

FRC と接着剤を用いた RC 床版の補修・補強技術
および FRC 床版の耐疲労性の評価に関する研究

伊 藤 清 志

目 次

第 1 章 序 論	
1.1 はじめに	1
1.2 既往の研究	2
1.2.1 輪荷重走行疲労実験および耐疲労性の評価	2
1.2.2 RC 部材の補修・補強方法	3
1.2.3 高耐久性床版	4
1.3 本論文の目的と構成	4
第 1 章 参考文献	7
第 2 章 道路橋床版の現状および予防保全型維持管理	
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	10
2.2.1 日本の道路橋の現状	10
2.2.2 予防保全型維持管理計画	11
2.3 道路橋 RC 床版の現状	12
2.3.1 首都圏の道路橋 RC 床版の損傷事例	12
2.3.2 海岸線に建設された RC 床版の損傷事例	13
2.3.3 積雪寒冷地域に建設された RC 床版の損傷事例	13
2.4 道路橋長寿命化修繕計画	14
2.4.1 道路橋 RC 床版の橋梁点検	14
2.4.2 対策区分および判定区分	18
2.4.3 健全性の診断の判定区分	19
2.4.4 道路橋長寿命化修繕計画	20
2.4.5 橋梁のマネジメントサイクル	21
2.5 補修・補強設計および実施計画	21
2.5.1 道路橋示方書の変遷	21
2.5.2 健全性の判定区分における補修・補強対策	23
2.6 道路橋 RC 床版の補修・補強方法	25
2.6.1 RC 床版の補修法	25
2.6.2 RC 床版の補強法	25
2.7 まとめ	27
第 2 章 参考文献	28

第3章 低弾性PCMを用いたRC床版の上面損傷に用いる補修材の開発および
サイクル補修における耐疲労性の評価

3.1	はじめに	29
3.2	道路橋RC床版の損傷状況および補修法	30
3.2.1	RC床版上面の損傷状況	30
3.2.2	RC床版の上面損傷に対する補修法	30
3.3	薄層補修に用いるセメント系補修材の提案	31
3.3.1	補修材および接着剤の必要性および要求性能	31
3.3.2	補修材の配合条件および材料特性	32
3.3.3	補修材の流動性および材料特性の評価	34
3.4	接着剤の必要性および要求性能	37
3.4.1	接着剤の必要性	37
3.4.2	接着剤に求められる性能	38
3.4.3	浸透性接着剤	38
3.4.4	付着用接着剤の効果	39
3.5	RC床版の薄層補修法における耐疲労性の評価	40
3.5.1	実験供試体に用いる補修モルタル	40
3.5.2	補修モルタルの硬化時間および発現強度	42
3.5.3	薄層補修法に用いる2種類の接着剤および補修法	43
3.6	RC床版の使用材料および供試体寸法	43
3.6.1	供試体および実験概要	43
3.6.2	供試体材料	44
3.6.3	供試体寸法および鉄筋配置	45
3.7	輪荷重走行疲労実験方法および等価走行回数	46
3.7.1	輪荷重走行疲労実験方法	46
3.7.2	補修床版供試体の補修時期	47
3.7.3	走行疲労実験における等価走行回数	48
3.8	実験結果および考察	48
3.8.1	等価走行回数	48
3.8.2	補修床版のたわみと損傷状況・破壊状況の関係	50
3.8.3	たわみと等価走行回数の関係	58
3.9	まとめ	60
	第3章 参考文献	62

第4章 接着剤を塗布したSFRC上面増厚補強法の耐疲労性の評価

4.1	はじめに	65
4.2	RC床版の損傷状況	66

4.2.1	RC 床版上面損傷事例	66
4.2.2	SFRC 床版上面増厚補強の損傷事例	66
4.2.3	SFRC 材を用いた床版上面増厚補強法	67
4.3	使用材料および供試体寸法	67
4.3.1	使用材料	67
4.3.2	供試体寸法および鉄筋の配置	69
4.4	SFRC 上面増厚における界面のせん断強度	70
4.4.1	増厚界面のせん断強度	70
4.4.2	一面せん断試験結果および考察	72
4.5	SFRC 上面増厚補強方法と供試体の製作	73
4.5.1	SFRC 上面増厚補強法	73
4.5.2	SFRC 上面増厚 RC 床版供試体の製作	74
4.5.3	接着剤を塗布した SFRC 上面増厚 RC 床版供試体	75
4.6	輪荷重走行疲労実験	76
4.6.1	輪荷重走行疲労実験概要	76
4.6.2	輪荷重走行疲労実験における等価走行回数	76
4.7	輪荷重走行疲労実験の結果および考察	77
4.7.1	等価走行回数	77
4.7.2	たわみと等価走行回数の関係	78
4.7.3	ひずみと等価走行回数の関係	79
4.7.4	破壊状況	81
4.8	まとめ	83
	第4章 参考文献	84

第5章 塩害・凍害の複合劣化を受けた RC 床版の上面増厚補強法の耐疲労性の評価

5.1	はじめに	85
5.2	疲労劣化と塩害・凍害を受けた RC 床版の損傷状況	85
5.3	供試体の劣化診断	86
5.3.1	劣化診断および補修・補強に用いる供試体概要	86
5.3.2	点検要領に基づいた床版の損傷度	87
5.3.3	各種試験による既設床版の健全性診断	88
5.4	供試体寸法および補修・補強法	93
5.4.1	供試体寸法	93
5.4.2	補修材料および補修法	94
5.4.3	補強材料および補強法	95
5.5	輪荷重走行疲労実験方法および等価走行回数	97
5.5.1	輪荷重走行疲労実験方法	97

5.5.2	走行疲労実験における等価走行回数	97
5.6	実験結果および考察	98
5.6.1	実験走行回数および等価走行回数	98
5.6.2	たわみと等価走行回数の関係	99
5.6.3	破壊状況	100
5.7	まとめ	100
第5章	参考論文	103
第6章	劣化したRC床版の部分打換補強と接着剤塗布型SFRC上面増厚補強法における耐疲労性の評価	
6.1	はじめに	104
6.2	道路橋 RC 床版の損傷状況および予防保全型維持管理計画	105
6.2.1	道路橋 RC 床版の損傷状況	105
6.2.2	予防保全型維持管理計画	106
6.3	RC 床版および CFS 補強用床版の耐疲労性の検証	107
6.3.1	使用材料	107
6.3.2	供試体寸法	109
6.3.3	CFS 補強供試体の製作方法	109
6.3.4	輪荷重走行疲労実験方法および等価走行回数	110
6.3.5	結果および考察	111
6.4	SFRC 上面増厚補強法における耐疲労性の評価	113
6.4.1	部分打換補強材および SFRC 材	113
6.4.2	供試体寸法	115
6.4.3	部分打換補強と SFRC 上面増厚補強を併用する床版の製作方法	116
6.4.4	輪荷重走行疲労実験方法および等価走行回数	118
6.4.5	結果および考察	118
6.5	まとめ	122
第6章	参考文献	123
第7章	鋼繊維補強コンクリートを用いた FRC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価	
7.1	はじめに	124
7.2	SFRC 床版に用いる材料の力学特性値	125
7.2.1	SFRC 材のせん断強度試験および引張強度試験	125
7.2.2	SFRC 材の一面せん断試験によるせん断強度	125
7.2.3	SFRC 材の割裂試験による引張強度	128
7.3	RC 床版・SFRC 床版の最大耐荷力に関する実験	129

7.3.1	供試体の使用材料	129
7.3.2	供試体寸法および鉄筋配置	131
7.3.3	実験結果および考察	132
7.4	RC 床版および SFRC 床版の耐疲労性に関する実験	136
7.4.1	輪荷重走行疲労実験および等価走行回数	136
7.4.2	実験結果および考察	137
7.5	RC 床版および SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力および S-N 曲線	144
7.5.1	理論押抜きせん断耐荷力	144
7.5.2	RC 床版の S-N 曲線	149
7.5.3	SFRC 床版の S 値と走行回数 N の関係	150
7.6.	まとめ	152
第 7 章	参考文献	154
第 8 章	総括	
8.1	本論文の総括	156

Summary

The road bridges constructed during Japan's high economic growth period are becoming increasingly deteriorated and require urgent maintenance. In this study, three repair and reinforcement methods for reinforced concrete (RC) slabs and one new floor slab system were proposed. Wheel load travel fatigue experiments were conducted on test specimens to verify the fatigue resistance performance of the concrete and evaluate the practicality of these developments.

- (1) To prevent cracking in the upper surface of an RC slab, two types of low-elasticity fiber reinforced concrete (FRC) materials were proposed. Based on the use of these concrete materials, a repair technology using two types of bonders was developed to reduce "peeling" of the thin upper layers of the concrete. The results show that cracking and peeling were successfully prevented and that the service life of the slab was significantly lengthened. This indicates the practicality of the proposed materials and repair method.
- (2) Technique 2. To prevent damage in the upper surface of an RC slab and improve its load-bearing performance, steel fiber-mixed FRC (SFRC) concrete was added onto the upper side of a slab, with a bonder applied to the interface between existing and new concrete. This reinforcing method improved the fatigue resistance performance in both dry and wet conditions when the bonder was applied. Moreover, when the method was applied to RC floor slabs that had been removed due to aging, the peeling was restrained to a greater extent than was possible with traditional reinforcing methods. These results verified the improved fatigue resistance performance and thus the practicality of this method.
- (3) Technique 3. Road slabs strengthened by bonding a steel plate or carbon fiber sheet to the slab underside have been known to fail. Therefore, reinforcing measures to prevent the re-deterioration of road slabs are needed. In an experiment, an RC slab with a carbon fiber sheet bonded to the underside was brought to punching shear failure, and the damaged slab was fortified by applying a bonder to the sides of the slab and re-casting new concrete in the damaged parts. This partial recasting method produced a solid concrete structure with the concrete joint fully integrated into the new and old concrete portions, thereby resulting in higher fatigue resistance.
- (4) A new SFRC slab system was developed using normal and high-early-strength cements and steel fibers. The cross linking effect of the steel fiber and the increased compressive strength enhanced fatigue resistance, thereby verifying the practicality of the proposed slab system.

These developed materials and repair and reinforcing methods and the new SFRC slab system will improve the maintenance of RC slabs of the road bridges managed by expressway operators and local governments.

第 1 章 序 論

1.1. はじめに

近年、高度経済成長に建設された社会資本施設が老朽化し、その維持管理が重要な課題となっている^{1.1)}。道路橋施設は最も日本の経済に影響を及ぼす社会資本施設である。これらの道路施設には橋梁、トンネル、シェッド・カルバート、標識等で構成されている^{1.2)}。この内、橋梁は高度経済成長期にその多くが建設され、2018年4月現在において橋長 2.0m 以上の橋梁が 73 万橋が供用されている。そして 50 年が経過し、老朽化した橋梁は 25 %に達しており^{1.1)}、10 年後の 2028 年には 50 %に達することから、老朽化対策として国土交通省では、2007 年に橋梁点検要領(案)^{1.2)}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、2009 年度に「道路橋長寿命化修繕計画策定事業」を着手した。また、都道府県庁および政令都市では橋長 15.0m 以上の橋梁に対して「道路橋長寿命化修繕計画」^{1.3)}が策定され、これに基づいて修繕(補修・補強)が実施されている。そして、2011 年からは市町村においても「道路橋長寿命化修繕計画」^{1.4)}が計画され、修繕が実施されている。その後、2014 年の国土交通省の橋梁点検要領が改定され^{1.5)}、橋長 2.0m 以上の橋梁を対象とした点検が実施され、道路橋長寿命化修繕計画の立案により、平準化した予算のなかで緊急措置の必要な橋梁から順次、修繕が実施されている。

一方、供用開始後 50 年が経過する多くの道路橋の設計基準は 1956 年(昭和 31 年)改訂^{1.6)}あるいは 1964 年(昭和 39 年)改定^{1.7)}の鋼道路橋設計示方書に規定する活荷重は 80kN であり、1994 年(平成 6 年)以降の道路橋示方書・同解説^{1.8)}に規定する活荷重は 100kN である。よって、設計基準の変遷により生じた荷重差に対する耐力性能の向上を図る対策が必要となる^{1.9)}。また、橋梁部材のなかで最も損傷が著しい部材が道路橋 RC 床版である。損傷は、首都圏など交通量の多い道路橋 RC 床版では大型車両の走行による 2 方向ひび割れが発生する疲労損傷が主であり、積雪寒冷地域の RC 床版は、交通量が少ないにも関わらず融雪剤や凍結防止剤の散布による塩害と凍結・融解の凍害の繰り返しによる材料の劣化に伴う損傷である。また、海岸線に立地する床版においては、飛来塩分による塩害で鉄筋の発錆や腐食に伴う破断・断面欠損などの損傷である。このように建設地域の環境条件と交通量によって損傷形態も異なっているのが現状である^{1.10)}。よって、道路橋 RC 床版の補修・補強に関わる修繕費用は橋梁部材の中で 40 %から 50 %を占めている地方公共団体^{1.4)}も多く、RC 床版の長寿命化を図る補修・補強技術の開発が急務となっている^{1.11)}。また、新設床版においても 100 年間メンテナンスフリーが可能な材料および構造の開発も同様に求められている。

そこで本研究では、道路橋の主要部材である RC 床版の現状を述べ、RC 床版上面の薄層補修に用いる低弾性繊維補強コンクリート(FRC (Fiber Reinforced Concrete))

材の開発および 2 種類の接着剤を用いた補修技術を提案し、耐疲労性の評価を検証する。次に、設計基準の変遷に伴う耐荷力差や上面損傷に対する FRC 材を用いた接着剤塗布型上面増厚補強法を提案し、耐疲労性の評価を検証するとともに、寿命推定式である RC 床版の S-N 曲線(Stress- Number curve)式との整合性について検証し、上面増厚補強法における寿命推定式を提案する。また、老朽化により供用開始後 33 年で撤去した RC 床版を用いた劣化診断、塩化物イオン量を検証し、健全性を評価するとともに本提案する FRC 材を用いた接着剤塗布型上面増厚補強法を施した切出し床版の補強効果および耐疲労性を検証し、実橋への適用性を評価する。一方、老朽化した床版に鋼板接着補強や炭素繊維シート接着補強を施してから数十年が経過し、抜け落ちや補強材のはく離などの再劣化に対する補強対策が課題となっている。そこで、輪荷重による疲労損傷を与えた RC 床版供試体を用いて RC 床版下面に炭素繊維シート接着補強を施し、輪荷重走行疲労実験により押抜きせん断破壊した RC 床版を用いて、接着剤塗布型部分打換えと FRC 材を用いた接着剤塗布型上面増厚補強法を併用した補強法の提案を行う。以上のように、本研究では、RC 床版の健全性が軽微な段階から、抜け落ちによる緊急対応としての上面からの補修・補強技術および部分打換え技術の提案を行うものである。また、老朽化により寿命に至った RC 床版は取替床版や新設床版が提案されている。そこで、FRC 材を用いた新設床版について、FRC 材の特性値、押抜きせん断耐荷力評価式および耐疲労性の評価を行うとともに寿命予測式である S-N 曲線式を提案し、地方公共団体が管理する道路橋および高速道路等の RC 床版の維持管理の一助とする。

1.2 既往の研究

1.2.1 輪荷重走行疲労実験および耐疲労性の評価

鋼道路橋 RC 床版の疲労損傷は 1965 年頃から顕在化し、各研究機関で RC 床版のひび割れ損傷に関する原因究明やその防止対策の調査・研究が行われ、多くの成果が報告されている^{1.11)~1.23)}。RC 床版のひび割れ損傷は、自動車荷重の繰り返し走行が起因する広義の疲労現象であると結論されている。また、大阪大学^{1.24), 1.25)}、大阪工業大学^{1.26), 1.27)}、東京都^{1.28), 1.29)}、土木研究所^{1.30), 1.31)}、日本大学^{1.32), 1.33)}、日本道路公団^{1.34)}や各企業では、独自の輪荷重走行試験機を開発し、輪荷重走行疲労実験が行われてきた。その結果、実橋のひび割れ損傷や破壊メカニズムの解明、設計法が提案されてきた。また、RC 床版の押抜きせん断耐荷力および疲労寿命の推定については、松井らは 1964 年改定の設計基準^{1.7)} および一部に 1970 年改定の道路橋示方書・同解説の暫定基準に基づいた RC 床版供試体を用いて、はり幅 B を考慮した押抜きせん断力学モデルおよび押抜きせん断耐荷力評価式^{1.15), 1.35)}および RC 床版の寿命推定に用いる S-N 曲線式を提案している^{1.36)}。また、土木研究所^{1.37)}では、2002 年改定の道示に準拠した RC 床版供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、

S-N 曲線式が提案されている。さらに土木学会^{1.38)}では各企業が所有している輪荷重走行疲労試験装置を用いた1994年床版を対象とした疲労実験により、S-N 曲線式が提案されている。土木研究所および土木学会共通試験から得られたS-N 曲線式には松井らが提案する押抜きせん断耐荷力評価式が適用されている^{1.37)}。

次に、阿部ら^{1.39), 1.40)}は1994年改定の道示に準拠して製作した試験体を用いて走行荷重実験を行い、破壊状況から押抜きせん断力学モデルおよび耐荷力評価式が提案されている。また、輪荷重走行疲労実験を行い、寿命予測式であるS-N 曲線式が提案されている^{1.40), 1.41)}。さらに阿部らは、伸縮継手の段差によって発生する荷重変動を考慮した振動荷重による疲労実験を行い、走行振動荷重が及ぼす影響について考察している^{1.42), 1.43)}。そして、川井らはRC床版のS-N 曲線式について、既往の研究を基に信頼性を考慮したS-N 曲線式を提案している。

以上のように、RC床版の寿命推定には、押抜きせん断耐荷力評価式を適用したS-N 曲線式が提案され、RC床版の寿命推定の一助となっている。

1.2.2 RC部材の補修・補強方法

RC床版の損傷に対する補修・補強法は、疲労による損傷、劣化による損傷など建設地域の環境条件によっても、損傷状況が異なっている。RC床版の疲労損傷による2方向ひび割れに対する補修および補強として、床版下面に鋼板接着補強¹⁴⁴⁾が施され、耐疲労性の向上が図れてきた。しかし、近年になって、鋼板を固定するボルトの腐食、雨水の滞水による鋼板の腐食などによる抜け落ちした事例もある。また、再劣化時における鋼板の撤去法が課題となっている。その後、新材料である炭素繊維連続シートやアラミドシートを用いた下面接着補強法が採用されている¹⁴⁵⁾。これらの材料は鋼板よりも引張強度が高く、軽量であり、さらに塩害に強いことから施工性に優れた材料であり、橋梁床版のひび割れ抑制として多く採用されている。

次に、RC床版上面の土砂化などにおける部分補修には、超速硬セメントを用いたセメント系モルタルが用いられている。しかし、この材料は超速硬性が求められる高強度・高弾性であると同時にモルタル材であり、割れやはく離などの再損傷の発生が課題となっている。また、耐荷力性能および耐疲労性の向上を図る補強法としては、超速硬セメントを用いた鋼繊維補強コンクリートを用いた上面増厚補強^{1.9), 1.12), 146)}が施されている。一方、RC床版下面からの補強法には、先に述べた炭素繊維連続シート、アラミドシート接着補強が多く使用されているが、コンクリートのはく落やかぶり不足などによる耐荷力性能の向上を図る補強法として、鉄筋を配置し、ポリマーセメントモルタル吹付けによる下面増厚補強^{1.11)}が実施されている。さらにひび割れ補修と耐荷力性能の向上を図る補強法としてスーパー保全工法も採用されている。

以上のように、RC床版の補修・補強技術については「道路橋長寿命化修繕計画

策定事業」が開始以降、多くの研究機関および企業が材料および工法の開発を進めている。本論文では、RC 床版の上面からの補修・補強法を対象として、セメント系の補修・補強材と 2 種類の接着剤を用いた補修・補強法の耐疲労性を評価し、新たな補修・補強技術として提案を行う。

1.2.3 高耐久性床版

RC 床版の寿命は他の橋梁部材に比して劣化の進行が早いことから、橋梁メーカーや各研究機関では、耐荷力性能および耐疲労性の向上を図るために新床版やコンクリート材料の開発が進められている。例えば、コンクリート材料においては鋼繊維やビニロン繊維を配合した超高強度繊維補強コンクリート（以下、UFC とする）^{1.47)}が開発され、東京国際空港の D 滑走路に向かう栈橋の床版に使用された^{1.48)}。UFC 材は高価であると同時に現場施工における技術的課題を有している。また、鋼板パネルとコンクリートを"ずれ止め"による接合で一体化させる構造として、鋼板パネルを鋼げた上に敷設した後に鉄筋を配筋し、コンクリートを打込み一体化させる合成床版なども提案されている^{1.49)}、^{1.50)}。この材料および構造を有する床版は既に実用化されているものもあるが、本研究では RC 床版の建設と同様な施工技術および品質管理が容易な新たな床版として、材料に常時入手できる普通セメントあるいは早強セメントに鋼繊維を配合した FRC 材を用いた SFRC 床版を検証し、地方公共団体および高速道路会社が管理する道路橋床版への適用を提案する。

1.3 本論文の目的と構成

道路橋 RC 床版は、2007 年に国土交通省、橋梁点検要領（案）^{1.2)}および 2014 年改定の橋梁点検要領^{1.5)}に基づいて地方公共団体では一斉に橋梁点検を実施し、「道路橋長寿命化修繕計画」^{1.6)}が立案されている。橋梁部材の中で最も損傷が著しい部材は、過酷な荷重条件を強いられている道路橋 RC 床版である。道路橋 RC 床版は損傷が軽微な段階、すなわち予防保全型維持管理を行うことで、床版の長寿命化やライフサイクルコストの縮減が図られることになる。そこで本研究は、RC 床版の上面損傷および耐荷力性能・耐疲労性の向上を図るための補修・補強材料および補修・補強技術の提案、100 年間メンテナンスフリーを実現するための新床版の提案を行い、国土交通省、地方公共団体が管理する橋梁および高速道路会社等が管理する橋梁の補修・補強技術の一助とするものである。

本論文は 8 章で構成されており、各章の概要は次のとおりである。

第 1 章「序論」では、道路橋 RC 床版の現状を述べ、補修・補強の必要性を示す。また、RC 床版の設計基準の変遷に伴う活荷重の改定による耐荷力性能の向上を図る補強法の必要性を述べる。次に、既往の研究による輪荷重疲労試験を用いた RC 床版の寿命推定法である押抜きせん断耐荷力および S-N 曲線式および既往の補修・

補強法について述べるなど、本研究内容である FRC 材および接着剤を用いた補修・補強法および FRC 材を用いた新床版の必要性を述べて、本研究の位置付けを論じた。

第 2 章「道路橋床版の現状および予防保全型維持管理」では、現在供用されている橋長 2.0m 以上の橋梁数とその現状を述べるとともに、RC 床版の上面損傷と下面損傷の現状および国土交通省の橋梁点検要領に示す健全性の評価、また、上面損傷と補修・補強時期との整合性および上面の各種補修・補強法と選定方法など、予防保全型維持管理の必要性について述べる。

第 3 章「低弾性 FRC と 2 種類の接着剤を用いた RC 床版の上面薄層補修法の耐疲労性の評価」では、従来の RC 床版上面補修では高弾性 PCM (Polymer Cement Mortar) が用いられ、床版上面に高弾性 PCM を直接打継ぎ補修されている。この材料および補修法は早期に「割れ」や「はく離」を生じ、再補修が必要となっている。そこで、本提案する補修材には PVA 繊維 (Polyvinyl alcohol fiber) を混入するとともに RC 床版コンクリートの弾性係数と同等とすることで「割れ」を抑制する低弾性 FRC を開発した。また、補修法においては、浸透性能と付着性能を高めた 2 種類の接着剤を用いて「はく離」を抑制する補修法を提案し、乾燥状態および湿潤状態における輪荷重走行疲労実験により耐疲労性を検証し、実用性を評価する。

第 4 章「接着剤を塗布した SFRC 上面増厚補強法の耐疲労性の評価」では、RC 床版の上面劣化や設計基準の変遷に伴う耐荷力の不足に伴う補強法として、鋼繊維補強コンクリート (SFRC : Steel Fiber Reinforced Concrete) 材を用いた上面増厚補強法が行われてきた。しかし、この補強法は、既設 RC 床版を切削・研掃後、SFRC を床版に直接増厚し、補強するが、施工後十数年で「はく離」を発生し、再補強された事例もある。よって、既設 RC 床版と SFRC 材とを一体化させ、長寿命化を図る必要がある。そこで、新たな SFRC 上面増厚補強法として、既設 RC 床版上面に付着用の接着剤を全面に塗布した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚法を提案し、輪荷重走行疲労実験を行い、補強効果および耐疲労性を検証する。

第 5 章「塩害・凍害の複合劣化を受けた RC 床版の接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法における補強効果」では、老朽化により供用開始後 33 年で撤去した実橋 RC 床版を用いて、撤去時のひび割れ診断および塩化物イオン量などの劣化診断を行い、撤去時の健全度評価をした。その後、第 4 章で提案した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法を適用し、補強効果について検証する。

第6章「道路橋 RC 床版の接着剤を用いた部分打換補強法における耐疲労性の評価」では、RC 床版の耐疲労性向上および床版下面のひび割れ抑制として、鋼板接着補強法や炭素繊維シート(CFS : Carbon Fiber Sheet)接着補強法が施されてきた。しかし、鋼板接着補強法は施工後 20 ~ 30 年において抜け落ちの事例や抜け落ち寸前の損傷が発生し、再劣化に対する再補強技術が課題となっている。そこで、CFS 補強した RC 床版供試体の輪荷重走行疲労実験後に押抜き破壊した床版を用いて、付着用接着剤を適用した部分打換えと接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法の併用による RC 床版の耐疲労性の検証を行い、実用性を評価する。

第7章「FRC 材を用いた FRC 床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価」では、RC 床版のコンクリート材に鋼繊維を適用した FRC 材を用いた SFRC 床版を提案する。SFRC 材については第4, 5, 6章では超速硬セメントを用いているが、本章の SFRC 床版のセメントは安価な普通セメントおよび早強セメントを用いた材料である。この SFRC 材の材料特性値や力学特性値の評価および走行荷重実験による押抜きせん断耐荷力評価式を提案した。また、SFRC 床版を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性を評価するとともに、力学特性値を用いた SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力および S-N 曲線式を提案し、SFRC 床版の実用性を評価する。

第8章「総括」では、各章における結論を総括した。本論文の主な研究成果として、低弾性 FRC と接着剤を用いた補修法、また、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法においては、従来の補修材および補修・補強法においても課題である「割れ」、「はく離」が抑制され耐疲労性が向上し、実用的である結果が得られた。また、部分打換えにおいては、打換え時に既設 RC 床版側面に付着用接着剤の塗布と、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を併用することで耐疲労性が向上する結果が得られた。次に、100 年間メンテナンスフリーを可能とする RC 床版の提案として、鋼繊維を普通セメントおよび早強セメントに配合した SFRC 材で製作した SFRC 床版は、鋼繊維の架橋効果により耐疲労性が大幅に向上し、実用的である結果が得られるなど、本論文の主な研究成果を纏めるとともに、この研究課題と成果の実用性および将来への展望を論じる。

第 1 章参考文献

- 1.1) 国土交通省道路局 道路局：老朽化の現状・老朽化対策に課題，2018.
- 1.2) 国土交通省道路局 国道・防災課：橋梁定期点検要領案，2004.
- 1.3) 国土交通省道路局 道路局：国土交通省インフラ長寿命化計画(行動計画)，2014.
- 1.4) 千葉県：千葉県長寿命化修繕計画報告書，2010.
- 1.5) 国土交通省道路局 国道・防災課：橋梁定期点検要領案，2014.
- 1.6) (公社) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，1956.
- 1.7) (公社) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，1964.
- 1.8) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，2002.
- 1.9) (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.
- 1.10) (公社) 日本道路協会：道路橋補修・補強事例集，2012.
- 1.11) (公社) 土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル，2012.
- 1.12) 倉田宗章，園田恵一郎，実松秀夫，竹村康弘：既設道路 RC 床版の疲労破壊実験と疲労破壊機構に関する一考察，第 22 回構造工学シンポジウム，pp. 63-70，1972.
- 1.13) 飯岡豊，檜貝勇，村木真一：鉄筋コンクリート床版の疲労実験，日本道路公団昭和 51 年度試験報告書，pp. 132-142，1977.
- 1.14) 飯岡豊，檜貝勇，村木真一：鉄筋コンクリート床版の疲労実験，日本道路公団昭和 52 年度試験報告書，pp. 189-209，1978.
- 1.15) 前田幸雄，松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押し抜きせん断耐荷力の評価式，土木学会論文報告集，No. 348，pp. 133-141，1984.
- 1.16) 角田与史雄，井藤昭夫，藤田嘉夫：鉄筋コンクリートスラブの押し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，No. 229，pp. 105-115，1974.
- 1.17) 前田幸雄，松井繁之，小島一雄，西木祐司：道路橋 RC 床版の疲労破壊特注について，土木学会関西支部昭和 51 年度年次学術講演会概要 I -46，1976.
- 1.18) 岡村宏一，園田恵一郎：ひびわれ床版の力学的特性，鉄筋コンクリート床版の損傷と設計へのアプローチ，pp. 75-112，1977.
- 1.19) 藤田真一：鉄筋コンクリート床版の疲労試験，日本道路公団試験所報告，Vol. 17，pp. 70-83，1981.
- 1.20) 川口昌宏，川口 隆，原田浩二，高橋三雅：模型橋梁床版の疲労実験と余寿命診断の試み，土木学会論文集 第 380 号，I -7，pp. 283-292，1987.
- 1.21) 園田恵一郎，今井宏典，堀川都志雄，船越博行：輪荷重の反復の下での RC 床版の挙動，第 6 回コンクリート工学年次講演会論文報告集，pp. 649-652，1984.
- 1.22) 園田恵一郎，堀川都志雄，船越博之：輪荷重の反復の下での RC 床版の挙動，

- 土木学会第 38 回年次学術講演会, V-41, pp. 81-82, 1983.
- 1.23) 川口昌宏, 川口隆: 橋梁床版の疲労実験, 土木学会第 39 回年次学術講演会概要集 I-123, pp. 245-246, 1984.
- 1.24) 松井繁之, 前田幸雄, 奥本武司: 動的移動載荷による道路橋 RC 床版の疲労に関する研究, 土木学会年第 38 回次講演会, I-233, pp. 465-466, 1983.
- 1.25) 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, 第 6 回コンクリート工学年次講演会論文報告集, pp. 221-224, 1984.
- 1.26) 松尾伸二, 関口幹夫, 佐野正, 堀川都志雄: ゴムタイヤ式輪荷重走行試験機による既設 RC 床版の疲労試験, 第 56 回土木学会年次学術講演概要集, 共通セッション道路橋床版, 2001.
- 1.27) 松尾伸二, 横山 広, 樋野勝巳, 堀川都志雄: ゴムタイヤ式輪荷重走行試験機による既設 RC 床版の疲労特性, 第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.161-166, 2000.
- 1.28) 関口幹夫: RC 床版の輪荷重走行疲労実験, 第 1 回鋼床版シンポジウム講演論文集, 土木学会, pp. 49-54, 1998.
- 1.29) 関口幹夫, 宍戸 薫, 森俊 介: RC 床版の輪荷重走行疲労実験, 平 14 都土木技研年報, 2002.
- 1.30) 内田賢一, 西川和廣, 神田昌幸: 輪荷重走行試験装置による道路橋床版の疲労試験, 土木学会第 51 回年次学術講演会, I-A499, pp. 998~999, 1996.
- 1.31) 内田賢一, 西川和廣: 既設道路橋床版の耐疲労性に関する研究, 第 1 回鋼床版シンポジウム講演論文集, 土木学会, pp. 37-42, 1998.
- 1.32) 阿部 忠, 木田哲量, 澤野利章, 水口和彦, 近藤 崇: 走行振動試験装置の性能検証に関わる RC はりの走行実験研究, 日本大学生産工学部研究報告, 第 34 巻, 第 2 号, pp.1-10, 2002.
- 1.33) 阿部 忠, 木田哲量, 澤野利章, 星埜正明, 加藤清志: 動的影響を考慮した鋼道路橋 RC 床版の設計曲げモーメント, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.249-256, 2002.
- 1.34) 日本道路公団試験研究所: 移動載荷試験機, 日本道路公団資料, 1996.
- 1.35) 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.
- 1.36) 松井繁之: 道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007.
- 1.37) 中谷晶一, 内田賢一, 西川和廣, 神田昌幸, 宮崎和彦, 川間重一, 松尾伸二, 道路橋床版の疲労耐久性に関する実験, 国総研資料, 第 28 号, 2002.
- 1.38) (公社) 土木学会, 鋼構造委員会道路橋床版の調査研究小委員会: 道路橋床版の設計の合理化と耐久性の向上, pp.42-44, 2004.

- 1.39) 阿部忠, 木田哲量, 徐銘謙, 澤野利章: 道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力評価式に関する研究, 土木学会 構造工学論文集, Vol.53A, pp.199-207, 2007.
- 1.40) 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 土木学会論文集 A1, Vol.67, No.1, pp.39-54, 2011.
- 1.41) 阿部忠, 木田哲量, 水口和彦, 川井豊: 輪荷重走行疲労実験における車輪寸法が RC 床版の耐疲労性に及ぼす影響および評価法, 土木学会 構造工学論文集, Vol.57A, pp.1305-1315, 2011.
- 1.42) 川井豊, 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子: 道路橋 RC 床版の S-N 曲線に関する一考察, 土木学会 第7回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.263-268, 2012
- 1.43) 川井豊, 中村聖三, 阿部忠: 信頼度を考慮した道路橋 RC 床版の疲労耐久設計について, 構造工学論文集, Vol.62A, pp.1160-1167, 2016.
- 1.44) (公社) 土木学会: 道路橋床版の維持管理マニュアル, 土木学会 鋼構造委員会, 道路橋床版の維持管理評価に関する検討小委員会, 2012.
- 1.45) (独立行政法人) 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.
- 1.46) 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.
- 1.47) (公社) 土木学会, コンクリートライブラリー「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)」, (2004)
- 1.48) 武者浩透, 大竹明朗, 渡辺典男, 大熊光: 世界初となる UFC の大規模適用と量産化システムの開発, 大成建設技術センター報, 第46号, pp.1-10, 2013
- 1.49) (公社) 土木学会: PART-B 構造物設計指針(合成床版), 1997.
- 1.50) 竹内智志, 本間進, 城島利隆, 新田善弘, 小島実: 鋼コンクリート合成床版橋・常盤橋の設計と施工, 橋梁と基礎 3011, 2011.

第 2 章 道路橋および道路橋RC床版の現状

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車の走行などにより 1985 年（昭和 60 年）頃から 2 方向ひび割れなどの疲労損傷が発生している^{2.1), 2.2)}。さらに、橋梁建設地域の環境条件による材料の劣化に伴う損傷も多く見られる。例えば、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る鉄筋の発錆により、床版下面に錆汁が滲出し、さらに、錆の膨張によるひび割れやはく落が発生している。また、積雪寒冷地域に建設された橋梁 RC 床版は、凍結防止剤の散布による塩害と融解された塩水が RC 床版内部に浸透し、床版下面は漏水に伴う遊離石灰や錆汁が滲出している。とくに、RC 床版上面は凍結防止剤散布により融解した塩水の滞水による湿潤状態において、輪荷重の支圧が作用し、セメント成分がアスファルト舗装に滲出することで、ひび割れ、ポットホールなどが発生する「舗装に異常」^{2.3)}が見られる。よって、塩害と凍結融解を繰り返すことで RC 床版の上面は骨材化、すなわち土砂化^{2.3)}となる。

一方、高度経済成長期に建設された橋梁は建設から 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。これらの橋梁の設計基準は、1964 年（昭和 39 年）改訂の橋設計基準^{2.4)}で設計されたものである。この当時の設計荷重は 196kN (20tf) であり、等級は 1 等橋、2 等橋の区分である。その後、設計基準は改訂され、1994 年（平成 6 年）改定の道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）^{2.5)}から 245kN (25tf) に引き上げられ、等級は B 活荷重、A 活荷重に区分された。したがって、建設から 50 年を経過した多くの橋梁が 196kN で設計されていることから、B 活荷重対応についても検討が必要になる。

以上のように、道路橋 RC 床版は上面損傷や下面損傷に対する補修・補強対策や設計基準の変遷による耐荷力性能の差に対する補強対策、およびこれを維持するための管理システムの構築が必要となる。

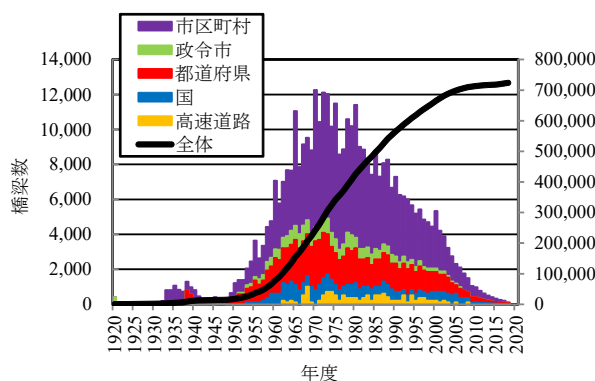
そこで第 2 章では、道路橋 RC 床版を維持管理するために、我が国の橋梁および RC 床版の現状調査および道路橋長寿命化修繕計画についての概略を述べる。また、健全度の評価区分における補修・補強対策および道路橋設計基準の変遷に伴う耐荷力性能の差異を整理し RC 床版補修・補強法を述べ、道路橋 RC 床版の維持管理について考察する。

2.2 橋梁の現状および予防保全型維持管理計画

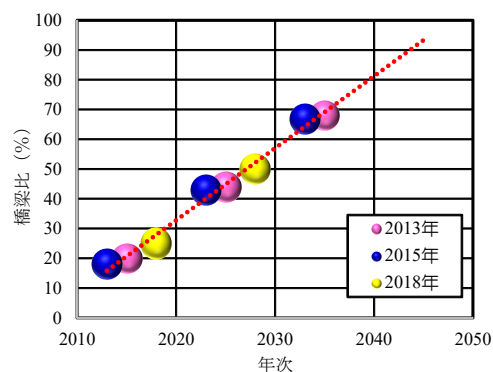
2.2.1 日本における道路橋の現状

日本の建設年度別の道路橋梁数を図－2.1 に示す。日本経済が飛躍的な成長を遂げた「高度経済成長期（1954 年（昭和 29 年）12 月から 1973 年（昭和 48 年）11 月）」

にその多くが建設されている^{2.6)}。2018年現在で2.0m以上の橋梁数は約730,000橋とされ、道路管理者別に分類すると、高速自動車国道が約23,340橋（約3.0%）、直轄国道が約38,409橋（約5.0%）、都道府県道が約105,000橋（約15%）、そして市町村道が約525,000橋（約75%）である。よって、地方公共団体が管理する橋梁は全体の90%である。また、建設から50年が経過する橋梁数を図－2.2に示す。図－2.2に示すように建設から50年が経過する橋梁数は2018年で約25%、10年後の2028年では約50%に増大することになる。これらの橋梁を一斉に架け替えをした場合は、橋梁を管理する地方公共団体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」^{2.8)}を立案し、計画的な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している。



図－2.1 日本の橋梁数

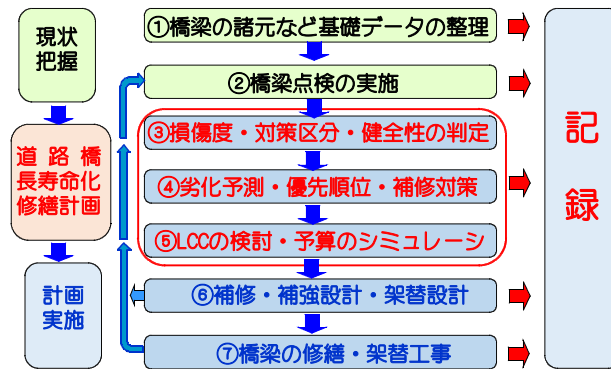


図－2.2 50年経過する橋梁比率^{2.5)}

2.2.2 予防保全型維持管理計画

従来の橋梁の維持管理は、橋梁の損傷が顕在化した時期に大規模修繕や架け替えも含めた「事後的な維持管理計画」が実施されていた。しかし、2009年以降は、低コストで平準化した予算のなかで安全・安心が確保できる維持管理手法、すなわち「予防保全型維持管理（道路橋長寿命化修繕計画）」に移行された。

予防保全型維持管理の流れについて千葉県事例を図－2.3に示す。図－2.3より[現状把握]では、①橋梁調査を行い、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（国土交通省：橋梁点検要領（案）平成26年、地方公共団体の橋梁点検要領（案）など）に基づいて5年ごとに橋梁点検を実施し、損傷状況を判定し、記録する。次に、[道路橋長寿命化修繕計画]では、②橋梁の定期点検の結果から部位ごとに損傷の状況を把握し、損傷度から修繕するための③対策区分および健全度の評価の判定区分を行う。そして、④判定された橋梁および部位の健全



図－ 2.3 予防保全型維持管理の流れ

ら劣化予測し，補強対策を検討する。その後，⑤維持管理期間（建設後 50 年または 100 年）を定め，その期間の修繕費用を算定し，予算の平準化を行う。なお，修繕費用については，対策工法を選定，寿命予測し，ライフサイクルコスト（LCC）を算定する。次に，道路橋長寿命化修繕計画が立案された後，[計画実施]では，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。これらを全て[記録]する。

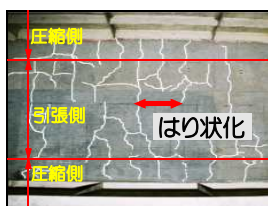
以上のように，道路橋においては 5 年ごとに橋梁点検を実施し，損傷度から健全性の診断の判定区分を行い，優先順位を決めて計画的な維持管理手法が構築され，コストの縮減効果が得られると同時に橋梁の長寿命化が可能となる。

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結果では，最も損傷が著しい部位は RC 床版であり，その損傷形態は建設地域の環境条件によっても大きく異なる。RC 床版の損傷状況は，交通量の多い大都市圏の RC 床版と，交通量は少ないが積雪寒冷地域および海岸線に建設された RC 床版に分類される。

2.3.1 大都市圏における道路橋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の RC 床版では，車輛の繰り返し荷重による 2 方向ひび割れの損傷が主である。ここで，都市部の RC 床版の損傷事例を写真－ 2.1 に示す。写真－ 2.1 (1) 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過した桁端部から桁中央付近まで及んでいる。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，遊離石灰が溶出し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) は，1965 年代に建設された地方公共団体が管理する RC 床版である。損傷状況は，軸直角方向となる主筋方法に 0.2mm 以上のひび割れが発生し，また，軸方向である配筋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



(1) 2方向ひび割れ (2) 2方向ひび割れ (1)鉄筋の露出と漏水 (2)漏水と錆汁の発生
と遊離石灰

写真－ 2.1 都市部の RC 床版の損傷事例 写真－ 2.2 海岸線の RC 床版の損傷事例

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 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、海岸線の RC 床版の損傷事例を写真－ 2.2 に示す。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 床版の下面は鉄筋が露出し、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、鉄筋は飛来塩分により腐食し、漏水には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 床版の下面は、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損傷を受けている。ここで、積雪寒冷地域の RC 床版の損傷事例を写真－ 2.3 に示す。写真－ 2.3(1)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浸透により、セメント成分が溶出し、かぶりコンクリートのスケーリングや土砂化となる。とくに、横断勾配により、融解水が滞水しやすい地覆側のかぶりコンクリートのスケーリングが著しい。また、RC 床版上面コンクリートのスケーリングに伴い、実質的に床版厚が薄くなることで耐疲労性が低下する。写真－ 2.3(2)に示すように、床



(1) 土砂化 (2) 2方向ひび割れと遊離石灰
写真－ 2.3 積雪寒冷地域の RC 床版の損傷事例

版の下面には 2 方向のひび割れが発生し、床版の貫通ひび割れから融雪剤による塩化物イオンを含む漏水と遊離石灰が沈着している。

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。

2.4 道路橋長寿命化修繕計画


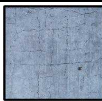

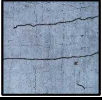
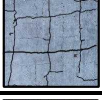


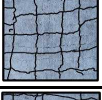

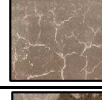



2.4.1 道路橋RC床版の橋梁点検

橋梁点検は、近接目視により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る。また、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として実施する。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。

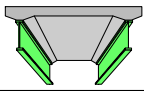
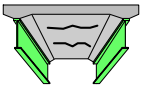
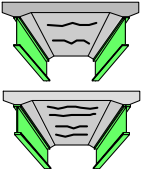

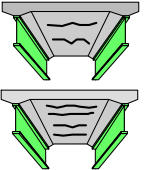

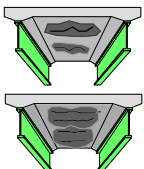
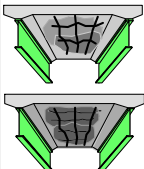
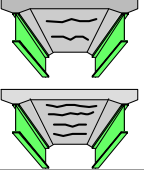
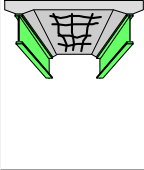
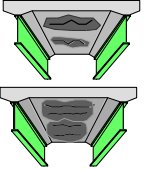
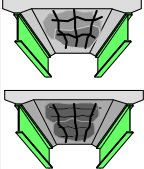
(1) 橋梁定期点検要領に示す損傷区分

道路橋のRC床版の点検は、2007 年発行の国土交通省の橋梁点検要領（案）^{2.6)}に基づいて点検し、損傷区分されている。RC 床版の点検項目および一般状況を表－ 2.1 に示す。その後、2014 年（平成 26 年）発行の橋梁定期点検要領^{2.8)}では、床版の下面に発生した 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

表－ 2.1 2007 年の橋梁点検要領（案）RC 床版の点検項目

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
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 ひび割れ幅が 0.05mm 以下（ヘアクラック程度）		損傷なし		損傷なし	
b	1.0m～0.5m、1 方向が主で直角方向は徒、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 0.2mm 以下が主であるが、一部に 0.2mm 以上も存在する		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	
d	0.5m～0.2m 程度、格子状に発生 0.2mm 以上が目立ち部分的な角落ちもみられる		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	
e	0.2mm 以下、格子状に発生 0.2mm 以上がかなり目立ち連続的な角落ちが生じている		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	

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
a		・ 損傷なし	なし	—	
b		・ 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		・ 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		・ 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)
d		・ 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		・ 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)
		・ 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		・ 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)
e		・ 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以上が目立ち、部分的な角落ちも見られる	なし		・ 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
		・ 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以上が目立ち、部分的な角落ちも見られる	あり		・ ひびわれは格子状 ・ 格子の大きさは問わない ・ ひびわれ幅0.2mm以上が目立ち、部分的な角落ちも見られる

表－ 2.3 橋梁点検要領 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 (損傷無し)	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	

についても点検し、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。また、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年の橋梁定期点検要領^{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年の橋梁定期点検要領(案)^{2.6)}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、はり状化しており、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-2.2(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^{2.8)}では、d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。

(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(以下、舗装とする)の打換え時などに発見され、併せて補修が行われているのが現状であり、橋梁定期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。

写真-2.4(1)の舗装には大きなひび割れが発生し、部分補修されている。また、写真-2.4(2)は、アスファルト上面に5mm程度のひび割れが発生している。いずれも凍害の影響により床版上面のコンクリートはスケーリングや土砂化が予想される。



(1) 10mm 程度のひび割れ発生 (2) 5mm 程度のひび割れ発生
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。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、床版下面側の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、橋面舗装の表層には排水性アスファルト舗装が施され、橋面防水工が施されていない床版では、雨水などが床版の上面に滞水、あるいは貫通ひび割れに進入した状態で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、骨材化（以後、土砂化とする）する。それがアスファルト舗装上面に遊離石灰として溶出する。この現象を繰り返すことで土砂化した箇所ではアスファルト舗装を支える支持力を失い、舗装にひび割れが発生し、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、アスファルト舗装を撤去した床版上面の点検を行う必要がある。ここで、アスファルト「舗装の異常」についての点検要領を表－2.4に、アスファルト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。

表－2.4 アスファルト舗装の異常^{2,8)}

損傷区分	判定内容
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	橋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。



写真－2.5 舗装の異常

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、周辺環境条件などの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。

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, M, S1, S2 に判定する必要がある。

表－2.5 対策区分の判定区分^{2,8)}

対策区分	内容
A	補修を行う必要がある。
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	橋梁構造の安全生の観点から、速やかに補修等を行う必要がある。
E2	橋梁構造の安全生の観点から、緊急対応の要がある。
M	維持工事で対応する必要がある。
S1	詳細調査の必要がある。
S2	追跡調査が必要である。

表－2.6 健全性の診断の判定区分^{2,8)}

健全性の区分	状態	判定区分
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, M
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。または、生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずるべき状態	E1, E2



2.4.3 健全性の診断における判定区分

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（案）^{2.6)}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はなく、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、以後、Eは発生させない等の管理水準を設けている^{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。

写真－2.1(1)に示すRC床版ははり状化していることかたら損傷区分はd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であり、健全性の判定区分はⅣに相当する。次に、写真－2.2(1)のRC床版は損傷区分e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、橋梁構造の安全性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であり、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た。また、写真－2.3(2)は上面損傷が著しいことから架け替えが必要な床版と判定される。

予防保全維持管理計画を行うためには、図－2.4に示す損傷事例に対する損傷例を記載し、損傷状況を写真で示す。対策工法は現状における方針を示すのが一般的である。ここで、健全性の評価の判定区分Ⅳにおける損傷度および対策方針について図－2.4に示す。よって、公共団体では健全度の評価の判定区分ごとに対策方針を示し、ライフサイクルコスト（LCC）の算定を行う必要がある。

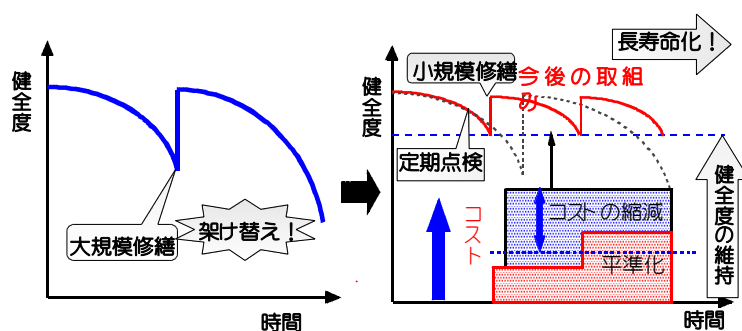
対策区分C2 損傷事例と対策方針	
損傷例	RC床版に0.2mm以上の格子状ひび割れが確認され、一部にうきや角落ち、漏水や遊離石灰を併発している状態（→床版ひびわれ：c～e）
損傷写真	<div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">  <p>(1) 2方向ひび割れと漏水</p> </div> <div style="text-align: center;">  <p>(2) 漏水や遊離石灰</p> </div> </div>
対策方針	○橋面防水工，ひびわれ注入工，下面からの補強

図－2.4 健全度区分Ⅲ 損傷事例と対策区分

2.4.4 道路橋長寿命化修繕計画

(1) 事後保全計画と予防保全計画の関係

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。図-2.5は従来の事後保全計画と予防保全計画の関係である。例えば、従来は損傷が顕在化した時期に大規模な修繕および架け替えをしていたが、予防保全型維持管理計画では、健全性の判定区分Ⅲで修繕を行い、LCCを算定し、コストの縮減が図られると同時に寿命化を図る対策である。なお、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、各補修・補強法における寿命予測を行い、寿命年数（例えば、50年、100年）における補修計画を立案している。



(1) 事後保全型維持管理 (2) 予防保全型維持管理

図-2.5 事後保全計画と予防保全計画の関係

(2) 対策工法の選定とLCCの比較期間

橋梁ごとにRC床版の損傷状況から複数の対策工法から、それぞれのLCCを算定、損傷パターンごとにライフサイクルコスト(LCC)を算定し、コスト縮減効果が得られる対策工法を選定する。図-2.6は、対策工法のLCC算出年数について、LCCの比較期間の設定によってはLCCの評価結果が変わることから比較期間を適切に設定する必要がある。

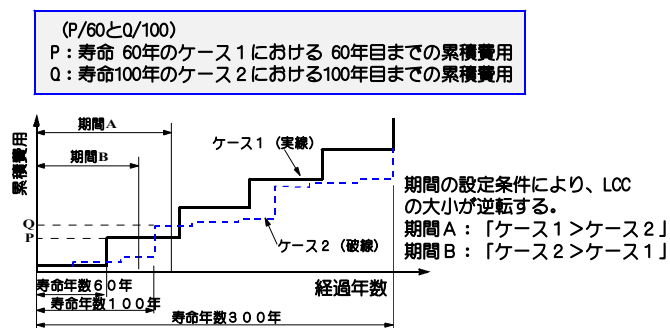


図-2.6 対策工法のLCC算出年数^{2,9)}

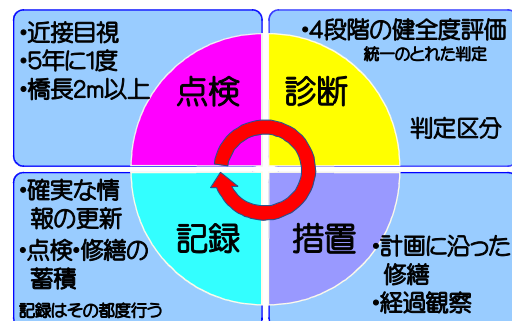


図-2.7 橋梁のマネジメントサイクル

対策工法ごとのLCCの比較期間の条件としては、一般的に下記の2案が挙げられ

ている。

①各代案の寿命までの年数の最小公倍数を計算期間とし、発生する全ての費用の合計を LCC として比較する。

②各代案の寿命までの年数をそれぞれの計算期間とし、各代案の寿命までの累計費用を寿命年数で除した平均値で比較する。

各工法の最小公倍数を算出年数の設定期間として比較を行う①の方が明瞭であるため、本検討では、比較期間を概ね 100 年程度と設定して発生費用の合計の比較により LCC の評価を行う。

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。この予防保全型維持管理を実施することで 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－ 2.7 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。

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に強いられ、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^{2.4)}では 25tf (245kN) に改訂され、現行の示方書に至っている。したがって、補強対策においては、損傷状況に応じた補強法および現行の設計基準を満足するような補強対策の双方の観点から、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)」^{2.10)} が定められ、2012 年 (平成 24 年) 現在の「道示」^{2.11)}

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。

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」^{2.12)}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。設計自動車荷重が20tf（196kN）であったが、1994年2月（平成6年）の道示^{2.4)}では25tf（245kN）へと引き上げられ、2002年（平成14年）改訂^{2.13)}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。ここで、設計基準の変遷に伴う荷重、活荷重曲げモーメント、最小床版厚について、床版支間2.0m、大型車輛の1日1方向あたりの計画交通量2,000台以上とした場合についての比較を表－2.8に示す。建設後50年が経過する道路橋RC床版は、1964年改定の設計基準^{2.3)}および1973年改定の道示^{2.14)}で設計された床版が多い。

表－2.7 道路橋示方書の変遷（日本道路協会）

	橋の等級		車両荷重*1 自動車	曲げモーメント式*2		鉄筋の許容応力(SD30)	最小床版厚*3	配筋筋量
	道路の種類	等級		主鉄筋方向	配筋筋方向			
昭和31年5月(1956.5) 鋼道路橋設計示方書	一級国道 二級国道 主要地方道	1等橋	T-20 P=8.0tf	$2 < L \leq 4.0m$ $M_{L(1+i)} = \{0.4 \cdot P(L-1)\} / \{L+0.4(L+i)\}$	規定なし	1,200 kgf/cm ²	有効厚さ11cm	主筋断面の25%以上
	都道府県道 市町村道	2等橋	T-14 P=5.6tf	$i = 20 / (50+L)$				
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	1,800 kgf/cm ²	同上	同上
昭和48年2月(1973.2) 道路橋示方書・同解説	高速自動車道 一般国道 都道府県道 市町村道	1等橋	T-20 P=8.0tf (9.6tf)	$M_{L(1+i)} = 0.8 (0.12L + 0.07)P$	$M_{L(1+i)} = 0.8 (0.10L + 0.04)P$	1,400 kgf/cm ²	$t_0 = 3L + 11 \geq 16cm$	配筋筋方向モーメント式により計算
	都道府県道 市町村道	2等橋	T-14 P=5.6tf					
昭和55年4月(1980.4) 道路橋示方書・同解説	高速自動車道 一般国道 都道府県道 市町村道	1等橋	T-20 P=8.0tf (9.6tf)	$ML(1+i) = 0.8 (0.12L + 0.07)P \cdot K$ K: 大型車輛の計画交通量による割増係数 (2000台以上; K=1.2)	$ML(1+i) = 0.8 (0.10L + 0.04)P \cdot K$ K: 大型車輛の計画交通量による割増係数 (2000台以上; K=1.2)	許容応力度 1400 kgf/cm ² に対して、 200 kgf/cm ² 程度余裕を持たせる	$t_0 = 3L + 11$ $t = k_1 \cdot k_2 \cdot t_0$ k ₁ : 交通量の係数 k ₂ : 付加モーメントの係数	同上
	都道府県道 市町村道	2等橋	T-14 P=5.6tf					
平成6年2月(1980.4) 道路橋示方書・同解説	同上	B活荷重 A活荷重	T-25 P=10.0tf	$M_{L(1+i)} = 0.8 (0.12L + 0.07)P \cdot K_a$ K _a : 割増係数*4	$M_{L(1+i)} = 0.8 (0.10L + 0.04)P$	同上	$t_0 = 3L + 11$ $t = k_1 \cdot k_2 \cdot t_0$ k ₁ : 交通量の係数 k ₂ : 付加モーメントの係数	同上
平成8年2月(1980.4) 道路橋示方書・同解説	同上	B活荷重 A活荷重	P=100kN	同上	同上	同上	同上	同上
平成14年2月(1980.4) 道路橋示方書・同解説	同上	B活荷重 A活荷重	同上	同上	同上	同上	同上	同上

注 *1: 大型車が1方向1,000台/日以上の場合は後輪荷重を()内に示す。*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1位を四捨五入する。ただしt₀を下まわらないこと)。t₀; 道路示方書に規定される床版の最小全厚(cm) (少数第2位を四捨五入し、少数第1位まで求める)。k₁; 下表に示す係数、k₂; 床版を支持する桁の剛性が著しく異ントの係数でk₂≥0.9 M/M₀≥1.00として与えられる。*4: 割増係数 (床版支間方向が車両進行方向に直角な場合の支間方向割増係数)

表－2.8 係数 k_1 の一覧^{2.5)}

1日1方向あたりの大型車両の 計画交通量 (台/日)	1978年4月～1993年11月			1993年11月～ 係数 k_1
	補修作業 の難易	係数 k_1		
		非合成桁	合成桁	
500台未満	容易	1.00	1.05	1.10
	難易	1.05	1.10	
500台以上1000台未満	容易	1.10	1.15	1.15
	難易			
1000台以上2000台未満	容易	1.15	1.20	1.20
	難易			
2000台以上	容易	1.20	1.25	1.25
	難易			

表－2.9 設計基準の変遷に伴う荷重・曲げモーメント・床版厚 (支間2m, 交通量2,000台以上)

設計基準	活荷重 (P)	B活荷重比 P/B活荷重	曲げモーメント式				最小床版厚	床版厚差
			主鉄筋	B活荷重比	配力筋	B活荷重比		
昭和31年5月 (1956.5) 鋼道路橋設計示方書	8.0 (tf)	0.80	1.08 (tf・m)	0.44	—	—	15 (cm)	6 (cm)
昭和39年6月 (1964.6) 鋼道路橋設計示方書	8.0 (tf)	0.80	1.08 (tf・m)	0.44	—	—	15 (cm)	6 (cm)
昭和48年2月 (1973.2) 道路橋示方書・同解説	8.0 (tf)	0.80	1.98 (tf・m)	0.80	0.51 (tf・m)	0.27	17 (cm)	4 (cm)
昭和55年4月 (1980.4) 道路橋示方書・同解説	8.0 (tf)	0.80	2.38 (tf・m)	0.96	1.84 (tf・m)	0.96	21 (cm)	0 (cm)
平成6年2月 (1994.2) 道路橋示方書・同解説	10.0 (tf)	1.00	2.48 (tf・m)	1.00	1.92 (tf・m)	1.00	21 (cm)	—
平成8年12月 (1996.12) 道路橋示方書・同解説	100.0 (kN)	1.00	24.80 (kN・m)	1.00	19.20 (kN・m)	1.00	210 (mm)	—
平成14年2月 (2002.3)～ 道路橋示方書・同解説	100.0 (kN)	1.00	24.80 (kN・m)	1.00	19.20 (kN・m)	1.00	210 (mm)	—

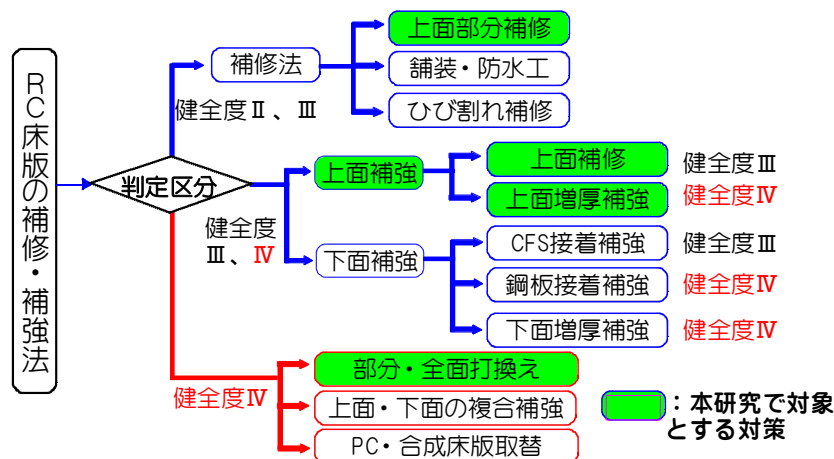
これらの床版を1994年以降改定の道示の基準，すなわちB活荷重を想定した補強対策の設計においては表－2.9に示す荷重比，曲げモーメント比，床版厚の差等についての不足分を補強する必要がある。なお，道路橋長寿命化修繕計画では，建設当時の機能を回復するための修繕が基本であるが，緊急路線や重要路線についてはB活荷重対応も必要となる。なお，B活荷重対応については各公共団体で設定している。

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－2.8に示す。

(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



図－ 2.8 健全性の判定区分における補修・補強対策

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・補強対策を検討するとともに、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換えにともない橋面防水工が施されている。そして、上面損傷に対してはセメントモルタルによる上面補修や 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，および鋼板接着補強法についての現状を述べる。

2.6.1 RC床版の補修法

RC 床版に舗装の異常が見られた床版や防水工が施されていない床版では、RC 床版上面のコンクリートが雨水などの滞水により、セメント成分が溶出して土砂化し、スケーリングが生じている。このような RC 床版は舗装を撤去し、損傷位置の脆弱コンクリートを撤去し、セメントモルタルで部分補修を施してから防水工を施す（写真－2.6(1)）。また、床版下面に漏水している床版については、舗装打換え時に併せて防水工の対策を講じる。また、床版下面に漏水が見られる場合は、貫通ひび割れが発生し、損傷度が c, d 相当である床版が多い。よって、ひび割れ注入を施す必要がある（写真－2.6(2)）。



(1) 防水工



(2) ひび割れ補修

写真－2.6 補修事例

2.6.2 RC床版の補強法

RC床版の補強対策は、損傷が顕在化した床版を対象とし、上面からの補強法と下面からの補強法に分類される。また、設計基準の変遷に伴う耐荷力性能の向上を図る補強対策が検討される。

(1) 床版下面からの補強法

一般的には、通行止めを必要としない床版下面からの補強法が優先されている。近年では、炭素繊維材料を用いた床版下面接着補強法が多く採用されている（写真－2.7(1)）。下面接着補強法の補強材には、炭素繊維連続シート（CFS）やアラミド繊維シート（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とするが、床版上面から貫通ひび割れに侵入した雨水などが床版下面と CFS 接着界面に

滞水することや、床版下面の経過観察をおこなうために、CFS を格子状に接着補強（CFS 格子接着補強とする）する。

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、増厚層内には耐荷力向上のために 2 方向に補強材を配置し、PCM を吹付けて増厚して一体化を図る。補強に用いる引張補強材には、鉄筋や炭素繊維材料である CFRP 格子筋、さらには鋼板格子筋などが配置され、基本的に増厚は 70mm 以下とされている。また、吹き付け界面にははく離を抑制するためにエポキシ樹脂接着剤などが塗布されている。下面増厚にはこの他に鋼板接着補強法が施されており、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、床版下面と鋼板とのはく離や錆の発生などの損傷事例が報告され、鋼板の撤去方法など多くの課題がある。

(2) 床版上面からの補強法

RC 床版の上面損傷事例を写真－ 2.7(2)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スケーリングや土砂化している。このような床版において上面損傷がとくに著しい場合は、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^{2.3)}では表－ 2.9 に示すように有効厚が 110mm であり、かぶりを考慮すると 150mm の床版厚となる。1994 年以降の設計基準^{2.4)}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 ($d_0 = (30L + 110) \cdot k_1 \cdot k_2$ (表－ 2.8, 2.9 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^{2.11)}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。



(1) CFS 接着補強法



(2) SFRC 上面増厚補強

写真－ 2.7 補強事例

(3) 判定区分Ⅳおよび劣化期を迎えた床版

橋梁点検において損傷度が d, e 評価、劣化過程において加速期（後期）、劣化期に相当する床版は、一般的に、PC 床版や合成床版に取替対策が検討されている。また、コンクリートのみの損傷が著しい床版は鉄筋を残し、コンクリートのみを打換える補強法も検討される。この他にも、上面増厚補強と下面増厚補強との複合補強法を提案されている。

以上のように、健全度評価において区分ごとに補修・補強技術が異なり、道路橋長寿命化修繕計画、すなわち予防保全型維持管理計画においては軽微な段階で補修を施し、コストの縮減および長寿命化を図る維持管理システムとなっている。そして、補修・補強技術は高速道路管理会社や地方公共団体が管理する道路橋床版を対象として補修材や補強法が開発されている。そこで本研究で対象とする補修・補強技法は図－ 2.8 健全性の判定区分における補修・補強対策において上面からの補修・補強法を対象として上面補修法、上面増厚補強法および部分打換え補強法について施工性に優れた耐久性が得られる補修材の提案およびはく離を抑制するための補強法の提案を行うものである。さらに、本提案する材料を用いた 100 年床版についても耐久性を評価し、我が国の道路橋 RC 床版の補修・補強技術の一助としたい。

2.7 まとめ

第 2 章では、我が国の橋梁の現状を述べるとともに、RC 床版の上面損傷の現状や国土交通省の橋梁点検要領に示す上面損傷と補修・補強時期との整合性および上面の各種補修・補強法について述べた。ここで、本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 高度経済成長期と言われる 1960 年代に建設され、建設後 50 年が経過する老朽化した橋梁は年々増加することから、その維持管理が課題となっている。地方公共団体では橋梁点検を実施し、道路橋長寿命化修繕計画が立案され、これによって計画的に、平準化した予算のなかで修繕が実施され、損傷の著しい橋梁から順次対策が実施されている。
- (2) 道路橋 RC 床版の損傷は、建設地域の環境条件によって、3 パターンに分類される。首都圏などの重要路線では車両の繰り返し荷重による疲労損傷、海岸線に位置する道路橋 RC 床版においては飛来塩分による塩害が多く、そして積雪寒冷地域における道路橋 RC 床版においては、融雪剤の散布による塩害と凍害の複合損傷である。これらの床版の補修・補強対策が課題となっている。
- (3) 道路橋 RC 床版の補修・補強法には、床版上面からの補修・補強法と床版下面からの補強法がある。床版上面では交通規制の制約があり、高速道路橋では 8 時間施工、交通量の少ない路線においては 24 時間から 1 週間程度の期間での施工時間を考慮した材料および補強法が必要となる。下面からの補強法は交通の影響を受ける必要がない。これらのことから本論文で対象とする補修・補強材および工法においては上面から補修・補強法を対象とする。

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) (財)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) 国土交通省: 橋梁定期点検要領, 2014.
- 2.4) (公社)日本道路協会: 鋼道路橋設計示方書・鋼道路橋製作示方書解説, 1964.
- 2.5) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1994.
- 2.6) 国土交通省: 道路構造物の現状, 2013.
- 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(案), 2007.
- 2.9) (財)道路保全技術センター道路構造物保全研究会: 道路アセットマネジメントハンドブック, 2008.
- 2.10) 内務省土木局: 道路構造に関する規則案, 1926.
- 2.11) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2014.
- 2.12) (公社)日本道路協会: 鋼道路橋設計示方書, 1956.
- 2.13) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 2002.
- 2.14) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, 1973.

第 3 章 低弾性PCMを用いたRC床版の上面損傷に用いる補修材の開発 および補修サイクルにおける耐疲労性の評価

3.1 はじめに

近年、高度経済成長期に建設された道路橋は建設後 50 年を超え、老朽化した橋梁の維持管理が重要な課題となっている^{3.1)}。とくに、橋梁部材の中で車輛の重量を直接受ける RC 床版の損傷が著しい。RC 床版の損傷は、首都圏の場合は交通量の増加や重車輛の走行による疲労損傷が主である。また、積雪寒冷地域では大都市圏のような交通量の増大による疲労損傷と異なり、主たる原因は疲労と凍害、あるいは融雪剤の散布による塩害と凍害が複合され、その損傷はかなり著しい。その損傷状況は、アスファルト舗装に覆われた RC 床版上面に滞水した融雪剤の融解水が輪荷重走行により、かぶりコンクリートがスケーリングや骨材化(以下、土砂化とする)している。この上面損傷に対しての橋梁点検は、アスファルト舗装(以下、舗装とする)が舗装されていることから、舗装の打換え時や舗装にポットホールが見られた時点で発見され、事後的に補修や補強法が施されてきた。したがって、損傷が確認された時点では、既に床版上面コンクリートがスケーリングし、さらに進展すると土砂化に至る場合が多い。

一方、RC 床版の上面損傷に使用する補修材には、超速硬セメントを用いた超速硬性無収縮モルタルや超速硬コンクリートなどの超速硬性セメント系材料が一般的に用いられているが、これらの材料は床版上面損傷に対する補修材として開発された材料ではないことから、薄層施工となる補修において早期に「割れ」や「ひび割れ」が発生している。また、補修法においても従来工法では既設 RC 床版の補修範囲に直接補修された補修界面で「はく離」などの再損傷が生じ、再補修した事例も多い。よって、RC 床版の上面損傷に適した補修材および耐疲労性の向上が図れる補修技術の開発が急務となっている。

そこで第 3 章では、RC 床版の上面損傷に用いるセメント系補修材として「割れ」や「ひび割れ」を抑制するために超速硬セメントに繊維を配合した繊維補強セメントを用いた繊維補強セメントモルタルおよび繊維補強セメントコンクリートを提案する。この繊維には塩害の影響を受けない高強度のポリビニルアルコール繊維(High strength polyvinyl alcohol fibers : PVA)を用い、既設 RC 床版の静弾性係数と同等にするとともに靱性を高め「割れ」を抑制した PVA 繊維補強低弾性ポリマーセメントモルタル(Polyvinyl alcohol fiber reinforced low elasticity polymer cement mortar : P.PCM)を基本として、各種試験を実施し、性能を検証する。補修法は補修界面の削り作業において既設床版の上面に発生する微細なひび割れを補修し、コンクリート表面を強固にする浸透性接着の塗布、さらには補修材との付着力を高め「はく離」を抑制するために高耐久型エポキシ接着剤(以下、付着

用接着剤とする)を塗布する薄層補修法を提案する。実験においては、従来のポリマーセメントモルタル (Polymer cement mortar : PCM), 本提案する2タイプの繊維補強ポリマーセメントモルタル (P.PCM-48, 45) および P.PCM に骨材を配合した PVA 繊維補強低弾性ポリマーセメントコンクリート (Polyvinyl alcohol fiber reinforced low elasticity polymer cement concrete : P.PCC) を用いてサイクル補修を施し、輪荷重走行疲労実験により耐疲労性の検証を行い、RC 床版の薄層補修法の実用性を評価し、予防保全型維持管理計画における補修対策の一助とした。

3.2 道路橋RC床版の損傷状況および補修法

3.2.1 RC床版上面の損傷状況

RC 床版の上面損傷は、舗装に覆われ、不可視であることから、橋梁点検においては損傷が顕在化した時に発見され、事後的な補修が行なわれてきた。ここで、道路橋 RC 床版の上面損傷の一例を写真－ 3.1 に示す。RC 床版の上面損傷は、舗装にポットホール (写真－ 3.1(1)) やひび割れ (写真－ 3.1(2))が発生し、舗装を撤去すると床版上面はスケーリングしている (写真－ 3.1(3))。これは、雨水などが舗装のひび割れから床版上面に浸入し、供用車輛の輪荷重走行により RC 床版上面のコンクリートからセメント成分が滲出することで、部分的に土砂化した箇所では舗装の支持力を失い、ポットホールとなる。また、舗装から侵入した雨水が RC 床版の貫通ひび割れを介して、下面に漏水・遊離石灰や錆汁が沈着している。とくに、積雪寒冷地域の RC 床版上面は、凍結・融解により長期間湿潤状態となることから輪荷重の走行を繰り返すことでセメント成分が滲出し、土砂化に至っている事例が多い。したがって、床版上面損傷の点検においては、「舗装の異常」を早期に発見することが重要となる。また、舗装にポットホールやひび割れが著しく発生している箇所は舗装を撤去し、詳細に点検する必要がある。



写真－ 3.1 RC 床版の損傷状況の一例

3.2.2 RC床版の上面損傷に対する補修法

RC 床版の上面損傷に対する補修事例を写真－ 3.2 に示す。また、従来の補修材を用いて薄層補修した場合の「割れ」の状況を写真－ 3.3 に示す。



(1) 上面劣化

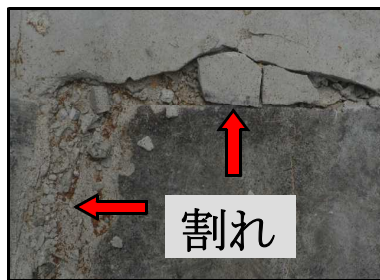


(2) 脆弱部除去



(3) 補修

写真－ 3.2 RC 床版の補修法



写真－ 3.3 薄層補修における割れ

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、舗装を切削し、スケーリングしている部分（写真－ 3.2(1)）の脆弱したコンクリートを除去（写真－ 3.2(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い（写真－ 3.2(3)）、養生後に防水工が施されてからアスファルト混合物が舗設される。

3.3 薄層補修に用いるセメント系補修材の提案

3.3.1 補修材および接着剤の必要性および要求性能

(1) 低弾性補修材の必要性

RC 床版の上面損傷に使用されている補修材には超速硬性セメントモルタル、超速硬コンクリート、メチルメタクリレート樹脂接着剤やエポキシ樹脂系の補修材も使用されているが、取扱いの簡便さなどから超速硬性無収縮モルタルや超速硬コンクリートが使用されている場合が多い。この超速硬性無収縮モルタルは橋梁の支承と橋座の高さ調整の充填に適用され、流動性と超速硬性を有する高強度で静弾性係数も大きい材料である。一方、既設 RC 床版の静弾性係数は道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）^{3.2)}において、設計基準強度 24N/mm^2 において 25.0kN/mm^2 、設計基準強度 30N/mm^2 では 28.0kN/mm^2 と記載されている。このため、輪荷重の影響を受ける RC 床版上面の薄層補修（厚さ $20 \sim 30\text{mm}$ 程度）に静弾性係数の大きな補修材を適用した場合、既設 RC 床版と補修材との静弾性係数

の違いから、供用後の交通車輛による輪荷重に対して異なる挙動となり、薄い補修材には写真－ 3.3 に示すような、割れやはく離が早期に発生している。また、従来の薄層で施工されている補修材は靱性の低下により損傷が加速化されていると考えられることから、補修材には RC 床版コンクリートの静弾性係数と同等程度であることが求められる。よって、低弾性のセメント系材料の開発および割れにくく耐疲労性の向上が図られる補修材の開発が急務となっている。なお、既設 RC 床版の静弾性係数（設計基準強度 30N/mm^2 で 28.0kN/mm^2 ）以上の静弾性係数を有する補修材を高弾性補修材とし、同等あるいは同等以下を低弾性補修材と定義する。

(2) 補修材に求められる性能

RC 床版の上面劣化に対する補修法における施工条件として、交通量の多い道路橋では、交通規制が 7 時間から 9 時間以内である。この時間内での補修作業に要する時間を 8 時間程度として、補修材の要求性能は材齢 3 時間で道示^{3.2)}に規定するコンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 以上を発現できる材料が要求される。よって、薄層補修材として、超速硬繊維補強セメントモルタルや超速硬無収縮モルタルなどが使用されている。一方、地方公共団体が管理する道路橋 RC 床版の補修においては、8 時間施工に用いる補修材の使用も可能であるが、これらの材料は可使時間が短いことから熟練した技能者の確保が必要となる。また、高速道路橋と比較して交通量が少ない路線では 1.0 日（24 時間）程度の交通規制の基で補修工事が計画されている事例もある。よって、材料の要求性能としては材齢 12 時間で道示に規定するコンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 以上発現できる性能が求められている。

また、交通規制が 8 時間および 24 時間施工に用いる補修材は「割れ」を抑制する材料であることも要求性能の 1 つである。よって、本補修材の性能としては従来の補修材に発生する早期の割れやひび割れを抑制する目的で PVA 繊維を配合し、靱性を高める必要がある。さらに、従来の補修材の静弾性係数は 40kN/mm^2 以上であり、既設 RC 床版の静弾性係数は設計基準強度 24N/mm^2 で 25kN/mm^2 であることから補修材と差異が生じている。そこで、本提案する補修材の静弾性係数は既設 RC 床版コンクリートと同程度を目安とした低弾性の補修材とする。また、道路橋 RC 床版の上面補修材は橋面防水材との付着が重要であり、防水プライマーとの付着強度を道路橋床版防水便覧（以下、防水便覧）^{3.3)}より、 0.6N/mm^2 以上とすることが要求される。

3.3.2 補修材の配合条件および材料特性

(1) 補修材の配合条件

安藤ら^{3.4)}は、RC 床版の上面補修に用いる専用補修材料として超速硬性繊維補強ポリマーセメントモルタルを開発し、性能試験が実施されている^{3.5) 3.6)}。その結果、初期強度発現性は材齢 24 時間で 27.2N/mm^2 であり、補修が終了するまでに 30 時間以上を要することから 2 日以上連続交通規制が必要となり、従来の

表－ 3.1 補修材 PCM, P.PCM の配合

補修材名	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	骨材その他			
PCM	938	938	—	338	36
P.PCM	618	1232	5	278	45

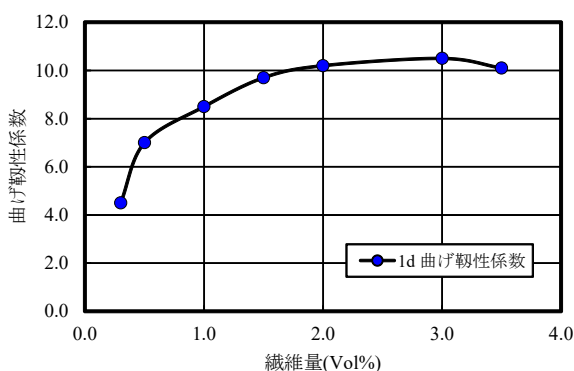
PCM に比して初期強度発現性が劣る結果となった。そこで、本提案する補修材は 8 時間施工を対象とした材料を提案する。よって、超速硬性繊維補強ポリマーセメントモルタルの発現強度は、材齢 3 時間で道示に規定するコンクリートの設計基準強度 24N/mm² 以上発現できる配合条件とし、補修材 PCM の各種試験における性能と比較し、本提案する補修材の性能を検証する。ここで、補修材 PCM の配合を表－ 3.1 に示す。

比較する補修材 PCM の配合は、8 時間の施工時間を満足させるため、超速硬セメントを主成分とし、細骨材と粉末減水剤等をプレミックスしている。水結合材比は 36 % である。

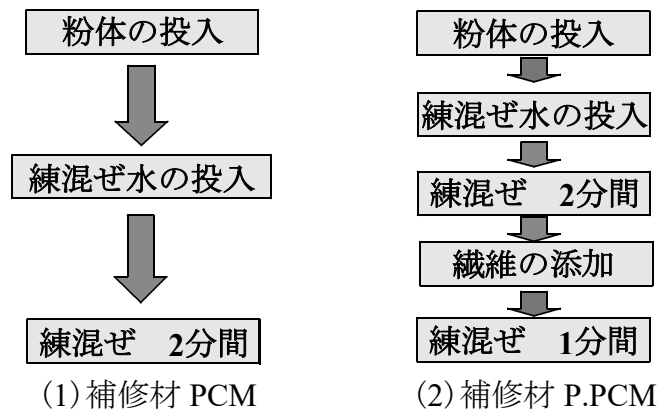
次に、本提案する補修材は乾燥収縮もしくは載荷による「ひび割れ」を抑制するために、繊維長 12mm の PVA 繊維（写真－ 3.4）を配合する。この補修材の名称を「PVA 繊維補強低弾性ポリマーセメントモルタル（Polyvinyl alcohol fiber reinforced low elasticity polymer cement mortar : P.PCM）」と称し、有機繊維を配合した低弾性の繊維補強セメントに細骨材を配合したモルタル材として性能を評価する。PVA 繊維の添加量は繊維の分散性、製造時の攪拌・混合性、打込み時の左官鏝仕上げ性および費用対効果などを踏まえて単位量 (kg/m³) 当たり 5kg とした。この 5kg の添加量は、添加量 (Vol %) と曲げ靱性係数の関係を示した図－ 3.1 において、添加量 1 % に相当する。ここで、配合を表－ 3.1 に併記する。水結合材比は 45 % である。なお、24 時間施工に用いる補修材についてはこれを基準に水結合材比を調整することを提案する。また、補修厚が 30 ～ 50mm 程度厚の場合は骨材規格 5mm ～ 15mm の碎石あるいは骨材最大寸法 8mm の小粒径骨材を混入したコンクリート材とすることが可能となる材料である。



写真－ 3.4 PVA 繊維(12mm)



図－ 3.1 添加量と曲げ靱性係数



図－ 3.2 練混ぜ手順

(2) 練混ぜ方法

従来から一般的に使用されている補修材 PCM および補修材 P.PCM の練混ぜ手順を図－ 3.2 に示す。

補修材 PCM の練混ぜ方法は図－ 3.2(1)に示すように、プレミックス粉体を攪拌しながら水を徐々に投入して練混ぜる。一方、補修材 P.PCM の練混ぜ方法は、図－ 3.2(2)に示すように繊維の分散性の向上を図るために、プレミックス粉体を攪拌しながら水を徐々に投入し、2分間の練混ぜ後に、繊維を添加して再度1分間の練混ぜを行う手法とする。

3.3.3 補修材の流動性および材料特性の評価

補修材 PCM および補修材 P.PCM の流動性および材料特性値について各種試験を行い、性能を評価する。

(1) 流動性

従来の補修材 PCM は充てんモルタルとして用いられていることから流動性の評価法は「充てんモルタルの流動性試験方法 (JSCE-F 541-1999)」により、J₁₄ 漏斗（上端内径 70mm，下端内径 14mm，高さ 392mm）を用いた流下時間から評価する。従来の補修材 PCM 流下時間は 9.2 秒であり、基準である 6～14 秒以内である。一方、補修材 P.PCM は左官用モルタルであることから流動性の評価は「ポリマーセメントモルタルの試験方法 (JIS A 1171) に準拠し、スランプコーン（上端内径 50mm，下端内径 100mm，高さ 150mm）から評価する。その結果、スランプの測定値は 45mm であり、左官用モルタルとしてのスランプが確保されている。よって、試験方法は異なるものの両補修材の作業性に問題は無いと考えられる。

(2) 硬化時間および圧縮強度

補修材 PCM および補修材 P.PCM の硬化時間と材齢ごとに計測した圧縮強度を表－ 3.2 に示す。また、材齢 28 日における静弾性係数について表－ 3.2 に併記した。

補修材 PCM の凝結時間は表－ 3.2 に示すように終結時間が 25 分であり、作業性としてハンドリングタイムが短い結果となった。また、初期強度発現性は材齢 2

表－ 3.2 補修材の発現強度

試験項目		PCM	P.PCM
凝結時間	始発	17min.	35min.
	終結	25min.	45min.
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

時間後の圧縮強度が 25.1N/mm²、材齢 4 時間後の圧縮強度は 52.3N/mm² であり、道示に規定する圧縮強度 24N/mm² を材齢 2 時間で満足し、この段階で部分補修法における防水工の着手が可能となる。一方、静弾性係数は材齢 28 日で 43.7kN/mm² となり、道示に規定する材齢 28 日の圧縮強度 24N/mm² の静弾性係数は 25.0kN/mm² と比較すると 1.72 倍である。さらに、RC 部材に使われるコンクリートの設計基準強度は 30N/mm² とするならば道示に示す静弾性係数は 28.0kN/mm² である。よって、静弾性係数が 28.0kN/mm² 以上であれば「高弾性」、以下であれば「低弾性」と定義する。よって、補修材 PCM は「高弾性」となる。一方、補修材 P.PCM の終結時間は 45 分であり、始発時間は 37 分であり、十分なハンドリングタイムを有し、従来の補修材 PCM に比して施工時間を長く確保できる。また、初期強度の発現性は材齢 2 時間で圧縮強度 19.1N/mm²、材齢 3 時間の圧縮強度は 24.5N/mm² であり、道示に規定する圧縮強度 24N/mm² を満足している。また、静弾性係数は 23.8N/mm² であり、補修材 PCM に比して 55% となり、また、既設床版の静弾性係数と概ね同程度以下であることから、本論文では「低弾性」と定義する。また、道示に規定するコンクリートの圧縮強度が材齢 3 時間で確保されていることから、従来の補修材 PCM と同様の施工が可能であると判断できる。

(3) 簡易断熱温度上昇試験

補修材 P.PCM および補修材 PCM は、超速硬性材料であるために打込み直後からの急速な水和反応によって温度が上昇し、ひび割れの発生が懸念される。そこで両者の発熱特性を簡易断熱温度上昇試験^{3.7)}、^{3.8)}により測定した。簡易断熱温度上昇試験では、それぞれの補修材を直径 10cm、高さ 20cm の円筒型枠に打込み、厚さ 10cm の発泡スチロールのボックスに入れ、断熱状態で打込み直後からの温度上昇を測定する。ここで、簡易断熱温度上昇試験状況を写真－ 3.5 に示す。また、本試験法による温度と時間 (hr) の関係は図－ 3.3 に示すように、補修材 PCM の打設後における温度と時間の関係は、打設直後から温度が急速に上昇し、約 1 時間後には 70℃ に達している。材齢 2 時間、すなわち防水工を施す時間では 68℃、材齢 4 時間後には 67℃ となり、時間の経過と同時に徐々に低下し、50 時間後には室内温度に近い温度まで低下した。一方、提案した補修材 P.PCM は打設後 10 分後から温度が上昇し、材齢 2 時間後で 60℃ に達している。この時点で補修



写真-3.5 簡易断熱温度上昇試験状況

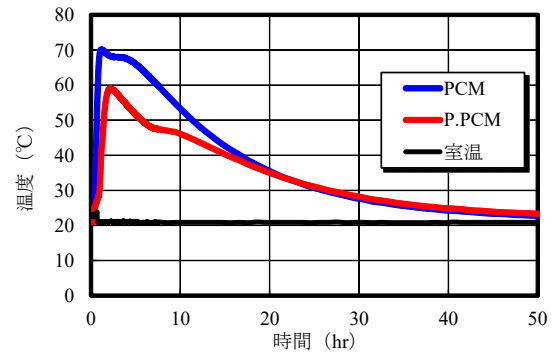


図-3.3 温度と時間(hr)の関係

材 PCM との温度差は 10 °C である。その後、材齢 4 時間では 55 °C に低下し、50 時間後には室内温度に近い温度まで低下している。よって、補修材 PCM に比して水和発熱速度が小さく、水和発熱による温度上昇率が低いことから温度ひび割れを抑制することが可能となると考えられる。

(4) 乾燥収縮率

補修材 PCM および補修材 P.PCM の乾燥収縮率の測定は「モルタル及びコンクリートの長さ変化測定方法 (JIS A 1129)」に準拠して行う。試験体は 40×40×160mm の型枠に、恒温室内で温度 23±2 °C で補修材を打設し、24 時間後に脱型し、相対湿度 60±5 % で静置する。乾燥収縮率は材齢ごとに計測した。ここで乾燥収縮率と時間 (日) の関係を図-3.4 に示す。

補修材 PCM の乾燥収縮率は図-3.4 に示すように、乾燥収縮率は材齢毎に材齢 3 日は -3.9×10^{-4} 、材齢 7 日 -4.9×10^{-4} 、材齢 14 日 -6.5×10^{-4} 、材齢 28 日 -7.5×10^{-4} となる。一方、補修材 P.PCM の乾燥収縮率は材齢 3 日が -0.4×10^{-4} であり、補修材 PCM の 10 % 程度となり、以降の材齢についても材齢 7 日 -1.4×10^{-4} 、材齢 14 日 -2.3×10^{-4} 、材齢 28 日が -3.3×10^{-4} であり、何れにしても補修材 PCM に比して乾燥収縮率が小さいことが確認された。この乾燥収縮率はひび割れ抵抗性に有効と考える。

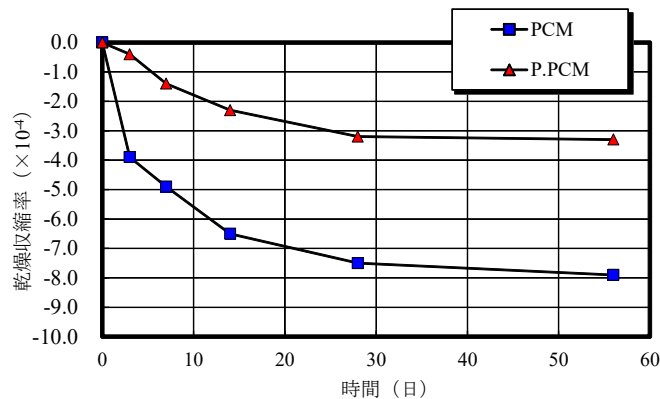
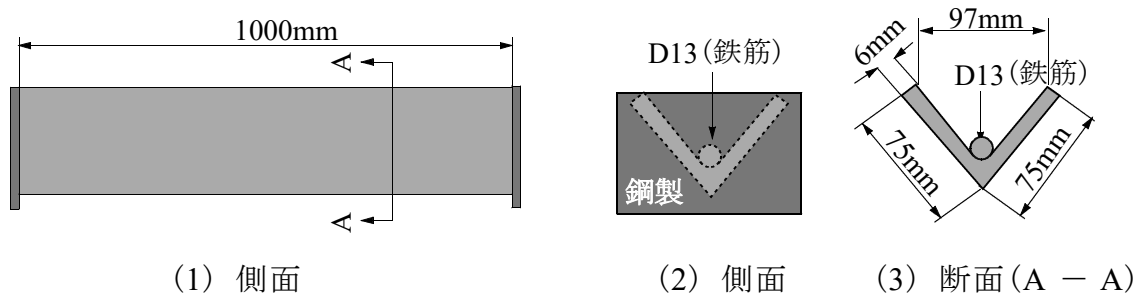


図-3.4 乾燥収縮率と時間(日)の関係



図－ 3.5 ひび割れ抵抗性に用いる型枠

(5) ひび割れ抵抗性試験

ひび割れ抵抗性は、NEXCO 試験法432「断面修復吹付けモルタルの試験方法」^{3.9)}に準拠する。ひび割れ抵抗性に用いる試験体の型枠寸法は図－ 3.5 に示す。鋼製の三角形型枠 (L75×75×6×1,000mm) の底面に鉄筋 D13 を溶接した型枠にモルタルを打ち込み、材齢 28 日におけるひび割れの発生の有無により評価する。その結果、材齢 28 日における補修材 P.PCM および補修材 PCM とともにひび割れの発生は見られない。

3.4 接着剤の必要性および要求性能

3.4.1 接着剤の必要性

RC 床版の上面補修法は、一般的に土砂化や脆弱したコンクリートをブレーカなどで衝撃を与えながら削り作業を行うことから、損傷を受けた RC 床版表面には微細なクラック (以後、マイクロクラックとする)^{3.10), 3.11)}が発生している。そこで、このマイクロクラックやひび割れ等の補修法として、コンクリート表面に発生している 0.05mm 前後のクラックに接着剤を浸透させ、骨材のはく離や既設 RC 床版の疲労によるひび割れなどを強固にする接着剤が必要となる。

一方、RC 床版の上面損傷は厚さ 20 ～ 30mm 程度の薄層補修であることから輪荷重走行により、補修界面で早期にはく離が生じている。ここで、補修界面のはく離状況を写真－ 3.6 に示す。



写真－ 3.6 界面のはく離

この RC 床版は補修・補強が数回行われ、劣化が著しく、撤去された床版である。写真－ 3.6 に示すように RC 床版の補修・補強時にはく離が発生している。したがって、床版上面損傷には耐久性が確保できる補修材および終局時まで補修界面の一体化を図る接着剤が必要となる。

以上のように、RC 床版の補修・補強法においては、施工時に発生する微細なひび割れ補修用の浸透性接着剤、および既設 RC 床版と補修材とを一体化させる付着用接着剤が必要となる。

3.4.2 接着剤に求められる性能

RC 床版の薄層補修法においては、ブレーカ等により衝撃を与えながらコンクリートの削り作業がおこなわれ、コンクリート表面にはマイクロクラックの発生が懸念される。そこで、このマイクロクラックの補修材として浸透性接着剤が必要となる。この接着剤の要求性能として 0.05mm 前後のひび割れに浸透し、8 時間施工においても使用可能な接着とする。また、コンクリート舗装における付着オーバーレイの付着強度は、NEXCO の増厚工法^{3.12)}では 1.0N/mm² 以上、空港舗装^{3.13)}では 1.6N/mm² 以上が規格とされていることから、本研究においては 1.6N/mm² 以上を確保できることを要求性能とする。

次に、鋼床版の疲労き裂対策としての鋼床版上 SFRC 舗装は、U型の縦リブを有する鋼床版の一形式において疲労き裂を低減させる工法で、剛性の異なるデッキプレートと鋼繊維補強コンクリート(Steel fiber reinforced concrete : SFRC)を長期にわたり一体化させる接着剤が用いられている。この補強法は、既設鋼床版デッキプレートの貫通き裂に対するストップホールや当て板補強やトラフリブの交換後、専用に開発された高耐久型土木用エポキシ樹脂接着剤^{3.14~3.19)}を塗布してから SFRC を打込み、また靱性や圧縮強度も大きな SFRC をデッキプレートと一体化することで、疲労が低減されることが報告されている^{3.20)~3.26)}。そこで、本提案する補修材と既設 RC 床版の付着面の一体性を高めるために、この付着界面に高耐久型土木用エポキシ樹脂接着剤(以下、付着用接着剤とする)と浸透性接着剤と併用する補修法を検討する。なお、付着用接着剤の要求性能としては、8 時間施工において 1.6N/mm² 以上確保され、十分な接着力が発揮できることが必要となる。

3.4.3 浸透性接着剤

(1) 材料特性値

マイクロクラックに充填する低粘度の接着剤には、上面損傷部の除去において用いられる切削機やブレーカの打撃・振動により既設床版に発生する 0.05mm 以下のマイクロクラックに充填し、打継ぎ界面となる切削面の強化を図ることを目的とした低粘度エポキシ樹脂接着剤(以下、浸透性接着剤とする)を用いる。

ここで、「浸透性接着剤」の材料試験結果を表－ 3.3 に示す。

(2) 浸透性接着剤の効果

ブレーカなどの打撃を伴う削り作業により発生するマイクロクラックに浸透性

表－ 3.3 浸透性接着剤の材料特性値

項目		浸透性接着剤	備考
外観	主剤	無色液状	異物混入無し
	硬化剤	無色液状	
混合比		10 : 3	重量比
硬化物比重		1.2	JIS K 7112
圧縮強度		104.4N/mm ²	JIS K 7181
圧縮弾性係数		3,172N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強さ		92.8N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強さ		58.2N/mm ²	JIS K 6850
コンクリート 付着強さ		2.6N/mm ²	JIS K 6909



写真－ 3.7 ひび割れ充填観察結果 (1mm/目盛り)

接着剤を刷毛塗りにより充填した場合について浸透状況を写真－ 3.7 に示す。

写真－ 3.7(1)の切断面では目視では内在するクラックを確認出来ないが、写真－ 3.7(2)では、骨材の背面やコンクリート内部に発生しているマイクロクラックに浸透性接着剤が充填されていることが確認できる。この評価方法は、コンクリートの微細構造の評価として蛍光エポキシ樹脂含浸法^{3.27)~3.28)}を適用した。この手法は浸透性接着剤の混合において、主材と硬化剤の混合攪拌時にエポキシ用蛍光塗料を主材の 2 %程度を添加することで、削り面に自然浸透した浸透性接着剤がクラック部に充填された状況を、エポキシ樹脂が硬化後の平板を切断・研磨してから紫外線を照射し、デジタル画像で観察を行う手法である。写真－ 3.7(3)は、ひび割れ損傷後、上面に浸透性接着剤を塗布した後のコア採取による結果であり。表面から深さ 60mm 付近や、骨材のはく離状況も確認できる。

3.4.4 付着用接着剤の効果

(1) 付着用接着剤の材料特性値

SFRC 上面増厚補強法において、増厚界面が早期にはく離している事例を踏まえ、付着界面のはく離を抑制し、新旧のコンクリートを一体化により耐疲労性を向上するため、床版上面を切削・研掃後の増厚界面に付着用接着剤を用いる。ここで、付着用接着剤の性能を表－ 3.4 に示す。

付着用接着剤の性能は表－ 3.4 に示すように、付着強度は 3.7N/mm² を有してい

表－3.4 付着用接着剤（高耐久型エポキシ接着剤）

項目	付着用接着剤		備考
外観	主剤	白色ペースト状	異物混入無し
	硬化剤	青色液状	
混合比	5 : 1		重量比
硬化物比重	1.42		JIS K 7112
圧縮強度	102.9N/mm ²		JIS K 7181
圧縮弾性係数	3,976N/mm ²		JIS K 7181
曲げ強さ	41.6N/mm ²		JIS K 7171
引張せん断強さ	14.9N/mm ²		JIS K 6850
コンクリート 付着強さ	3.7N/mm ² 以上 または母材破壊		JIS K 6909

表－3.5 母材コンクリートとの付着強度

補修材	接着剤	付着強度 (N/mm ²)	破断位置
PCM	無し	0.99	界面
	有り	1.92	母材
P.PCM	無し	1.65	母材
	有り	2.33	母材

る。ほとんどは母材コンクリートで引張破壊している。

(2) 付着用接着剤の効果

高耐久型接着剤および浸透性接着剤の併用による、既設床版コンクリートと補修材 PCM および補修材 P.PCM の付着強度を検証する。試験体は JIS A 5371 に準拠した寸法の無筋コンクリート平板を電動ブレーカで一様にチップング（以下、目荒しとする）を行ったものを用いた。ここでコンクリートの損傷面の再現としては特殊工具により一様なマイクロクラックの発生方法が報告されているが、本論文では小規模補修を想定して電動ブレーカを用いて目荒した。次に、補修材を厚さ 10mm で補修材を施工する。試験法は NEXCO の試験法 432「断面修復吹付けモルタルの試験方法」^{3.9)}に準拠し、材齢 7 日で付着強度の測定をする。なお、付着強度については、付着強度と破断面の位置で検証する。ここで、材齢 7 日の既設床版コンクリートとの付着強度を表－3.5 に示す。補修材 PCM の接着剤無しの付着強度は 0.99N/mm²、接着剤を用いた場合が 1.92N/mm²である。

一方、補修材 P.PCM の接着剤無しの付着強度は 1.65N/mm²、接着剤有り場合は 2.33N/mm² である。接着剤無しでは防水便覧に規定される付着強度 0.6N/mm² 以上を僅かに満足するが、接着剤有りの場合の方が十分な付着強度を確保している結果となった。

3.5 RC床版の薄層補修法における耐疲労性の評価

3.5.1 実験供試体に用いる補修モルタル

RC 床版の補修・補強法については、交通量の少ない地方部の道路橋と大都市圏や高速道路のような交通量の多い道路橋では損傷の形態だけではなく、交通規制など施工条件が異なる。例えば、首都圏においては早期の交通開放が要求され、工事に伴う交通規制開始から、切削工，補修・補強工，橋面防水工，アスファルト舗装工，そして，区画線工までの施工時間を 8 時間としている場合が多い。一方，交通量が少なく，迂回が可能な道路橋の補修工事では，24 時間施工から 1 週間程度の連続規制による施工となる場合が可能である。そこで，本実験においては 3.3 項で提案した 8 時間施工に用いる低弾性モルタルを基本に，24 時間施工に用いる低弾性補修材を提案する。よって，本実験に用いる補修材を以下に示す。

(1) 超速硬ポリマーセメントモルタルの配合

従来の RC 床版の上面補修における 8 時間施工に用いる補修材として，超速硬セメントを配合した補修材 PCM が使用されている。補修材料 PCM は，専用のプレミックス材であり，従来の床版の補修材として使用されている。なお，従来の補修材である超速硬ポリマーセメントモルタルの配合条件は表－ 3.1 に示してあるが，比較検討のために補修材 PCM の配合を表－ 3.6 に示す。

補修材 PCM は水結合比が 36 %とし，初期強度発現性は高い材料である。しかし，RC 床版の損傷箇所に薄層施工として用いた場合は，供用後の交通車輛(とくに重車輛走行)による割れやひび割れが発生し，再損傷と再補修が繰り返し施されてきた。しかし，現状においてはこの補修材を用いた補修法が一般的であることから，この補修材および補修法における性能を基準に，本提案する補修材および補修法の性能を評価するものとする。

(2) 超速硬繊維補強セメントモルタルおよびコンクリートの配合

本提案する超速硬繊維補強セメントモルタルは，従来の補修材 PCM を用いた薄層補修において早期に発生するひび割れなどの損傷を抑制し，耐疲労性が向上する配合条件とする。そこで，繊維長 12mm の高強度ビニロン繊維を配合した専用プレミックス材のセメント系材料を提案し，その名称を「PVA 繊維補強低弾性ポリマーセメントモルタル (以下，P.PCM とする)」とする。この低弾性モルタル材の配合条件は既に表－ 3.1 に示してあるが，交通量が少ない地方の道路橋の補修材とすることから，材齢 12 時間で道路橋示方書・同解説^{3,2)} (以下，道示とする) に規定する設計基準強度 24N/mm^2 以上を確保する条件とする。よって，施工時間を 24 時間以上に使用する補修材とする。この材料は，強度発現性や静弾性係数を低くするために水結合比を 48 %とした。その記号を補修材 P.PCM-48 とする。ここで，補修材 P.PCM-48 の配合条件を表－ 3.6 に示す。

一方，大都市圏や高速道路を対象とする 8 時間施工に用いる補修材は，既にその配合条件を表－ 3.1 に示してあるが，初期強度発現性を材齢 3 時間で，道示に規定するコンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 以上を確保する条件とする。この材料の水結合比は 45 %であることから補修材の名称を補修材 P.PCM-45 とする。

表－ 3.6 補修材 PCM, P.PCM および P.PCC の配合

項目	単位量(kg/m ³)				水結合比 (%)
	プレミックス粉体		繊維	水	
	結合剤	その他			
PCM	938	912	—	338	36
P.PCM-48	618	1232	5	296	48
P.PCM-45	618	1232	5	278	45
P.PCC-36	644	1409	5	234	36

ここで、新たに配合条件を表－ 3.6 に併記した。次に、補修厚が 30mm ～ 50mm の範囲においては耐疲労性の向上を図ることから骨材を配合したコンクリート材が用いられている。そこで、補修材 P.PCM-45 を基準に 5mm ～ 15mm の 6 号砕石を配合したコンクリート材を提案する。そこで、骨材を配合するために水結合材比を 36% とする。よって、超速硬繊維補強セメントモルタルに 6 号砕石を配合した材料を補修材 P.PCM-36 とする。ここで、補修材 P.PCM-36 の配合条件を表－ 3.6 に併記する。

3.5.2 補修モルタルの硬化時間および発現強度

高弾性補修材 PCM および低弾性補修材 P.PCM については表－ 3.2 に示しているが、補修材 P.PCM を 24 時間施工および 8 時間施工に用いる材料として分類したことから比較のために高弾性補修材 PCM, 低弾性補修材 P.PCM-48, 45 および低弾性 P.PCC-36 の硬化時間, 材齢ごとの圧縮強度および材齢 28 日における静弾性係数について表－ 3.7 に示す。

(1) 補修材 PCM および低弾性補修材 P.PCM-45

高弾性補修材 PCM および低弾性補修材 P.PCM-45 は、3.3 項で考察済みであるので、ここでは省略する。

(2) 補修材 P.PCM-48

24 時間以上の施工に用いる補修材 P.PCM-48 の性能は、凝結開始時間は 42 分、

表－ 3.7 補修材の発現強度および静弾性係数

試験項目		PCM	P.PCM-48	P.PCM-45	P.PCC-36
凝結時間	始発	17min.	42min.	35min.	45min
	終結	25min.	56min.	45min.	50min
圧縮強度	2時間	25.1N/mm ²	9.2N/mm ²	19.1N/mm ²	26.6N/mm ²
	3時間	45.2N/mm ²	17.3N/mm ²	24.5N/mm ²	27.4N/mm ²
	4時間	52.3N/mm ²	19.2N/mm ²	27.0N/mm ²	28.8N/mm ²
	6時間	—	21.2N/mm ²	—	37.8N/mm ²
	12時間	—	24.4N/mm ²	—	46.8N/mm ²
	28日	62.3N/mm ²	39.6N/mm ²	49.9N/mm ²	49.3N/mm ²
静弾性係数	28日	43.7kN/mm ²	22.6kN/mm ²	23.8kN/mm ²	28.8kN/mm ²

終結時間が 56 分であり、可使時間は 30 分以上であることから、従来の補修材 PCM に比して施工性が良いものと判断できる。また、初期強度発現性は、材齢 3 時間の圧縮強度は 17.3N/mm^2 である。材齢 12 時間後の圧縮強度は 24.4N/mm^2 である。よって、道示に規定する設計基準強度 24N/mm^2 以上を確保できるのは 12 時間後である。よって、補修材 P.PCM-48 を用いての補修は、補修材打設 12 時間後に道示に規定する設計基準強度が確保される。よって、その後の橋面防水工、舗装工を考慮すると 24 時間施工に用いる補修材となる。また、静弾性係数が材齢 28 日で 22.6kN/mm^2 となり、従来材料に比して 51 % である。よって、既設 RC 床版と概ね同程度あるいは以下の薄層補修となり、低弾性の補修材である。

(3) 補修材 P.PCC-36

8 時間施工に用いる補修材 P.PCC-36 の性能は、凝結開始時間は 45 分、終結時間が 50 分であり、可使時間が長いことから施工性が良い材料と判断できる。また、初期強度発現性は、材齢 3 時間の圧縮強度は 27.4N/mm^2 である。よって、橋面防水工、舗装工を考慮すると 8 時間施工に用いる補修材となる。また、静弾性係数が材齢 28 日で 28.8kN/mm^2 である。

以上のように、従来の高弾性の補修材 PCM 材および低弾性の補修材 P.PCM-45、P.PCC-36 は発現強度から 8 時間施工に用いる材料であり、低弾性の補修材 P.PCM-48 は 24 時間施工に用いる材料である。また、静弾性係数は従来の補修材 PCM に比して補修材 P.PCM-48、45 および P.PCC-36 は、既設 RC 床版の静弾性係数と同程度であると考えられ、低弾性の補修材と定義できる。さらに、可使時間が従来の PCM に対して 2 倍以上となり、施工性にも優れた材料である。

3.5.3 薄層補修法に用いる2種類の接着剤および補修法

RC 床版上面の薄層補修においては、一般的な施工法として、RC 床版の上面損傷箇所をウォータージェット (Water-jet method : 以下、WJ とする) やブレーカ等を用いた削り作業が行われている。WJ を用いた削り作業は設備が大掛かりとなり、費用も高額となることからブレーカを用いる削り作業が優先されている。しかし、打撃を伴うブレーカを使用した場合には、その衝撃により健全な既設床版にマイクロクラックを発生させ、新たな損傷原因となる。そこで本提案する薄層補修材を用いた補修法においては、ブレーカの使用により発生するマイクロクラックを補修し、コンクリート表面を強固にするために、低粘度の浸透性エポキシ樹脂接着剤を塗布する^{3,5)}。さらに、補修材と既設 RC 床版コンクリートとの付着性を高めるために付着用接着剤を重ねて塗布する補修法を提案する。

3.6 RC床版の使用材料および供試体寸法

3.6.1 供試体および実験概要

補修材 PCM および補修材 P.PCM-48、45 および P.PCC-36 を用いた RC 床版の上面補修法における補修効果および耐疲労性の評価に用いる RC 床版供試体は、

2002 年改訂の道示^{3.2)} に準拠し、3/5 モデルとする。本実験では RC 床版供試体と同一寸法を有する補修用床版を製作する。

実験では、RC 床版供試体と各補修した床版供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を実施し、RC 床版の破壊時における等価走行回数および破壊するまでサイクル補修した床版供試体について、等価走行回数の累積から補強効果および耐疲労性を評価する。

3.6.2 供試体材料

(1) 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、5mm ~ 20mm の砕石を使用した。コンクリートの配合を表- 3.8 に示す。また、鉄筋には SD295A D13 を使用した。コンクリートの圧縮強度および鉄筋の材料特性値を表- 3.9 に示す。

(2) 補修材の材料

従来の RC 床版の上面補修には表- 3.6 に示す超速硬セメントモルタル（補修材 PCM）が用いられている。一方、本提案する補修材には PVA 繊維を配合した表- 3.6 に示す補修材 P.PCM-48, 45 および補修材 P.PCC-36 を用いる。

補修材 PCM, 補修材 P.PCM-48, 45 および補修材 P.PCC-36 の材料特性値は表- 3.7 に示すとおりである。ここで、各補修材を用いて補修した供試体の名称を、それぞれ RC-PCM, RC-P.PCM48, RC-P.PCM45 および RC-P.PCC36 とする。

一方、道路橋 RC 床版の上面劣化に対する補強法には鋼繊維補強コンクリートで補強する SFRC 上面増厚補強が採用されているが、補修材 PCM を用いた補修法と同様に早期にはく離が生じることから、本提案する補修材 P.PCM および P.PCC を用いた補修法には既設 RC 床版と補修材との付着性を高めるために補修界面に 2 種類の接着剤を用いる。なお、接着剤の材料試験における特性値は表- 3.3, 3.4 に示した。

表- 3.8 RC 床版コンクリートの配合

スランブ (cm)	W/C (%)	s/a	単位量 (kg/m ³)				混和剤
			セメント(C)	水(W)	細骨材(S)	粗骨材(G)	高性能減水剤
8.0 ±2.5	53.0	45.0	302	160	803	1019	4.0

表- 3.9 材料特性値

供試体	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋 (SD295A, D13)		
		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
RC床版	35	377	511	200

3.6.3 供試体寸法および鉄筋配置

(1) RC 床版供試体

本供試体および補修供試体は道示に準拠し、その 3/5 モデルとする。ここで、RC 床版供試体の寸法を図－ 3.5 に示す。

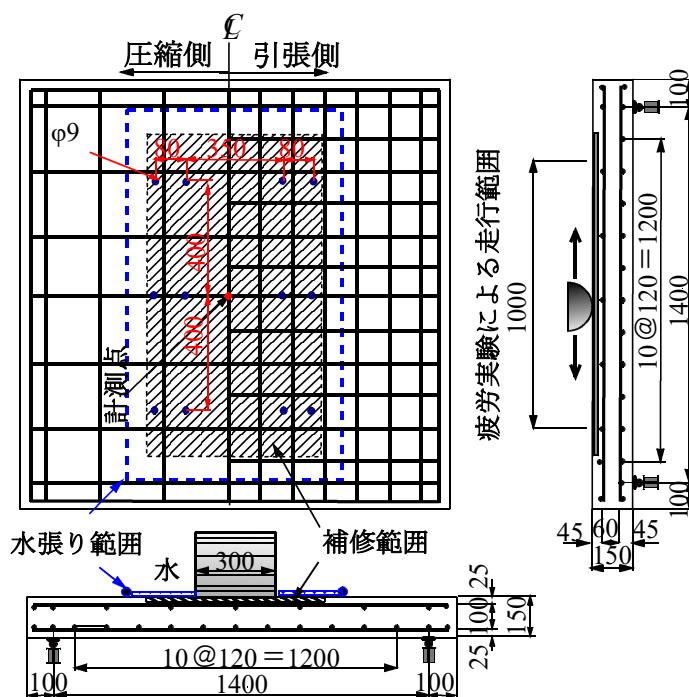
RC 床版供試体の寸法は全長 1,600mm，支間 1,400mm，床版厚 150mm，鉄筋は複鉄筋配置とし、引張側の軸直角方向および軸方向に D13 を 120mm 間隔で配置した。その有効高さは、それぞれ 125mm，105mm である。また、圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 を配置した。RC 床版供試体の記号を RC とする。

(2) 補修床版供試体

補修供試体の寸法は、RC 床版と同様に、軸直角方向 500mm，軸方向 1,200mm，深さ 18mm の範囲を補修する。ここで、補修範囲を図－ 3.6 に示す。

(3) 補修方法

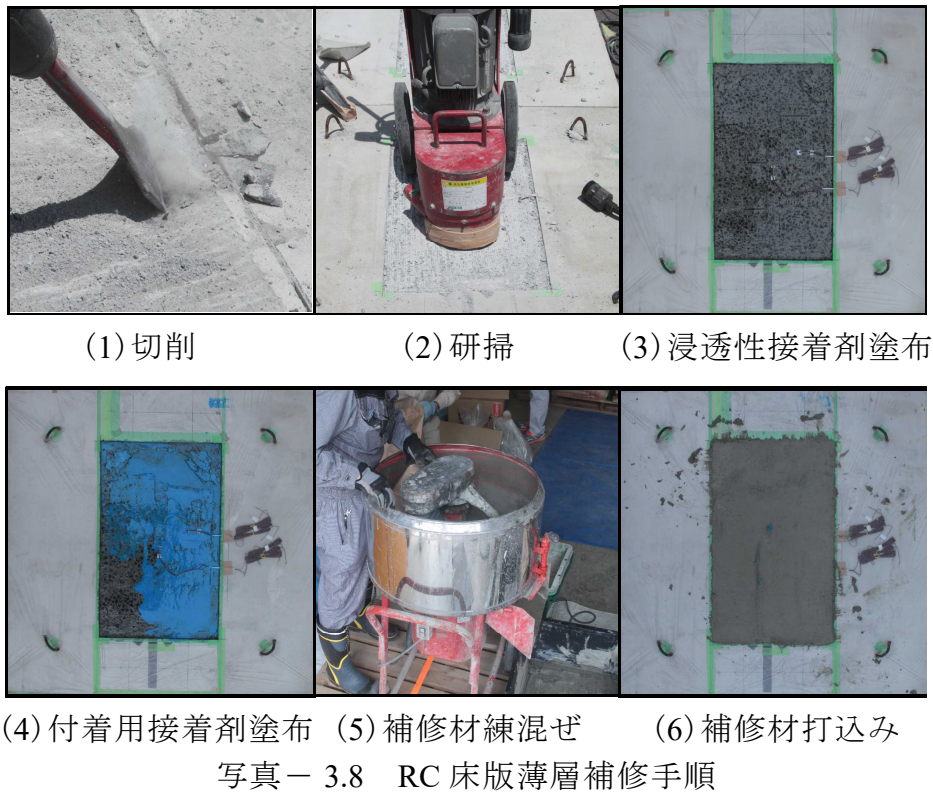
本実験供試体の補修範囲は図－ 3.5 に示すように、実験装置の輪荷重幅 300mm に対して幅 500mm，長さ 1,200mm の範囲を上面から 18mm 削る仕様とした。ここで、RC 床版薄層補修手順を写真－ 3.8 に示す。



図－ 3.6 供試体寸法および鉄筋配置

補修材 PCM を用いる供試体の補修法は写真－ 3.8 に示すように補修範囲をブレーカで削り (写真－ 3.6(1))，付着性を高めるために削り面を研掃する (写真－ 3.8 (2))。その後、補修材 PCM を打込み (写真－ 3.8(5),(6))，表面仕上げする。

次に、補修材 P.PCM-48，45 および P.PCC-36 を用いて補修する供試体も同様に補修範囲をブレーカで削り (写真－ 3.8(1))，研掃する (写真－ 3.8(2))。その後、



浸透性接着剤を塗布し（写真－ 3.8(3)），10 分程度養生する。この間に微細なひび割れに浸透性接着剤が上面より 30mm 程度浸透する。次に，付着用接着剤を平均 1.0mm 厚に相当する塗布量で塗布する（写真－ 3.8(4)）。この接着剤の硬化時間は 120 分程度であることから，実橋梁床版では，直ちに補修材 P.PCM あるいは P.PCC を練混ぜし（写真－ 3.8(5)），打込み（写真－ 3.8(6)），表面仕上げする。本実験においては，サイクル補修についての耐疲労性および補修回数についても検証することから，輪荷重走行疲労実験において，補修部が再劣化した後の再補修および再々補修は各供試体ともに上記に示した補修法を繰り返すものとする。

3.7 輪荷重走行疲労実験方法および等価走行回数

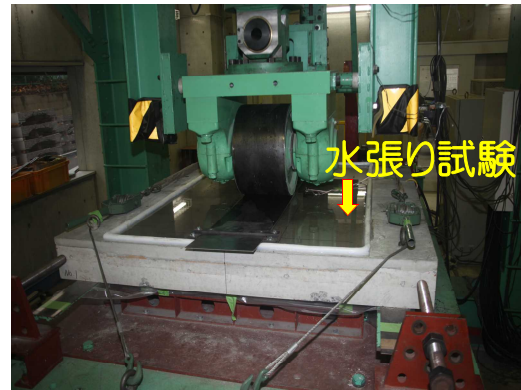
3.7.1 輪荷重走行疲労実験方法

輪荷重走行疲労実験は，RC 床版供試体，補修 RC 床版ともに幅 300mm の輪荷重を軸方向に 1,000mm の範囲を繰り返し走行させる実験である。ここで，輪荷重走行実験の状況を写真－ 3.9 に示す。次に，補修サイクルは乾燥状態で応力履歴を与え，次に湿潤状態すなわち水張り試験で 2 次補修まで実験を行う。最後は，乾燥状態で 3 次補修の実験を行う。ここで，補修サイクルを図－ 3.7 に示す。

輪荷重走行疲労実験における初期荷重は，RC 床版供試体および補修床版供試体ともに 100kN から走行を開始し，20,000 回走行ごとに荷重を 20kN ずつ増加する段階荷重載荷とする。各実験において輪荷重走行 1，10，100，1,000，5,000 回

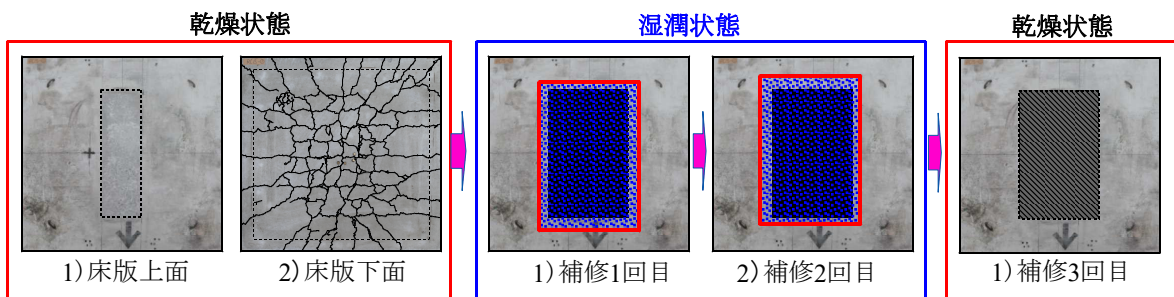


(1) 乾燥状態での実験



(2) 湿潤状態での実験

写真－ 3.9 輪荷重走行疲労実験



図－ 3.7 補修サイクル

および 5,000 回以降は 5,000 回走行ごとにたわみを計測する。

実橋における RC 床版は雨水の浸透により損傷が著しくなることから、本実験においても補修範囲に水張りをして実験を行うものとする。よって、水張り範囲として幅 600mm、長さ 1,200mm の範囲に枠を設け、常時水張りにて試験を行う。さらに、補修界面まで $\phi 9\text{mm}$ の孔を数カ所設け、水の浸入によるはく離を確認する。ここで、水張りの範囲を図－ 3.6 に併記した。

3.7.2 補修床版供試体の補修時期

道路橋 RC 床版の予防保全型維持管理計画における補修・補強時期は、損傷が軽微な段階、すなわち劣化過程が進展期において補修を繰り返し、長寿命化を図るものである。これは、橋梁点検において目視で判定された劣化過程を基に、補修時期を決めている。一方、阿部ら^{3.29)}、^{3.30)}は床版たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点を補修・補強時期として提案している。また、たわみに関する RC 床版の損傷グレードとの関係について、中谷ら^{3.31)}は 1964 年改訂道示に準拠して製作した RC 床版供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、たわみが床版支間 L の $1/417$ で損傷グレードⅢ、すなわち進展期に相当するとしている。

本実験における補修サイクルは図－ 3.7 に示すように、RC 床版たわみが床版支

間 L の $1/400$ に達した時点で補修を施すものとする。なお、補修効果を検証することから供試体 RC-PCM および供試体 RC-P.PCM48, RC-P.PCM45 の床版は全て同じ走行回数で補修を施すものとする。なお、供試体 RC-P.PCC36 は製作年月日が異なることからたわみが床版支間 L の $1/400$ に達する時点まで輪荷重走行疲労実験を行う。

次に、補修後の再劣化に対する補修時期については、輪荷重走行疲労試験において輪荷重が走行しにくいほどのスケーリングが見られた時点、および床版のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点および輪荷重走行により走行面の凹凸が著しくなった時点で再補修するものとする。よって、補修床版においては再損傷および再々損傷に対する補修を行い、破壊するまで補修を施し、等価走行回数の累積から本提案する補修材および補修法に対する実用性を評価する。

3.7.3 走行疲労実験における等価走行回数

本実験における輪荷重走行疲労実験は、20,000 回ごとに荷重を増加する段階荷重重載荷としたことから、等価走行回数を算出して耐疲労性を評価する。等価走行回数は、マイナー則に従うと仮定すると式(3.1)で与えられる。なお、式(3.1)における基準荷重 P は設計活荷重の $3/5$ に安全率 1.2 を考慮した 72kN として等価走行回数を算出する。S-N 曲線の傾きの逆数 m の絶対値には松井らが提案する 12.7 を適用する^{3.32), 3.33)}。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i/P)^m \times n_i \quad (3.1)$$

ここで、 P_i : 載荷荷重 (kN), P : 基準荷重 (= 72kN), n_i : 実験走行回数 (回), m : S-N 曲線の傾きの絶対値の逆数 (= 12.7)

3.8 実験結果および考察

3.8.1 等価走行回数

RC 床版および補修 RC 床版の等価走行回数を表-3.10 に示す。玉越ら^{3.34)} は、疲労破壊に至る走行回数と N_f と累積される荷重の走行回数 N_D の比を疲労損傷度 D ($= N_D/N_f$) とし、劣化過程が潜伏期の範囲を $D = 0.1 \sim 0.2$, 進展期が $D = 0.2 \sim 0.5$, 加速期 $D = 0.5 \sim 0.8$, 劣化期は $D = 0.8 \sim 1.0$ として区分している。そこで、たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数から累積損傷度 D を算定し、劣化過程を示す。

(1) RC 床版供試体 RC

RC 床版供試体 RC の破壊時の等価走行回数は 14.391×10^6 回である。この等価走行回数を基準に補修床版の劣化過程、補修効果および耐疲労性を評価する。

(2) 補修材 PCM を用いた床版供試体 RC-PCM

RC 床版のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点、すなわちたわみが 3.5mm

表－ 3.10 等価走行回数および補強等価走行回数

供試体	RC床版	1次補修 (湿潤状態)		2次補修 (湿潤状態)		3次補修 (乾燥状態)		補修合計		3次補修 までの合計	
		等価走行 回数	補修 効果	等価走行 回数	補修 効果	等価走行 回数	補修 効果	等価走行 回数	補修 効果	等価走行 回数	補修 効果
RC	14,391,598	—	—	—	—	—	—	—	—	14,391,598	—
RC-PCM	7,865,598	1,685,974	—	1,621,127	—	1,556,280	—	4,863,381	—	12,728,979	0.9
RC-P.PCM48	7,865,598	2,160,639	1.3	2,010,198	1.2	1,859,757	1.2	6,030,594	1.2	13,896,192	1.0
RC-P.PCM45	7,865,598	3,685,775	2.2	3,250,670	2.0	2,815,565	1.5	9,752,010	2.0	17,617,608	1.2
RC.P.PCC36	7,208,729	3,678,535	2.2	6,140,834	3.8	—	—	9,819,369	2.0	17,028,098	1.2

に達した時点の等価走行回数は 7.865×10^6 回である。ここで、玉越らによる累積損傷度 D を算出すると $0.55 (= N_{D(1/400)}/N_{f,RC} = 7.865 \times 10^6 / 14.39 \times 10^6)$ であり、劣化過程は加速期（前期）に相当する損傷である。ここで、補修材 PCM を用いて、従来型の補修で 1 サイクル目の補修を行い、輪荷重走行疲労実験を実施した。再損傷した時点の等価走行回数は 1.685×10^6 回である。ここで、2 サイクル目の補修を施し、再度疲労試験を行い、再々損傷した時点の等価走行回数は 1.621×10^6 回である。この時点でひび割れの進展やたわみが床版支間 L の $1/400$ を越え、加速期（前期）に相当することから、本来は補強を施す必要がある。

そこで、3 サイクル目の補修の実験は補修面を乾燥状態で輪荷重走行実験を実施した。乾燥状態における等価走行回数は 1.556×10^6 回で押抜きせん断破壊となった。乾燥状態での実験は湿潤状態の 0.96 倍の等価走行回数であり、防水工を施すことで耐疲労性が大幅に向上する結果となった。破壊時までの累積等価走行回数は 21.665×10^6 回であり、RC 床版の 0.9 倍の補修効果が得られた。

(3) 補修材 P.PCM-48 材を用いた床版供試体 RC-P.PCM48

供試体 RC-PCM と同様に等価走行回数は 7.865×10^6 で中断し、疲労損傷を与えた後に、補修材 P.PCM-48 材を用いて接着剤塗布型上面補修を行い、輪荷重走行疲労試験を実施した。1 サイクル目の等価走行回数は 2.160×10^6 回であり、従来の補修材および補修法を施した供試体 RC-PCM の 1.3 倍の補修効果が得られた。2 サイクル目の等価走行回数は 2.010×10^6 回である。この時点で損傷が加速期（前期）に相当することから 3 サイクル目の走行疲労実験は乾燥状態で実験行った。3 サイクル目の等価走行回数は 1.859×10^6 回であり、従来の補修材および補強法を用いた供試体 RC-PCM の 1.2 倍である。また、累積等価走行回数は 13.896×10^6 回で、RC 床版の 1.00 倍であり、供試体 RC-PCM とほぼ同等となった。

(4) 補修材 P.PCM-45 材を用いた床版供試体 RC-P.PCM45

等価走行回数は 7.865×10^6 回まで疲労試験を行い、疲労損傷を与え、その後、1 サイクル目の補修を行い、輪荷重走行疲労実験を実施した。1 サイクル目の等価走行回数は 3.685×10^6 回であり、従来の補修材および補修法を行なった供試体 RC-PCM の 2.2 倍の補修効果が得られた。2 サイクル目の等価走行回数は

3.250×10⁶ 回であり、供試体 RC-PCM の 2.0 倍である。3 サイクル目は乾燥状態で実験を行ない、等価走行回数は 2.815×10⁶ 回である。破壊時までの累積等価走行回数は 17.617×10⁶ 回となり、RC 床版の 1.2 倍の補強効果が得られた。また、供試体 RC-PCM に比して 1.4 倍の補強効果が得られた。

(5) 補修材 P.PCC-36 材を用いた床版供試体 RC-P.PCC36

未損傷 RC 床版を用いてたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数は 7.208×10⁶ 回である。その後、補修材 P.PCC-36 を用いて 2 種類の接着剤塗布後、上面補修を施し、輪荷重疲労試験を実施した。1 サイクル目補修では補修面の凹凸が著しくなり、実験を中断した。補修後の等価走行回数は 3.678×10⁶ 回であり、補修材 P.PCM-45 を用いた床版供試体 RC-P.PCM45 とほぼ同等な補修効果が得られた。ここで、2 次補修を施し、2 サイクル目の輪荷重走行疲労実験を行った。水張り試験を行ったがたわみが床版支間 L の 1/400 に達した後も、実験が可能であり、破壊に至るまで疲労試験を実施した。2 サイクル目の等価走行回数は 6.140×10⁶ 回である。2 サイクル目の等価走行回数は補修材 P.PCM-45 を用いた供試体 RC-P.PCM45 の 3.8 倍の補修効果が得られた。したがって、骨材を配合することで路面に異常が見られず、耐疲労性が向上する結果が得られた。また、2 次補修までの累積等価走行回数を比較すると供試体 RC-P.PCC36 は 17.028×10⁶ 回、供試体 RC-P.PCM45 は 14.802×10⁶ 回であり、骨材を配合することで 1.15 倍の補修効果がえられた。よって、本提案する繊維補強コンクリート (FRC) である、補修材 P.PCC-36 は 30mm ~ 50mm 厚の補修材として実用性が得られる材料であると考えられる。

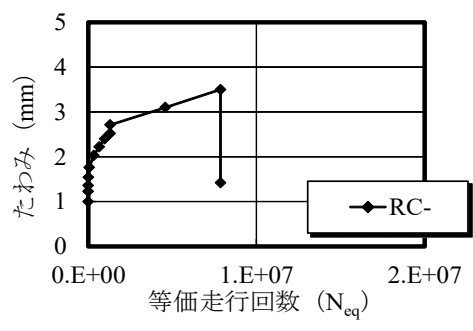
以上より、本実験においては従来型の補修材を用いた補強法および本提案する補強材および接着剤を用いた補修法においても、2 サイクルまで補修が可能であると考えられるが、この時点では損傷も累積され、床版のたわみが大きくなることからたわみの増加を抑制する補強対策が必要となると考える。

3.8.2 補修床版のたわみと損傷状況・破壊状況の関係

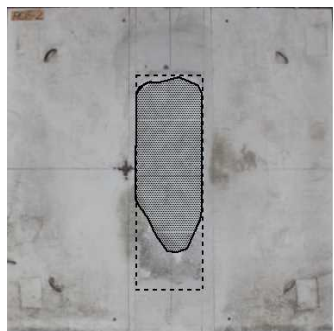
(1) 補修材 PCM 用いた床版 (RC-PCM)

補修材 PCM を用いて補修した供試体 RC-PCM のたわみと等価走行回数の関係および補修床版の損傷状況を図-3.8 に示す。

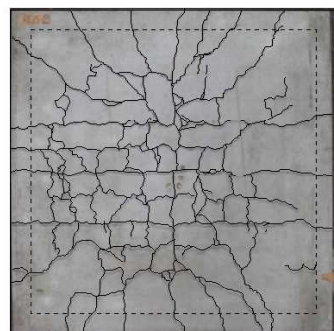
RC 床版供試体に輪荷重走行疲労実験で、たわみが床版支間 L の 1/400 達した時点、すなわち 3.5mm に達した時点の等価走行回数による 7.865×10⁶ 回である。ここで、たわみが 3.5mm に達した時点のたわみと等価走行回数の関係を図-3.8(1), 1)に示す。荷重除荷時の残留たわみは 1.42mm である。この時点の損傷状況は図-3.8(1), 2), 3)に示すように、上面の輪荷重走行範囲に輪荷重の支圧による損傷が見られるが貫通ひび割れは見られない。下面には 0.2mm 以下のひび割れが 2 方向に発生している。ここで、床版上面を 18mm 切削・研掃し、補修材 PCM で 1 サイクル目の上面補修し、輪荷重走行疲労実験を行った。



1) たわみ

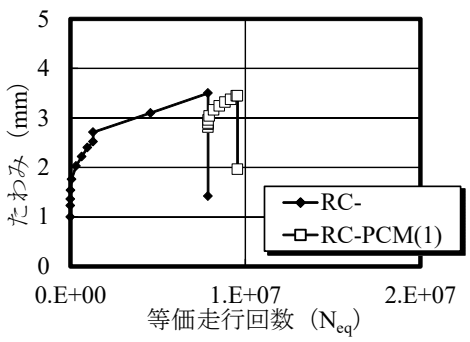


2) 上面ひび割れ

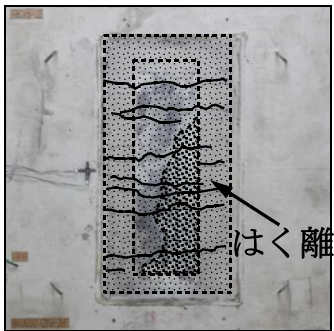


3) 下面ひび割れ

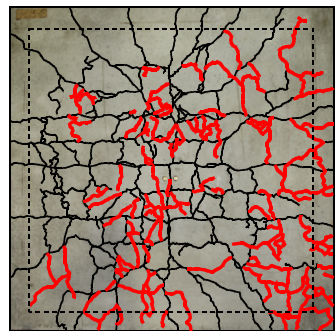
(1) たわみが床版支間の 1/400



1) たわみ

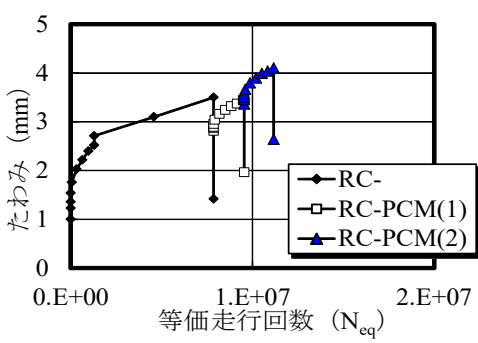


2) 上面ひび割れ

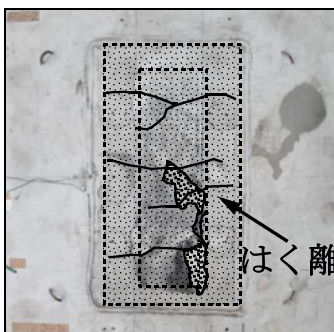


3) 下面ひび割れ

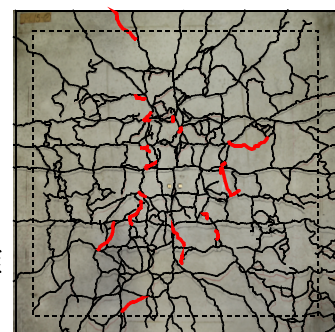
(2) 1 サイクル



1) たわみ

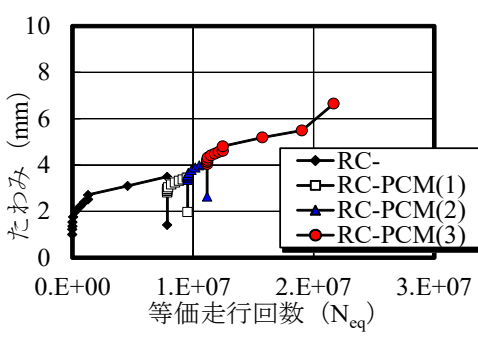


2) 上面ひび割れ

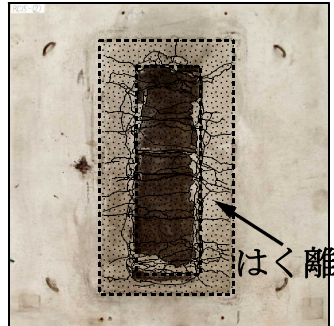


3) 下面ひび割れ

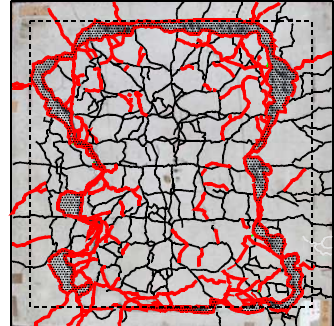
(3) 2 サイクル



1) たわみ



2) 上面ひび割れ



3) 下面ひび割れ

(4) 3 サイクル

図- 3.8 各サイクルごとの供試体 RC-PCM のたわみと損傷状況の関係

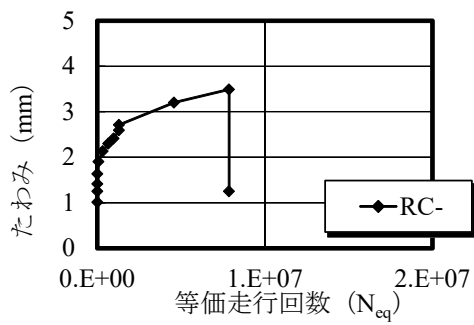
1 サイクル補修後のたわみと等価走行回数の関係は図－ 3.8(2), 1)に示す。損傷が顕在化した時点の等価走行回数の累積は 9.55×10^6 回、たわみは 3.45mm、残留たわみ 1.96mm である。次に、損傷状況は図－ 3.8(2), 2), 3)に示すように、床版上面には、水の影響により、ノロが溶出し、部分的なスケーリングが見られる。また、軸直角方向にひび割れが発生している。補修部分の一部に補修界面まで $\phi 9\text{mm}$ の孔を設け、水の浸入状況からはく離状況を確認した結果、補修部は全面にはく離に至っている。床版下面には新たなひび割れが 2 方向に進展し、一部に 0.2mm 以上のひび割れも見られる。この時点で目視の点検では加速期（前期）に相当する損傷である。ここで、2 サイクル目の補修を施し、輪荷重走行疲労実験を実施し、再々損傷が生じた時点で実験を中断した。

2 サイクル目のたわみと等価走行回数の関係を図－ 3.8(3), 1)に示す。この時点の累積等価走行回数は 11.172×10^6 回、たわみは 4.1mm、であり、床版支間 L の $1/341$ であり、加速期（前期）に相当し、たわみを抑制するための補強対策が必要となる。また、残留たわみは 2.6mm である。次に、損傷状況は図－ 3.8(3), 2), 3)に示すように、水張りの影響により走行位置にノロの溶出によるスケーリングが著しい。また、軸直角方向にひび割れが発生している。下面には新たなひび割れが 2 方向にわずかに進展しているが、一部に 0.2mm を越えているひび割れも見られる。本来ならばこの時点で補強対策を講じる必要があるが、本実験では 3 サイクル目の補修を施し、橋面防水工が施されていることを想定して、乾燥状態で疲労実験を行なった。

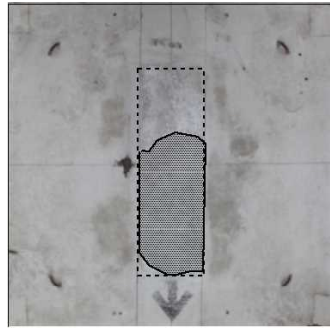
3 サイクル目の補修におけるたわみと等価走行回数およびたわみと等価走行回数の関係を図－ 3.8(4), 1)に示す。等価走行回数は 1.556×10^6 回であり、湿潤状態と比較すると約 1.0 倍となった。よって、乾燥状態の優位性より残留たわみの累積が耐疲労性に大きく影響する結果となった。累積等価走行回数は 12.728×10^6 、累積たわみは 6.55mm である。次に、破壊時の損傷状況は図－ 3.8(3), 2), 3)に示すように、上面には割れが生じると同時に軸直角方向のひび割れが多く発生している。なお、乾燥状態で実験したことから走行面にノロの発生やスケーリングが見られない。はく離は全面に及んでいる。また、床版下面には 2 方向のひび割れの進展と押抜きせん断破壊に伴うはく離が見られた。よって、補修材 PCM は材料特性値に見られるように静弾性係数が高い材料であることから、割れが発生し、また、はく離も早期に発生する材料および補修法であると考えられる。

(2) 補修材 P.PCM-48 材を用いた床版 (RC-P.PCM48)

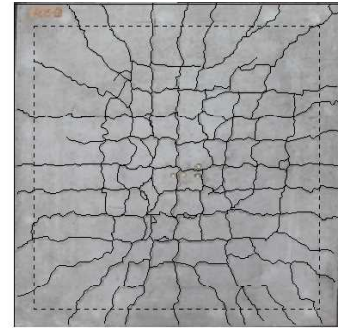
補修材 P.PCM-48 を用いて接着剤塗布型補修した RC 床版供試体 RC-P.PCM48 の、輪荷重走行疲労実験における等価走行回数は供試体 RC-U36 と同様に 7.865×10^6 回まで走行させた。たわみが 3.5mm に達するまでのたわみと等価走行回数の関係を図－ 3.9(1), 1)に示す。供試体 RC-P.PCM48 の等価走行回数は 7.865×10^6 回、たわみは 3.49mm、残留たわみは 1.25mm である。また、ひび割れ



1) たわみ

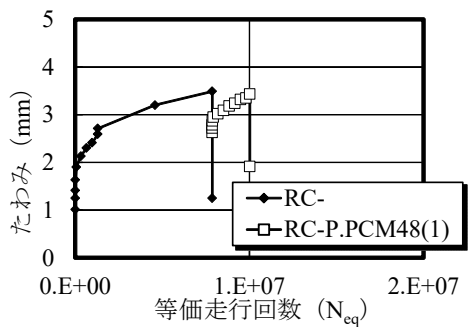


2) 上面ひび割れ

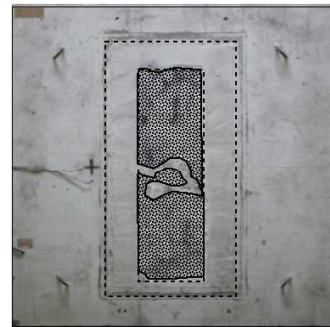


3) 下面ひび割れ

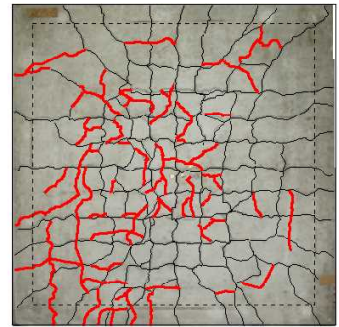
(1) たわみが床版支間 L の 1/400



1) たわみ

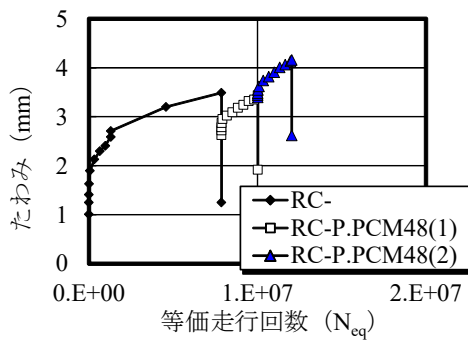


2) 上面ひび割れ

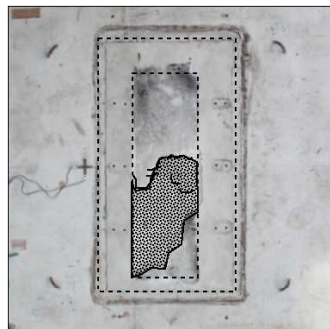


3) 下面ひび割れ

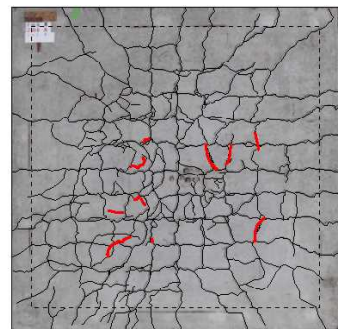
(2) 1 サイクル



1) たわみ

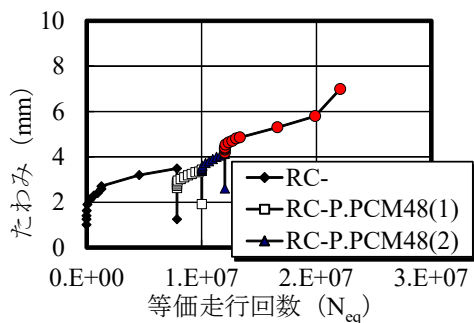


2) 上面ひび割れ

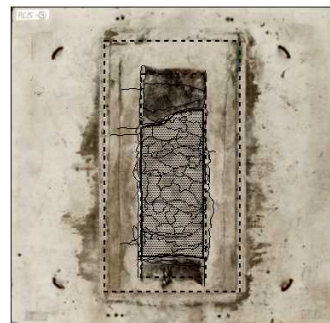


3) 下面ひび割れ

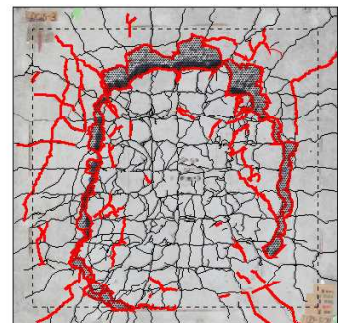
(3) 2 サイクル



1) たわみ



2) 上面ひび割れ



3) 下面ひび割れ

(4) 3 サイクル

図- 3.9 各サイクルごとの供試体 RC-P.PCM48 のたわみと損傷状況の関係

状況は図－ 3.9(1), 2), 3)に示すように、上面は部分的の損傷が生じ、下面には 2 方向に発生している。ここで、補修材 P.PCM-48 を用いて 1 サイクル目の上面補修を施し、輪荷重走行疲労実験を行い、床版上面に再損傷が見られた時点で実験を中断した。

1 サイクル後のたわみと等価走行回数の関係は図－ 3.9(2),1)に示す。1 サイクル後の等価走行回数の累積は 10.02×10^6 回、たわみは 3.45mm、残留たわみ 1.92mm である。損傷状況は図－ 3.9(2), 2), 3)に示すように、上面には水張りの影響によりノロが溶出し、走行面にスケーリングが見られる。下面には新たなひび割れが 2 方向に進展し、この時点で目視の点検による劣化過程は進展期に相当する損傷である。ここで、2 サイクル目の補修を施し、輪荷重走行疲労実験を実施し、再々損傷が生じた時点で実験を中断した。

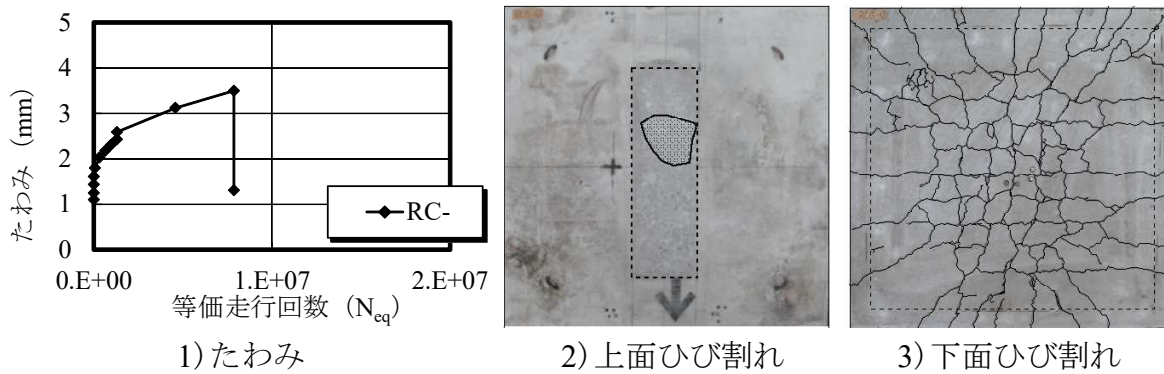
2 サイクル後のたわみと等価走行回数の関係は図－ 3.9(3), 1)に示す。2 サイクル後の等価走行回数の累積は 12.036×10^6 回、たわみは 4.2mm、残留たわみは 2.61mm である。損傷状況は図－ 3.9(3), 2), 3)に示すように、上面にはノロが溶出し、走行面にスケーリングが見られる。下面には新たなひび割れがわずかに進展しているが、0.2mm 以上のひび割れが見られた。この時点のたわみが床版支間 L の $1/333$ であることから、たわみの増加を抑制するための補強対策が必要となるが、ここで、3 サイクル目の補修を施した。実験は補修材 PCM の供試体と同様に乾燥状態で実験を実施した。

3 サイクル目の補修におけるたわみと等価走行回数の関係を図－ 3.9(4), 1)に示す。3 サイクル目の等価走行回数は 1.859×10^6 回であり、湿潤状態と比較すると約 0.9 倍となり、2 サイクルまでの残留たわみによる変形の増大が大きく影響する結果となった。等価走行回数の累積は 13.896×10^6 、たわみの累積は 7.00mm である。破壊時の損傷状況は図－ 3.9(3), 2), 3)に示すように、床版上面は輪荷重走行によるひび割れと、輪荷重走行による部分的な支圧と摩耗によりコンクリートの粉体が発生しているが割れは見られない。この支圧による表面の損耗は本補修材の要求性能の 1 つでもある静弾性係数を 22.6N/mm^2 に抑え、補修材 PCM の 50 %程度とかなり低いために表層部が粉体となったものと考えられる。また、下面は 2 方向のひび割れの進展と押抜きせん断破壊に伴うはく離が見られた。よって、補修材 P.PCM-48 は材料特性値に見られるように、打設後 12 時間で強度が設計基準に達することから、施工時間の制約を 24 時間以内とすることを想定したものである。また、部分補修においても橋面防水工を施すことで寿命化が図られると考えられる。

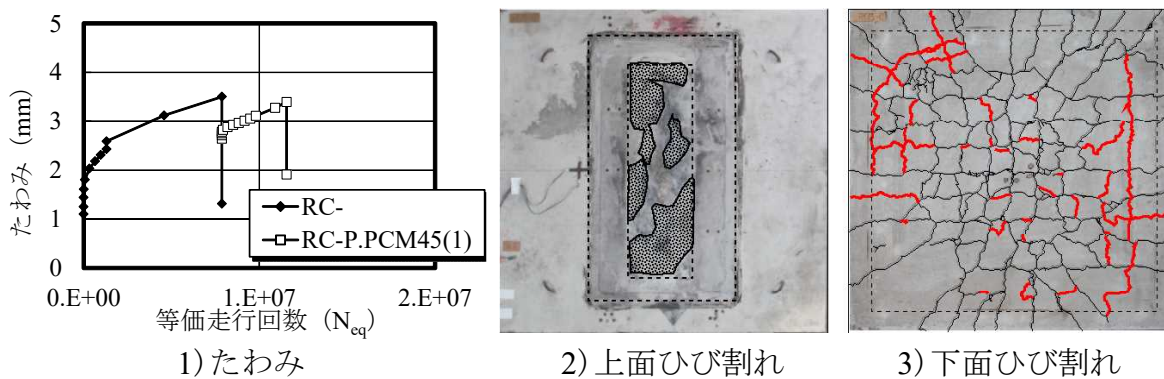
(3) 補修材 P.PCM-45 材を用いた床版 (RC-P.PCM45)

補修材 P.PCM-45 を用いて補修する RC 床版供試体 RC-P.PCM45 のたわみと等価走行回数の関係およびひび割れ状況を図－ 3.10 に示す。

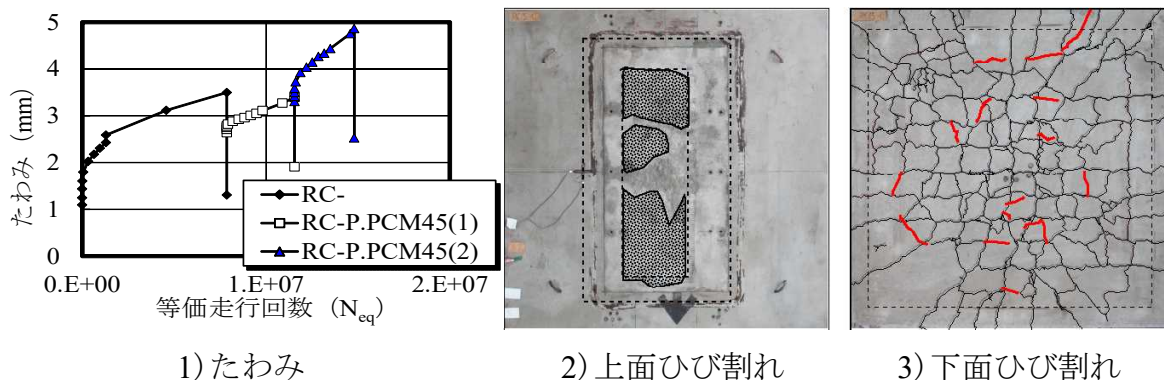
等価走行回数 7.865×10^6 回の時点たわみと等価走行回数の関係は図－ 3.10(1), 1)



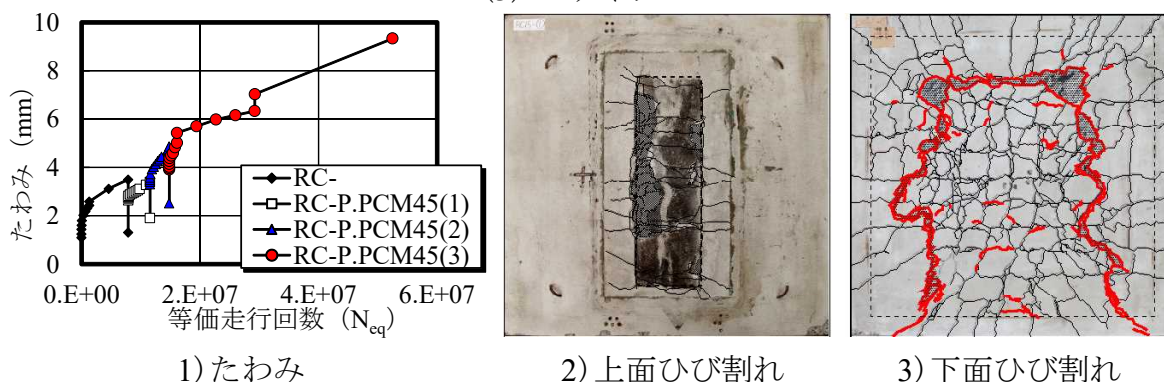
(1) たわみが床版支間 L の 1/400



(2) 1 サイクル



(3) 2 サイクル



(4) 3 サイクル

図- 3.10 各サイクルごとの供試体 RC-P.PCM45 のたわみと損傷状況の関係

に示すように、たわみは 3.50mm、残留たわみは 1.31mm である。また、損傷状況は図－ 3.10(1), 2), 3)に示すように、上面のひび割れ状況は一部に輪荷重走行による支圧によりコンクリートの粉体が発生している。床版下面には 0.2mm 以下のひび割れが 2 方向に発生している。ここで、1 サイクル目の補修を行い、輪荷重走行疲労実験を実施した。

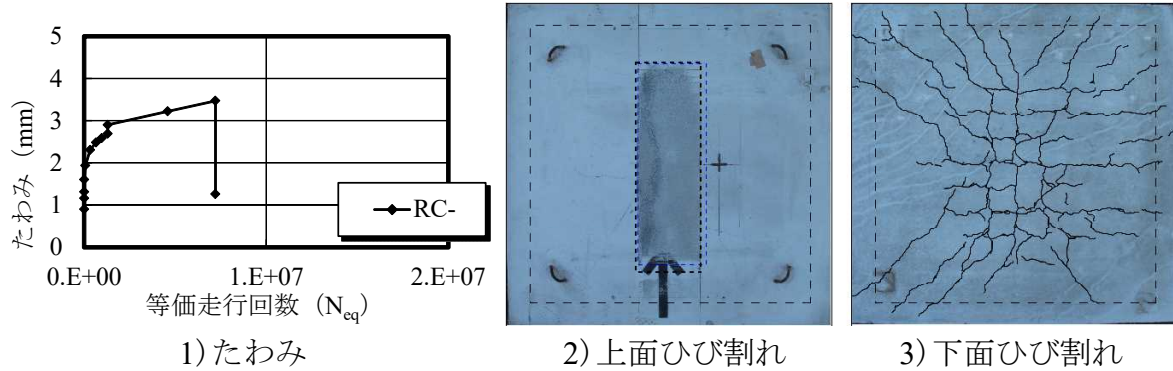
1 サイクル目のたわみと等価走行回数との関係は図－ 3.10(2), 1)に示すように再損傷に至った時点の等価走行回数の累積は 11.551×10^6 回、たわみは 3.4mm、残留たわみは 1.9mm である。損傷状況は図－ 3.10(2), 2), 3)に示すように、床版上面は水張りの影響によりノロが発生し、スケーリングしている。下面には新たなひび割れが進展している。この時点の劣化過程は進展期に相当する損傷である。ここで、2 サイクル目の補修を行い、疲労試験を実施する。

2 サイクル目のたわみと等価走行回数との関係は図－ 3.10(3), 1)に示すように、再々損傷を受けた時点の累積等価走行回数は 14.802×10^6 回、たわみは 4.87mm、残留たわみは 2.53mm である。床版支間 L の 1/287 であり、加速期後期に相当する。2 サイクル目の補修後の損傷状況は、図－ 3.10(3), 2), 3)に示すように床版上面は水張りの影響により走行面に骨材の露出やスケーリングが発生している。下面のひび割れ状況は 0.2mm 程度の 2 方向のひび割れが発生し、新たなひび割れの進展も見られる。ここで、たわみと等価走行回数との関係に見られるようにたわみが大きくなり、本来なら補強法が必要となる。しかし、本実験では 3 サイクル補修後は乾燥状態で疲労実験を実施した。

3 サイクル目の補修におけるたわみと等価走行回数およびたわみと等価走行回数との関係を図－ 3.10(4), 1)に示す。3 サイクル目の等価走行回数は 2.815×10^6 回であり、湿潤状態と比較すると約 0.9 倍となった。よって、乾燥状態においても残留たわみの累積が耐疲労性に大きく影響する結果となった。破壊時のたわみの累積は 9.0mm である。次に、破壊時の損傷状況は図－ 3.10(4), 2), 3)に示すように、軸直角方向のひび割れの発生とスケーリングが見られる。また、下面には押抜きせん断破壊に起因するはく離が発生している。よって、8 時間施工を可能とする補修材 P.PCM-45 は、水張りの影響を受けても補修界面にはく離は見られなく、また、従来の補修材 PCM に見られる割れも発生しないことから、輪荷重走行実験においては耐疲労性が向上する結果が得られた。なお、本補修材 P.PCM-45 を用いて上面補修する場合においても橋面防水工を施す必要がある。

(4) 補修材 P.PCC-36 材を用いた床版 (RC-P.PCC36)

補修材 P.PCC-36 を用いて補修する RC 床版供試体 RC-P.PCC36 に輪荷重走行疲労実験でのたわみと等価走行回数との関係および損傷状況を図－ 3.11 に示す。等価走行回数 7.208×10^6 回の時点のたわみと等価走行回数との関係は図－ 3.11(1), 1)に示すように 3.47mm、残留たわみは 1.26mm である。損傷状況は、図－ 3.11(1), 2), 3)に示すように、上面にはほとんど損傷が見られない。また、下面は 2 方向のひび

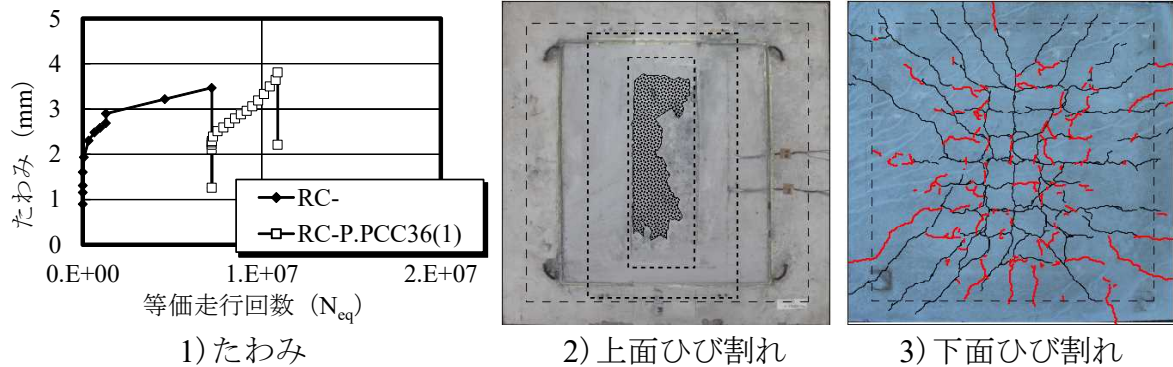


1) たわみ

2) 上面ひび割れ

3) 下面ひび割れ

(1) たわみが床版支間 L の 1/400

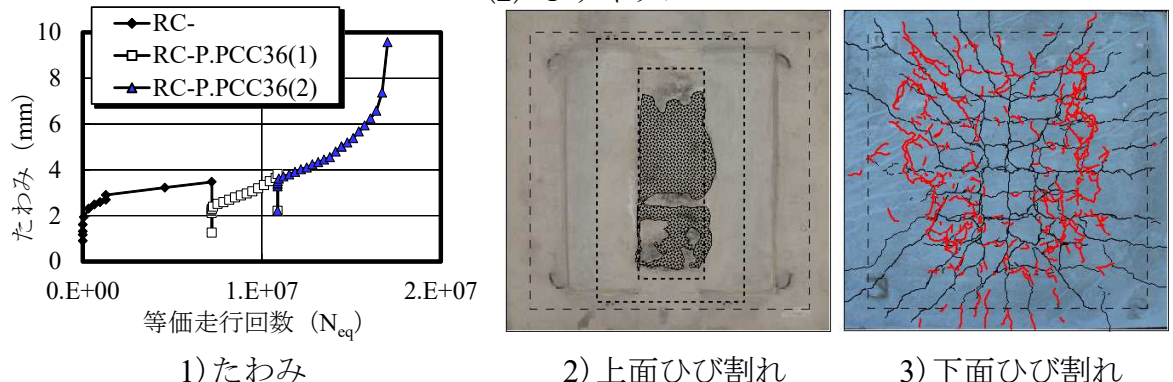


1) たわみ

2) 上面ひび割れ

3) 下面ひび割れ

(2) 1 サイクル



1) たわみ

2) 上面ひび割れ

3) 下面ひび割れ

(2) 2 サイクル

図- 3.11 各サイクルごとの供試体 RC-P.PCC36 のたわみと損傷状況の関係

割れが発生している。劣化過程は進展期に相当する。

1 サイクル目のたわみと等価走行回数との関係は図- 3.10(2), 1)に示すように再損傷に至った時点の等価走行回数の累積は 11.551×10^6 回、たわみは 3.8mm、残留たわみは 2.21mm である。損傷状況は図- 3.11(2), 2), 3)に示すように、床版上面は走行面に水張りの影響によりセメント成分の滲出により、スケーリングしている。下面には新たな 2 方向ひび割れが発生している。この時点の劣化過程は加速期(前記)に相当する損傷である。ここで、2 サイクル目の補修を行い、疲労試験を実施する。

2 サイクル目のたわみと等価走行回数との関係は図- 3.11 (3), 1)に示すように、骨材の混入により、セメント成分の滲出も少なく、走行可能であったことから、破壊するまで、輪荷重走行疲労実験を実施した。破壊時の累積等価走行回数は 17.692×10^6 回、たわみは 9.57mm で押抜きせん断破壊となった。なお、破壊後の打音検査では、2 種類の接着剤の効果によりはく離は見られない。

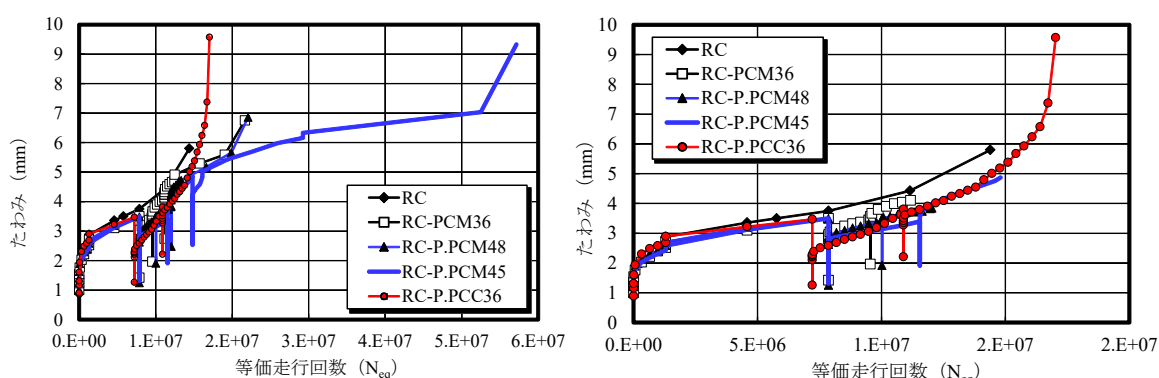
以上より、専用プレミックス材に繊維長 12mm の高強度ビニロン繊維を配合したセメント系材料に 6 号砕石を配合した繊維補強コンクリート (Fiber Reinforced Concrete : FRC) を提案し、その名称を本実験では「超速硬繊維補強セメントコンクリート (P.PCC)」とした。なお、水結合材比 36 %は、繊維の配合と骨材の混入により、施工性およびジェットモービル車での練り混ぜを考慮した結果である。繊維補強コンクリート (FRC) とすることで 2 次補修において、耐疲労性が向上する結果となった。よって、30mm ~ 50mm 厚の補修材としては実用的であると考えられる。

3.8.3 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- 3.12 に示す。図- 3.12 (1) は、破壊までのたわみと等価走行回数の関係であり、図- 3.12 (2) は、2 サイクルまでのたわみと等価走行回数の関係である。

(1) RC 床版

RC 床版供試体は図- 3.12 (1)に示すように、たわみが床版支間 L の 1/400、すなわち 3.5mm を超えた付近からたわみの増加が著しくなっている。床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数は 7.865×10^6 回である。その後の走行を繰り返すことによりたわみの増加が著しくなり、破壊時のたわみは 5.8mm である。ここで、たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数と破壊時の等価走行回数との比、すなわち疲労損傷度 $D (= N_{D(L/400)}/N_f, N_{D(L/400)}$: たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の等価走行回数, N_f : 破壊走行回数) は 0.40 である。



(1) 3 サイクル補修

(2) 2 サイクル補修

図- 3.12 たわみと等価走行回数

よって、この時点の劣化過程は進展期となる。

(2) 補修材 PCM 材を用いた床版 (RC-PCM)

補修用 RC 床版のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の疲労損傷度 D は 0.55 である。よって、この時点の劣化過程は進展期となる。ここで、RC 床版のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点で実験を中断し、その時点の残留たわみは 1.42mm である。ここで、従来から使用されている補修材 PCM を用いて 1 サイクル目の上面補修後のたわみは累積等価走行回数 9.551×10^6 回でたわみが 3.44mm、残留たわみは 1.96mm である。さらに 2 サイクル補修は、累積等価走行回数は 11.172×10^6 回であり累積たわみが 4.10mm、残留たわみが 2.74mm である。本実験では、断面修復として補修法を行ったが、2 サイクル補修後の残留たわみが 2.74mm であることから、既設 RC 床版たわみを抑制するための補強が必要になると考えられる。そこで、3 サイクル補修は、乾燥状態で輪荷重走行疲労実験を実施したことから、上面損傷の進展が抑制され、累積等価走行回数は 12.728×10^6 回で、累積たわみは 7.00mm である。3 サイクル目のたわみは既に RC 床版のたわみを上回っている。

(3) 補修材 P.PCM-48 材を用いた床版 (RC-P.PCM48)

補修用 RC 床版のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の疲労損傷度 D は供試体 RC-PCM と同様に 0.55 であり、劣化過程は進展期となる。ここで、本提案する補修材 P.PCM-48 を用いた接着剤塗布型上面補修法におけるたわみと等価走行回数の関係は図-3.11 に示すように RC 床版のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点で実験を中断した。この時点の残留たわみは 1.25mm である。ここで、補修材 P.PCM-48 材を用いて 1 サイクル目の補修を施し、輪荷重走行疲労試験を実施した。再損傷が生じた時点の累積等価走行回数は 10.026×10^6 回であり、累積たわみが 3.43mm、残留たわみは 1.91mm である。2 サイクル目の補修後の再損傷が発生した時点の累積等価走行回数は 12.036×10^6 回、累積たわみは 3.85mm、残留たわみが 2.48mm である。供試体 RC-PCM 同様に残留たわみが大きくなり、この時点で既設床版のたわみを抑制する補強法が必要となる。次に、3 サイクル目の補修後、すなわち破壊時の等価走行回数は 13.896×10^6 回、累積たわみは 6.86mm である。供試体 RC.U に比してたわみの増加が著しいのは、補修材の圧縮強度の差によるものである。

(4) 補修材 P.PCM-45 材を用いた床版 (RC-P.PCM45)

補修用 RC 床版のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の疲労損傷度 D は供試体 RC-PCM と同様に 0.55 であり、劣化過程は進展期となる。ここで、本提案する補修材 P.PCM-45 を用いた供試体は、RC 床版のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の残留たわみは 1.31mm である。ここで、補修材 P.PCM-45 を用いて 1 サイクル目の補修を施し、輪荷重走行疲労試験を実施した。再損傷が生じた時点の累積等価走行回数は 11.551×10^6 回であり、累積たわみが 3.39mm、残留たわみ

は 1.90mm である。ここで、2 サイクル目の補修を施し、再損傷が発生した時点の累積等価走行回数は 14.802×10^6 回、累積たわみは 4.85mm、残留たわみが 2.53mm である。この時点でたわみを抑制する補強法の検討が必要となる。次に、3 サイクル目の補修後の破壊時の累積等価走行回数は 17.617×10^6 回、累積たわみは 9.33mm である。供試体 RC-PCM, RC-P.PCM-48 に比してたわみの増加が抑制されている。しかし、2 次補修後の累積たわみは床版支間 L の 1/250 を超えていることから、2 次補修後はたわみの増加を抑制するための補強法が必要となる。

(5) 補修材 P.PCC-36 材を用いた床版 (RC-P.PCC36)

補修用 RC 床版のたわみが床版支間 L の 1/400 に達した時点の疲労損傷度 D は供試体 RC-PCM と同様に 0.55 であり、劣化過程は進展期となる。ここで、本提案する補修材 P.PCC-36 を用いた供試体は、RC 床版のたわみが床版支間 L の 1/400 付近に達した時点の残留たわみは 1.26mm である。ここで、補修材 P.PCC-36 を用いて 1 サイクル目の補修を施し、湿潤状態で輪荷重走行疲労試験を実施した。1 サイクル目のたわみの増加傾向は補修材 P.PCM45 を用いた供試体と同等な増加傾向を示している。しかし、1 サイクル目の補修を行った後のたわみの増加傾向は、1 サイクル目の残留値 2.21mm から 3.5mm (支間 L の 1/400) 増加した 5.7mm、等価走行回数 3.685×10^6 回においても急激な増加は見られない。等価走行回数 16.991×10^6 回付近からたわみ急激に増加し、最大たわみ 9.57mm で破壊に至った。よって、骨材の混入した繊維補強コンクリート (FRC) とすることで、補修後たわみが支間 L の 1/400 を超えても、急激な増加は見られず耐疲労性の向上がはかられた。

3.9 まとめ

従来の補修材には高弾性の PCM が用いた補修法であるが、早期に割れやはく離が生じ、早期に再補修が施されている。そこで、割れを解決するために低弾性 PCM の開発および接着剤を塗布した補修法を提案し、輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性を検証し、実用性を評価した結果、次の結論を得た。

- (1) 補修材 P.PCM-45 の各種材料試験の結果より、補修材として求められるハンドリングタイムの確保や繊維に PVA を混入したことよりひび割れ発生が抑制される。また、初期材齢時間における発現強度においても低弾性で、道示に規定されている圧縮強度 24.0N/mm^2 を満足できる材齢は 3 時間である。よって、8 時間施工が可能と考えられる。この補修材基準に材齢 12 時間で道示に規定されている圧縮強度 24.0N/mm^2 を満足し、24 時間施工が可能な材料へと応用可能となった。
- (2) RC 床版の上面損傷に、従来補修材、提案する 3 タイプの補修材を用いて 2 サイクルまでの補修効果を検証すると、補修材 P.PCM-48, 45 は従来の補修材のそれぞれ 1.2 倍、2.0 倍となり、本提案する材料および 2 種類の接着剤

を塗布した補修法は実用性が評価できる。また、骨材を配合した補修材 P.PCC-36 は 3.8 倍の補強効果が得られた。よって、補修厚 30mm までは補修材 P.PCM-48, 45, 補修厚 30mm 以上は骨材を配合した補修材 P.PCC-36 が適した材料である。

- (3) 本実験では RC 床版に疲労損傷を与えた時点の供試体 RC-P.PCM、RC-P.PCM-48, -45 の累積損傷度は 0.55, 供試体 RC-P.PCM36 は、劣化過程は加速期（前期）および進展期に相当する時期で補修を施し、サイクル補修を行った。従来の補修材を用いた供試体 RC-P.PCM の損傷メカニズムは界面で早期にはく離した。また、提案する補修材および補修法を行った RC-P.PCM-48, -45 および供試体 RC-P.PCM36 の上面損傷はセメント成分の滲出によるスケーリングである。
- (4) 供試体 RC-P.PCM、RC-P.PCM-48, -45 は 3 サイクル補修、供試体 RC-P.PCM36 は 2 サイクルまで補修を行ったが、たわみと等価走行回数の関係においては、補修サイクルごとの走行による残留たわみが累積され、輪荷重走行による変形が大きくなり、補修サイクルごとに等価走行回数が減少することから、補修は 2 サイクルとし、それ以降は、たわみの増加を抑制するための下面および上面からの補強対策が必要となる。

第3章参考文献

- 3.1) 国土交通省：地方自治体の長寿命化修繕計画に関する最近の動向，国土交通省道路局国道・防災課道路保全企画室，2011.1
- 3.2) (公社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，III，2017.11
- 3.3) (公社) 日本道路協会：道路橋床版防水便覧，2007.3
- 3.4) 安藤重裕，榊原弘幸，小林哲夫，山下雄史，伊藤清志，小森篤也，阿部忠：道路橋 RC 床版の補修材料の性状について，日本大学生産工学部，第 44 回学術講演会，pp.417-420，2011
- 3.5) 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工法に関する研究，日本学術会議材料工学委員会，第 56 回日本学中学会議 材料工学連合講演会講演論文集，pp.55-56，2012
- 3.6) 大野晃，安藤重祐，齋藤弘剛，伊藤清志，阿部忠：道路橋コンクリート床版上面の損傷を対象とする専用補修材の開発，日本学術会議材料工学委員会，第 56 回日本学中学会議 材料工学連合講演会講演論文集，pp.53-54，2012
- 3.7) 浅野勇，向後雄二，林田洋一：簡易断熱試験装置によるコンクリートの断熱温度上昇曲線の推定，農業土木学会論文集，Trans.of JSIDER No.218，pp.275-281，2002
- 3.8) 吉武勇，中村秀明，谷本俊夫，浜田純夫：現場利用可能なマスコンクリートの簡易断熱温度上昇測定法の提案，土木学会論文集，No.606/V-41，pp.103-110，1998.11
- 3.9) 東日本高速道路株式会社・中日本高速道路株式会社・西日本高速道路株式会社：NEXCO 試験方法，第 4 編 構造関係試験方法，pp.47-53，2017
- 3.10) 和田圭仙，稲葉尚文，本間淳史，佐野昌嗣，片桐良貴：RC 床版の補修工法施工時に与える影響に関する実験検討，土木学会，第 6 回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.139-144，2008
- 3.11) 渡辺晋也，後藤昭彦，松本政徳，宮永憲一：打撃工法によるハツリ処理で生じた微細ひび割れの定量的評価方法と打継ぎ界面の付着強度に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.1，pp.775-780，2013
- 3.12) (公社) 土木学会：セメント系材料を用いたコンクリート構造物の補修・補強指針，pp.69，2018.6
- 3.13) (財) 港湾空港建設技術サービスセンター：空港舗装工事必携マニュアル，pp.319，2011.3
- 3.14) 西川和廣：SFRC による鋼床版舗装（鋼とコンクリートの新しい関係），建設図書，橋梁と基礎 8 月号，pp.84-87，2005
- 3.15) 上原伸朗，児玉孝喜，山下雄史，近藤充志：鋼橋鋼床版上コンクリート舗装に適用する接着剤の研究，セメント・コンクリート 論文集，No. 59，pp.454-460，2005.
- 3.16) 松本公一，小出貴夫，児玉孝喜，近藤充志：鋼床版補強用 SFRC 舗装に関

- する研究, セメント協会, セメント・コンクリート論文集, No. 60, pp505-511, 2006.
- 3.17) 児玉孝喜, 西元央, 松本公一, 福手勤: エポキシ接着剤を使用した付着オーバーレイ工法に関する一検討, セメント協会, セメント・コンクリート論文集, No. 62, pp507-513, 2008.
- 3.18) 児玉孝喜, 西元央, 鎌田修, 福手勤: フレッシュコンクリートの接着接合における接着剤成分が耐久性に及ぼす影響に関する研究, セメント協会, セメント・コンクリート論文集, No. 63, pp546-553, 2009.
- 3.19) 西元央, 児玉孝喜, 伊藤清志, 松本公一: 接着接合における打重ね時間間隔に関する一検討, セメント協会, 第 62 回セメント技術大会, pp.108-109, 2008
- 3.20) 児玉孝喜, 緑川和由, 一瀬八洋, 太田孝二, 新延泰生: アスファルト舗装と SFRC 舗装による鋼床版疲労に関する検討, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.55A, pp1-14, 2009.
- 3.21) (独立行政法人) 土木研究所共同研究報告書, 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究 (その 2・3・4) 報告書: SFRC 舗装による既設鋼床版お補強に関する設計・施工マニュアル(案), 第 395 号, 2009.10
- 3.22) 児玉孝喜, 一瀬八洋, 加形護, 太田孝二, 新延泰生: 実橋における鋼床版 SFRC 舗装によるひずみ低減効果, 土木学会, 構造工学論文集, Vol.56A, pp1249-1258, 2010.
- 3.23) (独立行政法人) 土木研究所共同研究報告書, 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究 (その 4) 報告書: SFRC の基本物性と接着接合部における強度特性に関する検討, 第 413 号, 2011.2
- 3.24) 児玉孝喜, 加形護, 東滋夫, 伊藤清志, 一瀬八洋: 大平陸橋における鋼繊維強化コンクリート舗装によるひずみ削減効果, 土木研究所資料 4172 号, 2010
- 3.25) Takayoshi Kodama , Mamoru Kagata, Shigeo Higashi, Kiyoshi Itoh, Yatsuhiko Ichinose : Effect of reducing strains by SFRC pavement on Ohira Viaduct, PROCEEDINGS OF THE 25th U.S. - JAPAN BRIGDE ENGINEERING WORKSHOP, Tsukuba Science City, Japan (October 19-21, 2009)
- 3.26) Kiyoshi ITO, Jirou TAKAHAGI, Hiroyuki CHIBA, Yasunori SUZUKI : Study on a countermeasure for improving the fatigue durability of existing orthotropic steel deck plates using SFRC pavement, 5th China-Japan Workshop on Pavement Technologies, Xi' an China, 12th-13th September 2009
- 3.27) 手塚喜勝, 朝倉啓仁, 中村眞一, 佐々木元茂: 蛍光エポキシ樹脂含浸法によるコンクリートコアサンプルの微細ひび割れの可視化手法, 平成 16 年度土木学会北海道支部 論文報告集 第 61 号, V-10, 2004

- 3.28) 近藤悦郎, 関下裕太, 朝倉啓仁, 手塚喜勝: 蛍光エポキシ樹脂含浸法による微細ひび割れ観察の適用事例, 土木学会第 65 回年次学術講演会, pp.733-734, 2010
- 3.29) 阿部忠, 高野真希子, 木田哲量, 児玉孝喜, 小森篤也: 輪荷重走行疲労実験における RC 床版 SFRC 上面増厚補強法の耐疲労性, 構造工学論文集 Vol. 56A, pp.1259-1269, 2010
- 3.30) 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
- 3.31) 中谷昌一, 内田賢一, 西川和廣, 神田昌幸, 宮崎和彦, 川間重一, 松尾伸二: 道路橋 RC 床版の疲労耐久性に関する試験, 国総研資料 No.28, 2002
- 3.32) 松井繁之: 道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007
- 3.33) 川井豊, 阿部忠, 木田哲量, 高野真希子: 道路橋 RC 床版の S-N 曲線に関する一考察, 土木学会, 第 7 回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.263-268, 2012
- 3.34) 玉越隆史ほか: 道路橋の計画的管理に関する調査研究ー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

第4章 接着剤を塗布したSFRC上面増厚補強法の耐疲労性の評価

4.1 はじめに

近年、地方公共団体では老朽化した道路橋が増大することから道路橋長寿命化修繕計画が策定され、その修繕計画の内容が公開されている。これによると橋梁部材の中で最も損傷が著しいのは経済成長期に建設された道路橋の RC 床版である。その損傷状況は、大都市圏においては重交通の繰り返し走行により 2 方向ひび割れが発生する疲労劣化が主要因である^{4.1), 4.2)}。一方、積雪寒冷地域では、大型車輛の通行量が少ない橋梁においても、凍結防止剤の散布による塩害と凍害による複合劣化により、鉄筋の発錆や凍害による床版上面のスケールングが進行によりコンクリートが骨材化や、砂利化（国土交通省橋梁点検要領に基づき、以後、土砂化とする）となり^{4.3), 4.4)}、供用開始後 30 年前後で新床版の取り替えがなされている。さらに、床版コンクリートに海砂が使用された地域の RC 床版では、塩害による鉄筋の発錆に起因するかぶりコンクリートの「はく落」などの損傷が生じている。これらの損傷した床版は、いずれも橋梁寿命を迎える前に床版補強、床版取替および床版打替えが行われている。これらの劣化床版に対する補修・補強対策には、耐荷力性能の向上を図るために鋼繊維を混入したコンクリート、すなわち鋼繊維補強コンクリート（Steel Fiber Reinforced Concrete : SFRC）を用いた上面増厚補強法^{4.5)}や、ひび割れの抑制を目的とした炭素繊維連続シート（Carbon Fiber-reinforced Sheet : CFS）下面接着補強法^{4.6)}、さらには床版下面に鉄筋を配置したポリマーセメントモルタル（Polymer Cement Mortar : PCM）で下面増厚する補強法が採用されている^{4.7)}。しかし、これまでの SFRC 上面増厚補強は既存 RC 床版と SFRC 上面増厚の界面にはく離を生じ、耐荷力性能の低下により早い事例では 10 年前後で再増厚補強が施されている。これらのことから、阿部らは、耐荷力性能および耐疲労性の向上を目的として、「第 3 章」では補修法として提案した付着用接着剤塗を塗布後に鋼繊維を配合した繊維補強コンクリート（Fiber Reinforced Concrete : FRC）を打込み、一体化させる接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法を提案し、耐疲労性を評価している^{4.8)}。一方、RC 床版上面増厚補強法は、床版上面のスケールングや土砂化した箇所を切削機やウォータージェット（Water-jet method : WJ）を用いて切削・削り、さらに研掃を実施する工程となるが、とくに WJ による切削・削り後の床版は湿潤状態となることから、限られた交通規制時間内における路面乾燥に要する時間が工程管理における大きな課題とされている。そこで第 4 章では、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法における付着界面の濡れが及ぼす影響の検証として①既存コンクリート床版に SFRC を直接打込み増厚する（従来工法）と、提案する接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法において②増厚界面を乾燥状態と③湿潤状態とした 3 条件について、円柱供試体でモード II 型による増厚界面の一面せん断試験を行い、せん断強度を評価する。また、RC

床版に SFRC 上面増厚補強法における耐久性の評価として、基準となる① RC 床版供試体、②既存の RC 床版に直接 SFRC を上面増厚補強（以下、従来型 SFRC を上面増厚補強とする）、③既存の RC 床版の増厚界面に付着用接着剤^{4.8)}、^{4.9)}を塗布した SFRC 上面増厚補強（以下、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強とする）した供試体を製作し、輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性を検証する。さらに、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法で、増厚界面を湿潤状態で接着剤を塗布した SFRC 上面増厚補強した RC 床版供試体を製作し、湿潤状態で付着用接着剤を塗布した場合の耐疲労性に及ぼす影響および破壊メカニズムを検証し、道路橋長寿命化修繕計画における上面増厚補強法の一助とするものである。

4.2 RC床版の損傷状況

4.2.1 RC床版上面損傷事例

RC 床版の損傷事例を写真－ 4.1 に示す。写真－ 4.1(1)は、融雪剤の散布による塩害により鉄筋が腐食している。写真－ 4.1(2)は、凍害により上面コンクリートのセメント成分が滲出し、かぶりコンクリートがスケーリングしている。また、写真－ 4.1(3)は、スケーリングを放置するとさらにセメント成分が滲出し、土砂化し、鉄筋が露出している。このように積雪寒冷地域の RC 床版は写真－ 4.1 に示すように、塩害・凍害の繰り返しにより土砂化やスケーリングなどの上面損傷は、大都市圏など交通量に起因する疲労損傷以上に多くの橋梁で発生し、早期に PC 床版や床版打ち替えが行われている。なお、写真－ 4.1 に示す RC 床版は、圧縮鉄筋下まで土砂化が進展し、供用 33 年間で PC 床版に取替られた。



(1)塩害による鉄筋の腐食 (2)凍害によるスケーリング (3)土砂化

写真－ 4.1 塩害・凍害によるRC床版上面の損傷事例

4.2.2 SFRC床版上面増厚補強の損傷事例

次に、従来の SFRC 上面増厚補強法における増厚界面のはく離状況の一例を写真－ 4.2 に示す。

写真－ 4.2 に示す RC 床版は、1962 年に建設され、補修・補強を施しながら 2009 年までの 47 年間供用された旧銚子大橋（トラス橋）から切り出した RC 床版である。補強履歴は、1985 年に 80mm の SFRC を上面増厚補強し、2007 年には一部で再増厚補強が施されている。損傷状態は既存 RC 床版下面に 2 方向のひび割れが発生し、



(1) 増厚界面のはく離 (2) せん断筋 (3) 界面のノロ

写真－ 4.2 増厚界面のはく離状況

ひび割れ密度は $9 \sim 10\text{m/m}^2$ とかなり劣化している。また、写真－ 4.2(1)に示すように、既存 RC 床版部と SFRC 上面増厚部との界面がはく離している。この橋梁における上面増厚補強法では、はく離を抑制するためにせん断筋が用いられているにも関わらずはく離している。さらに、はく離面には、雨水の浸透によりセメント成分がノロ化している。雨水の浸入は正負の曲げモーメントの交番位置に発生した軸方向のひび割れからであると考えられる。いずれにおいても補修後 20 年前後ではく離が生じている。

4.2.3 SFRC材を用いた床版上面増厚補強法

RC 床版の増厚補強法における施工状況の一例を写真－ 4.3 に示す。

RC 床版の上面増厚補強法では既設アスファルト舗装や床版上面の 10mm 程度の切削に写真－ 4.3(1)に示す専用の大型切削機械を用い、床版の上面損傷や打換え箇所の削りにはブレーカによる人力作業や、WJ を用いた機械作業が行われている。

そこで本章では、第 3 章で用いた付着用接着剤を SFRC 上面増厚補強における増厚界面に塗布した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法の補強効果を検証することから、実験では、増厚界面を乾燥状態および湿潤状態において接着剤を塗布した場合の接着剤の付着力と補強効果について評価する必要がある。



1) 機械による切削 2) 切削表面 1) WJ による削り 2) コンクリート除去
(1) 専用の大型機械による切削 (2) WJ による削り

写真－ 4.3 SFRC 上面増厚補強における削り作業の一例

4.3 使用材料および供試体寸法

4.3.1 使用材料

(1) RC 床版

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

表－ 4.1 RC 床版の配合条件

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

表－ 4.2 材料特性値(鉄筋)

鉄筋	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)
SD295A	D10	370	511	200

砂および 5mm ～ 20mm の砕石 (JIS A 5005) を使用し、材齢 28 日における圧縮強度は 35.0N/mm² である。RC 床版供試体に用いたコンクリートの配合条件を表－ 4.1、鉄筋は SD295A, D10 を使用し、その材料特性値は表－ 4.2 に示す。

(2) SFRC 上面増厚補強材料

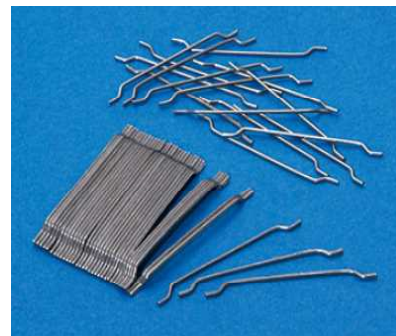
SFRC 上面増厚補強法は、交通量の多い高速道路などの RC 床版を対象として、24 時間から数日間の集中工事を実施され、限られた交通規制のなかで行われている。よって、SFRC 材の要求性能は、工程における養生時間の短縮を図るために材齢 3 時間で道示に規定するコンクリートの設計基準強度 24N/mm² 以上確保することである。よって、セメントには超速硬セメントを用い、最大骨材寸法 15mm の粗骨材、細骨材および長さ 30mm、形状は両端フック型の鋼繊維を混入量 1.27vol.% (100kg/m³) で配合した。ここで、SFRC 材の配合条件を表－ 4.3、SFRC 材の凝結時間および発現強度を表－ 4.4 に示す。また、鋼繊維を写真－ 4.4 に示す。

表－ 4.3 SFRC 材の配合条件

スランブ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m ³)					SP (C×%)	AE (C×%)
			セメント (C)	水 (W)	細骨材 (S)	粗骨材 (G)	鋼繊維 (SF)		
8.0 ±2.5	41.0	53.9	427	175	881	780	100	2.0	0.25

表－ 4.4 SFRC 材の凝結時間および発現強度

試験項目		超速硬セメント
凝結時間	始発	17min
	終結	25min
圧縮強度	2時間	19.2N/mm ²
	3時間	26.9N/mm ²
	4時間	33.6N/mm ²
	4日	44.0N/mm ²
	7日	51.6N/mm ²
	28日	55.4N/mm ²
静弾性係数	28日	39.9kN/mm ²



写真－ 4.4 両端フック型鋼繊維

(3) 付着用接着剤

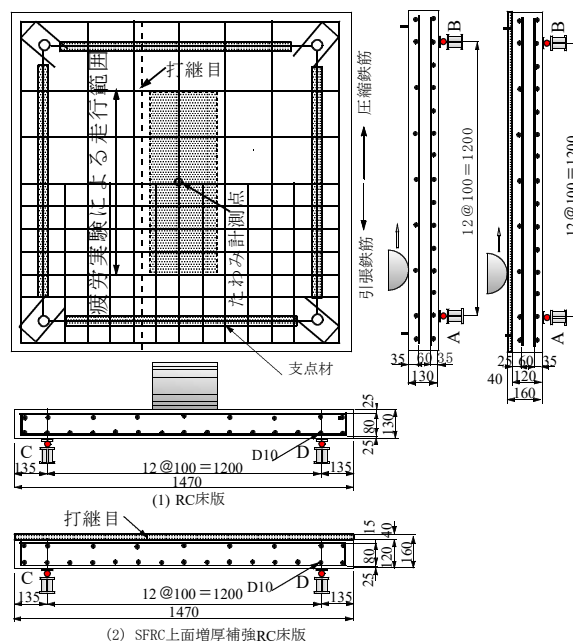
付着用接着剤には、「第3章」で用いた高耐久型エポキシ接着剤を付着用接着剤として用いる。付着用接着剤の特性値を表－4.5に示す。接着剤の圧縮強さは 102.8N/mm^2 、曲げ強さは 41.1N/mm^2 、付着強さは 3.7N/mm^2 である。

表－4.5 付着用接着剤の特性値

項目	性状と物性	備考
外観	主剤	白色ペースト状 異物混入無し
	硬化剤	青色液状 異物混入無し
混合比(主剤:硬化剤)	5:1	重量比
硬化物比重圧縮強さ	1.42N/mm^2	JIS K 7112
圧縮強さ	102.88N/mm^2	JIS K 7181
圧縮弾性係数	$3,976\text{N/mm}^2$	JIS K 7181
曲げ強さ	4.16N/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 以上 または母材破壊	JIS K 6909

4.3.2 供試体寸法および鉄筋の配置

RC床版は複鉄筋配置とし、浮き上がり防止を設けない4辺単純支持とする。供試体寸法は、道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）^{4.10)}の規定より、床版支間 $2,400\text{mm}$ 、1日1方向あたりの大型車輛の計画交通量を2,000台以上として設計し、その1/2モデルとした。供試体寸法および鉄筋配置を図－4.1に示す。また、本実験における供試体名称と実験条件ならびにRC床版・上面増厚RC床版供試体の鉄筋量について表－4.6に示す。



図－4.1 供試体寸法および鉄筋配置

表－ 4.6 供試体条件および鉄筋量

供試体		床版厚 mm	有効高		1m ² 当たりの鉄筋量	
No.	条件		主鉄筋 mm	配力筋 mm	引張鉄筋 AS(mm ²)	圧縮鉄筋 A'S(mm ²)
RC-1	模擬床版供試体	130	105	95	713	356
RC-2		130	105	95		
SFRC-1	従来の上面増厚補強	160	135	125		
SFRC-2		161	136	126		
A.SFRC-D1	接着剤塗布型上面増厚補強	160	135	125		
A.SFRC-D2	付着界面:乾燥	162	137	127		
A.SFRC-W1	接着剤塗布型上面増厚補強	159	134	124		
A.SFRC-W2	付着界面:湿潤	160	135	125		

(1) RC 床版供試体

基準となる RC 床版供試体寸法は図－ 4.1(1)に示すように、床版支間長を 1,200mm、張出部は 135mm とし、全長は 1,470mm である。鉄筋は複鉄筋配置とし、引張側の軸直角方向および軸方向に D10 をともに 100mm 間隔で配置し、有効高さをそれぞれ 105mm、95mm とする。また、圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 を配置した。

(2) SFRC 上面増厚 RC 床版供試体

SFRC 上面増厚 RC 床版供試体寸法は図－ 4.1(2)に示すように、RC 床版上面かぶりを 10mm 切削し、その上に SFRC を 40mm 増厚し、床版全厚は 160mm を目標とした。有効高は軸直角方向が 125mm、軸方向が 115mm である。

(3) 接着剤を塗布した SFRC 上面増厚 RC 床版供試体

RC 床版部と増厚界面のはく離を防止し、耐疲労性の向上を図るために、増厚界面に接着剤を 1.0mm 厚で塗布した。供試体寸法は図－ 4.1(2)に示すように、SFRC 上面増厚は 40mm とする。供試体寸法は SFRC 上面増厚 RC 床版供試体と同じである。

4.4 SFRC上面増厚における界面のせん断強度

4.4.1 増厚界面のせん断強度

(1) 増厚界面のはく離状況

輪荷重走行疲労実験における RC 床版破壊状況は、圧縮鉄筋上面で軸方向に疲労による水平ひび割れが発生している。また、SFRC 上面増厚補強法においても既存 RC 床版と SFRC との増厚界面で水平ひび割れが発生し、はく離が生じている（写真－ 4.2）。一般的に、RC 床版は限界状態に達した場合の中立軸の位置は圧縮鉄筋の上縁付近に位置する。この場合に輪荷重が走行方向に 45 度で分布するものと仮定すると中立軸付近は横ずれによるせん断応力度が最大となり、破壊時には軸方向に水平ひび割れ、すなわち一面せん断破壊により、はく離するものと考えられる。これらのことから一体性を確保するために増厚界面の一面せん断によるせん断強度を評価する必要がある。よって、RC 床版と SFRC 上面増厚の界面に接着剤を用いた場合のせん断強度を検証する。

(2) 一面せん断試験

SFRC 上面増厚補強法は RC 床版の上面を切削・研掃後、直接 SFRC を上面増厚補強する場合と、増厚界面に接着材を塗布する場合との両補強法が実施されている。一方、積雪寒冷地域の塩害・凍害を受けた RC 床版は、脆弱部を WJ により切削・研掃が行われている。しかし、WJ 施工後や降雨後を想定した場合、すなわち被着体が湿潤状態において接着剤を塗布した場合のせん断強度についての検証は行われていない。よって、増厚界面のせん断強度について、それぞれの一面せん断試験を行い、せん断強度を評価する必要がある。

1) 試験体の製作

乾燥状態および湿潤状態を想定した試験体の製作は、φ50mm、高さ 50mm のコンクリート材片を用いて、直接 SFRC を 50mm 増厚する。本実験では母材コンクリートの圧縮強度は 27N/mm² と 40N/mm² の 2 タイプとする。次に、母材コンクリートの表面を乾燥状態および湿潤状態にして、それぞれのコンクリート材片に接着剤を塗布して SFRC を増厚する。なお、湿潤状態の試験体は、コンクリート材片を 48 時間水槽に入れ、その後、接着剤を塗布して SFRC を増厚した。よって、3 タイプの増厚界面における一面せん断試験を実施する。

2) 実験方法

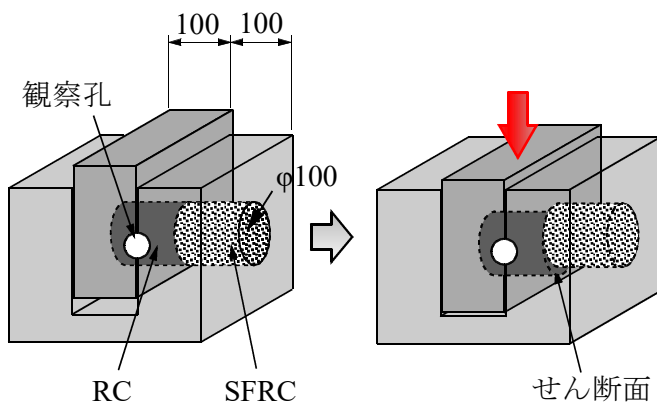
既存 RC 床版と増厚界面の付着強度の評価に関しては、筆者ら⁴¹¹⁾が開発したモード II 型（縦ずれ）の一面せん断試験装置を用いて一面せん断試験を行い、増厚界面のせん断強度 ($f_{cv0,SF}$) を評価する。ここで、モード II 型の一面せん断試験装置およびせん断面を図-4.2 に示す^{4.11)}。

コンクリートの圧縮試験は、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 0.6N/mm² 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 SFRC とコンクリートの接合面でせん断されるように供試体を設置した (図-4.2)。荷重の載荷方法は、圧縮試験方法と同様である。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。

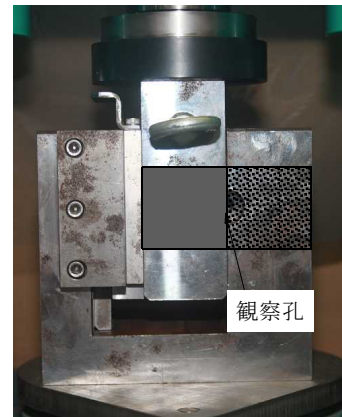
次に、一面せん断試験法によるせん断強度は、モード II 型による一面せん断試験によって得られるコンクリートのせん断応力度をせん断強度 $f_{cv0,SF}$ と定義し、式(4.1)より算出する。

$$f_{cv0,SF} = P/A_s \quad (4.1)$$

ここで、 $f_{cv0,SF}$: SFRC 上面増厚における増厚界面のせん断応強度 (N/mm²)、 P : 破壊荷重、 A_s : 一面せん断破壊面積 (mm²)



(1) 寸法および供試体の配置



(2) 試験装置

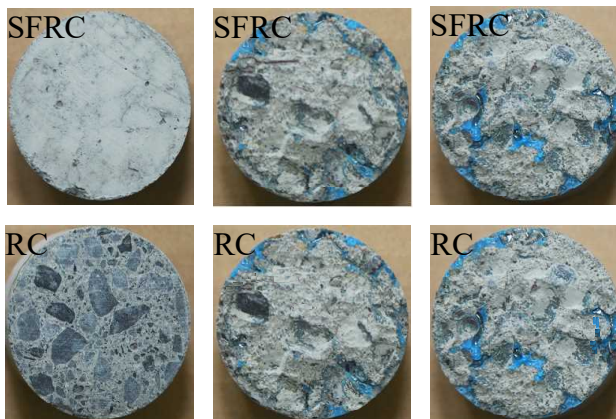
図－4.2 一面せん断試験装置

4.4.2 一面せん断試験結果および考察

(1) 破壊状況

母材コンクリートの圧縮強度が 27N/mm^2 の場合の従来型で SFRC を増厚した場合と増厚界面に接着材を塗布した場合の破壊状況を写真－4.5 に示す。また、一面せん断強度と母材コンクリートの圧縮強度の関係を図－4.3 に示す。なお、図－4.3 には筆者らが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。

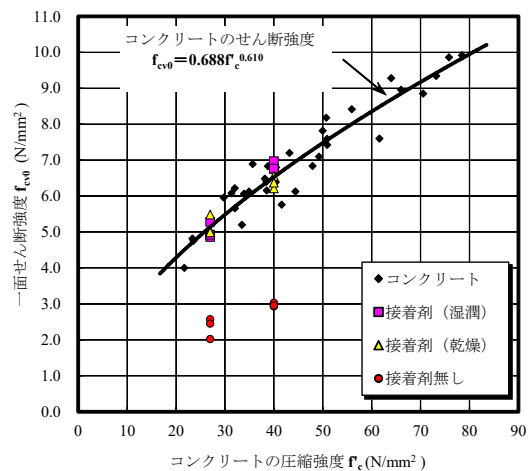
乾燥状態で SFRC を上面増厚した供試体の破壊状況を写真－4.5(1)に示すように、既存コンクリートと SFRC 上面増厚との界面でせん断破壊となっている。次に、乾燥状態で接着剤を塗布した場合は写真－4.5(2)に示すように、接着剤の効果により母材コンクリートでせん断破壊に至っている。また、母材コンクリートを 48 時間水槽に入れて湿潤状態にして接着剤を塗布した場合の破壊状況は写真－4.5(3)に示す



1) 乾燥状態 2) 乾燥状態 3) 湿潤状態

(1) 従来型 (2) 接着剤塗布型

写真－4.5 一面せん断試験による破壊状況



図－4.3 一面せん断強度

ように、乾燥状態と同様に母材コンクリート側でせん断破壊となっている。したがって、乾燥状態および湿潤状態で接着剤を塗布し、SFRCを増厚した場合の破壊状況は、母材コンクリートで破壊することから、せん断強度は母材コンクリートの圧縮強度が顕著となる。なお、写真－4.5に示す青色の部分が接着剤である。

(2) 一面せん断強度

乾燥状態における母材コンクリートの圧縮強度 27N/mm^2 のせん断強度の平均は 2.35N/mm^2 であり、圧縮強度 40N/mm^2 のせん断強度の平均は 2.97N/mm^2 である。母材コンクリートの圧縮強度が高い供試体のせん断強度はわずかに上回っている。なお、従来型 SFRC 上面増厚補強においては付着性を高めるための研掃が重要となる。

次に、乾燥状態における母材コンクリートの圧縮強度 27N/mm^2 および圧縮強度 40N/mm^2 の母材コンクリートに接着剤を塗布した場合のせん断強度の平均は、それぞれ 5.02N/mm^2 , 6.82N/mm^2 である。また、湿潤状態における母材コンクリートの圧縮強度が 27N/mm^2 , 40N/mm^2 の場合のせん断強度の平均は、それぞれ 5.17N/mm^2 , 6.38N/mm^2 である。増厚界面が乾燥状態で直接 SFRC を増厚した供試体と乾燥状態で接着剤を塗布し、SFRC を上面増厚した供試体のせん断強度を比較すると、コンクリートの圧縮強度が 27N/mm^2 の場合が 2.1 倍、 40N/mm^2 の場合が 2.3 倍である。また、湿潤状態の場合も、それぞれ 2.2 倍、2.1 倍である。

一方、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(4.2)を提案している^{4.11)}。

$$f_{cv0} = 0.688f_c^{0.610} \leq f_c = 20 \sim 80\text{N/mm}^2 \quad (4.2)$$

ここで、 f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

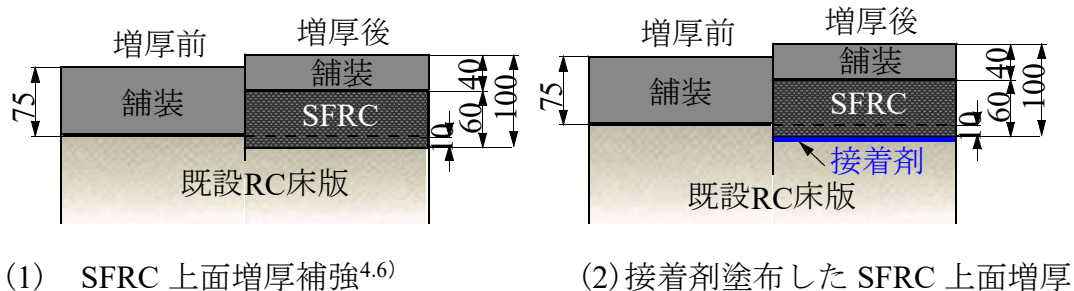
本提案するコンクリートのせん断強度 (式(4.2)) より算定するとコンクリートの圧縮強度が 27N/mm^2 の場合のせん断強度は 5.1N/mm^2 , 40N/mm^2 の場合が 6.5N/mm^2 であり、乾燥状態および湿潤状態で接着剤を塗布した場合のせん断強度とほぼ近似する結果となった。したがって、筆者らが提案するコンクリートの圧縮強度 f_c からせん断強度を推定することが可能である。

4.5 SFRC上面増厚補強方法と供試体の製作

4.5.1 SFRC上面増厚補強法

上面増厚工法設計施工マニュアル^{4.5)}に示す上面増厚補強法および接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法の概念を図－4.4に示す。

SFRC 上面増厚工法は、図－4.4(1)に示すように既設 RC 床版の上面を 10mm 程度の切削後、切削面の脆弱部を研掃により除去してから SFRC を打込み、新旧コンクリートを一体化させる補強法である。この SFRC 上面増厚補強は、既設 RC 床版の上



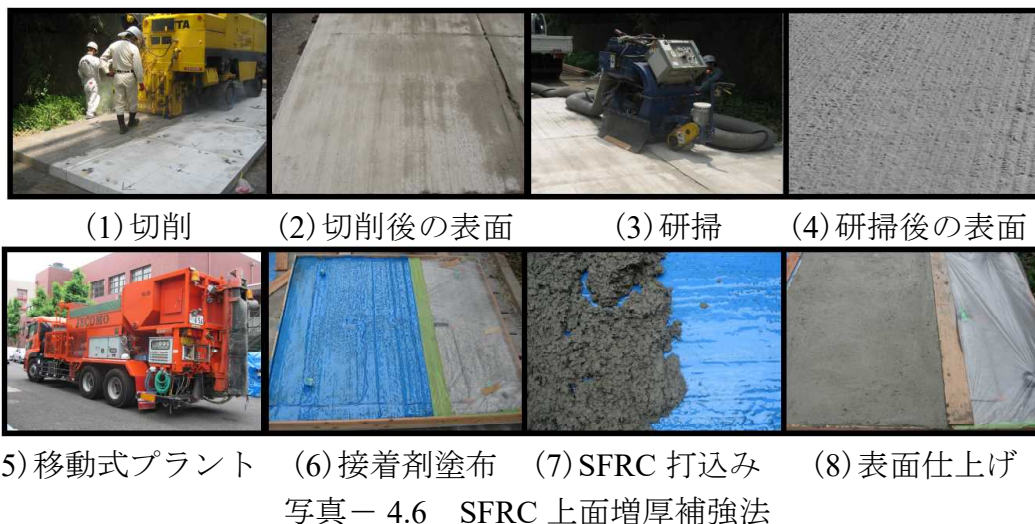
図－ 4.4 上面増厚補強法の概念

面に圧縮強度や静弾性係数の高い SFRC を増厚することで床版が厚くなる。また、新旧コンクリートを一体化させることで増厚床版全体の剛性も大きくなり、押抜きせん断耐力および耐疲労性は向上する。ここで、SFRC に用いられるセメントの種類を選定には、現場毎の交通規制時間の制約により決定され、早期に交通開放が必要な場合は超速硬セメント、7 日間以上の連続規制が可能な場合は早強セメントが用いられる。

新旧コンクリートの接合方法において、本工法が採用された初期段階では、既設 RC 床版表面のチップングと施工端部に設置するせん断抵抗筋による接合であったが、1980 年からショットブラストによる研掃技術が導入されたことにより、研掃による打継ぎ界面の付着力が確保されることが確認され、せん断抵抗筋の設置は行われなくなった。また、部分的に脆弱となったコンクリートの削りおよび鉄筋のサビを除去するために WJ による切削・研掃も上面増厚工において先行して実施されている。このように、いずれの場合においても上面増厚補強法における研掃は重要な要素を占めている。しかし、補強後の増厚界面では、早期にはく離が生じ、再度増厚補強が実施される事例が数多く報告されていることから、図－ 4.4(2)に示すように、既存床版を切削・研掃後に、既存床版上面に付着用接着剤を全面に塗布して増厚コンクリートを打設する接着剤塗布型上面増厚補強法が提案され、実用性が評価されている(4.8)。

4.5.2 SFRC上面増厚RC床版供試体の製作

SFRC 上面増厚補強の手順を写真－ 4.6 に示す。なお、写真－ 4.6 には接着剤塗布型上面増厚補強法も併記した。従来の SFRC 上面増厚補強は、既存床版コンクリートの表面を専用の切削機で 10mm 切削する(写真－ 4.6(1), (2))。次に、切削面の付着性を高めるためにショットブラストによる研掃を投射密度 150kg/m^2 で表面を仕上げ(写真－ 4.6(3), (4))。その後、超速硬 SFRC を移動式プラントで混練し(写真－ 4.6(5))、超速硬 SFRC を 40mm 増厚し、表面仕上げする(写真－ 4.6(8))。本供試体は、車線ごとに増厚する実施工における施工状況を想定して、RC 床版上面の左支点 C から 445mm の位置に打継目を設ける。

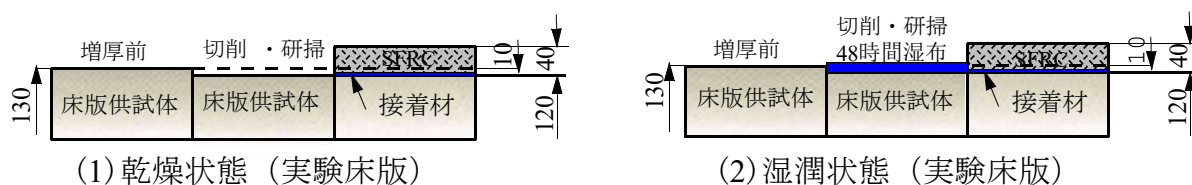


4.5.3 接着剤を塗布したSFRC上面増厚RC床版供試体

SFRC 上面増厚 RC 床版は、供用後に発生したひび割れや打継部などから増厚界面に雨水が浸透し、車輛通行による疲労の影響により生じた増厚界面のはく離面に沿って広がり、耐疲労性が低下している。そこで、本研究における上面増厚施工法においては、RC 床版部と増厚部の界面および車線ごとの施工区割りにおける打継ぎ目に付着用接着剤を塗布し、増厚界面および打継ぎ目の一体化による補強効果を高めた。また、近年は既存床版の劣化状態によって床版上面を切削後、脆弱箇所をブレーカや WJ により削られている。そこで本研究では、既存床版を乾燥状態で接着剤を塗布した場合と湿潤状態で接着剤を塗布した場合の試験体を製作した。ここで、乾燥状態および湿潤状態における供試体の施工概念を図－ 4.5 に示す。

(1) 既存 RC 床版が乾燥状態の場合

乾燥状態における接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強における施工手順は、基本的には SFRC 上面増厚補強法と同様であるが、写真－ 4.6 に示すように専用の機械で切削（写真－ 4.6(1), (2)）および研掃する（写真－ 4.6(3), (4)）。次に、移動式プラントで SFRC を混練りする（写真－ 4.6(5)）。同時に RC 床版上面に付着用接着剤を 1.0mm 厚で塗布する（写真－ 4.6(6)）。その後、SFRC を打込み（写真－ 4.6(7)）、表面仕上げする（写真－ 4.6(8)）。なお、打継ぎ目を設けた供試体の製作は、SFRC 上面増厚補強 RC 床版供試体と同様である。ここで、接着剤を塗布し、全面増厚した供試体を A.SFRC-D1、打継ぎ目を設けた供試体を A.SFRC-D2 と称する。



図－ 4.5 接着剤塗布型における乾燥状態および湿潤状態の供試体

(2) 既存 RC 床版が湿潤状態の場合

既存床版の劣化部除去や鉄筋の錆の除去法として WJ を用いる場合や施工前の降雨の影響を受けた場合、すなわち増厚界面を湿潤状態で接着剤を塗布した場合の補強効果の検証が必要となる。そこで本研究における湿潤状態は、図-4.5(2)に示すように既存 RC 床版を施工基準に基づいて切削・研掃した後、高圧洗浄機で床版上面を洗浄してから RC 床版部に厚さ 50mm の湿布を全面に敷設し、48 時間湿潤状態を確保した。その後、湿布を撤去し、余剰な溜まり水を拭き取ってから接着剤を塗布し、SFRC を打込む。この湿潤状態における SFRC の打込みは乾燥状態における接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法の施工法手順と同様である。

4.6 輪荷重走行疲労実験

4.6.1 輪荷重走行疲労実験概要

輪荷重走行疲労実験は、RC 床版および SFRC 上面増厚補強 RC 床版ともに床版中央から両支点方向に 450mm の範囲に輪荷重を連続走行させる実験である。

RC 床版供試体の荷重は、供試体寸法を実橋床版の 1/2 モデルとしたことから、設計活荷重は 50kN であり、これに安全率 1.2 を考慮した 60kN が設計基準荷重となる。また、本実験における耐疲労性の評価は実験走行回数と基準荷重から等価走行回数を算定して評価する。そこで RC 床版および SFRC 上面増厚供試体は RC 床版ともに、初期荷重 80kN から荷重 140kN まで 20,000 回走行ごとに荷重を 20kN ずつ増加させる。SFRC 上面増厚補強 RC 床版の場合は、荷重 140kN 以降は、20,000 回走行ごとに荷重を 10kN ずつ増加させる段階荷重載荷とする。

4.6.2 輪荷重走行疲労実験における等価走行回数

本実験における輪荷重走行疲労実験は、20,000 回ごとに荷重を増加させたことから等価走行回数を算出して疲労耐用性を評価することとする。等価走行回数は、マイナー則に従うと仮定すると式(4.3)で与えられる。道路橋 RC 床版が補強された後は、補強することによって健全な状態に回復したとして健全な RC 床版と同等な耐疲労性を有しているとして取り扱われている。そこで、補強された RC 床版の耐疲労性の評価は、松井らが提案する RC 床版の S-N 曲線の傾きの逆数 m には 12.7 を適用する^{4,12, 13)}。なお、本供試体の寸法は道示に規定する床版寸法の 1/2 モデルであることから、基準荷重は 100kN の 1/2 に安全率 1.2 を考慮して 60kN とする。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i/P)^m \times n_i \quad (4.3)$$

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 ：RC 床版の S-N 曲線の傾きの絶対値の逆数（= 12.7）

よって、本実験における実験荷重と走行回数の関係から等価走行回数（ N_{ep} ）を算

出し、SFRC 上面増厚 RC 床版、接着剤を塗布した SFRC 上面増厚 RC 床版の耐疲労性を評価する。

4.7 輪荷重走行疲労実験の結果および考察

4.7.1 等価走行回数

本実験における実験走行回数を式(4.3)により算出した等価走行回数を表-4.7に示す。なお、本実験は補強床版を乾燥状態で輪荷重走行疲労実験を行った場合の等価走行回数である。

(1) RC 床版供試体

輪荷重走行実験における RC 床版供試体の等価走行回数の平均は 7.938×10^6 回であり、この RC 床版の平均等価走行回数を基準に耐疲労性を評価する。

(2) SFRC 上面増厚 RC 床版供試体

SFRC を直接全面増厚した RC 床版供試体 SFRC の等価走行回数の平均は $137,207 \times 10^6$ 回であり、RC 床版供試体の等価走行回数の平均と比較すると、17.3 倍の等価走行回数となった。

(3) 接着剤を塗布した SFRC 上面増厚 RC 床版供試体

1) 乾燥状態

RC 床版の上面を切削・研掃後、乾燥状態で接着剤を塗布して SFRC を全面増厚した RC 床版供試体の等価走行回数の平均は 338.639×10^6 回である。RC 床版供試体の等価走行回数の平均と比較すると 42.7 倍となった。また、SFRC 上面増厚 RC 床版供

表-4.7 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 (回)	平均等価 走行回数 (回)	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				7,938,687	—
	等価走行回数	772,240	7,757,629			8,529,870		
SFRC-1	実験走行回数	20,000	20,000	9,026			137,211,097	17.3
	等価走行回数	772,240	13,137,391	60,058,748		73,976,114		
SFRC-2	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	2,907		137,211,097	17.3
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	53,457,018	200,446,081		
A.SFRC-D1	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	6,214		338,639,920	42.7
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	114,269,662	261,258,726		
A.SFRC-D2	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	14,630		338,639,920	42.7
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	269,032,050	416,021,113		
A.SFRC-W1	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	8,500		281,229,253	35.4
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	156,307,069	303,296,133		
A.SFRC-W2	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	6,100		281,229,253	35.4
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	112,173,309	259,162,372		

試体と比較すると、供試体 A.SFRC-D1 が 1.90 倍、供試体 A.SFRC-D2 は 3.03 倍となり、耐疲労性は大幅に向上している。

2) 湿潤状態

RC 床版上面を切削・研掃後、48 時間散水と湿布による湿潤状態で接着剤を塗布し、SFRC 上面増厚した供試体の等価走行回数の平均は 281.229×10^6 回であり、RC 床版の等価走行回数の平均と比較すると 35.4 倍のとなった。次に、従来型の SFRC 上面増厚補強した供試体の等価走行回数の平均と比較すると供試体 A.SFRC-W1, W2 で、それぞれ 2.21 倍、1.89 倍となり、本実験の範囲内での湿潤状態で接着剤を塗布した場合の耐疲労性の低下は見られない。

以上の結果より、従来型の SFRC 上面増厚に比して、乾燥状態で接着剤の塗布した供試体および湿潤状態で接着剤を塗布した SFRC 上面増厚工法はともに、等価走行回数も増加しており、耐疲労性に優れた補強法であることが実証された。

4.7.2 たわみと等価走行回数の関係

RC 床版供試体中央におけるたわみと等価走行回数の関係を図-4.6 に示す。

(1) RC 床版

RC 床版供試体 RC-1, 2 は、ともに等価走行回数の増加に伴ってたわみもわずかに上昇し、たわみが 3.0mm (= $L/400$, L : 床版支間) を超えた付近からたわみが急激に増加している。供試体 RC-1 が 3.0mm に達した時点の等価走行回数は 1.81×10^6 回、供試体 RC-2 は 2.77×10^6 回となる。破壊時のたわみは供試体 RC-1, 2 で、それぞれ 7.91mm, 6.86mm である。したがって RC 床版は、たわみが支間 L の $1/400$ mm を超えた頃に補修・補強を施す必要があると考えられる。

(2) SFRC 上面増厚 RC 床版

SFRC を床版上面に直接増厚した供試体 SFRC-1 は、RC 床版同様にたわみが 3.0mm, すなわち支間 L の $1/400$ を超えた付近からたわみの増加が著しくなっている。

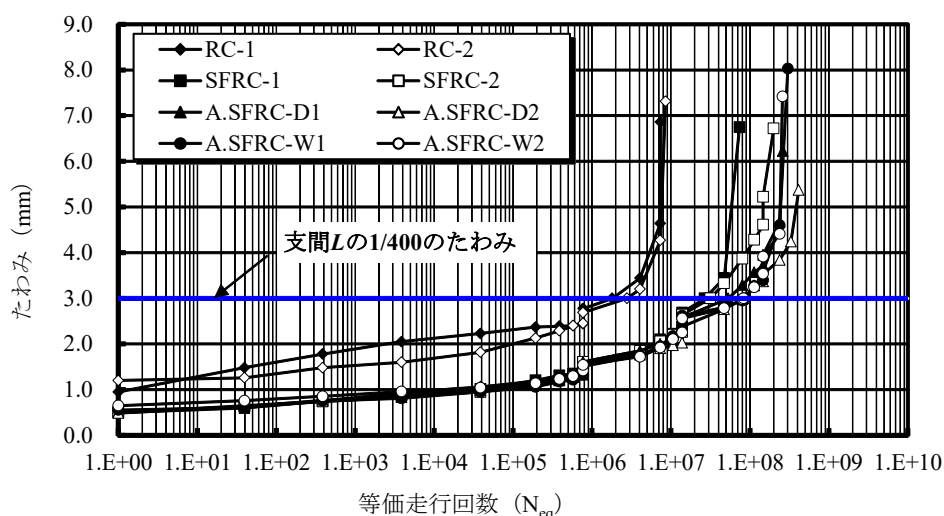


図-4.6 たわみと等価走行回数の関係

たわみが 3.0mm に達した時点の等価走行回数は 26.80×10^6 回である。その後、急激にたわみが増加し、破壊時のたわみは 6.75mm である。打継ぎ目を設けた供試体 SFRC-2 は、たわみが 3mm を超えた時の等価走行回数は 31.40×10^6 回であり、その後も線形的に増加し、その後の荷重増加で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 6.70mm である。たわみが 3.0mm に達した時点の等価走行回数の平均を比較すると、RC 床版の 12.7 倍となった。

(3) 接着剤を塗布した SFRC 上面増厚 RC 床版供試体

1) 乾燥状態

増厚界面を乾燥状態で接着剤を塗布後に増厚した供試体 A.SFRC-D1 は、たわみが支間 L の 1/400 に達した時の等価走行回数は $53,200 \times 10^6$ 回であり、その後のたわみの増加は見られない。その後、たわみが 3.5mm を超えた付近から急激にたわみが増加し、破壊時のたわみは 6.22mm である。打継ぎ目を設けた供試体 A.SFRC-D2 は等価走行回数が 14.700×10^6 回付近までは供試体 A.SFRC-D1 とほぼ同様な挙動を示し、たわみが支間 L の 1/400 に達した時の等価走行回数は 83.50×10^6 回である。また、たわみが 3.5mm を超えると急激にたわみが増加し、破壊時のたわみは 5.37mm である。たわみが 3.0mm に達した時点の等価走行回数の平均を比較すると、RC 床版の 29.8 倍となった。また、従来型の SFRC 上面増厚補強の 2.3 倍である。

2) 湿潤状態

増厚界面を湿潤状態で接着剤を塗布し、SFRC を増厚した供試体 A.SFRC-W1, W2 はともに、乾燥状態で接着剤を塗布した供試体とほぼ同様な増加傾向を示している。増厚界面を乾燥状態で接着剤を塗布後に増厚した供試体 A.SFRC-W1, W2 のたわみが支間 L の 1/400 に達した時の等価走行回数は、それぞれ 86.60×10^6 回、 83.10×10^6 回であり、その後のたわみの増加は見られない。その後、たわみが 4.0mm ($\cong L/300$) を超えた付近から急激にたわみが増加し、破壊時のたわみはそれぞれ 8.0mm, 7.4mm である。たわみが 3.0mm に達した時点の等価走行回数の平均を比較すると、RC 床版の 37.0 倍となった。また、従来型の SFRC 上面増厚補強の 2.9 倍である。

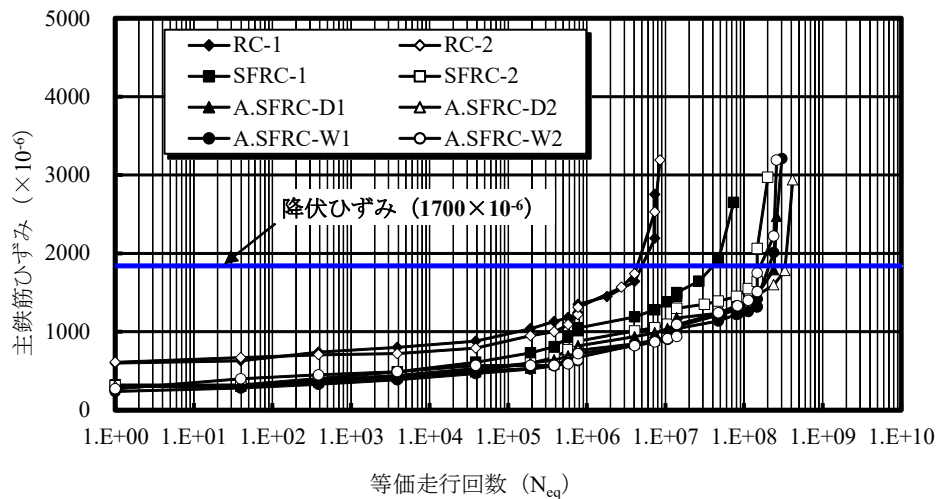
したがって、湿潤状態で接着剤を塗布した供試体においても本実験における湿潤状態では、急激なたわみの増加は見られない。

4.7.3 ひずみと等価走行回数の関係

床版中央における引張主鉄筋のひずみと等価走行回数の関係をそれぞれ図-4.7 に示す。なお、鉄筋の降伏ひずみは材料特性値より $1,850 \times 10^{-6}$ (=降伏強度(N/mm²)/ヤング係数(kN/mm²))である。

(1) RC 床版

軸直角方向のひずみは図-4.7 に示すように、RC 床版供試体 RC-1 は初期荷重 60kN で走行を開始し、初期ひずみは 730×10^{-6} である。その後、荷重増加とともにひずみの増加が見られる。供試体 RC-1 がたわみが 3.0mm に達した時点のひずみは、それぞれ $1,450 \times 10^{-6}$ 、供試体 RC-2 は $1,570 \times 10^{-6}$ であり、降伏ひずみ以下である。その



図－ 4.7 ひずみと等価走行回数の関係

後、荷重増加と等価走行回数の増加に伴い、ひずみの増加も大きくなっている。破壊時のひずみは、それぞれ $3,530 \times 10^{-6}$ 、 $2,750 \times 10^{-6}$ である。

以上より、たわみが 3.0mm を超えた付近のひずみは $1,450 \times 10^{-6} \sim 1,570 \times 10^{-6}$ 程度であるので、次回の補強時期において鉄筋は降伏に至らない。

(2) SFRC 上面増厚 RC 床版

SFRC 上面増厚した RC 床版供試体 SFRC-1 の主鉄筋ひずみは、たわみが 3.0mm となった時点のひずみは $1,640 \times 10^{-6}$ であり、鉄筋は降伏に至らない。破壊時のひずみは $2,650 \times 10^{-6}$ 程度である。次に、打継目を設けた供試体 SFRC-2 は、たわみが 3.0mm となった時点のひずみは、 $1,349 \times 10^{-6}$ であり、鉄筋は降伏に至らない。破壊時のひずみは $2,970 \times 10^{-6}$ である。

RC 床版供試体のひずみの増加に対して、ひずみの増加が大幅に抑制されている。

(3) 接着剤を塗布した SFRC 上面増厚 RC 床版供試体

1) 乾燥状態

乾燥状態で接着剤を塗布して SFRC 上面増厚した供試体のたわみが 3.0mm を超えた時のひずみは、供試体 A.SFRC-D1, D2 で、それぞれ $1,240 \times 10^{-6}$ 、 $1,280 \times 10^{-6}$ である。これは、接着剤を塗布していない SFRC 上面増厚 RC 床版供試体に比してひずみの増加は抑制されている。破壊時のひずみも、それぞれ $2,470 \times 10^{-6}$ 、 $2,940 \times 10^{-6}$ である。たわみが 3.0mm に達した時点でのひずみを従来型の SFRC 上面増厚と比較すると、接着剤を塗布することで等価走行回数の増加に関わらずひずみの上昇が抑制されている。これは、RC 床版と上面増厚の界面に接着剤を塗布したことにより合成効果が高まった結果である。

2) 湿潤状態

湿潤状態で接着剤を塗布して SFRC 上面増厚した供試体のたわみが 3.0mm を超えた時のひずみは、供試体 A.SFRC-W1, W2 で、それぞれ $1,230 \times 10^{-6}$ 、 $1,330 \times 10^{-6}$ であ

り、乾燥状態で接着剤を塗布した SFRC 上面増厚補強のひずみとほぼ同等である。破壊時のひずみも、それぞれ $3,210 \times 10^{-6}$ 、 $3,190 \times 10^{-6}$ である。

したがって、本実験範囲内における湿潤状態で接着剤を塗布した SFRC 上面増厚補強は、乾燥状態で接着剤を塗布した場合と比較して弱点には至らない結果となった。なお、SFRC 打設時における水分量は 5%程度である。

4.7.4 破壊状況

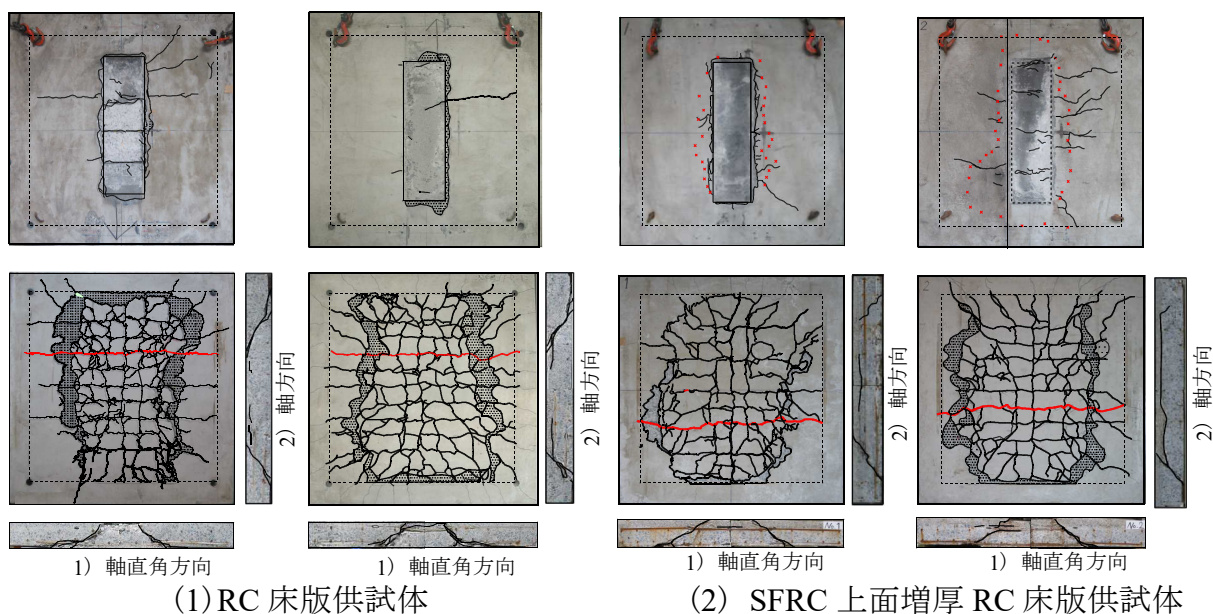
RC 床版および SFRC 上面増厚補強 RC 床版の破壊状況を切断面の一例を図－ 4.8 に示す。

(1) RC 床版

RC 床版供試体 RC-1 の軸直角方向の破壊状況は図－ 4.8(1)に示すように輪荷重走行位置から 45 度の傾斜で押抜きせん断破壊となり、引張鉄筋かぶりはダウエル効果の影響によりはく離している。輪荷重下面の圧縮鉄筋かぶり内もはく離している。また、軸方向の破壊状況は、輪荷重折り返し位置から 45 度にせん断ひび割れが発生している。軸方向も圧縮鉄筋かぶり内には水平ひび割れが発生している。破壊は走行中に両供試体ともに支点 B から 40cm の位置で押抜きせん断破壊となった。

(2) SFRC 上面増厚 RC 床版

SFRC 上面増厚補強した供試体 SFRC-1 の破壊状況は図－ 4.8(2)に示すように、軸直角方向は RC 床版同様に輪荷重載荷位置から 45 度の傾斜で押抜きせん断破壊となっている。軸方向は増厚界面付近で水平方向にひび割れが発生し、はく離している。SFRC 増厚部のひび割れは、輪荷重走行の折り返し位置端部にわずかに見られる程度である。これは SFRC に配合された鋼繊維により、ひび割れの伝播が抑制された結果である。破壊は、支点 A から 40cm の位置で押抜きせん断破壊となった。



図－ 4.8 断面方向の破壊状況

(3) 接着剤を塗布した SFRC 上面増厚 RC 床版供試体

1) 乾燥状態

増厚界面を乾燥状態で接着剤を塗布し、SFRC で全面増厚した供試体 A.SFRC-D1 の軸直角方向の破壊状況は図-4.9(1)に示すように、従来型の SFRC 上面増厚 RC 床版同様に輪荷重走行位置で水平方向にひび割れがみられる。同様に軸方向にも水平ひび割れが発生している。これは接着層ではなく、既存コンクリートに水平方向のひび割れである。すなわち、一面せん断試験の写真-4.5(2), 1)と同様な破壊状況である。破壊時のひび割れ状況は、接着剤の効果による水平ひび割れ抑制については、破壊状況は同様であるが等価走行回数を比較すると、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚 RC 床版供試体が従来型の SFRC 上面増厚 RC 床版供試体の 2.5 倍の等価走行回数である。したがって、破壊時におけるひび割れ状況は従来型の上面増厚補強と類似した状況であるが、走行回数は大幅に上回っている。破壊は支点 B から 40cm の位置で押抜きせん断破壊となった。

2) 湿潤状態

増厚界面を湿潤状態で接着剤を塗布し、SFRC で全面増厚した供試体 A.SFRC-W1 の断面方向の破壊状況は図-4.9(2)に示すように、輪荷重載荷位置から 45 度でせん断破壊となり、増厚界面付近で水平ひび割れが発生している。また、軸方向についても輪荷重走行範囲に水平ひび割れが発生している。乾燥状態で接着剤を塗布した場合と湿潤状態で接着剤を塗布した場合の破壊状況とは大きな差異はみられない。湿潤状態の供試体 A.SFRC-W の等価走行回数の平均と乾燥状態の供試体 D.SFRC-D1 の等価走行回数と比較すると 0.83 倍であり、乾燥状態が等価走行回数が多いが、従

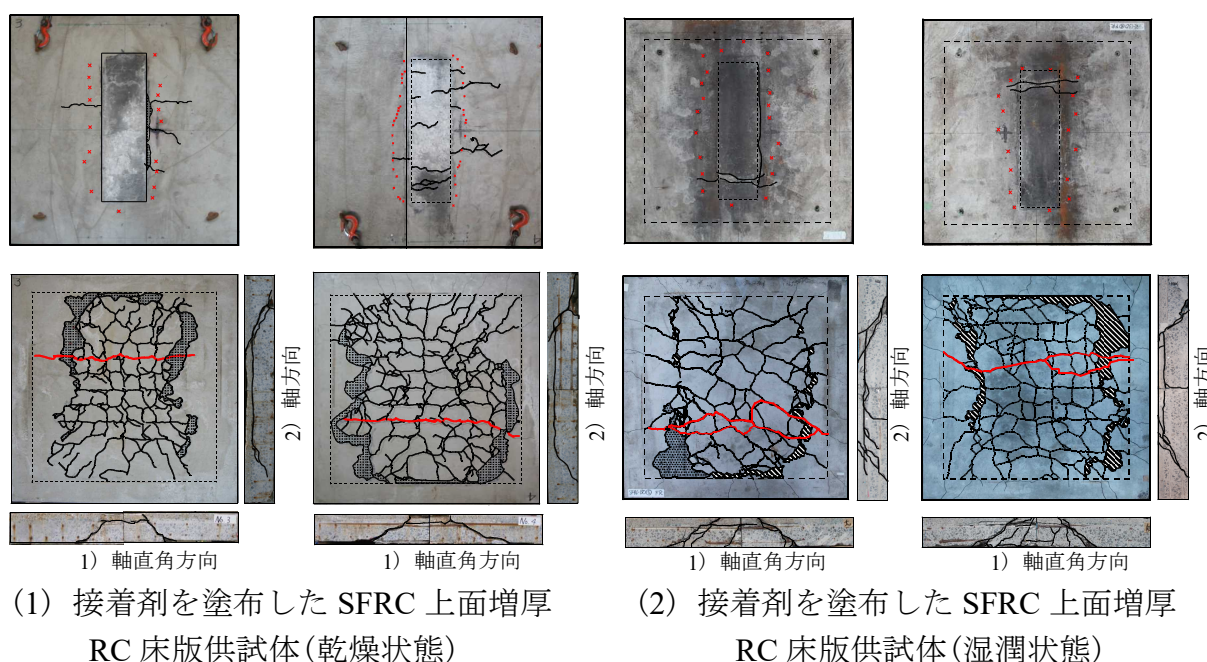


図-4.9 断面方向の破壊状況

来の SFRC 上面増厚補強の 2.05 倍である。また、破壊時では垂直方向のひび割れがやや多く発生している。よって、本実験の設定条件（溜まり水などを除去した表面が濡れている）範囲内ならば、WJ 施工や降雨後の湿潤状態においても、耐疲労性の低下の影響は小さく、接着剤は SFRC に含まれる水分（5%程度）における接着効果は十分に機能している。

以上より、従来工法である SFRC を研掃面に直接増厚した SFRC 上面増厚 RC 床版供試体は、輪荷重の繰り返し走行により RC 床版と増厚部の界面がはく離している。これに比して、乾燥状態および湿潤状態を想定した打継ぎ界面に接着剤を塗布した SFRC 上面増厚補強法は、破壊時付近まではく離は見られなく、耐疲労性も向上した。

4.8 まとめ

RC 床版の上面劣化に対する補強法および設計基準の変遷に伴う耐荷力の不足に伴う補強法には、FRC 材である鋼繊維を混入した高強度繊維補強コンクリート（SFRC）材が用いられ、直接増厚補強が施されている。しかし、この補強は早期にはく離し、10 年ほどで再補強された事例もある。そこで、鋼繊維を配合した FRC 材を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面増厚法における耐疲労性を検証し、実用性を評価した。その結果、次のことが結論を得た。

- (1) 従来型の SFRC 材を直接増厚する補強法は界面ではく離するもののせん断強度は 2.97N/mm^2 である。これに対して、界面を乾燥状態および湿潤状態で付着用接着剤を塗布した場合は母材コンクリート面でせん断破壊し、一面せん断試験による付着強度は接着剤を用いない供試体の約 2 倍となった。よって、乾燥状態および湿潤状態で接着剤を塗布することではく離が抑制される結果となる。
- (2) 従来型 SFRC 上面増厚補強した供試体の等価走行回数は無補強 RC 床版供試体の 17.3 倍となり、SFRC 材で増厚補強することから耐荷力が向上するとともに耐疲労性が大幅に向上した。一方、乾燥状態および湿潤状態で接着剤を塗布した供試体はそれぞれ 42.7 倍、35.4 倍となり、接着剤を塗布することで耐疲労性が向上する結果となり、実用的な補強法である。
- (3) RC 床版および SFRC 上面増厚補強法は RC 床版供試体のたわみが床版支間 L の 1/400 付近から増加が著しくなり、破壊に至った。そこで、RC 床版および SFRC 上面増厚補強法における補修・補強時期の推定として、床版たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時期を目安に補強対策を検討する必要がある。
- (4) 従来型の SFRC 上面増厚補強した RC 床版の破壊状況は、走行面全体がはく離が確認された。一方、乾燥状態および湿潤状態で接着剤を塗布した RC 床版の破壊状況は走行面にはく離は見られるものの、従来の SFRC 上面増厚補強した RC 床版の等価走行回数に対して乾燥状態および湿潤状態で接着剤を塗布した供試体の等価走行回数は 2.47 倍、2.05 倍であり、終局時には界面付近ではく離が見られるものの耐疲労性が向上している。

第4章参考文献

- 4.1) 山田健太郎：重交通下における鋼床版の疲労損傷，土木学会第10回鋼構造と橋梁に関するシンポジウム，2007
- 4.2) 内田賢一，西川和廣：既存道路橋床版の疲労耐久性に関する検討，第一回鋼橋床版シンポジウム講演論文集，土木学会，pp.37-42，1998
- 4.3) 三田村浩，佐藤京，本田幸一，松井繁之：道路橋RC床版上面の凍害劣化と疲労寿命への影響，構造工学論文集 Vol.55A，pp.1420-1431，2009
- 4.4) 出戸秀明，岩崎正二，新銀武，丸山泰孝：積雪寒冷地の塩化物供給を考慮したRC床版余寿命診断技術の提案，構造工学論文集，Vol. 56A，pp. 1227-1238，2010.3
- 4.5) (財) 高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル，1995
- 4.6) (国立研究開発法人) 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
- 4.7) 横山和昭，鹿野善則，紫桃孝一郎：下面増厚したRC梁のせん断補強効果に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.25，No.2，pp.1909-1914，2003
- 4.8) 高野真希子，阿部忠，木田哲量，児玉孝喜，小森篤也：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，構造工学論文集，Vol. 56A，pp. 1259-1269，2010.3
- 4.9) 児玉孝喜，後藤和満，加形護，近藤充志：供用下におけるSFRCによる鋼床版の疲労対策，橋梁と基礎，pp.30-38，2006
- 4.10) (公社) 日本道路橋会：道路橋示方書・同解説Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ，2004
- 4.11) 阿部忠，木田哲量，徐銘謙，澤野利章：道路橋RC床版の押抜きせん断耐荷力評価式に関する研究，構造工学論文集，Vol. 53A，pp. 199-207，2007.3
- 4.12) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理，森北出版，2007
- 4.13) 川井豊，阿部忠，木田哲量，高野真希子：道路橋RC床版のS-N曲線に関する考察，土木学会，第7回床版シンポジウム論文報告集，pp.263-268，2012

第5章 塩害・凍害の複合劣化を受けたRC床版の上面増厚補強法の耐疲労性の評価

5.1 はじめに

近年、積雪寒冷地域の道路橋 RC 床版は、大型車輛の走行による疲労損傷に加え、冬季は融雪剤散布による塩害と凍害の複合劣化により、建設後 30 年低度で劣化期を迎えている^{5.1)}。塩害・凍害の複合劣化を受けた RC 床版の損傷状況は、床版上面コンクリートが鉄筋の露出に至るスケーリングが生じている。また、床版下面には 2 方向のひび割れに加え、漏水や遊離石灰が沈着している。上面劣化に対する補修には超速硬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を用いて補修されている。また、補強法には鋼繊維補強コンクリート (Steel Fiber Reinforced Concrete : SFRC) で上面増厚補強^{5.2)}が施されている。しかし、SFRC 上面増厚補強法は増厚界面の「はく離」により、早期に再補強されている事例もある。そこで、第 4 章では、未損傷の RC 床版供試体を用いて超速硬セメントと鋼繊維による SFRC と、増厚界面に打継ぎ用の高耐久型エポキシ樹脂接着剤 (以下、付着用接着剤) を塗布した接着接合型 SFRC 上面増厚補強法^{5.4)}について耐疲労性を評価した。しかし、補強効果および耐疲労性が大幅に向上する結果が得られたが、実験に用いた供試体は未損傷の RC 床版であり、劣化した RC 床版に適用した場合の補強効果および耐疲労性の検証は行っていない。

そこで第 5 章では、輪荷重の走行による疲労損傷と融雪剤散布による塩害、そして、凍結・融解などによる凍害の複合劣化を受けて RC 床版上面が土砂化し、供用開始後 33 年で撤去された RC 床版を用いた床版の劣化診断と補強効果および耐疲労性を検証する。劣化診断は、橋梁点検要領^{5.4)}に示すひび割れ状況、漏水・遊離石化、はく離・鉄筋の露出から損傷度を判定し、融雪剤の散布により塩害を受けていることから、電子プローブマイクロアナライザ (Electron Probe Micro Analyzer : EPMA) を用いた面分析による塩化物イオン量の測定^{5.5,5.6)}を行い、健全性を評価する^{5.7), 5.8)}。次に、劣化した床版から切り出した RC 床版供試体を用いて、従来の超速硬セメント系モルタルで補修した供試体と「第 4 章」で提案した接着材塗布型 SFRC 上面増厚補強を施した供試体の輪荷重走行疲労実験を実施し、補修・補強効果および耐疲労性を評価し、複合劣化が多い、積雪寒冷地域の RC 床版の補強法の一助とするものである。

5.2 疲労劣化と塩害・凍害を受けたRC床版の損傷状況

積雪寒冷地域の RC 床版は、大型自動車の繰り返し走行による疲労損傷に加え、冬季間は融雪剤の散布による塩害と凍害による複合劣化が生じている。ここで、建設後 33 年程度で撤去された RC 床版の損傷事例を写真－ 5.1 に示す。

積雪寒冷地域の RC 床版の損傷過程は、伸縮装置および地覆部周辺が雨水あるいは融雪剤の融解水が滞水し、とくに冬季間は凍害と融解により床版上面は常時湿潤状態となる。そして、走行車輛の繰り返しにより、床版上面コンクリートからセメント成



(1) 伸縮継手 (2) 上面損傷 (3) 下面損傷 (4) 土砂化 (5) 雨水の滞水
 写真－ 5.1 積雪寒冷地域の RC 床版の損傷状況（上り車線）

分が滲出し、スケーリングに至る。写真－ 5.1(1)は、上り線側の伸縮継手を通過した付近の損傷状況である。伸縮継手の取り付け部の道路側に 20mm 以上の段差が見られ、床版側の損傷が著しい。写真－ 5.1(2)は、アスファルト舗装撤去後の損傷状況である。伸縮継手を通過した 3m 付近は、床版コンクリートの土砂化により鉄筋が露出している。写真－ 5.1(3)は床版下面のひび割れ状況である。疲労による 2 方向のひび割れと遊離石灰の発生が著しい。写真－ 5.1(2)に示すかぶりコンクリートからセメント成分が滲出し、これが貫通ひび割れから雨水の漏水に伴って、広範囲に渡って遊離石灰が発生している。写真－ 5.1(4)は、かぶりコンクリート全面が土砂化している。写真－ 5.1(5)は、土砂化した床版上面に雨水が滞水するなど、損傷が著しい。この RC 床版の損傷状況は 2007 年の橋梁点検要領^{5,9)}においては緊急対応の必要な橋梁と判定され、その後 PC 床版へと架け替えされた。

5.3 供試体の劣化診断

5.3.1 劣化診断および補修・補強に用いる供試体概要

本実験に用いる供試体は、岩手県の国道 106 号線に建設された単純上路式トラス橋の RC 床版である（写真－ 5.2）。この道路橋 RC 床版は、1975 年（昭和 50 年）に建設され、2009 年（平成 21 年）に撤去された RC 床版であり、供用年数は 33 年程度である。なお、当該路線の平成 27 年度における 24 時間自動車交通量は小型車が 4,079 台、大型車は 1,179 台である。この撤去した RC 床版の一部を用いて劣化診断および補修・補強を施し、耐疲労性の検証を行う。ここで、劣化診断および本実験に用いる



写真－ 5.2 RC 床版撤去橋梁



写真－ 5.3 床版供試体の切出し状況

実橋より切出した RC 床版供試体の下面のひび割れ状況を図－ 5.1 に示す。よって、上り車線は写真－ 5.1(2)および(5)に示すように損傷が著しいことから、下り車線側の RC 床版を用いて供試体とする。床版の切出しにおいては、写真－ 5.1(2)の手前側や写真－ 5.1(5)のような土砂化が進行した箇所ではなく、3 枚の切出し床版供試体が概ね同程度の損傷状態となるように床版上面および下面の状態を確認し、さらに鉄筋配置を考慮して範囲を特定した。撤去床版の切断状況を写真－ 5.3 に示す。

5.3.2 点検要領に基づいた床版の損傷度

切出した RC 床版供試体の「ひび割れ損傷」、「はく離・鉄筋の露出」および「遊離石灰の発生」状況から国土交通省橋梁点検要領^{5.4)}に基づいて損傷度を判定する。

(1) ひび割れ状況

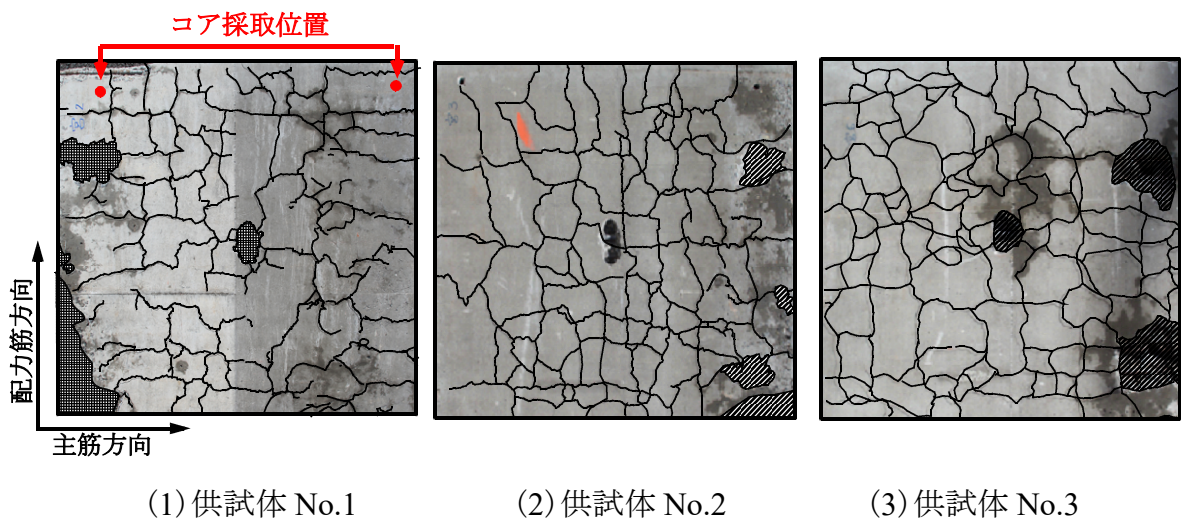
供試体 No.1 のひび割れ状況は写真－ 5.1(3)に示すように、ひび割れ間隔が 0.2m 以下で格子状に発生していると同時に 0.2mm 以上のひび割れがかなり目立ち、部分的な角落ちが生じている。よって、損傷度は「E」である。供試体 No.2, No.3 も同様に損傷度は「E」と判定される。

(2) はく離・鉄筋の露出

はく離・鉄筋の露出については写真－ 5.1(3)に示すように、はく離や鉄筋の露出は見られない。また、図－ 5.1 に示す供試体 No.1, No.2, No.3 の斜線部分は、撤去時に生じた損傷である。このように、RC 床版下面に損傷は見られないが、床版上面は写真－ 5.1(2)に示すようにスケーリング、土砂化し、鉄筋が露出している。また、写真－ 5.1(4), (5)に示すように鉄筋は腐食による発錆が見られる。下面からの点検では、はく離や鉄筋の露出は見られないものが、床版上面の損傷状況から判定すると損傷度は「E」と判定される。

(3) 漏水・遊離石灰

漏水・遊離石灰については写真－ 5.1(3)に示すように、床版下面に漏水による遊離



図－ 5.1 補修・補強床版の損傷状況

石灰の発生と発錆が著しい。この状況において損傷度は「E」に相当する。なお、供試体 No.1, No.2, No.3 は、実験供試体に加工する際の切断洗浄により洗い流され、遊離石灰の発生状況は確認できない。

(4) ひび割れ損傷と漏水・遊離石灰

平成 26 年に改定された橋梁点検要領では、ひび割れ状況と漏水・遊離石灰の発生が複合された場合の損傷状況は、損傷ランクが 1 段階上がることから、本供試体の損傷度は e となり、緊急対応の必要な床版である。

以上のように、本実験に用いる橋梁 RC 床版は損傷が最も著しく、緊急対応の必要な橋梁であり、撤去は妥当であると判断できる。

5.3.3 各種試験による既設床版の健全性診断

損傷した供試体の上面を超速硬セメントモルタルで元の厚さまで補修した後、RC 床版の地覆から約 60cm 付近で直径 60mm、深さ 250mm のコアを 2 本採取した。供試体寸法を図－ 5.2、採取したコアを写真－ 5.4 に示す。

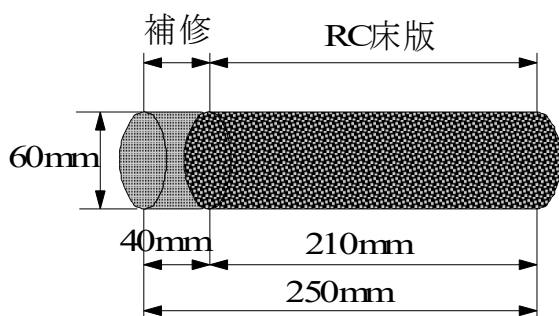
写真－ 5.4 に示す試験体を用いて、超音波伝播速度、コンクリートの圧縮強度試験、中性化および EPMA を用いた面分析により塩化物イオン濃度を測定する^{5.5,5.6,5.10}。

(1) 超音波伝播速度

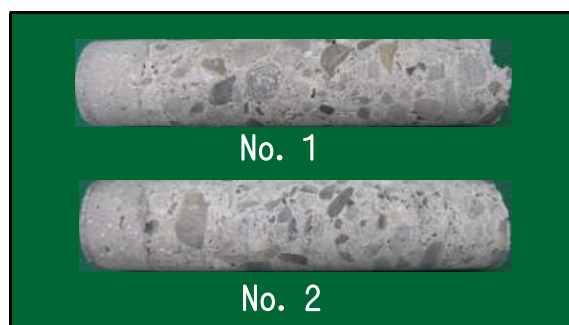
採取したコアについて超音波伝播速度の測定を行った。超音波試験は対象断面を挟み込むように探触子を配置して超音波を透過させ、その伝播速度や周波数分布を健全部と比較することにより空隙などの内部欠陥の有無を検出する。このため、採取したコア供試体 No.1, No.2 を JIS A 1110 に準じて、110℃の乾燥機で一定質量となるまで乾燥させた後、超音波伝播速度の測定を行った。

本実験では図－ 5.3 に示すように、採取したφ 50mm × 250mm の小径コアを用いて、上面から深さ方向に計測した。ここで、超音波伝播速度の測定結果を表－ 5.1 に示す。

表－ 5.1(1)および(2)に示す超音波伝播速度は供試体 No.1, No.2 とともに、4,000m/sec 以上となり、コンクリートは健全であると言える。なお、表－ 5.1(1)に示す「-」は測定面にジャンカがあり、測定不可能であったことを示している。



図－ 5.2 供試体寸法



写真－ 5.4 採取したコア

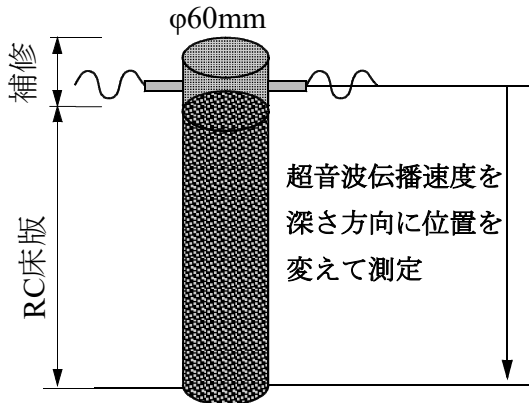
表－ 5.1 超音波伝播速度

(1) 供試体 No.1

コアNo.	測定範囲 (mm)	コアの直径 (mm)	伝播時間 (μ sec)			超音波伝播速度 (m/sec)
			N-S方向	E-W方向	平均	
No.1	0-50	58.5	13.5	13.7	13.6	4,300
	50-100		12.9	12.9	12.9	4,530
	100-150		12.9	12.8	12.9	4,530
	150-200		13.3	-	13.3	4,400
	200-250		13.2	13.9	13.6	4,300

(2) 供試体 No.2

コアNo.	測定範囲 (mm)	コアの直径 (mm)	伝播時間 (μ sec)			超音波伝播速度 (m/sec)
			N-S方向	E-W方向	平均	
No.2	0-50	58.5	13.6	13.8	13.7	4,270
	50-100		12.7	12.9	12.8	4,570
	100-150		13.3	13.0	13.2	4,430
	150-200		13.3	12.9	13.1	4,470
	200-250		13.7	13.5	13.6	4,300

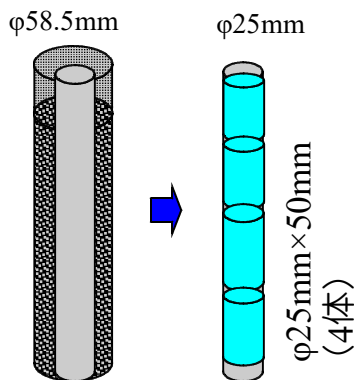


図－ 5.3 超音波伝播速度試験

(2) 圧縮強度試験および弾性係数

超音波伝播速度試験に用いたコア No.1 の供試体から $\phi 25\text{mm} \times 250\text{mm}$ を採取し、これを上面から 50mm で切断し、圧縮強度および弾性係数を測定した。ここで、試験体の形状および寸法を図－ 5.4 に示す。また、試験状況を写真－ 5.5 に、コンクリートの圧縮強度および弾性係数を表－ 5.2 に示す。また、本実験では 1 体の試験体であることから信頼性は低いものと考えられるが、RC 床版供試体から得た $\phi 50\text{mm}$ のコアより採取した圧縮強度と近似している。

塩害・凍害を受けた RC 床版供試体から採取した $\phi 60\text{mm}$ 、長さ 250mm のコアから切り出した $\phi 25\text{mm}$ 、深さ 50mm の 4 体の試験体について、圧縮強度および弾性係数は表－ 5.2 に示すように、深さ 0mm ～ 50mm の位置は超速硬セメントを用いた補修モルタルで増厚した位置である。よって、圧縮強度は 50.8N/mm^2 、弾性係数は 27.4kN/mm^2 である。また、50mm ～ 100mm の位置は既存の RC 床版であり、圧縮強



(1) 採取したコア (2) 供試体

図－ 5.4 測定に用いる試験体寸法

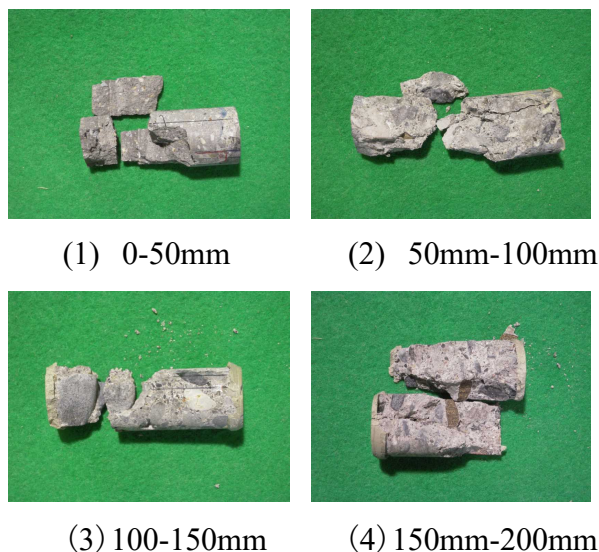


写真－ 5.5 試験状況

表－ 5.2 圧縮強度および弾性係数

(供試体 No.1)

深さ(mm)		0-50	50-100	100-150	150-200
直径	1	25.49	25.53	25.54	25.51
	2	25.50	25.54	25.52	25.53
	平均	25.50	25.50	25.50	25.50
高さ	1	50.89	50.98	50.97	50.28
	2	50.82	51.08	50.90	50.23
	平均	50.90	51.00	50.90	50.30
h/d		2.00	2.00	2.00	1.97
断面積 (mm ²)		511	511	511	511
最大荷重 (kN)		27.0	20.9	13.1	16.8
圧縮強度 (N/mm ²)	補正前	52.8	40.9	25.6	32.9
	補正後	50.8	38.9	23.6	30.9
質量 (g)		56.3	62.7	62.6	60.3
見掛け密度 (g/cm ³)		2.16	2.41	2.41	2.35
静弾性係数 (kN/mm ²)		27.4	28.5	27.0	22.5



写真－ 5.6 圧縮試験による破壊状況

度は 38.9N/mm²、弾性係数は 28.5kN/mm² である。次に、100mm ～ 150mm の位置の圧縮強度は 23.6N/mm²、弾性係数は 27.0kN/mm² である。150mm ～ 200mm の位置の 30.9N/mm²、弾性係数は 22.5kN/mm² である。既存 RC 床版の圧縮強度の平均は 31.1N/mm² となっており、2002 年改訂の道路橋示方書・同解説 (以下、道示とする)^{5.11)} に規定される RC 床版コンクリートの設計基準強度 24N/mm² 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。また、弾性係数の平均は 26.0kN/mm² である。

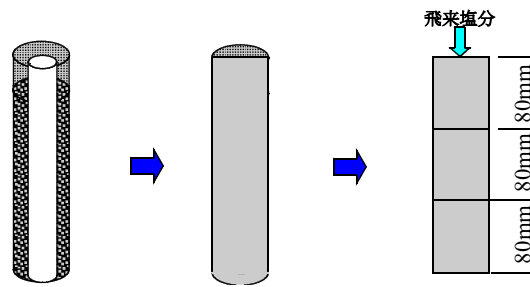
次に、圧縮試験の破壊状況を写真－ 5.6 に示す。深さ 0mm ～ 50mm の位置は写真－ 5.6(1)に示すように超速硬補修モルタルで補修した位置であり、50mm 以下よりも強度が大きく、またモルタルであることから、破壊形状は 50mm 以下とは異なる。深さ 50mm ～ 100mm および 100mm ～ 150mm の位置の破壊形状は円錐状状のブロック (写真－ 5.6(1), (2), (3)) が残っている。また、150mm ～ 200mm の破壊状況は載荷方向に直交する断面全体にわたり大きな粗骨材があり、モルタルが圧壊したような形状 (写真－ 5.6(4)) を示している。

(3) コンクリート中の塩化物イオン濃度の測定

φ 60mm × 250mm のコアから、圧縮試験および弾性係数に用いた φ 25mm × 250mm を除いた部分から、幅 40mm × 250mm の平面状に切断加工した。これを幅 40mm、深さ 80mm、厚さ 5mm のピクセルを 3 体製作した。EPMA 試験は供試体 No.1, No.2 の 2 体について実施する。

EPMA 試験による塩化物イオンの分析は、図－ 5.5 に示すコア試験体を平面状に切断し、樹脂で補強した後、切削面を研磨し、測定面とした。

コンクリート中の塩化物イオン量の推定は、EPMA の面分析より得られた骨材込み



(1) コア (2) 平面状に加工 (3) EPMA 試験体

図－ 5.5 EPMA 試験に用いる供試体寸法

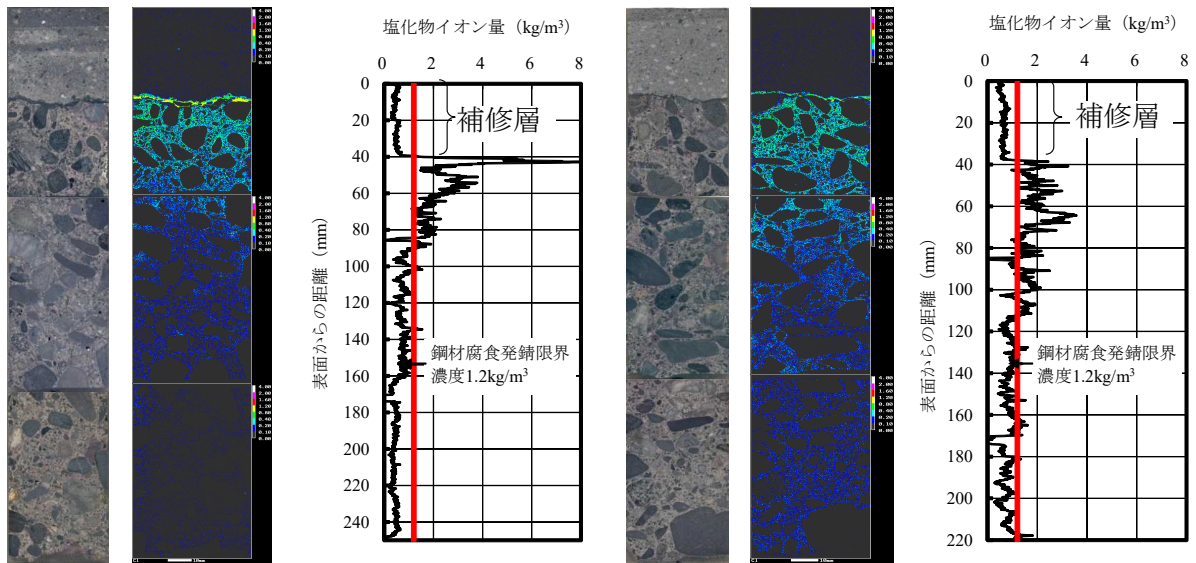
の深さ方向の平均塩化物イオン濃度 (mass%) を用いて、コンクリート単位容積に含に含まれる塩化物イオン量 (kg/m^3) を算出する。EPMA 試験による塩化物イオン量の算出は式(5.1)として与えられる。

$$\text{塩化物イオン量 } (\text{kg}/\text{m}^3) = \frac{\text{濃度分析値 (mass \%)}}{100} \times \text{乾燥単位容積質量 } (\text{kg}/\text{m}^3) \quad (5.1)$$

EPMA 試験によるコンクリートの単位容積当たりの塩化物イオン量を図－ 5.6 に示す。なお、図－ 5.6(1)は外側縦げた上付近の供試体 No.1 であり、図－ 5.6(2)は床版支間中央付近の供試体 No.2 の塩化物イオン量である。また、EPMA 試験による塩化物イオン量は、骨材込みであり、床版上面から下面方向の平均塩化物イオン濃度 (mass%) の値を基に、コンクリートの乾燥単位容積質量を $2,200\text{kg}/\text{m}^3$ としてコンクリート単位容積に含まれる塩化物イオン量 (kg/m^3) に換算した結果である^{5.10)}。また、図－ 5.6 には、塩化物イオンによる鋼材腐食発錆限界濃度 $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ についても併記した^{5.12)}。

供試体 No.1 は図－ 5.6(1)に示すように、上面から 40mm は、塩害と凍害の複合劣化を受け、上縁に配置された鉄筋位置までスケーリングが生じていたことから、超速硬セメントモルタルで補修した部分であり、塩化物イオンは低い濃度を示している。しかし、補修部と既設コンクリートとの界面付近、すなわち鉄筋配置付近の塩化物イオン濃度が $8.0\text{kg}/\text{m}^3$ と最も高く、鋼材腐食発錆限界濃度である $1.2\text{kg}/\text{m}^3$ を超えている。深さ 90mm ～ 250mm の範囲では、所々で鋼材腐食発錆限界濃度を超える個所があるものの、全体的に低い濃度を示している。

一方、供試体 No.2 は図－ 5.6(2)に示すよう、床版支間中央付近でのコア採取による結果である。上面から 40mm 付近は超速硬セメントモルタルで補修した部分であり、塩化物イオン量は少ない。また、鉄筋配置位置付近の塩化物イオン量は $3.1\text{kg}/\text{m}^3$ であり、上面から 40mm ～ 100mm 付近までのイオン量が多い。また、上面から 100mm



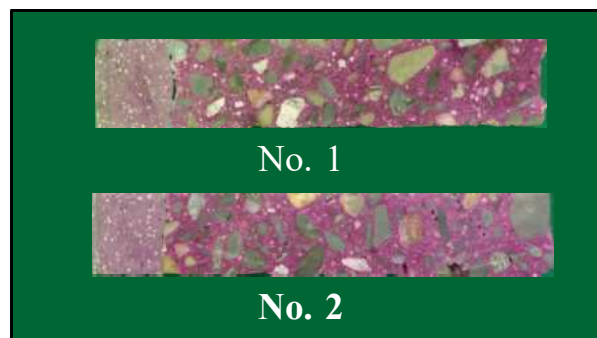
1)コア 2)EPMA 試験 3)塩化物イオン濃度 1)コア 2)EPMA 試験 3)塩化物イオン濃度
 (1)供試体 No.1 (2)供試体 No.2

図－ 5.6 塩化物イオン量(kg/m³)

～ 220mm 付近も鋼材腐食発錆限界濃度 1.2kg/m³ 程度のイオン量である。とくに、床版支間内は 2 方向のひび割れ発生と遊離石灰が発生していることから、融雪剤による融水が床版下面まで浸透したことから塩化物イオン量が高い結果となった。したがって、上縁鉄筋位置の塩化物イオン量が鋼材腐食発錆限界濃度 1.2kg/m³ を超えている。よって、写真－ 5.1(4)，(5)に示すように鉄筋に発錆がみられる。

(4) 中性化の診断

RC 床版は融雪剤や凍結防止剤の散布による塩害と凍害の影響を受け、RC 床版の上面が土砂化している。また、コンクリート内部も土砂化が進行していることから中性化の影響も懸念される。そこで、供試体 No.1 および No.2 の供試体について、フェノールフタレン試薬を噴霧器で噴霧し、中性化を検証する。この結果を写真－ 5.7 に示す。写真－ 5.7 に示すように本供試体は赤紫色に呈色していることから中性化に至っていない。



写真－ 5.7 中性化の測定結果

以上より、本実験に用いる供試体は、橋梁点検要領に基づいて点検したひび割れ状況および漏水・遊離石灰の発生状況から、この床版の損傷は緊急対応の必要な床版である結果が得られた。一方、各種試験法による材料の劣化状態は、コンクリートの圧縮強度については1990年(平成2年)改定の道示に規定するコンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 を下回る強度が一部に見られるが、設計時の基準である1973年(昭和48年)改定の道示におけるコンクリートの設計基準強度 21N/mm^2 を満足している。また、弾性係数も確保されている。EPMA試験による塩化物イオン量は、上縁鉄筋付近は塩化物イオンによる鋼材腐食発錆限界濃度 1.2kg/m^3 を超えているものの、圧縮鉄筋側は鋼材腐食発錆限界濃度を下回っている。よって、この床版供試体を用いて、補修・補強を施した場合の耐疲労性を検証する。

5.4 供試体寸法および補強法

5.4.1 供試体寸法

本実験では2002年(平成14年)改訂の道示に準拠して製作したRC床版と塩害・凍害の複合劣化に加え、車輛走行による疲労劣化が複合されたRC床版供試体を製作し、補強効果および耐疲労性を評価する。供試体寸法および鉄筋配置を図-5.7に示す。

(1) RC床版

RC床版供試体の寸法は図-5.7(1)に示すように、全長は1,600mm、支間1,400mm、床版厚150mm、鉄筋は複鉄筋配置とし、引張側の軸直角方向および軸方向にD13を

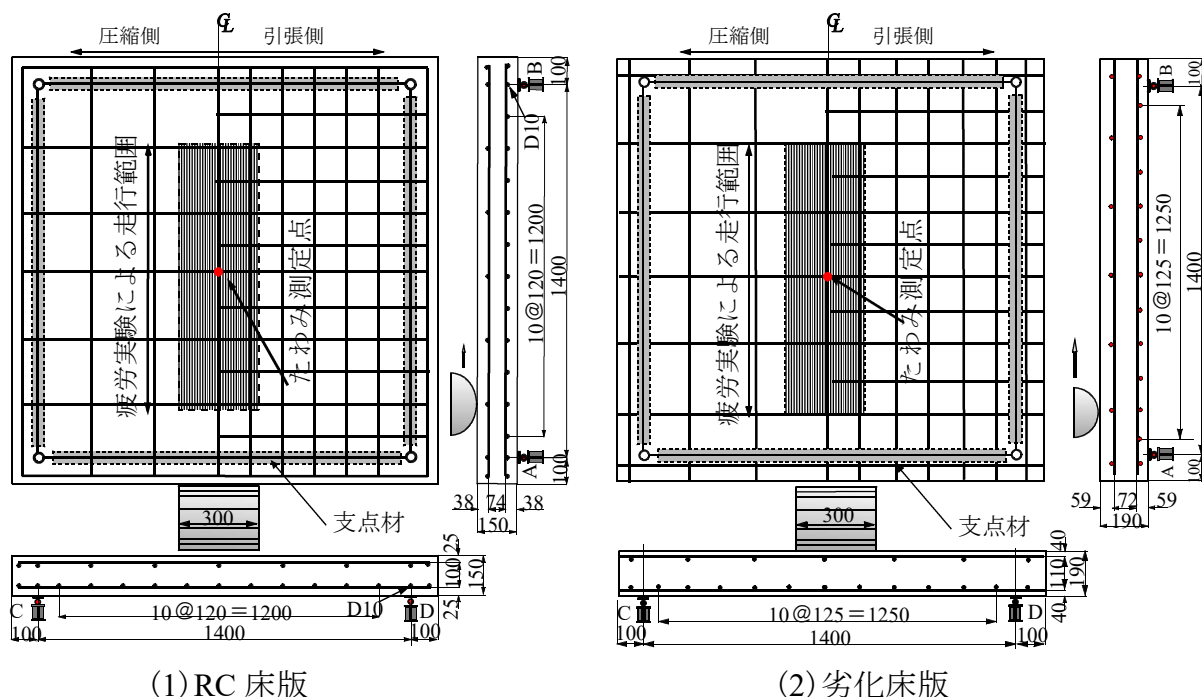
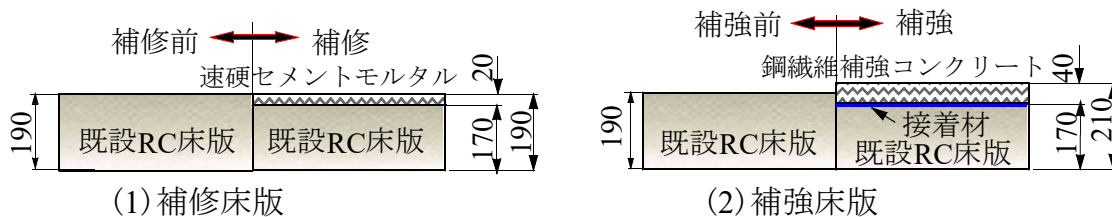


図-5.7 供試体寸法および鉄筋配置



図－ 5.8 補修・補強床版供試体

120mm 間隔で配置した。その有効高さは、それぞれ 125mm, 112mm とした。また、圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 を配置した。

(2) 補修・補強床版

撤去前床版は支間が 2,550mm であったが実験供試体に加工した。補修・補強床版供試体の寸法は図－ 5.7(2)に示すように全長 1,600 × 1,600mm とする。床版厚は 190mm であったが、上面コンクリートは 10mm ～ 40mm 程度の厚みでスケーリングしている。次に、鉄筋は軸直角方向および軸方向ともに D19mm を軸直角方向および軸方向ともに 125mm 間隔で配置され、軸方向筋の配置間隔にはバラツキが見られる。補修・補強後の寸法を以下に示す。

1) 補修床版

補修床版供試体は上面に 10mm ～ 40mm 程度のスケーリングが生じていたことから、床版上面を 10mm 切削し、全厚 190mm となるように、厚さ 20mm を超速硬セメントモルタルで補修する。補修床版供試体寸法を図－ 5.8(1)に示す。

2) 補強床版

補強床版も補修床版と同様に床版上面がスケーリングしている。基本的には既設 RC 床版部を 170mm 厚まで切削し、その上に 40mm を増厚する。床版全厚は 210mm である。ここで、補強床版供試体の寸法を図－ 5.8(2)に示す。

5.4.2 補修材料および補修法

(1) 補修材

RC 床版上面の補修材には超速硬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を用いて補修されている。本供試体に用いる補修材には 3 時間で道示に規定される設計基準強度 24N/mm^2 を確保するために超速硬セメントを用いた。ここで、補修材の配合を表－ 5.3 に示す。3 時間後の設計基準強度 25.3N/mm^2 である。

表－ 5.3 補修材の配合表

補修材名	単位量(kg/m ³)			水結合比 (%)	練上り量 (ℓ)
	プレミックス粉体		水		
	結合剤	骨材その他			
URCM	938	938	338	18	1000



(1) 切削・研掃 (2) 補修材打ち込み (3) 表面仕上げ

写真－ 5.8 補修手順

(2) 補修法

補修用床版の損傷状況は、写真－ 5.1、図－ 5.1 に示すように、床版上面コンクリートはスケーリングし、鉄筋が露出し、さらに発錆もみられる。また、床版下面の損傷状況は、0.2mm 以上のひび割れが 2 方向に発生し、床版全体としては加速期から劣化期に相当する床版である。

次に、補修法は、従来行っている補修法を用いた。ここで、補修手順を写真－ 5.8 に示す。補修手順は、RC 床版上面全体を切削機で切削し、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、ウォータージェットで脆弱したコンクリートを削り、付着性を高めるためにショットブラスト（投射密度 150kg/m^2 ）で研掃する（写真－ 5.8(1)）。その後、第 3 章で用いた超速硬セメントモルタル（URCM）で元の厚さまで補修する（写真－ 5.8(2)）。この材料の発現強度は 3 時間で道示に規定するコンクリートの設計基準強度が 24N/mm^2 を超える材料であることから、直ちに表面仕上げする（写真－ 5.8(3)）。ここで、上面補修を施した供試体の名称を RC-補修.1 とする。

5.4.3 補強材料および補強法

(1) 補強材

上面増厚のコンクリートには繊維に鋼繊維を用いた SFRC 材を使用する。4 章で用いた配合とスランプなどが異なるが、これは 4 章の実験時において接着剤塗布型の付着オーバーレイに用いる SFRC の配合の仕様が定まっていなかったことから、鋼床版に接着剤を塗布してから SFRC を打ち込む工法を試行工事として最初に適用した横浜ベイブリッジにおける鋼床版上 SFRC 舗装の配合を基準とした^{5.13)}。一方、5 章の実験時においては鋼床版上 SFRC 舗装は一般工事として運用され、定められた配合仕様を基準とした^{5.14)}。しかし、設計基準強度は、材齢 3 時間で 24N/mm^2 以上である。配合条件を表－ 5.4 に示す。配合は、超速硬セメントと最大寸法 15mm の粗骨材および長さ 30mm の鋼繊維を 100kg/m^3 ($1.27\text{vol.}\%$) とした。供試体に用いた SFRC の圧縮強度は、上面増厚後の養生 3 時間で、 24.5N/mm^2 である。

また、SFRC 材と RC 床版との付着性を高めるために第 3 章、第 4 章で用いた付着用接着剤を適用する。接着剤の材料特性値は圧縮強さ 102.8N/mm^2 、曲げ強さ 41.1N/mm^2

表－ 5.4 補強材の配合表

スランブ (cm)	W/C (%)	s/a	単体量 (kg/m ³)					高性能 減水剤
			セメント(C)	水(W)	細骨材(S)	粗骨材(G)	鋼繊維(S)	
6.5 ±1.5	39.3	51.2	430	170	851	858	100.0	8.6

表－ 5.5 接着材の特性値

項目	測定値	備考
外観 主剤	白色ペースト状	異物混入なし
硬化剤	青色液状	
混合比(主剤：硬化剤)	5：1	重量比
硬化物比重	1.42N/mm ²	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 以上	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 K 6909

付着強さ 3.7N/mm²である。ここで、接着材の試験結果を表－ 5.5 に示す。

(2) 補強方法

補強用床版の損傷状況は写真－ 5.1 (2), (3)に示すように、床版上面はスケーリングし、鉄筋が露出している。また、床版下面には 0.2mm 以上のひび割れが 2 方向に発生し、補修供試体と同様に劣化過程は加速期（後期）から劣化期に相当する損傷である。補強供試体（写真－ 5.1 (2), (3)）の補強法は、上面増厚工法設計施工マニュアル^{5.2)}に準拠して製作する。ここで補強手順を写真－ 5.9 に示す。本供試体の SFRC 上面増厚補強法は、既設 RC 床版の上面を 10mm 切削し、ショットブラストを用いて研掃する（写真－ 5.9 (1)）。次に SFRC 材との付着性を高めるために接着剤を塗布する（写真－ 5.9 (2)）。接着剤は面積当たり平均厚さ 1mm 厚となる塗布量を基準とする。接着剤の硬化時間は常温で 120 分程度であることから塗布後直ちに SFRC を混練りする。本供試体の補強法には実用性を考慮して専用の移動式プラントを用いた（写真－ 5.9 (3)）。練り混ぜ後直ちに SFRC で上面増厚補強を施す（写真－ 5.9 (4) 5.3), 5.5)。ここで、供試体の名称を RC-補強 1, RC-補強 2 とする。



(1) 切削・研掃 (2) 接着剤塗布 (3) SFRC 練り混ぜ (4) SFRC 打ち込み (5) 表面仕上げ
写真－ 5.9 補強手順

5.5. 輪荷重走行疲労実験方法および等価走行回数

5.5.1 輪荷重走行疲労実験方法

輪荷重走行疲労実験は、RC 床版および SFRC 上面増厚 RC 床版ともに床版中央から両支点方向に 500mm（走行範囲：1,000mm）の範囲に輪荷重（幅 300mm）を繰り返し走行させる実験である。実験状況を写真－ 5.10 に示す。

本供試体の寸法は、輪荷重の幅が道示 I に規定する T 荷重の接地幅の 3/5 であることから、RC 床版供試体も 3/5 モデルとした。また、補修・補強用供試体は鉄筋量、床版厚も異なるものの RC 床版と同一条件で輪荷重を走行させる。

RC 床版供試体の輪荷重走行疲労実験における初期荷重 100kN から走行を開始し、20,000 回走行ごとに荷重を 20kN 増加した。

補修・補強床版は床版厚がそれぞれ 190mm、210mm と RC 床版に比して厚いことから、初期荷重は RC 床版供試体の輪荷重走行疲労実験における初期荷重 120kN から走行を開始し、20,000 回走行ごとに荷重を 20kN 増加させ、供試体が破壊するまで荷重増加と走行を繰り返す。なお、本実験における補修・補強効果は等価走行回数に算定し、RC 床版の等価走行回数を基準に補強床版の耐疲労性を評価する。計測は輪荷重走行 1、10、100、1,000、5,000 回および 5,000 回以降は 5,000 回走行ごとにたわみを計測する。



写真－ 5.10 実験状況

5.5.2 走行疲労実験における等価走行回数

本実験における輪荷重走行疲労実験は、20,000 回ごとに荷重を増加する段階荷重載荷としたことから、等価走行回数を算出して耐疲労性を評価する。等価走行回数は、マイナー則に従うと仮定すると式(5.1)で与えられる。なお、式(5.1)における RC 床版の基準荷重 P は設計活荷重の 1/2 に安全率 1.2 を考慮した 72kN の一定荷重載荷として等価走行回数を算出する。また、補修・補強床版供試体は 94kN を基準荷重として算出する。また、式(5.1)における S-N 曲線の傾きの絶対値の逆数 m は松井らが提案する S-N 曲線の傾きの逆数 12.7 を適用する^{5.15)}。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i / P)^m \times n_i \quad (5.2)$$

ここで、 N_{eq} ：等価走行回数(回)、 P_i ：載荷荷重(kN)、 P ：基準荷重(RC床版：72kN、補修・補強床版：94.2kN)、 n_i ：実験走行回数(回)、 m ：S-N曲線の傾きの逆数(= 12.7)

5.6 実験結果および考察

5.6.1 実験走行回数および等価走行回数

本実験における RC 床版、SFRC 上面増厚 RC 床版の等価走行回数の算定結果を表 5.6 に示す。

(1) RC床版

RC 床版供試体 RC-1 の実験走行回数は荷重 100kN で 20,000 回走行し、荷重 120kN で 19,934 回走行後に破壊となり、等価走行回数は 14.390×10^6 回である。この等価走行回数を基準に補修・補強床版の補強効果を検証する。

(2) 補修床版供試体

RC 床版の劣化部を除去後に接着剤を全面塗布して補修材を打込んだ供試体 RC.補修は、荷重 100kN から 140kN まで 20,000 回走行し、荷重 160kN で 5,260 回走行した。等価走行回数は 7.892×10^6 回である。RC 床版供試体の等価走行回数と補修床版供試体と比較すると、走行回数比は 0.55 倍となり、補強効果はみられず、耐疲労性の評価は出来ないと考えられる。

(3) 接着剤を塗布したSFRC上面増厚供試体

RC 床版の劣化部を除去後に接着剤を全面塗布して増厚した供試体 RC.補強 1 は、荷重 100kN から 160kN まで 20,000 回走行し、荷重 180kN で 19,000 回走行した。等価走行回数は 91.043×10^6 回である。また、供試体 RC.補強 2 は、荷重 100kN から 160kN まで 20,000 回走行し、荷重 180kN で 10,176 回走行し、等価走行回数は 58.144×10^6 回である。よって平均等価走行回数は 74.593×10^6 回である。RC 床版供試体の等価走行回数と増厚面に接着剤を全面した SFRC 上面増厚供試体と比較すると、走行回数比は 5.18 倍となる。さらに、補修床版供試体と比較すると増厚面に接着剤を全面塗布した SFRC 上面増厚供試体の走行回数比は 9.45 倍の補強効果が得られた。

表 5.6 RC 床版を対象とした SFRC 上面増厚補強床版の等価走行回数

供試体		荷 重					合計 回数(回)	平均等価走行 回数 (回)	走行回数比
		100 kN	120 kN	140 kN	160 kN	180 kN			
RC-1	実験走行回数	20,000	19,934	—	—	—	39,934	14,390,941	—
	等価走行回数	1,296,903	13,094,037	—	—	—	14,390,941		
RC.補修	実験走行回数	—	20,000	20,000	5,260	—	45,260	7,891,582	0.55
	等価走行回数	—	432,699	3,064,853	4,394,030	—	7,891,582		
RC.補強1	実験走行回数	—	20,000	20,000	20,000	19,000	79,000	74,593,770	5.18 (補強/RC)
	等価走行回数	—	432,699	3,064,853	16,707,340	70,838,271	91,043,163		
RC.補強2	実験走行回数	—	20,000	20,000	20,000	10,176	80,176		9.45 (補強/補修)
	等価走行回数	—	432,699	3,064,853	16,711,068	37,935,758	58,144,378		

よって、塩害や凍害の複合劣化によりスケーリングあるいは土砂化した RC 床版の補強には、脆弱化した部位を完全に削り、除去した後に接着剤塗布型 SFRC 上面増厚を施す工法は大幅に耐疲労性が向上する結果となった。

5.6.2 たわみと等価走行回数との関係

RC 床版供試体および上面増厚 RC 床版供試体中央におけるたわみと等価走行回数との関係を図－5.9 に示す。

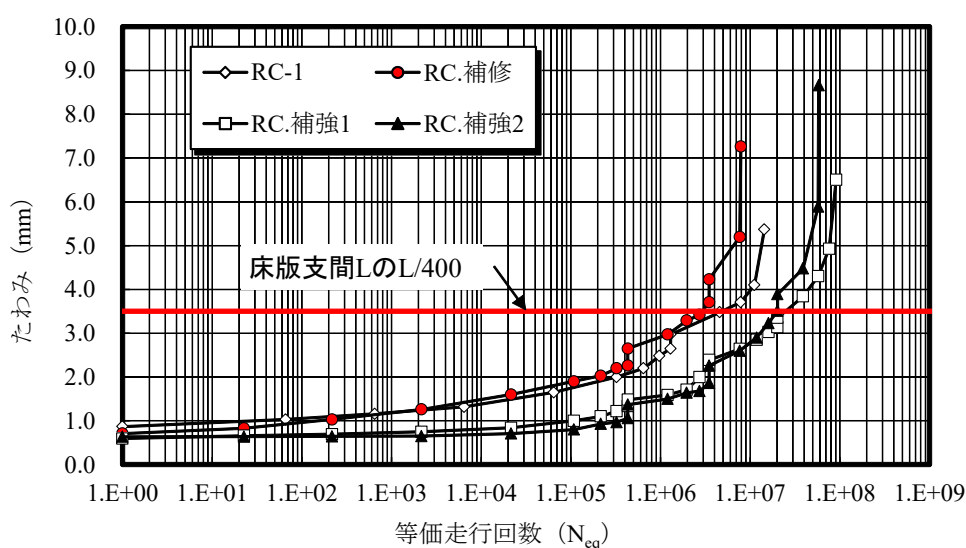
(1) 累積損傷度と劣化過程の関係

玉越ら^{5..16)}は、疲労による累積疲労損傷度 D を「基本輪荷重の繰り返し回数」を「破壊に至る繰り返し回数」で除した、式(5.3)として与えている。

$$D = N/N_f \quad (5.3)$$

ここで、 D ：疲労損傷度、 N ：繰り返し回数(本論文では等価走行回数に N_{eq} を用いる)、 N_f ：疲労破壊に至る繰り返し回数

玉越らは、疲労による累積損傷度と土木学会が示す劣化過程の関係を次のように示している。これによると累積損傷度が $0 \leq D < 0.2$ の範囲の劣化過程は潜伏期、 $0.2 \leq D < 0.5$ の範囲の劣化過程は進展期、 $0.5 \leq D < 0.65$ の範囲が加速度(前期)、 $0.65 \leq D < 0.8$ が加速期(後期)、 $0.8 \leq D$ が劣化期としている。一方、第2章で示した健全度の判定区分と土木学会示す劣化過程の関係は、潜伏期は健全度Ⅰ、進展期が健全度Ⅱ、加速期が健全度Ⅲ、劣化期が健全度Ⅳに相当するものである。そこで、RC 床版供試体のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数から累積損傷度 D を算定することとする。



図－5.9 たわみと等価走行回数との関係

(2) たわみと等価走行回数

1) RC 床版 (RC)

RC 床版供試体は図－ 5.9 に示すように、たわみが床版支間 L の $1/400$ 、すなわち 3.5mm を超えた付近からたわみの増加が著しくなっている。その後の走行を繰り返すことによりたわみの増加が著しくなっている。そこで、RC 床版供試体のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数から累積損傷度 D を算定し、劣化過程を示すと、供試体 RC-1 のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数は 3.630×10^6 回、破壊時の等価走行回数は 11.237×10^6 回であり、疲労損傷度 $D (= N_{D(L/400)}/N_f, N_{D(L/400)}$: たわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数, N_f : 破壊走行回数) は 0.32 であり、進展期に相当する損傷である。よって、進展期すなわち健全度 II で補修・補強を検討する必要があると考えられる。

2) 補修床版供試体 (RC.補修)

RC 床版供試体の上面が疲労損傷および凍害、塩害の損傷を受け、土砂化やスケールリングしたことから床版厚さ 190mm まで補修した補修床版供試体 RC.補修のたわみと等価走行回数の関係は図－ 5.9 に示すようにたわみ 3.5mm 、すなわち床版支間 L の $1/400$ まで緩やかに増加する。たわみが 3.5mm に達した時の等価走行回数は 2.942×10^6 回であり、その後の走行によりたわみは急激に増加し破壊に至っている。破壊時の等価走行回数は 7.891×10^6 回、疲労損傷度 D は 0.37 であり、劣化過程は進展期となる。よって、劣化過程が進展期すなわち健全度 III で再補強が必要となる。

3) SFRC 上面増厚補強床版供試体 (RC.補強)

たわみと等価走行回数の関係から損傷のある床版供試体の上面に接着剤を塗布し、SFRC 上面増厚補強した床版供試体 RC.補強 1, 2 は接着剤の効果により床版支間 L の $1/400$ 付近まで増厚界面がはく離せず、その後も緩やかに増加している。供試体 RC.補強 1 のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数は 25.914×10^6 回、破壊時の等価走行回数は 91.043×10^6 回であり、疲労損傷度 D は 0.26 であり、進展期、すなわち健全度 II に相当する。また、供試体 RC.補強 2 の場合は、床版支間 L の $1/400$ に達した時点の等価走行回数は 20.200×10^6 回 $\times 10^6$ 回、破壊時の等価走行回数は 58.143×10^6 回であり、疲労損傷度 D は 0.35 となり、劣化過程は進展期、健全度 III に相当する。なお、供試体 RC 補強 1, 2 はたわみが床版支間 L の $1/350$ 付近まで急激な増加は見られないことから、本補強法は増厚界面のはく離を防止する接着剤の効果によりたわみの増加が大幅に抑制される結果となった。次に、RC 床版のたわみが床版支間 L の $1/400$ に達した時点の平均等価走行回数と比較すると供試体 RC.補強 1, 2 でそれぞれ 8.5 倍、 6.5 倍である。

以上より、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強することでたわみの抑制が図られ、耐疲労性が向上する結果となった。

5.6.3 破壊状況

RC 床版、補修および補強床版供試体のひび割れ状況を図－ 5.10(1)に示す。

(1) RC 床版供試体

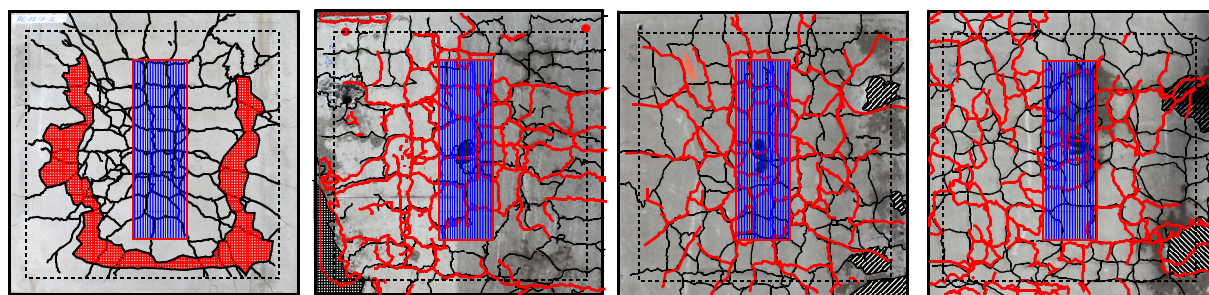
RC 床版供試体の破壊時のひび割れ状況は図－ 5.10(1)に示すように、鉄筋の主鉄筋および配力筋の配置位置に 2 方向のひび割れが発生している。破壊状況は、輪荷重の接地面から約 45 度の傾斜角で押抜かれ、引張鉄筋の底面コンクリートはダウエル効果によりはく離している。破壊モードは輪荷重が走行中に押抜きせん断破壊となった。

(2) 補修床版供試体

補修床版供試体の補修前のひび割れ状況は図－ 5.10(2)に示すように 2 方向のひび割れが発生し、さらに上面がスケーリングしていることから、劣化過程は加速期（後期）から劣化期に相当する損傷であった。この床版上面を切削し、元の厚さまで補修した供試体である。ひび割れ状況は格子状と亀甲状に発生している。押抜きせん断破壊に至らないものの角落ちなどの損傷が見られた。補修後の走行回数が RC 床版の 60 %程度であり、補修では耐疲労性が評価されない結果となった。

(3) 接着剤を塗布した SFRC 上面増厚供試体

補強床版供試体の補強前のひび割れ状況は、補修床版と同様に 2 方向に発生し、上面劣化と複合されている。この床版上面に接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を施し、全厚 210mm とした。補強床版供試体 RC 補強 1, 2 とともに、ひび割れは補修床版と同様に 2 方向のひび割れや亀甲状のひび割れが多く発生している。角落ちも見られる。RC 床版供試体のひび割れ状況は、鉄筋配置位置の下面に発生しているが、補修ならびに補強床版は鉄筋配置付近、ならびにそれ以外にも多く発生している。これは微細なひび割れに浸透した雨水が凍害などによるものと考えられる。補強床版は RC 床版の 8.5 倍、補修床版の 6.5 倍の走行回数での損傷状況である。なお、鉄筋に D19 が使用されていたことから押抜きせん断破壊に至らない。



(1) RC 床版 (2) RC.補修床版 (3) RC.補強床版 1 (4) RC.補強床版 2

図－ 5.10 破壊状況（床版下面）

5.7 まとめ

老朽化により供用開始後 33 年で撤去した実橋 RC 床版を用いて、撤去時のひび割れ診断を行うとともに劣化診断としてコア採取し、超音波伝播速度試験や圧縮試験、さらには EPMA 試験を実施し、劣化状態を診断した。その後、3 体の試験体を用い

て、従来の上面補修法および接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を施し、本提案する上面増厚補強法の耐疲労性を評価し、老朽化した RC 床版を用いた補強法においても耐疲労性の向上が図られることを検証した。この結果、以下の結論が得られた。

- (1) 供用年数は 33 年程で撤去された RC 床版を用いて、橋梁点検および劣化診断を行った結果、ひび割れ、漏水・遊離石灰の発生状況から劣化期に相当する床版であった。EPMA 試験による塩化物イオン量は最大 8.0kg/m^3 となり、鋼材腐食発錆限界濃度 1.2kg/m^3 を超えているが、圧縮強度は設計基準強度以上が確保されている。よって、劣化が著しく、撤去は当然の結果であると考えられる。
- (2) 補修用床版供試体は、上面がスケーリングし、床版下面に 0.2mm 以上のひび割れが 2 方向に発生し、加速期から劣化期に相当する損傷である。この床版供試体の上面を切削機での切削とウォータージェットを併用して脆弱したコンクリートを削り、超速硬セメントコンクリートで元の厚さまで修復した。2002 年(平成 14 年)改定道示に準拠した RC 床版供試体に比して等価走行回数比が 0.55 倍となり、補修効果はみられず、補強法の検討が必要である。
- (3) 接着剤を全面に塗布した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した RC 床版供試体は、基準とする 2002 年(平成 14 年)改定道示に準拠した RC 床版に比して 5.18 倍となり、接着剤の効果により既設床版と増厚した SFRC が一体化することで耐疲労性が向上し、疲労寿命が増加した。なお、本実験に用いた供試体は損傷が比較的軽微な状態であったが、軽微な段階、すなわち土木学会が示す劣化が進展期、国土交通省の橋梁点検要領に示す健全度Ⅲの段階で、補修・補強を施すことで、延命化が図られた床版であったと考えられる。

第5章参考文献

- 5.1) 伊藤清志, 児玉孝喜, 山下雄史, 一瀬八洋, 阿部忠: SFRC 上面増厚補強法の現状と長寿命化対策, 土木学会, 第7回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.7-12, 2012.
- 5.2) (財)高速道路調査会: 上面増厚工法設計施工マニュアル, 1995.
- 5.3) 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, セメント協会, セメントコンクリート論文集, 63 巻 1 号, pp.538-545, 2009.
- 5.4) 国土交通省道路局国道・防災課: 橋梁点検要領, 2014.
- 5.5) (公社)土木学会: コンクリート標準示方書(規準編), 土木学会規準および関連規準, EPMA 法によるコンクリート中の元素の面分析方(案), pp. 297-307, 2007.
- 5.6) 土門武: 電子線マイクロアナライザー(EPMA)の原理と応用, 一般社団法人日本分析機器工業会, JAIMA Season 2016 Autumn, pp.4-6, 2016.
- 5.7) 高野真希子, 阿部忠: 塩害を受けたコンクリート構造物の診断方法, 日本大学生産工学部第48回学術講演会, pp.73-76, 2015.
- 5.8) 阿部忠: RC 床版の劣化診断技術と補修・補強対策(第2回)塩害および塩害・凍害の複合劣化を受けた RC 床版の診断技術, セメント協会 セメントコンクリート(777), pp.50-56, 2011.
- 5.9) 国土交通省道路局国道・防災課: 橋梁点検要領(案), 2007.
- 5.10) 橋梁塩害対策検討委員会: 塩害橋梁維持管理マニュアル(案), 2008.
- 5.11) (公社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I, II, III, 2002.
- 5.12) (公社)土木学会: コンクリート標準示方書[維持管理編], 2007.
- 5.13) 加形護, 児玉孝喜, 中丸貢, 西川隆晴, 石田稔, 栗原和彦: SFRC 舗装による鋼床版の疲労損傷対策, 橋梁と基礎, 2004-10, pp. 27-32, 2004.
- 5.14) (独法)土木研究所: 鋼床版の疲労耐久性向上技術に関する共同研究(その2・3・4) 報告書, 共同研究報告書 395 号, 2009-10, pp. 16-20, 2009.
- 5.15) 松井繁之: 道路橋床版 設計・施工と維持管理, 森北出版, 2007.
- 5.16) 玉越隆史ほか: 道路橋の計画的管理に関する調査研究ー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.

第 6 章 劣化した RC 床版の部分打換補強と接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法における耐疲労性の評価

6.1 はじめに

近年、道路橋は 100 年間の維持管理計画が進められている。道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）^{6.1)}では、設計供用期間を 100 年として設定されている。一方、地方公共団体では、劣化した道路橋を従来の事後的な維持管理から、5 年に 1 回で橋梁点検を実施し、健全度を評価して軽微な段階で修繕を行う予防保全型の維持管理へと移行され、「道路橋長寿命化修繕計画（以下、長寿命化修繕計画とする）」^{6.2)}が立案され、計画的に低コストで修繕が実施されている。長寿命化修繕計画において最も損傷が著しい部材は RC 床版である。とくに、高度経済成長期に建設された橋梁の床版損傷が著しく、その補修・補強対策や現行示方書の基準との対応などが大きな課題となっている。

RC 床版の損傷と補強法の事例を見ると、ひび割れ損傷のほかに漏水・遊離石灰の発生や塩害・凍害による複合した損傷が見られ、その補強事例として、RC 床版の劣化過程が進展期から加速期、健全度評価においてはⅢに相当する場合は、上面からの対策として鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC とする）上面増厚補強が採用されていた。また、下面からの対策としては、炭素繊維連続シート（以下、CFS とする）下面接着補強、吹付け施工による下面増厚補強および鋼板接着補強法が選定されている^{6.3)}。さらに、損傷が著しい劣化期に相当する RC 床版は、緊急性を要することから PC 床版や合成床版へと取替床版補強されている。一方、交通量の多い首都圏や寒冷地域の RC 床版は、既に補強された RC 床版が再劣化により部分的抜け落ちなどの損傷事例も報告されている^{6.4)~6.6)}。このような陥没や部分抜け落ちした床版に対しては、部分的にコンクリートを打換える補強法（以下、打換補強法とする）が採用されてきた。しかし、部分打換補強法においては緊急対応で補強されていることから補強法や補強効果など実態は不明であり、補強効果や耐疲労性の評価についても検証されていないのが現状である。

そこで本研究では、疲労損傷を受けた RC 床版下面に 1 次補強として鋼板接着補強、あるいは CFS 接着補強した床版が再劣化により押抜きせん断破壊、すなわち部分抜け落ちした場合の再補強法として部分打換補強を提案する。実験に用いる供試体は 1 次補修として、CFS 接着補強し、輪荷重走行実験による押抜きせん断破壊となった床版を用いる。この供試体を用いて部分打換として抜け落ち箇所を、ウォータージェット（以下、WJ とする）を用いた抜け落ち箇所の撤去および RC 床版側面に接着剤塗布した打換補強と、第 4 章で用いた接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強の併用補強を施す。実験は、この再補強した供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、本提案する部分打換補強法と接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強の併用による補強効果、耐疲労性を検証し、実用性を評価するものである。よって、鋼板接着補強や CFS 接着補強した RC 床版の再劣化による部分打換補強の一助としたい。

6.2. 道路橋RC床版の損傷状況および予防保全型維持管理計画

6.2.1 道路橋RC床版の損傷状況

(1) 抜け落ちの事例

道路橋 RC 床版は、大型車輛の走行による疲労損傷や塩害・凍害による複合劣化による損傷が報告されている^{6.4)~6.6)}。ここで、塩害・凍害を受けた RC 床版の損傷状況および一次補強対策後の部分抜け落ち事例を写真－ 6.1 に示す。

積雪寒冷地域では凍結防止剤や融雪剤の散布による塩害や、散布された薬剤と融雪による塩水が床版上面に滞水し、湿潤状態において凍害と車輛の繰り返し走行による荷重載荷によりコンクリートの上面はスケーリングや砂利化となり、最終的には陥没に至っている。写真－ 6.1(1)左は、北海道に建設された道路橋 RC 床版であり、一次補強対策として床版下面に鋼板接着補強が施された床版である^{6.7)}。損傷状況は鋼板接着したことにより雨水が滞水し、コンクリートは常時湿潤状態となるために冬季は凍害を受け、砂利化し、一部に鋼板が確認できる。次に、写真－ 6.1(1)右^{6.8)}は、岩手県に建設された道路橋 RC 床版であり、融雪剤の散布による塩害と凍害により、コンクリートは砂利化し、建設後 33 年で撤去されている。原因は、融雪剤散布による塩水がジョイント付近の床版に滞水し、塩害と凍害、さらには車輛の繰り返し走行により、上面コンクリートのセメント成分が流出して土砂化となったものである。この橋梁は既に PC 床版へと取替補強されている。

次に、写真－ 6.1(2)左は、長野県に建設された道路橋 RC 床版であり、補強対策として 4.5mm 厚の鋼板で接着補強され、冬季には融雪剤散布による塩害と凍害の複合劣化よりコンクリートは砂利化し、鋼板にはうきや錆が発生している^{6.9)}。結果的には、写真－ 6.1(2)右に示すように鋼板接着補強床版は雨水の滞水や凍害が原因となり、部分抜け落ちに至っている。

以上のように、劣化した RC 床版や既に補強された床版においても部分的な陥没や抜け落ちなどの損傷事例も多く、現状においては緊急対応で補強対策を講じられているが、部分打替補強技術の開発や打替補強に対する耐疲労性および破壊メカニズムの検証が必要となる。



(1) 凍害による損傷事例

(2) 鋼板接着補強床版の抜け落ち^{6.9)}

写真－ 6.1 凍害損傷および補強床版の抜け落ち事例

(2) 上面補修および CFS 接着補強した RC 床版の再劣化の事例

融雪剤や凍結防止剤による塩害を受けた RC 床版を、1 次補修として上面にセメント系モルタルで補修し、下面には CFS 格子接着補強を併用した RC 床版の再劣化



(1)ポットホールの発生 (2)補修箇所の再劣化 (3)CFS の脹らみ

写真－ 6.2 上面補修と CFS 補強法における再劣化の事例

の事例を写真－ 6.2 に示す。

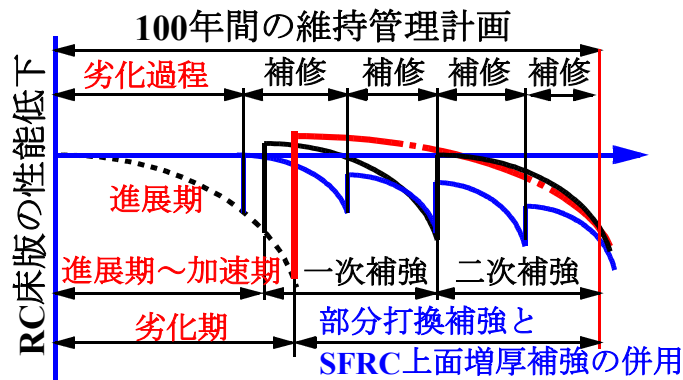
写真－ 6.2(1)は、補修した RC 床版からセメント成分の滲出によりポットホールが発生している。写真－ 6.2(2)は、補強を撤去した上面の損傷状況である。水の浸入により上面には抜け落ち寸前のひび割れが見られる。この位置の床版下面は写真－ 6.2(3)に示すように CFS が格子状に接着補強されているにも関わらず床版内部の損傷も影響し、脹らみが見られ、抜け落ち寸前の床版であることが確認できる。

以上のように、既に補修・補強した RC 床版においても再劣化が生じている。現在は、橋梁点検要領に基づいて点検し、長寿命化修繕計画に基づいて修繕が実施されているが、抜け落ち寸前の再劣化に対する補修法としては部分打換補強法あるいは取替床版等の補強法が重要な課題となる。

6.2.2 予防保全型維持管理計画

長寿命化修繕計画における RC 床版の健全度の判定には、橋梁点検要領^{6.10)}ではひび割れ状況、漏水・遊離石灰およびはく離・鉄筋露出について、それぞれの損傷度から健全性を判定し、最終的には補修・補強の対策区分をしている。RC 床版の健全性が失われた床版は劣化過程を潜伏期、進展期、加速期、劣化期に区分されている^{6.3), 6.11), 6.12)}。ここで、RC 床版の疲労損傷に対しての維持管理計画の概念を図－ 6.1 に示す。道路橋 RC 床版の予防保全型維持管理計画では図－ 6.1 に示すように、従来の事後的な維持管理では、RC 床版が劣化期を迎えた後、PC 床版に取替する。一方、予防保全型維持管理計画では、RC 床版の劣化過程が潜伏期から進展期の初期の段階、すなわち軽微なひび割れ損傷に対して橋面防水工、ひび割れ注入を施し、上面損傷に対しては部分補修などを数回繰り返し行う維持管理手法が取られている。また、劣化過程が進展期から加速期前期では、一次補強対策を講じ、再度、損傷状況が進展期から加速期前期に達した時点で二次補強対策を講じて 100 年間に維持させる計画が立案されている^{6.13)}。補強法において、床版上面からは SFRC 上面増厚補強、下面からは CFS 接着補強や下面増厚補強が挙げられ、これらの補強法を交互に施す対策が計画されている^{6.14), 6.15)}。さらに、緊急性を要する床版、すなわち劣化過程が進展期後期から劣化期を迎えた RC 床版に対しては床版取替やコンクリート打換補強を施す対策がとられ、RC 床版を 100 年間に維持させるために複数の補強対策を検討することで、ライフサイクルコスト (LCC) が最小となるように補強対策が計画されている。

以上のように、長寿命化修繕計画では、各種の補修・補強対策による維持管理計画が立



図－ 6.1 RC 床版の劣化曲線および維持管理計画

案されているものの、全ての対策工法において耐疲労性が評価されている訳ではない。そこで、本研究では、輪荷重走行疲労実験を行い、RC 床版の等価走行回数を基準に、CFS 下面接着補強、SFRC 上面増厚補強および CFS 下面接着補強し、部分抜け落ちした RC 床版を用いて部分打換と SFRC 上面増厚補強を併用した補強法（以下、部分打換補強床版とする）を提案し、耐疲労性を評価するものである。

6. 3. RC床版およびCFS補強用床版の耐疲労性の検証

6. 3. 1 使用材料

(1) RC 床版

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，5mm から 20mm の砕石を使用した。本実験では RC 床版コンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 を目標として配合し、その示方配合を表－ 6.1 に示す。ここで、実験時におけるコンクリートの圧縮強度を表－ 6.2 に示す。また、鉄筋は SD295A, D10 を使用し、鉄筋の材料特性値を表－ 6.2 に併記する。

表－ 6.1 RC 床版コンクリートの配合

スランブ (cm)	W/C (%)	s/a	単位量 (kg/m^3)				混和剤
			セメント(C)	水(W)	細骨材(S)	粗骨材(G)	
8.0 ± 2.5	53.0	45.0	302	160	803	1019	4.0

表－ 6.2 コンクリートおよび鉄筋の材料特性値

供試体	コンクリートの 圧縮強度 (N/mm^2)	鉄筋 (SD295A, D10)		
		降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)
RC	35	368	586	200
RC-C	35	368	516	200
RC-C.D	32	368	516	200

(2) CFS

RC 床版下面の CFS 補強に用いる炭素繊維連続シート (CFS) は、目付量 202g/m²、設計厚 0.111mm の連続繊維シートを用いる。また、不陸修正用のプライマーおよび CFS の接着にはそれぞれ専用の接着剤を用いた。ここで、CFS の材料特性を表- 6.3、プライマーおよび接着剤の特性値をそれぞれ表- 6.4、6.5 に示す。

表- 6.3 CFS の材料特性値

補強材料名	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)
CFS	202	0.111	4420	235

表- 6.4 プライマーの材料特性値

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

表- 6.5 接着剤の材料特性値

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

6.3.2 供試体寸法

本供試体の寸法は 1996 年改訂以降の道示^{6.1)}に準拠し、その 1/2 モデルとした。ここで、供試体寸法および鉄筋配置を図- 6.2 に示す。

(1) RC 床版供試体

RC 床版供試体は図- 6.2(1)に示すように、供試体の全長は 1,470mm、支間 1,200mm、床版厚 130mm、鉄筋は複鉄筋配置とし、引張側の軸直角方向および軸方向に D10 を 100mm 間隔で配置した。その有効高さは、それぞれ 125mm、112mm とした。また、圧縮側には引張鉄筋量の 1/2 を配置した。

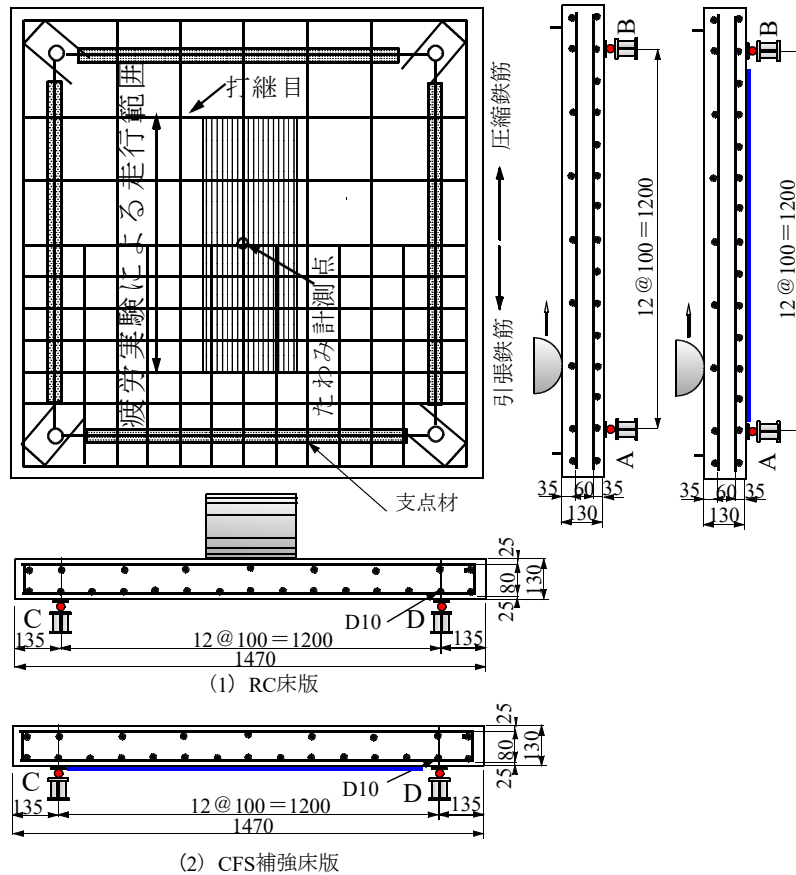
(2) CFS補強床版供試体

CFS 接着補強床版供試体の寸法は図- 6.2(1)に示すように、RC 床版寸法および鉄筋配置は同様である。CFS の接着範囲は支点間内に軸方向および軸直角方向に各 1 層を貼り付けた。また、SFRC 上面増厚補強床版は図- 6.2(2)に示すように、厚さ 130mm を 10mm 切削し、SFRC を 40mm 増厚し、全厚さを 160mm とする。

6.3.3 CFS補強供試体の製作方法

RC 床版が陥没や部分抜け落ちした場合の補強対策として床版取替、あるいは部分打換補強が行われている。本実験では CFS 下面接着補強した RC 床版が押抜きせん断破壊、すなわち部分抜け落ちした供試体を用いて部分打換および接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を行うものである。よって供試体は、基準となる RC 床版、CFS 下面接着補強床版、SFRC 上面増厚補強床版を製作し、輪荷重走行疲労実験より得られた実験走行回数から、それぞれの等価走行回を算定して耐疲労性を評価する。補強供試体の製作方法を以下に示す。

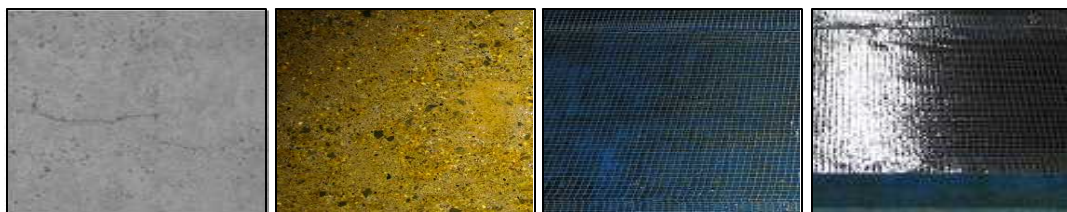
(1) CFS 下面接着補強



図－ 6.2 RC 床版および CFS 補強床版

CFS 下面接着法は、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）^{6.14)}に準拠した。ここで、CFS 接着補強の施工手順を写真－ 6.3 に示す。

CFS 補強手順は写真－ 6.3 に示すように、RC 床版供試体底面の不純物の除去および不陸修正のためコンクリートサンダーで研磨する（写真－ 6.3 (1)）。次に、表面を平滑に仕上げた後、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 時間養生を行う（写真－ 6.3 (2)）。その後、幅 500mm の CFS を CFS 専用のエポキシ系含浸樹脂で軸直角方向に全面接着し、12 時間以上の養生を行う（写真－ 6.3 (3)）。その後、2 層目は軸方向に 1 層目と同様に接着させ、12 時間以上の養生を行う（写真－ 6.3 (4)）。



(1) 表面処理 (2) プライマー (3) 1 層目接着 (4) 2 層目接着

写真－ 6.3 CFS 施工段階の各工程仕上げ面

本実験では、供試体下面の 1,100mm×1,100mm の範囲に CFS を軸直角方向および軸方向に各 1 層ごと貼り付けした。この供試体名称を RC-C とする。

(2) 疲労損傷を与えた RC 床版の CFS 補強法

未損傷 RC 床版を用いて、荷重 60kN で 40,000 回走行による輪荷重走行疲労実験を行い、2 方向ひび割れを発生させる。輪荷重 40,000 回走行後のひび割れ状況は、2 方向ひび割れが発生しているが、損傷は軽微である。劣化過程は進展期、健全度評価においてはⅢ程度である。この床版の補強法については写真- 6.3 に示す手順で CFS 補強を行う。この CFS 接着補強床版の一次補強における破壊までの供試体記号を RC-C.D とする。

6.3.4 輪荷重走行疲労実験方法および等価走行回数

(1) 輪荷重走行疲労実験方法

輪荷重走行疲労実験は、床版中央から両支点方向に 450mm（走行範囲：900mm）の範囲に輪荷重（幅 250mm，直径 400mm）を繰り返し走行させる実験である。

本供試体の寸法は、輪荷重の幅(250mm)が道示 I^{6.1)}に規定する T 荷重の接地幅(500mm)の 1/2 であることから、本供試体も 1/2 モデルとした。よって、設計活荷重は 50kN であり、これに安全率 1.2 を考慮した 60kN が基準荷重となる。

RC 床版の初期走行荷重は 80kN，CFS 接着補強床版供試体は 60kN から走行を開始した。実験方法は、20,000 回走行ごとに荷重を増加する段階荷重載荷とする。計測は輪荷重走行 1, 10, 100, 1000, 5,000 回および 5,000 回以降は 5,000 回走行ごとにたわみを計測する。

なお、CFS 下面接着補強した供試体の破壊後の部分打換する供試体は、まず、荷重 60kN で 40,000 回の輪荷重走行疲労実験を行い、2 方向のひび割れ損傷を与え、その後、CFS 下面接着補強して、輪荷重疲労実験を行う。

(2) 走行疲労実験における等価走行回数

本実験における輪荷重走行疲労実験は、20,000 回ごとに荷重を増加する段階荷重載荷としたことから等価走行回数を算出して耐疲労性を評価する。等価走行回数は、マイナー則に従うと仮定すると式(6.1)で与えられる。なお、式(6.1)における基準荷重 P は設計活荷重の 1/2 に安全率 1.2 を考慮した 60kN の一定荷重載荷として等価走行回数を算出する。本研究は RC 床版補強法における耐疲労性の検証であることから、RC 床版の S-N 曲線を基準とする。したがって、S-N 曲線の傾きの逆数 m は松井らが提案する S-N 曲線の傾きの逆数 12.7 を適用する^{6.15)}。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i/P)^m \times n_i \quad (6.1)$$

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（= 12.7）

6.3.5 結果および考察

(1) 等価走行回数

本実験における実験走行回数および等価走行回数の関係を表－6.6に示す。

1) RC床版（供試体 RC）

RC床版の等価走行回数は 8.52×10^6 回であり、この等価走行回数基準に補強床版の補強効果および耐疲労性を評価する。この等価走行回数を基準に補強効果および耐疲労性の検証を行う。

2) CFS補強RC床版（供試体 RC-C）

CFS接着補強した供試体 RC-C は 163.31×10^6 回である。RC床版供試体の 19.1 倍の補強効果が得られた。

3) ひび割れ発生後に CFS補強したRC床版（供試体 RC-C.D）

輪荷重走行疲労実験における荷重 60kN で 40,000 回走行の疲労損傷、すなわち 2 方向のひび割れ損傷を与えた後に CFS接着補強した供試体 RC-C.D の等価走行回数は 111.99×10^6 回であり、RC床版供試体の 13.1 倍の補強効果が得られた。未損傷 RC床版供試体に CFS接着補強した供試体の 0.68 となり、疲労損傷与えることで 32 %低下した。

部分打換補強法に用いる供試体は、6.2.2 に示す予防保全型維持管理計画に基づいて RC床版損傷が軽微な段階で 1 次補強し、その後、破壊した供試体を部分打換え後の耐疲労性の検証に用いる供試体とする。

表－6.6 RC床版およびCFS補強床版の等価走行回数

供試体		荷重					等価走行回数 合計	等価走行 回数比
		60kN	80 kN	100 kN	110 kN	120 kN		
RC	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-C	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	20,000	15,830	163,317,396	19.1
	等価走行回数	20,000	772,239	13,137,391	44,075,395	105,332,370		
RC-C.D	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	20,000	8,114	111,995,351	13.1
	等価走行回数	20,000	772,239	13,137,391	44,075,395	53,990,326		

(2) たわみと等価走行回数の関係

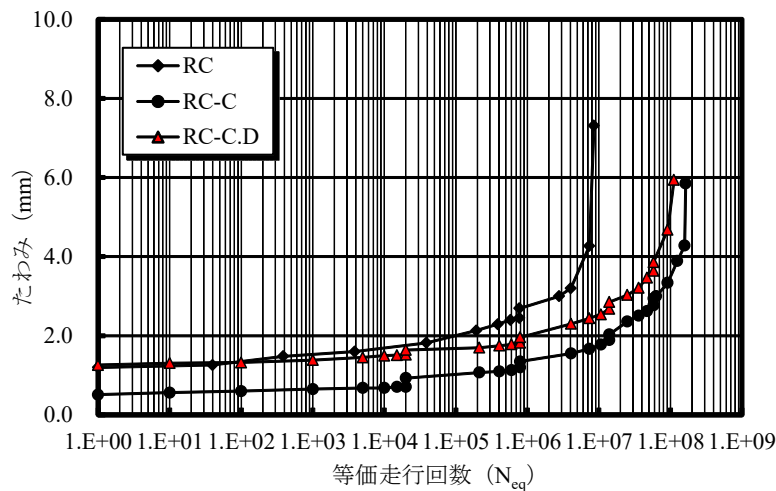
たわみと等価走行回数では RC床版供試体と CFS下面接着補強床版の関係を図－6.3に示す。

1) RC床版（供試体 RC）

RC床版の初期たわみは荷重 80kN 載荷で 1.2mm である。その後の走行によりたわみは増加し、たわみが 3.0mm に達した付近の走行から急激に増加し、破壊に至っている。破壊時のたわみは等価走行回数 8.52×10^6 回で 7.3mm である。

2) CFS補強RC床版（供試体 RC-C）

未損傷 RC床版下面に CFS を接着補強した供試体 RC-C のたわみは荷重 60kN 載荷で 0.8mm であり、その後の荷重増加と走行を繰り返すことによりたわみが増加し、たわみが 3.0mm を超えた付近からたわみの増加が著しい。破壊時は 130.08×10^6 回で、たわみが 6.2mm である。



図－ 6.3 RC 床版および CFS 下面接着補強床版

3) ひび割れ発生後に CFS 補強した RC 床版 (供試体 RC-C.D)

RC 床版供試体に 40,000 回走行の疲労損傷を与えて、CFS 補強した供試体 RC-C.D は、40,000 回走行時のたわみが 2.27mm となり、残留たわみが 0.8mm である。CFS 下面接着補強後のたわみの増加においても累積たわみが 3.5mm を超えた付近の等価走行回数から急激に増加して破壊に至っている。累積たわみは等価走行回数 122.03×10^6 回で 5.6mm である。未損傷の供試体に比してややたわみの増加が大きい。これは既設 RC 床版のコンクリート圧縮強度の差であると考えられる。

(3) 破壊状況

1) RC 床版

RC 床版供試体の破壊状況は図－ 6.4(1)に示すように、床版下面は主鉄筋および配力筋の配置位置にひび割れが発生している。また、輪荷重載荷位置から 45 度底面にはダウエル効果によるはく離が見られる。破壊は輪荷重が走行中に押抜きせん断破壊となった。

2) CFS 下面接着補強 RC 床版 (供試体 RC-C)

CFS 接着補強した RC 床版供試体の破壊状況を図－ 6.5(1)に示す。CFS によりクラックを直視出来ないため、CFS のはく離の診断は打音法により、はく離の大・中・小の三段階に分けて表示する。とくに、CFS と床版とのはく離が著しいのは輪荷重載荷位置から 45 度の底面の位置、すなわち、RC 床版のダウエル効果が及ぼす範囲である。また、その周辺ではわずかにはく離が見られる。破壊は輪荷重の走行中に押抜きせん断破壊となった。なお、押抜きせん断破壊に伴う CFS の破断は見られない。

3) ひび割れ発生後に CFS 補強した RC 床版 (供試体 RC-C.D)

荷重 60kN で 40,000 回走行の疲労実験を行った後のひび割れ状況および破壊状況を図－ 6.5 に示す。荷重 60kN で 40,000 回走行後のひび割れ状況は 2 方向ひび割れが発生するものの軽微な損傷である。劣化過程は進展期である。この床版を本章 3 項 3 節で示す補強手順で CFS 補強を施し、輪荷重走行疲労実験による破壊時のひび割れ状況である。

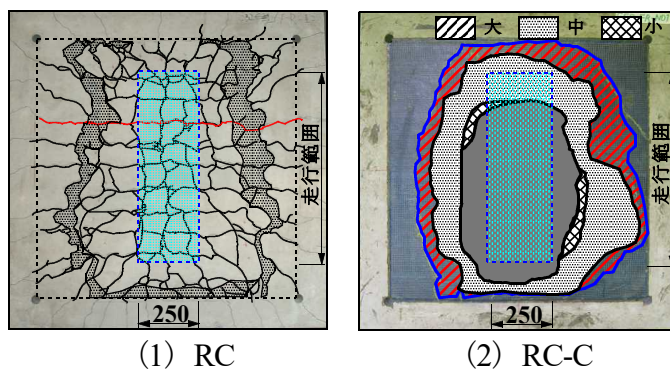


図- 6.4 RC 床版およびCFS 補強床版の破壊状況

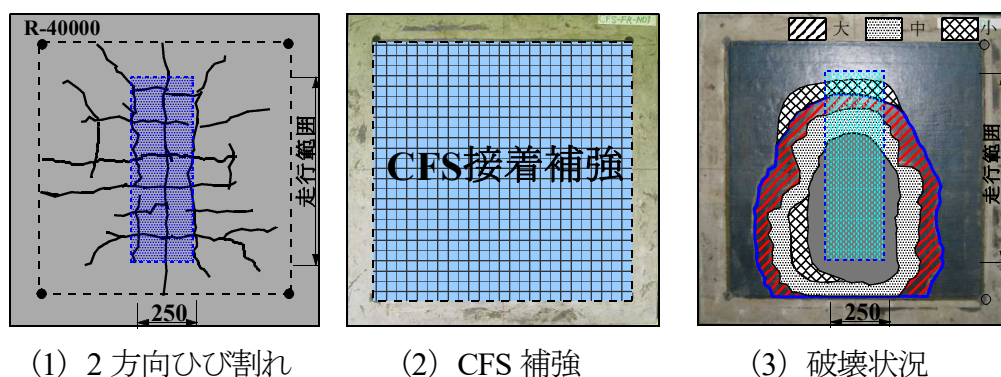


図- 6.5 2方向ひび割れ発生後CFS 補強床版 RC.D-C の破壊状況

破壊状況は図- 6.5(3)に示すように、供試体 RC-C と同様に、打音法によりはく離の診断を行った結果、RC 床版のダウエル効果が及ぼす範囲ではく離が見られる。破壊は押抜きせん断破壊となり、この範囲を部分打換えする。

以上より、CFS 補強した床版においても写真- 6.2 に示す抜け落ち寸前の RC 床版と同様な破壊形状を示している。CFS 補強法においても鋼板接着補強と同様な補強効果が得られる補強法であるが、それぞれの材料強度が高いことから破断やき裂が見られなく、内部コンクリートが破壊するものと考えられる。よって、押抜きせん断破壊を呈した部分を新たなコンクリートで打換える必要がある。

6.4 SFRC上面増厚補強法における耐疲労性の評価

本章では、前項に示す供試体 RC-C.D の供試体を用いて、押抜きせん断破壊した部分を WJ で除去し、この部分を新たなコンクリートで打換補強し、その上に SFRC 上面増厚を行うことから第 4 章で SFRC 上面増厚補強した RC 床版供試体も比較検討のために本章でも用いることとする。

6.4.1 部分打換補強材およびSFRC材

本章では、陥没および部分抜け落ちした RC 床版の部分打換を行うものである。部分打換補強床版は、疲労損傷を与えた RC 床版下面に CFS 接着補強して輪荷重走行疲労実験を行い、押し抜きせん断破壊した供試体を用いる。

表-6.7 部分打換用コンクリートの配合

スランブ (cm)	W/C (%)	S/a	単位量 (kg/m ³)			
			セメント(C)	水(W)	細骨材(S)	粗骨材(G)
12.0 ±2.0	38.0	42.1	455	173	712	1037

表-6.8 SFRC の配合

スランブ (cm)	W/C (%)	s/a	単位量 (kg/m ³)					SP (C×%)	AE (C×%)
			セメント(C)	水(W)	細骨材(S)	粗骨材(G)	鋼繊維(SF)		
6.5 ±1.5	39.5	51.2	430	170	851	858	100.0	2.0	0.25

表-6.9 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, D10)		
		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
RC	35	368	568	200
RC-S.A	35	368	568	200

(1) 打換コンクリート

陥没した部分の打換コンクリートには超速硬セメントと最大寸法 15mm の粗骨材を用いた。ここで、配合を表-6.7に示す。実験時におけるコンクリートの圧縮強度は 55.8N/mm² である。また、既設コンクリートと打換コンクリートの界面には上面増厚補強に用いる付着用接着剤を塗布する (表-6.10)。

(2) SFRC 上面増厚補強

部分打換後、RC 床版上面に SFRC 上面増厚補強を行うものである。本章では、従来型の SFRC 上面増厚補強および増厚界面に接着剤を塗布する接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した床版供試体の走行疲労実験における等価走行回数と、部分打換補強床版供試体の等価走行回数と比較して補強効果および耐疲労性を検証するものである。よって、本実験に用いる SFRC 材は第 4 章で用いた超速硬セメントと最大寸法 15mm の粗骨材およびφ 0.6mm、長さ 30mm の鋼繊維を 100kg/m³ (1.27vol.%) で配合した。そして、要求性能は材齢 3 時間で 24N/mm² 以上とする。ここで、SFRC の配合を表-6.8 に示す。また、RC 床版供試体のコンクリートおよび鉄筋の材料特性値を表-6.9 に示す。なお、3 時間後の圧縮強度は 26N/mm²、実験時におけるコンクリートの圧縮強度は 59.4N/mm² である。

(3) 付着用接着剤

床版打換補強後に SFRC 上面増厚補強を施すものとする。よって、補強界面には第 3 章、第 4 章、第 5 章で用いた付着用接着剤を用いることとする。ここで、接着剤の特性を表-6.10 に示す。

表－ 6.10 エポキシ接着剤の特性

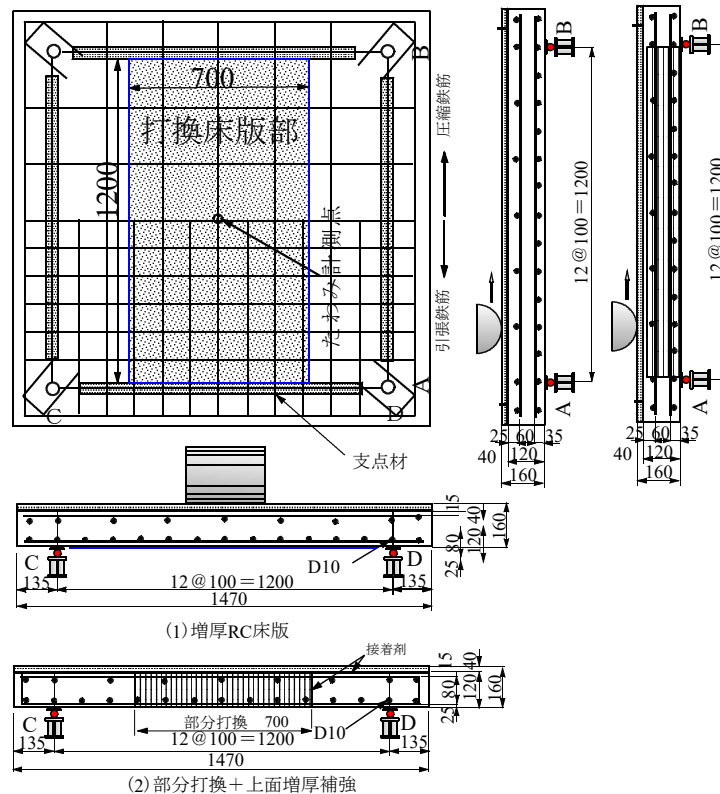
項目	基準値	備考
外観 主剤 硬化剤	白色ペースト状 青色液状	異物混入なし
混合比(主剤：硬化剤)	5:1	重量比
硬化物比重	1.42N/mm ²	JIS K 7112
圧縮強さ	102.88N/mm ²	JIS K 7181
圧縮弾性係数	3976.4N/mm ²	JIS K 7181
曲げ強さ	41.16N/mm ²	JIS K 7171
引張せん断強さ	14.86N/mm ² 以上	JIS K 6850
コンクリート 付着強さ	3.7N/mm ² または母材破壊	JIS K 6909

6.4.2 供試体寸法

本供試体の寸法は2002年改訂の道示^{6.1)}に準拠し、その1/2モデルとした。ここで、供試体寸法および鉄筋配置を図－6.6に示す。

(1) SFRC 上面増厚補強床版（供試体 RC-S, RC-S.A）

RC床版部分の寸法および鉄筋配置は6章3項2節(1)と同様である。このRC床版上面にSFRC上面増厚補強を施すものとする。よって、SFRC上面増厚補強床版は図－6.5(1)に示すように、厚さ130mmを10mm切削し、SFRCを40mm増厚し、全厚さを160mmとする。直接SFRC上面増厚する供試体をRC.Sとする。また、接着剤塗布型SFRC上面



図－ 6.6 供試体寸法および鉄筋配置

増厚補強する供試体を供試体 RC-S.A とする。なお、これらの供試体は第 4 章で用いた供試体であるが、部分打換補強床版と比較することから本章でも用いることとする。

(2) 部分打換補強と SFRC 上面増厚補強を併用する床版 (供試体 RC-D.C)

部分打換補強床版供試体は図- 6.5(2)に示す荷重 60kN で 40,000 回走行し、2 方向のひび割れ損傷を与えた後、CFS 接着補強し、輪荷重走行疲労実験により押抜きせん断破壊させた供試体 RC-C.D を用いる。ここで、部分打換補強と SFRC 上面増厚補強を併用する床版の寸法、鉄筋配置および部分打換補強する範囲を図- 6.5(2)に示す。部分打換補強範囲はCFS補強した床版が押抜きせん断破壊した部分を幅 700mm、長さ 1,200mm の範囲でW Jにより削り、この範囲をコンクリートで打換するものとする。その後、接着剤塗布型の SFRC 上面増厚補強することから、SFRC 上面増厚供試体 (図- 6.5(2)) と同様に表面を 10mm 切削後に 40mm 増厚し、全厚を 160mm とする。

6.4.3 部分打換補強とSFRC上面増厚補強を併用する床版の製作方法

RC 床版が陥没や部分抜け落ちした場合の補強対策として床版取替、あるいは部分打換補強が行われている。本実験では CFS 下面接着補強した RC 床版が押抜きせん断破壊、すなわち部分抜け落ちした供試体を用いて部分打換および接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を行うものである。よって、供試体は、基準となる RC 床版、CFS 下面接着補強床版、SFRC 上面増厚補強床版を製作し、輪荷重走行疲労実験を実施し、それぞれの等価走行回を算定して耐疲労性を評価する。補強供試体の製作方法を以下に示す。

(1) SFRC 上面増厚補強

SFRC 上面増厚補強法は、第 4 章で述べているが部分打換補強後に SFRC 上面増厚を行うことから、改めて施工手順を記載する。SFRC 上面増厚補強手順は設計施工マニュアル 6.3) , 6.16)に準拠して製作する。SFRC 上面増厚補強法において筆者ら^{6.17)}は、床版上面を切削・研掃後、直接 SFRC を上面増厚する補強法と、耐疲労性の向上を目的として増厚界面に接着剤を塗布した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法について輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性を評価している。その結果、接着剤を塗布することにより大幅な寿命が向上する結果を得ている。本実験では従来型の SFRC 上面増厚補強と接着剤塗布型上面増厚補強の 2 タイプの供試体を写真- 6.4 に示す手順で製作する。

従来型 SFRC 上面増厚補強 RC 床版供試体の製作方法は写真- 6.4 に示すように、RC 床版供試体上面を切削機で 10mm 切削した (写真- 6.4(1))。切削面は付着性を高めるためにショットブラストによる研掃機を用いて投射密度 150kg/m² で表面を仕上げた (写真- 6.4(2))。その後、SFRC を 40mm 増厚し、表面仕上げする (写真- 6.4(4))。従来型 SFRC



(1) 切削

(2) 研掃

(3) 接着剤塗布

(4) SFRC 打込み

(5) 表面仕上げ

写真- 6.4 SFRC 上面増厚補強手順

上面増厚補強法した供試体の記号を RC.S とする。

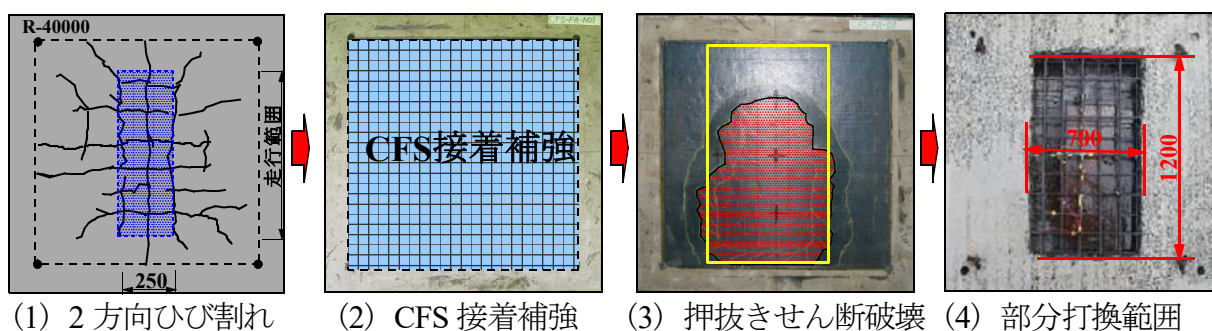
次に、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強床版供試体は、基本的には従来型 SFRC 上面増厚補強床版と同様であるが、RC 床版を 10mm 切削し、ショットブラストを用いて研掃する（写真－ 6.3(1), (2)）。その後、RC 床版と SFRC 上面増厚との界面に付着性を高めるために接着剤を平均厚 1.0mm で塗布し、直ちに SFRC を 40mm 増厚し（写真－ 6.4(3), (4)）、表面を仕上げる。この供試体記号を RC-S.A とする。

(2) 部分打換と接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強床版の併用

1) RC 床版の補修履歴および部分打換範囲

部分打換と接着剤塗布型 SFRC 上面増厚を併用した供試体の損傷履歴および補強範囲を図－ 6.7 に示す。

部分打換補強床版の補強履歴は図－ 6.7(1)に示すように、未損傷の RC 床版を用いて荷重 60kN で 40,000 回走行の輪荷重走行疲労実験を行い、2 方向のひび割れを発生させた（図－ 6.7(1)）。その床版の下面を CFS 下面接着補強手順（写真－ 6.3）に基づいて目付量 202g の CFS を 2 方向に貼り付けする（図－ 6.7(2)）。その後、供試体が破壊するまで輪荷重走行疲労実験を行い、押抜きせん断破壊させる（図－ 6.7(3)）。押抜きせん断破壊した部分を幅 700mm、長さ 1,200mm の範囲（図－ 6.7(4)）を部分打換える。



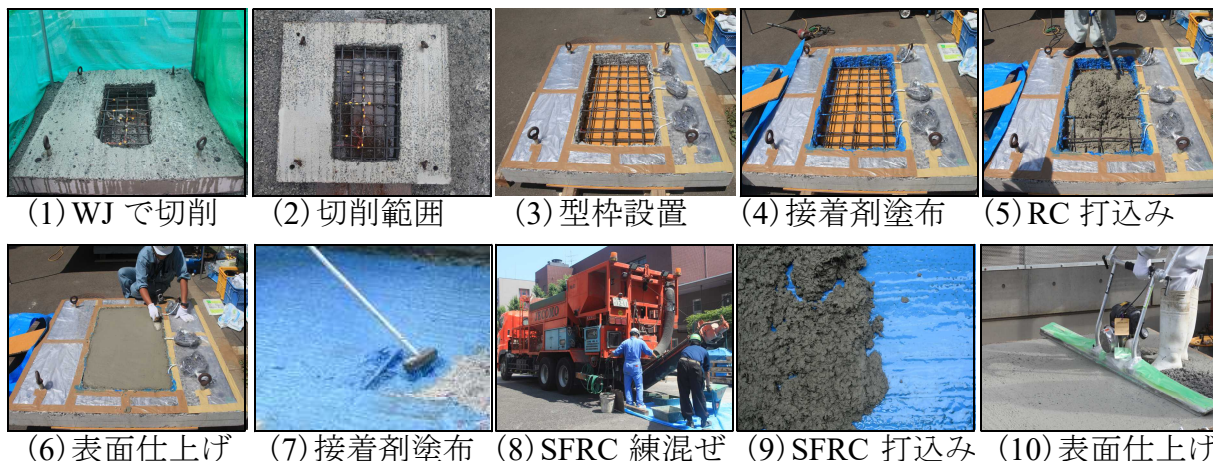
(1) 2 方向ひび割れ (2) CFS 接着補強 (3) 押抜きせん断破壊 (4) 部分打換範囲

図－ 6.7 RC 床版損傷履歴

2) 部分打換補強と接着剤塗布型 SFRC 上面橋補強法

部分打換と接着剤塗布型 SFRC 上面増厚を併用した供試体の補強手順を写真－ 6.5 に示す。部分打換の施工手順は写真－ 6.5 に示すように、陥没した脆弱コンクリートを WJ で超高压少水量 16 l/min、水圧 2,000bar で除去する（写真－ 6.5(1), (2)）。その後、床版底面に型枠を設置する（(写真－ 6.5(2)）。次に、本実験では部分打換側面に接着剤を塗布し、超速硬コンクリートを打込み（写真－ 6.5(4), (5)）、表面仕上げして 8 時間の養生を行う（(写真－ 6.5(6)）。

次に、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強手順（写真－ 6.4）に基づいて接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を施す。部分打換補強した RC 床版上面を 10mm 切削・研掃し、付着用接着剤を塗布する（(写真－ 6.5(7)）。この接着剤の硬化時間は 120 分程度であることから、実橋においては接着剤の塗布と同時に SFRC 材の練り混ぜを行う。練り混ぜには専用の移動



(1)WJで切削 (2)切削範囲 (3)型枠設置 (4)接着剤塗布 (5)RC打込み

(6)表面仕上げ (7)接着剤塗布 (8)SFRC練混ぜ (9)SFRC打込み (10)表面仕上げ

写真－6.5 部分打換手順

式プラント車を用いた（写真－6.5(8)）。練り混ぜ後，SFRCを40mm増厚し（写真－6.5(9)），表面仕上げし（写真－6.5(10)），養生する。この供試体名称をRC-C.Rとする。

6.4.4 輪荷重走行疲労実験方法および等価走行回数

(1) 輪荷重走行疲労実験方法

輪荷重走行疲労実験方法は，6章3項4節に示す。実験方法は各供試体ともに段階荷重載荷とする。SFRC上面増厚補強床版および部分打換補強と接着剤塗布型SFRC上面増厚補強を併用した部分打換補強床版供試体は，荷重80kNを初期荷重とし，20,000回走行ごとに20kNずつ荷重を増加する。

(2) 等価走行回数

等価走行回数の算定は6章3項4節に示す式(6.1)より算定する。

6.4.5 結果および考察

(1) 等価走行回数

RC床版の等価走行回数については6章3項5節(1)，1)に示したが，比較検討のためにRC床版も含めて，本実験における実験走行回数および等価走行回数の関係を表－6.11に示す。

1) RC床版

RC床版の等価走行回数は 8.529×10^6 回であり，この等価走行回数基準に補強床版の補強効果および耐疲労性を評価する。

2) SFRC上面増厚補強および接着剤塗布型SFRC上面増厚補強

従来型のSFRC上面増厚補強した供試体RC.Sの等価走行回数は 73.968×10^6 回であり，RC床版供試体の8.7倍である。また，接着剤塗布型SFRC上面増厚補強した供試体RC-S.Aの等価走行回数は 261.258×10^6 回であり，RC床版供試体の30.6倍である。また，接着剤を塗布しない供試体RC.Sの3.5倍となり，接着剤を塗布することで耐疲労性が向上する結果となった。

3) 部分打換と接着剤塗布型SFRC上面増厚補強床版の併用

表－ 6.11 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 回数比
		60kN	80 kN	110 kN	120 kN	130 kN		
RC	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-SF	実験走行回数	20,000	20,000	9,026			73,968,379	8.7
	等価走行回数	772,240	13,137,391	60,058,748				
RC-SF.A	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	6,214		261,258,726	30.6
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433	114,269,662			
RC-R-SF.A	実験走行回数	20,000	20,000	20,000		8,114	571,166,617	67.0
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,079,433		424,177,553		

部分打換えと接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強床版の併用した供試体 RC-C.R の等価走行回数は 571.166×10^6 回であり、RC 床版供試体の 67.0 倍である。また、従来の上面増厚補強した供試体 RC-S および接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した供試体 RC-S.A のそれぞれ 7.7 倍、2.2 倍の補強効果が得られている。これは部分打換えしたコンクリートの圧縮強度が RC 床版の約 1.6 倍であり、また、SFRC には鋼繊維が配合されていることからせん断強度が向上したために耐疲労性が向上したものである。いずれにおいても一次補強した床版が部分抜け落ちした場合の補強法として、既設 RC 床版と部分打換の界面および上面増厚の界面に接着剤を塗布した SFRC 上面増厚補強と併用することで既設 RC 床版と一体性が確保され、耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。

(2) たわみと等価走行回数の関係

たわみと等価走行回数では、RC 床版供試体と SFRC 上面増厚補強床版および部分打換補強床版の関係を図－ 6.8 に示す。また、累積たわみと累積等価走行回数では部分打換補強床版について図－ 6.9 に示す。

1) RC 床版

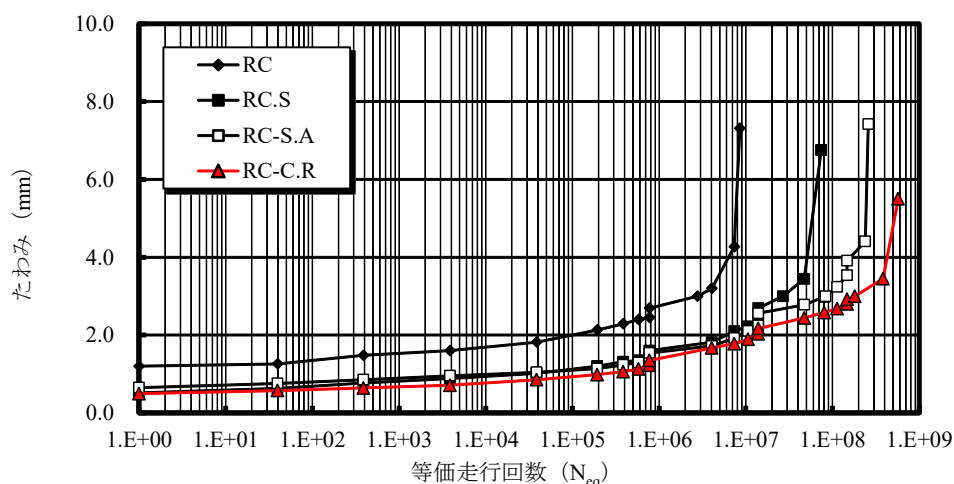
RC 床版の初期たわみは荷重 80kN 載荷で 1.2mm である。その後の走行によりたわみは増加し、たわみが 3.0mm に達した付近の走行から急激に増加し、破壊に至っている。破壊時のたわみは等価走行回数 8.52×10^6 回で 7.3mm である。

2) SFRC 上面補強床版

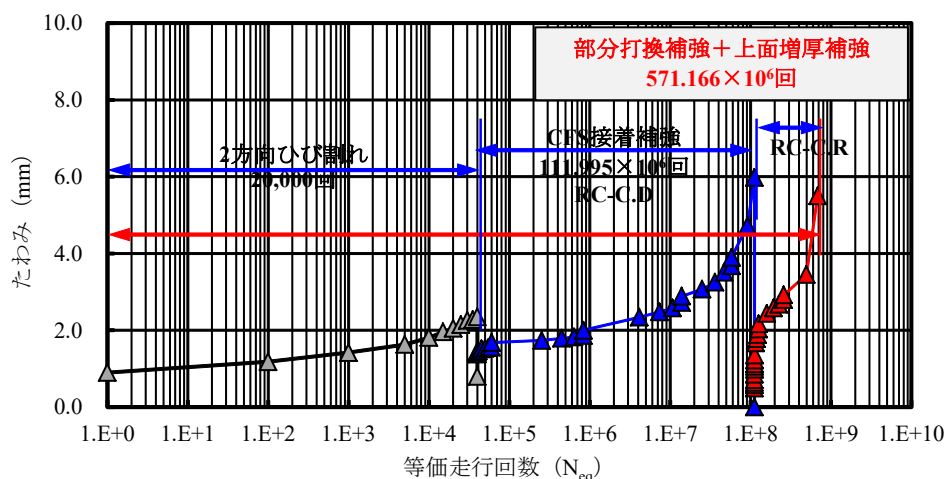
従来型の SFRC 上面増厚補強した供試体は荷重 80kN 載荷でたわみ 0.51mm である。たわみが 3.0mm を超えた付近の等価走行回数からたわみの増加が著しくなり、破壊に至っている。破壊時のたわみは等価走行回数 73.96×10^6 回で、6.7mm である。次に、増厚界面に接着剤を塗布した SFRC 上面増厚補強する RC 床版は、たわみが 3.5mm 付近までは急激な増加は見られない。その後の等価走行回数からたわみの増加が著しくなっている。最大たわみは等価走行回数 261.25×10^6 回で 8.0mm である。

3) 部分打換補強と接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強との併用床版

また、CFS 補強後に押抜きせん断破壊した供試体 RC-C.D の損傷部を WJ で削り・研掃した後、打継ぎ界面となる側面に接着剤を塗布してから超速硬コンクリートで部分打換し、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した供試体 RC-C.R は、荷重 80kN 載荷時のたわみ 0.5mm から、その後の荷重増加と走行を繰り返すことによりたわみが 3.5mm 付近までは急激な



図－ 6.8 RC 床版および上面増厚，部分打換補強床版のたわみと等価走行回数



図－ 6.9 累積たわみと累積等価走行回数の関係

増加は見られない。その後の等価走行回数からたわみが増加して破壊に至っている。破壊時のたわみは等価走行回数 571.16×10^6 回で 5.5mm である。いずれにしても陥没や部分抜け落ちした RC 床版を，部分打換し，接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強することで，たわみの増加が抑制され，耐疲労性が向上する結果となった。

(3) RC 床版と部分打換補強床版の累積たわみと累積等価走行回数の関係

RC 床版に荷重 60kN で $40,000$ 回走行までの等価走行回数と CFS 接着補強後の等価走行回数および部分打換補強床版の累積たわみと累積等価走行回数の関係を図－ 6.9 に示し，部分打換補強床版の累積等価回数を示す一連の供試体名称を RC-C.R とする。

RC 床版を用いて輪荷重走行疲労実験を行い，2 方向のひび割れを発生させた。この時点のたわみは 2.27mm であり，残留たわみが 0.8mm である。ここで，CFS 下面接着補強して輪荷重走行疲労実験を行い，押抜きせん断破壊，すなわち部分抜け落ちした状態である。この時点の累積等価走行回数が 122.03×10^6 回，累積たわみが 5.6mm である。ここで，部分

打換と SFRC 上面増厚して輪荷重走行疲労実験を行った。たわみと等価走行回数との関係で、たわみの初期値 0.0mm からスタートした。たわみが 3.0mm を超えた後の走行回数から増加が著しく、累積等価走行回数が 683.20×10^6 回で、たわみが 5.5mm である。したがって、一次補強した後に部分抜け落ちした RC 床版を WJ で脆弱部を撤去し、既設 RC 床版部の打継ぎ界面に接着剤を塗布してから超速硬コンクリートで部分打換し、上面には接着剤塗布型上面増厚を施すことで、寿命が大幅に向上する結果となった。したがって、鉄筋が健全な床版において接着剤を適用した部分打換補強法は、適切な補強対策として効果を発揮するものと考えられる。

(4) 破壊状況

本実験に用いた全供試体の破壊状況を図－ 6.10 に示す。

1) SFRC 上面増厚補強 RC 床版

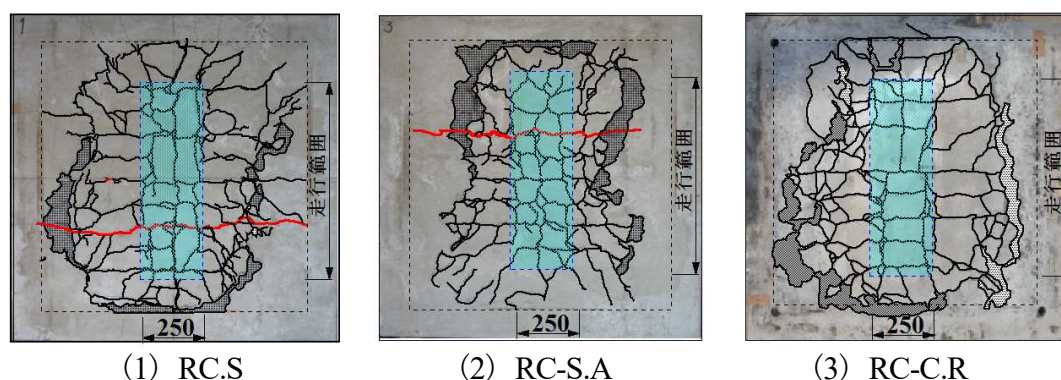
従来型の SFRC 上面増厚補強した供試体 RC-S の破壊状況は、図－ 6.10(1)に示すように輪荷重走行位置から 45 度底面にはダウエル効果の影響によるはく離が見られる。破壊は支点 A から 50cm の位置で押抜きせん断破壊となった。

2) 接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強 RC 床版

接着剤を塗布して SFRC 上面増厚補強した供試体 RC-S.A の破壊状況は図－ 6.10(2)に示すように、鉄筋配置位置下面に 2 方向のひび割れが発生し、ダウエル効果の影響によるはく離が見られる。破壊は支点 B から 40cm の位置で押抜きせん断破壊となった。なお、破壊状況は従来型の SFRC 上面増厚補強 RC 床版と同様の破壊状況であるが、等価走行回数は 3.5 倍である。また、打音法により増厚界面のはく離状況を診断した結果、輪荷重走行による水平ひび割れに起因するはく離は確認できるものの、他の領域にははく離が見られない。したがって、接着剤の効果により終局時まで一体性が確保された結果である。

3) 部分打換補強床版

部分打換と接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した供試体 RC-C.R の破壊状況は図－ 6.10(3)に示すように、床版厚が 160mm であることから、床版厚 130mm の RC 床版および CFS 下面接着補強供試体に比してひび割れ範囲も広範囲にわたっている。本実験では幅 700mm、長さ 1,200mm の範囲を打換したが、既設 RC 床版コンクリートの側面に接着剤を塗布したことから打換部分には段差が見られなく、終局時まで一体性が確保され、輪荷



図－ 6.10 破壊状況

重走行範囲から 45 度に分散された底面にダウエルの影響が見られる。また、増厚界面に接着剤を塗布したことから打音法による診断においてはく離は確認できない。

以上の破壊状況より、本提案する部分打換と接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強の併用により、打換えコンクリートも既設 RC 床版コンクリートと一体性が確保されている。また、増厚界面においても接着剤の効果により終局時まで一体性が確保され、耐疲労性の向上が図られたものと考えられる。

6.5 まとめ

RC 床版の耐疲労性の向上およびひび割れ抑制として鋼板接着補強や CFS 接着補強が施されて来た。しかし、これらの補強法においては補強後 20 ～ 30 年が経過し、抜け落ちや抜け落ち寸前の損傷が発生している。そこで、CFS 補強後に輪荷重走行疲労試験による押抜きせん断破壊し、抜け落ちた RC 床版を用いて、抜け落ち箇所を WJ で削り、削り面に接着剤塗布型部分打換えおよび接着剤塗布型上面増厚補強法における耐疲労性の検証を行い、接着剤塗布型部分打換え補強法の実用性を評価した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 輪荷重走行疲労実験の結果より、部分打換と接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した供試体は、疲労により抜け落ちしたにも関わらず、既設床版コンクリートの側面に接着剤を塗布して超速硬コンクリートで打換したことにより、既設 RC 床版部と一体性が確保され、さらに上面増厚したことから RC 床版の 67.0 倍、2 方向ひび割れ発生後の CFS 接着補強床版の 5.1 倍、同一寸法を要する SFRC 上面増厚補強床版の 7.7 倍、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強床版の 2.2 の補強効果が得られた。これは部分打換えした超速硬コンクリートが 50N/mm^2 、上面増厚した SFRC が 60N/mm^2 の圧縮強度であり、せん断強度が向上した結果でもあるといえる。
- (2) RC 床版に 2 方向のひび割れ損傷を与えた後に CFS 下面接着補強し、押抜きせん断破壊させた後、部分打換と SFRC 上面増厚補強後の再実験により押抜きせん断破壊となるまでの累積等価走行回数は RC 床版の等価走行回数の 67.0 倍であり、本実験の範囲内では本工法は一次補強における部分抜け落ちした RC 床版の補強方法としては、耐疲労性は十分に評価できるものである。
- (3) たわみと等価走行回数関係においても部分打換と SFRC 上面増厚した供試体は終局時まで急激な増加は見られない。なお、床版打換後はたわみが 3.0mm、すなわち床版支間 L の 1/400 付近から増加が著しくなることから、この付近で詳細な点検が必要となる。
- (4) 部分打換した床版供試体は既設 RC 床版の側面および増厚界面に接着剤を塗布したことから終局時まで剥離が見られない。また、上面増厚したことにより床版厚が 160mm となり、上面の輪荷重位置から 45 度底面にダウエル効果の影響による破壊が見られた。これは、既設 RC 床版の側面および増厚界面に接着剤を塗布することで終局時まで一体性が確保されていることによるものである。

第6章参考文献

- 6.1) 日本道路橋会：道路橋示方書・同解説 I， II， III， 2002.
- 6.2) 国土交通省：地方自治体の長寿命化修繕計画に関する最近の動向，国土交通省道路局国道・防災課道路保全企画室，2011.
- 6.3) 土木学会：道路橋床版の維持管理マニュアル，2012.
- 6.4) 三田村浩，佐藤京，本田幸一，松井繁之：道路橋 RC 床版上面の凍害劣化と疲労寿命への影響，構造工学論文集 Vol.55A， pp.1420-1431， 2009.
- 6.5) 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.
- 6.6) 土木研究所：CAESAR の臨床研究事例，構造物メンテナンス研究センター，2011.
- 6.7) 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.
- 6.8) 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 床版上面増厚工法の延命手法について，構造工学論文集 Vol.56A， pp.1239-1248， 2010.
- 6.9) 坪田浩昭：神戸橋の損傷と対応について，日本道路協会，第 29 回日本道路会議，2011.
- 6.10) 国土交通省道路局国道・防災課：橋梁点検要領（案），2014.
- 6.11) 土木学会：コンクリート標準示方書 維持管理編，2007.
- 6.12) 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.
- 6.13) 阿部忠：RC 床版の劣化診断技術と補修・補強対策－長寿命化修繕計画における RC 床版現状－，セメント・コンクリート，No.776， Oct， pp.35-41， 2011
- 6.14) 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.
- 6.15) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理，森北出版，2007.
- 6.16) (財)高速道路調査会：上面増厚工法設計施工マニュアル，1995.
- 6.17) 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.

第 7 章 鋼繊維補強コンクリートを用いたFRC床版の押抜きせん断耐荷力および耐疲労性の評価

7.1 はじめに

高度経済成長期に建設された道路橋 RC 床版の老朽化に伴い、RC 床版の補強や取替え床版を含めた補修・補強技術の開発が進められている。とくに、高度経済成長期に建設された RC 床版は 1964 年改訂の設計基準であり、自動車設計荷重は 198kN である^{7.1)}。これに対して、1994 年改訂の道路橋示方書・同解説(以下、道示とする)^{7.2)}は 245kN へと改訂されている。よって、1964 年の設計示方書および 1972 年改訂の道示で設計された RC 床版は、老朽化対策と取り替え床版の開発が急務となっている。また、耐久性の向上を図る新材料や新構造を取り入れた新床版の開発も行われている。たとえば、鋼板パネルを鋼桁上に敷設した後、鉄筋を配筋し、打ち込まれたコンクリートが鋼板上面に設置された"ずれ止め"により接合され、一体化構造となる合成床版などが提案されている^{7.3)}、^{7.4)}。また、コンクリート材料においては鋼繊維やビニロン繊維などを配合した超高強度繊維補強コンクリート (Ultra High Strength Fiber Reinforced Concrete : UFC)^{7.5)}や、超速硬セメント、早強ポルトランドセメント(以下、早強セメントとする)および普通ポルトランドセメント(以下、普通セメントとする)に鋼繊維を配合した鋼繊維補強コンクリート (Steel Fiber Reinforced Concrete : SFRC) が用いられている^{7.6)}。実施工事例として UFC を用いた床版は、東京国際空港の D 滑走路の棧橋部に使用された^{7.7)}。また、超速硬セメントに鋼繊維を配合した SFRC は、高速道路などにおける RC 床版および鋼床版の補強材として用いられている。このように繊維を配合したコンクリート (Fiber Reinforced Concrete : FRC) は土木建設材料として多くの実績がある。本研究における FRC 材は、第 3 章では RC 床版の上面損傷に対する補修材および補修法として、セメント系モルタルに短繊維の高強度のポリビニルアルコール (polyvinyl alcohol : PVA) 繊維を配合した FRC 材、すなわち PFRC 材を用いた接着剤塗布型の薄層補修法を提案し、輪荷重走行疲労実験による検証を行い、実用性を評価した。この PFRC 材は低弾性を特徴とし、材料構成の一つである PVA の短繊維はひび割れを防ぎ、靱性を向上させる重要な素材となっている。また第 4 章では、RC 床版の耐荷力性能および耐疲労性の向上を図るための FRC 材として、超速硬セメントに ϕ 0.62mm、長さ 30mm で両端フック型の鋼繊維を 1.27Vol.%で配合した SFRC を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法を提案し、輪荷重走行疲労実験による耐疲労性の検証を行った。この SFRC 材ではコンクリートの中に分散された鋼繊維の架橋効果がもたらす靱性により、割れが発生しにくく、耐疲労性が向上される。このように FRC 材は輪荷重走行による耐疲労性の向上が図られている。

そこで第 7 章では、鋼繊維 (両端フック型、 ϕ 0.62mm、長さ 30mm) を普通セメントおよび早強セメントに 1.27Vol.%配合した SFRC 材で製作した新設床版を提案する。そして、SFRC の力学特性の評価として普通セメントによる SFRC 材の圧縮強度

$f_{c.s} = 25\text{N/mm}^2 \sim 75\text{N/mm}^2$ の範囲の試験体を用いて一面せん断強度試験および割裂試験を行い、SFRC 材のせん断強度および引張強度を評価する。次に、SFRC 床版を用いて段階荷重による走行実験を行い、SFRC 床版の耐荷力を検証するとともに、その力学特性値をもとに阿部ら^{7.8), 7.9)}が提案する押抜きせん断耐荷力式との整合性を検証し、SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力を提案する。次に、普通セメントおよび早強セメントを用いたコンクリートに鋼繊維を配合した 3 タイプの SFRC 床版を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、耐疲労性の検証を行うと同時に、SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力と疲労寿命推定となる S-N 曲線式の提案を行い、疲労寿命予測の一助としたい。

7.2 SFRC床版に用いる材料の力学特性値

7.2.1 SFRC材のせん断強度試験および引張強度試験

(1) せん断強度および引張強度の必要性

松井らや阿部らが提案する押抜きせん断耐荷力評価式には、松井らや阿部らがそれぞれ提案するコンクリートのせん断強度 τ_{max} および岡村が提案する割裂試験による引張強度 σ_t が適用されている。よって、押抜きせん断耐荷力の評価においてはコンクリート材のせん断強度 τ_{max} およびコンクリートの引張強度 σ_t が重要となる。そこで、SFRC 床版においても、せん断強度および引張強度を評価する必要がある。

(2) 一面せん断試験および割裂試験に用いる SFRC 材および供試体寸法

一面せん断試験および割裂試験に用いる SFRC 材のコンクリートには、普通セメントと 5mm 以下の砕砂および 5mm ~ 20mm の砕石を使用した。また、鋼繊維には $\phi 0.62\text{mm}$ 、長さ 30mm の両端フック型鋼繊維を配合量 1.27Vol.%で配合する。本実験に用いる鋼繊維は第4章で用いた $\phi 0.62\text{mm}$ 、長さ 30mm の両端フック型鋼繊維である。形状を写真-7.1 に示す^{7.10)}。

一面せん断試験および割裂試験に用いる SFRC の試験体は、圧縮強度が 24N/mm^2 、 30N/mm^2 、 40N/mm^2 、 50N/mm^2 、 65N/mm^2 となる配合条件とする。ここで、一面せん断試験および割裂試験に用いる SFRC 材の配合条件を表-7.1 に示す。

次に、一面せん断試験および割裂試験に用いる試験体の寸法は $\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ の円柱供試体を製作し、SFRC の圧縮強度とせん断強度および引張強度の関係を評価する。

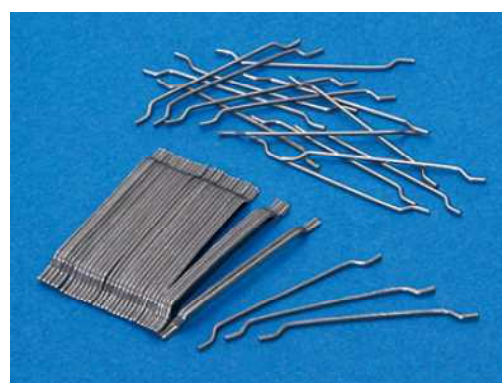


写真-7.1 両端フック型鋼繊維

7.2.2 SFRC材の一面せん断試験による一面せん断強度

一面せん断試験および割裂試験に用いる SFRC の試験体は、圧縮強度が 24N/mm^2 、 30N/mm^2 、 40N/mm^2 、 50N/mm^2 、 65N/mm^2 となる配合条件とする。鋼繊維は $\phi 0.6\text{mm}$ 、長さ 30mm の鋼繊維を 1.27Vol.%で配合し、圧縮強度はそれぞれの要求性能となるよ

表－7.1 一面せん断試験および割裂試験に用いる SFRC 材の配合条件

目標強度	スランブ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単体量 (kg/m ³)					SP (C×%)	AE (C×%)
				セメント (C)	水 (W)	細骨材 (S)	粗骨材 (G)	鋼繊維 (SF)		
25N/mm ²	8.0 ±2.5	66.0	51.1	258	170	924	914	100	1.0	0.003
35N/mm ²	8.0 ±2.5	56.0	53.0	302	160	803	1019	100	2.0	0.004
50N/mm ²	8.0 ±2.5	41.0	53.9	427	175	890	788	100	2.0	0.004
65N/mm ²	8.0 ±2.5	37.0	53.2	473	175	859	781	100	2.3	0.005

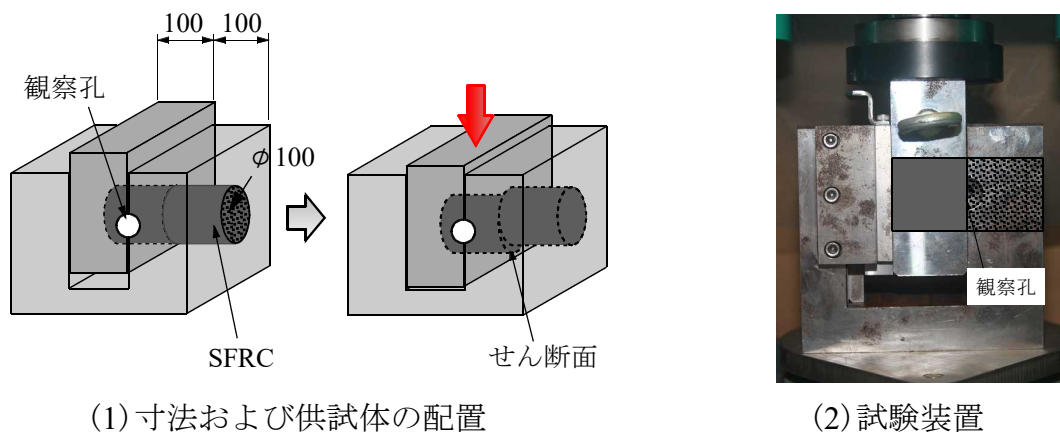
うに水セメント比を決めた。なお、関連する配合条件は SFRC 床版の配合条件を基本とする。

(1) 試験体寸法

一面せん断試験に用いる試験体は、SFRC 床版供試体 φ 100mm×200mm の円柱供試体を用いる。供試体は圧縮強度とせん断強度の関係から評価することから強度ごとに各 3 体を用いる。

(2) 一面せん断試験方法

一面せん断試験は、阿部ら^{7.9), 7.10), 7.11)}が開発したモード II 型（縦ずれ）のせん断試験装置を用いて実施した。ここで、阿部らが開発したモード II 型（縦ずれ）の一面せん断試験装置およびせん断断面を図－7.1 に示す。



図－7.1 一面せん断試験装置

一面せん断試験方法は、モード II 型の一面せん断試験装置に φ 100mm×200mm の円柱供試体を挿入し、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 0.6N/mm² で荷重載荷を行った。

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 SFRC のせん断応力度 τ_{max} とし、式(7.1)より算出する。

$$\tau_{max} = P/As \tag{7.1}$$

ここで、 τ_{max} : SFRC の一面せん断応強度 (N/mm²)、 P : 破壊荷重、 A_s : 一面せん断破壊面積 (mm²)

(3) コンクリートの一面せん断強度

阿部ら^{7.8)}、^{7.9)}はコンクリートで製作した 100×100×400mm の角柱供試体を用いて、この供試体を長さ方向 1/2 に切断 (200mm) した材片を用いて一面せん断試験および圧縮試験を行い、コンクリートの圧縮強度 $f_c = 20\text{N/mm}^2 \sim 80\text{N/mm}^2$ の範囲の一面せん断試験によるせん断強度 f_{cv0} と圧縮強度 f_c の関係を式(7.2)として提案している。これを RC 床版の押抜きせん断耐荷力式に適用している^{7.11)}、^{7.12)}。ここで、RC 床版の押抜きせん断耐荷力式に適用するコンクリートの一面せん断試験によるせん断強度と圧縮強度の関係を図-7.2 に示した。

$$f_{cv0} = 0.688f_c^{0.610} \leq f_c = 80\text{N/mm}^2 \quad (7.2)$$

ここで、 f_{cv0} : せん断強度、 f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

(4) SFRC のせん断強度

本実験による、普通セメントに ϕ 0.6mm、長さ 30mm の鋼繊維を 1.27Vol.% で配合した SFRC の一面せん断試験によるせん断強度 $\tau_{max,S}$ と圧縮強度 $f_{c,S}$ の関係を図-7.2 に併記する。なお、図-7.2 には SFRC 床版製作時に製作した ϕ 100×200mm の円柱供試体の結果も含めている。

SFRC のせん断強度は図-7.2 に示すように、せん断強度に多少のバラツキが見られる。これは、試験体製作時に配合した鋼繊維が不規則に分散されていることからバラツキが生じたものと考えられる。SFRC のせん断強度は圧縮強度が高くなるにつれてせん断強度も線形的に増加している。よって、普通セメントに鋼繊維 (ϕ 0.6mm、

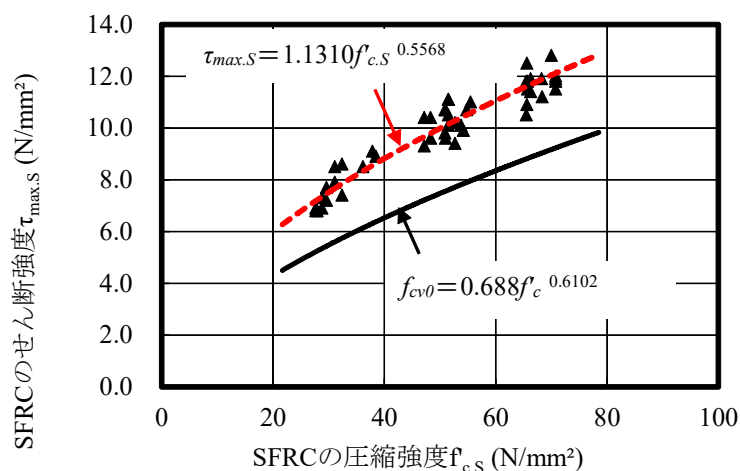


図-7.2 せん断強度と圧縮強度の関係

長さ 30mm) を 1.27Vol.% で配合した場合の圧縮強度 $f_{c.S}$ を変数としたせん断強度 $\tau_{max.S}$ の推定式は SFRC 材の圧縮強度 $25\text{N/mm}^2 \sim 75\text{N/mm}^2$ の範囲において式(7.3)として与えられる。なお、相関関係は $R^2 = 0.921$ である。

$$\tau_{max.S} = 1.1310f_{c.S}^{0.5568} \quad (7.3)$$

ここで、 $\tau_{max.S}$: せん断強度 (N/mm^2)、 $f_{c.S}$: SFRC の圧縮強度 (N/mm^2)

図-7.2 に示すようにコンクリートのせん断強度に対して SFRC のせん断強度は鋼繊維を配合しないコンクリートの約 1.5 倍の強度を有することから押抜きせん断耐力の向上に大きく寄与するものである。

7.2.3 SFRC材の割裂試験による引張強度

RC 供試体および SFRC 供試体は、JIS A 1132 に基づいて製作した。試験体は一面せん断試験に用いた供試体と同様に $\phi 100\text{mm} \times 200\text{mm}$ の円柱供試体を各強度ごとに各 3 体製作した。割裂試験はコンクリート標準示方書^{7.13)}における割裂引張試験は JIS A 1113 に基づいて実施し、コンクリートの割裂試験による引張強度の算定には岡村式^{7.14)}が提案され、松井ら^{7.15)}や阿部^{7.9)}らが提案する押抜きせん断耐力式に適用している。岡村が提案する割裂試験によるコンクリートの引張強度式を式(7.4)として与えられている。

$$f_i = 0.269 f_c^{2/3} \quad (7.4)$$

ここで、 f_i : 引張強度 (N/mm^2)、 f_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

本実験による割裂試験による引張強度 $\sigma_{t.S}$ と圧縮強度 $f_{c.S}$ の関係を図-7.3 に示す。

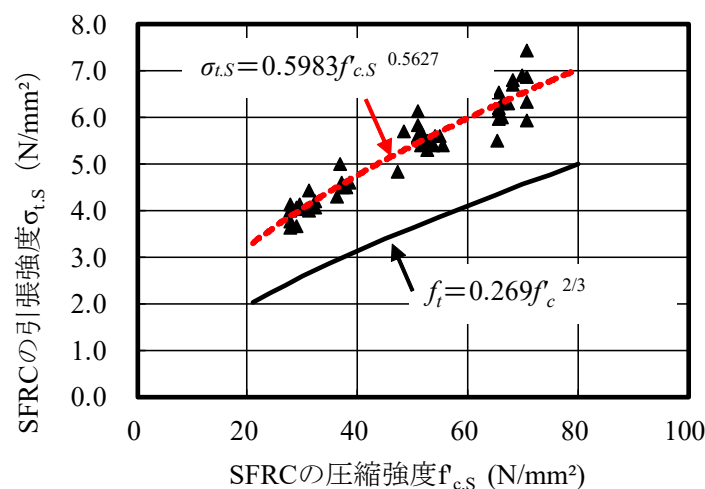


図-7.3 引張強度と圧縮強度の関係

また、岡村式(7.4)によるコンクリートの圧縮強度と引張強度の関係も併せて図-7.3に示す。

図-7.3より、普通セメントに鋼繊維を1.27Vol.%配合したSFRCの割裂試験による引張強度 $\sigma_{t.S}$ と圧縮強度 $f_{c.S}$ の関係は、圧縮強度が $24\text{N/mm}^2 \sim 35\text{N/mm}^2$ 付近までは引張強度に大幅な差異は見られないが、圧縮強度が $60\text{N/mm}^2 \sim 70\text{N/mm}^2$ の高い範囲ではやや差異が生じているがほぼ線形的に増加している。ここで、普通セメントに鋼繊維を1.27Vol.%配合した場合の圧縮強度 $f_{c.S}$ を変数とした場合の引張強度 $\sigma_{t.S}$ の推定式は式(7.5)として与えられる。なお、相関関係は $R^2=0.922$ である。

$$\sigma_{t.S} = 0.5983f_{c.S}^{0.5627} \quad (7.5)$$

ここで、 $\sigma_{t.S}$: SFRCの引張強度(N/mm²)、 $f_{c.S}$: SFRCの圧縮強度(N/mm²)

7.3 RC床版・SFRC床版の最大耐荷力に関する実験

7.3.1 供試体の使用材料

(1) 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の砕石を使用した。配合条件は材齢28日のコンクリートの圧縮強度が 24N/mm^2 以上として、その示方配合を表-7.2に示す。また、コンクリートの圧縮強度は表-7.3に示すように、材齢28日で 34.8N/mm^2 であり、実験時の圧縮強度は 35.0N/mm^2 である。なお、鉄筋にはSD295A、D10を使用し、材料特性値

表-7.2 RC床版およびSFRC床版の配合

供試体	スランブ (cm)	W/C (%)	s/a (%)	単体量 (kg/m ³)					SP (B×%)	AE (B×%)
				セメント (C)	水 (W)	細骨材 (S)	粗骨材 (G)	鋼繊維 (SF)		
RC	8.0 ±2.5	53.0	45.0	302	160	803	1019	—	2.00	—
SFRC-普1	8.0 ±2.5	53.0	45	302	160	803	1019	100	2.00	0.004
SFRC-普2	8.0 ±2.5	41.0	53.9	427	175	890	788	100	0.017	8.54
SFRC-早1	8.0 ±2.5	41.0	53.9	427	175	881	780	100	2.00	0.004

表-7.3 材料特性値

供試体	コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	鉄筋 (SD295A, D10)		
		降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
RC	35.0	368	513	200
SFRC-普1	37.5	368	513	200
SFRC-普2	53.5	368	513	200
SFRC-早1	54.3	368	513	200

は降伏強度が 368N/mm²，引張強度は 513N/mm²，ヤング係数は 200kN/mm² である。ここで，鉄筋の材料特性値を表－7.3 に併記した。

(2) SFRC 床版供試体

供試体 SFRC-普 1 に用いた配合は，普通セメントに鋼繊維を配合した SFRC の要求性能を RC 床版と同様にコンクリートの設計基準強度 24N/mm² を確保できるものとする。なお，鋼繊維にはφ 0.62mm，長さ 30mm を配合量 1.27Vol.%で配合し，水セメント比(W/C)は 53%とした。次に，供試体 SFRC-普 2 に用いた配合は，既に RC 床版や鋼床版の補強材として使用されている超速硬セメントを用いた SFRC と同等な強度を確保するものとした。よって，早強コンクリートの強度を目標に普通セメントに鋼繊維を配合した SFRC の材齢 28 日の発現強度を 40N/mm² 確保できることを目標とし，コンクリートの水セメント比(W/C)を 41%とする。ここで，供試体 SFRC-普 1 および供試体 SFRC-普 2 に用いた各々の配合条件を表－7.2 に併記した。また，鉄筋は RC 床版供試体と同様に D10 を用いる。ここで，供試体 SFRC-普 1 および供試体 SFRC-普 2 の材料特性値を表－7.3 に併記した。なお，表－7.1 および表－7.2 に示す SFRC-早 1 の配合条件および材料特性値は耐疲労性の検証に用いる供試体である。

普通セメントに鋼繊維を配合した供試体 SFRC-普 1 の圧縮強度は表－7.3 に示すように材齢 28 日の圧縮強度は 36.3N/mm² であり，実験時の圧縮強度は 37.5N/mm² である。次に，供試体 SFRC-普 2 の圧縮強度は，材齢 48 時間で 30.7N/mm²，材齢 28 日の圧縮強度は 52.3N/mm² であり，実験時の圧縮強度は 53.6N/mm² である。なお，疲労試験に用いる供試体 SFRC-早 1 の供試体の圧縮強度は 54.3N/mm² である。

(3) RC および SFRC の発現強度

RC 材および SFRC 材のそれぞれの発現強度を表－7.4 に示す。表－7.2 に示す配合条件における RC 床版コンクリートの材齢 28 日の圧縮強度は 34.8N/mm² である。普通セメントを用いて水セメント比を RC 床版に用いるコンクリートと同様とした SFRC-普 1 の発現強度は RC 材とほぼ同様である。材齢 28 日の圧縮強度は 36.3N/mm² である。次に，普通セメントを用いた SFRC-普 2 の水セメント比は 41%であり，材齢 48 時間で 30.7N/mm² であり，道示に示すコンクリートの設計基準強度 24N/mm² を超えている。材齢 28 日の圧縮強度は 52.3N/mm² である。また，早

表－7.4 RC および SFRC の発現強度

試験項目	RC床版	普通セメント (SFRC-普1)	普通セメント (SFRC-普2)	早強セメント (SFRC-早1)
圧縮強度	24時間	13.0N/mm ²	13.6N/mm ²	19.8N/mm ²
	48時間	20.6N/mm ²	21.3N/mm ²	30.7N/mm ²
	4日	23.1N/mm ²	24.8N/mm ²	33.8N/mm ²
	7日	28.5N/mm ²	30.2N/mm ²	41.9N/mm ²
	28日	34.8N/mm ²	36.3N/mm ²	52.3N/mm ²
	実験時	35.0N/mm ²	37.5N/mm ²	53.6N/mm ²

強セメントを用いた SFRC-早 1 の水セメント比は SFRC-普 2 と同様に 41 % である。早強セメントを用いたことから材齢 24 時間の圧縮強度は 27.0N/mm^2 であり、道示に示すコンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 を超えている。また、SFRC-普 2 より発現強度と比較して強度発現が早い。材齢 7 日の圧縮強度は 53.3N/mm^2 である。

以上より、水セメント比 53 % の SFRC-普 1 は従来の RC 床版と同様な発現強度であり、SFRC-普 2 および SFRC-早 1 は、それぞれ材齢 48 時間および 24 時間で道示に示すコンクリートの設計基準強度 24N/mm^2 を超えていることから、短期施工に適した材料として、老朽化した RC 床版のコンクリート打ち換えなどにも適用できる材料である。

7.3.2 供試体寸法および鉄筋配置

(1) RC 床版供試体

RC 床版供試体および SFRC 床版供試体は 1994 年改訂の道示^{7.16)} 以降に準拠し、その 1/2 モデルとする。供試体寸法および鉄筋配置を図 - 7.4 に示す。

RC 床版および SFRC 床版供試体の寸法は、全長 1,470mm、支間 1,200mm、厚さ 130mm、鉄筋は D10 を用いて複鉄筋配置とした。引張側は軸直角方向および軸方向ともに 100mm 間隔に配置し、圧縮側の鉄筋量は引張鉄筋量の 1/2 とする。軸直角方向および軸方向の有効高さは、それぞれ、105mm、95mm である。

(2) 走行荷重実験方法

本実験では、RC 床版および SFRC 床版に一定な荷重が作用した場合の最大耐荷力を検証する。走行荷重実験は RC 床版および SFRC 床版の軸方向中央を起点に図 - 7.4 に示す支点 A 方向に 450mm、B 方向に 450mm の一往復 1,800mm を走行し、元の中央で停止させる実験である。荷重は 1 走行ごとに 10kN ずつ増加させ、一走行維持した最大荷重を最大耐荷力とする。

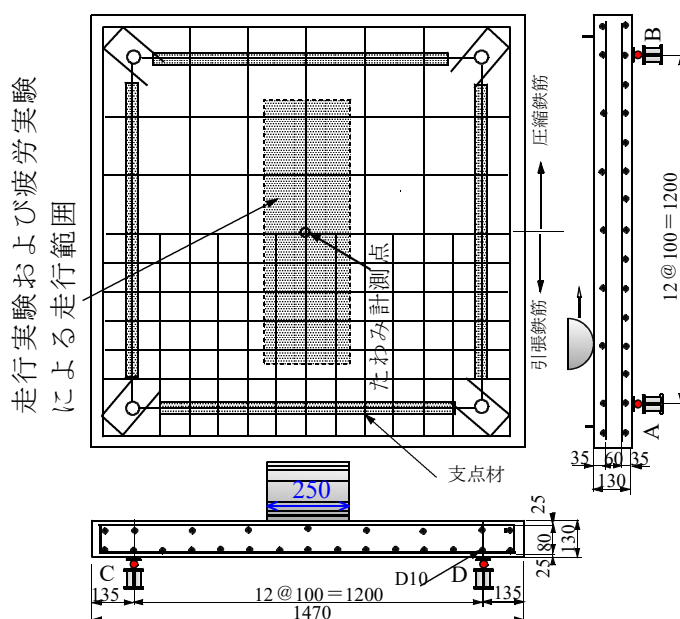
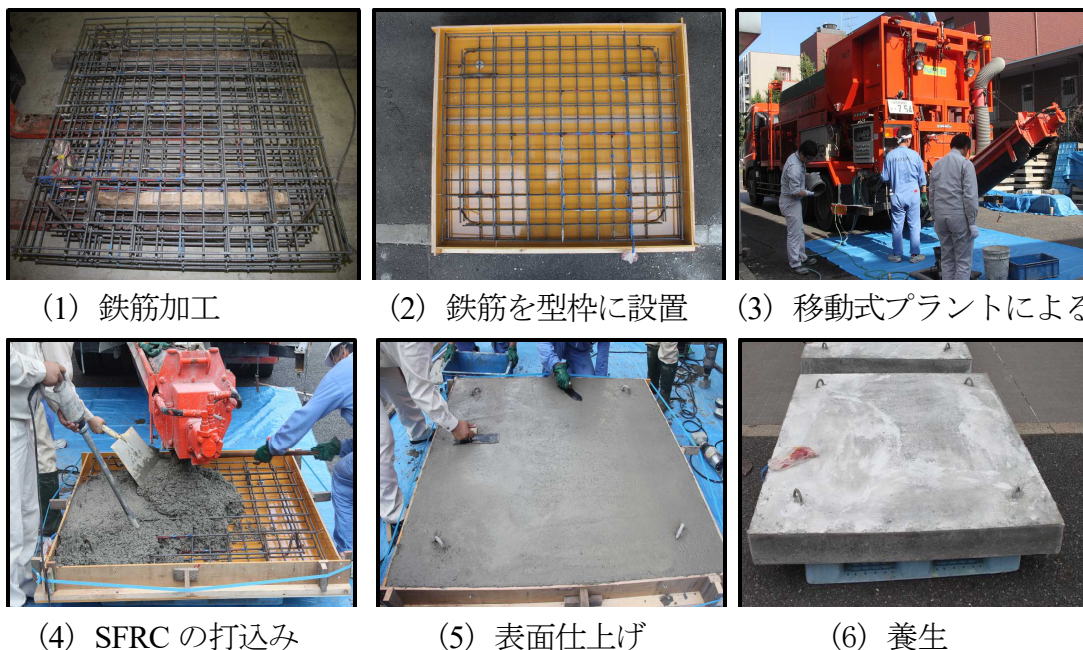


図 - 7.4 供試体寸法および鉄筋配置



(1) 鉄筋加工 (2) 鉄筋を型枠に設置 (3) 移動式プラントによる
 (4) SFRC の打込み (5) 表面仕上げ (6) 養生

写真－ 7.2 施工手順

(3) SFRC 床版供試体の施工法

SFRC 床版の施工法は、実橋床版としての施工を想定し、また、RC 床版の実施工に近い条件で供試体を製作する。ここで、施工手順を写真－ 7.2 に示す。

SFRC 床版は、RC 床版供試体と同様に図－ 7.4 に示す鉄筋配置および寸法で鉄筋の加工および組み立てを行う(写真－ 7.2(1))。次に、型枠を製作し、型枠に鉄筋を設置する(写真－ 7.2(2))。その後、SFRC を表－ 7.2 に示す配合で混練りする。SFRC の製造は、専用の移動式プラントを用いて、鋼繊維の配合と同時に練り混ぜる(写真－ 7.2(2))。なお、普通セメントを用いた場合は通常のみキサーで練混ぜも可能である。SFRC の練混ぜ後、直ちに SFRC を打込み(写真－ 7.2(4))、バイブレータで締め固めを行い、左官鋺で表面仕上げ後に封緘養生を行う(写真－ 7.2(5), (6))。

7.3.3 実験結果および考察

(1) 実験耐荷力

1) RC 床版

走行荷重実験における RC 床版および SFRC 床版の実験最大耐荷力を表－ 7.5 に示す。

RC 床版の走行荷重実験における最大耐荷力は供試体 RC-R-1 は 172.5kN, RC-R-2 は 171.5kN であり、耐荷力の平均は 172.0kN である。これを基準に SFRC 床版供試体の耐荷力を評価する。

2) SFRC 床版供試体 SFRC-SFRC-普 R1

SFRC 床版供試体 SFRC-普 R1-1 の最大荷重は 210.8kN, 供試体 SFRC-普 R1-2 の最大荷重は 215.3kN であり、平均最大耐荷力は 213.1kN である。RC 床版の供試体の最大耐荷力の平均と比較すると 1.24 倍の耐荷力が向上している。これは、鋼繊維を配

表－ 7.5 実験最大耐荷力および耐荷力比

供試体	コンクリートの圧縮強度 (N/mm ²)	最大耐荷力 (P _{max}) (kN)	最大耐荷力の平均 (kN)	耐荷力比
RC-R-1	35.0	172.5	172.0	—
RC-R-2		171.5		
SFRC-普R1-1	37.5	210.8	213.1	1.24
SFRC-普R1-2		215.3		
SFRC-普R2-1	53.6	248.8	247.1	1.44
SFRC-普R2-2		245.3		

合したことにより引張強度およびせん断強度が向上することで耐荷力が向上する結果となったものである。

3) SFRC 床版供試体 SFRC-SFRC-普 R2

SFRC 床版供試体 SFRC-普 R2-1 の最大荷重は 248.8kN、供試体 SFRC-普 R2-2 の最大荷重は 245.3kN であり、平均最大耐荷力は 247.1kN である。RC 床版の供試体の最大耐荷力の平均と比較すると 1.44 倍の耐荷力が向上している。また、供試体 SFRC-普 R1 の 1.16 倍である。これは、SFRC-普 2 の圧縮強度が SFRC-普 R1 の 1.42 倍の強度であることから引張強度およびせん断強度も向上し、耐荷力が向上する結果となったものである。

(2) 荷重とひずみの関係

走行荷重実験における荷重とひずみの関係を図－ 7.5 に示す。鉄筋の降伏ひずみは表－ 7.3 に示す鉄筋の降伏強度 384N/mm²、鉄筋の弾性係数 200kN/mm² より、降伏ひずみを算出すると $1,840 \times 10^{-6}$ である。これらの結果も図－ 7.5 に併記した。

1) RC 床版

RC 床版供試体 RC-R-1 の主鉄筋の荷重とひずみの関係は図－ 7.5(1)に示すように、荷重 50kN 付近までは線形的に増加し、その後 1 走行毎に荷重を増加することでひずみの増加がやや大きくなるものの荷重 155kN 付近までは線形的に増加している。主鉄筋が降伏ひずみ 1840×10^{-6} に達した荷重は 119.5kN である。荷重 155kN からひずみの増加が著しくなり、最大耐荷力 172.5kN 時のひずみは 3819×10^{-6} である。また、配力筋の荷重とひずみの関係は図－ 7.5(2)に示すように荷重 50kN を超えた付近から増加がやや大きくなるものの荷重 150kN 付近まではほぼ線形的に増加している。鉄筋が降伏に至った荷重は 116.7kN で、最大耐荷力時のひずみは $5,612 \times 10^{-6}$ である。

次に、供試体 RC-R-2 の供試体の荷重とひずみの関係においても供試体 RC-R-1 と同様にほぼ同等な増加傾向を示している。鉄筋が降伏ひずみ $1,840 \times 10^{-6}$ に達した荷重は 123.7kN である。最大耐荷力 171.5kN 時のひずみは $4,186 \times 10^{-6}$ である。また、供試体 RC-R-2 の荷重とひずみの関係においても供試体 RC-R-1 と同様な増加傾向を示している。配力筋が降伏に至った荷重は 119.6kN である。最大耐荷力時のひずみは 6.011×10^{-6} である。走行方向が配力筋方向であることから、主筋のひずみの増加傾向に対して、僅かに上回っている。

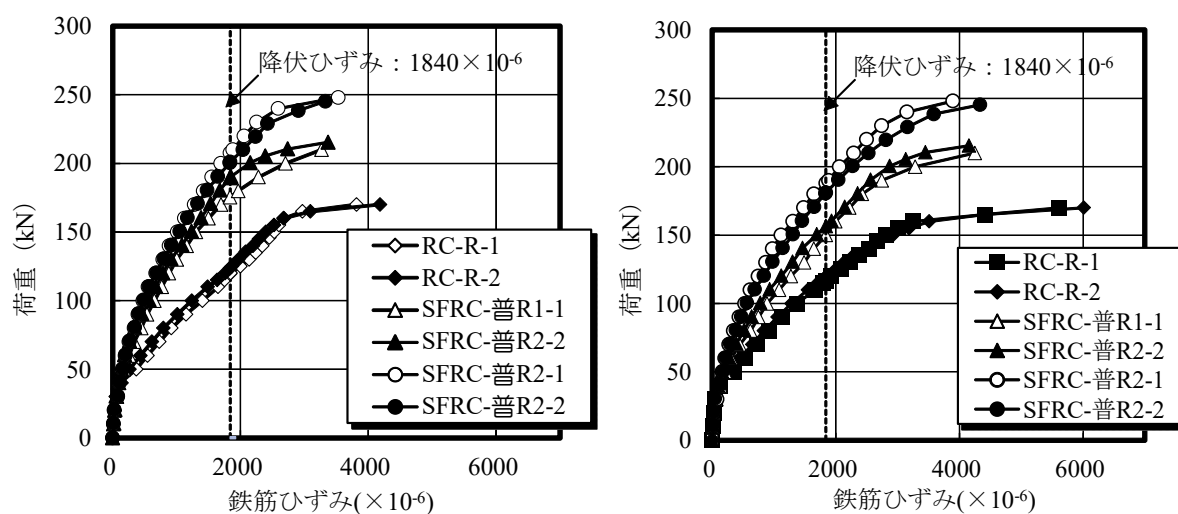
2) SFRC 床版供試体 SFRC-SFRC-普 R1

SFRC 材の圧縮強度 37.5N/mm^2 の供試体 SFRC-普 R1-1 の主鉄筋の荷重とひずみの関係は図- 7.5 (1)に示すように、荷重 50kN 付近までは線形的に増加し、その後の段階荷重載荷ごとに走行を繰り返すことでひずみの増加がやや大きくなるが、荷重 180kN 付近まではほぼ線形的に増加している。主鉄筋が降伏ひずみ $1,840 \times 10^{-6}$ に達した荷重は 175.3kN である。降伏ひずみに達した荷重は RC 床版供試体 RC-R-1, R-2 の平均値 121.6kN の 1.44 倍である。これは配合した鋼繊維が引張応力を分担したことによるものと考えられる。最大耐荷力 210.85kN 時のひずみは $4,186 \times 10^{-6}$ である。配力筋の荷重とひずみは図- 7.5 (2)に示すように、鉄筋が降伏した荷重は 150kN である。RC 床版供試体 RC-R-1 と R-2 の降伏荷重の平均値 118.15kN に対して 1.27 倍である。破壊時のひずみは $4,252 \times 10^{-6}$ である。

また、供試体 SFRC-普 R1-2 の供試体の荷重とひずみの関係においても供試体 SFRC-普 R1-1 と同等の増加傾向を示している。鉄筋が降伏ひずみ $1,840 \times 10^{-6}$ に達した荷重は 189.5kN である。降伏ひずみに達した RC 床版供試体 RC-R-1, R-2 の平均値 121.6kN の 1.55 倍である。最大耐荷力 215.3kN 時のひずみは $3,375 \times 10^{-6}$ である。配力筋の荷重とひずみより、鉄筋が降伏した荷重は 156.5kN である。RC 床版供試体 RC-R-1 と R-2 の降伏荷重の平均値 118.15kN に対して 1.32 倍である。破壊時のひずみは $4,252 \times 10^{-6}$ である。

3) SFRC 床版供試体 SFRC-SFRC-普 R2

SFRC 材の圧縮強度 53.65N/mm^2 の供試体 SFRC-普 R2-1 の主鉄筋の荷重とひずみの関係は図- 7.5 (1)に示すように、荷重 210kN 付近まではほぼ線形的に増加している。主鉄筋が降伏ひずみ $1,840 \times 10^{-6}$ に達した荷重は 207.5kN である。降伏ひずみに達した RC 床版供試体 RC-R-1, R-2 の荷重平均値 121.6kN の 1.71 倍である。また、供試体 SFRC-普 R1 の降伏荷重の平均値 182.4kN の 1.13 倍である。よって、圧縮強度を高めることでひずみの増加が抑制され、最大耐荷力 248.8kN 時のひずみは



(1) 主鉄筋

(2) 配力筋

図- 7.5 荷重とひずみの関係

$3,539 \times 10^{-6}$ である。そして、配力筋の荷重とひずみより鉄筋が降伏した荷重は 189.7kN である。RC 床版供試体 RC-R-1 と R-2 の降伏荷重の平均値 118.15kN に対して 1.59 倍である。破壊時のひずみは $4,252 \times 10^{-6}$ である。

また、供試体 SFRC-普 R2-2 の供試体の荷重とひずみの関係においても供試体 SFRC-普 R2-1 と同等な増加傾向を示している。鉄筋が降伏ひずみに達した荷重は 201.0kN である。降伏ひずみに達した RC 床版供試体の降伏荷重の平均値の 1.65 倍である。最大耐荷力 245.3kN 時のひずみは $3,330 \times 10^{-6}$ である。配力筋の荷重とひずみより、鉄筋が降伏した荷重は 181kN である。RC 床版供試体 RC-R-1 と R-2 の降伏荷重の平均値 118.15kN に対して 1.53 倍、SFRC-普 R1 の降伏荷重の平均値 153.3kN の 1.18 倍である。破壊時のひずみは $4,335 \times 10^{-6}$ である。

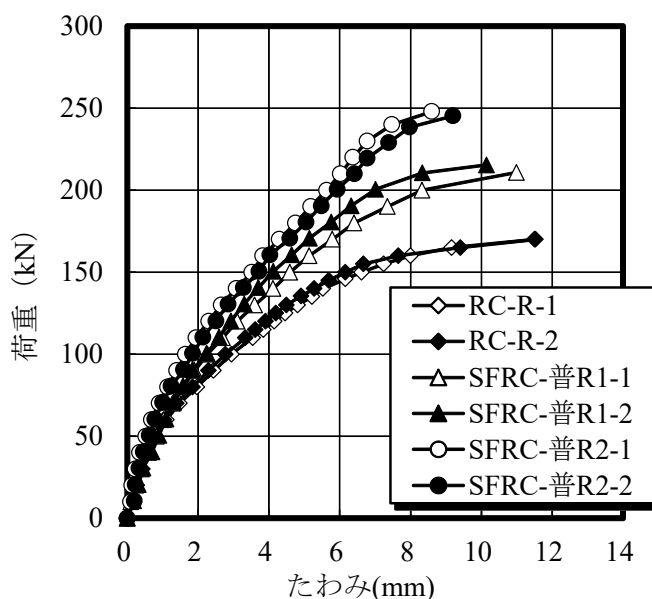
(3) 荷重とたわみの関係

走行荷重実験における荷重とたわみの関係を図－7.6 に示す。

1) RC 床版

RC 床版供試体 RC-R-1 の荷重とたわみの関係は図－7.6 に示すように、荷重とひずみの関係と同様に荷重 50kN まで、線形的に増加している。この時点のたわみは 0.775mm であり、その後の荷重増加および走行からたわみの増加がやや大きくなっているものの荷重 160kN 付近まではほぼ線形的に増加している。その後の荷重増加および走行することでたわみの増加が著しくなっている。破壊時のたわみは 11.5mm である。破壊は押抜きせん断破壊となった。

次に、RC 床版供試体 RC-R-2 の荷重とたわみの関係は供試体 RC-R-1 と同様な増加傾向を示している。荷重 155kN 付近まではほぼ線形的に増加しているものの、その後の荷重増加と走行により、たわみの増加が著しくなっている。破壊時のたわみは 11.53mm である。破壊は押抜きせん断破壊となった。



図－7.6 荷重とたわみの関係

2) SFRC 床版供試体 SFRC-普 R1

SFRC 床版供試体 SFRC-普 R1-1 の荷重とたわみの関係は図-7.6 に示すように、荷重とひずみの関係は荷重 170kN まで、線形的に増加している。この時点のたわみは 5.14mm であり、その後の荷重増加および走行からからたわみの増加がやや大きくなっている。破壊時のたわみは 11.05mm である。破壊は押抜きせん断破壊となった。

次に、RC 床版供試体 SFRC-普 R1-2 の荷重とたわみの関係は供試体 SFRC-普 R1-1 と同様な増加傾向を示している。荷重 170kN 付近まではほぼ線形的に増加しているものの、その後の荷重増加と走行により、たわみの増加が著しくなっている。破壊時のたわみは 10.14mm である。破壊は押抜きせん断破壊となった。

3) SFRC 床版供試体 SFRC-普 R2

SFRC 床版供試体 SFRC-普 R2-1 の荷重とたわみの関係は図-7.6 に示すように、荷重とひずみの関係は荷重 200kN まで、線形的に増加している。この時点のたわみは 5.48mm であり、その後の荷重増加および走行からからたわみの増加がやや大きくなっている。破壊時のたわみは 8.60mm である。破壊は押抜きせん断破壊となった。

次に、RC 床版供試体 SFRC-普 R1-2 の荷重とたわみの関係は供試体 SFRC-普 R2-1 と同様な増加傾向を示している。荷重 200kN 付近まではほぼ線形的に増加しているものの、その後の荷重増加と走行により、たわみの増加が著しくなっている。破壊時のたわみは 9.2mm である。破壊は押抜きせん断破壊となった。

以上より、SFRC 床版の耐荷力性能については ϕ 0.62mm、長さ 30mm の鋼繊維を配合量 1.27Vol.% で配合することで、耐荷力性能が向上する結果が得られた。また、鋼繊維を配合することでひずみおよびたわみの増加が抑制され、耐荷力性能が向上した。さらに圧縮強度を高めることでせん断強度および引張強度が向上するために耐荷力性能は大幅に向上した。よって、耐荷力性能の向上においては圧縮強度を高めることで長寿命化が図られる材料および SFRC 構造となる。

7.4 RC床版およびSFRC床版の耐疲労性に関する実験

7.4.1 輪荷重走行疲労実験および等価走行回数

(1) 供試体材料

1) RC 床版

RC 床版供試体のコンクリートには、7 章 3 項で用いた輪荷重走行荷重実験に用いた供試体 RC と同様である。よって、RC 床版の示方配合を表-7.2 に示す。また、コンクリートおよび鉄筋の材料特性値を表-7.3 に示す。

2) SFRC 床版供試体

供試体 SFRC-普 1 に用いた配合は、走行荷重実験に用いた供試体 SFRC-普 R1 および供試体 SFRC-普 2 の配合は供試体 SFRC-普 R2 と同様である。

次に、施工時期の短縮を考慮して早強セメントに鋼繊維を配合した供試体 SFRC-早 1 の供試体の要求性能は SFRC-普 2 と同様な 40N/mm^2 とする。配合を表-7.2 に示す。また、コンクリートおよび鉄筋の材料特性値を表-7.3 に示した。

(2) 供試体寸法

疲労実験に用いる供試体寸法は走行荷重実験に用いた SFTC 床版供試体と同一寸法である。供試体寸法を図－7.4 に示した。

(3) 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) 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 SFRC 床版供試体ともに初期走行荷重を 80kN とし、20,000 回走行ごとに 20kN ずつ増加する。なお、RC 床版および SFRC 床版の耐疲労性の評価は等価走行回数より評価する。

(4) 等価走行回数

本実験における走行疲労実験は、20,000 回ごとに荷重を増加したことから等価走行回数を算出して耐疲労性を評価する。等価走行回数は、マイナー則に従うと仮定すると式(7.6)で与えられる。なお、式(7.6)における基準荷重 P は、1994 年改訂以降の道示の活荷重 100kN に安全率を考慮し、本実験装置の車輪幅は 250mm であり、道示に規定する輪荷重幅の 1/2 であることから 60kN ($= 100 \times 1.2 \times 1/2$) とする。また、式(7.6)における S-N 曲線の傾きの逆数 m には、松井らが提案する S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 $m = 12.7$ を適用する^{7.15), 7.17)}。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n (P_i / P)^m \times N_i \quad (7.6)$$

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

7.4.2 実験結果および考察

(1) 輪荷重走行実験における等価走行回数

輪荷重走行疲労実験における実験走行回数および等価走行回数を表－7.6 に示す。

1) RC 床版供試体

RC 床版供試体の実験走行回数は表－7.6 に示すように、荷重 80kN で 20,000 回、100kN で 10,009 回走行後、押抜きせん断破壊となっている。松井らが提案する S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値 $m = 12.7$ を式(7.6)に適用して算出した等価走行回数は、供試体 RC-1, 2 で、それぞれ 7.34×10^6 回、 8.52×10^6 回である。等価走行回数の平均は 7.93×10^6 回であり、この等価走行回数の平均を基準に SFRC 床版の耐疲労性を評価する。

2) SFRC-普 1

普通セメントを用いた供試体 SFRC-普 1-1 および SFRC-普 1-2 の実験等価走行回数は、荷重 80kN、100kN、それぞれ 20,000 回走行した。その後、荷重 120kN で供試体

表－7.6 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	平均等価走行回数 (回)	走行回数比
		80 kN	100 kN	120 kN	140 kN			
RC-1	実験走行回数	20,000	10,009				7,938,359	—
	等価走行回数	772,240	6,575,264			7,347,504		
RC-2	実験走行回数	20,000	11,809				7,938,359	—
	等価走行回数	772,240	7,756,972			8,529,213		
SFRC-普1-1	実験走行回数	20,000	20,000	8,800			91,202,545	11.5
	等価走行回数	772,240	13,137,391	59,327,191		73,236,822		
SFRC-普1-2	実験走行回数	20,000	20,000	14,200			91,202,545	11.5
	等価走行回数	772,240	13,137,391	95,258,638		109,168,269		
SFRC-普2-1	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	9,000		474,619,093	59.8
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,126,563	424,177,553	571,213,748		
SFRC-普2-2	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	4,901		474,619,093	59.8
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,126,563	230,988,243	378,024,438		
SFRC-早1-1	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	10,500		514,656,741	64.8
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,126,563	494,873,812	641,910,007		
SFRC-早1-2	実験走行回数	20,000	20,000	20,000	5,100		514,656,741	64.8
	等価走行回数	772,240	13,137,391	133,126,563	240,367,280	387,403,475		

SFRC-普 1-1 は 8,800 回、供試体 SFRC-普 1-2 は 14,200 回走行後に破壊に至っている。破壊は輪荷重走行面の凹凸が著しくなり、疲労実験を終了した。

SFRC 床版の等価走行回数の算定において、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 $m = 12.7$ を式(7.6)に適用すると、供試体 SFRC-普 1-1 が 73.24×10^6 回、供試体 SFRC-普 1-2 は 109.17×10^6 回であり、等価走行回数の平均は 91.20×10^6 回となり、RC 床版の等価走行回数の 11.5 倍となる。

3) SFRC-普 2

普通セメントを用いた供試体 SFRC-普 2 は、基本的には早強コンクリートと同様な配合条件としたことから SFRC の圧縮強度は 50N/mm^2 以上を確保している。実験走行回数は表－7.6 に示すように荷重 80kN、100kN、120kN で、それぞれ 20,000 回走行し、供試体 SFRC-普 2-1 は 140kN で 9,000 回、供試体 SFRC-普 2-2 は 140kN で 4,900 回走行後に破壊に至っている。破壊は輪荷重走行面の凹凸が著しくなり実験を終了した。

SFRC-普 2 の等価走行回数を式(7.6)に適用すると、供試体 SFRC-普 1-1 が 571.21×10^6 回、供試体 SFRC-普 2-2 は 378.02×10^6 回であり、等価走行回数の平均は 474.62×10^6 回となり、RC 床版の等価走行回数の 59.8 倍となる。また、供試体 SFRC-普 1 の等価走行回数と比較すると 5.2 倍の等価走行回数が得られている。これは、早強コンクリートとなる配合条件であることから普通コンクリートを用いた SFRC 床版供試体の圧縮強度は 37.5N/mm^2 に対して供試体 SFRC-普 2 の圧縮強度 53.6N/mm^2 であり、併せて鋼繊維の配合により SFRC の引張強度、一面せん断強度が高いことから等価走行回数が 59.8 倍に向上したものである。

4) SFRC-早1

早強コンクリートに鋼繊維を配合した SFRC-普 2 と同様な配合条件としたことから SFRC の圧縮強度は 54.3N/mm^2 である。実験走行回数は表－7.6 に示すように荷重 80kN、100kN、120kN で、それぞれ 20,000 回走行し、供試体 SFRC-早 1-1 は 140kN

で 10,500 回，供試体 SFRC-早 1-2 は 140kN で 5,100 回走行後に破壊に至っている。破壊は輪荷重走行面の凹凸が著しくなり実験を終了した。

SFRC 床版の等価走行回数を式 (7.6) より算出すると供試体 SFRC-早 1-1 が 641.91×10^6 回，供試体 SFRC-早 1-2 は 387.40×10^6 回であり，等価走行回数の平均は 514.656×10^6 回となり，RC 床版の等価走行回数の 64.8 倍となる。また，圧縮強度がほぼ同等な供試体 SFRC-普 2 の等価走行回数の平均と比較すると 1.08 倍の等価走行回数を得られている。これは，早強セメントを用いた SFRC の圧縮強度が高いことから僅かであるが走行回数が上回ったものである。

以上より，RC 床版供試体と同等な配合条件で製作した SFRC-普 1 の供試体は 11.5 倍の耐疲労性が得られている。一方，要求性能を早強コンクリートの圧縮強度 40N/mm^2 以上となるように配合した供試体 SFRC-普 2 および SFRC-早 1 の供試体においても，それぞれ 59.8 倍，64.8 倍となり，耐疲労性が十分に評価できる結果が得られた。よって，超速硬セメントを用いた SFRC 材に比して普通セメントおよび早強セメントを適用した SFRC 材は材料費として安価となり，実用的である結果が得られた。

(2) たわみと等価走行回数の関係

輪荷重走行疲労実験におけ RC 床版供試体および SFRC 床版供試体のたわみと等価走行回数の関係を図-7.7 に示す。

1) RC 床版供試体

供試体 RC-1 のたわみと等価走行回数の関係は図-7.7(1)に示すように，初期荷重 80kN 載荷時のたわみは 0.95mm であり，その後，走行を繰り返すことにより徐々に増加している。20,000 回走行（等価走行回数 0.772×10^6 回）のたわみは 2.5mm である。たわみが 3.0mm を超えた付近の走行からたわみの増加が著しくなっている。破壊時のたわみは等価走行回数 7.347×10^6 回で 6.8mm である。

次に，供試体 RC-2 の初期荷重 80kN 載荷時のたわみは 0.97mm であり，20,000 回走行（等価走行回数 0.772×10^6 回）のたわみは 2.4mm である。供試体 RC-1 と同様にたわみが 3mm を超えた付近から増加が著しくなり，破壊時のたわみは等価走行回数 8.529×10^6 回で 7.3mm である。

2) SFRC-普 1

供試体 SFRC-普 1-1 のたわみと等価走行回数の関係は図-7.7(1)に示すように，初期荷重 80kN 載荷時のたわみは 0.75mm であり，20,000 回走行のたわみは 1.96mm である。たわみが 3.0mm を超えた付近においても鋼繊維の架橋効果により急激なたわみの増加は見られない。荷重 120kN に増加した後，たわみは 3.0mm を超えた付近からたわみの増加が著しくなっている。破壊時のたわみは荷重 120kN で 8,800 走行，等価走行回 73.236×10^6 回で 6.9mm である。

次に，供試体 SFRC-普 1-2 における初期荷重 80kN 載荷時のたわみは 0.76mm であり，20,000 回走行後のたわみは 1.46mm である。荷重 100kN に増加し，20,000 回走行後のたわ

みは 2.8mm である。荷重 120kN 増加し、走行回数 14,200 回、等価走行回数 109.16×10^6 回で破壊に至り、最大たわみは 7.6mm である。

3) SFRC-普 2

供試体 SFRC-普 2-1 のたわみと等価走行回数の関係は図- 7.7(2)に示すように、初期荷重 80kN 載荷時のたわみは 0.75mm であり、20,000 回走行のたわみは 1.44mm である。荷重 100kN で 20,000 回走行後が 2.34mm、荷重 120kN で 20,000 回走後のたわみは 4.04mm、である。たわみが 3.0mm 超えた付近においても鋼繊維の配合により急激な増加は見られない。荷重 140kN 増加し、たわみが 4.0mm を超えた付近からたわみの増加が著しくなっている。破壊時のたわみは荷重 140kN で 9,000 走行、等価走行回 571.213×10^6 回で 6.46mm である。

次に、供試体 SFRC-普 2-2 の初期荷重 80kN 載荷時のたわみは 0.74mm であり、20,000 回走行後のたわみは 1.45mm である。荷重 100kN および 120kN に増加し、20,000 回走行のたわみはそれぞれ 2.26mm、3.54mm である。供試体 SFRC-普 1 と同様にたわみ 4.0mm 付近までは急激な増加は見られない。その後荷重 140kN 増加した付近からたわみの増加が著しくなり、走行回数 5,100 回、等価走行回数 249.100×10^6 回で破壊に至り、最大たわみは 5.36mm である。なお、破壊は床版上面コンクリートの凹凸が著しくなり、破壊と見なして実験を終了した。

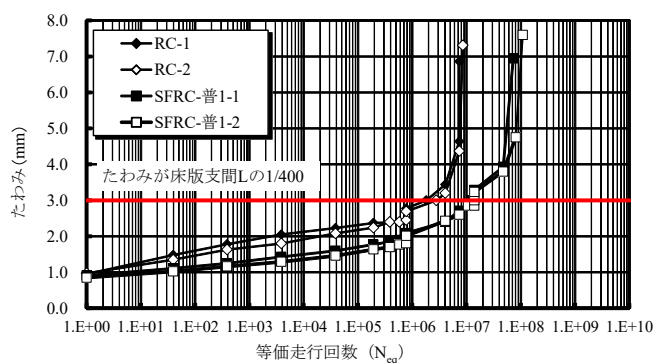
以上のように、RC 床版の場合は、たわみが床版支間 L の 1/400 付近から急激な増加が見られるが普通セメントに配合された鋼繊維が引張強度を分担し、たわみの増加が抑制され耐疲労性が大幅に向上する結果となった。

4) SFRC-早 2

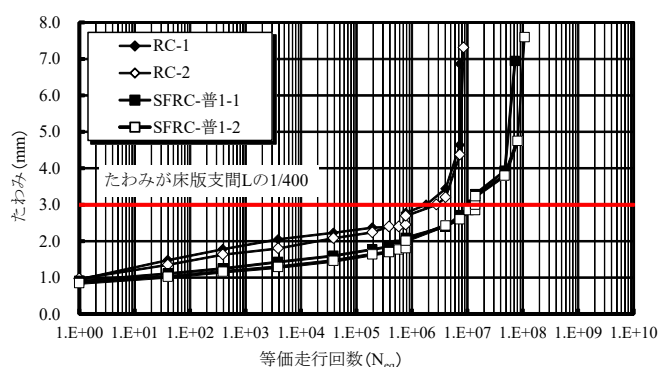
供試体 SFRC-早 1-1 のたわみと等価走行回数の関係は図- 7.7(2)に示すように、初期荷重 80kN 載荷時のたわみは 0.75mm であり、20,000 回走行（等価走行回数 0.772×10^6 回）のたわみは 1.5mm である。荷重 100kN に増加した時点のたわみは 1.7mm、20,000 回走行後（等価走行回数 13.90×10^6 回）が 2.6mm、荷重 120kN 増加し、20,000 回走後（等価走行回数 146.98×10^6 回）のたわみは 3.5mm、である。たわみが 3mm 超えた付近においても鋼繊維の架橋効果により急激なたわみの増加は見られない。荷重 140kN 増加した時点のたわみは 3.8mm である。この時点でも急激なたわみの増加は見られないものたわみが 4.0mm

を超えた付近からたわみの増加が著しくなっている。破壊時のたわみは荷重 140kN で 10,500 走行、等価走行回 641.91×10^6 回で 6.8mm である。

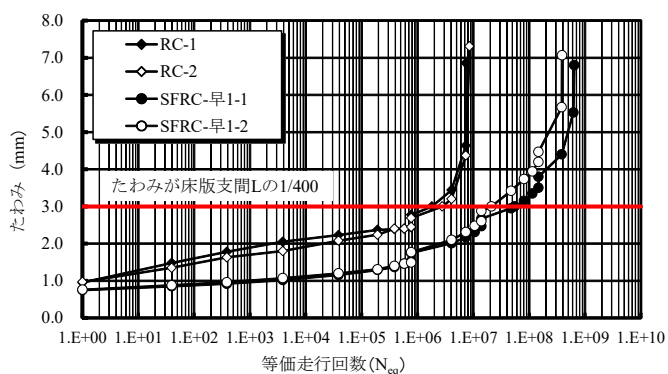
次に、供試体 SFRC-2 の初期荷重 80kN 載荷時のたわみは 0.77mm であり、20,000 回走行後（等価走行回数 772,240 回）のたわみは 1.5mm である。荷重 100kN に増加し、20,000 回走行（等価走行回数 13.90×10^6 回）で 2.4mm である。荷重 120kN に増加し、20,000 回走行（等価走行回数 146.98×10^6 回）でたわみが 4.2mm である。供試体 SFRC-1 と同様にたわみが床版支間 L の 1/300 付近までは急激な増加は見られない。その後荷重 140kN 増加した付近からたわみが増加著しくなり、走行回数 5,100 回、等価走行回数 287.4×10^6



(1) 供試体 RC-1, 2 および SFRC-普 1-1, 1-2



(2) 供試体 RC-1, 2 および SFRC-普 2-1, 2-2

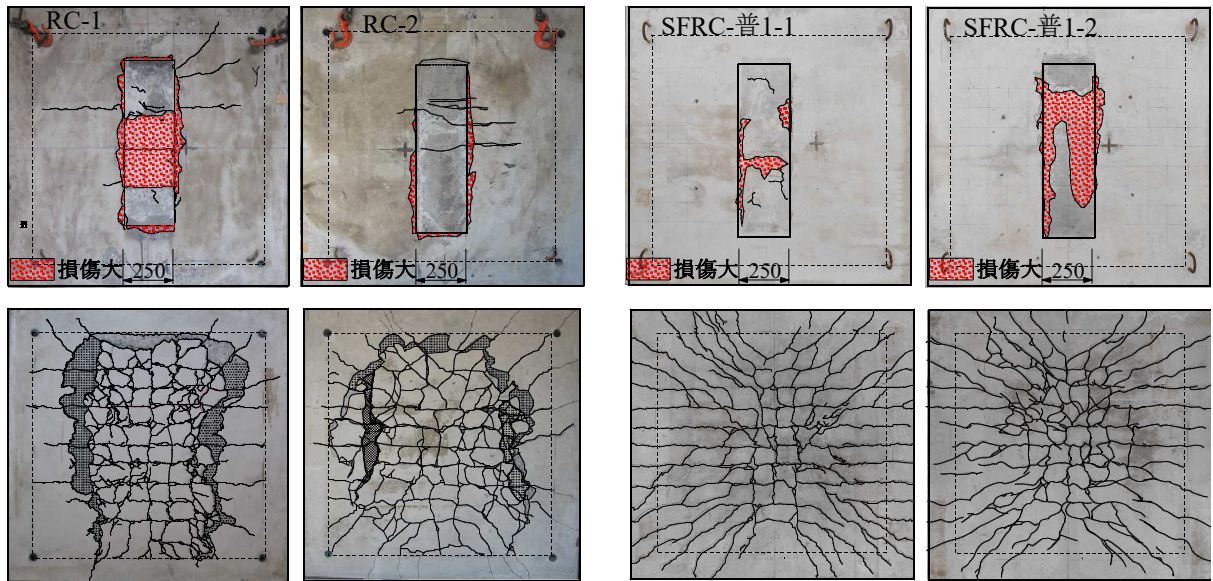


(3) 供試体 RC-1, 2 および SFRC-早 1-1, 1-2

図-7.7 たわみと等価走行回数との関係

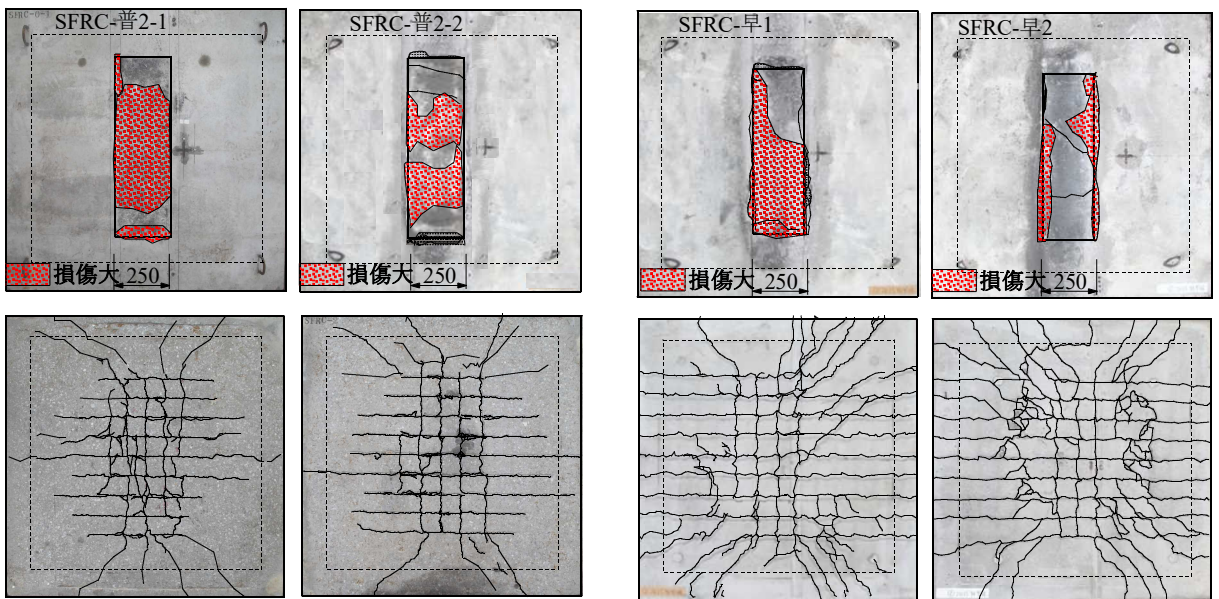
回で破壊に至り、最大たわみは7.1mmである。

以上のように、SFRC床版は配合された鋼繊維の架橋効果によりたわみの増加が大幅に抑制され、耐疲労性が大幅に向上する結果となった。また、早強セメントを用いたことで圧縮強度が高く、同時にせん断強度の向上が図られた結果であると考えられる。



1) 供試体 RC-1 2) 供試体 RC-2
 (1) RC 床版供試体 RC-1, 2

1) SFRC-普 1-1 2) SFRC-普 1-2
 (2) SFRC 床版供試体 SFRC-普 1



1) SFRC-普 2-1 2) SFRC-普 2-2
 (3) SFRC 床版供試体 SFRC-普 2

1) SFRC-早 1-1 2) SFRC-早 1-2
 (4) SFRC 床版供試体 SFRC-早 1

図－7.8 RC 床版および SFRC 床版の損傷状況

(3) 破壊時のひび割れ状況

輪荷重走行疲労実験におけ RC 床版供試体および SFRC 床版供試体の上面および下面の損傷状況を図－7.8 に示す。

1) RC 床版

RC 床版供試体 RC-1 の破壊時における下面のひび割れ状況は図－7.8(1)に示すように、

配置された主鉄筋および配力筋付近に 2 方向のひび割れが発生している。また、輪荷重走行位置から 45 度底面はダウエル効果の影響によるはく離が広範囲に渡って発生している。

供試体 RC-2 の損傷状況もほぼ同様である。破壊は両供試体ともに輪荷重走行中に押抜きせん断破壊となった。

2) SFRC-普 1

SFRC 床版供試体 SFRC-普 1-1 の破壊時における下面のひび割れ状況は図- 7.8(2)に示すように、輪荷重直下付近の主鉄筋および配力筋位置の下面に 2 方向のひび割れが発生している。しかし、鋼繊維の配合により、RC 床版に見られるダウエル効果の影響によるはく離範囲は抑制されている。本実験では、SFRC 床版上面を輪荷重が走行することから荷重 120kN に増加した付近から走行面の損傷が著しくなり、8,800 回走行後（等価走行回数 73.236×10^6 回）SFRC 上面に 4.0mm 程度の凹凸が発生し、実験を終了した。したがって、RC 床版と同様の押抜きせん断破壊には至らない結果となった。

以上より、SFRC-普 1 の供試体は普通セメントに鋼繊維を配合する配合条件（表- 7.2, SFRC-普 1）であるが、基本的には RC 床版供試体と同様の発現性能となる配合である。しかし、鋼繊維を配合することから引張側のダウエルが及ぼす範囲のはく離が抑制されている。よって、押抜きせん断破壊に至る前に、輪荷重走行面の損傷が著しくなり、実験を終了した。

3) SFRC-普 2

SFRC 床版供試体 SFRC-普 2 の破壊時における床版の損傷状況は図- 7.8(3)に示すように、下面のひび割れ状況は、主鉄筋および配力筋配置位置のかぶりコンクリートに 2 方向のひび割れが発生している。SFRC 床版は、鋼繊維の配合により下面のひび割れ進展が抑制され、RC 床版に見られるダウエルの影響によるはく離は抑制されるものの、本実験上面の走行面は、疲労と摩耗による損傷が著しい。荷重 140kN 載荷し、走行を繰り返すことにより、9,000 回走行（等価走行回数 402.619×10^6 回）時において、SFRC 上面に 3.0 ~ 4.0mm 程度の凹凸が発生し、輪荷重の走行が不能となったため疲労実験を終了した。よって、RC 床版の押抜きせん断破壊のような抜け落ちが見られない。

以上より、SFRC-普 2 の供試体は普通セメントに鋼繊維を配合し、従来から使用されている超速硬セメントに鋼繊維を配合する SFRC と同等の発現性能を有する配合条件（表- 7.2, SFRC-普 2）としたことから圧縮強度、引張強度も高く、斜めひび割れが抑制された結果であり、破壊は輪荷重走行中に上面損傷である。

4) SFRC-早 1

SFRC 床版供試体 SFRC-早 1 の破壊時における床版上面の損傷状況は図- 7.8(4)に示すように、荷重 140kN に増加した付近から走行面の損傷（わだち掘れ）が著しくなり、10,500 回走行後（等価走行回数 402.619×10^6 回）に実験を終了した。なお、貫通ひび割れは見られない。また、下面のひび割れ状況は、輪荷重直下付近の主鉄筋および配力筋位置の下面に 2 方向のひび割れが発生している。しかし、鋼繊維の架橋効果により、破壊時には押抜きせん断破壊に至ってない。本実験では、SFRC 床版上面に厚さ 3.2mm の鋼板を設置し、輪荷重走行疲労実験を行ったが、疲労による輪荷重直下の SFRC 上面の損傷が著しくなり、

走行不能とったため、実験を終了した。したがって、RC 床版と同様な押抜きせん断破壊には至らない。次に、供試体 SFRC-早 2 の破壊時における床版上面のひび割れ状況は、輪荷重走行面に SFRC に損傷が見られるものの貫通ひび割れの発生は見られない。また、下面のひび割れ状況は、2 方向のひび割れが発生し、45 度底面の一部にダウエルの影響によるひび割れが見られるものの RC 床版供試体と比較してその範囲は少ない。これは、SFRC に配合された鋼繊維の架橋効果とせん断強度および引張強度の向上に伴って、斜めひび割れが抑制された結果であると考えられる。また、破壊は輪荷重走行中に曲げに伴うせん断破壊となった。

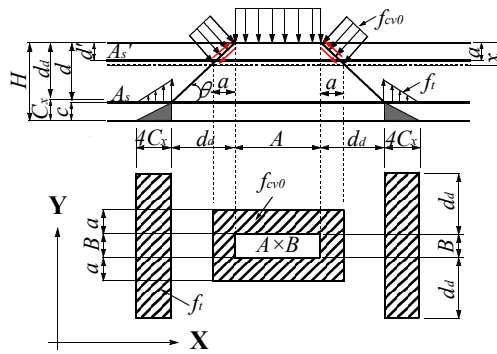
以上より、SFRC 床版は輪荷重走行疲労実験より、従来の RC 床版に対して耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。また、圧縮強度を高めた SFRC 床版においては、さらに耐疲労性が向上する結果が得られた。荷重とたわみの関係においても SFRC 床版に配合した鋼繊維の架橋効果により、ひび割れの進展が抑制されたことによりたわみの増加も大幅に抑制され、耐疲労性の向上が図られた。次に、破壊時のひび割れ状況においては、RC 床版はダウエル効果が及ぼす範囲においては離破壊となるものが、SFRC 床版は鋼繊維の架橋効果によりダウエル効果が及ぼす範囲のはく離破壊が減少し、曲げ破壊に近い破壊形状を呈している。よって、SFRC 床版は耐疲労性が向上し、長寿命化床版となり、実用的である。

7.5 RC床版およびSFRC床版の押抜きせん断耐荷力およびS-N曲線

7.5.1 理論押抜きせん断耐荷力

(1) RC 床版の押抜きせん断耐荷力

RC 床版の押抜きせん断耐荷力に関する研究について多くの研究者が実験研究を行い、破壊モードを基に押抜きせん断力学モデルおよび耐荷力式が提案されている。輪荷重の影響を受ける RC 床版の押抜きせん断耐荷力式として、松井ら^{7.15), 7.18, 7.19)}は鉄筋に丸鋼が使用されている 1964 年の設計基準および一部に異形鉄筋を配置した RC 床版を用いて実験を行い、押抜きせん断力学モデルおよび耐荷力式を提案している。これは、輪荷重走行により発生する主鉄筋の貫通ひび割れによって形成されるはり状化された幅「はり幅 B」を考慮した提案式である。はり幅 B は、RC 床版の走行方向に輪荷重幅 b が配力筋の有効高さ d_d まで 45 度で分布するものとしている。また、主鉄筋方向の中立軸位置 X_m の範囲にコンクリートのせん断強度 τ_{max} 、また設置面から 45 度下縁のダウエル効果の影響を受ける範囲 C_m には岡村^{7.14)}によるコンクリートの引張強度 f_t が及ぼすものとして解析されている。一方、阿部ら^{7.8), 7.9)}は 1994 年改定の道示^{7.1)}に基づいて設計し、その 1/2, 3/5 モデルの供試体を用いて、輪荷重走行実験を行い、破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力モデルおよび耐荷力式を提案している。これは輪荷重の軸直角方向の設置面幅 A と軸方向の設置面幅 B の位置から 45 度下縁に分布するものとし、限界状態における等価応力ブロック a の範囲にはコンクリートのせん断強度 f_{cv0} 、ダウエル効果の影響をうける範囲には松井式と同様に岡村^{7.14)}によるコンクリートの引張強度 f_t が及ぼすものとしてモデル化している。



図－ 7.9 押抜きせん断力学モデル

(2) 押抜きせん断耐荷力式

RC 床版の押抜きせん断力学モデルおよび耐荷力式としては松井式^{7.15),7.18),7.19)}、角田式^{7.20)}および土木学会式^{7.21)}が挙げられる。また、阿部ら^{7.8),7.9)}は、1994 年改定の道示に基づいて設計し、その 1/2, 3/5 モデルとした供試体を用いて走行荷重実験を行い、破壊状況から RC 床版の押抜きせん断力学モデルは図－ 7.9 として与えられている。

これによると、限界状態設計法における等価応力ブロック a の範囲にはせん断強度 f_{cv0} 、ダウエル効果の影響をうける範囲 C_d にはコンクリートの引張強度 f_t が及ぼすものとしてモデル化したものである。

SFRC 床版の押抜きせん断力学モデルは、輪荷重走行疲労実験における破壊時のひび割れ状況は、RC 床版と同様に軸直角方向断面は輪荷重の設置面から 45 度で押抜かれている。よって、SFRC 床版においても阿部らが提案する押抜きせん断耐力学モデルおよび耐荷力評価式を適用する。ここで、RC 床版の破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max}$ を式(7.7)に示す。

$$P_{s,max} = f_{cv0} \{2(B+2a)a + 2(A \times a)\} + f_t \{4(2d_d + B)C_d\} \quad (7.7)$$

ただし、

$$f_{cv0} = 0.688f_c^{0.610} \leq f_c = 80\text{N/mm}^2$$

$$f_t = 0.269f_c^{2/3}$$

$$a = (a_x + a_y)/2$$

$$C_d = (C_x + C_y)/2$$

ここで、 A ：載荷版の主鉄筋方向の辺長 (mm)、 B ：載荷版の配力筋方向の辺長 (mm)、 a ：主鉄筋方向 (a_x) と配力鉄筋方向 (a_y) の等価応力ブロックの平均値 (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_d ：主鉄筋の有効高さ (d_x) と配力筋方向の有効高高さ (d_y) の平均値 (mm) ($= H - C_d$)、 H ：床版全厚 (mm)、 f_{cv0} ：コンクリートのせん断強度 (N/mm^2)^{7.8),7.9)}、 f_t ：コンクリートの引張強度 (N/mm^2)^{7.14)}、 f_c ：コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力式(7.7)に示す，主鉄筋および配力筋方向の等価応力ブロックの平均値 a ($= (a_x + a_y) / 2$) の範囲には，コンクリートのせん断強度 f_{cv0} による押抜きせん断耐荷力と主鉄筋および配力筋方向のかぶりの平均値 Cd ($= (C_x + C_y) / 2$) は，コンクリートの引張強度 f_t による押抜きせん断耐荷力を求め，その合計である。そこで，主鉄筋，配力筋方向の等価応力ブロック a は式(7.8)として与えられる。なお，式(7.8)における等価応力ブロック a は一般式であり，引張鉄筋は降伏するが圧縮鉄筋は降伏しない場合の条件式である^{7.22)}。なお，等価応力ブロック a の算出においては鉄筋の降伏強度 f_{yd} を適用するが，破壊荷重付近の等価応力ブロックを算定することから鉄筋の引張強度 f_y を適用する。また，等価応力ブロック a は主筋方向 a_x ，配力筋方向 a_y をそれぞれ求め，その平均値を a とする。また，有効幅 b はモデル化した供試体であることからせん断スパン比を除いた距離 ($b = L - (2.5d_y \times 2)$ ， d_y ：配力筋方向の有効高) とする。なお，実床版においては $b = 1000\text{mm}$ とする。

$$a/d = m/2 \left[\frac{p - p'(\varepsilon'_{cu} \cdot E_s / f_y)}{\sqrt{\{p - p'(\varepsilon'_{cu} \cdot E_s / f_y)\}^2 + p' \cdot 4\beta / m \cdot d' / d \cdot \varepsilon'_{cu} \cdot E_s / f_y}} \right] \quad (7.8)$$

$$\begin{aligned} \text{ただし, } m &= f_y / 0.85f_c, \quad p = A_s / b \cdot d, \quad p' = A'_s / b \cdot d \\ \beta &= 0.8 \end{aligned}$$

ここで， f_y ：鉄筋の引張強度(=513N/mm²(表 7.2))， A_s ：引張側の鉄筋量 (mm²)， A'_s ：圧縮側の鉄筋量 (mm²)， d ：有効高さ (mm)， d' ：圧縮縁から圧縮鉄筋の図心までの距離(mm)， b ：部材幅(mm)， 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)， f_c ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

(3) SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力

RC 床版の押抜きせん断耐荷力式(7.8)において，等価応力ブロック a にはコンクリートのせん断強度 f_{cv0} の影響，ダウエルの影響を受ける範囲にはコンクリートの引張強度 f_t が適用されている。そこで，SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力の推定には，等価応力ブロック a には本実験で評価したせん断強度 $\tau_{max,S}$ (式(7.3))，ダウエルの影響を受ける範囲には引張強度 $\sigma_{t,S}$ (式(7.5))を RC 床版の押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max}$ (式(7.7)) に適用する。よって，これらの結果を表- 7.7 に示す。

RC 床版供試体 RC-R の押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max}$ と走行実験による最大耐荷力 P_{max} と比較すると，押抜きせん断耐荷力は 166.3kN であり，実験値の 96%で評価され，ほぼ近似している。

次に，SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力に本実験から評価されたせん断強度 $\tau_{max,S}$ および引張強度 $\sigma_{t,S}$ を RC 床版の押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max}$ に適用すると，圧縮強度 37.5N/mm² の供試体 SFRC-普 1 の押抜きせん断耐荷力は 239.3kN であり，これに対

表－7.7 実験耐荷力と押抜きせん断耐荷力

供試体	圧縮強度 (N/mm ²)	最大耐荷力 (P_{max}) (kN)	押抜きせん断 耐荷力 (式(7.7)) (kN)	押抜きせん断 耐荷力比 ($P_{s,max}/P_{max}$)	押抜きせん断 耐荷力 (式(7.11)) (kN)	押抜きせん断 耐荷力比 ($P_{s,max,S}/P_{max}$)
RC-1	35.0	172.5	166.3	0.96	—	—
RC-2		171.5		0.96		
SFRC-普1-1	37.5	210.8	239.3	1.14	209.5	0.99
SFRC-普1-2		215.3		1.11		0.97
SFRC-普2-1	53.6	248.8	262.9	1.06	233.3	0.94
SFRC-普2-2		245.3		1.07		0.95

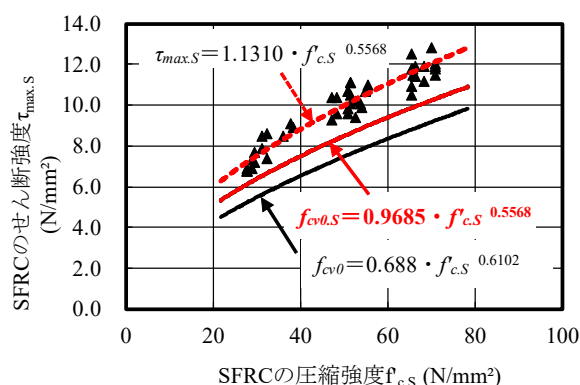
して供試体 SFRC-普 R1-1 の最大耐荷力は 210.8kN，供試体 SFRC-普 R1-2 の最大耐荷力は 215.3kN であり，押抜きせん断耐荷力と比較すると押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max}$ はそれぞれ 1.14 倍，1.11 倍上回る結果となった。一方，圧縮強度 53.6N/mm² の供試体の押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max}$ は 262.9kN である。これに対して供試体 SFRC-普 R2-1, 2 の実験による最大耐荷力はそれぞれ 248.8kN，245.3kN，理論押抜きせん断耐荷力と比較すると理論押抜きせん断耐荷力がそれぞれ 1.06 倍，1.07 倍と実験値を上回る結果となった。

よって，実験値の破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力を評価するためには押抜きせん断耐荷力式(7.7)に適用する SFRC のせん断強度 $\tau_{max,S}$ および引張強度 $\sigma_{t,S}$ を補正する必要がある。

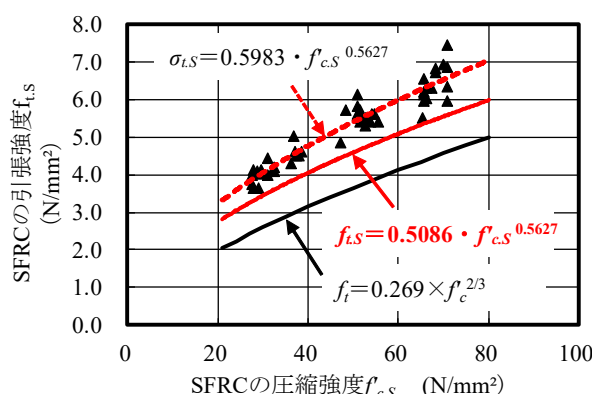
(4) 破壊荷重付近の SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力の提案

本実験から得られた一面せん断強度および割裂試験から得られた引張強度は，繊維の分散によりそれぞれの強度に差異が生じている。そこで，本理論押抜きせん断耐荷力の算定には，実験より得られた近似式の 85%を考慮する。岡村^{7.14)} による割裂試験による引張強度の算定式は，土木学会コンクリート標準示方書^{7.22)} では実験値の約 85% ($=0.23f_{ck}^{2/3} / 0.26f_{ck}^{2/3}$ ， f_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)) である。

そこで，SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max,S}$ の評価においては，SFRC のせん断強度 τ_{max} の 85% (式(7.3)×0.85) とした場合のせん断強度 $f_{cv0,S}$ と SFRC の圧縮強



図－7.9 SFRC のせん断強度と圧縮強度



図－7.10 SFRC の引張強度と圧縮強度

度 $f_{c.s}$ の関係を図－7.9, 引張強度 $\sigma_{t.s}$ の 85% (式(7.5)×0.85) とした場合の引張強度 $f_{t.s}$ と圧縮強度 $f_{c.s}$ の関係を図－7.10 に示す。

図－7.9 おおび図－7.10 より, SFRC のせん断強度 $f_{cv0.s}$ および引張強度 $f_{t.s}$ の評価式をそれぞれ式(7.9)および式(7.10)として与える。

SFRC のせん断強度 : $f_{cv0.s}$

$$f_{cv0.s} = 0.9685f_{c.s}^{0.5568} \leq f_{c.s} = 80\text{N/mm}^2 \quad (7.9)$$

ここで, $f_{cv0.s}$: SFRC のせん断強度 (N/mm²), $f_{c.s}$: SFRC の圧縮強度 (N/mm²)

SFRC の引張強度 : $f_{t.s}$

$$f_{t.s} = 0.5086f_{c.s}^{0.5627} \leq f_{c.s} = 80\text{N/mm}^2 \quad (7.10)$$

ここで, $f_{t.s}$: SFRC の引張強度 (N/mm²), $f_{c.s}$: SFRC の圧縮強度 (N/mm²)

よって, SFRC の破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力 $P_{s.max.s}$ の評価式を式(7.11)として与える。

SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力 : $P_{s.max.s}$

$$P_{s.max.s} = f_{cv0.s}\{2(B + 2a)a + 2(A \times a)\} + f_{c.s}\{4(2d_d + B)C_d\} \quad (7.11)$$

ただし,

$$f_{cv0.s} = 0.9685f_{c.s}^{0.5568} \leq f_{c.s} = 80\text{N/mm}^2$$

$$f_{t.s} = 0.5086f_{c.s}^{0.5627} \leq f_{c.s} = 80\text{N/mm}^2$$

$$a = (a_x + a_y)/2$$

$$C_d = (C_x + C_y)/2$$

本提案する SFRC の押抜きせん断耐荷力 $P_{s.max.s}$ を算定した結果を表－7.7 に併記した。

普通セメントを用いた SFRC の圧縮強度 37.5N/mm² の供試体 SFRC-普 R1 のせん断強度を式(7.9)より算出すると $f_{cv0.s} = 7.29\text{N/mm}^2$ となる。また, 引張強度は式(7.10)より算出すると $f_{t.s} = 3.91\text{N/mm}^2$ となる。よって, SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力 $P_{s.max.s}$ を式(7.11)に適用すると, 押抜きせん断耐荷力 $P_{s.max.s}$ は 209.5kN となり, 実験値と理論値の比はそれぞれ 0.99, 0.97 であり, ほぼ近似した結果が得られた。同様に SFRC の圧縮強度 53.6N/mm² の供試体 SFRC-普 R2 のせん断強度 $f_{cv0.s}$ は 8.89N/mm², 引張強度 $f_{t.s}$ は 4.48N/mm² となる。よって, 押抜きせん断耐荷力 $P_{s.max.s}$ は 233.3kN であり, 実験値と理論値の比はそれぞれ 0.94, 0.95 と, ほぼ近似した結

果が得られた。

一方、早強セメントを用いた SFRC の圧縮強度は 54.3N/mm^2 の供試体 SFRC-普 R1 のせん断強度 $f_{cv0.s}$ は 8.95N/mm^2 ，引張強度 $f_{t.s}$ は 4.81N/mm^2 となり，押抜きせん断耐荷力 $P_{s.max.S}$ は， 234.3kN となる。

以上より，一面せん断試験および割裂試験から評価されたせん断強度，引張強度の 85 % を考慮した強度で押抜きせん断耐荷力を評価することで，実験値の 94 % 以上の耐荷力を評価することが可能となった。

7.5.2 RC床版のS-N曲線

(1) 松井および土木研究所の S-N 曲線

RC 床版の耐疲労性の評価方法には，鉄筋に丸鋼が使用されている RC 床版の S-N 曲線が用いられている。RC 床版は輪荷重の走行により貫通ひび割れを発生し，はり状化となる。そこで松井ら^{7.15)}は，はり状化した場合の押抜きせん断耐荷力 P_{sx} の評価式（式(7.12)）を提案し，輪荷重走行疲労実験における最大作用荷重 P をはり状化した押抜きせん断耐荷力 P_{sx} で除して無次元化した P/P_{sx} を縦軸 S としている。ここで，松井^{7.15)}が提案する RC 床版の S-N 曲線式は式(7.12)として与えられている。なお，S-N 曲線式における押抜きせん断耐荷力式は式(7.12.1)として与えられている。

松井式：

$$\log (P/P_{sx}) = - 0.07835 \log N + \log 1.52 \quad (7.12)$$

ただし，

$$P_{sx} = 2B(f_{cv0} \cdot X_m + f_t \cdot C_m)$$

$$B = b + 2d_d$$

$$f_{cv0} = 0.252f'_c - 0.0025f'_c{}^2$$

$$f_t = 0.269f'_{ck}{}^{2/3}$$

ここに， P ：基準荷重， P_{sx} ：押抜きせん断耐荷力（kN）， N ：繰返し回数（回）， d_d ：配力筋の有効高さ， X_m ：主鉄筋方向の中立軸位置， f_{cv0} ：コンクリートのせん断強度， C_m ：設置面から 45 度下縁のダウエル効果の影響を受ける範囲， f_t ：コンクリートの引張強度（ N/mm^2 ）^{7.13)}， f'_c ：コンクリートの圧縮強度（ N/mm^2 ）

(2) 阿部らが提案する RC 床版の S-N 曲線

阿部ら^{7.6)}は 1994 年改訂の道示の改訂に基づいて RC 床版を設計し，その 1/2，3/5 モデルとした RC 床版を用いて輪荷重走行疲労実験を実施し，S-N 曲線式を式(7.13)として提案している。なお，S-N 曲線式(7.13)に適用する押抜きせん断耐荷力 $P_{s.max}$ （式(7.7)）は，走行荷重実験における破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力として評価されている。

$$\text{阿部式：} \log (P/P_{s.max}) = - 0.06417 \log N + \log 0.995 \quad (7.13)$$

ここに、 P ：基準荷重、 $P_{s,max}$ ：押抜きせん断耐荷力 (kN)、SFRC 床版の場合は SFRC 床版の破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max,S}$ (式(7.11)を適用する)、 N ：繰返し回数 (回) (本論文では等価走行回数 N_{eq} を適用する)

7.5.3 SFRC床版のS値と走行回数Nの関係

(1) 本実験供試体の S 値および等価走行回数 N_{eq}

道示の規定に準拠して 1/2 モデルとした RC 床版および SFRC 床版供試体を用いて輪荷重走行疲労実験を行った場合の基準荷重 P (60kN) を押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max}$ および $P_{s,max,S}$ で除して無次元化した S 値と本実験の等価走行回数 N_{eq} の関係より RC 床版の S-N 曲線式との整合性を検証する。SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max,S}$ 算定においては、本提案する SFRC 材のせん断強度 $f_{cv0,S}$ および割裂試験による引張強度 $f_{t,S}$ の推定式(7.9)、(7.10)を適用する。ここで、SFRC の押抜きせん断耐荷力式(7.11)より算出した結果を表-7.8に示す。また、S-N 曲線式の S 値は基準荷重 P をコンクリートおよび SFRC の圧縮強度、鉄筋の材料特性値を用いて算定したそれぞれの押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max}$ 、 $P_{s,max,S}$ で除して無次元化し表-7.8に併記した。なお、表-7.8に示す等価走行回数 N_{eq} は輪荷重走行疲労実験において等価走行回数である。

表-7.8 押抜きせん断耐荷力および S 値

供試体	押抜きせん断耐荷力 (kN)	基準荷重 (kN)	S値 ($P/P_{s,max}$, $P/P_{s,max,S}$)	等価走行回数 (N_{eq})
RC-1	166.3	60.0	0.361	7,347,504
RC-2	166.3	60.0	0.361	8,529,213
SFRC-普1-1	209.5	60.0	0.286	73,236,822
SFRC-普1-2	209.5	60.0	0.286	109,168,269
SFRC-普2-1	233.3	60.0	0.257	571,213,748
SFRC-普2-2	233.3	60.0	0.257	378,024,438
SFRC-早1-1	234.3	60.0	0.256	641,910,007
SFRC-早1-2	234.3	60.0	0.256	387,403,475

(2) S-N 曲線

表-7.8に示した縦軸 S 値と横軸等価走行回数の関係を図-7.11に示す。

1) RC 床版

RC 床版の本実験における S 値 ($P/P_{s,max}$) と等価走行回数の関係は図-7.11に示すように阿部らが提案している S-N 曲線式上にプロットされている。

2) SFRC-普1

SFRC 材の圧縮強度が RC 床版とほぼ同等であるが、鋼繊維の配合により押抜きせん断耐荷力が 209.5kN であり、等価走行回数 N_{eq} も RC 床版の 11.5 倍である。よって、基準荷重 P を押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max,S}$ で除した S 値 ($P/P_{s,max,S}$) は RC 床版

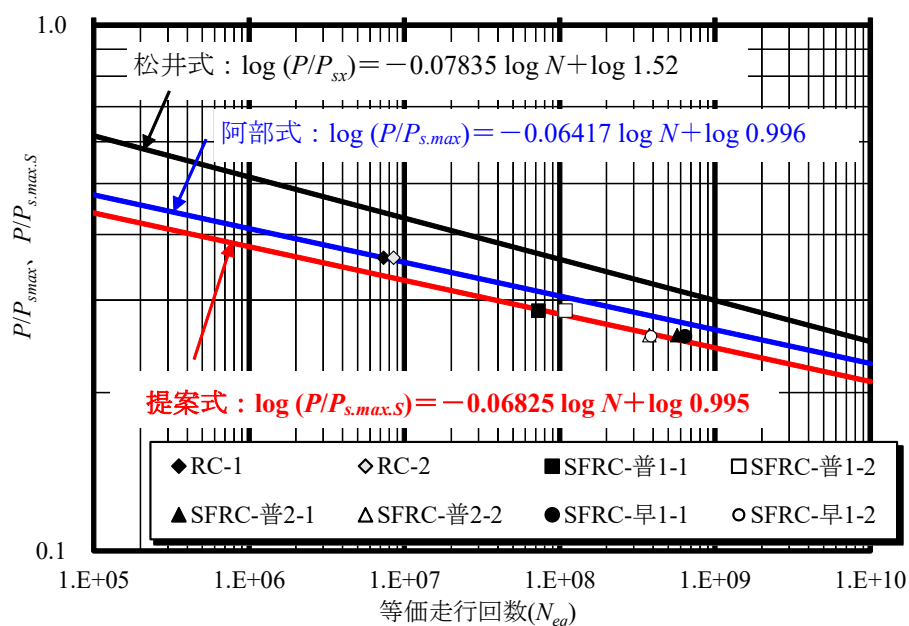


図- 7.11 RC 床版および SFRC 床版の S-N 曲線

の 0.361 に対して 0.286 である。よって、S 値と等価走行回数との関係は RC 床版の S-N 曲線の下方にプロットされる。

3) SFRC-普 2

SFRC-普 2 の供試体は圧縮強度が 53.6N/mm^2 となり、SFRC-普 1 より大きく、早強コンクリートの強度特性に近い。また、鋼繊維を配合することで押抜きせん断耐荷力が大幅に向上している。よって、基準荷重 P を押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max,S}$ で除して無次元化した S 値は 0.257 となり、RC 床版の S-N 曲線式の下方にプロットされる。

4) SFRC-早 1

早強セメントに鋼繊維を配合した供試体 SFRC-早 1-1 も供試体 SFRC-普 1-2 とほぼ同等な材料特性値であることから基準荷重 P を押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max,S}$ で除して無次元化した S 値は 0.256 となり、RC 床版の S-N 曲線式の下方にプロットされる。

(3) SFRC 床版の S-N 曲線式の提案

RC 床版の疲労寿命予測には鉄筋に異形鉄筋が使用されてから以降の道示の基準で設計された RC 床版に対しては阿部らが提案する S-N 曲線式 (式(7.13)) および S-N 曲線式における S 値の算定においては本提案する押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max,S}$ (式(7.13)) を適用することで評価できる。

一方、SFRC 床版は普通セメントおよび早強セメントに $\phi 0.6\text{mm}$ 、長さ 30mm の鋼繊維を 1.27Vol.% で配合することで、押抜きせん断耐荷力の算定に大きく寄与するせん断強度および引張強度が普通コンクリートに比して 1.5 倍以上となることから耐荷力性能および耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。よって、SFRC 床版の S 値と N の関係より、破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max,S}$ に対する新たな S-N 曲線式を式(7.14)として提案する。

$$\log (P/P_{s,max.S}) = - 0.06725 \log N + \log 0.995 \quad (7.14)$$

ここで、 P ：基準荷重、 $P_{s,max.S}$ ：押抜きせん断耐荷力（kN）（式(7.11)）、 N ：繰返し回数（回）（本論文では等価走行回数 N_{ep} を適用する）

以上より、SFRC 床版の寿命推定には破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max.S}$ を本提案する SFRC 床版の S-N 曲線式に適用することで寿命推定が可能になるもと考えられる。

7.6. まとめ

FRC 材を用いた補修・補強材は薄層補修や上面増厚補強に用いた場合に割れにくい材料として提案した。老朽化が著しい床版や設計基準の変遷により床版に差異が生じている重要路線では取替床版や新設床版が提案されている。そこで、鋼繊維を配合した FRC 材を用いた SFRC 床版を提案し、SFRC 材の力学特性に関する実験および SFRC 材を用いて製作した SFRC 床版の耐疲労性の評価を行う。さらに、力学特性値を用いた SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力および S-N 曲線式を提案し、SFRC 床版の実用性を評価した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力に適用する SFRC 材のせん断強度および引張強度の評価について、圧縮強度 $25\text{N/mm}^2 \sim 70\text{N/mm}^2$ の範囲で一面せん断試験および割裂試験を行った。 $\phi 0.62\text{mm}$ 、長さ 30mm の鋼繊維を $1.27\text{Vol.}\%$ で配合することで、せん断強度および引張強度が約 1.5 倍となり、耐荷力の向上が期待できる結果が得られた。
- (2) SFRC 床版の破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力評価式に適用する SFRC 材のせん断強度および引張強度は実験によるそれぞれの強度の 85 % を適用することで、走行荷重実験による押抜きせん断耐荷力の 94 % 以上の押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max.S}$ が評価された。
- (3) 輪荷重走行疲労実験においては RC 床版の等価走行回数に対して普通セメントを用いた SFRC の圧縮強度 37.5N/mm^2 の供試体 SFRC-普 1 の床版は 11.5 倍、圧縮強度 53.6N/mm^2 の供試体 SFRC-普 2 は 59.8 倍の等価走行回数を得られている。よって、圧縮強度を高くすることで耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。また、早強セメントを用いた SFRC の圧縮強度 54.3N/mm^2 の供試体 SFRC-早 1 は 64.8 倍となった。したがって、鋼繊維の配合および圧縮強度を高めることで等価走行回数回数が大幅に向上することから耐疲労性は評価され、実用的である結果が得られた。
- (4) RC 床版の S-N 曲線式との整合性については、耐荷力性能の向上が図られることから等価走行回数も大幅に向上するものの、 S 値（基準荷重 P を押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max.S}$ で除して無次元化した値）は RC 床版の下方にプロットされる

結果となった。これは実験において輪荷重の走行面の凹凸により、走行回数が減少したことによるものである。これらも考慮して SFRC 床版の S-N 曲線式を提案した。よって、本提案する SFRC の押抜きせん断耐荷力および S-N 曲線式より寿命推定が可能になるものと考えられる。

- (5) 実橋床版への適用においては従来の普通セメントおよび早強セメントを用いた RC 床版の配合条件に鋼繊維を配合することで材料費も比較的安価であり、耐久性に優れた床版であることが実証された。よって、新設の橋梁床版として実用的であると考えられる。

第7章参考文献

- 7.1) 日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，1964.
- 7.2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 2012.
- 7.3) 土木学会：PART-B 構造物設計指針(合成床版)，1997.
- 7.4) 竹内智志，本間進，城島利隆，新田善弘，小島実：鋼コンクリート合成床版橋・常盤橋の設計と施工，橋梁と基礎 3011, 2011.
- 7.5) 土木学会，コンクリートライブラリー「超高強度繊維補強コンクリートの設計・施工指針(案)」，2004.
- 7.6) 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.
- 7.7) 武者浩透，大竹明朗，渡辺典男，大熊光：世界初となる UFC の大規模適用と量産化システムの開発，大成建設技術センター報，第 46 号，pp.1-10, 2013.
- 7.8) 阿部忠，木田哲量，徐銘謙，澤野利章：道路橋 RC 床版の押抜きせん断耐荷力評価式に関する研究，構造工学論文集，Vol.53A, pp.199-207, 2007.
- 7.9) 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，土木学会論文集(A1)，Vol.67 No.1, pp.39-54, 2011.
- 7.10) 阿部忠，伊藤清志，深川克彦，澤野利章：普通セメントに鋼繊維を配合した SFRC 床版の耐疲労性に関する実験研究，構造工学論文集，Vol.63A, pp.1253-1262, 2017.
- 7.11) 高野真希子，木田哲量，阿部 忠，加藤清志：コンクリート圧縮応力場におけるせん断強度と一面せん断強度との多要因相関に関する研究，セメント・コンクリート論文集，No.55, pp.232-237, 2002
- 7.12) 阿部忠，木内彬喬，川井豊：伸縮継手の段差により発生する振動荷重が及ぼす RC 床版の耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.64A, pp.530-1540, 2018.3
- 7.13) 土木学会：コンクリート標準示方書（維持管理編），2002
- 7.14) 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，共立出版，pp. 17-18, 1979.
- 7.15) 松井繁之：道路橋床版 設計・施工と維持管理，森北出版，2007
- 7.16) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 1994
- 7.17) 川井豊，阿部忠，木田哲量，高野真希子：道路橋 RC 床版の S-N 曲線に関する一考察，第 7 回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.263-268, 2012.
- 7.18) 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荷力の評価式，土木学会，土木学会論文集 第 348 号/V-1, pp.133-141, 1984
- 7.19) 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，第 6 回コンクリート工学年次講演会論文集，pp.221-224, 1984.
- 7.20) 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.
- 7.21) 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.
- 7.22) 岡田清, 不破昭, 伊藤和幸, 平沢征夫：鉄筋コンクリート工学, 鹿島出版, 1997.

第 8 章 総 括

8.1 本論文の総括

近年、高度経済成長期に建設された社会資本施設の老朽化にともなう維持管理が重要な課題となっている。なかでも道路橋施設は最も日本の経済に影響を及ぼす社会資本施設であり、2018年4月現在における橋長2.0m以上の橋梁数は73万橋とされ、建設後50年を経過した橋梁は既に25%に達している。そこで本研究は、道路橋の主要部材であるRC床版の現状を考察し、RC床版上面の薄層補修については耐久性のある専用補修材の開発と一体性の確保により再損傷を防ぐ補修法を提案し、検証を行った。次に、RC床版上面の補強法については、設計基準の変遷に伴う耐荷力差や上面損傷に対して鋼繊維によるFRC材を用いた接着剤塗布型SFRC上面増厚補強法の耐疲労性の評価および寿命推定式であるRC床版のS-N曲線式との整合性を検証し、寿命推定式を提案した。さらに、老朽化により撤去したRC床版に提案する接着剤塗布型SFRC上面増厚補強法を適用し、補強効果および耐疲労性を検証し、実橋への適用性を評価した。また、鋼板接着補強や炭素繊維シート接着補強など下面補強における部分的な抜け落ちや補強材のはく離などの損傷に着目し、接着剤塗布型部分打換えとFRC材を用いた接着剤塗布型SFRC上面増厚補強法を併用した補強法の耐疲労性を検証し、評価した。そして、老朽化により取替や新設される床版については、FRC材を用いた新設床版を提案し、FRC材の特性値、押抜きせん断耐荷力評価式および耐疲労性の評価を行うとともに寿命予測式であるS-N曲線式を提案し、地方公共団体が管理する道路橋および高速道路等のRC床版の維持管理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主要点を以下に示す。

第1章では、道路橋RC床版は首都圏や幹線道路など交通量の増大や過積載車輛の走行による疲労損傷や建設地域の環境条件による材料の劣化に伴い、橋梁主桁が寿命に達する前に補修・補強や取替などの維持管理対策が施されており、耐久性の向上が課題となっている。これらのことから道路橋RC床版の補修・補強法におけるセメント系材料を用いた補修・補強法の必要性や、耐疲労性の評価において既往の研究を基に評価する意義を述べた。また、1996年改定の道示においてはRC床版の寿命は100年以上確保出来る設計法へと改定され、既往の研究を整理するとともに現行の基準に対応する新たなコンクリート床版開発の意義を述べ、本研究の位置づけを示した。

第2章では、我が国の橋梁の現状を述べるとともに、本研究内容であるRC床版

の上面損傷の現状および国土交通省の橋梁点検要領に示した。また上面損傷と補修・補強時期との整合性および上面の各種補修・補強法について述べ、本章で得られた知見を以下に示す。

- (1) 高度経済成長期と言われる 1960 年代に建設され、建設後 50 年を経過した橋梁は年々増加することから、その老朽化に対する維持管理が課題となっている。地方公共団体では橋梁点検を実施し、道路橋長寿命化修繕計画を立案することで計画的に平準化した予算のなかで損傷の著しい橋梁から順次損傷対策が実施されている。
- (2) 道路橋 RC 床版の損傷は、建設地域の環境条件によって異なる原因による損傷形態に分類される。首都圏などの重要路線では車両の繰り返し荷重による疲労損傷、海岸線に位置する道路橋 RC 床版においては飛来塩分による塩害損傷、そして積雪寒冷地域では、融雪剤の散布による塩害と凍害の複合損傷である。これらの床版の補修・補強対策が課題となっている。
- (3) 道路橋 RC 床版の補修・補強法には、床版上面からの補修・補強法と床版下面からの補強法がある。床版上面からの補修・補強は交通規制の制約があり、高速道路橋などでは 8 時間施工、交通量の少ない路線においては 24 時間から 1 週間程度の期間での施工時間を考慮した材料および補強法が必要となる。

第 3 章では、低弾性 PCM の開発および接着剤を塗布した補修法を提案した。従来の補修法では高弾性の PCM を補修材として用いるが、早期に割れやはく離を生じ、再補修が施されている。そこで、割れやはく離を解決するために専用に開発した低弾性 PCM を用いた接着剤塗布型補修法を施した供試体を用いた輪荷重走行疲労実験を実施し、耐疲労性を検証した結果、以下の知見が得られた。

- (1) 補修材 P.PCM-45 は各種材料試験の結果より、補修材として求められるハンドリングタイムを確保し、PVA 繊維の配合によりひび割れの発生を抑制した。また、初期材齢時間における発現強度は道示に規定されている圧縮強 $24.0\text{N}/\text{mm}^2$ を材齢 3 時間で満足した。た。よって、8 時間施工に適用が可能である。さらに、この補修材を基準に材齢 12 時間で道示に規定されている圧縮強度 $24.0\text{N}/\text{mm}^2$ を満足し、24 時間施工に適用する材料開発に応用が可能となった。
- (2) RC 床版の上面損傷に、従来補修材と提案する 3 タイプの補修材を用いて 2 サイクルまでの補修効果を検証すると、補修材 P.PCM-48, 45 は従来の補修材のそれぞれ 1.26 倍、2.10 倍となり、本提案する材料および 2 種類の接着剤を塗布した補修法は実用性が評価できる。また、骨材を配合した補修材 P.PCC-36 は 2.97 倍の補修効果が得られた。よって、補修厚 30mm までは補修材 P.PCM-48, 45, 補修厚 30mm 以上は骨材を配合した補修材 P.PCC-36 が適した材料である。
- (3) 本実験では RC 床版に疲労損傷を与えた時点の供試体 RC-P.PCM, RC-P.PCM-48, および RC-P.PCM-45 の累積損傷度は 0.55, 供試体 RC-P.PCM36 は劣化過程が

加速期（前期）および進展期に相当する時期で補修を施し、サイクル補修を行った。従来の補修材を用いた供試体 RC-P.PCM の損傷メカニズムは界面で早期にはく離した。また、提案する補修材および補修法を行った供試体 RC-P.PCM-48, -45 および RC-P.PCM36 の上面損傷はセメント成分の滲出によるスケーリングである。

- (4) 供試体 RC-P.PCM, RC-P.PCM-48, -45 は 3 サイクル補修、供試体 RC-P.PCM36 は 2 サイクルまで補修を行った。たわみと等価走行回数との関係においては、補修サイクルごとの走行による残留たわみが累積され、輪荷重走行による変形が大きくなり、補修サイクルごとに等価走行回数が減少することから、補修は 2 サイクルとし、それ以降は、たわみの増加を抑制するための下面および上面からの補強対策が必要となる。

第 4 章では、鋼繊維を適用した FRC 材を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面増厚法における耐疲労性の検証を行い、実用性を評価した。RC 床版の上面劣化および設計基準の変遷に伴う耐荷力不足に対する補強法には、鋼繊維を適用した FRC 材である鋼繊維補強コンクリート（SFRC）材が用いられ、既設床版に直接増厚補強が施されている。しかし、この補強法は付着界面が早期にはく離し、10 年ほどで再補強された事例もある。そこで、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚法を施した供試体に輪荷重走行疲労実験を実施した結果、以下の結論を得た。

- (1) SFRC 材を既設床版に直接増厚する従来型の補強法は、付着界面ではく離するが付着強度は 2.97N/mm^2 である。これに対して、界面を乾燥状態および湿潤状態で付着用接着剤を塗布した場合は母材コンクリート面でせん断破壊し、付着強度は約 2 倍となった。したがって、WJ の削り後などの湿潤状態においても、浮き水を除去し、湿っている程度まで対処することで接着剤は付着効果を発揮する結果となった。
- (2) 従来型 SFRC 上面増厚補強法した供試体の等価走行回数は無補強 RC 床版供試体の 17.3 倍となり、SFRC 材で増厚補強することから耐荷力が向上するとともに耐疲労性が大幅に向上した。一方、乾燥状態および湿潤状態で接着剤を塗布した供試体はそれぞれ 42.7 倍、35.4 倍となり、接着剤を塗布することで耐疲労性がさらに向上する結果となり、実用的な補強法である。
- (3) RC 床版および SFRC 上面増厚補強法は RC 床版供試体のたわみが床版支間 L の 1/400 付近から増加が著しくなり、破壊に至った。そこで、RC 床版および SFRC 上面増厚補強法における補修・補強時期の推定として、床版たわみが床版支間 L の 1/400 に達した時期を目安に検討する必要がある。
- (4) 従来型の SFRC 上面増厚補強した RC 床版の破壊状況は走行面全体ではく離が確認された。一方、乾燥状態および湿潤状態で接着剤を塗布した RC 床版の破壊状況も走行面にはく離は見られるものの、従来の SFRC 上面増厚補強した RC

床版の等価走行回数に比して乾燥状態および湿潤状態で接着剤を塗布した供試体の等価走行回数比はそれぞれ 2.47 倍、2.05 倍であり、破壊付近では界面付近にはく離が見られる。

第 5 章では、老朽化により供用開始後 33 年で撤去した実橋 RC 床版を用いて、撤去時のひび割れ診断を行うとともに劣化診断としてコア採取し、超音波伝播速度試験や圧縮試験、さらには EPMA 試験を実施し、劣化状態を診断した。その後、切出した床版供試体を用いて、従来の上面補修法および接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強を施し、本提案する上面増厚補強法が老朽化した RC 床版に適用することで耐疲労性の向上が可能であるかを検証した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 供用年数は 33 年程で撤去された RC 床版を用いて、橋梁点検および劣化診断を行った結果、ひび割れ、漏水・遊離石灰の発生状況から劣化期に相当する床版であった。EPMA 試験による塩化物イオン量は最大 8.0kg/m^3 となり、鋼材腐食発錆限界濃度 1.2kg/m^3 を超えているが、圧縮強度は設計基準強度以上が確保されている。よって、劣化が著しく、撤去は当然の結果であると考えられる。
- (2) 補修用床版供試体は、上面がスケーリングし、床版下面に 0.2mm 以上のひび割れが 2 方向に発生し、加速期から劣化期に相当する損傷である。この床版供試体の上面を切削機での切削とウォータージェットを併用して脆弱したコンクリートを削り、超速硬セメントコンクリートを用いて元の厚さまで修復した。2002 年(平成 14 年)改定道示に準拠した RC 床版供試体に比して等価走行回数比が 0.55 倍となり、補修効果はみられず、補強法の検討が必要である。
- (3) 接着剤を全面に塗布した接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した RC 床版供試体は、基準とする 2002 年(平成 14 年)改定道示に準拠した RC 床版に比して 5.18 倍となり、接着剤の効果により既設床版と増厚した SFRC が一体化することで耐疲労性が向上し、疲労寿命が増加した。なお、本実験に用いた床版供試体は損傷が土木学会の劣化区分では進展期、国土交通省の橋梁点検要領に示す健全度Ⅲの段階で、補修・補強を施すことで、延命化が図られた床版であったと考えられる。

第 6 章では、接着剤塗布型部分打換えおよび上面増厚補強法における耐疲労性を評価した。従来の補強法として RC 床版の耐疲労性の向上およびひび割れ抑制として鋼板接着補強や CFS 接着補強が施されて来た。しかし、これらの補強法においては補強後 20 ～ 30 年が経過し、抜け落ちや抜け落ち寸前の損傷が発生している。そこで、CFS 補強し、抜け落ちた RC 床版を用いて抜け落ち箇所をウォータージェットで削り、削り面に接着剤塗布型の部分打換えおよび上面増厚補強法を施し、輪荷重走行疲労実験により耐疲労性の検証を行い、実用性を評価した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 輪荷重走行疲労実験の結果より、部分打換と接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強した供試体は、疲労により抜け落ちたにも関わらず、既設床版コンクリートの側面に接着剤を塗布して超速硬コンクリートで打換えたことにより、既設 RC 床版部との一体性が確保された。また、等価走行回数比においても上面増厚したことから RC 床版の 67.0 倍、CFS 接着補強床版の 4.7 倍、同一寸法を要する SFRC 上面増厚補強床版の 7.7 倍、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強床版の 2.1 の補強効果が得られた。これは部分補強したコンクリートの圧縮強度が 50N/mm^2 、SFRC が 60N/mm^2 であり、せん断強度が向上した結果でもあるといえる。
- (2) RC 床版に 2 方向のひび割れ損傷を与えた後、CFS 下面接着補強し、押抜きせん断破壊させた後、部分打換と SFRC 上面増厚補強し、押抜きせん断破壊となるまでの累積等価走行回数は RC 床版の等価走行回数の 77.7 倍であり、本実験の範囲内において本工法は、一次補強における部分抜け落ちした RC 床版の補強方法として耐疲労性は十分に評価できるものである。
- (3) たわみと等価走行回数関係においても部分打換と SFRC 上面増厚した供試体は終局時まで急激な増加は見られない。なお、床版打換後はたわみが 3.0mm、すなわち床版支間 L の 1/400 付近から増加が著しくなることから、この付近で詳細な点検が必要となる。
- (4) 部分打換した床版供試体は既設 RC 床版の側面および増厚界面に接着剤を塗布したことから終局時まではく離が見られない。また、上面増厚したことにより床版厚が 160mm となり、上面の輪荷重位置から 45 度底面にダウエル効果の影響による破壊が見られた。これは、既設 RC 床版の側面および増厚界面に接着剤を塗布することで終局時まで一体性が確保されていることによるものである。

第 7 章では、鋼繊維を適用した FRC 材を用いた SFRC 床版を提案した。第 3 章から第 6 章において薄層補修や上面増厚補強に用いた場合の割れにくい材料として FRC 材を用いた補修・補強材を提案してきた。しかし老朽化が著しい床版や設計基準の変遷に伴い構造諸元に差異が生じている重要路線では取替床版や新設床版が提案されている。そこで、SFRC 材の力学特性に関する実験および SFRC 材を用いて製作した SFRC 床版の耐疲労性の評価を行う。さらに、力学特性値を用いた SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力および S-N 曲線式を提案し、SFRC 床版の実用性を評価した。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) SFRC 床版の押抜きせん断耐荷力に適用する SFRC 材のせん断強度および引張強度の評価について、圧縮強度 $25\text{N/mm}^2 \sim 70\text{N/mm}^2$ の範囲で一面せん断試験および割裂試験を行った。 $\phi 0.62\text{mm}$ 、長さ 30mm の鋼繊維を 1.27Vol.% で混入することで、せん断強度および引張強度が約 1.5 倍となり、耐荷力の向上が期待できる結果が得られた。
- (2) SFRC 床版の破壊荷重付近の押抜きせん断耐荷力評価式に適用する SFRC 材の

せん断強度および引張強度は実験によるそれぞれの強度の 85 %を適用することで、走行荷重実験による押抜きせん断耐荷力の 94 %以上の押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max,S}$ が評価された。

- (3) 輪荷重走行疲労実験においては RC 床版の等価走行回数に対して普通セメントを用いた SFRC の圧縮強度 37.5N/mm^2 の供試体 SFRC-普 1 の床版は 11.5 倍、圧縮強度 53.6N/mm^2 の供試体 SFRC-普 2 は 59.8 倍となり、圧縮強度を高くすることで耐疲労性が大幅に向上する結果が得られた。また、早強セメントを用いた SFRC の圧縮強度 54.3N/mm^2 の供試体 SFRC-早 1 は 64.8 倍となった。したがって、鋼繊維の配合および圧縮強度を高めることで等価走行回数回数が大幅に向上することから耐疲労性は評価され、実用的である結果が得られた。
- (4) RC 床版の S-N 曲線式との整合性については、耐荷力性能の向上が図られることから等価走行回数も大幅に向上するものの、 S 値（基準荷重 P を押抜きせん断耐荷力 $P_{s,max,S}$ で除して無次元化した値）は RC 床版の下方にプロットされる結果となった。これは実験において輪荷重の走行面の凹凸により、走行回数が減少したことによるものである。これらも考慮して SFRC 床版の S-N 曲線式を提案した。よって、本提案する SFRC の押抜きせん断耐荷力および S-N 曲線式より寿命推定が可能になるものと考えられる。
- (5) 実橋床版への適用においては、従来の普通セメントおよび早強セメントを用いた RC 床版の配合を鋼繊維を適用した FRC 材、すなわち SFRC 材にすることで材料費も比較的安価で耐久性に優れた床版となることが実証された。よって、新設の橋梁床版として実用的であると考えられる。

以上より、本論文で提案する低弾性 PCM は、実用性が評価され、既に再劣化した RC 床版補修箇所の再補修工法として低弾性 PCM を用いた接着剤塗布型上面薄層補修法として採用されている。また、本工法は EQM 工法として命名され、一部の高速道路橋の維持管理の現場において活用されている。一方、接着剤塗布型 SFRC 上面増厚補強法においても地方公共団体や国土交通省、さらには高速道路会社が管理する道路橋 RC 床版で採用され、実施工されている。また、接着剤塗布型部分打換補強法では、地方国道の部分打換補強法と CFS 接着補強を併用した RC 床版の補強法として採用されている。そして、新床版として提案する SFRC 床版は、従来の RC 床版に比して大幅な耐疲労性の向上が確認され、取替床版および新設床版として実用性が高いと考えられる。よって本研究で明らかになった事項は、道路橋 RC 床版の予防保全型維持管理の発展に大きく寄与するものと考えられる。

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)阿部忠先生の長年にわたる総合的・大局的見地から、終始かわらぬご懇篤な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・結実したものです。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、ご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，日本大学生産工学部非常勤講師 工学博士 川井豊先生に心からお礼申し上げます。

さらに、本研究に関する実験および計測等において支援を頂きました日本大学准教授 博士(工学) 水口和彦先生，日本大学大学院構造工学研究室の歴代大学院生諸君ならびに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。

そして、本論文には日本大学生産工学部ハイテク・リサーチ・センターが所有する「輪荷重走行振動疲労試験装置・解析装置」等を利用させて頂くなど生産工学部研究所におかれましても、厚く御礼申し上げます。

また、本研究における材料開発では住友・大阪セメント株式会社，供試体作成において株式会社ケミカル工事，株式会社オーシャン，株式会社CRTワールド，そして計測においてiエンジニアリング株式会社の皆様にご協力を頂きました。厚く御礼申し上げます。

最後に、良き研究環境を整備していただき、本論文の作成の好機を与えて下さいました鹿島道路株式会社に衷心より感謝申し上げます。