

鋼繊維補強コンクリートを用いた  
道路橋鋼床版の補強法および耐疲労性の  
評価に関する研究

野口博之

# 目 次

## 第1章 序 論

1.1 研究背景	1
1.2 既往の研究	2
1.2.1 鋼床版の補修および補強対策	2
1.2.2 SFRCの耐疲労性の評価	3
1.2.3 接着剤塗布型SFRC上面補強法	3
1.3 本論文の構成と目的	3
第1章 参考文献	6

## 第2章 道路橋鋼床版の維持管理対策と補修補強

2.1 はじめに	8
2.2 道路橋鋼床版の現状	8
2.2.1 道路橋の供用年数および維持管理手法	8
2.2.2 道路橋鋼床版の形式および設計変遷	10
2.2.3 閉断面リブを用いた鋼床版の損傷状況	14
2.3 道路橋鋼床版の維持管理対策および調査手法	16
2.3.1 道路橋鋼床版の維持管理および点検	16
2.3.2 鋼床版舗装の損傷状況による点検手法	17
2.3.3 鋼床版の疲労き裂の発生要因	18
2.3.4 鋼床版に発生したき裂の判定方法	19
2.4 道路橋鋼床版の補修および補強対策	21
2.4.1 あて板補強法	21
2.4.2 開口き裂に対するき裂閉口処理	22
2.4.3 鋼床版下面補強法	23
2.4.4 鋼繊維補強コンクリートを用いた補強・舗装法	24
2.5 まとめ	30
第2章 参考文献	31

## 第3章 早強セメント・普通セメントに鋼繊維を混入したコンクリートの材料特性

3.1 はじめに	33
3.2 鋼繊維補強コンクリート	34
3.3 各種セメントを用いたSFRC	34
3.4 低収縮型早強性混和材を添加したSFRCの材料特性	36
3.4.1 凝結時間および圧縮強度，静弾性係数	36
3.4.2 乾燥収縮量	37
3.4.3 SFRCの圧縮強度が $30\text{N/mm}^2$ に達する材齢と環境温度	39

3.5	接着剤塗布型 SFRC 上面補強法の付着性能	41
3.5.1	一面せん断試験	41
3.5.2	一面せん断試験の結果	43
3.6	まとめ	44
	第3章 参考文献	46
<b>第4章 接着剤塗布型鋼床版 SFRC 上面補強法における応力低減効果</b>		
4.1	はじめに	47
4.2	供試体概要および使用材料	48
4.2.1	使用材料	48
4.2.2	供試体寸法	49
4.2.3	たわみおよびひずみ計測位置	50
4.3	供試体の製作工程	51
4.4	実験概要	52
4.4.1	輪荷重走行疲労試験装置	52
4.4.2	輪荷重走行実験の概要	53
4.4.3	動的計測	53
4.4.4	建研式引張試験	53
4.4.5	主応力の算出方法	54
4.5	輪荷重走行実験におけるたわみおよび応力低減効果	55
4.5.1	建研式引張試験における付着性能	55
4.5.2	たわみと走行時刻の関係	56
4.5.3	橋軸直角方向断面デッキプレートの変形挙動	63
4.5.3	橋軸方向断面デッキプレートの変形挙動	63
4.5.3	A 断面（橋軸直角方向）のひずみと走行時刻の関係	65
4.5.4	最大主応力および最小主応力	67
4.6	まとめ	72
	第4章 参考文献	74
<b>第5章 接着剤塗布型鋼床版 SFRC 上面補強法における耐疲労性の評価</b>		
5.1	はじめに	75
5.2	供試体概要および使用材料	75
5.2.1	使用材料	75
5.2.2	供試体寸法	77
5.2.3	たわみおよびひずみ計測位置	78
5.3	供試体の製作工法	79
5.4	実験概要	80
5.4.1	輪荷重走行疲労実験の概要	80
5.4.2	動的計測	81
5.4.3	S-N 曲線および等価走行回数	81

5.4.4	建研式引張試験	84
5.4.5	主応力の算出方法	85
5.5	輪荷重走行試験における実験結果および考察	85
5.5.1	等価走行回数	85
5.5.2	橋軸直角方向のデッキプレートのたわみと走行時刻の関係	86
5.5.3	橋軸方向のUリブ内デッキプレートのたわみと走行時刻の関係	91
5.5.4	橋軸直角方向断面のデッキプレートの変形状態	93
5.5.5	橋軸方向断面のデッキプレートの変形状態	95
5.5.6	ひずみと走行時刻の関係	96
5.5.7	最大主応力および最小主応力と走行時刻の関係	100
5.5.8	載荷輪直下デッキプレートのたわみと等価走行回数の関係	103
5.5.9	載荷輪直下デッキプレートのひずみと等価走行回数の関係	106
5.5.10	損傷状況	108
5.5.11	建研式引張試験による実験結果	110
5.6	まとめ	112
	第5章 参考文献	114

## 第6章 接着剤塗布型鋼床版 SFRC 上面補強法における施工計画の提案

6.1	はじめに	115
6.2	実橋梁のき裂発生状況	116
6.3	実橋梁のき裂調査	117
6.4	超速硬セメントを用いた鋼床版 SFRC 上面補強法	118
6.5	提案する SFRC を用いた鋼床版補強法の実橋梁の 適用における有限要素解析	119
6.5.1	解析モデル	119
6.5.2	解析結果	119
6.6	提案する SFRC を用いた鋼床版 SFRC 上面補強法	121
6.7	まとめ	125
	第6章 参考文献	127

## 第7章 総括

7.1	総括	129
-----	----	-----

謝辞

# Study on reinforcement method and fatigue resistance evaluation of orthotropic steel decks by SFRC pavement

by Hiroyuki Noguchi

The orthotropic steel decks are applied to a long-span bridge for a steel metal welded structure. However, inspections have revealed that the orthotropic steel decks have developed local stress and many types of fatigue cracks due to heavy traffic. Repair and reinforcement of the damaged orthotropic steel decks are an important maintenance issue. This paper describes a study of a reinforcement method and the fatigue durability of orthotropic steel decks reinforced by steel fiber reinforcement concrete (SFRC). The proposed reinforcement material is SFRC with high early-strength Portland cement or ordinary Portland cement and a low shrinkage type mixture material. The new reinforcement method reinforces orthotropic steel decks with the proposed SFRC and an epoxy adhesive. The fatigue durability of reinforced orthotropic steel decks was evaluated in a wheel-loading fatigue experiment. The study verified that the proposed reinforcing method using SFRC is practical. The study produced the following results.

1. The proposed SFRC using high early-strength Portland cement or ordinary Portland cement and a low shrinkage type mixture material is a satisfactory material that meets requirements. In addition, the development of concrete strength differs according to the temperature of the environment, and the reinforcing materials can be chosen according to construction needs.
2. The steel deck reinforcing method using SFRC with high early-strength Portland cement or ordinary Portland cement and a low shrinkage type mixture material reduces deflection and strain in the orthotropic steel decks. The fatigue durability of the orthotropic steel decks and SFRC can be evaluated in a wheel loading fatigue experiment. Furthermore, the deck plate and SFRC are securely bonded using an epoxy adhesive.
3. The steel deck reinforcing method using SFRC with high early-strength Portland cement or ordinary Portland cement and low shrinkage type mixture materials allows for high construction precision from the standpoint of materials performance. The proposed reinforcing method is useful for steel decks.

This study proposes a method for reinforcing orthotropic steel decks using SFRC with high early-strength Portland cement or ordinary Portland cement and a low shrinkage type mixture material. Local governments may find the proposed material and reinforcing method useful for preventative maintenance and the management of orthotropic steel decks.

# 第1章 序論

## 1.1 研究背景

近年、道路橋鋼床版は交通量の増大や過積載の繰り返し走行による疲労損傷が生じており、疲労損傷に対する補修補強技術の開発および維持管理手法の構築が課題となっている。道路橋鋼床版は、デッキプレートを縦リブや横リブ、垂直補剛材などの薄板鋼材により構成された溶接構造<sup>1.1)</sup>であり、RC床版やPC床版などのコンクリート系床版と比較して死荷重の軽減を図れることができるため長大橋や都市高架橋、立体交差に多く用いられている。また、鋼床版のデッキプレートを上フランジの一部として設計することができる。しかし、鋼床版は輪荷重を直接支持する構造であるため疲労の影響に対して配慮する必要がある構造であり、溶接された薄板構造であるためコンクリート系床版と比較して剛性が低い構造でもある。とくに、1980年代に建設された鋼床版はデッキプレートに12mm厚の鋼板、縦リブ（閉断面リブ、以下、Uリブとする）に6～8mm厚の鋼板を用いていることから大型車両の混入率が高い路線を中心にデッキプレートとUリブとの溶接部、デッキプレートと垂直補剛材との溶接部、さらにはUリブと横リブの交差部近傍にき裂が多数発生していることが報告がされている<sup>1.2)</sup>。そこで、新たに建設される鋼床版橋梁では2002年に道路橋示方書・同解説<sup>1.3)</sup>（以下、道示とする）および鋼道路橋疲労設計指針<sup>1.4)</sup>が発刊され、構造詳細による疲労設計が示され、耐疲労性の向上が図られる規定が定められた。また、2012年改定の道示<sup>1.5)</sup>では大型車両が常に載荷する位置のデッキプレート板厚を16mm以上と改定された。さらに、2017年改定の道示<sup>1.6)</sup>では許容応力度設計から使用限界状態設計法に転換され従来の設計基準に加え新たに構造細目で疲労耐久性の照査が追加されている。したがって、設計基準の改定前に設計された鋼床版は車両の繰り返し走行により、デッキプレートとUリブ溶接部やUリブと横リブ交差部などの溶接接合部近傍に局部的に大きな応力が生じるためき裂が発生している。また、鋼床版は同一構造の連続であることからデッキプレートにき裂が発生した場合、今後デッキ進展き裂が橋梁全体で発生すると考えられる。そこで、国土技術政策総合研究所および日本橋梁建設協会<sup>1.7)</sup>は鋼床版デッキプレートに着目し点検手法の研究、有効な調査手法が検証されている。

一方、既設鋼床版の疲労損傷対策にはストップホール<sup>1.8)</sup>やデッキプレートと同等の厚さを有する鋼板を用いたあて板補強<sup>1.9)</sup>が施されている。ストップホールは、き裂先端部をドリルで穿孔し、き裂の進展を抑制させる。あて板補強は高力ボルトを用いてあて板と損傷箇所の鋼材に軸力を与えてデッキプレートやUリブなどに進展したき裂の進展を抑制させる。しかし、ストップホールは応急処置として用いられ、あて板補強はき裂発生部位と鋼板が密着できない箇所や高力ボルトを施工できない場所においては雨水による腐食やき裂の再進展する可能性があることから恒久的な補修・補強策にならない。また、事後的な補修策となってしまうことから床版の耐久性や耐荷重性能が低下してしまう。鋼床版の恒久的な補強策および疲労き裂の発生の抑止を目的とした予防的保全策として鋼床版上面の補強材として鋼繊維補強コンクリート（Steel Fiber Reinforced Concrete：以下、SFRCとする）を用いたSFRC上面補強法<sup>1.10)-1.12)</sup>、下面から補強するU

リブ充填工法<sup>1.13)</sup>が研究されており、SFRC 上面補強においては鋼床版の補強策として多く採用されている。また、鋼床版と SFRC との一体性を向上させるためにデッキプレート表面にエポキシ系接着剤を塗布した接着剤塗布型 SFRC 上面補強法<sup>1.14)-1.16)</sup>が採用されている。高速道路や重交通の多い一般道では経済損失を考慮してコンクリートの打ち込みから撤去工までの作業工程を 8 時間程度で行わなくてはならないことから SFRC 上面補強法に使用するセメントには 3 時間で道示に規定するコンクリートの圧縮強度  $24\text{N/mm}^2$  以上を確保することができる超速硬セメントが採用されている。しかし、超速硬セメントは 3 時間でコンクリートの圧縮強度  $24\text{N/mm}^2$  を確保する材料であることからコンクリートの凝結時間が短く、熟練の高度な施工技術が求められる。また、材料の単価が高価であるため高速道路や重交通の多い一般道などの限られた路線で適用されている。一方、一般国道や地方公共団体が管理する道路橋鋼床版は長時間の交通規制や片側交互通行などが可能であり、高速道路においても交通ネットワークが再構築されることから各路線の交通量の分散化が図られ、交通規制の可能な時間が長期間確保することができる。これらのことから交通量の分散化が図れる路線では材料単価が高価でかつ高度な施工技術を要する超速硬セメントを用いた SFRC に替わる補強材および舗装材の開発が求められる。

そこで本研究は、地方公共団体が管理する道路橋鋼床版の SFRC 上面補強法および補強を兼ねた舗装法として従来用いられている超速硬セメントを使用した SFRC に替わる材料として早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントに早強成分と収縮低減成分を所定量添加した混和材（以下、低収縮型早強性混和材）に鋼繊維を配合した SFRC を提案する。また、早強ポルトランドセメントまたは普通ポルトランドセメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版を用いて輪荷重走行疲労実験を行い、提案した SFRC の耐疲労性および SFRC による鋼床版の応力低減効果について検証する。さらに、低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面補強法の実用性について検証し、地方自治体が管理する道路橋鋼床版の予防保全型維持管理における補強法の一助とした。

## 1.2 鋼繊維補強コンクリートを用いた道路橋鋼床版の補強法

### 1.2.1 道路橋鋼床版の補修および補強工法

道路橋鋼床版の補修および補強法には、補修法としてはエアーツールやグラインダーを用いてき裂の進展を抑制する工法、補強法として下面から施工される下面補強法とデッキプレート上面から施工されるコンクリート補強法やあて板補強法に分類される。

補修工法については、デッキプレートや補剛材の板厚方向に進展したき裂の先端部を穿孔してき裂の進展を防止するストップホール工法<sup>1.8)</sup>やき裂の開口部をエアーツールで打撃してき裂を閉口させき裂の進展を抑制する ICR 処理<sup>1.17)</sup>などの緊急的な工法が実施されている。補強工法としては、車両の走行により局所的な応力性状が生じる U リブ内のデッキプレートに軽量コンクリートやセメントモルタルを充填して鋼床版の剛性を高める U リブ充填工法<sup>1.13)</sup>や応力集中によってき裂が進展しやすいデッキプレートと U リブとの溶接部を切除して鋼製当て板と高力ワンサイドボルトを併用した溶接ビード

切断工法<sup>1.18)</sup>が研究されている。また、デッキプレートに進展したき裂発生箇所にはあて板と高力ボルトを併用したあて板補強<sup>1.9)</sup>が実施されている。しかし、これらの補修工法および補強工法は部分的な剛性の向上やき裂の進展を一時的に抑制する工法であるため鋼床版全体での補強対策が求められる。

鋼床版の恒久的かつ鋼床版全体の補強対策として超速硬セメントを用いた SFRC 上面補強法および舗装法<sup>1.10)-1.12)</sup>が鋼床版の耐久性向上の工法として、実橋梁で数多く適用されている。しかし、超速硬セメントは3時間でコンクリートの圧縮強度が道示の設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  を発揮できることからコンクリートの練り混ぜから表面仕上げまでの作業工程を短時間で実施しなければならず、高度な施工技術が必要とされる。また、地方自治体などが管理する路線では長期間の交通規制が可能であり、交通ネットワークの再構築によって重交通路路線においても長時間の交通規制が可能となる。

本研究では、一定期間交通規制が可能な路線における鋼床版の補強材として早強ポルトランドセメントまたは普通ポルトランドセメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を提案し、その材料性能について検証し、接着剤塗布型 SFRC 上面補強法における鋼床版の応力低減効果について検証する。

### 1.2.2 SFRCの耐疲労性の評価

大型車両の交通量が多い道路橋鋼床版は、デッキプレートおよび鋼材溶接部にき裂が発生している。鋼床版のき裂進展状況および補強後の進展状況を検証するために輪荷重走行疲労実験が行われている。鋼床版の疲労によるき裂の発生を抑制し、耐疲労性の向上を図るため鋼床版上面からの補強策には接着剤塗布型 SFRC 上面補強<sup>1.14)-1.16)</sup>が実施されている。SFRC 上面補強法における鋼床版の応力低減効果および耐疲労性に関する研究は行われており、SFRC 上面補強による応力低減効果が確認されている。また、鋼床版の疲労き裂の発生・進展を抑制し鋼床版の耐疲労性の向上が図られている。

一方、鋼床版 SFRC 上面補強法の性能評価では鋼床版の応力低減効果およびき裂の進展・発生に関する検討が数多くされているが、補強材としての SFRC の耐疲労性や輪荷重によるデッキプレートと SFRC との界面の付着性、デッキプレートの変形状態に関する検討事例は少ない。

### 1.2.3 接着剤塗布型SFRC上面補強法

道路橋鋼床版の上面補強法として用いられている SFRC 上面補強ではスタッドジベルをデッキプレートに溶接接合してデッキプレートと SFRC の一体性を確保する工法が適用されている。しかし、実橋梁の施工においてスタッドジベルの溶接工事に時間を要する工法である。そこで、道路橋鋼床版の上面補強法としてデッキプレートにエポキシ系樹脂接着剤を塗布し、SFRC との一体性を高める接着剤塗布型 SFRC 上面補強が提案され、実施工に適用されている。道路橋鋼床版の接着剤塗布型補強法<sup>1.14)-1.16), 1.19)</sup>に関する研究は数多く行われている。しかし、検証されている SFRC 上面補強した鋼床版に使用したセメントは超速硬セメントであり、早強ポルトランドセメントおよび普通ポルトランドセメント使用した SFRC 上面補強の検討は行われていない。また、鋼床版の疲労強度の評価は、デッキプレートの面外曲げに起因する溶接近傍の局部応力で行われる



のが一般的である。一方、道示では舗装に悪影響を及ぼさない剛性を確保するという考え方にに基づき、輪荷重のたわみを縦リブ間隔の 1/500 以下に制限することにより縦リブ間隔の一次関数で与えている。これは、AISC の Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges<sup>1,20)</sup> の中で用いられているデッキプレート最小板厚を求める方法を踏襲したものである、このことから、供試体のたわみの変化を調べることによっても補強材の耐久性や鋼床版の疲労強度向上効果の検証にも役立つと考えられる。

### 1.3 本論文の目的と構成

本論文は、道路橋鋼床版の補強材として用いられている超速硬セメントを使用した SFRC に替わる材料として早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を提案し、材料性能について超速硬セメントと比較し、その有用性について評価する。また、提案する SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強法については、モデル化した鋼床版を用いて補強を施し、輪荷重走行疲労実験から SFRC による応力低減効果および耐疲労性を評価し、輪荷重の走行によるデッキプレートの変形状態および界面の付着性能について検証する。さらに、提案する SFRC を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面補強法の実構造物への適用について検証し、道路橋鋼床版の予防保全型維持管理計画の一助とするものである。

本論文は、全 7 章より構成されており、以下に各章の要旨を述べる。

**第 1 章「序 論」**では、薄板溶接構造である道路橋鋼床版について着目し、疲労き裂が生じた鋼床版の維持管理の必要性について述べる。また、鋼床版の補修・補強工法について整理して、本研究である鋼繊維補強コンクリートを用いた鋼床版補強法の必要性を述べ、本研究の目的の位置付けを論じる。

**第 2 章「道路橋鋼床版の維持管理対策と補修補強」**では、道路橋鋼床版の現状について述べ、鋼床版の構造形式ならびに鋼床版の設計基準の変遷について説明する。また、鋼床版に発生した疲労損傷、とくに「き裂」の発生メカニズムについて述べた。さらに、き裂の発生要因と損傷別の補修・補強対策について説明し、鋼床版の予防保全型維持管理計画における疲労き裂に対する補修・補強方法について論じる。

**第 3 章「早強セメント・普通セメントに鋼繊維を混入したコンクリートの材料特性」**では、鋼床版上面からの補強材として用いられている超速硬セメントを用いた SFRC に替わる材料として、早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントに鋼繊維と低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC の材料性能について述べる。提案する SFRC の凝結時間および圧縮強度の発現強度を示し、2 種類の SFRC を用いた場合の施工性について検証した。また、超速硬セメントを用いた SFRC と比較して提案する 2 種類の SFRC の有用性について検証する。次に、輪荷重の走行による界面のずれ、すなわち離れが懸念されることからエポキシ系接着剤を塗布して一面せん断試験を実施して界面のせん断強度について検証する。

第4章「接着剤塗布型鋼床版 SFRC 上面補強法における応力低減効果」では、提案する2種類のSFRCを用いて接着剤塗布型SFRC上面補強を施した鋼床版で輪荷重の走行実験を実施し、デッキプレートに発生するたわみおよびひずみと走行時刻の関係から応力低減効果について検証する。また、SFRCとデッキプレートとの引張付着強度を検証するために建研式引張試験を実施し、引張付着強度から鋼床版とSFRCとの一体性を評価する。

第5章「接着剤塗布型鋼床版 SFRC 上面補強法における耐疲労性の評価」では、提案する2種類のSFRCを用いて接着剤塗布型SFRC上面補強を施した鋼床版で輪荷重走行疲労実験を実施して、本材料を用いて接着剤塗布型鋼床版SFRC上面補強法における耐疲労性を検証する。また、輪荷重の繰り返し走行により発生する補強界面でのずれや曲げによるはく離状況、建研式引張試験を実施し、疲労損傷を受けた補強界面の引張付着強度を検証する。

第6章「接着剤塗布型鋼床版 SFRC 上面補強法における施工計画の提案」では、第4章および第5章より鋼床版の耐疲労性および応力低減効果が評価された2種類のSFRCを用いた接着剤塗布型鋼床版SFRC上面補強を法の実橋梁への適用として接着剤塗布型鋼床版SFRC上面補強法の施工計画を提案し、その実用性について検証する。

第7章「総括」では、各章における結論を総括して、本論文の主な研究成果とする。各章の結論から、本論文による道路橋鋼床版の補強対策として用いられるSFRCを用いた鋼床版補強法は、鋼床版に発生する局所的な応力性状を抑制し、SFRCの耐疲労性が評価されることから鋼床版の耐疲労性を向上させる補強法として有用であることを実験より検証された。また、実橋梁への適用については施工工程などを提案し、その実用性が評価できることから道路橋鋼床版の恒久的な補強工法の一助とする。

## 参考文献

- 1.1) (公社)日本道路協会：溶接鋼道路橋示方書，1964
- 1.2) (公社)土木学会：鋼構造シリーズ 19 鋼床版の疲労 2010 年改定版，2010
- 1.3) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，2002.3
- 1.4) (公社)日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，2002.3
- 1.5) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，2012.3
- 1.6) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，2017.11
- 1.7) 国土交通省国土技術政策総合研究所，(一社)日本橋梁建設協会：国土技術政策総合研究所資料共同研究報告書第 471 号，鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究一実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討一，2008
- 1.8) 森猛，白井聡也，佐々木一哉，中村充：添え板ボルト締めストップホール法による主桁横桁交差部の疲労き裂の補修，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.67, No.3, pp.493-502, 2011
- 1.9) 石川敏之，清水優，服部篤史，河野広隆：断面欠損した鋼板の当て板補修効果，土木学会論文集 A2 (応用力学)，Vol.69, No.2 (応用力学論文集 Vol.16), I\_595-I\_604, 2013
- 1.10) 三木千壽，鈴木啓悟，加納隆史，佐々木栄一，石田稔，高森博之：鋼床版の疲労への SFRC 舗装による予防補強とその健全性モニタリング，土木学会論文集 A，Vol.62 No4, pp.950-963, 2006
- 1.11) 小野秀一，平林泰明，下里哲弘，稲葉尚文，村野益巳，三木千壽：既設鋼床版の疲労性状と鋼繊維補強コンクリート敷設工法による疲労強度改善効果に関する研究，土木学会論文集 A，Vol.65 No2, pp.335-347, 2009
- 1.12) 村越潤，木ノ本剛，春日井俊博，児玉孝喜，辻井豪：既設鋼床版の SFRC 舗装による補強工法と耐久性評価に関する実験的検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol. 69 No. 3, pp. 416-428, 2013
- 1.13) 田畑昌子，青木康素，服部雅史，大西弘志，松井繁之：U リブ内面モルタル充填による既設鋼床版の疲労耐久性向上検討，構造工学論文集，Vol.56A, pp.1356-1369, 2010.3
- 1.14) 加形護，児玉孝善，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（一般国道 357 号横浜ベイブリッジ舗装工事），橋梁と基礎，2004-10, pp.27-32, 2004
- 1.15) 児玉孝喜 後藤和満 菊池孝雄：湘南大橋における鋼床版の疲労対策：鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告書，Vol.10, pp.1-10, 2007
- 1.16) 児玉孝喜，一瀬八洋，加形護，大田孝二，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，構造工学論文集 Vol.56A, pp.1249-1257, 2010.3
- 1.17) 石川敏之，山田健太郎，柿市拓巳，李薈：ICR 処理による面外ガセット溶接継手に発生した疲労き裂の寿命向上効果：土木学会論文集 A，Vol.66 No.2, pp.264-272, 2010
- 1.18) 森下弘大，山口隆司，田畑晶子，奥村学，日高哲郎：球状黒鉛鋳製当て板を用いた U リブ鋼床版の下面補強工法に関する研究，構造工学論文集，Vol.63A,

pp.1331-1342

- 1.19) (独)土木研究所, (株)横河ブリッジ, (株)NIPPO, 鹿島道路(株), 大成ロテック(株)  
: 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 舗装した既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル(案)—, 共同  
研究報告書 第395号, 2009
- 1.20) AISC : Design Manual for Orthotropic Steel Plate Deck Bridges, 6.3.2 Formula for the  
plate thickness based on allowable deflection, pp97-98, 1963

## 第2章 道路橋鋼床版の維持管理対策と補修補強

### 2.1 はじめに

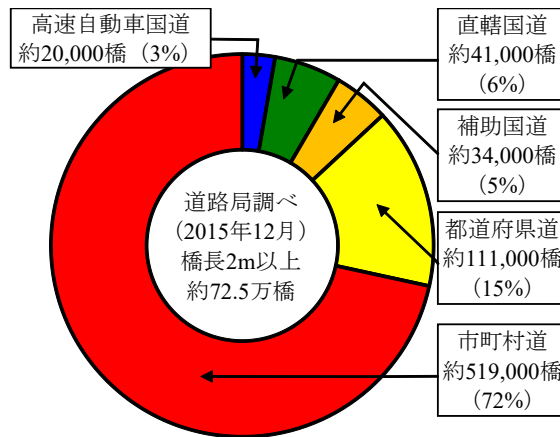
道路橋鋼床版はデッキプレートを縦リブおよび横リブで補剛し、縦げた、横げたなどの床組構造や主げたで支持される構造である。鋼床版は薄板鋼造であることからコンクリート系床版や鋼・コンクリート合成床版に比べ軽量であることから長大橋、耐震性が向上することから軟弱地盤の地域に架橋されている。また、横リブを横げたとして兼用、デッキプレートと縦リブを主げたの上フランジとして用い、主げた応力の一部を受け持たせることから設計上路面の高さや桁高の制限がある橋梁で用いられ、国内で2,000橋以上が建設されている<sup>2.1)</sup>。しかし、薄板溶接構造であることから車両の繰り返し走行による疲労損傷が多数報告されている。1973年改定の道路橋示方書・同解説<sup>2.2)</sup>（以下、道示と称す）の設計基準では、デッキプレートには厚さ12mmの鋼板、縦リブには厚さ6～8mmの鋼板、横リブや垂直補剛材などで構成されている。1980年代以降、設計活荷重の増大に伴い大型車の増加や過積載車の繰り返し走行によりデッキプレートの局所的な変形や横リブ、縦リブなどの補剛材部とデッキプレートとの溶接接合部に局所的な応力集中が生じて、デッキプレートと補剛材部との溶接部やデッキプレートの表面方向にき裂が進展する。鋼床版の溶接部などに発生する応力集中を抑制するために2002年改定の道示<sup>2.3)</sup>では鋼床版の構造形式として縦リブと横リブの接合部（スカラップ）の変更、2012年改定の道示<sup>2.4)</sup>においては大型車両が常時載荷される位置すなわち重交通路線でのデッキプレートの最小板厚を16mm以上と規定し鋼床版の耐久性の向上を図っている。一方、き裂などの疲労損傷を事前に予防するために、大型車両交通量の多い橋梁を対象にデッキプレートに着目した点検要領が検討され、実橋梁での床版のモニタリングとして実施されている<sup>2.5)</sup>。さらに疲労き裂が発生した鋼床版の耐疲労性を向上させるために鋼床版上面からの補強策、下面からの補強策が研究されている。

そこで2章は、道路橋鋼床版の現状と橋梁点検要領に基づき道路橋床版の点検・調査の要領を示す。また、道路橋鋼床版の損傷状況を示し、道路橋鋼床版の補修・補強策の必要性について述べるとともに、現在採用されている主な補修・補強工法を検証する。

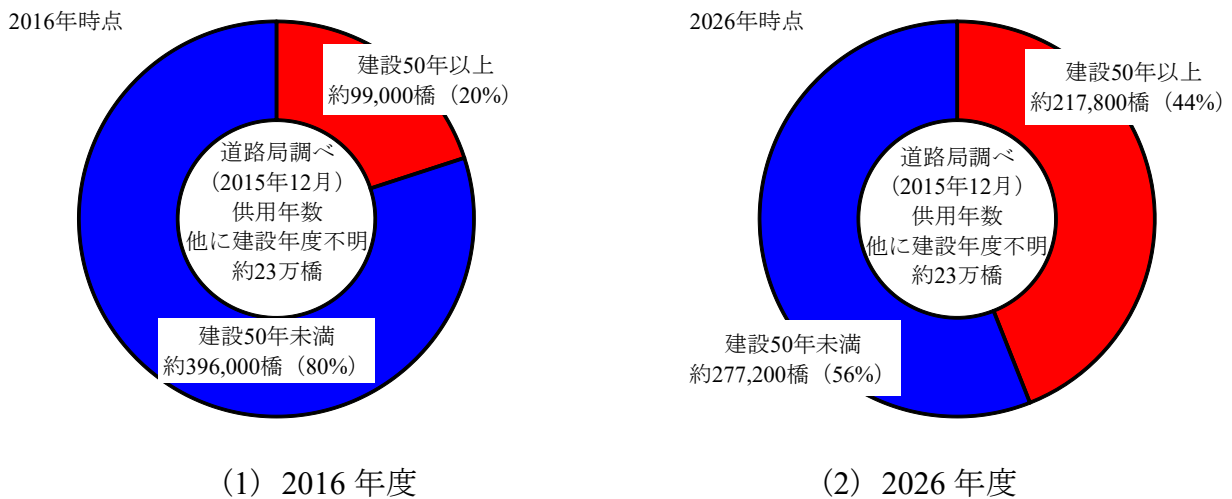
### 2.2 道路橋床版の現状

#### 2.2.1 道路橋の供用年数および維持管理手法

現在、供用されている2m以上の橋梁は約72.5万橋<sup>2.6)</sup>であり、道路管理者別では高速自動車国道が約2万橋、直轄国道および補助国道がそれぞれ約4.1万橋、約3.4万橋、都道府県道および市町村道はそれぞれ約11.1万橋、約51.9万橋と地方公共団体が管理する橋梁は全体の約91%を管理している。ここで、橋梁数と管理者区分を図-2.1、供用年数の推移を図-2.2に示す。供用開始から50年を経過する橋梁は2015年度では全体の20%程度に対して10年後の2025年度には全体の44%が供用年数50年を経過していることから道路橋床版の補修・補強が重要な課題となっている<sup>2.6)</sup>。さらに供用され



図－ 2.1 橋梁数と管理区分<sup>2.6)</sup>



(1) 2016 年度

(2) 2026 年度

図－ 2.2 供用年数が 50 年を経過する橋梁の推移<sup>2.6)</sup>

ている道路橋床版は、1994 年改定の道示<sup>2.7)</sup>では設計基準荷重が 80kN から 100kN に変更されて車両の繰り返し走行による疲労劣化や環境状況による劣化、材料の経年劣化が生じて耐荷力性能および耐疲労性が低下し、その損傷事例が多く報告されている<sup>2.8)</sup>。

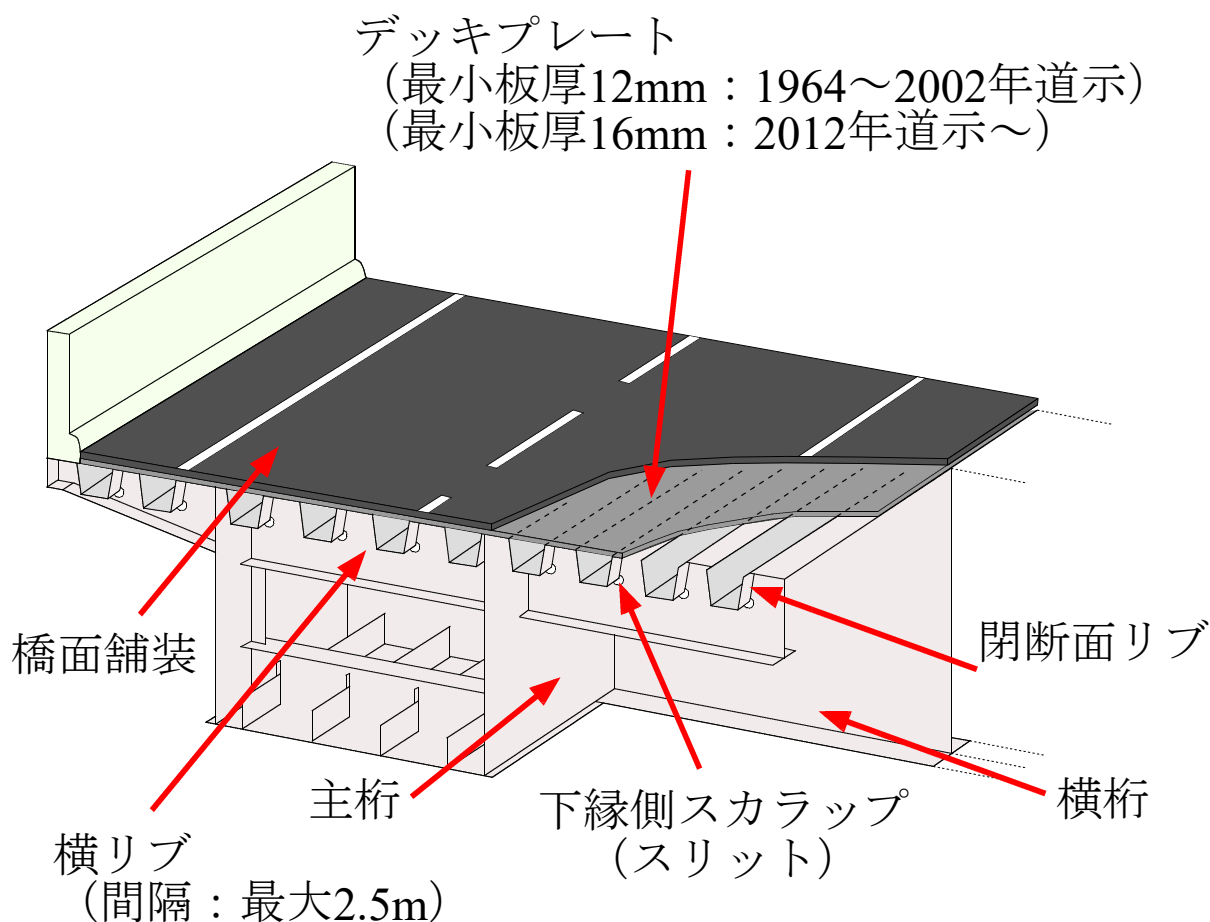
その中で道路橋鋼床版は厚さ 12mm のデッキプレートを縦リブや横リブなどの補剛材で構成される薄板構造であることからコンクリート系床版と比較して死荷重の軽減を図ることができるから都市高架や長大橋、軟弱地盤で多く適用されている。しかし、鋼床版は薄板構造であることから車両の走行によって局所的な応力が発生しやすく、デッキプレートの局所的な曲げ変形により大型車両の交通量が多い路線ではデッキプレートと閉断面リブとの溶接ルート部を起点にき裂の進展および発生が数多く報告されている<sup>2.9)</sup>。閉断面リブを用いた鋼床版のデッキプレートと溶接部を起点にき裂が発生する要因として溶接部の未溶着が車両の繰り返し走行により開閉口するためと考えられる。デッキプレートや溶接部にき裂が発生すると車両の荷重の分配作用が変わり、き裂発生箇所に応力が集中してき裂の進展が促進される。

これらの損傷に対して、研究機関や大学などにおいてデッキプレートとリブ溶接接合部に生じたき裂の発生原因の解明について研究が数多く実施されている。道路橋鋼

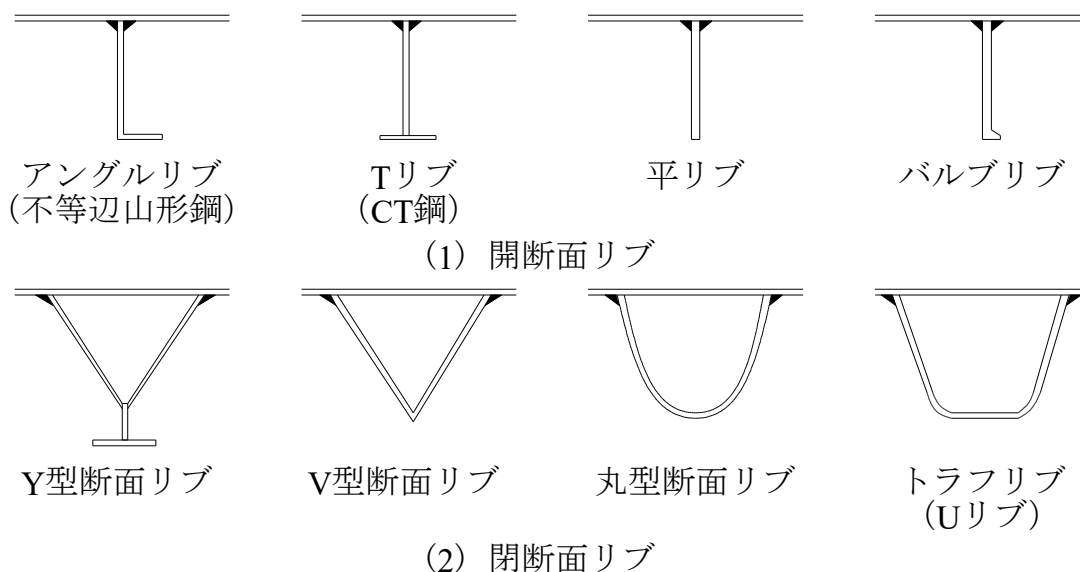
床版の床版上面からの補強策としてコンクリート系材料を用いた補強・舗装法，床版下面からの対策として閉断面リブ内に軽量コンクリートを充填させあて板補強する下面補強法が提案され研究が数多く実施されている。

## 2.2.2 道路橋鋼床版の形式および設計変遷<sup>2.2)-2.4), 2.10)-2.14)</sup>

道路橋鋼床版は RC 床版や PC 床版などのコンクリート系床版と比較して薄板構造であるため軽量であり，鋼床版を主桁の一部として設計できることから死荷重の比率の高い長大橋や建設高さの制約がある都市部に多く用いられている。構造形式として道路橋鋼床版は輪荷重を直接支持するデッキプレートを橋軸方向に配置された縦リブと直行して配置された横リブによって支持され荷重を主げたに伝達する構造である。また，デッキプレートは主げたの上フランジとしての機能を有していることから構造高さを抑えることが可能である。さらに，複雑な道路線形への適用性が高いことから都市高架橋やジャンクションに多く採用されている。橋面舗装には基層に変形量および舗装の吸水量を考慮しグースアスファルトが用いられている。ここで，鋼床版の構造形式を図－2.3 に示す。鋼床版のデッキプレートには厚さ 12mm 以上の鋼板が用いられており，輪荷重を直接支持する部材である。縦リブは橋軸方向に配置した補剛リブであり，断面形状には開断面リブと閉断面リブに分けられる。開断面リブは 1960 年代に



図－2.3 閉断面リブを用いた鋼床版の概略図<sup>2.9)</sup>



図－2.4 開断面リブおよび閉断面リブの形状例<sup>2,9)</sup>

多く用いられてきたが 1980 年代よりねじり剛性を高くし，鋼床版全体の剛性を高めることが可能な閉断面リブが採用され，トラフリブ（以下，U リブとする）が数多く適用されている。ここで，鋼床版に適用されている縦リブの形状を図－2.4 に示す。縦リブ支間（横リブ間隔）は縦リブの剛性に依存することから開断面リブでは 1.5m 程度で施工されている。閉断面リブは開断面リブに比べ剛性が大きいことから 3.0m 程度で施工されている。なお，2002 年に鋼道路橋疲労設計指針が発行され構造詳細による疲労設計が示されてからは，縦リブ支間（横リブ間隔）は 2.5m 以下の鋼床版の適用が標準とされている。

鋼床版の設計手法はコンクリート系床版に用いられる応力度による疲労照査に対し構造詳細による疲労設計が用いられている。

溶接線の交差部や不溶融部や溶接欠陥を残さないようにするために，母材に扇形の切欠き（スカラップ）を設けている。しかし，この位置は応力集中による疲労き裂が発生しやすい位置であることから 2002 年改定の道示<sup>2,3)</sup>ではスカラップを設けない形状となっている。また，横リブを切欠いて縦リブを貫通させ連続させるために横リブにスリットを設ける。スリットは縦リブおよび横リブの間の取付寸法誤差を吸収する役割を有している。鋼床版は厚さ 12mm のデッキプレート，厚さ 6～8mm の縦リブなど薄板を溶接接合していることから RC 床版などのコンクリート系床版と比較し，軽量化が図られる。死荷重の低減が求められる長大橋へ多く適用され，主げたを上フランジの一部として設計するため上部工が軽量化され，下部工への負担が軽減される。また，軽量であることから軟弱地盤の地域においても有効的である。さらに，鋼床版を設計する際に鋼床版を主げたの上フランジの一部として設計することが可能であることから軽量であることに加え構造高さを抑えることが可能となる。設計において複雑な道路線形への適用性が高いことから曲率半径の小さな曲線橋やジャンクションなどで採用されている。

断面の応力照査については 1973 年改定の道示<sup>2,2)</sup>では大型車両の交通量が 1 日 1 方向



1,000 台以上の場合、T 活荷重による断面力に割増し係数  $k$  を乗じたものを設計に用いている。また、断面の割増し係数  $k$  には横リブの支間長に応じて定められている。1994 年改定の道示<sup>2.7)</sup>より設計活荷重が 80kN から 100kN に変更された。さらに、1996 年改定の道示<sup>2.13)</sup>では道路の重要度および大型車両の交通量に応じて活荷重の区分が B 活荷重また A 活荷重となり、B 活荷重で設計する橋梁には断面の割増し係数  $k$  を用い、A 活荷重で設計する場合は床版および床組の断面力を 20%低減される。また、断面の割増し係数  $k$  には横リブの支間に加え、縦リブの支間を新たに考慮して算定される。

デッキプレートは輪荷重を影響を直接受けることから強度や剛性などを考慮して決定され、デッキプレートの設計厚さはデッキプレートに発生するたわみが縦リブ間隔の 1/300 以下となる板厚とされることからデッキプレートの設計厚さは 1964 年溶接鋼道路橋示方書<sup>2.10)</sup>よりデッキプレートの最小版厚を 12mm と定めている。1994 年改定の道示<sup>2.7)</sup>より設計活荷重が 80kN から 100kN に変更に伴い A 活荷重が作用する場合、B 活荷重が作用する場合でデッキプレートの算定式が定められているが、デッキプレートの最小版厚は 12mm と 1964 年の溶接鋼道路橋示方書と変更されていない。その後、車輛の大型化や過積載車両の増加に伴い供用開始 20 年程度で鋼床版のデッキプレートや溶接接合部にき裂の発生が数多く報告されている。そこで、2012 年改定の道示<sup>2.4)</sup>では大型車輛が常時载荷している場合、デッキプレートの算定式にかかわらずデッキプレートの最小板厚を 16mm と規定されている。

縦リブは 1973 年改定の道示までは縦リブの形状にかかわらず最小板厚 8mm と規定されている。1980 年改定の道示より U リブなどの閉断面リブは腐食環境が良好の場合や定期点検により腐食に対して十分な配慮ができる場合、最小版厚を 6mm と定められている。また、縦リブに U リブを用いることにより横リブ間隔を大きくすることが可能となる。ここで、道路橋鋼床版の設計変遷を表-2.1 に示す。

2017 年改定の道示<sup>2.14)</sup>では設計手法が許容応力度法から使用限界状態設計法に転換され従来の設計基準に加え新たに構造細目で疲労耐久性の照査が追加された。ここで、2017 年改定の道示に追加された設計項目を示す。

- (1) 閉断面リブとデッキプレートの縦方向溶接継手は、必要な厚を確保するとともに、リブ板厚の 75%以上の溶け込み量の確保する。
- (2) デッキプレートの橋軸方向継手位置は、なるべく輪荷重の直下となる位置に一致しないように配慮する。横リブ及び横げたの継手は(5)の規定を満足する。
- (3) 縦リブ
  - 1) 縦リブ継手は、縦リブの支間長  $L$  の中央部 ( $=L/2$ ) の範囲に設けないこと。
  - 2) 縦リブ継手は、原則として高力ボルト摩擦接合継手を標準。閉断面リブで溶接接合とする場合には、裏当て板を用いた完全溶け込み突合せ溶接とする。
  - 3) 縦リブの高力ボルト摩擦接合継手は、輪荷重の载荷位置直下の位置する縦リブ継手部のスカラップの長手方向の大きさは 80mm 以下とする。また、連結板の設計にあたっては、縦リブ母材の断面欠損の影響を考慮する。
  - 4) 高力ボルト摩擦接合継手部の縦リブの増厚を行わなくてもよい。
  - 5) 閉断面リブの継手では、閉断面リブ内部の防錆防食を確保する。
- (4) 閉断面リブ内部には防錆防食のために密閉構造となる場合を除き、原則としてダ

表－ 2.1 道路橋鋼床版の設計変遷(2.2)-2.4), 2.10)-2.14)

基準	1964年 (昭和39年) 溶接鋼道路橋 示方書	1973年 (昭和48年) 道路橋示方書	1980年 (昭和55年) 道路橋示方書	1990年 (平成2年) 道路橋示方書	1994年 (平成6年) 道路橋示方書	1996年 (平成8年) 道路橋示方書	2002年 (平成14年) 道路橋示方書	2012年 (平成24年) 道路橋示方書	2017年 (平成29年) 道路橋示方書
床版および床組としての作用	断面力の割増し	大型車交通量1,000台/(日・方向)の場合 部材の支間長に応じて部材の断面力を割増し			B活荷重の場合、横リブの支間長・間隔に応じて横リブ設計に用いる断面力を割増し				
	縦リブの衝撃係数	k=1.2 (L≤4m) k=1.2-(L-4)/30 (4<L≤10m) k=1.0 (L>10m) L:横リブ支間(m)			k=k <sub>0</sub> (L≤4m) k=k <sub>0</sub> -(k <sub>0</sub> -1)(L-4)/6 (4<L≤10m) k=1.0 (L<10m) L:横リブ支間(m)				
	横リブの衝撃係数	i=0.4	i=20/(50+L)						
	T荷重1台による縦リブの許容応力度の低減	鋼種ごとに母材各工場溶接・現場溶接別で許容応力度を規定							
主げた作用と床版作用および床組作用を同時に考慮した場合の許容応力度	SM400, SS400, SMA400: 2000 SMA490: 2700 SM490Y, SMA520, SMA490: 3000 SM570, SMA570: 3700 部材連結部の許容力, 許容応力度40%増し 板厚に応じた許容応力度の低減								
デッキプレートの最小版厚	t=0.035×b≥12 (b:縦リブ間隔) B活荷重: t=0.037×b≥12 A活荷重: t=0.037×b≥12 (b:縦リブ間隔) t≥16mm								
縦リブの最小版厚	—	—	最小版厚: 8mm ただし、腐食環境が良好または腐食に対して十分な配慮を行う場合は閉断面リブで6mm						
構造細目など	溶接ひずみを少なく 縦リブからのせん断力を確実に横リブに伝達(縦リブは横リブを貫通) けた腹板上の舗装のひび割れ抑制 縦リブの継手は高力ボルト継手を標準 連結板やボルト等の突起物が舗装に及ぼす影響について考慮 疲労に対する耐久性確保を目的とした構造細目は道示に規定に従わなければならない								

イヤフラムを設けない。

(5)横リブの継手

- 1)横リブおよび横げたの接合部において、デッキプレートの溶接のために設けられるスカラップの長手方向の大きさは 80mm 以下とする。
- 2)輪荷重の直下となる位置には、原則として横リブまたは横げた継手部を設けない

ものとする。

(6) 縦リブと中間横リブまたは横げたの交差部

- 1) 縦リブと横リブまたは横げた交差部では、原則として縦リブおよび縦リブとデッキプレートの縦方向溶接を連続させる。
- 2) 交差部は、縦リブとデッキプレートの縦方向溶接を連続させるために設けられる横リブまたは横げたのコーナーカット部には埋め戻し溶接を行う。
- 3) 縦リブが貫通する中間横リブまたは横げたでは、開口部の影響による剛性の低下に配慮しなければならない。

(7) 縦リブと端横リブまたは横げたの交差部は以下の条件を満たす場合には、閉断面の縦リブと端横リブまたは端横げたとの接合を裏当て金を用いた完全溶け込み開先溶接でもよい。

- 1) 閉断面リブと裏当て金が密着している。
- 2) 閉断面リブと端横リブまたは端横げたの交差部の腹板とのギャップ間隔は 4 ～ 5mm を保持している

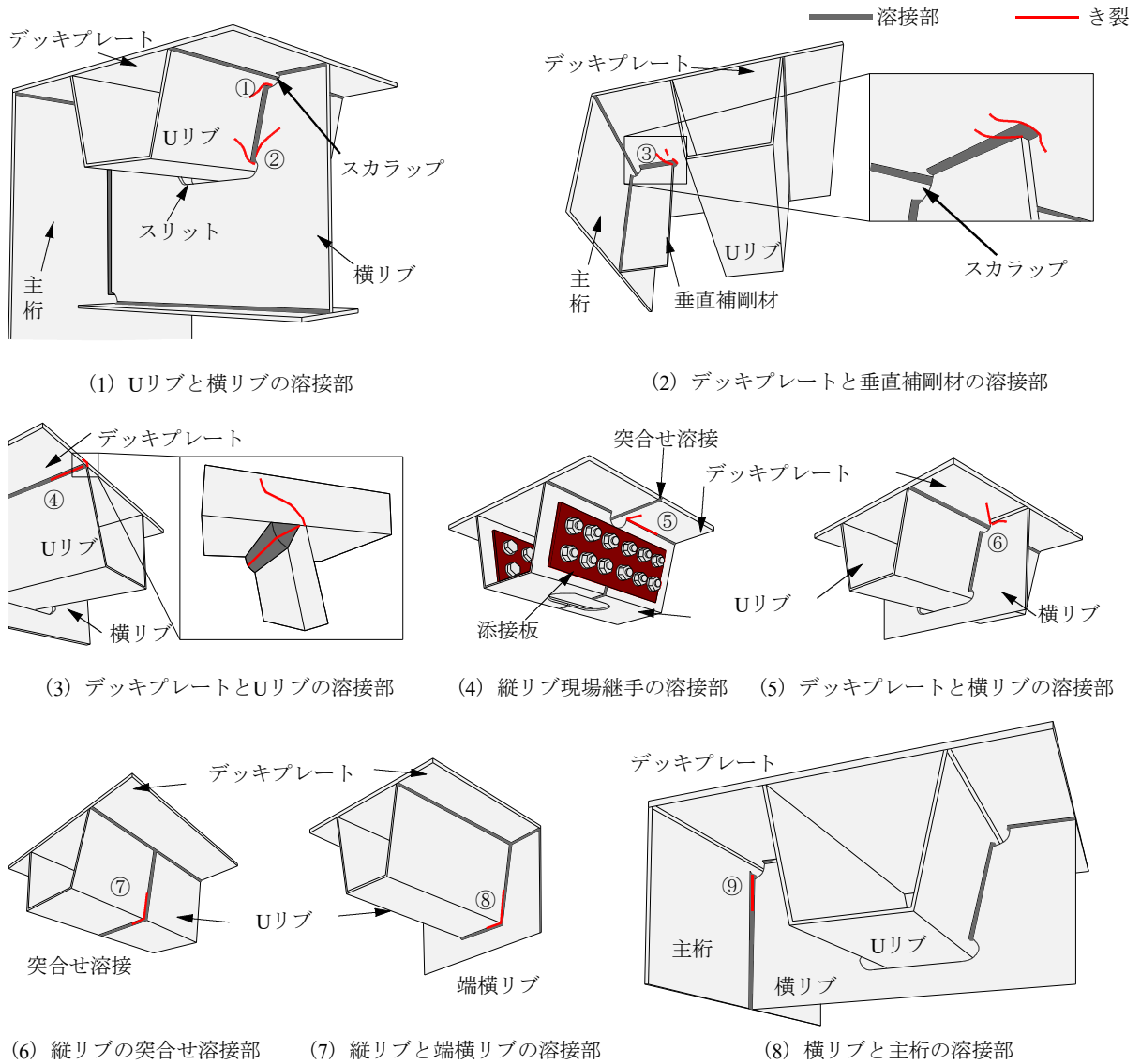
(8) 横リブまたは横げたの垂直補剛材の取り付けは、デッキプレートに溶接しない。

(9) 大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下には、原則として縦げたを配置しない。やむを得ず、輪荷重載荷位置直下またはその近傍に縦桁を配置する場合にも、縦げたの垂直補剛材上部のデッキプレートちの溶接部端の近傍が輪荷重の常時載荷位置とならないようにする。

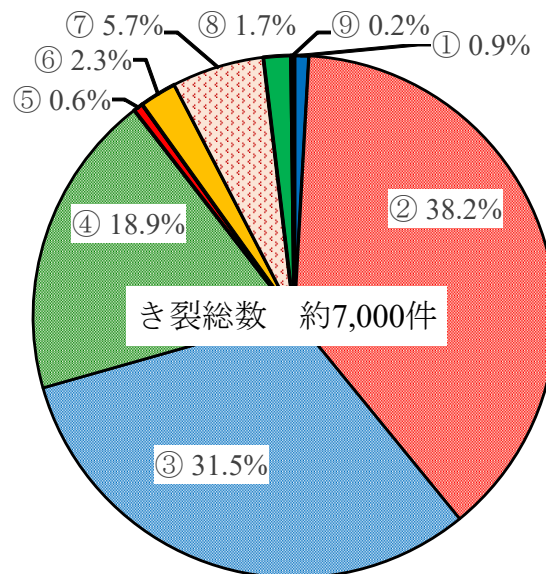
(10) 大型車の輪荷重が常時載荷される位置直下には、コーナープレート配置しないことを標準とする。やむを得ず配置する場合には、コーナープレートとデッキプレートの縦方向溶接において 75%以上の溶け込み量を確保する。

### 2.2.3 閉断面リブを用いた鋼床版のき裂発生位置

閉断面リブを用いた鋼床版は 1980 年代以降に適用され、一般的に使用されている。閉断面リブは開断面リブと比較して、リブの剛性が高められ、荷重分配が良好となる。また、剛性が高いことから縦リブの数を少なく設計することができる。すなわち橋梁の死荷重の軽減を図ることが可能となる。しかし、大型車両の混入率の高い路線では車両の繰り返し走行によりデッキプレートに局所的な変形が発生する。局所的な変形に伴い縦リブには回転変形が生じるため溶接接合部に応力が集中し、この位置を起点にデッキプレートの板厚方向にき裂が進展するデッキ進展き裂、デッキプレートと補剛材との溶接部ならびに補剛材溶接部にき裂が進展するビード進展き裂が報告されている。また、閉断面リブの変形を横リブが拘束するためデッキプレートやデッキプレートと縦リブの溶接部に加えて縦リブと横リブとの交差部にも応力集中が生じてしまうためき裂の発生および進展が生じている。ここで、閉断面リブを用いた鋼床版の点検調査を実施した際のき裂の発生箇所を図ー 2.5、損傷タイプ別の構成比率を図ー 2.6 に示す<sup>2.9)</sup>。都市内高速道路における閉断面リブを用いた鋼床版を対象とした点検で発生した疲労き裂の多くが縦リブと横リブの交差部、デッキプレートと垂直補剛材の溶接部、デッキプレートと縦リブの溶接接合部であり、全体の約 90%となっている。縦リブと横リブの交差部は車両の走行による発生する縦リブの変形を横リブが拘束する



図－2.5 閉断面リブを用いた鋼床版の損傷発生箇所<sup>2,9)</sup>



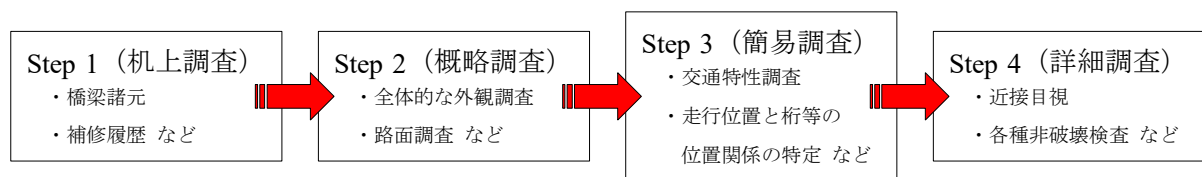
図－2.6 閉断面リブ損傷タイプの構成比率<sup>2,9)</sup>

ため溶接部に応力が集中するためき裂が発生しやすいと考えられている。デッキプレートと垂直補剛材の溶接部近傍では垂直補剛材上を車両が走行することによりデッキプレートに面外変形が発生することで溶接接合部に板曲げによる応力集中が繰り返し発生するためと考えられる。このため、き裂の進展及び発生を抑制するために新設橋梁ではデッキプレート板厚を 16mm とし、SFRC 上面補強やあて板補強などの補修補強対策が実施されている。

## 2.3 道路橋鋼床版の維持管理対策

### 2.3.1 道路橋鋼床版の維持管理・点検<sup>2.5)</sup>

道路橋鋼床版に発生している疲労き裂の調査<sup>2.5)</sup>には、外観目視、デッキプレートなどの外観目視で発見できない部分は磁粉探傷試験や超音波探傷試験などの非破壊検査が用いられている。しかし、これらの工法では膨大な数の橋梁、縦リブの溶接線全てを調査するには膨大な時間を要する。そこで、国土技術政策総合研究所は道路橋鋼床版のデッキプレートの段階的な調査手法を検討した。ここで、鋼床版の段階的調査手法の概略を図－2.7に示す。鋼床版の段階的調査手法は机上調査、概略調査、簡易調査、詳細調査に分類されている。



図－2.7 鋼床版の段階的調査手法の概略<sup>2.5)</sup>

#### ①机上調査

鋼床版の現地調査を行う前に供用されている鋼床版のデッキプレートおよび縦リブの板厚や 1 車線あたりの累積大型車両の交通量、アスファルト舗装の補修履歴などについて調査する。なお、この段階では橋梁の径間を特定せずに全橋梁からき裂の発生が考えられる橋梁の絞り込みが行われる。

#### ②概略調査

概略調査は、机上調査より抽出した調査対象に対して、現地における現状を確認し、デッキ進展き裂が発生している可能性が高い橋梁を抽出する。ここでの調査方法では外観目視による、現地の交通実態や舗装の損傷などの把握によってデッキ進展き裂の発生の可能性が高い径間を絞り込む方法を検討する。

現地調査において鋼床版デッキプレートおよび溶接部に進展き裂が発生している橋梁は舗装上面に蜘蛛の巣状のひび割れや溶接部上に沿ってひび割れが発生している。これら舗装にひび割れが発生している橋梁は舗装をデッキプレート上面に直接施工されており一体化されている。舗装の変状から交通荷重実態、鋼床版に発生しているき裂などの異常の有無を推定することが可能となる。

#### ③簡易調査

外観調査では視認できないデッキ進展き裂を確認するために非破壊検査による抽出

および橋面舗装の一部撤去による確認などの詳細調査で示すような作業を行う必要があり、損傷箇所を正確に絞り込む必要があることから簡易調査ではき裂が発生している可能性が高い橋梁を抽出し、実際の交通特性、車両の走行位置、舗装の損傷位置などを確認し、デッキ進展き裂の発生する可能性が高い箇所を詳細に絞り込む。

#### ④詳細調査

簡易調査による進展き裂が発生していると考えられる部位に着目し、き裂の検出およびその状況を把握するために詳細調査を行う。詳細調査には近接目視および非破壊検査を組み合わせき裂発生箇所の特定および今後維持管理に必要な情報を取得する。また、既に進展き裂が発生している可能性が高い場合のデッキプレートは橋面舗装を撤去し調査を行う。

目視による調査には、交通規制を行いひび割れが発生している舗装を撤去してデッキプレートのき裂を調査する鋼床版上面からの調査、デッキプレートと垂直補剛材との溶接部や塗膜割れや錆汁が発生している箇所を調査する鋼床版下面からの調査が実施される。鋼床版上面から行う目視調査は重交通路線で大型車両の交通量が多く、舗装の劣化およびひび割れなどの損傷が著しく発生している箇所で行われている。また、床版下面からの調査によりデッキ進展き裂が生じている可能性があり、床版下面からの着目部位へのアプローチの手段がなく、十分な近接による調査が困難である場合、交通規制が可能な橋梁で行われる。

また、目視点検によって疲労き裂か塗膜割れの判断が難しい場合やき裂発見後の進展性の確認、補修・補強のためにき裂の先端位置を把握する必要がある。そこで鋼床版の上面側からと下面側から非破壊調査を実施しき裂の進展状況を確認する必要がある。非破壊調査には磁粉探傷試験、超音波探傷試験、打音調査、赤外線サーモグラフィに分類され、交通状況やき裂発生箇所などによって調査手法を選定する。

### 2.3.2 鋼床版舗装の損傷状況による点検手法

国土交通省の橋梁定期点検要領<sup>2.15)</sup>では、鋼床版デッキプレートおよび溶接部の損傷に対して「舗装の異常」で点検されている。鋼床版上面からの点検では、目視による舗装の異常によって点検される。デッキプレートおよび溶接接合部にき裂が進展している場合、アスファルト舗装上にひび割れやわだち掘れなどが確認される。ここで、鋼床版アスファルト舗装上の損傷状況を図-2.9に示す。

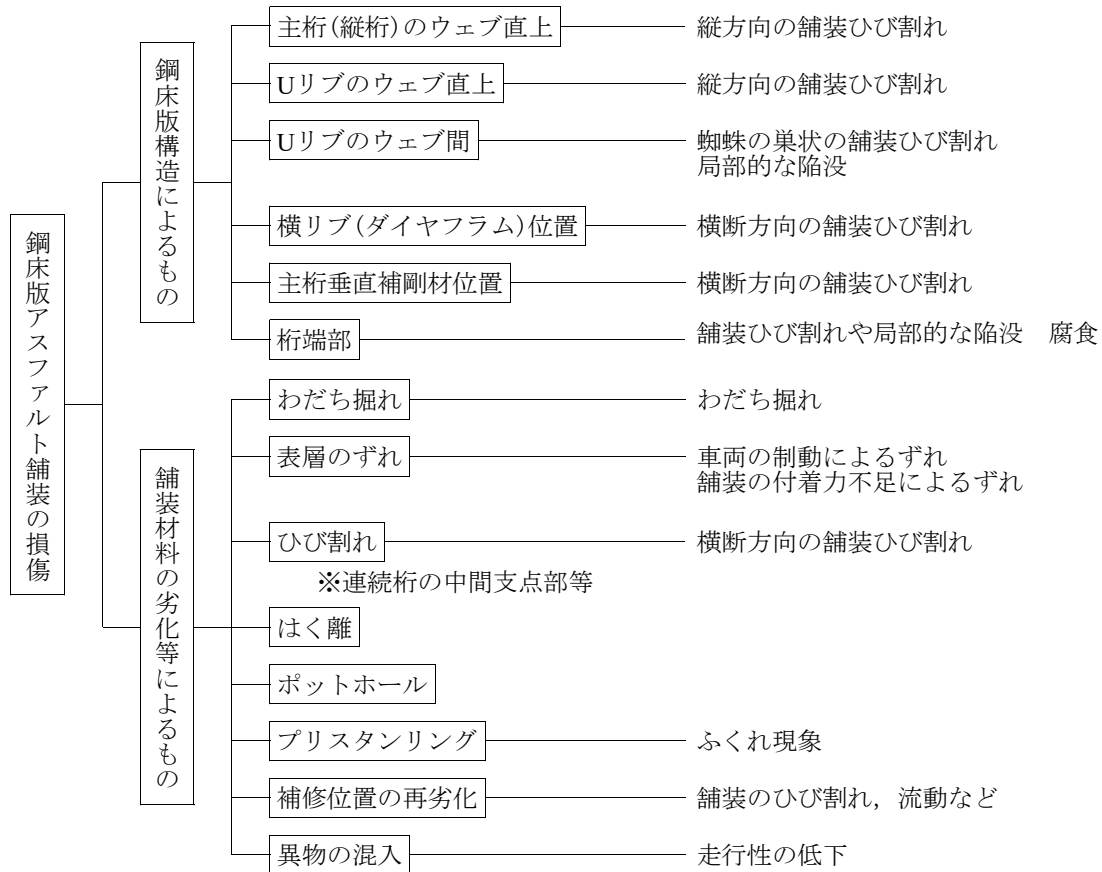


図- 2.9 鋼床版アスファルト舗装の損傷<sup>2.15)</sup>

鋼床版アスファルト舗装の損傷区分は舗装材料の劣化と鋼床版構造によるものに分類される。アスファルト舗装材料に劣化による損傷状況としては過積載車両や交通量の多い路線では車両の繰り返し走行による舗装上にわだち掘れが確認される。車両の繰り返し走行によりデッキプレートとアスファルト舗装との界面で曲げやせん断応力が発生し、付着性が低下するとアスファルト舗装がはく離する。

一方、鋼床版構造による場合では輪荷重が繰り返し走行することでデッキプレートや溶接接合部に高い応力集中が発生し、溶接接合部を起点にき裂が進展してアスファルト舗装上にひび割れが確認される。ひび割れの発生位置は縦リブや主げたの直上、横リブ上などのデッキプレートと補剛材との接合部近傍で確認される。デッキ進展き裂の場合、アスファルト舗装に格子状または蜘蛛の巣状のひび割れが発生する。これは、デッキプレートの一部に局所的な変形が発生して陥没に至るためである。また、溶接ビード進展き裂の場合はアスファルト舗装に U リブや垂直補剛材とデッキプレートの溶接線状に沿ったひび割れが進展している。

### 2.3.3 鋼床版の疲労き裂の発生要因

道路橋鋼床版はコンクリート系床版と比較して軽量であるがデッキプレートの剛性が低いため輪荷重の繰り返し走行によってデッキプレートや溶接接合部近傍で応力集中が発生し、応力集中が繰り返し発生することでき裂が生じる。デッキプレート表面に

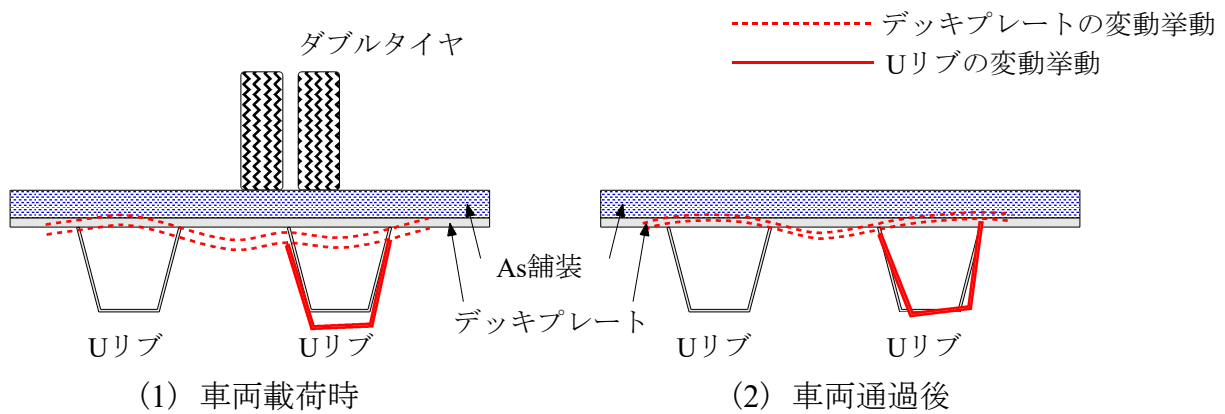


図- 2.10 輪荷重の走行によるデッキプレートの局所的な変形<sup>2.9)</sup>

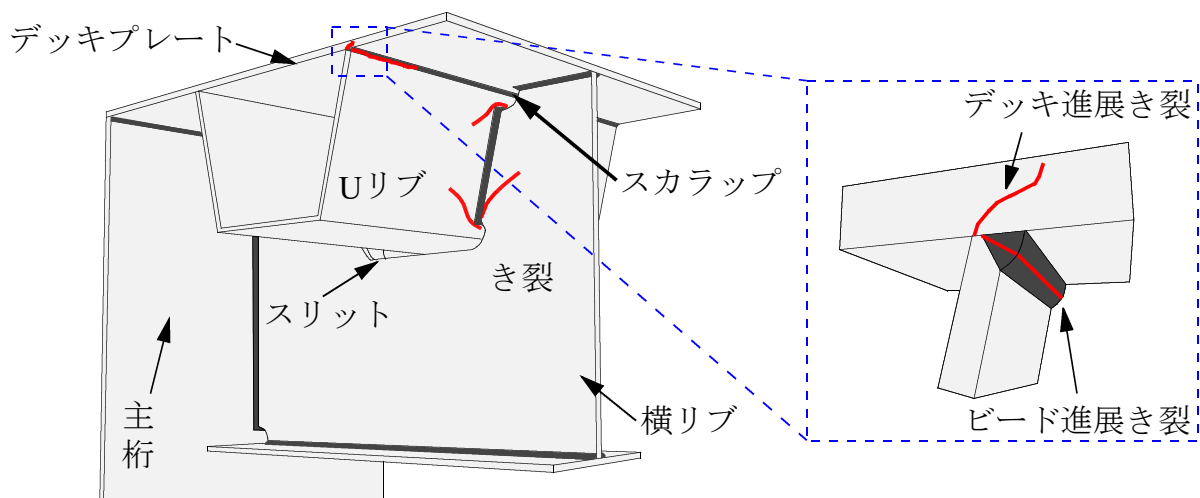


図- 2.11 鋼床版に生じたデッキ進展き裂およびビード進展き裂<sup>2.9)</sup>

進展するき裂をデッキ進展き裂，デッキプレートと補剛材との溶接ビードに進展するき裂をビード進展き裂に分類される。ここで，デッキプレートの局所的な変形を図- 2.10，局所的な変形によるき裂の発生位置の一例を図- 2.11<sup>2.9)</sup>に示す。

定期点検におけるき裂を検出する方法として目視によるアスファルト舗装のひび割れの発生状況の調査，超音波探傷試験や磁粉探傷試験などの非破壊検査によってデッキ進展き裂，ビード進展き裂の発生・進展が確認されている。デッキ進展き裂はアスファルト舗装の凹みや亀甲状にひび割れが床版上面からの目視点検で確認されている。ビード進展き裂はデッキプレートと縦リブや横リブ，垂直補剛材などの補剛材との溶接線にひび割れが発生・進展し，アスファルト舗装のひび割れが溶接線に沿って進展している。これらはデッキプレートに大型車両が繰り返し走行することで局所的な変形が生じるためと考えられている。

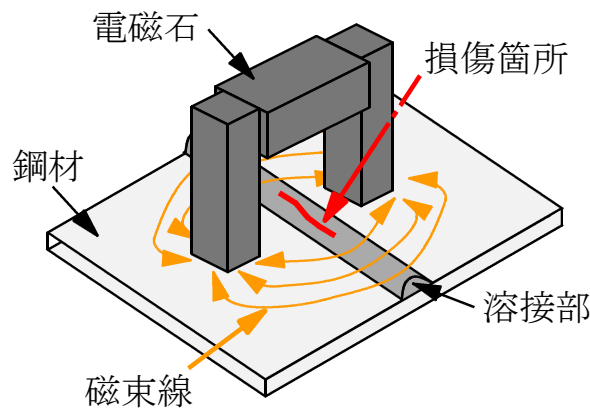
### 2.3.4 鋼床版に発生したき裂の判定方法

#### (1) 磁粉探傷試験<sup>2.16)</sup>

磁粉探傷試験は，強磁性体の表面あるいは表面近傍のき裂を検出する方法であり，検査対象物を磁化し，き裂周辺に発生する漏洩磁束に磁粉を吸着させ，き裂指示模様を観察する。目視による発見が困難な微細なき裂の検出やき裂の記録を残す手法とし



て用いられている。ここで、磁粉探傷試験の一例を図－2.12に示す。

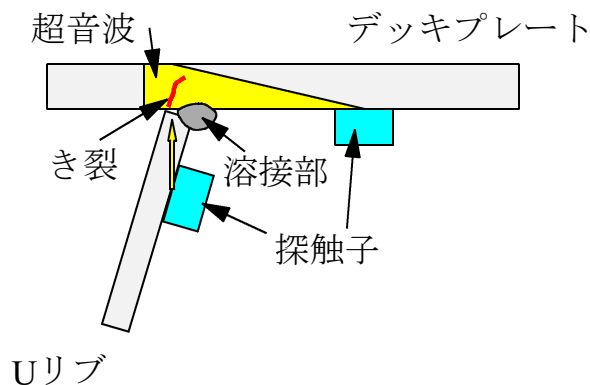


図－2.12 磁粉探傷試験の一例<sup>2.16)</sup>

磁粉探傷試験を行う際の手順として、調査部位の漏洩磁束密度の低下、磁粉模様の形成能力の低下を防ぐために塗膜などの付着物を除去する。次にき裂の長手方向に直行するようにき裂を跨いで磁化器の磁極を設置し、鋼材内部に磁束を流す。その後、磁化されたき裂部位に蛍光粉末または着色粉末が混入された磁粉を散布してき裂で生じた漏洩磁束部に吸着させ、吸着後に磁化された試験面に磁粉指示模様を形成過程を目視する。また、溶接止端部およびビード部では表面を必要に応じ切削処理を行わなくてはならない。なお、磁化させた鋼部材に散布する磁粉には空気を媒体とする乾式磁粉、水や油などの媒体とする湿式磁粉に分類され、湿式磁粉は蛍光粉末を混入することが可能でかつ粒度の小さくことからより微細な表面のき裂の検出が可能となる。

## (2) 超音波探傷試験<sup>2.17)</sup>

超音波探傷試験は、実構造物の内部に超音波を伝達させて、内在きずから反射する音波の有無を捉える試験法であり、鋼床版の閉断面リブの溶接溶け込み状態、閉断面リブ溶接ルートからデッキ進展き裂の有無や深さ、溶接止端部のき裂深さなど、きずの深さを測定する手段として用いられている。ここで、超音波探傷試験の一例を図－2.13に示す。



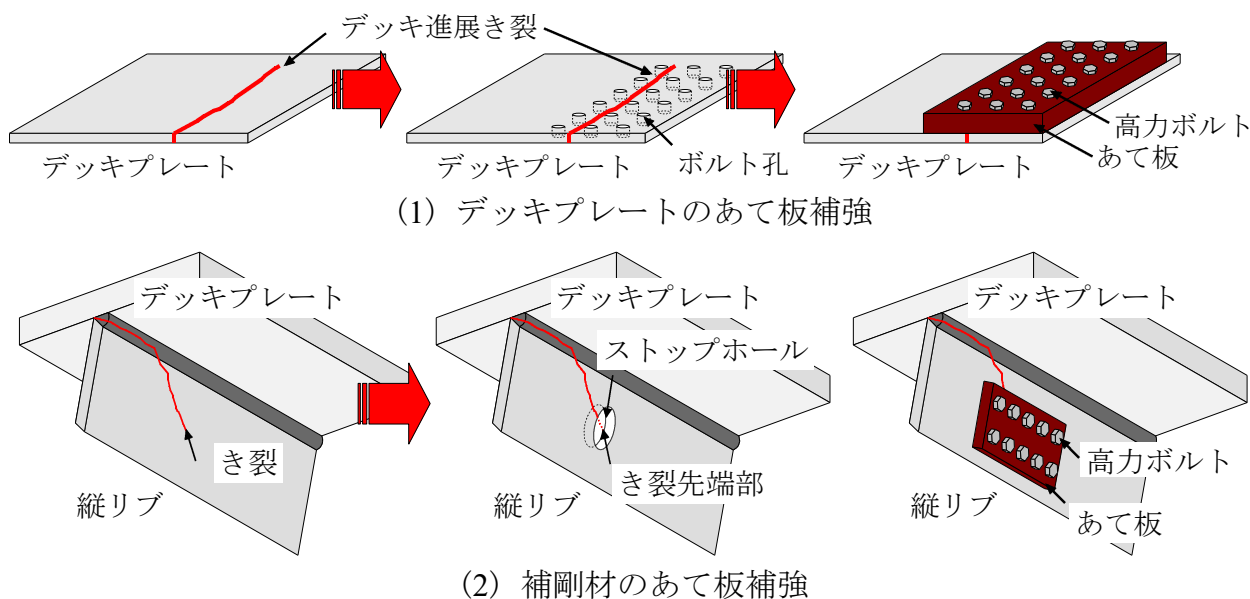
図－2.13 超音波探傷試験の一例<sup>2.17)</sup>

溶接の溶け込み量に対しては、溶接ルート先端部すなわちデッキプレートとの接合部からのエコーを捉えビーム路程から溶け込み深さを推定する方法と閉断面リブ側から未溶着面からのエコー高さから溶け込み量を推定する方法がある。デッキ進展き裂に対しては、デッキプレート下面から表面波探触子を適用することにより検出が可能となる。

## 2.4 道路橋鋼床版の補修・補強対策

### 2.4.1 あて板補強<sup>2.18)-2.21)</sup>

超音波探傷試験や磁粉探傷試験などの非破壊検査や目視による点検によってデッキプレートやリブの交差部、溶接接合部などで検出されたき裂に対してき裂先端部にストップホールが施されている。ストップホールはき裂の先端部をコアドリルで削孔してき裂の進展を抑制させる。また、削孔した箇所からき裂の進展状況を観察する。しかし、ストップホール縁はき裂の長さによって発生する応力が異なり、応力集中が発生することでストップホール縁から新たな疲労き裂の進展が考えられる。そこで、疲労き裂の進展を抑制し、損傷箇所の剛性を向上させることを目的とした鋼板を用いたあて板補強が施されている。ここで、あて板補強の概略図を図－2.14に示す。



図－2.14 あて板補強の概略図<sup>2.19)</sup>

デッキプレートのあて板補強は、き裂発生箇所にボルト接合用のボルト孔を設けて高力ボルトを用いて支圧させる。また、界面にエポキシ系接着剤やアクリル系接着剤などを塗布し、高力ボルトで圧着させて断面力を高める工法が行われている。縦リブおよび横リブなどの補剛材ではき裂の先端部を穿孔してき裂の進展を抑制させるストップホール法やデッキプレートと同様にあて板と高力ボルトを用いて圧着させる。さらに、あて板補強を施すき裂発生箇所が狭隘部で作業性が悪い箇所で行われる場合、軽量で高い補強効果を有し、補強部材自体の耐疲労性に優れた材料が検討されている。そこで新しい補強材として繊維強化樹脂 (Fibar Reinforced Polymer) を用いたあて板補

強法が研究され、試験的に実橋梁で適用されている。しかし、これらの鋼部材に発生したき裂に対してはあて板補強は鋼床版の部分的な剛性の向上となることから同一構造の連続である鋼床版補強法における耐久性の観点からは部分的な補強となり、鋼床版全体での耐久性向上を図れる工法が必要となる。

## 2.4.2 開口き裂に対するき裂閉口処理

道路橋鋼床版のデッキプレートや縦リブおよび横リブなどの補剛材との溶接接合部では、応力集中の繰り返しにより局部応力が発生し、デッキプレートと補剛材部との接合止端部や溶接ルート部を起点に疲労き裂が発生する。鋼部材に発生した疲労き裂の進展を抑制するために溶接止端部のグラインダー仕上げや TIG 処理を実施し溶接部を滑らかにして応力集中を減少させる工法<sup>2.18), 2.19)</sup>、金属の塑性変形を利用したショットピーニング<sup>2.18), 2.19)</sup>やハンマーピーニング<sup>2.18), 2.19)</sup>を用いて圧縮残留応力を与える工法が実施され、き裂を閉口させる。さらに近年では、新たなき裂閉口対策としてき裂発生部分の近傍を叩いてき裂を閉口させる衝撃き裂閉口処理（以下、ICR 処理）が開発された<sup>2.22)</sup>。ここで、ICR 処理の手順を図-2.15 に示す。ICR 処理は溶接止端部にき裂が進展している場合、き裂開口部に沿ってエアーツールを用い打撃を加えてき裂を閉口させる。き裂が溶接止端部から離れている場合でもき裂開口部の両端をき裂に沿って打撃を加え、き裂上に再度打撃を加えてき裂を閉口させる工法である。溶接止端部から鋼部材に進展するき裂に対して有効なき裂閉口処理工法である。

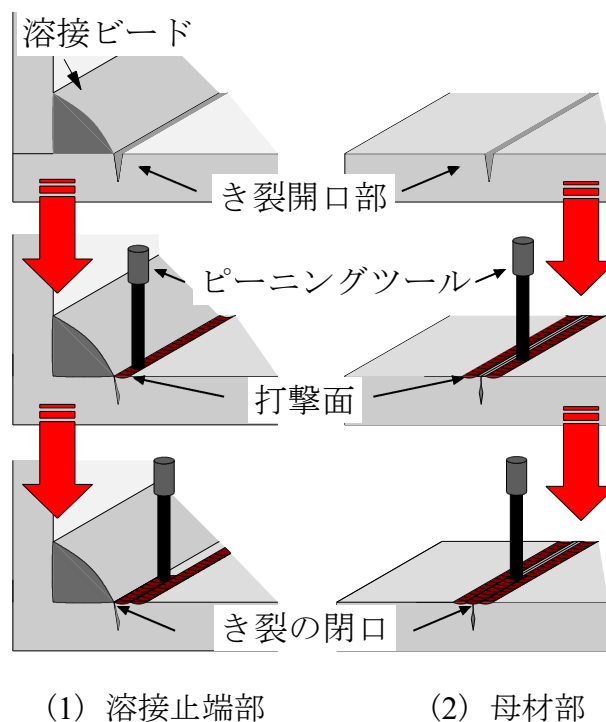


図-2.15 ICR 処理<sup>2.22)</sup>

一方、溶接ルート部に進展した溶接ビード進展き裂に対してはあて板補強およびストップホール法が採用されている。しかし、き裂発生箇所が狭隘でかつあて板の設置

が困難な位置においてはき裂部をグラインダーで切削し、再溶接が行われている。

これらのき裂閉口対策として実施されているショットピーニングや ICR 処理はき裂深さが浅いき裂に対しての補修として有効であるがき裂深さが深い場合やき裂長さが数百 m まで進展した場合に対しては施工コストや労力を必要とする。

### 2.4.3 鋼床版下面補強法

道路橋鋼床版上面からの補修・補強法において高速道路では、交通規制による経済損失を考慮して 8 時間程度で交通開放しなくてはならない。また、鋼床版上面からの施工では、施工時の天候によって左右されやすいため工程管理が難しい。そこで、交通規制を行わず、天候による影響を受けにくい補修・補強策として U リブとデッキプレートにあて板補強を施した上で U リブ内部にセメントモルタルおよびコンクリートを充填させ鋼床版の剛性を向上させる鋼床版下面補強法<sup>2.23)</sup>が研究され、応力の低減効果が評価されている。また、U リブとデッキプレートの溶接接合部では車両の繰り返し走行によって溶接ルート部に局部応力が発生しやすく溶接未溶着部を起点に進展き裂が鋼床版に進展することから溶接部を切除し、高力ワンサイドボルトとデッキプレートと U リブの形状に合わせた当て板を用いた溶接ビード切断工法<sup>2.24)</sup>が研究され、デッキプレートの局所的な曲げ変形を抑制され、補強効果が評価されている。ここで、U リブ内充填補強法を図-2.16、溶接ビード切断工法を図-2.17 に示す。

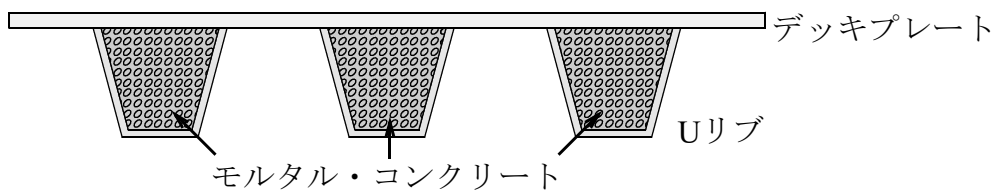


図-2.16 Uリブ内充填補強法<sup>2.23)</sup>

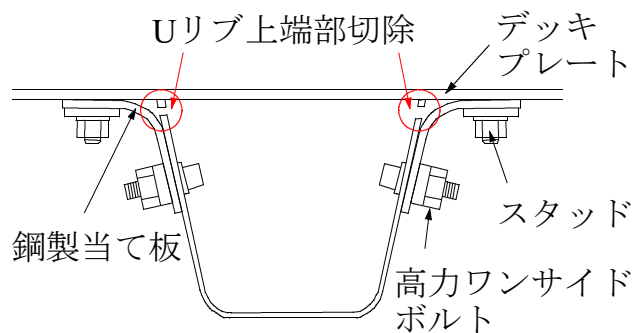


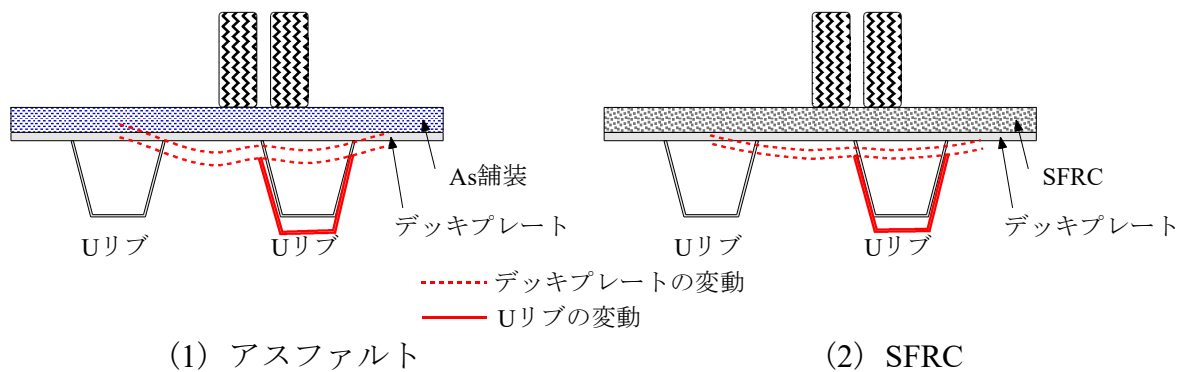
図-2.17 溶接ビード切断工法<sup>2.24)</sup>

鋼床版下面からの補強対策として、局所的な応力性状を抑制することが可能となるが、リブ充填工法ならびに溶接ビード切断工法は U リブの剛性が向上するためデッキプレートがより拘束されてしまい補強前より大きな応力が生じてしまう。さらに、リブ充填工法はリブ内にセメント系材料を充填するためあて板補強などの再補修・補強を施すことが困難である。

#### 2.4.4 鋼繊維補強コンクリートを用いた補強・舗装法<sup>2.25)-2.33)</sup>

鋼床版上面のデッキプレートに進展したき裂に対してき裂発生箇所に鋼板を高力ボルトで接合したあて板補強が採用されている。しかし、鋼床版は同一構造の連続であることから疲労き裂が発生する各径間の同一位置でき裂が発生するものと考えられる。また、あて板補強は部分的な補強であることから疲労き裂が新たな位置での発生、車両の繰り返し走行により早期にき裂が進展することが考えられるため鋼床版の構造としての剛性の向上を図る必要がある。

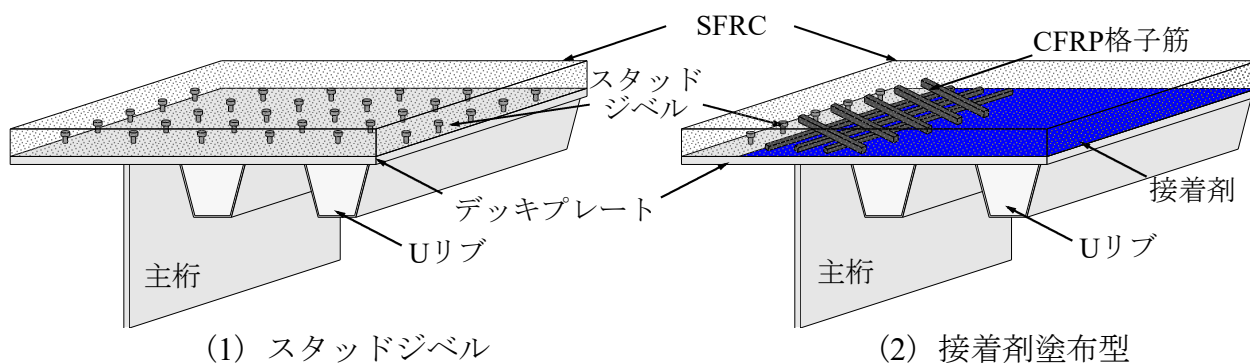
そこで、剛性の向上および耐久性に優れる鋼繊維補強コンクリート（Steel Fibar Reinforced Concrete：以下、SFRC とする）を用いた補強材および舗装材を適用した工法が実施されている。SFRC 上面補強法および舗装法は大型車両の繰り返し走行によって発生する鋼床版の局所的な変形を抑制することが可能であり、鋼床版の耐久性向上を図れる工法であるため疲労損傷を受けた鋼床版ならびに新設された鋼床版の予防保全として適用されている。ここで、SFRC 上面補強および舗装による鋼床版の変形挙動例を図－2.18 に示す。



図－2.18 舗装別の鋼床版の変形挙動例<sup>2.33)</sup>

デッキプレートと SFRC との界面では車両の繰り返し走行により曲げやせん断によってずれが生じることからデッキプレートと SFRC の一体性を高める必要があり、鋼床版の変形が合成挙動を確保しなければならぬ。そこで、デッキプレートと SFRC の一体性を確保する工法としてデッキプレート表面にスタッドジベルを溶接した工法が採用されている。しかし、スタッドジベルを 300mm 間隔で配置することから溶接工に要する期間が必要となる。また、SFRC 層内にスタッドジベルが混在するため SFRC の打ち換えを行う際にコンクリートの切削作業に要する期間が必要となる。さらに、スタッドジベルを配置した SFRC 上面補強法および舗装法は一体性を高める工法であり、鋼床版の疲労耐久性を向上させることを目的とはしていない。そこで、輪荷重の繰り返し走行によりデッキプレートに発生する曲げやせん断による界面のずれやはく離を抑制してデッキプレートと SFRC の一体性を長期にわたり確保し、鋼床版の疲労耐久性を向上させるエポキシ系樹脂接着剤を適用した接着剤塗布型 SFRC 上面補強・舗装法が適用されている。さらに、鋼床版の主げた直上は負曲げが発生しやすいことから炭素繊維補強樹脂（Carbon Fibar Reinforced Polymer：以下、CFRP）格子筋の配置、SFRC の乾燥収縮による反り上がりを抑制するために施工範囲の端部でスタッドジベル

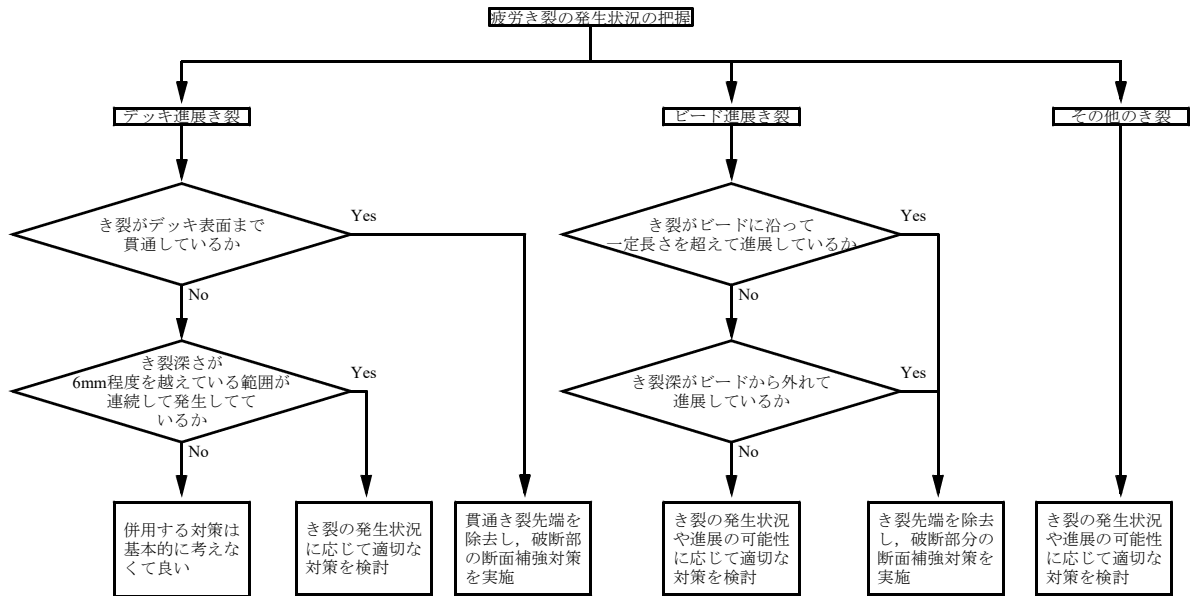
を配置する。ここで、SFRC 上面補強および舗装の概略図を図－ 2.19 に示す。



図－ 2.19 鋼床版 SFRC 上面補強および舗装の概略図<sup>2,33)</sup>

鋼床版上面補強法の施工手順は、鋼床版の既設アスファルト舗装をバックホウなど用いて切削し、アスファルト舗装を撤去した後その後、デッキプレートに付着しているアスファルト舗装をウォータージェットおよび一種ケレン相当のショットブラストによる研掃を行う。その後、デッキプレートと SFRC との界面に接着剤を塗布し、CFRP 格子筋を配置する。最後に、SFRC を混練し SFRC を打ち込む。

鋼床版の場合、疲労損傷部位と同一の構造が橋軸方向に連続し、輪荷重の载荷条件が同一であることが多いためき裂が発生していることが確認された橋梁では今後、他の同一の構造部位にき裂の発生が想定される。したがって、SFRC 上面補強を適用する場合には橋梁全体で施工する必要がある。また、SFRC 上面補強は鋼床版の疲労き裂発生部位に対して応力低減効果が期待できる補強策であるが、既にデッキ進展き裂および溶接ビード進展き裂が発生している場合、低い応力下でもき裂は進展する可能性があることから、き裂が発生している部位に対してはストップホールの役割を兼ねた観察孔を設けき裂の進展状況およびあて板補強などの断面補強策を検討する。ここで、SFRC 上面補強法を適用時に併用する既存き裂の進展抑制に関する対策選定フローを図－ 2.20 に示す。



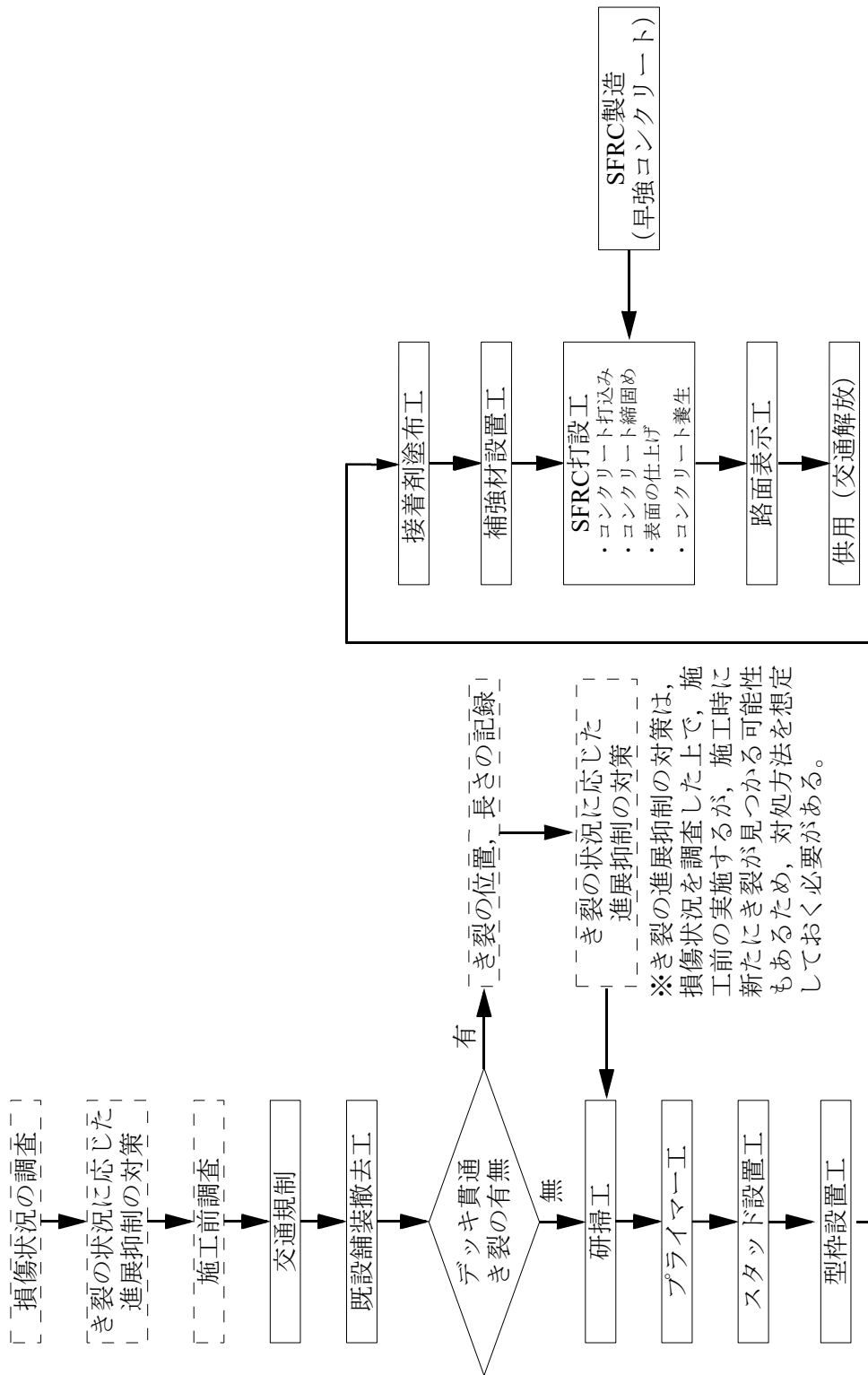
図－ 2.20 SFRC 上面補強工法適用時の既存き裂進展抑制の対策選定フロー(2.33)

鋼床版 SFRC 上面補強法および舗装法におけるセメントには、超速硬セメント、早強ポルトランドセメントが使用されている。SFRC 上面補強法のセメントの選定には、各路線の交通規制可能な時間により選定されている。ここで、交通規制が可能な時間による SFRC 上面補強法の施工工程を図－ 2.21、図－ 2.22 に示す。

長期的に交通規制が可能な橋梁では 7 日でコンクリートの圧縮強度が道示に準拠した設計基準強度  $30\text{N/mm}^2$  以上を確保出来るセメントを選定し、早強ポルトランドセメントが用いられる。この時の施工手順は図－ 2.21 に示すように、交通量調査やアスファルト舗装上に損傷状況を目視によるひび割れ発生位置を確認する。その後、既設舗装の撤去を行い超音波探傷法や電磁波レーダ法などの非破壊検査を実施してデッキ進展き裂の有無を調査する。デッキ進展き裂が存在した場合、き裂の状況に応じた進展抑制策を選定してから研掃工を行う。研掃後、直ちに SFRC を打ち込まないことから鋼床版上面に錆が発生してしまうことから防錆処理を施す。その後、スタッドジベルを溶接し、接着剤を塗布して早強ポルトランドセメントに膨張材を添加させ鋼繊維を配合した SFRC 打設を行う。

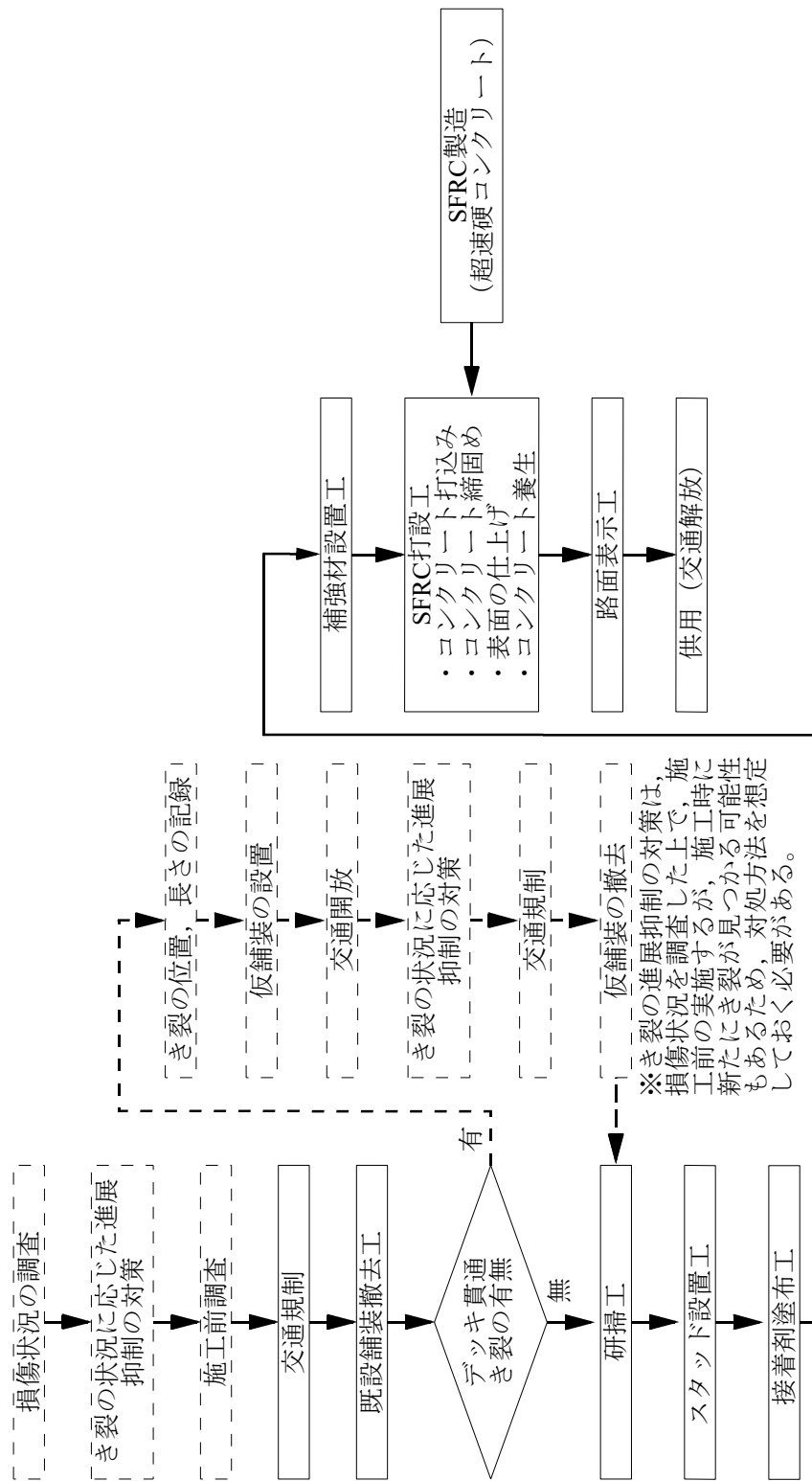
一方、24 時間以上の連続交通規制が可能な場合や夜間のみ交通規制が可能な場合は経済損失などを考慮して施工開始から交通開放までの施工工程を 8 時間程度で工程管理しなくてはならない。そのためセメントには 3 時間でコンクリートの圧縮強度が道示に準拠した設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  以上を確保できる超速硬セメントが用いられる。

24 時間以上の可能な場合の施工手順は図－ 2.22(1)に示すように、既設アスファルト舗装を撤去し、非破壊検査によるデッキ進展き裂の有無を調査する。デッキ進展き裂が存在した場合、き裂の発生位置およびき裂長さを記録して仮舗装を設け交通開放する。この時にき裂の状況に応じた進展抑制策を選定して再度交通規制を行い、研掃後直ちにスタッドジベルを設け接着剤を塗布する。その後、補強筋を配置し SFRC を混練・打設を行い交通開放する。夜間のみ交通規制が可能な場合の施工手順は図－ 2.22

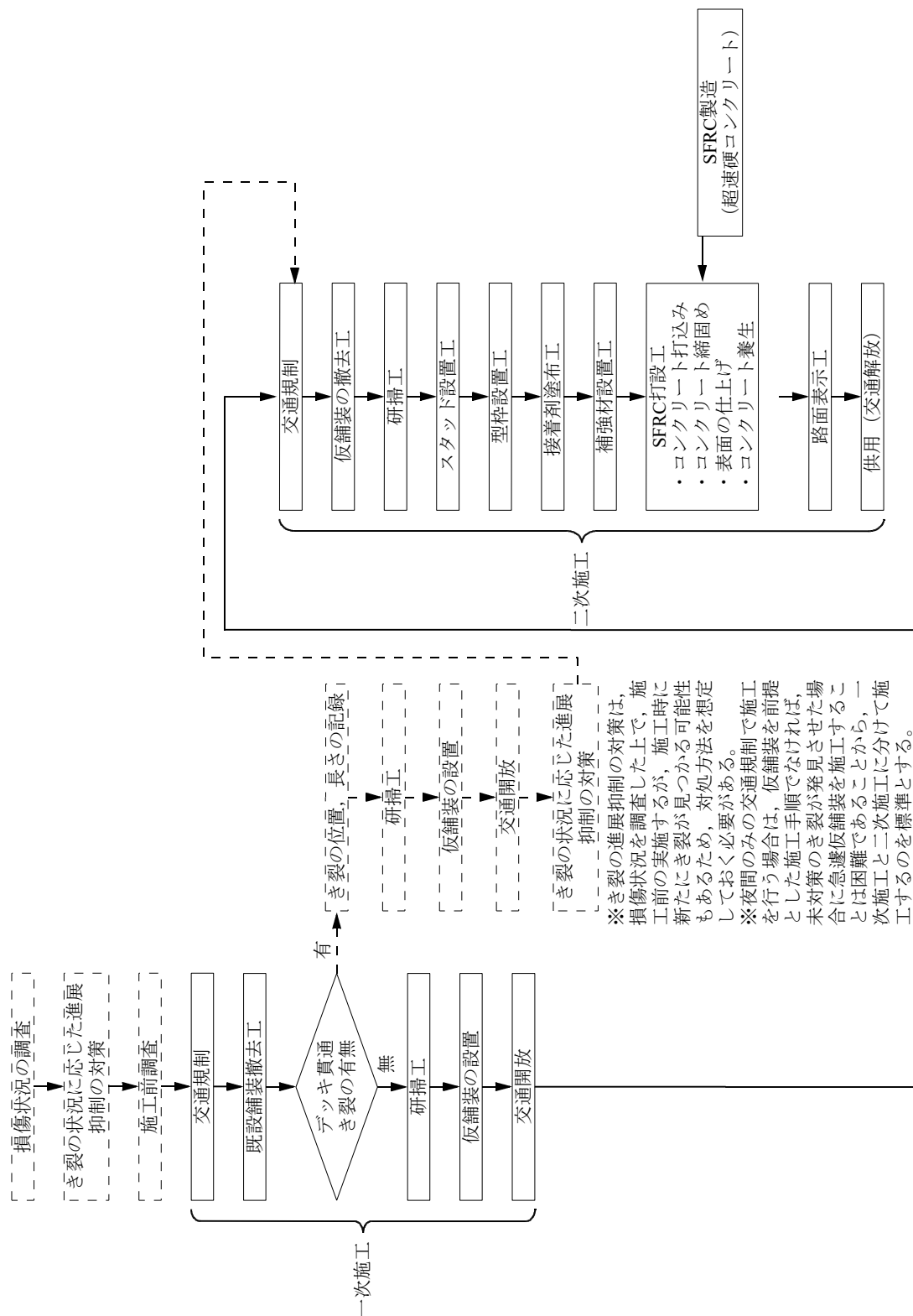


図－2.21 長期間交通規制が可能な場合の標準的な施工手順<sup>2,33)</sup>





(1) 24時間以上の交通規制が可能な場合の標準的な施工手順<sup>2.33)</sup>



(2) 夜間のみ交通規制が可能な場合の標準的な施工手順<sup>2.33)</sup>

図－ 2.22 超速硬セメントを用いた SFRC 上面補強法の施工工程<sup>2.33)</sup>

(2)に示すように、施工工程を分割する。一次施工として既設舗装を撤去後、デッキ進展き裂の有無を調査し、き裂が存在する場合はき裂発生位置およびき裂長さを記録する。その後、直ちにデッキプレート研掃し、仮舗装を設け交通開放する。二次施工として24時間以上の交通規制が可能な場合と同様の施工手順を行い交通開放させる。

このように鋼床版の SFRC 上面補強および舗装法においてセメントには交通規制の可能な期間に応じて超速硬セメントまたは早強ポルトランドセメントが用いられている。しかし、超速硬セメントを用いた SFRC では材料の単価が早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントと比較して高価な材料であるため施工コストが膨大となる。また、早強ポルトランドセメントを用いた SFRC ではコンクリートの強度を確保するために長時間の交通規制を設ける必要がある。そのため1日程度の交通規制で交通開放が可能なコンクリート補強材および舗装材の開発が求められる。

## 2.5 まとめ

第2章では、道路橋鋼床版の構造形式および損傷状況、予防保全型維持管理について示した。また、鋼床版の疲労き裂に対する補修・補強策の現状について示した。

- (1) 道路橋鋼床版の構造形式を示し、構造形式から鋼床版に発生する応力集中を明らかにし、応力集中による疲労き裂の発生および進展を示した。
- (2) 道路橋鋼床版のデッキプレートに着目した点検要領から舗装の修復履歴、実橋梁の外観調査を行うことによりデッキ進展き裂が発生している橋梁の損傷部位の特定が可能となり目視や非破壊調査による疲労き裂を検出しデータ化することにより床版の損傷状況を把握することが可能であると示した。
- (3) 道路橋鋼床版には、補修策には応力集中により発生したき裂の先端部を穿孔し進展を防止するストップホール、き裂開口部を閉口させき裂進展を抑制させる ICR 処理が用いられている。また、鋼床版の剛性を向上させる応力集中の抑制を目的とした、鋼床版下面から U リブ内にコンクリートを充填する補強法や局所的な応力が発生しやすいデッキプレートと U リブ溶接部を切除する溶接ビード切断工法、鋼床版上面から接着剤塗布型 SFRC 上面補強法、上面および下面に適用されるあて板補強の研究が行われている。また、接着剤塗布型 SFRC 上面補強法は鋼床版の予防保全型補強策として主に用いられている。

## 参考文献

- 2.1) (一社)日本橋梁建設協会：データベース
- 2.2) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 1973.2
- 2.3) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 2002.3
- 2.4) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 2012.3
- 2.5) 国土交通省国土技術政策総合研究所, 日本橋梁建設協会：国土技術政策総合研究所資料共同研究報告書第 471 号, 鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究 — 実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討 —, 2008
- 2.6) 国土交通省道路局：道路メンテナンス年報, 2017.8
- 2.7) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 1994.2
- 2.8) (公社)土木学会：鋼構造シリーズ 27 道路橋床版の維持管理マニュアル 2016, 2016.11
- 2.9) (公社)土木学会：鋼構造シリーズ 19 鋼床版の疲労 2010 年改定版, 2010
- 2.10) (公社)日本道路協会：溶接鋼道路橋示方書, 1964
- 2.11) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 1980.2
- 2.12) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 1990.2
- 2.13) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 1996.12
- 2.14) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 2017.11
- 2.15) 国土交通省道路局国道・防災課：橋梁定期点検要領, 2014.6
- 2.16) (一社)日本非破壊検査協会：磁粉探傷試験, 2007
- 2.17) (一社)日本非破壊検査協会：超音波探傷試験, 1999
- 2.18) (公社)日本道路協会：鋼橋の疲労, 1997.5
- 2.19) (公社)土木学会：鋼構造シリーズ 22 鋼橋の疲労対策技術, 2013
- 2.20) 岩崎雅紀, 名取暢, 深沢誠, 寺田博昌：鋼橋の疲労損傷事例と補修・補強対策, 横河橋梁技報 No.18, pp.36-52, 1989
- 2.21) き裂を有する鋼床版の当て板補強に関する解析的検討, 土木学会第 61 回年次学術講演会講演概要集, 2006
- 2.22) 石川敏之, 山田健太郎, 柿市拓巳, 李蒼：ICR 処理による面外ガセット溶接継手に発生した疲労き裂の寿命向上効果：土木学会論文集 A, Vol.66 No.2, pp.264-272, 2010
- 2.23) 田畑昌子, 青木康素, 服部雅史, 大西弘志, 松井繁之：U リブ内面モルタル充填による既設鋼床版の疲労耐久性向上検討, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.1356-1369, 2010.3
- 2.24) 森下弘大, 山口隆司, 田畑晶子, 奥村学, 日高哲郎：球状黒鉛鑄製当て板を用いた U リブ鋼床版の下面補強工法に関する研究, 構造工学論文集, Vol.63A, pp.1331-1342
- 2.25) 加形護, 児玉孝善, 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 (一般国道 357 号横浜ベイブリッジ舗装工事), 橋梁と基礎, 2004-10, pp.27-32, 2004
- 2.26) 三木千壽, 鈴木啓悟, 加納隆史, 佐々木栄一, 石田稔, 高森博之：鋼床版の疲労

- への SFRC 舗装による予防補強とその健全性モニタリング, 土木学会論文集 A, Vol.62 No4, pp.950-963, 2006.
- 2.27) 梶原仁, 山口達也, 伊藤清志, 松本公一: 一車線規制に対応した鋼床版上 SFRC 施工事例, 第 62 回セメント技術大会講演要旨, pp.100-101, 2008
- 2.28) 児玉孝喜 後藤和満 菊池孝雄: 湘南大橋における鋼床版の疲労対策: 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告書, Vol.10, pp.1-10, 2007
- 2.29) 小野秀一, 平林泰明, 下里哲弘, 稲葉尚文, 村野益巳, 三木千壽: 既設鋼床版の疲労性状と鋼繊維補強コンクリート敷設工法による疲労強度改善効果に関する研究, 土木学会論文集 A, Vol.65 No2, pp.335-347, 2009
- 2.30) 児玉孝喜, 加形護, 伴康夫, 海老沢秀治, 鈴木康範: SFRC 舗装による鋼床版の疲労耐久性向上対策, 第 12 回 鋼構造と橋に関するシンポジウム報告集, pp.83-96, 2009
- 2.31) 児玉孝喜, 一瀬八洋, 加形護, 大田孝二, 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, 構造工学論文集 Vol.56A, pp.1249-1257, 2010.3
- 2.32) 村越潤, 木ノ本剛, 春日井俊博, 児玉孝喜, 辻井豪: 既設鋼床版の SFRC 舗装による補強工法と耐久性評価に関する実験的検討, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol. 69, No. 3, pp. 416-428, 2013
- 2.33) (独)土木研究所, (株)横河ブリッジ, (株)NIPPO, 鹿島道路(株), 大成ロテック(株): 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) 報告書ー SFRC 舗装した既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル (案) ー, 共同研究報告書 第 395 号, 2009

## 第3章 早強セメント・普通セメントに鋼繊維を混入したコンクリートの材料特性

### 3.1 はじめに

き裂の調査には大型車両の交通量などのデータ収集を行い、舗装のひび割れやわだち掘れなどの目視点検を実施し、き裂の発生位置を確認する。定期的な維持管理では磁粉探傷試験<sup>3.1)</sup>や超音波探傷試験<sup>3.2)</sup>、過流探傷試験<sup>3.3)</sup>を用いて内在するき裂の確認が行われている。非破壊検査による検出された損傷に対してき裂先端部に孔を設けるストップホール<sup>3.4)</sup>や高力ボルトを用いるあて板工法<sup>3.5)</sup>が実施されているがこれらの工法は緊急対策でかつ部分的な補修・補強であることから鋼床版全体の耐疲労性の向上とはならない。鋼床版の恒久的でかつ全体を補強する策として鋼繊維補強コンクリート (Steel Fiber Reinforced Concrete : SFRC) を用いたSFRC上面補強<sup>3.6)-3.9)</sup>が採用されている。SFRCに用いるセメントとして高速道路では交通規制による経済損失などを考慮すると、材料および機械の運搬から撤去工まで8時間で行わなくてはならないため、養生3時間で道路橋示方書・同解説(以下、道示)<sup>3.10)</sup>に基づくコンクリートの圧縮強度 $24\text{N/mm}^2$ 以上を確保できる超速硬セメントが多く用いられている。しかし、超速硬セメントは短時間で強度発現を有する材料であるため可使時間が短く、コンクリートの練り混ぜには移動式プラントを使用することから施工費用が高額となる。また、可使時間が短いため高度な施工技術が必要であり、超速硬セメントは材料の単価が普通ポルトランドセメントの数倍となることから高価な材料である。さらに、超速硬セメントは短時間で強度発現を有する材料であるのに加え静弾性係数が高いことからコンクリートの収縮に伴いコンクリートにひび割れが発生しやすい材料である。一方、地方自治体が管理する橋梁では片側交互通行や一定期間連続した交通規制が可能である。また、交通ネットワークの構築・開放に伴い交通量が緩和され、一定期間の交通規制が可能となるため3時間でコンクリートの設計基準強度を確保できる超速硬セメントが必要なく、材料の選定が可能となる。近年では、超速硬セメントに替わる材料としてセメントに早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントを用いたSFRC床版が提案され<sup>3.11), 3.12)</sup>、輪荷重走行疲労実験による耐疲労性および耐荷力性能が評価されている。また、道路橋床版の補強材として早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントに特殊混和材を添加したSFRCの開発が行われている<sup>3.13)</sup>。

そこで第3章では、超速硬セメントを用いるSFRCに替わる材料として36時間程度の交通規制の中で材齢24時間でコンクリートの設計基準強度 $24\text{N/mm}^2$ を確保できるSFRCを提案する。SFRCの配合には早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントにコンクリートの収縮によるひび割れの抑制を図る収縮低減成分とコンクリートの強度発現を図る早強成分を有する混和材(以下、低収縮型早強性混和材)を添加させる。提案するSFRCの凝結時間およびコンクリートの強度発現について検証し、超速硬セメントを用いたSFRCと比較し、その有用性について述べる。次に、既設鋼床版とSFRCとの界面は輪荷重の繰り返し走行による曲げや変形に伴い「ずれ」すなわちせん断応力の影響によりはく離が生じることから一面せん断試験を行い、一面せん断強度を検証する。

### 3.2 鋼繊維補強コンクリート

道路橋床版の補強材および舗装材としてセメント系材料やコンクリート系材料が多く適用される。しかし、車両の走行により発生する曲げ変形やせん断応力などによって早期にひび割れなどの疲労損傷が数多く報告されている。そこでコンクリートの靱性および耐久性の向上を図る材料として鋼繊維や有機繊維などの短繊維を添加させた繊維補強コンクリート（FRC）が開発された。鋼繊維（Steel Fiber）を添加させたFRCすなわち、SFRCは曲げ変形に伴い発生したひび割れにおいて短繊維の架橋効果によってひび割れの拡大や伝搬が抑制される。この特性から、道路橋RC床版の上面補強材および鋼床版の舗装材として数多く適用されている。

表-3.1 超速硬および早強・普通セメントを用いたSFRCの示方配合

セメントの種類	スランプ (cm)	W/B (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )						S.P (%)	備考
				W	C	S	G	SF	AD		
超速硬セメント	6.5±1.5	39.5	51.2	170	430	851	858	100	100	8.6	
早強セメント	6.5±1.5	38	57.9	174	358	936	686	100	100	1.4	
					358	936	686	—	100	1.4	凝結試験用
普通セメント	6.5±1.5				358	937	686	100	100	1.2	
					358	937	686	—	100	1.2	凝結試験用

W/B:水結合比, S/a:細骨材率, W:水, C:セメント, S:砕砂(最大骨材寸法5mm以下), G:粗骨材(最大骨材寸法15mm以下), SF:鋼繊維(長さ30mmの両端フック型), AD:混和材, S.P:高性能AE減水剤

### 3.3 各種セメントを用いたSFRC

#### (1) 超速硬セメントを用いたSFRC

道路橋床版の上面補強において、高速道路では交通規制に伴う経済損失を考慮すると材料および機械の運搬から撤去工・交通開放までの作業工程を8時間程度で行わなくてはならない。そこで早期に交通開放を図れる材料として養生3時間で道示に示すコンクリートの設計基準強度24N/mm<sup>2</sup>を確保できる超速硬セメントが適用されている。ここで、超速硬セメントを用いたSFRCの示方配合を表-3.1に示す。超速硬セメント用いたSFRCには、最大骨材寸法15mmの砕石、最大骨材寸法5mmの砕砂、φ0.62mm、長さ30mmの鋼繊維を混入量1.27Vol.%で配合されている。

#### (2) 早強セメントあるいは普通セメントを用いたSFRC

道路橋床版の上面補強には交通規制に伴う経済損失を考慮してSFRCの打込みから交通開放までの工程を8時間程度としなければならないことから養生3時間でコンクリートの設計基準強度24.0N/mm<sup>2</sup>以上を確保する超速硬セメントが適用されている。しかし、超速硬セメントは普通ポルトランドセメントの何倍もの材料費用が掛かる。また、施工技術においても超速硬セメントは可使時間および凝結時間が短いことから高度な技

術を必要とする。そこで、材料単価が安価で施工性に優れた新たな材料の開発が求められている。

一方、片側交通規制や地方自治体が管理する橋梁では長期間交通規制が可能となり、鋼床版に発生したき裂の調査やあて板補強が実施されてからSFRCを打設する。このことから長期間交通規制が可能となる橋梁において短時間で強度発現が確保できる超速硬セメントを用いる必要がない。そこで、超速硬セメントを用いたSFRCに代わるSFRCとして早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメント（以下、早強セメント、普通セメント）に強度発現を促進させる早強成分と乾燥収縮によるひび割れの発生を抑制させる収縮低減成分を有する混和材（以下、低収縮型早強性混和材）を添加させたSFRCを提案する。早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性を添加させたSFRCは材齢24時間で道示に規定するコンクリートの圧縮強度 $24\text{N/mm}^2$ を確保できる配合とする。ここで、早強セメントあるいは普通セメントを用いたSFRCの示方配合は表-3.1に併記する。提案するSFRCの配合条件は早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させ、最大骨材寸法 $15\text{mm}$ の砕石、最大骨材寸法 $5\text{mm}$ の砕砂、 $\phi 0.62\text{mm}$ 、長さ $30\text{mm}$ 、両端フック形の鋼繊維を混入量 $1.27\text{Vol.}\%$ で配合する。

### (3) 接着剤（高耐久型エポキシ樹脂接着剤）<sup>3.14)</sup>

鋼床版デッキプレートとSFRCは弾性係数が異なることから輪荷重の走行により発生する曲げや回転などの応力性状によってデッキプレートとSFRCとの界面にせん断が生じ、せん断によるずれすなわちはく離が発生してSFRCによる補強効果を発揮することができなくなる。輪荷重の走行によるずれ、すなわちはく離の発生を抑制するために道路橋鋼床版ではショットブラストやウォータージェットを用いた研掃工後、エポキシ系接着剤をデッキプレートに塗布した工法が適用されている。本研究ではデッキプレートとSFRCとの界面のはく離を防止し、一体性および耐疲労性を向上させるために高耐久型エポキシ樹脂接着剤（以下、接着剤）を塗布量 $1.4\text{kg/m}^3$ で塗布した。ここに、接着剤の各種試験結果による特性値を表-3.2に示す。

表-3.2 高耐久型エポキシ樹脂接着剤の材料特性値

項目		実測値	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		1.42	—
圧縮強さ		$102.88\text{ N/mm}^2$	JIS K7181
圧縮弾性係数		$3976.4\text{ N/mm}^2$	JIS K7181
曲げ強さ		$41.16\text{ N/mm}^2$	JIS K7171
引張せん断強さ		$14.86\text{ N/mm}^2$	JIS K6850
コンクリート 付着強さ		$3.7\text{ N/mm}^2$ または母材破壊	JIS K6909



### 3.4 低収縮型早強性混和材を添加したSFRCの材料特性

#### 3.4.1 凝結時間および圧縮強度，静弾性係数

本実験における各種セメントを用いたSFRCの材料特性値を表-3.3に示す。なお，圧縮強度の計測にはJIS A 1108<sup>3.15)</sup>，静弾性係数の計測はJIS A 1149<sup>3.15)</sup>に準拠し計測する。

表-3.3 超速硬および早強・普通セメントを用いたSFRCの材料特性値

試験項目		超速硬セメント	早強ポルトランドセメント	普通ポルトランドセメント
凝結時間	始発	17 min	535 min	565 min
	終結	25 min	645 min	700 min
圧縮強度	2 時間	19.2 N/mm <sup>2</sup>	—	—
	3 時間	26.9 N/mm <sup>2</sup>	—	—
	4 時間	33.6 N/mm <sup>2</sup>	—	—
	12 時間	—	2.09 N/mm <sup>2</sup>	1.56 N/mm <sup>2</sup>
	24 時間	—	36.1 N/mm <sup>2</sup>	24.6 N/mm <sup>2</sup>
	30 時間	—	44.4 N/mm <sup>2</sup>	31.9 N/mm <sup>2</sup>
	36 時間	—	50.6 N/mm <sup>2</sup>	36.8 N/mm <sup>2</sup>
	4 日	59.6 N/mm <sup>2</sup>	69.8 N/mm <sup>2</sup>	60.1 N/mm <sup>2</sup>
静弾性係数	24 時間	—	23.4 kN/mm <sup>2</sup>	21.1 kN/mm <sup>2</sup>
	30 時間	—	25.6 kN/mm <sup>2</sup>	23.7 kN/mm <sup>2</sup>
	36 時間	—	26.6 kN/mm <sup>2</sup>	23.8 kN/mm <sup>2</sup>
	4 日	40.4 kN/mm <sup>2</sup>	33.1 kN/mm <sup>2</sup>	31.8 kN/mm <sup>2</sup>

#### (1) 超速硬セメントを用いたSFRC

超速硬セメントを用いたSFRCの凝結時間は始発および終結がそれぞれ17分，25分となっており，可使時間が短いためコンクリートの打込みから表面仕上げまでの工程を30分以内で行わなくてはならない。そのため施工においては熟練の高度な技術が必要とされる。また，可使時間が短いためコンクリートプラントでの練混ぜおよび運搬ができないことから移動式プラントを用いて現場での練混ぜとなるため施工コストが高価となる。

コンクリートの圧縮強度は養生3時間でコンクリートの圧縮強度が26.9N/mm<sup>2</sup>，養生4日でコンクリートの圧縮強度が59.6N/mm<sup>2</sup>であり，道示に示すコンクリートの設計基準強度24N/mm<sup>2</sup>以上を材齢3時間で確保できる材料である。また，静弾性係数は養生4日で40.4kN/mm<sup>2</sup>である。

#### (2) 早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRC

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCの凝結時間は始発および終結がそれぞれ535分，645分と超速硬セメントを用いたSFRCと比較して終結するまでに25.8倍の時間を要する。凝結時間が確保されていることからコンクリートの打設から表

面仕上げまでの作業時間が確保される，すなわち早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCは凝結時間を十分に確保できることから施工における精度を高めることが可能となる。また，移動式プラントでの攪拌に加えてコンクリートプラントから運搬が可能な範囲においてはアジテータトラックを用いて運搬が可能となることから超速硬セメントを用いた施工コストの縮減が図られる。

コンクリートの圧縮強度は養生24時間で $36.1\text{N/mm}^2$ ，養生30時間，養生36時間でそれぞれ $44.4\text{N/mm}^2$ ， $50.6\text{N/mm}^2$ であり，材料の要求性能であるコンクリートの圧縮強度 $24\text{N/mm}^2$ を24時間で確保できる材料である。養生4日で $69.8\text{N/mm}^2$ であり超速硬セメントを用いたSFRCの圧縮強度を上回る結果となった。静弾性係数においては養生24時間，養生30時間，養生36時間，養生4日でそれぞれ $23.4\text{kN/mm}^2$ ， $25.6\text{kN/mm}^2$ ， $26.6\text{kN/mm}^2$ ， $33.1\text{kN/mm}^2$ であり，養生4日における静弾性係数は超速硬セメントを用いたSFRCと比較し82%となっている。

### (3) 普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRC

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCの凝結時間は始発および終結がそれぞれ565分，700分と超速硬セメントを用いたSFRCと比較して凝結するまでに28倍の時間を要する。長時間の凝結時間が確保されていることからコンクリートの打設から表面仕上げまでの作業時間が確保される，すなわち普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCは早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCと同様に凝結時間を十分に確保できることから施工における精度を高めることが可能となる。また，早強セメントを用いたSFRCと同様に移動式プラントでの攪拌に加えてコンクリートプラントから運搬が可能な範囲においてはアジテータトラックを用いて運搬が可能となることから超速硬セメントを用いた施工コストの縮減が図られる。

SFRCの圧縮強度は養生24時間，養生30時間，養生36時間それぞれで $24.6\text{N/mm}^2$ ， $31.9\text{N/mm}^2$ ， $36.8\text{N/mm}^2$ であり，材料の要求性能であるコンクリートの圧縮強度 $24\text{N/mm}^2$ が確保できる材料である。養生4日で $60.1\text{N/mm}^2$ であり超速硬セメントを用いたSFRCの圧縮強度と同等の強度が確保される。静弾性係数においては養生24時間，養生30時間，養生36時間，養生4日でそれぞれ $21.1\text{kN/mm}^2$ ， $23.7\text{kN/mm}^2$ ， $23.8\text{kN/mm}^2$ ， $31.8\text{kN/mm}^2$ であり，養生4日における静弾性係数は超速硬セメントを用いたSFRCの78%となっており，早強セメントを用いたSFRCと同等の値が得られた。

以上より，早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCは材料の要求性能である材齢24時間でコンクリートの圧縮強度 $24\text{N/mm}^2$ を十分に満たす材料である。また，静弾性係数において超速硬セメントを用いたSFRCと比較し低下していることから凝結時に発生しするひび割れを抑制できると考えられる。さらに，凝結時間を長時間確保できる配合であることから施工性が優れ，施工の品質が向上すると考えられる。従来の超速硬セメントを用いた場合と比較して施工コストを縮減することが可能であることから地方自治体が管理する道路橋鋼床版の補強材として有用性があると考えられる。

## 3.4.2 乾燥収縮量

コンクリートは硬化する際に乾燥収縮および自己収縮により体積変化が生じ，体積

変化によるひび割れが発生する。3時間でコンクリートの設計基準強度である圧縮強度  $24\text{N/mm}^2$  以上を確保できる超速硬セメント，早強セメントあるいは普通セメントを用いた場合，養生環境などを考慮した際に乾燥収縮による初期ひび割れが発生し，滞水や飛来塩分などによりひび割れ発生箇所より侵入しコンクリートがひび割れが進展する。とくに，早強セメントや普通セメントは養生温度および養生日数を考慮すると収縮量が大きくなる。さらに，鋼床版の構造特徴として主桁直上や縦リブと横リブ交差部などの負曲げが発生しやすい領域ではSFRC上にひび割れが進展しやすい。これらの要因からコンクリートの乾燥収縮や自己収縮によるひび割れの発生を抑制するために収縮低減材や膨張材を添加した混和材が添加されている。

本研究で提案するSFRCは乾燥収縮によるひび割れ発生を抑制するために早強セメントあるいは普通セメントに早強成分と収縮低減成分を有する低収縮型早強性混和材を用いて乾燥収縮によるひび割れ，初期ひび割れの発生の抑制について検証する。ここで，各配合の養生時間における乾燥収縮量を表-3.4，SFRCの乾燥収縮量と養生時間の関係を図-3.1に示す。なお，乾燥収縮量の計測はJIS A 1129<sup>3.15)</sup>に基づき検証した。

表-3.4 各配合の養生時間における乾燥収縮量

配合条件 養生時間		早強セメント	早強セメント + 低収縮型 早強性混和材	低減率 (%)	普通セメント	普通セメント + 低収縮型 早強性混和材	低減率 (%)
乾燥収縮量 ( $\times 10^{-6}$ )	1日	3	79		-20	94	
	7日	-13	157		-15	170	
	14日	-186	-13	7	-174	-20	11
	35日	-337	-154	46	-342	-166	49
	56日	-398	-208	52	-405	-231	57
	91日	-474	-287	61	-477	-306	64

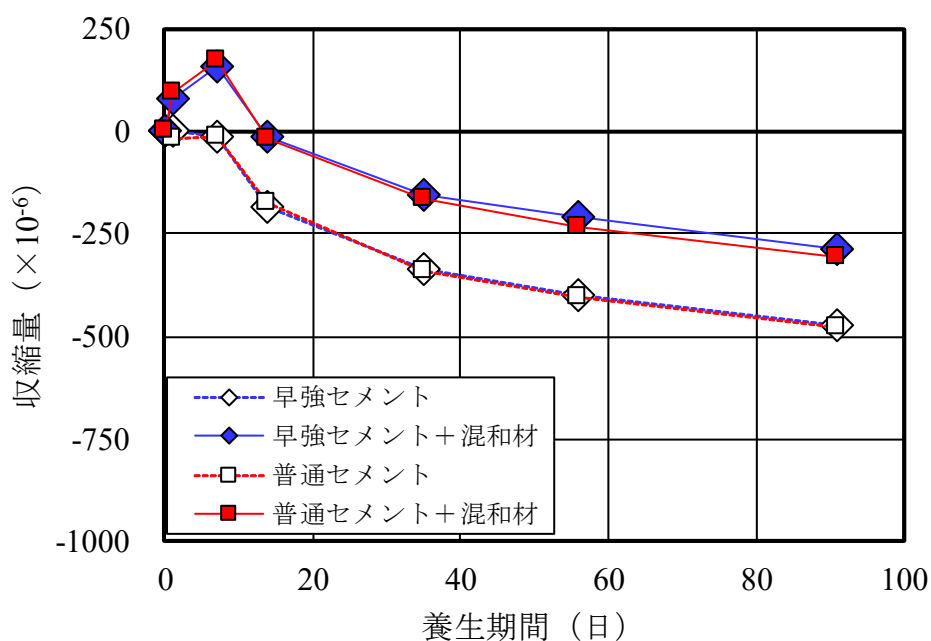


図-3.1 低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCの収縮量と養生期間の関係

早強セメントを用いたSFRCの乾燥収縮量は表-3.4に示すように養生7日、14日、35日、91日でそれぞれ $-13 \times 10^{-6}$ 、 $-186 \times 10^{-6}$ 、 $-337 \times 10^{-6}$ 、 $-474 \times 10^{-6}$ である。養生7日では収縮量が小さいが養生14日から収縮量が増加している。一方、早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCの乾燥収縮量は養生7日で $157 \times 10^{-6}$ と正のひずみが生じている。これは使用した混和材に収縮低減成分が添加されていることから養生の初期段階で正の方向にひずみが増加し、その後の養生における収縮量の低減を図るためと考えられ。養生期間が14日、35日、91日でそれぞれ $-13 \times 10^{-6}$ 、 $-154 \times 10^{-6}$ 、 $-287 \times 10^{-6}$ と低収縮型早強性混和材を添加させることにより養生91日における乾燥収縮量が39%低減する結果が得られた。

次に、普通セメントを用いたSFRCの乾燥収縮量は養生7日、14日、35日、91日でそれぞれ $-15 \times 10^{-6}$ 、 $-174 \times 10^{-6}$ 、 $-342 \times 10^{-6}$ 、 $-477 \times 10^{-6}$ である。早強セメントと同様に養生7日では収縮量が小さいが養生14日から収縮量が増加している。普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCの乾燥収縮量は養生7日で $170 \times 10^{-6}$ と早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCと同様に正の方向にひずみが増加している。養生期間が14日、35日、91日でそれぞれ $-20 \times 10^{-6}$ 、 $-166 \times 10^{-6}$ 、 $-306 \times 10^{-6}$ であり、低収縮型早強性混和材を添加させることにより乾燥収縮量が36%低減する結果が得られた。

以上より、早強セメントあるいは普通セメントに早強成分および収縮低減成分を有する低収縮型早強性混和材を添加させることでSFRCの養生時に発生する乾燥収縮量を低減させ、SFRC上に発生する有害なひび割れを抑制することが期待できる。

### 3.4.3 SFRCの圧縮強度が $30\text{N}/\text{mm}^2$ に達する材齢と環境温度

早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCは材料の要求性能である養生24時間でコンクリートの圧縮強度 $24\text{N}/\text{mm}^2$ を確保できる材料である。一方、強度発現において早強セメントおよび普通セメントでは初期強度の発現を促進させるユーライト（C3S）の含有量に差異が生じている。また、実施工への適用する際にコンクリートの打設時の環境温度によって強度発現に要する時間が異なる。さらに、コンクリートの示方配合における配合強度は道示に規定するコンクリートの圧縮強度 $24\text{N}/\text{mm}^2$ 以上を確保することから設計基準強度に割増係数を乗じた値となっている。上面補強法における配合強度の算定に用いられる割増係数は1.25が適用されている<sup>3.16</sup>。そこで本研究は、養生時の温度によるコンクリートの強度発現を道示に示すコンクリートの圧縮強度 $24\text{N}/\text{mm}^2$ に割増係数を乗じた配合強度 $30\text{N}/\text{mm}^2$ （ $=24 \times 1.25$ ）に達した時間から提案するSFRCの強度発現について検証し、実施工におけるセメントの選定についても検証した。ここで、早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCの環境温度と強度発現性の関係を図-3.2に示す。

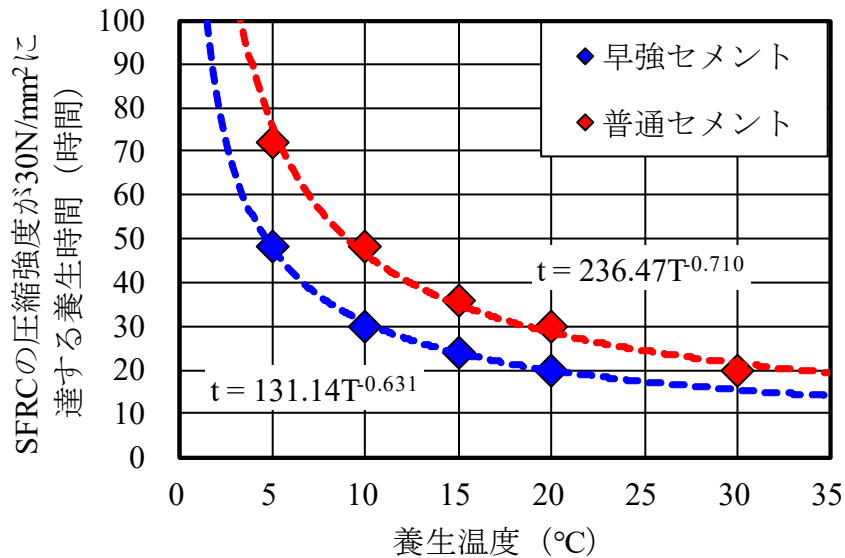


図-3.2 SFRCの圧縮強度が30N/mm<sup>2</sup>に達する材齢と環境温度の関係

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCは養生時の環境温度が20℃では20時間、15℃では24時間で配合強度であるコンクリートの圧縮強度30N/mm<sup>2</sup>に達している。一方、環境温度が10℃および5℃の場合は30時間、48時間で配合強度であるコンクリートの圧縮強度30N/mm<sup>2</sup>に達し、低温度下においてもコンクリートの強度発現が確保される。次に、普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCは養生時の環境温度が30℃、20℃、15℃の場合、配合強度であるコンクリートの圧縮強度30N/mm<sup>2</sup>に達する時間はそれぞれ20時間、28時間、36時間となっている。一方、環境温度が10℃、5℃の場合は48時間、72時間と低温度下において早強セメントを用いたSFRCと比較して強度発現に要する時間がかかる。

早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加したSFRCの圧縮強度が30N/mm<sup>2</sup>に達した養生時間 $t$ と施工時の環境温度 $T$ との関係を式(3.1)、(3.2)として与えられる。

早強セメントを用いた場合：

$$t=131.14T^{-0.631} \quad (3.1)$$

普通セメントを用いた場合：

$$t=236.47T^{-0.710} \quad (3.2)$$

ここで、 $t$ ：圧縮強度が30N/mm<sup>2</sup>に達した養生時間（時間）

$T$ ：施工時の環境温度（℃）

式(3.1)、(3.2)に施工時の環境温度に応じて提案するSFRCの圧縮強度30N/mm<sup>2</sup>に達する養生時間の推定が可能となり、施工時の環境温度から施工性を考慮したセメントの選定が可能となる。また、強度確保までの推定が可能なることから施工計画が容易に

なると考えられる。

以上のことから、早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCは環境温度が15℃以上の場合、36時間以内にコンクリートの圧縮強度30N/mm<sup>2</sup>を確保できる。また、環境温度が10℃以下の場合には強度発現に要する長時間要し、最大で24時間の差が生じる結果となった。このことから、環境温度が15℃以上の場合では施工性を考慮して普通セメントに低収縮型早強性混和材を配合したSFRC、環境温度が15℃未満の場合では強度発現性を考慮して早強セメントに低収縮型早強性混和材を配合したSFRCと環境温度に応じてセメントの選定が可能となる。

### 3.5 一面せん断試験

#### 3.5.1 一面せん断

実橋梁における補修および補強では、車両の走行により発生する応力によって補強界面では早期にはく離が進行し、再補修・補強が実施されている。車両の荷重分布はタイヤ設置面から45度で分布するものと仮定すると、輪荷重走行により鋼床版のデッキプレートとSFRCの界面では、進行方向に「ずれ」によるはく離や鋼床版の曲げ変形によるはく離、すなわちせん断破壊が進行する可能性がある。このことから既設床版の補修補強法として接着剤を既設床版に塗布した工法が実施されている。そこで本研究では接着剤の補強界面の付着性について一面せん断試験から鋼床版とSFRCとの界面が輪荷重走行時に発生する一面せん断強度を算定し、接着剤の塗布による付着性への影響を検証する。

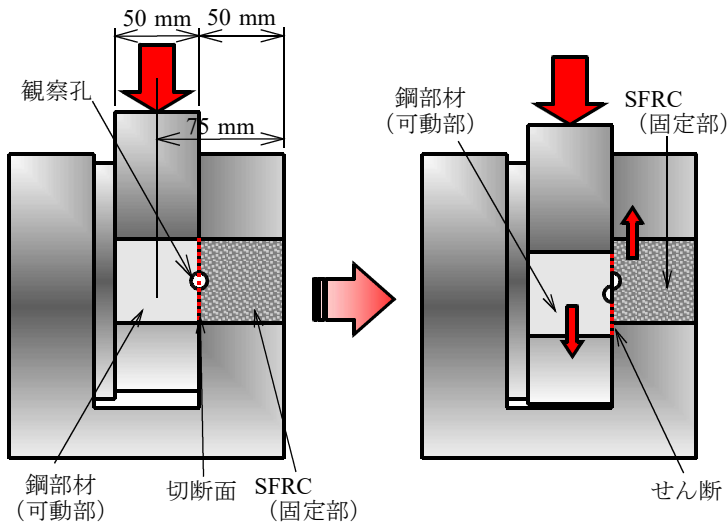
##### (1) 試験体の製作

SFRC上面補強した鋼床版を想定した供試体の製作は、φ50mm、高さ100mmのサミットモールドとφ50mm、高さ50mmの鋼部材を用いて製作する。供試体の製作手順は鋼部材表面の付着物を除去し、付着性を高めるために実施工ではショットブラストによる1種ケレン相当の研掃を行うが、鋼部材が小さいことからショットブラストによる研掃が困難なためサンドペーパーを用いて4種ケレン相当の研掃を行い、アセトンを用いて付着面の表面処理を施す。次に、研掃処理を施した鋼部材をサミットモールド内に配置し、SFRCを打設する。また、接着剤を使用する場合、鋼部材をサミットモールド内に配置し、接着剤を塗布して直ちにSFRCを打設する。

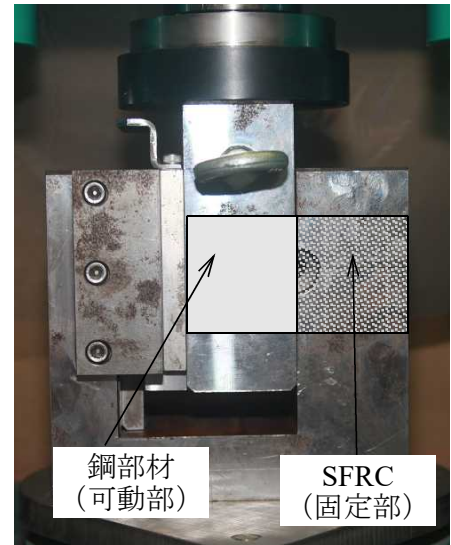
供試体の種類は鋼部材表面のみ処理して直接SFRCを打設する供試体と鋼材片の表面処理後に接着剤を平均1.0mm厚で塗布してSFRCを打設する供試体の2種類とし、各供試体を3本用いる。

##### (2) 実験方法

鋼床版と補強界面の付着強度の評価に関しては、阿部ら<sup>3,17)</sup>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、補強界面のせん断強度（ $f_{sv0.SF}$ ）を評価する。ここで、阿部らが開発したモードII型のせん断面および一面せん断試験装置を図-3.3に示す。



(1) 寸法および供試体の配置



(2) 試験装置

図-3.3 一面せん断試験

一面せん断試験の荷重条件は、コンクリートの圧縮荷重法JIS A 1108の規定に基づいて加圧速度を毎秒 $0.6\text{N}/\text{mm}^2$ で行った。また、モードII型一面せん断試験装置を用いて、一面せん断試験用供試体をSFRCと鋼部材の接合面でせん断されるように供試体を設置した(図-3.3)。荷重の荷重方法は、圧縮試験方法と同様とする。なお、せん断面については実験装置に観察孔を設け、せん断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おけるせん断強度は、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 $f_{sv0.SF}$ と定義し、式(3.3)より算出する。

$$f_{sv0.SF} = P / A_s \quad (3.3)$$

ここで、 $f_{sv0.SF}$ ：SFRC上面補強における補強界面のせん断強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$P$ ：破壊荷重 (kN)

$A_s$ ：一面せん断破壊面積 (mm<sup>2</sup>)

### 3.5.2 一面せん断試験結果

一面せん断試験における実験結果を表-3.5および破壊状況を図-3.4示す。

表-3.5 一面せん断試験の結果

接着剤無					接着剤有				
供試体	接着荷重 (kN)	直径 (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )	供試体	接着荷重 (kN)	直径 (mm)	断面積 (mm <sup>2</sup> )	せん断強度 (N/mm <sup>2</sup> )
No.1	1.0	50	1963	0.51	No.1	14.0	50	1963	7.13
No.2	2.0	50	1963	1.02	No.2	11.9	50	1963	6.06
No.3	3.0	50	1963	1.53	No.3	13.5	50	1963	6.88
平均				1.02	平均				6.69

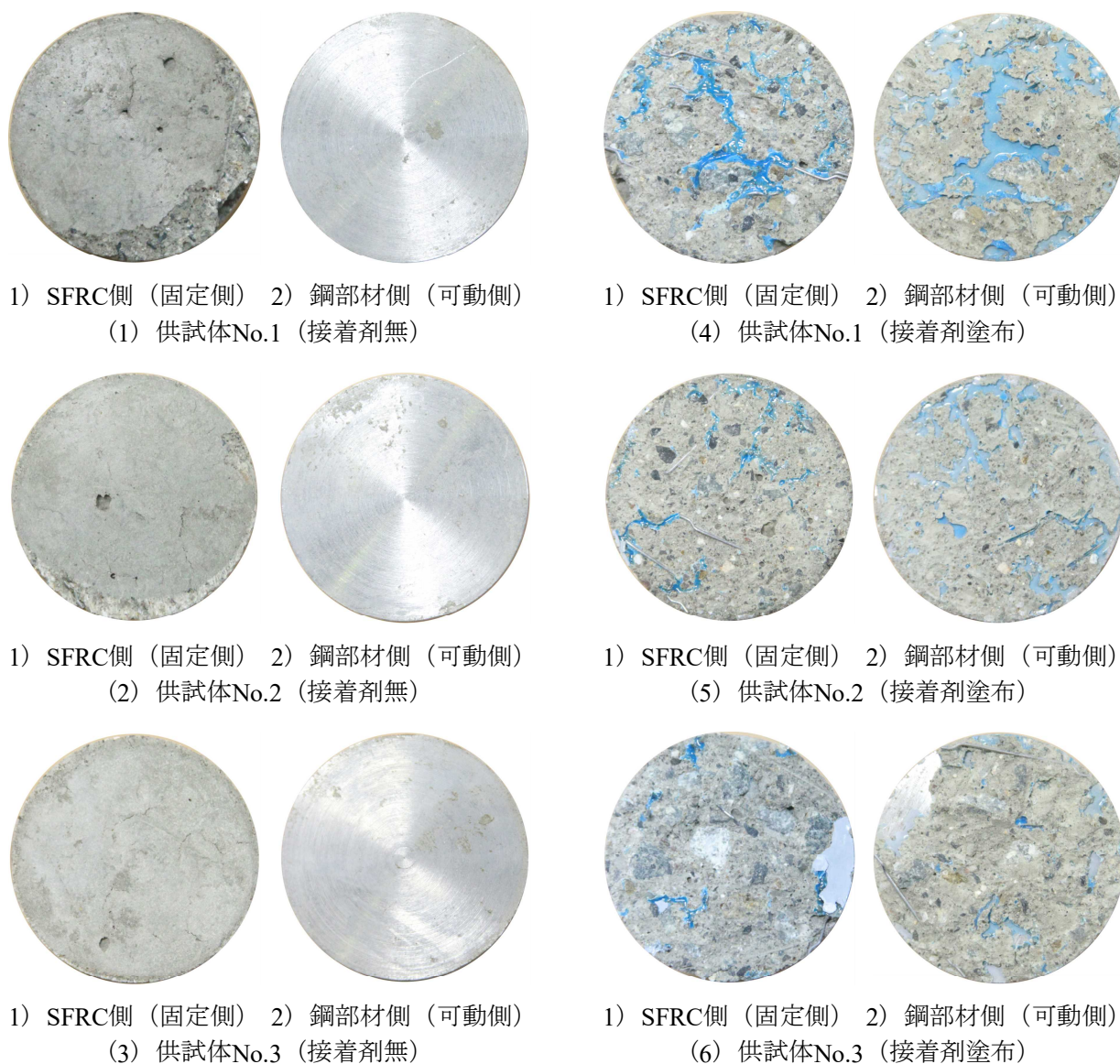


図-3.4 一面せん断試験における破壊状況



### (1) 界面に接着剤を塗布しない供試体

鋼部材表面に接着剤を塗布しない供試体のせん断強度は、供試体No.1, No.2, No.3でそれぞれ $0.51\text{N/mm}^2$ ,  $1.02\text{N/mm}^2$ ,  $1.53\text{N/mm}^2$ であり、平均 $1.02\text{N/mm}^2$ となっている。破壊状況は、全ての供試体でSFRCの打継面での破壊となっており、鋼部材側（可動側）にSFRCの付着は見られず、完全にはく離している。

### (2) 界面に接着剤を塗布した供試体

鋼部材とSFRCとの界面に接着剤を塗布した供試体のせん断強度は、供試体No.1, No.2, No.3でそれぞれ $7.13\text{N/mm}^2$ ,  $6.06\text{N/mm}^2$ ,  $6.88\text{N/mm}^2$ であり、平均 $6.69\text{N/mm}^2$ と接着剤を塗布しない供試体と比較して6.56倍にせん断強度が向上する結果が得られた。接着剤を塗布することでSFRCと鋼部材の一体性が確保され、せん断に対する性能が。破壊状況は、鋼部材側にSFRCの付着が確認される。また、一部に鋼部材の露出や接着剤が見られるもののSFRCの付着が確認され、鋼部材とSFRCとの界面にはく離は見られずSFRC側でせん断破壊に至っている。このことから接着剤を塗布した場合、補強に用いられるSFRCの強度によってせん断強度が決定する。

## 3.6 まとめ

- (1) 提案する早強セメントあるいは普通ポルトランドセメントに収縮低減成分と早強成分を有する低収縮型早強性混和材を添加することでコンクリートの凝結時間の始発および終結がそれぞれ500分、600分以上と凝結までに長時間を要することから施工時における施工精度が超速硬セメントと比較して高めることが可能となる。また、超速硬セメントを用いたSFRCの材料単価と比較して提案するSFRCは安価な材料であり施工におけるコストを縮減することが可能となる。
- (2) 早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCは早強成分を添加していることから材齢24時間でコンクリートの圧縮強度がそれぞれ $36.1\text{N/mm}^2$ ,  $24.6\text{N/mm}^2$ 確保できることから材料の要求性能である材齢24時間でコンクリートの圧縮強度 $24\text{N/mm}^2$ 以上を確保できる配合である。また、静弾性係数においても従来の超速硬セメントを適用したSFRCと比較して小さいことから凝結時に発生するひび割れの発生を抑制できるものと考えられる。
- (3) 早強セメントあるいは普通セメントに鋼繊維を添加させたSFRCは養生時にコンクリートの体積変化、乾燥収縮によるひび割れや鋼床版に適用した際にデッキプレートの局所的な変形および負曲げによるひび割れが発生しやすいが収縮低減成分を有する低収縮型早強性混和材を添加させることでコンクリートの養生初期にコンクリートの体積が膨張し、その後の養生で収縮していることから乾燥収縮やデッキプレートの負曲げによって発生するひび割れの進展を抑制することが可能となる。
- (4) 早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCは環境温度が $10^\circ\text{C}$ までは材料の要求性能である養生36時間でコンクリートの圧縮強度 $30\text{N/mm}^2$ を確保することができる。一方、普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCは環境温度が $15^\circ\text{C}$ までは材料の要求性能を確保することができる。これらのことから提案するSFRCは環境温度に応じてセメントの選定することができる。

- (5) 提案するSFRCとデッキプレートとの付着性より，補強界面に接着剤を塗布しない場合は付着面ではく離が生じることから，実橋梁に適用した際に車両の繰り返し走行によってデッキプレートとSFRCが早期にはく離が生じると考えられる。一方，補強界面に接着剤を塗布した供試体はせん断強度が6倍に向上することから接着剤を塗布することで既設鋼材とSFRCの一体性が確保され，車両の繰り返し走行により発生する界面でのずれを抑制することが可能であると考えられる。また，破断位置はSFRC側でのせん断破壊となっていることからSFRCの強度によって補強界面のせん断強度が推定される。

### 第3章 参考文献

- 3.1) (一社)日本非破壊検査協会：磁粉探傷試験，2007
- 3.2) (一社)日本非破壊検査協会：超音波探傷試験，1999
- 3.3) (一社)日本非破壊検査協会：渦流探傷試験，2008
- 3.4) 森猛，白井聡也，佐々木一哉，中村充：添え板ボルト締めストップホール法による主桁横桁交差部の疲労き裂の補修，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.67, No.3, pp.493-502, 2011
- 3.5) 石川敏之，清水優，服部篤史，河野広隆：断面欠損した鋼板の当て板補修効果，土木学会論文集 A2 (応用力学)，Vol.69, No.2 (応用力学論文集 Vol.16), I\_595-I\_604, 2013
- 3.6) 三木千壽，鈴木啓悟，加納隆史，佐々木栄一，石田稔，高森博之：鋼床版の疲労への SFRC 舗装による予防補強とその健全性モニタリング，土木学会論文集 A, Vol.62 No4, pp.950-963, 2006
- 3.7) 村越潤，木ノ本剛，春日井俊博，児玉孝喜，辻井豪：既設鋼床版の SFRC 舗装による補強工法と耐久性評価に関する実験的検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol. 69 No. 3, pp. 416-428, 2013
- 3.8) 小野秀一，平林泰明，下里哲弘，稲葉尚文，村野益巳，三木千壽：既設鋼床版の疲労性状と鋼繊維補強コンクリート敷設工法による疲労強度改善効果に関する研究，土木学会論文集 A, Vol.65 No2, pp.335-347, 2009
- 3.9) 児玉孝喜，一瀬八洋，加形護，大田孝二，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，構造工学論文集 Vol.56A, pp.1249-1257, 2010.3
- 3.10) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I, II, 2012.3
- 3.11) 阿部忠，伊藤清志，深川克彦，徐銘謙：早強・普通セメントに鋼繊維を配合した SFRC 床版の耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.62A, pp.1240-1249, 2016.3
- 3.12) 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混入した 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, 2017.3
- 3.13) 野口博之，阿部忠，川井豊，一瀬八洋：早強セメントと低収縮型早強性混和材を用いた SFRC による鋼床版の補強法，コンクリート構造物の補強，補修，アップグレードシンポジウム，第 17 巻，pp.407-412, 2017.10
- 3.14) 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面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・コンクリート論文集，Vol.63, No.1, pp546-553, 2009
- 3.15) (公社)土木学会：コンクリート標準示方書，規準編 JIS 規格集，2013 年度制定，2013
- 3.16) (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
- 3.17) 阿部忠，木田哲量，高野真希子，澤野利章，加藤清志：静荷重・走行荷重を受ける RC 床版の押し抜きせん断耐力，構造工学論文集 Vol.50A, pp.919-926, 2004.3

## 第4章 接着剤塗布型鋼床版SFRC上面補強法における応力低減効果

### 4.1 はじめに

道路橋鋼床版はデッキプレートに 12mm の鋼板を用いるため車両の繰り返し走行によってデッキプレートや溶接接合部に局部性状が発生する。局部性状が繰り返し発生することでデッキ進展き裂およびビード進展き裂が溶接ルート部を起点に進展し、鋼床版の剛性の低下、鋼床版の耐荷力性能および耐疲労性が著しい低下している<sup>4.1)</sup>。き裂が生じた鋼床版の疲労対策としてはき裂発生箇所の剛性を高めるあて板補修<sup>4.2)</sup>やき裂先端部に孔を設け、き裂の進展を抑制するストップホール工法が適用されている。しかし、ストップホール工法は応急的な対策であり、ストップホールを設けた位置では切削孔に応力集中が発生することから切削孔から新たなき裂の進展が報告されている。また、鋼床版は同一構造の連続であることからき裂が発生した位置が他の径間で同一位置に発生するためあて板での補修箇所が多くなる。さらに、あて板補修は部分的な剛性の向上となることから鋼床版の全体的な剛性向上を図る補強策の開発が求められている。

鋼床版の恒久的な補強策として鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC とする）を用いた鋼床版補強・舗装法<sup>4.3)-4.6)</sup>が適用され、たわみおよびひずみが大幅に低減する結果が得られている。現在の SFRC のセメントには交通規制による経済損失を考慮して養生 3 時間でコンクリートの圧縮強度が道路橋示方書・同解説（以下、道示とする）<sup>4.7)</sup>に規定される設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  を確保できる超速硬セメントを用いられている。しかし、超速硬セメントは養生 3 時間で設計基準強度を確保できる材料であることからコンクリートの練り混ぜから表面仕上げまでの作業工程を 30 分以内に行わなくてはならないため施工に高度な技術が求められる。地方自治体や片側交互通行などの交通規制を設けることが可能な橋梁では 3 時間で設計基準強度を確保できる超速硬セメントを用いる必要性が低い鋼床版の補強策として実績のある超速硬セメントを用いた鋼床版 SFRC 上面補強・舗装法が適用されているのが現実である。近年では、超速硬セメントを用いた SFRC に替わる材料の開発が実施されている。阿部ら<sup>4.8), 4.9)</sup>は早強ポルトランドセメント（以下、早強セメントとする）あるいは普通ポルトランドセメント（以下、普通セメントとする）に鋼繊維を添加させた SFRC を用いた床版部材を提案し、輪荷重走行疲労実験から SFRC 床版の耐疲労性が評価されている。さらに、鋼床版の補強材として材齢 36 時間でコンクリートの圧縮強度が  $30\text{N/mm}^2$  確保できる SFRC として早強セメントあるいは普通セメントに早強成分と収縮低減成分を有する混和材を用いた SFRC が開発<sup>4.10)</sup>され、凝結時間の長期化が図れる材料であり、従来の超速硬セメントを用いた SFRC と同様の材料特性を有している。

そこで第 4 章では、材齢 36 時間でコンクリートの圧縮強度が  $30\text{N/mm}^2$  確保できる SFRC として早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いた鋼床版の接着剤塗布型 SFRC 上面補強法による鋼床版に発生したたわみおよびひずみの低減効果を検証する。また、接着剤の塗布による界面の付着性について検証する。

## 4.2 本実験における供試体概要

### 4.2.1 使用材料

#### (1) 鋼床版

本研究では、鋼床版を構成する鋼材に 1980 年代に多用されていた鋼部材が SS400 であることから実験では SS400 を適用した。本実験に用いた SS400 の材料特性値は、ミルシートより降伏強度が  $341\text{N/mm}^2$ 、引張強度が  $462\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数は  $200\text{kN/mm}^2$  とする。

#### (2) SFRC

本研究で用いる SFRC には、早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を提案する。早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性を添加させた SFRC は材齢 36 時間でコンクリートの設計強度  $30\text{N/mm}^2$  を確保できる配合とし、早強セメントあるいは普通セメントを用いた SFRC の示方配合は表 4.1 に示す。早強セメントまたは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させ最大骨材寸法 15mm の粗骨材，最大骨材寸法 5mm の砕砂， $\phi 0.62\text{mm}$ ，長さ 30mm の鋼繊維を混入量 1.27Vol.% で配合する。早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性を添加させた SFRC の圧縮強度は材齢 36 時間でそれぞれ  $50.6\text{N/mm}^2$ ， $36.4\text{N/mm}^2$  と材料の要求性能であるコンクリートの設計強度  $30\text{N/mm}^2$  を確保できる材料である。

表 4.1 SFRC の示方配合

セメントの種類	W/B (%)	S/a (%)	単体量 ( $\text{kg/m}^3$ )					S.P (%)	
			W	C	S	G	SF		AD
早強セメント	38	57.9	174	358	936	686	100	100	1.4
普通セメント				358	937	686	100	100	1.2

W/B：水結合比，S/a：細骨材率，W：水，C：セメント，S：砕砂，G：粗骨材，SF：両端フック型鋼繊維，AD：低収縮型早強性混和材，S.P：高性能AE減水剤

#### (3) 高耐久型・耐水耐熱性エポキシ樹脂プライマー（防錆剤）<sup>4.10)</sup>

既設鋼床版においてアスファルト舗装を切削し、デッキプレートショットブラスト機による表面研掃後、直ちに SFRC を打設しない場合、研掃した鋼床版のデッキプレートは飛来塩分などによる錆が発生しやすい環境状況や施工状況であるときに実橋梁では研掃後、防錆剤を塗布している。本研究では、実橋梁の施工を想定しショットブラストによる表面研掃後に高耐久型・耐水耐熱性エポキシ樹脂プライマー（以下、防錆剤）を塗布した。ここに、防錆剤の材料特性値を表 4.2 に示す。

表－ 4.2 防錆剤の材料特性値

項目		実測値	備考
外観	主剤	灰色液状	異物混入なし
	硬化剤	褐色液状	異物混入なし
塗膜の外観		灰色	目視
混合比（主剤：硬化剤）		2：1	重量比
混合粘度		50mPa・s以下	JIS K7112
塗膜乾燥時間		4時間以内	ドライングレコーダー
引張せん断強さ		10 N/mm <sup>2</sup> 以上	JIS K6850

#### (4) 高耐久型エポキシ樹脂接着剤（接着剤）<sup>4.10)</sup>

鋼床版デッキプレートと SFRC は弾性率が異なることから輪荷重の走行により発生する曲げや回転などの応力性状によってデッキプレートと SFRC との界面にずれが生じる。輪荷重の走行によるずれ，すなわちはく離の発生を抑制するために道路橋鋼床版ではデッキプレートにエポキシ系接着剤を塗布した補強法が適用されている。鋼床版デッキプレート上面をショットブラストやウォータージェットを用いてデッキプレートの表面を研掃する。デッキプレートと SFRC との界面のはく離を防止し，一体性および耐疲労性を向上させるために高耐久型エポキシ樹脂接着剤（以下，接着剤）を塗布量 1.4kg/m<sup>2</sup> で塗布した。ここに本実験に用いた接着剤の各種試験結果による特性値を表－ 4.3 に示す。

表－ 4.3 接着剤の材料特性値

項目		実測値	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		1.42	JIS K7112
圧縮強さ		102.88 N/mm <sup>2</sup>	JIS K7181
圧縮弾性係数		3976.4 N/mm <sup>2</sup>	JIS K7181
曲げ強さ		41.16 N/mm <sup>2</sup>	JIS K7171
引張せん断強さ		14.86 N/mm <sup>2</sup>	JIS K6850
コンクリート 付着強さ		3.7 N/mm <sup>2</sup> または母材破壊	JIS K6909

#### 4.2.2 供試体寸法

鋼床版供試体はデッキプレートを縦リブおよび横リブで補剛し，縦げた，横げたなどの床組構造や主桁で支持される構造である。本研究では，実橋のモデル化を行い，供試体を製作する。デッキプレートには，現在最も疲労損傷を著しく受けているデッキプレートの板厚が 12mm であることから本供試体を構成するデッキプレートは厚さ

12mm, 幅 1,765mm, 長さ 2,500mm の鋼板, U リブは幅 318mm, 高さ 250mm, 厚さ 8mm の鋼板を使用する。主桁は I 形断面とし, 主桁間隔は 1,465mm とする。主桁 G1 から 206mm の位置に U1 リブ, 主桁 G2 から 301mm の位置に U2 リブを接合する。横リブは軸方向の支間中央に I 形とし, 端部の横リブは支間中央から 1,150mm 位置とし, 弾性変形を考慮して厚さ 8mm の腹板のみとする。ここで, 鋼床版供試体の寸法を図-4.1 に示す。

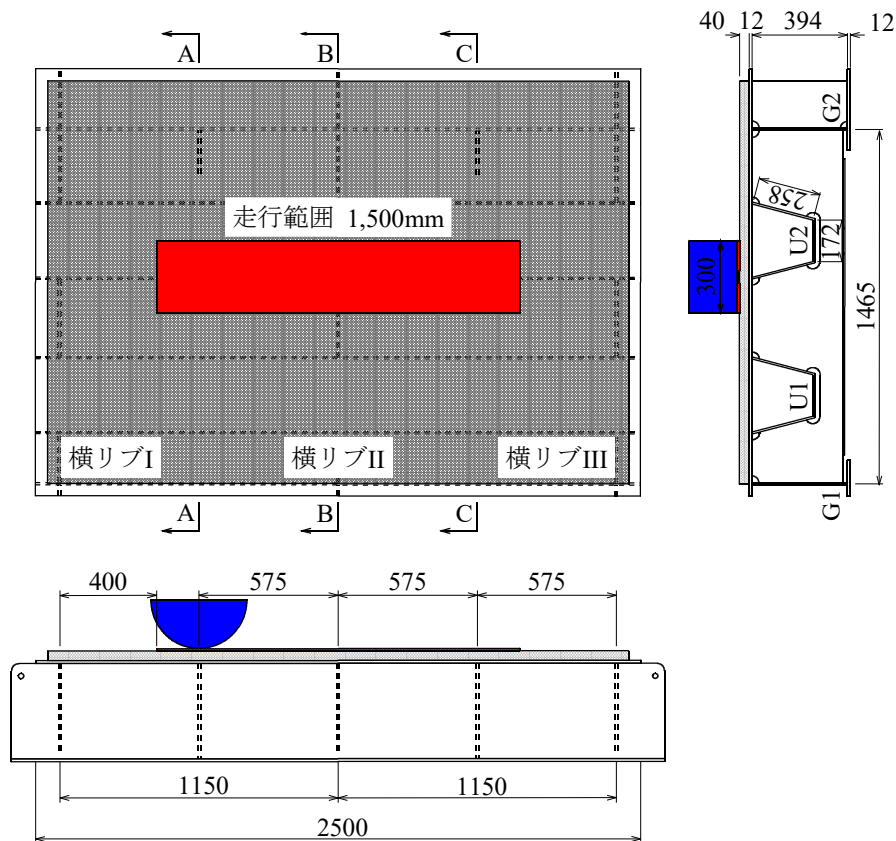


図-4.1 供試体寸法

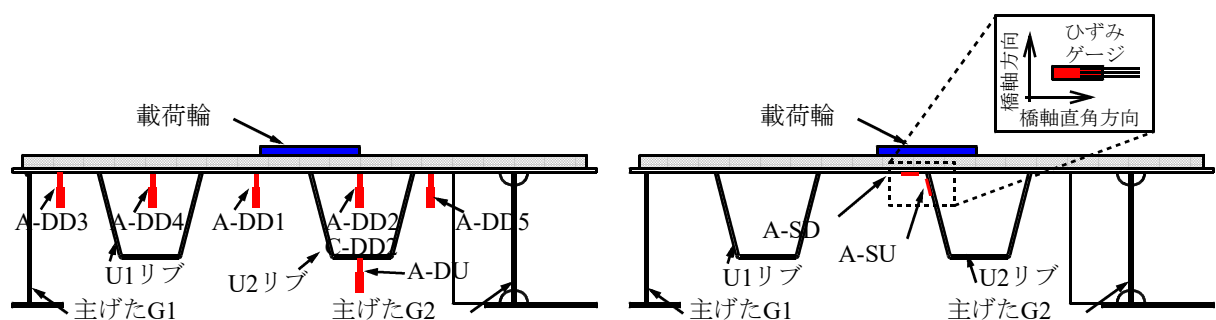
#### 4.2.3 たわみおよびひずみの計測位置

鋼床版のデッキプレートおよび溶接接合部は輪荷重走行時に発生する曲げにより面外変形や局部変形, 局部応力が発生している。また, 鋼床版は同一構造の連続であることからき裂の発生箇所も他径間で同一位置に発生しやすくなる。そこで本実験では, たわみの計測位置は輪荷重の影響を最も受けやすい横リブ間中央の A 断面と C 断面, 面外変形を受ける横リブ接合部上の B 断面とする。ひずみの計測位置は溶接接合による残留応力の影響を考慮し, 鋼部材の構造的応力を計測することが可能な溶接止端部から 5mm<sup>4.11)</sup>離れた溶接接合部近傍のデッキプレートおよび U リブ, U リブと横リブの交差部とする。

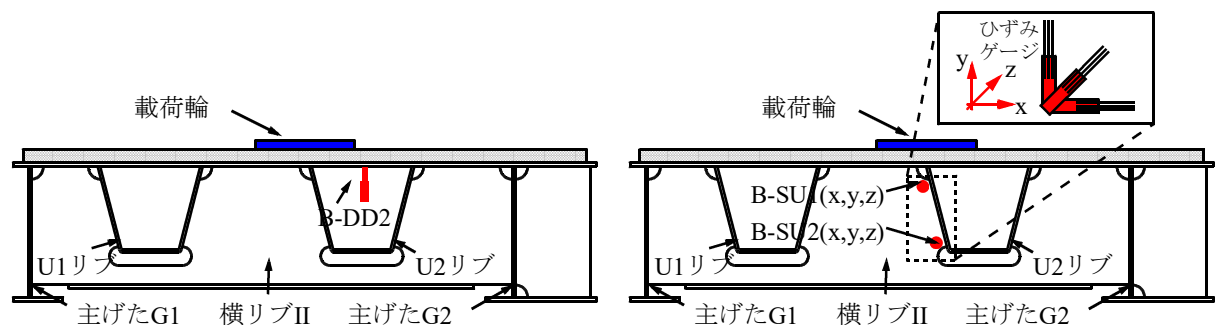
A 断面のたわみ計測位置は載荷輪直下の U1 リブおよび U2 リブ間のデッキプレート (計測点 A-DD1) と U2 リブ内のデッキプレート (計測点 A-DD2), U2 リブの下面 (計測点 A-DU), 走行範囲外として主げた G1 と U1 リブ間のデッキプレート (計測点

A-DD3), U1 リブ内のデッキプレート (計測点 A-DD4), U2 リブと主げた G2 間のデッキプレート (計測点 A-DD5) とする。B 断面のたわみ計測位置は荷重輪直下の U2 リブ内のデッキプレート (計測点 B-DD2) とする。C 断面のたわみ計測位置は荷重輪直下の U2 リブ内のデッキプレート (計測点 C-DD2) とする。

A 断面のひずみ計測位置は荷重輪直下の U2 リブの溶接接合部近傍とし、U2 リブとデッキプレートの溶接止端部から 5mm の離れたデッキプレートの橋軸直角方向 (計測点 A-SD) と U2 リブ (計測点 A-SU) の橋軸直角方向とする。B 断面のひずみ計測位置は荷重輪直下の U2 リブの溶接接合部近傍とし、U2 リブと横リブ II の接合部でスカラップから 5mm の横リブ (B-SU1(x, y, z)), スリットから 5mm の横リブ (B-SU2(x, y, z)) とする。ここに、鋼床版の各断面のたわみおよびひずみ計測位置を図-4.2 に示す。



1) たわみの計測位置  
2) ひずみの計測位置  
(1) A 断面および C 断面 (横リブ I または横リブ III から 575mm の位置)



1) たわみの計測位置  
2) ひずみの計測位置  
(2) 断面 B (横リブ II)

図-4.2 たわみおよびひずみの計測位置

### 4.3 供試体の製作工法

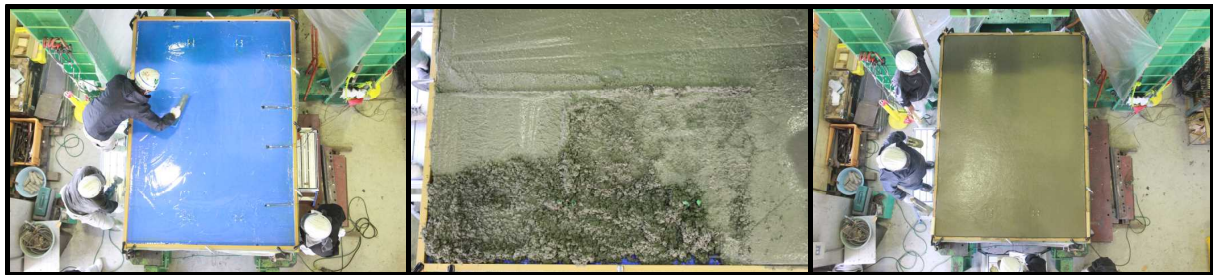
鋼床版の SFRC 上面補強法は、「橋梁補修設計マニュアル (案)」<sup>4.12)</sup> に準拠し、製作する。ここで、接着剤塗布型 SFRC 上面補強の補強手順を写真-4.1 に示す。

鋼床版供試体に荷重走行疲労実験を行い 40,000 回走行させ疲労損傷を与える (写真-4.1(1))。疲労実験終了後に鋼床版供試体のデッキプレートおよび U リブ、溶接接合部にき裂は見られない。その後、疲労実験を行った鋼床版を投射密度 150kg/m<sup>2</sup> でショットブラストによるデッキプレートの研掃 (1 種ケレン相当) 行う (写真-4.1





(1) 走行実験による走行 (2) ショットブラスト (3) 防錆剤の塗布



(4) 接着剤の塗布 (5) SFRCの打ち込み (6) 表面仕上げ

写真－4.1 接着剤塗布型 SFRC 上面補強の施工手順

(2)。デッキプレートを研掃後に表面に錆が発生しやすいことからデッキプレートに防錆剤を塗布する（写真－4.1(3)）。防錆剤の養生後，ウェットゲージを用いて接着剤を厚さ 1.0mm 塗布し（写真－4.1(4)）する。その後，SFRC を直ちに混練し厚さ 40mm で打ち込み（写真－4.1(5)），最後に表面仕上げ施し養生する（写真－4.1(6)）。

#### 4.4 実験概要

##### 4.4.1 輪荷重走行疲労試験装置

本実験に用いた輪荷重走行疲労装置は，鋼製反力フレーム（400kN）のほりに鋼製の車輪（直径 400mm，幅 300mm）を取り付けた油圧式の輪荷重走行疲労試験機を固定し，供試体を設置した台車をモータとクランクアームにより水平方向へ往復運動させて車輪の走行状態を実現するものである。ここで，輪荷重走行疲労装置を写真－4.2 に示す。



写真－4.2 輪荷重走行疲労装置

#### 4.4.2 輪荷重走行疲労実験の概要

鋼床版供試体および接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体の荷重載荷条件は鋼床版供試体で予備実験を行った際、たわみの変形量が著しかった。また、鋼床版供試体は輪荷重が U リブを跨ぐように輪荷重を載荷させる。実験開始前に横リブ I から 400mm の位置を起点に 1,500mm の範囲を荷重 100kN で 1 往復させ、各計測点のたわみおよびひずみを動的に計測する。この動的に計測した各計測点のたわみおよびひずみを基に鋼床版に発生する局所的な変形や応力性状について検証する。また、疲労実験における各計測点のたわみおよびひずみはデッキプレートおよび各溶接部に発生する応力性状について検討を行うものとする。なお、輪荷重走行範囲は図-4.1 に併記する。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体も鋼床版供試体と同様に実験開始前に横リブ I から 400mm の位置を起点に 1,500mm の範囲を荷重 100kN で 1 往復させ、各計測点のたわみおよびひずみを動的に計測する。次に、普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は無補強鋼床版供試体と同様に実験開始前に横リブ I から 400mm の位置を起点に 1,500mm の範囲を荷重 100kN で 1 往復させ、各計測点のたわみおよびひずみを動的に計測する。なお、輪荷重走行範囲は図-4.1 に併記する。

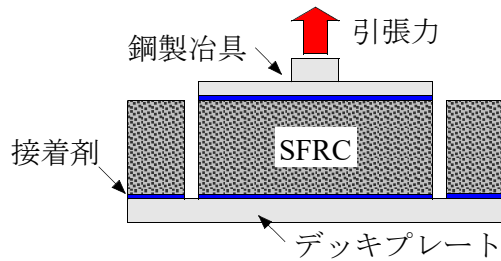
#### 4.4.3 動的計測

実橋梁鋼床版において大型車両が走行した際に発生するデッキプレートの局所変形および溶接部近傍に生じる局所応力が繰り返し発生することにより溶接ルート部を起点としたき裂が発生している。そのため、実橋梁鋼床版では応力性状を把握するひずみゲージならびに動ひずみ計を用いて大型車両の走行による応力性状を計測している。そこで本研究では、道路橋鋼床版に発生する局所変形および局所応力を計測するために動ひずみ計を用いてたわみおよびひずみを計測し、接着剤塗布 SFRC 上面補強による応力低減効果について検証する。動ひずみ計を用いた計測は所定時間の間にたわみおよびひずみを計測することが可能である。

#### 4.4.4 建研式引張試験<sup>4.10)</sup>

鋼床版デッキプレートと SFRC の界面では輪荷重の走行により曲げやせん断の応力が発生し、応力性状が繰り返し作用することで界面にはく離が生じる。せん断に対する検討として本研究では一面せん断試験を実施し、接着剤を塗布することにより界面でののはく離はなく、SFRC 側でのせん断破壊となり界面の一体性が確保されている。

一方、輪荷重の走行による曲げおよびせん断が繰り返し作用する状況において、界面の応力性状に加えて輪荷重の繰り返し走行による疲労により早期に界面のはく離が考えられる。そこで、本研究では輪荷重の繰り返し走行によりデッキプレートと SFRC との界面の付着性について建研式引張試験機を用いて検証する。ここで、建研式引張試験の概略図および試験状況例を図-4.3 に示す。



図－ 4.3 建研式引張試験試験の概略図および試験状況例

建研式引張試験の方法は SFRC 上面に電動コアドリルを設置し、 $\phi 100\text{mm}$  で鋼床版デッキプレートの表面の位置まで切り込みを入れる。その後、コア上面に接着剤を塗布して金属治具を圧着し、養生する。養生後、油圧式接着試験機を用いて載荷速度  $1.0\text{N/cm}^2/\text{sec}$  で引張試験を実施する。引張試験における強度の算定は式(4.1)として与えられる。

$$f_T = P / A \quad (4.1)$$

ここで、 $f_T$  : 引張付着強度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$P$  : 接着荷重 (N)

$A$  : 接着面積 ( $\text{mm}^2$ )

#### 4.4.5 主応力の算出方法

閉断面リブを用いた鋼床版のき裂は横リブと U リブとの溶接接合部に最も発生している。この位置は、閉断面リブを貫通させるために横リブにスカラップとスリットを設け接合している。しかし、その形状から応力集中が高い部位であり上に、材片の密着精度や溶接の品質確保が難しく溶接止端部からき裂が発生している。

そこで本実験では、横リブと U リブの溶接部に 3 軸ゲージを用いて最大主応力・最小主応力を算出し、応力低減効果について検証する。主応力の算出には式(4.2)を適用する。

$$\sigma = \frac{E}{2(1-\nu^2)} \left[ (1+\nu)(\varepsilon_x + \varepsilon_y) \pm (1-\nu) \sqrt{2\{(\varepsilon_x - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_y)^2\}} \right] \quad (4.2)$$

ここで、 $\sigma$  : 主応力度 ( $\text{N/mm}^2$ )

$E$  : 鋼材のヤング係数 ( $=200\text{kN/mm}^2$ )

$\nu$  : ポアソン比 ( $=0.3$ )

$\varepsilon$  : 各方向のひずみ

## 4.5 実験結果および考察

### 4.5.1 建研式引張試験における付着性能

#### (1) 建研式引張試験における引張付着強度

早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて補強した鋼床版の界面に付着性を検証するために主げた付近の建研式引張試験機より引張付着強度を算出する。引張付着強度は道路橋床版の上面増厚工法設計施工マニュアル<sup>4.14)</sup>に規定される  $1.0\text{N/mm}^2$  を基準とする<sup>4.15)</sup>。

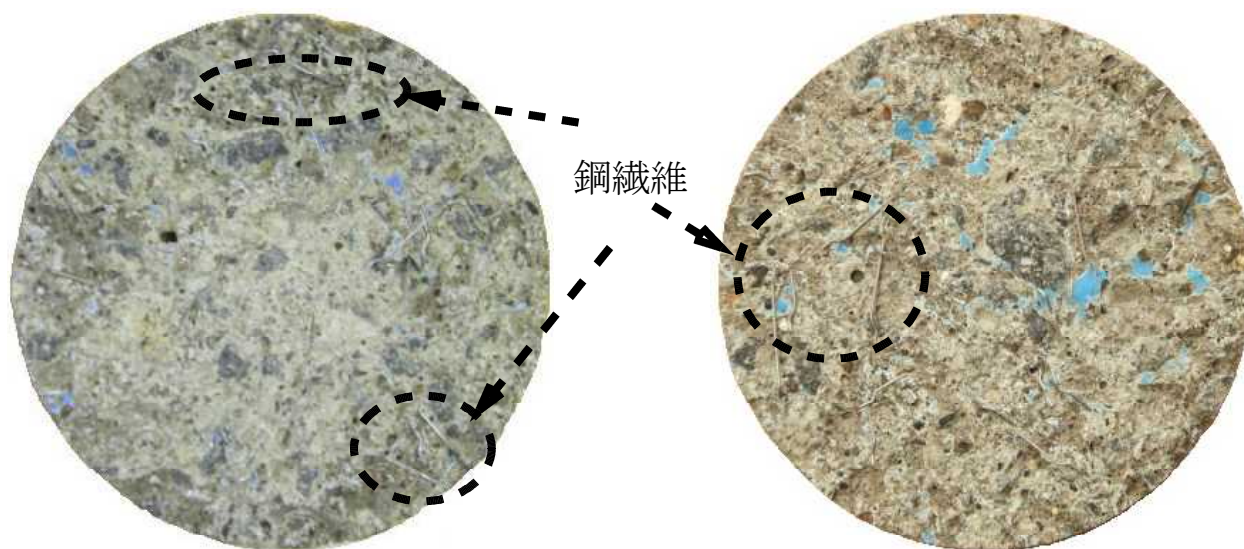
早強セメントを用いて SFRC 上面補強した鋼床版の補強界面の引張付着強度は  $2.35\text{N/mm}^2$  と鋼床版 SFRC 上面補強における引張付着強度の基準値  $1.0\text{N/mm}^2$  を上回る結果となった。次に、普通セメントを用いて SFRC 上面補強した鋼床版の補強界面の引張付着強度は  $2.59\text{N/mm}^2$  と鋼床版 SFRC 上面補強における引張付着強度の基準値  $1.0\text{N/mm}^2$  を上回る結果となった。

#### (2) 建研式引張試験における界面の付着状況

建研式引張試験における補強界面の破壊状況を写真－4.3 に示す。

早強セメントを用いた SFRC 上面補強した鋼床版の破壊状況は一部に接着剤の露出が確認されるものの破断面の 90%以上が骨材や鋼繊維の露出が確認される。また、補強界面から 3～5mm の位置で SFRC の引張破壊に至った。次に、普通セメントを用いた SFRC 上面補強した鋼床版の破壊状況は早強セメントを用いた SFRC と同様に破断面の一部に接着剤の露出が確認されるものの破断面の 90%以上が骨材や鋼繊維の露出が確認され、補強界面から 3～5mm の位置で SFRC の引張破壊に至った。

以上より、接着剤を塗布することで鋼床版の SFRC 上面補強における引張付着強度の基準  $1.0\text{N/mm}^2$  以上を十分に満足する結果が得られた。補強界面の破壊状況より、補強界面に接着剤を塗布することで鋼床版デッキプレートと SFRC との付着性が向上して SFRC 内で引張破壊に至る結果となった。



(1) 早強セメントを用いた SFRC

(2) 普通セメントを用いた SFRC

写真－4.3 建研式引張試験における補強界面の破壊状況

## 4.5.2 たわみと走行時刻の関係

### (1) 載荷輪直下の A 断面

鋼床版は輪荷重の走行によりデッキプレートで局所的な変形が生じやすく、局部変形が繰り返し発生することによってデッキプレートと補剛材の溶接ルート部を起点にき裂の進展が数多く報告されている。本論文では、接着剤塗布型 SFRC 上面補強におけるデッキプレートの局所的な変形の抑制について、デッキプレートのおよび U リブに生じるたわみに着目し、デッキプレートに発生するたわみの低減効果および局部変形の抑制について検証する。ここで、載荷輪直下の A 断面のたわみと走行時刻の関係を図-4.4、計測結果を表-4.5 に示す。なお、たわみの計測位置は図-4.2 に示す。

#### 1) 計測点 A-DD1

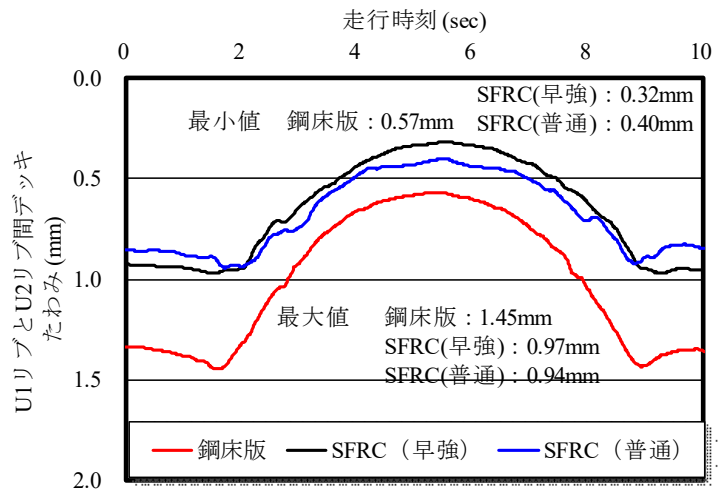
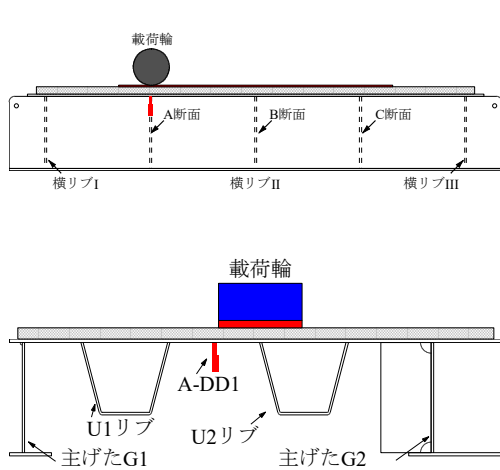
計測点 A-DD1 は U1 リブと U2 リブ間の載荷輪端直下のデッキプレートであることから輪荷重による変形を受けやすい位置である。鋼床版供試体は荷重 100kN で 1 走行したときの最大たわみは 1.45mm、最小たわみは 0.57mm、たわみの変動範囲は 0.88mm である。輪荷重が計測位置付近を通過する際にたわみが急激に増加している。鋼床版デッキプレートは荷重を直接支持し、薄板構造であることから膜のような働きをするためデッキプレートの断面変形が著しく局所的な変形が生じやすい。また、車両の走行によって局所的な変形が繰り返し発生することからき裂がデッキプレートの板厚方向に発生・進展しやすい。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.97mm、最小たわみは 0.32mm、たわみの変動範囲は 0.65mm である。鋼床版供試体と比較すると最大たわみおよびたわみの変動範囲が 33%低減、26%抑制される結果が得られた。この位置は、輪荷重による変形が著しく局部変形が生じているが接着剤塗布型 SFRC 上面補強することで一体性が確保され、剛性が向上したことにより局部変形を抑制し全体変形に移行している。

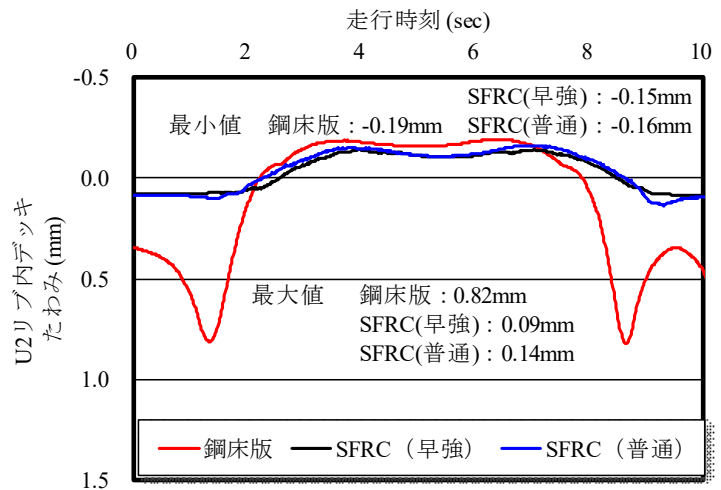
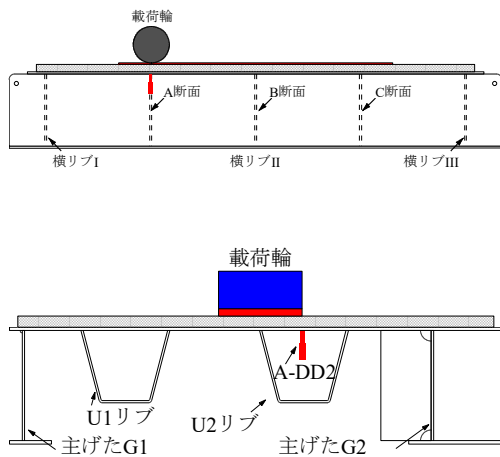
普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.94mm、最小たわみは 0.40mm、たわみの変動範囲は 0.54mm である。鋼床版供試体と比較すると最大たわみおよびたわみの変動範囲が 35%低減、39%抑制される結果が得られた。この位置は、輪荷重による変形が著しく局部変形が生じているが接着剤塗布型 SFRC 上面補強することで一体性が確保され剛性が向上したことにより局部変形を抑制し全体変形に移行している。

#### 2) 計測点 A-DD2

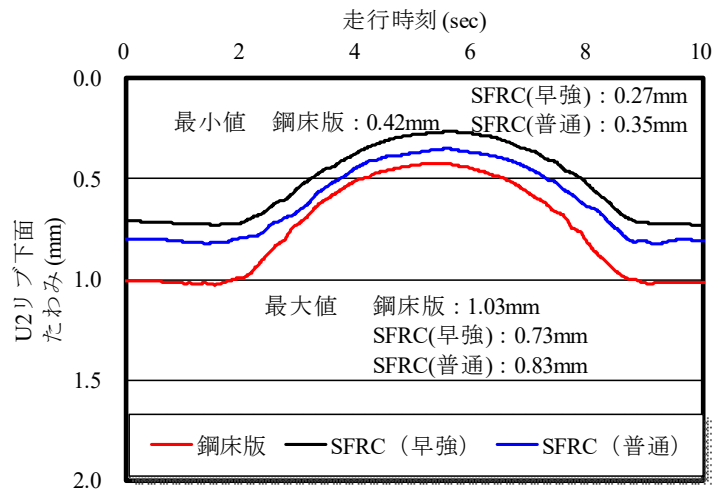
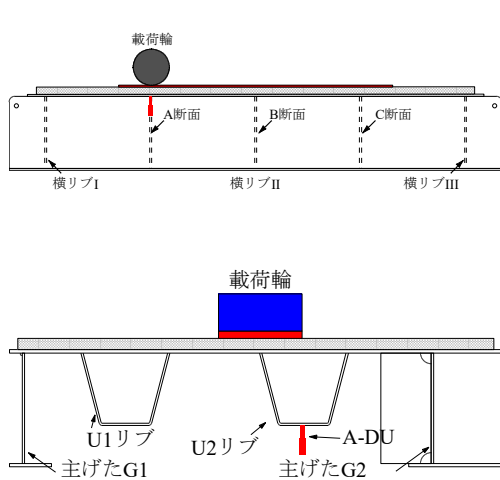
計測点 A-DD2 は載荷輪直下の U2 リブ内デッキプレートであり、デッキプレートの変形と U リブの回転変形により応力の交番が生じ、き裂の発生および進展しやすい位置である。鋼床版供試体は荷重 100kN で 1 走行したときの最大たわみは 0.82mm、最小たわみは -0.20mm、たわみの変動範囲は 1.02mm である。輪荷重が計測位置付近を通過する際にたわみが急激に増加していることから局部変形が発生している。また、横リブ II を通過後に負のたわみが発生していること U リブ内デッキプレートでは交番応力が作用し、U リブとデッキプレートの溶接部を



(1) 計測点 A-DD1



(2) 計測点 A-DD2



(3) 計測点 A-DU

図-4.4 A断面载荷輪直下のたわみと走行時刻の関係

表-4.5 A断面載荷輪直下のたわみの最大値および最小値, 変動範囲

計測点	供試体	最大値 (mm)	最小値 (mm)	変動範囲 (mm)	低減率
A-DD1	鋼床版	1.45	0.57	0.88	
	SFRC (早強)	0.97	0.32	0.65	74%
	SFRC (普通)	0.94	0.40	0.54	62%
A-DD2	鋼床版	0.82	-0.19	1.02	
	SFRC (早強)	0.09	-0.15	0.23	23%
	SFRC (普通)	0.14	-0.16	0.30	29%
A-DU	鋼床版	1.03	0.42	0.60	
	SFRC (早強)	0.73	0.27	0.46	77%
	SFRC (普通)	0.83	0.35	0.48	79%

起点にき裂が発生および進展しやすい位置である。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.09mm, 最小たわみは-0.15mm, たわみの変動範囲は 0.24mm である。鋼床版供試体と比較すると最大たわみおよびたわみの変動範囲が 89%低減, 77%抑制される結果が得られた。負のたわみが発生するものの局部的なたわみの変動やたわみの交番が低減していることからき裂の発生および進展を抑制できるものと考えられる。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.14mm, 最小たわみは-0.16mm, たわみの変動範囲は 0.30mm である。鋼床版供試体と比較すると最大たわみおよびたわみの変動範囲が 84%低減, 71%抑制される結果が得られた。早強セメントを用い補強した鋼床版と同様に負のたわみが発生するものの局部的なたわみの変動やたわみの交番が低減していることからき裂の発生および進展を抑制できるものと考えられる。

### 3) 計測点 A-DU

計測点 A-DU は載荷輪直下の U2 リブであり, 閉断面リブを用いた鋼床版は開断面リブより剛性が高いためリブの回転変形を拘束してしまうためデッキプレートと U リブ接合部に高い応力集中が発生する。鋼床版供試体は荷重 100kN で 1 走行したときの最大たわみは 1.03mm, 最小たわみは 0.42mm, たわみの変動範囲は 0.61mm である。輪荷重が計測位置付近を通過する際にたわみが急激に増加していることから局部変形が発生している。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.73mm, 最小たわみは 0.27mm, たわみの変動範囲は 0.46mm である。鋼床版供試体と比較すると最大たわみおよびたわみの変動範囲が 29%低減, 23%抑制される結果が得られた。

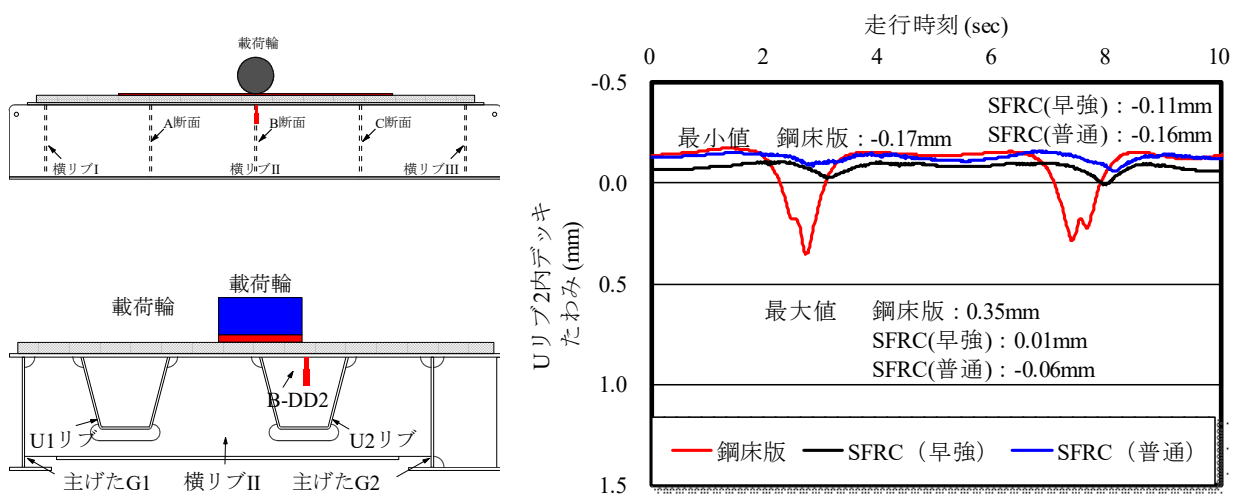
普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.83mm, 最

小たわみは 0.35mm, たわみの変動範囲は 0.48mm である。鋼床版供試体と比較すると最大たわみおよびたわみの変動範囲が 19%低減, 21%抑制される結果が得られた。

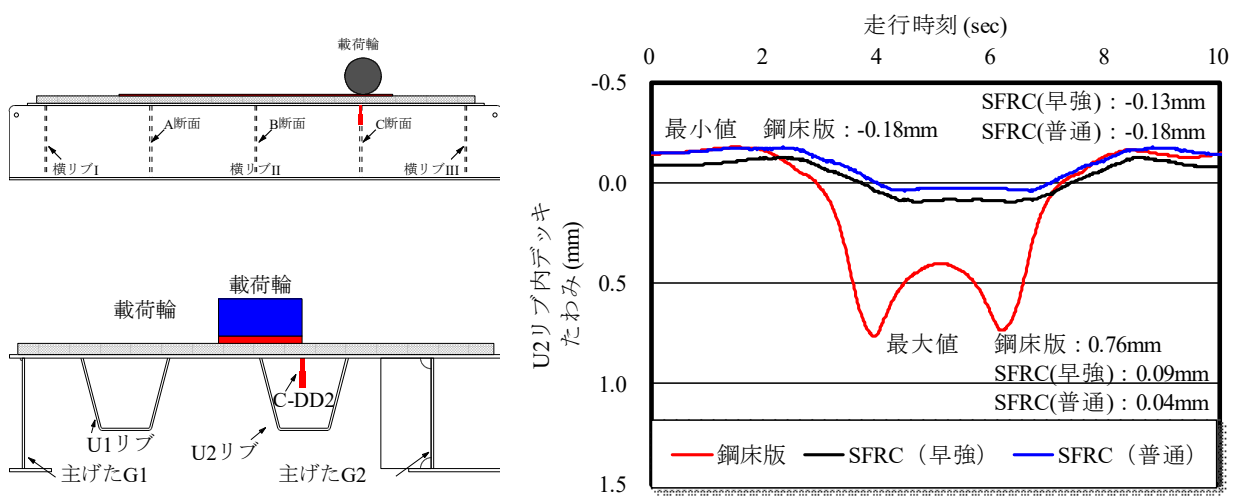
以上より, 载荷輪直下のデッキプレートでは輪荷重の走行に伴い局部的なたわみの変動, U リブ内デッキプレートでたわみの交番が生じてデッキプレートと U リブとの溶接部を起点にき裂が発生および進展しやすい。接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことで SFRC による剛性の向上によりデッキプレートの局部的なたわみの変動やたわみの変動が抑制され, き裂の発生および進展を抑制できるものと考えられる。

## (2) B 断面および C 断面

鋼床版の縦リブおよび横リブの交差部では, 車両走行によるデッキプレート変形に加えて U リブの回転変形や横リブで U リブの回転変形を拘束することで横リブまたは U



(1) 計測点 B-DD2



(2) 計測点 C-DD2

図-4.5 橋軸方向の U2 リブ内デッキプレートのたわみと走行時刻の関係



表－ 4.6 橋軸方向断面 U リブ内デッキプレートの最大値および最小値，変動範囲

計測点	供試体	最大値 (mm)	最小値 (mm)	変動範囲 (mm)	低減率
B-DD2	鋼床版	0.35	-0.17	0.53	
	SFRC (早強)	0.01	-0.11	0.11	22%
	SFRC (普通)	-0.06	-0.16	0.10	19%
C-DD2	鋼床版	0.76	-0.18	0.94	
	SFRC (早強)	0.09	-0.13	0.22	24%
	SFRC (普通)	0.04	-0.18	0.22	23%

リブにき裂の進展する。また，U リブ内のデッキプレートでは U リブのねじれによる応力の交番が繰り返す発生するために U リブとデッキプレートの溶接線上に沿ってき裂が進展している。そこで，橋軸方向の U リブ内デッキプレートの変形状態を検証するために U2 リブ内の B 断面および C 断面のデッキプレートに発生するたわみを計測し，接着剤塗布型 SFRC 上面補強におけるたわみの低減効果および交番応力について検証する。ここで，橋軸方向の U2 リブ内デッキプレートのたわみと走行時刻の関係を図－ 4.5，計測結果を表－ 4.6 に示す。たわみの計測位置を図－ 4.2 に示す。

#### 1) 計測点 B-DD2

計測点 B-DD2 は横リブ II と U2 リブの交差部の U2 リブ内デッキプレートである。鋼床版供試体は荷重 100kN で 1 走行したときの最大たわみは 0.35mm，最小たわみは-0.17mm，たわみの変動範囲は 0.53mm である。輪荷重が横リブを通過する際にたわみが急激に増加していることから局部変形が発生している。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.01mm，最小たわみは-0.11mm，たわみの変動範囲は 0.12mm である。鋼床版供試体と比較するとたわみの変動範囲が 78%抑制される結果が得られた。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは-0.06mm，最小たわみは-0.16mm，たわみの変動範囲は 0.10mm である。鋼床版供試体と比較するとたわみの変動範囲が 81%抑制される結果が得られた。

#### 2) 計測点 C-DD2

計測点 C-DD2 は載荷輪直下の U2 リブ内デッキプレートであり，計測点 A-DU2 と同様に局部応力および交番応力が発生することからき裂の発生および進展しやすい位置である。鋼床版供試体は荷重 100kN で 1 走行したときの最大たわみは 0.76mm，最小たわみは-0.18mm，たわみの変動範囲は 0.94mm である。この位置は計測点 A-DU2 と同様に輪荷重が計測位置付近を通過する際に局部的なたわみの増加とたわみの交番が発生している。局部的な変形およびたわみの交番が生じやすいことからデッキプレートと U リブの溶接線上に応力が集中しき裂の発生および進展が考えられる。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型

SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.09mm, 最小たわみは-0.13mm, たわみの変動範囲は 0.22mm である。鋼床版供試体と比較するとたわみの変動範囲が 76%抑制される結果が得られた。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.04mm, 最小たわみは-0.18mm, たわみの変動範囲は 0.22mm である。鋼床版供試体と比較するとたわみの変動範囲が 76%抑制される結果が得られた。

以上より, 橋軸方向の U リブ内デッキプレートは輪荷重の走行により局部的なたわみの変動が生じている。また, U リブのねじりによって負のたわみが生じ, 局部的な変形によってデッキプレートと U リブの溶接線上にき裂が進展しやすい。接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことで U リブに発生するねじれやデッキプレートの局部的な変形が抑制され, き裂の発生および進展を抑制することが可能となる。

### (3) 走行範囲外のデッキプレート

走行範囲外のたわみと走行時刻の関係を図-4.6, 計測結果を表-4.7 に示す。

#### 1) 計測点 A-DD3

計測点 A-DD3 は主げた G1 と U1 リブ間のデッキプレートである。鋼床版供試体は荷重 100kN で 1 走行させた場合の最大たわみは 0.65mm, 最小たわみが 0.36mm, たわみの変動範囲が 0.29mm である。この位置は輪荷重が載荷していないため局部的なたわみの変動は見られず, 輪荷重の載荷による断面変形のみとなっている。

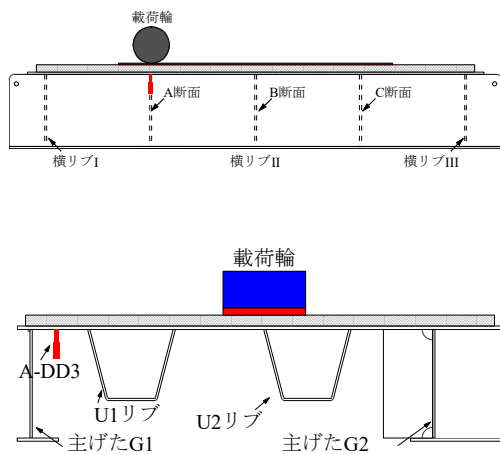
早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.51mm, 最小たわみは 0.24mm, たわみの変動範囲は 0.27mm である。載荷輪直下のデッキプレートと比較してたわみの低減が確認されない。鋼床版供試体と同等の最大たわみおよびたわみの変動範囲となっている。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.61mm, 最小たわみは 0.36mm, たわみの変動範囲は 0.25mm であり, 早強セメントを用い補強した鋼床版と同様にたわみが載荷輪直下のデッキプレートと比較してたわみの低減率が小さく, 鋼床版供試体と同等の最大たわみおよびたわみの変動範囲となっている。

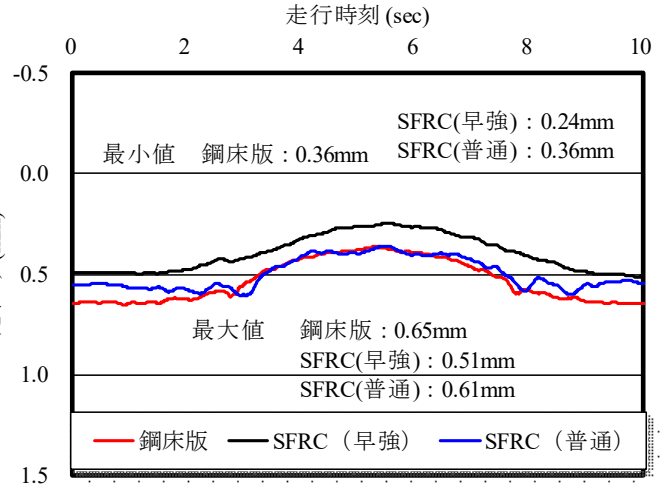
#### 2) 計測点 A-DD4

計測点 A-DD4 は U1 リブ内のデッキプレートである。鋼床版供試体は荷重 100kN で 1 走行させた場合の最大たわみは-0.08mm, 最小たわみが-0.21mm, たわみの変動範囲が 0.13mm である。この位置は, 計測点 A-DD2 と同様に U リブ内のデッキプレートであることからデッキプレートの変形に加えて U リブの回転変形により負のたわみがデッキプレートに発生する。また, 輪荷重が載荷していないため局部的なたわみの変動は見られない。

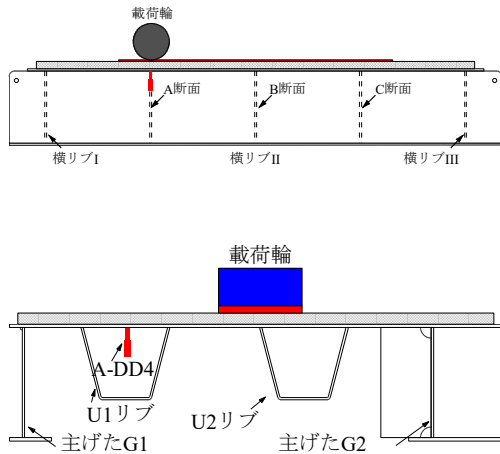
早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.01mm, 最



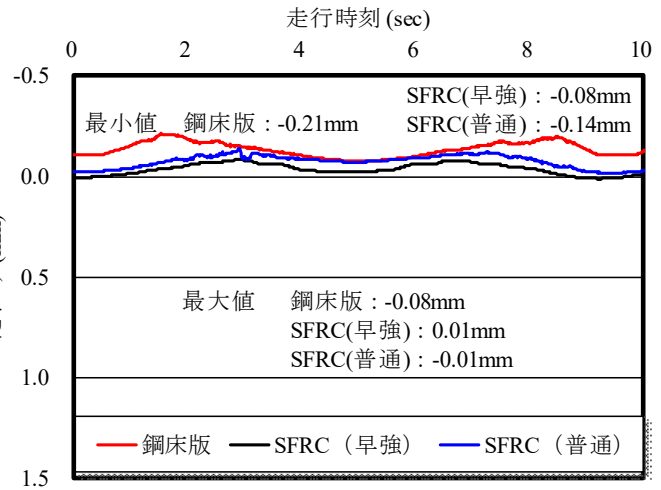
主桁G1とUリブ間デッキ



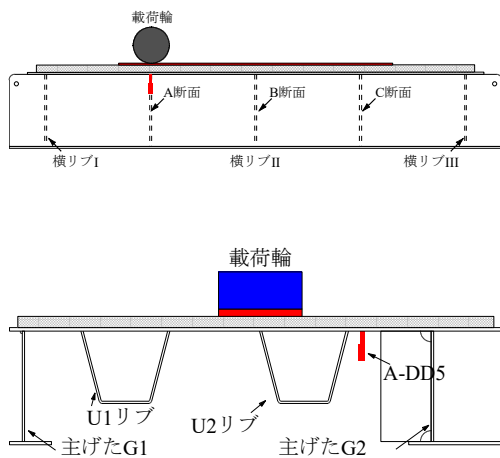
(1) 計測点 A-DD3



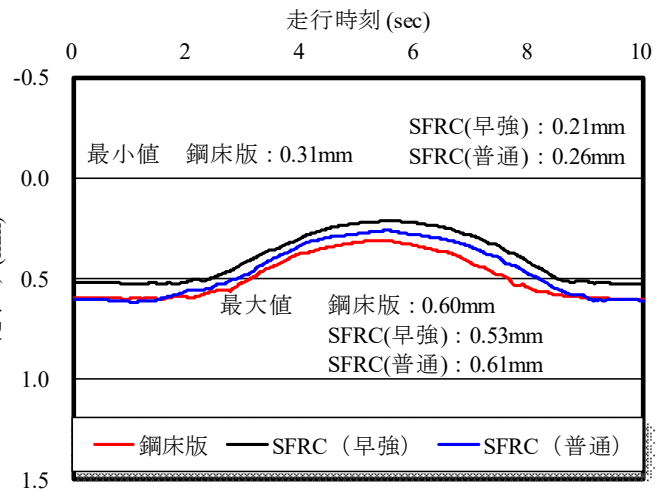
Uリブ内デッキ



(2) 計測点 A-DD4



主桁G2とUリブ2間デッキ



(3) 計測点 A-DD5

図-4.6 走行範囲外のA断面のたわみと走行時刻の関係

表－4.7 A断面走行範囲外デッキプレートの最大値および最小値，変動範囲

計測点	供試体	最大値 (mm)	最小値 (mm)	変動範囲 (mm)	低減率
A-DD3	鋼床版	0.65	0.36	0.29	
	SFRC (早強)	0.51	0.24	0.27	93%
	SFRC (普通)	0.61	0.36	0.25	87%
A-DD4	鋼床版	-0.08	-0.21	0.14	
	SFRC (早強)	0.01	-0.08	0.10	70%
	SFRC (普通)	-0.02	-0.14	0.12	91%
A-DD5	鋼床版	0.60	0.31	0.30	
	SFRC (早強)	0.53	0.21	0.32	107%
	SFRC (普通)	0.61	0.26	0.35	120%

小たわみは-0.08mm，たわみの変動範囲は 0.09mm である。鋼床版供試体と比較するとたわみの変動範囲が 30%抑制される結果が得られた。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは-0.02mm，最小たわみは-0.14mm，たわみの変動範囲は 0.12mm である。鋼床版供試体と比較するとたわみの変動範囲が 9%抑制される結果が得られた。

### 3) 計測点 A-DD5

計測点 A-DD5 は U1 リブ内のデッキプレートである。鋼床版供試体は荷重 100kN で 1 走行させた場合の最大たわみは 0.60mm，最小たわみが 0.30mm，たわみの変動範囲が 0.30mm である。この位置は，計測点 A-DD3 と同様に輪荷重が直接載荷していないため局部的なたわみの変動は見られない。

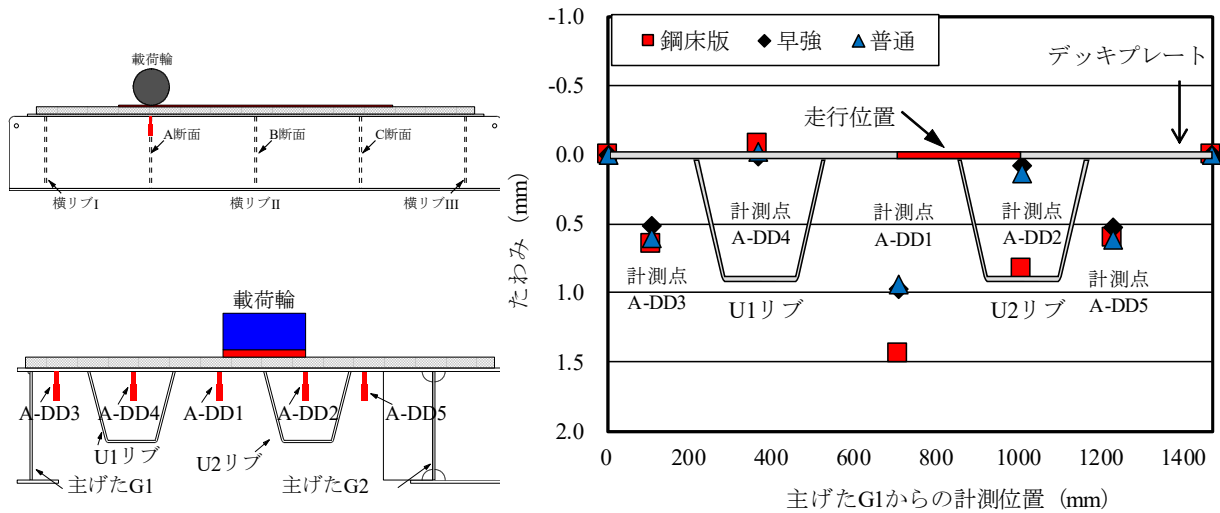
早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.53mm，最小たわみは 0.21mm，たわみの変動範囲は 0.32mm である。鋼床版供試体と比較して最大たわみおよびたわみの変動範囲が同等の値となっている。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.61mm，最小たわみは 0.26mm，たわみの変動範囲は 0.35mm である。鋼床版供試体と比較して最大たわみおよびたわみの変動範囲が同等の値となっている。

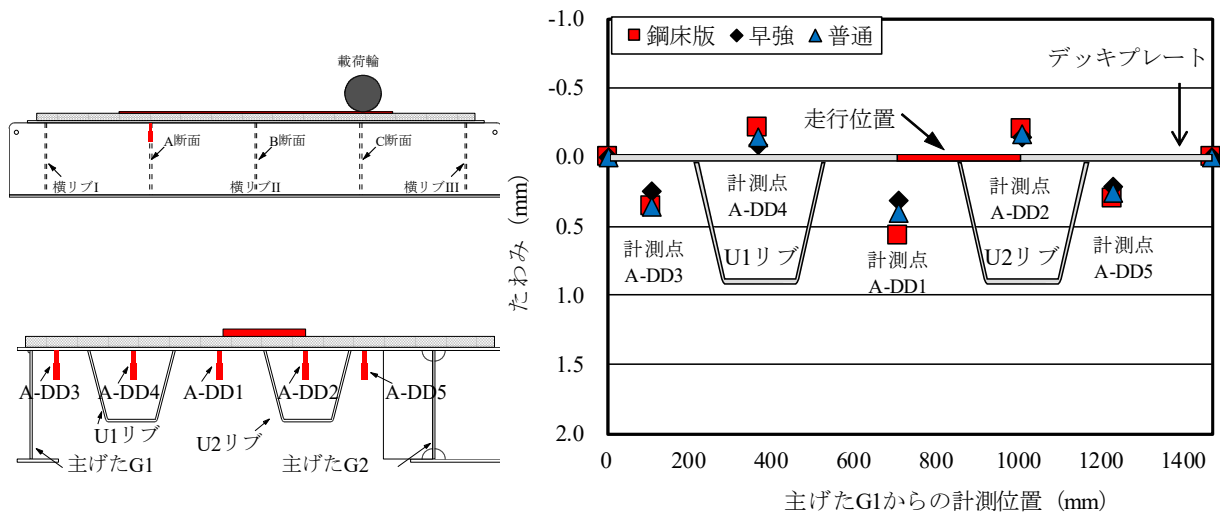
以上より，載荷輪直下以外のデッキプレートでは載荷輪直下のデッキプレートと比較してたわみの低減が確認されなかった。これは，SFRC による剛性の向上が鋼床版全体ではなくデッキプレートのみ作用したため載荷輪直下では SFRC による剛性の向上が局所的に表れる。

### 4.5.3 橋軸直角方向断面デッキプレートの変形挙動

輪荷重が横リブ I および II 間中央，すなわち A 断面に載荷している場合，載荷輪直下のデッキプレートはたわみと走行時刻の関係から計測点を通過する付近で急激なたわみの増減が確認されている。U リブ内デッキプレートでは横リブ II を通過する付近



(1) A断面荷重時における橋軸直角方向断面デッキプレートの変形



(2) C断面荷重時における橋軸直角方向断面デッキプレートの変形

図-4.7 橋軸直角方向断面デッキプレートの変形状態

で負のたわみが発生していることから U リブ内デッキプレートではたわみの交番が発生している。一方、走行範囲外のデッキプレートでは各計測点において補強前後でのたわみの変動が確認されなかった。橋軸直角方向におけるデッキプレートの変形挙動から鋼床版に発生するき裂の発生メカニズムの検討が必要となる。そこで、たわみと走行時刻の関係から得られたたわみを用いてデッキプレート変形挙動を検証する。ここで、橋軸直角方向デッキプレートの変形状態を図-4.7に示す。なお、主げた G1 および G2 上のたわみは 0mm とする。

輪荷重が無補強鋼床版の A 断面に荷重した場合、荷重点直下の計測点 A-DD1 および A-DD2 ではたわみが大きく生じ、U リブ内デッキプレートは輪荷重が荷重した際に U リブにねじれが発生し、デッキプレートの変形に伴い未溶着が開口する。一方、走行範囲外の主桁と U リブ間デッキプレートの計測点 A-DD3、A-DD5 は輪荷重の荷重による変形が生じるものの荷重輪直下と比較して変形が小さい。また、U1 リブ内デッキブ

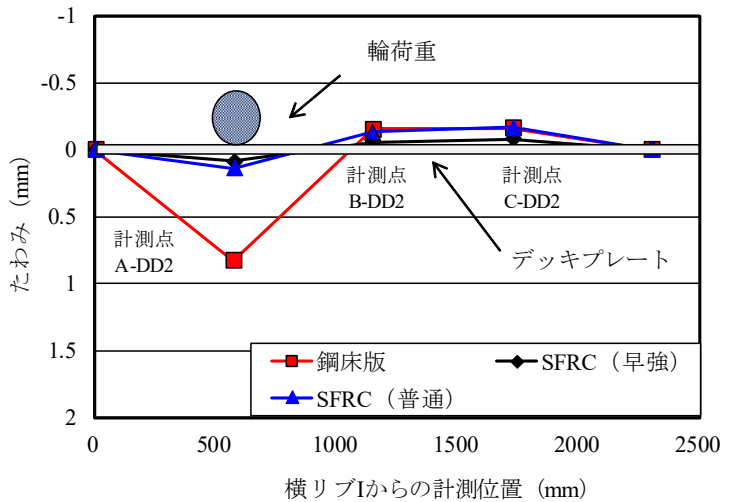
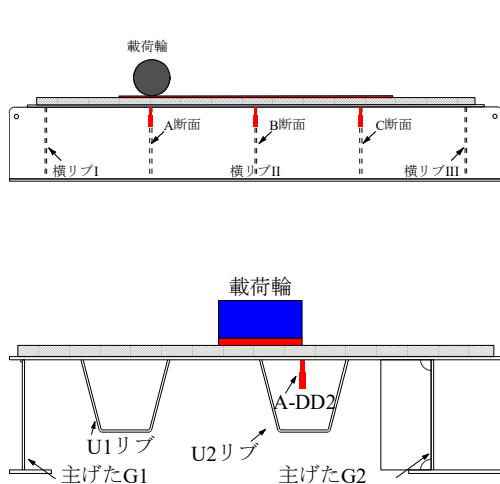
レート計測 A-DD4 は負のたわみが生じている。これは、U リブのねじり剛性が高いことから U リブの回転によりリブ内のデッキプレートが負の方向に持ち上がる。輪荷重が C 断面に載荷した場合、主桁と U リブ間および U リブ間のデッキプレートは正のたわみが発生しているのに対して U リブ内デッキプレートでは負のたわみが生じている。これは輪荷重により発生するモーメントが横リブ上を通過する際、負のモーメントとして A 断面側で発生したためと考えられる。また、デッキプレートの変形に伴う U リブの回転変形が小さくなったことから未溶着部が閉口する。輪荷重が U リブの未溶着の開閉口が繰り返し発生することが考えられ、溶接部を起点にき裂の発生が考えられる。

次に、早強または普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC で補強した鋼床版は輪荷重が A 断面に載荷している場合、載荷直下では U リブ間デッキプレートの変形が大きくなっているものの、無補強鋼床版と比してたわみが低減している。また、U2 リブ内のデッキプレートもたわみが大幅に抑制されている。さらに、たわみが低減されていることから U2 リブとデッキプレートの未溶着部は無補強鋼床版と比して開口幅が抑制できると考えられる。一方、走行範囲外のデッキプレートのたわみは SFRC によるたわみの低減は見られない。輪荷重が C 断面に載荷している場合、デッキプレートに発生したたわみは補強前の鋼床版と比較してたわみの低減は見られず同じ変形状態となっており溶接部が閉口していると考えられる。

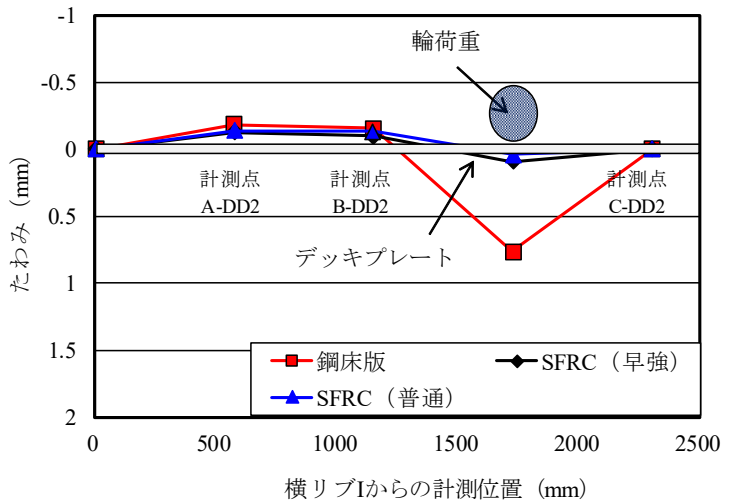
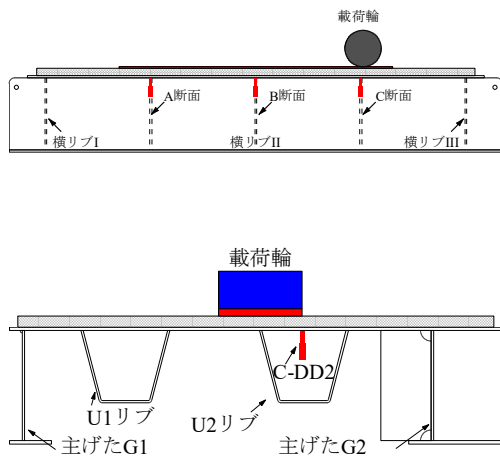
以上より、橋軸直角方向におけるデッキプレートの変形において載荷輪直下では SFRC によるたわみの低減、たわみの変動が抑制される。しかし、走行範囲外においては SFRC によるたわみの低減およびたわみの変動の抑制は見られなかった。これは、鋼床版の構造特徴として橋軸直角方向断面のデッキプレートは面外剛性が小さく、荷重の分配範囲が狭いため SFRC による剛性の向上が鋼床版全体ではなくデッキプレートのみとなり載荷輪直下でのみ顕著に表れる。そのため、局所的な剛性の向上となるため輪荷重の折り返し位置では SFRC による補強効果を受けにくくなるためと考えられる。

#### 4.5.4 橋軸方向断面デッキプレートの変形挙動

橋軸直角方向断面デッキプレートの変形は A 断面載荷時では載荷輪直下が局所的な変形を示し、走行範囲外のデッキプレートでは輪荷重の載荷による断面変位のみとなっている。また、輪荷重が C 断面に載荷した際、U2 リブ内のデッキプレートでは負のたわみが発生し、輪荷重の繰り返し走行によってたわみの交番が生じ、溶接ルート部を起点としたき裂の進展が想定される。また、たわみと走行時刻の関係より橋軸方向断面の U リブ内デッキプレートはねじりによってたわみが交番するためデッキプレートと U リブとの溶接部に交番応力が生じき裂の発生が懸念され、橋軸方向におけるデッキプレートの変形挙動を把握する必要がある。そこで、橋軸方向断面のデッキプレート挙動を把握するために輪荷重が各断面に載荷している際の橋軸方向デッキプレートの変形状態を検証する。ここで、橋軸方向デッキプレートの変形状態を図-4.8 に示す。なお、輪荷重が載荷しない横リブ I および横リブ III 上のたわみは 0mm とする。



(1) A 断面載荷時



(2) C 断面載荷時

図-4.8 橋軸方向断面デッキプレートの変形状態

無補強鋼床版は輪荷重が A 断面または C 断面それぞれに載荷している場合、載荷輪直下ではデッキプレートの変形は正のたわみが発生し、載荷していない位置では横リブ間のデッキプレートに負のたわみが生じている。

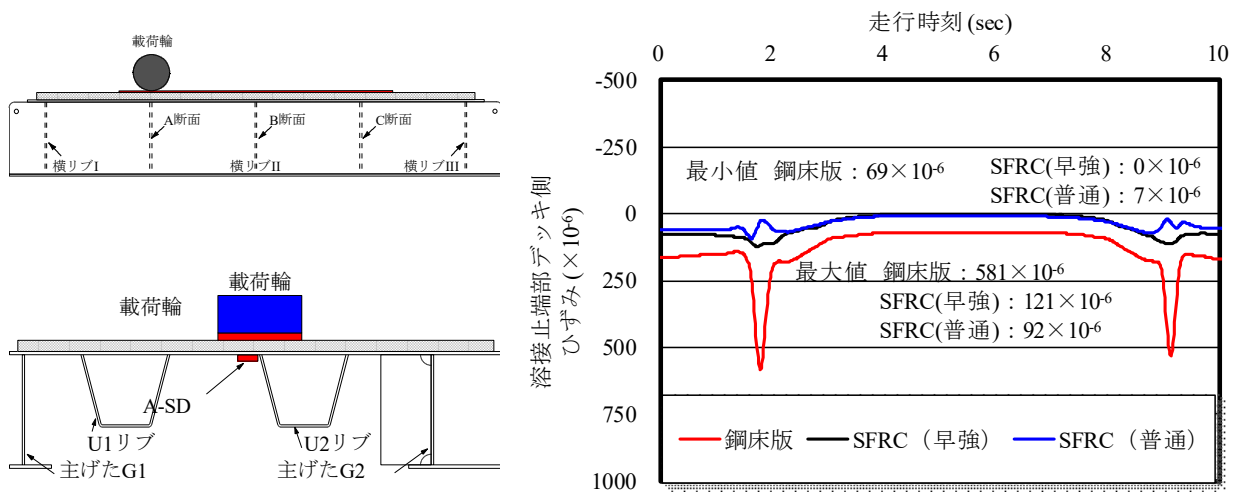
次に、早強または普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いて補強した鋼床版は輪荷重が A 断面または C 断面それぞれに載荷している場合、無補強鋼床版と同様に載荷輪直下ではデッキプレートの変形は正のたわみが発生しているものの大幅にたわみが低減している。これは、橋軸直角方向におけるデッキプレートでは SFRC により剛性の向上が局所的であったが橋軸方向では SFRC による剛性の向上に加えて U リブの剛性が作用しているため全体的に剛性が向上したためにたわみが低減されたものと考えられる。

以上より、SFRC による剛性の向上により橋軸方向デッキプレートの変形は局所的な変形から全体的な変形に移行している。鋼床版全体での変形に移行することからデッキ

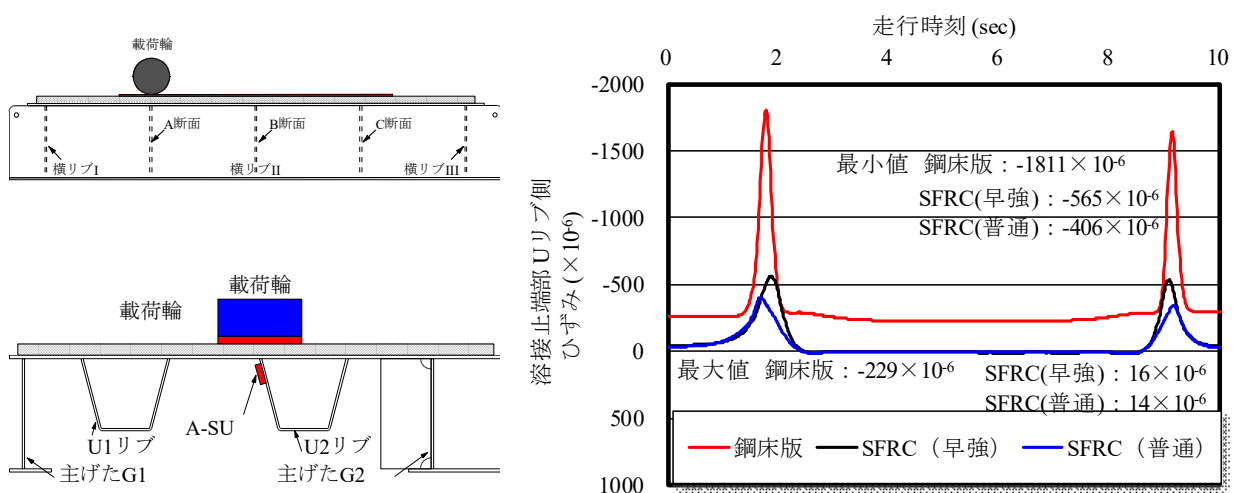
プレートや溶接接合部に発生するき裂の発生および進展を抑制することが可能となる。

#### 4.5.5 A断面（橋軸直角方向）のひずみと走行時刻の関係

鋼床版はデッキプレートを縦リブや横リブなどの補剛材で溶接接合した構造であることから輪荷重の走行によりデッキプレートおよび U リブの溶接ルート部近傍に局所的な応力が発生し、デッキ進展き裂およびビード進展き裂の発生が報告されている。本論文では、デッキプレートおよび U リブの溶接接合部近傍の応力集中について、デッキプレートおよび U リブの溶接止端部近傍のひずみを計測し、接着剤塗布型 SFRC 上面補強におけるひずみの低減効果について検証する。ここで、荷重輪直下の A 断面のひずみと走行時刻の関係を図－ 4.9、計測結果を表－ 4.8 に示す。なお、ひずみの計測位置は図－ 4.2(1), 2)に示す。



(1) 計測点 A-SD



(2) 計測点 A-SU

図－ 4.9 A 断面のひずみと走行時刻の関係



表-4.8 A断面のひずみの最大値および最小値, 変動範囲

計測点	供試体	最大値 ( $\times 10^{-6}$ )	最小値 ( $\times 10^{-6}$ )	変動範囲 ( $\times 10^{-6}$ )	低減率
A-SD	鋼床版	581	69	512	
	SFRC (早強)	121	0	121	24%
	SFRC (普通)	92	7	85	17%
A-SU	鋼床版	-229	-1811	1582	
	SFRC (早強)	16	-565	581	37%
	SFRC (普通)	14	-406	420	27%

### (1) 計測点 A-SD

計測点 A-SD は横リブ I および横リブ II 間のデッキプレートと U2 リブとの溶接止端部から 5mm 離れたデッキプレートとする。鋼床版供試体は荷重 100kN で 1 走行したときの最大ひずみは  $581 \times 10^{-6}$ 、最小ひずみは  $69 \times 10^{-6}$ 、ひずみの変動範囲は  $512 \times 10^{-6}$  である。輪荷重が計測点を通過する付近でひずみが局部的に増加していることからこの位置で局部応力が発生し、き裂の発生および進展が予想される。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大ひずみは  $121 \times 10^{-6}$ 、最小ひずみは  $0 \times 10^{-6}$ 、ひずみの変動範囲は  $121 \times 10^{-6}$  であり、ひずみの変動範囲を鋼床版供試体と比較する 76%抑制させる結果が得られた。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大ひずみは  $92 \times 10^{-6}$ 、最小ひずみは  $7 \times 10^{-6}$ 、ひずみの変動範囲は  $85 \times 10^{-6}$  であり、ひずみの変動範囲を鋼床版供試体と比較する 83%抑制させる結果が得られた。

### (2) 計測点 A-SU

計測点 A-SU はデッキプレートと U2 リブとの溶接止端部から 5mm 離れた U リブとする。鋼床版供試体は荷重 100kN で 1 走行したときの最大ひずみは  $-229 \times 10^{-6}$ 、最小ひずみは  $-1811 \times 10^{-6}$ 、ひずみの変動範囲は  $1582 \times 10^{-6}$  である。この位置は輪荷重が計測点上を通過する際に局部的な変動が生じていることに加えて断面剛性の高い U リブが変形することで溶接止端部付近にき裂の発生および進展しやすいと考えられる。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大ひずみは  $16 \times 10^{-6}$ 、最小ひずみは  $-565 \times 10^{-6}$ 、ひずみの変動範囲は  $581 \times 10^{-6}$  であり、ひずみの変動範囲を鋼床版供試体と比較する 63%抑制させる結果が得られた。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体は荷重 100kN 走行時の最大ひずみは  $14 \times 10^{-6}$ 、最小ひずみは  $-406 \times 10^{-6}$ 、ひずみの変動範囲は  $420 \times 10^{-6}$  であり、ひずみの変動範囲を鋼床版供試体と比較する 73%抑制させる結果が得られた。

以上より、横リブ間中央のデッキプレートおよび U リブでは輪荷重の繰り返し走行

によりデッキプレートと U リブとの溶接止端部近傍で局部的なひずみの変動が確認されていることからこの位置では高い応力集中が発生している。応力集中が発生していることからデッキプレートと U リブの溶接ルート部を起点にデッキ進展き裂，ビード進展き裂が発生すると考えられる。接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことにより載荷輪直下においては SFRC による剛性の向上によってデッキプレートおよび U リブに発生するひずみが低減されることからデッキプレートと U リブに生じる局部応力が抑制され、き裂の発生および進展を抑制することが可能となる。

#### 4.5.4 最大主応力および最小主応力

閉断面リブを用いた鋼床版輪荷重の繰り返し走行より縦リブと横リブとの交差部で局部応力および交番応力が生じることからき裂の発生・進展しやすい位置である。本章では輪荷重の走行による鋼床版の応力照査として縦リブと横リブの交差部のひずみから主応力を算出し SFRC によるリブ交差部の応力低減効果について検証する。主応力は式 (4.2) より算出する。最大主応力と走行時刻の関係を図－ 4.10，計測結果を表－ 4.9，最小主応力と走行時刻の関係を図－ 4.11，計測結果を表－ 4.10 に示す。なお、ひずみの計測位置は図－ 4.2(2)，2)に示す横リブ II と U2 リブの交差部（スカラップおよびスリット）とする。

##### (1) 最大主応力と走行時刻の関係

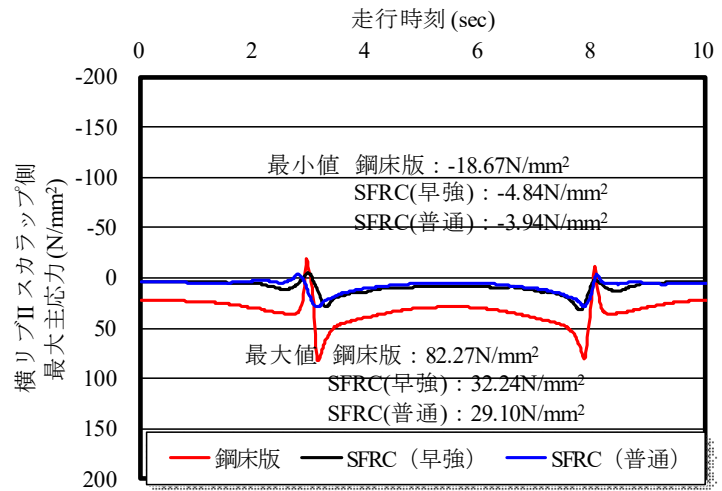
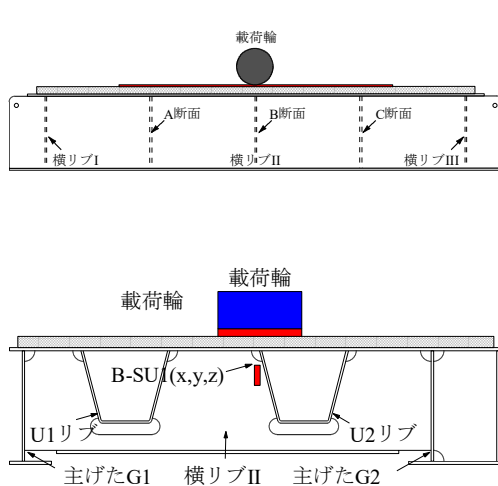
本実験における載荷輪直下のスカラップの最大主応力と走行時刻の関係を図－ 4.7(1)に示す。鋼床版供試体は荷重 50kN で 40,000 回走行後に荷重 100kN で 1 走行したときの最大主応力は輪荷重が計測点をする付近で応力が正負，すなわち交番応力が生じている。最大主応力の最大値と最小値はそれぞれ  $82.27\text{N/mm}^2$ ， $-18.67\text{N/mm}^2$  であり，変動範囲は  $100.94\text{N/mm}^2$  である。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の載荷輪直下スカラップは計測点を通過する付近で応力の変動が確認されるものの局部的な応力変動は見られない。最大主応力の最大値と最小値はそれぞれ  $32.24\text{N/mm}^2$ ， $-4.84\text{N/mm}^2$  であり応力の変動範囲は  $37.08\text{N/mm}^2$  と鋼床版供試体と比較して最大値および変動範囲が 61%低減，63%抑制する結果が得られた。

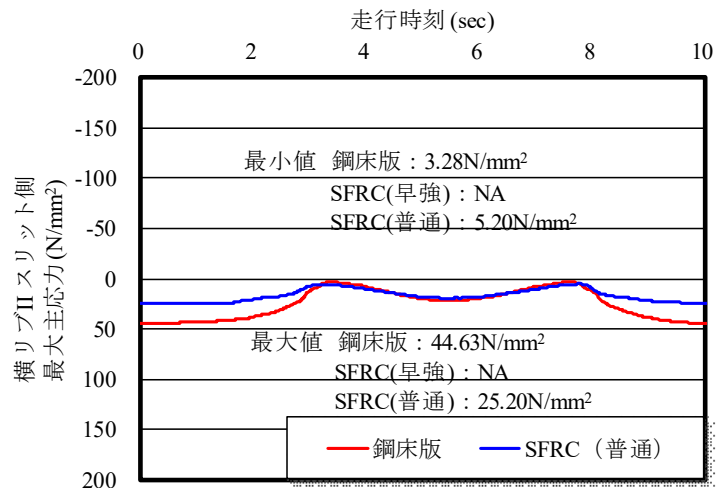
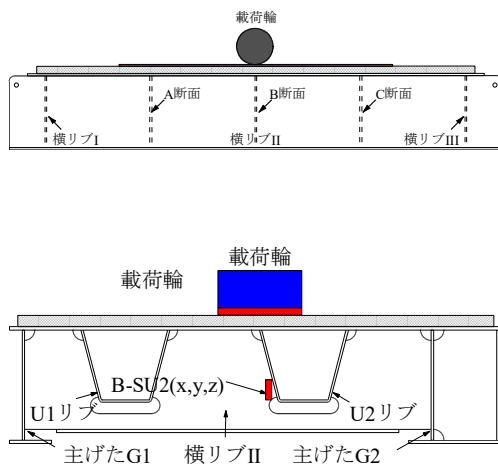
普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版のスカラップは応力の変動があるものの局部的な応力変動は見られない。スカラップの最大主応力の最大値と最小値はそれぞれ  $29.10\text{N/mm}^2$ ， $-3.94\text{N/mm}^2$  であり，応力の変動範囲は  $33.04\text{N/mm}^2$  と鋼床版供試体と比較して最大値および変動範囲が 65%低減，67%抑制する結果が得られた。

次に，載荷輪直下のスリットの最大主応力と走行時刻の関係を図－ 4.7(1)2)に示す。鋼床版供試体は荷重 50kN で 40,000 回走行後に荷重 100kN で 1 走行したときの最大主応力は輪荷重が計測点をする付近で応力の急激な変動が生じている。最大主応力の最大値と最小値はそれぞれ  $44.63\text{N/mm}^2$ ， $3.28\text{N/mm}^2$  であり，変動範囲は  $47.91\text{N/mm}^2$  である。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版のスカラップは応力の変動があるものの局部的な応力変動は見ら



(1) スカラップ



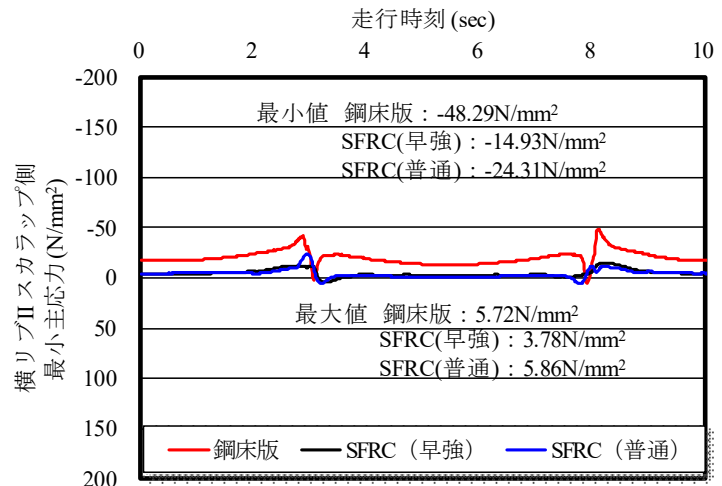
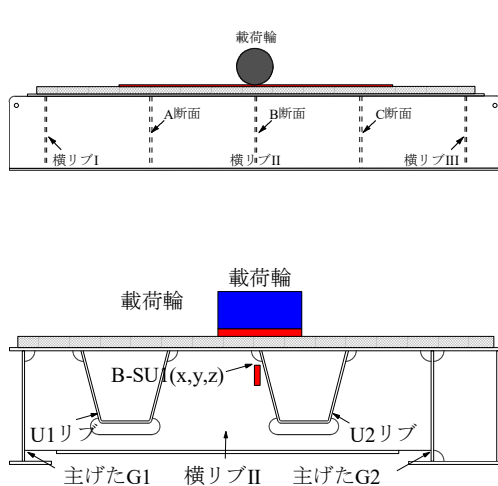
(2) スリット

図-4.10 最大主応力と走行時刻の関係

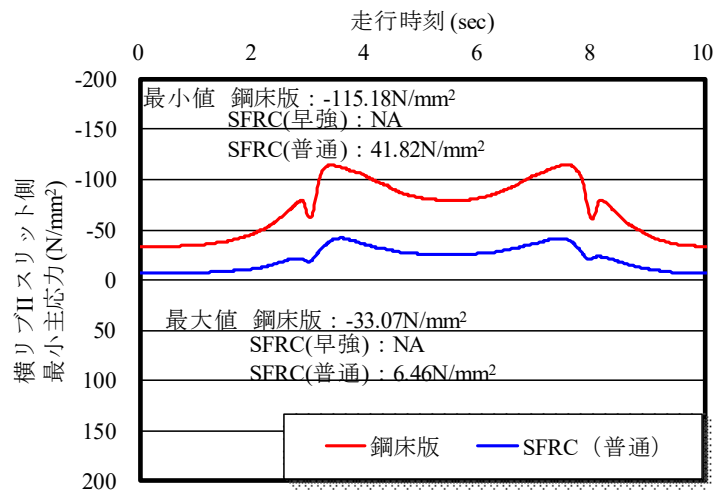
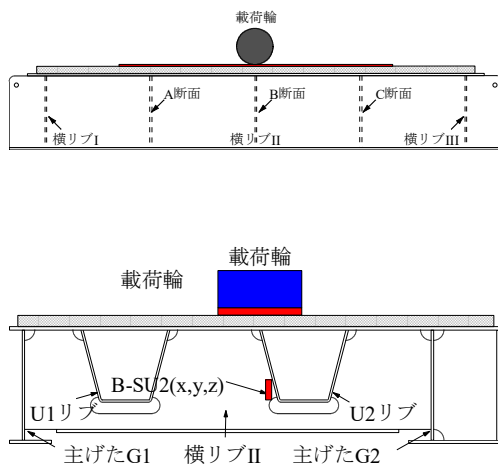
表-4.9 最大主応力の最大値および最小値, 変動範囲

計測点	供試体	最大値 (N/mm <sup>2</sup> )	最小値 (N/mm <sup>2</sup> )	変動範囲 (N/mm <sup>2</sup> )	低減率
B-S1	鋼床版	82.27	-18.67	100.94	
	SFRC (早強)	32.24	-4.84	37.08	37%
	SFRC (普通)	29.10	-3.94	33.04	33%
B-S2	鋼床版	44.63	3.28	41.35	
	SFRC (早強)				
	SFRC (普通)	25.20	5.20	20.01	48%

れない。スカラップの最大主応力の最大値と最小値はそれぞれ 25.20N/mm<sup>2</sup>, 5.20N/mm<sup>2</sup> であり, 応力の変動範囲は 20.00N/mm<sup>2</sup> と鋼床版供試体と比較して最大値および変動範囲が 44%低減, 58%抑制する結果が得られた。



(1) スカラップ



(2) スリット

図-4.11 最小主応力と走行時刻の関係

表-4.10 最小主応力の最大値および最小値, 変動範囲

計測点	供試体	最大値 (N/mm <sup>2</sup> )	最小値 (N/mm <sup>2</sup> )	変動範囲 (N/mm <sup>2</sup> )	低減率
B-S1	鋼床版	5.73	-48.29	54.02	
	SFRC(早強)	3.78	-14.93	18.71	35%
	SFRC(普通)	5.86	-24.31	30.18	56%
B-S2	鋼床版	-33.07	-115.18	82.11	
	SFRC(早強)				
	SFRC(普通)	-6.46	-41.82	35.36	43%

## (2) 最小主応力と走行時刻の関係

載荷輪直下のスカラップにおける鋼床版供試体の最小主応力は、最大主応力と同様に計測点を通過する付近で応力の局所的な増減が確認される。鋼床版供試体の最小主応力

における最大値と最小値はそれぞれ  $5.73\text{N/mm}^2$ 、 $-48.29\text{N/mm}^2$  であり、応力の変動範囲は  $54.02\text{N/mm}^2$  である。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の載荷輪直下スカラップは計測点を通過する付近で局所的な応力の変動は見られない。最小主応力の最大値と最小値はそれぞれ  $3.78\text{N/mm}^2$ 、 $-14.93\text{N/mm}^2$  であり応力の変動範囲は  $18.71\text{N/mm}^2$  と鋼床版供試体の最小主応力と比較して最小値および変動範囲が 69%低減、50%抑制する結果が得られた。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版のスカラップは応力の変動があるものの局所的な変動が抑制されている。スカラップの最小応力の最大値と最小値はそれぞれ  $5.86\text{N/mm}^2$ 、 $-24.31\text{N/mm}^2$  であり、応力の変動範囲は  $30.17\text{N/mm}^2$  と鋼床版供試体と比較して最小値および変動範囲が 65%低減、44%抑制する結果が得られた。

次に、載荷輪直下のスリットにおける鋼床版供試体の最小主応力は、最大主応力と同様に計測点を通過する付近で応力の局所的な増減が確認される。鋼床版供試体の最小主応力における最大値と最小値はそれぞれ $-33.07\text{N/mm}^2$ 、 $-115.18\text{N/mm}^2$  であり、応力の変動範囲は  $82.11\text{N/mm}^2$  である。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版のスカラップは応力の変動があるものの局所的な変動が抑制されている。スカラップの最小応力の最大値と最小値はそれぞれ $-6.46\text{N/mm}^2$ 、 $-41.82\text{N/mm}^2$  であり、応力の変動範囲は  $35.36\text{N/mm}^2$  と鋼床版供試体と比較して最小値および変動範囲が 64%低減、57%抑制する結果が得られた。

以上より、鋼床版供試体は輪荷重が横リブを通過する際に応力の変動が著しくなることから横リブに拘束された U リブに応力集中が生じてスリットおよびスカラップを起点にき裂が進展しやすくなる。接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことで局所的な応力変動が大幅に低減され、溶接接合部を起点に発生するき裂の進展を抑制することができる。

#### 4.6 まとめ

- (1) 建研式引張試験より接着剤塗布型 SFRC 上面補強における SFRC とデッキプレートの付着性は、早強セメントを適用した場合で  $2.35\text{N/mm}^2$ 、普通セメントを適用した場合で  $2.59\text{N/mm}^2$  と鋼床版 SFRC 上面補強法における基準  $1.0\text{N/mm}^2$  を十分に満足する結果が得られた。また、破断面においても一部に接着層が見られるものの破断面の 90%以上が SFRC 側での引張破壊に至っていることからデッキプレートと SFRC の一体性が確保されている。
- (2) 鋼床版は輪荷重の走行によりデッキプレートに局所的なたわみの増減、縦リブ横リブ交差部内でたわみの交番が生じていることから溶接接合部を起点にデッキ貫通き裂や溶接ビード貫通き裂の発生しやすいと考えられる。一方、接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施した鋼床版は SFRC による剛性の向上によってデッキプレートの局所的な変形が抑制され、鋼床版の全体的な変形に移行する。また、U リブ内デッキプレートのたわみの交番も抑制されることから溶接接合部を起点としたき

裂の進展および発生を抑止することが可能である。

- (3) U リブとデッキプレートの溶接接合部近傍では、輪荷重の走行により局部的なひずみが発生しやすい。また、横リブと縦リブの交差部では輪荷重の走行により発生する U リブの回轉變形を縦リブが拘束することからスカラップおよびスリットで交番応力が発生し、横リブおよび縦リブにき裂の進展が懸念される。接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことで溶接接合部に発生するひずみおよび応力が大幅に低減され、き裂の発生および進展を抑止することが可能となり、鋼床版の延命化を図ることができる。

#### 第4章 参考文献

- 4.1) (公社)土木学会：鋼構造シリーズ 19 鋼床版の疲労 2010 年改定版，2010
- 4.2) (公社)日本道路協会：鋼橋の疲労，1997
- 4.3) 児玉孝喜，加形護，伴康夫，海老沢秀治，鈴木康範：SFRC 舗装による鋼床版の疲労耐久性向上対策，第 12 回鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，pp.83-96，2009.8
- 4.4) 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，橋梁と基礎，pp.84-87，2005.8
- 4.5) 村越潤，木ノ本剛，春日井俊博，児玉孝喜，辻井豪：既設鋼床版の SFRC 舗装による補強工法と耐久性評価に関する実験的検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学) Vol. 69 No. 3，pp. 416-428，2013
- 4.6) 小野秀一，平林泰明，下里哲弘，稲葉尚文，村野益巳，三木千壽：既設鋼床版の疲労性状と鋼繊維補強コンクリート敷設工法による疲労強度改善効果に関する研究，土木学会論文集 A，Vol.65 No2，pp.335-347，2009
- 4.7) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I，II，2012.3
- 4.8) 伊藤清志，阿部忠，深川克彦：早強セメントに鋼繊維を配合した SFRC 床版の耐疲労性の評価，セメント・コンクリート論文集 Vol.70，pp.502-509，2017.3
- 4.9) 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混入した 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.1253-1262，2017.3
- 4.10) 阿部忠，川井豊，山下雄史，一瀬八洋：普通セメントに低収縮型早強性混和材を配合した SFRC 舗装による鋼床版の応力低減効果，土木学会論文集 E1 (舗装工学)，Vol.71，No.2，pp.47-62，2015
- 4.11) 川野始，川寄哲郎，阪井大輔，伏見彬，萩原孝一：疲労強度調査における reference 応力に関する一考察，西部造船会会報，83，pp.207-213，1992
- 4.12) 建設コンサルタント協会近畿支部公共土木施設の維持管理に関する研究委員会道路分科会橋梁 WG ② (補修・補強)：2. 橋梁補修設計マニュアル (案)，2012
- 4.13) 国土交通省大臣官房官庁：公共建築工事標準仕様書 (建築工事編) 平成 28 年版，2016
- 4.14) (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
- 4.15) (独)土木研究所，(株)横河ブリッジ，(株)NIPPO，鹿島道路(株)，大成ロテック(株)：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 舗装した既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル (案) —，共同研究報告書，第 395 号，2009

## 第5章 接着剤塗布型鋼床版上面補強法における耐疲労性の評価

### 5.1 はじめに

道路橋鋼床版は薄板溶接構造であることからコンクリート系床版と比較して軽量であるため都市高架や長大橋に多く用いられている。しかし、鋼床版デッキプレートの最小厚さ 12mm であることから過積載車両の繰り返し走行によるデッキプレートに局部変形、溶接接合部に応力集中が発生するため溶接ルート部を起点としたき裂の発生が数多く報告されている。また、交通量の多い路線では供用開始から 10 年程度でデッキ進展き裂やビード進展き裂が発生し、鋼床版の耐荷力性能および耐疲労性が低下し疲労寿命が著しく短くなっている<sup>5.1)-5.2)</sup>。これらのき裂が発生した鋼床版の補修・補強対策としてあて板補強が適用されている。しかし、あて板補強はき裂発生箇所近傍の補強効果が得られるがあて板補強を施した位置のみとなってしまう。また、鋼床版は同一構造の連続であるため各径間で同一位置に再度き裂が発生する可能性がある。そこで、鋼床版の恒久的な補修・補強対策として鋼繊維補強コンクリートを用いた SFRC 上面補強および舗装法<sup>5.3)</sup>が適用されている。また、SFRC とデッキプレートとの一体性を図るためにエポキシ系接着剤をデッキプレートに塗布した接着剤塗布型 SFRC 上面補強および舗装法<sup>5.4)</sup>が適用され、SFRC と接着剤を併用することで鋼床版の溶接接合部やデッキプレートに発生する局所的な応力性状を抑制されている。しかし、接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施した鋼床版デッキプレートの変形や輪荷重の繰り返し走行によって疲労損傷を受けた SFRC 部材の付着性能に関する検討例が少ないのが現状である。

そこで第5章では、鋼床版の補強法として早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施し、輪荷重走行疲労実験を行い、輪荷重の繰り返し走行により鋼床版の耐疲労性およびデッキプレートの変形状態を検証する。また、輪荷重の繰り返し走行により疲労損傷を受けた SFRC の界面の付着性能および損傷状況から SFRC の耐疲労性について検証する。

### 5.2 供試体概要

#### 5.2.1 使用材料

##### (1) 鋼床版

本研究では、鋼床版を構成する鋼材に 1980 年代に多用されていた鋼部材が SS400 材であることから実験では SS400 材を適用した。SS400 材の材料特性値はミルシートより降伏強度が  $341\text{N/mm}^2$ 、引張強度が  $462\text{N/mm}^2$ 、ヤング係数は  $200\text{kN/mm}^2$  とする。

##### (2) SFRC

本実験では、2 日連続した交通規制を考慮して材齢 36 時間でコンクリートの圧縮強度が  $30\text{N/mm}^2$  以上確保できる配合とする。SFRC のセメントには早強ポルトランドセメント（以下、早強セメント）あるいは普通ポルトランドセメント（以下、普通セメント）を用いる。早強セメントあるいは普通セメントに最大骨材寸法 15mm の粗骨材、最大骨材寸法 5mm の細骨材、 $\phi$  0.62mm、長さ 30mm の両端フック形鋼繊維、収縮低



表－ 5.1 SFRC の示方配合

セメントの種類	W/B (%)	S/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )					S.P (%)	
			W	C	S	G	SF		AD
早強セメント	38	57.9	174	358	936	686	100	100	1.4
普通セメント				358	937	686	100	100	1.2

W/B：水結合比，S/a：細骨材率，W：水，C：セメント，S：砕砂，G：粗骨材，SF：両端フック型鋼繊維，AD：低収縮型早強性混和材，S.P：高性能AE減水剤

減成分と早強成分を有する低収縮型混和材を添加させる。SFRC の圧縮強度は材齢 36 時間で早強セメントを用いた場合は 50.6N/mm<sup>2</sup>，普通セメントを用いた場合は 36.0N/mm<sup>2</sup> と材料の要求性能である材齢 36 時間で 30N/mm<sup>2</sup> 以上を十分に満足する。

### (3) 高耐久型・耐水耐熱性エポキシ樹脂プライマー

既設鋼床版においてアスファルト舗装を切削し，デッキプレートをショットブラスト機による表面研掃後，直ちに SFRC を打設しない場合，研掃した鋼床版のデッキプレートは飛来塩分などによる錆が発生しやすい環境状況や施工状況であるときに実橋梁では研掃後，防錆剤を塗布している。本研究では，実橋梁の施工を想定しショットブラストによる表面研掃後に高耐久型・耐水耐熱性エポキシ樹脂プライマー（以下，防錆剤）を塗布した。ここに，防錆剤の材料特性値を表－ 5.2 に示す。

表－ 5.2 防錆剤の材料特性値

項目		実測値	備考
外観	主剤	灰色液状	異物混入なし
	硬化剤	褐色液状	異物混入なし
塗膜の外観		灰色	目視
混合比（主剤：硬化剤）		2：1	重量比
混合粘度		50mPa・s以下	JIS K7112
塗膜乾燥時間		4時間以内	ドライングレコーダー
引張せん断強さ		10 N/mm <sup>2</sup> 以上	JIS K6850

### (4) 高耐久型エポキシ樹脂接着剤

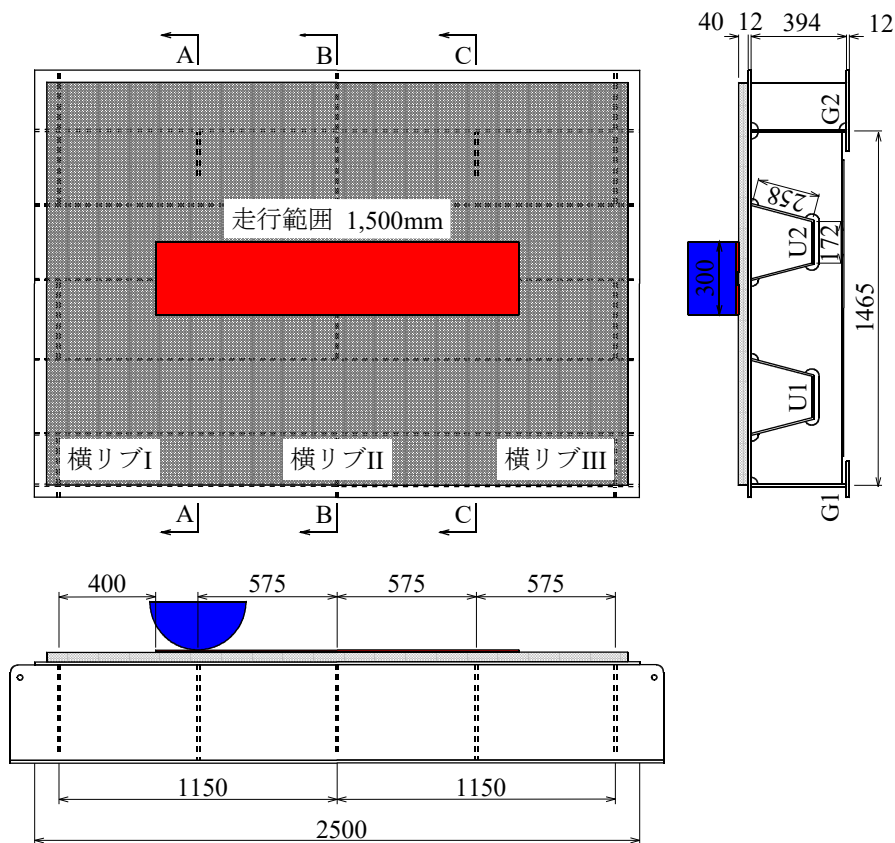
鋼床版デッキプレートと SFRC は弾性率が異なることから輪荷重の走行により発生する曲げや回転などの応力性状によってデッキプレートと SFRC との界面にずれが生じる。輪荷重の走行によるずれ，すなわちはく離の発生を抑制するために道路橋鋼床版ではデッキプレートにエポキシ系接着剤を塗布した補強法が適用されている<sup>5.4)</sup>。鋼床版デッキプレート上面をショットブラストやウォータージェットを用いてデッキプレートの表面を研掃する。デッキプレートと SFRC との界面のはく離を防止し，一体性および耐疲労性を向上させるために高耐久型エポキシ樹脂接着剤（以下，接着剤）を塗布量 1.4kg/m<sup>3</sup> で塗布した。ここに，本実験に用いた接着剤の各種試験結果による特性値を表－ 5.3 に示す。

表－ 5.3 接着剤の材料特性値

項目		実測値	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		1.42	JIS K7112
圧縮強さ		102.88 N/mm <sup>2</sup>	JIS K7181
圧縮弾性係数		3976.4 N/mm <sup>2</sup>	JIS K7181
曲げ強さ		41.16 N/mm <sup>2</sup>	JIS K7171
引張せん断強さ		14.86 N/mm <sup>2</sup>	JIS K6850
コンクリート 付着強さ		3.7 N/mm <sup>2</sup> または母材破壊	JIS K6909

### 5.2.2 供試体寸法

鋼床版供試体はデッキプレートを縦リブおよび横リブで補剛し、縦げた、横げたなどの床組構造や主桁で支持される構造である。本研究では、実橋のモデル化を行い供試体を製作する。デッキプレートには、現在最も疲労損傷を著しく受けているデッキプレートの板厚が 12mm であることから本供試体を構成するデッキプレートは厚さ 12mm、幅 1,765mm、長さ 2,500mm の鋼板、U リブは幅 318mm、高さ 250mm、厚さ 8mm の鋼板を使用する。主桁は I 形断面とし、主桁間隔は 1,465mm とする。主桁 G1 から 206mm の位置に U1 リブ、主桁 G2 から 301mm の位置に U2 リブを接合する。横リブは軸方向の支間中央に I 形とし、端部の横リブは支間中央から 1,150mm 位置とし、弾性変形を考慮して厚さ 8mm の腹板のみとする。ここで、鋼床版供試体の寸法を図－ 5.1 に示す。

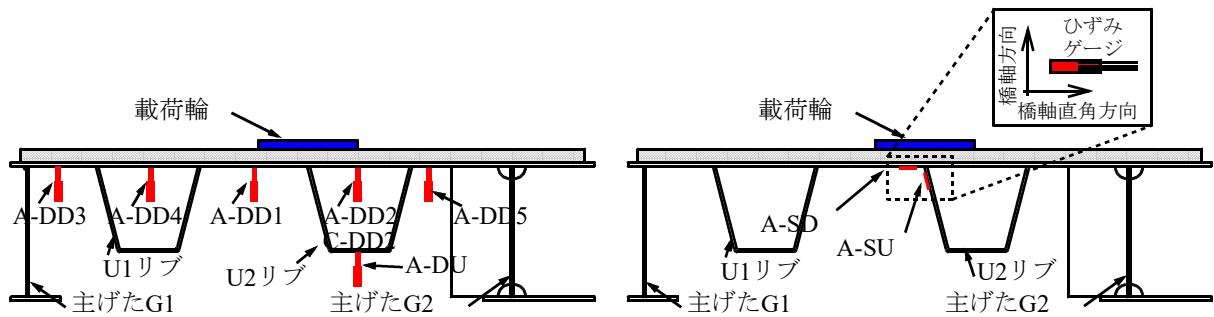


図－ 5.1 供試体寸法

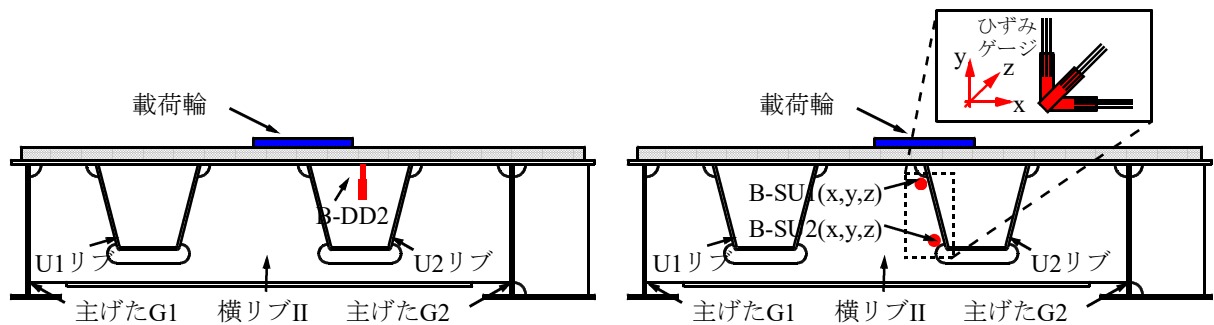
### 5.2.3 たわみおよびひずみの計測位置

鋼床版のデッキプレートおよび溶接接合部は輪荷重走行時に発生する曲げにより面外変形や局部変形、局部応力が発生している。また、鋼床版は同一構造の連続であることからき裂の発生箇所も他径間で同一位置に発生しやすくなる。そこで本実験では、たわみの計測位置は輪荷重の影響を最も受けやすい横リブ間中央の A 断面と C 断面、面外変形を受ける横リブ接合部上の B 断面とする。ひずみの計測位置は溶接接合による残留応力の影響を考慮し、鋼部材の構造的応力を計測することが可能な溶接止端部から 5mm 離れた溶接接合部近傍のデッキプレートおよび U リブ、U リブと横リブの交差部とする。ここで、たわみおよびひずみの計測位置を図－ 5.2 に示す。

A 断面のたわみの計測位置は U1 リブおよび U2 リブ間載荷輪直下のデッキプレート（計測点 A-DD1）と U2 リブ内のデッキプレート（計測点 A-DD2）、U2 リブの下面（計測点 A-DU）とする。また、デッキプレートの変形状態を検証するために走行範囲外のデッキプレートのたわみの計測位置として主げた G1 と U1 リブ間のデッキプレート（計測点 A-DD3）、U1 リブ内デッキプレート（計測点 A-DD4）、主げた G2 と U2 リブ間のデッキプレート（計測点 A-DD5）とする。ひずみの計測位置は載荷輪直下の U2 リブの溶接接合部近傍とし、U2 リブとデッキプレートの溶接止端部から 5mm のデッキプレート（計測点 A-SD）と U2 リブ（計測点 A-SD）とする。断面 B のたわみの計測位置は載荷輪直下の横リブ II の U2 リブ内のデッキプレート（計測点 B-DD2）。また、ひずみの計測位置は載荷輪直下の U2 リブと横リブ II の接合部でスカラップから 5mm の



1) たわみの計測位置  
2) ひずみの計測位置  
(1) A断面およびC断面（横リブ I または横リブ III から 575mm の位置）



1) たわみの計測位置  
2) ひずみの計測位置  
(2) 断面 B（横リブ II）

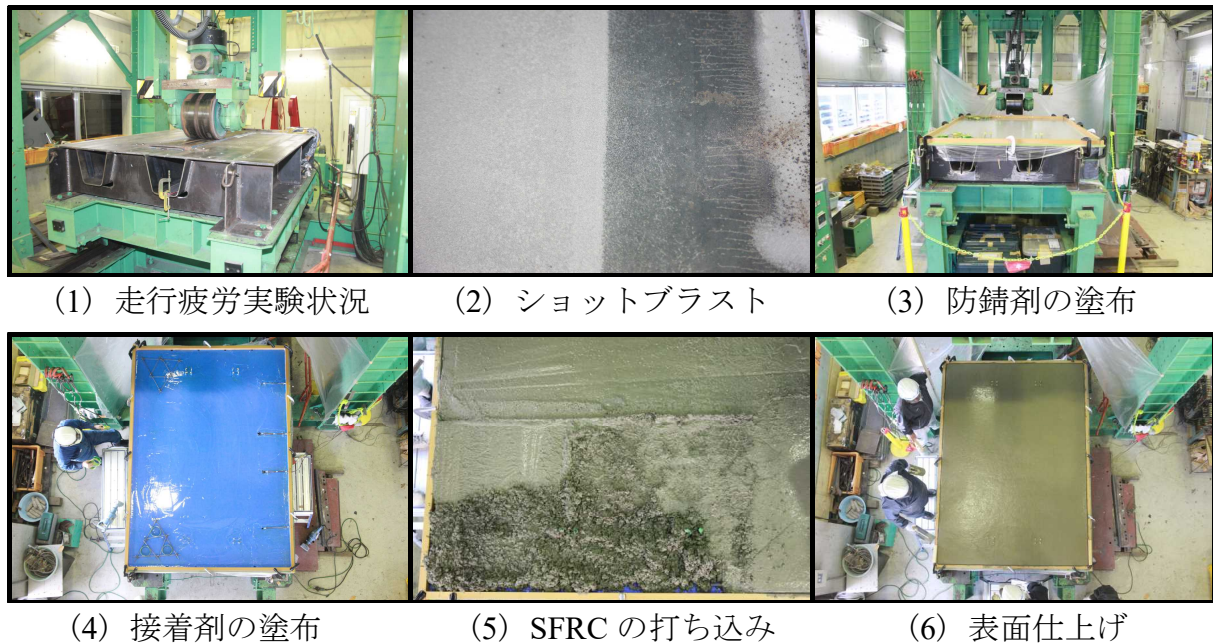
図－ 5.2 たわみおよびひずみの計測位置

横リブ (B-SU1(x, y, z)), スリットから 5mm の横リブ (B-SU2(x, y, z)) とする。C 断面のたわみの計測は橋軸方向のねじれによる U リブ内のデッキプレートの変形状態を検証するために U2 リブ内のデッキプレート（計測点 C-DD2）とする。

### 5.3 供試体の製作工法

鋼床版の SFRC 上面補強法は、「橋梁補修設計マニュアル (案)」<sup>5.5)</sup>に準拠し、製作する。ここで、接着剤塗布型 SFRC 上面補強の補強手順を写真－ 5.1 に示す。

鋼床版供試体に輪荷重走行疲労実験を行い 40,000 回走行させ鋼床版デッキプレートのたわみおよびひずみを計測する (写真－ 5.1(1))。鋼床版供試体のデッキプレートおよび U リブ、溶接接合部にき裂は見られない。その後、疲労実験を行った鋼床版を投射密度 150kg/m<sup>2</sup> でショットブラストによるデッキプレートの研掃 (1 種ケレン相当) 行う (写真－ 5.1(2))。デッキプレートを研掃後に表面に錆が発生しやすいことからデッキプレートに防錆剤を塗布する (写真－ 5.1(3))。防錆剤の養生後、ウェットゲージを用いて接着剤を厚さ 1.0mm 塗布し (写真－ 5.1(4)) する。その後、SFRC を直ちに混練し厚さ 40mm で打ち込み (写真－ 5.1(5))、最後に表面仕上げ施し養生する (写真－ 5.1(6))。



写真－ 5.1 接着剤塗布型 SFRC 上面補強の施工手順

## 5.4 実験概要

### 5.4.1 輪荷重走行疲労実験の概要

鋼床版供試体および接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体の荷重載荷条件は鋼床版供試体で予備実験を行った際、たわみの変形量が著しかった。また、鋼床版供試体は輪荷重が U リブを跨ぐように輪荷重を載荷させる。そのため、本実験における鋼床版供試体の初期載荷荷重を 50kN とする。たわみおよびひずみの計測はマイナー則に従い、1 回、10 回、100 回、1,000 回、5,000 回、5,000 回以降は 5,000 回ごとに 40,000 回まで計測する。また、実験開始前および疲労実験終了後に横リブ I から 400mm の位置を起点に 1,500mm の範囲を荷重 100kN で 1 往復させ、各計測点のたわみおよびひずみを動的に計測する。この動的に計測した各計測点のたわみおよびひずみを基に鋼床版に発生する局所的な変形や応力性状について検証する。また、疲労実験における各計測点のたわみおよびひずみはデッキプレートおよび各溶接部近傍に発生する応力性状について検討を行うものとする。

次に、早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体の荷重載荷ステップは鋼構造物における疲労寿命の推定および評価に 200 万回強度<sup>5,6)</sup>が用いられることから等価繰り返し回数が 200 万回程度となるように荷重の載荷ステップを設定する。初期荷重は無補強鋼床版供試体と同様に 50kN とし、20,000 回走行させる。たわみおよびひずみの計測は 1 回、10 回、1,000 回、10,000 回、20,000 回とする。その後、荷重 100kN で 40,000 回、荷重 150kN で 62,000 回走行させる。荷重増加後のたわみおよびひずみの計測は各荷重で 10,000 回ごとに計測する。また、実験開始前および疲労実験終了後に横リブ I から 400mm の位置を起点に 1,500mm の範囲を荷重 100kN で 1 往復させ、各計測点のたわみおよびひずみを動的に計測する。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC

上面補強した鋼床版供試体は無補強鋼床版供試体と同様に初期荷重を 50kN とする。たわみおよびひずみの計測は 1 回, 10 回, 100 回, 1,000 回, 5,000 回, 5,000 回以降は 5,000 回ごとに計測する。その後, 荷重を 100kN, 120kN, 140kN, 150kN と増加させ各荷重で 20,000 回走行させる。また, 荷重増加後のたわみおよびひずみの計測は 1 回, 10 回, 100 回, 1,000 回, 5,000 回, 5,000 回以降は 5,000 回ごとに計測する。また, 実験開始前および疲労実験終了後に横リブ I から 400mm の位置を起点に 1,500mm の範囲を荷重 100kN で 1 往復させ, 各計測点のたわみおよびひずみを動的に計測する。

#### 5.4.2 動的計測

本実験では鋼床版供試体の輪荷重走行した際に発生しする局部変形および局部応力による鋼床版供試体の疲労損傷および接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体のたわみ・ひずみの抑制効果を検証することから輪荷重が走行する際の局部性状を計測する必要がある。そこで, 本実験では動的にたわみおよびひずみを計測する。動的計測は横リブ I から 400mm の位置を起点に 1,500mm の範囲を輪荷重が走行する際に発生するたわみおよびひずみを一定時間の連続して計測する方法である。

#### 5.4.3 S-N 曲線および等価走行回数

鋼構造物の疲労耐久性評価には溶接継手の疲労設計曲線が適用されている。デッキプレートと U リブの溶接部の疲労に対しては, 面外曲げを受ける隅肉溶接継手の疲労試験結果に基づく S-N 曲線が適用されている<sup>5.7), 5.8)</sup>。牛尾らが提案する S-N 曲線は自然対数表示でかつ応力の単位が SI 単位でないことからこれを常用対数に変換して SI 単位で表示すると式(5.1)で表される。

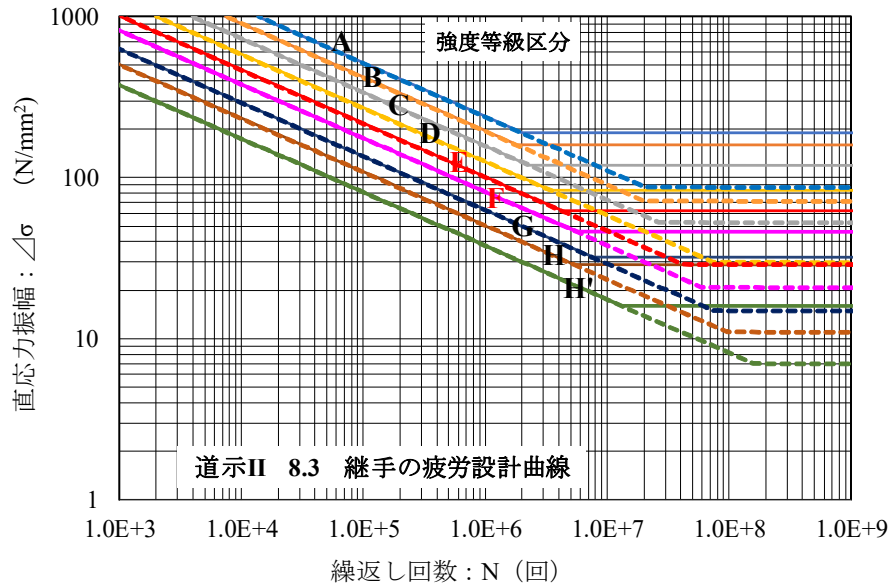
$$\log \sigma_c = -0.345 \log N + 3.2696 \quad (5.1)$$

ここに,  $\sigma_c$ : 応力 (溶接止端部から 20mm 離れた点でのひずみの計測結果から推定した溶接のど厚部の外部応力)

$N$ : 繰り返し回数

牛尾らが提案する S-N 曲線は応力に面外応力を用いていることから, 実橋梁の疲労損傷モードと一致する。しかし, 本研究で計測したデッキプレートと U リブとの溶接部のひずみは溶接止端部から 5mm の位置であることから応力性状が異なる式(5.1)を適用することができない。そこで本研究では, 道路橋示方書・同解説<sup>5.9)</sup> (以下, 道示とする) および鋼構造物の疲労設計指針・同解説<sup>5.10)</sup> (以下, 疲労設計指針とする) で規定されている鋼部材の S-N 曲線から強度区分に適する S-N 曲線を選定し, 等価繰り返し回数を算定する。ここで, 道示および疲労設計指針に規定される鋼構造物の S-N 曲線を図-5.3 に示す。

鋼床版のデッキプレートと U リブの溶接継手の疲労照査には道示および疲労設計指針に基づき S-N 曲線の強度区分 E あるいは F が適用される<sup>5.11), 5.12)</sup>。ここで, 強度区分 E および F の S-N 曲線式を式(5.2), (5.3) に示す。



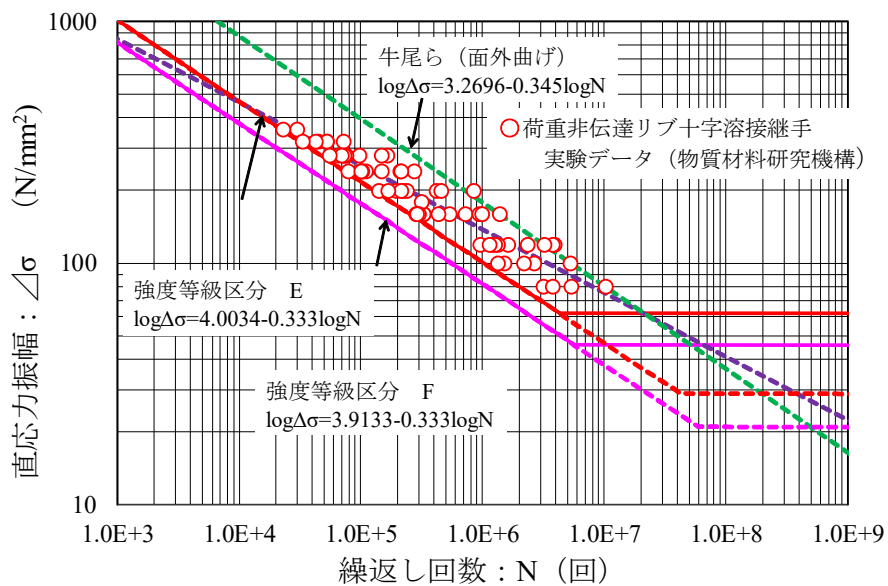
図－ 5.3 鋼床版の設計 S-N 曲線<sup>5.9), 5.10)</sup>

$$\text{強度区分 E : } \log \sigma c = -0.333 \log N + 4.0034 \quad (5.2)$$

$$\text{強度区分 F : } \log \sigma c = -0.333 \log N + 3.9133 \quad (5.3)$$

ここに、 $\sigma c$  : 応力

道示および疲労設計指針の疲労強度区分 E および F は、牛尾らの S-N 曲線<sup>5.7)</sup>やリブ十字溶接継手<sup>5.13)</sup>の実験 S-N 曲線の下限を包含する安全側の S-N 曲線となっている。ここで、道示および疲労設計指針の疲労強度区分 E および F、牛尾らならびにリブ十字溶接継手の実験 S-N 曲線を図－ 5.4 に示す。なお、鋼構造物の疲労寿命推定には逆数の絶対値  $m=3.0$  が適用されている<sup>5.9), 5.10)</sup>。



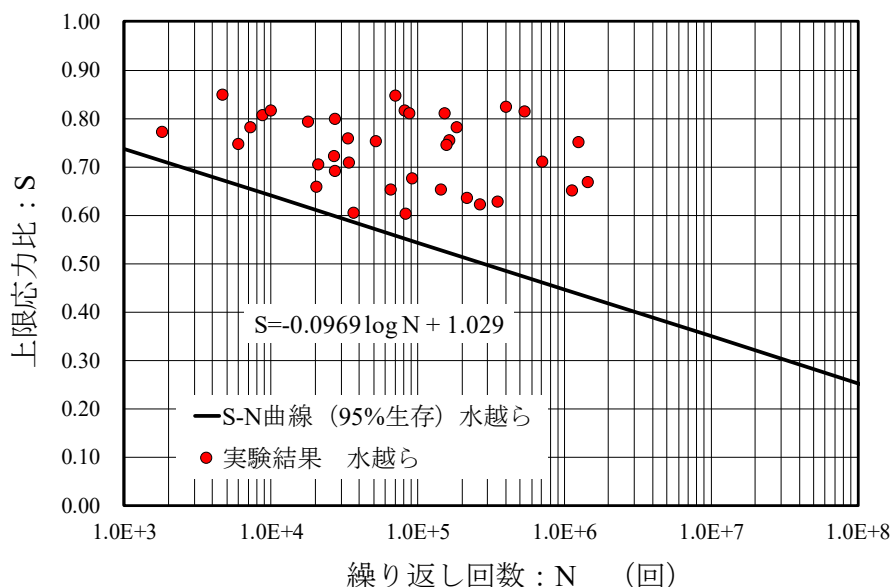
図－ 5.4 鋼床版溶接継手に関する疲労試験データと S-N 曲線強度区分 E・F<sup>5.7)-5.12)</sup>

本実験における輪荷重走行疲労実験は、荷重を増加する段階状载荷とすることから等価走行回数を算出し耐疲労性を評価する。また、鋼床版供試体と SFRC の S-N 曲線式が両対数式および片対数式を用いられているため等価走行回数の算出方法が異なる。鋼床版供試体の等価走行回数は、マイナー則に従うと式(5.4)が与えられる。なお、式(5.4)における基準荷重  $P$  は 2017 年改訂の道示<sup>5.9)</sup>に規定する B 活荷重 100kN に、本実験装置の輪荷重幅 300mm と道示に規定する T 荷重幅 500mm との比 (=3/5)，さらに輪荷重幅 300mm と載荷板幅 2×125mm の設置面積との比から 50kN (=100×(3/5)×(250/300)) とする。また、式(5.4)に適用する S-N 曲線の傾き逆数  $m$  には、S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値  $m=3.0$  を適用する<sup>5.9), 5.10)</sup>。

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

- ここで、 $N_{eq}$ ：等価走行回数（回）  
 $P_i$ ：載荷荷重（kN）  
 $P$ ：基準荷重（=50kN）  
 $m$ ：S-N 曲線の傾き逆数の絶対値（=3.0）  
 $n_i$ ：実験走行回数（回）

次に SFRC の耐疲労性の評価において、水越ら<sup>5.13)</sup>は SFRC の疲労ひび割れの進展状況を考慮した生存確率 95%の S-N 曲線式(5.5)を提案している。ここで、水越らが提案している S-N 曲線図を図－ 5.5 に示す。



図－ 5.5 水越ら提案する SFRC の S-N 曲線<sup>5.13)</sup>

$$S = -0.0969 \log N + 1.0279 \quad (5.5)$$

ここに、 $S$ ：上限応力（=作用最大曲げ応力/静的曲げ強度）



S-N 曲線式(5.3)における傾きの逆数の絶対値は  $m=10.3$  が適用される。

SFRC 上面補強における等価走行回数の算定には、水越ら<sup>5.13)</sup>が提案する式より、マイナー則に従うと仮定すると式(5.6)が与えられる。なお、式(5.4)における基準荷重  $P$  は 2017 年改定の道示<sup>5.9)</sup>の規定である B 活荷重に安全率 1.2 を考慮し、本実験装置の輪荷重幅 300mm と道示に規定する T 荷重幅 500mm の比から 72kN ( $=100 \times 1.2 \times 3/5$ ) とする。また、今回の実験において SFRC の静的曲げ強度が得られていないため、式(5.6)における上限応力比  $S_i$  の算定は、基準荷重載荷時の応力が許容応力度 (SFRC の静的強度の 1/3) と相当と仮定し、載荷荷重  $P_i$  を基準荷重  $P=72\text{kN}$  で除し、算出した。また、S-N 曲線の傾き逆数  $m=10.3$  を適用する。

$$N_{eq} = \sum_{i=1}^n [10^{(S_i - S_0)/(1/m)}] \times n_i \quad (5.6)$$

$$S_i = (1/3) \times (P_i/P)$$

ここで、 $N_{eq}$  : 等価走行回数 (回)

$P_i$  : 載荷荷重 (kN)

$P$  : 基準荷重 (=72kN)

$S_0$  : 上限応力比 (作用最大曲げ応力/静的曲げ強度)

$m$  : S-N 曲線の傾き逆数の絶対値 (=10.3)

$n_i$  : 実験走行回数 (回)

#### 5.4.4 建研式引張試験

鋼床版デッキプレートと SFRC の界面では輪荷重の走行により曲げやせん断の応力が発生し、応力性状が繰り返し作用することで界面にはく離が生じる。せん断に対する検討として本研究では一面せん断試験を実施し、接着剤を塗布することにより界面ではく離はなく、SFRC 側でのせん断破壊となり界面の一体性が確保されている。

一方、輪荷重の走行による曲げおよびせん断が繰り返し作用する状況において、界面の応力性状に加えて輪荷重の繰り返し走行による疲労により早期に界面のはく離が考えられる。そこで本研究では、輪荷重の繰り返し走行によりデッキプレートと SFRC との界面の付着性を建研式引張試験機<sup>5.14)</sup>を用いて検証する。建研式引張試験の方法は SFRC 上面に電動コアドリルを設置し、 $\phi$  100mm で鋼床版デッキプレートの表面の位置まで切り込みを入れる。その後、コア上面に接着剤を塗布して金属治具を圧着し、養生する。養生後、油圧式接着試験機を用いて載荷速度 1.0N/cm<sup>2</sup>/sec で引張試験を実施する。引張試験における強度の算定は式(5.7)として与えられる。

$$f_T = P / A \quad (5.7)$$

ここで、 $f_T$  : 引張付着強度 (N/mm<sup>2</sup>)

$P$  : 接着荷重 (N)

$A$  : 接着面積 (mm<sup>2</sup>)

### 5.4.5 主応力の算出

本実験では横リブと U リブの溶接部に 3 軸ゲージを用いていることから最大主応力・最小主応力を算出し、応力低減効果について検証する。主応力の算出には式(5.8)を適用する。

$$\sigma = \frac{E}{2(1-\nu^2)} \left[ (1+\nu)(\varepsilon_x + \varepsilon_y) \pm (1-\nu) \sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_y)^2} \right] \quad (5.8)$$

ここで、 $\sigma$ ：主応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$E$ ：鋼材のヤング係数 (=200kN/mm<sup>2</sup>)

$\nu$ ：ポアソン比 (=0.3)

$\varepsilon$ ：各方向のひずみ

## 5.5 輪荷重走行実験による実験結果および考察

### 5.5.1 等価走行回数

本実験における実験走行回数を式(5.4)，(5.6)により算出した等価走行回数を表－5.4に示す。

表－5.4 等価走行回数

供試体	S-N曲線の傾きの逆数の絶対値	走行回数	荷重					等価走行回数合計	
			50 kN	100 kN	120 kN	140 kN	150 kN		
無補強鋼床版	m = 3.0	実験走行回数	40,000	—	—	—	—	40,000	
		等価走行回数	40,000	—	—	—	—		
SFRC (早強)	補強 鋼床版	m = 3.0	実験走行回数	20,000	40,000	—	—	62,000	2,014,000
		等価走行回数	20,000	320,000	—	—	1,674,000		
	SFRC	m = 10.32	実験走行回数	20,000	40,000	—	—	62,000	330,422,802
			等価走行回数	1,772	878,335	—	—	329,542,695	
SFRC (普通)	補強 鋼床版	m = 3.0	実験走行回数	40,000	20,000	20,000	20,000	20,000	1,455,520
			等価走行回数	40,000	160,000	276,480	439,040	540,000	
	SFRC	m = 10.32	実験走行回数	40,000	20,000	20,000	20,000	20,000	146,287,011
			等価走行回数	3,544	439,168	3,909,040	35,631,164	106,304,095	

無補強の鋼床版供試体の疲労実験は、荷重 50kN で 40,000 回繰り返し走行を行う。鋼床版供試体の基準荷重を 50kN とし、S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値は  $m = 3.0$  を適用した場合の等価走行回数は 40,000 回走行である。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC で接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 50kN で 20,000 回、荷重 100kN で 40,000 回、荷重 150kN で 62,000 回走行させた場合の鋼床版の等価走行回数は  $2.014 \times 10^6$  回である。次に、水越らが提案する SFRC の S-N 曲線式を適用した場合の等価走行回数は基準荷重を 72kN として算定した場合は  $330.422 \times 10^6$  回である。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC で接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は初期荷重 50kN で 40,000 回、荷重 100kN、120kN、140kN、150kN でそれぞれ 20,000 回走行させた場合の鋼床版の等価走行回数は  $1.455 \times 10^6$  回である。次に、水越らが提案する SFRC の S-N 曲線式を適用した場合の等価走行回数は基準荷重を

72kN として算定した場合は  $146.287 \times 10^6$  回である。

### 5.5.2 橋軸直角方向のデッキプレートのたわみと走行時刻の関係

A 断面載荷輪直下におけるデッキプレートのたわみと走行時刻の関係を図－ 5.6, 計測結果を表－ 5.5, A 断面走行範囲外におけるデッキプレートのたわみと走行時刻の関係を図－ 5.7, 計測結果を表－ 5.6, に示す。

#### (1) 載荷輪直下のデッキプレート

##### 1) 計測点 A-DD1

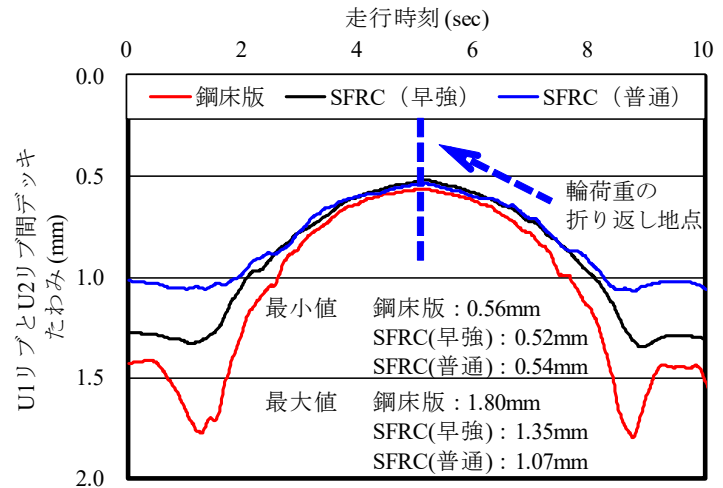
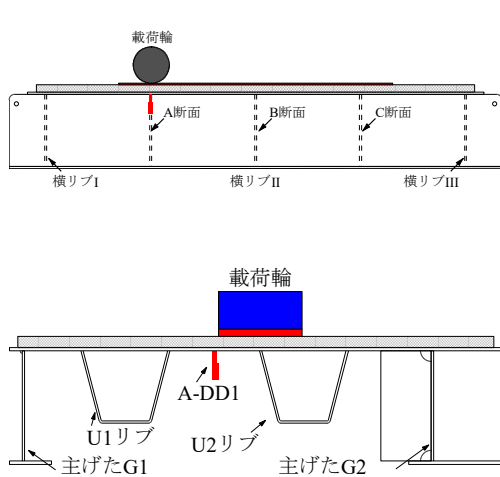
計測点 A-DD1 は A 断面の横リブ I と横リブ II 間, U1 リブと U2 リブ間の載荷輪端直下のデッキプレートである。この位置は輪荷重による変形を受けやすい位置である。鋼床版供試体は荷重 50kN で 40,000 回走行後に荷重 100kN で 1 走行したときの最大たわみは 1.80mm, 最小たわみは 0.57mm, たわみの変動範囲は 1.23mm である。輪荷重が計測位置付近を通過する際にたわみが急激に増加していることからデッキプレートに局所的な変形が発生している。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を用い, 接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 62,000 回 (等価走行回数  $330.422 \times 10^6$  回) 走行した後に荷重 100kN 走行時の最大たわみは 1.32mm, 最小たわみは 0.53mm, たわみの変動範囲は 0.79mm であり, 鋼床版供試体と比較すると最大たわみおよびたわみの変動範囲が 26%低減, 40%抑制させる結果が得られた。次に普通セメントに低収縮型早強性混和材を用い, 接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 20,000 回 (等価走行回数  $146.287 \times 10^6$  回) 走行した後に荷重 100kN 走行時の最大たわみは 1.06mm, 最小たわみは 0.54mm, たわみの変動範囲は 0.52mm であり, 鋼床版供試体と比較すると荷重 150kN で 20,000 回走行後の最大たわみおよびたわみの変動範囲が 41%低減, 58%抑制させる結果が得られた。この位置は, 載荷輪直下であることから輪荷重による変形が著しくデッキプレートに局所的な変形が生じやすいが接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことによりデッキプレートと SFRC との付着性が向上し, 一体性が確保されたたわみが大幅に低減する結果となる。また, SFRC により剛性が向上することによって局部変形が抑制されデッキプレートでの全体変形に移行している。

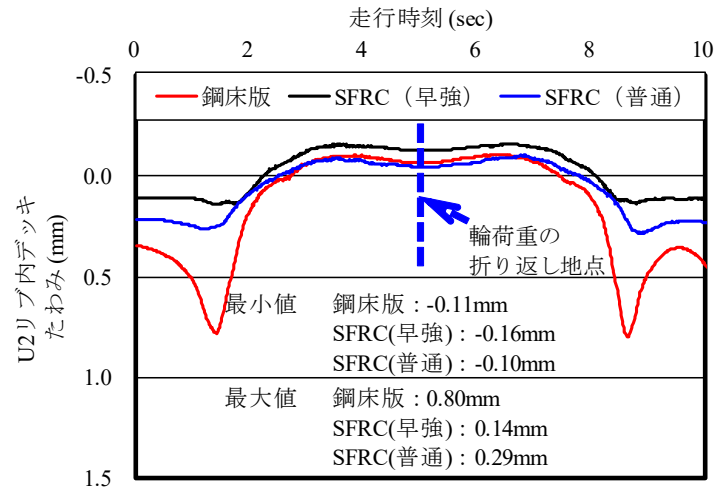
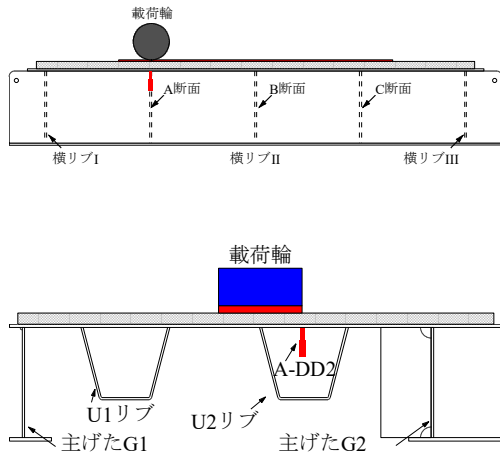
##### 2) 計測点 A-DD2

計測点 A-DD2 は U2 リブ内のデッキプレートであることからデッキプレートの変形に加えねじりによる影響を受けやすい位置であることからき裂の起点となっている。鋼床版供試体は荷重 50kN で 40,000 回走行後に荷重 100kN で 1 走行したときの最大たわみは 0.80mm, 最小たわみは -0.11mm, たわみの変動範囲は 0.91mm である。輪荷重が計測位置付近を通過するにたわみが急激に増加していることから局部変形が発生している。また, 計測点を通過し輪荷重が横リブ II の付近からたわみが負の方向に発生, すなわち, たわみが正・負に交番している。たわみが正・負に交番していることから横リブを通過する際に負曲げが発生し, U リブ溶接部および溶接部直上にき裂の発生が考えられる。

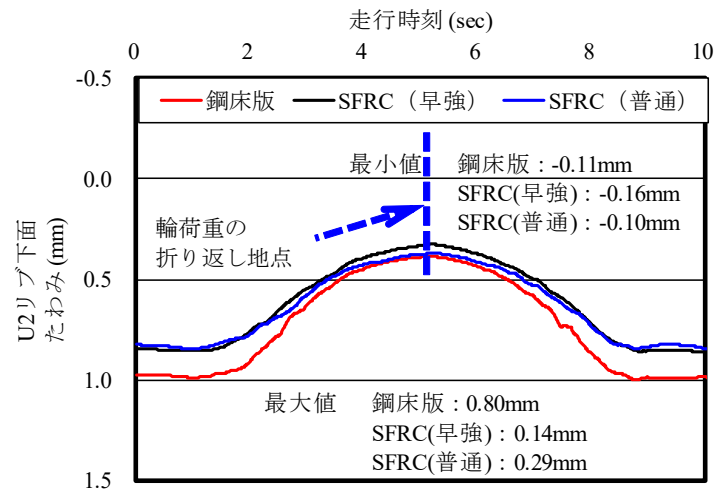
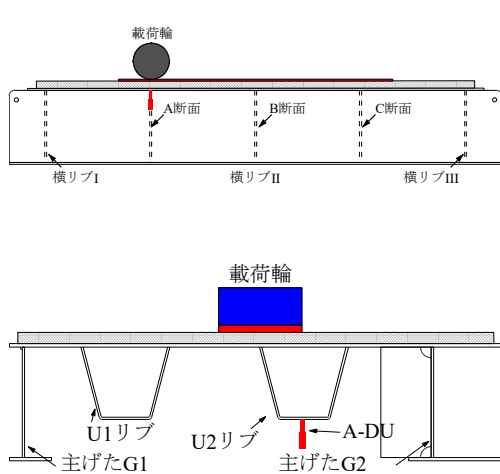
早強セメントに低収縮型早強性混和材を用い, 接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 62,000 回 (等価走行回数  $330.422 \times 10^6$  回) 走行した後に荷重 100kN



(1) 計測点 A-DD1



(2) 計測点 A-DD2



(3) 計測点 A-DU

図- 5.6 A断面における載荷輪直下デッキプレートのたわみと走行時刻の関係

表一 5.5 A 断面における載荷輪直下デッキプレートのたわみ計測結果

計測点	供試体	最大値 (mm)	最小値 (mm)	変動範囲 (mm)	低減率
A-DD1	鋼床版	1.80	0.56	1.23	
	SFRC (早強)	1.35	0.52	0.83	67%
	SFRC (普通)	1.07	0.54	0.53	43%
A-DD2	鋼床版	0.80	-0.11	0.91	
	SFRC (早強)	0.14	-0.16	0.30	33%
	SFRC (普通)	0.29	-0.10	0.39	43%
A-DU	鋼床版	1.00	0.39	0.61	
	SFRC (早強)	0.86	0.33	0.54	87%
	SFRC (普通)	0.84	0.37	0.47	77%

走行時の最大たわみは 0.16mm, 最小たわみは-0.14mm, たわみの変動範囲は 0.30mm であり, 鋼床版供試体と比較すると最大たわみおよびたわみの変動範囲が 80%低減, 66%抑制させる結果が得られた。次に普通セメントに低収縮型早強性混和材を用い, 接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 20,000 回 (等価走行回数  $146.287 \times 10^6$  回) 走行した後に荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.28mm, 最小たわみは-0.10mm, たわみの変動範囲は 0.38mm であり, 鋼床版供試体と比較すると荷重 150kN で 20,000 回走行後の最大たわみおよびたわみの変動範囲が 65%低減, 58%抑制させる結果が得られた。SFRC 上面補強することで剛性が向上したことにより補強前は局部変形を抑制し全体変形に移行している。ねじれによるデッキプレートの浮き上がりが抑制され, 正・負のたわみが発生するものの大幅に抑制される結果が得られた。

### 3) 計測点 A-DU

計測点 A-DU は U2 リブ下面のたわみである。鋼床版供試体は荷重 50kN で 40,000 回走行後に荷重 100kN で 1 走行したときの最大たわみは 1.00mm, 最小たわみは 0.39mm, たわみの変動範囲は 0.61mm である。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を用い, 接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 62,000 回 (等価走行回数  $330.422 \times 10^6$  回) 走行した後に荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.85mm, 最小たわみは 0.33mm, たわみの変動範囲は 0.52mm であり, 鋼床版供試体と比較すると最大たわみおよびたわみの変動範囲が 15%低減, 17%抑制させる結果が得られた。次に普通セメントに低収縮型早強性混和材を用い, 接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 20,000 回 (等価走行回数  $146.287 \times 10^6$  回) 走行した後に荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.84mm, 最小たわみは 0.37mm, たわみの変動範囲は 0.47mm であり, 鋼床版供試体と比較すると荷重 150kN で 20,000 回走行後の最大たわみおよびたわみの変動範囲が 16%低減, 23%抑制させる結果が得られた。この位置は載荷輪直下の U リブであることから局部的なたわみの増減は見られず, たわみの低減・抑制がデッキプレートと比して小さい。これは, デッキプレートが直接荷重を支持するのに対して U リブはデッキプレートが受ける荷重を分担する構造であることから局部的な変形が生じない。

## (2) 走行範囲外のデッキプレート

### 1) 計測点 A-DD3

計測点 A-DD3 は主げた G1 と U1 リブ間デッキプレートのたわみである。鋼床版供試体は荷重 50kN で 40,000 回走行後に荷重 100kN で 1 走行したときの最大たわみは 0.65mm, 最小たわみは 0.34mm, たわみの変動範囲は 0.31mm である。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を用い, 接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 62,000 回 (等価走行回数  $330.422 \times 10^6$  回) 走行した後に荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.75mm, 最小たわみは 0.39mm, たわみの変動範囲は 0.35mm であり, 鋼床版供試体と比較すると最大たわみおよびたわみの変動範囲に大きな変化が確認されない。次に普通セメントに低収縮型早強性混和材を用い, 接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 20,000 回 (等価走行回数  $146.287 \times 10^6$  回) 走行した後に荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.65mm, 最小たわみは 0.40mm, たわみの変動範囲は 0.25mm であり, 早強セメントに低収縮型早強性混和材を用い, 接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版と同様に鋼床版供試体と比較して最大たわみおよびたわみの変動範囲に大きな変化が確認されない。

### 2) 計測点 A-DD4

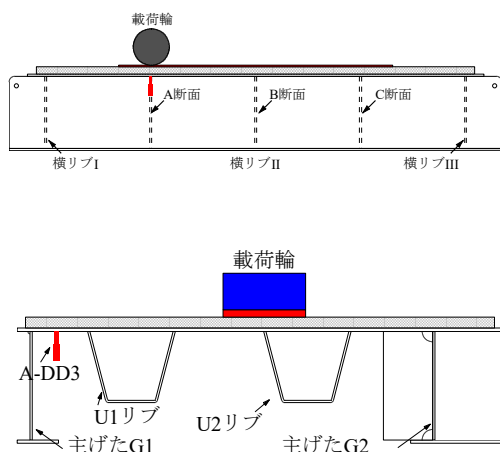
計測点 A-DD4 は U1 リブ内デッキプレートのたわみである。鋼床版供試体は荷重 50kN で 40,000 回走行後に荷重 100kN で 1 走行したときの最大たわみは -0.08mm, 最小たわみは -0.21mm, たわみの変動範囲は 0.13mm である。この位置は U2 リブ内デッキプレートと同様に U リブのねじりによって負のたわみが生じている。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を用い, 接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 62,000 回 (等価走行回数  $330.422 \times 10^6$  回) 走行した後に荷重 100kN 走行時の最大たわみは -0.01mm, 最小たわみは -0.10mm, たわみの変動範囲は 0.09mm であり, 鋼床版供試体と比較するとたわみの変動範囲が 30%抑制する結果が得られた。次に普通セメントに低収縮型早強性混和材を用い, 接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 20,000 回 (等価走行回数  $146.287 \times 10^6$  回) 走行した後に荷重 100kN 走行時の最大たわみは -0.02mm, 最小たわみは -0.13mm, たわみの変動範囲は 0.11mm であり, 鋼床版供試体と比較してたわみの変動範囲が 15%抑制する結果が得られた。

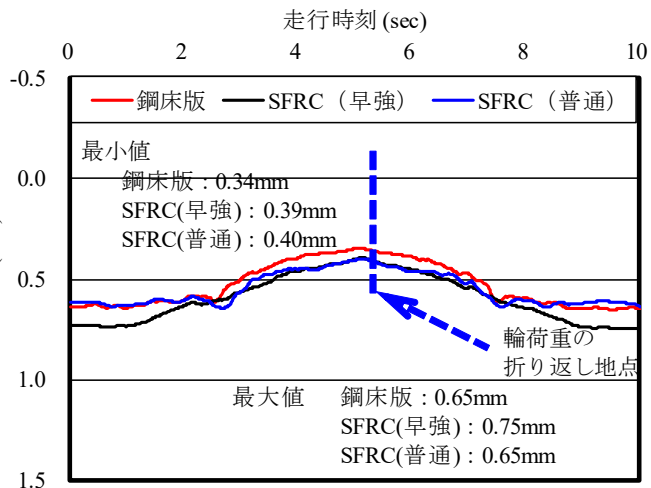
### 3) 計測点 A-DD5

計測点 A-DD5 は主げた G2 と U2 リブ間デッキプレートのたわみである。鋼床版供試体は荷重 50kN で 40,000 回走行後に荷重 100kN で 1 走行したときの最大たわみは 0.60mm, 最小たわみは 0.29mm, たわみの変動範囲は 0.31mm である。

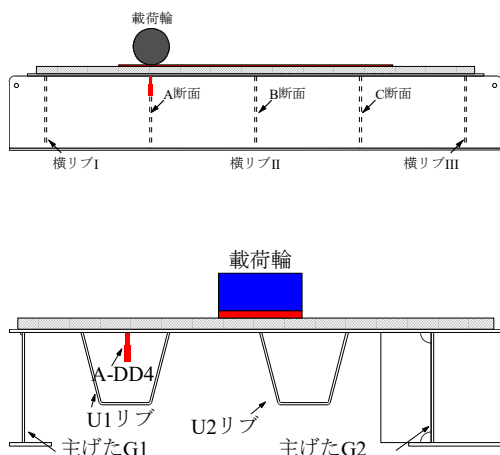
早強セメントに低収縮型早強性混和材を用い, 接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 62,000 回 (等価走行回数  $330.422 \times 10^6$  回) 走行した後に荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.56mm, 最小たわみは 0.23mm, たわみの変動範囲は 0.33mm であり, 鋼床版供試体と比較すると最大たわみおよびたわみの変動範囲に大きな変化が確認されない。次に普通セメントに低収縮型早強性混和材を用い, 接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 20,000 回 (等価走行回数  $146.287 \times 10^6$  回) 走行した後に荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.60mm, 最小たわみは 0.25mm, たわみの変動範囲は 0.35mm であり, 早強セメントに低収縮型早強性混和材を用い, 接着剤塗布型



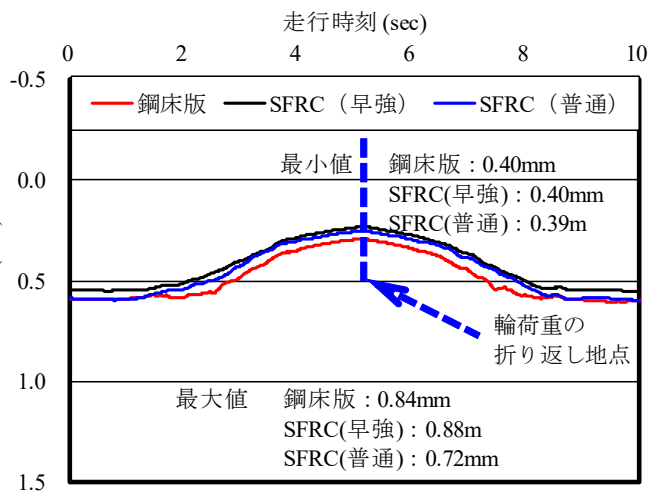
主桁G1とU1リブ間デッキ



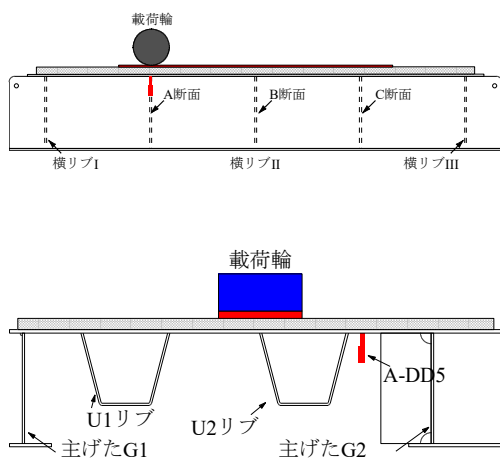
(1) 計測点 A-DD3



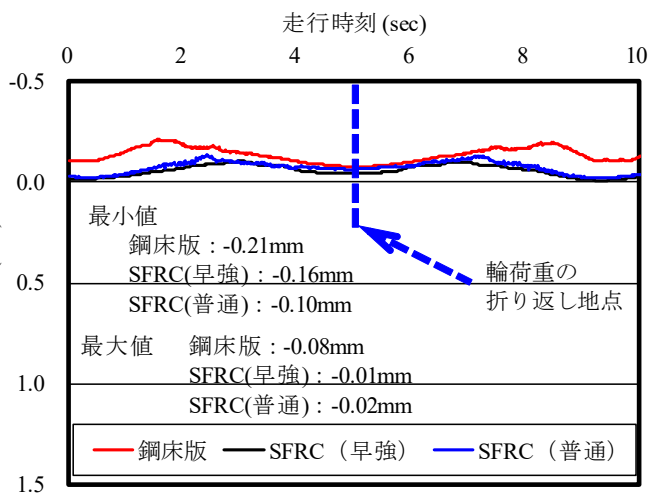
主桁G2とU2リブ間デッキ



(2) 計測点 A-DD4



U1リブ内デッキ



(3) 計測点 A-DD5

図-5.7 A断面における走行範囲外デッキプレートのたわみと走行時刻の関係

表一 5.6 A 断面における走行範囲外デッキプレートのたわみ計測結果

計測点	供試体	最大値 (mm)	最小値 (mm)	変動範囲 (mm)	低減率
A-DD3	鋼床版	0.65	0.34	0.31	
	SFRC (早強)	0.75	0.39	0.35	115%
	SFRC (普通)	0.65	0.40	0.25	81%
A-DD4	鋼床版	-0.08	-0.21	0.13	
	SFRC (早強)	-0.01	-0.10	0.09	69%
	SFRC (普通)	-0.02	-0.13	0.11	85%
A-DD5	鋼床版	0.60	0.29	0.31	
	SFRC (早強)	0.56	0.23	0.33	106%
	SFRC (普通)	0.60	0.25	0.35	112%

SFRC 上面補強した鋼床版と同様に鋼床版供試体と比較して最大たわみおよびたわみの変動範囲に大きな変化が確認されない。

以上より、鋼床版デッキプレートは輪荷重の繰り返し走行により局部的なたわみの増加が生じやすい。また、U リブ内デッキプレートにおいては局部的なたわみの増加に加えて輪荷重の繰り返し走行によって U リブに生じるねじりによってたわみの交番が発生する。これらの局部的な性状が繰り返し発生することで鋼床版は溶接止端部近傍を起点にしてデッキプレートまたは溶接接合部にき裂が発生・進展し、鋼床版の耐久性が低下する要因となる。早強セメントおよび普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことにより局部的なたわみの増加が抑制され、局部的な変形からデッキプレート全体での変形に移行している。また、U リブ内デッキプレートにおいてもたわみの交番が抑制されていることから溶接ルート部を起点としたき裂の発生および進展を抑制することが可能となる。

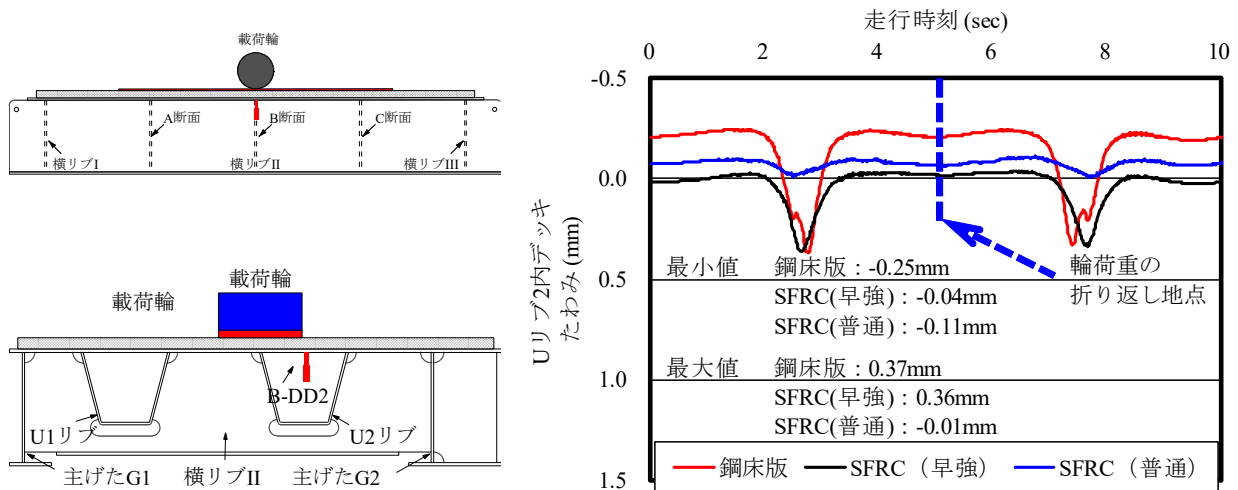
### 5.5.3 橋軸方向のUリブ内デッキプレートのたわみと走行時刻の関係

U リブなどの閉断面リブは輪荷重が作用した場合、曲げによる変形に加えてねじりが作用することからデッキプレートと U リブ接合部近傍はき裂の発生および進展しやすい位置である。本論文では SFRC によるねじりなどの応力の低減を検証するために載荷輪直下の U リブ内デッキプレートのたわみを計測する。B 断面および C 断面のたわみと走行時刻の関係を図一 5.8、計測結果を表一 5.7 に示す。

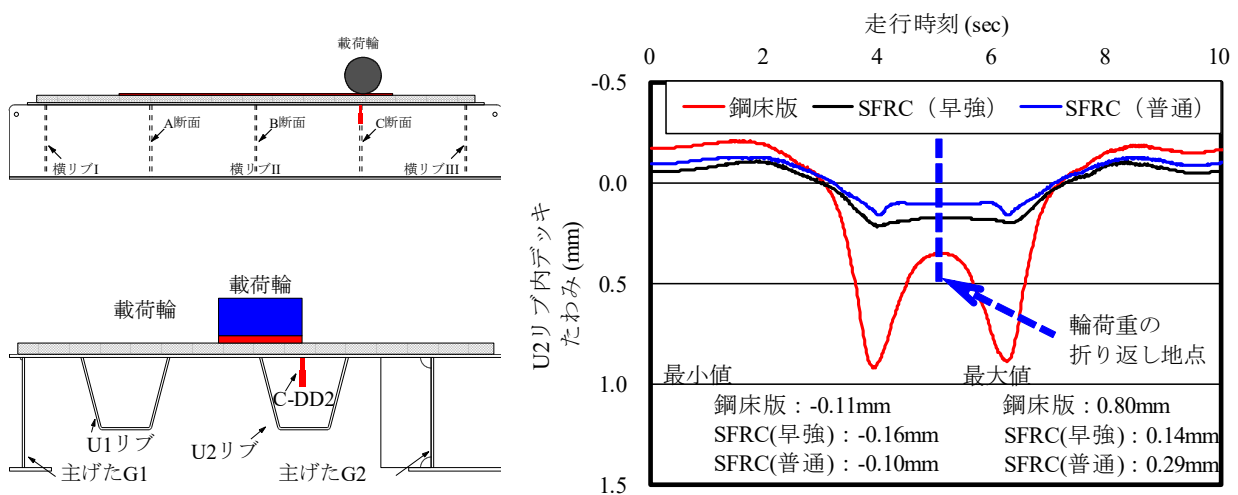
#### (1) 計測点 B-DD2

計測点 B-DD2 は横リブ II の載荷輪直下 U リブ内デッキプレートであり、横リブと縦リブの交差部であることからたわみの交番の発生が考えられる。鋼床版供試体は荷重 50kN で 40,000 回走行後に荷重 100kN で 1 走行したときの最大たわみは 0.36mm、最小たわみは-0.24mm、たわみの変動範囲は 0.60mm である。輪荷重が計測位置付近を通過する際にたわみが急激に増加していることから局部変形が発生している。また、横リブ II を通過する際に負のたわみの発生、すなわちたわみが正・負に交番している。たわみが正・負に交番していることから横リブを通過する際に負曲げが発生している。そのため、U リブとデッキプレート、横リブと U リブ溶接部および溶接線を起点に疲労き裂の発





(1) 計測点 B-DD2



(2) 計測点 C-DD2

図-5.8 Uリブ内デッキプレートにおけるたわみと走行時刻の関係  
 表-5.7 B断面およびC断面Uリブ内デッキプレートのたわみ計測結果

計測点	供試体	最大値 (mm)	最小値 (mm)	変動範囲 (mm)	低減率
B-DD2	鋼床版	0.37	-0.25	0.62	
	SFRC(早強)	0.36	-0.04	0.40	65%
	SFRC(普通)	-0.01	-0.11	0.10	17%
C-DD2	鋼床版	0.91	-0.21	1.12	
	SFRC(早強)	0.22	-0.11	0.33	29%
	SFRC(普通)	0.16	-0.13	0.29	26%

生が考えられる。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を用い、接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 62,000 回 (等価走行回数  $330.422 \times 10^6$  回) 走行した後に荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.37mm, 最小たわみは -0.02mm, たわみの変動範囲は 0.49mm で

あり、鋼床版供試体と比較すると最大たわみは変化が見られないがたわみの変動範囲が66%抑制させる結果が得られた。次に普通セメントに低収縮型早強性混和材を用い、接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 20,000 回（等価走行回数  $146.287 \times 10^6$  回）走行した後に荷重 100kN 走行時の最大たわみは-0.01mm，最小たわみは-0.11mm，たわみの変動範囲は 0.10mm であり，鋼床版供試体と比較すると荷重 150kN で 20,000 回走行後の最大たわみおよびたわみの変動範囲が 65%低減，58%抑制させる結果が得られた。

## (2) 計測点 C-DD2

計測点 C-DD2 は横リブ II と横リブ III の载荷輪直下 U リブ内デッキプレートであり，この位置は計測点 A-DD2 の橋軸方向の同一位置であることからたわみの交番の発生が考えられる。鋼床版供試体は荷重 50kN で 40,000 回走行後に荷重 100kN で 1 走行したときの最大たわみは 0.91mm，最小たわみは-0.21mm，たわみの変動範囲は 1.12mm である。輪荷重が計測位置付近を通過する際にたわみが急激に増加していることから局部変形が発生している。また，横リブ II を通過する前は負のたわみの発生している。その後，横リブ II を通過後にたわみが正の方向に増加している。計測点 A-DD2 と同様にたわみが正・負に交番している。たわみが正・負に交番していることから横リブを通過する際に負曲げが発生している。そのため，U リブとデッキプレート，横リブと U リブ溶接部および溶接部直上にき裂の発生が考えられる。

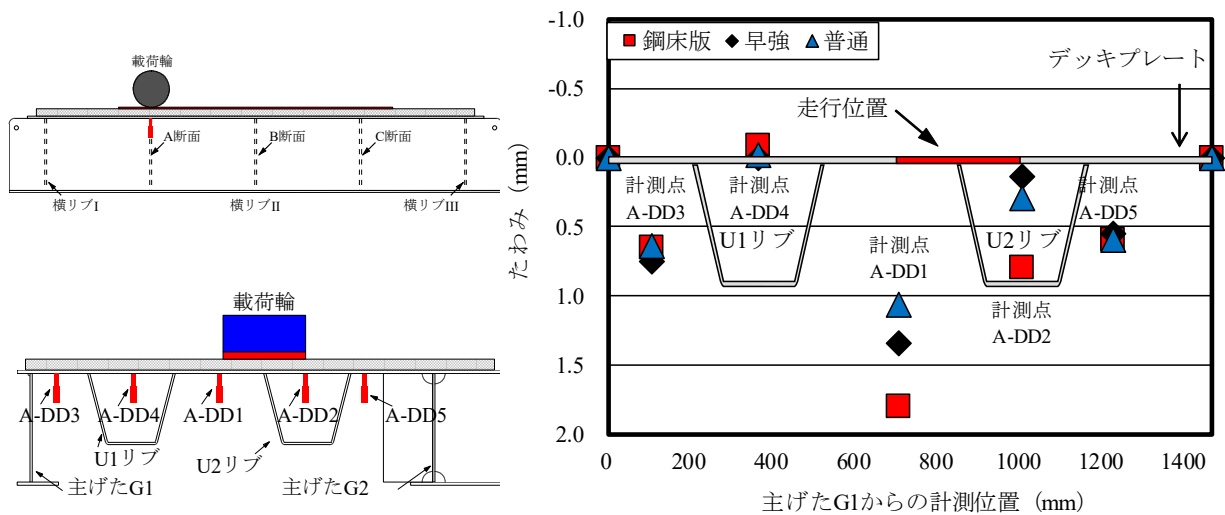
早強セメントに低収縮型早強性混和材を用い，接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 62,000 回（等価走行回数  $330.422 \times 10^6$  回）走行した後に荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.18mm，最小たわみは-0.11mm，たわみの変動範囲は 0.29mm であり，鋼床版供試体と比較すると最大たわみおよびたわみの変動範囲が 80%低減，74%抑制させる結果が得られた。次に普通セメントに低収縮型早強性混和材を用い，接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 20,000 回（等価走行回数  $146.287 \times 10^6$  回）走行した後に荷重 100kN 走行時の最大たわみは 0.16mm，最小たわみは-0.13mm，たわみの変動範囲は 0.29mm であり，鋼床版供試体と比較すると荷重 150kN で 20,000 回走行後の最大たわみおよびたわみの変動範囲が 83%低減，74%抑制させる結果が得られた。

以上より，U リブ内デッキプレートは輪荷重が横リブを通過する際に局部的なたわみの増加に加えてたわみの交番が発生し，リブの交差部やデッキプレートと縦リブの溶接線にき裂が発生しやすい。また，き裂が発生している場合はたわみの交番が繰り返し発生することによりき裂が進展して床版の耐久性が低下する。早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことにより橋軸方向 U リブ内デッキプレートの局部的なたわみの増加およびたわみの交番が抑制される結果が得られた。たわみの交番が抑制されることから交差部やデッキプレートと縦リブとの溶接部に発生する応力が低下し，き裂の発生および進展を抑制する結果となった。

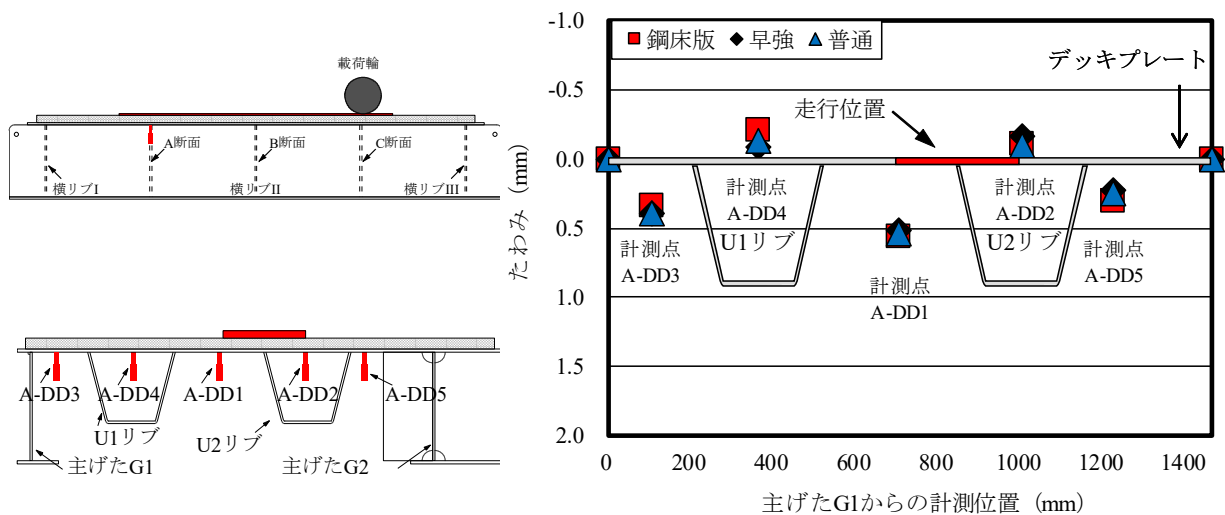
### 5.5.4 橋軸直角方向断面のデッキプレートの変形状態

輪荷重が横リブ I および II 間中央，すなわち A 断面に载荷している場合，载荷輪直

下のデッキプレートはたわみと走行時刻の関係から局所的な変形が生じている。また、Uリブ内デッキプレートでは横リブを通過する付近で負のたわみが発生していることからUリブ内デッキプレートではたわみの交番が発生している。一方、走行範囲外のデッキプレートでは各計測点において補強前後でのたわみの変動が確認されなかった。橋軸直角方向におけるデッキプレートの変形挙動から鋼床版に発生するき裂の発生メカニズムの検討が必要となる。そこで、たわみと走行時刻の関係から得られたたわみを用いてデッキプレート変形挙動を検証する。ここで、橋軸直角方向デッキプレートの変形状態を図-5.9に示す。なお、主げたG1およびG2上のたわみは0mmとする。



(1) A断面荷重時の変形



(2) C断面荷重時の変形

図-5.9 A断面の橋軸直角方向デッキプレートの変形状態

輪荷重が無補強鋼床版のA断面に荷重した場合、荷重点直下の計測点A-DD1およびA-DD2ではたわみが大きく生じ、変形が著しい。また、U2リブ内のデッキプレートはUリブ間のデッキプレートと比較して小さい。Uリブ内デッキプレートは輪荷重が荷重し

た際に U リブにねじれが発生し、デッキプレートの変形に伴い未溶着が開口する。輪荷重が断面 C に載荷した場合、主桁と U リブ間および U リブ間のデッキプレートは正のたわみが発生しているのに対して U リブ内デッキプレートでは負のたわみが生じている。これは輪荷重により発生するモーメントが横リブ上を通過する際、負のモーメントとして A 断面側で発生したためと考えられる。また、デッキプレートの変形に伴う U リブの回転変形が小さくなったことから未溶着部が閉口する。輪荷重が U リブの未溶着の開閉口が繰り返し発生することが考えられ、溶接部を起点にき裂の発生が考えられる。

次に、早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC で補強した鋼床版は輪荷重が A 断面に載荷している場合、載荷直下では U リブ間デッキプレートの変形が大きくなっているものの、無補強鋼床版と比してたわみが低減している。また、U2 リブ内のデッキプレートもたわみが大幅に抑制されている。さらに、たわみが低減されていることから U2 リブとデッキプレートの未溶着部は無補強鋼床版と比して開口幅が抑制できると考えられる。一方、走行範囲外のデッキプレートのたわみは SFRC によるたわみの低減は見られない。輪荷重が C 断面に載荷している場合、デッキプレートに発生したたわみは補強前の鋼床版と比較してたわみの低減は見られず同じ変形状態となっており溶接部が閉口していると考えられる。

以上より、橋軸直角方向におけるデッキプレートの変形において載荷輪直下では SFRC によるたわみの低減、たわみの変動が抑制される。しかし、走行範囲外においては SFRC によるたわみの低減およびたわみの変動の抑制は見られなかった。これは、鋼床版の構造特徴として橋軸直角方向断面のデッキプレートは面外剛性が小さく、荷重の分配範囲が狭いため SFRC による剛性の向上が鋼床版全体ではなくデッキプレートのみとなり載荷輪直下でのみ顕著に表れる。そのため、局所的な剛性の向上となるため輪荷重の折り返し位置では SFRC による補強効果を受けにくくなるためと考えられる。

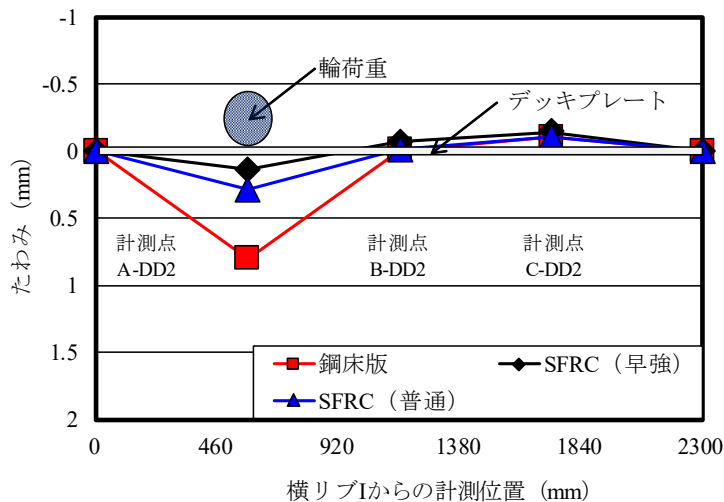
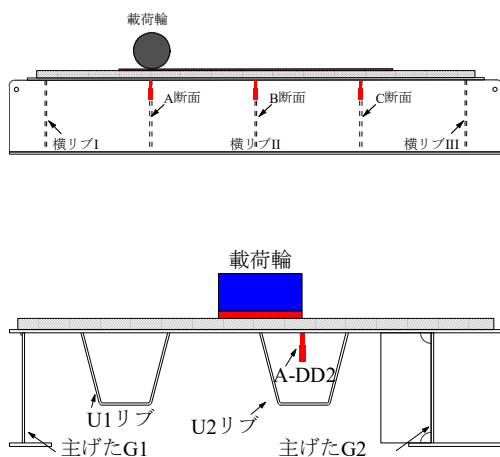
### 5.5.5 橋軸方向断面のデッキプレートの変形状態

輪荷重が各断面に載荷している際の橋軸方向デッキプレートの変形状態を図- 5.10 に示す。なお、横リブ I および横リブ III 上のたわみは 0mm とする。

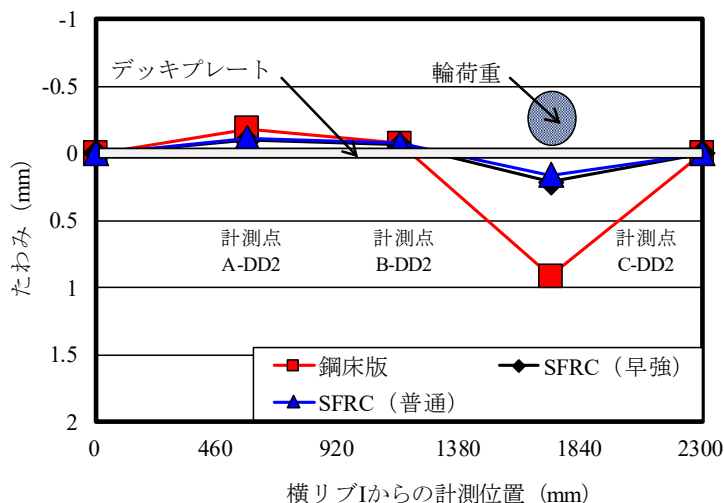
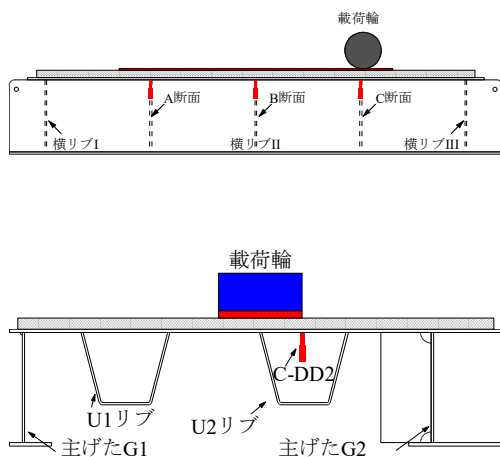
無補強鋼床版は輪荷重が A 断面または C 断面それぞれに載荷している場合、載荷輪直下ではデッキプレートの変形は正のたわみが発生している。一方、載荷していない位置では横リブ間のデッキプレートに負のたわみが生じている。

次に、早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いて補強した鋼床版は輪荷重が A 断面または C 断面それぞれに載荷している場合、無補強鋼床版と同様に載荷輪直下ではデッキプレートの変形は正のたわみが発生しているものの大幅にたわみが低減している。これは、橋軸直角方向におけるデッキプレートでは SFRC により剛性の向上が局所的であったが橋軸方向では SFRC による剛性の向上に加えて U リブの剛性が作用しているため全体的に剛性が向上したためにたわみが低減されたものと考えられる。

以上より、SFRC による剛性の向上により橋軸方向デッキプレートの変形は局所的な変形から全体的な変形に移行している。鋼床版全体での変形に移行することからデッキ



(1) A 断面載荷時の変形



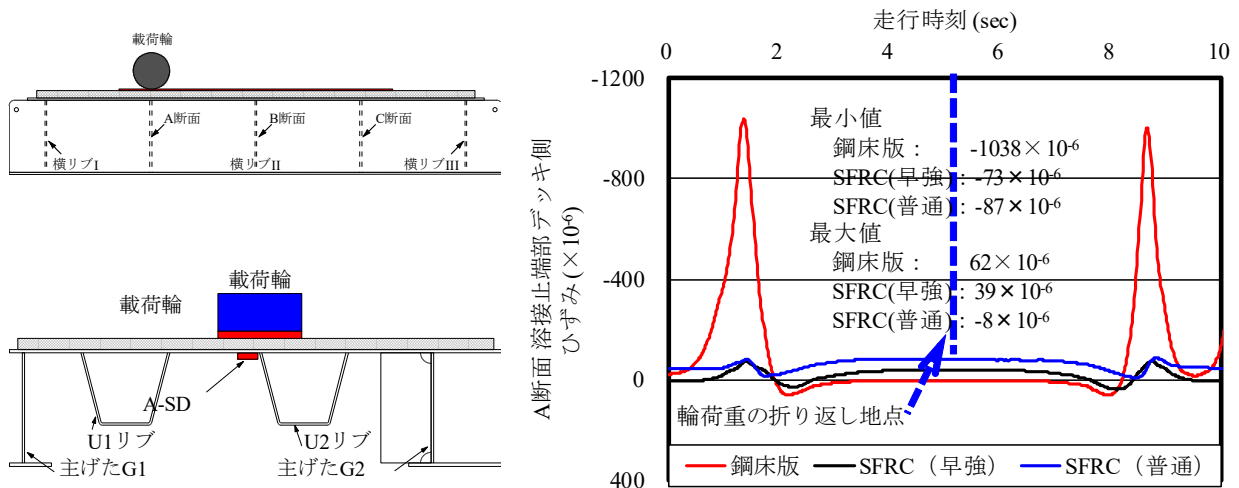
(2) C 断面載荷時の変形

図- 5.10 橋軸方向のデッキプレートの変形状態

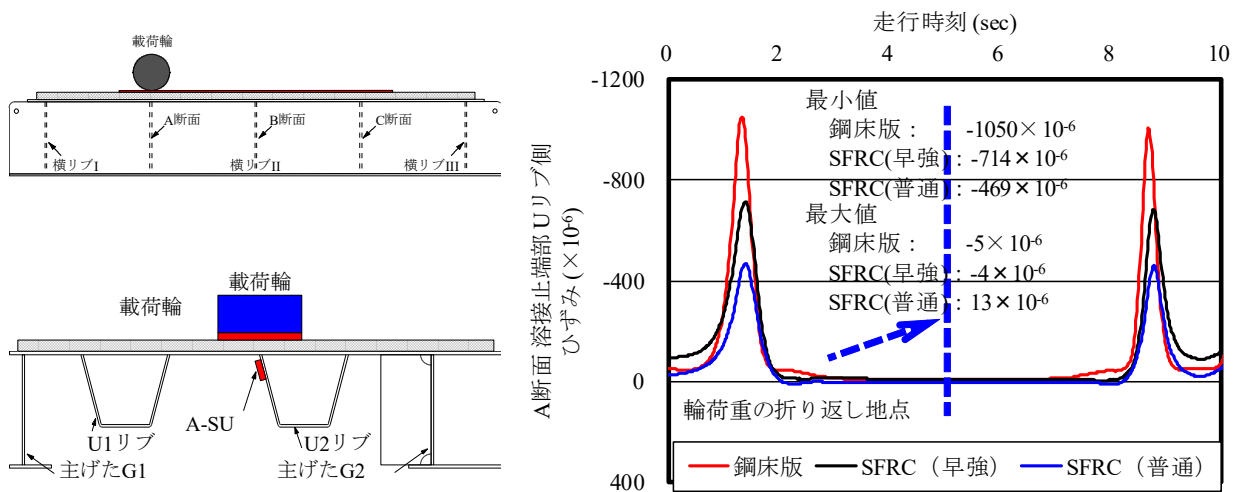
プレートや溶接接合部に発生するき裂の発生および進展を抑制することが可能となる。

### 5.5.6 ひずみと走行時刻の関係

A 断面のひずみと走行時刻の関係を図- 5.11, 計測結果を表- 5.8, ひずみの変動範囲から算出した応力 (=ひずみの変動範囲 × 鋼部材のヤング係数) を S-N 曲線と比較した結果を図- 5.12 に示す。また, 本供試体はモデル化した鋼床版であり, 鋼床版の U リブ間隔および横リブ間隔が短いため実橋梁との整合性を検証するために国土技術政策研究所<sup>5.15)</sup>が実施した実橋梁鋼床版のデッキプレートと U リブの溶接止端部から 5mm 離れたデッキプレートと U リブのひずみから算出した応力を基に整合性を検証する。実橋梁鋼床版の応力計測結果を図- 5.13 に示す。



(1) 計測点 A-SD



(2) 計測点 A-SU

図- 5.11 A断面におけるひずみと走行時刻の関係

表- 5.8 A断面におけるひずみ計測結果

計測点	供試体	最大値 ( $\times 10^{-6}$ )	最小値 ( $\times 10^{-6}$ )	変動範囲 ( $\times 10^{-6}$ )	低減率
A-SD	鋼床版	62	-1038	1100	
	SFRC (早強)	39	-73	112	10%
	SFRC (普通)	-8	-87	80	7%
A-SU	鋼床版	-5	-1050	1045	
	SFRC (早強)	-4	-714	710	68%
	SFRC (普通)	13	-469	481	46%

### (1) 計測点 A-SD2

計測点 A-SD はデッキプレートの U2 リブ載荷輪直下の溶接止端部から 5mm に位置する。鋼床版供試体は荷重 50kN で 40,000 回走行後に荷重 100kN で 1 走行したときの最大ひずみは  $38 \times 10^{-6}$ 、最小ひずみは  $-1062 \times 10^{-6}$ 、ひずみの変動範囲は  $1100 \times 10^{-6}$  である。

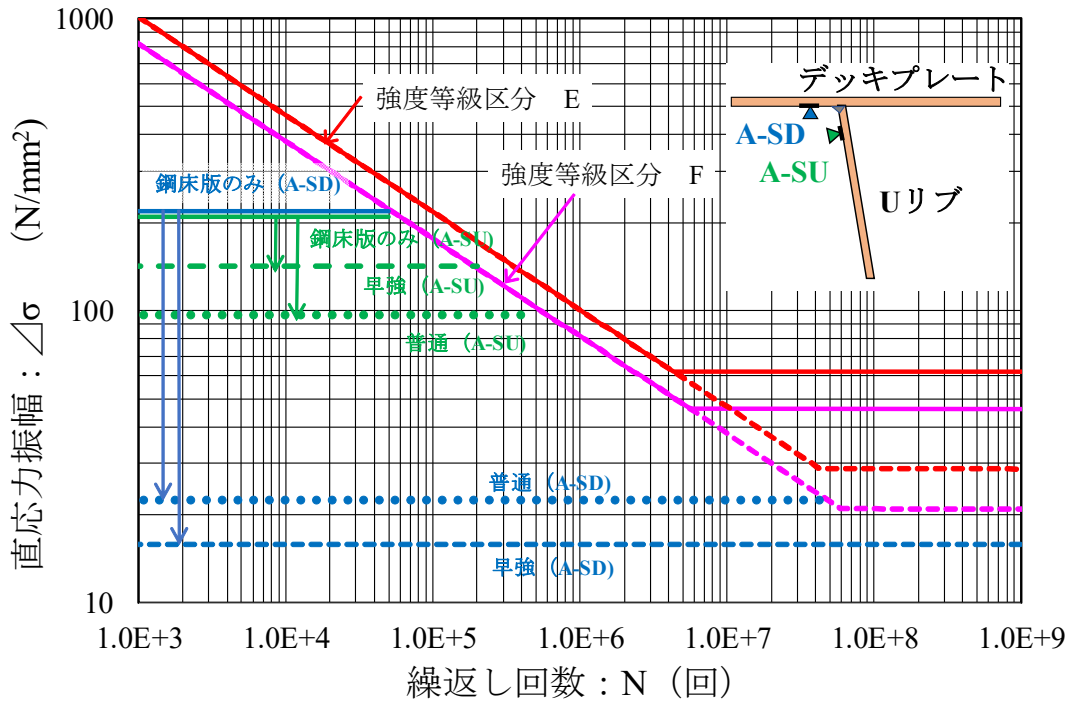
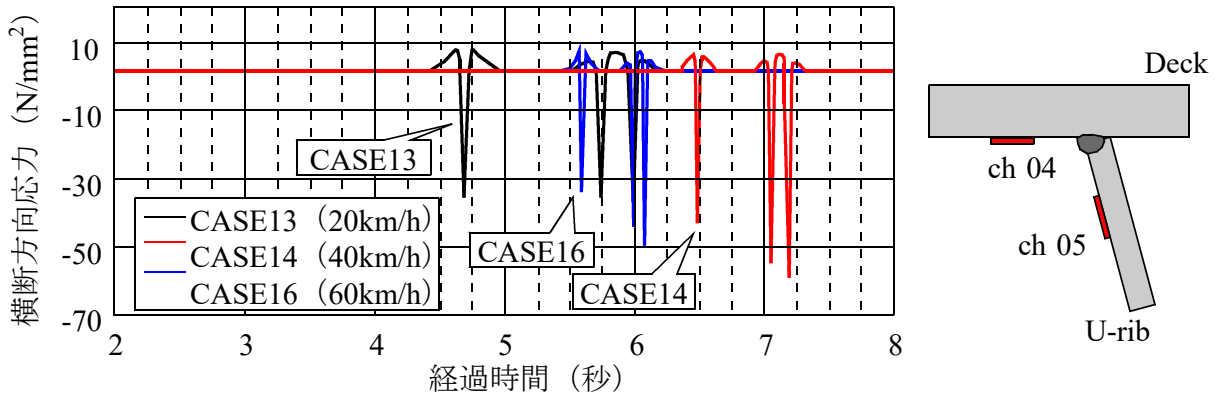
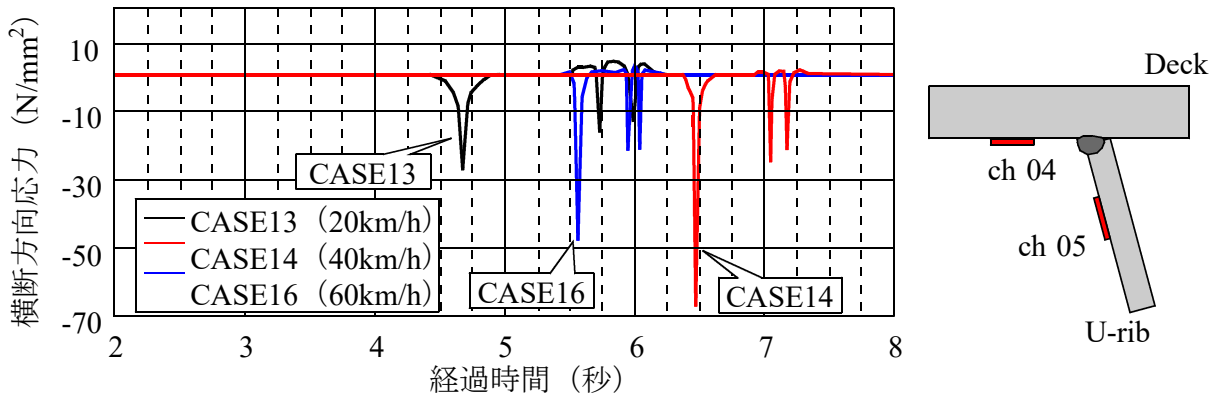


図- 5.12 疲労実験の結果と S-N 曲線との比較



(1) デッキプレートトラフリブ溶接部—デッキ側溶接止端部 (ch 4)



(2) デッキプレートトラフリブ溶接部—トラフリブ側溶接止端部 (ch 5)

図- 5.13 実橋梁における応力計測結果<sup>5.15)</sup>

早強セメントに低収縮型早強性混和材を用い、接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 62,000 回（等価走行回数  $330.422 \times 10^6$  回）走行した後に荷重 100kN 走行時の最大ひずみは  $39 \times 10^{-6}$ ，最小ひずみは  $-73 \times 10^{-6}$ ，ひずみの変動範囲は  $112 \times 10^{-6}$  であり，鋼床版供試体と比較するとひずみの変動範囲が 90%抑制させる結果が得られた。普通セメントに低収縮型早強性混和材を用い，接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 20,000 回（等価走行回数  $146.287 \times 10^6$  回）走行した後に荷重 100kN 走行時の最大ひずみは  $-8 \times 10^{-6}$ ，最小ひずみは  $-87 \times 10^{-6}$ ，ひずみの変動範囲は  $79 \times 10^{-6}$  であり，鋼床版供試体と比較するとひずみの変動範囲が 92%抑制させる結果が得られた。

次に，実験結果から得られたひずみの変動範囲に鋼部材のヤング係数を乗じて算出された応力振幅を S-N 曲線にプロットすると接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことにより応力振幅が大幅に低減している。さらに強度区分 E および F の疲労限度以下の応力振幅まで低減することからデッキ進展き裂の発生を抑制することが可能であると考えられる。一方，モデル化した供試体と実橋梁との整合性の評価では本実験で得られたひずみと走行時刻の関係から無補強鋼床版のひずみ挙動は実橋梁で計測された応力性状を比較するとデッキプレートの計測点を通過する際に局所的な変動が確認される。

## (2) 計測点 A-SU

計測点 A-SU は U2 リブ載荷輪直下の溶接止端部から 5mm に U リブの位置とする。鋼床版供試体は荷重 50kN で 40,000 回走行後に荷重 100kN で 1 走行したときの最大ひずみは  $-5 \times 10^{-6}$ ，最小ひずみは  $-1050 \times 10^{-6}$ ，ひずみの変動範囲は  $1045 \times 10^{-6}$  である。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を用い，接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 62,000 回（等価走行回数  $330.422 \times 10^6$  回）走行した後に荷重 100kN 走行時の最大ひずみは  $-4 \times 10^{-6}$ ，最小ひずみは  $-714 \times 10^{-6}$ ，ひずみの変動範囲は  $710 \times 10^{-6}$  であり，鋼床版供試体と比較するとひずみの変動範囲が 32%抑制させる結果が得られた。普通セメントに低収縮型早強性混和材を用い，接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版は荷重 150kN で 20,000 回（等価走行回数  $146.287 \times 10^6$  回）走行した後に荷重 100kN 走行時の最大ひずみは  $13 \times 10^{-6}$ ，最小ひずみは  $-469 \times 10^{-6}$ ，ひずみの変動範囲は  $482 \times 10^{-6}$  であり，鋼床版供試体と比較するとひずみの変動範囲が 54%抑制させる結果が得られた。

次に，実験結果から得られたひずみの変動範囲に鋼部材のヤング係数を乗じて算出された応力振幅を S-N 曲線にプロットすると接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことにより応力振幅が大幅に低減している。一方，モデル化した供試体と実橋梁との整合性の評価では本実験で得られたひずみと走行時刻の関係から無補強鋼床版のひずみ挙動は実橋梁で計測された応力性状を比較すると U リブの計測点を通過する際に局所的な変動が確認される。

以上より，無補強鋼床版は輪荷重が A 断面上を通過する際にひずみが急激に増加し，その後ひずみが急激に減少していることから A 断面のデッキプレートおよび U リブには局部応力が発生している。そのため，デッキプレートと U リブの溶接部に高い応力集中が発生することで溶接ルート部を起点にデッキ進展き裂やビード進展き裂が発生しやすいと考えられる。しかし，接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことによりデッキプレートではひずみが低減し，ひずみの変動範囲が大幅に抑制される結果が得られた。局



部応力が抑制されることからデッキ進展き裂，ビード進展き裂の発生を抑制すると可能である。とくにデッキプレートに生じる応力では接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことで S-N 曲線の強度区分 E および F の疲労限度以下の応力振幅に低減することからデッキ進展き裂に対する補強として有用性がある。さらに，モデル化した鋼床版の整合性の評価では，溶接止端部から 5mm 離れたデッキプレートと U リブの応力性状が実橋梁で計測された応力性状と比較して同等の応力性状を示していることからモデル化した鋼床版における接着剤塗布型 SFRC 上面補強法の応力低減効果が適切である。

### 5.5.7 最大主応力および最小主応力と走行時刻の関係

閉断面リブを用いた鋼床版輪荷重の繰り返し走行より縦リブと横リブとの交差部で局部応力および交番応力が生じることからき裂の発生・進展しやすい位置である。本章では輪荷重の走行による鋼床版の応力照査として縦リブと横リブの交差部のひずみから主応力を算出し SFRC によるリブ交差部の応力低減効果について検証する。ここで，縦リブおよび横リブの交差部の最大主応力と走行時刻の関係を図－ 5.14，計測結果を表－ 5.9，最小主応力と走行時刻の関係を図－ 5.15，計測結果を表－ 5.10 に示す。

#### (1) 載荷輪直下のスカラップおよびスリットの最大主応力

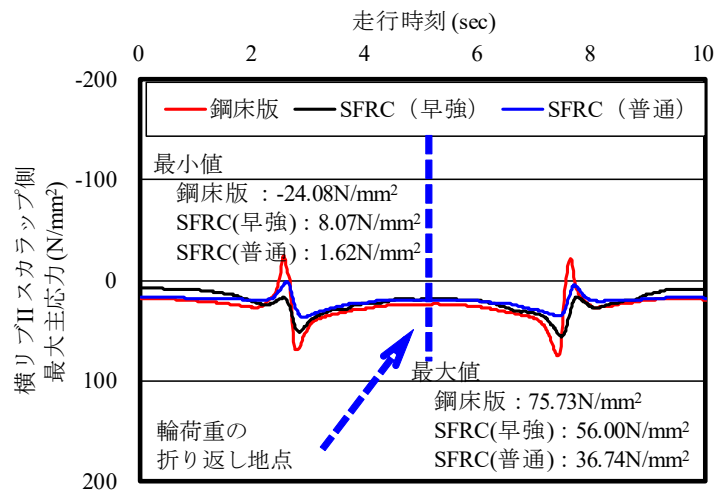
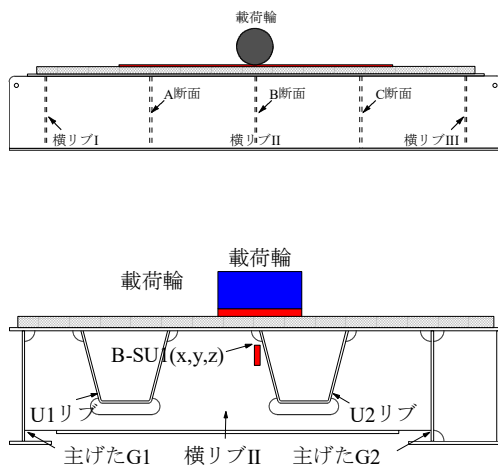
載荷輪直下のスカラップの最大主応力において，鋼床版供試体は荷重 50kN で 40,000 回走行後に荷重 100kN で 1 走行したときの最大主応力は輪荷重が計測点をする付近で応力が正負，すなわち交番応力が生じている。最大主応力の最大値と最小値はそれぞれ  $75.73\text{N/mm}^2$ ， $-24.08\text{N/mm}^2$  であり，変動範囲は  $99.81\text{N/mm}^2$  である。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の載荷輪直下スカラップは計測点を通過する付近で応力の変動が確認されるものの応力の交番は見られない。最大主応力の最大値と最小値はそれぞれ  $56.00\text{N/mm}^2$ ， $8.07\text{N/mm}^2$  であり応力の変動範囲は  $47.93\text{N/mm}^2$  と鋼床版供試体と比較して最大値および変動範囲が 26%低減，52%抑制する結果が得られた。

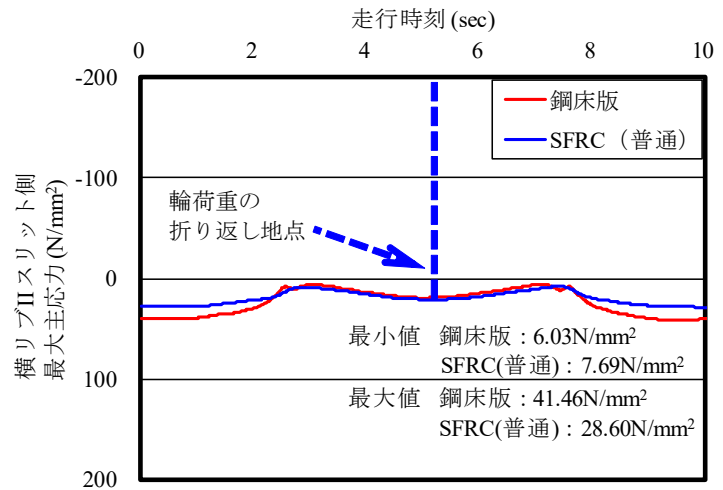
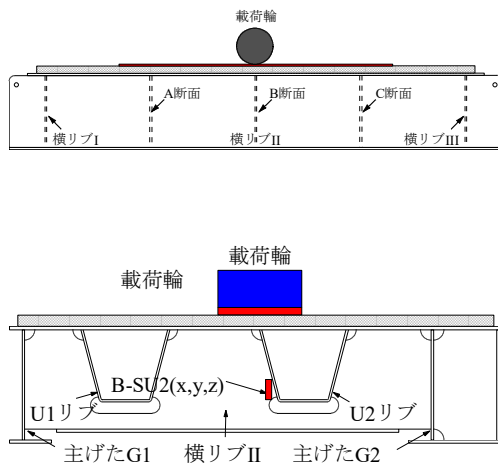
普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版のスカラップは応力の変動があるものの早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて補強した鋼床版と同様に応力の変動は見られない。スカラップの最大主応力の最大値と最小値はそれぞれ  $36.74\text{N/mm}^2$ ， $1.62\text{N/mm}^2$  であり，応力の変動範囲は  $35.12\text{N/mm}^2$  と鋼床版供試体と比較して最大値および変動範囲が 51%低減，65%抑制する結果が得られた。

載荷輪直下のスリットの最大主応力において，鋼床版供試体は荷重 50kN で 40,000 回走行後に荷重 100kN で 1 走行したときの最大主応力は輪荷重が計測点をする付近で応力の変動が著しい。最大主応力の最大値と最小値はそれぞれ  $41.46\text{N/mm}^2$ ， $6.03\text{N/mm}^2$  であり，変動範囲は  $35.43\text{N/mm}^2$  である。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版のスリットは応力の変動があるものの SFRC により変動が抑制されている。スリットの最大主応力の最大値と最小値はそれぞれ  $28.60\text{N/mm}^2$ ， $7.70\text{N/mm}^2$  であり，応力の変動範囲は  $20.90\text{N/mm}^2$  と鋼床版供試体と比較して最大値および変動範囲が 31%低減，41%抑制する結果が得られた。



(1) スカラップ



(2) スリット

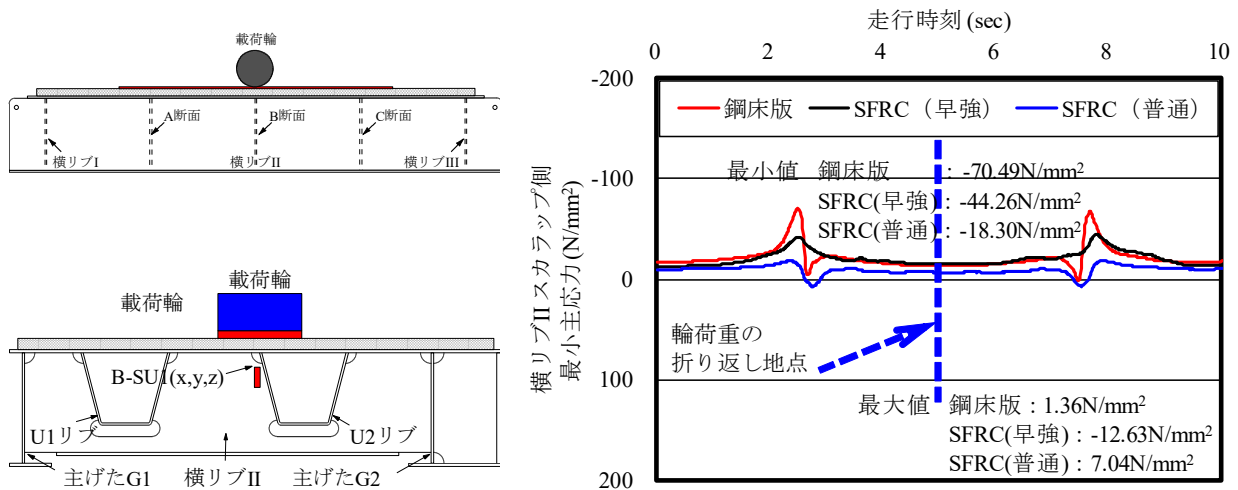
図- 5.14 最大主応力と走行時刻の関係

表- 5.9 B断面における最大主応力の計測結果

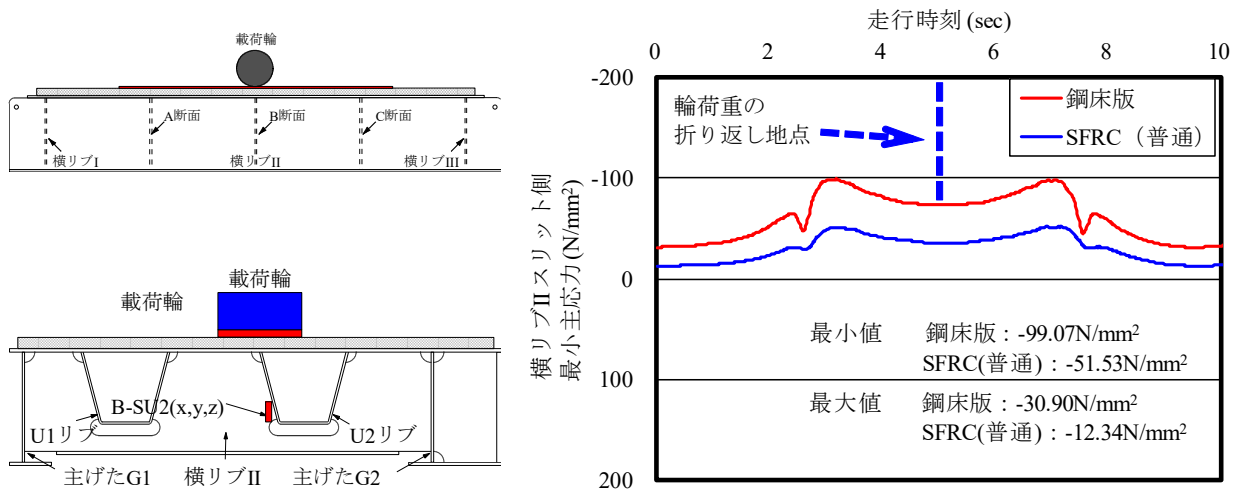
計測点	供試体	最大値 (N/mm <sup>2</sup> )	最小値 (N/mm <sup>2</sup> )	変動範囲 (N/mm <sup>2</sup> )	低減率
B-S1	鋼床版	75.73	-24.08	99.81	
	SFRC (早強)	56.00	8.07	47.93	48%
	SFRC (普通)	36.74	1.62	35.11	35%
B-S2	鋼床版	41.46	6.03	35.43	
	SFRC (早強)	—	—	—	
	SFRC (普通)	28.60	7.69	20.90	59%

(2) 載荷輪直下のスカラップおよびスリットの最小主応力

載荷輪直下のスカラップにおける鋼床版供試体の最小主応力は、最大主応力と同様に計測点を通過する付近で応力の局所的な増減が確認される。鋼床版供試体の最小主応力



(1) スカラップ



(2) スリット

図-5.15 最大主応力と走行時刻の関係

表-5.10 B断面における最大主応力の計測結果

計測点	供試体	最大値 (N/mm <sup>2</sup> )	最小値 (N/mm <sup>2</sup> )	変動範囲 (N/mm <sup>2</sup> )	低減率
B-S1	鋼床版	1.36	-70.49	71.85	
	SFRC (早強)	-12.63	-44.26	31.63	44%
	SFRC (普通)	7.04	-18.30	25.34	35%
B-S2	鋼床版	-30.90	-99.07	68.17	
	SFRC (早強)	—	—	—	
	SFRC (普通)	-12.34	-51.53	39.20	57%

における最大値と最小値はそれぞれ 1.36N/mm<sup>2</sup>, -70.49N/mm<sup>2</sup> であり、応力の変動範囲は 71.85N/mm<sup>2</sup> である。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の載荷輪直下スカラップは計測点を通過する付近で局所的な応力の

変動は見られない。最小主応力の最大値と最小値はそれぞれ $-12.63\text{N/mm}^2$ 、 $-44.26\text{N/mm}^2$ であり応力の変動範囲は $31.63\text{N/mm}^2$ と鋼床版供試体の最小主応力と比較して最小値および変動範囲が37%低減、56%抑制する結果が得られた。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版のスカラップは応力の変動があるものの局所的な変動が抑制されている。スカラップの最小応力の最大値と最小値はそれぞれ $7.04\text{N/mm}^2$ 、 $-18.30\text{N/mm}^2$ であり、応力の変動範囲は $25.34\text{N/mm}^2$ と鋼床版供試体と比較して最小値および変動範囲が74%低減、65%抑制する結果が得られた。

载荷輪直下のスリットにおける鋼床版供試体の最小主応力は、最大主応力と同様に計測点を通過する付近で応力の局所的な増減が確認される。鋼床版供試体の最小主応力における最大値と最小値はそれぞれ $-30.90\text{N/mm}^2$ 、 $-99.07\text{N/mm}^2$ であり、応力の変動範囲は $68.17\text{N/mm}^2$ である。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版のスリットは応力の変動があるものの局所的な変動が抑制されている。スリットの最小応力の最大値と最小値はそれぞれ $-12.34\text{N/mm}^2$ 、 $-51.53\text{N/mm}^2$ であり、応力の変動範囲は $39.19\text{N/mm}^2$ と鋼床版供試体と比較して最小値および変動範囲が48%低減、43%抑制する結果が得られた。

以上より、鋼床版の横リブと縦リブの交差部は輪荷重走行が計測点を通過する付近で局所的な応力の変動が生じている。これは U リブの回転変形を横リブで拘束することから横リブと縦リブの交差部に局所的な応力が発生しやすい位置である。また、U リブ内デッキプレートで負のたわみが発生していることからリブ交差部に負のモーメントが作用する。負のモーメントによって輪荷重が走行した際に発生する局所応力に加えて交番応力が発生するためリブ交差部ではき裂の発生および進展がしやすいと考えられる。早強および普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことで交番応力が発生するものの局所的な応力の変動は低減され、リブ交差部に生じるき裂を抑制することが可能となる。

### 5.5.8 载荷輪直下デッキプレートのたわみと等価走行回数との関係

A 断面のたわみと等価走行回数の関係を図-5.16 に示す。

#### (1) 計測点 A-DD1

計測点 A-DD1 は U リブ間のデッキプレートであることから輪荷重による影響を受けやすい位置である。無補強した鋼床版が荷重 50kN 載荷時の初期たわみは 0.72mm であり、輪荷重の繰り返し走行によりたわみが増加している。等価走行回数が 40,000 回後のたわみは 0.98mm である。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の荷重 50kN 載荷時の初期たわみは 0.6mm であり、40,000 回走行後のたわみは 0.62mm である。この時、補強前後において荷重 50kN で 40,000 回走行後のたわみを比較すると 37%低減している。荷重 100kN 載荷時のたわみは 1.01mm であり、荷重 50kN で 40,000 回走行後のたわみと比較すると 1.05 倍となっている。その後、荷重の増加および繰り返し走行することによりたわみが増加している。荷重 150kN で

62,000 回走行後、すなわち等価走行回数が  $330.422 \times 10^6$  回走行後のたわみは 1.70mm と鋼床版で 40,000 回走行後に荷重 100kN で走行させた際に生じたたわみと比較してたわみが 6%低減している。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の荷重 50kN 載荷時の初期たわみは 0.58mm であり、40,000 回走行後のたわみは 0.63mm である。この時、補強前後において荷重 50kN で 40,000 回走行後のたわみを比較すると 36%低減している。荷重 100kN 載荷時のたわみは 1.03mm であり、荷重 50kN で 40,000 回走行後のたわみと比較すると 1.05 倍となっている。その後、荷重の増加および繰り返し走行することによりたわみが増加している。荷重 150kN で 20,000 回走行後、すなわち等価走行回数が  $146.287 \times 10^6$  回走行後のたわみは 1.52mm と鋼床版で 40,000 回走行後に荷重 100kN で走行させた際に生じたたわみと比較してたわみが 16%低減している。

## (2) 計測点 A-DD2

計測点 A-DD2 は U2 リブ内のデッキプレートであることことからねじりモーメントが発生する。無補強した鋼床版が荷重 50kN 載荷時の初期たわみは 0.65mm であり、U リブ間のデッキプレートとは逆に輪荷重の繰り返し走行によりたわみが線形的に減少している。これは、ねじりにより U リブ内のデッキプレートが負の向きに押し上げられていると考えられる。等価走行回数が 40,000 回後のたわみは 0.52mm である。

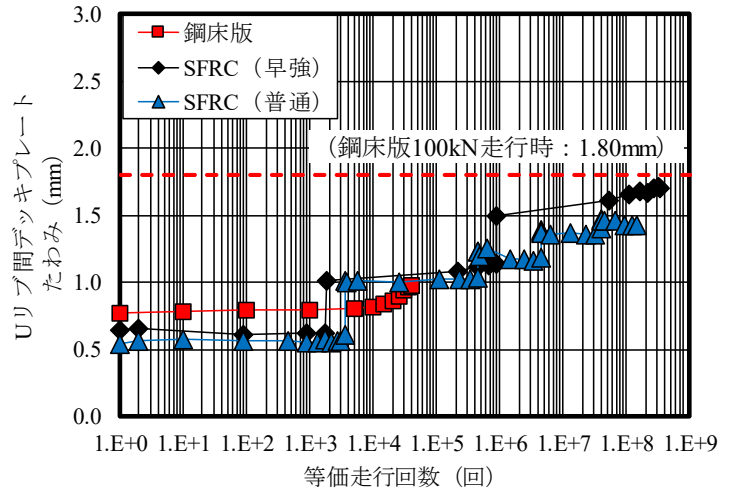
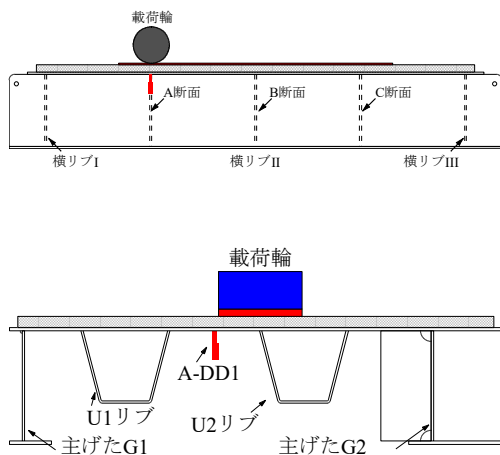
早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の荷重 50kN 載荷時の初期たわみは 0.05mm であり、20,000 回走行後のたわみは 0.01mm である。この時、補強前後において荷重 50kN で 40,000 回走行後のたわみを比較すると 98%低減している。荷重 100kN 載荷時のたわみは 0.04mm であり、荷重の増加および繰り返し走行することによりたわみが正の方向に増加している。荷重 150kN で 62,000 回走行後、すなわち等価走行回数が  $330.422 \times 10^6$  回走行後のたわみは 0.29mm であり、鋼床版で 40,000 回走行後に荷重 100kN で走行させた際に生じたたわみと比較してたわみが 74%低減している。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の荷重 50kN 載荷時の初期たわみは 0.07mm であり、40,000 回走行後のたわみは 0.04mm である。この時、補強前後において荷重 50kN で 40,000 回走行後のたわみを比較すると 92%低減している。荷重 100kN 載荷時のたわみは 0.09mm であり、荷重の増加および繰り返し走行することによりたわみが増加し、全体変形に移行している。荷重 150kN で 20,000 回走行後、すなわち等価走行回数が  $146.287 \times 10^6$  回走行後のたわみは 0.43mm であり、鋼床版で 40,000 回走行後に荷重 100kN で走行させた際に生じたたわみと比較してたわみが 54%低減している。このことから SFRC 上面補強を施すことによりたわみの増加を抑制し、耐疲労性が向上する結果が得られた。

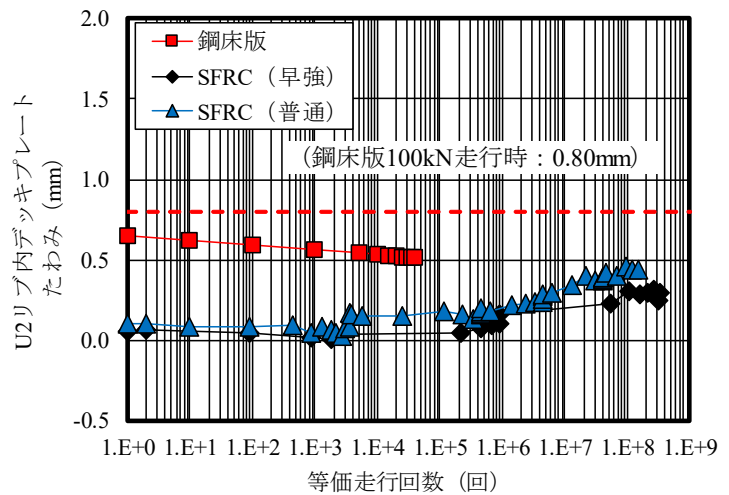
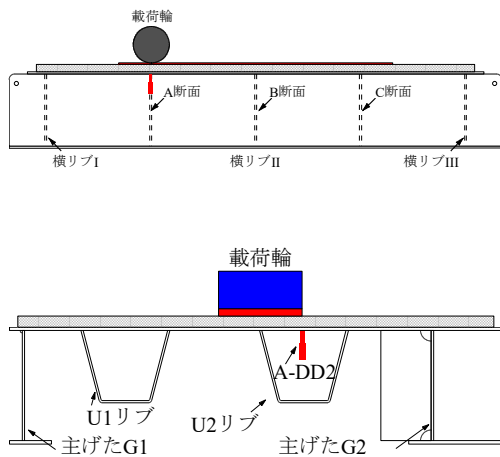
## (3) 計測点 A-DU1

計測点 A-DU1 は U2 リブ下面のたわみである。無補強した鋼床版が荷重 50kN 載荷時の初期たわみは 0.53mm であり、輪荷重の繰り返し走行によりたわみがわずかに線形的に増加している。等価走行回数が 40,000 回後のたわみは 0.56mm である。

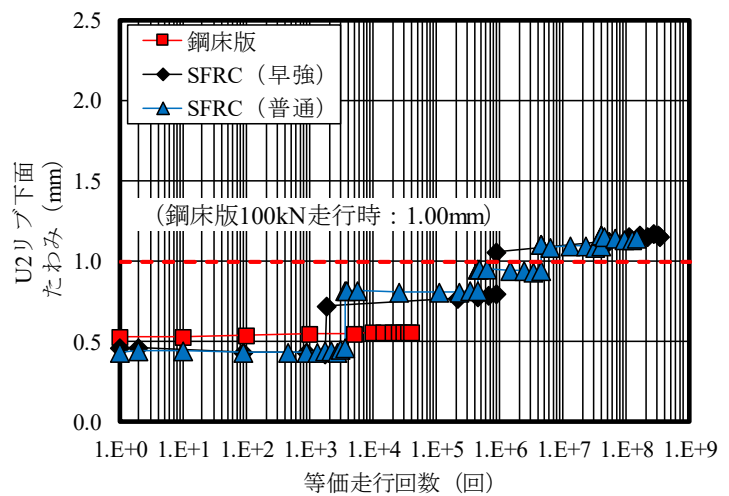
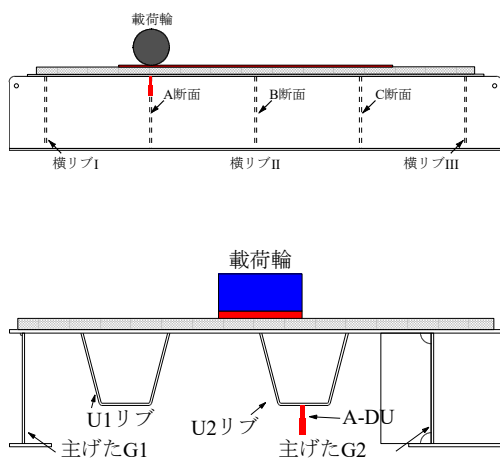
早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC



(1) 計測点 A-DD1



(2) 計測点 A-DD2



(3) 計測点 A-DU1

図－ 5.16 A断面の载荷輪直下におけるたわみと等価走行回数の関係

上面補強した鋼床版の荷重 50kN 載荷時の初期たわみは 0.46mm であり、20,000 回走行後のたわみは 0.01mm である。荷重 100kN 載荷時のたわみは 0.72mm であり、荷重の増加および繰り返し走行することによりたわみが正の方向に増加している。荷重 150kN で 62,000 回走行後、すなわち等価走行回数が  $330.422 \times 10^6$  回走行後のたわみは 1.15mm である。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の荷重 50kN 載荷時の初期たわみは 0.45mm であり、40,000 回走行後のたわみは 0.48mm である。この時、補強前後において荷重 50kN で 40,000 回走行後のたわみを比較すると 14%低減している。荷重 100kN 載荷時のたわみは 0.83mm であり、無補強した鋼床版の荷重 50kN で 40,000 回走行後のたわみと比較すると増加しているものの疲労実験終了後荷重 100kN 載荷時のたわみと比較し低減されている。その後、荷重の増加および繰り返し走行することによりたわみが増加している。荷重 150kN で 20,000 回走行後、すなわち等価走行回数が  $146.287 \times 10^6$  回走行後のたわみは 1.18mm である。

以上より、たわみと等価走行回数の関係から鋼床版デッキプレートは輪荷重の繰り返し走行により U リブ間ではたわみが正の方向にたわみが増加しているのに対して U リブ内のデッキプレートでは負の方向にたわみが増加する傾向となった。U リブの回転変形および U リブ内にたわみの交番が発生し、デッキプレートで局所的な変形が生じてしまいき裂の発生および進展を促進させる。接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことにより U リブ間および U リブ内デッキプレートのたわみの増加傾向は正の方向に増加していることからデッキプレートの局所的な変形から全体的な変形に移行していることが確認され、デッキプレートに発生するき裂を抑制できると考えられる。

### 5.5.9 載荷輪直下デッキプレートのひずみと等価走行回数の関係

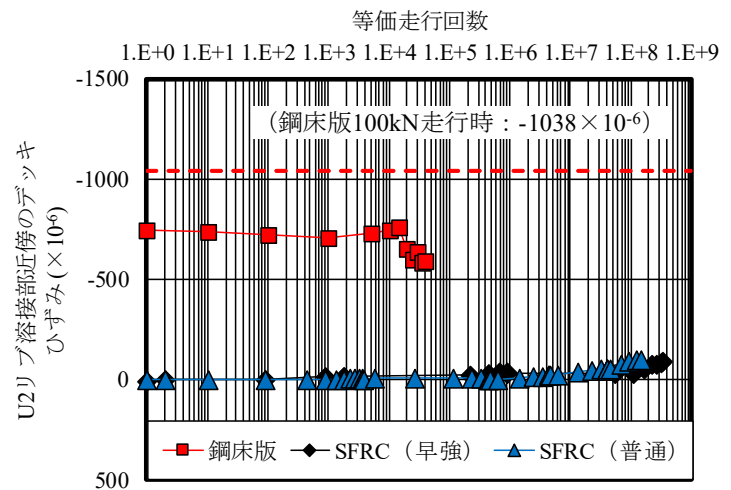
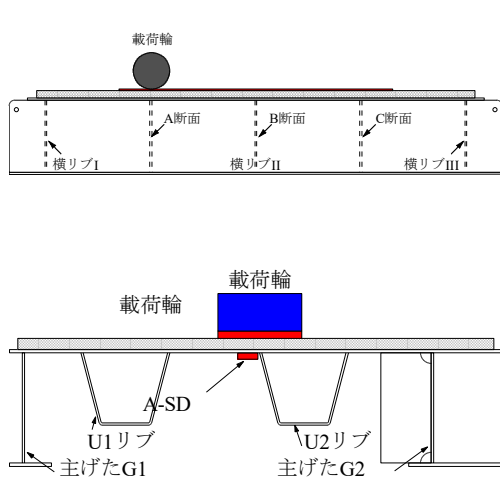
A 断面のひずみと等価走行回数の関係を図-5.17 に示す。

#### (1) 計測点 A-SD

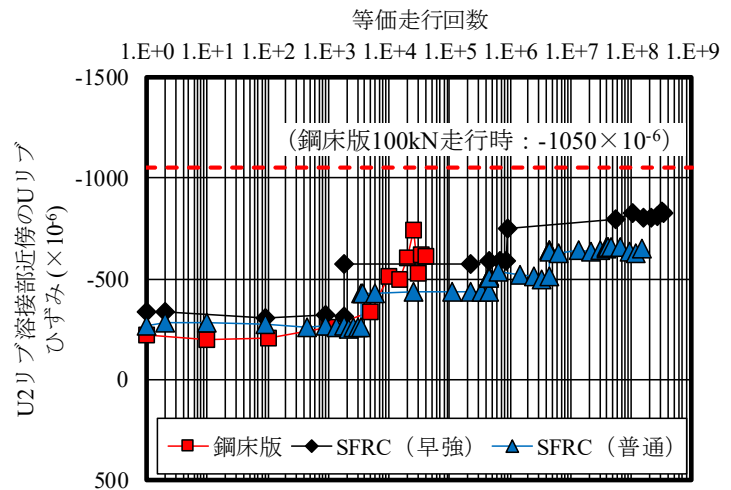
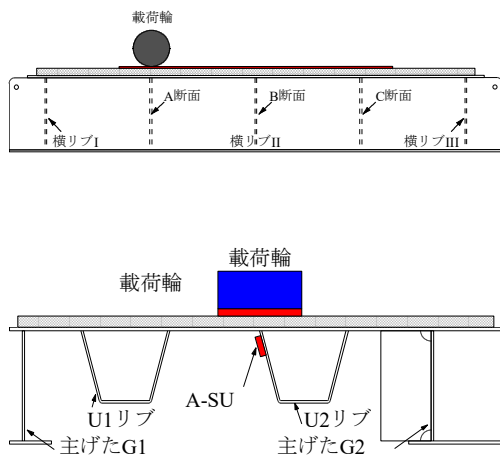
荷重 50kN 載荷時の初期ひずみは  $-744 \times 10^{-6}$  であり、40,000 回走行後のひずみは  $-591 \times 10^{-6}$  である。輪荷重が繰り返し走行することによりひずみが引張領域側に増加している。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の荷重 50kN 載荷時の初期ひずみは  $3 \times 10^{-6}$  であり、20,000 回走行後のひずみは  $-17 \times 10^{-6}$  である。荷重 100kN 載荷時のひずみは  $-14 \times 10^{-6}$  であり、荷重の増加および繰り返し走行することにより圧縮側に増加している。その後、荷重 150kN で 62,000 回走行後、すなわち等価走行回数が  $330.422 \times 10^6$  回走行後のひずみは  $-95 \times 10^{-6}$  と鋼床版供試体と比較してひずみが 84%低減する結果が得られた。

普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の荷重 50kN 載荷時のひずみは  $-1 \times 10^{-6}$  であり、40,000 回走行後のひずみは  $-8 \times 10^{-6}$  である。その後、荷重の増加および繰り返し走行することによりひずみが圧縮側に増加している。荷重 150kN で 20,000 回走行後、すなわち等価走行回数が  $146.287 \times 10^6$  回走行後のひずみは  $-95 \times 10^{-6}$  と鋼床版供試体と比較してひずみが 83%低減



(1) 計測点 A-SD



(2) 計測点 A-SU

図-5.17 A断面のひずみと等価走行回数の関係

する結果が得られた。

## (2) 計測点 A-SU

荷重 50kN 載荷時の初期ひずみは  $-221 \times 10^{-6}$  であり、40,000 回走行後のひずみは  $-610 \times 10^{-6}$  である。輪荷重が繰り返し走行することによりひずみが圧縮領域側に増加している。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の荷重 50kN 載荷時の初期ひずみは  $-334 \times 10^{-6}$  であり、20,000 回走行後のひずみは  $-314 \times 10^{-6}$  である。荷重 100kN 載荷時のひずみは  $-575 \times 10^{-6}$  であり、荷重の増加および繰り返し走行することにより圧縮側に増加している。その後、荷重 150kN で 62,000 回走行後、すなわち等価走行回数が  $330.422 \times 10^6$  回走行後のひずみは  $-824 \times 10^{-6}$  と鋼床版供試体と比較して圧縮ひずみが大きくなる。しかし、鋼床版供試体で荷重 100kN 走行時のひずみ ( $= -1050 \times 10^{-6}$ ) と比較し、21%低減している。



普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加した SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の荷重 50kN 載荷時のひずみは $-269 \times 10^{-6}$ であり、40,000 回走行後のひずみは $-258 \times 10^{-6}$ である。その後、荷重の増加および繰り返し走行することによりひずみが圧縮側に増加している。荷重 150kN で 20,000 回走行後、すなわち等価走行回数が $146.287 \times 10^6$ 回走行後のひずみは $-646 \times 10^{-6}$ と鋼床版供試体と比較して圧縮ひずみが大きくなる。しかし、鋼床版供試体で荷重 100kN 走行時のひずみ(= $-1050 \times 10^{-6}$ )と比較し、38%低減している。この位置は、溶接止端部のデッキプレート側と比較してひずみの増加が著しい。これは、デッキプレートが局所的な変形から全体的な変形に移行しているためデッキプレートに発生するひずみが著しく低減しているためと考えられる。

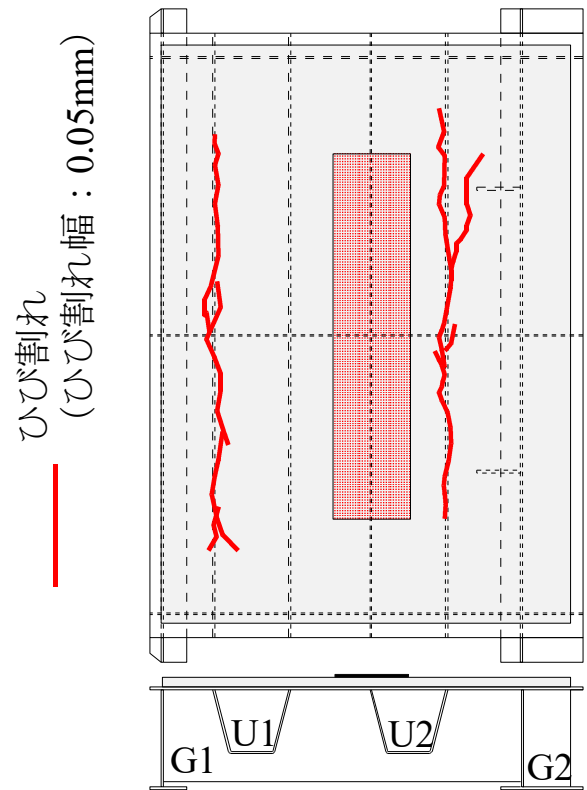
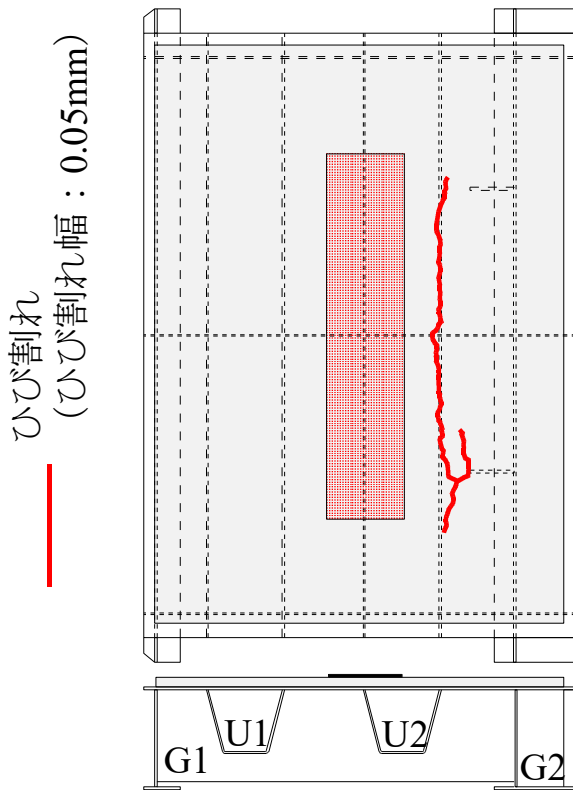
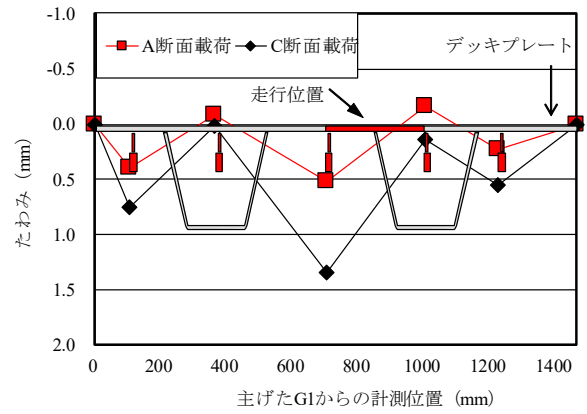
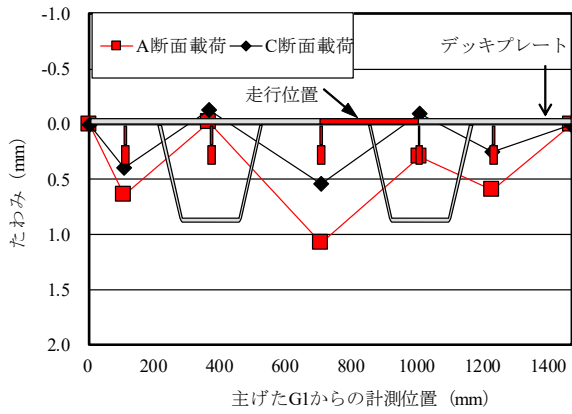
以上より、接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことによりデッキプレートのひずみが大幅に低減され、輪荷重の繰り返し走行によるひずみの増加も抑制させる結果となった。また、溶接止端部の U リブひずみにおいてはデッキプレートと比してひずみの増加が見られるもののひずみの低減が確認された。SFRC によって鋼床版の変形モードがデッキプレートの局所的な変形から鋼床版全体での変形に移行したことによりひずみの増加が抑制され、耐疲労性が向上すると考えられる。

#### 5.5.10 損傷状況

早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いて接着塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の損傷状況を図-5.18 に示す。また、橋軸直角方向断面デッキプレートの変形状態を併記する。

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の SFRC の損傷状況は、走行範囲では輪荷重の繰り返し走行による摩耗は見られたものの走行範囲内にひび割れは確認されなかった。一方、U リブ溶接線上では U2 リブの主げた G2 側の溶接線上に沿ってひび割れ幅が 0.05mm 程度のひび割れが発生している。この位置にひび割れが発生した要因は A 断面載荷時の橋軸直角方向断面デッキプレートの変形挙動と C 断面載荷時の橋軸直角方向断面デッキプレートの変形挙動より U2 リブ内のデッキプレートが正負のたわみが発生し、デッキプレートと U リブの溶接接合部に高い応力集中が生じやすい。また、U リブのねじれによって主桁側の U リブが持ち上がるため U リブの溶接線に沿ってひび割れが発生したためと考えられる。

次に普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版の SFRC の損傷状況は、走行範囲では輪荷重の繰り返し走行による摩耗は見られたものの走行範囲内にひび割れは確認されなかった。一方、U1 リブおよび U2 リブの主げた側の溶接線上に沿ってひび割れが発生している。この位置にひび割れが発生した要因は早強セメントを用いた SFRC 上面補強を施した供試体と同様に A 断面載荷時の橋軸直角方向断面デッキプレートの変形挙動と C 断面載荷時の橋軸直角方向断面デッキプレートの変形挙動より U1 リブおよび U2 リブ内のデッキプレートが正負のたわみが発生し、デッキプレートと U リブの溶接接合部に高い応力集中、U リブのねじれによって主桁側の U リブが持ち上がるため U リブの溶接線に沿ってひび割れが発生したためと考えられる。



(1) 早強セメントを用いた SFRC

(2) 普通セメントを用いた SFRC

図- 5.18 疲労実験終了後の SFRC の損傷状況

以上より、早強セメントあるいは普通セメントを用いた SFRC とともに走行範囲内では摩耗が見られるもののひび割れは見られない。U リブの主げた側の溶接線上にひび割れが発生している。走行範囲内のひび割れが生じず、デッキプレートと U リブとの溶接線上にひび割れが進展した要因は輪荷重の繰り返し走行によりデッキプレートの局所的な変形により溶接接合部近傍に局部応力や交番応力が生じる。また、U リブなどの閉断面リブは開断面リブと比較し剛性が高いため、輪荷重の走行により発生する閉断面リブのねじりを拘束する。そのためデッキプレートの局所的な変形と U リブの回転変形が発生し、溶接部の未溶着部が開閉口を繰り返し生じるためと考えられる。

## 5.5.11 建研式引張試験による実験結果

### (1) 引張付着強度

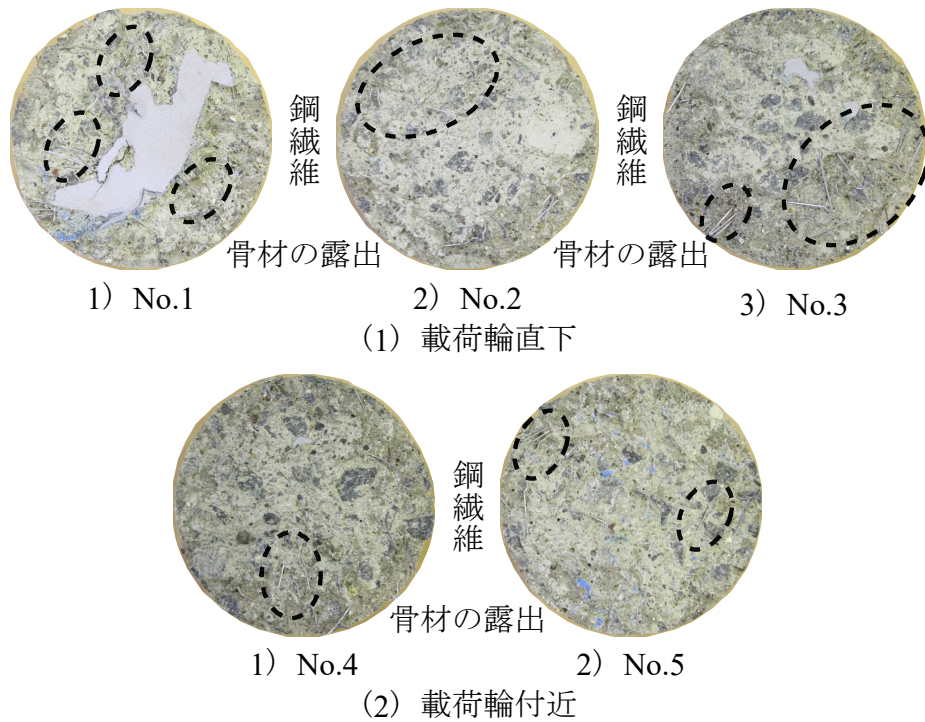
早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体における計測点は走行疲労実験を行うでは輪荷重の影響を受けにくいと考えられる主げた直上、疲労実験終了後では輪荷重走行による影響を最も受ける載荷輪直下と走行範囲の近傍で建研式引張試験を行った。

その結果、疲労実験開始前の引張付着強度の平均は  $2.35\text{N/mm}^2$  である。一方、荷重  $150\text{kN}$  で  $62,000$  回走行後（等価走行回数  $330.422 \times 10^6$  回）の主げた直上の引張付着強度の平均は  $1.58\text{N/mm}^2$  と輪荷重の繰り返し走行により引張付着強度が  $31\%$ 低下するもののコンクリート系床版の上面増厚工法で界面の付着強度で必要とされる基準値  $1.0\text{N/mm}^2$  以上を満足する結果となった。しかし、載荷輪直下の引張付着強度は  $0.66\text{N/mm}^2$  と疲労実験開始前の引張付着強度を比して  $72\%$ 低下し、基準値<sup>5.10)</sup>である  $1.0\text{N/mm}^2$  を下回る結果となった。これは、輪荷重の繰り返し走行により載荷輪直下に微細なひび割れが内部に発生したため引張付着強度が低下したと考えられる。

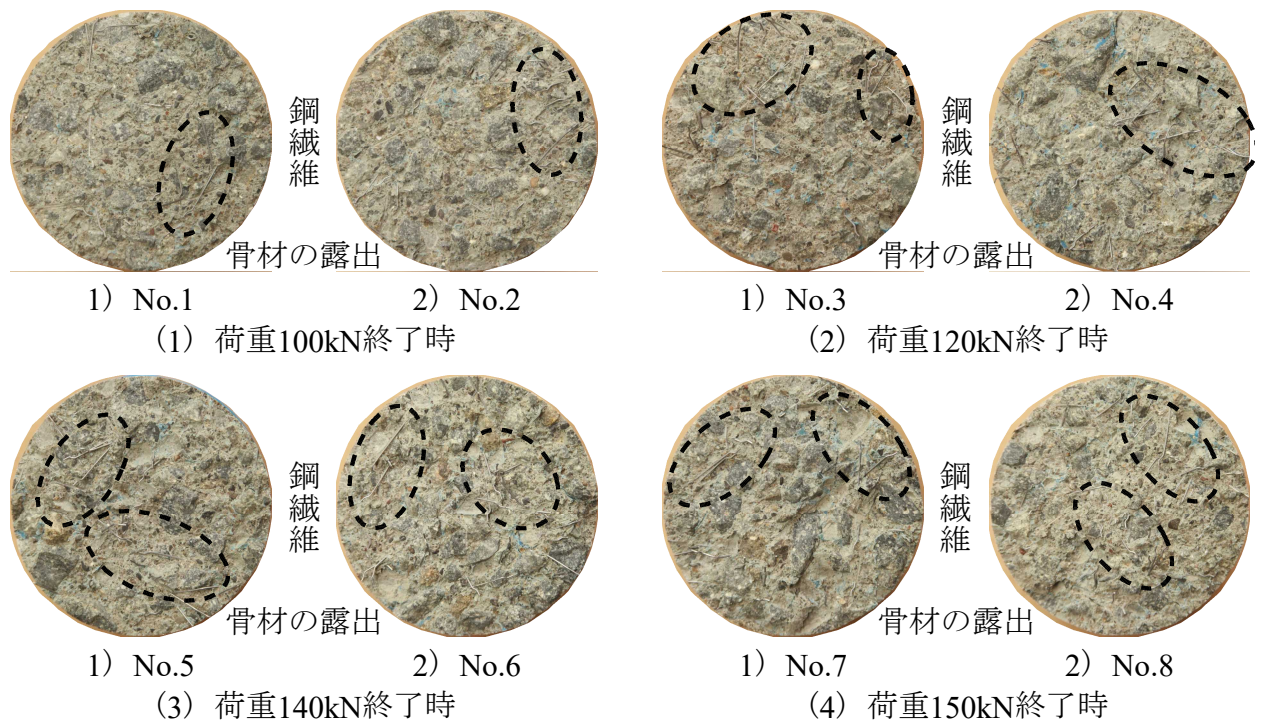
次に、普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体においては補強内部の破断状況について検証するために荷重  $100\text{kN}$  以降で各荷重  $20,000$  回走行後に輪荷重走行試験範囲で建研式引張試験を行い界面の付着性の推移について検証する。なお、引張試験後のコア採取位置は接着剤を塗布し、超速硬セメントを用いたコンクリートで補修を施した。疲労実験開始前に輪荷重疲労実験による影響が少ない位置主げた G2 で建研式引張試験を行う。疲労実験前のデッキプレートと SFRC との界面の引張付着強度の平均は  $2.59\text{N/mm}^2$  と基準値である  $1.0\text{N/mm}^2$  以上を満足する結果となった。その後、荷重  $100\text{kN}$  で  $20,000$  回走行（等価走行回数  $0.442 \times 10^6$  回）させた場合の引張付着強度の平均は  $1.91\text{N/mm}^2$  であり、疲労実験開始前の未損傷の場合と比較して  $26\%$ と引張付着強度が低下する結果となった。次に、荷重  $120\text{kN}$  で  $20,000$  回走行後（等価走行回数  $4.351 \times 10^6$  回）の引張付着強度の平均は  $1.69\text{N/mm}^2$ 、荷重  $140\text{kN}$  で  $20,000$  回走行後（等価走行回数  $39.982 \times 10^6$  回）の引張付着強度の平均は  $1.69\text{N/mm}^2$ 、 $150\text{kN}$  で  $20,000$  回走行後（等価走行回数  $146.287 \times 10^6$  回）の引張付着強度の平均は  $1.71\text{N/mm}^2$  と疲労実験開始前の未損傷の場合と比較してそれぞれ  $35\%$ 、 $35\%$ 、 $34\%$ と引張付着強度が低下する結果となったが、付着性の基準である  $1.0\text{N/mm}^2$  以上が確保されている。また、本実験における等価走行回数内では SFRC 層内の破断およびひび割れは確認されない。

### (2) 破壊状況

建研式引張試験における破壊状況を図－5.19、図－5.20 に示す。



図ー 5.19 早強セメントを用いた SFRC 上面補強鋼床版の建研式引張試験における疲労実験終了後の補強界面破断状況



図ー 5.20 普通セメントを用いた SFRC 上面補強鋼床版の建研式引張試験における各走行荷重終了時の補強界面の破断状況

早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC と鋼床版の界面の破壊状況は図ー 5.20 に示すように載荷輪直下と載荷輪位置近傍で採取したコアの破断状況は接着界面から 5mm の SFRC 層で引張破壊している。載荷輪位置近傍で採取したコアは界

面の一部にプライマーおよび接着剤が見られるものの破断面の 90%以上がコンクリートまたは鋼繊維となっている。一方、付着強度が著しく低下した载荷輪直下においては界面の一部にプライマー層が確認されるものの破断面の 70%以上がコンクリートまたは鋼繊維となっている。

次に、普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版から各荷重の疲労実験終了後に採取したコアの破壊状況は図-5.21 に示すように全て界面から 3 ~ 5mm の位置で引張破壊に至っている。また、界面の一部接着剤が見られるものの破断面の 90%以上がコンクリートまたは鋼繊維となっている。

以上より、補強界面の付着性能は輪荷重の繰り返し走行することで引張付着強度は低下するものの本実験終了時においても付着性を有している。また、破壊状況から破断位置は界面から 5mm 程度 SFRC 側での引張破壊となっている。さらに、接着剤の付着強度が  $3.7\text{N/mm}^2$  であることから界面の付着性能はコンクリートの引張強度に依存し、SFRC 層内部に微細なひび割れが発生した場合は引張付着強度が著しく低下すると考えられる。

## 5.6 まとめ

- (1) 早強セメントあるいは普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施した鋼床版は鋼材の疲労寿命推定として適用されている S-N 曲線の傾きの逆数の絶対値  $m=3.0$  を適用した場合の等価走行回数はそれぞれ  $2.014 \times 10^6$  回、 $1.455 \times 10^6$  回となり、溶接接合部およびデッキプレートにき裂の進展は確認されない。また、SFRC の耐疲労性の評価として、水越らが提案する S-N 曲線式の傾きの逆数の絶対値  $m=10.3$  を適用した場合はそれぞれ  $330.442 \times 10^6$  回、 $146.287 \times 10^6$  回となる。輪荷重の繰り返し走行による主げた側の U リブ溶接線上にひび割れ幅 0.05mm 程度のひび割れが発生する。
- (2) たわみおよびひずみと走行時刻の関係から鋼床版は载荷輪直下で発生する輪荷重の繰り返し走行によるたわみおよびひずみの変動が著しく、デッキプレートに局部的な変形やたわみの交番、溶接接合部近傍で高い応力集中が繰り返し発生することから溶接ルート部を起点にき裂の進展および発生しやすいと考えられる。また、本実験で用いた鋼床版供試体は 1980 年代から 2002 年までの道示に基づき設計された鋼床版のためデッキプレートの板厚は 12mm と薄いため輪荷重の繰り返し走行による局所性状が生じやすい。接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことにより、輪荷重の走行により発生する局所的なたわみの増加およびひずみの変動が抑制される。また、U リブと横リブ交差部においては輪荷重の走行により交番応力および局所応力が発生しやすいが提案する SFRC を用いた接着剤塗布型鋼床版 SFRC 上面補強を施すことで局所的な応力性状を大幅に抑制することが可能となる。
- (3) 橋軸方向および橋軸直角方向断面のデッキプレートにおいて、载荷輪直下で著しく変形するが鋼床版の構造特徴である荷重の分配範囲がコンクリート系床版と比較して狭いため局所的な変形となる。また、U リブ内デッキプレートでは負曲げによる負のたわみが発生している。接着剤塗布型鋼床版 SFRC 上面補強を施すことで SFRC

による剛性の向上に伴いデッキプレートに作用する荷重の分配範囲が広がり、デッキプレートの局所的な変形を抑制し、鋼床版全体での変形に移行した。

- (4) 補強界面では輪荷重の繰り返し走行による曲げやせん断の応力が作用するため界面ではく離が生じやすい。接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことでデッキプレートと SFRC の一体性が向上し、輪荷重の繰り返し走行によるはく離を抑制する。また、輪荷重の繰り返し走行による界面の付着性の低下は見られず、実験終了時においても鋼床版の SFRC 上面補強における引張付着強度の基準値  $1.0\text{N/mm}^2$  以上を確保できることが確認された。

## 第5章 参考文献

- 5.1) (公社)土木学会：鋼構造シリーズ 19 鋼床版の疲労 2010 年改定版，2010
- 5.2) (公社)土木学会：鋼構造シリーズ 29 鋼構造物の長寿命技術，2018
- 5.3) 村越潤，小菅匠，石井博典，春日井俊博，遠山直樹，石澤俊希：ビード進展き裂を有する鋼床版に対する SFRC 舗装の対策効果に関する検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.68，No.3，pp.722-737，2012
- 5.4) 阿部忠，川井豊，山下雄史，一瀬八洋：普通セメントに低収縮型早強性混和材を配合した SFRC 舗装による鋼床版の応力低減効果，土木学会論文集 E1 (舗装工学)，Vol.71，No.2，pp.47-62，2015
- 5.5) 建設コンサルタント協会近畿支部公共土木施設の維持管理に関する研究委員会道路分科会橋梁 WG ② (補修・補強)：2. 橋梁補修設計マニュアル (案)，2012
- 5.6) (公社)日本道路協会：鋼橋の疲労，1997
- 5.7) 牛尾正之，植田利夫：トラフリブとデッキプレートの接合部の疲労強度特性，土木学会年次学術論文集，Vol.40，I-106，pp.211-212，1985
- 5.8) 川上順子：都市高速道路における鋼橋の疲労損傷対策に関する研究，関西大学学位論文，2015.3.31
- 5.9) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2017.11
- 5.10) (一社)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説— 付・設計例— 2012 年改訂版，2012
- 5.11) 高野真司，三田村浩，今野久志：鋼床版の疲労損傷対策の提案—道央圏連絡道路美原大橋—，第 47 回北海道開発局技術研究会発表会，橋-8，2004
- 5.12) (独)物質・材料研究機構：疲労データシート，溶接構造用圧延鋼 SM50B リブ十字溶接継手の疲労データシート，試験片寸法の硬化，No.18，1980
- 5.13) 水越睦視，松井繁之，東山浩士，内田美生：SFRC の曲げひび割れ進展寿命の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.3，p.199-204，2000.7
- 5.14) (独)土木研究所，(株)横河ブリッジ，(株)NIPPO，鹿島道路(株)，大成ロテック(株)：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 舗装した既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル (案)—，共同研究報告書，第 395 号，2009
- 5.15) 国土交通省国土技術政策総合研究所，(一社)日本橋梁建設協会：鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究—実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討—，国土技術政策総合研究所資料共同研究報告書，第 471 号，2008.8

## 第6章 接着剤塗布型鋼床版SFRC上面補強法における施工計画の提案

### 6.1 はじめに

交通量の多い道路橋鋼床版では、供用年数が20年未満でデッキ進展き裂や溶接ビード進展き裂の発生が報告されている<sup>6.1), 6.2)</sup>。道路橋鋼床版はデッキプレートに12mmの鋼板を用いていることから局部的な応力性状が発生しやすく、縦リブにUリブなどの閉断面リブを用いている路線では閉断面リブの剛性が高く縦リブの変形を拘束してしまうため応力の交番やデッキプレートの局部変形によるき裂が進展しやすい<sup>6.3)-6.5)</sup>。疲労き裂の進展を抑制し、鋼床版の恒久的な維持管理対策として床版上面からでは、超速硬セメントに鋼繊維を混入させた鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRCとする）を用いた補強法および舗装法<sup>6.6)-6.10)</sup>が適用されている。実橋梁鋼床版の施工において、高速道路などでは長時間の交通規制による経済損失を考慮して交通規制が8時間程度となることを前提に、養生3時間でコンクリートの圧縮強度が道路橋示方書・同解説<sup>6.11)</sup>に準拠する設計基準強度 $24\text{N/mm}^2$ 以上を確保できる超速硬セメントを用いたSFRC上面補強法または舗装法が適用されている。超速硬セメントを用いたSFRC上面補強法・舗装法は超速硬セメントの養生3時間でコンクリートの設計基準強度 $24\text{N/mm}^2$ 以上を確保できる材料であり、凝結時間および可使時間が30分程度と短いことから、施工現場でのSFRCの練り混ぜにおけるコンクリートの品質管理や施工時に高度な技術が求められる。このように高速道路などでは交通規制の制約からコンクリートの打込みから撤去工までの作業を8時間以内に行わなくてはならない。一方、地方自治体が管理する橋梁や片側交互通行などの交通規制が設けられる橋梁では長期間の交通規制を設けることができることから短時間でコンクリートの設計基準強度 $24\text{N/mm}^2$ 以上を確保できる超速硬セメントを用いる必要性が低くなる。さらに、交通ネットワークの構築により交通量の分散が図れる路線では重交通路線においても2日程度の交通規制を設けることが可能となる。

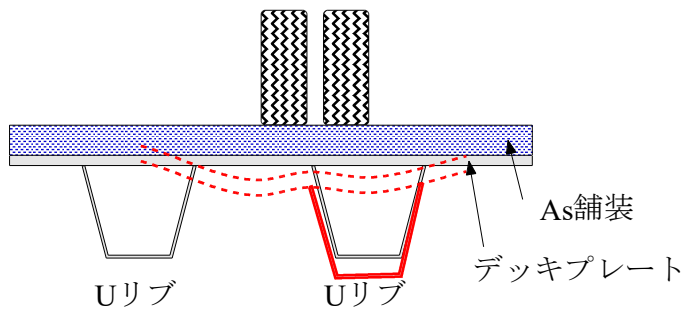
そのため近年では、超速硬セメントを用いたSFRCに替わる材料として、早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメント（以下、早強セメント、普通セメント）に鋼繊維を配合させたSFRC床版が提案され、輪荷重走行疲労実験による耐荷力性能および耐疲労性について検証され、その有用性が確認されている<sup>6.12), 6.13)</sup>。また、2日程度の交通規制で交通開放が可能なSFRCとして早強セメントまたは普通セメントに鋼繊維と早強成分および収縮低減材が混入された低収縮型早強性混和材を添加させた低収縮SFRCを用いた鋼床版の補強材または舗装材が提案され、提案された補強材または舗装材を用いた鋼床版補強法によりデッキプレートの変形や局部的な応力を抑制される結果が得られた。さらに、輪荷重走行疲労実験より低収縮早強性混和材を添加させたSFRCの耐疲労性も評価された<sup>6.14), 6.15)</sup>。

そこで第6章では、鋼床版に発生する局部的な変形および交番応力を低減し、耐疲労性が評価される低収縮型早強性混和材を添加させたSFRCを用いた鋼床版補強法を実橋梁への適用として実橋梁における施工管理を提案し、地方自治体が管理する道路橋鋼床版の恒久的な補強対策の一助とする。

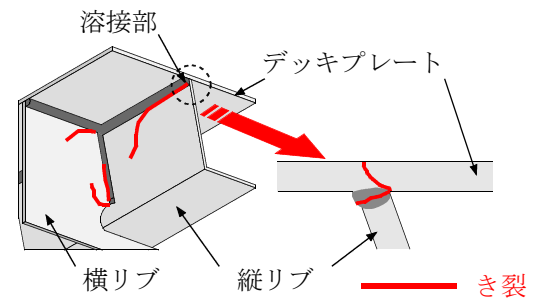


## 6.2 実橋梁のき裂発生状況

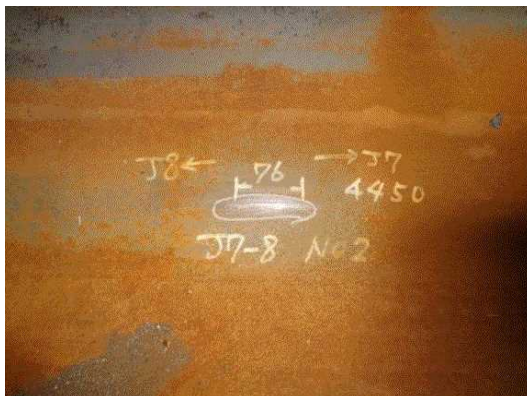
道路橋鋼床版の疲労損傷の多くは大型車両の交通量増大や過積載の繰り返し走行により、鋼床版の曲げ剛性不足に起因するデッキプレートおよび U リブの局部変形によって発生している。ここで、鋼床版の局部変形の発生メカニズムを図－ 6.1 に示す。局部変形の発生メカニズムは図－ 6.1 に示すように、輪荷重が U リブ間のデッキプレートや U リブ上を通過する際に、デッキプレートの面外変形、溶接接合部近傍での局部応力や交番応力が発生し、これらの局部性状が繰り返し発生することでデッキプレートや溶接接合部にき裂が生じる。とくに U リブでは閉塞空間となる内側が未溶接となり、このデッキプレートとの片側すみ溶接の溶込み量が溶接ルート部における応力集中を緩和に



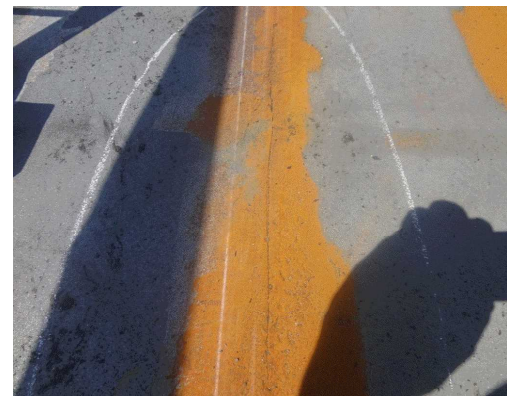
図－ 6.1 鋼床版の局部変形の発生メカニズム<sup>6.2)</sup>



図－ 6.2 き裂発生<sup>6.2)</sup>



(1) 短いき裂



(2) 長いき裂



(3) あて板補強



(4) き裂発生による段差

写真－ 6.1 実橋梁鋼床版の損傷状況<sup>6.16)</sup>

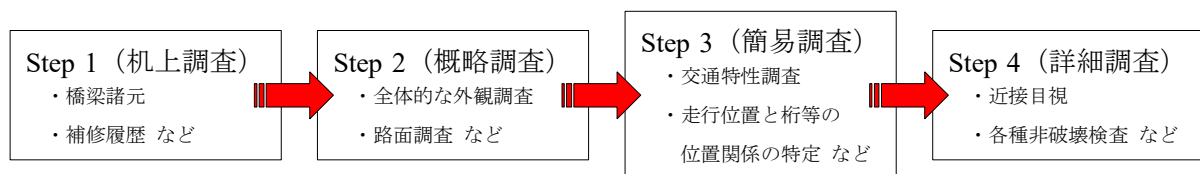
影響を及ぼすとされ、溶込み量をUリブ厚の75%と規定されている<sup>6.11)</sup>。

次に、閉断面リブを用いた鋼床版のデッキプレートに進展したき裂および溶接接合部に進展したき裂の一例を図－6.2に示す。鋼床版は板厚12mmのデッキプレートを縦リブと横リブで補剛した薄板溶接構造であるため、大型車両の走行によって設計時には想定し得ない、局部変形がデッキプレートに生じ、縦リブとデッキプレートの溶接部、縦リブの突き合わせ継手溶接部、縦リブと横リブの交差する溶接部などに、金属疲労によるき裂が発生している。デッキプレートとUリブ溶接部のき裂が発生し、デッキ進展き裂やビート進展き裂に分類される。また、垂直補剛材とデッキプレートの溶接部の損傷も多く報告されている。

橋梁点検の際に発見された実橋鋼床版の損傷事例を写真－6.1<sup>6.16)</sup>に示す。デッキプレートのき裂は75mm程度(写真－6.1(1))から1,000mm程度まで発生している(写真－6.1(2))。この橋梁は交通量が多いことから数年前からき裂が発生し、その緊急対応としてあて板補修が施されている(写真－6.1(3))。あて板は一般的にボルト接合で12mmの鋼板を拘束し補修されている。一方、Uリブとデッキプレートの溶接位置にデッキ進展き裂が発生し、デッキプレートに段差が生じている(写真－6.1(4))。デッキプレートの不陸やき裂による段差が見られる鋼床版の補修法としてあて板補修した場合はデッキプレートとあて板とに段差が生じる可能性があることから、再劣化に至る場合が考えられる。

### 6.3 実橋梁のき裂調査

実橋梁のき裂調査は、机上調査(Step.1)、概略調査(Step.2)、簡易調査(Step.3)、詳細調査(Step.4)の手順で行われる。ここで、鋼床版のき裂調査手順を図－6.3に示す<sup>6.1)</sup>。



図－6.3 鋼床版のき裂調査手順<sup>6.1)</sup>

机上調査(Step.1)では、鋼床版橋梁の中からデッキ進展き裂を生じる可能性のある橋梁を抽出する。この判定には橋梁台帳、設計図書、製作・施工報告書、点検補修記録や環境情報より、①鋼床版の製造諸元、②大型車交通量(供用後の累積台数)、③舗装の更新や補修履歴、④鋼床版の既往の疲労損傷の有無やその種類について調べ、対象橋梁を抽出する。

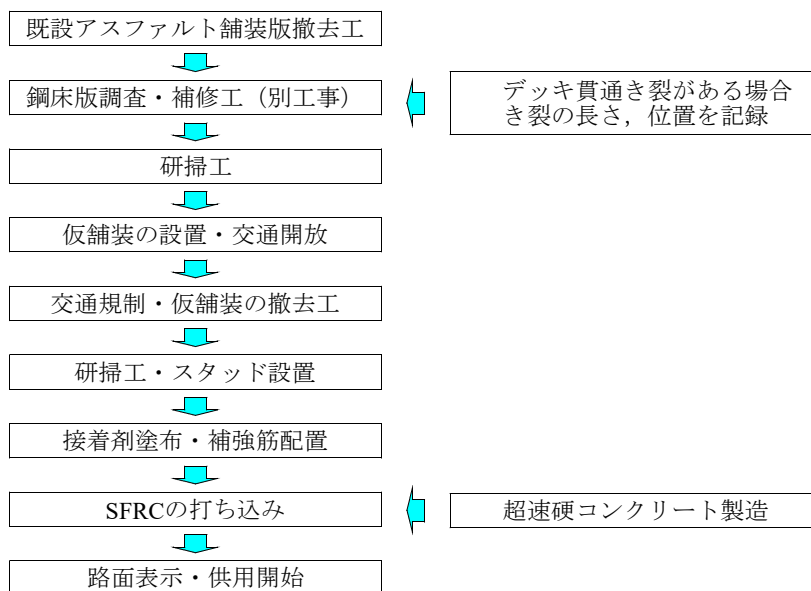
概略調査(Step.2)では、机上調査により抽出された対象橋梁の中で、よりデッキ進展き裂の可能性の高い橋梁および径間を抽出させる。ここでは歩道或いは走行車両からの外観目視調査を基本として、舗装の変状や交通振動や衝撃音に着目する。

簡易調査(Step.3)では、概略調査を踏まえてデッキ進展き裂の可能性に対する評価と、この次の詳細調査を実施する部位の特定を行う。ここでは、実際の交通状況、車両走行位置、舗装の損傷位置や、橋梁本体の健全性に関わる損傷を把握する。

詳細調査(Step.4)では、簡易調査で抽出された鋼床版について、デッキ進展き裂を含む疲労損傷の発生の有無を確認する。ここでは、鋼床版裏面あるいは箱桁内部からの目視調査や磁粉探傷、超音波探傷試験などの非破壊検査を行う。なお、場合によってはアスファルト舗装の剥ぎ取りによる鋼床版表面の調査も伴う。

#### 6.4 超速硬セメントを用いた鋼床版SFRC上面補強法

き裂などの疲労損傷によって耐久性が低下した既設鋼床版の恒久的な対策として、高速道路や重交通の多い一般国道では養生3時間でコンクリートの設計基準強度  $24\text{N/mm}^2$  を確保できる超速硬セメントを用いた鋼床版 SFRC 上面補強・舗装が適用されている。ここで、超速硬セメントを用いた鋼床版 SFRC 上面補強・舗装法の施工工程の一例を図－6.4 に示す<sup>6.17)</sup>。



図－6.4 超速硬セメントを用いた鋼床版 SFRC 上面補強法の施工工程<sup>6.17)</sup>

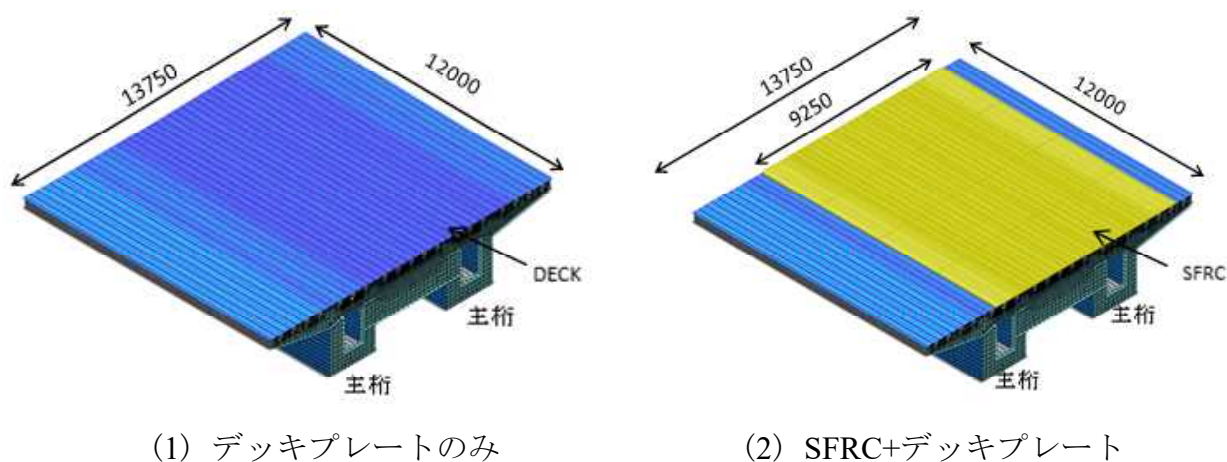
超速硬セメントを用いた鋼床版 SFRC 上面補強・舗装法の施工工程は事前に交通量の測定などの概略調査を実施する。次に、バックホウを用いてデッキプレートに新たな損傷を与えないように舗装されているアスファルト舗装を撤去し、ショットブラストまたはウォータージェットを用いてバックホウで撤去しきれないアスファルト舗装を除去する。研掃後、電磁波レーダ法などの非破壊検査を実施して鋼床版に発生したき裂を検出する。超速硬セメントを用いた SFRC 上面補強を適用する現場では長時間の交通規制が設けられないことからデッキ進展き裂が発生している場合、き裂の位置および長さを記録してデッキプレートの研掃し、仮舗装の舗装を行い交通規制が解除する。仮舗装の舗装後に、き裂の発生箇所をあて板などの補修対策を実施する。き裂に応じた補修工事を行った後にショットブラストによるデッキプレートの研掃を実施する。研掃後は車両の繰り返し走行による SFRC とデッキプレートとの界面のずれを抑制するためにデッキプレートにスタッドジベルの溶接する。その後、SFRC とデッキプレートの一体性を確保

するためにエポキシ系接着剤を塗布する。また、主げた上付近を車両が走行する場合、主げた付近では負曲げが発生し、SFRC 上にひび割れが伸展することから負曲げ対策として CFRP 格子筋や鉄筋を配置する。補強筋配置後に超速硬セメントを用いた SFRC をコンクリートアジテーターや移動式コンクリートプラントを用いて SFRC を練り混ぜ、打込む。超速硬セメントを用いた SFRC は可使用時間が 30 分程度であることから熟練の高度な施工技術を要する。

## 6.5 提案するSFRCを用いた鋼床版補強法の実橋梁の適用における有限要素解析

### 6.5.1 解析モデル

提案する SFRC を用いた鋼床版補強法の実橋梁への適用として有限要素解析（以下、FEM 解析とする）および実験を行う必要がある。実橋梁 A をモデル化して FEM 解析を実施し、実橋梁 A における SFRC 上面補強による補強効果について検証し、実橋梁への適用を検討する。FEM 解析には、汎用 FEM 構造解析ソフトウェアである Midas IT 社製の Midas FEA Ver 3.3.0 を使用する。解析における荷重の荷重位置は実橋梁ではデッキプレートと U リブとの溶接ルート部を起点にき裂の発生および進展が多数報告されていることからダブルタイヤの中心がデッキプレートと U リブとの溶接部と一致するように荷重させる。また、解析モデルは補強前の鋼床版デッキプレートと SFRC 上面補強後の鋼床版デッキプレートの 2 モデルとする。ここで、解析モデルの全体図を図 6.5 に示す。デッキプレートおよび SFRC はソリッド要素、U リブおよび横リブなどの補剛材はシェル要素とする。



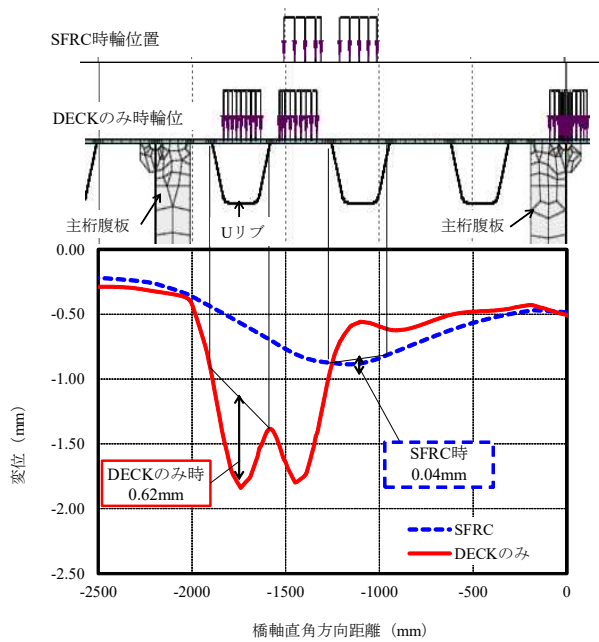
図ー 6.5 FEM 解析に用いた実橋梁 A の解析モデル

### 6.5.2 解析結果

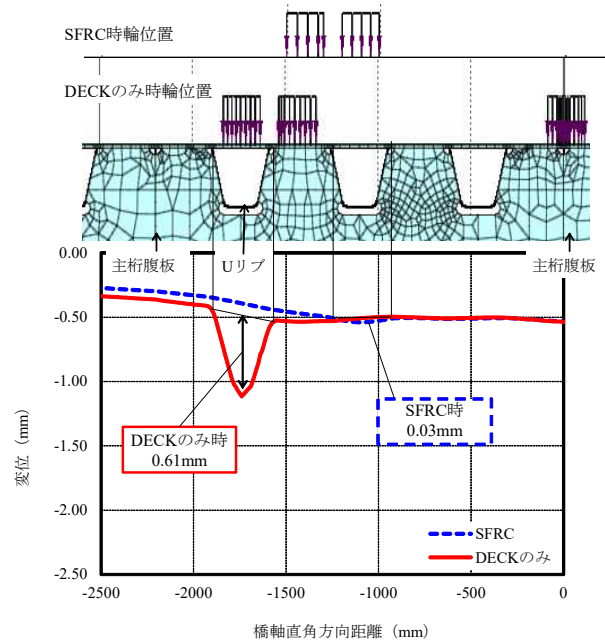
モデル化した鋼床版の FEM 解析結果として鋼床版デッキプレートの変形図の一例を図 6.6、デッキプレートに生じるひずみの一例を図 6.7 に示す。なお、荷重の荷重位置は大型車両の後前輪が支間中央に荷重した場合と横げた上に荷重した場合とする。

#### (1) デッキプレートのたわみ

FEM によるデッキプレートに生じるたわみは図 6.6 に示す。支間中央に後前輪が荷重した場合、図 6.6(1)に示すよう U リブを跨がるように輪荷重を荷重させている

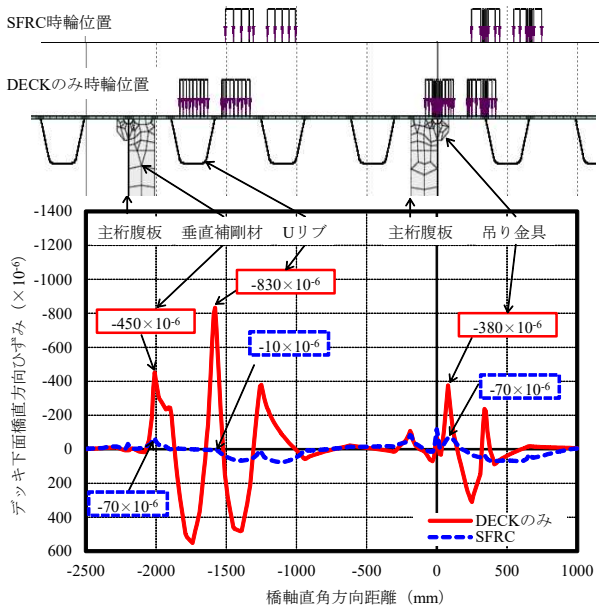


(1) 支間中央断面

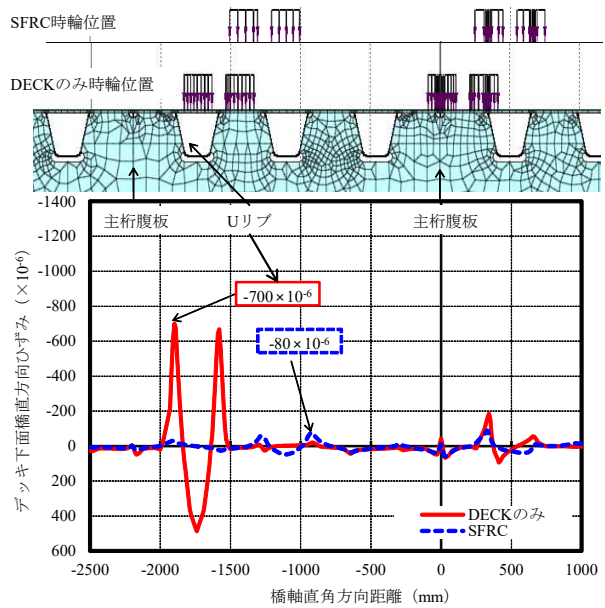


(2) 横げた上断面

図-6.6 デッキプレートの変形図の一例



(1) 支間中央断面



(2) 横げた上断面

図-6.7 デッキプレートのひずみ図の一例

ことから U リブ内の局所的な変形および局所的なたわみの増加が確認される。U リブ内デッキプレートなたわみの変動が 0.62mm となっている。次に、横げた上に後前輪が載荷した場合、図- 6.6(2)に示すよう U リブ内デッキプレートで局所的なたわみの増加が確認される。U リブ内デッキプレートなたわみの変動が 0.61mm となっている。一方、補強した鋼床版モデルは図- 6.6(1)、図- 6.6(2)に示すようにデッキプレートの局所的な変形が抑制されている。また、U リブ内デッキプレートなたわみの変動が支間中央載荷時および横げた上載荷時においてそれぞれ 0.04mm、0.03mm とたわみの変動が 5%、4%に低減する結果となった。

## (2) デッキプレートのひずみ

デッキプレートと U リブとの溶接接合部に生じた橋軸直角方向のデッキプレートのひずみを図- 6.7 に示す。後前輪が支間中央に載荷した場合のデッキプレートに発生するひずみは図- 6.7(1)に示すように、溶接止端部近傍で局所的なひずみの変動が確認される。また、ひずみが正負に発生していることから溶接止端部近傍を起点とした交番応力によるき裂が発生しやすい位置である。横げた上に載荷した場合も同様に溶接止端部近傍での局所的なひずみの変動が確認される。デッキプレートと U リブの溶接止端部に発生したひずみは支間中央および横げた上それぞれ $-830 \times 10^{-6}$ 、 $-700 \times 10^{-6}$  である。補強した鋼床版モデルでは支間中央に載荷時および横げた上載荷時ともに局所的なひずみの変動が大幅に抑制されており、溶接止端部のひずみにおいては支間中央および横げた上それぞれ $-10 \times 10^{-6}$ 、 $-80 \times 10^{-6}$  とひずみがそれぞれ 1%、14%に低減する結果結果が得られている。

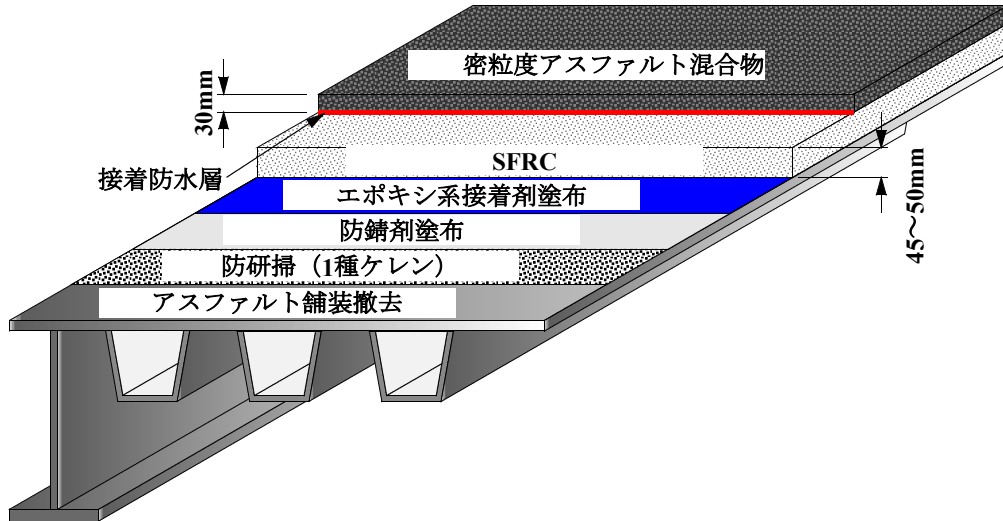
以上より、FEM 解析における提案する SFRC を用いた鋼床版補強法は鋼床版上に発生する応力性状を大幅に低減する結果となった。また、第 4 章ならびに第 5 章で検証した実橋梁をモデル化した鋼床版供試体に提案する SFRC を用いた接着剤塗布型鋼床版 SFRC 上面補強は U リブ鋼床版のデッキプレートに生じるたわみやひずみ、横リブ交差部に生じる応力を大幅に抑制し、SFRC による応力低減効果が確認されていることから FEM 解析における鋼床版に発生した局部性状は実橋梁およびモデル化した鋼床版で発生する局部性状の再現が可能である。

## 6.6 提案するSFRCを用いた鋼床版SFRC上面補強法

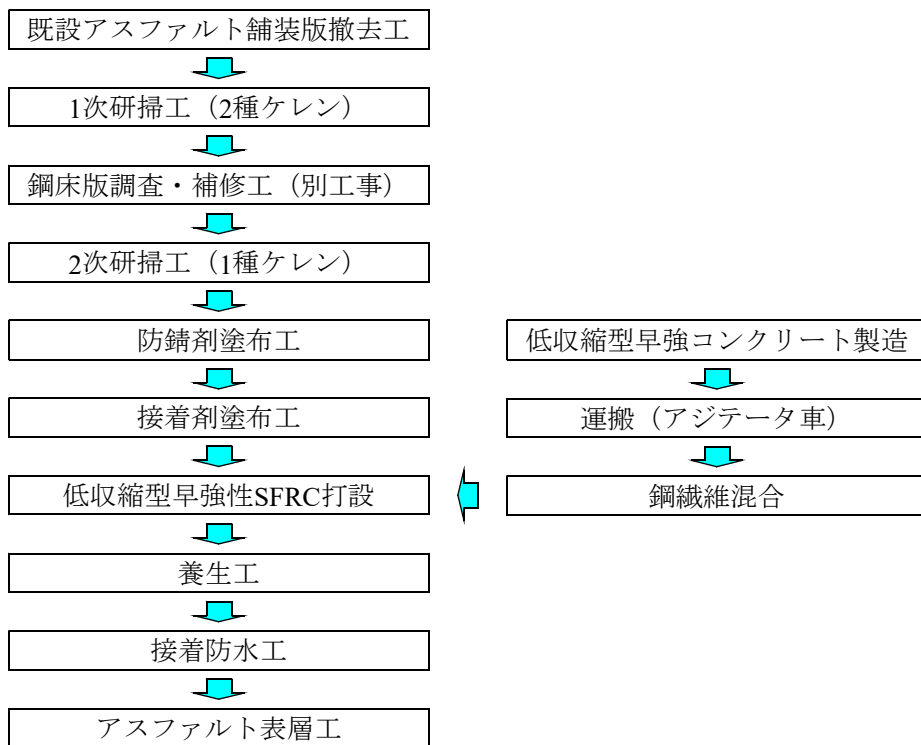
本提案する早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC は、道路橋鋼床版の補強材または舗装材として鋼床版の応力低減および局所的な変形の抑制などの検証結果が得られている。また、材齢 36 時間でコンクリートの圧縮強度が  $30\text{N/mm}^2$  以上を確保でき、従来の超速硬セメントを用いた SFRC と同等の強度を有することから鋼床版の補強材および舗装材の要求性能を満たす。また、超速硬セメントと比較してセメントの単価が安価なことから大幅なコストの縮減が期待できる材料である。ここで、低収縮型 SFRC を用い接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施した場合の鋼床版の断面構成を図- 6.8<sup>6.18)</sup>、施工工程<sup>6.18)</sup>を図- 6.9、施工状況を写真- 6.2 に示す。

### (1) 既設アスファルト舗装撤去および研掃工

既設アスファルト舗装（以下、舗装とする）の撤去に先立ち、電磁波レーダを用いて、舗装厚を調査し、大型切削機による切削厚さを確認する。そして、調査結果の舗装厚よりデッキプレートから 20mm 程度残して切削を行う。この際に添接版やハンドホールなどの突起物の予想される箇所を現地にマーキングを行い、ボルトの破損の無いように管理する。次に、バックホウなどで残り舗装を注意して剥ぎ取り、撤去する。研掃ではショットブラストまたはウォータブラストを用いてアスファルトなどの不純物を除去するが、ウォータブラストを用いる場合や鋼床版の損傷状況を超音波探傷検査や磁粉探傷検査、目視による調査・診断、或いはデッキプレートや溶接接合部にき裂が進展している場合のあて板補強を実施する場合は、1 種ケレン相当とした研掃面に発錆が生じる為、



図ー 6.8 提案する SFRC を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面補強鋼床版の断面概要<sup>6.18)</sup>



図ー 6.9 提案する SFRC を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面補強の施工工程<sup>6.18), 6.19)</sup>



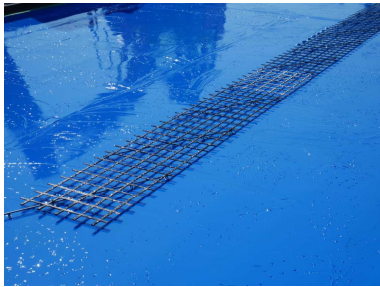
(1) き裂発生箇所の補修



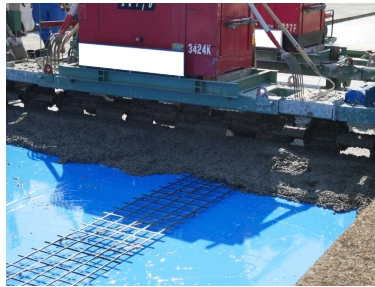
(2) 運搬時のSFRCスラブ



(3) 接着剤の塗布



(4) CFRPの配置



(5) SFRCの打込・表面仕上



(6) 養生

写真－ 6.2 接着剤塗布型 SFRC 上面補強の施工状況

二次研掃が施される。なお、あて板補強については事前処理として、当該箇所を開削し、設置のみを先行し、仮舗装しておくことが多い。

## (2) 防錆処理

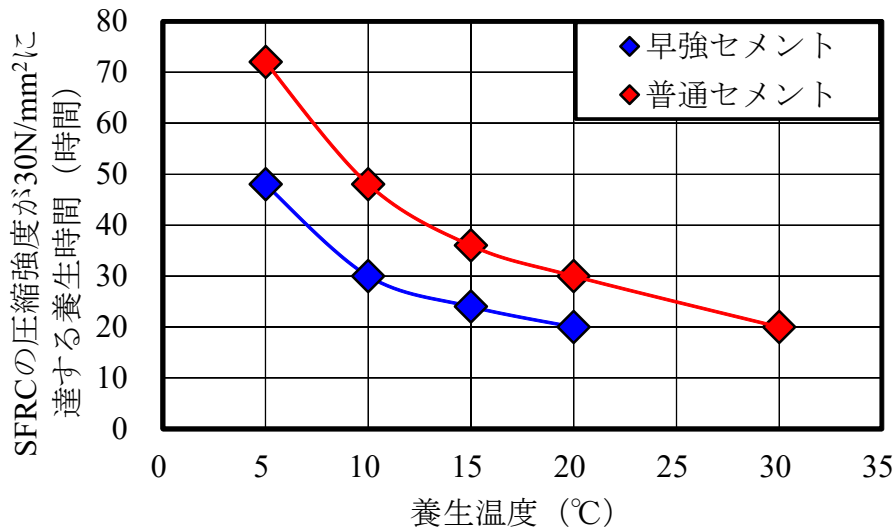
工程上の都合により、研掃を先行して実施する場合はショットブラストによる 1 種ケレン相当の研掃後の発錆を防止するために、高耐久型エポキシ樹脂接着剤との付着性能が評価されている高耐久型・耐水耐熱性エポキシ樹脂プライマーをデッキプレート上面全面に平均塗布量  $0.3\text{kg/m}^2$  で塗布し、乾燥させる（写真－ 6.2(1)）。

## (3) 接着剤塗布工

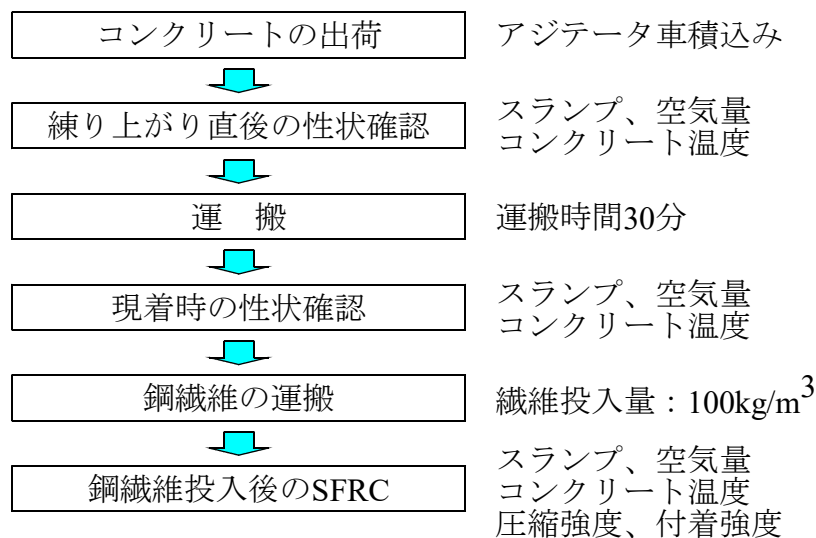
鋼床版デッキプレートと SFRC の一体性を確保する工法としてスタッドによる接合法およびエポキシ系接着剤による接合法が実橋梁で実施されている。スタッドを用いた接合法は SFRC 上面補強における SFRC の反り上がりを防止し、SFRC 材の高耐久化を図る工法として用いられている。しかし、デッキプレート全面にスタッドの溶接・設置する作業時間を確保することが難しい。また、スタッドを用いた接合法は SFRC の高耐久化を図ることできるがスタッドで接合していない補強範囲で車両の繰り返しによるデッキプレートと SFRC とのはく離が想定され、鋼床版の疲労耐久性を向上させることが困難となる。一方、エポキシ系接着剤を用いた接合法は、デッキプレートと SFRC との一体性を高めて鋼床版の防水性能を確保し、施工における時間的制約や建設コストの削減が期待されている工法である。本提案する施工計画ではエポキシ系接着剤を塗布した上面補強法の施工について検証する。

早強セメント或いは普通セメントに低収縮型早強性混和材を配合した SFRC とデッキプレートとの付着性を高めるために高耐久型エポキシ系樹脂接着剤を平均塗布量  $1.4\text{kg/m}^2$  (平均厚さ 1mm) を塗布する（写真－ 6.2(3)）。なお、鋼床版上 SFRC 舗装においては接着剤の塗布量の管理が重要となる。よって、実施工においては接着剤 1 缶当





図－ 6.10 SFRC の圧縮強度が 30N/mm<sup>2</sup> に達する材齢と環境温度の関係



図－ 6.11 SFRC の製造過程<sup>6.18), 6.19)</sup>

たりの塗布可能な面積（約 8.5m<sup>2</sup>/1Set(12kg)）を現地にマーキングし、さらに塗布後はウェットゲージにて最小塗布厚さが 0.5mm 以上であることを確認する必要がある。

#### (4) 低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC の製造および打ち込み

早強セメントおよび普通セメントの選定は施工時の環境温度によって異なることが確認されている。ここで、コンクリートの圧縮強度 30N/mm<sup>2</sup> に達する養生時間と環境温度の関係を図－ 6.10 に示す。早強セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC は養生時の環境温度が 20 °C では 20 時間、15 °C では 24 時間で材料の要求性能である 30N/mm<sup>2</sup> に達している。一方、環境温度が 10 °C および 5 °C の場合は 30 時間、48 時間で材料の要求性能である 30N/mm<sup>2</sup> に達し、低温度下でも短い時間でコンクリートの強度が確保され、普通セメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC は養生時の環

環境温度が 30℃、20℃、15℃の場合、圧縮強度が 30N/mm<sup>2</sup> に達する時間はそれぞれ 20 時間、28 時間、36 時間となる。一方、環境温度が 10℃、5℃の場合は 48 時間、72 時間と低温度下において早強セメントを用いた SFRC と比較して強度発現に要する時間がかかる。環境温度に応じてセメントの選定を行い、環境温度が 15℃以下（冬期）では早期に強度発現が確保できる早強セメント、環境温度が 15℃以上の場合は普通セメントを適用する。低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC は長期間の交通規制や片側交互通行などが設けられる橋梁では、養生 36 時間（1.5 日）で圧縮強度 30N/mm<sup>2</sup> に達する条件で全工程が組まれることになる。ここで、SFRC の製造過程<sup>6,18)</sup>を図－6.11 に示す。

提案する SFRC はコンクリートプラントから低収縮型早強性コンクリートをアジテータ車で現場まで運搬し、φ 0.62mm、長さ 30mm の鋼繊維を混入量 1.27Vol.%で現場で投入する。投入後のコンクリートの品質にバラツキが生じないように、鋼繊維をエア圧送投入機でアジテータ車に投入する方法を採用する。なお、SFRC の製造時には、品質にバラツキが生じないように、プラントに専任の品質管理者を配置して出荷時のスランプ、空気量、コンクリート温度の品質確認および出荷時間の管理をアジテータ車 1 台ごとに行う。さらに、現場到着時には、スランプ、空気量、コンクリート温度の管理を行い管理基準に満たしているコンクリートのみファイバーボールが発生しないよう十分留意して、鋼繊維を投入する。施工時における鋼繊維投入後の SFRC の配合条件におけるスランプは 6.5±1.5cm、空気量が 4.5±1.5%、塩化物イオン量 0.30kg/m<sup>3</sup>、コンクリートの温度 35℃以下となるように基準値内で管理する。鋼床版デッキプレートと SFRC の付着強度の検証については、現場において鋼板上に接着剤を塗布し、SFRC を打ち込みして引張試験用供試体を製作し、養生終了後、引張試験で検証した。その結果、平均強度 1.59N/mm<sup>2</sup> が確保され、基準である 1.0N/mm<sup>2</sup> を満足している。

#### (5) SFRC の養生および交通開放

SFRC の養生は、「ポリフィルム＋防炎シート＋エアキャップ」の封緘養生を行う。なお、河川上や山間部などでは環境条件に応じて環境温度が低下し、コンクリートの凝結時に初期凍害を受ける可能性がある。とくに、冬季における施工では環境温度が 5℃以下となり、コンクリートの水和熱が奪われ、初期凍害による強度低下や耐久性の低下が懸念される。そこで、コンクリートの打ち込みが午後となる場合では打ち込み範囲の養生方法を封緘養生に加えて給熱マット養生を併用する。養生終了後、橋面防水工およびアスファルト表層工を実施する。

### 6.7 まとめ

第 6 章では、低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を実橋梁への適用について検討するために、提案する SFRC を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面補強法の施工工程について検証し、その実用性について論じた。その結果、以下の知見が得られた。

- (1) 提案する SFRC は凝結時間が十分に確保できることからコンクリートの打ち込みなどの施工精度を高めることができる。また、提案する SFRC は環境温度に応じて強度発現が異なることから冬期での施工では早強セメント、環境温度が 15℃程度の場合では普通セメントとセメントの選定が可能となる。

- (2) 提案する SFRC を用いた鋼床版上面補強法は施工精度を高めることができ、施工状況に応じてセメントの選定が可能となることから従来の超速硬セメントを用いた鋼床版 SFRC 上面補強法と比較して施工コストを縮減することが可能となる。また、提案する接着剤塗布型鋼床版 SFRC 上面補強における施工計画は実橋梁での適用が可能であり、地方自治体が管理する道路橋鋼床版の補強対策として実用性が評価できる。

## 第6章 参考文献

- 6.1) 国土交通省国土技術政策総合研究所，日本橋梁建設協会：国土技術政策総合研究所資料共同研究報告書第 471 号，鋼部材の耐久性向上策に関する共同研究一実態調査に基づく鋼床版の点検手法に関する検討一，2008
- 6.2) (公社)土木学会：鋼構造シリーズ 19 鋼床版の疲労 2010 年改定版，2010
- 6.3) 三木千壽，舘石和雄，奥川淳志，藤井裕司：鋼床版縦リブ・横リブ交差部の局部応力と疲労強度，土木学会論文集，No.519/I-32，pp.127-137，1995
- 6.4) 三木千壽，菅沼久忠，富澤雅幸，町田文孝：鋼床版箱桁橋のデッキプレート近傍に発生した疲労損傷の原因，土木学会論文集，No.780/I-70，pp.57-69，2005
- 6.5) 玉越隆史，石尾真理，小沼恵太郎：道路橋鋼床版のトラフリブとデッキプレートの板厚と疲労損傷特性の相関に関する検討，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol.69，No.2，pp.345-360，2013
- 6.6) 加形護，児玉孝善，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（一般国道 357 号横浜ベイブリッジ舗装工事），橋梁と基礎，2004-10，pp.27-32，2004
- 6.7) 三木千壽，鈴木啓悟，加納隆史，佐々木栄一，石田稔，高森博之：鋼床版の疲労への SFRC 舗装による予防補強とその健全性モニタリング，土木学会論文集 A，Vol.62 No4，pp.950-963，2006
- 6.8) 梶原仁，山口達也，伊藤清志，松本公一：一車線規制に対応した鋼床版上 SFRC 施工事例，第 62 回セメント技術大会講演要旨，pp.100-101，2008
- 6.9) 児玉孝喜 後藤和満 菊池孝雄：湘南大橋における鋼床版の疲労対策：鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告書，Vol.10，pp.1-10，2007
- 6.10) 小野秀一，平林泰明，下里哲弘，稲葉尚文，村野益巳，三木千壽：既設鋼床版の疲労性状と鋼繊維補強コンクリート敷設工法による疲労強度改善効果に関する研究，土木学会論文集 A，Vol.65 No2，pp.335-347，2009
- 6.11) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I，II，2012.3
- 6.12) 阿部忠，伊藤清志，深川克彦，徐銘謙：早強・普通セメントに鋼繊維を配合した SFRC 床版の耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.62A，pp.1240-1249，2016.3
- 6.13) 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混入した 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.1253-1262，2017.3
- 6.14) 阿部忠，川井豊，山下雄史，一瀬八洋：普通セメントに低収縮型早強性混和材を配合した SFRC 舗装による鋼床版の応力低減効果，土木学会論文集 E1 (舗装工学)，Vol.71，No.2，pp.47-62，2015
- 6.15) 野口博之，阿部忠，川井豊，山下雄史，一瀬八洋，佐藤常人：早強・普通セメントに低収縮型早強性混和材を配合した鋼床版 SFRC 舗装における応力低減効果および耐疲労性の評価，構造工学論文集，Vol.62A，pp.1226-1239，2016.3
- 6.16) 野口博之，阿部忠，川井豊，一瀬八洋，山下雄史：超早強 SFRC 上面補強における鋼床版のたわみ低減効果に関する研究，土木学会，第八回道路橋床版シンポジウム論文報告集，pp.195-200，2014.10
- 6.17) (独)土木研究所，(株)横河ブリッジ，(株)NIPPO，鹿島道路(株)，大成ロテック

(株)：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 舗装した既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル（案）－，共同研究報告書 第 395 号，2009

- 6.18) 野口博之，阿部忠，一瀬八洋，児玉孝喜：早強セメントを用いた SFRC 補強による鋼床版の耐疲労性と実用性の評価，セメントコンクリート論文集 Vol.71，pp.556-563，2017
- 6.19) 渡辺隆史，藤田智一，酒井潤三郎，鎌田修，阿部忠，佐藤常人：低収縮型早強性 SFRC を用いた鋼床版の補強工，舗装，Vol.50，No.8，pp.10-15，2015.8

## 第7章 総括

### 7.1 総括

道路橋鋼床版は厚さ 12mm のデッキプレートを U リブおよび横リブなどの補剛材で溶接接合した薄板構造であることから軽量であり建設条件の製作が多い路線や都市高架、長大橋に多く適用されている。しかし、直接輪荷重を支持することから輪荷重の影響を受けやすい構造となっているため、車両の走行によりデッキプレートの局所的な変形や溶接接合部近傍での局所的な応力変動によって、溶接部を起点にき裂が進展しており、鋼床版の延命化を図る維持管理計画の構築が重要な課題となっている。これらのき裂に対して、恒久的な補強対策として 3 時間でコンクリートの圧縮強度  $24\text{N/mm}^2$  を確保できる超速硬セメントを用いた接着剤塗布型鋼繊維補強コンクリート（以下、SFRC とする）上面補強法が採用されているが材料特性よりコンクリートの練り混ぜから表面仕上げまでの施工工程を短時間で行う高い施工技術が求められる。また、今後の交通路線の拡張に伴い各交通路線の車両交通量の分散が図られることで交通規制の時間・期間が確保される。そのため、現在適用されている超速硬セメントを使用した接着剤塗布型 SFRC 上面補強法に替わる施工コストなどを抑えた補強法が求められている。

そこで本研究は、超速硬セメントに替わる SFRC として早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントに早強成分と収縮低減成分を有する低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を提案し、その材料特性について検証した。また、提案する SFRC を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面補強法による鋼床版の応力低減効果および耐疲労性の評価をした。また、実験では、基準となる無補強鋼床版供試体と接着剤塗布型 SFRC 上面補強した鋼床版供試体を用いて輪荷重走行疲労実験ならびに輪荷重走行実験を行い、本提案する SFRC による応力低減効果および輪荷重走行疲労実験を行い接着剤を塗布した場合の付着性を検証した結果、幾つかの知見が得られた。

第1章「序論」では、薄板溶接構造である道路橋鋼床版について着目し、き裂が生じた鋼床版の維持管理の必要性について述べる。また、鋼床版の補修・補強工法について整理して、本研究である鋼繊維補強コンクリートを用いた鋼床版補強法の必要性を述べ、本研究の目的の位置付けを論じた。

第2章「道路橋鋼床版の維持管理対策と補修補強」では、道路橋鋼床版構造形式ならびに構造設計から鋼床版に発生する応力集中による損傷を説明するとともに、鋼床版の予防保全型維持管理計画の必要性について論じた。また、道路橋鋼床版の損傷事例を述べ、損傷に応じた補強法について論じた。

第3章「早強セメント・普通セメントに鋼繊維を混入したコンクリートの材料特性」では、超速硬セメントを使用した SFRC に替わる補強材として早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントに低収縮型早強性混和材と鋼繊維を配合した SFRC の提案し、材料特性から超速硬セメントを用いた SFRC の代替材としての有用性

を検証した。また、SFRC と鋼床版との補強界面の付着性の検証を実施した。その結果以下の知見が得られた。

- (1) 早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントに低収縮型早強性混和材と鋼繊維を配合した SFRC は材料の要求性能である材齢 24 時間でコンクリートの圧縮強度  $24\text{N/mm}^2$  以上を発揮し、凝結時間においても 500 分以上と十分な可使時間が確保されている材料である。
- (2) コンクリートの養生時に発生する乾燥収縮においても収縮低減成分を有する低収縮型早強性混和材を添加させることで収縮量が大幅に抑制され、乾燥収縮による初期ひび割れの発生を抑制できる。
- (3) 養生温度ごとの強度発現から環境温度が  $10\text{ }^\circ\text{C}$  以下での施工では早強セメント、環境温度が  $15\text{ }^\circ\text{C}$  以上の施工では普通セメントと環境温度に応じてセメントの選定が可能となることから施工費のコストを縮減することが可能となった。
- (4) 一面せん断試験から SFRC と鋼材との一体性が確保され、ずれによる補強界面での離れの発生を抑制することが可能となった。

第 4 章「接着剤塗布型鋼床版 SFRC 上面補強法における応力低減効果」では、第 3 章で論じた早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施した鋼床版で輪荷重走行実験を行い、デッキプレートに発生するたわみおよびひずみから応力低減効果について検証した。また、SFRC とデッキプレートとの付着性を検証するために建研式引張試験を実施して、鋼床版と SFRC との一体性を評価する。その結果以下の知見が得られた。

- (1) 無補強鋼床版は輪荷重の走行により発生するデッキプレートの局所的なたわみおよびたわみの変動、U リブ内デッキプレートにたわみの交番が発生するが、接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことによりデッキプレートの局所的なたわみの変動およびたわみの交番が低減される結果が得られた。
- (2) 溶接接合部近傍で局所的なひずみの変動が確認されるのに対して、接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことでおよび溶接接合部近傍の局所的なひずみの変動が大幅に抑制される結果が得られた。
- (3) 建研式引張試験により界面の付着性が十分に確保されていることを示した。

第 5 章「接着剤塗布型鋼床版 SFRC 上面補強法における耐疲労性の評価」では、早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いて接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施した鋼床版で輪荷重走行疲労実験を実施して、SFRC の損傷状況から SFRC の耐疲労性について検証した。また、輪荷重の繰り返し走行により発生する補強界面でのずれや曲げに対する付着性能について疲労実験終了後に建研式引張試験を実施し、疲労損傷を受けた補強界面の付着性を検証した。その結果以下の知見が得られた。

- (1) たわみと走行時刻の関係から輪荷重走行疲労実験を実施した鋼床版では、輪荷重の繰り返し走行による U リブ間デッキプレートで局部的なたわみの増加が確認され、局部変形が発生している。また、U リブ内デッキプレートでは U リブの回転変形により輪荷重が横リブを通過後に正のたわみから負のたわみに移行していることからたわみの交番が生じる。接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことでデッキプレートの局部的なたわみの増加およびたわみの交番が低減する結果が得られた。
- (2) ひずみおよび主応力と走行時刻の関係から既設鋼床版では、溶接接合部近傍で局所的なひずみが発生しやすく溶接接合部を起点にき裂の発生および進展が発生しやすくなる。また、閉断面リブを用いた鋼床版は縦リブと横リブの交差部で局部応力が発生し、き裂の進展が予想される。接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことで溶接接合部に発生する局部的なひずみの増加および局部応力が抑制される結果が得られた。
- (3) デッキプレートの変形状態より、既設鋼床版の橋軸直角方向デッキプレート断面では載荷輪直下で局部的な変形が生じており、橋軸方向 U リブ内デッキプレートでは横リブ間中央載荷時にたわみの交番が確認されている。デッキプレートの局部的な変形および U リブ内でのたわみの交番は発生することからデッキプレートと U リブとの溶接接合部の未溶着部が車両の走行により開口閉口を繰り返すことでデッキ進展き裂またはビード進展き裂が発生する。接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施すことで剛性の向上しデッキプレートの局部的な変形を抑制して鋼床版全体での変形に移行することから溶接接合部の未溶着部の開口幅が低減し、き裂の発生および進展を抑制することが可能となった。
- (4) 接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施した鋼床版の損傷状況より、非破壊検査によるき裂の発生などは確認されない。また、SFRC の損傷状況はひび割れ幅 0.05mm のひび割れが U リブの溶接線上に沿って発生する。これは、デッキプレートのたわみの交番、すなわち負曲げと U リブの回転変形によって未溶着部が開閉するためと考えられる。しかし、載荷輪直下でのひび割れなどが確認されないことから SFRC の耐疲労性が評価されたる。
- (5) 車両の繰り返し走行による補強界面のずれについては、建研式引張試験より、輪荷重の繰り返し走行による疲労損傷を受けた載荷輪直下の SFRC とデッキプレートは十分な付着性を有し、破断面も SFRC 側で破断していることから実験終了時においても鋼床版と SFRC との一体性が確保されている。

第 6 章「接着剤塗布型鋼床版 SFRC 上面補強法における施工計画の提案」では、第 5 章で詳しく述べた早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を実橋梁への適用として接着剤塗布型 SFRC 上面補強法の施工工程について検証し、その実用性について検証した。その結果以下の知見が得られた。

- (1) 早強ポルトランドセメントまたは普通ポルトランドセメントに低収縮型早強性



混和材を添加させた SFRC は凝結時間が十分に確保できる。また、コンクリートの練り混ぜではコンクリートプラントを用いることからコンクリートの高度な品質が確保でき、コンクリートの打ち込みなどの施工精度を高めることが可能となった。

- (2) 提案する SFRC は環境温度に応じて強度発現が異なることから冬期での施工では早強ポルトランドセメント、環境温度が 15 °C 程度の場合では普通ポルトランドセメントとセメントの選定が可能となった。また、提案する SFRC を用いた鋼床版補強法は実橋梁への適用が可能であり、その実用性も評価された。

第7章「総括」では、各章における結論を総括して、本研究の主な研究成果をとりまとめたものである。

- (1) 薄板溶接構造である道路橋鋼床版は大型車両や過積載の繰り返し走行によってデッキプレートおよび補剛材接合部に応力集中が発生しやすく、常時局部応力が発生していることからデッキプレートや補剛材、溶接接合部にき裂が発生している現状および発生メカニズムについて論じた。また、損傷に応じた鋼床版の補修工法および補強工法について述べて、本研究の目的である鋼繊維補強コンクリートを用いた SFRC 上面補強法の必要性を論じた。
- (2) 超速硬セメントを用いた SFRC に替わる材料として早強ポルトランドセメントまたは普通ポルトランドセメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC は材料の要求性能であるを満足する配合であり、養生時における乾燥収縮によるひび割れ発生を抑制できることから超速硬セメントを用いた SFRC の代替材として有用性を示した。また、強度発現の違いから施工状況に応じたセメントの選定が可能となった。
- (3) 早強ポルトランドセメントまたは普通ポルトランドセメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面補強を施した鋼床版で輪荷重走行実験を行い、SFRC による応力低減効果について検証した。SFRC による剛性の向上によって輪荷重の走行により発生するデッキプレートおよび溶接接合部近傍の局部的なたわみおよびひずみが大幅に抑制されることから、接着剤塗布型 SFRC 上面補強による鋼床版の応力低減効果が評価された。
- (4) 接着剤塗布型 SFRC 上面補強による鋼床版の耐疲労性の評価では、輪荷重走行疲労実験を行い、鋼床版および SFRC の耐疲労性を評価した。SFRC の剛性の向上により輪荷重の繰り返し走行によるたわみおよびひずみの増加が抑制される。デッキプレートに局部的な変形から鋼床版全体での変形に移行することから溶接接合部の未溶着の開口幅が抑制され溶接接合部を起点とするき裂の発生を抑制できる。また、輪荷重走行疲労実験より SFRC の損傷が微細であることから SFRC の耐疲労性が評価され、接着剤塗布型 SFRC 上面補強による鋼床版の耐疲労性の向上に大きく寄与されることを示した。さらに、補強界面の付着性は輪荷重走行による低下するものの基準値を大きく上回っていることから鋼床版と SFRC の一体性が十分に確保されていることを示した。

- (5) 提案する SFRC を用いた鋼床版補強法は，施工環境に応じてセメントの選定が可能であり，地方自治体が管理する道路橋鋼床版の補強工法として実用性が評価された。

以上，本論文は早強ポルトランドセメントあるいは普通ポルトランドセメントに低収縮型早強性混和材を添加させた SFRC を提案し，提案する SFRC の有用性，鋼床版の応力低減効果および耐疲労性の評価に加え，補強界面の付着性能を検証したものである。本研究において，提案する SFRC を用いた接着剤塗布型 SFRC 上面補強法は高い施工精度の確保，一体性が確保されていることから剛性が向上し局部変形，応力集中を抑制することから，実用性に評価できる材料であり，鋼床版の予防保全型維持管理に貢献できると考えられる。

## 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 忠先生には博士前期課程および博士後期課程の5年間にわたる総合的・大局的見地から終始変らぬご懇篤なるご指導とお力添えによる格段のご高配と督励による大成・結実でありまして、ここに謹んで感謝の意を捧げる次第であります。

また、本研究の遂行に当たりまして多大なるご指導とご鞭撻を賜り、審査をして下さいました日本大学教授 工学博士 澤野 利章先生、日本大学教授 博士(工学)藤本 利昭先生、日本大学非常勤講師 工学博士 川井 豊先生に心から御礼申し上げます。

さらに、本研究データに関する考察方法、データ解析などには、日本大学准教授 博士(工学) 水口 和彦先生に多大なるご指導を賜りました。ここに、厚く御礼申し上げます。

さらに、本研究の実験に際しまして材料の提供および供試体の製作、実験および計測などにご支援頂きました鹿島道路株式会社、住友大阪セメント株式会社の皆様並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。

さらに、これまでの研究活動と本論文の作成に快いご理解とご協力を下さいました日本大学生産工学部土木工学科構造工学研究室の各位および卒業生の皆様に厚く御礼申し上げます。

そして、良き環境と指導システムを整備していただき、本論文の作成の機会をお与え下さいました日本大学に衷心より感謝申し上げます。

最後となりましたが、著者をここまで健康に育てくれ、常に暖かく見守ってくれた両親に心から感謝し、本論文の謝辞とさせていただきます。