを図－2.6 に示す。図－2.6 に示す「点検」では、2014年の点検要領および公共団体独自の点検要領に基づいて5年ごとに橋梁点検を実施する。その後、「診断」では部位ごとに損傷度を判定し、修繕をするための4段階の健全性を判定する。そして、「措置」では、修繕計画に沿った修繕を実施し、修繕後は経過観察が必要となる。最後の「記録」では「点検」、「診断」、「措置」で全ての記録を行うが、ここでは確実な情報の更新など当該橋梁が利用されている期間はこれを保存するものである。このサイクルを5年ごとに実施して見直しを行う。



図－2.6 橋梁のマネジメントサイクル

2.5 補修・補強設計および実施計画

道路橋 RC 床版は、損傷状況と設計基準の変遷を考慮して補強対策が検討される。とくに、RC 床版は大型車輛の過酷な荷重条件を強いられ、疲労損傷が発生している。さらに、高度経済成長期に建設された鋼道路橋 RC 床版の設計荷重は 20tf (195kN) であ

ったが、1994年（平成6年）改訂の道示^{2.5)}では25tf（245kN）に改訂され、現行示方書に至っている。したがって、補強においては、損傷状況に応じた補強法と現行の設計基準を満たすための補強対策の双方からの検討が必要である。

2.5.1 道路橋示方書の変遷

RC床版に関する設計基準は、1926年（大正15年）6月に「道路構造に関する規則案（内務省土木局）」^{2.12)}が定められ、2014年（平成24年）現在の「道示」^{2.13)}に至るまで多くの改訂が繰り返され、この規定に基づいてRC床版の設計が行われてきた。ここで、道路橋の床版に関する道示の基準の変遷を表-2.7、2.8に示す。

道路橋の設計基準は表-2.7に示すように、交通量の増大に伴い、1956年5月（昭和31年）の「鋼道路橋設計示方書」^{2.14)}からRC床版の設計基準の本格的な整備が行われ、基準が示された。とくに、車両の大型化により設計自動車荷重が20tf（196kN）へと引き上げられ、さらに、鋼道路橋RC床版の適用支間も4.0mまでとした活荷重曲げモーメント式、および最小床版厚が規定された。また、材料、設計、製作技術の進歩と高度経済成長期における橋梁建設の増加という社会的要請から、1964年6月（昭和39年）の「鋼道路橋設計示方書」^{2.4)}においては、鉄筋の許容応力度が $1,800\text{kgf/cm}^2$ へと引き上げられた。しかし、この当時設計されたRC床版は、交通量の増大や過積載などにより1965年頃からひび割れ損傷が多く報告されるようになり、RC床版の疲労損傷機構の解明に関する研究が開始された。これに伴い設計基準も大幅に見直され、1968年5月（昭和43年）の「鋼道路橋の床版設計に関する暫定基準（日本道路協会（案）」^{2.15)}、その後、設計活荷重曲げモーメントの増強、床版厚の増厚、鉄筋の許容応力度の引き下げ、配力鉄筋量の増加などがなされ、1973年2月（昭和48年）道示^{2.16)}が改訂された。1973年（昭和48年）頃からRC床版のひび割れ損傷を再現すべく、輪荷重移動試験機を開発し、走行荷重による疲労試験が行われ、その原因究明が精力的に行われた。そして、1980年4月（昭和55年）改訂の道示^{2.17)}により、大型車輛の1日1方向の計画交通量や施工の難易度による最小床版厚が規定された。さらに、1993年11月（平成5年）の政府からの規制緩和^{2.18)}により、大型自動車総重量が引き上げられたことを受け、1994年2月（平成6年）の道示^{2.5)}では、設計活荷重が20tf（196kN）から25tf（245kN）へと引き上げられ、2002年（平成14年）改訂^{2.19)}では、SI単位に変更されるとともに設計法も性能照査型設計法へと改められた。また、橋面防水工の必要性も規程されるなどの改訂が行われ現在に至っている。

以上のように、建設後50年が経過する道路橋RC床版は、設計活荷重、床版厚、鉄筋量などの改定によって、維持管理計画を行う上では、設計基準の変遷に合わせた補強対策が必要である。なお、道路橋長寿命化修繕計画では建設された当時の基準に準拠した修繕が基本である。しかし、交通量の多い路線や緊急路線の橋梁については、現行示方書の基準に準拠した補強対策が必要になるものと考えられる。

表 - 2.7 道路橋示方書の変遷 (2.4) , (2.5) , (2.8) , (2.9) , (2.13) ~ (2.17) , (2.19)

	橋の等級		車両荷重 ^{*1}	曲げモーメント式 ^{*2}		鉄筋の許容応力 (SD30)	最小床版厚	配筋筋量	
	道路の種類	等級		自動車	主鉄筋方向				配力筋方向
昭和31年5月(1956.5) 鋼道路橋設計示方書	一級国道	一等橋	T-20, P=8.0tf	$2 < L \leq 4.0m$ $M_{L(1+i)} = \{0.4 \cdot P(L-1)\} / \{L+0.4(L+i)\}$ $i=20/(50+L)$	規定なし	1,200kgf/cm ²	有効厚さ11cm	主筋断面の 25%以上	
	二級国道								
	主要地方道								
	都道府県道 市町村道	二等橋	T-14, P=5.6tf						
昭和39年6月(1964.6) 鋼道路橋設計示方書	同上	同上	同上	同上	同上	1,800kgf/cm ²	同上	同上	
昭和43年5月(1968.5) 鋼道路橋の床版設計に 関する暫定基準案	一級国道	一等橋	T-20, P=8.0tf	$2 < L \leq 4.0m$ $M_{L(1+i)} = \{0.4 \cdot P(L-1)\} / \{L+0.4\}$	規定なし	1,400kgf/cm ²	$t_0 = 3L + 9 \geq 16cm$	主筋断面の 70%以上	
	二級国道								
	主要地方道								
	都道府県道 市町村道	二等橋	T-14, P=5.6tf						
昭和48年2月(1973.2) 道路橋示方書	高速自動車国道	一等橋	T-20, P=8.0tf (9.6tf)	$M_{L(1+i)} = 0.8(0.12L + 0.07)P$	$M_{L(1+i)} = 0.8(0.10L + 0.04)P$	同上	$t_0 = 3L + 11 \geq 16cm$	左欄の配力 筋方向モー メント式によ り計算	
	一般国道								
	都道府県道								
	市長村道								
	都道府県道 市町村道	二等橋	T-14, P=5.6tf						
昭和55年4月(1980.4) 道路橋示方書	高速自動車国道	一等橋	T-20, P=8.0tf (9.6tf)	同上	同上	許容応力度 1400kgfに対し て200kgf程度余 裕を持たせる	$t_0 = 3L + 11$ $t = k_1 \cdot k_2 \cdot t_0$ ^{*3} $k_1 = \text{交通量の係数}$ $k_2 = \text{付加モーメント}$ の係数	同上	
	一般国道								
	都道府県道								
	市長村道								
	都道府県道 市町村道	二等橋	T-14, P=5.6tf						
平成6年4月(1994.4) 道路橋示方書・同解説	同上	B活荷重 A活荷重	T-25, P=10.0tf	$M_{L(1+i)} = 0.8(0.12L + 0.07)P \cdot K_\alpha$ $K_\alpha = \text{割り増し係数}$ ^{*4}	$M_{L(1+i)} = 0.8(0.10L + 0.04)P$	同上	同上	同上	
平成8年12月(1996.12) 道路橋示方書・同解説	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上
平成14年3月(2002.3) 道路橋示方書・同解説	同上	同上	T-200, P=100kN	同上	同上	同上	同上	同上	同上
平成24年3月(2012.3) 道路橋示方書・同解説	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上	同上

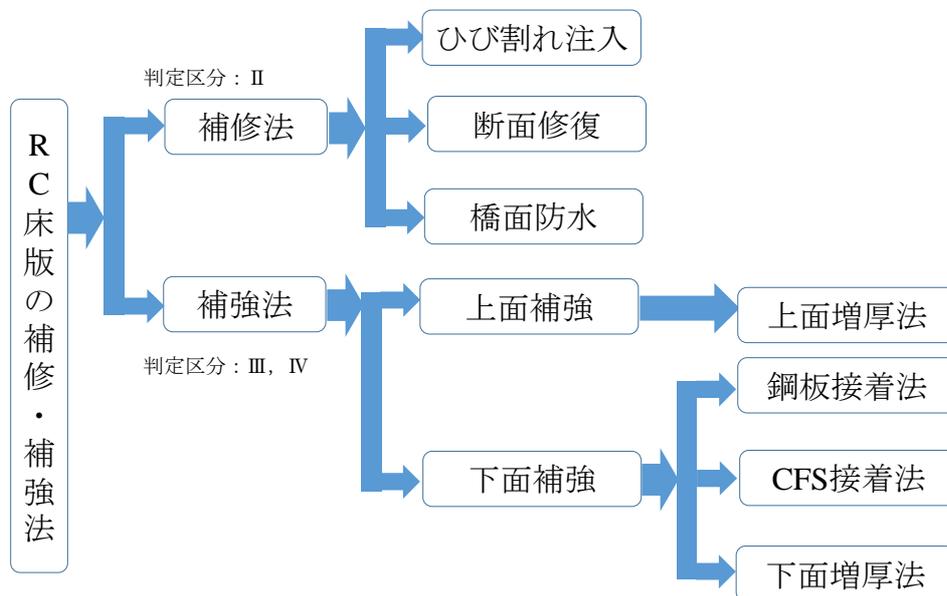
*1 : 大型車が1方向,1000台/日以上の場合は後輪荷重を () 内に示した。
 *2 : 連続版で車両進行方向の場合のみ。
 *3 : t ; 床版厚さ(cm) (少数第一位を四捨五入する。但しt₀を下回らないこと。) t₀;道路橋示方書に規定される床版の最小全厚(cm) (小数点第二位を四捨五入し,少数第一位まで求める。)

表－ 2.8 係数 k_1 の一覧^{2.5)}

一方向あたりの大型車の 計画交通量 (台/日)	係数 k_1
500未満	1.10
500以上1000未満	1.15
1000以上2000未満	1.20
2000以上	1.25

2.5.2 健全性の判定区分における補修・補強対策

道路橋長寿命化修繕計画では、健全性の判定区分に応じて補修・補強対策が講じられている。ここで、健全性の判定区分における補修・補強対策フローを図－ 2.7 に示す。



図－ 2.7 健全性の判定区分における補修・補強対策フロー

(1) 判定区分Ⅱ（予防保全段階）

構造物の機能に支障は生じていないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態であり、ほとんどが軽微な損傷であることから補修の対象となる。道路橋 RC 床版においては、建設後 10 年ほどで漏水が発生しており、橋面防水工が施されていない場合には、次回の舗装打ち換え時までの期間を維持するために、ひび割れ注入工法が検討される。また、舗装打ち換え時に RC 床版の上面に損傷が発見された場合は、損傷したコンクリート上面に部分補修を施し、あわせて橋面防水工の検討も行う。

(2) 判定区分Ⅲ（早期措置段階）

構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずべき状態である。道路橋床版においては、補強対策が必要となる。補強対策には、通行止めが必要となるが上

面補強と通行止めを必要としない下面からの補強に区分される。

上面からの補強法は、上面損傷や設計基準の変遷に伴う耐荷力性能の向上を図るためのコンクリート上面増厚補強が検討される。一方、下面からの補強法については、2方向ひび割れの発生を抑制するために CFS を用いた下面接着補強、鋼板接着補強が検討される。また、鉄筋の露出やコンクリートのはく落などの下面損傷や耐荷力性能の向上を図るためのセメントモルタル吹付けによる下面増厚補強が検討される。

(3) 判定区分Ⅳ（緊急措置段階）

構造物の機能に支障が生じている、または生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態である。これらについては、基本的には上面補強および下面補強が検討されている。しかし、鉄筋の露出、かぶり不足、さらに設計厚が確保されていない床版に疲労によるひび割れと漏水・遊離石灰が発生した場合は、上面および下面から複合補強が必要となる。また、抜け落ち寸前の床版については、脆弱部を除去し、コンクリートの部分打ち換え補強も検討される。さらに、塩害・凍害の複合劣化を受け、上面損傷と下面には2方向ひび割れおよび遊離石灰の発生などが認められる床版では取替も検討される。

以上のように、健全性の判定区分によりそれぞれの補修・補強対策が検討するとともに、設計基準の変遷過程に基づいて、補強設計を行う必要がある。

2.6 道路橋RC床版の補修・補強方法

RC 床版の補修・補強法には、貫通ひび割れに対するひび割れ補修や舗装打ち換え時に橋面防水工が施されている。また、上面損傷に対してはセメントモルタルによる上面補修と SFRC 上面増厚補強が施されている。ここでは、本研究で対象となる上面補修と上面増厚補強法についての現状を述べる。一方、下面からの補強法には CFS 接着補強、PCM 吹付け増厚補強、鋼板接着補強法についての現状を述べる。

2.6.1 RC床版上面からの補修・補修補強法

(1) 部分補修

RC 床版のアスファルト舗装に遊離石灰の発生や 5mm 程度のひび割れの発生などの異常が見られた場合は舗装を撤去し、RC 床版上面の損傷状況を診断し、脆弱部を除去してポリマーセメントモルタルで補修する。ここで、舗装の異常と RC 床版の損傷状況を写真－2.6 に示す。写真－2.6 (1) に示すように、アスファルト舗装に遊離石灰の発生が見られる場合は、RC 床版上面コンクリートのセメント成分が溶出した結果であり、舗装を撤去すると写真－2.6 (2) に示すように、RC 床版コンクリート上面はセメント成分が溶出し、スケーリングや土砂化が見られる。このような上面損傷を受けた床版は部分的な上面補修が施されている。ここで、実施工における一般的な補修法を写真－2.7 に示す。



(1) 舗装に遊離石灰の発生



(2) RC床版上面損傷

写真－2.6 舗装の異常とRC床版の上面損傷



(1) 上面劣化

(2) 脆弱部除去

(3) 上面補修

写真－2.7 RC床版の補修法

表－2.9 上面補修に用いるセメントモルタルの配合

項目	単位量(kg/m ³)				水結合材比(%)
	プレミックス粉体		繊維	水	
	結合材	その他			
URCM	938	912	--	338	36
UFRCM-45	618	1232	5	278	45

RC床版の上面損傷における部分補修法は、舗装にポットホールやひび割れの発生が見られた場合、アスファルト舗装を撤去し、スケーリングしている部分(写真－2.7(1))の脆弱したコンクリートを除去(写真－2.7(2))し、超速硬性無収縮モルタルや超速硬コンクリートなどのセメント系材料で補修を行う(写真－2.7(3))。ここで、上面損傷の補修材として一般的に用いられているセメントモルタルの配合を表－2.9に示す。なお、上面補修後は養生を行い、橋面防水工を施したてから舗装が舗設される。しかし、この補修法は薄層補修であることから既設床版と補修コンクリートの界面にはく離やひび割れや割れなどが発生し、早期に再補修が行われた事例も多い。また、設計基準の変遷による設計厚不足や鉄筋量の不足に伴う剛性を高める方法ではない。さらに、張出部の損傷や引張剛性を高めることを目的とした場合には適さないとと言える。

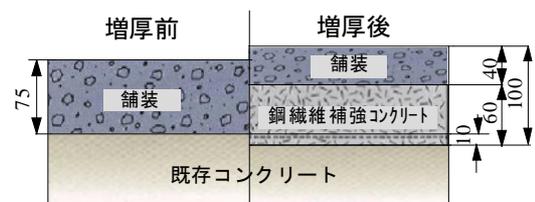
(2) SFRC 上面増厚補強

RC床版の上面増厚補強法は、床版上面損傷が著しい場合に採用されている。ここ

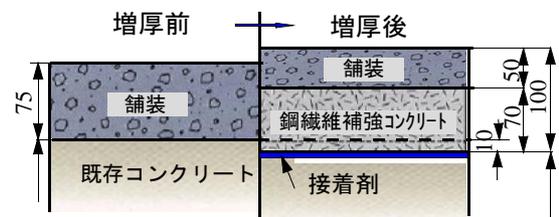
で、RC床版の上面損傷事例を写真－2.8に示す。RC床版の上面損傷の多くは舗装に異常が発生し、舗装を撤去すると広範囲に渡り、スケーリングや土砂化している。このような床版は、SFRCを用いる上面増厚補強が施されている。一方、1964年（昭和39年）改訂以前の設計基準^{2.4)}では表－2.7に示すように有効厚が110mmであり、かぶりを考慮すると15cmの床版厚となる。1994年以降の設計基準^{2.5)}に対応するために、床版支間に対応する床版厚に大型車輛の計画交通量を考慮した割増係数が適用されている（ $d = (30L + 110) \cdot k_1 \cdot k_2$ （表－2.7,2.8参照））。例えば、計画交通量が2,000台以上の場合は1.25倍の厚さとなる。1956年（昭和31年）基準^{2.14)}で設計された床版に対し耐荷力性能の向上を図るために70mm～80mmの上面増厚が施された事例もある。よって、SFRC上面増厚補強は上面損傷のある床版補強、設計厚不足に伴う床版補強、さらには床版下面から補強しにくい跨線橋などで計画されている。SFRC上面増厚の厚さの基準について、（一財）高速道路調査会の上面増厚工法設計施工マニュアル^{2.20)}では、図－2.8（1）に示すように既設RC床版を10mm切削し、SFRCを60mm打設し、40mmのアスファルト舗装を舗装することとなっている。



写真－2.8 RC床版上面の損傷事例



(1) 上面増厚工法設計施工マニュアル^{2.19)}



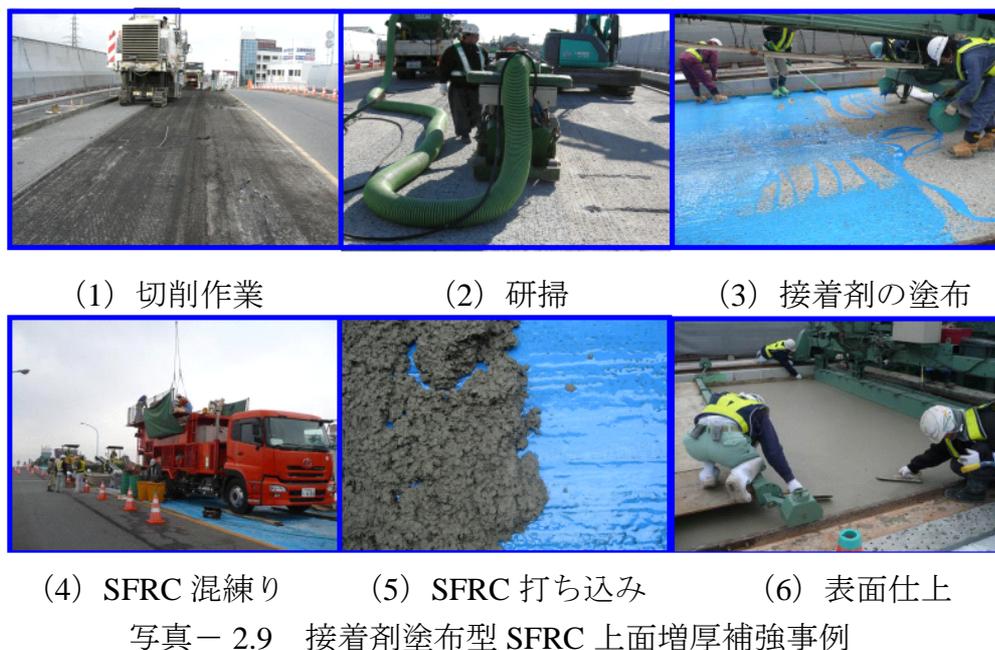
(2) 接着剤塗布型上面増厚

図－2.8 SFRC上面増厚補強断面

従来のSFRC上面増厚補強法は、舗装に異常が見られた場合、舗装を撤去し、スチールショットブラストで研掃した後、SFRCを打設して養生して橋面防水工を施し、40mm程度の舗装を舗装していた。しかし、研掃後、直接SFRCを増厚した場合、10年程度で増厚部ではく離が生じ、再劣化に至る事例も多い。これらのことから、阿部らは「接着剤塗布型SFRC上面増厚補強法」を提案し、実用性を評価^{2.21)~2.23)}しており、実橋梁でも施工されている。ここで、実橋のSFRC上面増厚補強法の事例を写真－2.9に示す。

接着剤塗布型SFRC上面増厚補強法は、舗装を撤去し（写真－2.9（1））、付着性を高めるためにショットブラストで投射密度150kg/m²で研掃する（写真－2.9（2））。研掃終了後、高耐久型エポキシ系の接着剤を平均1.0mm厚で塗布する。ここで、接着剤の

材料特性値を表－ 2.10 に示す。なお、接着剤塗布後は 2 時間以内に SFRC 打設が必要となる（写真－ 2.9 (3)）。次に、接着剤塗布と平行して専用ミキサー車であるコンクリートモビル車で SFRC を混練する（写真－ 2.9 (4)）。SFRC は交通規制や施工条件によって超速硬セメントや早強セメントに鋼繊維を配合している。一般的に高速道路では 8 時間施工が基本であることから 3 時間で道示に規定する圧縮強度 24N/mm^2 確保するために超速硬セメントが用いられている。



表－ 2.10 高耐久型エポキシ系接着剤の諸元

項目		測定値	備考
外観	主剤	白色ペースト状 青色液状	異物混入なし
	硬化剤		
混合比(主剤：硬化剤)		5:1	重量比
硬化物比重		1.42	JIS K 7112
圧縮強さ		102.88N/mm^2	JIS K 7181
圧縮弾性係数		3976.4N/mm^2	JIS K 7181
曲げ強さ		41.16N/mm^2	JIS K 7171
引張せん断強さ		14.86N/mm^2	JIS K 6850
コンクリート 付着強さ		3.7N/mm^2 または母材破壊	JIS A 6909

表－ 2.11 SFRC の配合条件

(1) 超速硬セメントに鋼繊維配合

スランプ° (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m^3)					SP ($\text{C} \times \%$)
			C	W	S	G	SF	
8.0 ±2.5	39.5	51.2	430	170	851	858	100.0	2.0

(2) 早強セメントに鋼繊維配合

スパン° (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					SP	AE
			C	W	S	G	SF	(C×%)	(C×%)
8.0 ±2.5	41.0	53.9	427	175	881	780	100	2.0	0.25

また、補強繊維にはφ 6mm、長さ 30mm の鋼繊維が用いられている。ここで、超速硬セメントに鋼繊維を配合した SFRC の配合条件を表－ 2.11 (1) に示す。なお、7 日程度の通行止めが可能な橋梁においては、早強セメントに鋼繊維を配合した SFRC が用いられている。ここで、早強セメントに鋼繊維を配合した SFRC の配合条件を表－ 2.11 (2) に示す。いずれのセメントを用いた場合も供用開始時に 40N/mm² 以上の圧縮強度が得られている。接着剤塗布後 SFRC を打設し（写真－ 2.9 (5)）、表面仕上する（写真－ 2.9 (6)）。その後、橋面防水工を施し、舗装して終了となる。

積雪寒冷地域では、融雪剤や凍結防止剤の散布による塩害と凍結・融解の繰り返しによる凍害の複合劣化により鉄筋に錆が発生し、断面欠損が生じると同時に土砂化となる損傷事例も多い（写真－ 2.3 (1), (2)）。これらの SFRC 上面増補強においては、鉄筋を格子状に組立し、SFRC による上面増厚補強が検討されるが、この場合、SFRC を 100mm 増厚する必要があるが、死荷重の増大が懸念される。これらのことから、CFRP 格子筋を配置した上面増厚補強法が提案されている^{2,24)}。CFRP 格子筋は厚さが 4.2mm で、格子状に配置された鉄筋径の 1/4 以下となることから図－ 2.10 に示す増厚寸法内に配置が可能で死荷重は従来と同程度となる。また、錆が発生しないことから事後の塩害対策としても効果を発揮するものである。

(3) 床版上面張出し部補強

床版上面張出し部の補強は、橋梁の改良工事の際や遮音壁の増設もしくは新設時には、風荷重による負の曲げモーメントを考慮する必要がある。また、都市部の橋梁においては、入出路の新設や縁端拡幅・中央分離帯連結などによる車両走行車線の増大を目的とした改良が多く計画され、いずれの場合も車両の通行位置の変更がなされることから、主桁直上においては、橋梁の設計時には想定されていない負の曲げモーメントが発生することがある。

そこで、これらの負の曲げモーメントの発生に対応するため、床版上面の張出部の補強には主桁直上を跨ぐように CFS や CFSS を接着する補強法や、床版張出部下面にブラケットを増設して上面側の負のモーメントを抑制し補強することが一般的である。しかし、床版上面への CFS や CFSS の接着法は、アスファルト舗装の切削後の施工となることや、不陸の修正やシートの接着まで、数回にわたってエポキシ樹脂や MMA 樹脂を用いる施工法であり、施工工程が多いことから交通規制時間が長時間となる問題点を有している。そのため、急速施工に対応する上面補強法が望まれている。ここで、CFS・CFSS を用いた床版上面張出し分の補強例を写真－ 2.10 に示す。



(1) CFS とエポキシ樹脂



(2) CFSS と MMA 樹脂

写真－ 2.10 CFS・CFSS を用いた床版上面張出し分の補強例

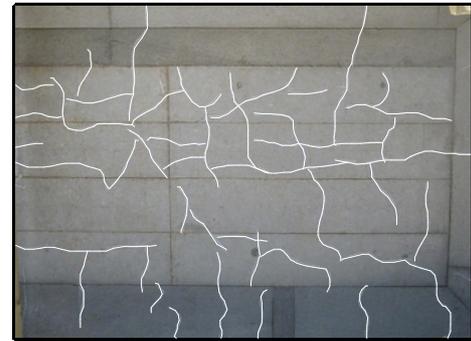
2.7 RC床版下面からの補修・補修補強法

2.7.1 床版下面補強法

RC 床版には、大型車輛の繰り返し作用により 2 方向ひび割れが発生する。ここで、大型車輛の走行による 2 方向ひび割れの発生状況を写真－ 2.11 に示す。写真－ 2.11 (1) は、高速道路の下面のひび割れ状況であり、はり状化している。また、写真－ 2.11 (2) は一般国道の橋梁下面のひび割れ状況であり 2 方向のひび割れが発生している。このような RC 床版のひび割れ抑制のための補強法には CFS を用いた下面接着補強が採用されている。この補強法は走行車輛の通行止めを必要としないことから最も多く採用されている補強法である。



(1) はり状化した床版



(2) 2 方向ひび割れ

写真－ 2.11 床版下面のひび割れ状況

(1) CFS 下面接着補強法^{2,25)}

従来の炭素繊維材料を用いた下面接着補強法には、CFS や AFS が用いられている。

CFS 下面接着補強法は RC 床版下面に CFS を全面接着する補強方法が基本である。施工手順は、RC 床版供試体の下面の不純物を除去するために、コンクリート表面をサンダーで研磨して平滑に仕上げる。表面仕上げした後、コンクリートと CFS の付着性を高めるためにプライマーを塗布・含浸させ、12 時間以上の養生を行う。その後、エ

ポキシ系接着剤を塗布し、CFS を軸直角方向に 1 層目を全面接着し、12 時間以上の養生を行い、同様に軸方向に 2 層目を接着する。最後に CFS を紫外線から保護するためにセメントモルタルや塗料で表面保護を行う。しかし、CFS 全面接着補強法は上面からの雨水の滞水や事後の点検が困難であることから、近年では格子状接着補強が主流となっている。なお、海岸線の RC 床版においては下面からの飛来塩分の防止対策になるなどのメリットもある。

CFS 格子接着補強法は、床版上面から雨水が貫通ひび割れに侵入し、CFS 接着界面に滞水することから、CFS を格子状に接着補強（CFS 格子接着補強とする）し、格子間からの排水を目的とした補強である。ここで、CFS 格子接着補強法の施工手順を写真－2.12 に示す。



(1) 下地処理 (2) プライマー (3) 1 層目接着 (4) 2 層目接着 (5) 表面保護
塗布

写真－2.12 CFS 格子接着補強法の施工事例

表－2.12 プライマーの材料特性値^{2,26)}

摘要	試験結果	単位	試験法
引張強度	73	N/mm ²	JIS K 7161
圧縮強度	97	N/mm ²	JIS K 7181
圧縮弾性率	3,778	N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強度	124	N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強度	15.8	N/mm ²	JIS K 6850

表－2.13 含浸接着剤の材料特性値^{2,26)}

摘要	試験結果	単位	試験法
引張強度	69	N/mm ²	JIS K 7161
圧縮強度	92	N/mm ²	JIS K 7181
圧縮弾性率	4,220	N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強度	129	N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強度	16.1	N/mm ²	JIS K 6850

CFS 格子接着補強法の施工手順は、基本的には CFS 下面接着補強法（全面貼り）と同様である。

まず、RC 床版供試体の下面の不純物を除去し、コンクリートサンダーで研磨して平滑に仕上げる（写真－2.12 (1)）。次に、表面仕上げした後、コンクリートと CFS の付着性を高めるためにプライマーを塗布、含浸させ、12 時間以上の養生を行う（写真－2.12 (2)）。その後、エポキシ系接着剤を塗布する。ここで、プライマーおよび接着剤の特性値を表－2.12、2.13 に示す。その後、幅 250mm の CFS を軸直角方向に 1 層目を全面接着し、12 時間以上の養生を行う（写真－2.12 (3)）。同様に、軸方向に 2 層目を接着する（写真－2.12 (4)）。格子間は設計法によっても異なるが床版厚以内である。ここで、CFS の材料特性値を表－2.14 に示す。最後に CFS を紫外線から保護するためにセメントモルタルや塗装で表面保護を行う（写真－2.12 (5)）。CFS 格子接着補強法は雨

表－ 2.14 CFS の材料特性値^{2,26)}

品番	繊維種類	繊維目付 ^{*1)} g/m ²	設計厚さ ^{*2)} mm	引張強度 ^{*3)} N/mm ²	引張弾性率 ^{*3)} N/mm ²
FTS-C1-20	炭素繊維（高強度）	200	0.111	3,400	2.45×10 ⁵
FTS-C1-30		300	0.167		
FTS-C1-40		400	0.222		
FTS-C1-45		450	0.250		
FTS-C1-60		600	0.333		
FTS-C5-30	炭素繊維（中弾性）	300	0.165	2,900	3.90×10 ⁵
FTS-C5S-30		300	0.163	2,400	4.40×10 ⁵
FTS-EA82-1		380	0.209	2,900	3.90×10 ⁵
FTS-EA82-2		340	0.185	2,400	4.40×10 ⁵
FTS-C7-30	炭素繊維（高弾性）	300	0.143	1,900	5.40×10 ⁵
FTS-C8-30			0.143		6.40×10 ⁵

*1) 繊維目付は、JIS R 7602 による。

*2) 設計厚みは断面積から算定した補強計算用のシート厚み。

*3) 引張強度および引張弾性率は JIS A 1191 または、JSCE-E-541 による。

水の排出の他に、格子間からひび割れ等の事後観察が可能であることから、橋梁点検が容易となる。

以上のように、CFS による補強方法においては、材料が多種にわたり、施工方法においても各企業によって異なっている。本研究で示した CFS 下面接着補強法については約 20 年の実績があり、今後、益々普及するものと考えられる。しかし、接着剤等の寿命については追跡調査の結果が少ないことから、今後の課題となる。

(2) セメントモルタルを用いる下面増厚補強法^{2,27)~2,29)}

床版厚の不足やかぶり不足、さらにはコンクリートのはく離など、劣化過程が加速期（後期）に相当する床版は、脆弱したコンクリートを除去して鉄筋を配置し、吹付け工法による下面増厚補強法が実施されている。かぶり不足により鉄筋が露出した損傷事例は写真－ 2.2 (1), (2) に示すとおりである。

RC 床版の下面増厚補強法は「PCM 吹付け工法」で行い、RC 床版の下面損傷や設計基準の変遷に伴う耐荷力性能および耐疲労性の向上を図るための工法である。増厚層内には、耐荷力向上のために 2 方向に鉄筋を配置し、PCM 増厚で一体化を図る工法である。ここで、下面増厚補強法の施工事例を写真－ 2.13 に示す。

鉄筋配置による下面増厚補強法の施工手順は、写真－ 2.13 に示すように、下面損傷の範囲（写真－ 2.13 (1)）を、サンダー等で下地処理を行う（写真－ 2.13 (2)）。さらに、PCM の付着性を高めるため、また、吸水防止を目的としてプライマーを塗布し、養生を行う。ここで、一般的に使用されるプライマーの諸元を表－ 2.15 に示す。これ



(1) 損傷状況 (2) 下地処理 (3) 補強鉄筋配置 (4) モルタル吹付け (5) 完成
 写真－ 2.13 下面増厚補強法の施工事例^{2,29)}

表－ 2.15 プライマーの特性値

ポリマーの種類	接着強度 (N/mm ²)	破壊場所
アクリルポリマー ディスパージョン	2.32	コンクリート躯体

表－ 2.16 PCM の配合

項目	単位体積重量 (kg/m ³)		水結合材比 (%)
	プレミックス粉体	水	
PCM	1,860	595	32

によると、接着力は 2.32N/mm² が確保されている。プライマーの乾燥が確認された後、軸方向および軸方向に鉄筋を配置する。鉄筋の取り付けはφ 5mm、長さ 30mm のアンカー穴を穿孔し、その後、増厚界面に鉄筋をアンカーで固定する（写真－ 2.13 (3)）。鉄筋を取り付けた後、1層目の PCM を引張材が見えなくなる程度まで吹付けし（写真－ 2.13 (4)）、養生を行う。ここで、PCM の配合条件を表－ 2.16 に示す。供用開始時の圧縮強度は 40N/mm² 以上が確保されている。その後、2層目の PCM を吹付けし、養生する。最後に、コテ塗り工法で表面仕上げして、養生を行う（写真－ 2.13 (5)）。なお、PCM 吹付けによる下面増厚補強においては、死荷重の増大に伴う増厚部の落下が懸念されており、付着性を高める補強技術が要求されている。

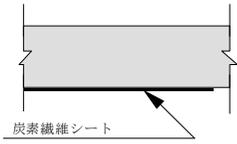
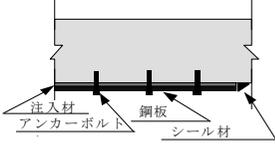
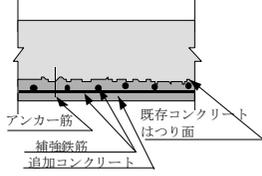
(3) 鋼板接着補強法

鋼板接着補強法は、RC 床版の補強法として 20 年以上の実績があるものの、近年では取り付けボルトの破断に伴う抜け落ちや鋼板への錆の発生などの損傷事例が報告されており、現在、鋼板の撤去方法など多くの課題があることから、本論文では取り扱わないものとする。

2.7.2 工法の選定^{2,30)}

道路橋長寿命化修繕計画では、RC 床版の各種補強法から工法について構造、長所、短所・問題点、施工性、経済性等を比較し、最終的に実橋への適用性など総合的に評価し採用されている。ここで、補強工法の比較例を表－ 2.17 に示す。実橋での採用は表－ 2.17 の例に示すように 3 種類の補強法で比較検討され、施工性、経済性を総合的に評価した上で、採用が決定されている。

表 - 2.17 補強工法の比較例

	炭素繊維シート工法	鋼板接着工法	増厚工法
標準断面			
工法の概要	既存コンクリート躯体表面に炭素繊維シートをエポキシ樹脂を使って貼付ける。	既存コンクリート躯体表面に鋼板をアンカーボルトで固定し、空隙にエポキシ樹脂を低圧注入して充填する。	既存コンクリート躯体表面に(網)鉄筋等をアンカーで固定し、表面にモルタル・コンクリートを打設する。
補強性能	<ul style="list-style-type: none"> 床版の剛性が向上する。 鉄筋の応力度が減少する。 既存クラックの進行を抑制する。 コンクリートの剥落を防止する。 水分・塩分等の浸入を防止する。 	<ul style="list-style-type: none"> 床版の剛性が向上する。 鉄筋の応力度が減少する。 コンクリートの剥落を防止する。 	<ul style="list-style-type: none"> 床版の剛性が向上する。 鉄筋の応力度が減少する。 既存クラックの進行の可能性がある。 コンクリートの剥落の恐れがある。 充分なかぶりが必要。
施工性	<ul style="list-style-type: none"> 交通規制が不要。 小型軽量資材。手作業工具のみ。重機は不要。 塗装足場・高所作業車等で施工可能。 接着樹脂の含浸が不十分だと浮きが発生する可能性がある。 工期は短い。 材料は現場加工で短時間で可能。 	<ul style="list-style-type: none"> 交通規制が不要 大型重量資材。機械設備が必要。搬入・設置のための重機が必要。専用足場が必要。 樹脂注入不足による接着不良で裏面が剥離する可能性がある。 工期(現場)は比較的短い。 材料の工場加工に長時間必要。 	<ul style="list-style-type: none"> 交通規制が不要 やや大型重量資材。機械設備が必要。搬入のための重機が必要。 モルタル打継部の付着不良で界面剥離する可能性がある。 工期は長い。 養生に長時間必要。
構造への影響	<ul style="list-style-type: none"> 死荷重が増加しない。 基礎等への影響なし。 断面寸法をほとんど変えない。 建築限界への影響なし。 躯体を傷めない。 	<ul style="list-style-type: none"> 死荷重が増加する。 下部工等の検討が必要。 断面寸法が若干大きくなる。 建築限界の検討が必要。 躯体にアンカー孔を開ける。 	<ul style="list-style-type: none"> 死荷重が大きく増加する。 下部工等の検討が必要。 断面寸法がかなり大きくなる。 建築限界の検討が必要。 躯体にアンカー孔を開ける。
耐久性・維持管理	<ul style="list-style-type: none"> 腐蝕しない。 樹脂表面が紫外線劣化する恐れがある。予防のため塗装が好ましい。 補強後の損傷確認が困難。 	<ul style="list-style-type: none"> 腐蝕の恐れがある。 予防のため定期的な塗装が必要。 補強後の損傷確認が困難。 	<ul style="list-style-type: none"> 補強後の損傷確認が可能。
施工実績	<ul style="list-style-type: none"> 施工実績は多い。 	<ul style="list-style-type: none"> 施工実績は多い。 	<ul style="list-style-type: none"> 施工実績はあまり多くない。
工事費 (直接工事費)	シートの種類・積層枚数等により異なる。 2枚積層： 約4~6万¥/㎡ 4枚積層： 約6~10万¥/㎡	鋼板の厚さ等により異なる。 PL-4.5t程度： 約8万¥/㎡	厚さ・支持工等の仮設より異なる。 約5~12万¥/m2
判定	○	△	△

以上のように、各種の検討からその床版の補強法が採用されている。とくに、判定区分Ⅳについては、大規模修繕となることから LCC を算定し、採用されている。

2.8 まとめ

第2章では、道路橋 RC 床版の現状と道路橋長寿命化修繕計画の概念について述べた。とくに、橋梁点検のなかで最も損傷が著しいの道路橋床版を対象に国土交通省の橋梁点検要領（案）に基づいて道路橋 RC 床版の点検方法を示し、点検要領における損傷区分と土木学会が示す劣化過程との整合性や健全性の判定区分についての予防保全型維持管理計画の実施フローを示した。そして、道路橋 RC 床版の補修・補強方法の概念および工法について述べるとともに、実施工における工法の選定を述べた。ここで、本章で得られた知見は、以下に示す通りである。

- (1) 1960 年代の高度経済成長期に建設された数多くの道路橋は建設後 50 年を迎え、老朽化が生じている。2009 年に国土交通省では「道路橋長寿命化修繕計画策定事業」を策定し、2014 年には「道路メンテナンス会義」がスタートし、道路橋の維持管理が重要な課題となっている。
- (2) 国土交通省の道路橋定期点検要領では、道路橋 RC 床版の点検に疲労損傷に加え、漏水・遊離石灰の複合による点検法が示され、さらに健全性の判定区分が示された。よって、2014 年の点検要領においては各公共団体が独自で設定していた健全度基準が明確に示されている。
- (3) 道路橋 RC 床版の補修・補強法は大きく分類する通行止めを必要とする上面補強と通行止めを必要としない下面補強に分類される。上面補修においては、部分的にセメントモルタルで補修されている。一方、上面劣化や耐荷力性能の向上においては SFRC 上面増厚補強による補強法が採用されている。しかし、これらの補修・補強法は走行面が主体となる補強法であり、RC 床版張出部の補強法について施工時間の課題がある。
- (4) RC 床版の下面補強法においては、ひび割れの発生を抑制するために炭素繊維材料を用いた下面接着補強が採用されている。一方、鉄筋の露出については鉄筋を格子状に配置し、PCM 吹付け補強が施されている。この場合は鉄筋を格子状に配置することからかぶりを考慮すると PCM の吹付け厚みが多くなり死荷重の増大が懸念される。一方、鋼板接着工法は抜け落ちの事例があり、近年はあまり採用されていない。よって、下面増厚補強法における軽量で施工性が良く、面加工された CFRP 格子筋も用いた補強法の提案が必要となる。

第2章参考文献

- 2.1) 前田幸雄, 松井繁之: 輪荷重移動装置による道路橋床版の疲労に関する研究, コンクリート工学協会第6回コンクリート工学年次講演論文集, pp.221-224, 1984
- 2.2) 阪神高速道路公社, 阪神高速道路管理技術センター: 道路橋 RC 床版のひび割れ損傷と耐久性, 1991
- 2.3) 松井繁之: 移動荷重を受ける道路橋 RC 床版の疲労強度と水の影響について, コンクリート工学協会第9回コンクリート工学年次講演論文集, pp.627-632, 1987
- 2.4) 日本道路協会: 鋼道路橋設計示方書, 1964
- 2.5) 日本道路協会: 鋼道路橋示方書・同解説, 1994
- 2.6) 国土交通省: 橋梁定期点検要領(案), 2007
- 2.7) 千葉県県土整備部道路環境課: 千葉県橋梁長寿命化修繕計画, 2010
- 2.8) 国土交通省: 橋梁定期点検要領, 2014
- 2.9) 国土交通省: 道路構造物の現状, 2013
- 2.10) 玉越隆史, 大久保雅憲, 渡辺陽太: 道路橋の計画的管理に関する調査研究—橋梁マネジメントシステム(BMS), 国土交通省国土技術政策総合研究所, 2009
- 2.11) 土木学会: コンクリート標準示方書[維持管理編], 2013
- 2.12) 内務省土木局: 道路構造に関する規則案, 1926
- 2.13) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2014
- 2.14) 日本道路協会: 鋼道路橋設計示方書, 1956
- 2.15) 日本道路協会: 鋼道路橋の床版設計に関する暫定基準案, 1968
- 2.16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1973
- 2.17) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1980
- 2.18) 内閣府: 車両制限令, 1993
- 2.19) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2002
- 2.20) (一財) 高速道路調査会: 上面増厚施工設計施工マニュアル, 2009
- 2.21) 木田哲量, 阿部忠, 児玉孝喜, 伊藤清志: 増厚界面に接着剤を塗布した上面増厚 RC 床版の耐疲労性および破壊状況, セメント・コンクリート論文集, No. 63, pp.538-545, 2010
- 2.22) 伊藤清志, 阿部忠, 児玉孝喜, 山下雄史, 一瀬八洋: 乾燥・湿潤状態で接着剤を塗布した SFRC 上面増厚補強法の耐疲労性の評価, 構造工学論文集, Vol.58A, pp.1178-1188, 2012
- 2.23) 阿部 忠, 木田哲量, 水口和彦, 児玉孝喜: SFRC 上面増厚補強 RC 床版の輪荷重走行疲労実験による S-N 曲線式の提案, 構造工学論文集 Vol.58A, pp.1156-1165, 2012
- 2.24) 高野真希子, 阿部 忠, 木田哲量, 小森篤也: CFRP 格子筋を用いて上面増厚補強した RC 床版の疲労特性, セメント・コンクリート論文集, Vol. 63, pp.530-537, 2009

- 2.25) 土木研究所：炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針（案），コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告（Ⅲ），1999
- 2.26) 日鉄コンポジット（株）：トウシート工法技術資料，2007
- 2.27) 佐藤貢一，肥田研一，引地健彦：吹付け下面増厚補強した道路橋 RC 床版の補強効果，コンクリート工学論文集 Vol.22, No.3, pp517-522, 2000
- 2.28) RC 構造物のポリマーセメントモルタル吹付け補修・補強工法協会：ポリマーセメントモルタル吹付け工法によるコンクリート構造物の補修補強 設計・施工マニュアル（案）（増厚補強編），2007
- 2.29) 吹付け協会ホームページ：<http://pcm-shotc.com/method/01.html>，2016.2.4（アクセス）
- 2.30) 土木学会：道路橋床版維持管理マニュアル，2012.

第3章 炭素繊維材料の力学特性および補強コンクリートの材料特性値

3.1 はじめに

従来の道路橋の維持管理は、部材の損傷が顕在化した時期に大規模な修繕を行う「事後的な維持管理」が行われてきた。しかし、2009年以降は橋梁の部材を点検し、健全性を評価し、損傷が軽微な段階で修繕を行う「予防保全型維持管理」へと移行されている^{3.1)}。また、鉄道橋においては阪神大震災以降、高架橋においては耐震補強対策が行われ、鉄道橋においては安全性を確保するために各種の補強対策が実施されている。道路橋においては、地方公共団体が実施している「道路橋長寿命化修繕計画」^{3.2)}では、計画された修繕を平準化した予算を設定し、毎年計画的に修繕が実施されている。これらの補修・補強法においては新材料、新工法を取り入れた補強対策が実施されている。たとえば、高架橋の柱部材や道路橋 RC 床版の補強材においては、鋼板や FRP 材料を用いた接着補強が進められている。また、コンクリートに配置される引張補強筋においても従来の鉄筋に替わる材料として CFRP ロッドや格子筋が開発され、薄層で軽量の補強材として採用されている^{3.3)}。

一方、劣化した道路橋 RC 床版や設計基準の変遷に伴う耐荷力性能の向上を図るための補強法として、従来は床版下面の鋼板接着補強が多く採用されていた。しかし、近年では炭素繊維材料を用いた下面接着補強法が多く採用されている。これは、炭素繊維材料が軽量で、錆が発生しないことから塩害地域にも有効な補強材であるためである。道路橋 RC 床版の補強に用いる繊維材料には、炭素繊維連続シート (CFS) やアラミドシート (AFS) がある。これらの材料は比較的新しい材料であることから、多くの研究機関で材料試験や補強方法に関する各種構造実験が行われ、その成果を基に実橋でも多く採用され、既に 20 年以上の実績がある。また、最近では炭素繊維をストランド状に加工した CFSS が開発され、施工の合理化・省力化が図られている。RC 床版の CFSS 格子接着補強法について、元ら^{3.4)}はモデル化した RC 床版下面に CFSS を格子状に接着補強した供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を実施し、耐疲労性を検証し、実用的であることを示している。また、RC 床版の下面増厚補強法においては従来の鉄筋に替わる CFRP 格子筋が開発されている。一方、断面欠損や土砂化した床版上面の補修・補強法には、短時間施工が要求されることから超速硬セメントモルタルが用いられている。また、鉄筋量の不足に対しては CFS などを配置し、エポキシ樹脂などを用いて補修・補強されている。さらに、コンクリート部材やトンネルの補強においては鉄筋や CFRP 格子筋を配置し、PCM 吹付け^{3.5)・3.6)}による増厚補強が行われている。

そこで第3章では、RC 床版の補強材として用いられている炭素繊維材料の種類や分類、力学特性を述べる。次に、RC 床版の下面増厚補強において実施工では増厚界面にプライマーを塗布した後に PCM 吹付け下面増厚が行われる。しかし、実橋においては輪荷重が作用することにより、増厚界面での離が懸念されている。これらのことから、2種類のパライマーと2種類の接着剤を増厚界面に塗布した場合の直接引張試験

による引張強度の検証を行う。さらに、床版に輪荷重が作用することで床版下面にはダウエル効果が及ぼす影響や既設 RC 床版と増厚部との剛性の差などにより増厚界面で「ずれ」、すなわち一面せん断力の影響によりはく離が生じることから、一面せん断試験を実施して一面せん断強度を検証し、本研究に使用する炭素繊維材料および補修・補強法におけるプライマー、接着剤の選定の一助とする。

3.2 炭素繊維材料の分類および種類^{3.7)}

3.2.1 炭素繊維材料の分類

CFRP の主原料となる炭素繊維は、ポリアクリルニトリルを原料とする PAN 系炭素繊維と、石油・石炭などからとれるピッチを繊維化するピッチ系炭素繊維があり、それぞれ特殊な熱処理工程を経て炭素繊維が作られ、樹脂により硬化されて CFRP となる。また、これらの炭素繊維は長さ 3,000m ~ 4,000m 程度の連続繊維や連続繊維を切断したチョップドファイバー、すり潰したミルドファイバーなどに加工されている。

(1) PAN 系炭素繊維

PAN 系炭素繊維とは、PAN プリカーサー（ポリアクリルニトリル繊維）を炭素化して製造される。PAN 系炭素繊維はピッチ系炭素繊維に比べ、高強度を有する繊維であることから、引張強度が必要な道路橋の橋脚や RC 床版の補強材として使われている。また、軽量で高強度・高弾性の性質を持つことから航空機・鉄道車両の構造材料やスポーツ・レジャー分野、機械部品など広範囲な用途に使われている。

(2) ピッチ系炭素繊維

ピッチ系炭素繊維とは、ピッチ（コールタールまたは、石油重質分を原料として得られるピッチ繊維）を炭素化して製造される。材料特性値としては、低弾性から超高弾性まで広範囲の特性を有している。高弾性の炭素繊維は、剛性の必要な道路橋鋼桁の補強などに使用され、また、線膨張係数がゼロであるため、宇宙分野の構造材料にも使用されている。さらに、機械部品など、高い剛性を要する補強材にも使われている。

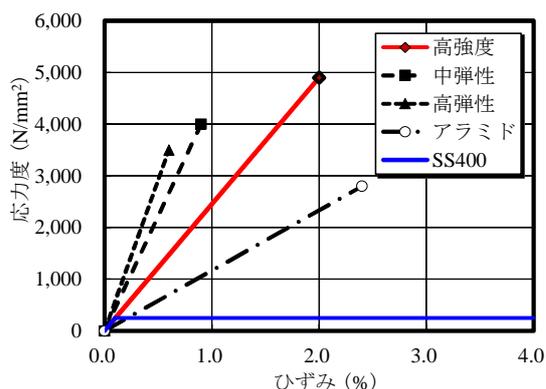
3.2.2 炭素繊維材料の材料特性値

各種 FRP 材の応力度とひずみ (%) の関係を図-3.1 に示す。なお、図-3.1 には鋼材 SS400 の関係も併記した。

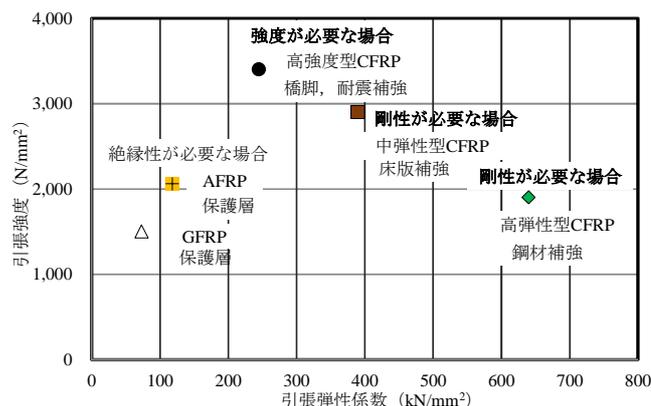
FRP 材の応力とひずみの関係は、破断となる終局まで線形であり、鉄筋のような降伏現象は見られない。これらの CFS の応力とひずみ曲線は引張試験により求められ、引張弾性率が高いほど応力度とひずみの関係はグラフの傾きは立つことになる。

また、設計引張強度としては、破壊形状が直線的な強度増加の過程の中で脆性的な破壊になることから設計時に十分な安全率を考慮する必要がある。一般的に、FRP の機械的性質は強化繊維の方向に支配的な特性、いわゆる異方性を示すことから鋼材とは異なるものとなる。

次に、各種 FRP 材のうち、CFRP 格子筋の引張強度と引張弾性率および用途の関係



図－ 3.1 連続繊維シートの応力とひずみの関係



図－ 3.2 FRP 材の引張強度と引張弾性率・用途の関係

を図－ 3.2 に示す。なお、図－ 3.2 には GFRP および AFRP も併記した。

グラスファイバー (GFRP) の引張強度は $1,500\text{N/mm}^2$ 、引張弾性率は 73kN/mm^2 を有し、一般的には構造物の表面保護や、チョップドファイバーはユニットバスなどの非構造材に用いられている。また、AFRP の引張強度は $1,900\text{N/mm}^2$ 、引張弾性率は 118kN/mm^2 の材料特性値を有する。AFRP は炭素繊維材料に比して引張強度および引張弾性率が低い、非導電性であることから電気・通信施設や鉄道構造物の補強材、さらには耐切削性が高いため防弾チョッキなどとして用いられている。

一方、PAN 系炭素繊維の CFRP には高強度、中弾性、高弾性の 3 タイプがある。高強度型の CFRP は、引張強度が $3,400\text{N/mm}^2$ 、引張弾性率が 245kN/mm^2 の材料特性値を有する材料である。この CFRP は AFRP の 2 倍近い引張強度を有することから、橋脚の補強や耐震補強材として多く採用されている。また、RC 床版の 2 方向ひび割れや曲げ剛性の向上を図るための補強材としても採用されている。次に、中弾性型の CFRP の引張強度は $2,900\text{N/mm}^2$ 、引張弾性率が 390kN/mm^2 の材料特性値を有する材料である。この材料は中弾性型と呼ばれ、道路橋 RC 床版の補強材として多く使用されている。高弾性型の CFRP は、引張強度が $1,900\text{N/mm}^2$ 、引張弾性率 640kN/mm^2 の材料特性値を有する材料である。この CFRP は、高い引張弾性率を有していることから、剛性が要求される鋼橋梁部材などの補強材として用いられている。

炭素繊維を 12,000 ～ 24,000 本束を、工場においてエポキシ樹脂で棒状に硬化させ、1 方向に配列・すだれ状に加工して、CFSS とした連続繊維シートもある。CFSS の引張強度も CFS 同様に、高強度型・中弾性型・高弾性型の 3 種類があり、道路橋 RC 床版の下面接着補強および RC 床版張出部の上面補強材や鋼構造物への補強材として採用されている。CFRP 格子筋も高強度型・高弾性型の 2 種類が市販されており、農業用水路の開水路・トンネル補強や道路橋床版の補強など、幅広く使用されている。

3.3 連続繊維シートの種類および種類

3.3.1 炭素繊維シート (CFS) ^{3.8)}

CFS は、炭素繊維を 1 方向または 2 方向に配列し、シート状に成形したものである。一般的に、道路橋 RC 床版の補修・補強に用いられる場合は、樹脂が含浸されていないドライシート状で製造、現場へ運搬し、専用のエポキシ樹脂を用いて炭素繊維を含浸・硬化させながら接着することで、施工現場で CFRP 化するものである。ここで、CFS の外観を写真－ 3.1 に、種類および性能の一例を表－ 3.1 に示す。なお、設計厚さは 1m² 当たりの炭素繊維重量を比重（単位体積重量）で除したものとして求められた値であり、ポアソン比は 0.3 である。

CFS の種類および性能は表－ 3.1 に示すように、CFS には高強度型 CFS、中弾性型 CFS、高弾性型 CFS の 3 種類があり、それぞれ繊維目付量や設計厚さ、引張弾性率、引張強度が異なる。これらの CFS を専用の含浸・接着樹脂を用いて CFRP 化することで道路橋 RC 床版の鉄筋不足量を補い、せん断耐力、曲げ耐力、疲労寿命を向上させ、ひび割れ拘束にも効果が与えられる。よって、これらの性能評価を行う際には「連続繊維シートの引張試験方法 ^{3.9)} (JSCE-E541)」により引張強度・引張弾性率などを測定し、適切な材料を適切な場所に用いることが重要である。



写真－ 3.1 CFS の外観

表－ 3.1 CFS の種類および性能^{3.8)}

繊維種類	繊維目付量 (g/m ²)	設計厚さ (mm)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
炭素繊維 (高強度)	200	0.111	3,400	245
炭素繊維 (高強度)	300	0.167	3,400	245
炭素繊維 (高強度)	400	0.222	3,400	245
炭素繊維 (高強度)	450	0.250	3,400	245
炭素繊維 (高強度)	600	0.333	3,400	245
炭素繊維 (中弾性)	300	0.165	2,900	390
炭素繊維 (中弾性)	300	0.163	2,400	440
炭素繊維 (高弾性)	300	0.143	1,900	540
炭素繊維 (高弾性)	300	0.143	1,900	640

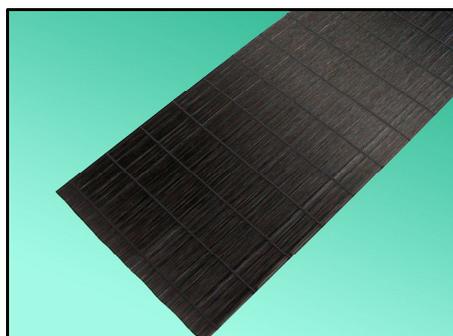
CFS を用いた RC 床版の補強法は、CFS を RC 床版の下面に接着することでひび割れの開閉を拘束し、たわみと鉄筋応力度を低減させ、耐荷力性能と耐疲労性を向上させる補強法であり、RC 床版の補強だけでなく損傷が軽微な場合においても今後の劣化が予想される RC 床版に、予防保全的な対策としても講じられている補強法である。

道路橋 RC 床版における一般的な CFS 下面接着補強法の施工手順は、まず断面修復やひび割れ注入処理を行い、次にディスクサンダーなどを用いて表面処理を行う。そして、RC 床版と CFS の接着力を高めるためのエポキシ樹脂プライマーを塗布、エポキシ樹脂パテ材による不陸修正後、エポキシ樹脂含浸剤を用いて CFS を含浸・硬化させながら接着し、養生をする。なお、CFS 下面接着補強法は、鋼橋およびコンクリート橋においても実施されている。

CFS 下面接着補強に関する実験研究は、比較的新材料であることから材料製造メーカーや各研究機関にて、材料特性値や RC 部材を用いた耐荷力試験が実施され、耐荷力性能、破壊メカニズムなどが検証されている。一方、RC 床版の下面に CFS を全面に接着補強した場合の耐荷力性能および補強効果や耐疲労性についても評価されている^{3.10, 3.11)}。

3.3.2 炭素繊維ストランドシート (CFSS)^{3.8)}

CFSS は炭素繊維 12,000~24,000 本の束を、工場においてエポキシ樹脂で棒状に硬化し、1 方向に配列・すだれ状に成形し、FRP 化したものである。CFS と異なり連続繊維に工場エポキシ樹脂による含浸硬化を行うことで、品質的に安定し、現場においてはパテ状エポキシ樹脂接着剤を用い、床版表面に接着を行うものであることから、施工性にも優れている材料である。CFSS は CFS と同様の炭素繊維を原料として製造されることから軽量かつ施工性、高強度、高弾性の性能、耐食性を有すなどの特徴があり、CFSS においても CFS と同様に高強度型 CFSS、中弾性型 CFSS、高弾性型 CFSS の種類があり、それぞれの品種で繊維目付量や設計厚さ、引張弾性率、引張強度が異なる。ここで、CFSS の外観を写真－3.2 に示す。また、CFSS の種類および性能の一例を表－3.2 に示す。



写真－3.2 CFSS の外観

表－3.2 CFSS の種類および性能^{3.8)}

強化繊維種類	高強度型炭素繊維	中弾性型炭素繊維	高弾性型炭素繊維	
種別	FSS-HT-600	FSS-MM-600	FSS-HM-600	FSS-HM-900
繊維目付(g/m ²)	600	600	600	900
引張強度(N/mm ²)	3,400	2,900	1,900	1,900
引張弾性率(N/mm ²)	2.45×10 ⁵	3.9×10 ⁵	6.4×10 ⁵	6.4×10 ⁵
設計厚さ(mm)	0.333	0.33	0.286	0.429
製品幅 (mm)	500			
製品長さ (m)	3			

CFSS の特徴は、工場で含浸・硬化された CFRP を用いるため、施工現場では炭素繊維への樹脂含浸工程が不要となり、不陸修正剤兼用のパテ状のエポキシ樹脂接着剤で床版面に接着することが可能で、プライマーと不陸修正の行程が省略できるとともに、含浸不良や浮き・膨れなどの施工不良の低減が図られる^{3.12)}。さらに、CFSS は CFS と同等の力学的特性を有するため、設計上は CFS 同様に取り扱うことができる。また、CFSS は CFS と同等な引張弾性係数を有しているにも関わらず繊維目付量は 2 倍～3 倍程度、設計厚さも 2 倍～3 倍に製造することが可能であることから、一層の接着で多くの補強を施すことが可能となる。

3.3.3 アラミド繊維シート (AFS)^{3.8)}

AFS は、アラミド繊維を 1 方向あるいは 2 方向に配列してシート状にした材料であ

り、工業用高機能素材として開発されたものである。また、高強度、耐衝撃性、耐防食性に優れ、軽量かつ柔軟な非導電性有機繊維である。アラミド繊維は一般的にメタ系とパラ系に分けられ、メタ系のアラミド繊維は優れた耐熱性から消防服などに用いられ、土木構造物の補修・補強材としては、高強度で耐衝撃性に優れるパラ系の AFS が用いられている。また、アラミド繊維は、非導電性であるため、電気腐食の危険性や繊維の飛散による電氣的短絡のおそれがない。さらに、耐衝撃性に優れているため、CFRP 接着による補修・補強後の最外層に保護層として接着し、塗装の塗り替え時のケレン作業等により CFRP の損傷を防ぐ役割としても使用されている。ここで、AFS の外観を写真－3.3 に示す。また、AFS の種類および性能の一例を表－3.3 に示す。

AFS の品質は、樹脂が含浸して硬化した状態のものについて規定され、引張弾性率、引張強度、終局ひずみについて、各々の特性値として定められている^{3.11)}。



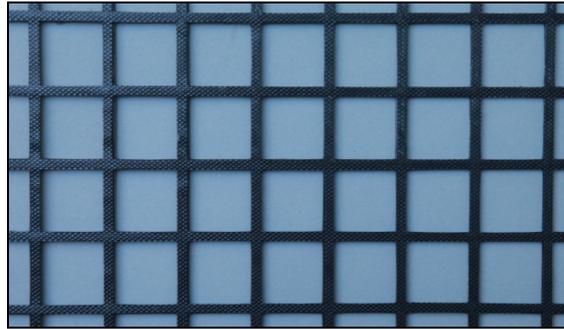
写真－3.3 AFS の外観

表－3.3 AFS の種類および性能^{3.8)}

繊維方向	繊維目付量 (g/m ²)	設計厚さ (mm)	引張強度 (N/mm ²)	引張弾性率 (kN/mm ²)
1方向	280	0.193	2,060	118
1方向	415	0.286	2,060	118
1方向	623	0.430	2,060	118
1方向	830	0.572	2,060	118
2方向	90	0.0310/0.0310	2,060	118
2方向	180	0.0621/0.0621	2,060	118

3.3.4 CFRP格子筋^{3.14)}

CFRP 格子筋は、炭素繊維を2方向・格子状に硬化させた材料であり、炭素繊維原料は、CFS や CFSS に用いるものと同一である。また、高強度、耐衝撃性、耐防食性に優れ、軽量かつ高強度な格子筋である。補修・補強の用途としては、PCM や水中硬化型エポキシ樹脂と組み合わせ、対象となるコンクリート構造物に設置される。また工場であらかじめ格子状に成形されているため、施工現場では速やかに強度を発現させることができる。CFRP 格子筋は、農業用水路トンネルや開水路、水中コンクリート杭の補強、道路橋 RC 床版の下面増厚補強などに使用されている。ここで、CFRP 格子筋の外観を写真－3.4 に示す。また、種類および性能の一例を表－3.4 に示す。



写真－ 3.4 CFRP 格子筋の外観

表－ 3.4 CFRP 格子筋の種類と諸元^{3.14)}

(1) 高強度型炭素繊維格子筋

種別	断面積 (mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	引張弾性率 (N/mm ²)	筋ピッチ (mm×mm)	単位重量 (g/m ²)
FTG-CR4	6.6	1,400	100,000	100×100	190
				50×50	380
FTG-CR5	13.2			100×100	320
				50×50	630
FTG-CR6	17.5			100×100	500
				50×50	1,000
FTG-CR8	26.4			100×100	760
				50×50	1,510
FTG-CR10	39.2			100×100	1,120
FTG-CR13	65.0			100×100	1,840
FTG-CR16	100.0			100×100	2,840

(2) 高強度型炭素繊維格子筋

種別	断面積 (mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	引張弾性率 (N/mm ²)	筋ピッチ (mm×mm)	単位重量 (g/m ²)
FTG-CMR5	13.2	1,200	165,000	50×50	630
FTG-CMR6	17.5			50×50	1,000
FTG-CMR8	26.4			50×50	1,510
FTG-CMR10	39.2			100×100	1,120
FTG-CMR13	65.0			100×100	1,840
FTG-CMR16	100.0			100×100	2,840

3.4 RC床版の上面補修・補強法および補強材

3.4.1 RC床版の上面補修・補強法

(1) RC床版の上面劣化の事例と補強対策

RC床版の張出部上面損傷の一例を写真－ 3.5 に示す。写真－ 3.5 (1) は、融雪剤の散布による塩害と凍結・融解の繰り返しによるかぶりコンクリートの損傷を受け、脆弱コンクリート部を除去した状態のRC床版である。地覆の内側かぶりコンクリートは全面が脆弱している。また、鉄筋は塩害により断面欠損している。写真－ 3.5 (2) は、斜橋における伸縮継手付近の張出部上面の損傷状況である。この床版は地覆コンクリート



(1) 張出部の損傷

(2) 斜橋の張出部の損傷

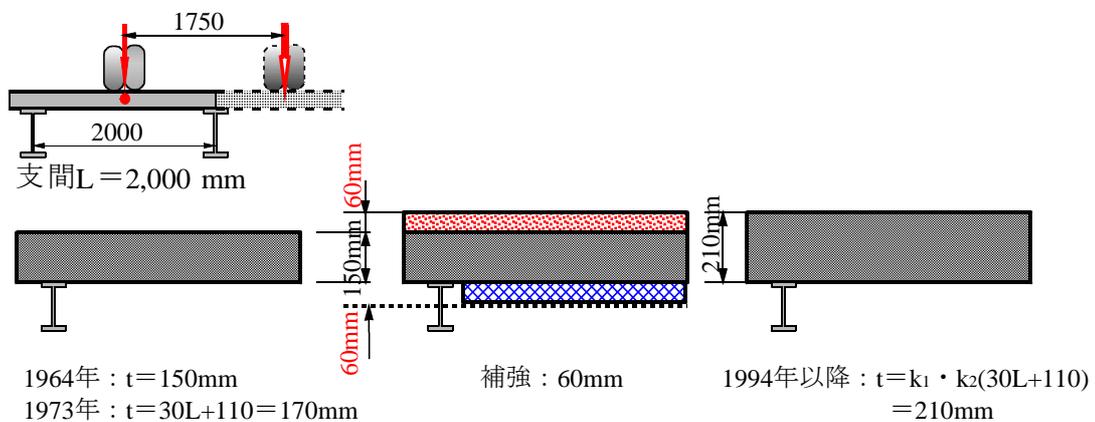
写真－ 3.5 塩害・凍害を受けた RC 床版張出部の損傷状況

まで凍害の影響により土砂化し、脆弱部を除去した状態の写真である。鉄筋も錆を除去した後であるが劣化が著しい。上面損傷が著しい RC 床版は、鉄筋やワイヤーメッシュを配置し、セメント系モルタルや鋼繊維配合したコンクリートで増厚補強されるのが一般的である。

(2) 設計基準に伴う増厚補強

建設後 50 年が経過する RC 床版は、1964 年（昭和 39 年）の設計基準^{3.15)}で設計されている。しかし、現行の道示の基準では、1994 年^{3.16)}に設計荷重が 196kN から 245kN に変更されている。すなわち、B 活荷重により設計されている。現行示方書の基準で支間 2.0m の床版を設計した場合の床版厚を図－ 3.3 に示す。

1964 年（昭和 39 年）改訂の設計基準においての床版厚は、計画交通量に関係無く 150mm 以上である。一方、1994 年（平成 6 年）改訂の道示以降に基づいて大型車輛の計画交通量が 2,000 台以上とした場合、床版厚は 210mm となり、図－ 3.3 に示すように 60mm の増厚補強、あるいは 60mm に相当する補強対策が必要となる。このような床版の補強方法として、SFRC 上面増厚補強、あるいは床版下面に、鉄筋やワイヤーメ



図－ 3.3 現行示方書基準で設計した場合の床版厚^{3.15), 3.16)}

メッシュを配置し、セメント系材料を吹付けする増厚補強が施されている。

以上のように、劣化した床版および設計基準の変遷に伴う床版の補強法としてはセメント系材料を用いた増厚補強が行われている。劣化が著しい床版は床版上面に引張補強材を配置してセメント系材料を用いた増厚補強が施されている。

3.4.2 RC床版の上面補修・補強に用いるセメント系材料および接着剤

(1) セメント系材料

RC 床版の上面損傷に対しては、セメント系材料を用いた部分補修が行われている。また、耐荷力の向上を図るための補強法には、SFRC による上面増厚補強が施されている。さらに、鉄筋量不足に伴う補修・補強法には、鉄筋やワイヤーメッシュを配置してセメント系材料を用いた床版上面補強が行われている。とくに、張出部の補強法においては、主桁上に負の曲げモーメントが発生し、引張領域になることから、鉄筋やワイヤーメッシュを配置し、セメント系材料で上面補強される。また、新材料である FRP 材も既設 RC 床版界面に接着補強^{3.17)}されている。しかし、セメント系材料を用いた上面補修および補強法においては、輪荷重走行により、早期に増厚下面のはく離や割れが発生し、再劣化が生じている事例も多い。これらのことから「上面増厚工法設計施工マニュアル」^{3.18)}では、補修・補強界面の付着強度を 1.0N/mm^2 以上確保することが定められている。

RC 床版の上面補修では、早期の交通解放が必要であるため JCM が使用されている。ここで、JCM の配合条件を表－ 3.5、材料特性値を表－ 3.6 に示す。

表－ 3.5 JCM および UFRCM45 の示方配合^{3.17)}

項目	単用量 (kg/m^3)				水結合材比 (%)
	プレミックス粉体		繊維	水	
	結合材	その他			
JCM	938	912	--	338	36
UFRCM-45	618	1232	5	278	45

表－ 3.6 JCM, UFRCM45 の特性^{3.17)}

試験項目		JCM	UFRCM-45
凝結時間	始発	17分	35分
	終結	25分	45分
圧縮強度	2時間	25.1N/mm^2	19.1N/mm^2
	3時間	45.2N/mm^2	24.5N/mm^2
	4時間	52.3N/mm^2	27.0N/mm^2
	28日	62.3N/mm^2	49.9N/mm^2
静弾性係数	28日	43.7kN/mm^2	23.8kN/mm^2

JCM は 3 時間で道示に規定するコンクリートの圧縮強度が 24N/mm^2 以上確保できる材料であるが、表－ 3.6 に示すように静弾性係数が高いことから、既設 RC 床版と静弾性係数に差異が生じ、薄層補強に用いる場合はひび割れの発生が懸念されている。また、凝結時間が 25 分と短く、熟練した技術が要求される材料である。一方、大野ら^{3.19)}は従来の JCM と同等な発現性能を有し、凝結時間が 45 分で、3 時間で道示に規定するコンクリートの圧縮強度 24N/mm^2 以上を確保できる材料として超速硬セメントモルタルにビニロン繊維を配合した材料 (UFRCM45) を提案している。この UFRCM45 の静弾性係

数は、既設 RC 床版と同等であることからひび割れが生じにくい材料であると言える。ここで、JCM の配合条件および材料特性値を表－ 3.5, 3.6 に併記する。

(2) 既設 RC 床版界面に用いる接着剤

RC 床版上面の薄層補修・補強に JCM を用いた場合は、早期にはく離が生じる事例も多い。また、SFRC 上面増厚補強においても、十数年程度で増厚界面にはく離が発生した事例もある。これらのことから阿部ら^{3.20)}は、RC 床版の SFRC 上面増厚補強において、はく離を防止するため、エポキシ系接着剤を界面に塗布する「接着剤塗布型 SFRC 上面補強」を提案し、輪荷重走行疲労実験を実施して、耐疲労性を評価し、実橋での補強工事にも採用されている。また、RC 床版の薄層補修においてもエポキシ系接着剤を塗布した補修法について、今野ら^{3.21)}は「道路橋 RC 床版上面に用いる接着剤併用型モルタル系薄層補修材料のサイクル補修」を提案し、輪荷重走行疲労実験を実施して、耐疲労性を検証し、実橋での補修工事に採用されている。エポキシ系接着剤については数社で開発されているが、本研究では多くの上面補修・補強法に用いられている 2 種類のエポキシ系接着剤^{3.20), 3.22)} (以下、接着剤 K, 接着剤 N とする) を用いることとする。ここで、本実験に用いた 2 種類の接着剤の材料特性値を表－ 3.7 に示す。

表－ 3.7 高耐久型エポキシ樹脂接着剤の特性値

(1) タイプ K^{3.20)}

項目	実測値	試験方法
外観 主剤 硬化剤	白色ペースト状 青色液状	異物混入なし
混合比(主剤:硬化剤)	5:1	重量比
硬化物比重	1.42	JIS K 7112
圧縮強さ	102.88N/mm ²	JIS K 7181
圧縮弾性係数	3976.4N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強さ	41.16N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強さ	14.86N/mm ²	JIS K 6850
コンクリート 付着強さ	3.7N/mm ²	JIS K 6909

(2) タイプ N^{3.22)}

試験項目	単位	試験値	試験方法
硬化物比重		1.4	JIS K 7112
可使時間	分/23℃	36	温度上昇法
圧縮強度	N/mm ²	105	JIS K 7181
圧縮弾性係数	N/mm ²	4065	JIS K 7181
曲げ強度	N/mm ²	75	JIS K 7171
引張せん断強度	N/mm ²	18	JIS K 6850
接着強度	N/mm ²	4.3	JIS A 6909

3.5 RC床版の下面増厚補強法および補強材

3.5.1 RC床版の下面増厚補強法

(1) RC 床版の下面劣化および損傷事例と補強対策

RC 床版の下面損傷の一例を写真－ 3.6 に示す。

写真－ 3.6 (1) は、鉄筋が露出し、かぶりコンクリートの不足、遊離石灰の発生、写真－ 3.6 (2) は、漏水が著しく、遊離石灰も発生し、主桁付近は鉄筋に錆が発生している。このような下面損傷が著しい床版においては、鉄筋やワイヤーメッシュを配置してセメント系材料を用いて吹付け工法による下面増厚補強が施されている。



(1) 鉄筋の露出



(2) 漏水・遊離石灰・錆の発生

写真－ 3.6 RC床版下面の損傷事例

(2) 設計基準に伴う増厚補強

設計基準の変遷に伴う耐荷力性能の向上を図るためには、図－ 3.3 に示すように、1964（昭和 39 年）改訂の設計基準と 1994 年以降の改訂した道示の基準で設計した場合は、60mm の厚み差が生じることから、RC 床版上面増厚補強を行うか、あるいは下面に鉄筋を配置してセメント系材料による増厚補強法が必要となる。なお、下面増厚補強における増厚寸法は 70mm 以内とされている。

3.5.2 RC床版の下面増厚補強に用いるセメント系材料およびプライマー

(1) セメント系材料

RC 床版の下面増厚補強法におけるセメント系材料には、一般的に吹付け工法に用いられるビニロン繊維を配合した市販の製品を用いる。ここで、本実験供試体に用いる PCM^{3.23)} の配合条件を表－ 3.8 に示す。なお、使用する PCM にはビニロン繊維が配合されているが、詳細は公表されていない。供試体に用いる PCM の圧縮強度は、材齢 28 日で 44.3N/mm² である。ここで、PCM の材料特性値を表－ 3.9 に示す。

表－ 3.8 PCM の配合条件^{3.23)}

項目	単位量 (kg/m ³)		水結合材比 (%)
	プレミックス粉体	水	
PCM	1,860	595	32

表－ 3.9 PCM の材料特性値

項目	材齢	試験値	試験方法
凝結時間	20℃	--	始発2:20 終結2:50
圧縮強度 (N/mm ²)	20℃	1日 7日 28日	26.3 53.8 66.2
曲げ強度 (N/mm ²)	20℃	1日 7日 28日	5.1 7.3 9.4
長さ変化率	20℃	28日	-4.6×10 ⁻⁴
表面水分率 (%)	20℃	1日 7日 28日	8.5 6.0 5.3
			高周波容量式水分形

表- 3.10 プライマーの材料特性値

(1) プライマー R ^{3.24)}			(2) プライマー L ^{3.25)}		
ポリマーの種類	蒸発残分 (%)	MFT(°C)	ポリマーの種類	接着強度 (N/mm ²)	付着破壊場所
ポリスチレンアクリル混合 ポリマーディスパージョン	45.3	0	アクリルポリマー ディスパージョン	2.32	コンクリート躯体

(2) プライマー

RC 床版の下面増厚補強では、既設 RC 床版コンクリートと PCM の付着性を高めるために、プライマーの塗布や水のプレウェッティングなど、界面の処理を行なうことが一般的である。そこで、従来より施工されている界面処理方法として、2 種類のアクリルエマルジョン系プライマーを用いる。本研究では、既設コンクリート部材と PCM との付着性を高めるために、一般的に使用されているプライマー R^{3.24)}とプライマー L^{3.25)}の 2 種類のプライマーを用いる。ここで、プライマーの性能を表- 3.10 に示す。

3.5.3 RC床版の下面増厚補強における接着剤の必要性

(1) RC 床版の力学特性

RC 床版の押抜きせん断力学モデルにおいては、松井ら^{3.26)}や、阿部ら^{3.27)}は輪荷重が軸直角方向、すなわち主筋方向は輪荷重位置から 45 度で底面に分布するものと仮定している。ここで、軸直角方向および軸方向の応力分布状況を図- 3.4 に示す。

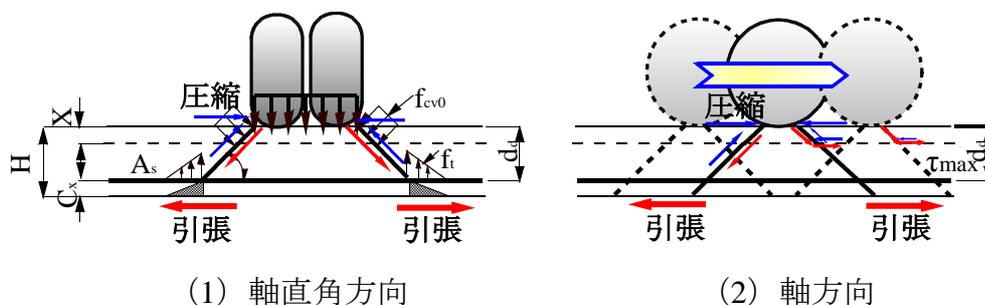


図- 3.4 RC 床版の軸直角方向および軸方向の応力分布状況

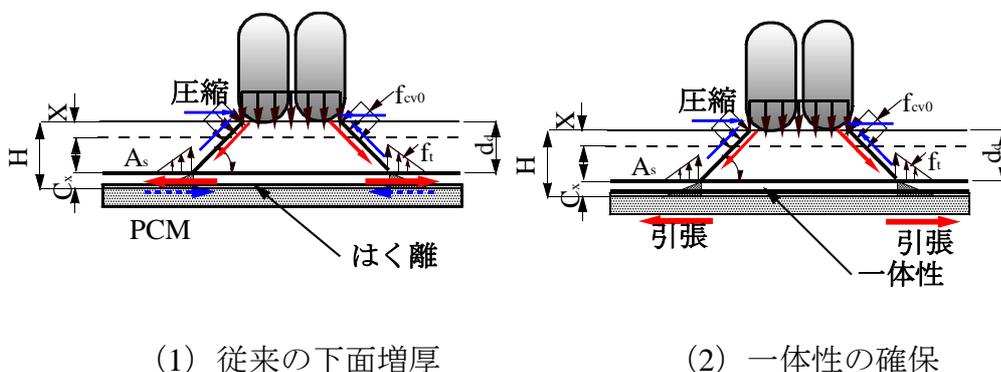


図- 3.5 RC 床版下面増厚補強法における力学性状

RC 床版の軸直角方向および軸方向の応力分布状況は図－ 3.4 (1) に示すように、主筋方向は、輪荷重載荷位置から 45 度下面のかぶりコンクリートには引張応力が発生している。また、走行方向すなわち配力筋方向に輪荷重設置面から 45 度で荷重が分布し、走行方向全面に連続的に分布することになる。次に、下面増厚補強における力学モデルを図－ 3.5 に示す。

輪荷重が作用した場合、図－ 3.5 (1) に示すように RC 床版下面には引張力が作用するが、下面増厚部では引張補強材を配置して PCM 吹付けによる増厚補強した場合、引張剛性が既設 RC 床版を上回ることから、増厚界面で「ずれ」、すなわち面せん断によるはく離が懸念される。よって、下面増厚補強法においては、図－ 3.5 (2) に示すように一体性を確保する必要がある。

そこで、一体性を確保するために、増厚層内に配置する引張補強材をアンカーで固定するが、そのアンカーを床版の図心付近、すなわち曲げ引張力が及ぼさない範囲まで挿入する方法が検討される。また、エポキシ系接着剤を界面に塗布し、一体性を確保する補強法が検討される。そこで、本項ではエポキシ接着剤を塗布した場合の接着強度およびせん断付着強度を検証する。

(2) RC 床版の下面増厚補強に用いる接着剤

RC 床版の下面増厚補強法では、通常の下増厚補強法の増厚界面処理にプライマーのみが使用されている。しかし、輪荷重の走行により界面で曲げ引張を受けることからはく離が懸念される。そこで本研究においては、さらなる耐疲労性の向上を図るために接着剤を塗布し、PCM 吹付けによる下増厚補強法を提案し、その補強効果、耐疲労性の検証を行うものである。ここで、下増厚補強に用いる接着剤は表－ 3.7 に示す 2 種類を使用することとし、付着性能を評価する。

3.6 直接引張試験

上面補修・補強においては、付着強度が 1.0N/mm^2 以上と定められている^{3.18)}。そこで、張出部の上面補修・補強法において表－ 3.9 に示す PCM を増厚した場合の打継界面の付着状態を把握するためにコンクリート材片に直接 PCM を吹付けした場合、2 タイプのプライマーおよび接着剤を塗布した場合の直接引張試験を行い、付着特性に関する検証を行う。

3.6.1 直接引張試験の実験概要

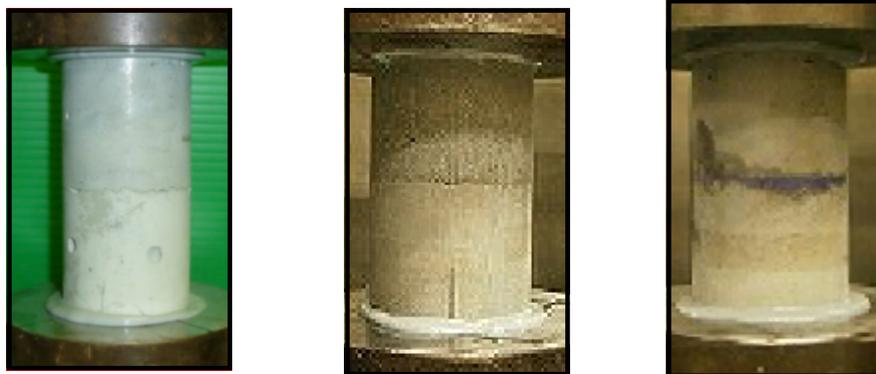
(1) 供試体の作製

供試体は、 $\phi 50\text{mm}$ 、高さ 100mm のサミットモールドを用いて、既設 RC 床版と同等の強度となる配合条件（道示に規定する設計基準強度以上）で配合したコンクリートを打ち込み、強度が発現した後、 $\phi 50\text{mm}$ 、高さ 100mm のテストピースを高さ 50mm の位置で切断する。次に、新たなサミットモールドを用いて、切断したコンクリート片を挿入する。プラ

イマーを使用する 2 種類の供試体は、プライマー R は現場施工用に既に希釈されているため直接塗布し、その後乾燥するまで 8 時間静置養生し、PCM を吹付ける。また、プライマー L は材料メーカーの標準施工要領に従い、アクリル系エマルジョンを水道水で 3 倍希釈したものを塗布する。次に、接着剤 K, N を使用する供試体は、0.5mm 厚で接着剤を塗布した後、30 分間の静置養生し PCM を吹付ける。本実験では、乾燥・湿潤状態で直接 PCM を塗布した供試体、2 種類のプライマーおよび 2 種類の接着剤を用いて作製した供試体を各 3 本用いる。

(2) 直接引張試験方法

界面を湿潤状態、プライマーおよび接着剤塗布した直接引張試験の一例を写真－ 3.7 に示す。



(1) 湿潤状態 (2) プライマー R (3) 接着剤 N

写真－ 3.7 直接引張試験治具および試験状況の一例

引張試験治具に接着剤を用いて設置し、インストロン型万能試験機に設置する。直接引張試験は、コンクリートの引張載荷法 JIS A 6909 に準じて、増厚界面の接着強度を引張速度を毎秒 0.6N/mm^2 で評価する。次に、直接引張試験による増厚界面の接着強度は、破壊時の荷重を断面積で除することで得られた強度を増厚界面の接着強度と定義し、式 (3.1) より算出する。

$$t_r = P/A \quad (3.1)$$

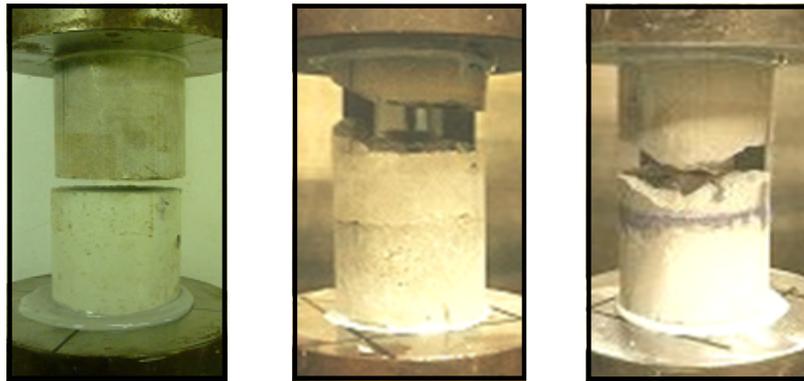
ここで、 t_r : 増厚における増厚界面の付着強度 (N/mm^2), P : 破壊荷重 (N), A : 破壊面積 (mm^2)

3.6.2 直接引張試験の結果および考察

(1) 破壊状況

直接引張試験における破壊状況の一例を写真－ 3.8 に示す。

湿潤状態のコンクリート材片 (ϕ 50mm) にセメント系材料で直接増厚した場合の破壊状況を写真－ 3.8 (1)、増厚界面にプライマー R を塗布した場合の破壊状況を写真－ 3.8 (2)、接着剤を N 塗布した場合の破壊状況を写真－ 3.8 (3) に示している。



(1) 湿潤 (2) プライマー R (3) 接着剤 N

写真－ 3.8 直接引張試験における破壊状況

1) コンクリート材片に PCM 吹付けした供試体

界面が乾燥状態のコンクリート材片に PCM を吹付け、増厚した供試体の破壊面は増厚界面であり、下地コンクリートと PCM の間で破壊した。PCM のドライアウトを防止するため、水打ちを行い PCM を吹付けした供試体も、増厚界面での剥離で試験を終了した。よって、乾燥状態および水打ちした供試体は、共にコールドジョイントとなる打継ぎ界面で破壊した。

2) コンクリート材片にプライマー塗布後 PCM 吹付けした供試体

プライマー R または L を打継ぎ界面に用いた供試体の破壊状況は、コンクリート部分での引張破壊となっている。よって、いずれのプライマーも接着界面での破壊はみられない。

3) コンクリート材片に接着剤塗布後 PCM 吹付けした供試体

接着剤 K および N を打継ぎ界面に塗布した供試体も全ての供試体で同様の破壊状況を示しており、プライマーを塗布した供試体同様にコンクリート部分での引張破壊となっている。よって、接着界面での破壊はみられない。

(2) 引張強度

本実験における直接引張試験の結果を表－ 3.11 に示す。

1) コンクリート材片に PCM 吹付けした供試体

界面が乾燥した状態で PCM を打継した供試体の引張強度は、それぞれ 0.86, 0.89, 0.91N/mm² で引張強度の平均値は 0.89N/mm² となった。よって、上面補修・補強に用いる場合の付着強度の基準 1.0N/mm² を下回る結果となっている。なお、すべての供試体で打継ぎ界面での破壊となった。

次に、界面が湿潤状態で PCM を打継した供試体の引張強度は、それぞれ 1.26, 1.14, 1.18N/mm² で引張強度の平均値は 1.19N/mm² となった。よって、付着強度の基準は上回る結果となったが、すべての供試体は打継ぎ界面で破壊に至っている。なお、乾燥状態

表一 3.11 直接引張試験結果

供試体		コンクリートの圧縮強度 (N/mm ²)	PCMの圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破壊状況
乾燥状態	No.1	35	47.3	0.86	界面
	No.2	35		0.89	
	No.3	40		0.91	
平均値				0.89	
湿潤状態	No.1	35	47.3	1.26	界面
	No.2	35		1.14	
	No.3	40		1.18	
平均値				1.19	
プライマーR	No.1	30	47.3	2.56	コンクリート
	No.2	35		2.60	
	No.3	40		2.69	
平均値				2.62	
プライマーL	No.1	30	45	2.36	コンクリート
	No.2	35		2.28	
	No.3	40		2.36	
平均値				2.33	
接着剤K	No.1	35	45.0	2.41	コンクリート
	No.2	40		2.58	
	No.3	40		2.49	
平均値				2.49	
接着剤N	No.1	35	47.3	2.37	コンクリート
	No.2	40		2.59	
	No.3	40		2.28	
平均値				2.41	

に比して湿潤状態の引張強度が高い要因としては、湿潤状態とすることで PCM のドライアウトが抑制されたためである。

2) コンクリート材片にプライマー R を塗布後 PCM 吹付けした供試体

増厚界面に、プライマー R を塗布して PCM を打継した供試体の引張強度は、それぞれ 2.56, 2.60, 2.69N/mm² で引張強度の平均値は 2.62N/mm² である。次に、プライマー L を塗布して PCM を打継した供試体の引張強度は、それぞれ 2.36, 2.28, 2.36N/mm² で引張強度の平均値は 2.33N/mm² となり、プライマー R を塗布した供試体と近似している。破壊状況は、いずれの供試体も母材コンクリート部分での引張破壊となっており、打継界面での破壊は見られない。よって、プライマー R, L を塗布した場合、引張強度には顕著な差異は認められず、両者ともに良好な付着強度を有しているものと判断できる。

3) コンクリート材片に接着剤塗布後 PCM 吹付けした供試体

界面に接着剤 K を塗布して PCM を打継した供試体の引張強度は、それぞれ 2.41, 2.58, 2.49N/mm² で引張強度の平均値は 2.50N/mm²、接着剤 N を塗布した供試体の引張強度は、それぞれ 2.37, 2.59, 2.28N/mm² で引張強度の平均値は 2.41N/mm² となり、いずれの接着剤も付着強度の基準を大きく上回る結果となった。また、破壊状況はすべての供試体で打継界面での破壊は認められず、母材コンクリート部分での引張破壊となったことから良好な付着強度を有している。

以上の結果より，打継界面にプライマーもしくは接着剤を塗布した場合，上面補修・補強に用いる場合の付着強度の基準 $1.0\text{N}/\text{mm}^2$ が確保されるとともに，良好な付着強度を有することから，打継界面での破壊は生じない。また，プライマーと接着剤との比較では破壊状況，引張強度に大きな差異は認められず同様の結果を示している。

3.7 一面せん断試験

実橋の補修において上面補修・補強では，付着性を高める対策として接着剤を塗布する補修・補強が提案され，実橋で採用されている。また，下面増厚補強においては，プライマーを塗布して PCM 吹付けを行い，界面との付着性を確保している。そこで本研究では，下面増厚補強法においても更なる付着性を高める補強法を提案することから，コンクリート材片に直接 PCM を吹付けした場合，2 タイプのプライマーおよび接着剤を塗布した場合の一面せん断試験を行い，せん断強度を検証する。

3.7.1 一面せん断試験の実験概要

(1) 供試体の作製

一面せん断試験に用いる供試体は，直接引張試験と同様の供試体を用いることから，同様の手順で供試体を作製した。また，供試体の種類に関しても直接引張試験同様に乾燥・湿潤状態で直接 PCM を塗布した供試体，2 種類のプライマーおよび 2 種類の接着剤を用いて作製した供試体を各 3 本用いる。

(2) 一面せん断試験

既存 RC 床版と増厚界面の付着強度の評価に関しては，阿部ら^{3,27)}が開発したモード II 型（縦ずれ）の一面せん断試験装置を用いて一面せん断試験を行い，増厚界面のせん断強度 (f_{cv0}) を評価する。ここで，阿部ら^{3,27)}が開発した，モード II 型の一面せん断試験装置およびせん断断面を図-3.6 に示す。一面せん断試験の載荷条件は，コンクリートの圧縮載荷法 JIS A 1108 の規定に基づき，加圧速度を毎秒 $0.6\text{N}/\text{mm}^2$ で行った。また，モード II 型一面せん断試験装置を用いて，一面せん断試験用供試体を既設 RC 床版と同等なコンクリート材片と増厚界面との接合面でせん断破壊となるように供試体を設置する。

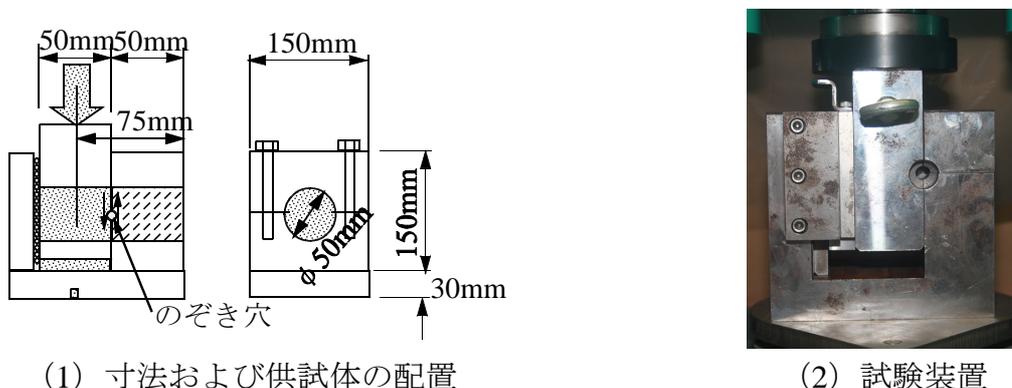


図-3.6 一面せん断試験装置

なお、せん断面については実験装置にのぞき穴を設け、せん断面が適切に設置されているかを確認する。荷重の載荷方法は、圧縮試験方法と同様である。

次に、一面せん断試験法によるせん断強度は、モードⅡ型による一面せん断試験によって得られるコンクリートのせん断応力度をせん断強度 f_{cv} と定義し、式 (3.2) より算出する。

$$f_{cv0} = P/A_s \quad (3.2)$$

ここで、 f_{cv0} ：増厚界面のせん断応強度 (N/mm^2)、 P ：破壊荷重 (N)、 A_s ：一面せん断破壊面積 (mm^2)

3.7.2 一面せん断試験結果および考察

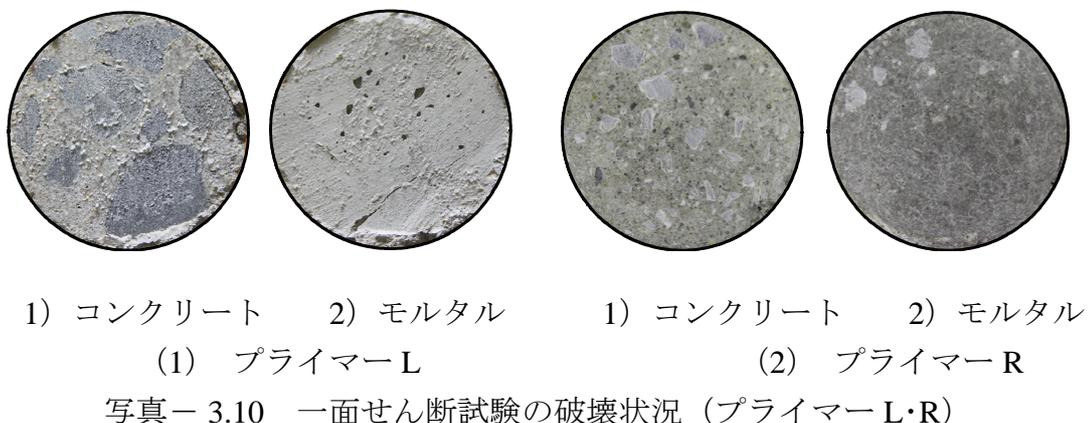
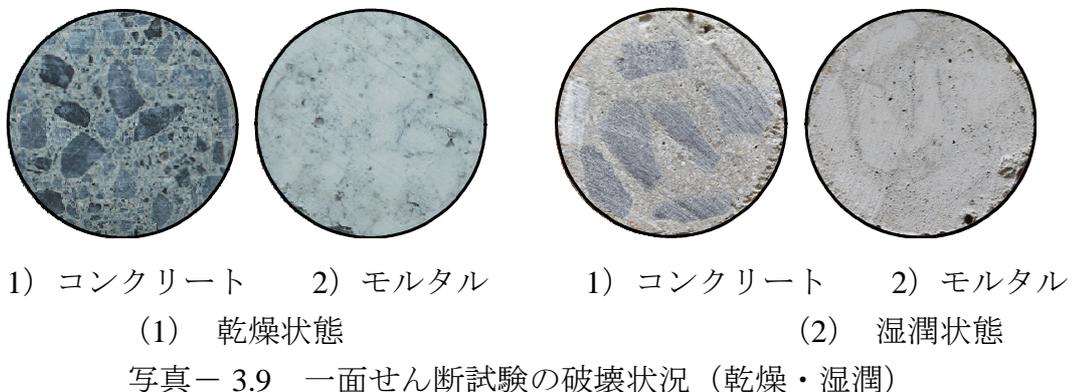
(1) 破壊状況

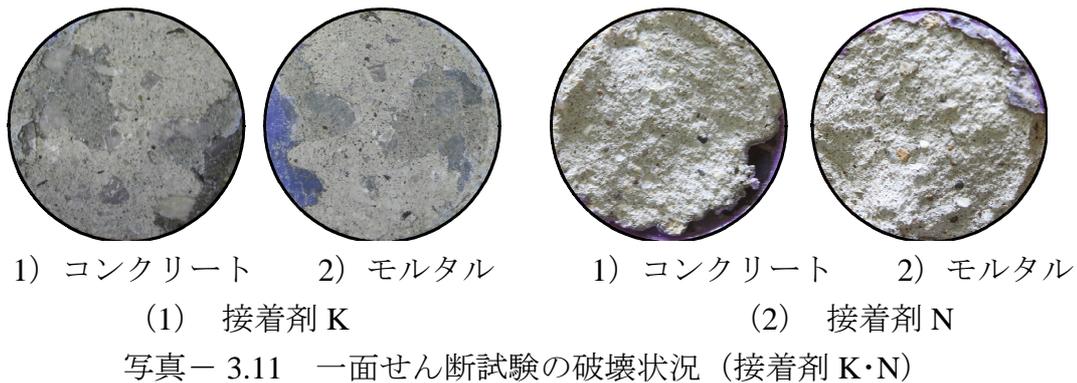
コンクリート材片 ($\phi 50mm \times 50mm$) にセメント系材料で直接増厚した場合の破壊状況を写真－ 3.9, プライマーを塗布し増厚を施した供試体の破壊状況を写真－ 3.10, 接着剤を平均厚 0.5mm で塗布した後に増厚を施した場合の破壊状況を写真－ 3.11 に示す。

1) コンクリート材片に PCM 吹付けした供試体

i) 乾燥状態

界面が乾燥状態のコンクリート材片に PCM を吹付けした供試体の破壊面の状況は写真－ 3.9 (1) に示す。写真－ 3.9 (1), 1) は、 $\phi 50 \times 100mm$ のコンクリート円柱を 50mm





の位置で切断した状態である。そこに PCM を吹付けした状態の界面が、写真- 3.9 (1), 2) である。破壊面、すなわち増厚界面は付着の形跡が見られず、完全にはく離している。

ii) 湿潤状態

既設コンクリートに界面が濡れる程度の湿潤状態としたコンクリート材片に PCM を吹付けした供試体の破壊面の状況を写真- 3.9 (2) に示す。写真- 3.9 (2), 1) は既設コンクリート材片の界面であり、多少の PCM が付着が認められる。また、PCM を吹付けした側の界面が写真- 3.9 (2), 2) であるが、界面にはセメント成分の付着の形跡が見られることから、乾燥状態に比して多少の付着はみられるものの界面ではく離している。

2) コンクリート材片にプライマー塗布後 PCM 吹付けした供試体

i) プライマー L

コンクリート材片の表面にプライマー L を塗布し、PCM を吹付けした供試体の破壊面の状況を写真- 3.10 (1) に示す。写真- 3.10 (1), 1) はコンクリート材片の表面であるが、塗布したプライマー L に PCM が付着している。一方、PCM を吹付けした側の表面は写真- 3.10 (1), 2) に示すように、プライマー L にセメント成分の付着が見られるものの、破壊はプライマー L の界面で付着切れによりはく離破壊している。なお、直接引張試験においては引張強度が平均 2.33N/mm^2 であり、破壊は母材コンクリートで破断している。よって、引張強度の規格は満足するものの、ずれ、すなわち一面せん断における付着性能は低いものと考えられる。

ii) プライマー R

コンクリート材片の表面にプライマー R を塗布し、PCM を吹付けした供試体の破壊面の状況を写真- 3.10 (2) に示す。写真- 3.10 (2), 1) はコンクリート材片の表面であり、塗布したプライマー R に PCM が僅かに付着している。一方、PCM を吹付けした状態の表面が写真- 3.10 (2), 2) であるが、PCM 吹付けしたモルタルにはプライマー R が接着されており、プライマー L と同様にプライマーの界面で付着切れによるはく離破壊となっている。また、直接引張試験においては引張強度が 2.62N/mm^2 で、母

材コンクリートで破断しているが、一面せん断試験では界面ではなく離破壊していることから、プライマー L と同様に一面せん断における付着性能は低いものと考えられる。

3) コンクリート材片に接着剤塗布後 PCM 吹付けした供試体

i) 接着剤 K

コンクリート材片の表面にエポキシ系接着剤 K を塗布し、PCM を吹付けした供試体の破壊面の状況を写真-3.11 (1) に示す。写真-3.11 (1), 1) はコンクリート材片側の破断面であるが、PCM が付着している。一方、PCM を吹付けした側の破断面は、写真-3.11 (1), 2) に示すように、打継界面に接着剤 K を塗布したことから吹付けされた PCM が接着され、PCM 側でのせん断破壊となっている。なお、破断面に見られる青色部分は接着剤 K である。したがって、PCM 側でのせん断破壊に至っていることから、増厚される PCM の強度によってせん断強度が決定される。

ii) 接着剤 N

コンクリート材片の表面にエポキシ系接着剤 N を塗布し、PCM を吹付けした供試体の破壊面の状況を写真-3.11 (2) に示す。写真-3.11 (2), 1) はコンクリート材片の表面であるが、全面にわたって PCM が接着されており、一部紫色が見られるものが接着剤 N である。一方、PCM を吹付けした側の破断面は写真-3.11 (2), 2) に示すように、打継界面に接着剤 N を塗布することで PCM が接着されており PCM 側でせん断破壊となっている。したがって、接着剤 K 同様、増厚された PCM の強度によってせん断強度が決定される。

(2) 一面せん断試験によるせん断強度

本実験における一面せん断強度試験の結果を表-3.12 に示す。

1) コンクリート材片に PCM 吹付けした供試体

i) 乾燥状態

φ 50mm×50mm で圧縮強度 35N/mm² のコンクリート材片に PCM を吹付けした場合のせん断強度は、No.1, 2 でそれぞれ 2.50mm², 2.93N/mm² となり、圧縮強度 40N/mm² のコンクリートに PCM を吹付けした供試体は 2.40N/mm² で、平均値が 2.61N/mm² となった。よって、コンクリートの圧縮強度には関係無く、ほぼ同様のせん断強度が得られている。

ii) 湿潤状態

φ 50mm×50mm で圧縮強度 35N/mm² のコンクリート材片に PCM を吹付けした場合の一面せん断強度は、No.1, 2 でそれぞれ 3.11mm², 2.74N/mm², 圧縮強度 40N/mm² のコンクリートに PCM を吹付けした供試体は 2.66N/mm² となり、平均値が 2.84N/mm² であった。乾燥状態に比して、僅かではあるがせん断強度が高くなる結果となったが、この要員としては、湿潤状態にすることで PCM のドライアウトが抑制されたためと考えられる。なお、乾燥状態と同様にコンクリートの圧縮強度には関係無く、ほぼ一定したせん断強度が得られている。

表－ 3.12 一面せん断破壊強度

供試体		コンクリートの圧縮強度 (N/mm ²)	PCMの圧縮強度 (N/mm ²)	一面せん断強度 (N/mm ²)	破壊状況
乾燥状態	No.1	35	47.3	2.50	界面
	No.2	35		2.93	
	No.3	40		2.40	
平均値				2.61	
湿潤状態	No.1	35	47.3	3.11	界面
	No.2	35		2.74	
	No.3	40		2.66	
平均値				2.84	
プライマーR	No.1	30	47.3	3.69	界面
	No.2	35		4.22	
	No.3	40		4.00	
平均値				3.97	
プライマーL	No.1	30	44.5	3.10	界面
	No.2	35		2.80	
	No.3	40		3.30	
平均値				3.07	
接着剤K	No.1	35	44.5	6.59	PCM
	No.2	40		6.70	
	No.3	40		6.97	
平均値				6.75	
接着剤N	No.1	35	47.3	8.10	PCM
	No.2	40		7.90	
	No.3	40		7.30	
平均値				7.77	

2) コンクリート材片にプライマー塗布後 PCM 吹付けした供試体

i) プライマー R

コンクリート材片の打継界面にプライマー R を塗布して PCM を吹付けした供試体 No.1 ～ 3 のせん断強度は、それぞれ 3.69, 2.22, 4.00N/mm² で、平均せん断強度は 3.97 N/mm² となっている。コンクリート材片に直接 PCM を吹付けした供試体に比して 1.4 倍～ 1.5 倍程度のせん断強度が得られている。

ii) プライマー L

コンクリート材片の打継界面にプライマー L を塗布して PCM を吹付けした供試体 No.1 ～ 3 のせん断強度は、それぞれ 3.10, 2.80, 3.30N/mm² となっており、平均せん断強度は 3.07N/mm² である。コンクリート材片に直接 PCM を吹付けした供試体に比して 1.1 倍～ 1.2 倍程度のせん断強度が得られている。

3) コンクリート材片に接着剤塗布後 PCM 吹付けした供試体

i) 接着剤 K

コンクリート材片の打継界面に接着剤 K を塗布して PCM を吹付けした供試体 No.1 ～ 3 のせん断強度は、PCM 側で破壊してることから圧縮強度は 45.0N/mm² に対して、それぞれ 6.59, 6.70, 6.97N/mm² で、平均せん断強度は 6.75N/mm² となっている。コンクリート材片に直接 PCM を吹付けした供試体に比して 2.4 倍～ 2.6 倍程度のせん断強

度が得られている。また、プライマー塗布後に PCM を吹付けした供試体に比して 1.7 倍～ 2.2 倍程度のせん断強度を有している。

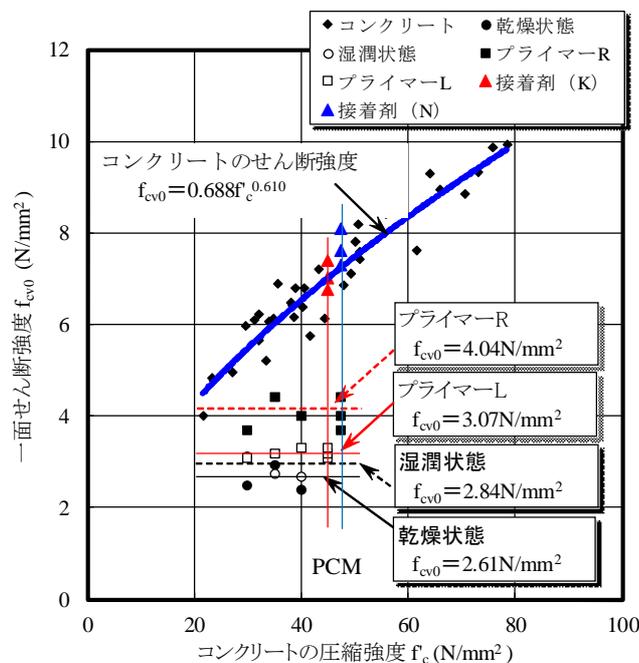
ii) 接着剤 N

コンクリート材片の打継界面に接着剤 N を塗布して PCM を吹付けした供試体 No.1 ～ 3 のせん断強度は、PCM 側で破壊していることから圧縮強度は 47.3N/mm^2 に対して、それぞれ 8.10 , 7.90 , 7.30N/mm^2 で、平均せん断強度は 7.77N/mm^2 となっている。コンクリート材片に直接 PCM を吹付けした供試体に比して 2.7 倍～ 3.0 倍程度のせん断強度が得られている。また、プライマー塗布後に PCM を吹付けした供試体に比して 2.0 倍～ 2.5 倍程度のせん断強度が得られている。さらに、接着剤 K に対して 1.2 倍程度のせん断強度を有している。これは、PCM の圧縮強度の差によるものであると考えられる。

以上の結果より、プライマーと接着剤との比較において、直接引張試験による引張強度では、同程度の値を示す結果となったがせん断強度においては顕著な差異が生じる結果となった。したがって、RC 床版下面への増厚補強を行う場合には、増厚界面で発生する面せん断に対して接着剤を用いることで、せん断抵抗力を向上させることが可能であり、輪荷重の繰り返し走行に対し RC 床版の一体性が図れるものと推測される。

3.7.3 各種一面せん断強度との比較

阿部ら^{3.27)}が一面せん断試験を行なった各種材料の組み合わせによる一面せん断強度試験の結果を図－3.7 に示す。



図－3.7 一面せん断強度とコンクリートの強度の関係^{3.29)}

阿部らは、コンクリートの圧縮強度 $20\text{N/mm}^2 \sim 80\text{N/mm}^2$ の角柱試験体を用いて一面せん断試験を行い、せん断強度と圧縮強度の関係についても併記した。また、PCM を吹付けした場合の一面せん断試験の結果も併記した。また、阿部らは、コンクリートの一面せん断試験によるせん断強度を式 (3.3) で提案している。

$$f_{cv0} = 0.688f_c^{0.610} \leq f_c = 20 \sim 80\text{N/mm}^2 \quad (3.3)$$

ここで、 f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

乾燥状態および湿潤状態で PCM 吹付けした供試体の平均一面せん断強度はそれぞれ 2.61N/mm^2 , 2.84N/mm^2 である。次に、プライマー L およびプライマー R を塗布して PCM 吹付けした供試体の平均一面せん断強度はそれぞれ 3.07N/mm^2 , 3.97N/mm^2 であり、乾燥状態および湿潤状態に比して 1.18 ~ 1.55 倍程度となっており一面せん断強度の向上が見られる。しかし、コンクリート圧縮強度 35N/mm^2 , 40N/mm^2 の理論一面せん断強度 f_{cv0} 式 (3.3) は 6.02N/mm^2 , 6.53N/mm^2 であり、大きく下回っているため、界面での破壊となり一体性が確保されていない結果となる。

一方、接着剤 K を塗布して PCM 吹付けした供試体の平均一面せん断強度の平均は 6.75N/mm^2 である。破壊断面側の PCM の圧縮強度は 44.5N/mm^2 の場合の理論一面せん断強度 f_{cv0} は 6.97N/mm^2 であり、僅かに下回っているもののほぼ近似している。次に、接着剤 N を塗布して PCM 吹付けした供試体の平均一面せん断強度は 7.77N/mm^2 である。破壊断面側の PCM の圧縮強度は 47.3N/mm^2 の場合の理論一面せん断強度 f_{cv0} は 7.23N/mm^2 であり、ほぼ近似している。

以上のことから、接着剤 K および接着剤 N を塗布した場合、相対的なずれに対して十分に抵抗することが確認され、接着剤の効果が評価される結果となった。

3.8 まとめ

- (1) 補強材である各種連続繊維と FRP 化された特性などの諸性能をとりまとめた。
道路橋 RC 床版の補強材として CFS や AFS および FRP 化した CFSS, CFRP 格子筋の材料特性値および炭素繊維材料を用いた各種補強法は従来の引張補強材である鋼材を用いた施工に対して、引張強度が高く、軽量で錆の発生が無く、耐久性の高い材料である。
- (2) 増厚補強法においては、プライマー R あるいはプライマー L を塗布した後に PCM 吹付け補強が施されているが、両プライマーともに、直接引張試験では PCM で破断することから引張強度は PCM の圧縮強度が顕著となる。一方、一面せん断試験においては、両プライマーともに界面で破壊することから一面せん断に対する強度は低く、横ずれ、すなわち面せん断抵抗が低い結果となった。したがって、RC 床版の増厚補強法には、横ずれに対する抵抗力は期待出来ないと考える。

- (3) 下面増厚補強において、接着剤 K および接着剤 N を塗布した場合の破壊状況は、コンクリート面で破壊することから、一面せん断強度は、母材コンクリートあるいは PCM の圧縮強度の影響が顕著となる。したがって、両接着剤は引張強度およびせん断強度も母材コンクリートで評価できることから、増厚界面は一体性が確保され、耐疲労性が向上するものと考ええる。
- (4) 接着剤を塗布して PCM 増厚補強法における界面の付着強度の算定には、阿部らが提案するせん断強度を式にコンクリートの圧縮強度およびポリマーセメントモルタルの圧縮強度を適用することで、輪荷重が作用する RC 床版コンクリートのせん断強度の推定が可能になる。

第3章参考文献

- 3.1) 国土交通省：橋梁定期点検要領，2014
- 3.2) たとえば，千葉県県土整備部：千葉県橋梁長寿命化修繕計画，2010
- 3.3) 笠倉亮太，宇治公隆，梁俊，佐藤貢一：CFRP 格子筋と吹付けモルタルを用いた補強における格子筋定着特性，コンクリート工学年次論文集，Vol.29，No.2，pp.853-858，2007
- 3.4) 元 燦豪，阿部 忠，木田 哲量，高野 真希子，小森 篤也：CFS・CFSS 補強した RC 床版の補強効果および耐疲労性，構造工学論文集，Vol. 58A，pp1189-1196，2012
- 3.5) 佐藤貢一，檜作正登，肥田研一，引地健彦：吹付け下面増厚補強した道路橋 RC 床版の補強効果，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.1，pp.517-522，2000
- 3.6) FRP グリッド研究会：CFRP グリッド増厚・巻立て工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル（案），2001
- 3.7) 大谷杉郎：炭素繊維，近代編集社，pp.106-153，1972
- 3.8) 土木学会：FRP 接着による鋼構造物の補修・補強技術の最先端，2012
- 3.9) 連続繊維シートの引張試験方法（案）（JSCE-E 541-2007），土木学会，コンクリート標準示方書 [基準編]，2013
- 3.10) 阿部 忠，木田哲量，元 燦豪，小森篤也：CFS 補強 RC 床版の輪荷重走行疲労実験における耐疲労性の評価および維持管理，セメント・コンクリート論文集，Vol.65，No.1 pp. 493-500，2011
- 3.11) 村上信吉，吉津弘之，斉藤 誠，遠藤正巳，竹田敏和：トウシート工法による構造物の補修・補強，日本接着学会誌 Vol.36，No. 5 pp. 191-200，2000
- 3.12) 新日鉄住金マテリアルズ株式会社：ストランドシート工法カタログ，2015
- 3.13) 小林 朗，佐藤靖彦，高橋義裕，立石昌洋：FRP ストランドシートの材料特性と RC 梁の曲げ補強効果に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.60，pp.1561-1566，2008
- 3.14) 土木学会：FRP によるコンクリート構造の補強設計の現状と課題，2014
- 3.15) 日本道路協会：鋼道路橋示方書，1964
- 3.16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1994
- 3.17) 菅野晴雄，菊池重徳，古賀秀幸，松本修一：RC 床版上面に使用する炭素繊維補強，土木学会第 51 回年次学術講演会，pp.1098-1099，1996
- 3.18) 高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル，2009
- 3.19) 大野 晃，伊藤清志，山下雅史，阿部忠：超速硬繊維補強セメントモルタルを用いた道路橋 RC 床版の部分補修に関する研究，コンクリート構造物の補修，補強，アップグレード論文報告集，Vol. 13，pp.357-364，2013
- 3.20) 阿部 忠，木田哲量，高野真希子，小森篤也，児玉孝喜：輪荷重走行疲労実験における RC 床版上面増厚補強法の耐疲労性の評価法，構造工学論文集，Vol.56A，pp.1270-1281，2010

- 3.21) 今野堯祥, 阿部 忠, 伊藤清志 : RC 床版の上面損傷に用いる補修材の提案および補修サイクルにおける耐疲労性の評価, セメントコンクリート論文集, Vol.67, pp.545-552, 2015
- 3.22) 小森篤也・阿部忠 : 増厚界面に接着剤を塗布した下面増厚補強床版の補強効果および耐疲労性の評価、構造工学論文集, Vol. 60A, pp.1005-1104, 2014.3
- 3.23) 小森篤也, 阿部忠, 小林朗 : CFRP 格子筋と PCM を用いる床版下面増厚補強法における接着剤の付着メカニズムおよび耐疲労性の検証, 日本コンクリート工学年次論文集 Vol.37, No.1, pp.1567-1572, 2015
- 3.24) 及川裕介, 阿部忠, 永井幸太, 小森篤也 : 接着剤塗布型 CFRP 格子筋下面増厚補強した RC 床版の補強効果および耐疲労性の評価, セメント・コンクリート論文集, Vol.68, pp.503-509, 2014
- 3.25) 小森篤也, 阿部忠, 小林朗 : CFRP 格子筋と PCM を用いる床版下面増厚補強法における接着剤の付着メカニズムおよび耐疲労性の検証, 日本コンクリート工学年次論文集 Vol.37, No.1, pp.1567-1572, 2015
- 3.26) 松井繁之 : 道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007
- 3.27) 阿部 忠, 木田哲量, 高野真希子, 澤野利章, 加藤清志 : 静荷重・走行荷重を受ける RC 床版の押抜きせん断耐力, 構造工学論文集, Vol. 50A, pp. 919-926, 2004

第4章 CFSSおよびCFRP格子筋とコンクリートの付着特性

4.1 はじめに

道路橋 RC 床版の補修・補強においては、既設 RC 床版下面のコンクリートに炭素繊維連続シート（CFS）を用いた接着補強法は、通行止めを必要としないことから最も多く採用されている補強法である。炭素繊維材は、軽量で高強度、高弾性、高耐久性などの特性を有し、数ミリ程度の厚さで補強することが可能であり、セメント系モルタルなどの増厚補強法に比して死荷重の軽減が図られる材料である^{4.1)}。しかし、CFS 材を用いた接着補強法では、CFS の浮きや膨れが生じないように FRP を形成するためには、補強界面コンクリートの不陸修正を適切に行い、コンクリート表面にエポキシ系樹脂の塗布および含浸させる必要がある^{4.2)}。よって、施工終了までには数回の接着工程および養生が必要となる。これらのことから、施工の合理化・省力化を図るために、CFS 材をエポキシ樹脂で棒状に形成した連続繊維ストランドシート（CFSS）が開発された^{4.1), 4.3)}。また、セメント系モルタルを用いた増厚補強においては鉄筋に替わる材料として、あらかじめ工場でビニルエステル樹脂を用い含浸硬化させて格子状に形成した CFRP 格子筋が開発され^{4.4)}、現場において樹脂の含浸作業がなく、CFS 材と同等な強度が発現された材料である。しかし、CFSS を既設コンクリートに接着補強するためにはエポキシ樹脂パテ材（以下、エポキシ樹脂とする）が用いられている^{4.5)}。また、CFSS 接着補強後、或いは既設床版上面に直接セメント系モルタルで補修した場合の付着性を高めるために接着剤が用いられている^{4.6)}。しかし、RC 床版の設計基準の変遷に伴う増厚や損傷状況に応じては CFSS の多層積層が必要となる場合やセメント系モルタルで補修の補修との組み合わせが必要となる。そこで、これらのエポキシ樹脂、或いは接着剤を用いた CFSS 補強における引張強度および CFSS を多層積層した場合のコンクリートとの付着強度など設計に必要な特性を明らかにする必要がある。また、増厚層内の引張補強材である CFRP 格子筋配置してセメント系モルタルで増厚補強には付着性を高めるためにプライマーや接着剤が用いられている。そこで、これらのプライマーや接着剤を用いた場合にコンクリートとの付着強度など設計に必要な特性を明らかにする必要がある^{4.7), 4.8)}。

そこで第4章では、CFSS 材とエポキシ樹脂との付着性を検証する。また、実施工においては設計上 CFSS を多層接着する場合があることから積層数を1層接着および3層、5層の多層積層とした場合に超速硬セメントを用いたセメントモルタル（JCM）とエポキシ樹脂および接着剤 K を用いた場合の、それぞれの引張強度試験および付着試験を行い、それぞれの付着特性値等を検証する。次に、CFRP 格子筋を用いた下面増厚補強法においては増厚界面との付着性を高めるために接着剤 N を塗布した場合の付着性および定着長の検証を行い、CFSS を用いた RC 床版上面や下面の接着補強法および CFRP を用いた PCM 下面増厚補強法、設計法の一助とするものである。

4.2 CFSSを用いる性能試験の概要

CFSS 材をコンクリート構造物の引張補強材として用いる場合は、接着剤として専用のエポキシ樹脂が用いられている。本実験では、CFSS と JCM との付着性を高めるために接着剤を使用する。そこで、接着剤にはエポキシ樹脂と接着剤 K（第 3 章）を用いて、CFSS への適応性を検証する。なお、JCM の配合条件は第 3 章と同様とする。また、RC 床版上面補強法においてコンクリートとの付着特性として、界面剥離破壊エネルギー、付着強度および継手に必要な定着長を評価する。

4.2.1 CFSSの引張強度試験

引張強度試験に用いる CFSS は、高強度型の炭素繊維により製造された繊維目付量 600g/m^2 を用いる。ここで、CFSS の材料規格値^{4,8)}を表－4.1、エポキシ樹脂、接着剤 K および JCM の材料特性値を表－4.2 に示す。

表－4.1 CFSS の材料規格値^{4,8)}

補強繊維の種類	繊維目付量 (g/m^2)	設計厚み (mm)	引張弾性係数 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
高強度型炭素繊維	600	0.333	2.54×10^5	3,960

表－4.2 エポキシ樹脂・接着剤および JCM の材料特性値

試験項目	エポキシ樹脂 (シート接着用) (N/mm^2)	接着剤K (打ち継ぎ用) (N/mm^2)	JCM (N/mm^2)	試験法
圧縮強度	78.3	105	56.0	JIS K 7181
圧縮弾性係数	3,970	4,065	21,500	JIS K 7181
引張強度	35.8	---	---	JIS K 7161
曲げ強度	58.8	75.0	16.2	JIS K 7171
引張せん断強度	25.8	18.0	---	JIS K 6850

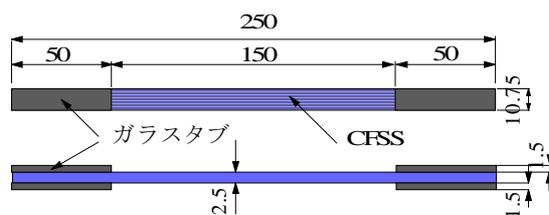
(1) 引張強度試験に用いる供試体の作成方法

1) 供試体寸法

引張試験の寸法は CFSS からストランドを 6 本切断して使用することから供試体厚さが 2.5mm、幅が 10.56mm となる。全長は 250mm とする。よって、供試体寸法は、全長 250mm、幅 10.56mm、厚さ 2.5mm とし、引張試験におけるつかみ部の寸法は 50mm とする。ここで、エポキシ樹脂および接着剤 K を用いる供試体断面図を図－4.1 に示す。

2) 供試体の製作方法

供試体の製作は、CFSS を 6 本用い、長さ 250mm で切断して型枠に設置する。次に、エポキシ樹脂を流し込み、硬化まで室温 23℃で 8 時間以上養生して板状の供試体を製作する。一方、接着剤 K を用いた場合も同様に製作する。硬化したそれぞれの CFRP



図－ 4.1 CFSS の引張試験用供試体寸法

供試体を型枠から脱型する。引張試験におけるつかみ部は、ガラスタブをエポキシ樹脂接着剤で接着し、再度室温 23 °C で 7 日間養生する。試験体数はエポキシ樹脂および接着剤 K の供試体をそれぞれ 5 体製作する。

(2) 引張強度試験の試験方法

引張強度試験方法は、エポキシ樹脂または接着剤 K で板状に硬化させた全長 250mm、幅 10.56mm、厚さ 2.5mm の供試体を用いて、土木学会コンクリート標準示方書^{4.8)}に示す「連続繊維シートの試験方法（土木学会規準 JSCE-E541-2007）」に準拠して引張試験を行う。試験方法は、引張試験機に供試体を設置し、荷重速度は 2mm/min で載荷する。荷重は CFRP が破断するまで載荷する。また、引張強度は式 (4.1) として与えられている。

$$f_{tu} = F_u / A \quad (4.1)$$

ただし、

$$A = F_t \cdot F_w, \quad (4.1.1)$$

ここで、 f_{tu} : 引張強度 (N/mm²)、 F_u : 最大荷重 (N)、 A : 繊維シートの断面積 (mm²)、 F_t : 繊維シートの設計厚み (mm)、 F_w : 繊維シートの設計幅 (mm)

(3) 結果および破壊状況

1) CFSS の引張試験結果

CFSS 材の引張試験における最大荷重 F_u と断面積 A の関係から引張強度 f_{tu} を式 (4.1) より算定した結果を表－ 4.3 に示す。

エポキシ樹脂を用いた供試体 5 体の引張強度の平均は表－ 4.3 に示すように、4,169N/mm² であり、CFSS の引張強度の規格値^{4.9)}3,400N/mm² (表－ 4.1) の 1.22 倍である。また、接着剤 K を用いた供試体の引張強度の平均は 4,097N/mm² であり、1.21 倍の強度である。

以上より、CFSS とエポキシ樹脂および CFSS と接着剤 K との組み合わせによる引張強度は規格値の 1.2 倍の強度が確保され、従来より使用されているエポキシ樹脂に加え、接着剤 K を用いて硬化した後の CFSS の引張強度の性能には差異が見られず CFSS の引張性能を発揮させることが確認された。よって、RC 床版の張出部上面補強においては接着剤 K を用いて CFSS を硬化させることで引張強度が確保された。

表一 4.3 CFSS の引張強度および破壊状況

接着樹脂		最大荷重 (kN)		引張強度 (N/mm ²)		破壊状態
		試験値	平均	試験値	平均	
エポキシ樹脂	No.1	16.1	16.22	4,146	4,169	繊維破断
	No.2	15.6		4,007		
	No.3	16.4		4,207		
	No.4	16.1		4,142		
	No.5	16.9		4,341		
接着剤 K	No.1	16.1	15.95	4,132	4,097	繊維破断
	No.2	14.8		3,803		
	No.3	14.9		3,828		
	No.4	15.2		3,905		
	No.5	17.2		4,419		

2) 破壊状況

エポキシ樹脂および接着剤 K を用いて硬化させた、それぞれの CFSS を用い、引張強度試験における破壊状況は、全ての供試体で CFSS の繊維が破断した。よって、エポキシ樹脂および接着剤 K を用いた場合の破壊は CFSS の破断破壊となった。

4.2.2 CFSSを用いた上面補強材との付着強度の検証

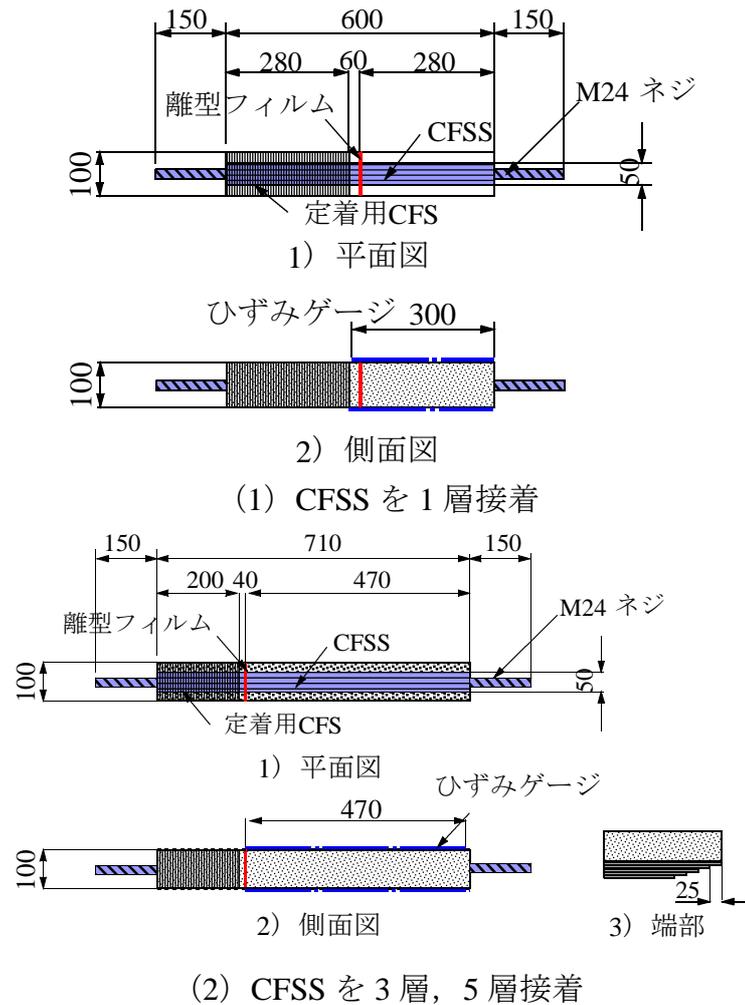
RC 床版の上面および下面に用いる引張補強材である CFSS をエポキシ樹脂および接着剤 K を用いた場合には引張強度は十分確保されている。しかし、RC 床版の上面損傷に対する補修・補強法では、不陸修正後、CFSS を接着補強し、さらに、その上面にセメントモルタルによる補強が必要となる。RC 床版の上面補強材にはセメントモルタルを用いる場合は、早期の交通解放が要求されることから JCM が用いられる。そこで、CFSS 接着補強するエポキシ樹脂、或いは接着剤 K を塗布し、JCM 補強した場合の付着性能を検証する。

(1) 付着試験用供試体寸法

1) CFSS 用付着試験供試体寸法

CFSS を 1 層接着した付着試験用の供試体寸法は、全長 600mm、幅 100mm とする。供試体両面の長手方向の中心点には幅 20mm、深さ 20mm とする 3 角形のノッチを設ける。これは、付着試験において、コンクリート部が引張られることにより、割裂ひび割れが発生する状態を模擬する。さらに、ノッチ部には全周に 20mm 幅で離型フィルムを設置し、CFSS とコンクリートとの付着を考慮しない。ここで、CFSS を 1 層接着した供試体寸法を図一 4.2 (1) に示す。

CFSS を 1 層接着する供試体寸法は図一 4.2 (1) に示すように、CFSS の全長 600mm の端部から 280mm 間を定着用の CFS で周方向に巻きつけし、定着側のはく離破壊を防止する。供試体には、目付量 0.333mm の CFSS (第 3 章, 表一 3.2) を用いる。ひずみゲージの貼付けは、離型フィルムの端部からコンクリートブロックの端部に向かい 30mm 間隔で 9 点設置する。本実験にはひずみゲージ (FLA-5) を用いる。次に、両側にボルト (M24) を用いる。長さは 150mm とする。



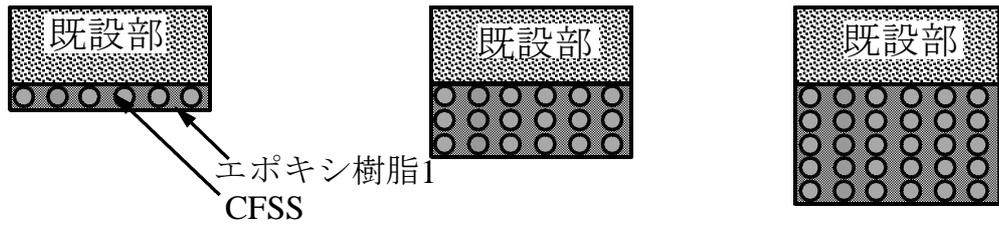
図－ 4.2 CFSS 用付着試験供試体寸法

一方, CFSS を 3 層および 5 層接着した場合の供試体寸法を図－ 4.2 (2) に示す。

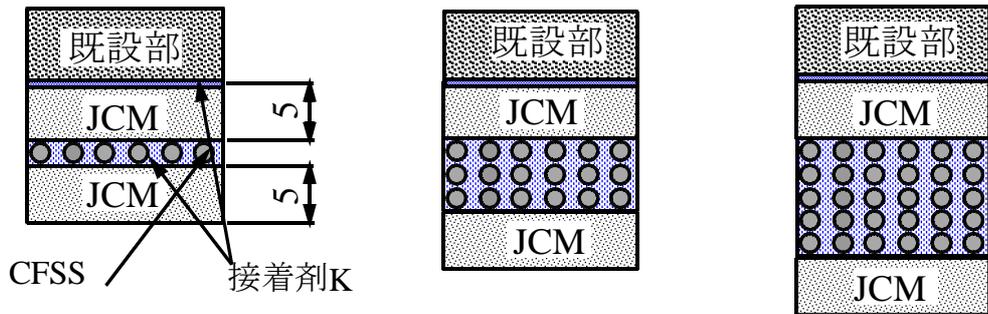
CFSS を 3 層以上接着する供試体は図－ 4.2 (2) 3) に示すように 1 層ごとに 25mm 内側に接着することことから CFSS の全長を 710mm とする。定着用の CFS は図－ 4.2 (2), 1) に示すように端部から 200mm とし, 側面に接着し, 定着側の剥離破壊を防止する。また, ノッチは 1 層接着した供試体と同様とする。また, 離型フィルムの設置も同様とする。ひずみゲージは 1 層供試体同様, 離型フィルムの端部からコンクリートブロック端部に向かい 30mm 間隔で 15 点設置する。

2) CFSS と付着試験供試体の断面の概略

CFSS と既設 RC 床版コンクリートとの付着試験に用いる補強断面図－ 4.3 に示す。既設コンクリートに CFSS を 1 層エポキシ樹脂を用いた接着補強した断面の概略を図－ 4.3 (1), 1) に示す。また, CFSS を 3 層および 5 層接着補強した断面の概略を図－ 4.3 (1), 2) および 3) に示す。



1) CFSS を 1 層接着 2) CFSS を 3 層接着 3) CFSS を 5 層接着
(1) エポキシ樹脂を用いる供試体



1) CFSS を 1 層接着 2) CFSS を 3 層接着 3) CFSS を 5 層接着
(2) 接着剤 K と JCM を用いる供試体

図－ 4.3 CFSS を用いる付着試験供試体の詳細断面

表－ 4.4 コンクリートブロックの圧縮強度

種別	圧縮強度 (N/mm ²)	材令 (日)
コンクリート	37.1	28

コンクリートブロックに接着剤 K を塗布し、JCM を 5mm 打設し、その上に接着剤 K を塗布し、CFSS を設置し、その上に JCM を 5mm 打設する。ここで、CFSS を用いる付着試験供試体の詳細断面を図－ 4.3 (2), 1) に示す。また、同様に CFSS を 3 層および 5 層接着補強した断面の概略を図－ 4.3 (2), 2) および 3) に示す。なお、付着試験に用いるコンクリートの圧縮強度を表－ 4.4 に示す。

(2) 付着試験用供試体の製作方法

1) コンクリート部の製作

型枠に、試験装置に設置するために、試験体端部に全ネジ (M24) を配置する。また、付着割裂破壊を防止するため全ねじ鋼棒の周囲にらせん筋を設置して補強する。材齢 28 日におけるコンクリートの圧縮強度は 37.1N/mm² である。

2) エポキシ樹脂と CFSS を用いる供試体

コンクリートブロックを製作し、CFSS 接着補強のためにコンクリート表面の下地処理には、投射材としてアルミナ粉末を用いて投射密度を 30kg/m² で研掃する。その後、

エアブローにて不純物を除去し、コンクリートブロックを製作する。供試体はエポキシ樹脂および接着剤 K を用いて、CFSS をそれぞれ接着し、16～18 日の養生を行う。

CFSS は幅 50mm とし、1 層接着補強する供試体の付着長を 280mm (図- 4.2 (1)) とし、3 層、5 層接着する供試体の付着長は 470mm (図- 4.2 (2)) とする。これは、積層数を増加することで最大荷重の増大を考慮したものである。なお、エポキシ樹脂は単位面積当たりの標準塗布量を 3.0kg/m^2 で塗布し、エポキシ樹脂が硬化した後、ひずみゲージを 30mm ピッチで貼り付けし、養生する。

3) 接着剤 K と JCM を用いる供試体

接着剤 K と JCM を用いる供試体は、コンクリートブロックを製作し、サンドブラストによる研掃後、接着剤 K を単位面積当たりの標準塗布量 0.7kg/m^2 で塗布し、コンクリートの不陸修正を考慮して JCM を 5mm 厚 (図- 4.3 (2)) で補修する。JCM の硬化を待たず接着剤 K を単位面積当たり標準塗布量の 3.0kg/m^2 で塗布する。ひずみゲージを 30mm 間隔で設置した CFSS 材を配置し、表面保護層として再度 JCM を 5mm 打設し、養生する。また、すべての供試体ともに CFSS を積層する場合は、端部で応力集中による損傷を避けるため、図- 4.2 (2), 3) に示すよう CFSS 端部に 25mm ずつ段差を設ける。

(3) 付着強度試験方法

1) 試験方法の概要

付着強度試験の方法は、土木学会コンクリート標準示方書^{4.8)}に示す「連続繊維シートとコンクリートとの付着試験方法(案)(JSCE-E 543-2007)」に準拠して実施する。また、図- 4.3 に示すように、コンクリートブロックの側面にひび割れ発生誘導のためのノッチを設け、ノッチの上・下面に離型フィルムを挿入し、ひび割れ発生に伴う CFSS のはく離を模擬する。

付着強度の計測は、荷重とひずみとし、載荷試験は、荷重を 2mm/min の速度で載荷し、CFSS の破断およびはく離が発生するまで荷重を載荷する。なお、ひずみの測定は荷重 5kN ごと行う。

2) 界面剥離破壊エネルギーおよび付着強度

界面剥離破壊エネルギー G_f および付着強度 τ_u は、土木学会、コンクリート標準示方書に示す「連続繊維シートとコンクリートとの付着試験方法(案)(JSCE-E 543-2007)」^{4.7)}に基づいて評価する。なお、界面剥離破壊エネルギー G_f は、式 (4.2) として与えられている。

$$G_f = \frac{P_{\max}^2}{8b^2 \cdot E_f \cdot t} \quad (4.2)$$

ここに、 G_f : 界面剥離破壊エネルギー (N/mm)、 P_{\max} : 最大荷重 (N)、 b : シートの

幅, E_f : 弾性係数 (N/mm^2), t : 厚さ (mm)

次に, 付着強度 τ_u は, 式 (4.3) として与えられている。

$$\tau_u = \frac{P_{\max}}{2b \cdot L} \quad (4.3)$$

ここに, τ_u : 付着強度 (N/mm^2), P_{\max} : 最大荷重 (N), b : シートの幅 (mm), L : 試験部分における CFSS の接着長 (mm)

3) 最大付着応力度と定着長さの算出

日本コンクリート工学会「コンクリート構造物の補強技術研究委員会報告書」^{4.10)}に準拠し, 最大付着応力 τ_y を求める。付着強度は, 補強材の貼付け長さが長くなるほど面積が増加することから付着強度は低下する結果となる。しかし, 同報告書では, 実際の付着応力は CFSS の貼付け全面ではなく, ひずみ発生区間に示される限られた領域に生じるとされている。この領域は CFSS の付着に有効な区間である。そこで本論文では, この領域を CFSS の有効付着長 L_y と定義する。よって, 軸方向ひずみ分布よりひずみ増加区間でのひずみ勾配を求め, 最大付着応力は式 (4.4) として与えられている。

$$\tau_y = \frac{\Delta \varepsilon_f \cdot E_f \cdot A_f}{S_g \cdot b} \quad (4.4)$$

ここで, τ_y : 最大付着応力 (N/mm^2), $\Delta \varepsilon_f$: 最大荷重時のひずみ増加区間での隣り合うゲージひずみ値の差, E_f : 連続繊維シートの弾性係数 (N/mm^2), A_f : 繊維シートの断面積 (mm^2), S_g : 応力分担区間のひずみゲージの接着距離 (mm), b : 連続繊維シートの幅 (mm)

次に, 有効付着長は式 (4.5) として与えられている。

$$L_y = \frac{P_{\max}}{2 \cdot \tau_y \cdot b} \quad (4.5)$$

ここで, L_y : 有効付着長 (mm), P_{\max} : 試験体の最大荷重 (N), τ_y : 最大付着応力 (N/mm^2), b : 連続繊維シートの幅 (mm)

(4) 結果および考察

CFSS とエポキシ樹脂, 接着剤 K および JCM を用いた供試体の界面剥離破壊エネルギーおよび付着強度試験の結果および最大付着応力度, 有効付着長を表 4.5 に示す。

1) エポキシ樹脂と CFSS を用いた供試体

エポキシ樹脂と CFSS を用い, 積層数を 1 層, 3 層, 5 層接着した場合の界面剥離破

表－ 4.5 CFSS 付着試験による界面剥離破壊エネルギーと付着強度

種類	シート積層数	供試体	最大荷重 P_{max} (kN)	最大荷重の 平均値 P_{max} (kN)	界面剥離破壊 エネルギー G_f (N/mm) 式(4.2)	付着強度 τ_u (N/mm ²) 式(4.3)	最大付着 応力度 τ_y (N/mm ²) 式(4.4)	有効付着長 L_y (mm) 式(4.5)
エポキシ樹脂 +ストランドシート (高強度型)	1	No.1	32.3	42.1	1.09	1.50	2.24	188
		No.2	46.2					
		No.3	47.8					
	3	No.1	56.1	54.4	0.6	1.09	1.91	285
		No.2	52.3					
		No.3	54.7					
	5	No.1	67.8	70.6	0.61	1.41	2.67	264
		No.2	68.6					
		No.3	75.5					
接着剤K +JCM +ストランドシート (高強度型)	1	No.1	50.0	48.2	1.44	1.72	3.80	127
		No.2	48.1					
		No.3	46.6					
	3	No.1	64.4	72.8	1.09	1.46	2.73	267
		No.2	78.7					
		No.3	75.3					
	5	No.1	114.5	107.1	1.42	2.14	4.62	232
		No.2	93.5					
		No.3	113.3					

壊エネルギーは表－ 4.5 に示すように、CFSS を 1 層接着した場合は 1.09N/mm，3 層の場合 0.6N/mm，5 層の場合 0.61N/mm である。土木学会「連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針」^{4.11)}では CFS とコンクリートとの界面剥離破壊エネルギー G_f は、一般に 0.5N/mm といわれているが、供試体は積層数にかかわらず、全ての供試体で界面剥離破壊エネルギーは 0.5N/mm を上回る結果となった。

次に、付着強度 τ_u は、1 層の場合が 1.5N/mm²，3 層の場合は 1.09N/mm²，5 層の場合が 1.41N/mm² となり、既設橋脚の耐震補強工事例集^{4.12)}に示されている曲げ補強に用いる繊維シートの設計用付着強度 0.44N/mm² を上回っており、CFSS の付着強度を基準とする設計手法を用いる場合は安全側の付着性能を有している結果が得られた。

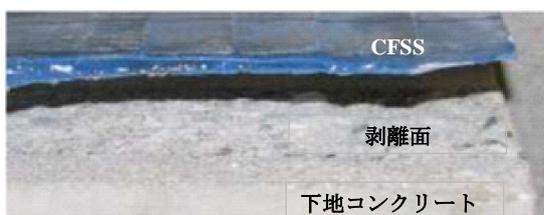
2) 接着剤 K と JCM を用いた供試体

接着剤 K と JCM を用い積層数 1 層，3 層，5 層接着した供試体の界面剥離破壊エネルギーは表－ 4.5 に示すように、CFSS を 1 層接着した場合は 1.44N/mm，3 層の場合が 1.09N/mm，5 層の場合は 1.41N/mm となり、エポキシ樹脂を使用した供試体以上の剥離破壊エネルギーが得られた。これは、JCM の引張強度が寄与しているものと考えられる。次に、付着強度 τ_u は CFSS を 1 層の場合は 1.72N/mm²，3 層，5 層の場合は、それぞれ 1.46N/mm²，2.14N/mm² となり、エポキシ樹脂を使用した供試体以上となった。よって、界面剥離破壊エネルギーを用いて設計を行う場合には、さらに安全側に評価されることになる。

3) 破壊状況

本実験における供試体の破壊状況の一例を写真－ 4.1 に示す。

CFSS をエポキシ樹脂で接着した供試体の破壊状況は写真－ 4.1 (1) に示すように、コンクリートと CFSS の付着面ではく離破壊している。なお、全供試体で、はく離破壊と



(1) エポキシ樹脂を用いた破壊状況

(2) 接着剤 K と JCM を用いた破壊状況

写真－ 4.1 供試体の破壊状況の一例

なった。次に、CFSS を接着剤 K で塗布し、JCM で補修した後、CFSS を接着補強し、再度 JCM を 5mm 厚で補修した供試体においても写真－ 4.1 (2) に示すように CFSS の界面ではく離破壊した。なお、積層数を 3 層、5 層とした場合においても CFSS の引張強度が向上することからはく離が先行する破壊となる。

4.2.3 ひずみ分布から見た応力伝達区間

(1) エポキシ樹脂と CFSS を用いた供試体

CFSS にエポキシ樹脂で積層数をそれぞれ 1 層および 3 層、5 層接着補強した場合の軸方向ひずみの関係による応力伝達区間を図－ 4.4 に示す。なお、図－ 4.4 に示す縦軸はひずみであり、横軸は離型フィルム端部からの位置である。応力伝達区間は、ひずみが減少し続ける区間と定義する。また、本実験による破壊寸前の荷重を最大荷重と定義する。

1) CFSS の積層数が 1 層接着した場合

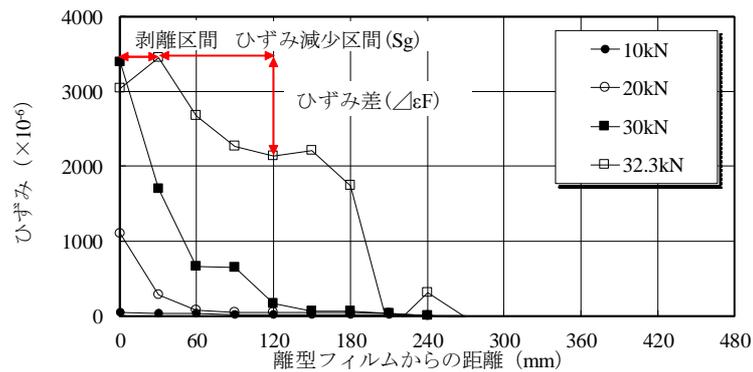
エポキシ樹脂を用いて CFSS の 1 層接着した場合のひずみを離型フィルム端部から計測位置 30mm ごとに計測した結果を図－ 4.4 (1) に示す。

離型フィルム端部、すなわち計測位置 0mm のひずみは、荷重 30kN 付近で $3,395 \times 10^{-6}$ 付近まで増加している。次に、計測位置 30mm のひずみは $1,697 \times 10^{-6}$ 付近であり、計測位置 60mm のひずみは、さらに減少している。次に、最大荷重 32.3kN 時のひずみは、離型フィルム端部が $3,039 \times 10^{-6}$ であり、荷重 30kN のひずみを下回った。しかし、計測位置 30mm のひずみは $3,449 \times 10^{-6}$ まで増加している。計測位置 60mm の位置のひずみは $2,670 \times 10^{-6}$ 付近であり、計測位置 120mm までひずみが減少するものの、計測位置 150mm のひずみは増加している。なお、このひずみの増加は、吉澤ら^{4.13)}の「連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討結果と同等な増加傾向が示されている。よって、最大荷重 32.3kN で離型フィルム端部のひずみが最大値を示し、その後ひずみが減少するものの離型フィルム端部から 150mm で増加していることから、応力伝達区間は 30mm ～ 120mm の範囲と見なし、これを実験付着長と定義する。よって、実験付着長は 90mm 以上となる。

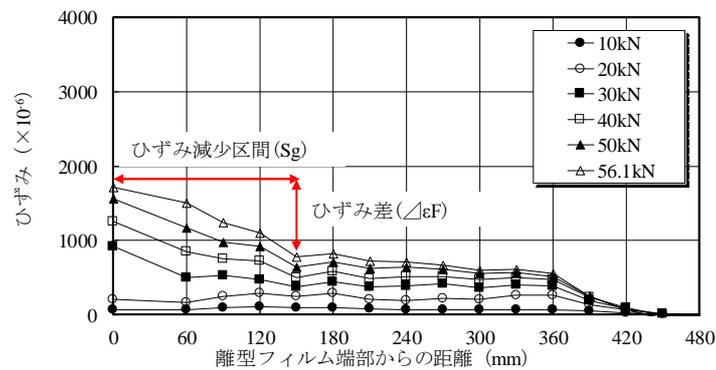
2) CFSS の積層数が 3 層接着した場合

CFSS の積層数を 3 層接着した場合のひずみと計測位置 30mm ごとのひずみを図－ 4.4 (2) に示す。

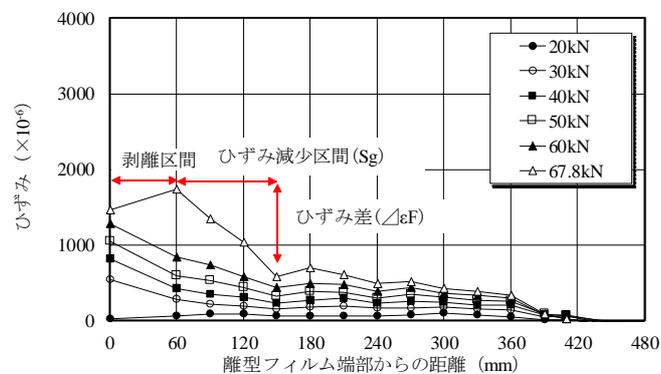
最大荷重は 56.1kN であり、1 層の場合に比して最大荷重は 1.74 倍である。積層数を 3 層とすることで荷重は増大している。最大荷重は 56.1kN の離型フィルム端部のひずみは $1,720 \times 10^6$ 、計測位置 150mm のひずみは 782×10^6 まで減少するが、計測位置 180mm のひずみは 826×10^6 に増加している。よって、最大荷重 56.1kN における応力伝達区間は 0mm ~ 150mm と見なす。よって、実験付着長は 150mm 以上となる。また、CFSS の積層数が 1 層接着した場合に比して、CFSS の引張剛性が向上することから応力伝達区間が増大している。



(1) 各計測点ごとの CFSS のひずみ関係 (1 層接着)



(2) 各計測点ごとの CFSS のひずみ関係 (3 層接着)



(3) 各計測点ごとの CFSS のひずみ関係 (5 層接着)

図- 4.4 CFSS の軸方向ひずみによる応力伝達区間 (エポキシ樹脂)

3) CFSS の積層数が 5 層接着した場合

CFSS の積層数を 5 層接着した場合のひずみと計測位置 30mm ごとのひずみを図-4.4 (3) に示す。

CFSS を 5 層接着した場合の最大荷重は 67.8kN であり、1 層接着した場合の最大荷重に比して 2.10 倍、積層数を 3 層接着した場合の 1.2 倍に耐荷力が向上している。これは、積層数が 5 層としたことで、引張剛性が高まり、耐荷力が向上するとともに、3 層接着したひずみに対して、ひずみも大幅に低下している。最大荷重は 56.1kN の離型フィルム端部のひずみは $1,459 \times 10^{-6}$ 、計測位置 60mm のひずみは $1,737 \times 10^{-6}$ となり最大ひずみを示している。計測位置 60mm から 150mm のひずみは 581×10^{-6} に減少するが、計測位置 180mm のひずみは 698×10^{-6} に上昇している。よって、最大荷重 56.1kN における応力伝達区間は 60mm ~ 150mm と見なす。よって、実験付着長は 90mm 以上となる。

これらのことから、エポキシ樹脂を用いて CFSS をコンクリートに接着させた場合は、積層数が増大することから最大荷重も増大し、発生ひずみが減少するものの応力伝達区間も増大する関係が得られた。

(2) 接着剤 K と JCM を用いた供試体

RC 床版コンクリートと打ち継ぎ用フレッシュコンクリートとの接着剤として開発された接着剤 K および補強材 JCM と、CFSS の積層数を 1 層、3 層、5 層接着させた場合の軸方向ひずみの関係による応力伝達区間を図-4.5 に示す。本実験による破壊寸前の荷重を最大荷重と定義する。

1) CFSS の積層数が 1 層接着した場合

接着剤 K を用いて CFSS を 1 層接着した場合のひずみを計測位置 30mm ごとに計測した結果を図-4.5 (1) に示す。

離型フィルム端部の計測位置 0mm のひずみは、最大荷重 50kN 付近で $5,015 \times 10^{-6}$ であり、計測位置 30mm のひずみは $5,441 \times 10^{-6}$ と最大値を示している。計測位置 60mm のひずみは $5,052 \times 10^{-6}$ に減少している。計測位置 180mm のひずみは 40×10^{-6} であり、はく離の発生状況は見られない。一方、荷重 40kN の離型フィルム端部のひずみは $3,883 \times 10^{-6}$ 、計測位置 30mm のひずみは 4014×10^{-6} に増加し、その後の計測位置のひずみから減少している。計測位置 150mm のひずみ 251×10^{-6} まで減少するが、計測位置 180mm のひずみは 366×10^{-6} に上昇している。よって、応力伝達区間は 30mm ~ 150mm の範囲と見なす。よって、実験付着長は 120mm 以上となる。

2) CFSS の積層数が 3 層接着した場合

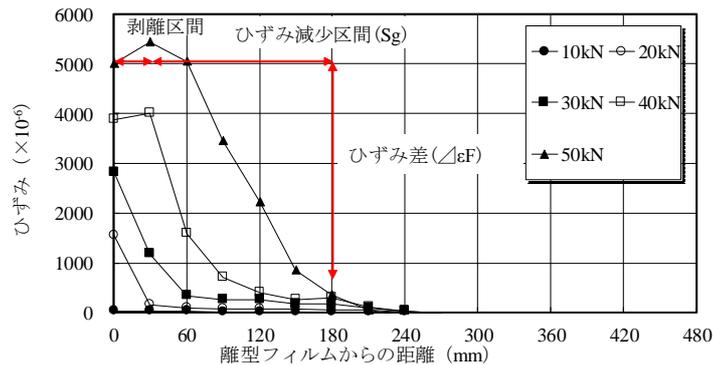
接着剤 K を用いて CFSS を 3 層接着した場合のひずみは離型フィルム端部から 30mm ごとに計測した結果を図-4.5 (2) に示す。

離型フィルム端部の計測位置 0mm のひずみは、最大荷重 64.4kN で $1,775 \times 10^{-6}$ である。なお、計測位置 30mm のひずみはゲージ破損のため計測不能である。計測位置 60mm のひずみは $2,469 \times 10^{-6}$ で、最大値を示している。計測位置 90mm のひずみは減少し、計測位置 120mm のひずみは 945×10^{-6} まで減少するが、計測位置 150mm でひずみは

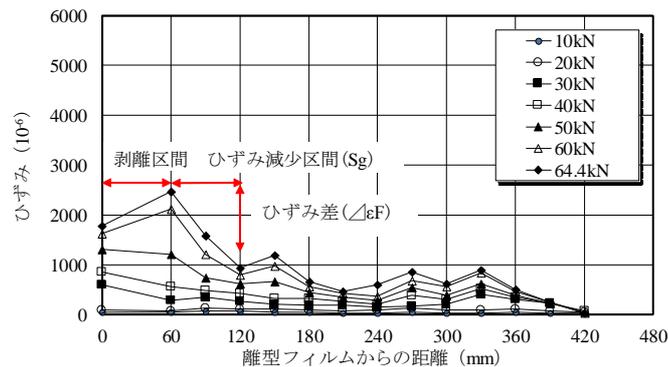
1,192×10⁶ に上昇している。よって、積層数が3層の場合も接着剤 K を用いて CFSS を3層接着した場合の応力伝達区間は 60 ~ 120mm となる。よって、実験付着長は 60mm 以上となる。

3) CFSS の積層数が3層接着した場合

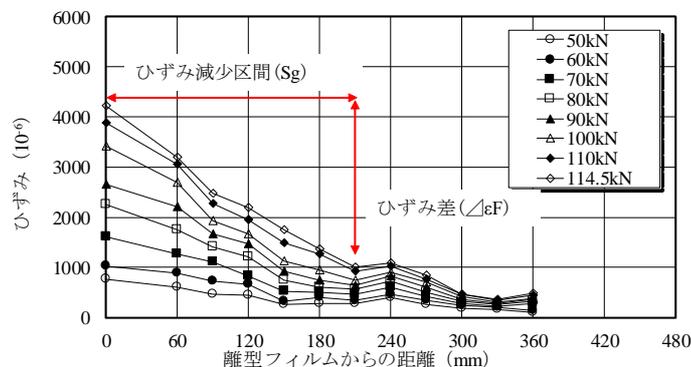
接着剤 K を用いて CFSS を5層接着した場合のひずみを離型フィルム端部から 30mm ごとに計測した結果を図-4.5 (3) に示す。



(1) 各計測点ごとの CFSS のひずみ関係 (1層接着)



(2) 各計測点ごとの CFSS のひずみ関係 (3層接着)



(3) 各計測点ごとの CFSS のひずみ関係 (5層接着)

図-4.5 CFSS の軸方向ひずみによる応力伝達区間 (接着剤 K)

最大荷重 114.5kN における離型フィルム端部の計測位置 0mm のひずみは $4,220 \times 10^{-6}$ であり、計測位置 210mm までの区間のひずみは減少し、計測位置 240mm のひずみは上昇している。よって、積層数が 5 層の場合も接着剤 K を用いて CFSS を 3 層接着した場合の応力伝達区間は 0mm ~ 210mm となる。よって、実験付着長は 210mm 以上となる。

破壊状況は、かぶりコンクリートの表面の引張破壊となった。これらの試験結果により、CFSS と接着剤 K および JCM を組み合わせた補強法は、積層数を増加させると、剥離に対し抵抗することが確認された。そして、定着長さとひずみの発生は相関性があり有効付着長なども踏まえ考察を行う。他の供試体も同様な結果である。

4.2.4 有効付着長

CFSS 付着試験による CFSS の積層数ごとの有効付着長 L_y と実験付着長の関係を図-4.6 に示す。なお、実験付着長は図-4.4, 4.5 の結果のみで比較する。

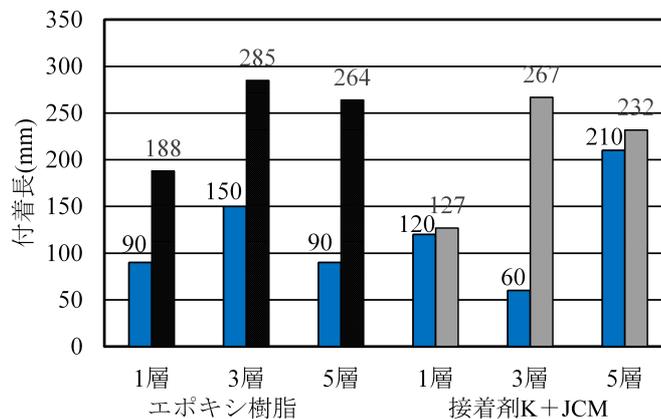


図-4.6 CFSS を用いた各供試体の有効付着長と実験付着長

(1) エポキシ樹脂を用いて CFSS 接着補強した供試体

エポキシ樹脂を用いて CFSS を 1 層接着した供試体の計算による付着長 L_y (式 (4.5)) は表-4.5 に示すように 188mm である。これに対して実験付着長 90mm 以上であり、理論値を下回っている。また、CFSS を 3 層および 5 層接着した場合の理論有効付着長 L_y は、それぞれ 285mm, 264mm である。実験付着長はそれぞれ 150mm 以上, 90mm 以上であり、計算による有効付着長以内である。他の供試体も計算値以下となった。

(2) エポキシ樹脂を用いて CFSS 接着補強した供試体

接着剤 K を用いて CFSS を 1 層接着した供試体の理論有効付着長 L_y は表-4.5 に示すように 127mm である。実験付着長は 120mm である。次に、CFSS を 3 層および 5 層接着した場合の理論有効付着長 L_y は、それぞれ 267mm, 232mm である。これに対して実験有効長はそれぞれ 60mm, 210mm であり、計算による有効付着長以内である。なお、他の供試体も同様に計算による有効付着長以内である。

以上より、CFSS 材の積層数を多くすることで剛性がたかまり、最大荷重を増加する。一方、ひずみの増加は減少する。実際の付着応力は CFSS の接着面積全域ではなく、ひずみの発生区間に示される限られた領域に生じている。この領域は CFSS の付着に有効な区間となる。そこで本論文では「コンクリート構造物の補強技術研究委員会報告書」^{4.3)}に基づき、この領域を CFSS の有効付着長と定義する。よって、有効付着長は理論有効付着長 L_y の式 (4.5) を適用することで、安全性が確保できるものと評価する。なお、許容応力度法や界面剥離破壊エネルギーを用いて補強設計を行う場合、定着長は 300mm であり、さらに安全側となる。また、小林ら^{4.14)}や新井ら^{4.15)}の研究と同様にはく離破壊で終局を迎え、接着剤 N と JCM および CFSS を用いた補強法においても既往の設計資料に従った設計法が可能である。

4.3 CFRP格子筋を用いる引張試験の概要

CFRP 格子筋は、あらかじめ工場でビニルエステル樹脂により含浸硬化された FRP で格子が形成されており、樹脂の含浸作業等なく強度を発現させることができる。そこで本節では、CFSS と同様に土木学会の規定する引張試験^{4.8)} (JSCE E 541-2007) を行い、引張強度性能を検証する。ここで、CFRP 格子筋の材料規格値を表-4.6 に示す。また、床版下面補強法のコンクリートへの付着特性を評価することから補強断面を再現し、界面剥離破壊エネルギーや付着強度、定着長も検証する。

表-4.6 CFRP 格子筋の材料規格値^{4.15)}

補強繊維の種類	格子間隔(mm)	設計断面積 (mm ²)	引張弾性係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
高強度型炭素繊維	50×50	17.5	1.00×10 ⁵	1,400

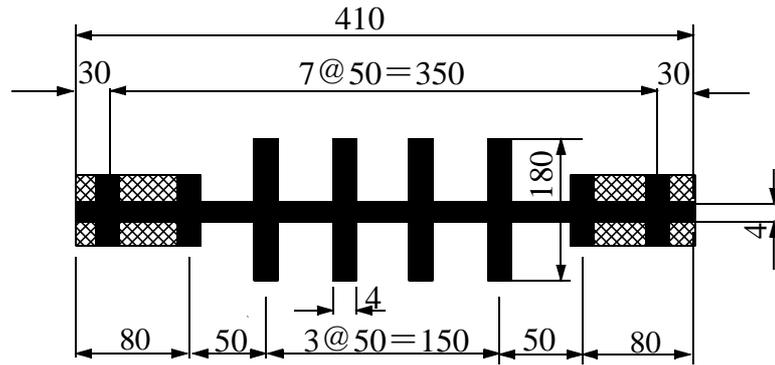
4.3.1 CFRP格子筋の引張試験

(1) 引張試験に用いる供試体の製作方法

CFRP 格子筋を用いた引張強度試験に用いる供試体は、図-4.7 に示すように、全長 390mm、幅 180mm の寸法で切断し、引張試験機のつかみ部分となる端部に長さ 80mm、幅 25mm となる AFS をエポキシ樹脂で硬化させたタブを接着させて 7 日間常温 (23℃) で静置養生する。

(2) 引張試験方法

引張試験方法は、CFSS の供試体同様、土木学会コンクリート標準示方書^{4.7)}に示す「連続繊維シートの試験方法」(JSCE-E541-2007) に準拠し、により試験を行う。引張試験は、供試体を試験機に設置し、引張速度は 2mm/min となるように設定した後、CFRP 格子筋供試体が破断するまで載荷する。また、引張強度を求める計算は式 (4.1) によるものとする。



図－4.7 CFRP 格子筋引張試験片の外観

(3) 引張強度試験結果および考察

1) 引張強度試験結果

CFRP 格子筋の引張試験による引張強度を表－4.7 に示す。引張強度の平均は $1,718\text{N/mm}^2$ であり、規格値^{4,16)}である $1,400\text{N/mm}^2$ (表－4.6) を上回る結果となった。CFRP 格子筋も同様に 5 体の試験体を用いたが、全ての供試体の引張強度が規格値を上回っている。CFSS と CFRP 格子筋の引張強度が異なるのは、CFSS は破壊荷重を設計厚みと設計幅で除して求める。CFRP 格子筋は破壊荷重を表－4.5 に示す設計断面積で除して求めるためであり、CFSS、CFRP 格子筋、これら 2 種類の補強材はともに高強度型炭素繊維 (第 3 章) を使用している。

表－4.7 CFRP 格子筋の引張強度

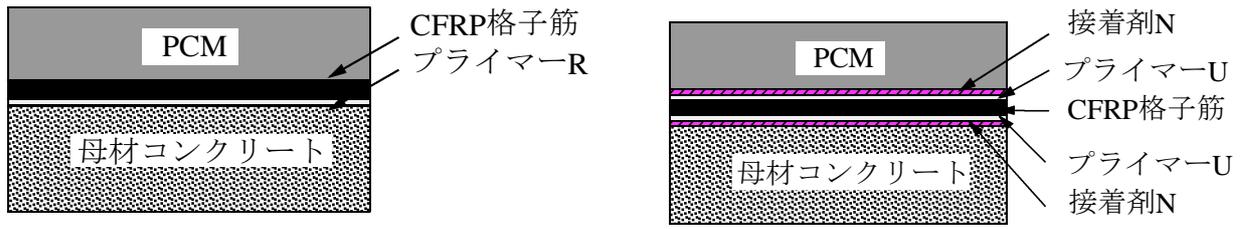
試験材料	最大荷重 (kN)		引張強度 (N/mm^2)		破壊状態
	試験値	平均	試験値	平均	
CFRP 格子筋	No.1	30.3	30.1	1,732	繊維破断 (交点)
	No.2	30.8		1,761	
	No.3	30.2		1,725	
	No.4	30.2		1,726	
	No.5	28.8		1,644	
				1,718	

2) 破壊状況

全ての供試体において CFRP 格子筋の交点部分から繊維が脆性的に破断し、破壊に至った。

4.3.2 CFRP 格子筋を用いた付着試験の概要

CFRP 格子筋単体の引張性能が確認されたが、本節では、下面増厚補強法におけるコンクリートと付着特性について評価する。そこで、CFRP 格子筋と接着剤 N またはプライマー R、PCM を組み合わせて供試体に接着した供試体を製作し、付着試験を行い界面剥離破壊エネルギーおよび付着強度、有効付着長を評価する。



(1) プライマー R を使用した供試体

(2) 接着剤 N を使用した供試体

図-4.9 CFRP 格子筋を用いる付着試験供試体断面図

表-4.8 コンクリートの圧縮強度

種別	圧縮強度 (N/mm^2)	材齢 (日)
コンクリート	39.8	91

トを用いたコンクリートを打設する。試験に用いるコンクリートの圧縮強度は、目標圧縮強度 35N/mm^2 に対して材齢 91 日で 39.8N/mm^2 である。また、すべてのコンクリートブロックの表面はディスクサンダーを用いて下地処理を施し、エアブローで清掃する。そして、PCM の打設後 28 日の養生を行った後試験を行う。

2) プライマー R と CFRP 格子筋, PCM を用いる供試体

プライマー R と CFRP 格子筋, PCM を用いる供試体は、まずコンクリートブロックに水で 3 倍希釈されたプライマー R (第 3 章) を単位面積当たりの標準塗布量 (0.2kg/m^2) で下地コンクリートに塗布し、指触乾燥まで 8 時間養生する。そして、あらかじめ 50mm 間隔でひずみゲージを設置した CFRP 格子筋を設置し、PCM を打設する。PCM の打設・左官仕上げ後、28 日間封緘養生とし試験に供する。

3) 接着剤 N と CFRP 格子筋, PCM を用いる供試体

接着剤 N (第 3 章) を単位面積当たりの標準塗布量 0.5mm 厚 (0.7kg/m^2) で下地コンクリートに塗布し、連続工程で CFRP 格子筋を設置する。CFRP 格子筋は、接着剤 N との付着性を高めるため、あらかじめ 50mm 間隔でひずみゲージを設置した後、ウレタンプライマー (以下、プライマー U とする) を CFRP 格子筋に塗布した。CFRP 格子筋設置後、再度接着剤 N を 0.5mm 厚 (0.7kg/m^2) となるよう CFRP 格子筋に塗布し、接着剤 N の硬化前に PCM を打設する。プライマー R を用いた供試体同様に、PCM の打設・左官仕上げ後、28 日間封緘養生とし試験に供する。

(4) 付着強度試験方法

1) 試験方法の概要

試験方法は、土木学会コンクリート標準示方書^{4.2)}に示す「連続繊維シートとコンク

リートとの付着試験方法（案）（JSCE-E 543-2007）」に準じ、コンクリートブロックの端部 25mm の区間を離型フィルムにより付着切れさせ、ひび割れ発生による補強材とコンクリートとの剥離を模擬する。また、供試体を万能試験機に設置し、ひずみ計測する。測定は、荷重およびひずみゲージの測定値とし、試験機を 2mm/min の速度で動作させ破壊まで載荷させる。なお、各データの測定は、5.0kN 単位で行うものとし、破壊寸前の荷重および各測点のひずみデータを記録する。

2) 剥離破壊エネルギーおよび付着強度の算定方法

各供試体の界面剥離破壊エネルギー G_f は、CFSS を用いた供試体同様に JSCE-E543-2007^{4.2)}に準じて式 (4.2)、また、および付着強度 τ_u は図-4.8 に示すように、片面接着のため式 (4.6) を用い算定する。

$$\tau_u = \frac{P_{\max}}{b \cdot L} \quad (4.6)$$

ここに、 τ_u : 付着強度 (N/mm²)、 P_{\max} : 最大荷重 (N)、 b : CFRP 格子筋の幅 (mm)、 L : 試験部分における CFRP 格子筋の接着長 (mm)

(5) 最大付着応力度と定着長さの算出

最大付着応力度と定着長さの算出は実験による最大荷重をシートの貼付け面積で除して求める。付着強度の平均は、補強材の貼付け長さが長くなるほど面積が増加するため低下することが知られているが、実際の付着応力はシート貼付け面積全域ではなく、ひずみ発生区間に示される限られた領域に生じている。この領域はシートの付着に実質的に有効な区間であり、本実験では「コンクリート構造物の補強技術研究委員会報告書^{4.3)}」に基づき、この領域を CFRP 格子筋の有効付着長と定義する。軸方向ひずみ分布よりひずみ増加区間でのひずみ勾配を求め、これより式 (4.6) を用いて最大付着応力を求め、式 (4.7) を用いて有効付着長を算定した。

$$L_y = \frac{P_{\max}}{\tau_y \cdot b} \quad (4.7)$$

ここで、 τ_y : 最大付着応力 (N/mm²)、 b :連続繊維シートの幅 (mm)、 L_y : 有効付着長 (mm)、 P_{\max} : 試験体の最大荷重 (N)

(6) 結果および考察

CFRP 格子筋を補強材に用い、プライマー R または、接着剤 N および PCM を用いた供試体の界面剥離破壊エネルギーと付着強度試験結果を表-4.9 に示す。

1) プライマー R、CFRP 格子筋、PCM を用いた供試体

プライマー R、CFRP 格子筋、PCM を用いた供試体の結果は、界面剥離破壊エネルギー算定結果は連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針^{4.8)}に基づ

表－ 4.9 CFRP 格子筋を用いた付着試験結果

種類	格子筋積層数	最大荷重 P_{max} (kN)	界面剥離破壊エネルギー G_f (N/mm) 式(4.2)	付着強度 τ_u (N/mm ²) 式(4.6)	有効付着長 L_y (mm) 式(4.4)	最大付着応力度 τ_y (N/mm ²) 式(4.7)
プライマーR +PCM +CFRP格子筋	1	20.18	0.58	1.22	206.1	0.81
接着剤N +PCM +CFRP格子筋	1	30.60	5.82 \leq	1.02 \leq	340.6	1.80 \leq

く 0.5N/mm を上回り 0.58N/mm となった。付着強度に関しては、1.22N/mm² となり既設橋脚の耐震補強工法事例集^{4.5)} に示される曲げ補強に用いる繊維シートの設計用付着強度 (0.44N/mm²) 以上であり、連続繊維シートの付着強度を基準とする設計手法を用いる場合、安全側の付着性能を有していることが確認された。

2) 接着剤 N を用いた供試体

接着剤 N, CFRP 格子筋, PCM を用いた供試体の界面剥離破壊エネルギーの算定結果は、同様に、連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針^{4.4)}に基づく 0.5N/mm を上回る 5.82N/mm 以上となり、プライマー R を用いた供試体の約 10 倍の値となった。界面剥離破壊エネルギーが増大すると CFRP 格子筋に大きな応力を与えてもはく離しないことを示し、良好な付着特性を有する結果が得られた。また、付着強度に関しては、1.02N/mm² 以上確保されている。

3) 破壊状況

本試験における供試体の破壊状況の一例を写真－ 4.2 に示す。



(1) プライマー R を用いた供試体



(2) 接着剤 N を用いた供試体

写真－ 4.2 CFRP 格子筋を用いた供試体の破壊状況

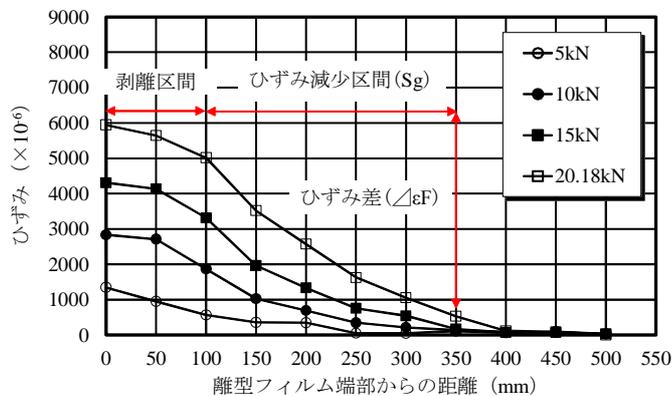
プライマー R を用いた供試体は写真－ 4.2 (1) に示すようにコンクリートと PCM の付着面が剥離で試験を終了し、接着剤 N を用いた供試体は写真－ 4.2 (2) に示すように、剥離破壊せず CFRP 格子筋の破断と PCM の破壊により試験を終了した。

4.3.3 ひずみ分布から見た応力伝達区間

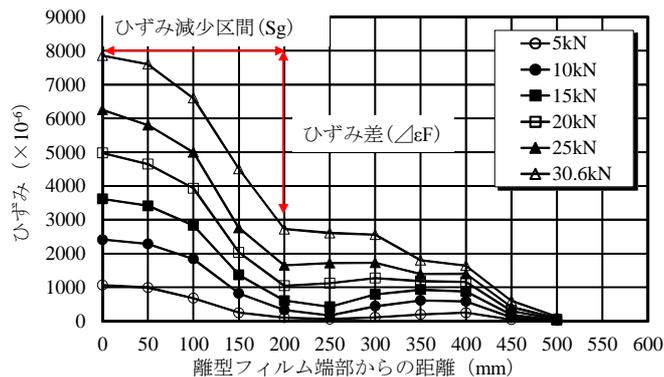
(1) 界面にプライマー R を用いて CFRP 格子筋した PCM 補強法

コンクリート界面にプライマー R を用いて CFRP 格子筋を配置，PCM 補強した供試体の格子筋の軸方向ひずみの分布を図- 4.10 (1) に示す。なお，図- 4.10 (1) に示す縦軸はひずみであり横軸は離型テープ端部からの距離である。

CFRP 格子筋の軸方向ひずみの分布を図- 4.10 (1) に示すように，最大荷重 30.6kN における離型テープの位置のひずみ $5,940 \times 10^{-6}$ であり，計測位置 50mm のひずみ $2,726 \times 10^{-6}$ まで減少する。しかし，荷重 10kN 載荷の離型テープの位置ひずみは $2,830 \times 10^{-6}$ であり，計測位置 300mm までひずみが急激に減少し，計測位置 350mm で増加している。したがって，応力伝達区間は 0mm ~ 300mm となる。よって，実験付着長は 300mm 以上となる。



(1) プライマー R を使用した供試体



(2) 接着剤 N を使用した供試体

図- 4.10 CFRP 格子筋の軸方向ひずみの分布

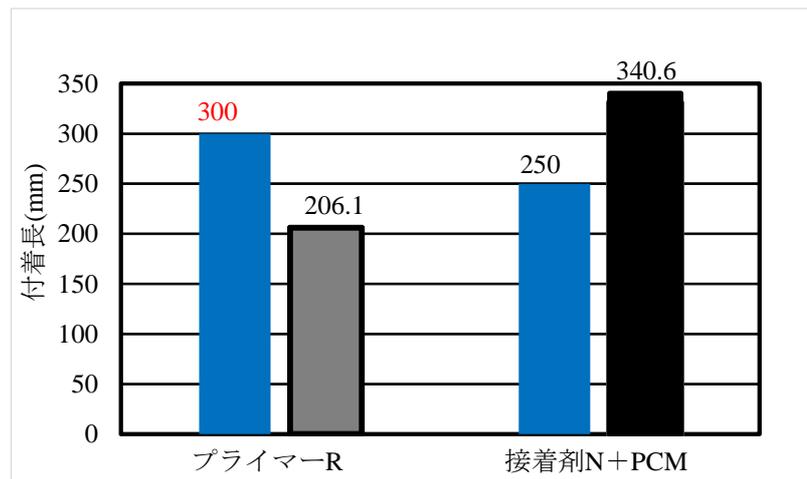
(2) 界面に接着剤 N を用いて CFRP 格子筋した PCM 補強法

コンクリート界面に接着剤 N を用い CFRP 格子筋を配置した PCM 補強した供試体の格子筋の軸方向ひずみの分布を図- 4.10 (2) に示す。

接着剤 N を用い CFRP 格子筋の軸方向ひずみの分布は図－ 4.10 (2) に示すように、最大荷重 30.6kN における離型テープの位置のひずみ $7,860 \times 10^{-6}$ であり、計測位置 200mm, 250mm, 300mm のひずみ $2,600 \times 10^{-6}$ 付近であり急激な減少は見られない。したがって、応力伝達区間は 0mm ～ 250mm となる。よって、実験付着長は 250mm 以上となる。

4.3.4 有効定着長 (L_y) と付着強度 (τ_y)

CFSS を用いた供試体と同様に、付着応力は CFRP 格子筋のひずみ発生区間に示される限られた領域に生じている。この領域はシートの付着に実質的に有効な区間であり、「コンクリート構造物の補強技術研究委員会報告書」^{4.10)}に基づき、この領域を CFRP 格子筋の有効付着長と定義する。軸方向ひずみ分布よりひずみ増加区間でのひずみ勾配を求め、これより式 (4.4) を用いて最大付着応力を求め、式 (4.7) を用いて有効付着長を算定した。各試験体のはく離荷重直前の軸方向ひずみ分布を図－ 4.12 に、式 (4.4), (4.7) により得られた各試験体の有効付着長を表－ 4.9 に併記した。



図－ 4.11 CFRP 格子筋を用いた供試体の有効付着長と実験付着長

(1) プライマー R を用いた供試体

プライマー R を用いて CFRP 格子筋を配置し、PCM 補強した供試体の計算による有効付着長 L_y (式 (4.7)) は表－ 4.9 に示すように 206.1mm である。これに対して実験付着長は 300mm 以上であり、計算による有効付着長を超えている。これは、破壊写真 (写真－ 4.2 図) に示すように、はく離がほぼ全面に及ぼすことから計算値を上回る結果となった。なお、一面せん断強度も低いことからずれと同時に全面はく離へと進行する結果となる。したがって、プライマー R は接着力はあるもののはく離に対しては弱い結果となる。なお、エポキシ樹脂で接着された CFS の有効付着長^{4.10)}以上となり、CFRP 格子筋に与えられる引張応力のコンクリートへの伝達が PCM 補強により、CFSS と付着性状が異なる結果が得られている。また、金ら^{4.17)}の研究と同様にコンクリートと PCM 界面のはく離で終局を迎えた。

(2) 接着剤 N を用いた供試体

接着剤 N を用いて CFRP 格子筋を配置し PCM 補強した供試体の計算による有効付着長 L_y は表 4.5 に示すように 340.6mm である。これに対して実験付着長は 250mm 以上となり、計算による有効付着長以下となる。よって、接着剤 N を使用した供試体とプライマー R を用いた供試体と比較すると接着剤 N を用いた場合が 1.25 となる。これは、接着層ではく離と異な PCM 層内ではく離したことから最大荷重が増加するものの、計算による有効付着長以下となった。

以上より、接着剤と JCM でコンクリート構造物表面に接着させる場合必要な定着長 300mm することでより安全性が確保できる結果となる。

4.4 まとめ

コンクリート部材の補強法に用いる引張補強材である CFSS を配置し、エポキシ樹脂、接着剤 K, JCM を用いた場合の付着性能および CFRP 格子筋を配置して PCM で増厚する補強法においてはプライマー R, 接着剤 N を用いた場合の付着性能を検証するための各種実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- (1) CFSS にエポキシ樹脂または接着剤 K と速硬化性に優れる JCM との付着性の検証においては CFSS を 1 層, 3 層, 5 層接着した試験体を用いて、土木学会に規定される試験法である「JSCE-E-543」に準拠した付着試験を行なった結果、積層数の増加に最大荷重も増加している。また、界面剥離破壊エネルギーは、連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針に基づく 0.5N/mm に対し 2 倍以上の界面剥離破壊エネルギーを有し、良好な接着状態であることが確認された。また、破壊は全ての供試体で母材コンクリートはく離破壊となっている。
- (2) CFSS に接着剤 K と JCM を用い供試体の見かけの付着強度 τ_u は積層数を 1 層, 3 層, 5 層接着させた場合においても、それぞれ 1.72N/mm^2 , 1.46N/mm^2 , 2.14N/mm^2 となり、曲げ補強に用いる繊維シートの設計用付着強度 0.44N/mm^2 を上回っている。また、有効付着長は積層数を重ねるごとに増加の傾向を示すが、本実験では 3 層用いた場合が 267mm となり、高強度型 CFSS を打継ぎ用エポキシ樹脂と JCM でコンクリート構造物表面に接着させる場合必要な定着長 300mm とすることでより安全性が確保できる結果となった。さらに、最大荷重を有効付着長 \times CFSS 接着補強幅で除した有効付着長内の付着強度 τ_y もコンクリート破壊により決定される十分な付着強度を示し既往の設計手法により各種構造物の設計が可能となる。
- (3) CFRP 格子筋を補強材に用い PCM で増厚される供試体に、プライマー R または接着剤 N を用い土木学会に規定されている付着試験を実施し、接着剤 N を増厚界面に用いた供試体はプライマー R を用いた同様の供試体に比して約 1.5 倍の破壊荷重を呈した。プライマー R を用いた界面剥離剥離エネルギー G_f は、 0.58N/mm

となり、各々連続繊維シートと同等な結果が得られた。また、接着剤 N を用いた供試体は 5.82N/mm 以上となり、11 倍のとなった。よって、増厚界面に接着剤 N を用いることで CFRP 格子筋のはく離に対する抵抗性を持つことが確認された。

- (4) CFRP 格子筋と PCM で増厚された供試体の有効付着長は、プライマー R を用いた場合の計算による有効付着長は 260.1mm 、となり、実験付着長は 300mm 以上となり、界面は広範囲にはく離する結果となった。また、接着剤 N を用いた場合は 340.6mm 、実験付着長は 250mm となり、最大荷重は向上するがはく離の範囲は抑制されている。これらの結果を既往の許容応力度法による設計や剥離破壊エネルギーを用いた設計法に反映させたい。また、有効付着長の範囲で算定される付着強度においても十分な付着強度を示した。

第4章参考文献

- 4.1) 小森篤也, 小林朗, 阿部忠, 元燦豪: FRP を用いた道路橋 RC 床版補強の現状と長寿命化対策, 第7回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.19-24
- 4.2) 元燦豪, 阿部忠, 木田哲量, 小林朗, 澤野利章: CFS・CFSS 補強 RC 床版の耐疲労性および補強効果, 第7回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.93-98
- 4.3) 小林 朗, 佐藤 靖彦, 高橋 義裕, 立石晶洋: FRP ストランドシートの材料特性と RC 梁の曲げ補強効果に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1561-1566, 2008
- 4.4) FRP グリッド工法研究会: FRP グリッド増厚・巻リート構造物の補修補強 (設計・施工マニュアル) (案), 2007
- 4.5) 中村智, 山口浩平, Amiruddin A. Arwin, 谷口硯士: PCM 吹付け工法による2層接触配置された CFRP グリッドを用いた RC はりの曲げ補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1429-1434, 2009
- 4.6) 阿部忠, 伊藤清志, 大野晃, 山下雄史: RC 床版上面損傷に用いる補修材の提案およびサイクル補修における耐疲労性の評価, 構造工学論文集, Vol. 60A, pp.1122-1133, 2014.3
- 4.7) 中村 智, 山口浩平, 小森 篤也, 日野 伸一: 各種接着剤と CFRP ストランドシートにより積層補強した RC はりの曲げ補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1405-1410, 2011
- 4.8) 土木学会: コンクリート標準示方書 [基準編], 2007
- 4.9) 日鉄コンポジット(株): トウシート工法技術資料, 2007
- 4.10) 日本コンクリート工学会: コンクリート構造物の補強技術研究委員会報告書, 2003
- 4.11) 土木学会: 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, コンクリートライブラリー第101号, 2000
- 4.12) 海洋架橋・橋梁調査会: 既設橋梁の耐震補強工法事例集, 2005.4
- 4.13) 吉澤弘之, 呉 智深, 袁 鴻, 金久保利之: 連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討, 土木学会論文集 No. 662/V-49, pp.105-119, 2000
- 4.14) 小林 朗, 佐藤靖彦, 高橋義裕, 立石晶洋: FRP ストランドシートの材料特性と RC 梁の曲げ補強効果に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1561-1566, 2008
- 4.15) 新井崇裕, 山野辺慎一, 玉野慶吾: ポリウレア樹脂層を有する炭素繊維シート補強工法の付着特性に関する研究, 鹿島技術研究所年報, Vol.62, pp.45-52, 2014
- 4.16) 土木学会: FRP によるコンクリート構造の補強設計の現状と課題, 2014
- 4.17) 金 光男, 岩下健太郎, 呉 智深, 呉 智仁, 山崎雅和, 柳澤和哉: FRP グリッドの付着挙動に関する実験的研究, 名城大学理工学部研究報告, No.51, pp.209-216, 2011

第4章 CFSSおよびCFRP格子筋とコンクリートの付着特性

4.1 はじめに

道路橋 RC 床版の補修・補強においては、既設 RC 床版下面のコンクリートに炭素繊維連続シート（CFS）を用いた接着補強法は、通行止めを必要としないことから最も多く採用されている補強法である。炭素繊維材は、軽量で高強度、高弾性、高耐久性などの特性を有し、数ミリ程度の厚さで補強することが可能であり、セメント系モルタルなどの増厚補強法に比して死荷重の軽減が図られる材料である^{4.1)}。しかし、CFS 材を用いた接着補強法では、CFS の浮きや膨れが生じないように FRP を形成するためには、補強界面コンクリートの不陸修正を適切に行い、コンクリート表面にエポキシ系樹脂の塗布および含浸させる必要がある^{4.2)}。よって、施工終了までには数回の接着工程および養生が必要となる。これらのことから、施工の合理化・省力化を図るために、CFS 材をエポキシ樹脂で棒状に形成した連続繊維ストランドシート（CFSS）が開発された^{4.1), 4.3)}。また、セメント系モルタルを用いた増厚補強においては鉄筋に替わる材料として、あらかじめ工場でビニルエステル樹脂を用い含浸硬化させて格子状に形成した CFRP 格子筋が開発され^{4.4)}、現場において樹脂の含浸作業がなく、CFS 材と同等な強度が発現された材料である。しかし、CFSS を既設コンクリートに接着補強するためにはエポキシ樹脂パテ材（以下、エポキシ樹脂とする）が用いられている^{4.5)}。また、CFSS 接着補強後、或いは既設床版上面に直接セメント系モルタルで補修した場合の付着性を高めるために接着剤が用いられている^{4.6)}。しかし、RC 床版の設計基準の変遷に伴う増厚や損傷状況に応じては CFSS の多層積層が必要となる場合やセメント系モルタルで補修の補修との組み合わせが必要となる。そこで、これらのエポキシ樹脂、或いは接着剤を用いた CFSS 補強における引張強度および CFSS を多層積層した場合のコンクリートとの付着強度など設計に必要な特性を明らかにする必要がある。また、増厚層内の引張補強材である CFRP 格子筋配置してセメント系モルタルで増厚補強には付着性を高めるためにプライマーや接着剤が用いられている。そこで、これらのプライマーや接着剤を用いた場合にコンクリートとの付着強度など設計に必要な特性を明らかにする必要がある^{4.7), 4.8)}。

そこで第4章では、CFSS 材とエポキシ樹脂との付着性を検証する。また、実施工においては設計上 CFSS を多層接着する場合があることから積層数を1層接着および3層、5層の多層積層とした場合に超速硬セメントを用いたセメントモルタル（JCM）とエポキシ樹脂および接着剤 K を用いた場合の、それぞれの引張強度試験および付着試験を行い、それぞれの付着特性値等を検証する。次に、CFRP 格子筋を用いた下面増厚補強法においては増厚界面との付着性を高めるために接着剤 N を塗布した場合の付着性および定着長の検証を行い、CFSS を用いた RC 床版上面や下面の接着補強法および CFRP を用いた PCM 下面増厚補強法、設計法の一助とするものである。

4.2 CFSSを用いる性能試験の概要

CFSS 材をコンクリート構造物の引張補強材として用いる場合は、接着剤として専用のエポキシ樹脂が用いられている。本実験では、CFSS と JCM との付着性を高めるために接着剤を使用する。そこで、接着剤にはエポキシ樹脂と接着剤 K（第 3 章）を用いて、CFSS への適応性を検証する。なお、JCM の配合条件は第 3 章と同様とする。また、RC 床版上面補強法においてコンクリートとの付着特性として、界面剥離破壊エネルギー、付着強度および継手に必要な定着長を評価する。

4.2.1 CFSSの引張強度試験

引張強度試験に用いる CFSS は、高強度型の炭素繊維により製造された繊維目付量 600g/m^2 を用いる。ここで、CFSS の材料規格値^{4,8)}を表－4.1、エポキシ樹脂、接着剤 K および JCM の材料特性値を表－4.2 に示す。

表－4.1 CFSS の材料規格値^{4,8)}

補強繊維の種類	繊維目付量 (g/m^2)	設計厚み (mm)	引張弾性係数 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)
高強度型炭素繊維	600	0.333	2.54×10^5	3,960

表－4.2 エポキシ樹脂・接着剤および JCM の材料特性値

試験項目	エポキシ樹脂 (シート接着用) (N/mm^2)	接着剤K (打ち継ぎ用) (N/mm^2)	JCM (N/mm^2)	試験法
圧縮強度	78.3	105	56.0	JIS K 7181
圧縮弾性係数	3,970	4,065	21,500	JIS K 7181
引張強度	35.8	---	---	JIS K 7161
曲げ強度	58.8	75.0	16.2	JIS K 7171
引張せん断強度	25.8	18.0	---	JIS K 6850

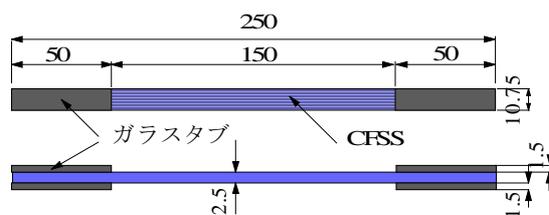
(1) 引張強度試験に用いる供試体の作成方法

1) 供試体寸法

引張試験の寸法は CFSS からストランドを 6 本切断して使用することから供試体厚さが 2.5mm、幅が 10.56mm となる。全長は 250mm とする。よって、供試体寸法は、全長 250mm、幅 10.56mm、厚さ 2.5mm とし、引張試験におけるつかみ部の寸法は 50mm とする。ここで、エポキシ樹脂および接着剤 K を用いる供試体断面図を図－4.1 に示す。

2) 供試体の製作方法

供試体の製作は、CFSS を 6 本用い、長さ 250mm で切断して型枠に設置する。次に、エポキシ樹脂を流し込み、硬化まで室温 23℃で 8 時間以上養生して板状の供試体を製作する。一方、接着剤 K を用いた場合も同様に製作する。硬化したそれぞれの CFRP



図－ 4.1 CFSS の引張試験用供試体寸法

供試体を型枠から脱型する。引張試験におけるつかみ部は、ガラスタブをエポキシ樹脂接着剤で接着し、再度室温 23 °C で 7 日間養生する。試験体数はエポキシ樹脂および接着剤 K の供試体をそれぞれ 5 体製作する。

(2) 引張強度試験の試験方法

引張強度試験方法は、エポキシ樹脂または接着剤 K で板状に硬化させた全長 250mm、幅 10.56mm、厚さ 2.5mm の供試体を用いて、土木学会コンクリート標準示方書^{4.8)}に示す「連続繊維シートの試験方法（土木学会規準 JSCE-E541-2007）」に準拠して引張試験を行う。試験方法は、引張試験機に供試体を設置し、荷重速度は 2mm/min で載荷する。荷重は CFRP が破断するまで載荷する。また、引張強度は式 (4.1) として与えられている。

$$f_{tu} = F_u / A \quad (4.1)$$

ただし、

$$A = F_t \cdot F_w, \quad (4.1.1)$$

ここで、 f_{tu} ：引張強度 (N/mm²)、 F_u ：最大荷重 (N)、 A ：繊維シートの断面積 (mm²)、 F_t ：繊維シートの設計厚み (mm)、 F_w ：繊維シートの設計幅 (mm)

(3) 結果および破壊状況

1) CFSS の引張試験結果

CFSS 材の引張試験における最大荷重 F_u と断面積 A の関係から引張強度 f_{tu} を式 (4.1) より算定した結果を表－ 4.3 に示す。

エポキシ樹脂を用いた供試体 5 体の引張強度の平均は表－ 4.3 に示すように、4,169N/mm² であり、CFSS の引張強度の規格値^{4.9)}3,400N/mm² (表－ 4.1) の 1.22 倍である。また、接着剤 K を用いた供試体の引張強度の平均は 4,097N/mm² であり、1.21 倍の強度である。

以上より、CFSS とエポキシ樹脂および CFSS と接着剤 K との組み合わせによる引張強度は規格値の 1.2 倍の強度が確保され、従来より使用されているエポキシ樹脂に加え、接着剤 K を用いて硬化した後の CFSS の引張強度の性能には差異が見られず CFSS の引張性能を発揮させることが確認された。よって、RC 床版の張出部上面補強においては接着剤 K を用いて CFSS を硬化させることで引張強度が確保された。

表一 4.3 CFSS の引張強度および破壊状況

接着樹脂		最大荷重 (kN)		引張強度 (N/mm ²)		破壊状態
		試験値	平均	試験値	平均	
エポキシ樹脂	No.1	16.1	16.22	4,146	4,169	繊維破断
	No.2	15.6		4,007		
	No.3	16.4		4,207		
	No.4	16.1		4,142		
	No.5	16.9		4,341		
接着剤 K	No.1	16.1	15.95	4,132	4,097	繊維破断
	No.2	14.8		3,803		
	No.3	14.9		3,828		
	No.4	15.2		3,905		
	No.5	17.2		4,419		

2) 破壊状況

エポキシ樹脂および接着剤 K を用いて硬化させた、それぞれの CFSS を用い、引張強度試験における破壊状況は、全ての供試体で CFSS の繊維が破断した。よって、エポキシ樹脂および接着剤 K を用いた場合の破壊は CFSS の破断破壊となった。

4.2.2 CFSSを用いた上面補強材との付着強度の検証

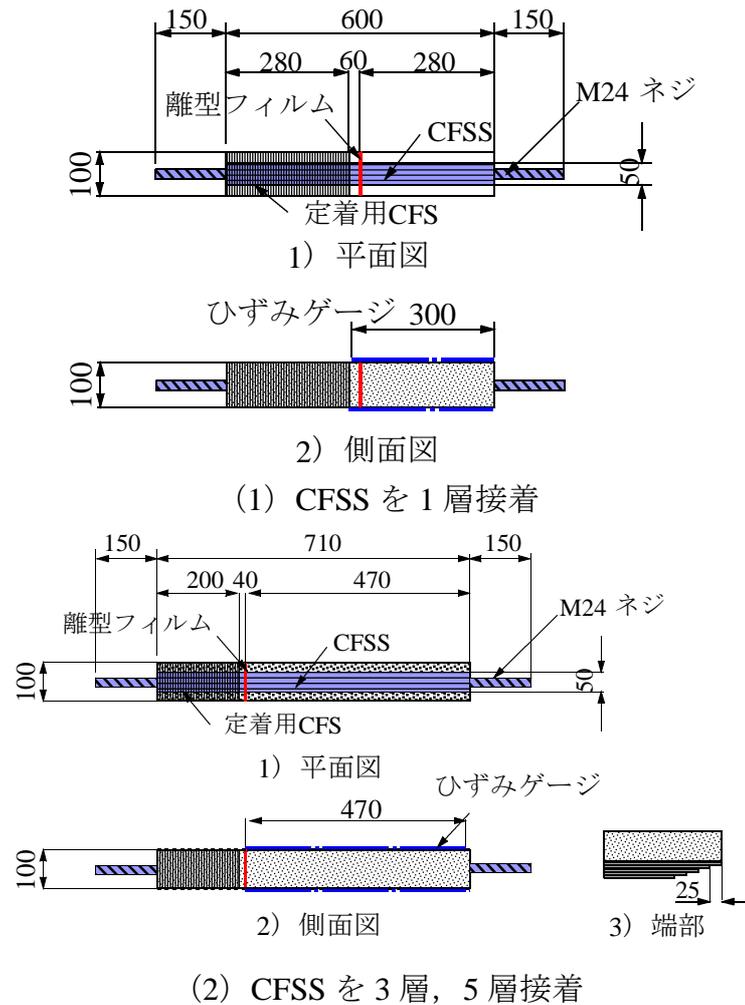
RC 床版の上面および下面に用いる引張補強材である CFSS をエポキシ樹脂および接着剤 K を用いた場合には引張強度は十分確保されている。しかし、RC 床版の上面損傷に対する補修・補強法では、不陸修正後、CFSS を接着補強し、さらに、その上面にセメントモルタルによる補強が必要となる。RC 床版の上面補強材にはセメントモルタルを用いる場合は、早期の交通解放が要求されることから JCM が用いられる。そこで、CFSS 接着補強するエポキシ樹脂、或いは接着剤 K を塗布し、JCM 補強した場合の付着性能を検証する。

(1) 付着試験用供試体寸法

1) CFSS 用付着試験供試体寸法

CFSS を 1 層接着した付着試験用の供試体寸法は、全長 600mm、幅 100mm とする。供試体両面の長手方向の中心点には幅 20mm、深さ 20mm とする 3 角形のノッチを設ける。これは、付着試験において、コンクリート部が引張られることにより、割裂ひび割れが発生する状態を模擬する。さらに、ノッチ部には全周に 20mm 幅で離型フィルムを設置し、CFSS とコンクリートとの付着を考慮しない。ここで、CFSS を 1 層接着した供試体寸法を図一 4.2 (1) に示す。

CFSS を 1 層接着する供試体寸法は図一 4.2 (1) に示すように、CFSS の全長 600mm の端部から 280mm 間を定着用の CFS で周方向に巻きつけし、定着側のはく離破壊を防止する。供試体には、目付量 0.333mm の CFSS (第 3 章, 表一 3.2) を用いる。ひずみゲージの貼付けは、離型フィルムの端部からコンクリートブロックの端部に向かい 30mm 間隔で 9 点設置する。本実験にはひずみゲージ (FLA-5) を用いる。次に、両側にボルト (M24) を用いる。長さは 150mm とする。



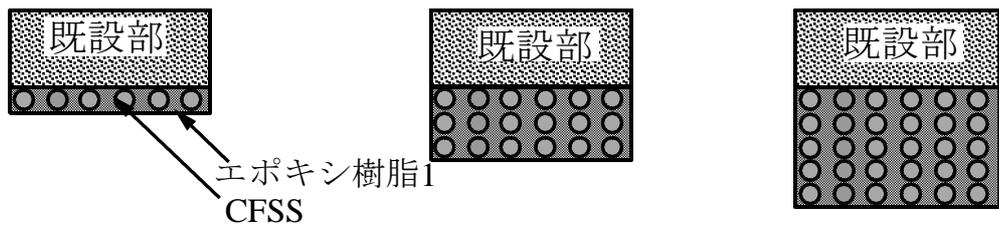
図－4.2 CFSS 用付着試験供試体寸法

一方, CFSS を3層および5層接着した場合の供試体寸法を図－4.2 (2) に示す。

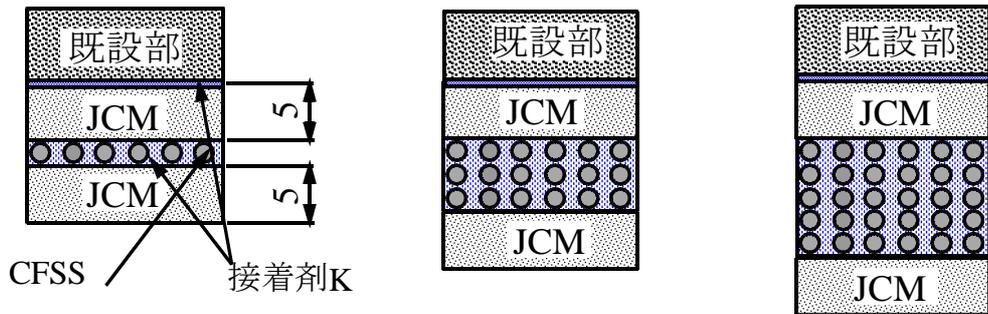
CFSS を3層以上接着する供試体は図－4.2 (2) 3) に示すように1層ごとに25mm内側に接着することことからCFSSの全長を710mmとする。定着用のCFSは図－4.2 (2), 1) に示すように端部から200mmとし, 側面に接着し, 定着側の剥離破壊を防止する。また, ノッチは1層接着した供試体と同様とする。また, 離型フィルムの設置も同様とする。ひずみゲージは1層供試体同様, 離型フィルムの端部からコンクリートブロック端部に向かい30mm間隔で15点設置する。

2) CFSS と付着試験供試体の断面の概略

CFSS と既設 RC 床版コンクリートとの付着試験に用いる補強断面図－4.3 に示す。既設コンクリートにCFSSを1層エポキシ樹脂を用いた接着補強した断面の概略を図－4.3 (1), 1) に示す。また, CFSS を3層および5層接着補強した断面の概略を図－4.3 (1), 2) および3) に示す。



- 1) CFSS を1層接着 2) CFSS を3層接着 3) CFSS を5層接着
 (1) エポキシ樹脂を用いる供試体



- 1) CFSS を1層接着 2) CFSS を3層接着 3) CFSS を5層接着
 (2) 接着剤KとJCMを用いる供試体

図－4.3 CFSSを用いる付着試験供試体の詳細断面

表－4.4 コンクリートブロックの圧縮強度

種別	圧縮強度 (N/mm ²)	材令 (日)
コンクリート	37.1	28

コンクリートブロックに接着剤 K を塗布し、JCM を 5mm 打設し、その上に接着剤 K を塗布し、CFSS を設置し、その上に JCM を 5mm 打設する。ここで、CFSS を用いる付着試験供試体の詳細断面を図－4.3 (2), 1) に示す。また、同様に CFSS を 3 層および 5 層接着補強した断面の概略を図－4.3 (2), 2) および 3) に示す。なお、付着試験に用いるコンクリートの圧縮強度を表－4.4 に示す。

(2) 付着試験用供試体の製作方法

1) コンクリート部の製作

型枠に、試験装置に設置するために、試験体端部に全ネジ (M24) を配置する。また、付着割裂破壊を防止するため全ねじ鋼棒の周囲にらせん筋を設置して補強する。材齢 28 日におけるコンクリートの圧縮強度は 37.1N/mm² である。

2) エポキシ樹脂と CFSS を用いる供試体

コンクリートブロックを製作し、CFSS 接着補強のためにコンクリート表面の下地処理には、投射材としてアルミナ粉末を用いて投射密度を 30kg/m² で研掃する。その後、

エアブローにて不純物を除去し、コンクリートブロックを製作する。供試体はエポキシ樹脂および接着剤 K を用いて、CFSS をそれぞれ接着し、16～18 日の養生を行う。

CFSS は幅 50mm とし、1 層接着補強する供試体の付着長を 280mm (図- 4.2 (1)) とし、3 層、5 層接着する供試体の付着長は 470mm (図- 4.2 (2)) とする。これは、積層数を増加することで最大荷重の増大を考慮したものである。なお、エポキシ樹脂は単位面積当たりの標準塗布量を 3.0kg/m^2 で塗布し、エポキシ樹脂が硬化した後、ひずみゲージを 30mm ピッチで貼り付けし、養生する。

3) 接着剤 K と JCM を用いる供試体

接着剤 K と JCM を用いる供試体は、コンクリートブロックを製作し、サンドブラストによる研掃後、接着剤 K を単位面積当たりの標準塗布量 0.7kg/m^2 で塗布し、コンクリートの不陸修正を考慮して JCM を 5mm 厚 (図- 4.3 (2)) で補修する。JCM の硬化を待たず接着剤 K を単位面積当たり標準塗布量の 3.0kg/m^2 で塗布する。ひずみゲージを 30mm 間隔で設置した CFSS 材を配置し、表面保護層として再度 JCM を 5mm 打設し、養生する。また、すべての供試体ともに CFSS を積層する場合は、端部で応力集中による損傷を避けるため、図- 4.2 (2), 3) に示すよう CFSS 端部に 25mm ずつ段差を設ける。

(3) 付着強度試験方法

1) 試験方法の概要

付着強度試験の方法は、土木学会コンクリート標準示方書^{4.8)}に示す「連続繊維シートとコンクリートとの付着試験方法(案)(JSCE-E 543-2007)」に準拠して実施する。また、図- 4.3 に示すように、コンクリートブロックの側面にひび割れ発生誘導のためのノッチを設け、ノッチの上・下面に離型フィルムを挿入し、ひび割れ発生に伴う CFSS のはく離を模擬する。

付着強度の計測は、荷重とひずみとし、載荷試験は、荷重を 2mm/min の速度で載荷し、CFSS の破断およびはく離が発生するまで荷重を載荷する。なお、ひずみの測定は荷重 5kN ごと行う。

2) 界面剥離破壊エネルギーおよび付着強度

界面剥離破壊エネルギー G_f および付着強度 τ_u は、土木学会、コンクリート標準示方書に示す「連続繊維シートとコンクリートとの付着試験方法(案)(JSCE-E 543-2007)」^{4.7)}に基づいて評価する。なお、界面剥離破壊エネルギー G_f は、式 (4.2) として与えられている。

$$G_f = \frac{P_{\max}^2}{8b^2 \cdot E_f \cdot t} \quad (4.2)$$

ここに、 G_f : 界面剥離破壊エネルギー (N/mm)、 P_{\max} : 最大荷重 (N)、 b : シートの

幅, E_f : 弾性係数 (N/mm^2), t : 厚さ (mm)

次に, 付着強度 τ_u は, 式 (4.3) として与えられている。

$$\tau_u = \frac{P_{\max}}{2b \cdot L} \quad (4.3)$$

ここに, τ_u : 付着強度 (N/mm^2), P_{\max} : 最大荷重 (N), b : シートの幅 (mm), L : 試験部分における CFSS の接着長 (mm)

3) 最大付着応力度と定着長さの算出

日本コンクリート工学会「コンクリート構造物の補強技術研究委員会報告書」^{4.10)}に準拠し, 最大付着応力 τ_y を求める。付着強度は, 補強材の貼付け長さが長くなるほど面積が増加することから付着強度は低下する結果となる。しかし, 同報告書では, 実際の付着応力は CFSS の貼付け全面ではなく, ひずみ発生区間に示される限られた領域に生じるとされている。この領域は CFSS の付着に有効な区間である。そこで本論文では, この領域を CFSS の有効付着長 L_y と定義する。よって, 軸方向ひずみ分布よりひずみ増加区間でのひずみ勾配を求め, 最大付着応力は式 (4.4) として与えられている。

$$\tau_y = \frac{\Delta \varepsilon_f \cdot E_f \cdot A_f}{S_g \cdot b} \quad (4.4)$$

ここで, τ_y : 最大付着応力 (N/mm^2), $\Delta \varepsilon_f$: 最大荷重時のひずみ増加区間での隣り合うゲージひずみ値の差, E_f : 連続繊維シートの弾性係数 (N/mm^2), A_f : 繊維シートの断面積 (mm^2), S_g : 応力分担区間のひずみゲージの接着距離 (mm), b : 連続繊維シートの幅 (mm)

次に, 有効付着長は式 (4.5) として与えられている。

$$L_y = \frac{P_{\max}}{2 \cdot \tau_y \cdot b} \quad (4.5)$$

ここで, L_y : 有効付着長 (mm), P_{\max} : 試験体の最大荷重 (N), τ_y : 最大付着応力 (N/mm^2), b : 連続繊維シートの幅 (mm)

(4) 結果および考察

CFSS とエポキシ樹脂, 接着剤 K および JCM を用いた供試体の界面剥離破壊エネルギーおよび付着強度試験の結果および最大付着応力度, 有効付着長を表 4.5 に示す。

1) エポキシ樹脂と CFSS を用いた供試体

エポキシ樹脂と CFSS を用い, 積層数を 1 層, 3 層, 5 層接着した場合の界面剥離破

表－ 4.5 CFSS 付着試験による界面剥離破壊エネルギーと付着強度

種類	シート積層数	供試体	最大荷重 P_{max} (kN)	最大荷重の 平均値 P_{max} (kN)	界面剥離破壊 エネルギー G_f (N/mm) 式(4.2)	付着強度 τ_u (N/mm ²) 式(4.3)	最大付着 応力度 τ_y (N/mm ²) 式(4.4)	有効付着長 L_y (mm) 式(4.5)
エポキシ樹脂 +ストランドシート (高強度型)	1	No.1	32.3	42.1	1.09	1.50	2.24	188
		No.2	46.2					
		No.3	47.8					
	3	No.1	56.1	54.4	0.6	1.09	1.91	285
		No.2	52.3					
		No.3	54.7					
	5	No.1	67.8	70.6	0.61	1.41	2.67	264
		No.2	68.6					
		No.3	75.5					
接着剤K +JCM +ストランドシート (高強度型)	1	No.1	50.0	48.2	1.44	1.72	3.80	127
		No.2	48.1					
		No.3	46.6					
	3	No.1	64.4	72.8	1.09	1.46	2.73	267
		No.2	78.7					
		No.3	75.3					
	5	No.1	114.5	107.1	1.42	2.14	4.62	232
		No.2	93.5					
		No.3	113.3					

壊エネルギーは表－ 4.5 に示すように、CFSS を 1 層接着した場合は 1.09N/mm，3 層の場合 0.6N/mm，5 層の場合 0.61N/mm である。土木学会「連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針」^{4.11)}では CFS とコンクリートとの界面剥離破壊エネルギー G_f は、一般に 0.5N/mm といわれているが、供試体は積層数にかかわらず、全ての供試体で界面剥離破壊エネルギーは 0.5N/mm を上回る結果となった。

次に、付着強度 τ_u は、1 層の場合が 1.5N/mm²，3 層の場合は 1.09N/mm²，5 層の場合が 1.41N/mm² となり、既設橋脚の耐震補強工事例集^{4.12)}に示されている曲げ補強に用いる繊維シートの設計用付着強度 0.44N/mm² を上回っており、CFSS の付着強度を基準とする設計手法を用いる場合は安全側の付着性能を有している結果が得られた。

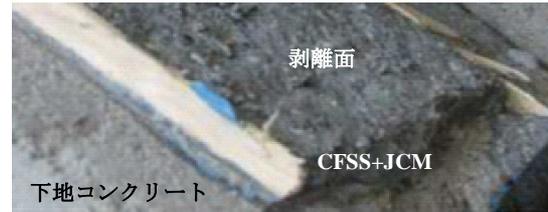
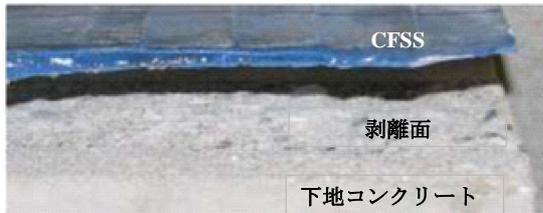
2) 接着剤 K と JCM を用いた供試体

接着剤 K と JCM を用い積層数 1 層，3 層，5 層接着した供試体の界面剥離破壊エネルギーは表－ 4.5 に示すように、CFSS を 1 層接着した場合は 1.44N/mm，3 層の場合が 1.09N/mm，5 層の場合は 1.41N/mm となり、エポキシ樹脂を使用した供試体以上の剥離破壊エネルギーが得られた。これは、JCM の引張強度が寄与しているものと考えられる。次に、付着強度 τ_u は CFSS を 1 層の場合は 1.72N/mm²，3 層，5 層の場合は、それぞれ 1.46N/mm²，2.14N/mm² となり、エポキシ樹脂を使用した供試体以上となった。よって、界面剥離破壊エネルギーを用いて設計を行う場合には、さらに安全側に評価されることになる。

3) 破壊状況

本実験における供試体の破壊状況の一例を写真－ 4.1 に示す。

CFSS をエポキシ樹脂で接着した供試体の破壊状況は写真－ 4.1 (1) に示すように、コンクリートと CFSS の付着面ではく離破壊している。なお、全供試体で、はく離破壊と



(1) エポキシ樹脂を用いた破壊状況

(2) 接着剤 K と JCM を用いた破壊状況

写真－ 4.1 供試体の破壊状況の一例

なった。次に、CFSS を接着剤 K で塗布し、JCM で補修した後、CFSS を接着補強し、再度 JCM を 5mm 厚で補修した供試体においても写真－ 4.1 (2) に示すように CFSS の界面ではなく離破壊した。なお、積層数を 3 層、5 層とした場合においても CFSS の引張強度が向上することからはく離が先行する破壊となる。

4.2.3 ひずみ分布から見た応力伝達区間

(1) エポキシ樹脂と CFSS を用いた供試体

CFSS にエポキシ樹脂で積層数をそれぞれ 1 層および 3 層、5 層接着補強した場合の軸方向ひずみの関係による応力伝達区間を図－ 4.4 に示す。なお、図－ 4.4 に示す縦軸はひずみであり、横軸は離型フィルム端部からの位置である。応力伝達区間は、ひずみが減少し続ける区間と定義する。また、本実験による破壊寸前の荷重を最大荷重と定義する。

1) CFSS の積層数が 1 層接着した場合

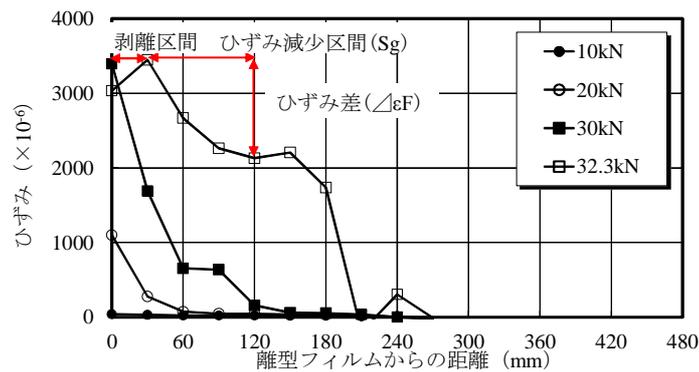
エポキシ樹脂を用いて CFSS の 1 層接着した場合のひずみを離型フィルム端部から計測位置 30mm ごとに計測した結果を図－ 4.4 (1) に示す。

離型フィルム端部、すなわち計測位置 0mm のひずみは、荷重 30kN 付近で $3,395 \times 10^{-6}$ 付近まで増加している。次に、計測位置 30mm のひずみは $1,697 \times 10^{-6}$ 付近であり、計測位置 60mm のひずみは、さらに減少している。次に、最大荷重 32.3kN 時のひずみは、離型フィルム端部が $3,039 \times 10^{-6}$ であり、荷重 30kN のひずみを下回った。しかし、計測位置 30mm のひずみは $3,449 \times 10^{-6}$ まで増加している。計測位置 60mm の位置のひずみは $2,670 \times 10^{-6}$ 付近であり、計測位置 120mm までひずみが減少するものの、計測位置 150mm のひずみは増加している。なお、このひずみの増加は、吉澤ら^{4.13)}の「連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討結果と同等な増加傾向が示されている。よって、最大荷重 32.3kN で離型フィルム端部のひずみが最大値を示し、その後ひずみが減少するものの離型フィルム端部から 150mm で増加していることから、応力伝達区間は 30mm ～ 120mm の範囲と見なし、これを実験付着長と定義する。よって、実験付着長は 90mm 以上となる。

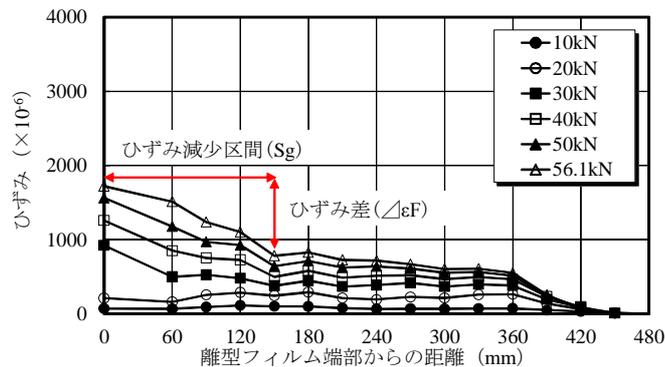
2) CFSS の積層数が 3 層接着した場合

CFSS の積層数を 3 層接着した場合のひずみと計測位置 30mm ごとのひずみを図－ 4.4 (2) に示す。

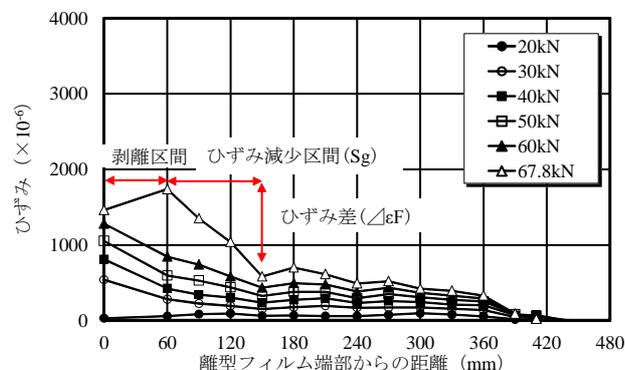
最大荷重は 56.1kN であり，1 層の場合に比して最大荷重は 1.74 倍である。積層数を 3 層とすることで荷重は増大している。最大荷重は 56.1kN の離型フィルム端部のひずみは $1,720 \times 10^{-6}$ ，計測位置 150mm のひずみは 782×10^{-6} まで減少するが，計測位置 180mm のひずみは 826×10^{-6} に増加している。よって，最大荷重 56.1kN における応力伝達区間は 0mm ～ 150mm と見なす。よって，実験付着長は 150mm 以上となる。また，CFSS の積層数が 1 層接着した場合に比して，CFSS の引張剛性が向上することから応力伝達区間が増大している。



(1) 各計測点ごとの CFSS のひずみ関係 (1 層接着)



(2) 各計測点ごとの CFSS のひずみ関係 (3 層接着)



(3) 各計測点ごとの CFSS のひずみ関係 (5 層接着)

図－4.4 CFSS の軸方向ひずみによる応力伝達区間 (エポキシ樹脂)

3) CFSS の積層数が 5 層接着した場合

CFSS の積層数を 5 層接着した場合のひずみと計測位置 30mm ごとのひずみを図-4.4 (3) に示す。

CFSS を 5 層接着した場合の最大荷重は 67.8kN であり、1 層接着した場合の最大荷重に比して 2.10 倍、積層数を 3 層接着した場合の 1.2 倍に耐荷力が向上している。これは、積層数が 5 層としたことで、引張剛性が高まり、耐荷力が向上するとともに、3 層接着したひずみに対して、ひずみも大幅に低下している。最大荷重は 56.1kN の離型フィルム端部のひずみは $1,459 \times 10^{-6}$ 、計測位置 60mm のひずみは $1,737 \times 10^{-6}$ となり最大ひずみを示している。計測位置 60mm から 150mm のひずみは 581×10^{-6} に減少するが、計測位置 180mm のひずみは 698×10^{-6} に上昇している。よって、最大荷重 56.1kN における応力伝達区間は 60mm ~ 150mm と見なす。よって、実験付着長は 90mm 以上となる。

これらのことから、エポキシ樹脂を用いて CFSS をコンクリートに接着させた場合は、積層数が増大することから最大荷重も増大し、発生ひずみが減少するものの応力伝達区間も増大する関係が得られた。

(2) 接着剤 K と JCM を用いた供試体

RC 床版コンクリートと打ち継ぎ用フレッシュコンクリートとの接着剤として開発された接着剤 K および補強材 JCM と、CFSS の積層数を 1 層、3 層、5 層接着させた場合の軸方向ひずみの関係による応力伝達区間を図-4.5 に示す。本実験による破壊寸前の荷重を最大荷重と定義する。

1) CFSS の積層数が 1 層接着した場合

接着剤 K を用いて CFSS を 1 層接着した場合のひずみを計測位置 30mm ごとに計測した結果を図-4.5 (1) に示す。

離型フィルム端部の計測位置 0mm のひずみは、最大荷重 50kN 付近で $5,015 \times 10^{-6}$ であり、計測位置 30mm のひずみは $5,441 \times 10^{-6}$ と最大値を示している。計測位置 60mm のひずみは $5,052 \times 10^{-6}$ に減少している。計測位置 180mm のひずみは 40×10^{-6} であり、はく離の発生状況は見られない。一方、荷重 40kN の離型フィルム端部のひずみは $3,883 \times 10^{-6}$ 、計測位置 30mm のひずみは 4014×10^{-6} に増加し、その後の計測位置のひずみから減少している。計測位置 150mm のひずみ 251×10^{-6} まで減少するが、計測位置 180mm のひずみは 366×10^{-6} に上昇している。よって、応力伝達区間は 30mm ~ 150mm の範囲と見なす。よって、実験付着長は 120mm 以上となる。

2) CFSS の積層数が 3 層接着した場合

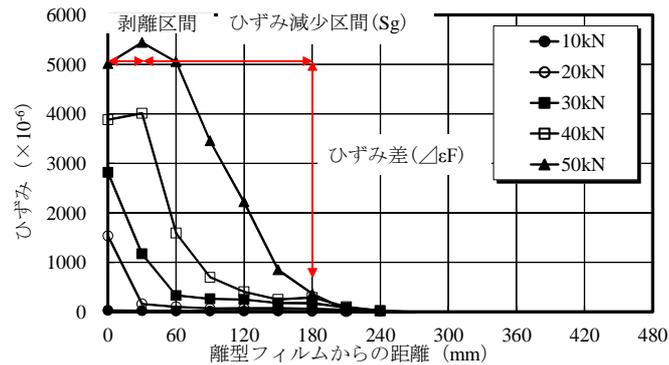
接着剤 K を用いて CFSS を 3 層接着した場合のひずみは離型フィルム端部から 30mm ごとに計測した結果を図-4.5 (2) に示す。

離型フィルム端部の計測位置 0mm のひずみは、最大荷重 64.4kN で $1,775 \times 10^{-6}$ である。なお、計測位置 30mm のひずみはゲージ破損のため計測不能である。計測位置 60mm のひずみは $2,469 \times 10^{-6}$ で、最大値を示している。計測位置 90mm のひずみは減少し、計測位置 120mm のひずみは 945×10^{-6} まで減少するが、計測位置 150mm でひずみは

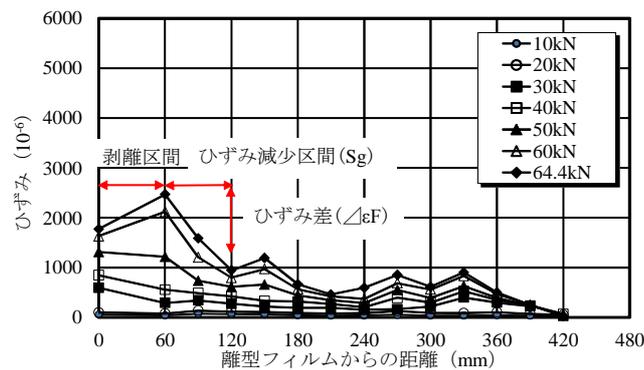
1,192×10⁶ に上昇している。よって、積層数が 3 層の場合も接着剤 K を用いて CFSS を 3 層接着した場合の応力伝達区間は 60 ～ 120mm となる。よって、実験付着長は 60mm 以上となる。

3) CFSS の積層数が 3 層接着した場合

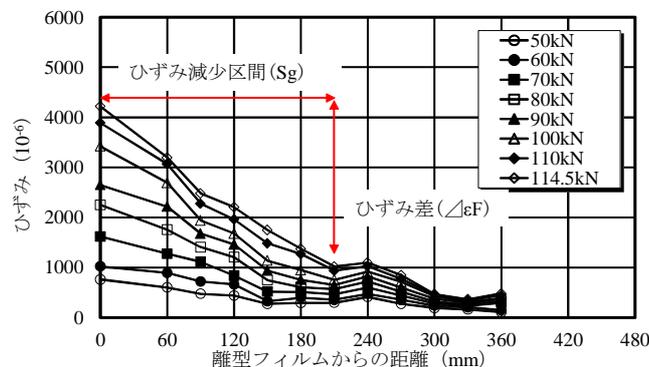
接着剤 K を用いて CFSS を 5 層接着した場合のひずみを離型フィルム端部から 30mm ごとに計測した結果を図- 4.5 (3) に示す。



(1) 各計測点ごとの CFSS のひずみ関係 (1 層接着)



(2) 各計測点ごとの CFSS のひずみ関係 (3 層接着)



(3) 各計測点ごとの CFSS のひずみ関係 (5 層接着)

図- 4.5 CFSS の軸方向ひずみによる応力伝達区間 (接着剤 K)

最大荷重 114.5kN における離型フィルム端部の計測位置 0mm のひずみは 4,220×10⁶

であり、計測位置 210mm までの区間のひずみは減少し、計測位置 240mm のひずみは上昇している。よって、積層数が 5 層の場合も接着剤 K を用いて CFSS を 3 層接着した場合の応力伝達区間は 0mm ~ 210mm となる。よって、実験付着長は 210mm 以上となる。

破壊状況は、かぶりコンクリートの表面の引張破壊となった。これらの試験結果により、CFSS と接着剤 K および JCM を組み合わせた補強法は、積層数を増加させると、剥離に対し抵抗することが確認された。そして、定着長さとしずみの発生は相関性があり有効付着長なども踏まえ考察を行う。他の供試体も同様な結果である。

4.2.4 有効付着長

CFSS 付着試験による CFSS の積層数ごとの有効付着長 L_y と実験付着長の関係を図-4.6 に示す。なお、実験付着長は図-4.4, 4.5 の結果のみで比較する。

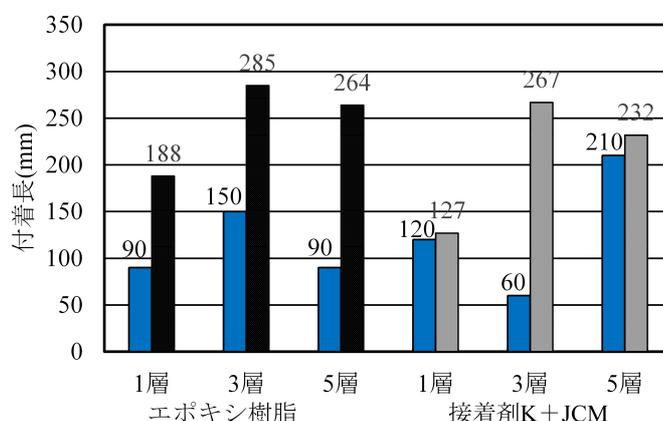


図-4.6 CFSS を用いた各供試体の有効付着長と実験付着長

(1) エポキシ樹脂を用いて CFSS 接着補強した供試体

エポキシ樹脂を用いて CFSS を 1 層接着した供試体の計算による付着長 L_y (式 (4.5)) は表-4.5 に示すように 188mm である。これに対して実験付着長 90mm 以上であり、理論値を下回っている。また、CFSS を 3 層および 5 層接着した場合の理論有効付着長 L_y は、それぞれ 285mm, 264mm である。実験付着長はそれぞれ 150mm 以上, 90mm 以上であり、計算による有効付着長以内である。他の供試体も計算値以下となった。

(2) エポキシ樹脂を用いて CFSS 接着補強した供試体

接着剤 K を用いて CFSS を 1 層接着した供試体の理論有効付着長 L_y は表-4.5 に示すように 127mm である。実験付着長は 120mm である。次に、CFSS を 3 層および 5 層接着した場合の理論有効付着長 L_y は、それぞれ 267mm, 232mm である。これに対して実験有効長はそれぞれ 60mm, 210mm であり、計算による有効付着長以内である。なお、他の供試体も同様に計算による有効付着長以内である。

以上より、CFSS 材の積層数を多くすることで剛性がたかまり、最大荷重を増加する。

一方、ひずみの増加は減少する。実際の付着応力は CFSS の接着面積全域ではなく、ひずみの発生区間に示される限られた領域に生じている。この領域は CFSS の付着に有効な区間となる。そこで本論文では「コンクリート構造物の補強技術研究委員会報告書」^{4.3)}に基づき、この領域を CFSS の有効付着長と定義する。よって、有効付着長は理論有効付着長 L_y の式 (4.5) を適用することで、安全性が確保できるものと評価する。なお、許容応力度法や界面剥離破壊エネルギーを用いて補強設計を行う場合、定着長は 300mm であり、さらに安全側となる。また、小林ら^{4.14)}や新井ら^{4.15)}の研究と同様にはく離破壊で終局を迎え、接着剤 N と JCM および CFSS を用いた補強法においても既往の設計資料に従った設計法が可能である。

4.3 CFRP格子筋を用いる引張試験の概要

CFRP 格子筋は、あらかじめ工場でビニルエステル樹脂により含浸硬化された FRP で格子が形成されており、樹脂の含浸作業等なく強度を発現させることができる。そこで本節では、CFSS と同様に土木学会の規定する引張試験^{4.8)} (JSCE E 541-2007) を行い、引張強度性能を検証する。ここで、CFRP 格子筋の材料規格値を表-4.6 に示す。また、床版下面補強法のコンクリートへの付着特性を評価することから補強断面を再現し、界面剥離破壊エネルギーや付着強度、定着長も検証する。

表-4.6 CFRP 格子筋の材料規格値^{4.15)}

補強繊維の種類	格子間隔(mm)	設計断面積(mm ²)	引張弾性係数(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)
高強度型炭素繊維	50×50	17.5	1.00×10 ⁵	1,400

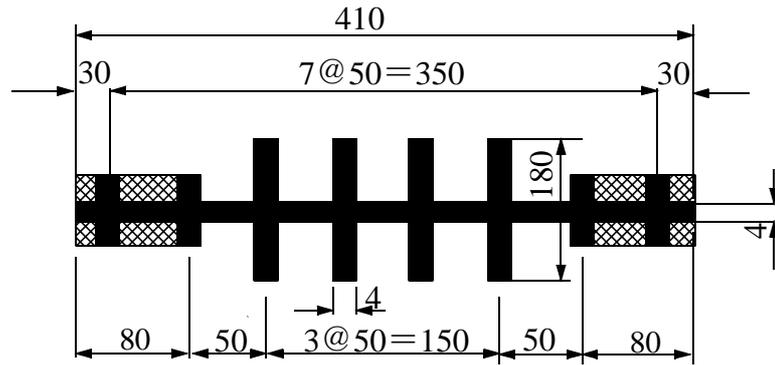
4.3.1 CFRP格子筋の引張試験

(1) 引張試験に用いる供試体の製作方法

CFRP 格子筋を用いた引張強度試験に用いる供試体は、図-4.7 に示すように、全長 390mm、幅 180mm の寸法で切断し、引張試験機のつかみ部分となる端部に長さ 80mm、幅 25mm となる AFS をエポキシ樹脂で硬化させたタブを接着させて 7 日間常温 (23℃) で静置養生する。

(2) 引張試験方法

引張試験方法は、CFSS の供試体同様、土木学会コンクリート標準示方書^{4.7)}に示す「連続繊維シートの試験方法」(JSCE-E541-2007) に準拠し、により試験を行う。引張試験は、供試体を試験機に設置し、引張速度は 2mm/min となるように設定した後、CFRP 格子筋供試体が破断するまで載荷する。また、引張強度を求める計算は式 (4.1) によるものとする。



図－ 4.7 CFRP 格子筋引張試験片の外観

(3) 引張強度試験結果および考察

1) 引張強度試験結果

CFRP 格子筋の引張試験による引張強度を表－ 4.7 に示す。引張強度の平均は $1,718\text{N/mm}^2$ であり、規格値^{4,16)}である $1,400\text{N/mm}^2$ (表－ 4.6) を上回る結果となった。CFRP 格子筋も同様に 5 体の試験体を用いたが、全ての供試体の引張強度が規格値を上回っている。CFSS と CFRP 格子筋の引張強度が異なるのは、CFSS は破壊荷重を設計厚みと設計幅で除して求める。CFRP 格子筋は破壊荷重を表－ 4.5 に示す設計断面積で除して求めるためであり、CFSS, CFRP 格子筋, これら 2 種類の補強材はともに高強度型炭素繊維 (第 3 章) を使用している。

表－ 4.7 CFRP 格子筋の引張強度

試験材料	最大荷重 (kN)		引張強度 (N/mm^2)		破壊状態
	試験値	平均	試験値	平均	
CFRP 格子筋	No.1	30.3	30.1	1,732	繊維破断 (交点)
	No.2	30.8		1,761	
	No.3	30.2		1,725	
	No.4	30.2		1,726	
	No.5	28.8		1,644	
				1,718	

2) 破壊状況

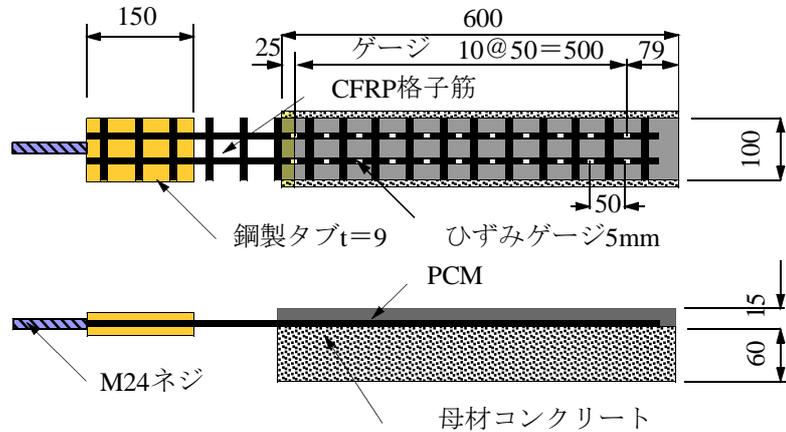
全ての供試体において CFRP 格子筋の交点部分から繊維が脆性的に破断し、破壊に至った。

4.3.2 CFRP 格子筋を用いた付着試験の概要

CFRP 格子筋単体の引張性能が確認されたが、本節では、下面増厚補強法におけるコンクリートと付着特性について評価する。そこで、CFRP 格子筋と接着剤 N またはプライマー R, PCM を組み合わせて供試体に接着した供試体を製作し、付着試験を行い界面剥離破壊エネルギーおよび付着強度、有効付着長を評価する。

(1) 付着試験供試体寸法

CFRP 格子筋と PCM を用いる供試体の、付着試験に用いる供試体寸法を図－ 4.8 に示す。



図－ 4.8 CFRP 格子筋を用いた付着試験供試体寸法

コンクリートブロックの寸法は、全長 600mm、幅 120mm、厚み 60mm で、早強セメントを用いたコンクリートとする。コンクリートブロックの端部には、コンクリートのひび割れによるはく離を模擬し、離型テープを 25mm 幅で接着し、残りの 575mm はコンクリートブロックと付着させる。よって、付着試験は 575mm の区間で検証する。CFRP 格子筋は、厚み 4mm、格子筋間隔 50mm を用い、幅 100mm、長さ 950mm に切断する。CFRP 格子筋には図－ 4.8 に示すように、ひずみゲージ (FLA-5) を離型テープの端部からコンクリート端部に向かい 50mm 間隔・2 列で設置する。次に、試験機のかみ部分となるタブは、厚さ 9mm の SS400 材を用いて CFRP 格子筋を挟み込みねじ止めして、エポキシ樹脂接着剤で接着固定する。また、試験機との接続部分には全ねじ M24 を用い、タブとの接続部は溶接により圧着する。CFRP 格子筋を用いた付着試験は試験機の治具の関係から、片引きにて実施する。

(2) CFRP 格子筋を用いる付着試験

CFRP 格子筋、PCM を用いるコンクリートとの付着試験に用いる補強断面図を図－ 4.9 に示す。コンクリートとの打継ぎ界面にプライマー R を用い接着補強した断面の概略を図－ 4.9 (1) に示す。また、接着剤 N を用いて接着補強した断面の概略を図－ 4.9 (2) に示す。

(3) 付着試験用供試体の製作方法

1) コンクリート部の製作

長さ 600mm、幅 150mm、厚み 60mm となる木製型枠に、表－ 4.8 に示す早強セメン

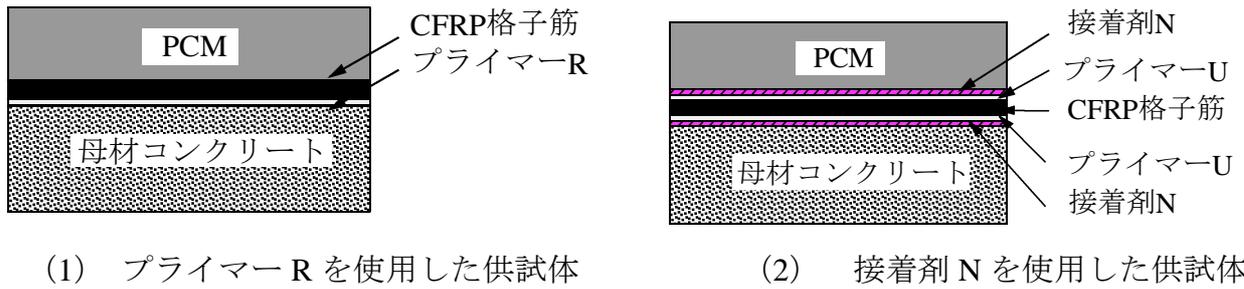


図-4.9 CFRP 格子筋を用いる付着試験供試体断面図

表-4.8 コンクリートの圧縮強度

種別	圧縮強度 (N/mm^2)	材齢 (日)
コンクリート	39.8	91

トを用いたコンクリートを打設する。試験に用いるコンクリートの圧縮強度は、目標圧縮強度 35N/mm^2 に対して材齢 91 日で 39.8N/mm^2 である。また、すべてのコンクリートブロックの表面はディスクサンダーを用いて下地処理を施し、エアブローで清掃する。そして、PCM の打設後 28 日の養生を行った後試験を行う。

2) プライマー R と CFRP 格子筋, PCM を用いる供試体

プライマー R と CFRP 格子筋, PCM を用いる供試体は、まずコンクリートブロックに水で 3 倍希釈されたプライマー R (第 3 章) を単位面積当たりの標準塗布量 (0.2kg/m^2) で下地コンクリートに塗布し、指触乾燥まで 8 時間養生する。そして、あらかじめ 50mm 間隔でひずみゲージを設置した CFRP 格子筋を設置し、PCM を打設する。PCM の打設・左官仕上げ後、28 日間封緘養生とし試験に供する。

3) 接着剤 N と CFRP 格子筋, PCM を用いる供試体

接着剤 N (第 3 章) を単位面積当たりの標準塗布量 0.5mm 厚 (0.7kg/m^2) で下地コンクリートに塗布し、連続工程で CFRP 格子筋を設置する。CFRP 格子筋は、接着剤 N との付着性を高めるため、あらかじめ 50mm 間隔でひずみゲージを設置した後、ウレタンプライマー (以下、プライマー U とする) を CFRP 格子筋に塗布した。CFRP 格子筋設置後、再度接着剤 N を 0.5mm 厚 (0.7kg/m^2) となるよう CFRP 格子筋に塗布し、接着剤 N の硬化前に PCM を打設する。プライマー R を用いた供試体同様に、PCM の打設・左官仕上げ後、28 日間封緘養生とし試験に供する。

(4) 付着強度試験方法

1) 試験方法の概要

試験方法は、土木学会コンクリート標準示方書^{4.2)}に示す「連続繊維シートとコンク

リートとの付着試験方法（案）（JSCE-E 543-2007）」に準じ、コンクリートブロックの端部 25mm の区間を離型フィルムにより付着切れさせ、ひび割れ発生による補強材とコンクリートとの剥離を模擬する。また、供試体を万能試験機に設置し、ひずみ計測する。測定は、荷重およびひずみゲージの測定値とし、試験機を 2mm/min の速度で動作させ破壊まで載荷させる。なお、各データの測定は、5.0kN 単位で行うものとし、破壊寸前の荷重および各測点のひずみデータを記録する。

2) 剥離破壊エネルギーおよび付着強度の算定方法

各供試体の界面剥離破壊エネルギー G_f は、CFSS を用いた供試体同様に JSCE-E543-2007^{4.2)} に準じて式 (4.2)、また、および付着強度 τ_u は図-4.8 に示すように、片面接着のため式 (4.6) を用い算定する。

$$\tau_u = \frac{P_{\max}}{b \cdot L} \quad (4.6)$$

ここに、 τ_u : 付着強度 (N/mm²)、 P_{\max} : 最大荷重 (N)、 b : CFRP 格子筋の幅 (mm)、 L : 試験部分における CFRP 格子筋の接着長 (mm)

(5) 最大付着応力度と定着長さの算出

最大付着応力度と定着長さの算出は実験による最大荷重をシートの貼付け面積で除して求める。付着強度の平均は、補強材の貼付け長さが長くなるほど面積が増加するため低下することが知られているが、実際の付着応力はシート貼付け面積全域ではなく、ひずみ発生区間に示される限られた領域に生じている。この領域はシートの付着に実質的に有効な区間であり、本実験では「コンクリート構造物の補強技術研究委員会報告書^{4.3)}」に基づき、この領域を CFRP 格子筋の有効付着長と定義する。軸方向ひずみ分布よりひずみ増加区間でのひずみ勾配を求め、これより式 (4.6) を用いて最大付着応力を求め、式 (4.7) を用いて有効付着長を算定した。

$$L_y = \frac{P_{\max}}{\tau_y \cdot b} \quad (4.7)$$

ここで、 τ_y : 最大付着応力 (N/mm²)、 b : 連続繊維シートの幅 (mm)、 L_y : 有効付着長 (mm)、 P_{\max} : 試験体の最大荷重 (N)

(6) 結果および考察

CFRP 格子筋を補強材に用い、プライマー R または、接着剤 N および PCM を用いた供試体の界面剥離破壊エネルギーと付着強度試験結果を表-4.9 に示す。

1) プライマー R、CFRP 格子筋、PCM を用いた供試体

プライマー R、CFRP 格子筋、PCM を用いた供試体の結果は、界面剥離破壊エネルギー算定結果は連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針^{4.8)}に基づ

表－ 4.9 CFRP 格子筋を用いた付着試験結果

種類	格子筋積層数	最大荷重 P_{max} (kN)	界面剥離破壊エネルギー G_f (N/mm) 式(4.2)	付着強度 τ_u (N/mm ²) 式(4.6)	有効付着長 L_y (mm) 式(4.4)	最大付着応力度 τ_y (N/mm ²) 式(4.7)
プライマーR +PCM +CFRP格子筋	1	20.18	0.58	1.22	206.1	0.81
接着剤N +PCM +CFRP格子筋	1	30.60	5.82 \leq	1.02 \leq	340.6	1.80 \leq

く 0.5N/mm を上回り 0.58N/mm となった。付着強度に関しては、1.22N/mm² となり既設橋脚の耐震補強工法事例集^{4.5)} に示される曲げ補強に用いる繊維シートの設計用付着強度 (0.44N/mm²) 以上であり、連続繊維シートの付着強度を基準とする設計手法を用いる場合、安全側の付着性能を有していることが確認された。

2) 接着剤 N を用いた供試体

接着剤 N, CFRP 格子筋, PCM を用いた供試体の界面剥離破壊エネルギーの算定結果は、同様に、連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針^{4.4)}に基づく 0.5N/mm を上回る 5.82N/mm 以上となり、プライマー R を用いた供試体の約 10 倍の値となった。界面剥離破壊エネルギーが増大すると CFRP 格子筋に大きな応力を与えてもはく離しないことを示し、良好な付着特性を有する結果が得られた。また、付着強度に関しては、1.02N/mm² 以上確保されている。

3) 破壊状況

本試験における供試体の破壊状況の一例を写真－ 4.2 に示す。



(1) プライマー R を用いた供試体



(2) 接着剤 N を用いた供試体

写真－ 4.2 CFRP 格子筋を用いた供試体の破壊状況

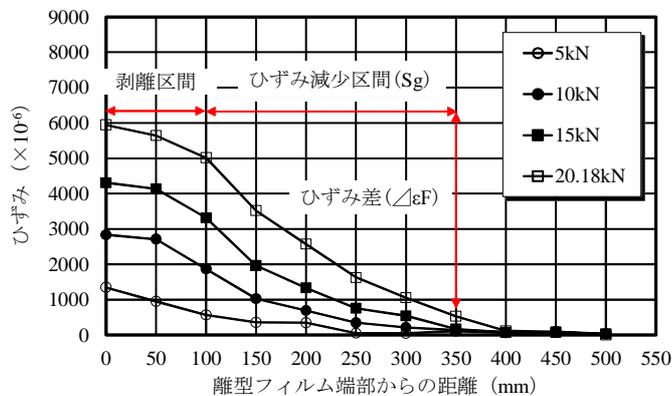
プライマー R を用いた供試体は写真－ 4.2 (1) に示すようにコンクリートと PCM の付着面が剥離で試験を終了し、接着剤 N を用いた供試体は写真－ 4.2 (2) に示すように、剥離破壊せず CFRP 格子筋の破断と PCM の破壊により試験を終了した。

4.3.3 ひずみ分布から見た応力伝達区間

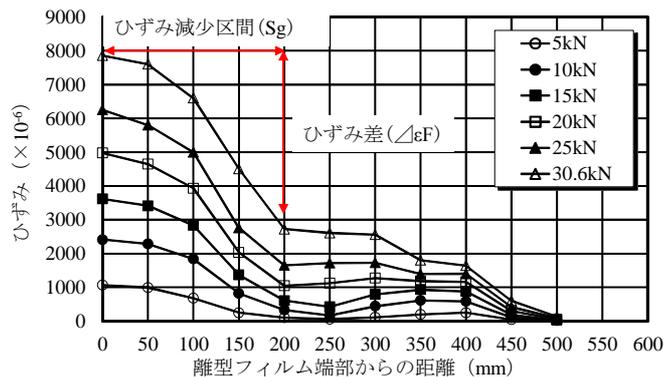
(1) 界面にプライマー R を用いて CFRP 格子筋した PCM 補強法

コンクリート界面にプライマー R を用いて CFRP 格子筋を配置，PCM 補強した供試体の格子筋の軸方向ひずみの分布を図－ 4.10 (1) に示す。なお，図－ 4.10 (1) に示す縦軸はひずみであり横軸は離型テープ端部からの距離である。

CFRP 格子筋の軸方向ひずみの分布を図－ 4.10 (1) に示すように，最大荷重 30.6kN における離型テープの位置のひずみ $5,940 \times 10^{-6}$ であり，計測位置 50mm のひずみ $2,726 \times 10^{-6}$ まで減少する。しかし，荷重 10kN 載荷の離型テープの位置ひずみは $2,830 \times 10^{-6}$ であり，計測位置 300mm までひずみが急激に減少し，計測位置 350mm で増加している。したがって，応力伝達区間は 0mm ～ 300mm となる。よって，実験付着長は 300mm 以上となる。



(1) プライマー R を使用した供試体



(2) 接着剤 N を使用した供試体

図－ 4.10 CFRP 格子筋の軸方向ひずみの分布

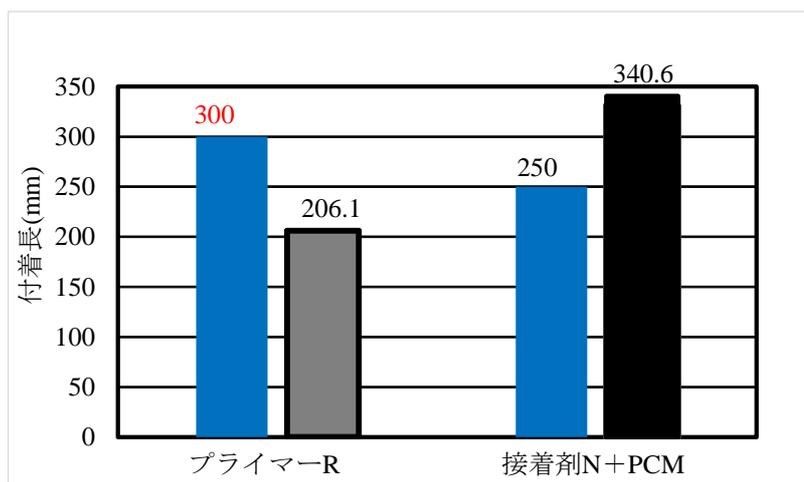
(2) 界面に接着剤 N を用いて CFRP 格子筋した PCM 補強法

コンクリート界面に接着剤 N を用い CFRP 格子筋を配置した PCM 補強した供試体の格子筋の軸方向ひずみの分布を図－ 4.10 (2) に示す。

接着剤 N を用い CFRP 格子筋の軸方向ひずみの分布は図－ 4.10 (2) に示すように、最大荷重 30.6kN における離型テープの位置のひずみ $7,860 \times 10^{-6}$ であり、計測位置 200mm, 250mm, 300mm のひずみ $2,600 \times 10^{-6}$ 付近であり急激な減少は見られない。したがって、応力伝達区間は 0mm ～ 250mm となる。よって、実験付着長は 250mm 以上となる。

4.3.4 有効定着長 (L_y) と付着強度 (τ_y)

CFSS を用いた供試体と同様に、付着応力は CFRP 格子筋のひずみ発生区間に示される限られた領域に生じている。この領域はシートの付着に実質的に有効な区間であり、「コンクリート構造物の補強技術研究委員会報告書」^{4.10)}に基づき、この領域を CFRP 格子筋の有効付着長と定義する。軸方向ひずみ分布よりひずみ増加区間でのひずみ勾配を求め、これより式 (4.4) を用いて最大付着応力を求め、式 (4.7) を用いて有効付着長を算定した。各試験体のはく離荷重直前の軸方向ひずみ分布を図－ 4.12 に、式 (4.4)、(4.7) により得られた各試験体の有効付着長を表－ 4.9 に併記した。



図－ 4.11 CFRP 格子筋を用いた供試体の有効付着長と実験付着長

(1) プライマー R を用いた供試体

プライマー R を用いて CFRP 格子筋を配置し、PCM 補強した供試体の計算による有効付着長 L_y (式 (4.7)) は表－ 4.9 に示すように 206.1mm である。これに対して実験付着長は 300mm 以上であり、計算による有効付着長を超えている。これは、破壊写真 (写真－ 4.2 図) に示すように、はく離がほぼ全面に及ぼすことから計算値を上回る結果となった。なお、一面せん断強度も低いことからずれと同時に全面はく離へと進行する結果となる。したがって、プライマー R は接着力はあるもののはく離に対しては弱い結果となる。なお、エポキシ樹脂で接着された CFS の有効付着長^{4.10)}以上となり、CFRP 格子筋に与えられる引張応力のコンクリートへの伝達が PCM 補強により、CFSS と付着性状が異なる結果が得られている。また、金ら^{4.17)}の研究と同様にコンクリートと PCM 界面のはく離で終局を迎えた。

(2) 接着剤 N を用いた供試体

接着剤 N を用いて CFRP 格子筋を配置し PCM 補強した供試体の計算による有効付着長 L_y は表 4.5 に示すように 340.6mm である。これに対して実験付着長は 250mm 以上となり、計算による有効付着長以下となる。よって、接着剤 N を使用した供試体とプライマー R を用いた供試体と比較すると接着剤 N を用いた場合が 1.25 となる。これは、接着層ではく離と異な PCM 層内ではく離したことから最大荷重が増加するものの、計算による有効付着長以下となった。

以上より、接着剤と JCM でコンクリート構造物表面に接着させる場合必要な定着長 300mm することでより安全性が確保できる結果となる。

4.4 まとめ

コンクリート部材の補強法に用いる引張補強材である CFSS を配置し、エポキシ樹脂、接着剤 K, JCM を用いた場合の付着性能および CFRP 格子筋を配置して PCM で増厚する補強法においてはプライマー R, 接着剤 N を用いた場合の付着性能を検証するための各種実験を行った結果、以下の知見が得られた。

- (1) CFSS にエポキシ樹脂または接着剤 K と速硬化性に優れる JCM との付着性の検証においては CFSS を 1 層, 3 層, 5 層接着した試験体を用いて、土木学会に規定される試験法である「JSCE-E-543」に準拠した付着試験を行なった結果、積層数の増加に最大荷重も増加している。また、界面剥離破壊エネルギーは、連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針に基づく 0.5N/mm に対し 2 倍以上の界面剥離破壊エネルギーを有し、良好な接着状態であることが確認された。また、破壊は全ての供試体で母材コンクリートはく離破壊となっている。
- (2) CFSS に接着剤 K と JCM を用い供試体の見かけの付着強度 τ_u は積層数を 1 層, 3 層, 5 層接着させた場合においても、それぞれ 1.72N/mm^2 , 1.46N/mm^2 , 2.14N/mm^2 となり、曲げ補強に用いる繊維シートの設計用付着強度 0.44N/mm^2 を上回っている。また、有効付着長は積層数を重ねるごとに増加の傾向を示すが、本実験では 3 層用いた場合が 267mm となり、高強度型 CFSS を打継ぎ用エポキシ樹脂と JCM でコンクリート構造物表面に接着させる場合必要な定着長 300mm とすることでより安全性が確保できる結果となった。さらに、最大荷重を有効付着長 \times CFSS 接着補強幅で除した有効付着長内の付着強度 τ_y もコンクリート破壊により決定される十分な付着強度を示し既往の設計手法により各種構造物の設計が可能となる。
- (3) CFRP 格子筋を補強材に用い PCM で増厚される供試体に、プライマー R または接着剤 N を用い土木学会に規定されている付着試験を実施し、接着剤 N を増厚界面に用いた供試体はプライマー R を用いた同様の供試体に比して約 1.5 倍の破壊荷重を呈した。プライマー R を用いた界面剥離剥離エネルギー G_f は、 0.58N/mm

となり、各々連続繊維シートと同等な結果が得られた。また、接着剤 N を用いた供試体は 5.82N/mm 以上となり、11 倍のとなった。よって、増厚界面に接着剤 N を用いることで CFRP 格子筋のはく離に対する抵抗性を持つことが確認された。

- (4) CFRP 格子筋と PCM で増厚された供試体の有効付着長は、プライマー R を用いた場合の計算による有効付着長は 260.1mm 、となり、実験付着長は 300mm 以上となり、界面は広範囲にはく離する結果となった。また、接着剤 N を用いた場合は 340.6mm 、実験付着長は 250mm となり、最大荷重は向上するがはく離の範囲は抑制されている。これらの結果を既往の許容応力度法による設計や剥離破壊エネルギーを用いた設計法に反映させたい。また、有効付着長の範囲で算定される付着強度においても十分な付着強度を示した。

第4章参考文献

- 4.1) 小森篤也, 小林朗, 阿部忠, 元燦豪: FRP を用いた道路橋 RC 床版補強の現状と長寿命化対策, 第7回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.19-24
- 4.2) 元燦豪, 阿部忠, 木田哲量, 小林朗, 澤野利章: CFS・CFSS 補強 RC 床版の耐疲労性および補強効果, 第7回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.93-98
- 4.3) 小林 朗, 佐藤 靖彦, 高橋 義裕, 立石晶洋: FRP ストランドシートの材料特性と RC 梁の曲げ補強効果に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1561-1566, 2008
- 4.4) FRP グリッド工法研究会: FRP グリッド増厚・巻リート構造物の補修補強 (設計・施工マニュアル) (案), 2007
- 4.5) 中村智, 山口浩平, Amiruddin A. Arwin, 谷口硯士: PCM 吹付け工法による2層接触配置された CFRP グリッドを用いた RC はりの曲げ補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp.1429-1434, 2009
- 4.6) 阿部忠, 伊藤清志, 大野晃, 山下雄史: RC 床版上面損傷に用いる補修材の提案およびサイクル補修における耐疲労性の評価, 構造工学論文集, Vol. 60A, pp.1122-1133, 2014.3
- 4.7) 中村 智, 山口浩平, 小森 篤也, 日野 伸一: 各種接着剤と CFRP ストランドシートにより積層補強した RC はりの曲げ補強効果, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.2, pp.1405-1410, 2011
- 4.8) 土木学会: コンクリート標準示方書 [基準編], 2007
- 4.9) 日鉄コンポジット(株): トウシート工法技術資料, 2007
- 4.10) 日本コンクリート工学会: コンクリート構造物の補強技術研究委員会報告書, 2003
- 4.11) 土木学会: 連続繊維シートを用いたコンクリート構造物の補修補強指針, コンクリートライブラリー第101号, 2000
- 4.12) 海洋架橋・橋梁調査会: 既設橋梁の耐震補強工法事例集, 2005.4
- 4.13) 吉澤弘之, 呉 智深, 袁 鴻, 金久保利之: 連続繊維シートとコンクリートの付着挙動に関する検討, 土木学会論文集 No. 662/V-49, pp.105-119, 2000
- 4.14) 小林 朗, 佐藤靖彦, 高橋義裕, 立石晶洋: FRP ストランドシートの材料特性と RC 梁の曲げ補強効果に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.1561-1566, 2008
- 4.15) 新井崇裕, 山野辺慎一, 玉野慶吾: ポリウレア樹脂層を有する炭素繊維シート補強工法の付着特性に関する研究, 鹿島技術研究所年報, Vol.62, pp.45-52, 2014
- 4.16) 土木学会: FRP によるコンクリート構造の補強設計の現状と課題, 2014
- 4.17) 金 光男, 岩下健太郎, 呉 智深, 呉 智仁, 山崎雅和, 柳澤和哉: FRP グリッドの付着挙動に関する実験的研究, 名城大学理工学部研究報告, No.51, pp.209-216, 2011

第5章 張出部を有する実橋RC床版のCFSS上面接着補強法

5.1 はじめに

老朽化が進む道路橋は、橋梁全体の損傷が顕在化した時期に架け替えも含めた事後的な維持管理が実施されていた。事後的な維持管理は、長期間の交通規制や膨大な修繕費用が必要となる。これらのことから地方公共団体では、損傷が軽微な段階で少ない予算で修繕を実施することで、橋梁および部材の延命化が図られる予防保全型維持管理計画（第2章）へと移行されている。これに伴って、地方公共団体では一斉に「道路橋長寿命化修繕計画」^{5.1)}を立案し、建設後100年維持するための修繕が開始施されている。橋梁点検結果によると橋梁部材の中で最も損傷が著しいのはRC床版である。RC床版の損傷は、重交通や交通量の多い地域で見られる疲労損傷^{5.2)}と建設された地域の環境条件による損傷に大別される。例えば、重交通や交通量の多いRC床版は2方向ひび割れの発生、橋面防水工が施されていない床版は、疲労損傷に加え、漏水による遊離石灰の発生などで複合的に損傷している。また、積雪寒冷地域では凍結防止剤の散布による塩害と凍害によるスケーリングや砂利化、さらには融雪剤散布による塩害による鉄筋の発錆による損傷がある。また日本は、四方が海に囲まれていることから、海岸線に建設されたRC床版は飛来塩分による鉄筋の発錆に伴う破断や断面欠損、かぶりコンクリートのはく落などの損傷を受けている。一方、道路橋RC床版の補強法においては、損傷による影響以外に例えば、設計基準の変遷に伴う補強対策や都心部では遮音壁の増設に伴う補強対策の検討も必要となる。また、積雪寒冷地域では路面の雪が歩道部や張出部に確雪され、死荷重の増大に伴う補強対策も実施されている。

これらの損傷および劣化した床版および設計基準の変遷や設備の増設による補強法においては、床版上面および下面から施される補強法、張出部においては主げたにブラケットの設置や増桁による補強が行われている。本研究では、張出部の損傷および死荷重の増大に伴う主げた直上の負の曲げモーメントの増大に対する補強法を検討するものである。従来、張出部の補強法には、CFSやCFSSを補強材に用い、エポキシ樹脂やMMA樹脂を用いた補修法^{5.3)}が採用されているが、エポキシ樹脂を用いた上面接着補強法においては5日程度の交通規制期間が必要となる。また、速硬化性のMMA樹脂を用いた場合においても8時間規制では10m²程度の施工量であり、施工速度に限界がある。これらの補修・補強法は、施工の各工程で硬化養生時間を必要とすることから、数日の施工日数が必要となる。

そこで第5章では、張出部を有するRC床版の施工の合理化・省力化、さらに耐疲労性の向上を目的としてCFSSによる上面および下面接着補強した張出部を有するRC床版の耐疲労性を検証する。実験に用いるRC床版供試体は、大型車輛の通行による疲労劣化と塩害・凍害の複合劣化を受け、供用開始後33年で撤去されたRC床版を用い張出部の上面および床版支間内にCFSSを接着補強した供試体に定点疲労試験を行い、CFSSと第3章、第4章で評価した接着剤K、JCMを用いる上面接着補強法における補

強効果および耐疲労性を評価・検証し、地方公共団体が管理する道路橋 RC 床版の張出部の補強法の一助としたい。

5.2 張出部の損傷および設計基準の変遷にともなう補強対策

5.2.1 張出部の損傷（積雪寒冷地域）

(1) 劣化進行過程

積雪寒冷地域の RC 床版は、大型車輛の繰り返し走行による疲労劣化に加え、冬季は融雪剤の散布による塩害と凍害・融解による複合劣化が生じ、早いものでは建設後 33 年程度で撤去された事例もある。ここで、塩害・凍害の複合劣化を受けた RC 床版の損傷事例を写真－ 5.1 に示す。積雪寒冷地域の RC 床版は、車輛の走行によるひび割れが床版支間方向に発生し、貫通ひび割れとなる。また、上面コンクリートには微細なひび割れが発生し、床版上面から雨水や融雪剤による塩化物イオンを含む水がこれらのひび割れから侵入し、床版コンクリートは擦り磨き現象により、さらに劣化が促進される。貫通ひび割れに侵入した雨水や塩水により遊離石灰が発生し床版下面に沈着する。また、冬季には融雪による塩水が微細なひび割れや貫通ひび割れから浸入し、凍害と融解による複合劣化となる。とくに、地覆付近は滞水しやすく、最も凍害による損傷が著しい。



(1) スケーリング

(2) 鉄筋露出

(3) 砂利化

写真－ 5.1 凍害・塩害床版の劣化進行過程

積雪寒冷地域の塩害・凍害を受けた RC 床版の劣化過程は、大型車輛の繰り返し走行により床版主鉄筋方向にひび割れが発生し、上縁へと伸展・貫通ひび割れとなる。さらに走行を繰り返すことで 2 方向ひび割れとなる。橋面防水が施されていない床版は雨水が浸透し、貫通ひび割れによりはり状化した床版は輪荷重走行の繰り返しによるひび割れ部の擦り磨きにより床版下面に遊離石灰が沈着する。また、床版上面のアスファルト舗装は、雨水の滞水によりひび割れなどから床版コンクリートの遊離石灰が排出され損傷が発見される。とくに、積雪寒冷地域の RC 床版は、冬期を除き雨水が滞水し冬期は凍害となる。凍害を受ける地域の床版は、アスファルト舗装から浸透した雨水や融雪剤散布に伴う融解水が浸透し、RC 床版上面で滞水し、湿潤状態と凍害を繰り返す。この湿潤状態時に繰り返し走行することで、床版上面コンクリートのセメント成分が溶出され、スケーリングし、骨材が露出する（写真－ 5.1 (1)）。また、床版

下面には遊離石灰が発生し、複合劣化によりコンクリートの圧縮強度が低下することもある。その後の走行と凍害の繰り返しによりスケーリングが進行し、鉄筋が露出する（写真－ 5.1 (2)）。この時点で、橋梁点検要領に規定される健全度の診断による判定区分はⅢに相当する（第 2 章）。さらに、走行と塩害・凍害を繰り返すことにより土砂化し、かぶりコンクリートがスケーリングし、その範囲は上縁鉄筋付近まで発生する（写真－ 5.1 (2)）。この段階での健全度の診断による判定区分はⅣ（第 2 章）に相当する。さらに、劣化が進行すると土砂化が広範囲に渡り（写真－ 5.1 (3)）となり、抜落ち寸前となる。

したがって、積雪寒冷地域の RC 床版は橋梁点検において床版下面に遊離石灰の発生や地覆付近に滞水が見られる床版、すなわち張出部付近はスケーリングによる床版厚不足に対する補修・補強対策が必要となる。

(2) 設計基準の変遷に伴う対策

現在、供用されている道路橋 RC 床版の設計荷重は、1964 年（昭和 39 年）改定の「鋼道路橋設計示方書」^{5.4)}、1973 年（昭和 48 年）改訂の「道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）」^{5.5)}、1980 年（昭和 55 年）改訂の道示^{5.6)}は、20tf（198kN）であり、等級は 1 等橋、2 等橋に区分され、2 等橋は 1 等橋の 70 % の荷重で設計されていた。また、RC 床版の設計においては 1964 年、1973 年改訂の道示では、床版厚も薄く、鉄筋量とくに配力筋の鉄筋量が少なく、疲労損傷を受けやすい。その後、1994 年（平成 6 年）改訂の道示^{5.7)}から設計荷重は 25tf（245kN）となり、橋梁の区分も B 活荷重、A 活荷重へと改定された。RC 床版の設計においては、大型車輛の計画交通量による割増により、さらに床版厚が厚くなっている。そして、一般国道や地方公共団体が管理する主要路線の一部では B 活荷重に対する補強対策が実施されているものの、ほとんどの公共団体では未補強のまま現在に至っている。したがって、道路橋 RC 床版においては B 活荷重対応の補強対策が必要となる。

一方、積雪寒冷地域では、路面に積雪した除雪作業が頻繁に行われており、これによって、橋梁床版の歩道部や端部に除雪による雪が堆積され特殊荷重の影響による張出部の補強対策も重要な課題となっている。これらの対策としては FRP 材を用いた型材（I 型）^{5.8)}で増桁などが行われるなど、積雪寒冷地域の特殊荷重の増大に伴う、補強対策の検討も必要となる。

(3) RC 床版張出部の補修・補強方法

道路橋 RC 床版の張出部の補強法には、CFS を用いた床版上面接着補強法や炭素繊維棒（以下、CF ロッドとする）を用いた上面補強法が採用されている^{5.3)}、^{5.9)}。CFS 上面接着補強法の手順は、RC 床版上面の舗装を切削し、研掃を行い、エポキシ樹脂または MMA 樹脂プライマーを塗布する。次に、エポキシ樹脂または MMA 樹脂モルタルを用い凹凸面を平滑に断面修復し、そして、エポキシ樹脂または MMA 樹脂を用いて CFS を含浸接着し、さらに、アスファルト防水との付着性能を高めるため砂を散布する。

これらの樹脂が硬化後、橋面防水・舗装を施して完了となる。この施工法においては、エポキシ樹脂を用いた場合、各工程で 8 時間以上、速硬化性の MMA 樹脂を用いた場合でも各工程で 90 分以上の養生時間が必要となる。また、CF ロッドを用いた上面埋設補強法は、既設 RC 床版の上面を切削した後、エポキシ樹脂プライマーを塗布し、硬化させた後、エポキシ樹脂モルタルを敷設した断面内 CF ロッドを埋設、再度エポキシ樹脂モルタルで覆い RC 床版と一体化させる補強法である。この補強法は道路橋の拡幅または地覆の改良等により、負曲げ補強が必要になった張出部の床版上面に採用されている。さらに、最近では張出部の補強に用いる新材料や新工法も提案され、今後さらに新工法の提案が多くなるものと考えられる。

一方、施工の合理化・省力化を図るために、あらかじめ樹脂を含浸・硬化させた CFSS が新たな補強材として開発され、既に RC 床版の下面接着補強法としては耐疲労性が評価され、既に実橋での補強実績もある。そこで本研究では、張出部の補強材として CFSS を用い、床版の研掃後、接着剤 K を塗布、連続工程で JCM を不陸修正のため打設し、平滑にする。そして、JCM の硬化前に接着剤 K を塗布し CFSS を接着させ、JCM を 5mm 程度打ち込み、3 時間程度養生を行う。それぞれの施工工程に硬化養生時間の必要がなく、施工の合理化・省力化が可能であることから、通行止め時間の短縮にも大きく寄与するものである。なお、新・旧いずれ工法においても、厚さ 15mm 程度となり、周辺既設構造物である伸縮装置等の嵩上げなど、大きな改造を必要としないなどの特長がある。

5.3 供試体概要および損傷状況・劣化診断

5.3.1 供試体概要

本実験に用いる張出部の補強用供試体には、国道 106 号線に建設された単純上路式トラス橋の RC 床版を用いる。この道路橋 RC 床版は、1985 年（昭和 50 年）に建設され 2009 年（平成 21 年）に撤去された床版であり、供用年数は 33 年である。ここで、国道 106 号線の橋梁状況を写真－5.2 に示す。

この橋梁は、第 3 種第 4 級の橋梁で、設計速度は 40km/h である。この橋梁の設計荷重は 1 等橋、すなわち TL-20 で設計されている。橋長 65m、支間 59.95m、幅員 11.00m（地左地覆 0.4m、歩道 1.5m、車道幅 7.5m、右地覆 0.6m）である。



(1) トラス橋

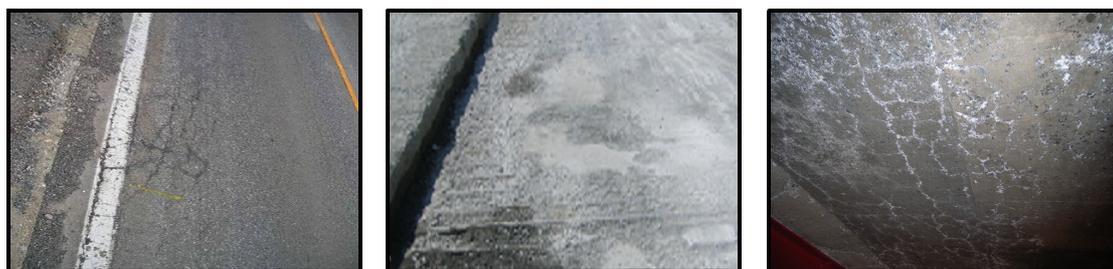


(2) 舗装面の損傷状況

写真－5.2 単純上路式トラス橋と橋面の損傷状況

5.3.2 RC床版の損傷状況

実験に用いる RC 床版は、積雪寒冷地域に建設され、車輛の走行による疲労損傷に加え冬期は寒冷地であることから凍結防止剤の散布による塩害と凍害の複合劣化を受け、撤去された RC 床版である。ここで、橋梁点検時および床版撤去時の損傷状況を写真－5.3 に示す。



(1) 舗装の異常 (2) 張出部の損傷 (3) 床版下面の損傷

写真－5.3 供試体に用いる床版の損傷事例

点検時における損傷状況は、アスファルト舗装にひび割れが発生するなど舗装に異常が見られる（写真－5.3 (1)）。舗装を撤去すると RC 床版の上面はスケーリングや砂利化が生じ、鉄筋が露出している（写真－5.3 (2)）。とくに、地覆付近は雨水の滞水や融解による塩水が滞水し、露出した鉄筋は発錆していた。張出部上面の損傷状況は上縁鉄筋配置位置付近までのかぶりコンクリートがスケーリングしていることから、この段階では橋梁定期点検要領^{5.11)} に示す損傷区分（第2章）は e に相当するものである。一方、床版下面には 0.2mm 程度のひび割れが 2 方向に発生している（写真－5.3 (2)）。ひび割れのみで損傷区分を（第2章）判定は d に相当するが、床版下面全体にわたり漏水や遊離石灰の沈着していることから複合損傷であることから損傷区分は e と判定される。

以上より、この橋梁の RC 床版の対策区分の判定は E1（第2章）に相当する緊急対応の必要な床版となる。そこで本研究に用いる張出部を有する RC 床版供試体は損傷区分 d 相当の範囲の供試体を用いるものとする。

5.3.3 供試体に用いるRC床版の劣化診断

撤去した RC 床版は、疲労損傷に加え、融雪剤散布による塩害と凍害の複合劣化を受けた床版であり、とくに、本供試体に用いる張出部上面コンクリートはスケーリングや土砂化が生じ、下面には広範囲に遊離石灰が沈着していることから、補強することが妥当であるかどうか RC 材の特性値を含め診断が必要となる。そこで、補修を施した RC 床版の地覆から約 600mm 付近で直径 50mm、深さ 250mm のコアを 2 本採取し、コンクリートの圧縮強度試験および EPMA（電子線マイクロアナライザ）による分析を行う。

(1) コンクリートの圧縮強度

コンクリートの圧縮試験を行った結果、深さ 50mm ~ 100mm の範囲は 38.9N/mm^2 、100mm ~ 150mm の範囲が 23.6N/mm^2 、150mm 以降のコンクリートは 30.9N/mm^2 であった。よって、コンクリート圧縮強度の平均は 31.1N/mm^2 となっており、道示^{5.10)}に規定される RC 床版コンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 に比して 1.3 倍の強度があり、コンクリートの圧縮強度は十分に確保されている。

(2) 鉄筋の発錆状況

本供試体に用いる張出部の鉄筋の発錆状況を図－ 5.4 に示す。鉄筋が露出している位置は全面に錆が発生し、一部に断面欠損も見られる。また、鉄筋の腐食グレード評価^{5.11)}に関しては、鉄筋には発錆および一部に最大 20 %の断面欠損が見られることから、腐食度はⅢ～Ⅳに相当する。

(3) 塩化物イオン量

張出部の RC 床版上面の鉄筋は、写真－ 5.4 に示すように融雪剤の散布による塩害を受け、既に鉄筋には発錆がみられる。よって、床版コンクリート中の塩化物イオン濃度は EPMA により分析を行い検証した。その結果、床版上面から 50mm 付近、すなわち鉄筋配置位置の塩化物イオン量は 8.0kg/m^3 であった。この橋梁床版は、鋼材腐食発錆限界塩化物イオン量 1.2kg/m^3 を大きく上回っている^{5.12)}。また、50mm ~ 210mm の範囲においても、鋼材腐食発錆限界塩化物イオン量 1.2kg/m^3 を超える個所があるものの、全体的に塩化物イオン量 1.2kg/m^3 程度である。なお、今回の EPMA 試験は床版主桁付近から採取したコアを用いたものであり、床版支間内では遊離石灰の沈着が著しいことから引張鉄筋付近でも塩化物イオン量が多いものと推測される。



写真－ 5.4 スケーリングおよび発錆状況

(4) ひび割れ密度

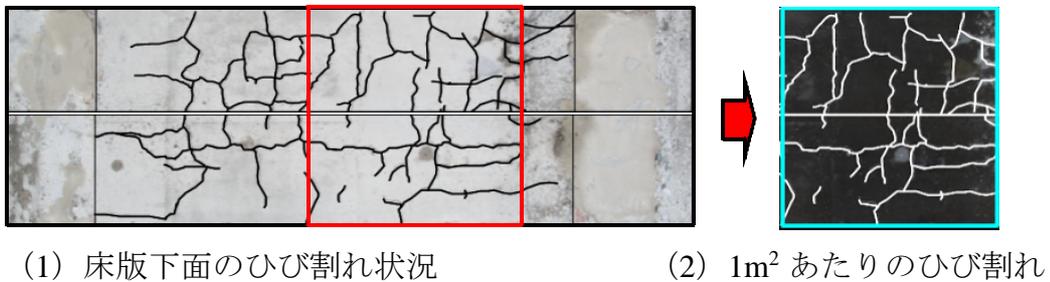
本実験に用いる供試体は、撤去された床版の中で補修・補強に該当するかどうかの健全性の診断で判定区分Ⅲ、Ⅳに相当する床版を選定し、補修・補強を実施するものである。ここで、本供試体に用いる床版下面のひび割れ状況を図－ 5.1 に示す。

ひび割れ密度の測定は目視観察により行い、観察されたひび割れに沿ってマーキングを行う。そしてクラックゲージ等によりひび割れ幅の測定を行い、たたき点検などにより浮きなどの損傷状態を点検^{5.13)}する。ここで、ひび割れ密度と損傷区分の関係を表－ 5.1 に示す。

本供試体に用いる疲労に加え塩害と凍害の複合劣化を受けた床版供試体下面のひび割れとひび割れは図－ 5.1 (1) に示すように 0.2mm 程度のひび割れが格子状に発生している。この供試体のうち、ひび割れ範囲を 1.0m×1.0m で抽出したものを図－ 5.1 (2)

表－ 5.1 ひび割れ密度と損傷区分の関係^{5.14)}

損傷区分	ひび割れ幅に着目した程度	劣化過程	ひび割れ密度 Cd (m/m ²)
a	ひび割れは主として1方向のみで、最小ひびわれ間隔が概ね1.0m以上	潜伏期	0 ≤ Cd < 3
	ひび割れ幅が0.05mm以下（ヘアクラック程度）		
b	1.0m～0.5m、1方向が主で直角方向は従、かつ格子状ではない	進展期	3 ≤ Cd < 6
	0.1mm以下が主であるが、一部に0.1mm以上も存在する		
c	0.5m程度、格子状直前のもの	加速期（前期）	6 ≤ Cd < 8
	0.2mm以下が主であるが、一部に0.2mm以上も存在する		
d	0.5m～0.2m程度、格子状に発生	加速期（後期）	8 ≤ Cd < 9
	0.2mm以上が目立ち部分的な角落ちもみられる		
e	0.2mm以下、格子状に発生	劣化期	9 ≤ Cd
	0.2mm以上がかなり目立ち連続的な角落ちが生じている		
—			



図－ 5.1 ひび割れ密度の測定例

に示し、同図からひび割れ密度を算定する。

RC床版のひび割れ損傷におけるひび割れ密度の測定方法は、ひび割れ幅が0.2mm以上を対象にマーキングしたひび割れから、格子線を記入し（図－ 5.1 (2)）、ひび割れと橋軸方向、橋軸直角方向の格子線との交点数を求め、軸直角方向を式 (5.1)、軸方向を式 (5.2) より算出する^{5.15)}。

$$X = \Sigma N_x / \Sigma L \quad (5.1)$$

$$Y = \Sigma N_y / \Sigma L \quad (5.2)$$

ここで、X、Y：軸直角方向および軸方向のひび割れ密度 m/m²；N_x：軸直角方向ひび割れ交点数、N_y：軸方向ひび割れ交点数、L：格子線の総延長

式 (5.1, 5.2) より算出したひび割れ密度は、8.9m/m²であり、表－ 5.1 に示す判定区分 d（加速期（前期））に相当する。RC床版は、車両走行による疲労損傷に加え、塩害・凍害の複合劣化を受け、漏水も発生しており劣化期に相当する判定であり、撤去されたが、実験供試体には判定区分IV程度の部分を用いる。

5.4 供試体材料および供試体寸法

5.4.1 コンクリート材料

本実験供試体のコンクリートには、普通ポルトランドセメントと、最大寸法 25mm の骨材が使用されており、実験時における既設床版コンクリートの圧縮強度の平均は 31.1N/mm² である。また、床版主鉄筋には D19 が使用されている。

5.4.2 補修材

(1) JCM

供試体の上面の損傷部の補修に用いる材料には、交通解放を行うため材齢 3 時間で道路橋示方書に規定される設計基準強度 24N/mm² を確保する必要がある。よって、本供試体には 3 時間での圧縮強度 24N/mm² 以上の発現が確認されている JCM を用いる。

表－ 5.2 JCM の材料特性値

摘要	試験結果
セメントの種類	超速硬セメント
圧縮強度(3時間)	24.0N/mm ²
圧縮強度(28時間)	56.0N/mm ²
ハンドリングタイム	21分
フロー値	8.5秒



写真－ 5.5 CFSS の外観

表－ 5.3 CFSS の材料特性値

摘要	試験結果
繊維の種類	中弾性型炭素繊維
繊維目付	600g/m ²
引張強度	3,260N/mm ²
引張弾性率	390kN/mm ²
設計厚み	0.333mm

表－ 5.4 接着剤 K の材料特性値

摘要	試験結果
種別	エポキシ樹脂
硬化物比重	1.4
圧縮強度	92.0N/mm ²
曲げ強度	65.0N/mm ²
引張せん断強度	19.5N/mm ²
付着強度 ^{*1)}	1.50N/mm ²
界面剥離破壊エネルギー ^{*1)}	1.72N/mm ²
有効付着長 ^{*1)}	127mm
最大付着応力度 ^{*1)}	3.80N/mm ²

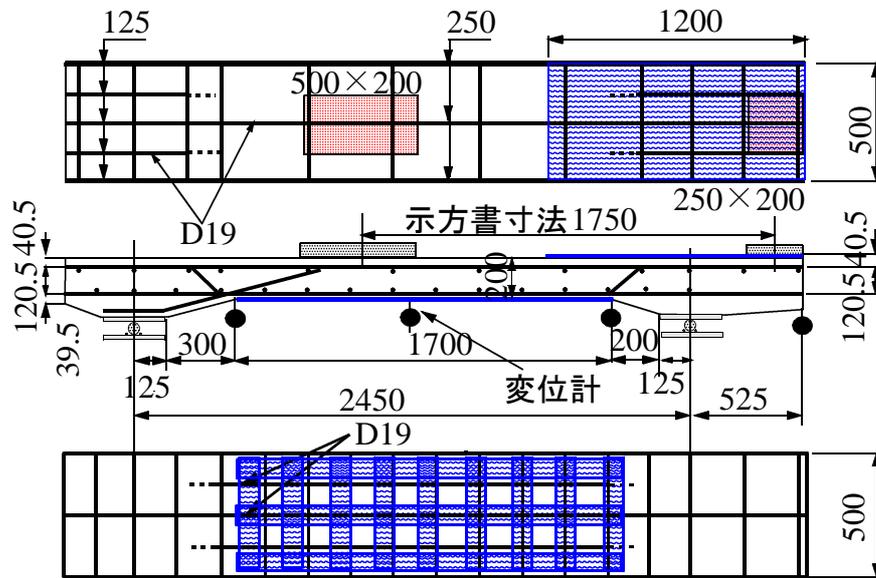
*1) : 第 4 章の実験結果より

(2) CFSS 材料および接着剤 K

補強材として用いる CFSS は、目付量 600g/m^2 の中弾性型炭素繊維 CFSS および接着剤 K を併用し、CFSS の外観を写真－ 5.5 に、CFSS・接着剤 K の材料特性値を表－ 5.3, 5.4 に示す。

5.4.3 供試体寸法

切り出し床版は、全長 $3,320\text{mm}$ 、幅 $1,000\text{mm}$ であり、支間は $2,550\text{mm}$ 、床版厚は 190mm ($= 3L+11$ (cm) (L: 床版支間 (m))) である。また、張出部は $1,100\text{mm}$ である。実験供試体は支間 $2,450\text{mm}$ 、張出部は地覆を切断し、主桁から地覆内側までの 525mm とした。この床版上面コンクリートを 10mm 程度、切削・研掃し、その上に 20mm 程度補修し、全厚を 200mm とする。補強後供試体を幅 500mm で切断する。ここで、供試体寸法を図－ 5.2 に示す。



図－ 5.2 供試体寸法および CFSS 接着補強範囲

鉄筋配置は、主筋は D19 が 125mm 間隔で配置され、かぶりは 30mm である。また配力筋も同様に 125mm 間隔に配置されている。次に、圧縮側は引張側の $1/2$ の鉄筋量が配置されている。

次に、床版支間内下面の補強範囲はハンチの内側 $1,700\text{mm}$ の範囲とする。また、上面の補強範囲は端主げた上から 500mm 、すなわち張出部端部から 500mm の範囲に CFSS を接着補強する。

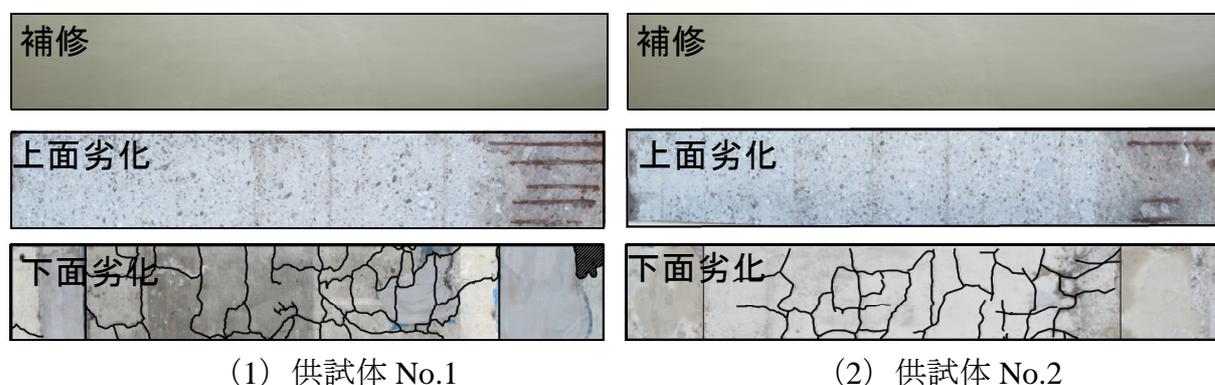
5.5 補修・補強方法

本実験に用いる供試体の損傷状況および補修方法を写真－ 5.6 に示す。また、張出部も含めた上面・下面の損傷状況および補強方法をそれぞれ写真－ 5.6, 5.7 に示す。な

お、本実験には補修・補強床版は、幅 1.0m の実橋床版を 2 体用いて、従来の補修法および本提案する CFSS 接着補強を施し、補修・補強後、幅 1.0m を 50cm で切断し、それぞれ 2 体製作した。

(1) 張出部を含めた上面補修した供試体 (供試体 No.1, 2)

この床版の供試体の補修法は写真－ 5.7 に示すように、RC 床版上面全体が切削機で切削されており、とくに凍害によるスケーリングや砂利化の著しい個所は、高圧水で脆弱したコンクリートを除去し、鉄筋の錆はディスクサンダーで除去を行った。その後、接着剤 K を全面に塗布し (写真－ 5.7 (2))、JCM で補修する (写真－ 5.7 (3))。補修用床版の損傷状況は、写真－ 5.6 に示すように、床版上面の損傷状況は張出部付近のコンクリートはスケーリングし、鉄筋が露出している。鉄筋は塩害により錆の発生と断面欠損が見られる。また、床版下面の損傷状況も写真－ 5.6 に示すように、床版支



(1) 供試体 No.1 (2) 供試体 No.2
写真－ 5.6 床版上面・下面の損傷状況と上面補修供試体



(1) 補修前 (2) 接着剤 K 塗布・JCM 打設 (3) 補修完了

写真－ 5.7 張出部の JCM 補修法

間内には格子状のひび割れが発生し、遊離石灰の沈着が見られる。したがって、床版全体としては劣化期に相当する床版である。この供試体を幅 50cm で切断し、2 体の供試体とする。補修床版の供試体記号を No. 1, No. 2 とする。

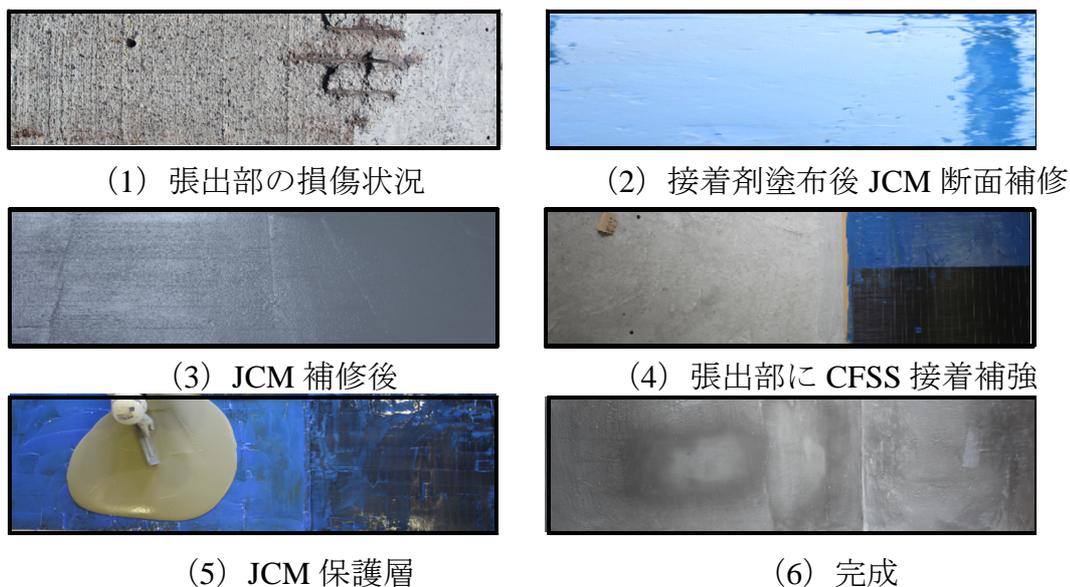
(2) 張出部を CFSS 補強および CFSS 格子接着補強した供試体 (供試体 No.3, 4)

補強用床版の損傷状況は写真－ 5.8 に示すように、補修用供試体と同様である。この床版は、損傷が著しく撤去した床版であると同時に、設計基準は 1973 年改訂の道示^{5.5)}で設計されていることから 1994 年 (平成 6 年) 改訂の道示^{5.7)}、すなわち B 活荷重に対応するためには張出部や床版上面および床版支間内の下面からの補強が必要となる。そこで、本供試体は張出部も含めた床版上面の補強、および床版下面の補強それぞれ

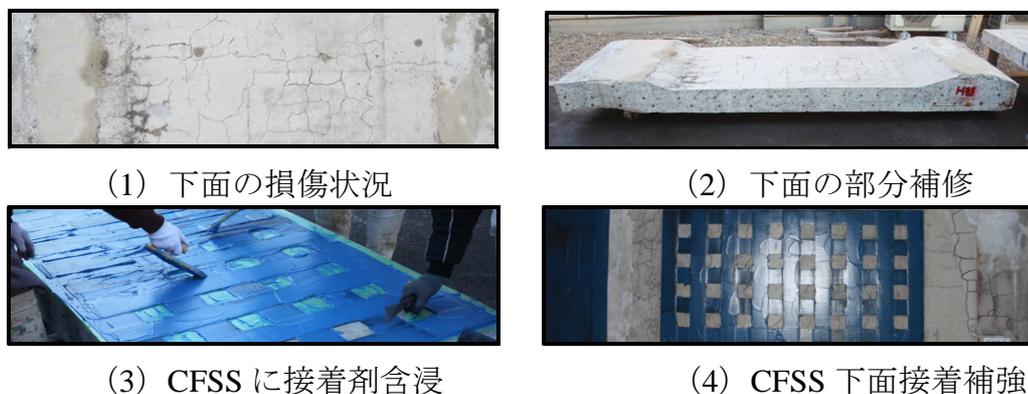
を実施するものとする。

張出部を含めた床版上面の補強法は写真－ 5.8 (1) に示すように、スケーリングにより鉄筋が露出し、発錆が見られることから上面全体を切削機で 10mm 切削し、スケーリングや砂利化による脆弱したコンクリートを高圧水で除去する。次に、床版上面の損傷が著しいことから断面修復を行う。断面修復は、補修モルタルとの接着性を高めるため接着剤 K (表－ 5.4) を平均厚 1.0mm で塗布し (写真－ 5.8 (2))、その後 JCM を 10mm 程度打設して (写真－ 5.8 (3)) 断面を修復する。さらに、JCM の硬化前に、張出部の端部から 1,200mm の範囲、すなわち負の曲げモーメントが発生する範囲に、接着剤 K を塗布し、CFSS を接着補強する (写真－ 5.8 (4))。接着剤 K は CFSS 設置後、すだれ状の隙間から含浸させる。接着剤の硬化前に、JCM を 5mm 打設し (写真－ 5.8 (5))、平滑に仕上げ養生する (写真－ 5.8 (6))。

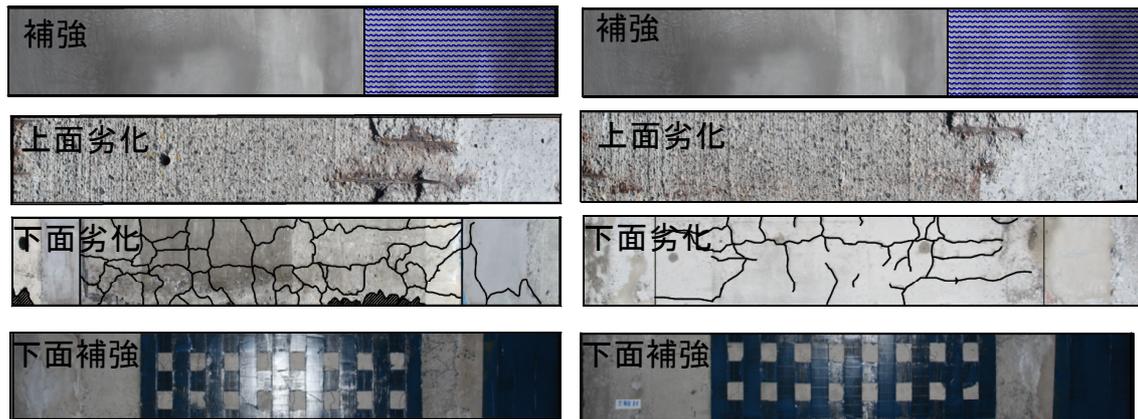
次に、床版下面は 2 方向のひび割れが発生していることから (写真－ 5.9 (1))、床版下面の補強法も必要となる。まず、床版下面の支点となる箇所や不陸箇所をモル



写真－ 5.8 張出部を含めた上面補強法



写真－ 5.9 床版下面の補修および床版支間内の CFSS 接着補強法



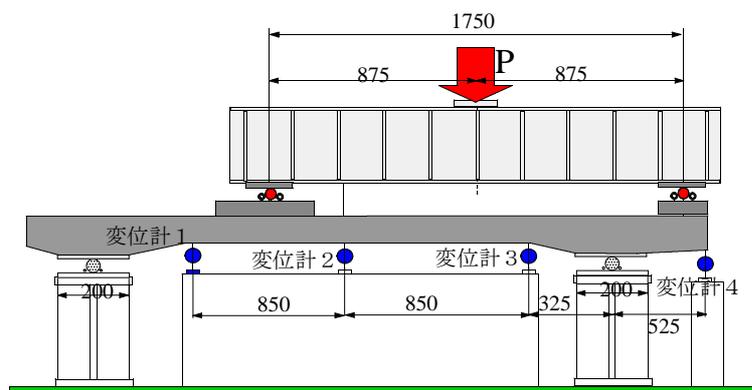
(1) 供試体 No.3 (2) 供試体 No.4
 写真－ 5.10 床版上面・下面の損傷状況と上面補強供試体

タルで部分補修する（写真－ 5.9 (2)）。次に、床版ハンチ部内を CFSS 格子接着補強する。CFSS は、幅 100mm で格子間を 100×100mm となるように、マスキングし、CFSS 専用のエポキシ樹脂（第 4 章）を塗布する。1 層目は床版支間方向、すなわち主鉄筋方向に配置し、接着剤を含浸させた後、2 層を支間直角方向、すなわち配力筋方向に CFSS を接着する（写真－ 5.9 (2)）。接着剤の養生終了後マスキングテープを除去する（写真－ 5.9 (4)）。ここで、CFSS 補強および補修を行った供試体の名称を No.3, 4 とする。ここで、供試体 No.3, 4 の損傷状況と補強後の状況を写真－ 5.10 に示す。

5.6 定点疲労実験および等価繰り返し回数

5.6.1 実験方法

補修・補強 RC 床版の耐疲労性の評価は、定点疲労試験により行い、定点疲労実験の荷重載荷位置を図－ 5.3 に、実験装置を写真－ 5.11 に示す。



図－ 5.3 荷重載荷状況とたわみの計測点



写真－ 5.11 実験装置

載荷位置は、輪荷重位置を想定した 500×200mm 載荷板と端部には 200×200mm の載荷板を設け、荷重載荷は道示^{5.11)}に規定される、輪荷重幅 1,750mm とする。

疲労試験における載荷荷重については、道路橋示方書による道路橋 RC 床版の設計で、床版支間に対して幅 1,000mm のはり部材に作用する活荷重・死荷重曲げモーメントを算出して鉄筋を配置する。しかし、本供試体寸法は幅 500mm とする 1/2 モデルであることから、荷重は道路橋示方書に規定する衝撃を含む荷重に安全率を考慮した 150kN の 1/2 である 75kN を基準荷重とする。実験における荷重条件は、初期荷重 150kN とし、200 万回ごとに 50kN 増加させ、200kN 以降は 20kN ずつ増加させる。また、たわみの計測位置は図- 5.3 の 1～4 に示す各計測点 4 箇所とした。

5.6.2 定点疲労実験におけるS-N曲線および等価繰り返し回数

(1) 定点疲労実験における S-N 曲線

RC 床版を対象とした寿命予測には、S-N 曲線式が使用されている。RC 床版の寿命予測式としては輪荷重走行疲労実験を実施して評価された松井式^{5.16)}や阿部式^{5.17)}が提案されている。また、RC 床版を対象とした定点疲労実験は角田ら^{5.18)}が RC 床版供試体を用いた S-N 曲線図が示されているものの、寿命予測となる S-N 曲線式の提案はなされないのが現状であると同時に S-N 曲線の傾きがそれぞれで異なっている。一方、松井^{5.19)}は定点疲労実験による S-N 曲線と他の研究者の S-N 曲線とを併せた S-N 曲線式を提案している。そこで、本研究においては松井による定点疲労実験および一部に輪荷重走行疲労実験も含めた S-N 曲線式を用いることとする。ここで、松井が提案する定点疲労実験を考慮した S-N 曲線式を式 (5.3) として与られている^{5.19)}。

$$\log (P/P_s) = - 0.8920 \log N + \log 1.0181 \quad (5.3)$$

ここで、P : 基準荷重 (kN), P_s : 最大耐荷力 (kN), N : 実験繰り返し回数とする。

(2) 等価繰り返し回数

本研究では、定点疲労実験による等価繰り返し回数から耐疲労性を評価する。前記のとおり定点疲労実験は、200 万回ごとに荷重を増加する段階荷重載荷とすることから等価繰り返し回数を算出する。等価繰り返し回数 N_{eq} は、マイナー則に従うと仮定すると式 (5.4) で与えられる。なお、式 (5.4) における S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値には松井が提案する S-N 曲線の式 (5.3) に示す傾きの逆数の絶対値 11.2 を適用する^{5.19)}。また、基準荷重は B 活荷重対応とすることから活荷重 100kN に衝撃等を考慮した 150kN を供試体モデルに併せて 75kN とする。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i/P)^m \times n_i \quad (5.4)$$

ここで、N_{eq} : 等価繰り返し回数 (回), P_i : 載荷荷重 (kN), P : 基準荷重 (= 75kN), n_i : 実験繰り返し回数 (回), m : S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 (= 11.2)

5.7 結果および考察

5.7.1 等価繰り返し回数

定点疲労実験における破壊時の等価繰り返し回数を表－5.5に示す。

表－5.5 等価繰り返し回数結果

供試体		荷重					等価繰り返し回数	平均等価繰り返し回数	繰り返し回数比
		75 kN	100 kN	110 kN	125 kN	150 kN			
No.1	実験回数	2,000,000	2,000,000	600,000				117,796,283	—
	等価繰り返し回数	2,000,000	50,158,420	43,758,575			95,916,995		
No.2	実験回数	2,000,000	2,000,000	1,200,000				1,580,217,515	13.4
	等価繰り返し回数	2,000,000	50,158,420	87,517,151			139,675,570		
No.3	実験回数	2,000,000	2,000,000		2,000,000	390,000		296,386,718	2.5
	等価繰り返し回数	2,000,000	50,158,420		610,570,745	917,488,350	1,580,217,515		
No.4	実験回数	2,000,000	2,000,000		800,000			296,386,718	2.5
	等価繰り返し回数	2,000,000	50,158,420		244,228,298		296,386,718		

(1) 張出部を含めて上面補修した供試体（供試体 No.1, 2）

張出部も含め RC 床版上面を JCM 補修した供試体 No.1 の等価繰り返し回数を式 (5.4) より算出した結果、 81.33×10^6 回である。また、供試体 No.2 の等価繰り返し回数は 134.65×10^6 回であり、等価繰り返し回数の平均は 107.99×10^6 回である。この等価繰り返し回数の平均を基準に補強効果を検証する。

(2) 張出部を CFSS 補強および CFSS 格子接着補強した供試体（供試体 No.3, 4）

張出部端部から 1,200mm の範囲を CFSS 上面接着補強および JCM で上面補修、さらに床版端支間内の下面に CFSS 格子接着補強した供試体 No.3 の等価繰り返し回数は $1,580.21 \times 10^6$ 回であり、上面補修のみを行った補修床版供試体の等価繰り返し回数の平均値の 14.6 倍である。また、供試体 No.4 の等価繰り返し回数は 296.38×10^6 回であり、補修床版供試体の等価繰り返し回数の 2.7 倍である。供試体 No.3, 4 の等価繰り返し回数平均は 938.30×10^6 回であり、補修床版供試体の等価繰り返し回数の 8.7 倍の補強効果が得られている。

以上より、健全性の診断結果では、緊急対応が必要な判定区分IV相当の損傷を受けた張出部を有する床版を、1994年改訂の道示^{5,7)}の規程である B 活荷重対応の補強対策を行うことにより、張出部の負の曲げ領域の上面および端支間内を CFSS 接着補強することで耐疲労性が大幅に向上する結果が得られたことから、実用的な補修・補強法であると判断できる。

5.7.2 たわみと等価繰り返し回数の関係

供試体ごとの各計測点におけるたわみと等価繰り返し回数との関係を図－5.4、各計測点のたわみと等価繰り返し回数との関係を図－5.5に示す。

(1) 計測点 (①)

計測点 (①) のたわみと等価繰り返し回数の関係は、図－5.4 (1)、図－5.5 (1) に

示すように、初期たわみは補修床版供試体 No.1, 2 で、それぞれ 0.8mm, 0.7mm である。これに対して補強床版供試体 No.3, 4 では、それぞれ 0.6mm, 0.4mm であり、たわみが 0.5~0.86 倍程度に抑制されており、この時点でも補強効果が確認できる。

補修床版供試体 No.1, 2 のたわみは、等価繰り返し回数 37.1×10^6 回からたわみが著しく増加し、破壊に至っている。破壊時のたわみは、それぞれ 3.8mm, 4.1mm である。次に、補強床版供試体 No.3, 4 は、等価繰り返し回数の増加に伴い、緩やかにたわみが増加し、終局時においても補修床版供試体のように急激なたわみの増加は見られない。破壊時のたわみはそれぞれ、2.2mm, 2.1mm である。

(2) 計測点 (②)

計測点 (②) のたわみと等価繰り返し回数の関係は、図- 5.4 (2), 図- 5.5 (2) に示すように、補修床版供試体の初期たわみは供試体 No.1, 2 でそれぞれ、2.6mm, 2.5mm である。その後、荷重増加と繰り返し载荷によりたわみは緩やかに増加し、たわみが 6mm を超えた付近から急激に増加し破壊に至った。破壊時のたわみはそれぞれ、17.0mm, 15.0mm である。

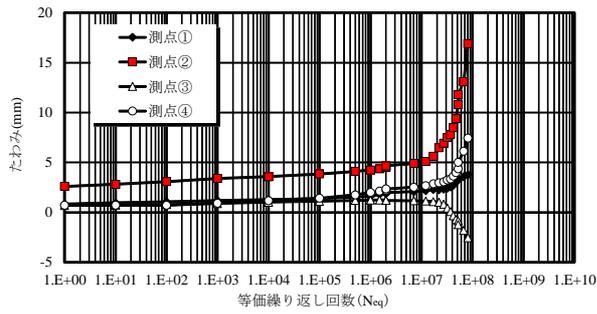
次に、補強床版供試体 No.3, 4 の初期たわみは、それぞれ 0.8mm, 0.9mm となり、補修床版供試体と比較してたわみの増加が 0.31 ~ 0.35 倍程度と大幅に抑制されている。その後、荷重の増加と繰り返し载荷よってたわみは緩やかに増加しており、増加傾向は補修床版供試体と類似したものとなっている。また、補修床版供試体と同様にたわみが 6mm に達した付近から急激にたわみが増加し、破壊に至っている。破壊時のたわみはそれぞれ、10.7mm, 9.8mm である。

ここで、阿部ら^{5,20)}は床版支間 L の 1/400 に達した付近で補修・補強対策を講じる必要があると提案している。本実験に用いた供試体の支間 L は 2.4m であることから、その 1/400, すなわちたわみが 6mm に達した時点での等価繰り返し回数を比較することで耐疲労性を評価する。補修床版供試体 No.1, 2 のたわみ 6mm 時の等価繰り返し回数はそれぞれ、 19.33×10^6 回, 33.65×10^6 回であり、平均して 26.49×10^6 回である。また、補強床版供試体 No.3, 4 のたわみ 6mm 時の等価繰り返し回数はそれぞれ、 484.11×10^6 回, 55.26×10^6 回で、平均して 269.69×10^6 回となり、補修床版供試体と比較して 10.2 倍の耐疲労性の向上が確認された。

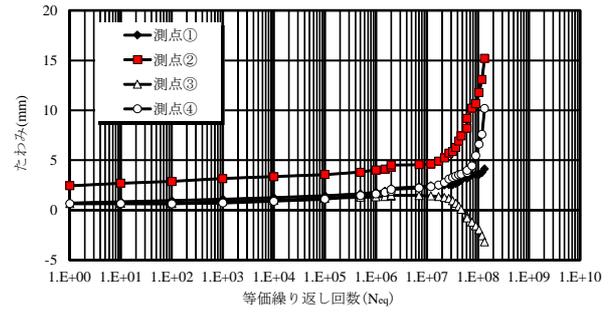
よって、補修床版供試体と比較して補強床版供試体は CFSS 接着補強を施すことで、大幅にたわみが抑制され、耐疲労性が向上する結果となった。

(3) 計測点 (③)

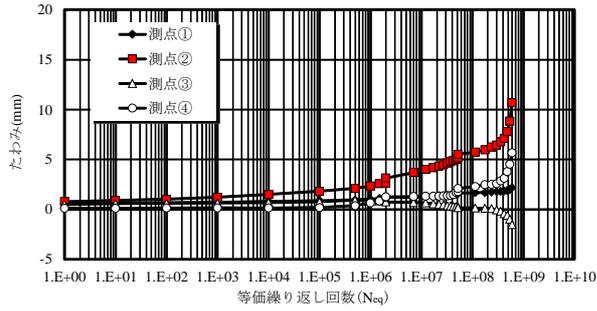
計測点 (③) のたわみと等価繰り返し回数の関係は、図- 5.4 (3), 図- 5.5 (3) に示すように、補修床版供試体 No.1, 2 の初期たわみは、それぞれ 0.7mm, 0.6mm である。これに対して、補強床版供試体 No.3, 4 の初期たわみは、それぞれ 0.49mm, 0.50mm



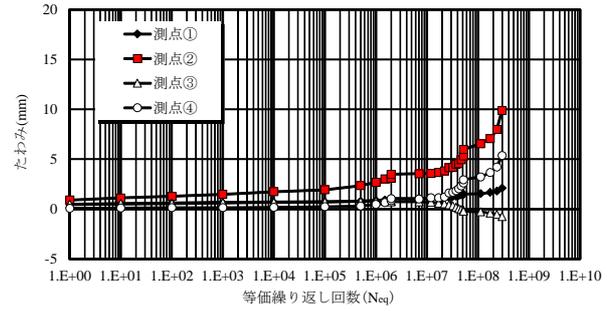
(1) 供試体 No.1



(2) 供試体 No.2

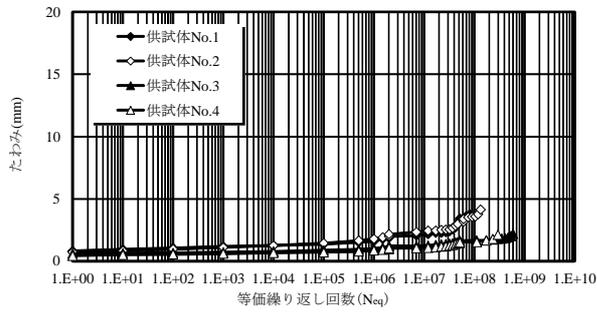


(3) 供試体 No.3

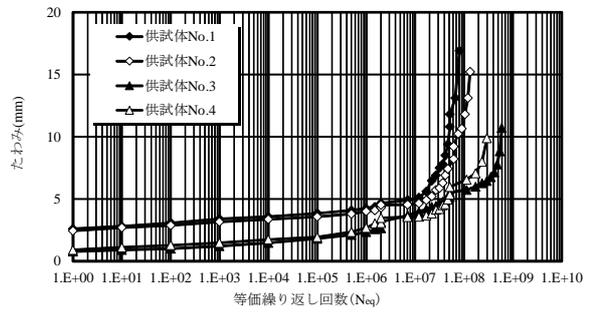


(4) 供試体 No.4

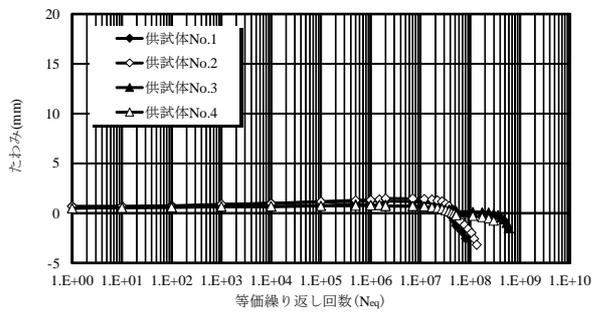
図-5.4 供試体ごとのたわみと等価繰り返し回数の関係



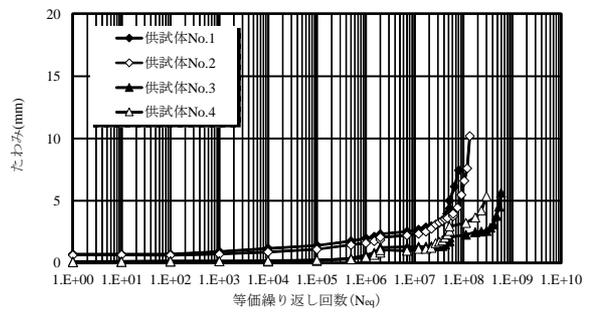
(1) 計測点 1 (左支点から 400mm)



(2) 計測点 2 (左支点から 1275mm)



(3) 計測点 3 (左支点から 2125mm)



(4) 計測点 4 (左支点から 2775mm)

図-5.5 計測点ごとのたわみと等価繰り返し回数の関係

であり、補強床版の初期たわみがやや下回っている。補修床版供試体 No.1, 2 は同様の増加傾向を示しており、等価繰り返し回数 12.0×10^6 回付近からたわみが減少しはじめ、等価繰り返し回数 42.0×10^6 回付近から負のたわみとなった。破壊時のたわみは、それぞれ-2.6mm, -3.2mm である。

次に、補強床版供試体 No.3 は、等価繰り返し回数 2.0×10^6 回付近からたわみが減少しはじめ、等価繰り返し回数 296.3×10^6 回付近から負のたわみとなり、破壊時のたわみは-1.52mm である。また、供試体 No.4 は等価繰り返し回数 47.1×10^6 回付近から負のたわみとなり、破壊時のたわみは-0.75mm である。補修床版供試体と比較すると、計測点 1 と同様に補修床版供試体では急激なたわみの減少が生じるのに対し、補強床版供試体では終局時まで緩やかな挙動を示している。これは、床版上・下面に CFSS 接着補強を施すことで支間中央の曲げ剛性の低下を抑え、負のたわみの増加が抑制されたためである。

(4) 計測点 (④)

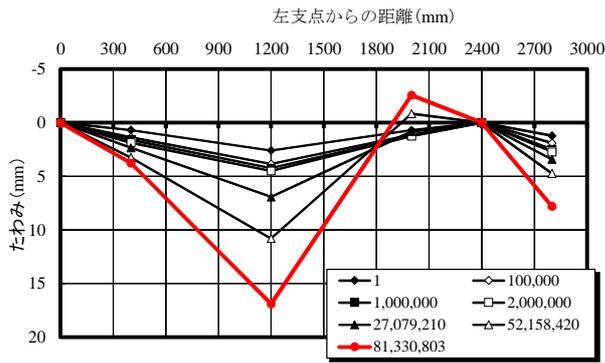
計測点 (④) のたわみと等価繰り返し回数の関係は、図- 5.4 (4), 図- 5.5 (4) に示すように、補修床版供試体の初期たわみは供試体 No.1, 2 でそれぞれ 0.70mm, 0.60mm である。これに対して、補強床版供試体の初期たわみは供試体 No.3, 4 で、それぞれ 0.1mm, 0.02mm であり、負の曲げ領域に CFSS 補強したことから端部のたわみの増加が大幅に減少している。その後の荷重増荷により、補修床版供試体 No.1, 2 のたわみは等価繰り返し回数 47.1×10^6 回付近からたわみの増加が著しくなり、破壊時のたわみは、それぞれ 7.4mm, 10.1mm である。次に、補強床版供試体 No.3 は、等価繰り返し回数の増加とともに緩やかに増加している。 479.5×10^6 回付近からたわみの増加が著しくなり、破壊時のたわみは 5.7mm である。また、供試体 No.4 は、等価繰り返し回数 47.1×10^6 回付近からたわみの増加が著しくなっている。破壊時のたわみは 5.3mm である。したがって、補修床版のたわみの増加に対して補強床版のたわみの増加は負の曲げ領域に CFSS 補強したことにより貼出部のたわみが大幅に抑制されている。

5.7.3 等価繰り返し回数・荷重とたわみの関係

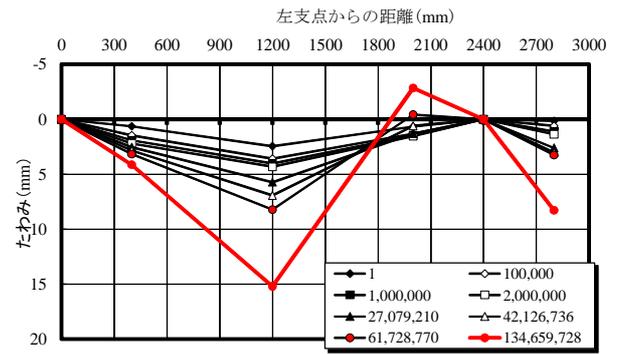
本定点疲労実験における、各計測点のたわみと等価繰り返し回数との関係を図- 5.6 に示す。終局時たわみの測定は、補修床版・補強床版共に貫通ひび割れが発生した後に、破壊時荷重を載荷し測定している。

上面補修のみ施した供試体 No.1, 2 のたわみは、荷重初期段階より支間全体の曲げ変形が大きい傾向にある。たわみは、支間中央 (計測点 No.②) でそれぞれ 17.0mm, 15.2mm である。また、ハンチ部 (計測点 No.③) で、それぞれ-2.6mm, -2.9mm, 端部 (計測点 No.④) で、それぞれ 7.8mm, 8.2mm である。

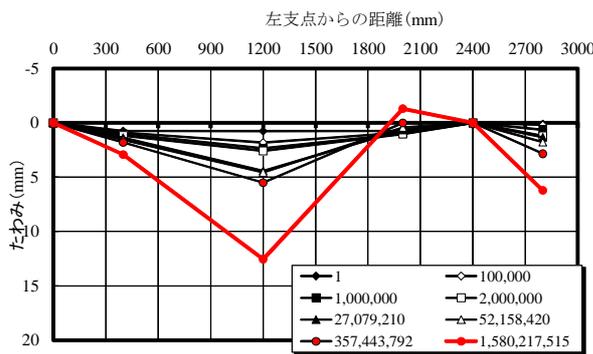
次に、補強床版供試体 No.3, 4 のたわみは、補強したことにより、終局時のたわみは補修床版と異なり、終局時においては補修床版同様に急激なたわみ増加が見られるものの、それ以前のたわみ増加は比較的少ない。終局時の支間中央 (計測点②) の最



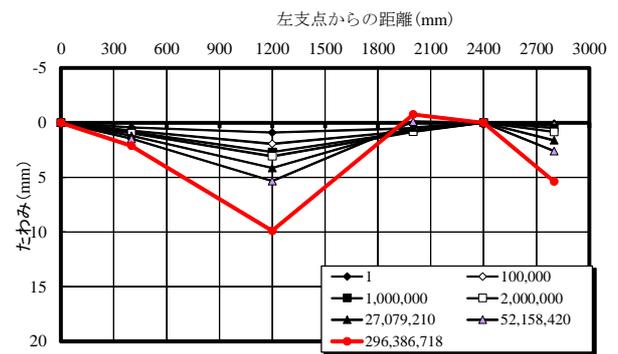
(1) 供試体 No.1



(2) 供試体 No.2



(3) 供試体 No.3



(4) 供試体 No.4

図－5.6 供試体ごとのたわみと等価繰り返し回数の関係

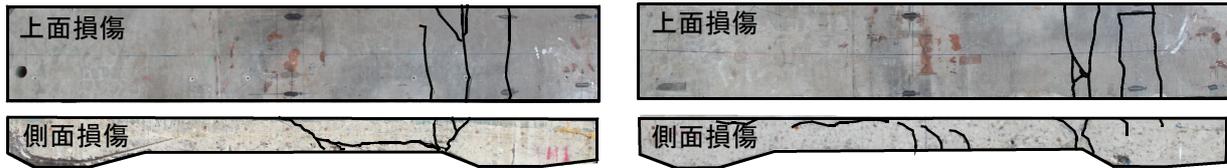
大たわみは、それぞれ 12.5mm, 9.89mm となっており、補修供試体 No.1, 2 との比較を行うとたわみの比は 0.70 倍となり、約 30 %たわみが抑制されている。同様に、各計測点での終局時のたわみは、計測点 No.3, 4 でそれぞれ-1.3mm, -0.7mm, 計測点④でそれぞれ 6.2mm, 5.4mm となっており、いずれの計測点でもたわみが抑制されている。これは、CFSS で上面・下面を補強することにより床版全体の剛性が向上したためである。

5.7.4 破壊状況

(1) 補修床版の破壊状況

定点疲労実験における補修床版供試体の破壊状況を写真－5.12 に示す。また、本提案する張出部上面および床版支間内の下面に、CFSS 接着補強した供試体の破壊状況を図－5.8 に示す。

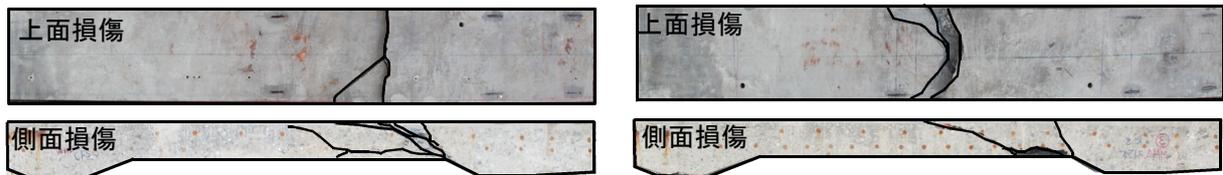
補修供試体 No.1, 2 は、写真－5.12 (1) に示すように負の曲げモーメントの影響により支点直上部分の床版上面に曲げひび割れが発生し貫通している。また、下面ハンチの隅角部から上縁にもひび割れが発生し、荷重の繰り返しにより隅角部からのひび割れも床版上面側に貫通している。破壊時は、ハンチの隅角部に発生したひび割れの貫通と荷重載荷位置では約 45 度のひび割れが発生し、引張鉄筋かぶりコンクリートは、ダウエル効果の影響によりはく離している。次に、補修供試体 No.1, 2 においても写真



(1) 供試体 No.1

(2) 供試体 No.2

写真－ 5.12 上面・下面の損傷状況と上面補修供試体の破壊状況（補修床版）



(1) 供試体 No.3

(2) 供試体 No.4

写真－ 5.13 上面・下面の損傷状況と上面補強供試体の破壊状況（補強床版）

－ 5.12(1)，(2)に示すように，負の曲げモーメントの影響により床版上面にひび割れが発生し，その後の繰り返し荷重によりハンチの隅各部からひび割れが発生している。破壊時には，上面のひび割れとハンチ部からのひび割れが貫通ひび割れとなると同時に荷重載荷位置から左支点方向の上縁鉄筋に沿ったひび割れが発生している。また支点間の載荷位置下面には曲げひび割れが発生している。

(2) 補強床版の破壊状況

補強供試体 No.3，4 の破壊状況は，写真－ 5.13 (1)，(2) に示すように，CFSS により補強したことから，負の領域にはひび割れの発生は見られない。ひび割れの発生はハンチの隅角部から上縁方向に発生している。破壊は，張出部の上面と床版支間の下面に CFSS を接着補強したことから曲げ抵抗が大きくなり，荷重載荷位置とハンチ部を結ぶせん断破壊となった。補強供試体 No.3，4 の破壊状況も同様に，床版のせん断破壊となった。なお，本実験供試体は幅 500mm の供試体を用いたことから終局時にせん断破壊を呈したが，本来は板構造であることから，床版の曲げ破壊へ移行するものと考えられる。

5.8 まとめ

本章では，塩害と凍害の複合劣化を受け撤去された RC 床版の劣化診断および現状の照査を行うとともに，張出部上面には JCM とエポキシ樹脂・CFSS を組み合わせ補強し，さらに，支間内下面に CFSS 補強を施した場合の耐疲労性を評価した。

- (1) 本研究に用いた供試体は，積雪寒冷地域に建設された道路橋の RC 床版であり，走行車両の繰り返し走向による疲労損傷と融雪剤の散布による塩害と凍害の複合劣化を受け，33 年間供用された後に撤去した RC 床版である。RC 床版供試体の

損傷度は d 、劣化過程は加速期（後期）の床版である。また、塩化物イオン量について EPMA 試験を行った結果、上縁に配置した鉄筋は鋼材腐食発錆限界濃度の基準 (1.2kg/m^3) の 3.0 倍～ 6.0 倍であった。ひび割れ密度も 8.9m^2 であり、健全度の診断による判定区分はIVに相当する床版である。

- (2) 判定区分はIVに相当する張出部を有する RC 床版の補修法である、上面損傷部を切削・研掃し、JCM で補修した供試体の等価繰り返し回数と本提案する張出部の上面に CFSS 接着補強と JCM での補修と床版支間内下面に CFSS 格子接着補強を併用した供試体の等価繰り返し回数を比較すると、本提案する補強法が 8.7 倍の補強効果が得られた。したがって、判定区分はIVに相当する張出部の補強法には CFSS 上面接着補強および床版下面に CFSS 格子接着補強を併用することで、判定区分IV相当の RC 床版の補強法として有用である結果がえられた。
- (3) たわみと等価走行回数の関係、各計測点のたわみの関係においても、従来の JCM 上面補修した供試体と本提案する張出部上面の CFSS 補強、JCM 補修および下面の CFSS 格子接着補強することで、たわみの増加が大幅に抑制された。したがって、張出部および床版支間内下面に CFSS を接着補強することで、たわみの増加が大幅に抑制されることから、耐疲労性が向上する結果となる。
- (4) 破壊状況は、張出部を含めた RC 床版の上面補修として従来の JCM 補修した供試体は端部と床版中央付近に輪荷重（軸幅 1,750mm）が作用することから、端上げた上の床版上面および上げた間の床版ハンチの隅角部からひび割れが伸展して破壊している。これに対して本提案する CFSS 接着補強した供試体は、CFSS により補強したことから、負の領域にはひび割れの発生は見られない。ひび割れの発生はハンチの隅角部から上縁方向に発生している。破壊は、張出部の上面と床版支間の下面に CFSS を接着補強したことから曲げ抵抗が大きくなり、荷重載荷位置とハンチ部を結ぶせん断破壊となり、CFSS の補強効果が得られている。
- (5) 本提案する CFSS 上面接着補強法は、従来の JCM を用いた補修法に対して、施工が容易であるとともに、施工後の養生時間が大幅に短縮され、施工の合理化・省力化が図られた。また、JCM 補修と CFSS 補強および床版下面の CFSS 補強の併用は、曲げ抵抗の向上が必要な床版の補強法においては、かなり実用的であると考えられる。よって、地方公共団体が管理する RC 床版の張出部の補強法として有効的であると考えられる。

第5章参考文献

- 5.1) たとえば, 千葉県県土整備部道路環境課: 千葉県橋梁長寿命化修繕計画, 2010
- 5.2) 山崎 淳, 池田 甫: 道路橋補修・補強事例集, 「道路橋補修・補強事例集」編集委員会, pp.71-72, 2013
- 5.3) 菅野晴雄, 菊池重徳, 古賀秀幸, 松本修一: RC 床版上面に使用する炭素繊維補強, 土木学会第 51 回年次学術講演会, pp.1098-1099, 1996
- 5.4) 日本道路協会: 鋼道路橋設計示方書, 1964
- 5.5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1973
- 5.6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1980
- 5.7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1994
- 5.8) 角間 恒, 岡田慎哉, 久保圭吾, 松井繁之: FRP を用いた道路橋歩道拡幅構造の耐荷性能に関する研究, 構造工学論文集, 構造工学論文集 Vol.60A, pp.1150-1158, 2014
- 5.9) 久部修弘, 手塚光晴, 谷木謙介, 佐藤正一: 高弾性 CFRP ロッドで補強されたコンクリート床版の曲げ特性に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.1, pp.1413-1418, 2002
- 5.10) 国土交通省: 橋梁定期点検要領, 2014
- 5.11) 日本道路協会: 道路橋設計示方書・同解説, 2002
- 5.12) 土木学会: コンクリート標準示方書, 維持管理編, 2013
- 5.13) (公社) 日本コンクリート工学会: コンクリートのひび割れ調査, 補修・補強指針 2013, 2013
- 5.14) 玉越隆史, 大久保雅憲, 渡辺陽太: 道路橋の計画的管理に関する調査研究—橋梁マネジメントシステム (BMS), 国土交通省国土技術政策総合研究所, 2009
- 5.15) 児島孝之: 疲労, 技報堂出版, pp.129-133, 1987
- 5.16) 松井繁之: 道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007
- 5.17) 阿部 忠, 木田哲量, 水口和彦, 川井 豊: 走行荷重が作用する道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐力評価式, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 1468-1477, 2009
- 5.18) 角田与史雄, 藤田嘉夫: RC スラブの疲労押抜きせん断強度に関する基礎的研究, 土木学会論文集, Vol. 317, pp.149-157, 1982
- 5.19) 松井繁之: 道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究, 大阪大学博士学位論文, pp.301, 1985
- 5.20) 阿部 忠, 木田哲量, 元 燐豪, 小森篤也: CFS 補強 RC 床版の輪荷重走行疲労実験における耐疲労性の評価および維持管理: セメント・コンクリート論文集, No. 65, pp.493-500, 2012

第6章 CFRP格子筋を用いる道路橋下面増厚床版の耐疲労性の評価

6.1 はじめに

高度経済成長期に建設された道路橋は、建設後 50 年が経過し、老朽化した橋梁が年々増加することから、その補修・補強法および維持管理が重要な課題となっている。とくに、道路橋 RC 床版は交通量の増大、過積載車輛の走行により、損傷が著しい。また、50 年を経過する RC 床版の維持管理計画においては、どの年代の設計基準に準拠した補強対策を実施するかにより、補強設計や補強法の選定に大きな影響を及ぼすことになる。また、橋梁建設地域の環境条件、たとえば、海岸線に建設された橋梁床版は、飛来塩分による鉄筋の発錆に伴うはく落や鉄筋が露出している床版は発錆に伴う断面欠損などの損傷が発生し、耐荷力性能の向上を図るための補強対策が必要となる。

RC 床版の下面損傷に対する従来の補強法には、鋼板接着補強や連続繊維シート接着補強が実施されている^{6.1)}。また、コンクリートのはく落や下面の損傷が著しい床版には、引張補強材に鉄筋を配置し、セメントモルタル吹付けによる下面増厚補強が施されている^{6.1)}。しかし、鋼板接着補強においては鋼板や接合ボルトが飛来塩分や積雪寒冷地域では融雪剤散布による塩害により発錆がみられ、ボルトの破断や抜落ちなどの損傷も発生している^{6.2)}。また、鉄筋を配置し、セメントモルタル吹付けによる下面増厚補強法においても浸透する塩分による錆の発生が懸念されている。これらのことから、下面増厚補強において鉄筋に替わる引張補強材として、軽量で施工性が良く、錆が発生しない CFRP 格子筋が開発された。この CFRP 格子筋は樹脂で薄層に一体形成されることから厚さが 4.2mm 程度で、軸直角方向および軸方向が同一の剛性を有する格子筋であり、鉄筋径 D13mm の約 1/3 程度の厚さである。よって、鉄筋を配置した場合の下面増厚補強法と比較して増厚層を薄くすることができ、死荷重の軽減が可能となる。また、鉄筋を配置した場合の増厚寸法を考慮した場合は、増厚層内に CFRP 格子筋を配置することができることから、曲げ引張抵抗が向上し、補強効果および耐疲労性の向上が期待できる補強法である。

そこで第 6 章では、RC 床版の下面増厚補強法において、従来の下面増厚補強法である、増厚界面にプライマーを塗布し、鉄筋と同等な特性値を有するワイヤーメッシュおよび新材料である CFRP 格子筋を床版下面に直接設置した下面増厚補強法および RC 床版の曲げに抵抗の向上を図るため、界面から 10mm の増厚層内に CFRP 格子筋を配置し、PCM 吹付け工法により下面増厚補強したそれぞれの供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を実施し、CFRP 格子筋を配置し、PCM 下面増厚補強法における補強効果および耐疲労性を検証する。さらに、本提案する増厚界面に接着剤を塗布し、PCM 下面増厚補強法における接着剤の効果を検証する。なお、供試体についてはプライマーを塗布したワイヤーメッシュ、CFRP 格子筋および増厚層内に CFRP 格子筋を配置した供試体とし、輪荷重走行疲労実験を実施し、接着剤を用いた場合の補強効果および耐疲労性の検証し、道路橋 RC 床版の下面増厚補強法の一助とするものである。

6.2 RC床版下面の損傷状況および補強対策

6.2.1 RC床版の下面損傷の事例

道路橋 RC 床版の損傷状況は、輪荷重の繰り返し走行による疲労損傷や塩害・凍害などによる損傷，さらには漏水・遊離石灰，鉄筋の露出や鉄筋の発錆などである^{6.2)}。ここで，RC 床版の損傷の一例を写真－ 6.1 に示す。



(1) 鉄筋の露出 (2) 鉄筋の発錆によるはく落 (3) 2 方向ひび割れと漏水・遊離石灰 (4) 鉄筋の発錆によるはく落 (栈橋)

写真－ 6.1 RC 床版および栈橋の下面損傷

写真－ 6.1 (1) に示す RC 床版は，海岸線から数キロの位置に建設されたものであり，鉄筋が露出し，飛来塩分により鉄筋に発錆が見られる。土木学会が示す劣化過程^{6.3)}は加速期（前期）に相当する損傷である橋梁点検要領（案）に示すはく離・鉄筋の露出における損傷区分が d，健全性の判定区分はⅢに相当し，土木学会^{6.3)}が示す劣化過程は加速期（前期）に相当する損傷であり，補強対策が必要となる。また，写真－ 6.1 (2) に示す RC 床版は，積雪寒冷地域の床版であり，融雪剤の散布による塩害で，鉄筋に発錆が見られ，さらに鉄筋に沿ったひび割れとかぶりコンクリートがはく落している。損傷区分は d，健全性の判定区分はⅣ，劣化過程は加速期（後期）に相当する。緊急対応が必要となる。次に，写真－ 6.1 (3) に示す RC 床版，積雪寒冷地域の床版であり，融雪剤の散布による塩害と凍害を受けたことにより，下面には 2 方向ひび割れと漏水・遊離石灰の発生が著しい。損傷区分は e に相当し，劣化過程^{6.3)}は劣化期に相当する。よって，床版取替等の対策となる。写真－ 6.1 (4) は，港湾施設に建設された栈橋下面の損傷状況である。栈橋であることから海水による塩害を受け，鉄筋は全面に錆が発生し，かぶりコンクリートが全面はく落しており，劣化過程は劣化期に相当する損傷である。

以上のように，海岸線や積雪寒冷地域に建設された RC 床版下面の損傷状況は，大型車輛の走行による疲労損傷や飛来塩分および融雪剤散布による塩害により鉄筋に錆が発生し，かぶりコンクリートがはく落している。交通量の多い首都圏の床版とことなり複合損傷が多い。地方公共団体では，損傷が著しい床版に対しては長寿命化修繕計画に基づいて修繕が実施されている。しかし，港湾施設である栈橋の床版等も劣化期相当の損傷が発生し，これらの床版についての補強対策も重要な課題となっている。

6.2.2 RC床版の下面補強

RC 床版の下面からの補強法は、健全性の診断における判定区分ⅡおよびⅢ、劣化過程が進展期から加速期（前期）で実施されている。補強法においては、疲労による 2 方向のひび割れの進展を抑制する場合は、床版下面に CFS を接着補強する補強法が実施され、施工実績も多い。一方、かぶり不足や床版厚の不足、さらにはかぶりコンクリートのはく離など、健全性の判定区部Ⅳ、劣化過程^{6.3)}が加速期前期から後期にかけての損傷は、設計年次によって異なるが、一般的には引張補強材に鉄筋を配置し、PCM 吹付けによる下面増厚補強や軽量で錆が生じない CFRP 格子筋を配置した PCM 下面増厚補強が検討される。しかし、増厚界面にプライマーを塗布し、鉄筋を 2 方向に配置して PCM 下面増厚補強においては、増厚界面ではく離が懸念されることから、PCM 下面増厚補強法においては適切な引張補強材の選定や増厚下面に接着剤を塗布した PCM 下面増厚補強の検討も必要となる。

以上より、RC 床版の下面損傷が著しい床版の補強対策として、増厚層内に引張補強材を配置した PCM 下面増厚補強法が有効であることから、塩害にも強く、軽量で施工性に優れている CFRP 格子筋を用いた下面増厚補強法および接着剤を塗布した PCM 下面増厚補強法を提案する。

6.3 使用材料および供試体寸法

6.3.1 供試体概要

本実験に用いる RC 床版供試体は、1994 年（平成 6 年）改訂以降の道示^{6.4)}の規定に基づいて設計し、1/2 モデルとする。この RC 床版供試体の下面に鉄筋と同等なワイヤーメッシュおよび CFRP 格子筋を配置する。従来の下面増厚補強法においては増厚界面にプライマーを塗布した後、引張補強材を配置し、PCM 下面増厚補強を施す。一方、界面のはく離対策として、プライマーに替わる接着剤を塗布し、2 種類の引張補強材を配置した PCM 下面増厚補強法における補強効果および耐疲労性を検証する。

6.3.2 使用材料

(1) RC 床版および下面増厚補強用 RC 床版供試体

RC 床版供試体のコンクリートには、普通ポルトランドセメントと 5mm 以下の砕砂および 5mm ～ 20mm の砕石を使用する。ここで、コンクリートの示方配合を表ー 6.1 に示す。また、鉄筋には SD295A, D10 を用いる。コンクリートの圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表ー 6.2 に示す。なお、コンクリートは実験時、鉄筋はミルシートの結果である。表ー 6.2 より、実験時の圧縮強度は 35.0N/mm²、鉄筋の降伏強度は 368N/mm²である。

一方、下面増厚補強用床版供試体は RC 床版供試体の材料と同様である。

表－ 6.1 床版コンクリートの配合

スランブ (cm)	W/C (%)	S/a	単位体積重量 (kg/m ³)				Mity 150
			セメント	水	細骨材	粗骨材	
8.0 ±2.5	39.2	40.0	403	158	726	1094	4.0

表－ 6.2 材料特性値

コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋 (SD295A)			
	使用鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	引張弾性係数 (kN/mm ²)
35.0	D10	368	516	200

(2) 下面増厚補強床版に用いる引張補強材

下面増厚補強床版の、引張補強材には鉄筋と同等なワイヤーメッシュおよび CFRP 格子筋を補強材に用いる。本実験供試体は 1/2 モデルとすることから、これらを考慮して選定する。

ワイヤーメッシュにはφ 3.2mm，網目寸法は縦 50mm，横 50mm を用いる。また，CFRP 格子筋は厚さ 4.2mm，網目寸法はワイヤーメッシュ同様に縦 50mm，横 50mm を用いる。ここで，ワイヤーメッシュの寸法および材料特性値を表－ 6.3 に示す。また，CFRP 格子筋の寸法および材料特性値を表－ 6.4 に示す。

表－ 6.3 ワイヤーメッシュの寸法
および材料特性値

断面寸法 (mm)		網目寸法 (mm)		引張強度 (N/mm ²)		溶接点せん断強度 (N/mm ²)
縦	横	縦	横	縦	横	
φ 3.2	φ 3.2	50	50	653	630	323

表－ 6.4 CFRP 格子筋の寸法および
材料特性値

断面寸法 (mm)		網目寸法 (mm)		引張強度 (N/mm ²)		引張弾性係数 (kN/mm ²)	
縦	横	縦	横	縦	横	縦	横
4.17×4.2	4.17×4.2	50	50	1902	1902	103.7	103.7

ワイヤーメッシュの材料特性値は，表－ 6.3 より，縦方向の引張強度は 653N/mm²，横方向の引張強度は 630N/mm² であり縦・横のメッシュは溶接され，溶接点せん断強度は 323N/mm² である。

材料特性値は表－ 6.4 に示すように，縦・横方向ともに引張強さ 1,902N/mm²，引張弾性率 103.7kN/mm² を有する材料である。ここで，補強材 1.0m あたりの引張剛性を表－ 6.5 に示す。

表－ 6.5 補強材の剛性比較

補強材の種類	引張弾性係数 (kN/mm ²)	補強材断面積 (mm ²)	本数/m	EA (kN/mm)	EA比
ワイヤーメッシュ	200.0	8.0384	20	32.15	0.88
CFRP格子筋	103.7	17.5000	20	36.30	1.00

引張剛性は、ワイヤーメッシュが 32.15 kN/mm，CFRP 格子筋は 36.3kN/mm であり、僅かに上回っている。

(3) ポリマーセメントモルタル (PCM)

下面増厚に用いるセメントモルタルの要求性能は，FRP グリッド研究会「CFRP グリッド増厚・巻立て工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル (案)」^{6.5)}より，要求性能を材齢 28 日の圧縮強度を 27N/mm² 以上とし，建研式による付着強度は 1.7N/mm² 以上確保する材料とする。

本供試体の下面増厚補強材には，吹付け施工に用いられている繊維混合プレミックスを用いる。この材料は，流動性にも優れた材料であり，吹付け施工において格子筋間などへの充填性も良い。ここで，本供試体に用いる PCM の配合条件を表－ 6.6，材齢ごとの圧縮強度を表－ 6.7 に示す。

表－ 6.6 PCM の配合

項目	単位体積重量(kg/m ³)		水結合材比 (%)
	プレミックス粉体	水	
PCM	1,860	595	32

表－ 6.7 PCM の圧縮強度

材齢	4日	7日	14日	28日
圧縮強度 (N/mm ²)	32.7	36.4	42.2	44.3

表－ 6.8 PCM の引張強度

増厚界面処理	供試体寸法 (mm)	最大荷重 (N)	引張強度* ¹⁾ (N/mm ²)
プライマーR	50φ×75	5118.7	2.61
接着剤N	50φ×75	4,671.3	2.38

*¹⁾第 3 章の実験結果より

(4) プライマー

コンクリート部材の吹付け増厚補強においては，既設コンクリート部材と吹付けする PCM との付着性を高めるためにプライマーが塗布されている^{6.6)}。よって，本供試体には第 3 章で検証したプライマー R を用いる。既設コンクリートにプライマー R を塗布した場合は，母材コンクリートで破壊し，引張強度 2.6N/mm²，であり，接着力は確保されている。一方，一面せん断試験におけるせん断強度は界面で破壊したことから 4.03N/mm² である。また，第 4 章より，補強材を用いた場合のコンクリートとの付着強度は直接引張試験より 1.22N/mm² が確保されている。なお，界面剥離破壊エネルギーは 0.58N/mm²，有効付着長は 206.1mm である。

(5) エポキシ樹脂接着剤

本研究では、増厚界面を一体化する補強法として、増厚界面に接着剤を塗布する。本供試体には、第3章で検証した接着剤 N を用いる。既設コンクリートに接着剤 N を塗布した場合は、プライマー R を塗布した供試体同様に母材コンクリートで破壊し、引張強度 2.38N/mm^2 、一面せん断試験におけるせん断強度は界面で破壊したことから 7.77N/mm^2 である。また、コンクリートとの付着強度 1.02N/mm^2 以上、界面剥離破壊エネルギーは 5.82N/mm^2 以上、有効付着長は 200mm である（第4章）。

6.3.3 供試体寸法および鉄筋の配置

(1) 供試体概要

本実験に用いる RC 床版供試体は、1994 年（平成 6 年）改訂以降の道示^{6.4}の規定に基づいて設計し、1/2 モデルとする。設計条件は、床版支間 $2,400\text{mm}$ とし、大型車輛の計画交通量 1 日 1 方向 $2,000$ 台以上を想定する。よって、道示に規定する最小床版厚は式 (6.1) と規定している。

$$d = k_1 \cdot k_2 \cdot d_0 \geq 160\text{mm} \quad (6.1)$$

ただし、

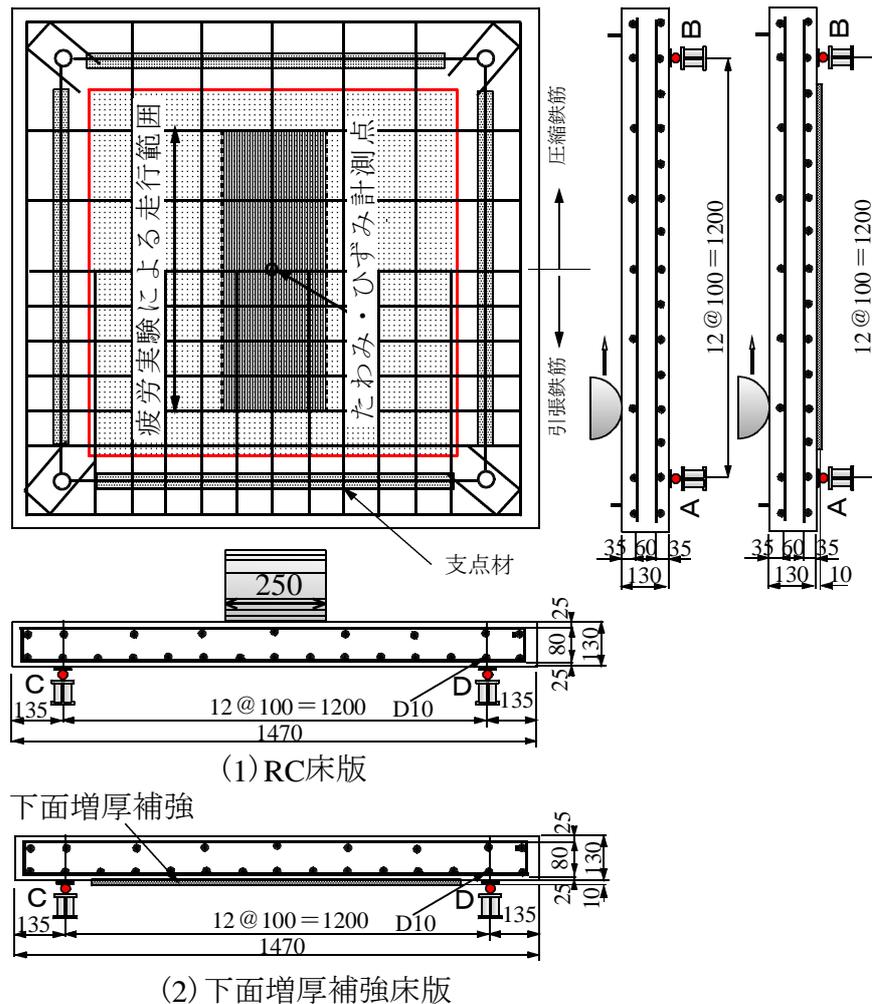
$$d_0 = (40L + 110)$$

ここで、 d : 床版厚 (mm)、 k_1 : 大型車の交通量による係数 (1 日 1 方向あたりの大型車の計画交通量 $2,000$ 台以上の場合 = 1.25)、 k_2 : 床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメント係数 (= 1.0)、 d_0 : 道示 II の規定による最小厚さ単純版、 L : 床版支間 (= 2.4m)

床版支間 2.4m 、大型車輛の 1 日 1 方向当たりの計画交通量を $2,000$ 台以上とした場合の RC 床版の厚さを式 (6.1) より算出すると 260mm である。しかし、輪荷重走行疲労試験装置の車輪幅は 250mm であり、これに対して道示 II に規定する輪荷重幅が 500mm である。よって、本実験装置の輪荷重幅は道示 II に規定する輪荷重幅の $1/2$ (= $250/500$) であり、床版厚を 130mm とする。なお、床版支間は $1,200\text{mm}$ である。

(2) RC 床版供試体および下面増厚補強 RC 床版供試体

無補強 RC 床版供試体の寸法は、全長 $1,470\text{mm}$ 、支間 $1,200\text{mm}$ 、床版厚 130mm とした。鉄筋は複鉄筋配置とし、引張主鉄筋に D10 を 100mm 間隔で配置し、有効高を 105mm とした。また、圧縮側には引張鉄筋量の $1/2$ を配置した。ここで、RC 床版供試体の寸法および鉄筋の配置を図-6.1 に示す。ここで、RC 床版供試体を RC-1, 2 とする。



図－ 6.1 RC 床版および PCM 下面増厚補強床版供試体寸法

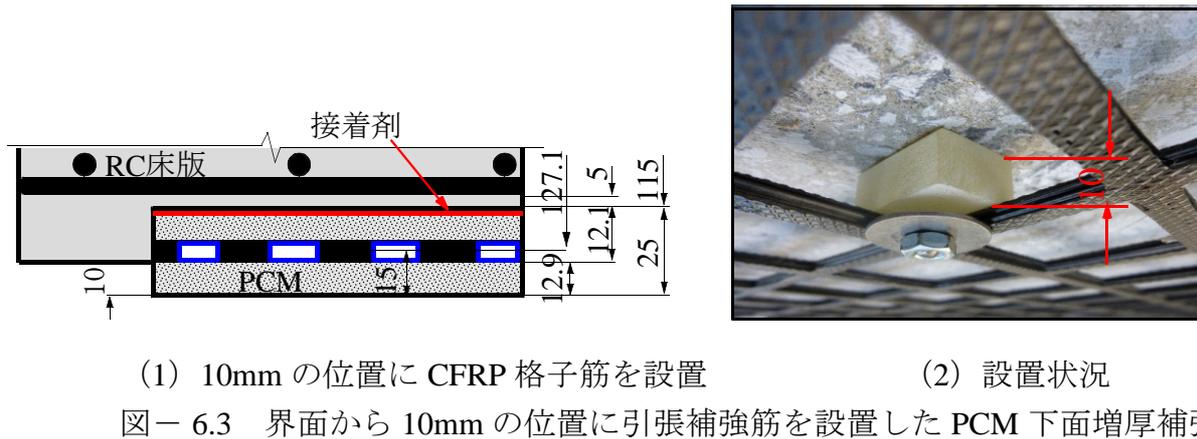
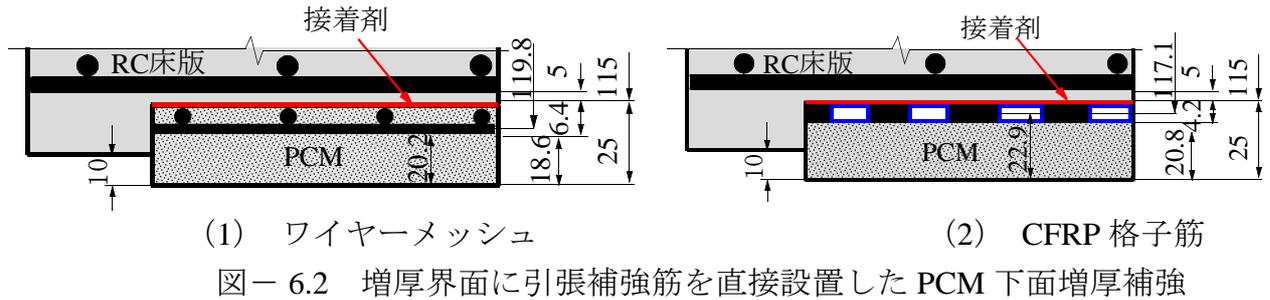
(3) 下面増厚補強用 RC 床版供試体

下面増厚補強用 RC 床版供試体の寸法は RC 床版供試体寸法と同様である。補強範囲は床版支間が $1,200 \times 1,200 \text{mm}$ であることから、この内側 $1,100 \times 1,100 \text{mm}$ の範囲とする。ここで、補強範囲を図－ 6.2 に併記する。深さは底面から 15mm を箱抜きで製作する。なお、ワイヤーメッシュ格子筋、CFRP 格子筋の配置法を図－ 6.2, 6.3 に示す。

1) 増厚界面に引張補強筋を直接設置した PCM 下面増厚補強

ワイヤーメッシュを増厚界面に直接設置した PCM 下面増厚補強においては、図－ 6.2 (1) に示すように $\phi 3.2 \text{mm}$ のワイヤーメッシュは軸直角方向と軸方向が交差した場合は 6.4mm となる。本供試体は RC 床版の補強界面から 25mm まで増厚することとする。ワイヤーメッシュからかぶりの寸法は 18.6mm となる。全厚は 140mm となる。ここで、増厚界面にプライマー R を塗布し、ワイヤーメッシュを直接設置した供試体記号を RC-W.R とする。また、接着剤 N を塗布した供試体を RC-W.N とする。

一方、CFRP 格子筋を配置した場合は図－ 6.2 (2) に示すように CFRP 格子筋の厚さは 4.2mm であり、かぶりは 20.8mm である。よって、ワイヤーメッシュを配置した場合と比較すると厚さ 2.4mm の PCM 増厚かぶりを減少することが可能である。なお、



実橋の下面増厚補強法においては、鉄筋には D10, D13 を配置することから 15mm から 21mm 程度の差となり、軽量化が図られる。ここで、増厚界面にプライマー R を塗布し、CFRP 格子筋を直接設置した供試体記号を RC-C.R とする。また、接着剤 N を塗布した供試体を RC-W.N とする。

2) 界面から 10mm の位置に引張補強筋を設置し、PCM 下面増厚補強

CFRP 格子筋の厚さは 4.2mm であることから、ワイヤーマッシュを配置した場合と同様の増厚寸法とした場合は、増厚層内に CFRP 格子筋を配置させ、有効高を高くすることで曲げ引張力に抵抗し、耐疲労性が向上するものと考えられる。そこで、本供試体には図－ 6.3 (1) に示すように界面から 10mm の位置に CFRP 格子筋を配置することとする。なお、かぶりは 12.9mm である。10mm の位置に設置した状況を図－ 6.3 (2) に示す。

ここで、増厚界面にプライマー R を塗布し、CFRP 格子筋を界面から 10mm の位置に設置した供試体記号を RC-C.S.R とする。また、接着剤 N を塗布した供試体を RC-C.S.N とする。

(4) 供試体の諸元

本実験では、RC 床版および RC 床版下面にプライマー R および接着剤 N を塗布し、それぞれにワイヤーマッシュ、CFRP 格子筋を配置した供試体の諸元を表－ 6.9 に示す。

表－ 6.9 供試体の諸元

供試体名称	補強材	界面処理	鉄筋有効高	補強材有効高	床版総厚	PCM厚み
RC-1	なし	なし	105mm	—	130mm	—
RC-2				—	—	
RC-W	ワイヤーメッシュ	プライマーR		117mm	140mm	25mm
RC-C	CFRP格子筋			127mm		
RC-C.S	ワイヤーメッシュ	117mm				
RC-W.A	CFRP格子筋	127mm				
RC-C.A	CFRP格子筋	接着剤N		—	—	—
RC-C.S.A				—	—	—

6.4 補強方法

6.4.1 下面増厚補強床版の概要

PCM 下面増厚補強法においては、劣化部をブレーカー、サンダー等で撤去・研掃するが、本実験に用いる試験体は、幅 1,100×1,100mm、厚さ 15mm の合板を設置し、箱抜きした補強用 RC 床版を用いる。

6.4.2 下面増厚補強法の施工手順

CFRP 格子筋を用いた下面増厚補強法は接着剤・スペーサーを使用する供試体をのぞき「CFRP グリッド増厚・巻立て工法によるコンクリート構造物の補修・補強 設計・施工マニュアル（案）」（以下、施工マニュアル（案）とする）^{6.5)}に準じて製作する。ここで、プライマー R を塗布した PCM 下面増厚補強（以下、プライマー R 塗布型 PCM 下面増厚補強とする）の補強手順を写真－ 6.2、接着剤 N を塗布した PCM 下面増厚補強（以下、接着剤 N 塗布型 PCM 下面増厚補強とする）の補強手順を写真－ 6.3 に示す。



(1) 表面処理 (2) アンカー穴穿孔 (3) 引張補強材設置 (4) PCM 吹付け (5) 表面仕上
写真－ 6.2 プライマー R 塗布型 PCM 下面増厚補強

(1) プライマー R 塗布型 PCM 下面増厚補強

従来のプライマー R 塗布型 PCM 下面増厚補強の施工手順は写真－ 6.2 に示すように、補強範囲 1,100×1,100mm の範囲をディスクサンダーで下地処理を行い、エアブローで清掃を行う（写真－ 6.2 (1)）。次に、PCM と床版との付着性を高めるためにあらかじめ水で 3 倍に希釈されたプライマー R を 0.2kg/m^2 となるよう塗布し、指触乾燥するまで養生する。次に、ワイヤーメッシュおよび CFRP 格子筋を取付けするためにφ

5mm, 長さ 30mm のアンカー穴を穿孔し (写真－ 6.2 (2)), その後, 増厚界面にワイヤーメッシュおよび CFRP 格子筋をアンカーで固定する (写真－ 6.2 (3))。ワイヤーメッシュおよび CFRP 格子筋を取付けた後, 1 層目の PCM を吹付けする。1 層目の吹付け厚は引張補強材が見えなくなる程度 (約 12mm 厚) とし, 養生を行なう (写真－ 6.2 (4))。その後, 2 層目の PCM を吹付けし, 養生する。最後に, 表面仕上げして, 養生を行なう (写真－ 6.2 (5))。

(2) 接着剤 N 塗布型 PCM 下面増厚補強

本提案する増厚界面に接着剤 N 塗布型 PCM 下面増厚補強の施工手順を 写真－ 6.2 に示すように, 基本的にはプライマー R 塗布型 PCM 下面増厚補強法と同様の施工手順である。



(1) 表面処理 (2) アンカー
穴穿孔 (3) 接着剤塗布 (4) 引張補強材
設置 (5) PCM 吹付け (6) 表面仕上

写真－ 6.3 接着剤 N 塗布型 PCM 下面増厚補強手順

施工手順は, 補強範囲の界面を表面処理 (写真－ 6.3 (1)) した後, ワイヤーメッシュや CFRP 格子筋を取付けするため ϕ 5mm, 長さ 30mm のアンカー穴を穿孔し (写真－ 6.3 (2)), 既設 RC 床版コンクリートとの付着性が高い専用の接着剤 N を平均厚 0.5mm で塗布する (写真－ 6.3 (3))。直ちに, ワイヤーメッシュまたは CFRP 格子筋をアンカーで設置し (写真－ 6.3 (4)), 再度, 接着剤を塗布する。その後, PCM を 2 層に分けて吹付け増厚し (写真－ 6.3 (5)), 表面仕上げを行う (写真－ 6.3 (6))。

以上の施工手順で PCM 下面増厚補強を行った。なお, 施工手順は施工マニュアル (案) に準拠して製作したが, 接着剤塗布型 PCM 下面増厚補強法については, 本提案する施工手順により, 実橋での補強が可能となる。

6.5 実験方法および等価走行回数

6.5.1 実験装置の概要

本実験には, 輪荷重走行振動疲労試験装置を用いる。ここで, 輪荷重走行振動疲労試験装置を写真－ 6.4 に示す。

輪荷重走行振動疲労試験装置は、荷重載荷装置、台車、駆動装置で構成されている。輪荷重載荷装置、すなわち油圧サーボに車輪を取り付けし、輪荷重幅は250mm、直径400mmである。最大荷重は500kNで一定荷重および振動荷重（正弦波）で疲労実験が可能な装置である。台車は軸直角方向の支点間が1,400mm、軸方向の支点間は2,000mmである。疲労実験は駆動装置であるモータの回転とクランク・アームにより台車を軸方向に往復運動させて走行を再現するものである。



写真－6.4 輪荷重走行疲労試験装置

本実験の支持条件は輪荷重往復運動における供試体端部の折り返し位置での破壊を防止するために、たわみを拘束しない単純4辺支持とする。

6.5.2 輪荷重走行疲労実験

輪荷重走行疲労実験は、床版中央から $\pm 450\text{mm}$ の範囲（900mm）に輪荷重を連続走行させる実験である。これは、本供試体の支間が1,200mmであるが、床版厚が130mmであり、荷重が45度に分布することを考慮すると軸方向支点間内全域に荷重が分布するものとなる。

荷重載荷方法は、RC床版およびPCM下面増厚補強床版ともに初期走行荷重を80kNから120kNまでは20,000回走行ごとに20kNずつ増加する。その後は、20,000回走行ごとに荷重10kNずつ、供試体が破壊するまで走行ごとに荷重を増加する。たわみ、ひずみの計測は床版中央および中央に配置された鉄筋で計測する。たわみ・ひずみ計測は1, 10, 100, 1,000, 5,000回および5,000回以降は5,000回走行ごとに行う。計測点は床版中央のたわみおよび主筋のひずみとする。

6.5.3 等価走行回数

輪荷重走行疲労実験では、20,000回走行ごとに荷重を増加させることから、基準荷重と載荷荷重および実験走行回数の関係から等価走行回数 N_{eq} を算出して補強効果および耐疲労性を評価する。輪荷重走行疲労実験による等価走行回数 N_{eq} は、マイナー則に従うと仮定すると、式(6.2)で与えられる。なお、式(6.2)に適用するS-N曲線の傾きの逆数の絶対値 m には、松井らが提案するRC床版のS-N曲線の傾きの逆数の絶対値12.7を適用する^{6.7)}。また、本供試体は、1/2モデルであることから、基準荷重 P は活荷重100kNの1/2に安全率1.2を考慮して60kNとする。そして、補強床版に対するS-N曲線の傾きの逆数の絶対値に通常のRC床版と同様に12.7とすることは、補強効果の検証などの観点から妥当であることが川井らの研究^{6.8)}で示されている。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i/P)^m \times n_i \quad (6.2)$$

ここで、 N_{eq} ：等価走行回数（回）、 P_i ：載荷荷重（kN）、 P ：基準荷重 60kN、 n_i ：実験走行回数（回）、 m ：S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値（=12.7）

6.6 結果および考察

6.6.1 等価走行回数

本実験における RC 床版供試体および、各 PCM 下面増厚補強床版供試体の等価走行回数 N_{eq} を表－ 6.10 に示す。

表－ 6.10 実験走行回数および等価走行回数

供試体		荷 重				等価走行回数合計	等価走行回数の平均	走行回数比
		80 kN	100 kN	120 kN	130 kN			
RC-1	実験走行回数	20,000	10,010				7,938,687	—
	等価走行回数	772,240	6,575,264			7,347,504		
RC-2	実験走行回数	20,000	11,810				8,529,870	
	等価走行回数	772,240	7,757,629					
RC-W.R	実験走行回数	20,000	20,000	1,340			22,832,607	2.9
	等価走行回数	772,240	13,137,391	8,922,976		22,832,607		
RC-C.R	実験走行回数	20,000	20,000	4,100			27,996,469	3.5
	等価走行回数	772,240	13,137,391	14,086,838		27,996,469		
RC-C.S.R	実験走行回数	20,000	20,000	6,880			59,688,956	7.5
	等価走行回数	772,240	13,137,391	45,779,325		59,688,956		
RC-W.N	実験走行回数	20,000	20,000	16,000			120,373,177	15.2
	等価走行回数	772,240	13,137,391	106,463,546		120,373,177		
RC-C.N	実験走行回数	20,000	20,000	19,000			141,107,332	17.8
	等価走行回数	772,240	13,137,391	127,197,701		141,107,332		
RC-C.S.N	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	1,091		167,051,536	21.0
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	20,062,472	167,051,536		

(1) 無補強 RC 床版

RC 床版供試体 RC-1 の等価走行回数は 7.34×10^6 回、供試体 RC-2 は 8.52×10^6 回であり、供試体 RC-1、2 の等価走行回数の平均、 N_{eq} は 7.93×10^6 回である。この RC 床版供試体の平均等価走行回数 N_{eq} を基準に PCM 下面増厚補強床版の補強効果および耐疲労性を評価する。

(2) プライマー R 塗布型下面増厚補強床版

増厚界面にワイヤーメッシュを設置し、PCM を 25mm 吹付けした供試体 RC-W.R の等価走行回数は 22.83×10^6 回であり、無補強 RC 床版の 2.9 倍の等価走行回数を得られた。次に、増厚界面に CFRP 格子筋を設置し、PCM を吹付けした供試体 RC-C.R の等価走行回数は 27.99×10^6 回であり、無補強 RC 床版の 3.5 倍の補強効果を得られた。また、ワイヤーメッシュを用いた供試体 RC-W.R の 1.2 倍の等価走行回数を得られた。な

お、1.0m 当たりの引張剛性は僅かに CFRP が上回っているものの、補強効果が得られている。よって、CFRP 格子筋を配置した PCM 下面増厚補強法は従来の鉄筋に替わる引張補強材として有効な材料である。

一方、増厚界面にプライマー R を塗布し、有効高さを 10mm 変化させた供試体 RC-C.S.R の等価走行回数は 59.68×10^6 回である。無補強 RC 床版の等価走行回数の平均に対して 7.5 倍の等価走行回数を得られている。また、プライマー R を塗布し CFRP 格子筋を配置して PCM 下面増厚補強した供試体 RC-C.R の供試体の等価走行回数に比して 2.1 倍の補強効果が得られている。したがって、有効高を設ける配置法は耐疲労性の向上に有効であると考えられる。

(3) 接着剤 N 塗布型下面増厚補強床版

増厚界面に接着剤 N を塗布した後、ワイヤーメッシュを配置した供試体 RC-W.N の等価走行回数は 120.37×10^6 回であり、無補強 RC 床版供試体の等価走行回数の平均に比して 15.2 倍の等価走行回数を得られた。また、ワイヤーメッシュを配置した供試体 RC-W.R の等価走行回数の 5.2 倍の等価走行回数となり、接着剤の効果により耐疲労性が向上する結果を得られた。また、増厚界面に接着剤 N を塗布し、CFRP 格子筋を設置した供試体 RC-C.N の等価走行回数は 141.10×10^6 回であり、RC 床版供試体の等価走行回数の平均の 17.8 倍である。また、プライマー R を塗布し、CFRP 格子筋を配置した供試体 RC-C.R の等価走行回数の 4.1 倍の等価走行回数を得られ、接着剤を塗布することで増厚界面の付着強度が向上し、耐疲労性が大幅に向上する結果となった。

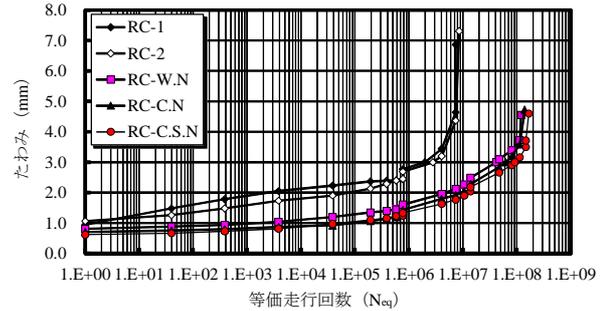
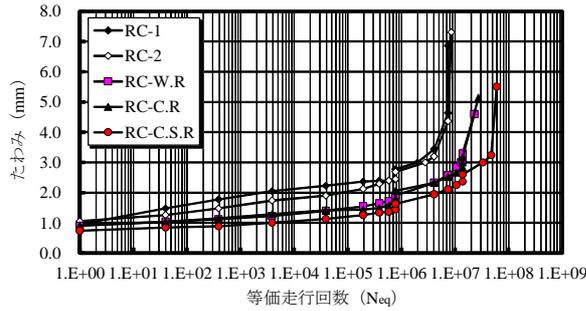
一方、増厚界面に接着剤 N を塗布し、有効高さ 10mm の位置に CFRP 格子筋を配置した供試体 RC-C.S.N の等価走行回数は 59.68×10^6 回であり、無補強 RC 床版の等価走行回数の平均に対して 21.0 倍の等価走行回数を得られている。また、接着剤を塗布し、CFRP 格子筋を配置して PCM 下面増厚補強した供試体 RC-C.N の供試体の等価走行回数に比して 1.2 倍の等価走行回数を得られている。したがって、接着剤を塗布し、増厚層内に引張補強筋を配置し、有効高を高くすることで耐疲労性は大きく向上する結果となった。

6.6.2 たわみと等価走行回数の関係

本実験におけるたわみと等価走行回数の関係を図－6.4 に示す。

(1) 無補強 RC 床版

無補強 RC 床版供試体のたわみは図－6.4 に示すように荷重 80kN 載荷時の初期たわみは、供試体 RC-1 が 0.95mm である。たわみが 3mm、すなわち床版支間 L の 1/400 を超えた付近からたわみの増加が大きくなり、その後の走行により押抜きせん断破壊となり実験を終了している。阿部らはたわみが床版支間 L の 1/400 (活荷重たわみの場合は 1/800 としている) に達した付近で補強対策をする必要であると提案されている^{6.9), 6.10)}。



(1) プライマー R を塗布した供試体

(2) 接着剤 N を塗布した供試体

図－ 6.4 たわみと等価走行回数との関係

そこで、本実験では RC 床版のたわみが 3mm となる等価走行回数を、前後のたわみと等価走行回数の関係から補間法により算出し、この時点の等価走行回数を比較して補強効果を評価する。よって、RC 床版供試体 RC-1 のたわみが 3mm に達した時点の等価走行回数は 1.98×10^6 回である。破壊時のたわみは 6.86mm である。

(2) プライマー R を塗布型下面増厚補強床版

増厚界面にプライマー R を塗布し、ワイヤーメッシュを配置した供試体 RC-W.R は、図－ 6.4 (1) に示すように荷重 80kN 時の初期たわみは 0.8mm であり、その後の走行で徐々にたわみが増加している。たわみが 3mm に達した時点の等価走行回数は 13.00×10^6 回であり、RC 床版供試体の 5.4 倍である。その後、荷重を 120kN に増加し、走行した後、たわみが急激に増加し、破壊時時のたわみと等価走行回数の関係は、等価走行回数 22.83×10^6 回で、最大たわみは 4.6mm である。また、増厚界面に CFRP 格子筋を直接配置した供試体 RC-C.R のたわみと等価走行回数の関係は、荷重 80kN 時の初期たわみは 0.91mm であり、その後の走行で徐々にたわみが増加している。たわみが 3mm に達した時点の等価走行回数は 13.91×10^6 回であり、RC 床版供試体の 7.0 倍である。その後、荷重を 120kN に増加し、走行した後、たわみが急激に増加し、押抜きせん断破壊となった。破壊時のたわみは 5.14mm である。たわみが床版支間 L の 1/400 付近から端部からたわみの増加が著しいことから、この付近ではく離が開始されたものと考えられる。

次に、増厚層内の 10mm の位置に CFRP 格子筋を配置し有効高を設けた供試体 RC-C.S.R は、荷重 80kN 載荷時のたわみは 0.75mm であり、増厚下面に直接 CFRP 格子筋を用いた供試体 RC-C.R に比して、初期たわみが減少している。たわみが 3mm に達した時点の等価走行回数は 33.10×10^6 回であり、RC 床版に比して 16.7 倍、CFRP 格子筋を直接配置した供試体 RC-C の 2.4 倍である。たわみが 3.2mm 越えた付近から急激に増加し始め、破壊時のたわみは 5.51mm である。よって、界面から 10mm の位置に有効高を設け CFRP 格子筋を配置することでたわみの増加が抑制され、同時にはく離も抑制されたものと考えられる。

(3) 接着剤 N を塗布した下面増厚補強床版

増厚界面に接着剤 N を塗布した後、ワイヤーメッシュを配置した供試体 RC-W.N は、図－ 6.4 (2) に示すように荷重 80kN 時の初期たわみは 0.7mm であり、その後の走行で徐々にたわみが増加している。たわみが 3mm に達した時点の等価走行回数は 41.40×10^6 回であり、無補強 RC 床版供試体の 17.3 倍、供試体 RC-W.R の 3.2 倍である。その後、荷重を 120kN に増加し、走行した後、たわみが急激に増加し、破壊時の等価走行回数は 120.37×10^6 回で、最大たわみは 4.55mm である。破壊状況は、押抜きせん断破壊と同時に増厚部の一部がはく離した。

また、CFRP 格子筋を配置した供試体 RC-C.N のたわみと等価走行回数の関係は、荷重 80kN 時の初期たわみは 0.71mm であり、その後の走行で徐々にたわみが増加している。たわみが 3mm に達した時点の等価走行回数は 62.300×10^6 回であり、RC 床版供試体の 31.4 倍、増厚界面にプライマー R を用いた供試体 RC-C.R に比して 4.7 倍であり、たわみが抑制されている。破壊時のたわみは等価走行回数 140.385×10^6 回で、最大たわみ 4.73mm である。

次に、増厚界面に接着剤 N を塗布した後、増厚層内の 10mm の位置に有効高を設け CFRP 格子筋を配置した供試体 RC-C.S.N の荷重 80kN 時の初期たわみは 0.63mm であり、その後の走行で徐々にたわみが増加している。たわみが 3mm に達した時点の等価走行回数は 92.300×10^6 回であり、RC 床版供試体の 46.6 倍、増厚界面にプライマー R を用いた供試体 RC-C.S.R に比して 2.8 倍であり、たわみが抑制されている。たわみが 3.0mm を超えた後の走行疲労実験においても急激なたわみの増加はみられない。破壊時のたわみは 4.6mm である。

以上より、下面増厚補強法において CFRP 格子筋を増厚下面に直接配置した供試体は CFRP 格子筋の引張抵抗によりたわみの増加が抑制され、耐疲労性が向上している。とくに、CFRP 格子筋を増厚下面から 10mm の位置に配置し有効高を設けた供試体は、曲げ抵抗がさらに向上し、補強効果も得られている。また、増厚界面に接着剤を塗布することにより破壊時付近まで一体性が確保され、たわみの増加が大幅に抑制され、耐疲労性が向上する結果が得られた。

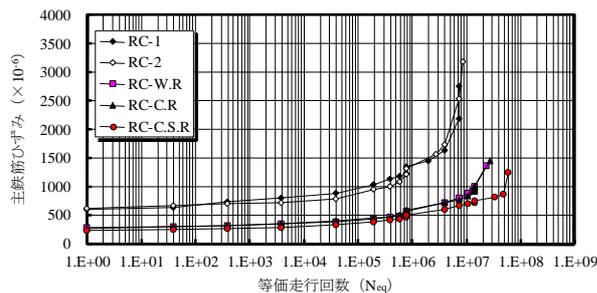
6.6.3 ひずみと等価走行回数との関係

床版中央における軸直角方向および軸方向の引張鉄筋のひずみと等価走行回数の関係を図－ 6.5 に示す。なお、本実験に用いた鉄筋の降伏ひずみは材料特性値より $1,840 \times 10^{-6}$ である。

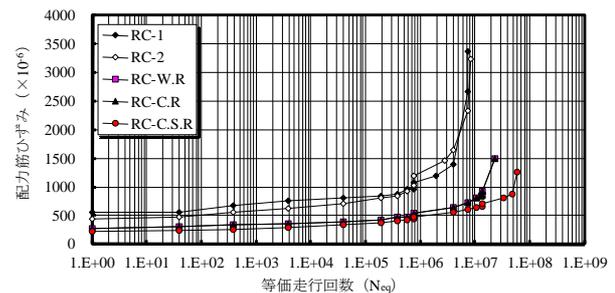
(1) 無補強 RC 床版

無補強 RC 床版供試体 RC-1 の主鉄筋ひずみは図－ 6.5 (1), 1) に示すように、荷重 80kN 載荷時の初期ひずみは 600×10^{-6} である。その後、荷重増加とともにひずみの増加がみられ、荷重 100kN 載荷時のひずみは $1,350 \times 10^{-6}$ となり鉄筋は降伏していない。また、たわみが 3mm を超えた付近すなわち床版支間 L の 1/400 を超えた付近のひずみは $1,449 \times 10^{-6}$ であり、降伏には至っていない。その後、等価走行回数 7.34×10^6 付近でひず

みが急激に増加し $2,190 \times 10^{-6}$ となり、鉄筋が降伏している。終局ひずみは $2,750 \times 10^{-6}$ である。次に、供試体 RC-2 の主鉄筋ひずみは、RC-1 と同等な挙動を示し、荷重 80kN 載荷時の初期ひずみは 610×10^{-6} である。その後、荷重 100kN 載荷時のひずみは $1,310 \times 10^{-6}$ であり鉄筋は降伏してない。たわみが 3mm を超えた付近のひずみは $1,568 \times 10^{-6}$ この時点においても鉄筋は降伏に至っていない。その後、等価走行回数 7.34×10^6 付近でひずみが急激に増加し $2,530 \times 10^{-6}$ となり、鉄筋が降伏している。終局ひずみは $3,190 \times 10^{-6}$ である。

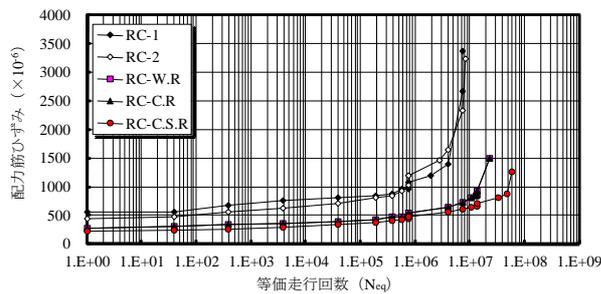


1) 軸直角方向 (主鉄筋)

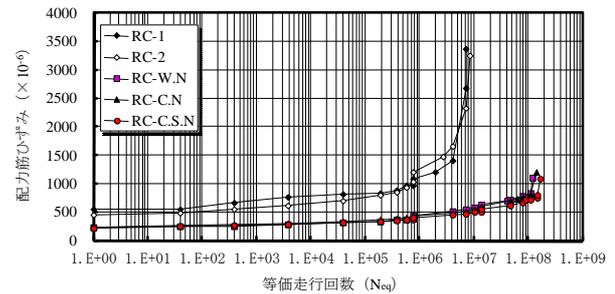


2) 軸方向 (配力筋)

(1) プライマー R を塗布した供試体



1) 軸直角方向 (主鉄筋)



2) 軸方向 (配力筋)

(2) 接着剤 N を塗布した供試体

図- 6.5 ひずみと等価走行回数の関係

配力筋ひずみは図- 6.5 (2), 2) に示すように供試体 RC-1 は荷重 80kN 載荷時の初期ひずみは 556×10^{-6} である。その後の走行と荷重増加によりひずみが増加し、荷重 100kN 載荷時のひずみは 556×10^{-6} 、たわみ 3mm 時のひずみは $1,200 \times 10^{-6}$ であり、いずれの場合も鉄筋は降伏していない。終局ひずみは $3,370 \times 10^{-6}$ となり鉄筋が降伏している。次に供試体 RC-2 は荷重 80kN 載荷時の初期ひずみは 444×10^{-6} である。その後、荷重 100kN 載荷時のひずみは $1,200 \times 10^{-6}$ 、たわみが 3mm を超えた付近のひずみは $1,468 \times 10^{-6}$ であり、鉄筋は降伏していない。終局ひずみは $3,240 \times 10^{-6}$ であり鉄筋は降伏している。

以上の結果から、たわみ 3mm 時の軸直角方向および軸方向のひずみは約 $1,200 \times 10^{-6}$ ~ $1,568 \times 10^{-6}$ 程度でありいずれの場合も、鉄筋は降伏に至っていないことが確認された。

(2) プライマー R を塗布した下面増厚補強床版

増厚界面にプライマー R を塗布し、ワイヤーメッシュを配置した供試体 RC-W.R の主鉄筋ひずみは、図－ 6.5 (1), 1) に示すように荷重 80kN 時の初期ひずみは 273×10^{-6} である。その後の走行で徐々にひずみが増加し、荷重 100kN 時のひずみは 568×10^{-6} 、荷重 120kN 時のひずみは 939×10^{-6} であり、いずれも鉄筋降伏には至っていない。終局時のひずみは等価走行回数 22.83×10^6 回で $1,360 \times 10^{-6}$ であった。また、配力筋ひずみは図－ 6.5 (1), 2) に示すように荷重 80kN 時の初期ひずみが 272×10^{-6} である。その後の走行と荷重増加によりひずみが増加し、荷重 100kN 時のひずみは 547×10^{-6} 、荷重 120kN 時のひずみが 932×10^{-6} であり、たわみ 3mm 時のひずみは 850×10^{-6} である。いずれの場合も鉄筋の降伏強度には達していない。終局ひずみは $1,500 \times 10^{-6}$ である。

次に、プライマー R を塗布し、CFRP 格子筋を増厚界面に直接配置した供試体 RC-C.R の主鉄筋ひずみは、荷重 80kN 時の初期ひずみは 265×10^{-6} である。その後の荷重増荷によりひずみが増加し、荷重 100kN 時のひずみは 587×10^{-6} 、荷重 120kN 時のひずみは $1,000 \times 10^{-6}$ であり、鉄筋は降伏に至っていない。また、たわみが 3mm を超えた付近のひずみにおいても 954×10^{-6} であるため、鉄筋は降伏していない。終局時のひずみは等価走行回数で、 27.22×10^6 回で $1,457 \times 10^{-6}$ である。また、配力筋ひずみは図－ 6.5 (1), 2) に示すように荷重 80kN の初期ひずみは 308×10^{-6} である。その後荷重 100kN で 610×10^{-6} 、荷重 120kN で 972×10^{-6} とひずみが増加しているが鉄筋は降伏していない。たわみが 3mm を越えた付近のひずみにおいても 926×10^{-6} であり、鉄筋は降伏していない。終局ひずみは $1,452 \times 10^{-6}$ である。

次に、増厚層内の 10mm の位置に CFRP 格子筋を配置し有効高を設けた供試体 RC-C.S.R の主鉄筋ひずみは、荷重 80kN 時の初期ひずみは 230×10^{-6} であり、増厚下面に直接 CFRP 格子筋を用いた供試体 RC-C に比して、初期ひずみが減少している。その後、荷重 100kN 時 503×10^{-6} 、載荷荷重 120kN 時で 755×10^{-6} とひずみが増加しているがいずれにおいても鉄筋は降伏していない。また、たわみが 3mm に達した時点の等価走行回数 33.10×10^6 回付近においても、ひずみが 820×10^{-6} であり、降伏には至っていない。終局ひずみは、等価走行回数 59.68×10^6 回で $1,255 \times 10^{-6}$ である。また、配力筋ひずみは図－ 6.5 (1), 2) に示すように荷重 80kN の初期ひずみは 230×10^{-6} であり、その後の荷重増加によりひずみが増加している。荷重 100kN 時のひずみは 473×10^{-6} 、荷重 120kN 時のひずみは 700×10^{-6} である。たわみ 3mm を越えた付近のひずみは 800×10^{-6} であり、鉄筋は降伏していない。終局ひずみは $1,255 \times 10^{-6}$ であった。

(3) 接着剤 N を塗布した下面増厚補強床版

増厚界面に接着剤 N を塗布した後、ワイヤーメッシュを配置した供試体 RC-W.N の主鉄筋ひずみは、図－ 6.5 (2), 1) に示すように荷重 80kN 載荷時の初期ひずみは 188×10^{-6} であり、その後の走行で徐々にひずみが増加している。荷重 100kN 載荷時のひずみが 435×10^{-6} 、荷重 120kN 載荷時のひずみが 611×10^{-6} であり、いずれも降伏には至っていない。たわみが 3mm に達した時点の等価走行回数は 41.40×10^6 回時のひずみは 742×10^{-6}

であり、降伏には至っていない。終局ひずみは、等価走行回数 120.373×10^6 回で $1,287 \times 10^{-6}$ である。また、供試体 RC-W.N の配力筋ひずみは図－ 6.5 (2), 2) に示すように、荷重 80kN 載荷時の初期ひずみは 223×10^{-6} である。その後、荷重 100kN 載荷時のひずみが 431×10^{-6} 、荷重 120kN 載荷時のひずみが 633×10^{-6} であり鉄筋は降伏していない。また、たわみ 3mm を超えた付近のひずみは 703×10^{-6} であり、終局ひずみは $1,095 \times 10^{-6}$ であった。

次に、CFRP 格子筋を配置した供試体 RC-C.N の主鉄筋ひずみは、図－ 6.5 (2), 1) に示すように荷重 80kN 載荷時の初期ひずみは 188×10^{-6} であり、その後の走行で徐々にひずみ増加し、荷重 100kN 載荷時で 435×10^{-6} 、荷重 120kN 載荷時で 616×10^{-6} であり、鉄筋は降伏に至っていない。たわみが 3mm に達した付近の等価走行回数 62.300×10^6 回においても、ひずみが 724×10^{-6} であることから鉄筋は降伏していない。終局ひずみは、等価走行回数 140.38×10^6 回で、 $1,254 \times 10^{-6}$ である。また、配力筋ひずみは図－ 6.5 (2), 2) に示すように、荷重 80kN 載荷時の初期ひずみが 239×10^{-6} である。その後、荷重 100kN 載荷時のひずみが 426×10^{-6} 、荷重 120kN 載荷時のひずみが 596×10^{-6} であり、鉄筋は降伏していない。たわみ 3mm を超えた付近のひずみは 728×10^{-6} である。終局ひずみは $1,194 \times 10^{-6}$ である。

次に、増厚界面に接着剤 N を塗布した後、増厚層内の 10mm の位置に有効高を設け CFRP 格子筋を配置した供試体 RC-C.S.N の主鉄筋ひずみは図－ 6.5 (2), 1) に示すように荷重 80kN 載荷時の初期ひずみは 182×10^{-6} であり、その後の走行で徐々にひずみが増加している。荷重 100kN 載荷時のひずみが 375×10^{-6} 、荷重 120kN 載荷時のひずみが 536×10^{-6} および荷重 130kN 載荷時のひずみは 783×10^{-6} であり、いずれにおいても鉄筋は降伏していない。たわみが 3mm に達した付近の等価走行回数 92.300×10^6 回時のひずみは 700×10^{-6} であり、鉄筋は降伏していない。終局ひずみは、等価走行回数 167.051×10^6 回で $1,169 \times 10^{-6}$ であった。また、配力筋ひずみは図－ 6.5 (2), 2) に示すように、荷重 80kN 載荷時の初期ひずみが 218×10^{-6} である。その後の走行と荷重増加によりひずみが増加していき、荷重 100kN 載荷時のひずみが 397×10^{-6} 、荷重 120kN 載荷時のひずみが 544×10^{-6} 、荷重 130kN 載荷時のひずみが 801×10^{-6} となり、いずれにおいても鉄筋は降伏に至っていない。たわみ 3mm を超えた付近のひずみが 724×10^{-6} であり、終局ひずみは $1,093 \times 10^{-6}$ であった

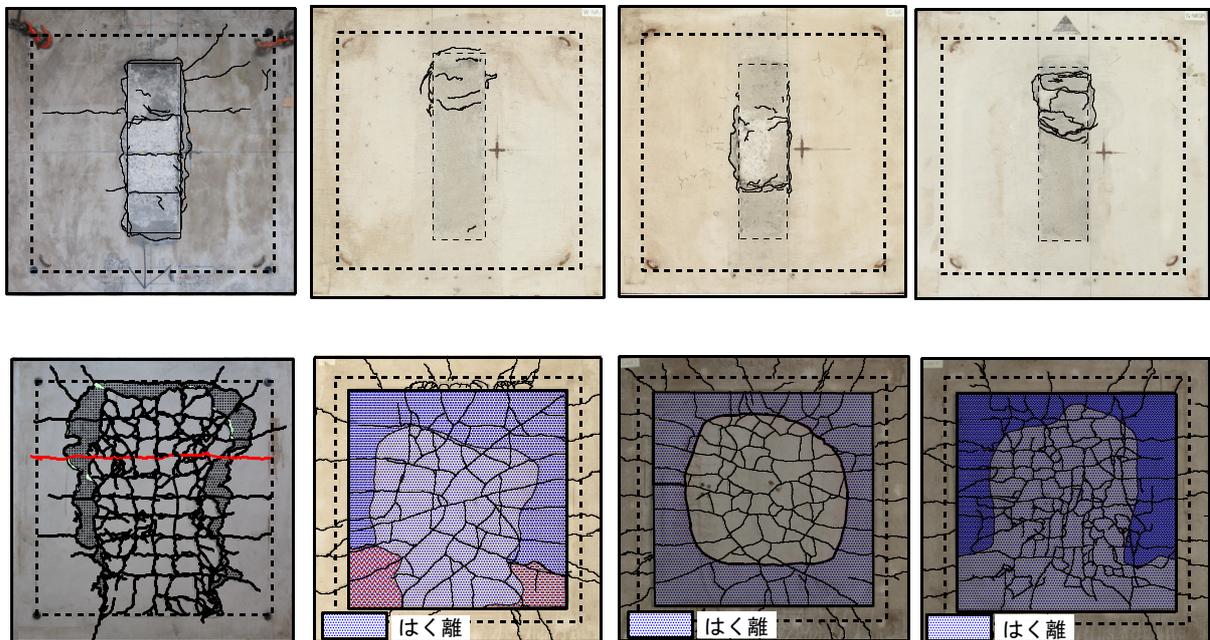
以上の結果より、無補強 RC 床版供試体に対して、プライマー R を塗布しワイヤーメッシュまたは CFRP 格子筋を増厚下面に直接配置した供試体は引張補強材の効果により鉄筋ひずみの増加が抑制されている。とくに、CFRP 格子筋を増厚下面から 10mm の位置に配置し有効高を設けた供試体は、はく離が抑制された結果増厚界面に直接 CFRP 格子筋配置した供試体より鉄筋ひずみの増加が抑制されている。また、増厚界面に接着剤 N を塗布することにより破壊時付近まで一体性が確保されていることから、ひずみの増加が大幅に抑制される結果が得られた。

6.6.4 破壊状況

本実験における破壊時の損傷状況を図－ 6.6, 6.8 に示す。床版中央で軸直角方向および軸方向の切断面のひび割れ状況を図－ 6.7, 6.9 に併記する。なお、図に示すはく離の範囲は打音法による判定である。

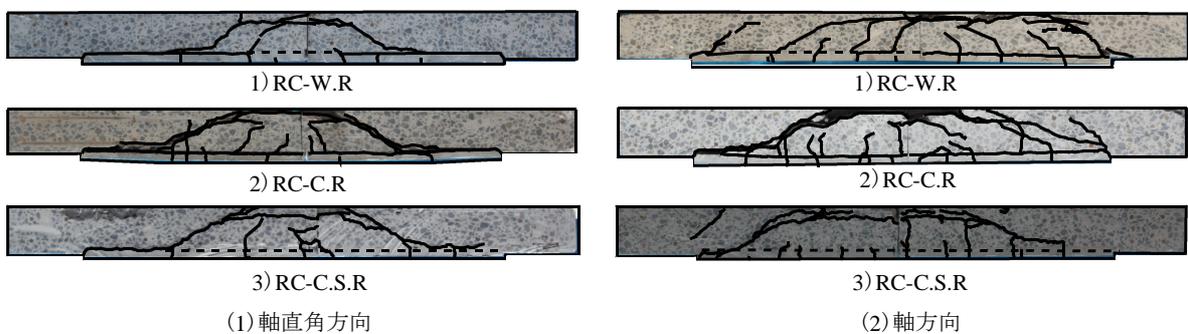
(1) 無補強 RC 床版

RC 床版の破壊時の損傷状況は図－ 6.6 (1) に示すように、床版上面には圧縮鉄筋配置位置に軸直角方向にひび割れが発生している。床版下面には 2 方向ひび割れが発生し、押抜きせん断破壊に伴うはく離が見られる。なお、輪荷重走行が図－ 6.6 に示す供試体の上から下方向に往復走行することから荷重が折り返した中央付近を通過後に破壊している。



(1) RC-1 (2) RC-W.R (3) RC-C.R (4) RC-C.S.R

図－ 6.6 無補強およびプライマー R を用いた床版上下面の破壊状況



図－ 6.7 プライマー R を使用した下面増厚補強における切断面の破壊状況

(2) プライマー R を塗布型下面増厚補強床版

ワイヤーメッシュを配置した供試体 RC-W.R の破壊状況は図－ 6.6 (2) に示すように、押抜きせん断破壊に伴う上面損傷が見られる。下面には 2 方向のひび割れが発生するとともに、増厚界面がはく離している。破壊は、はく離と同時に押抜きせん断破壊となった。次に、軸直角方向の破壊時の損傷状況は 図－ 6.7 (1), 1) に示すように、輪荷重載荷位置から押抜きせん断破壊に伴う斜めひび割れが発生している。また、増厚界面ではほとんどの範囲ではく離している。また、軸方向においては 図－ 6.7 (2), 1) に示すように、破壊位置付近で下縁から発生したひび割れは圧縮鉄筋位置まで発生している。さらに増厚界面は完全にはく離している。

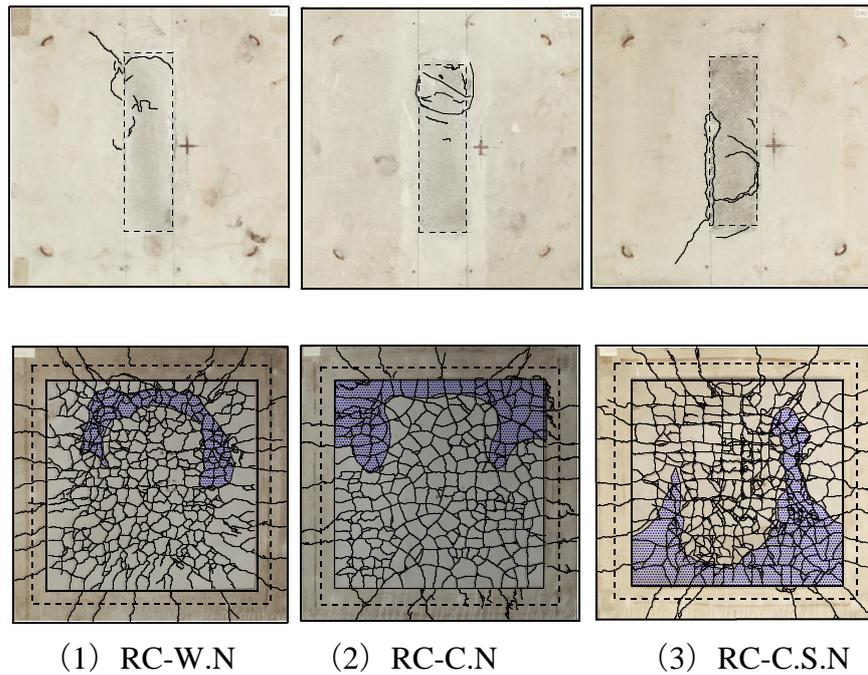
次に、CFRP 格子筋を直接配置した供試体 RC-C.R の破壊時の上下面の損傷状況は図－ 6.6 (3) に示すように、床版上面は押抜き破壊による陥没が見られる。下面は破壊時の輪荷重位置から 45 度の内側にははく離は見られないものの、押抜きせん断破壊に起因するダウエル効果が及ぼす範囲から外側ではく離している。

軸直角方向の破壊時の損傷状況は 図－ 6.7 (1), 2) に示すように、輪荷重載荷位置から押抜きせん断破壊に伴う斜めひび割れが発生し、45 度下面の損傷が著しく、増厚界面ではく離している。また、軸方向においても 図－ 6.7 (2), 2) に示すように、破壊位置から 45 度下面に押抜きせん断破壊に伴う、斜めひび割れが発生し、増厚界面は端部付近ではく離が著しく発生している。

増厚層内の 10mm の位置に有効高を設け CFRP 格子筋を配置した供試体 RC-C.S.R の破壊時の損傷状況は図－ 6.6 (4) に示すように、上面は押抜きせん断破壊した付近に水平ひび割れが見られる。次に、下面は供試体 RC-C.R と同様に輪荷重から 45 度下面の内側には、はく離は見られないが、外側の支点方向には、はく離が見られる。2 方向のひび割れが CFRP 格子筋の位置に発生し、ひび割れの分散効果が得られているものと考えられる。また、増厚界面から 10mm の位置に有効高を設け CFRP 格子筋を配置したことから、CFRP 格子筋の引張力の効果によるたわみ減少により増厚界面のはく離が抑制されたものと考えられる。軸直角方向の破壊時の損傷状況は図－ 6.7 (1), 3) に示すように輪荷重走行位置しから押抜きせん断破壊に伴う斜めひび割れが発生し、45 度下面の外側で増厚界面ではく離が生じている。また、軸方向においても 図－ 6.7 (2), 3) に示すように破壊位置付近で下縁から発生したひび割れが圧縮鉄筋位置まで発生している。また、破壊位置から 45 度下面の内側にはく離は見られない。

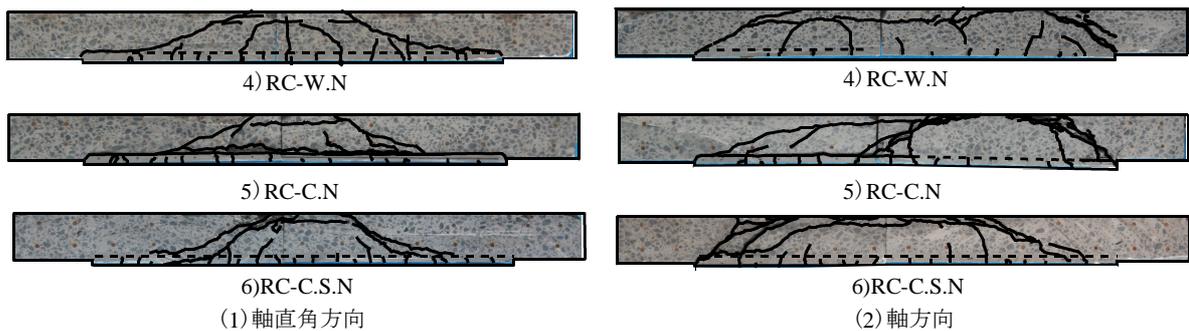
したがって、従来の下面増厚補強床版は、輪荷重走行により、増厚界面ではく離が先行し、押抜きせん断破壊となった。

以上より、プライマー R を塗布してワイヤーメッシュ或いは CFRP 格子筋を配置し、PCM 下面増厚補強法において、界面にプライマー R を塗布した場合、引張強度は確保されるもの、輪荷重が作用する RC 床版は、界面が曲げ引張力を受けることから一面せん断強度が小さいことから、ほぼ全面がはく離する結果となった。



(1) RC-W.N (2) RC-C.N (3) RC-C.S.N

図－ 6.8 接着剤 N を用いた床版上下面の破壊状況



図－ 6.9 接着剤 N を用いた下面増厚補強における破壊状況

(3) 接着剤を塗布した下面増厚補強床版

増厚界面に接着剤 N を塗布した後、ワイヤーメッシュを配置した供試体 RC-W.N の破壊時の損傷状況は図－ 6.8 (1) に示すように、上面は輪荷重走行位置にひび割れがわずかに見られる。下面の損傷状況は、増厚界面への接着剤の塗布により、剥離が抑制されひび割れもワイヤーメッシュの網目付近に格子状に発生し、接着剤 N の効果によりはく離の進展も抑制されている。破壊時は押抜きせん断破壊と同時に一部にはく離が見られる。また、軸直角方向の破壊時の損傷状況は図－ 6.9 (1), 1) に示すように、輪荷重走行位置から押抜きせん断破壊に伴う斜めひび割れが発生しているものの接着剤 N の効果により、増厚界面にははく離が見られない。また、軸方向においても図－ 6.9 (2), 2) に示すように、斜めひび割れが発生するものの、増厚界面のはく離は見られない。はく離破壊は既設 RC 床版のコンクリート側で破壊している。

CFRP 格子筋を配置した供試体 RC-C.N は、上面損傷は供試体 RC-C.R とほぼ同様である。下面は、接着剤 N の効果により、破壊時付近まで一体性が確保されるとともに、

CFRP 格子筋の引張力の効果により、供試体 RC-C.R に比してひび割れが分散されている。はく離は押抜きせん断破壊した下面の一部がはく離している。軸直角方向の破壊時の損傷状況は図－ 6.9 (1), 2) に示すように、ひび割れの発生が少ない。ワイヤーメッシュを用いた供試体と同様に、接着剤 N の効果により破壊時までにはく離が見られず、押抜きせん断破壊に伴う斜めひび割れも見られない。また、軸方向においても 図－ 6.9 (2), 2) に示すように、下縁から発生したひび割れが進展するものの、増厚界面のはく離は見られない。

次に、増厚界面に接着剤 N を塗布した後、増厚層内の 10mm の位置に CFRP 格子筋を配置した供試体 RC-C.S.N の上面は押抜きせん断破壊となった位置は陥没が見られる。下面は、接着剤および増厚層内に CFRP 格子筋を配置したことから、破壊時まで一体性が確保され、CFRP 格子筋の引張力の効果により、ひび割れが分散されている。破壊状況は接着剤を塗布した供試体 RC-C.N の等価走行回数の 1.2 倍であるものの損傷状況、ひび割れ間隔もほぼ同様である。軸直角方向の破壊時の損傷状況は図－ 6.9 (1), 3) に示すように、輪荷重走行位置から押し抜きせん断破壊に伴う斜めひび割れが発生するものの、接着剤の効果により増厚界面のはく離は見られない。また、斜めひび割れは増厚界面を通り、補強筋位置から角度を変えて進展している。軸方向においても 図－ 6.9 (2), 3) に示す通り、斜めひび割れが発生するものの、同様に増厚界面でののはく離は見られない。

したがって、接着剤 N を塗布することで、界面が終局時付近まで一体性が確保され、はく離することなく耐疲労性の向上が図られた。

6.7 まとめ

- (1) 下面増厚補強法において引張補強材にワイヤーメッシュを用いた供試体は、無補強 RC 床版供試体の 3.1 倍であり、増厚層内 10mm の位置に CFRP 格子筋を配置した供試体は 8.1 倍の補強効果が得られた。また、ワイヤーメッシュを用いた供試体に比して 2.6 倍の補強効果が得られた。よって、増厚層内、すなわち RC 床版上面までの有効高をとることで耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。
- (2) 増厚界面と各補強材に接着剤 N を塗布した補強法では、ワイヤーメッシュを配置した供試体は RC 床版供試体の 16.4 倍、CFRP 格子筋を配置した供試体は 22.7 倍の補強効果が得られた。また、ワイヤーメッシュを界面に直接配置した供試体に比して増厚層内に配置した供試体は 1.4 倍の補強効果が得られた。よって、接着剤を塗布して引張補強材にワイヤーメッシュ、CFRP 格子筋を配置することで耐疲労性が向上した。また、増厚層内に CFRP を配置することで、さらなる延命化が図られた。
- (3) RC 床版の破壊状況は荷重載荷位置から 45 度底面の損傷が著しい。ワイヤーメッシュおよび増厚層内に CFRP 格子筋を用いた供試体は、破壊と同時にはく離して

いる。しかし、接着剤 N を塗布することではく離が抑制されている。破壊時においても付着界面の一体性が確保され、押抜きせん断破壊となる終局では、輪荷重載荷位置から 45 度底面のみはく離している。

- (4) RC 床版のたわみの増加に比して、ワイヤーメッシュおよび CFRP 格子筋を用いた供試体は、たわみの増加が抑制されている。とくに、増厚層内に CFRP 格子筋を配置した下面増厚補強法および接着剤 N を塗布した下面増厚補強法は、たわみの増加が大幅に抑制されている。これは、破壊荷重付近まではく離することなく一体性が確保された結果であると考えられる。

第6章参考文献

- 6.1) 山崎淳, 池田甫: 道路橋補修・補強事例集, 「道路橋補修・補強事例集」編集委員会, pp.71-72, 2013
- 6.2) 土木学会: 道路橋床版の維持管理マニュアル, 2012
- 6.3) 土木学会: コンクリート標準示方書[維持管理編], 2013
- 6.4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1994
- 6.5) FRP グリッド研究会: CFRP グリッド増厚・巻立て工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル(案), 2001
- 6.6) 榊原弘幸, 安藤重裕, 宮脇健司, 佐々木考彦, 上田洋, 藤原申次: ポリマーセメントモルタルの接着強度に及ぼすコンクリート下地処理法の影響, 材料, Vol.52, No.9, pp.1082-1088, 2003
- 6.7) 松井繁之: 道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007
- 6.8) 川合豊, 阿部忠, 高野真希子: 道路橋 RC 床版における S-N 曲線の一考察, 土木学会, 第7回床版シンポジウム論文集, pp.263-268, 2012
- 6.9) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 小森篤也, 児玉孝喜: 輪荷重走行疲労実験における RC 床版上面増厚補強法の耐疲労性の評価法, 構造工学論文集, Vol. 56A, pp. 1270-1281, 2010
- 6.10) 元燦豪, 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 小森篤也: CFS・CFSS 補強した RC 床版の補強効果および耐疲労性, 構造工学論文集, Vol. 58A, pp. 1189-1196, 2012

第7章 CFRP格子筋を用いた下面増厚補強床版における S-N曲線式との整合性

7.1 はじめに

地方公共団体では、「道路橋長寿命化修繕計画」が立案され、補修・補強対策が実施されている。これによると修繕計画は、建設後 100 年間に維持するために数回のサイクルで補修・補強が計画され、ライフサイクルコスト (LCC) が算定され、平準化した予算で、計画的な修繕が実施されている^{7.1)}。しかし、道路橋 RC 床版がそれぞれの健全度の判定区分に達する寿命予測や破壊に至るまでの年数については、寿命予測式が提案されているものの、各種補強後の寿命予測に関しては、補修・補強法事態が開発中でもあり、さらに現在 RC 床版の補強においては「道路橋長寿命化修繕計画」が実施された後に対策されていることから、寿命予測するためのデータ整備がなされていないのが現状である。

RC 床版の寿命予測においては、松井ら^{7.2)}は 1964 年の道路橋設計基準^{7.3)}に準拠して、鉄筋には丸鋼を配置して製作した RC 床版および一部に異形鉄筋を配置した RC 床版を対象に輪荷重走行疲労実験を実施し、S-N 曲線式を提案している。松井らが提案する S-N 曲線式は、縦軸には基準荷重 (P) と押抜きせん断耐荷力 (P_{sx}) との比を $S (= P/P_{sx})$ とし、横軸には輪荷重走行疲労実験におこる走行回数 N との関係式である。なお、理論押抜きせん断耐荷力 (P_{sx}) には、前田ら^{7.4)}が提案するはり幅 B を考慮した押抜きせん断耐荷力式が適用されている。また、阿部ら^{7.5)}は 1994 年改定の道路橋示方書・同解説^{7.6)} (以下、道示とする) に準拠し、 B 活荷重で設計された RC 床版をモデル化した供試体を用いて、輪荷重走行疲労実験を実施し、S-N 曲線式を提案および RC 床版供試体を用いて走行荷重実験を行い、押抜きせん断耐荷力式を提案し、1980 年改訂以降の道示で設計された RC 床版の寿命予測式として提案されている。一方、玉越ら^{7.7)}は、疲労損傷度とは RC 床版が疲労破壊に至るまでの走行回数に対して、累積される荷重の走行回数の比率であり、累積される荷重の走行回数は、大型車輛の交通量を用いて算出することが提案されている。また、健全度に対する定量的な評価法として疲労破壊回数に疲労損傷度を乗じて、それぞれの損傷度に達する寿命推定が可能となっている。

以上のように、RC 床版の下面損傷に対する PCM 下面増厚補強法は比較的新しい補強法であることから、押抜きせん断耐荷力や寿命予測についての研究はあまり行われていないのが現状である。

そこで第7章では、第6章で評価された RC 床版下面増厚補強法における輪荷重走行疲労実験から評価された、等価走行回数 N_{eq} を用いて寿命予測式 (S-N 曲線) との整合性を検証する。そのために、既設 RC 床版下面にプライマー R を塗布し、CFRP を配置して PCM 下面増厚補強した供試体および接着剤 N を塗布し、CFRP を配置した PCM 下面増厚補強した供試体を用いて輪荷重走行実験を行い、それぞれの最大耐荷力、す

なわち押抜きせん断耐荷力を実験より評価する。そして、第 6 章で評価された等価走行回数を用いて松井ら^{7.2)} や阿部ら^{7.5)} が提案する S-N 曲線式との整合性を検証し、RC 床版の PCM 下面増厚補強法における寿命予測の一助としたい。

7.2 RC床版およびPCM下面増厚補強法における走行荷重実験

松井ら^{7.2)} や阿部ら^{7.5)} が提案する RC 床版の S-N 曲線式および押抜きせん断耐荷力 P_{sx} は、疲労損傷を受けた RC 床版を対象として提案された式であり、PCM 下面増厚補強法における押抜きせん断耐荷力式算定に適用することは適切でないと考ええる。しかし、S-N 曲線式に適用する PCM 下面増厚補強法における走行荷重が作用した場合の耐荷力性能についての実験研究は行われていないのが現状である。そこで、RC 床版の PCM 下面増厚補強床版の耐荷力性能を評価するために輪荷重走行実験を行い、最大耐荷力を得て RC 床版の S-N 曲線式に適用し、整合性を検証することとする。

7.2.1 走行荷重実験用供試体材料

(1) 供試体概要

RC 床版の PCM 下面増厚補強法における供試体は、既設 RC 床版は既往の研究^{7.8)} で用いた供試体および第 6 章で用いた PCM 下面増厚補強法に用いた既設 RC 床版と同じ条件で製作した供試体を用いる。なお、無補強 RC 床版に走行荷重が作用した場合の耐荷力性能については、既往の研究^{7.8)} の RC 床版供試体 2 体 (RC-R1, RC-R2) を用いることとする。なお、押抜きせん断耐荷力および S-N 曲線式との整合性を検証することから、第 7 章においても材料特性値および寸法を示すこととする。

(2) RC 床版および PCM 下面増厚補強 RC 床版の使用材料および特性値

1) RC 床版および PCM 下面増厚補強用 RC 床版

RC 床版に使用するコンクリートの設計基準強度は、1973 年以前の道示^{7.9)} は 21N/mm^2 以上とされていたが、1980 年改訂の道示^{7.10)} からコンクリートの設計基準強度は 24N/mm^2 以上とされた。よって、走行荷重実験における供試体のコンクリート設計基準強度 24N/mm^2 以上となる配合条件とする。

供試体のコンクリートには、普通ポルトランドセメントと 5mm 以下の砕砂および 5mm ~ 20mm の砕石 (JIS-A5005) を使用した。鉄筋は SD295A の D10 を用いる。ここで、RC 床版コンクリートの配合を表- 7.1 に示す。また、材料特性値を表- 7.2 に示す。

2) PCM 下面増厚補強に用いる材料

i) PCM 材

PCM 下面増厚補強法に用いる PCM 材は、一般的に使用されているポリマーセメントモルタル (PCM) を用いる。なお、この PCM は第 3 章および第 6 章でも用いた材料である。ここで、PCM の配合条件を表- 7.3 に示す。PCM の実験開始時の圧縮強度で

表－ 7.1 既設 RC 床版コンクリートの配合条件

スランプ (cm)	W/C (%)	S/a (%)	単位量(kg/m ³)				SP (C×%)
			セメント	水	細骨材	粗骨材	
8.0 ±2.5	53.0	45.0	302	160	803	1019	2.00

表－ 7.2 コンクリートおよび鉄筋の材料特性値

供試体	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋 (SD295A)			
		使用鉄筋	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
RC-R1, 2	35.0	D10	368	516	200
RC-C.R.r	33.8	D10	352	491	200
RC-C.N.r					

表－ 7.3 PCM の材料特性値

項目	単位体積重量(kg/m ³)		水結合材 比 (%)
	プレミックス粉体	水	
PCM	1,860	595	32

あり 43.8N/mm² であり、設計基準強度は 24N/mm² 以上確保されている材料である。

ii) プライマーおよび接着剤

PCM 吹付けによる増厚補強法においては、一般的に PCM の水分が既設コンクリートへの吸収を防止し、PCM との付着性を高めるためにプライマーが塗布されている。そこで、本供試体において第 3 章で評価したプライマー R を用いる。このプライマー R は、表－ 7.3 に示す PCM との相性が良く、付着性が確保されている材料である。ここで、プライマー R の性能を表－ 7.4 に示す。表－ 7.4 に示す蒸発残留分 (%) は、界面に塗布した後の乾燥時における接着剤分量である。なお、直接引張試験における引張強度の平均は 2.61N/mm² であり、母材コンクリートで破断することから、母材コンクリートの強度によって引張強度が決まるものである。また、一面せん断強度は 3.90N/mm² であり、母材コンクリートおよび PCM の強度に関わらず界面で破壊している。

表－ 7.4 プライマー R の性能

ポリマーの種類	蒸発残分 (%)	MFT(°C)*
ポリスチレンアクリル混合 ポリマーディスパージョン	45.3	0

*MFT: Minimum Film-Forming Temperature
(最低増膜温度)

表－ 7.5 接着剤の材料特性値

試験項目	単位	材料特性値	試験方法
硬化物比重	--	1.4	JIS K 7112
可使時間	分/23°C	36	温度上昇法
圧縮強度	N/mm ²	105	JIS K 7181
圧縮弾性係数	N/mm ²	4,065	JIS K 7181
曲げ強度	N/mm ²	75	JIS K 7171
引張せん断強度	N/mm ²	18	JIS K 6850
圧縮強度	N/mm ²	4.3	JIS A 6909

iii) 接着剤

RC 床版および鋼床板の上面増厚補強法においては、界面ではなく離を防止するために接着剤が使用されている^{7.11)}。そこで、PCM 下面増厚補強法においても付着性能を高めるために接着剤の塗布が提案され、第 6 章で接着剤の有効性が検証されている。そこで、走行荷重実験においても第 6 章で使用した接着剤 N を用いるものとする。ここ

で、接着剤 N の材料特性値を表－ 7.5 に示す。

コンクリートと PCM の界面に接着剤 N を塗布した場合の直接引張試験における引張強度の平均は 2.32N/mm^2 であり、母材コンクリートで破断している。また、曲げ変形に抵抗する一面せん断強度は 7.89N/mm^2 を有し、母材コンクリート或いは PCM で破断することから、破壊時には界面での離れが発生しない結果となる（第 3 章）。

iv) CFRP 格子筋

引張補強材には CFRP 格子筋を配置する。本実験に用いる CFRP 格子筋は、網目寸法 $50\times 50\text{mm}$ 、厚さ 4.2mm の格子筋を用いる（第 6 章）。CFRP 格子筋の引張強度は縦 $1,902\text{N/mm}^2$ 、横 $1,902\text{N/mm}^2$ である。補強材の引張剛性は、土木研究所^{7.12)}による「炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告書」に示されている必要な炭素繊維シートの引張剛性 (EA) $82,000\text{N/mm}$ の約 $1/2$ となる 36.3kN/m を用いた。ここで、CFRP 格子筋の特性値と引張剛性を表－ 7.6、表－ 7.7 に示す。

表－ 7.6 CFRP 格子筋の寸法および引張弾性係数

断面寸法 (mm)		網目寸法 (mm)		引張強さ (N/mm^2)		引張弾性係数 (N/mm^2)	
縦	横	縦	横	縦	横	縦	横
4.17×4.2	4.17×4.2	50	50	1,902	1,902	103,700	103,700

表－ 7.7 CFRP 格子筋の材料特性値

補強材の種類	引張弾性率 (N/mm^2)	断面積 (mm^2)	本数/m	引張剛性 ($\text{N}\cdot\text{mm}$)
CFRP格子筋	103,700	17.5	20	36,295

7.2.2 走行荷重実験に用いる供試体の寸法

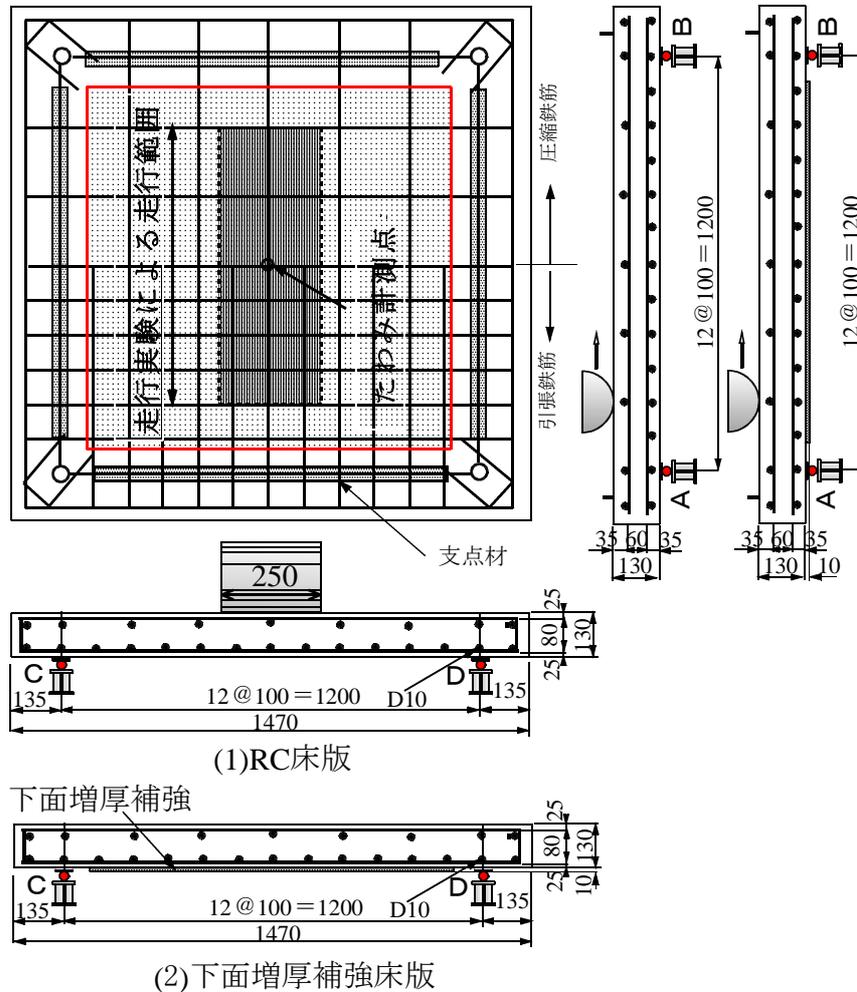
(1) 供試体概要

本実験に用いる供試体は 1994 年改訂以降の道示^{7.6)}に準拠して設計し、道示に規定する輪荷重幅は 500mm に対して本実験装置の輪荷重幅は 250mm であることから、供試体寸法を $1/2$ モデルとする。なお、1980 年改定道示^{7.10)} の設計活荷重は 80kN であり、最小床版厚 t は、大型車輛の交通量および施工の難易度による割増し係数、床版を支持する桁の剛性が著しく異なるために生じる付加曲げモーメント係数によって割り増しされている。よって、活荷重は異なるものの 1980 年改訂の道示に準拠されている。

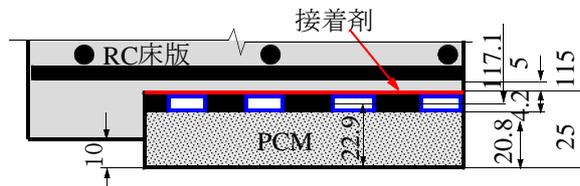
(2) RC 床版供試体

RC 床版供試体の床版厚は、大型車輛の 1 日 1 方向の計画交通量を 2,000 台として算出して、その $1/2$ モデルとした。よって、RC 床版供試体および PCM 下面増厚補強床版供試体の寸法は、全長 $1,470\text{mm}$ 、支間 $1,200\text{mm}$ 、床版厚 130mm とする。鉄筋は SD295A

を用いる。鉄筋の配置は、主鉄筋に D10 を 100mm 間隔で配置し、有効高を 105mm とした。一方、配力筋も同様に 100mm 間隔で配置し、有効高を 95mm とする。なお、圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 を配置した。供試体名称は、走行荷重実験に用いる供試体を RC-R1, RC-R2 とする。ここで、供試体概要を図－ 7.1 (1) に併記する。また、RC 床版供試体の寸法および鉄筋配置を図－ 7.1 (1) に示す。



図－ 7.1 RC 床版および PCM 下面増厚補強床版供試体寸法



図－ 7.2 CFRP 格子筋配置

(3) PCM 補強床版供試体寸法

1) 既設 RC 床版

PCM 下面増厚補強に用いる RC 床版供試体の寸法は、RC 床版供試体の寸法と同様と

する。よって、RC 床版供試体寸法は図－ 7.1 (2) に示すように全長 1,470×1,470mm の等方性版であり、床版支間は 1,200×1,200mm である。PCM 下面増厚補強における補強範囲は支間内とすることから、未損傷 RC 床版供試体の下面の 1,100×1,100mm の範囲をあらかじめ厚さ 15mm の合板を設置し、箱抜きして製作する。床版増厚は、供試体下面か 10mm とする。よって、PCM は 25mm 吹付けするものである。ここで、RC 床版供試体の寸法、鉄筋配置および下面増厚補強範囲を図－ 7.1 (2) に示す。

2) CFRP 格子筋を配置した供試体

CFRP 格子筋の配置は、既設 RC 床版の下面に直接設置し、PCM を 25mm 吹付け増厚補強を施す。増厚界面にはプライマー R および接着剤 N を塗布する。ここで、供試体名称は、プライマー R を用いた供試体は RC-C.R.r, 接着剤 N を用いた供試体を RC-C.N.r とする。

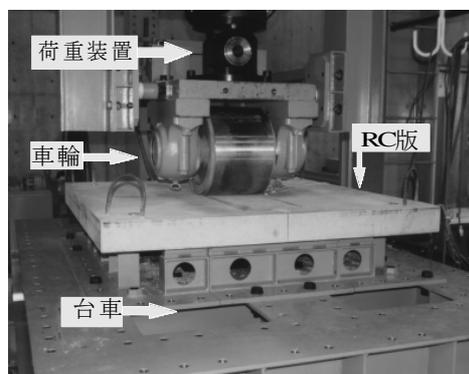
3) PCM 下面増厚補強方法

CFRP 格子筋を用いた下面増厚補強法は「CFRP グリッド増厚・巻立て工法によるコンクリート構造物の補修・補強 設計・施工マニュアル (案)」^{7.13)} (以下、施工マニュアル (案) とする) に準じて製作する。

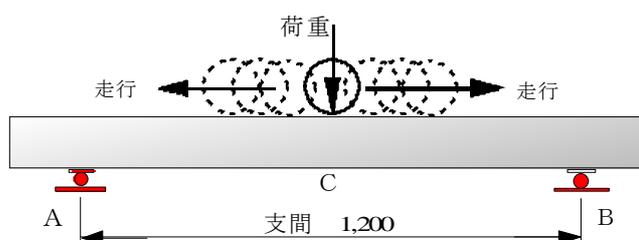
なお、実験に用いる CFRP 格子筋を配置した PCM 下面増厚補強法は、第 6 章で述べた接着剤塗布型 PCM 下面増厚補強法と同様である。

7.2.3 走行荷重実験方法

RC 床版の耐荷力性能および耐疲労性を評価する実験方法は、軸方向に輪荷重を走行させる実験である^{7.14)}。本輪荷重走行疲労試験機は、クランク・アーム方式により供試体を設置した台車を往復運動させて走行状態を再現した。そこで、本実験の支持条件は輪荷重往復運動における供試体端部での折り返し位置での破壊を防止するために、たわみを拘束しない単純 4 辺支持とする。ここで、輪荷重走行疲労試験機を写真－ 7.1 に示す。



写真－ 7.1 輪荷重走行疲労試験機



図－ 7.3 走行荷重実験

(1) 走行荷重実験方法

道路橋 RC 床版に作用する大型車輛は、橋梁支間方向に走行している。輪荷重走行疲労実験は、床版支間を連続的に走行する実験である。しかし、走行荷重実験は、RC 床版の支間中央から両支点方法に 1 走行し、1 走行ごとに荷重を増加し、走行と荷重増加を漸増する実験方法である。走行荷重実験における最大耐荷力は、本実験の荷重載荷条件の中で一走行維持した最大荷重とする。よって、本研究における走行荷重実験による最大耐荷力を押抜きせん断耐荷力 P_{sx} と定義して、RC 床版の S-N 曲線式の S 値に適用する。

ここで、走行荷重実験の概略を図-7.3 に示す。図-7.3 に示すように、RC 床版の支間中央に車輪を停止させ、荷重載荷後に軸方向に±450mm（片側 900mm）を走行させ、両支点を折り返し、元の支間中央で停止させる。停止後、たわみの計測を行う。荷重の大きさは、1 走行ごとに 10kN ずつ増加する段階荷重とする。なお、走行範囲を図-7.1 に併記した。

7.2.4 走行荷重実験方法における結果および考察

(1) 最大耐荷力

走行荷重実験における輪荷重が一走行維持した最大耐荷力を表-7.8 に示す。

表-7.8 走行荷重実験における最大耐荷力

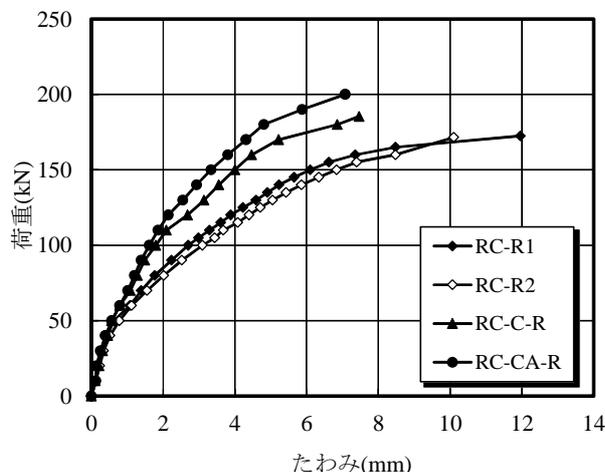
供試体	圧縮強度 (N/mm^2)	最大耐荷力 (kN)	耐荷力の平均 (kN)	耐荷力比
RC-R1	35.0	172.5	172.0	—
RC-R2		171.5		
RC-C.R.r	33.8	184.8	184.8	1.07
RC-C.N.r		205.0	205.0	1.19

既往の研究における RC 床版供試体 RC-R1 の最大耐荷力は 172.5kN、供試体 RC-R2 は 171.5kN であり、耐荷力の平均は 172.0kN である。この耐荷力の平均を RC 床版供試体の押抜きせん断耐荷力 P_{sx} とする。

次に、増厚界面にプライマーを塗布して CFRP 格子筋を配置し、PCM 下面増厚補強した供試体 RC-C.R.r の最大耐荷力は 184.8kN である。RC 床版供試体に比して 1.07 倍の耐荷力性能を有している。また、増厚界面に接着剤を塗布し、CFRP 格子筋を配置した供試体 RC-C.N.r の最大耐荷力は 205.0kN であり、RC 床版供試体に比して 1.19 倍の耐荷力性能を有している。また、プライマー R を塗布した供試体と接着剤 N を塗布した供試体の耐荷力は、接着剤を塗布することで 1.11 倍の補強効果が得られている。よって、プライマー R を塗布した供試体と接着剤 N を塗布した供試体の押抜きせん断耐荷力それぞれ 184.8kN、205.0kN を用いて、S-N 曲線式との整合性を検証する。

(2) 荷重とたわみの関係

走行荷重実験による RC 床版供試体および PCM 下面増厚補強 RC 床版の荷重とたわみの関係を図－7.4 に示す。



図－7.4 荷重とたわみの関係

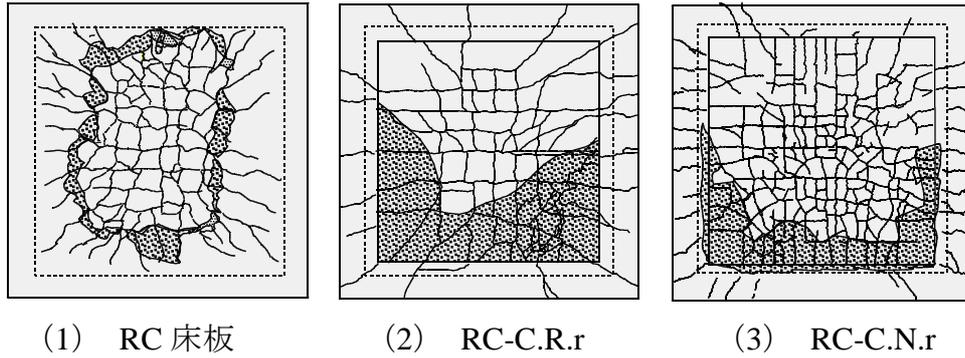
RC 床版供試体 RC-R は、荷重 50kN 付近からたわみが増加しているもの荷重 150kN 付近までは線形的に増加している。供試体 RC-R1 の最大たわみは荷重 172.5kN で 12mm である。供試体 RC-R2 は荷重 70kN 付近からたわみの増加がやや大きくなるものの荷重 150kN 付近までは線形的に増加している。荷重 150kN 付近から増加が著しくなり、この付近ではく離が発生したと考えられ、たわみが 10.3mm である。

次に、プライマーを塗布して CFRP 格子筋を配置した供試体 RC-C.N.r のたわみと荷重の関係は図－7.4 に示すように、荷重 160kN 付近までは線形的に増加するが、その後の荷重増加よりたわみの増加が著しくなっている。この付近ではく離が開始したものと見られる。たわみは荷重 184.8kN で、7.5mm である。また、増厚界面に接着剤を塗布し、CFRP 格子筋を配置した供試体 RC-C.R.r は荷重 100kN 付近まで線形的に増加している。その後の荷重増加と走行によりたわみの増加が大きくなっている。荷重 180kN 付近までは線形的に増加している。この付近までは一体性が確保されていると考えられる。破壊時のたわみは荷重 205.0kN で 7.9mm である。よって、CFRP 格子筋を配置し、PCM 下面増厚補強することで曲げ剛性が高まり、たわみの増加が抑制されている。

(3) 走行荷重実験による破壊状況

本実験における破壊時の損傷状況の一例を図－7.5 に示す。なお、図に示すはく離の範囲は打音法による判定である。

無補強 RC 床版の破壊時の損傷状況は図－7.5 (1) に示すように、床版下面には 2 方向ひび割れが発生し、押抜きせん断破壊に伴うはく離が見られる。破壊は押抜きせん



図－ 7.5 走行荷重実験による破壊状況

断破壊である。

プライマーを塗布して CFRP 格子筋を配置した供試体 RC-C.R.r の破壊時の損傷状況は図－ 7.5 (2) に示すように、床版下面は輪荷重の走行により 2 方向のひび割れが発生している。破壊は輪荷重走行中に床版中央から 300mm 付近で押抜きせん断破壊となった。次に、接着剤を塗布して PCM 下面増厚補強した供試体 RC-C.N.r は図－ 7.5 (3) に示すよう床版下面は輪荷重の走行による 2 方向のひび割れが発生している。増厚界面は接着剤の効果により破壊荷重付近まではく離は見られない。しかし、破壊時にはプライマーを塗布した供試体と同様に床版中央から 200mm 付近を走行中に押抜きせん断破壊し、輪荷重進行方向 45 度底面はダウエル効果の影響によりはく離している。

7.3 RC床版のS-N曲線式および押抜きせん断耐荷力

RC 床版の S-N 曲線式には松井らや阿部らの提案式の他に、1994 年改訂以降の道示^{7.6)}に準拠した供試体を用いた輪荷重走行疲労実験から得られた S-N 曲線式、さらには土木学会鋼構造委員会^{7.15)}では昭和 39 年床版を対象に各研究機関や大学で保有している輪荷重疲労試験機を用いて疲労実験を行い、S-N 曲線式を提案している。一方、押抜きせん断耐荷力式 P_{sx} については、前田^{7.4)}らははり幅 B を考慮した押抜きせん断耐荷力学モデルおよび耐荷力式、阿部ら^{7.8)}は静荷重実験および走行荷重実験を行い、最大耐荷力から評価した、それぞれの押しに抜きせん断耐荷力式が提案されている。さらに、角田ら^{7.16)}は、RC 床版供試体を用いて静荷重実験から得られた押抜きせん断耐荷力式が提案されている。この他、土木学会式^{7.17)}がある。しかし、寿命予測式である S-N 曲線式と押抜きせん断耐荷力式との整合性がとれているの前田ら^{7.4)}や、阿部ら^{7.8)}が提案する S-N 曲線式および押抜きせん断耐荷力式であり、角田式や土木学会式は押抜きせん断耐荷力式のみで提案されている。そこで第 7 章では、松井らや阿部らが提案する S-N 曲線式および前田らや、阿部らが提案する押抜きせん断耐荷力式を用いてプライマー R および接着剤 N を用いた PCM 下面増厚補強法における S-N 曲線式との整合性を検証する。

中立軸の位置： X_m

$$X_m = -\frac{n(A_s+A_s')}{b} + \sqrt{\left[\frac{n(A_s+A_s')}{b}\right]^2 + \frac{2n}{b}(dA_s+d'A_s')} \quad (7.3)$$

ここで、 n ：鉄筋とコンクリートのヤング係数比， A_s ：引張側の鉄筋量（床版支間当たり）（ mm^2 ）， A_s' ：圧縮側の鉄筋量（床版支間当たり）（ mm^2 ）， d ：有効高さ（ mm ）， b ：部材幅（ $=100\text{cm}$ ）， d' ：圧縮縁から圧縮鉄筋の図心までの距離（ mm ）

(3) 前田式を適用した RC 床版供試体の押抜きせん断耐荷力（ P_{sx} ）

前田式を適用した RC 床版供試体の押抜きせん断耐荷力式（7.2）における輪荷重の軸直角方向の辺長 a は、輪荷重幅 250mm であり、破壊時における軸方向の辺長 b は 50mm とする。なお、RC 床版の寸法は図－7.1 に示した。コンクリートのせん断強度 f_{cv0} およびコンクリートの引張強度 f_t は表－7.2 に示した材料特性値を適用し、式（7.2-2）、式（7.2-3）より算出する。

前田らが提案するはり幅 B を考慮した押抜きせん断耐荷力を式（7.2）から算出した結果を表－7.10 に示す。なお、表－7.10 には本供試体に用いた RC 床版供試体の 1.0m^2 あたりの諸元も表－7.10 に併記した。RC 床版供試体は既往の論文に示す諸元である。

一方、補強用 RC 床版は供試体の諸元についても表－7.10 に併記した。RC 床版供試体の床版厚は 130mm であり、実験時の圧縮強度は RC 床版供試体が 35.0N/mm^2 ，補強用 RC 床版は 33.8N/mm^2 である。

前田らが提案する押抜きせん断耐荷力は、中立軸から上縁にはせん断強度による押抜きせん断耐荷力，下縁のダウエルが及ぼす影響によるはく離の範囲にはコンクリート引張強度が及ぼす影響による押抜きせん断耐荷力が得られ，これら合計が RC 床版の

表－7.10 RC 床版供試体の 1m^2 あたりの諸元

供試体		RC床版	補強用RC床版
床版厚		13 cm	13 cm
コンクリートの圧縮強度		35.0 N/mm^2	33.8 N/mm^2
主鉄鉄筋	引張鉄筋 (A_s)	7.13 cm^2	7.13 cm^2
	圧縮鉄筋 (A_s')	3.565 cm^2	3.565 cm^2
配力鉄筋	引張鉄筋 (A_s)	7.13 cm^2	7.13 cm^2
	圧縮鉄筋 (A_s')	3.565 cm^2	3.565 cm^2
有効高	主鉄筋(d_m)	10.5 cm	10.5 cm
	配力筋(d_d)	9.5 cm	9.5 cm
かぶり厚	主鉄筋(cm)	2.5 cm	2.5 cm
	配力筋(cm)	3.5 cm	3.5 cm
中立軸	主鉄筋(cm)	3.57 cm	3.57 cm
押抜きせん断耐力 (P_{sx})	$n=6.9$	110.1 kN	108.4 kN
	$n=15$	135.5 kN	133.0 kN

表一 7.11 実験耐荷力と理論耐荷力から算定される S 値と N の関係

(1) ヤング係数 $n = 6.89$ (使用限界状態)

供試体	最大耐荷力 (kN)	規準荷重 (kN)	S値 (P/P _{sx})	等価走行回数 N	理論耐荷力 (P _{sx})	理論耐荷力 (P _{sx})	S値 (P/P _{sx})	等価走行回数 N
RC-R1	172.0	60.0	0.349	7,347,504	110.1	110.1	0.545	7,347,504
RC-R2	172.0	60.0	0.349	8,529,870		110.1	0.545	8,529,870
RC-W.R	184.8	60.0	0.325	22,832,607	108.4	117.1	0.513	22,832,607
RC-C.R	184.8	60.0	0.325	27,996,469		117.1	0.513	27,996,469
RC-C.S.R	184.8	60.0	0.325	59,688,956		117.1	0.513	59,688,956
RC-W.N	205.0	60.0	0.293	120,373,177	108.4	132.2	0.454	120,373,177
RC-C.N	205.0	60.0	0.293	141,107,332		132.2	0.454	141,107,332
RC-C.S.N	205.0	60.0	0.293	167,051,536		132.2	0.454	167,051,536

(2) ヤング係数 $n = 15$ (許容応力度設計)

供試体	最大耐荷力 (kN)	規準荷重 (kN)	S値 (P/P _{sx})	等価走行回数 N	理論耐荷力 (P _{sx})	理論耐荷力 (P _{sx})	S値 (P/P _{sx})	等価走行回数 N
RC-R1	172.0	60.0	0.349	7,347,504	135.5	135.5	0.443	7,347,504
RC-R2	172.0	60.0	0.349	8,529,870		135.5	0.443	8,529,870
RC-W.R	184.8	60.0	0.325	22,832,607	133.0	143.6	0.418	22,832,607
RC-C.R	184.8	60.0	0.325	27,996,469		143.6	0.418	27,996,469
RC-C.S.R	184.8	60.0	0.325	59,688,956		143.6	0.418	59,688,956
RC-W.N	205.0	60.0	0.293	120,373,177	133.0	162.2	0.370	120,373,177
RC-C.N	205.0	60.0	0.293	141,107,332		162.2	0.370	141,107,332
RC-C.S.N	205.0	60.0	0.293	167,051,536		162.2	0.370	167,051,536

押抜きせん断耐荷力 P_{sx} となる。よって、せん断強度が及ぼす範囲は中立軸が上縁に及ぼすことから中立軸位置が重要となる。中立軸の算定は式 (7.3) より算出するが、許容応力度設計法においてはヤング係数比 $n=15$ として適用されている。また、使用限界状態設計法においては、鉄筋のヤング係数 E_s とコンクリートのヤング係数 E_c との比 ($= E_s/E_c$) は、コンクリートの材料試験から得られたヤング係数が適用されている。そこで、本論文では、コンクリートの圧縮強度とヤング係数の関係から、使用限界状態におけるヤング係数比 $n = 6.89$ ($= E_s/E_c = 200,000/29,000$) およびヤング係数比 $n=15$ を適用した場合について検証する。ここで、理論押抜きせん断耐荷力および PCM 下面増厚補強床版の実験による最大耐荷力を表一 7.11 に示す。

1) ヤング係数比 $n = 6.89$ 適用

ヤング係数比 $n=6.89$ を適用した場合の押抜きせん断耐荷力 P_{sx} は表一 7.11 (1) に示すように、RC 床版供試体が 110.1kN、補強用床版供試体は 108.4kN である。一方、RC 床版供試体 RC-R1、2 の最大耐荷力の平均値 172.0kN である。実験耐荷力のそれぞれ 64%、63% である。次に、補強床版の押抜きせん断耐荷力 108.4kN にプライマー R を塗布した供試体の耐荷力比 1.07 (表一 7.8) を乗じると 117.1kN となる。補強後の実験耐荷力 184.8kN と比較すると実験耐荷力の 64% である。また、接着剤 N を塗布した供試体は、耐荷力比 1.19 を乗じると 132.2kN となり、実験耐荷力の 64% である。

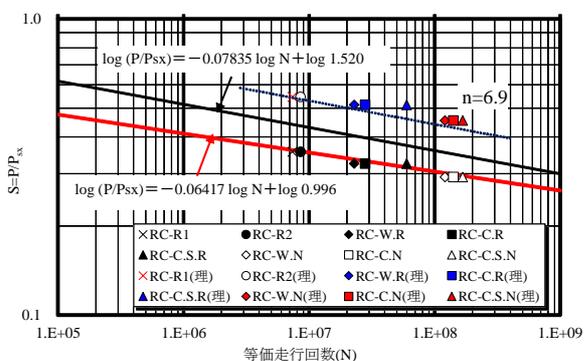
2) ヤング係数比 $n = 15$ 適用

ヤング係数比 $n=15$ を適用した供試体の押抜きせん断耐荷力 P_{sx} は表- 7.11 (2) より、それぞれ 135.5kN, 133.0kN である。一方、RC 床版供試体 RC-R1, 2 の最大耐荷力の平均値 172.0kN であり、実験耐荷力のそれぞれ 78%, 77% である。次に、補強床版の押抜きせん断耐荷力にプライマー R を塗布した供試体の耐荷力比 1.07 (表- 7.8) を乗じると 143.6kN となる。補強後の実験耐荷力 184.8kN と比較すると実験耐荷力の 78% である。また、接着剤 N を塗布した供試体は、耐荷力比 1.19 を乗じると 162.2kN となり、実験耐荷力の 79% である。よって、ヤング係数比 $n = 15$ を適用することで、実験値に近づいたもの、差異が生じる結果となる。

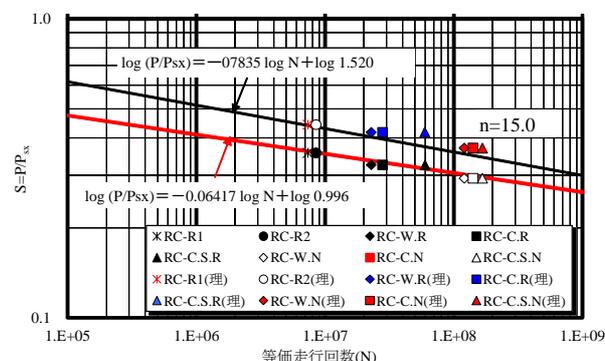
以上より、松井らが提案する S-N 曲線式における縦軸 S の算定にはヤング係数比 $n = 6.89$ および $n = 15$ を適用して算出された押抜きせん断耐荷力を適用する。

(4) S-N 曲線

松井らが提案する S-N 曲線式との整合性の検証には、本実験における RC 床版供試体の S 値 ($= P/P_{sx}$) と、6 章で得られた等価走行回数 N の関係を表- 11 に併記する。次に、理論耐荷力、すなわち押抜きせん断耐荷力は $n = 6.89$, $n = 15$ についてそれぞれ表- 11 (1), (2) に併記するとともに、基準荷重 P を押抜きせん断耐荷力 P_{sx} で除して無次元化した S 値も表- 11 (1), (2) に併記した。よって、縦軸 S と実験等価走行回数 N の関係、すなわち S-N 曲線図を図- 7.7 に示す。



(1) ヤング係数 $n = 6.89$



(2) ヤング係数 $n = 15$

図- 7.7 松井らによる S-N 曲線式との整合性

1) ヤング係数比 $n = 6.89$ 適用

本実験における RC 床版および増厚界面にプライマー R および接着剤 N を塗布し、それぞれに CFRP 格子筋を配置し、PCM 下面増厚補強した供試体の実験押抜きせん断耐荷力と等価走行回数 N の関係は、1994 年改定の道示に準拠した RC 床版供試体であることから阿部らが提案する S-N 曲線式付近にプロットされる。一方、ヤング係数比 $n = 6.89$ とした場合の押抜きせん断耐荷力を適用した場合の S-N 曲線の関係は、1964 年

改訂の設計基準に準拠して製作した RC 床版から評価された押抜きせん断耐荷力式であることから耐荷力性能が低く、松井らが提案する S-N 曲線式との整合性は評価されない結果となった。

2) ヤング係数比 $n = 15$ 適用

ヤング係数比 $n = 15$ とした場合の理論押抜きせん断耐荷力は、ヤング係数比 $n = 6.89$ を適用して算定した理論押抜きせん断耐荷力に比して 1.23 倍の耐荷力が向上することから、S-N 曲線式付近にプロットされかなり近似する結果が得られた。

したがって、松井らが提案する S-N 曲線式に相当する前田らが提案する押抜きせん断耐荷力算定に適用する中立軸 x の算定は、ヤング係数比 $n = 15$ を適用することで、S-N 曲線式との整合性は評価できる結果となった。

7.3.2 阿部らが提案するRC床版のS-N曲線式および押抜きせん断耐荷力式^{7.8)}

(1) 阿部らが提案する RC 床版の S-N 曲線式^{7.8)}

阿部らは 1994 年改訂の道示^{7.6)} に準拠して、モデル化した RC 床版供試体を用いて輪荷重走行疲労実験より評価した S-N 曲線式を提案している。また、床版厚の算定においては大型車輛の計画交通量による割増し係数や施工の容易さによる割増係数などを適用して算出することから 1980 年改定の道示^{7.10)} により設計された RC 床版への適用を可能であるとしている。ここで、阿部らが提案する S-N 曲線式を式 (7.4) として与えられている。

$$\log(P/P_{sx}) = -0.06417 \log N + \log 0.996 \quad (7.4)$$

ここで、 P : 基準荷重 (kN), P_{sx} : 押抜きせん断耐荷力 (kN), N : 繰り返し回数 (回)

(2) RC 床版の押抜きせん断耐荷力

1994 年改定の道示^{7.6)} に準拠して製作した供試体を用いて輪荷重走行実験による RC 床版の破壊状況は、荷重を増加し走行するごとに RC 床版下面には主鉄筋および配力筋方向の 2 方向にひび割れが発生し、ひび割れは貫通ひび割れとなりはり状化し、RC 床版は等方性が失われることになる。しかし、1994 年改定の道示に準拠して製作した供試体は、鉄筋には異形鉄筋を使用すると同時に、配力筋方向の鉄筋量も多く配置され、はり状化は発生しにくく、ダウエルが及ぼす範囲も丸鋼が使用された 1964 年の設計基準^{7.3)} に比して、2 倍程度のはく離となる。よって、丸鋼が使用された RC 床版に比して耐荷力性能が向上する結果となる。

押抜きせん断耐荷力の算定には、部材の有効幅 b を 1,000mm とした場合の等価応力ブロック a の範囲にコンクリートのせん断強度の影響による押抜きせん断耐荷力、ダウエル効果が及ぼす範囲にはコンクリートの引張強度を適用した押抜きせん断耐荷力の合計である。ここで、阿部らが提案する押抜きせん断耐力学モデルを図- 7.8、押抜きせん断耐荷力式は式 (7.5) として与えている。

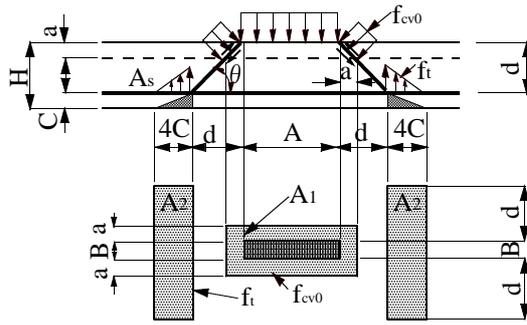


図-7.8 阿部らが提案する押抜きせん断力学モデル

本実験供試体は 1/2 モデルであり、軸方向の支点 A, B からせん断スパン比 $L_l/d_y = 2.5$ (L_l : 荷重位置, d_y : 配力筋方向の有効高) ^{7,19)} 内はせん断領域であることから実験供試体は、床版支間長からせん断スパン比の寸法を除いた曲げ領域を仮想有効幅と定義し、等価応力ブロック a を算定する^{7,19)}。鉄筋量について 1m 当たりとしている。なお、実橋 RC 床版は幅 1,000mm として算出する。

$$P_{sx} = f_{cv0}\{2(B + 2a)a + 2(A \times a)\} + f_t\{4(2d + B)C_x\} \quad (7.5)$$

$$f_{cv0} = 0.688f_c^{0.610} \leq f_c = 80\text{N/mm}^2 \quad (7.5-1)$$

$$f_t = 0.269f_c^{2/3} \quad (7.5-2)$$

$$a = (a_x + a_y)/2 \quad (7.5-3)$$

$$C_x = (C'_x + C'_y)/2 \quad (7.5-4)$$

ここで、A, B: 載荷版の主鉄筋、配力筋方向の辺長 (mm), a: 主鉄筋方向 a_x , 配力鉄筋方向 a_y の等価応力ブロックの平均値 (mm), C: ダウエル効果が影響を示す寸法効果 (=主鉄筋のかぶり (C'_x) と配力筋方向のかぶり (C'_y) の平均値 (mm)), C'_d : 主鉄筋のかぶり (C'_x) と配力筋方向のかぶり (C'_y) の平均値 (mm), d: 主鉄筋の有効高さ (d_x) と配力筋方向の有効高さ (d_y) の平均値 (mm), H: 床版全厚 (mm), f_{cv0} : コンクリートのせん断強度 (N/mm^2), f_t : コンクリートの引張強度 (N/mm^2) ^{7,18)}, f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

等価応力ブロック (a) ^{6,14), 6,19)}

$$a/d = m/2 \left\{ p - p' (\epsilon'_{cu} \cdot E_s / f_y) + \sqrt{[p - p' (\epsilon'_{cu} \cdot E_s / f_y)]^2 + p' \cdot 4\beta / m \cdot d' / d \cdot \epsilon'_{cu} \cdot E_s / f_y} \right\} \quad (7.6)$$

$$m = \frac{f_y}{0.85f_c}, \quad p = \frac{A_s}{b \cdot d}, \quad p' = \frac{A'_s}{b \cdot d}$$

ここで、 f_{cd} : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm^2), f_{yd} : 鉄筋の降伏強度 (N/mm^2), f_{yd} : 圧縮鉄筋の降伏強度 (N/mm^2), A_s : 引張側の鉄筋量 (床版支間当

たり) (mm^2), A'_s : 圧縮側の鉄筋量 (床版支間あたり) (mm^2), d : 有効高さ (mm), b : 部材幅 (=1000mm), d' : 圧縮縁から圧縮鉄筋の図心までの距離 (mm), E_s, E'_s : 鉄筋のヤング係数 (=200kN/mm²), ϵ'_{cu} : コンクリートの終局ひずみ (=0.0035)

(3) 阿部式を適用した RC 床版供試体の押抜きせん断耐荷力 (P_{sx})

阿部らが提案する走行荷重が作用した場合の押抜きせん断耐荷力 P_{sx} を式 (7.5) から算出した結果を表ー 7.12 に示す。なお, 表ー 7.12 には本供試体に用いた RC 床版供試体の 1.0m² あたりの諸元も表ー 7.12 に併記した。RC 床版供試体は既往の論文に示す諸元である。ここで, 理論押抜きせん断耐荷力および PCM 下面増厚補強床版の実験による押抜きせん断耐荷力を表ー 7.13 に示す。

阿部らが提案する押抜きせん断耐荷力 P_{sx} は表ー 7.13 より, RC 床版供試体の理論押抜きせん断耐荷力は 166.3kN, 補強用床版供試体は 162.2kN である。一方, RC 床版供

表ー 7.12 RC 床版供試体の 1.0m² あたりの諸元

供試体		RC床版	補強用RC床版
床版厚		13 cm	13 cm
コンクリートの圧縮強度		35.0 N/mm ²	33.8 N/mm ²
主鉄鉄筋	引張鉄筋 (A_s)	7.13 cm ²	7.13 cm ²
	圧縮鉄筋 (A'_s)	3.565 cm ²	3.565 cm ²
配力鉄筋	引張鉄筋 (A_s)	7.13 cm ²	7.13 cm ²
	圧縮鉄筋 (A'_s)	3.565 cm ²	3.565 cm ²
鉄筋降伏強度 (f_{ud})		368 N/mm ²	352 N/mm ²
鉄筋引張強度(f_y)		516 N/mm ²	491 N/mm ²
有効高	主鉄筋(d_m)	10.5 cm	10.5 cm
	配力筋(d_d)	9.5 cm	9.5 cm
かぶり厚	主鉄筋(cm)	2.5 cm	2.5 cm
	配力筋(cm)	3.5 cm	3.5 cm
応力等価ブロック	主鉄筋(a_m)	1.82 cm	1.81 cm
	配力筋(a_x)	2.10 cm	2.09 cm
押抜きせん断耐力(P_{sx})		166.3 kN	162.2 kN

表ー 7.13 実験耐荷力と理論耐荷力から算定される S 値と N の関係

供試体	最大耐荷力 (kN)	規準荷重 (kN)	S値 (P/P _{sx})	等価走行回数	理論耐荷力 (P _{sx})	理論耐荷力 (P _{sx})	S値 (P/P _{sx})	等価走行回数N
RC-R1	172.0	60.0	0.349	7,347,504	166.3	166.3	0.361	7,347,504
RC-R2	172.0	60.0	0.349	8,529,870		166.3	0.361	8,529,870
RC-W.R	184.8	60.0	0.325	22,832,607	162.2	175.2	0.343	22,832,607
RC-C.R	184.8	60.0	0.325	27,996,469		175.2	0.343	27,996,469
RC-C.S.R	184.8	60.0	0.325	59,688,956		175.2	0.343	59,688,956
RC-W.N	205.0	60.0	0.293	120,373,177	162.2	197.9	0.303	120,373,177
RC-C.N	205.0	60.0	0.293	141,107,332		197.9	0.303	141,107,332
RC-C.S.N	205.0	60.0	0.293	167,051,536		197.9	0.303	167,051,536

試体 RC-R1, 2 の最大耐荷力の平均値 172.0kN である。実験耐荷力のそれぞれ 97%, 94% であり、近似している。次に、補強床版の押抜きせん断耐荷力 162.2kN にプライマー R を塗布した供試体の耐荷力比 1.07 を乗じると 175.2kN となる。補強後の実験耐荷力 184.8kN となる。既設 RC 床版が分担する耐荷力と下面増厚部が分担する耐荷力の合計した押抜きせん断耐荷力 P_{sx} は実験耐荷力の 95% である。また、接着剤 N を塗布した供試体は、耐荷力比 1.19 を乗じると 199.7kN となり、実験耐荷力の 97% である。よって、かなり近似した結果となる。

(4) S-N 曲線

阿部らが提案する S-N 曲線式との整合性の検証は、本実験における RC 床版供試体の S 値 ($= P/P_{sx}$) と、6 章で得られた等価走行回数 N の関係から PCM 下面増厚補強法の S-N 曲線式との整合性を検証する。なお、PCM 下面増厚補強法における理論押抜きせん断耐荷力式は提案されていないため本研究では、走行荷重実験の結果から得られた RC 床版の補強効果を示す比 (補強床版/RC 床版) を適用する。よって、プライマー R を用いた供試体は 175.2kN, 接着剤を塗布した供試体は 194.6kN である。この値を用いて S 値を算定する。ここで、縦軸 S と等価走行回数 N の関係、すなわち S-N 曲線図を図-7.8 に示す。

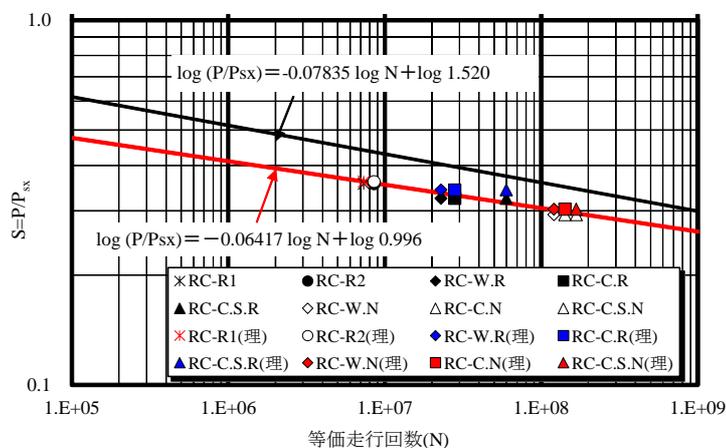


図-7.8 松井らによる S-N 曲線式との整合性

RC 床版供試体および増厚界面にプライマー R, 接着剤 N を塗布し, PCM 下面増厚補強した供試体の実験による押抜きせん断耐荷力 P_{sx} と等価走行回数 N の関係から得られた S 値は, 阿部らが提案する S-N 曲線式とが近似している。また, RC 床版部の理論押抜きせん断耐荷力にプライマー R を塗布した供試体の耐荷力比 1.07 倍, 接着剤を塗布した供試体は 1.19 倍した, それぞれの耐荷力を合計した押抜きせん断耐荷力を適用した場合も, 阿部らが提案する S-N 曲線式付近にプロットされている。

以上より, RC 床版の増厚界面にプライマー R, 接着剤 N を塗布し, PCM 下面増厚補強した供試体の寿命予測式には阿部らが提案する S-N 曲線式との整合性が得られる

結果となった。なお、下面増厚補強における増厚部が分担する耐荷力の評価には更なる実験研究が必要となり、今後の課題である。

7.4 まとめ

第7章では、RC床版の寿命予測式との整合性を評価するために、輪荷重走行荷重実験を行い、CFRP格子筋を用いたPCM下面増厚補強法における耐荷力性能を検証し、これらを適用したされたRC床版をS-N曲線式との整合性を評価した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 1994年改定の道路橋示方書に準拠して製作したRC床版供試体に、CFRP格子筋を配置し、PCM下面増厚補強したRC床版の走行荷重実験を行い、最大耐荷力、すなわち押抜きせん断耐荷力を検証した。その結果、増厚界面にプライマーRを塗布した供試体は無補強RC床版供試体の1.07倍、接着剤を塗布した供試体が1.19倍の補強効果が得られた。
- (2) RC床版の実験耐荷力と理論押抜きせん断耐荷力について、前田らが提案した押抜きせん断耐荷力算定にはヤング係数比 $n = 15$ を適用して算定した押抜きせん断耐荷力を用いることで松井らが提案するS-N曲線式とは近似する結果が得られた。一方、阿部らが提案するS-N曲線および押抜きせん断耐荷力との整合性は、1994年改訂の道示で設計されRC床版は良く近似し、整合性が得られた。なお、PCM下面増厚補強したRC床版の押抜きせん断耐荷力評価式の提案には、更なる実験が必要である。
- (3) 無補強RC床版およびCFRP格子筋を用いたPCM下面増厚補強法したRC床版の実験押抜きせん断耐荷力の関係から得られたS値と等価走行回数との関係は、松井らが提案するRC床版のS-N曲線式とは1964年改訂の道示に比して押抜きせん断耐荷力が向上することから差異が生じる結果となった。また、ヤング係数比 $n = 15$ とした場合、理論による押抜きせん断耐荷力の補強後の耐荷力比を乗じた場合は松井らが提案するS-N曲線付近にプロットされ、近似する結果となった。
- (4) 無補強RC床版およびCFRP格子筋を用いたPCM下面増厚補強法したRC床版の実験押抜きせん断耐荷力の関係から得られたS値と等価走行回数との関係は、本供試体は1994年改訂の道示に準拠して製作した供試体であることから、阿部らが提案するS-N曲線上にプロットされ、整合性が評価できる結果となった。阿部らが提案する既設RC床版の理論による押抜きせん断耐荷力に補強後の耐荷力比を乗じた、一部理論、一部実験による分担耐荷力を用いた場合についても阿部らが提案するS-N曲線付近にプロットされ、近似する結果が得られた。なお、PCM下面増厚補強法における押抜きせん断耐荷力の算定には、さらなる走行実験を実施し、評価式の提案が必要となる。

第7章参考文献

- 7.1) 千葉県県土整備部道路環境課企画調整室：千葉県橋梁長寿命化修繕計画(案), 2010
- 7.2) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007
- 7.3) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書, 1964
- 7.4) 前田幸雄, 松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押抜きせん断耐力の評価式, 土木学会論文集, No. 348/ V-1, pp. 133-141, 1984
- 7.5) 阿部忠, 木田哲量, 水口和彦, 川井豊：走行荷重が作用する道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐力評価式, 構造工学論文集, Vol. 55A, pp. 1468-1477, 2009
- 7.6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 1994
- 7.7) 玉越隆史, 大久保雅憲, 渡辺陽太：道路橋の計画的管理に関する調査研究, 国総研資料, 第 523 号, 2009
- 7.8) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 川井豊：道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価, 土木学会論文集 A1, Vol. 67, No. 1, pp.39-54 2011
- 7.9) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 1973
- 7.10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 1980
- 7.11) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 小森篤也, 児玉孝喜：輪荷重走行疲労実験における RC 床版上面増厚補強法の耐疲労性の評価法, 構造工学論文集, Vol. 56A, pp. 1270-1281, 2010
- 7.12) 土木研究所：炭素繊維シート接着工法による道路橋コンクリート部材の補修・補強に関する設計・施工指針(案), コンクリート部材の補修・補強に関する共同研究報告(Ⅲ), 1999
- 7.13) FRP グリッド研究会：CFRP グリッド増厚・巻立て工法によるコンクリート構造物の補修・補強設計・施工マニュアル(案), 2001
- 7.14) 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子, 澤野利章, 加藤清志：静荷重・走行荷重を受ける RC 床版の押抜きせん断耐力, 構造工学論文集, Vol. 50A, pp. 919-926, 2004.
- 7.15) (社)土木学会性能照査設計分科会：道路橋床版の性能照査型設計, 道路橋床版の設計の合理化と耐久性の向上, pp. 65-93, 2004
- 7.16) 角田与史雄, 伊藤昭夫, 藤田嘉夫：鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第 229 号, pp. 105-115, 1974.
- 7.17) 土木学会：コンクリート標準示方書(構造性能照査編), 土木学会, 2002
- 7.18) 岡村甫：コンクリート構造の限界状態設計法, コンクリートセミナー 4, pp. 17-18, 共立出版, 1979
- 7.19) 岡田 清：鉄筋コンクリート工学, 鹿島出版会, 2003

第 8 章 総 括

8.1 総 括

高度経済成長期に整備された道路橋は、建設後 50 年が経過し、老朽化が進行している。道路橋点検における主要部材のうち最も損傷が著しい部材は RC 床版であり、長寿命化を図るための維持管理の構築が重要な課題となっている。RC 床版の損傷要因は、主として大型車輛の繰り返し走行による疲労損傷であり、これに建設地域の環境条件、すなわち海岸線に建設された道路橋の RC 床版は、飛来塩分に起因する鉄筋腐食に伴うかぶりコンクリートのはく離、積雪寒冷地域においては凍害と融雪剤の散布による塩害の複合劣化などの損傷が挙げられ、このような損傷を受けた RC 床版の補修・補強対策が重要な課題となっている。従来の RC 床版の補修・補強法では、交通規制を必要としない床版下面からの補強法として、炭素繊維シート接着補強、鉄筋を配置した下面増厚補強、鋼板接着補強が行われている。また、交通規制を必要とするが、上面損傷および耐荷力の向上を図るためにポリマーセメントモルタル (PCM) による上面補修や鋼繊維補強コンクリートによる上面増厚補強などが実施されている。さらに近年では、RC 床版の張出部において雨水の滞水により表面コンクリートのスケーリングや土砂化などが多く見られる。また、下面増厚補強法においては、引張補強材に鉄筋を配置し、PCM 吹付けによる下面増厚補強が採用されているものの、増厚界面のはく離による落下や配置された鉄筋の発錆などが報告され、新たな補修・補強技術の開発も急務となっている。

そこで本研究では、道路橋 RC 床版の張出部の上面損傷の補強法として、熱硬化性樹脂を繊維で強化した複合材料 (FRP) である炭素繊維ストランドシート (CFSS) と、接着剤を用いた超速硬セメントモルタル (JCM) 上面補修・補強法における使用材料の特性値の検証、補強効果および耐疲労性の評価を行い、実用性を評価するとともに CFSS と接着剤を用いた JCM 上面補修・補強法を提案した。また、RC 床版の下面損傷および耐荷力・耐疲労性の向上を図る補強法として、軽量で錆が発生しない一面加工された FRP 材料である炭素繊維強化樹脂格子筋 (CFRP 格子筋) を配置した PCM 吹付けによる下面増厚補強および CFRP 格子筋の配置法と増厚界面に接着剤を塗布した下面増厚補強法における使用材料の特性値の検証、補強効果および耐疲労性を評価するとともに補強法を提案した。

次に、道路橋 RC 床版の予防保全型維持管理計画においては、健全度評価および寿命予測が重要となる。そこで、CFRP 格子筋を用いた下面増厚補強法における耐荷力性能を評価した上で、RC 床版の寿命予測式である S-N 曲線式との整合性を検証し、CFRP 格子筋を用いた下面増厚補強法における寿命予測に関する考察を述べるなど、地方公共団体が管理する道路橋 RC 床版の補強法の一助とするものである。

本論文は、全 8 章より構成されており、各章において得られた知見を以下に示す。

第1章「序 論」では、道路橋の主要部材の中で最も損傷が著しいRC床版に着目し、維持管理の必要性などの背景を述べた。また、RC床版の補強材として新材料であるFRP材に関する既往の研究、RC床版の補強法およびRC床版の寿命予測に関する既往の研究を整理し、本研究の課題となるFRP材を用いたRC床版の張出部上面の補強法およびFRP材を用いたPCM下面増厚補強法の必要性を述べ、本研究の目的の位置づけを論じた。

第2章「道路橋RC床版の現状および補修補強と長寿命化修繕計画」では、日本の道路橋の現状を示し、予防保全型維持管理の実施フローに基づいて道路橋点検、対策区分および健全性の診断、措置、記録について述べ、予防保全型維持管理の必要性を示した。また、RC床版の現状では、損傷状況と道路橋点検における損傷区分と土木学会が示す劣化過程との整合性を述べるとともに、RC床版の損傷状況および道路橋の設計基準の変遷に伴う各種補強法について事例を述べ、各種損傷に適応した補強法の必要性を論じた。

第3章「炭素繊維材料の力学特性および補強コンクリートの材料特性値」では、RC床版の補強材として採用されている炭素繊維材料の特性を述べるとともに、本研究に用いる2種類のFRP材の特性を示した。また、本提案する上・下面補強法においては、既設RC床版とセメント系モルタルとの界面での離れが懸念されることから、2種類のプライマーとエポキシ樹脂接着剤を用い、引張試験および一面せん断試験を実施し、それぞれの引張強度および一面せん断強度を評価するとともに、輪荷重を受けるRC床版のセメント系モルタルを用いた増厚補強における接着剤の有効性を検証した。

第4章「CFSSおよびCFRP格子筋とコンクリートの付着特性」では、CFSSとCFRP格子筋の2種類の補強材を用い、それぞれの力学的性能を明らかにするとともに、補強時に付着界面となるコンクリートと各補強材を用いた場合の付着特性を実験的に検証した。補強材の力学的性能評価では、CFSSを各種接着樹脂で硬化させた際の性能を検証するとともにCFRP格子筋の力学的性能についても評価した。また、土木学会で規定される付着試験法により、補強材の発生ひずみ・応力との関係、剥離破壊エネルギーや付着強度および定着長さなど、設計時に必要なコンクリートとの付着性能について実験的に検証した。

第5章「張出部を有する実橋RC床版のCFSS上面接着補強法」では、疲労と塩害・凍害による複合損傷を受けて33年間供用され、撤去された実橋道路橋RC床版を補強に用いて評価した。また、既往の道路橋RC床版上面補強法について取りまとめるとともに、新たに提案するCFSSと接着剤およびJCMを組合せて補強する床版上面補強法について、定点疲労実験により耐疲労性を評価した。検証の結果、本提案する補強法は耐疲労性が確保され実用的であるとともに、JCMを用いることで工期短縮が図れるこ

とを示した。

第6章「CFRP格子筋を用いる道路橋下面増厚床版の耐疲労性の評価」では、補強材にCFRP格子筋、増厚材料にPCMを用いたRC床版の下面増厚補強法において、従来から増厚界面の処理に使用されてきたプライマーと接着剤を増厚界面に用い、輪荷重走行疲労実験による耐疲労性の評価を行った。また、CFRP格子筋と鉄筋相当のワイヤーメッシュを用いた供試体および有効高さを変化させてCFRP格子筋を配置した供試体の耐疲労性を評価し、本研究で提案する新たな接着剤塗布型床版下面増厚施工法の有効性について論じた。

第7章「CFRP格子筋を用いた下面増厚補強床版におけるS-N曲線式との整合性」では、第6章で詳しく述べた、補強材にCFRP格子筋、増厚材料にPCM、増厚界面に接着剤を用いたRC床版の下面増厚補強法において、輪荷重走行実験における最大耐荷力と理論押抜きせん断強度式から、道路橋RC床版の終局破壊状況となる押抜きせん断耐荷力との整合性を確認した。あわせて、補強が施されたRC床版の残存余寿命の推定を行うため、現在提案されているS-N曲線式との整合性を検証した。

第8章「総括」では、各章における結論を総括して、本論文の主な研究成果とした。各章における結論から、本論文の主な研究成果である2種類のFRP材を用いた道路橋RC床版の上・下面補強法について総括した。まず、RC床版の張出部上面補強法では、CFSSと接着剤およびJCMを組み合わせた補強法について、材料試験における付着特性、定着長の評価、定点疲労実験における耐疲労性を評価した。一方、RC床版の下面増厚補強では、界面にプライマーおよび接着剤を塗布し、CFRP格子筋を配置した下面増厚補強の界面材料の付着強度および一面せん断強度を評価するとともに、輪荷重走行疲労実験より耐疲労性を評価した。さらに、RC床版の寿命予測式であるS-N曲線式との整合性を検証し、道路橋長寿命化修繕計画における「予防保全型維持管理」に向けた道路橋RC床版に対する上・下面の新たな補強法として提案した。

第8章「総括」

各章における結論を総括して、本論文の主な研究成果は次のとおりである。

- 1) 道路橋構造物の中で最も損傷が著しい部材は、道路橋RC床版であり、輪荷重走行が起因するRC床版の損傷状況および建設地域の環境条件に伴う損傷状況についての現状を述べた。また、RC床版の予防保全型維持管理を実施する上での各種補強方法の現状について述べ、本提案する張出部の上面補強法および下面増厚補強法の必要性を述べた。
- 2) 本研究で着目するRC床版の張出部の上面補強および下面増厚補強法の補強材として、塩害にも強く、施工の合理化・省力化が図られ、耐久性にも優れたCFRP

格子筋の特性を述べた。また、本提案する上面・下面補強法においては、既設 RC 床版とセメント系モルタルとの界面ではく離が懸念されることから、2 種類のプライマーと接着剤を用い、引張試験および一面せん断試験を実施し。プライマーと接着剤は、引張強度は同等の性能を有しており、破壊状況も母材コンクリートの強度が顕著となる。しかしながら、一面せん断強度においては顕著な差異が認められ、接着剤はプライマーに比して約 2 倍のせん断強度を有し、破壊状況においても接着剤では PCM の強度が顕著となるのに対し、プライマーは増厚界面での付着切れによる界面はく離となることを明らかにすることで、輪荷重を受ける RC 床版のセメント系モルタルを用いた増厚補強における接着剤の有効性を示した。

- 3) CFSS と CFRP 格子筋の 2 種類の補強材を用い、引張強度などの力学的性能および付着界面となるコンクリートとの付着特性について土木学会で規定される試験法に準拠した付着試験を行った。コンクリート部材にプライマー、接着剤と CFSS, CFRP 格子筋はセメント系モルタルとの付着性もよく、補強材の発生ひずみ・応力との関係、はく離破壊エネルギーや付着強度および定着長さなど、設計時に必要な特性値について実験的に検証し、従来の炭素繊維材料と同等以上の付着性能が得られた。
- 4) RC 床版の張出部および床版支間内に CFSS を接着補強し、セメント系モルタルで上面補強する補強法の実用性評価として、疲労と塩害・凍害による複合損傷を受けて 33 年間供用され後撤去された実橋道路橋 RC 床版を用いて評価した。本提案する CFSS は施工時の養生時間が大幅に短縮でき、施工が容易である。また、接着剤を用いることで JCM との付着性もよく、定点疲労実験結果より耐疲労性が大幅に向上する結果が得られたことから、実用性が評価できるとともに、JCM を用いることで工期短縮が図れることを示した。
- 5) CFRP 格子筋を用いた RC 床版の下面増厚補強法における耐疲労性の評価では、増厚界面の処理剤であるプライマーおよび接着剤を用いた PCM 下面増厚補強法について輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性を評価した。CFRP 格子筋を配置した下面増厚補強法は、ワイヤーメッシュを用いた補強法と同等以上の耐疲労性を有している。また、増厚層内に CFRP 格子筋を配置することが可能となり有効高が高くなることから、更なる耐疲労性の向上が確認された。また、界面に接着剤を用いることで終局時まで一体性が確保され、輪荷重が作用する RC 床版の下面増厚施工において有効な材料である。
- 6) RC 床版の寿命予測式として、S-N 曲線式が提案されている。そこで第 6 章で検証した CFRP 格子筋を配置した PCM 増厚補強法における等価走行回数を用いて RC 床版の S-N 曲線式との整合性を検証した。本提案する CFRP 格子筋を用いた PCM 増厚補強は、押抜きせん断耐荷力式が提案されていないことから、走行荷重実験による押抜きせん断耐荷力および RC 床版の理論押抜きせん断耐荷力から整合性を検証した。また、S-N 曲線式との整合性については、松井らや阿部らが

提案する RC 床版の S-N 曲線式との整合性を検証した結果、本供試体は 1994 年改訂の道示に準拠した床版であることから、阿部らが提案する S-N 曲線式に近似する結果が得られた。なお、理論押抜きせん断耐荷力については更なる実験検証が必要となる。

以上より、本論文は FRP 材を用いた道路橋 RC 床版の上・下面の補強法を提案したものであるが、CFSS 材を用いた張出部の上面補強では、既設 RC 床版上面に接着剤を塗布して CFSS を接着し、セメントモルタルで補修、さらに床版支間内の下面接着補強法を併用した補強法を実施した。その結果、接着剤の効果により CFSS ははく離することなく、従来の補修法と比して大幅に耐疲労性が向上した。一方、下面増厚補強においては、プライマー塗布後、CFRP 格子筋を配置し、セメントモルタル吹付けによる下面増厚補強法は、従来の補強材と同等以上の補強効果が得られた。さらに、既設 RC コンクリートに接着剤を塗布し、CFRP 格子筋を配置した下面増厚補強法は、終局時まで一体性が確保され耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。

次に、RC 床版の S-N 曲線式との整合性については、下面増厚補強後の押抜きせん断耐荷力を適用することで、既往の研究における S-N 曲線式との整合性が確認された。よって、本提案する上・下面の補強法は、道路橋 RC 床版の補強法として実用的であることを示すとともに、本論文で明らかとなった研究成果は、道路橋 RC 床版の FRP を用いた補強法として道路橋の「予防保全型維持管理手法」の発展に大きく寄与するものである。

謝 辞

本論文は、日本大学大学院生産工学研究科土木工学専攻教授 博士(工学) 阿部 忠先生の 3 年間にわたる総合的・大局的見地から終始変らぬご懇篤なるご指導とお力添えによる格段のご高配と督励による大成・結実でありまして、ここに謹んで感謝の意を捧げる次第であります。

また、本研究の遂行に当たりまして多大なるご指導とご鞭撻を賜り、審査をして下さいました日本大学教授 工学博士 澤野 利章先生，日本大学教授 博士(工学) 師橋 憲貴先生，日本大学非常勤講師 工学博士 川井 豊先生に心から御礼申し上げます。

さらに、本研究データに関する考察方法，データ解析などには、日本大学准教授 博士(工学) 水口 和彦先生，実験および計測などにご支援頂きました日本大学大学院構造工学研究室歴代大学院生諸君並びに本研究に対し暖かく研究支援を下さいました日本大学生産工学部土木工学科の先生各位に厚く御礼申し上げます。また、これまでの研究活動と本論文の作成に快いご理解とご協力を下さいました日本大学生産工学部土木工学科構造工学研究室的各位および卒業生の皆様に厚く御礼申し上げます。

そして、FRP 材とコンクリートとの付着特性評価では、九州大学大学院教授 工学博士 日野 伸一先生，財団法人橋梁調査会 博士(工学) 山口 浩平様，株式会社インフラネット 中村 智様の多大なるご支援とご指導を賜りました。また、張出し部を有する RC 床版の補強法と耐疲労性の研究では、岩手大学大学院教授 工学博士 岩崎正二先生からご高配とご指導を賜りました。ここに、厚く御礼申し上げます。

さらに、このような研究活動の機会をご提供下さいました新日鉄住金マテリアルズ株式会社コンポジットカンパニー 和泉原 芳一取締役カンパニー長，ならびにご多忙のなかご指導ご協力を賜りました技術部の皆様に、厚く御礼申し上げます。

最後に、良き環境を整備していただき、本論文の作成の機会をお与え下さいました日本大学に衷心より感謝申し上げます。