

慣性センサを活用した鋼橋の 変形計測技術に関する研究

葉山瑞樹

目次

第 1 章 序論

1.1. 研究の背景	1
1.2. 実橋梁における変形計測	7
1.2.1. 橋梁全体系の変形計測	8
1.2.2. 橋梁部材交差部近傍の変形計測	11
1.3. 研究の目的	13
1.4. 本論文の構成	13

第 2 章 鋼床版の疲労

2.1. 概説	20
2.2. 鋼床版の構造概要	21
2.2.1. 構造	21
2.2.2. 特徴	23
2.2.3. 我が国の鋼床版の疲労設計	23
2.3. 疲労損傷と補修補強	24
2.3.1. 疲労損傷事例	24
2.3.2. 疲労損傷に関する既往研究	27
2.3.3. 補修補強	33
2.4. まとめ	46

第 3 章 変形計測に基づく鋼床版トラフリブの局部ひずみの発生メカニズムの同定

3.1. 概説	55
3.2. 計測概要	56
3.2.1. 試験橋梁	56
3.2.2. 計測位置	58
3.2.3. 車両走行試験	68
3.3. 自由振動法による変位と回転の算出	69
3.3.1. 車両検知結果	69
3.3.2. 変位の算出方法と結果	70
3.3.3. 回転の算出方法と結果	73

3.4.	変位計測結果	80
3.5.	トラフリブに生じる変形の決定	82
3.5.1.	変形の決定方法	82
3.5.2.	決定した変形の検証	84
3.6.	トラフリブに生じる変形と局部ひずみの関係	85
3.6.1.	A断面のトラフリブの変形とトラフリブウェブのひずみ	85
3.6.2.	B断面のトラフリブの変形とトラフリブウェブのひずみ	89
3.7.	まとめ	92
第4章 変形計測に基づく鋼床版 SFRC 舗装の補強効果の検証		
4.1.	概説	94
4.2.	計測概要	95
4.2.1.	試験橋梁の SFRC 舗装概要	95
4.2.2.	車両走行試験	96
4.3.	SFRC 舗装前後の車両検知	98
4.4.	SFRC 舗装前後の回転の算出	99
4.5.	SFRC 舗装前後のトラフリブの変形可視化	100
4.6.	SFRC 舗装の補強効果の検証	101
4.6.1.	A断面のトラフリブの変形とトラフリブ周辺のひずみ	101
4.6.2.	B断面のトラフリブの変形とトラフリブ周辺のひずみ	104
4.7.	まとめ	109
第5章 結論		
		112
	謝辞	116

第 1 章 序論

1.1 研究の背景

我が国が保有する道路橋（橋長 2m 以上）は約 73 万橋にも達し、2033 年には建設後 50 年以上経過する道路橋が約 63%になる¹⁾。これらの道路橋の健全性を保ちながら、今後も安全に利用するためには適切な維持管理を行う必要がある。長期間の供用によって道路橋に生じる損傷には、鋼道路橋では疲労や腐食が、コンクリート橋では中性化や塩害などがある。このうち、鋼道路橋の疲労損傷は損傷初期の段階だと非常に小さな損傷であるため、外観からでは変状が分かりづらく、専門的な知識を有した者でないと発見することが難しい。また、疲労損傷は損傷が進行すると最終的には脆性的な破壊を引き起し、橋梁を崩壊させる原因となる危険な損傷である。

海外では疲労損傷を原因とした橋梁の崩壊事故が報告されている。例えば、韓国の聖水大橋では疲労損傷を原因とした落橋事故が発生し、多数の犠牲者を出した²⁾。また、カナダの Sgt. Aubrey Cosens VC Memorial Bridge では疲労損傷を原因とした橋梁の部分的な崩壊が報告されている³⁾。橋梁の崩壊は深刻な経済的損失をもたらすと考えられ⁴⁾、アメリカのミネソタ州ミネアポリスで 2007 年に落橋した I-35W 橋梁の経済的損失は、1 日当たり US\$71,000～US\$ 220,000 にもなると評価された⁵⁾。一方、日本国内では疲労損傷を原因とした大規模な橋梁の崩壊事故は発生していない。しかしながら、一般国道 25 号の山添橋では 2006 年の点検時に 1m にもおよぶき裂が主桁ウェブに生じた状態で発見されており⁶⁾、日本国内においても橋梁の崩壊に至る可能性のある危険な損傷が発見されている。

我が国の鋼道路橋の疲労損傷は 1980 年代頃から顕在化し始めたが⁷⁻¹⁰⁾、鋼道路橋（鋼床版構造を除く）の設計に疲労設計が導入されたのは 2002 年のことである¹¹⁾。したがって、2002 年以前に建設された鋼道路橋の疲労損傷に対する性能には、十分に留意する必要がある。図 1-1 に我が国が保有する鋼道路橋（橋長 15m 以上）の建設数の推移（1920 年以前～2017 年 4 月 1 日時点）を示す¹²⁾。2002 年以前に建設された鋼道路橋は全体の約 92%を占めており、今後の我が国の鋼道路橋の維持管理において疲労損傷が重大な課題となることは明らかである。

鋼道路橋の疲労損傷の主な要因には、①溶接欠陥、②疲労強度の低い継手ディテールの採用、③設計で考慮されていない応力や変形、④風や車両走行による振動がある

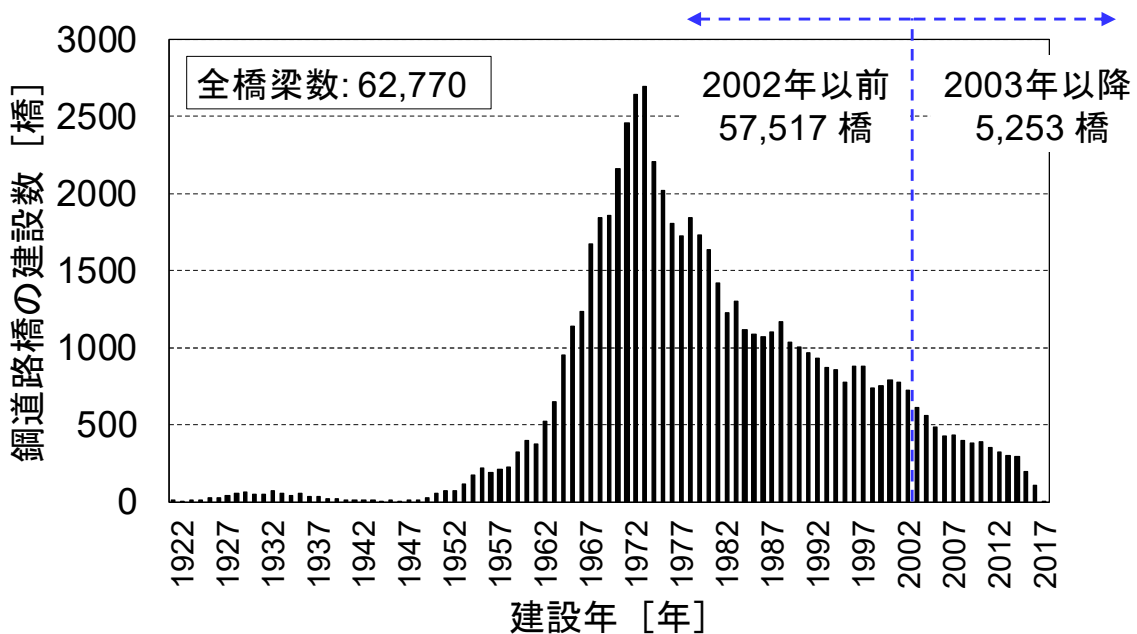


図 1-1 鋼道路橋の建設数の推移 (文献 12 を基に著者作成)

13). したがって、疲労損傷が発見された際には疲労損傷の発生状況や発生原因の調査を行い、疲労損傷の原因を同定した上で補修補強対策を講じる必要がある。図 1-2 に鋼道路橋の疲労損傷の発見から対策までの主な流れ^{9),14),15)}を示す。疲労損傷の発見から対策までの流れは3つの区分に分けることができる。下記に各区分の概要を示す。

Part1: 目視点検および詳細疲労損傷調査

2016年7月より、我が国の道路橋点検は5年に1回の頻度で近接目視による点検を行うことが基本となり¹⁶⁾、鋼道路橋の疲労損傷を発見する機会は整いつつある。目視点検によって発見された塗膜割れやき裂は、まず、緊急性の高い損傷か否かの判断がなされた後、詳細調査を行う。詳細調査では非破壊調査(磁気探傷試験(MT)、超音波探傷試験(UT)など)やバーグラインダなどによる切削調査によって、き裂の有無、き裂の進展方向、き裂長およびき裂深さなどの疲労き裂の発生状況を調査する。き裂長の短いき裂であれば、バーグラインダによる切削調査でき裂を除去できる場合もある。なお、疲労き裂の発生する箇所と橋梁塗装の塗膜割れが生じる箇所は良く似ているため、疲労き裂の初期段階と塗膜割れの区別は難しい。国土交通省の橋梁定期点検要領¹⁷⁾では塗膜割れがき裂によるものか判断できない場合には、仮にき裂があった場合の進展に対する危険性なども考慮して、できるだけ詳細調査によるき裂の確認

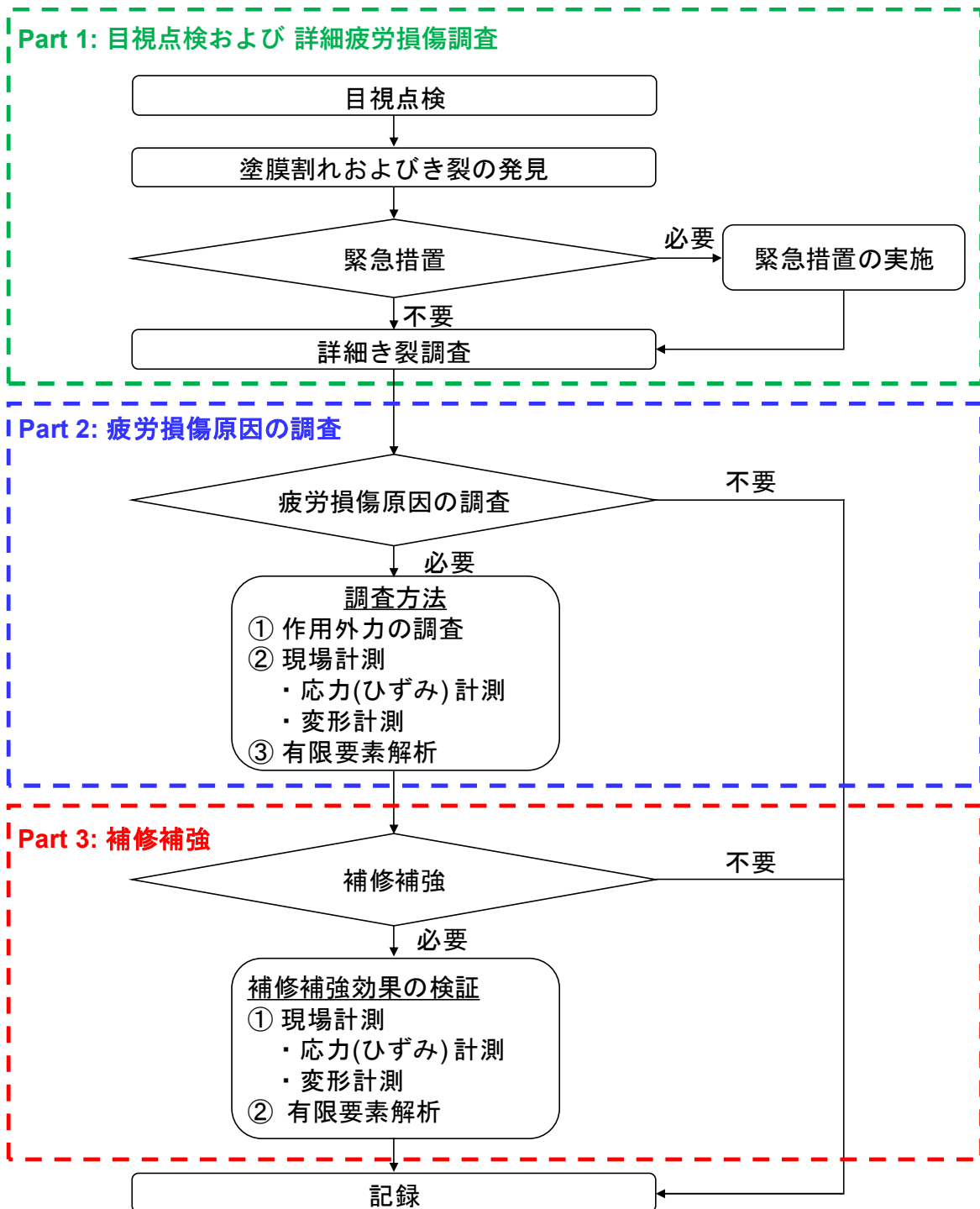


図 1-2 疲労損傷の点検から補修補強までの主な流れ

を行う必要があるとしている。

Part2: 疲労損傷原因の調査

Part1 の詳細疲労損傷調査によって明らかになった疲労損傷の発生状況から、疲労損傷原因を同定できない、あるいは疲労き裂の発生原因を明瞭にする必要がある場合は、疲労損傷原因を同定するための調査を行う。疲労損傷原因の調査では疲労損傷の原因となる外力（車両交通状況など）の調査や応力（ひずみ）および変形挙動の発生状況を把握する現場計測による調査などを行う必要がある。現場計測は実橋梁の構造詳細、境界条件、車両交通状況などを直接反映できるため¹⁸⁻²⁰、効果的な調査方法である。また、有限要素解析（以降、FE 解析という）も効果的な調査方法となるが、実橋梁の様々な条件を FE 解析に反映するために現場計測結果と組み合わせて用いることが多い。

Part3: 補修補強

補修補強方法は、Part2 での現場計測や FE 解析によって得られたひずみや変形挙動に基づいて設計される。設計された補修補強方法の補強効果は、FE 解析や補修補強施工後の現場計測によって検証される。現場計測は施工された補修補強の状態を直接反映できるため、補修補強効果を確認する際も効果的な調査方法となる。

前述した 4 つの疲労損傷要因の内、③を要因とした疲労損傷事例が最も多い^{13),21)}。③を要因とした疲労損傷は橋梁部材間の相対的な変形挙動による応力によって生じるため、変位誘起疲労損傷ともいわれる²²⁻²⁴⁾。したがって、図 1-2 に示した「Part2 : 疲労損傷原因の調査」および「Part 3 : 補修補強」においては、実橋梁に生じるひずみと、その原因となる変形挙動を同定することが重要である。

我が国の変位誘起疲労損傷の代表的な事例の一つに、鋼 I 桁橋の主桁-対傾構交差部や主桁-横桁交差部（図 1-3）での疲労損傷⁷⁻¹⁰⁾がある。鋼 I 桁橋の疲労損傷は、1980 年代頃に損傷が顕在化し始めたこともあり⁷⁾、実橋梁でのひずみ計測、変形計測に基づいた疲労損傷原因の同定や補修補強効果の検証が幾つか行われている。竹之内ら²⁵⁾は、RC 床版を有する鋼 I 桁橋の主桁-対傾構交差部の垂直補剛材上端部に対する縦桁増設による補強効果を、ひずみ計測と主桁および床版の鉛直変位計測によって検証した。計測の結果、縦桁増設によって、①主桁間中央の床版の相対たわみは約 75% 減少、②主桁の応力およびたわみは約 20% 減少、③垂直補剛材の高い圧縮応力は約 50% 減少したと報告しており、縦桁増設が主桁たわみおよび床版たわみの抑制と垂直補剛材上端部に生じる局部応力を低減する効果があることを確認した。Sekiya ら²⁶⁾

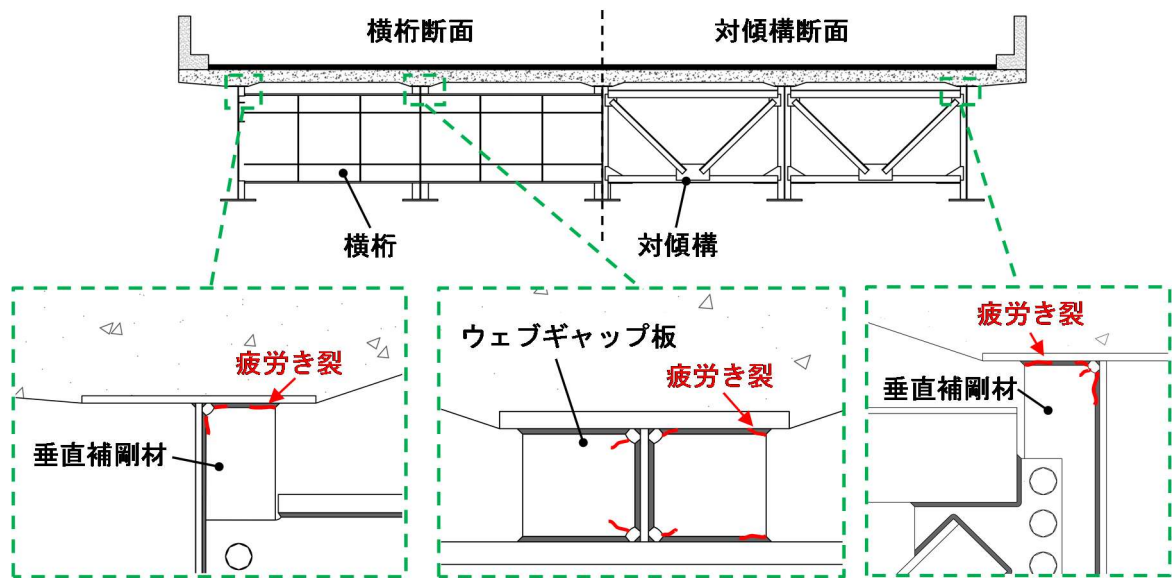
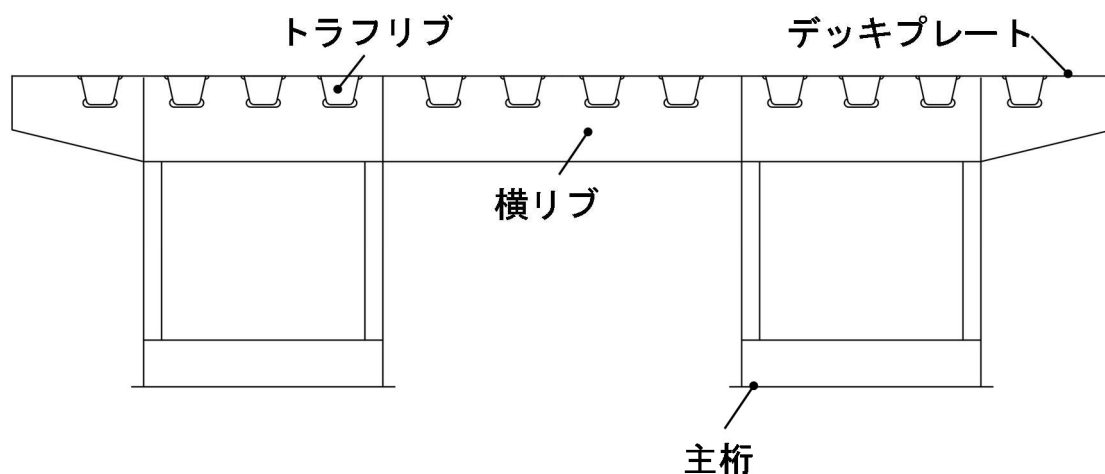


図 1-3 鋼 I 桁橋の主桁－横桁，主桁－対傾構交差部に生じる疲労損傷の例

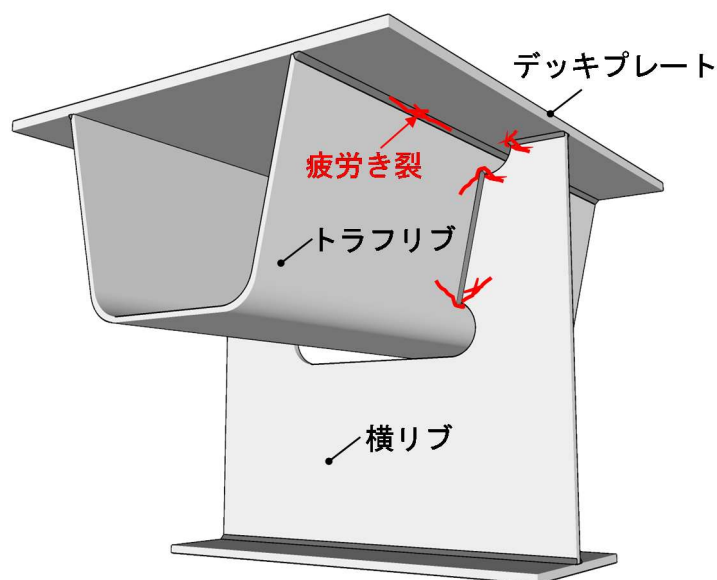
は，鋼 I 桁橋の主桁－横桁交差部の床版および主桁に MEMS 加速度センサを設置し，車両走行時に生じる鉛直変位を算出した．算出した床版たわみ応答と主桁－横桁交差部のウェブギャップ板に生じる応力応答を比較した結果，両者の応答性状が良く一致していることを確認し，床版たわみがウェブギャップ板に生じる応力の主な原因であり，ウェブギャップ板の応力を低減するためには床版剛性の向上が効果的であるとした．

また，鋼床版の溶接継手部近傍の疲労損傷²⁷⁻³⁰⁾ (図 1-4) も，我が国の代表的な変位誘起疲労損傷の事例である．鋼床版の疲労損傷は 1980 年代頃より損傷の発生が確認されており³¹⁾，鋼床版の疲労損傷原因の多くが鋼床版を構成する板部材が複雑に変形することによって生じる局部応力 (局部ひずみ) であることが明らかになっている³⁰⁾．また，鋼床版に生じるひずみは，橋軸直角方向の輪荷重位置に対して敏感であり^{32),33)}，温度依存性のあるアスファルト舗装剛性の影響が大きい^{34),35)}ことも明らかになっている．したがって，車両走行位置や日照および外気温の条件が橋梁毎に異なる実橋梁においては，疲労損傷要因も橋梁毎に異なると推測される．したがって，鋼床版の疲労損傷原因の同定および補修補強効果の検証においては，実橋梁の条件を直接反映することができる現場計測が効果的な調査方法となる．

しかしながら，既往研究での鋼床版の疲労損傷原因の同定や補修補強効果の検証の多くは，実橋梁でのひずみ計測，実物大試験体を用いた実験および FE 解析によるも



(a) 鋼床版構造例



(b) 疲労損傷事例

図 1-4 鋼床版構造と鋼床版に生じる疲労損傷の例

のであり、現場での変形計測の事例は著者の知る限り殆どない。この要因は従来の変位計測だけでは、鋼床版に生じる複雑な変形挙動を明らかにすることが困難であったことが考えられる。鋼床版は薄い鋼板が複雑に交差した構造のため、活荷重によって引き起される鋼床版の変形挙動は、面外変形を伴う複雑な挙動となる。このような面外変形挙動を正確に把握するためには、変形によって生じる変位だけでなく、回転も計測することが重要となるが、従来は現場で動的な回転を取得する方法が殆ど無かつ

た。また、もう一つの要因としては計測難易度が高いことが考えられる。鋼床版を構成する部材は部材同士が複雑に交差しているため、橋梁内部の環境は狭隘になることが多く、計測機器の設置作業は煩雑になると推測されるためである。ただし、近年では実橋梁に生じる動的な回転を小型な計測機器によって取得することが可能になりつつあるため、鋼床版においても変位計測と回転計測を組み合わせた変形計測を行うことが可能であると考えられる。実橋梁での回転計測の詳細は次節で述べる。

以上より、従来から実橋梁でのひずみ計測と変位計測に基づく変形計測が、変位誘起疲労損傷に対する効果的な調査方法として活用されていたことが分かる。その一方で、鋼床版のように複雑な変形挙動が生じる構造で正確に変形挙動を把握するためには、変位計測だけでなく、回転計測も組み合わせた変形計測を行うことが重要である。したがって、現場でのひずみ計測と変形計測に基づいた変位誘起疲労損傷の調査をより効果的な調査方法とするためには、変位計測と回転計測を組み合わせた変形計測を確立する必要がある。

1.2 実橋梁における変形計測

道路橋の主な役割は、①交通の障害となる自然環境（河川、海峡、山岳地など）を横断する、②市街地などの交通流が制限される環境下において立体的な道路を形成し、効率的な交通を提供することなどが挙げられる。したがって、供用中の道路橋での変形計測は周辺環境の条件に起因した計測制限が必ず生じると考えられるため、周辺環境に応じて適切な計測機器を選定することが重要となる。さらに、変位誘起疲労損傷の調査においては以下の点に留意する必要があると考えられる。

1. 変位誘起疲労損傷を引き起こす変形挙動は、橋梁部材同士の相対的な挙動によって生じる。相対的な変形挙動を計測するためには、それぞれの橋梁部材に計測機器を設置する必要があるため、現場作業は煩雑になりやすい。
2. 変位誘起疲労損傷は橋梁部材同士の交差部に生じるため、その調査においては部材交差部近傍の変形計測を必要とする場合がある。橋梁部材の交差部近傍は狭隘な空間であることが多いため、それに適した計測機器を選定する必要がある。
3. 橋梁部材間の相対的な変形挙動によって生じる変位や回転はオーダが小さいと考えられるため、計測機器の精度と分解能を必要とする。

本節では変位誘起疲労損傷の調査における実橋梁の変形計測を、橋梁を構成する主要な部材である床版、主桁などを対象とした計測（以降、橋梁全体系の計測という）

と橋梁部材同士の交差部近傍の計測（以降，橋梁部材交差部近傍の計測という）の2種類に大別し，それぞれの計測で用いられる主な計測機器（表 1.1）の特徴と計測方法などを述べる．

1.2.1 橋梁全体系の変形計測

橋梁全体系の変形計測は，主桁と交差する対傾構や横桁との取合い部での疲労損傷の調査に効果的である．この変形計測は主桁などが主な計測対象となるため，橋梁下面の計測環境が計測機器の選定において重要となる．

(1) 橋梁下面に不動点を設けることができる場合

不動点を橋梁下面に設けることができる場合，不動点を必要とする全ての計測機器（表 1.1）を利用することができるため，より詳細な環境条件に基づいて計測機器を選定する必要がある．計測対象と不動点の距離が離れている場合，レーザドップラ振動計³⁶⁾やカメラなどによって撮影したデジタル画像を用いる方法³⁷⁻⁴⁴⁾（以降，画像センシングという）の利用が効果的であり，これらの計測機器は設置作業も容易なため，現場施工性に優れている．ただし，これらの計測機器は計測対象と計測機器の間に遮蔽物が無いことが計測条件となることに留意する必要がある．例えば，都市高速道路などでは騒音対策として橋梁下面に裏面吸音板^{45),46)}を設置している（写真 1-1(a)）ため，橋梁構造が殆ど露出しておらず，計測可能な橋梁部材が限定される．

一方，橋梁と不動点が近接している場合には接触式変位計やレーザ変位計による変位計測も有効である．接触式変位計やレーザ変位計はレーザドップラ振動計と比較して安価であり，画像センシングのように複雑なアルゴリズムも必要としないため，広く普及している計測機器である．図 1-4 に，接触式変位計と簡易な治具によって主桁たわみを計測した事例を示す．この事例では三脚を地面に据え付け，接触式変位計を主桁下フランジに設置することで主桁変位を計測している．なお，計測に手間はかかるが不動点と橋梁間に距離がある場合でも剛で長さのある棒を用いる⁴⁷⁾，機械足場を設置するなどの工夫によって接触式変位計やレーザ変位計を用いることもできる．

(2) 橋梁下面に不動点を設けることができない場合

橋梁が河川上に架設されている（写真 1-1(b)），橋梁下面に供用中の道路が併設されている（写真 1-1(c)）場合などは，橋梁下面に不動点を設けることが難しい．したがって，不動点を必要としない計測機器（表 1.1）の利用が適している．

不動点を必要としない計測機器には傾斜計，加速度計などがあり，計測した傾きや

表 1.1 橋梁の変形計測に用いられる計測機器

不動点の有無	計測機器	計測する 物理量	構造物への接触有無	計測に必要な構造物 までの距離	各計測対象への適用性		備考
					橋梁全体系	橋梁部材 交差部近傍	
必要	接触式変位計	変位	必要	近距離	△	○	治具を用いれば、橋梁全体系の計測も可能
	レーザ変位計	変位	必要	近距離	△	○	治具を用いれば、橋梁全体系の計測も可能
	ビデオカメラ (画像センシング)	変位	不要	近距離～遠距離	○	△	視認性が悪い場所だと適用困難
	レーザドップラ振動計	変位	不要	中距離～遠距離	○	×	視認性が悪い場所だと適用困難 計測対象と近接する場合は計測困難
不要	傾斜計	角度	必要	構造物へ直接設置	○	○	動的な計測には適していない
	加速度計	加速度	必要	構造物へ直接設置	○	○	二階積分によって動的な変位を算出可能
	ジャイロセンサ	角速度	必要	構造物へ直接設置	○	○	一階積分によって動的な回転（角度）を 算出可能



(a) 裏面吸音板の設置された橋梁



(b) 河川上にある橋梁



(c) 橋梁下に車道が併設された橋梁

写真 1-1 橋梁の周辺環境の例（著者撮影）

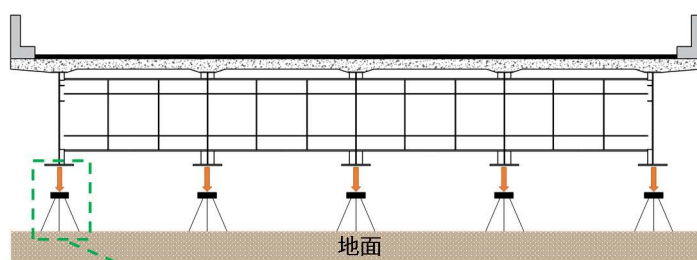


図 1-4 接触式変位計による主桁たわみの計測事例（著者撮影）

加速度から変位を算出する手法が検討されている⁴⁸⁻⁵⁵⁾。これらの計測機器は橋梁に直接計測機器を設置する必要があるため、橋梁へのアクセス可否が計測条件となる。橋梁へのアクセス方法には、橋梁に併設された点検梯子・通路を利用する、裏面吸音板を利用する、高所作業車を利用するなどがある。近年では、維持管理の効率化を目的とした常設型の足場の開発⁵⁶⁾や施工^{57),58)}が進んでいるため、今後はより橋梁へのアクセスが容易になると考えられる。

1.2.2 橋梁部材交差部近傍の変形計測

橋梁部材交差部近傍の変形計測の場合、計測機器を設置するためには橋梁内部へ進入する必要がある。橋梁内部は暗所で視認性が悪く、雨水管や電線ラックなどの付属物と橋梁部材が交差する狭隘な空間（写真 1-2）となるため、橋梁内部で利用できる計測機器は限定される。

(1) 橋梁部材間の変位計測

変位応答を計測する方法としては、表 1.1 に示したレーザドップラ振動計、画像センシング、加速度計、レーザ変位計および接触式変位計などの利用が考えられる。レーザドップラ振動計は至近距離での計測が困難なため、狭隘な空間での利用には適していない。また、レーザドップラ振動計や画像センシングによる計測は、計測対象との間に遮蔽物が無いことが条件になるため、遮蔽物が多く、視認性の悪い橋梁内部での利用は困難である。加速度計は計測した加速度から変位を算出でき、小型な機器（例



(a) 箱桁橋梁の主桁内部



(b) 裏面吸音板上の橋梁内部

写真 1-2 橋梁の内部環境の例（著者撮影）

例えば MEMS 加速度センサ) もあることから、狭隘な計測環境に適した計測機器であるといえる。ただし、加速度計は重力方向以外での変位算出精度を確保することが難しいと考えられる。これは、計測対象構造物の変形挙動によって加速度計が構造物と共に傾斜した場合、水平加速度の検出においては重力加速度の影響を受けるためである⁵⁹⁾。

一方、レーザ変位計や接触式変位計は計測精度も高く、計測機器も小型であることから狭隘な環境での変位計測に適した計測機器であり、変位誘起疲労損傷の調査にも活用されている。Connor and Fisher⁶⁰⁾は、鋼 I 桁橋のガッセットプレートと横補剛材間の相対変位を接触式変位計によって計測し、ガッセットプレート部の面外変位とウェブギャップ部に生じる高い応力集中の関係を指摘している。また、Connor and Fisher⁶¹⁾は、タイドアーチ橋の tiegirder 接合部に生じた疲労損傷の調査に接触式変位計を用いており、疲労損傷の主な原因は横桁上フランジと tiegirder 間に生じる相対的な縦方向変位によるものであるとした。

(2) 橋梁部材間の回転計測

橋梁部材交差部近傍に生じる回転応答を計測する方法としては、傾斜センサの利用が考えられる。しかしながら、傾斜センサは静的な角度センサであり、計測精度は加速度の影響を受けるため⁶²⁾、交通荷重によって常に振動している実橋梁では精度の良い回転を取得することは困難と考えられる。

一方、ジャイロセンサは動的な回転を計測することに適したセンサである。ジャイロセンサは角速度を検出することができるため、数値積分によって回転を算出することが可能である。近年では、MEMS(Micro Electro-Mechanical System : 微小電気機械システム)技術の発展に伴い、小型で軽量のジャイロセンサが広く普及し始めており、携帯端末、ビデオゲームやデジタルカメラなどにも用いられている⁶³⁾。MEMS 技術によって製作されたジャイロセンサは、小型で軽量なため複雑に交差した橋梁部材への設置も容易にし、従来は困難であった現場での回転計測を可能にすると考えられる。

ただし、精度よく角速度から回転を算出するためには、数値積分における境界条件の決定に留意する必要がある。Sekiya⁶⁴⁾らは供用中の鋼 I 桁橋の主桁下フランジの橋軸方向回りの回転を計測することを目的に、自己ノイズの小さい MEMS 慣性センサ(ジャイロ)を用いて角速度を計測し、自由振動法を用いて回転を算出した。自由振動法は橋梁が車両の進入前後においても常に自由振動していることに着目し、橋梁に車両が存在しない自由振動時の回転を境界条件とする方法である。算出した回転応答

は接触式変位計によって算出された回転応答と良く一致しており，自由振動法による回転応答の算出が有効な方法であることが確認されている．また，主桁下フランジに生じている橋軸方向回りの回転のオーダーは約 10^{-2} (degree)であり，MEMS 慣性センサ（ジャイロ）が高い精度と分解能を持っていることが分かる．

1.3 研究の目的

本研究の目的は，鋼道路橋に発生する変位誘起疲労損傷の原因同定および補修補強効果の検証において，変位計測と回転計測を組み合わせた変形計測が効果的な調査方法であることを示すとともに，実橋梁での新たな調査方法の一つとして提案することである．したがって，本研究では複雑な変形挙動を原因とした疲労損傷が生じ，かつ実橋梁での変形計測が殆ど行われていない鋼床版橋梁を対象に以下の検討を行った．

1. 供用中の鋼床版橋梁でひずみ計測および変位計測と回転計測を組み合わせた変形計測を行い，鋼床版トラフリブに生じる変形挙動を明らかにし，ひずみの発生メカニズムを同定する．変形計測には狭隘な環境での計測に適した計測機器を用いることとし，変位計測には接触式変位計を，回転計測には MEMS 慣性センサ(ジャイロ)を用いる．
2. 鋼床版の代表的な補強方法である鋼繊維補強コンクリート (steel fiber reinforced concrete: SFRC) 舗装を対象に，SFRC 舗装前後の供用中の鋼床版橋梁にてひずみ計測および変位計測と回転計測を組み合わせた変形計測を行い，SFRC 舗装による補強効果を変形挙動の観点から明らかにし，補強効果を検証する．

1.4 本論文の構成

本論文は全 5 章にて構成される．各章の概要は以下の通りである．

第 1 章「序論」では，まず，我が国の鋼道路橋の維持管理において疲労損傷が重要な課題であることを述べた．次に，疲労損傷事例が最も多い変位誘起疲労損傷の調査においては現場計測（ひずみ計測および変形計測）が効果的な調査方法であることを述べるとともに，実橋梁に生じる複雑な変形挙動を明らかにするためには変位と回転を計測することが重要であることを述べた．さらに，実橋梁の変形計測に用いる一般的な計測機器とその特徴について整理し，変位計測と回転計測を組み合わせた変形計測に適した計測機器を明確にした．最後に，本研究の目的と本論の構成を示した．

第2章「鋼床版の疲労」では、本研究で計測対象とした鋼床版の構造概要、疲労損傷の発生状況および既往研究から明らかになっている疲労損傷原因について述べ、鋼床版の変形計測において着目すべき部位および変形挙動を明確にした。さらに、鋼床版に用いられる一般的な補修補強方法の概要を述べるとともに、本研究で計測対象とした補強方法である SFRC 舗装の概要を述べた。

第3章「変形計測に基づく鋼床版トラフリブの局部ひずみの同定」では、供用中の鋼床版箱桁橋梁にて鋼床版トラフリブウェブに生じる局部ひずみの原因を同定した。さらに、不動点を確保することが困難な鋼床版橋梁に生じる主桁変位を MEMS 加速度センサによって算出した。現場計測では試験車両を用いた車両走行試験を行い、ひずみ、変位、加速度および角速度を計測した。これらの計測にはひずみゲージ、接触式変位計、MEMS 加速度センサおよび MEMS 慣性センサを用いた。接触式変位計によって計測した変位とトラフリブ外周に設置した MEMS 慣性センサ（ジャイロ）から算出した回転に基づき、車両走行によるトラフリブの変形を可視化することでトラフリブウェブに生じるひずみの原因を同定した。

第4章「変形計測に基づく SFRC 舗装の補強効果の検証」では、鋼床版 SFRC 舗装の補強効果を第3章にて示したトラフリブの変形可視化に基づいて検証した。試験橋梁、計測位置、使用した計測機器とその設置位置は第3章と同様である。現場計測では SFRC 舗装前後で車両走行試験を行い、ひずみ、変位および角速度を計測した。計測した変位と算出した回転に基づき、SFRC 舗装前後のトラフリブの変形を可視化することで、トラフリブの変形に対する SFRC 舗装の補強効果を明らかにした。さらに、SFRC 舗装前後のトラフリブの変形とひずみの関係についても検証した。

第5章「結論」では、本研究で得られた成果をまとめて示した。

参考文献

- 1) 国土交通省編：国土交通白書 2019, 2019.
- 2) Lee S-B.: Fatigue failure of welded vertical members of a steel truss bridge., *Engineering Failure Analysis*, 3(2), 103–108, 1996.
- 3) Bagnariol D.: Sgt. Aubrey Cosens V. C. Memorial Bridge over the Montreal River at Latchford-Investigation of failure., Final Rep., *Ontario Ministry of Transportation*, Canada, 2–25, 2003.
- 4) LeBeau K. H., and Wadia-Fascetti S. J.: Fault tree analysis of Schoharie Creek Bridge collapse., *Journal of Performance of Constructed Facilities*., 21(4), 2007
- 5) Xie F., and Levinson D.: Evaluating the effects of the I-35 W Bridge collapse on road-users in the twin cities metropolitan region., *Transportation Planning and Technology*., 34(7), 691–703, 2011.
- 6) 玉越隆史, 三宅淳市, 村越潤：鋼部材の疲労き裂について（その1）, 土木技術資料, 51-10, 39-40, 2009.
- 7) 西川和廣：プレートガーター橋の疲労損傷例, 道路, 7, 1985.
- 8) 鋼構造委員会疲労変状調査小委員会：鋼橋の疲労変状調査, 土木学会論文集, 368/I-5, 1–12, 1986.
- 9) 日本道路協会：鋼橋の疲労, 1997.
- 10) Nishikawa K., Murakoshi J. and Matsuki T.: Study on the fatigue of steel highway bridges in Japan., *Construction and Building Materials*, 12(2–3), 133–141, 1998.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 鋼橋編, 2002.
- 12) 白戸真大, 大西諒, 林佑起：平成 30 年度道路橋に関する基本データ集, 国土技術政策総合研究所資料, 国総研資料 第 1075 号, 2019.
- 13) 三木千壽, 伊藤裕一, 後藤清彦：疲労損傷に対する補修事例のインターネット上データサービスの構築とその利用, 土木学会論文集, 668/I-54, 271–281, 2001.
- 14) 土木学会 鋼構造委員会：鋼構造シリーズ 7 鋼橋における劣化現象と損傷の評価, 土木学会, 1996.
- 15) 一般財団法人首都高速道路技術センター編：これならわかる道路橋の点検, 建設図書, 2015.
- 16) 国土交通省 道路局：道路の維持修繕に関する省令・告示の制定について, 2014.
- 17) 国土交通省 道路局 国道・技術課：橋梁定期点検要領, 2019.
- 18) Edward Z Y.: Assessment of bridge remaining fatigue life through field strain measurement, *Journal of Bridge Engineering*, 11(6), 737–744, 2006.

- 19) Connor R. J. and Fisher J. W.: Identifying effective and ineffective retrofits for distortion fatigue cracking in steel bridges using field instrumentation, *Journal of Bridge Engineering*, 11(6), 745–752, 2006.
- 20) Zhu Z., Xiang Z., Lic J., Huang Y., and Ruan S: Fatigue behavior of orthotropic bridge decks with two types of cutout geometry based on field monitoring and FEM analysis, *Engineering Structures*, 209, 109926, 2020.
- 21) Yokoyama K., and Miki C.: Participatory database of repair cases on fatigue damaged welded structures, *International Journal of Fatigue*, 101(2), 385–396, 2017.
- 22) Fisher J. W., Fisher T. A. and Kostem, C. N.: Displacement induced fatigue cracks, *Engineering Structures*, 1(5), 252–257, 1979.
- 23) Fisher J. W.: 鋼橋の疲労と破壊—ケーススタディー—, 阿部英彦・三木千壽監訳, 建設図書, 1997.
- 24) 舘石和雄, 竹之内博行, 三木千壽: 鋼橋部材交差部に生じる局部応力の発生メカニズムと要因分析, 土木学会論文集, 507/I-30, 109–119, 1995.
- 25) 竹之内博行, 谷倉泉, 高倉敏, 三木千壽: 実交通荷重による鋼板桁橋の応力変形挙動, 構造工学論文集, 33A, 361–371, 1987.
- 26) Sekiya H., Maruyama O., and Miki C.: Identification of cause of displacement-induced fatigue in steel bridges based on displacement measurements using high-performance micro-electromechanical systems sensor, *Sensors and Materials*, 29(2), 117–140, 2017.
- 27) Yuge T., Machida F., Morikawa H., Miki C., Kamiki T., and Masui T.: Analysis of fatigue damage patterns in orthotropic steel deck of Tokyo Metropolitan Expressways., *In Proc., Int. Orthotropic Bridge Conf.*, 531–542. Reston, VA: ASCE, 2004.
- 28) 平林泰明, 牛越裕之, 木ノ本剛: 首都高速道路における鋼床版疲労損傷, 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, 10, 39-53, 2007.
- 29) 堀江桂平, 高田佳彦: 阪神高速道路の鋼床版疲労損傷の現状と取り組み, 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, 10, 55-69, 2007.
- 30) 土木学会 鋼構造委員会: 鋼構造シリーズ 19 鋼床版の疲労, 土木学会, 2010.
- 31) 村越潤: 鋼床版デッキプレートとUリブの溶接部の疲労性状と対策技術に関する研究, 名古屋大学博士論文, 2014.
- 32) 横関耕一, 横山薫, 富永知徳, 三木千壽: 鋼床版縦横リブ交差部構造の高疲労強度化, 土木学会論文集 A1, 73(1), 206-217, 2017.
- 33) Yokozeki K., Tominaga T. and Miki C.: The effects of rib shape and slit on fatigue properties of orthotropic steel decks, *Welding in the World*, 65(4), 601–609, 2021.
- 34) 岩崎雅紀, 永田考, 西川武宏, 小塩達也, 山田健太郎: アスファルト舗装が鋼床版の疲労に及ぼす影響, 土木学会論文集, 563/I-39, 161–171, 1997.

- 35) Li M., Hashimoto K., and Sugiura K.: Influence of asphalt surfacing on fatigue evaluation of rib-to-deck joints in orthotropic steel bridge decks, *Journal of Bridge Engineering*, 19(10), 04014038, 2014.
- 36) Nassif H. H., Gindy M., and Davis J.: Comparison of laser Doppler vibrometer with contact sensors for monitoring bridge deflection and vibration, *NDT and E International*, 38(3), 213-218, 2005.
- 37) Jauregui D.V, White K.R, Woodward C.B., and Leitch K.R.: Noncontact photogrammetric measurement of vertical bridge deflection, *Journal of Bridge Engineering*, 8(4), 212-222, 2003.
- 38) Lee J.J., and Shinozuka M.: A vision-based system for remote sensing of bridge displacement, *NDT and E International*, 39(5), 425-431, 2006.
- 39) Yoneyama S., Kitagawa A., Iwata S., Tani K. and Kikuta H.: Bridge deflection measurement using digital image correlation, *Experimental Techniques*, 31, 34-40, 2007.
- 40) Yoneyama S., and Ueda H.: Bridge deflection measurement using digital image correlation with camera movement correction, *Materials Transactions*, 53(2), 285-290, 2012.
- 41) 藤垣元治, 原卓也, 生駒昇, 村田頼信: 列車通過時における鉄道橋の動的な変位計測へのサンプリングモアレカメラの適用, *実験力学*, 12(3), 179-184, 2012
- 42) Feng M.Q., Fukuda Y., Feng D., and Mizuta, M.: Nontarget vision sensor for remote measurement of bridge dynamic response, *Journal of Bridge Engineering*, 20(12), 04015023, 2015.
- 43) 松岡弘大, 上半文昭, 日下博也, 今川太郎, 野田晃浩: ノンターゲット光学式測定による桁たわみ形状測定の精度検証と適用性検討, *土木学会論文集 A2*, 74(2),I_715-I_726, 2018.
- 44) Lydon D., Lydon M., Del Rincon J.M., Taylor S.E., Robinson D., O'Brien E., and Catbas F.N.: Development and field testing of a time-synchronized system for multi-point displacement calculation using low-cost wireless vision-based sensors, *IEEE Sensors Journal*, 18(23), 9744-9754, 2018.
- 45) 福島昭則, 小西一生: 高架裏面反射の騒音低減対策, *騒音制御*, 21(3), 165-169, 1997.
- 46) 森喜仁: 高架裏面吸音板による騒音対策, *騒音制御*, 23(3), 170-173, 1999.
- 47) Sekiya, H., Kinomoto, T., and Miki, C.: Field Verification over One Year of a Portable Bridge Weigh-in-Motion System for Steel Bridges, *Journal of Bridge Engineering*, 24(7), 04019063, 2019.

- 48) Vurpillot, S., Krueger, G., Benouaich, D., Clement, D. and Inaudi, D.: Vertical deflection of a pre-stressed concrete bridge obtained using deformation sensors and inclinometer measurements, *ACI Structural Journal*, 95(5), 518–526, 1998.
- 49) Sanli, A.K., Uzgider, E.A., Caglayan, O.B., Ozakgul, K. and Bien, J.: Testing bridges by using tiltmeter measurements, *Transportation Research Record*, 2(1696), 111–117, 2000.
- 50) Hou, X., Yang, X and Huang, Q.: Using inclinometers to measure bridge deflection, *Journal of Bridge Engineering*, 10(5), 564–569, 2005.
- 51) Park, K.-T., Kim, S.-H., Park, H.-S. and Lee, K.-W.: The determination of bridge displacement using measured acceleration, *Engineering Structures*, 27(3), 371–378, 2005.
- 52) Gindy, M., Nassif, H.H. and Velde, J.: Bridge displacement estimates from measured acceleration records, *Transportation Research Record*, 2028, 136–145, 2007.
- 53) Cho, S., Sim, S.-H., Park J.-W. and Lee, J.: Extension of indirect displacement estimation method using acceleration and strain to various types of beam structures, *Smart Structures and Systems*, 14(4), 699–718, 2014.
- 54) Helmi, K., Taylor, T., Zarafshan, A. and Ansari, F.: Reference free method for real time monitoring of bridge deflections, *Engineering Structures*, 103, 116–124, 2015.
- 55) Nagayama, T. and Zhang, C.: A numerical study on bridge deflection estimation using multi-channel acceleration measurement, *Journal of Structural Engineering*, 63A, 209–215, 2017.
- 56) 金澤宏明, 山本幸司, 大島勤, 堀江望 : アルミ合金製常設足場の耐衝撃性能確認試験, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 73,I-260, 2018.
- 57) 細井雄介, 石橋正博, 佐藤歩 : 維持管理性に配慮した恒久足場の構造概要, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 73,I-260, 2018.
- 58) 松下剛, 中野尚人, 前田健太, 平野毅志 : 既設跨線橋への常設足場設置について, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 73, VI-314, 2018.
- 59) 杉崎光一, 阿部雅人, 輿水聡 : 構造ヘルスマモニタリングのための慣性センシングによる傾斜・振動計測法, 土木学会論文集 A1, 68(1), 216–225, 2012.
- 60) Connor R.J. and Fisher J.W.: *Report on Field Measurements and Assessment of the I-64 Kanawha River Bridge at Dunbar, West Virginia*, ATLSS Report 01-14–ATLSS Engineering Research Center, Bethlehem, 2001.
- 61) Connor R.J., Hodgson I.C., and Fisher J.W.: Evaluation and retrofit of floorbeam cracking on a tied arch bridge, *Bridge Structures*, 1(3), 177–193, 2005.
- 62) 多摩川精機編 : ジャイロセンサ技術 : ポイント解説, 東京電機大学出版, 2011.
- 63) 前中一介 : 加速度センサ・角速度 (ジャイロスコープ) , 電気学会論文誌, 134(7), 175–180, 2014.

- 64) Sekiya, H., Kinomoto, T. and Miki, C.: Determination method of bridge rotation angle response using MEMS IMU, *Sensors*, 16(11),1882, 2016.

第 2 章 鋼床版の疲労

2.1 概説

本章では、まず、鋼床版の構造概要を述べた。次に、我が国で報告されている鋼床版の疲労損傷の事例および既往研究によって明らかになっている疲労損傷原因について述べ、鋼床版の変形計測において着目すべき部位および変形挙動を明瞭にした。最後に、鋼床版の補修補強に用いられている一般的な方法を述べるとともに、本研究で計測した SFRC 舗装による補強の概要を述べた。

2.2 鋼床版の構造概要

2.2.1 構造

図 2-1 に示すように、鋼床版構造は横方向（橋軸直角方向）に配置された横リブ（板厚：9mm 程度）と縦方向（橋軸方向）に配置された縦リブ（板厚：6～8mm 程度）によって支持されたデッキプレート（板厚：10～16mm 程度）を溶接によって組み合わせた構造である。デッキプレートは自動車荷重を直接支えるため、デッキプレート上面にはアスファルト舗装が敷設されており、主桁上フランジの機能も有している。

鋼床版の縦リブ形状は、閉断面リブと開断面リブに大別される（図 2-2）。日本の高速道路の鋼床版施工実績を閉断面リブと開断面リブの総延長で比較すると閉断面リブが約 71%を占めており¹⁾、国道においても閉断面リブが多く使用される傾向

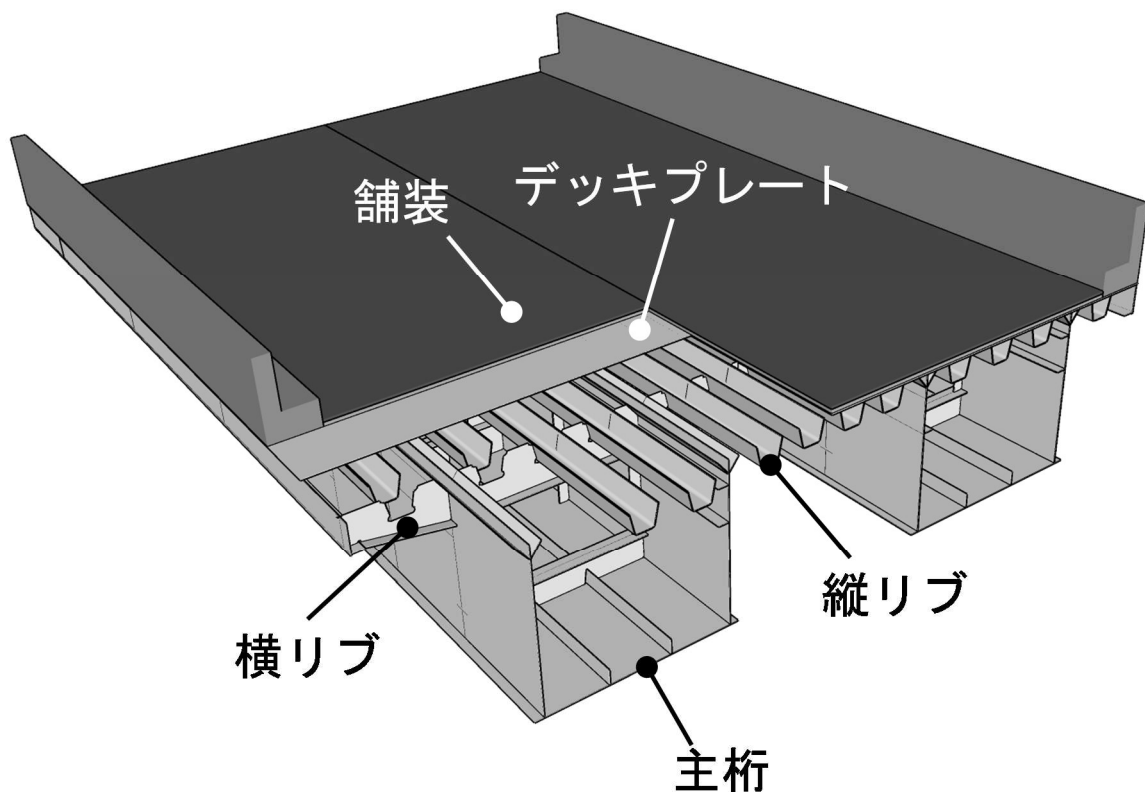


図 2-1 鋼床版構造

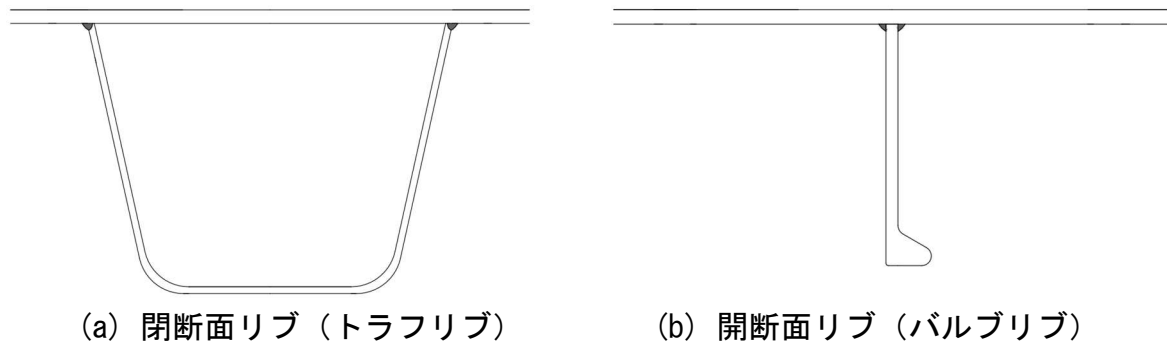


図 2-2 縦リブ形状の例

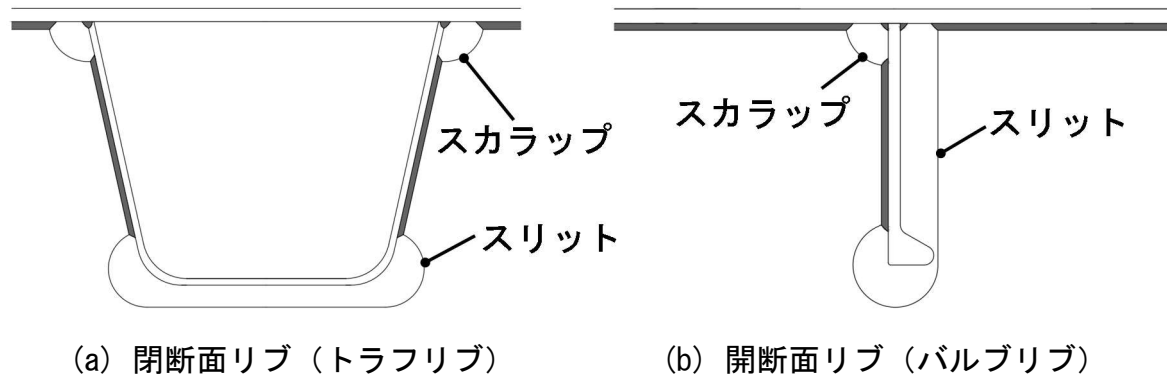


図 2-3 縦リブ-横リブ交差部の例

にある¹⁾。閉断面リブの使用率が開断面リブと比較して高い理由としては、曲げおよびねじり剛性が大きいことや片側溶接のため溶接量を減らすことができることなどが考えられる²⁻⁴⁾。

閉断面リブ形状には図 2-2(a)に示したトラフリブ (Uリブ) 以外に V 形、丸形、Y 形などもあるが、1980 年に日本鋼構造協会によって「鋼床版用 U 形鋼規格」として規格化されたトラフリブ (Uリブ) が最も一般的な閉断面リブ形状であるといえる。トラフリブ (Uリブ) が閉断面リブ形状として規格化されたのは、最も広く標準的に用いられていた形状であったためである²⁾。

横リブの形状は一般に I 形断面であり、縦リブと横リブの交差部は横リブウェブを縦リブが貫通する構造となっている。このため、横リブウェブには縦リブと横リブを

溶接接合するためのスカラップやスリットが設けられている(図 2-3)。なお、縦リブと横リブ交差部の構造詳細は、疲労の観点から 2002 年の鋼道路橋の疲労設計指針⁵⁾によって標準的な構造詳細が規定された。横リブ間隔は縦リブ形状によって異なるが、1~5m 程度の範囲にある⁶⁾。

2.2.2 特徴

鋼床版は鉄筋コンクリート床版やプレキャストコンクリート床版などのコンクリート系床版と比較して重量が $1/2 \sim 1/3$ ⁷⁾となるため、死荷重比率が大きい長大橋や支間長の長い橋梁などで採用されている。また、鋼床版の重量が軽量であるという特徴は、地震時における下部構造への損傷を軽減できると考えられる。Mustafa ら⁸⁾は、RC 床版を有する鋼 I 桁橋を鋼床版に交換した際の耐震性への効果を非線形動的解析によって検討しており、鋼床版へ交換したことによって下部構造の損傷は減少し、耐震性が向上する可能性を示した。さらに、鋼床版はコンクリート工事が無いため、短い工期での架設が可能である¹⁾。阪神高速道路では阪神大震災後の復旧において、短い架設工期や耐震性向上の観点から鋼床版を採用している⁹⁾。

高速道路では 2010 年 2 月時点の調査で 3926 径間(総延長 285.9km)に鋼床版橋梁が採用されている¹⁾。径間数、延長、床版面積は阪神高速道路、首都高速道路、名古屋高速道路の順で多く¹⁾、都市高速道路で鋼床版橋梁が数多く施工されている。鋼床版が採用された周辺地域の環境に着目すると、国道では主に軟弱地盤地域、高速道路では軟弱地盤地域に加えて支間の大きい橋梁に用いられる傾向にある¹⁾。このような傾向があるのは、鋼床版の重量が軽量であるという特徴によるものだと考えられる。

2.2.3 我が国の鋼床版の疲労設計

鋼床版は鋼道路橋の中で最も早くに疲労を考慮した設計がなされた構造形式であり、1980 年の道路橋示方書にて初めて疲労に対する規定が設けられた。この規定では、縦リブに対して疲労を考慮した許容応力度を定めており、「疲労強度は、平均応力度に左右されず応力度振幅のみに支配されると考えて、200 万回程度の繰返しに対して疲労クラックが発生しないような応力度振幅を疲労に対する許容応力度とすることにした。」¹⁰⁾としている。その後、2002 年の道路橋示方書において、縦リブの許容応力度による照査は一般的な鋼床版の疲労耐久性の照査としては必ずしも適切でない場合があるとし¹¹⁾、鋼道路橋の疲労設計指針(2002 年)⁵⁾にて疲労耐久性を確保することができる細部構造などの構造詳細に関する事項が規定された。なお、鋼床版に設計

計算による疲労安全性の照査が規定されていないのは、鋼床版は舗装剛性、輪荷重のばらつきおよび輪荷重走行位置の分布などの影響が大きく、設計計算で得られる応力範囲を基にした照査で適切な評価を行うことが一般に困難なためである⁵⁾。2017年の道路橋示方書では、デッキプレートの板厚に関する基準などが変更された¹²⁾。

以上より、鋼床版はその他の鋼道路橋の構造形式とは異なり、古くから疲労を考慮した設計がなされていたことが分かる。しかしながら、2002年に疲労設計方法が変更されたことから分かる通り、2002年以前に建設された鋼床版橋梁は疲労損傷の発生に留意する必要がある。例えば首都高速道路の調査によると、1980年代に建設された鋼床版橋梁にも疲労損傷が数多く発生していることが報告されている¹³⁾。

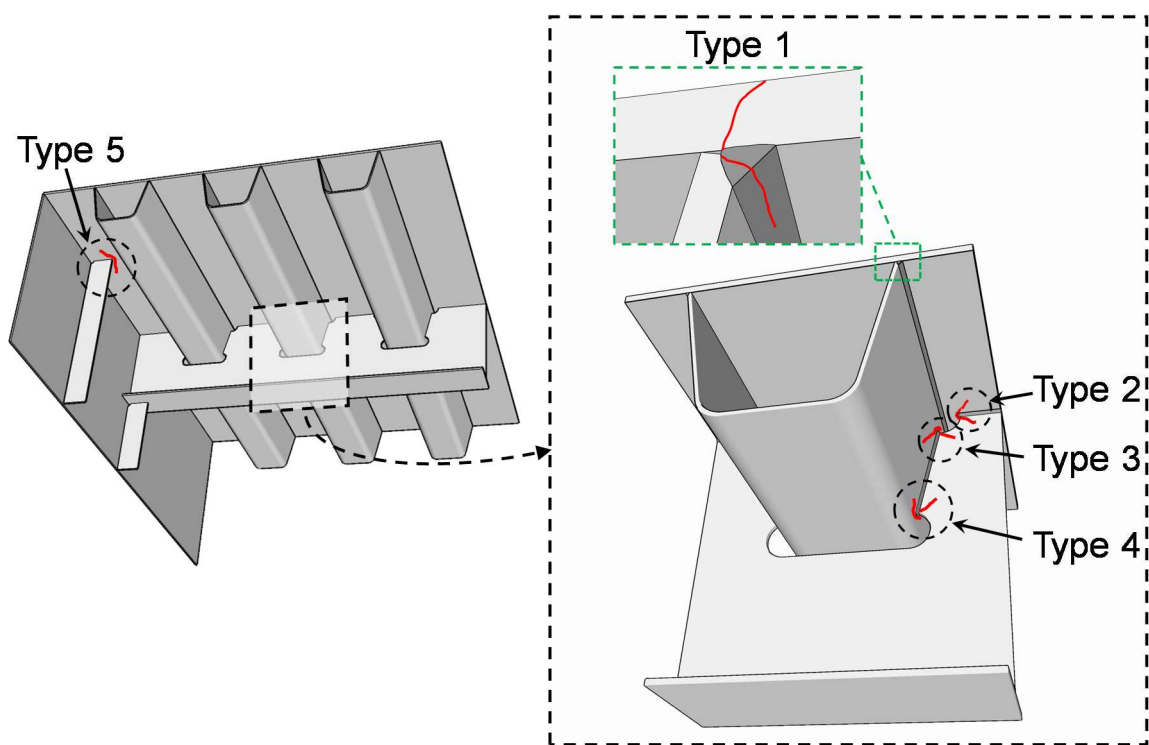
2.3 疲労損傷と補修補強

2.3.1 疲労損傷事例

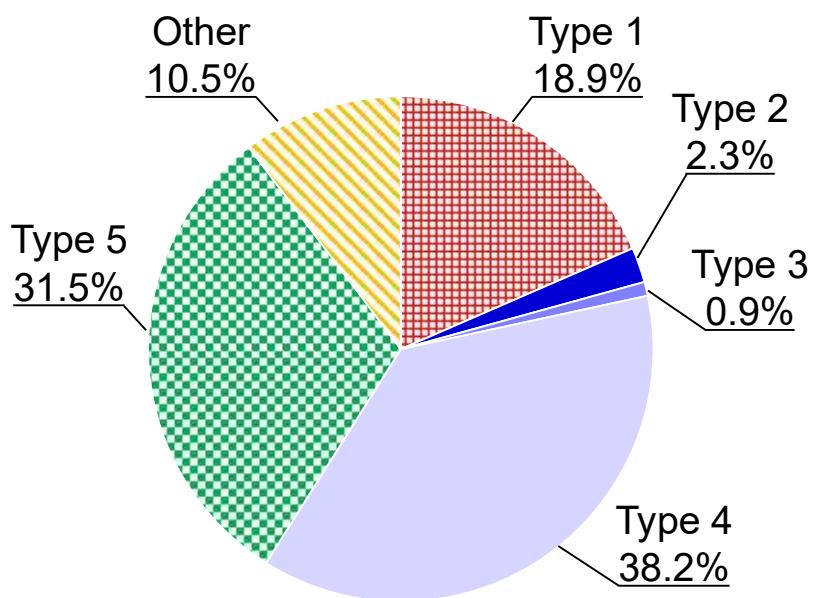
我が国の鋼床版の疲労損傷は1980年代には報告されており¹⁴⁾、高速道路会社を中心に数多くの疲労損傷が発見された^{1),9),13),15)}。本項では一般に採用率の高い閉断面リブの疲労損傷事例について述べる。

図2-4 (a and b) に、日本国内の主要な高速道路の閉断面縦リブ鋼床版で発生した疲労損傷約7000件の疲労損傷発生位置と損傷種類別の発生割合を示す¹⁾。また、写真2-1 (a~f) に首都高速道路で発見されたトラフリブ鋼床版の疲労損傷 (Type 1~Type 4) を示す。図2-4 (a) より、鋼床版の疲労損傷発生位置はType 1のデッキプレート-縦リブ接合部 (写真2-1 (a and b))、Type 2~4の縦リブ-横リブ交差部 (写真2-1 (c~f)) およびデッキプレート-垂直補剛材接合部 (Type 5) に大別され、デッキプレート、縦リブおよび横リブに関連する疲労損傷 (Type 1~4) が全体の約60%を占める (図2-4 (b))。なお、その他とした疲労損傷には縦リブの現場溶接継手部や縦リブと縦リブの突合せ溶接部から発生するき裂などがある。鋼床版の疲労損傷は我が国だけでなく、ヨーロッパ諸国、中国、ブラジルおよびアメリカなどでも報告されており¹⁶⁻²³⁾、維持管理上の世界共通の課題となっている。

鋼床版の疲労損傷は直ちに橋梁全体の耐荷力へ重大な影響を与えることは無いが、車両走行性に悪影響を及ぼす可能性がある。特にType 1のデッキ進展型き裂は写真2-1 (a) のようにデッキプレートを貫通するため、路面陥没などを引き起こす可能性のある危険な損傷である。また、デッキ進展型き裂は溶接ルート部を起点として発生する



(a) 疲労損傷発生位置

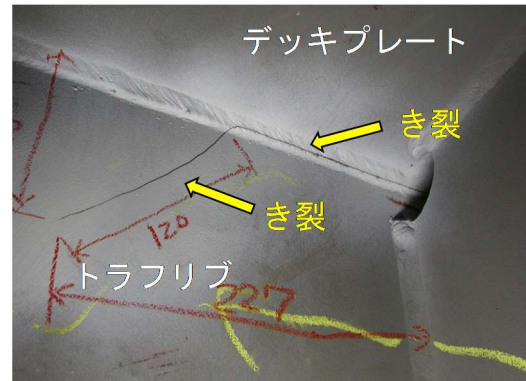


(b) 損傷タイプ別の損傷発生割合

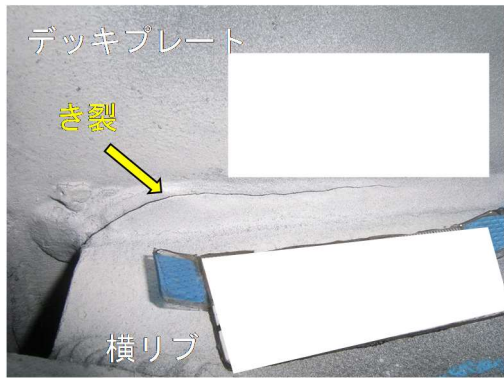
図 2-4 鋼床版の疲労損傷 (文献 1 を基に著者作成)



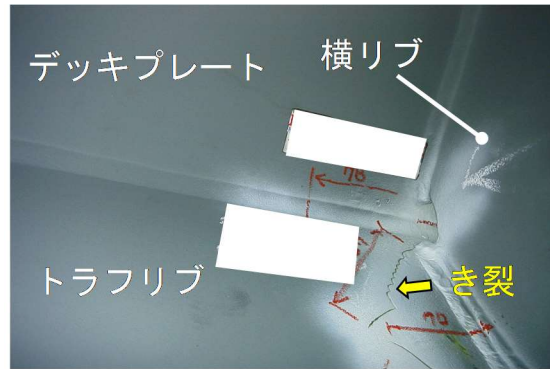
(a) Tyep1 デッキ進展型き裂



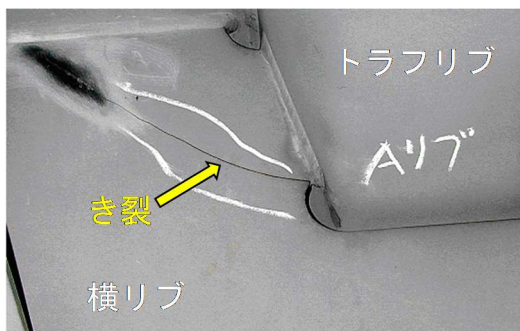
(b) Tyep1 ビート進展型き裂



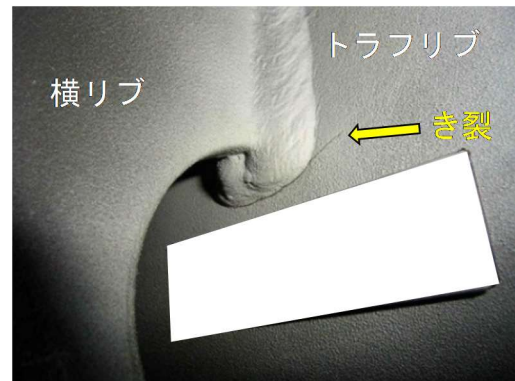
(c) Tyep2 横リブ側き裂



(d) Tyep3 縦リブ側き裂



(e) Tyep4 横リブ側き裂



(f) Tyep4 縦リブ側き裂

写真 2-1 鋼床版の疲労損傷事例（写真提供：首都高速道路（株））

ため（図 2-4(a)），き裂がデッキプレートを貫通し，アスファルト舗装に変状が生じない限り，目視点検で発見することができないことも危険性を高めている．このため，デッキ進展型き裂の調査方法として非破壊検査を活用したき裂検知技術の開発が進められている²⁴⁻²⁷⁾．

2.3.2 疲労損傷に関する既往研究

(1) 疲労損傷の原因となる変形挙動

鋼床版の疲労損傷の原因は，走行する車両の輪荷重によって生じる溶接接合部近傍の局部的なひずみである．この局部ひずみは，鋼床版が複雑に変形することによって引き起こされることが既往研究^{1),28,29)}によって明らかになっている．下記に既往研究から明らかになっている閉断面リブにおける各部位での主な疲労損傷の原因を示す．

(a) デッキプレートー縦リブ溶接接合部

図 2-5 に示すように，デッキプレートー縦リブ溶接接合部は荷重載荷によってデッキプレートと縦リブに複雑な面外曲げ変形が生じる．この変形挙動によって引き起こされる溶接部近傍での局部ひずみが疲労損傷の原因となる．また，この変形挙動は橋軸直角方向の荷重位置によって変形性状が大きく変化するため（図 2-5），溶接部近傍の局部ひずみ性状も荷重位置によって異なってくる．

Cullimore and Smith³⁰⁾は V リブを有する実物大試験体を用いた静的荷重試験および FE 解析を行い，V リブウェブの曲げモーメントは荷重が橋軸直角方向に移動することによって反転することを確認し，デッキプレートーV リブ溶接接合部の疲労強度評価において重要な影響があるとした．小野ら³¹⁾は，トラフリブを有する実物大試験体と試験車両を用いた静的荷重試験を行った．試験の結果，デッキプレートートラフリブ溶接接合部のデッキプレート側には，橋軸方向の輪位置の違いによって版としての変形と局部的な変形が生じるとした．さらに，軸重の小さいシングルタイヤの方が，軸重の大きいダブルタイヤよりも発生応力が大きくなる場合があることを確認しており，疲労検討においては前輪の影響および荷重位置も考慮する必要があるとした．Sim and Uang³²⁾は実物大試験体の FE 解析を行い，デッキプレートートラフリブ溶接接合部のデッキプレート側は負の曲げが支配的であり，トラフリブ側は正負の曲げが橋軸直角方向荷重位置によって変化するとした．三木ら³³⁾は現場計測と FE 解析を行い，デッキプレートートラフリブ溶接接合部の溶接ルート部に生じる応力は，デッキプレートとトラフリブ相互の曲げ変形挙動が影響するとした（図 2-6）．また，横リブ交差部の溶接ルート部に生じる応力は横リブ支間中央と比較して高いため，横リブ交

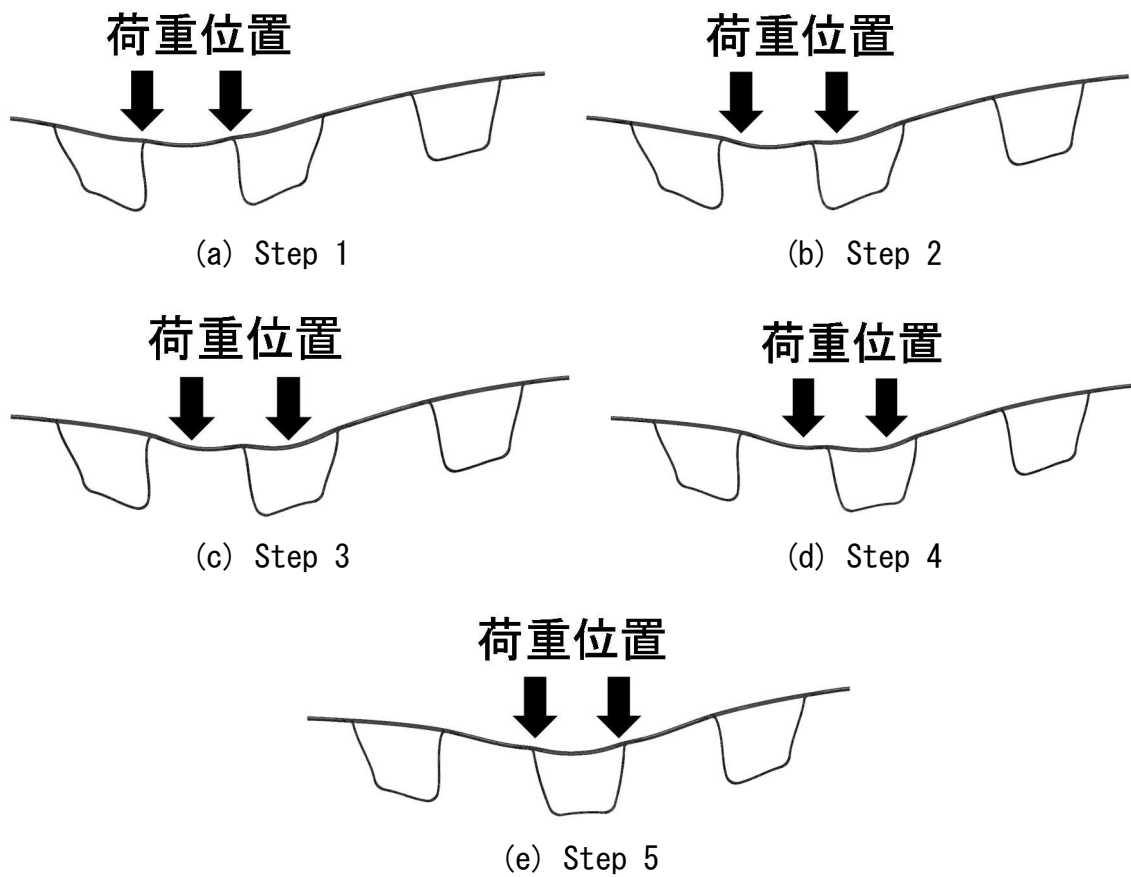


図 2-5 デッキプレート縦リブの変形挙動の例（変形倍率：250 倍）

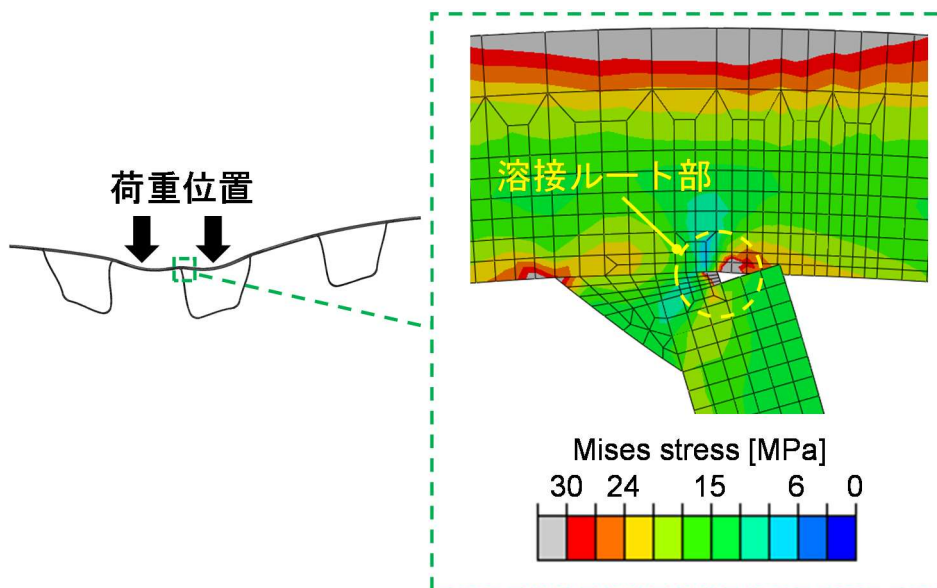


図 2-6 デッキプレート縦リブの応力（変形倍率：250 倍）

差部の方が疲労き裂の発生する可能性が高いとした。横リブ交差部のルート部の応力が高くなるのは、横リブによって縦リブが拘束されているため、デッキプレートのたわみに対して縦リブが変形できず、その変形が溶接部に集中することが要因であるとした。菅沼ら³⁴⁾は、FE解析によってデッキプレートトラフリブ溶接接合部の溶接ルート部に生じるき裂の発生要因の解明およびき裂を抑制するための構造の検討を行った。溶接ルート部の応力はエフェクティブノッチストレスにて評価しており、横リブ交差部におけるルート部のエフェクティブノッチストレスは横リブ支間中央と比較して高いため、横リブ交差部のルート部から疲労き裂が生じやすいとした。また、デッキプレートの増厚はデッキ進展き裂に対して有意な効果があることを確認するとともに、従来構造（デッキプレート厚：12mm，トラフリブ幅：310mm）と同程度のコストで疲労耐久性を向上させる構造としてデッキプレート厚：16mm，トラフリブ幅：400mmを提案した。

(b)横リブー縦リブ溶接部

横リブー縦リブ溶接接合部近傍は縦リブと横リブが接合されているため、デッキプレートー縦リブ溶接接合部と比較してより複雑な変形が生じる。デッキプレートー縦リブ溶接接合部と同様に、この変形挙動は橋軸直角方向の荷重位置によって変形性状が変化するため（図 2-7）、溶接部近傍の局部ひずみ性状も荷重位置によって異なってくる。

三木ら³⁵⁾は横リブトラフリブ溶接接合部の横リブウェブ側を対象に現場計測を行い、横リブウェブには膜応力と同程度の曲げ応力が生じることを確認した。また、計測した応力から算出した影響線と FE 解析を用いて変形挙動を推定し、横リブウェブに生じる応力はデッキプレートの水平変位とそれに伴って生じる回転変形をトラフリブが拘束するために生じるとした。Wolchuk and Ostapenko³⁶⁾は横リブトラフリブ溶接接合部の下側スリットのトラフリブウェブ側を対象とした数値解析によって、トラフリブウェブには局所的な面外変形による 2 次曲げ応力が生じるとした。三木ら³⁷⁾はトラフリブを有する実物大試験体による静的載荷試験によって、横リブトラフリブ溶接接合部の下側スリットの横リブウェブ側には、膜応力と同程度の曲げ応力が生じることを確認した。さらに、下側スリットの横リブウェブ側に最大膜応力が生じるのは横リブ直上から約 100mm 離れた位置であり、最大曲げ応力が生じるのは約 500mm 離れた位置であることを確認した。勝俣ら³⁸⁾は大型のトラフリブを有する実物大試験体による疲労試験によって下側スリットのトラフリブウェブ側に発生した疲労き裂は、その進展性状から曲げ変形によって進展したと推定した。さらに、FE 解析によってトラフリブ下フランジが水平変位することで下側スリットのトラフリ

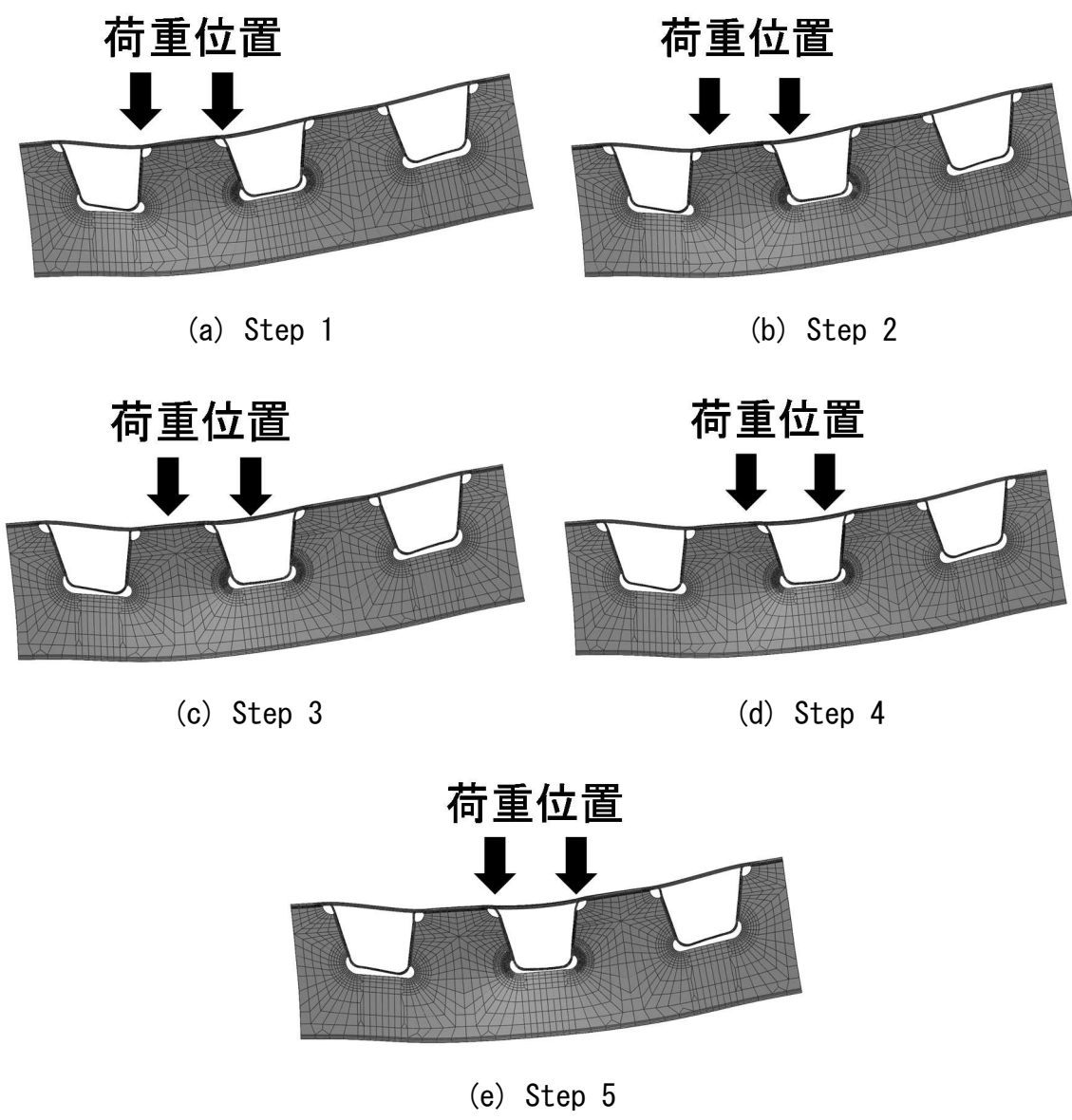
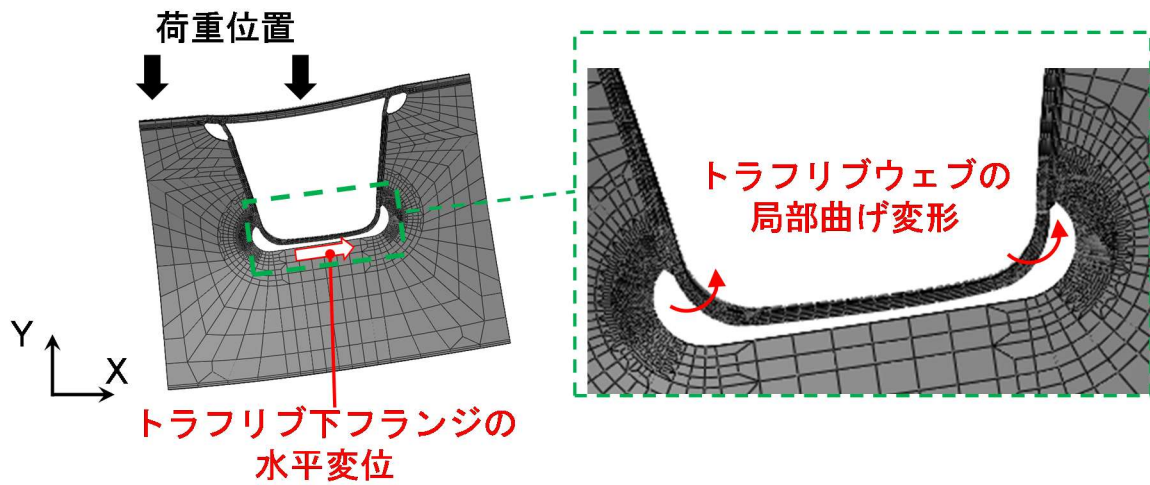
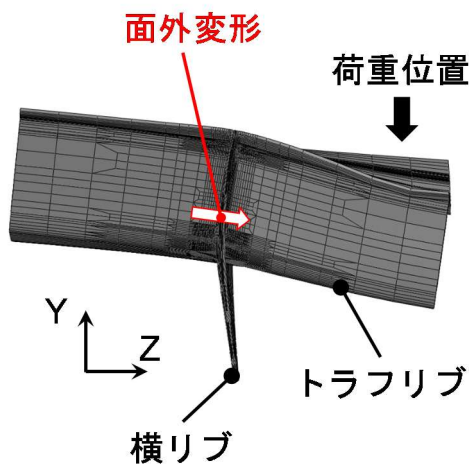


図 2-7 横リブー縦リブ交差部の変形挙動の例（変形倍率：250 倍）

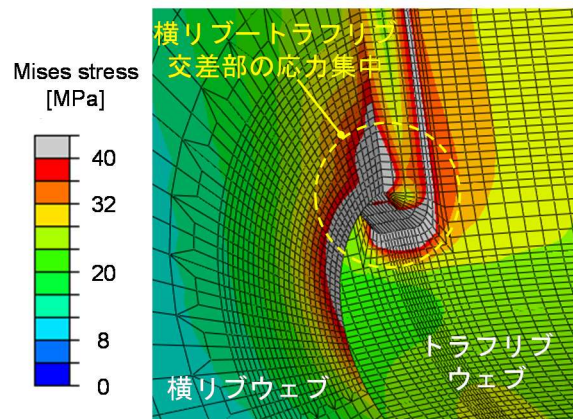
ブウェブに曲げ変形が生じる（図 2-8(a)）ことを明らかにし，疲労試験で発生したき裂の要因と一致するとした．判治ら³⁹⁾はトラフリブを有する鋼床版橋梁をモデル化した FE 解析によって，下側スリットの横リブウェブ側には膜応力と同程度の面外曲げ応力が生じることを確認した．高い膜応力は，縦リブがねじれることで横リブウェブを面内方向に引張ることで生じ，面外曲げ応力は横リブウェブの面外変形によって生じるとした（図 2-8(b and c)）．横関ら⁴⁰⁾はトラフリブを 3 本有する鋼床版の FE 解析によって，下側スリットのトラフリブウェブ側の高い応力の原因は橋軸直角方向に変位するトラフリブ下フランジを横リブが拘束することによって生じる局所的な面



(a) トラフリブ下フランジの水平変位によるトラフリブウェブの局部変形



(b) 横リブの面外変形



(c) トラフリブウェブの局部変形と横リブウェブの面外変形による応力集中

図 2-8 横リブー縦リブ溶接部の局部変形（変形倍率：500 倍）

外変形であるとした（図 2-8(a and c)）。

以上より、鋼床版の各部位に生じる局部的なひずみの主な原因は、鋼床版を構成するデッキプレート、縦リブおよび横リブの面外変形挙動であることが分かる。したがって、現場での変形計測では各部位の面外変形挙動による変位と回転に着目する必要がある。

(2) 鋼床版に生じるひずみに影響を及ぼす外的要因

鋼床版に生じるひずみに影響を及ぼす代表的な外的要因に、荷重載荷位置と舗装剛性がある。これらの外的要因は FE 解析や室内実験などによる検討では再現することが困難なため、鋼床版の疲労設計や評価を複雑にする要因となっている。ここでは、既往の研究によって明らかになっている荷重載荷位置および舗装剛性による影響について述べる。

(a) 荷重載荷位置

一般に道路面には車線を区切るための区画線が設けられており、車輪位置の横方向のばらつきは車線内に限定される。高田ら⁴¹⁾は車線幅 3.25m を有する鋼床版橋梁にて、横方向の車両位置をレーザ距離計によって計測した。その結果、横方向の車両位置の標準偏差は小型・中型車類で 226mm、トラック類で 179mm、トレーラ類で 165mm であり、分布形状は正規分布と見なすことができるとした。さらに、高田ら⁴²⁾は車線幅 3.5m を有する鋼床版橋梁にて第一走行車線と第二走行車線を走行する車両の横方向位置をレーザ距離計によって計測した。その結果、横方向の車両位置の標準偏差は小型・中型貨物で 481mm (第一走行車線) および 431mm (第二走行車線)、トラック類で 419mm (第一走行車線) および 401mm (第二走行車線)、トレーラ類で 423mm (第一走行車線) および 388mm (第二走行車線) であり、車線幅 3.25m の際の車両走行位置の標準偏差と比較して標準偏差が大きくなる傾向があることを確認した。

Zhou ら⁴³⁾は three-strip sensor WIM system によって計測した横方向の車輪位置と FE 解析によって求めた鋼床版の応力影響面を組みわせることで、横方向の車輪位置が鋼床版に生じる応力に及ぼす影響を検討した。横方向の車輪位置の頻度分布の形状は正規分布あるいはカンベル分布になり、標準偏差は 181.7~270.8mm の範囲にあったとした。さらに、計測した横方向の車輪荷重分布と FE 解析から得られた応力影響面から、横方向の車輪荷重分布が疲労損傷に大きな影響を与えることを指摘している。森ら⁴⁴⁾は FE 解析を用いてデッキプレートトラフリブ溶接ルート部のデッキ進展き裂起点部に発生する応力の影響面を算出し、車輪の位置や面積が応力変動に及ぼす影響を検討した。検討の結果、車輪の重量が同じであれば車輪の接地幅と長さが短いほど溶接ルート部の応力は高くなるとした。また、車輪の横方向位置を対象とするデッキプレートトラフリブ溶接接合部から 160mm 移動することで、シングルタイヤで約 90%以上、ダブルタイヤで約 80%以上の疲労損傷度の低減が可能であるとした。さらに森ら⁴⁵⁾は、文献 44) と同様の手法を用いて車線位置の変更が溶接ルート部の疲労損傷度に及ぼす影響を検討した。検討の結果、横方向の車輪位置のばらつき (標準偏差: 150mm) を考慮した場合、車線位置を約 300mm 移動することで特定の溶接ルー

ト部の疲労損傷度は約 50%まで低減するとした。

(b) 舗装剛性

岩崎ら⁴⁶⁾は、舗装剛性が鋼床版の応力に及ぼす影響を鋼床版桁橋での夏季と冬季の現場計測によって検討した。計測の結果、縦リブの最大応力とデッキプレート下面温度との間に比例関係があるとした。井口ら⁴⁷⁾はアスファルト舗装の舗装性状を考慮したデッキプレートトラフリブ溶接接合部の疲労耐久性評価方法を提案することを目的に、鋼床版桁橋にて夏季と冬季に現場計測を行った。現場計測の結果、デッキプレート下面の応力は舗装剛性による影響が顕著に現れ、冬季（デッキプレート下面温度：8.6～10.4℃）に計測した応力範囲は、夏季（デッキプレート下面温度：38.4～47.6℃）に計測した応力範囲の 0.12～0.19 倍であったことを確認した。Li ら⁴⁸⁾はアスファルト舗装の荷重分散作用とアスファルト剛性が、デッキプレートトラフリブ溶接接合部に及ぼす影響を FE 解析によって検討した。検討の結果、輪荷重はデッキプレート上に一様には分布せず、デッキプレートトラフリブ溶接接合部に集中することを明らかにした。また、デッキプレートトラフリブ溶接接合部の溶接ルートをエフェクティブノッチストレスで評価し、アスファルト舗装の弾性係数を増加させるとエフェクティブノッチストレスが減少するとともに、応力集中箇所も変化することを確認した。この応力集中箇所の変化は、アスファルト舗装の剛性が溶接ルートから発生する疲労き裂の種類（デッキ進展型およびビート進展型）に影響を及ぼす可能性がある」と指摘している。さらに、Li ら⁴⁹⁾は実物大鋼床版試験体にアスファルト舗装を敷設し、アスファルトの温度と動的な荷重載荷条件の変化がデッキプレートトラフリブ溶接接合部周辺の応力に及ぼす影響を検討した。アスファルトの温度の管理はラバーヒータとドライアイスによって-18℃～60℃の範囲で行い、0℃～40℃での温度範囲の変化がデッキプレートトラフリブ溶接接合部周辺部の応力に対して最も敏感であるとした。さらに、デッキプレートの応力は載荷荷重の周波数が高くなると発生応力が減少することを確認した。これは、アスファルトが粘弾性材料であるためである。

2.3.3 補修補強

疲労損傷の補修補強方法は、疲労損傷が生じた箇所を補修補強する方法と鋼床版全体の剛性を高める補強方法の二つに大別することができる。本項ではそれぞれの補修補強方法の概要を述べる。

(1) 疲労損傷が生じた箇所を補修補強する方法

一般に疲労損傷が生じた箇所の補修補強は、①バークラインダなどによる切削によって疲労き裂の除去を試みる、②疲労き裂の除去が困難と判断された場合はき裂先端にストップホールを施工し、き裂の進行を抑止する、③恒久的な対策が必要と判断された場合は補強板などを用いた補強を行う、という手順で行われる。鋼床版の疲労損傷においてもほぼ同様の手順で補修補強が行われ、恒久的な対策としては疲労き裂発生部近傍を補強板などによって補剛する⁵⁰⁻⁵⁹⁾、あるいは疲労き裂発生部近傍の応力集中を緩和するような構造形状に変更する^{60,61)}などの補修補強方法が用いられる。

以降に、鋼床版に対する補修補強方法の例として、首都高速道路（株）での補修補強方法事例⁶¹⁻⁶⁵⁾を述べる。なお、事例として示す補修補強方法は疲労損傷の中でも特に損傷割合の多いType1とType4（2章3節1項参照）に対するものである。

Type1に対する補修補強

図2-4(a)に示したすように、Type1の疲労き裂にはデッキ進展型とビート進展型の2種類があるが、補修補強方法の方針はほぼ同様となる。ここでは、目視点検によって発見可能なビート進展き裂を例に補修補強の流れを述べる。目視点検で発見されたビート進展き裂は磁気探傷試験によってき裂先端を捉え、ストップホールを施工する^{61-63,65)}（図2-7）。ビート進展き裂のき裂先端はデッキプレートあるいはトラフリブウェブにき裂が分岐している場合があるため、き裂の分岐が確認された場合はデッキプレートおよびトラフリブウェブにもストップホールを施工する⁶²⁾（図2-7）。

ストップホール施工後、恒久的な対策が必要と判断された場合はき裂発生部のトラフリブを撤去し、T型のリブに取り替えるリブ取り替え補強^{61),65)}が施される（図2-8(a and b)）。齋藤ら⁶⁴⁾はリブ取り替え補強の補強効果を補強前後のひずみ計測によって検証しており、横リブ交差部および取り替えリブ境界部での応力は補強によって減少し、取り替えリブ境界部にも新たな応力集中が生じなかったことを確認している。なお、首都高速道路（株）では、デッキ進展型き裂の点検を半自動超音波探傷試験装置（SAUT）²⁴⁾によって行っている⁶¹⁾。SAUTによって発見されたデッキ進展型き裂は鋼床版上面からストップホールが施工され、恒久的な対策が必要と判断された場合にはリブ取り替え補強が行われる。

Type4に対する補修補強

図2-4(a)に示したように、Type4の疲労き裂は横リブウェブ側の溶接止端部から発生する場合とトラフリブウェブ側の溶接止端部から発生する場合がある。横リブウェブ

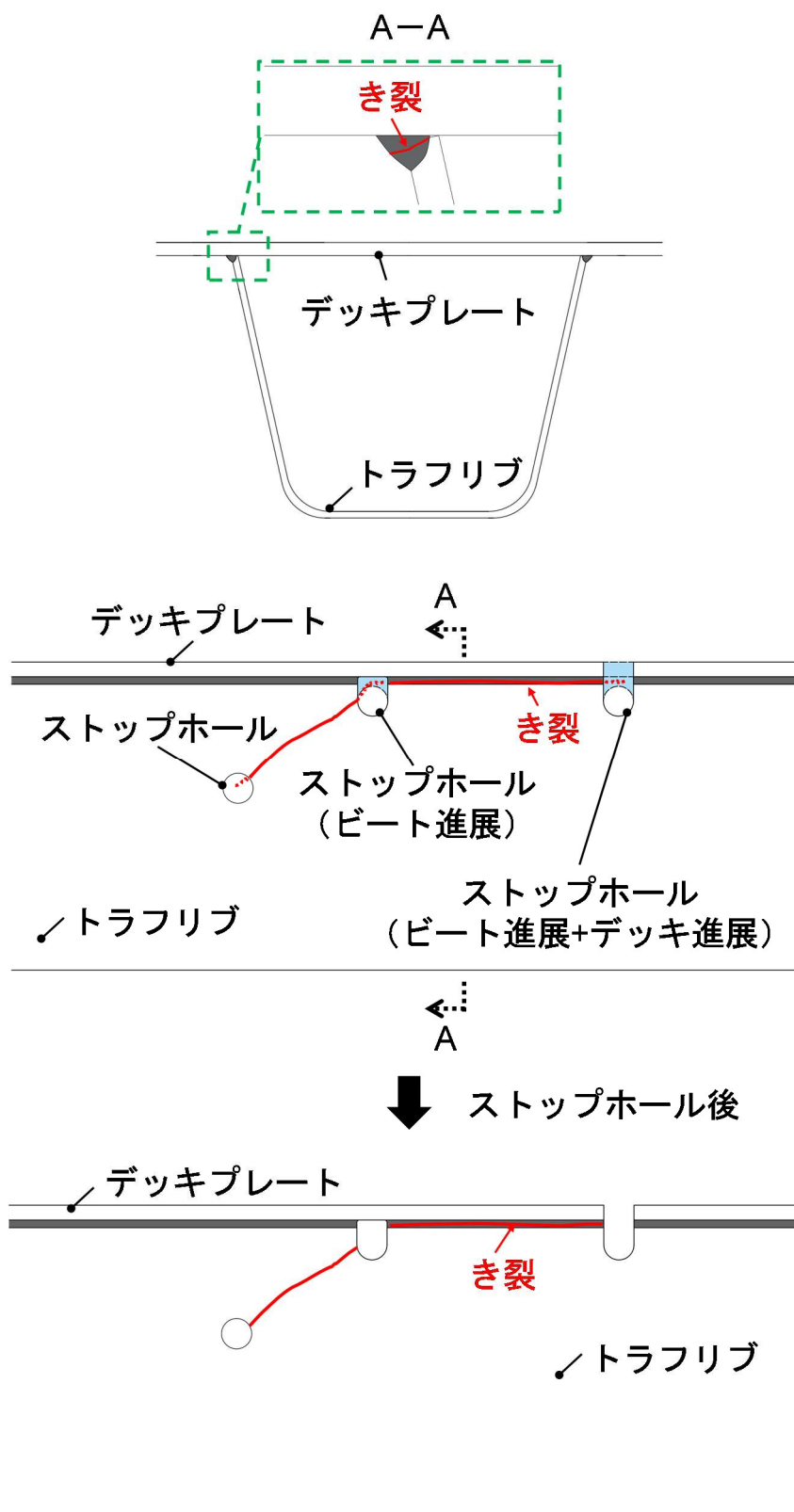
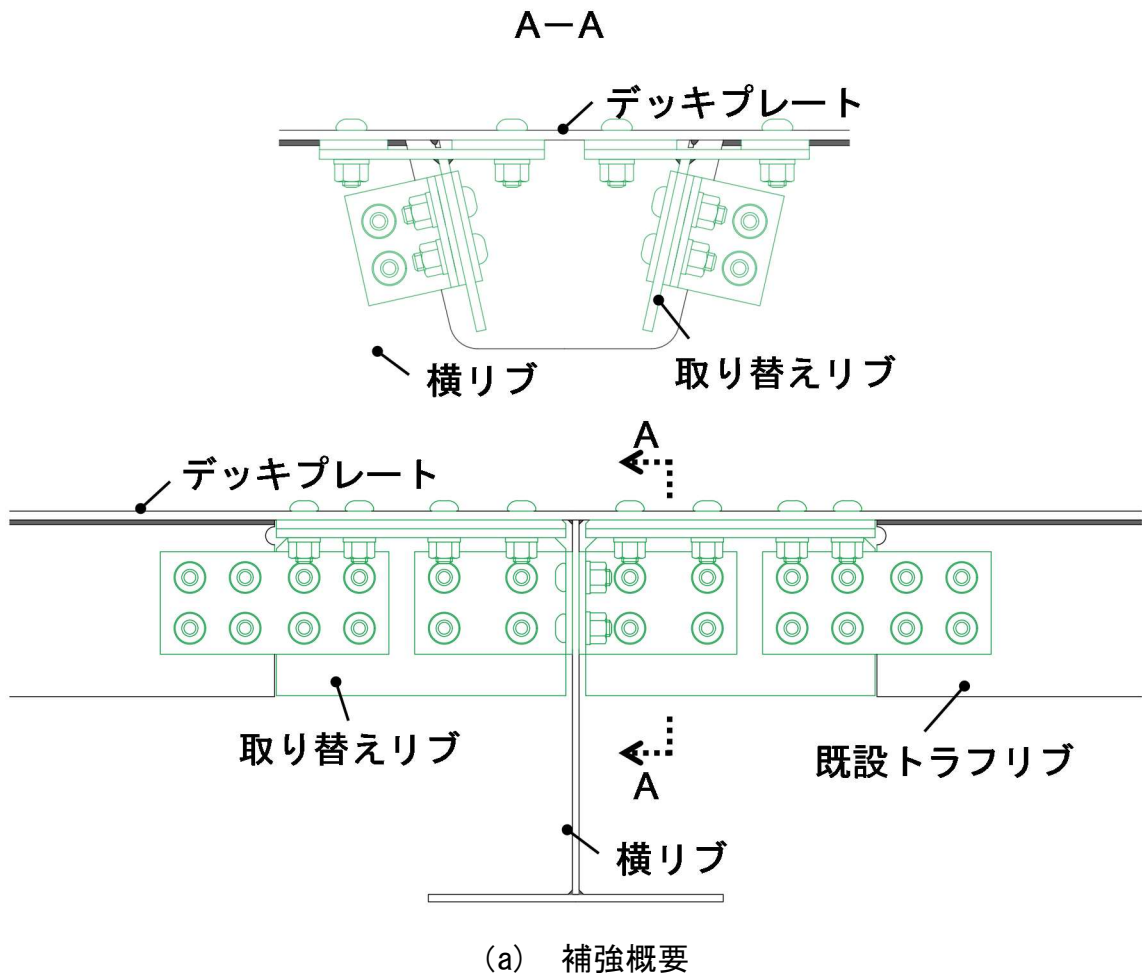


図 2-7 Type1 の補修事例



(b) 補強例 (写真提供：首都高速道路(株))

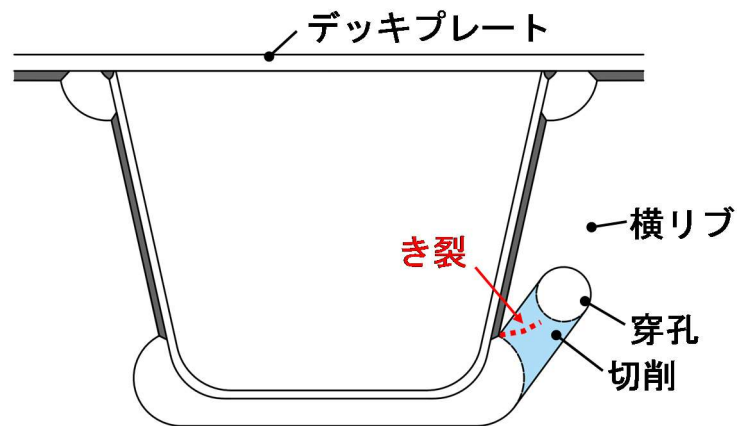
図 2-8 Type1 のリブ取り替え補強

ブ側に生じた疲労き裂に対する補修には、形状改良補修^{61), 65)} (図 2-9(a and b)) が行われる。この補修方法はき裂の除去を行うとともに横リブ交差部の応力集中を緩和する目的で行われ、形状改良の範囲にき裂長さが収まる場合に適用される。形状改良の範囲を逸脱するき裂長さの場合はき裂の先端にストップホールを施工し、当て板による補強を行うことが考えられる。

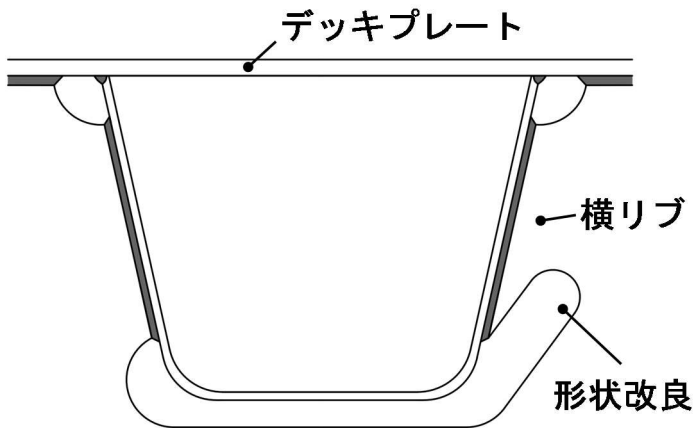
トラフリブウェブ側に生じた疲労き裂には、き裂先端へのストップホールによる補修が行われる (図 2-10(a and b))。ストップホール施工後、恒久的な対策が必要と判断された場合は、補強板による補強が施される⁶⁵⁾ (図 2-11(a and b))。この補強方法は、トラフリブと横リブの溶接接合部で行われていた応力伝達をトラフリブと横リブを接合する補強板に移行するものである。なお、この補強方法はボルト接合によってトラフリブウェブ側に補強板を設置するため、トラフリブ下フランジにハンドホールを設ける必要がある。

以上に示した補強方法は、平板やアングル材などの補強板と高力ボルトを用いた一般的な補強方法である。これらの補強方法の課題は、現場施工時に鋼床版上面の交通規制を必要とする場合があることである。例えば、図 2-8(a and b)に示した補強方法はデッキプレート上面にボルト孔などを施工するため、鋼床版上面の交通規制を行った上で現場施工を行う必要がある。

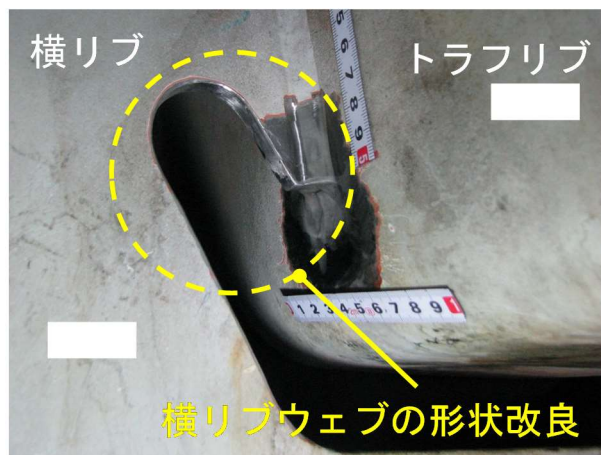
現場施工に伴う交通規制は車両交通へ悪影響を及ぼすため、鋼床版下面から施工可能な補修補強方法が数多く検討されている⁶⁶⁻⁶⁹⁾。田畑ら⁷⁰⁾は軽量膨張モルタルをトラフリブ下フランジから注入し、デッキプレートトラフリブ溶接接合部に逆 U 型鋼添接板をワンサイドボルト、スタッドボルトおよび高強度エポキシ樹脂系接着剤を用いて接合する「U リブ内面モルタル充填+逆 U 型鋼板添接補強」の補強効果を実物大試験体による静的載荷試験によって検討した。静的載荷試験の結果、一般部のデッキプレートトラフリブ溶接接合部の応力は約 30~40%減少し、横リブ交差部のデッキプレートトラフリブ溶接接合部の応力は、約 10~30%減少したことを確認した。溝上ら⁷¹⁾は鋼床版下面から接合可能なスレッドローリングねじなどを用いたデッキプレートトラフリブ溶接接合部への当て板補強を提案し、実物大試験体を用いた疲労試験を行った。疲労試験の結果、ボルト孔からの疲労き裂の発生やボルトの緩みが無いことを確認した。また、デッキプレートトラフリブ溶接を切削し、当て板をする補強方法によってデッキ進展き裂を防止することができることを確認した。Liu ら⁷²⁾は FRP(fiber-reinforced polymer) Angle をエポキシ樹脂系接着剤によってデッキプレートトラフリブ溶接接合部に接合する補強方法を提案し、実物大試験体を用いた疲労試験



形状改良後

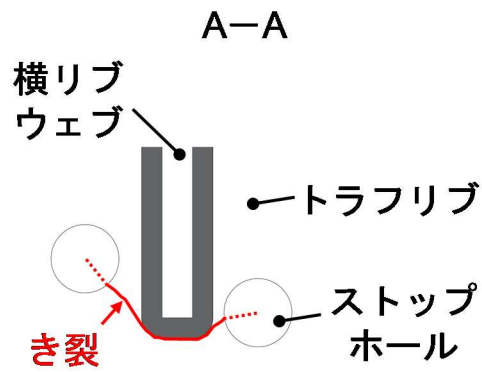
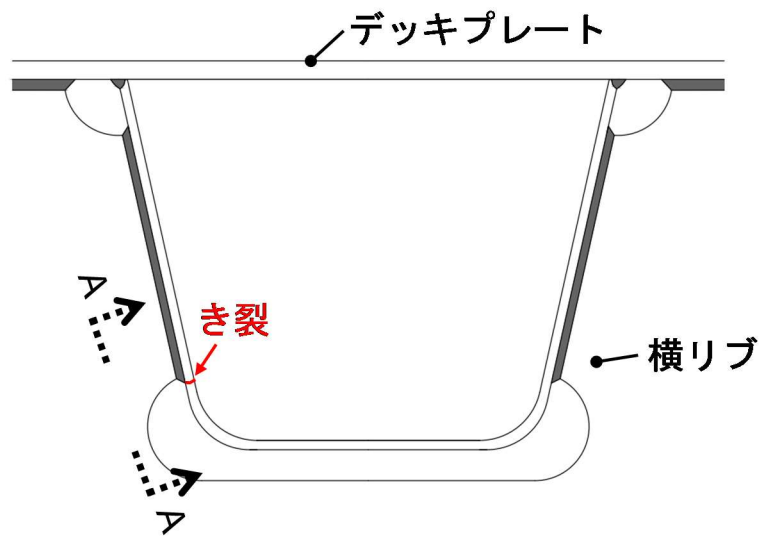


(a) 補修概要

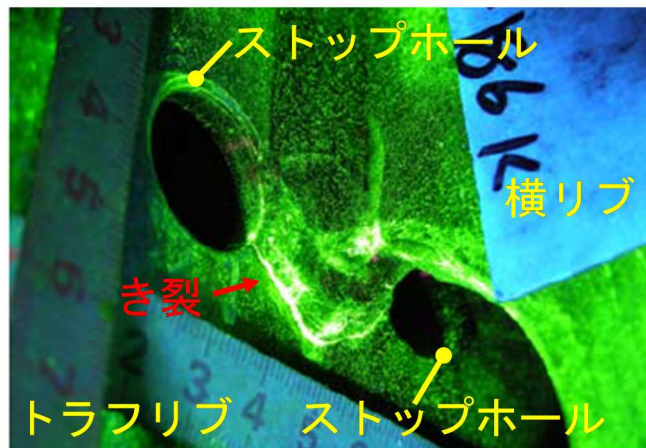


(b) 補修例 (写真提供：首都高速道路 (株))

図 2-9 Type4 (横リブウェブ側のき裂) の形状改良補修

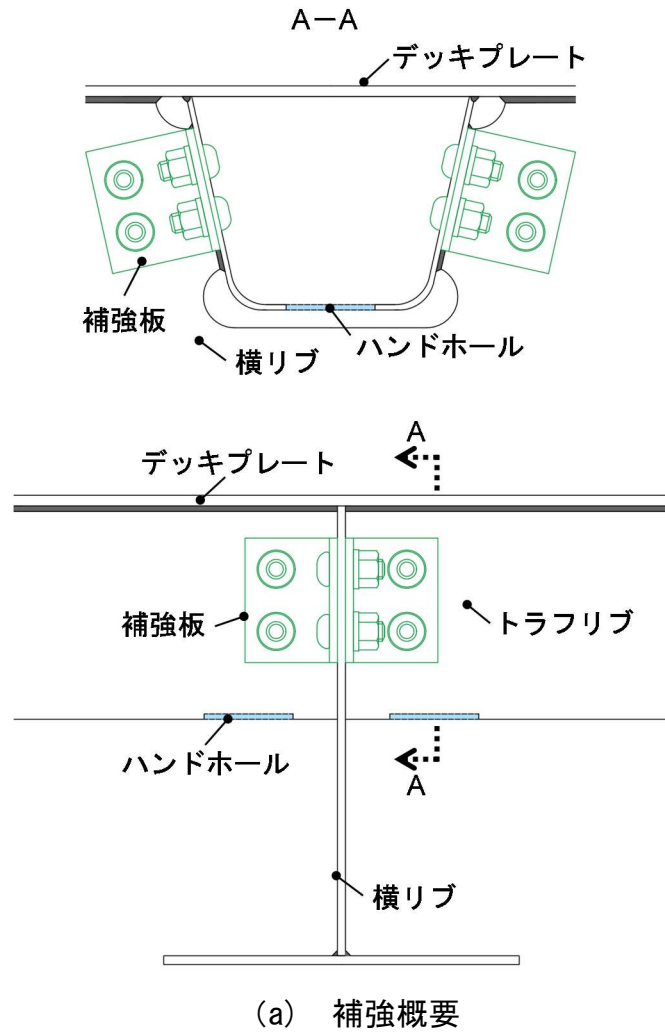


(a) 補修概要



(b) 補修例 (写真提供：首都高速道路 (株))

図 2-10 Type4 (トラフリブウェブ側のき裂) の補修



(b) 補強例 (写真提供：首都高速道路 (株))

図 2-11 Type4 (トラフリブウェブ側のき裂) の補強

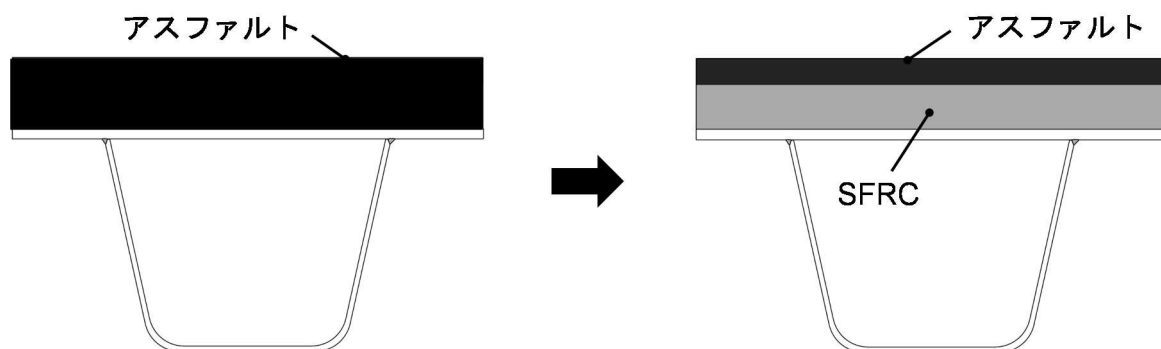
および FE 解析によって補強効果を検討している。この他にもデッキプレートトトラフリブ溶接部の現場での再溶接補修⁷³⁾ や ICR(Impact Crack Clouse Retrofit)処理⁷⁴⁾のデッキプレート縦リブ溶接止端部への適用⁷⁵⁾などの補修方法も検討されている。

(2) 鋼床版全体の剛性を高める補強方法

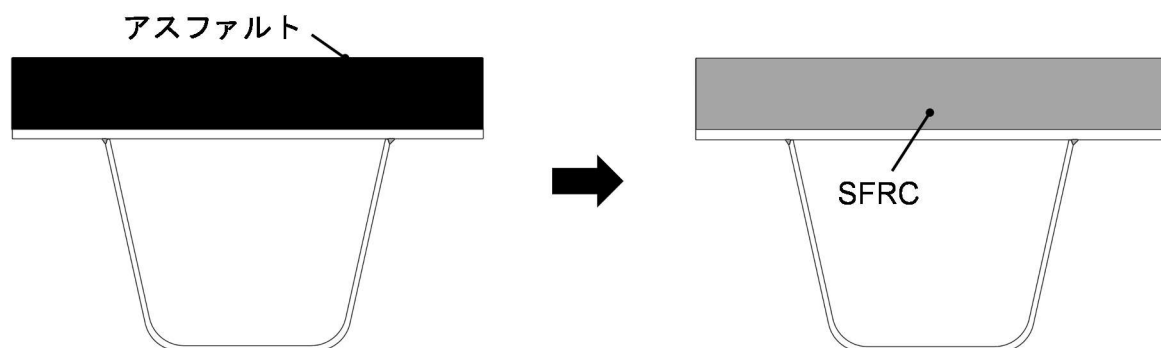
この補強方法は、デッキプレート上面に剛性の高い材料を敷設することで鋼床版全体の剛性を高め、鋼床版各部位に生じる局部変形を抑制するものである。実橋梁で補強を行う際は路面上の施工となるため、供用中の橋梁においては交通規制が必須となるが、鋼床版全体の剛性を効率良く高めることができるため、予防保全の観点からも効果的な補強方法といえる。鋼床版上面の剛性を向上する補強方法は世界中で検討および施工されており、海外においては鉄筋コンクリート^{18),20)}、UHPRC (ultrahigh high-performance fiber-reinforced concrete)²²⁾、RHPC (reinforced high performance concrete)⁷⁶⁾、UHPC (ultrahigh performance concrete)⁷⁷⁻⁸⁰⁾、接着鋼板およびサンドイッチ板(鋼板とポリウレタンの複合材料)⁸¹⁾などの材料が用いられている。

我が国ではデッキプレート上面に敷設する材料として、超高強度繊維補強コンクリート (ultra high strength fiber concrete: UFC)⁸²⁾や超高性能繊維補強セメント系複合材料 (UHPRC)⁸³⁾などが提案されているが、一般的には鋼繊維補強コンクリート (steel fiber reinforced concrete: SFRC) が用いられることが多い。首都高速道路(株)と阪神高速道路(株)では大規模修繕事業^{84),85)}の一環で、各管理者の保有する鋼床版橋梁に対して SFRC 舗装による補強を行っている。また、国道においても SFRC 舗装が活用されており、国土交通省関東地方整備局東京国道事務所では、国道 357 号の鋼床版橋梁の補強として SFRC 舗装を用いる方針を示している⁸⁶⁾。近年の国道での SFRC 舗装施工実績としては、新国道 4 号新利根川橋 (2015 年)⁸⁷⁾、一般国道 125 号行田大橋 (2020 年)⁸⁸⁾および国道 357 号市川大橋 (2020 年)⁸⁹⁾などがある。当初、鋼床版上の SFRC 舗装は舗装の耐久性向上を目的として採用されており、SFRC 舗装が鋼床版の疲労耐久性向上を目的として採用されたのは 2003 年の一般国道 357 号横浜ベイブリッジ下層路が初めてである⁹⁰⁾。

SFRC 舗装の舗装構成は道路管理機関毎に異なる。首都高速道路(株)や阪神高速道路(株)では、40~50mm 程度の SFRC とアスファルト舗装を組み合わせる舗装構成が用いられており (図 2-12 (a))、SFRC とデッキプレートの連続化にはエポキシ系接着剤が用いられている^{13),91),92)}。国道においては舗装の全層を 70~75mm 程度の SFRC に置き換えた例もあり^{93),94)} (図 2-12 (b))、土木研究所によって取りまとめられた「SFRC 舗装による既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル(案)」では、



(a) アスファルトと SFRC を組み合わせた舗装構成



(b) SFRC のみの舗装構成

図 2-12 SFRC 舗装の舗装構成

マニュアル（案）を適用する構造対象を舗装の全層を約 75mm の SFRC に置き換える構造としている⁹⁵⁾。また、このマニュアル（案）では SFRC とデッキプレートの接合には接着剤を、SFRC の打継目や舗装端部においてはスタッドの設置および主桁ウェブ直下には補強材（CFRP 格子筋など）を用いることが示されている⁹⁵⁾。

SFRC 舗装の施工例として、首都高速道路の既設鋼床版橋梁に対する SFRC 舗装の主な施工手順を下記に示す。また、SFRC 舗装の施工状況を写真 2-3(a~d)に示す。

- **STEP1**

片側一車線規制などの交通規制を行った後、既存のアスファルト舗装を路面切削機などによって除去する。

- **STEP2**

ショットブラスト機を用いて、デッキプレート表面の研掃を行う（写真 2-3(a)）。デ



(a) 研掃状況（ショットブラスト）



(b) 研掃状況（詳細部）



(c) エポキシ系接着剤の塗布状況



(d) SFRC の打設状況

写真 2-3 SFRC 舗装の施工状況（写真提供：首都高速道路（株））

デッキプレート添接部などの詳細部に関しては、作業員が入念にアスファルトを取り除いてから（写真 2-3 (b)）、ショットブラストを行う。

- **STEP3**

ショットブラストによって研掃したデッキプレートにエポキシ系接着剤を塗布する（写真 2-3 (c)）。

- **STEP4**

SFRC を打設し（写真 2-3 (d)）、SFRC の強度が発現する程度に養生した後に交通開放する。

以上の STEP1 の既設舗装の除去から STEP4 の交通開放までの工程は、概ね 24 時間以内に行われる。

SFRC 舗装の補強効果に関しては、2000 年代頃から多くの研究が行われている^{47),90),93),94),96)}。小野ら³¹⁾は厚さ 50mm の SFRC を敷設した実物大の鋼床版試験体に対して静的載荷試験を行い、SFRC 舗装によってデッキプレートトトラフリブ溶接接合部付近の応力が約 67~89%減少したことを確認した。三木ら⁹⁷⁾は、SFRC を敷設した鋼床版橋梁で静的載荷試験を行った。試験の結果、SFRC 舗装によってデッキプレートトトラフリブ溶接接合部付近の応力が約 78~96%減少し、トラフリブー横リブ溶接接合部付近の応力が約 47~48%減少したことを確認した。児玉ら⁹⁸⁾は厚さ 75mm の SFRC を敷設した鋼床版橋梁で静的載荷試験を行い、SFRC 舗装によってデッキプレートトトラフリブ溶接接合部近傍のひずみは約 35~94%減少し、横リブ交差部の溶接接合部近傍のひずみは、約 14~74%減少したことを確認した。

SFRC による鋼床版の疲労耐久性への効果に関しては、主に疲労試験によって検討されている。小野ら⁹⁹⁾は、厚さ 50mm の SFRC を敷設した実物大の鋼床版試験体に対して移動輪荷重疲労試験（輪荷重：69kN，載荷回数：440 万回）を行った。移動輪荷重疲労試験の結果、SFRC を敷設した鋼床版には 440 万回の繰り返し載荷によってもデッキ進展型の疲労き裂が発生しなかった。これは、無補強の鋼床版と比較して 8 倍以上の疲労寿命であり、疲労耐久性が向上したことを確認した。下里ら¹⁰⁰⁾は、デッキ進展型き裂（き裂深さ：約 8mm）が導入された実物大試験体に対して SFRC 舗装を敷設し、輪荷重走行試験（輪荷重：69kN，載荷回数：440 万回）を行った。試験の結果、デッキ進展き裂の進展は確認されなかったとした。村越ら¹⁰¹⁾はデッキ進展型き裂に対する SFRC 舗装のき裂進展抑制効果を明らかにするために、予めデッキ進展型き裂を導入した試験体（き裂深さ：約 5.9~10.8mm）に厚さ 50mm および厚さ 75mm の SFRC を敷設し、疲労試験（荷重範囲：50kN，載荷回数：1000 万回）を行った。疲労試験の結果、厚さ 50mm または厚さ 75mm の SFRC を敷設することでデッキ進展型き裂進展を抑制できることを確認した。

また、デッキプレートトトラフリブ溶接接合部近傍に施されたストップホール補修（図 2-7）に対して、SFRC 舗装が及ぼす影響も検証されている。弓削ら¹⁰²⁾はビート進展型き裂に対するストップホール補修が施工された鋼床版橋梁において、SFRC 舗装前後のストップホール周辺の応力計測を行っている。計測の結果、デッキプレート側の最大応力範囲は約 40~60%減少し、トラフリブ側の最大応力範囲は約 30%減少したことを確認している。下里ら¹⁰⁰⁾はストップホール施工済みのビート進展型き裂（ストップホール間の溶接部をプラズマ切断することで模擬したき裂）が導入された実物大試験体に対して SFRC 舗装を敷設し、輪荷重走行試験（輪荷重：69kN，載荷回数：440 万回）を行った。試験の結果、ビート進展き裂の進展は確認されなかったとした。

日名ら¹⁰³⁾は SFRC 舗装後に発生したビート進展型き裂に対するストップホール補修の有効性を確認するために、SFRC 舗装後のストップホール補修箇所のき裂進展状況を調査した。調査の結果、96 箇所のストップホールの内、き裂の再発が確認されたのは 5 箇所だけであったことを報告しており、SFRC 舗装後のストップホール補修がビート進展型き裂に対する有効な補修方法であることを確認した。

SFRC 舗装の耐久性に関しては、疲労試験や現場調査によって検討されている。小野ら⁹⁹⁾は厚さ 50mm の SFRC を敷設した実物大の鋼床版試験体に対して移動輪荷重疲労試験（輪荷重：69kN，載荷回数：440 万回）を行い、SFRC 表層に深さ約 10mm のひび割れや輪荷重直下での接着部の付着強度の低下を確認したが、鋼床版に対する補強効果は保持されていたことを確認している。小林ら¹⁰⁴⁾は SFRC 舗装敷設から約 10 年経過した供用中の鋼床版橋梁において、表面ひび割れ調査、付着強度試験、圧縮強度試験、中性化試験および応力計測を行った。調査の結果、SFRC 表面にひび割れなどの変状は無く、デッキプレートとの付着強度と SFRC の圧縮強度は品質管理基準と材齢 28 日での圧縮強度の基準値を満たしており、中性化の進行も無かったと報告している。また、SFRC 舗装施工直後の応力計測結果と約 10 年後の調査で計測した応力計測結果を比較し、SFRC 舗装の補強効果が継続して得られていることを確認した。村越ら¹⁰⁵⁾は SFRC 舗装を敷設した実物大鋼床版試験体に対して、主桁ウェブ上の SFRC のひび割れから水が侵入するという供用条件を模擬した試験を行った。この試験は①静的載荷試験によって主桁ウェブ上にひび割れを導入、②輪荷重走行試験（輪荷重：150kN，載荷回数：100 万回）を実施、③水張り状況下での輪荷重走行試験（輪荷重：150kN，載荷回数：200 万回）を実施、という手順で行っている。試験の結果、輪荷重走行試験（②の試験）終了時の SFRC 舗装上のひび割れは、静的載荷試験（①の試験）時と比較して主桁ウェブ上の全長に渡って進展したが、水張り状況下での輪荷重走行試験（③の試験）終了後時点でひび割れの進展は無かったとした。また、水張り状況下での輪荷重走行試験終了時において SFRC とデッキプレートの付着強度の低下が確認されなかったことから、少なくとも水張り状態で輪荷重 150kN の 200 万回載荷に対して供用安全性に支障をきたすような変状は生じていないとした。

以上のように、SFRC 舗装は我が国で広く普及している補強方法であり、その補強効果や耐久性は多くの研究によって検討されている。ただし、実橋梁に敷設された SFRC 舗装が鋼床版の変形挙動に及ぼす影響は十分に明らかではなく、SFRC 舗装のように変形挙動を抑制することで補強効果を発揮する補強方法においては、局部的なひびきへの補強効果に加えて鋼床版部材の変形挙動への補強効果も明らかにすることが重要であると考えられる。

2.4 まとめ

本章では、本研究で計測対象とした鋼床版の構造概要や我が国の疲労損傷事例などを述べた。次に既往研究から明らかとなっている疲労損傷の原因について述べ、鋼床版の変形計測において着目すべき変形挙動を明らかにした。さらに、鋼床版の疲労損傷に対する一般的な補修補強方法を述べるとともに、本研究で計測した補強方法である SFRC 舗装の概要を述べた。以下に得られた知見を示す。

- 1) 鋼床版は軽量であるといった特徴から、長大橋や高架橋などで採用されている構造形式である。我が国の鋼道路橋の中では最も早くに疲労を考慮した設計がなされた構造だが、近年では数多くの疲労損傷が発見され、疲労設計方法も見直されている。
- 2) 鋼床版の疲労損傷は、デッキプレート、縦リブおよび横リブに関係する損傷が全体の約 60%を占める。これらの損傷を引き起こす主な原因は自動車荷重によってデッキプレート、縦リブおよび横リブに引き起こされる面外変形であるため、変形計測では面外変形に着目する必要がある。また、橋軸直角方向の荷重位置や舗装剛性によって変形挙動やひずみ性状が変化するため、現場でのひずみ計測と変形計測は鋼床版において効果的な調査方法であるといえる。
- 3) 鋼床版の補修補強方法は疲労損傷が生じた箇所を補修補強する方法と鋼床版全体の剛性を高める補強方法の二つに大別することができ、我が国の都市高速道路では鋼床版全体の剛性を高める SFRC 舗装が多く採用されている。SFRC 舗装はデッキプレート上に SFRC を敷設することで鋼床版全体の剛性を向上させ、鋼床版に生じる変形挙動を抑制する補強方法である。既往研究では SFRC 舗装によるひずみの低減効果、鋼床版の疲労耐久性の向上および SFRC 舗装の耐久性などが検討されている。ただし、実橋梁に敷設された SFRC 舗装が鋼床版の変形挙動に及ぼす影響は十分に明らかではなく、SFRC 舗装のように変形挙動を抑制することで補強効果を発揮する補強方法においては、SFRC 舗装が変形挙動へ及ぼす影響も明らかにすることが重要であると考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造シリーズ 19 鋼床版の疲労，土木学会，2010.
- 2) 日本鋼構造協会標準化委員会，U リブ規格作成小委員会：鋼床版用 U 形鋼の JSS 規格，橋梁と基礎，80(7), 1980.
- 3) 近藤明雅，山田健太郎，青木尚夫，菊池洋一：鋼床版閉断面縦リブ現場溶接継手の疲労強度，土木学会論文報告集，340, 49-57, 1983.
- 4) Wolchuk, R.: Steel Orthotropic Decks -Developments in the 1990s-, *Transportation Research Record*, 1688, 30-37, 1999.
- 5) 日本道路協会：鋼道路橋の疲労設計指針，日本道路協会，2002.
- 6) 渡辺昇，大島久：鋼床版設計事例の全国調査と鋼床版の経済設計，橋梁と基礎，76(9), 6-10, 1976.
- 7) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造シリーズ 4 鋼床版の疲労，土木学会，1990.
- 8) Mustafa, S., Sekiya, H., Hayama, M. and Miki, C.: Effects of redecking from rc deck to orthotropic steel deck on seismic resistance of elevated girder bridges, *International Journal of Steel Structures*, 20(4), 1393-1404, 2020.
- 9) 堀江桂平，高田佳彦：阪神高速道路の鋼床版疲労損傷の現状と取り組み，鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，10, 55-69, 2007.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 鋼橋編，1980.
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 鋼橋編，2002.
- 12) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 鋼橋・鋼部材編，2017.
- 13) 平林泰明，牛越裕之，木ノ本剛：首都高速道路における鋼床版疲労損傷，鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集，10, 39-53, 2007.
- 14) 村越潤：鋼床版デッキプレートと U リブの溶接部の疲労性状と対策技術に関する研究，名古屋大学博士論文，2014.
- 15) Yuge, T., Machida, F., Morikawa, H., Miki, C., Kamiki, T, and Masui., T.: Analysis of fatigue damage patterns in orthotropic steel deck of Tokyo Metropolitan Expressways, *In Proc., Int. Orthotropic Bridge Conf.*, 531-542. Reston, VA: ASCE, 2004.
- 16) Wolchuk, R.: Lessons from weld cracks in orthotropic decks on three european bridges., *Journal of Structural Engineering*, 116(1), 75-84, 1990.
- 17) de Jong, F.: Overview fatigue phenomenon in orthotropic bridge decks in the Netherlands., *In Proc., Int. Orthotropic Bridge Conf.*, 489-512. Reston, VA: ASCE, 2004.
- 18) Battista, R.C., Pfeil, M.S. and Carvalho, E.M.L.: Fatigue life estimates for a slender orthotropic steel deck., *Journal of Constructional Steel Research.*, 64(1), 134-143., 2008.

- 19) Fisher, J.W., and Barsom, J.M.: Evaluation of cracking in the Rib-to-Deck welds of the Bronx-Whitestone Bridge, *Journal of Bridge Engineering*, 21(3): 04015065, 2016.
- 20) Steiner, J., Laier, R., Würfel, T. and Scherer, M.: Repairing fatigue damage on an orthotropic steel deck road bridge, *Engineering History and Heritage*, 170(3), 143–151, 2017.
- 21) Tecchio, G., F. Lorenzoni, M. Caldon, M. Donà, F. da Porto, and C. Modena.: Monitoring of orthotropic steel decks for experimentalevaluation of residual fatigue life., *Journal of Civil Structural Health Monitoring.*, 7(4), 517–539, 2017.
- 22) Champenoya, D., Génèreux, G, Hajar, Z., Simon, A. and Fyon, S.: Illzach Bridge: Innovative repair of orthotropic deck using ultra-high-performance fibre-reinforced concrete—return after 5 years, *Structural Engineering International*, 30, 387–392, 2019.
- 23) Zhu, Z., Xiang, Z., Li, J., and Carpinteri, A.: Fatigue damage investigation on diaphragm cutout detail on orthotropic bridge deck based on field measurement and FEM., *Thin-Walled Structures*, 157, 107106, 2020.
- 24) 村野益巳, 木ノ本剛, 齋藤豪 : 鋼床版デッキプレート方向き裂の半自動超音波探傷方法, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 63, VI–71, 2008.
- 25) 村越潤, 高橋実, 小池光裕, 木村友則 : 臨界屈折角近傍に調整した超音波斜角探触子による鋼床版デッキ進展き裂の探傷法の検討, 土木学会論文集 A1, 68(2), 453–464, 2012.
- 26) 白旗弘実, 上栗拓真 : フェーズドアレイ超音波探傷法による鋼床版デッキプレート進展き裂の非破壊評価, 土木学会論文集 A1, 72(1), 206–219, 2016.
- 27) 服部雅史, 牧田通, 館石和雄, 判治剛, 清水優, 八木尚人 : 鋼床版Uリブ・デッキプレート溶接部の内在き裂に対するフェーズドアレイ超音波探傷の測定精度, 土木学会論文集 A1, 74(3), 516–530, 2018.
- 28) Gurney, T.: *Fatigue of steel bridge decks*, HMSO, London, 1992.
- 29) Miki, C., and Suganuma, H.: Rehabilitation of strengthening of orthotropic steel bridge decks.” *In Bridge engineering handbook, second edition: Construction and maintenance*, edited by W.-F. Chen, and L. Duan, 489–536. London: CRC Press, 2014.
- 30) Cullimore, M. S. G., and J. W. Smith.: Local stresses in orthotropic steel bridge decks caused by wheel loads., *Journal of Constructional Steel Research.*, 1 (2), 17–26, 1981.
- 31) 小野秀一, 下里哲弘, 増井隆, 町田文孝, 三木千壽 : 既設鋼床版の疲労性能向上を目的とした補強検討, 土木学会論文集, 801, 213–226, 2005.
- 32) Sim, H.-B., and C.-M. Uang.: Stress analyses and parametric study on full-scale fatigue tests of rib-to-deck welded joints in steel orthotropic decks., *Journal of Bridge Engineering*, 17 (5), 765–773, 2012.

- 33) 三木千壽, 菅沼久忠, 冨澤雅幸, 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, 780, 57-69, 2005.
- 34) 菅沼久忠, 三木千壽: 鋼床版のデッキプレートとトラフリブ間の縦方向溶接部の疲労に対する EFFECTIVE NOTCH STRESS による評価, 土木学会論文集 A, 63(1), 35-42, 2007.
- 35) 三木千壽, 舘石和雄, 高木千太郎: 鋼床版縦リブ・横リブ交差部の応力実測とその分析, 構造工学論文集, 37A, 1163-1168, 1991.
- 36) Wolchuk R., and Ostapenko A.: Secondary stresses in closed orthotropic deck ribs at floor beams, *Journal of Structural Engineering (United States)*, 118(2), 582-595, 1992.
- 37) 三木千壽, 舘石和雄, 奥川敦志, 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, 519/I-32, 127-137, 1995.
- 38) 勝俣盛, 小笠原照夫, 町田文孝, 川瀬篤志, 溝江慶久: 合理化鋼床版の U リブ・横桁交差部の局部応力特性について, 構造工学論文集, 45A, 1241-1252, 1999.
- 39) 判治剛, 加藤啓都, 舘石和雄, 崔誠珉, 平山繁幸: 閉断面リブを有する鋼床版の横リブスリット部の局部応力特性, 構造工学論文集, 59A, 781-789, 2013.
- 40) 横関耕一, 横山薫, 冨永知徳, 三木千壽: 鋼床版縦横リブ交差部構造の高疲労強度化, 土木学会論文集 A1, 73(1), 206-217, 2017.
- 41) 高田佳彦, 木代穰, 中島隆, 薄井王尚: BWIM を応用した実働荷重と走行位置が鋼床版の疲労損傷に与える影響検討, 構造工学論文集 A, 55A, 1456-1467, 2009.
- 42) 高田佳彦, 薄井王尚, 山口隆司: 実橋計測に基づく幅員による走行位置のばらつきの違いと U リブ配置が鋼床版の応力性状に及ぼす影響検討, 構造工学論文集 A, 66A, 549-561, 2020.
- 43) Zhou X-Y, Treacy M, Schmidt, F, Brühwiler E, Toutlemonde F, Jacob B.: Effect on bridge load effects of vehicle transverse in-lane position: A case study, *Journal of Bridge Engineering*, 20(12), 04015020, 2015.
- 44) 森猛, 金子想, 林暢彦, 内田大介, 小笠原照夫: 鋼床版デッキ進展き裂の起点を対象とした応力影響面とその利用, 土木学会論文集 A1, 73(1), 21-31, 2017.
- 45) 森猛, 金子想, 林暢彦, 小笠原照夫, 内田大介: 鋼床版デッキ進展き裂を対象とした疲労損傷度に対するレーンマーク位置の影響, 土木学会論文集 A1, 74(1), 83-88, 2018.
- 46) 岩崎雅紀, 永田考, 西川武宏, 小塩達也, 山田健太郎: アスファルト舗装が鋼床版の疲労に及ぼす影響, 土木学会論文集, 563, 161-171, 1997.
- 47) 井口進, 石井博典, 石垣勉, 前野裕文, 鷺見高典, 山田健太郎: 舗装性状を考慮した鋼床版デッキプレートと U リブ溶接部の疲労耐久性の評価, 土木学会論文集 A, 66(1), 79-91, 2010.

- 48) Li M, Hashimoto K, Sugiura K.: Influence of asphalt surfacing on fatigue evaluation of rib-to-deck joints in orthotropic steel bridge decks, *Journal of Bridge Engineering*, 19(10), 04014038, 2014.
- 49) Li M, Suzuki Y, Wang H, Aoki Y, Adachi Y, Sugiura K.: Experimental study of asphalt surfacing influence on Rib-to-Deck joints considering temperature and dynamic effects, *Journal of Bridge Engineering*, 21(11), 04016077, 2016.
- 50) 新山惇, 佐藤昌志, 三田村浩, 岩崎雅紀, 岩井博典: 鋼床版縦リブ溶接部の疲労補強対策に関する一検討, 構造工学論文集, 47A, 1047-1054, 2001.
- 51) 日本道路協会: 道路橋補修・補強事例集 (2009年版), 2009.
- 52) 斎藤史朗, 後藤良和, 倉田幸宏, 杉村誠: 「天白大橋」鋼床版当て板補強の施工と解析, 石川島播磨技報, 橋梁特集号, 95-102, 2007.
- 53) 田畑晶子, 木代穰, 西岡勉: 鋼床版デッキプレート貫通亀裂に対する補修調査報告, 阪神高速道路株式会社, 技報 23 号, 2006.
- 54) 塚狭研治, 桑原英之: 交通供用下における疲労亀裂補修, 駒井ハルテック技報, 2, 80-81, 2012.
- 55) 神田信也, 高橋成典, 村井啓太, 斎藤豪: 既設鋼床版閉断面 Y リブの疲労き裂対策検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 67, I-301, 2012.
- 56) 阪神高速道路管理技術センター: 阪神高速道路における鋼橋の疲労対策, 2012.
- 57) 九鬼智絵, 塚本成昭, 岡本亮二, 青木康素, 薄井王尚: U リブと横リブ交差部の疲労き裂に対するアングル材当て板補強効果の実橋検証, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 69, I-002, 2014.
- 58) 橋梁事業本部工事統括リブリ工部: 阪神高速 5 号湾岸線の大規模修繕工事の紹介ー鋼床版当て板補強ー, 日本ファブテック技報, 2, 82-83, 2018.
- 59) 濱田哲郎, 岩田祥史, 原考志: 吉野川大橋 (上り) 補修工事～橋齢 30 年の鋼床版箱桁の疲労き裂を補修～, 川田技報, 38, 2019.
- 60) 石川誠, 溝江慶久, 江崎正浩, 村越潤, 梁取直樹: 鋼床版のトラフリブー横リブ交差部に発生した疲労き裂に対する補修・補強検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 62, I -002, 2007.
- 61) 日名誠太, 平野秀一: 首都高速道路における鋼床版の疲労損傷と対策, 橋梁と基礎, 8, 2020.
- 62) 牛越裕幸, 下里哲弘, 木下琢雄, 弓削太郎: 鋼床版デッキプレートとトラフリブ溶接部に発生した亀裂の進展性状と応急対策状況, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 61, I -544, 2006.
- 63) 清川昇悟, 牛越裕幸, 下里哲弘, 弓削太郎: 鋼床版デッキートラフリブ溶接部に対する損傷対策と応力性状, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 62, I -015, 2007.

- 64) 斎藤豪, 鳥羽正樹, 木ノ本剛, 大道祐紀: 鋼床版トラフリップの取替えによる補修の効果と応力性状の確認, 土木学会年次学術講演会講演概要集, 63, I -202, 2008.
- 65) 小林裕輔, 奥原正大, 五十嵐三雄, 宇佐美隆宜: 鋼床版の疲労損傷と補修・補強の一例—鋼上部工補強工事 3-4—, 宮地技報, 27, 78–81, 2014.
- 66) 高田佳彦, 坂野昌弘: 交通規制を必要としない既設鋼床版の疲労損傷対策に関する検討, 土木学会論文集 A1, 67(1), 13–26, 2011.
- 67) 丹波寛夫, 木村聡, 山口隆司, 杉山裕樹, 田畑晶子, 高田佳彦: 既設鋼床版に対する下面補強工法である鋼板補強モルタル充填併用工法の構造合理化の検討, 構造工学論文集 A, 59A, 767–780, 2013.
- 68) 森下弘大, 山口隆司, 八ツ元仁, 田畑晶子: U リブ鋼床版下面補強工法の補強範囲に関する解析的検討, 構造工学論文集 A, 64A, 583–593, 2018.
- 69) Guo, T., Liu, J., Deng, Y. and Zhang Z.: Fatigue performance of orthotropic steel decks with FRP Angles: field measurement and numerical analysis, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 33(4), 04019042, 2019.
- 70) 田畑晶子, 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 A, 56A, 1356–1369, 2010.
- 71) 溝上善昭, 森山彰, 小林義弘, 坂野昌弘: U リブ鋼床版ビード貫通亀裂に対する下面補修工法の提案, 土木学会論文集 A1, 73(2), 456–472, 2017.
- 72) Liu, J., Guo, T., Feng, D. and Liu, Z.: Fatigue performance of rib-to-deck joints strengthened with FRP angles, *Journal of Bridge Engineering*, 23(9), 04018060, 2018.
- 73) 川上順子, 高田佳彦, 坂野昌弘: 鋼床版デッキと U リブ溶接部の疲労損傷に対する供用下溶接補修工法に関する検討, 鋼構造論文集, 22(85), 85–100, 2015.
- 74) Ishikawa T., Shimizu M., Tomo H., Kawano H., Yamada K.: Effect of compression overload on fatigue strength improved by ICR treatment., *International Journal of Steel Structures*, 13(1), 175–181, 2013.
- 75) Yuanzhou, Z., Ji, B., Fu, Z. and Ge, H.: Local stress variation in welded joints by ICR treatment., *Journal of Constructional Steel Research*, 120, 45–51, 2016.
- 76) de Jong, F., and Kolstein, M.H.: Strengthening a bridge deck with high performance concrete, *In Proc., Int. Orthotropic Bridge Conf.*, 328–347. Reston, VA: ASCE, 2004.
- 77) Shao, X., and J. Cao.: Fatigue assessment of steel-UHPC lightweight composite deck based on multiscale FE analysis: Case study.” *Journal of Bridge Engineering*, 23 (1), 05017015, 2018.
- 78) Pei, B., L. Li, X. Shao, L. Wang, and Y. Zeng.: Field measurement and practical design of a lightweight composite bridge deck.” *Journal of Constructional Steel Research*. 147, 564–574, 2018.

- 79) Zhu, Z., T. Yuan, Z. Xiang, Y. Huang, Y. E. Zhou, and X. Shao.: Behavior and fatigue performance of details in an orthotropic steel bridge with UHPC-deck plate composite system under in-service traffic flows., *Journal of Bridge Engineering*, 23 (3), 04017142, 2018.
- 80) Wang, Y., Shao, X., Chen, J., Cao, J., and Deng, S.: UHPC-based strengthening technique for orthotropic steel decks with significant fatigue cracking issues., *Journal of Constructional Steel Research*, 176, 106393, 2021.
- 81) Teixeira De Freitas, S., Kolstein, H., and Bijlaard, F.: Fatigue assessment of full-scale retrofitted orthotropic bridge decks, *Journal of Bridge Engineering*, 22(11), 04017092, 2017.
- 82) 三木千壽, 加納隆史, 片桐誠, 菅沼久忠 : UFC パネル貼付による鋼床版の疲労補強, 鋼構造論文集, 15(58), 2008.
- 83) 服部雅史, 舘石和雄, 判治剛, 清水優 : 鋼床版の U リブ溶接部からデッキプレートに進展した疲労き裂に対する UHPFRC 敷設による対策効果, 土木学会論文集 A1, 76(3), 542–559, 2020.
- 84) 首都高速道路株式会社 : 首都高速道路の更新計画について, 国土幹線道部会資料, 2014.6.
- 85) 阪神高速道路株式会社 : 長期維持管理技術委員会の概要と経緯 (資料 No.2), 2021 年度第 1 回長期維持管理委員会, 2022.2.
- 86) 国土交通省関東地方整備局東京国道事務所 国道 357 号鋼床版疲労対策委員会 : 国道 357 号鋼床版疲労対策方針, 2016.3.
- 87) 井手迫瑞樹 : 新利根川橋で SFRC を用いて鋼床版を補強, 道路構造物ジャーナル NET , <https://www.kozobutsu-hozen-journal.net/walks/11334/> , 2015.2.6 (閲 覧 2022.3.12).
- 88) 井手迫瑞樹 : 国土交通省千葉国道 市川大橋鋼床版補強に SFRC+CFRP グリッドで補強 , 道路構造物ジャーナル NET , <https://www.kozobutsu-hozen-journal.net/walks/15901/> , 2020.10.26, (閲 覧 2022.3.12).
- 89) 井手迫瑞樹 : 埼玉県 行田大橋で同県初の鋼床版上 SFRC+CFRP グリッド補強を施工 , 道路構造物ジャーナル NET , <https://www.kozobutsu-hozen-journal.net/walks/15910/> , 2020.11.16, (閲 覧 2022.3.12).
- 90) 独立行政法人土木研究所, 株式会社横河ブリッジ : 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) 報告書—SFRC 舗装した鋼床版実大供試体の静的載荷および移動輪荷重試験—分冊 1/2, 2010.
- 91) 木下孝樹, 鎌田修, 白井悠 : 解体可能な接着剤を用いた鋼床版 SFRC 舗装の接合技術の研究, 土木学会論文集 E1, 76(1), 36–50, 2020.

- 92) 若林登：鋼床版の疲労対策技術の性能検証，第 16 回 鋼構造と橋に関するシンポジウム論文報告集, 61-73, 2013.
- 93) 菊池孝雄，児玉孝喜，後藤和満：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集, 10, 1-10, 2007.
- 94) 児玉孝喜，緑川和由，玉越隆史，村越潤，山本洋司，一瀬八洋，太田孝二：大平高架橋の鋼床版における SFRC 舗装によるひずみ低減効果，第 6 回道路橋床版シンポジウム論文報告集, 111-120, 2008.
- 95) 独立行政法人土木研究所，株式会社横河ブリッジ，株式会社 NIPPO，鹿島道路株式会社，大成ロテック株式会社：鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究（その 2・3・4）報告書－SFRC 舗装による既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル，2009.
- 96) 石井博典，井口進，春日井俊博，村越潤，梁取直樹：既設鋼床版の SFRC 舗装による応力低減効果と破壊性状に関する検討，構造工学論文集，59A, 1138-1149, 2013.
- 97) 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, 62(4), 950-963, 2006.
- 98) 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，56A, 1249-1258, 2010.
- 99) 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, 65(2), 335-347, 2009.
- 100) 下里哲弘，若林登，稲葉尚文，富田芳男，小野秀一，渡辺真至：疲労損傷を受けた鋼床版にける SFRC 補強後の疲労耐久性検証試験，土木学会年次学術講演会講演概要集, 62,I-022, 2007.
- 101) 村越潤，森猛，幅三四郎，小野秀一，佐藤歩，高橋実：デッキ進展き裂を有する鋼床版に対する SFRC 舗装のき裂進展抑制効果，土木学会論文集 A1, 75(2), 194-205, 2019.
- 102) 弓削太郎，牛越裕幸，仲野孝洋，下里哲弘：実橋鋼床版き裂補修部における SFRC 補強前後の応力計測結果，土木学会年次学術講演会講演概要集, 62, I-021, 2007.
- 103) 日名誠太，平野秀一，平山繁幸：SFRC 補強後に発見されたビート貫通き裂の補修方法検討，土木学会年次学術講演会講演概要集, 75,I-62, 2020.
- 104) 小林明史，深山大介，平野秀一：施工後 10 年経過した鋼床版 SFRC 舗装の追跡調査，土木学会年次学術講演会講演概要集, 73,I-134, 2018.

- 105) 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, 69(3), 416-428, 2013.

第 3 章 変形計測に基づく鋼床版トラフリブの局部ひずみの発生メカニズムの同定

3.1 概説

本章では鋼床版トラフリブに生じる変形挙動と局部ひずみの発生メカニズムを同定することを目的に、供用中の鋼床版橋梁で MEMS 慣性センサ，接触式変位計およびひずみゲージを用いた現場計測を行った。また，MEMS 加速度センサによって，鋼床版箱桁橋に生じる主桁変位を算出した。

まず，2 節では現場計測を行った供用中の鋼床版箱桁橋梁の概要，計測機器の設置位置および車両走行試験の方法について述べた。次に，3 節ではトラフリブ周辺および主桁下フランジに設置した MEMS 慣性センサ（ジャイロ）で計測した角速度と主桁下フランジに設置した MEMS 加速度センサにて計測した加速度を自由振動法によって回転と変位へ変換する手順とその結果について述べた。続いて，4 節ではトラフリブ周辺に設置した接触式変位計によって計測した変位の結果について述べた。さらに，5 節では接触式変位計と MEMS 慣性センサ（ジャイロ）から得られた変位と回転に基づいて，鋼床版トラフリブに生じる変形を可視化する方法を述べた。最後に，6 節では横リブ支間中央と横リブ交差部のトラフリブの変形を可視化することで，車両走行によって生じるトラフリブの変形挙動を明らかにした。さらに，横リブ支間中央のトラフリブウェブに生じる局部ひずみの発生原因を明らかにした。本章は参考文献 1 および参考文献 2 の内容に基づき記述する。

3.2 計測概要

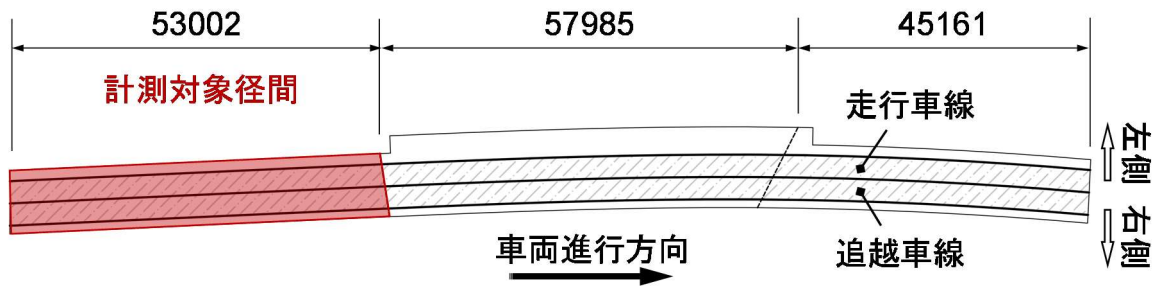
3.2.1 試験橋梁

試験橋梁の外観を写真 3-1 に示す。試験橋梁は首都高速道路（株）の管理するダブルデッキ構造の 3 径間連続鋼床版箱桁橋梁であり、本研究では上層橋梁の第一径間を計測対象とした（図 3-1 (a)）。図 3-1 (a and b) に示すように、試験橋梁の支間長は $53002\text{mm}+57985\text{mm}+45161\text{mm}$ であり、幅 3250mm の一方通行の車両走行車線を 2 車線有している。また、デッキプレート上には厚さ 80mm のアスファルト舗装が敷設されている（図 3-1 (b)）。

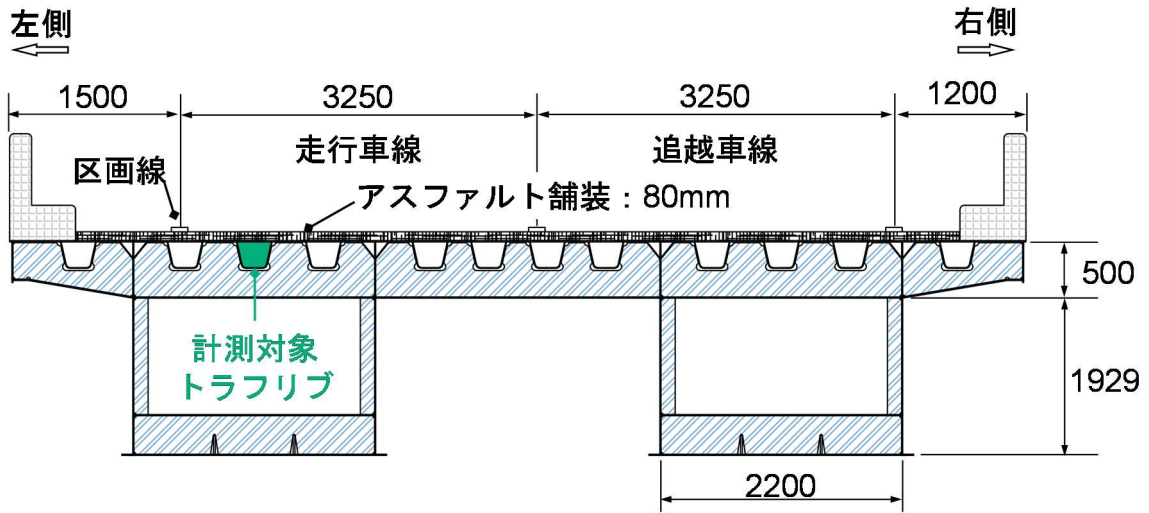
図 3-1 (c) に示すように、鋼床版は厚さ 12mm のデッキプレート、 $320\times 240\times 6\text{mm}$ のトラフリブおよび厚さ 9mm の横リブで構成されている。横リブウェブの上端と下端には、横リブとトラフリブを溶接するためのスカラップとスリットが設けてあり、トラフリブは横リブを貫通する構造となっている。横リブ交差部の構造詳細は、試験橋梁が建設された 1980 年代の日本での標準的な構造詳細である。



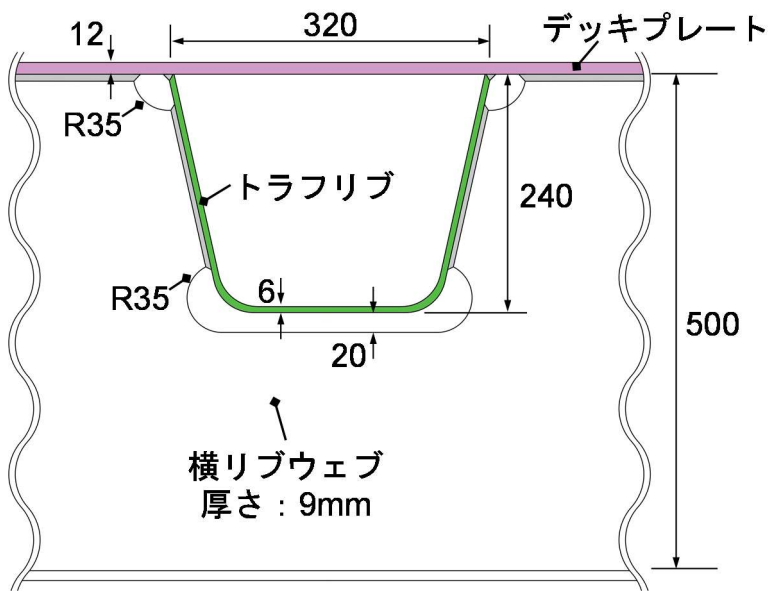
写真 3-1 対象橋梁の外観（著者撮影）



(a) 対象橋梁平面図 (上層橋梁)



(b) 計測対象径間の断面図



(c) トラフリブおよびトラフリブー横リブ交差部詳細

図 3-1 対象橋梁 (単位:mm)

3.2.2 計測位置

計測位置の平面図を図 3-2 に示す。本計測は第一径間支間中央付近の走行車線側の箱桁内部で行った。計測対象のトラフリブは箱桁内部中央のトラフリブであり、大型車両の左輪が走行する位置である。したがって、計測対象のトラフリブは厳しい疲労環境に晒されていると考えられる。横リブ支間中央の A 断面と横リブ交差部の B 断面には、ひずみゲージ、接触式変位計、MEMS 加速度センサおよび MEMS 慣性センサを設置した。C 断面および D 断面には、試験車両の進入と退出を検知する MEMS 慣性センサとひずみゲージを設置した。E 断面の主桁ウェブおよび主桁下フランジには、主桁応答を取得するためのひずみゲージを設置した。

A 断面～E 断面のひずみゲージ設置位置を図 3-3 (a～d) に示す。A 断面および B 断面の溶接部近傍のひずみゲージ設置位置は、鋼床版の疲労き裂の中でも発生割合の高い Type1 および Type4 の疲労き裂（第 2 章 3 節 1 項参照）の発生位置近傍とした。B 断面の橋軸方向のひずみゲージ設置位置は、横リブウェブの板厚中央（4.5mm）の位置である。使用したひずみゲージは 3 軸ひずみゲージ（ゲージ長：1mm）とした。なお、A 断面と B 断面の溶接部近傍に疲労き裂が無いことは目視によって確認している。

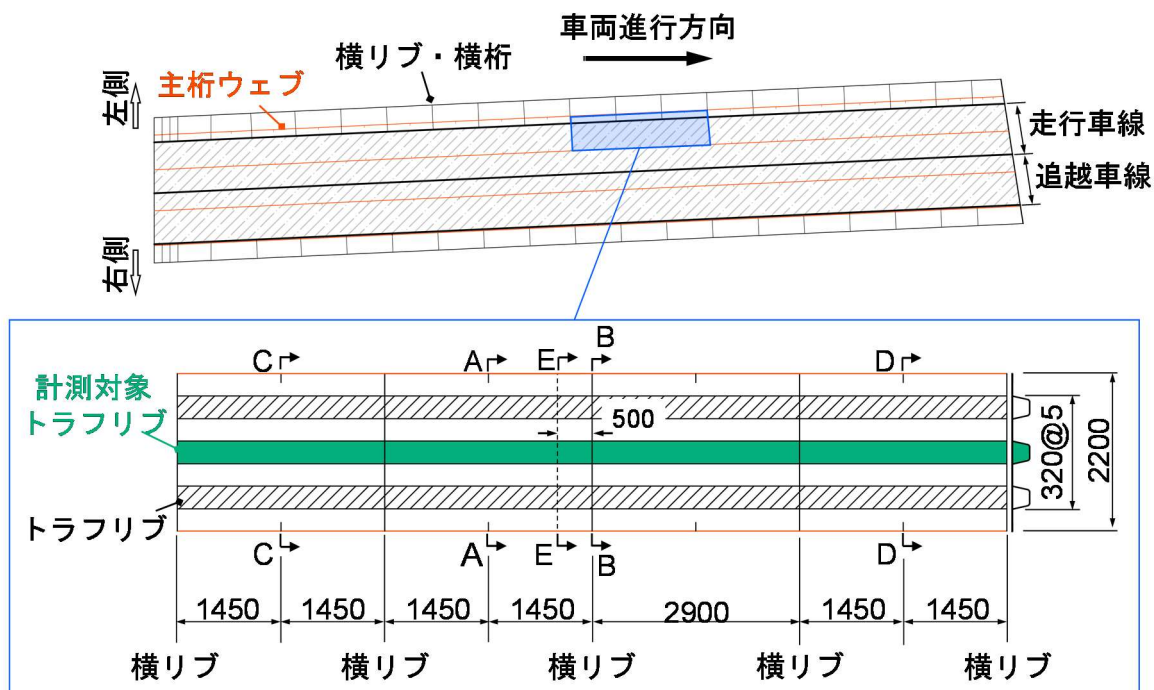


図 3-2 計測位置

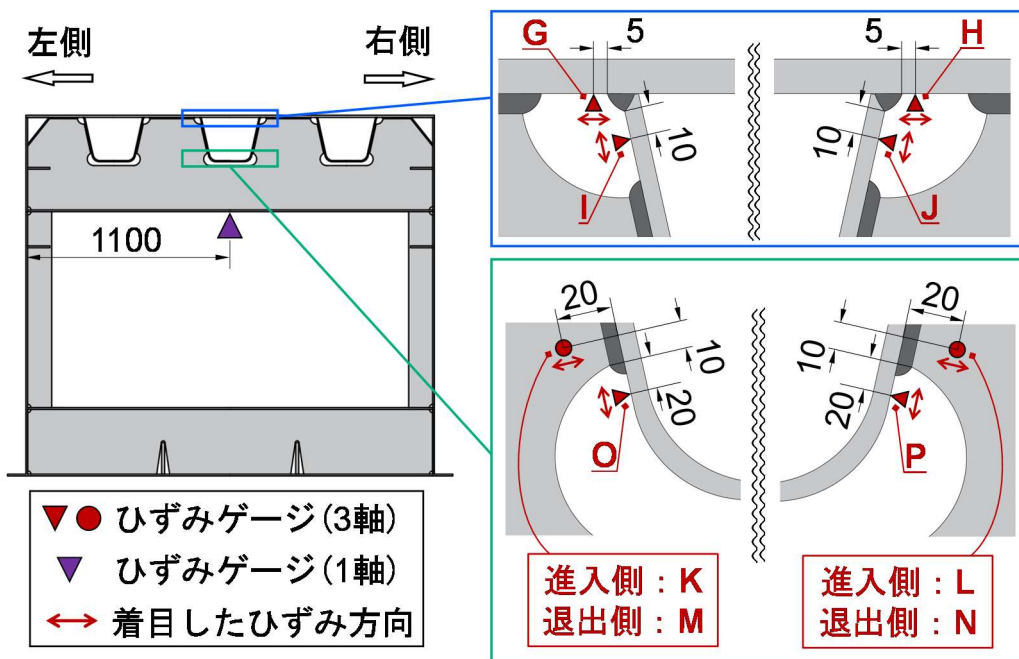
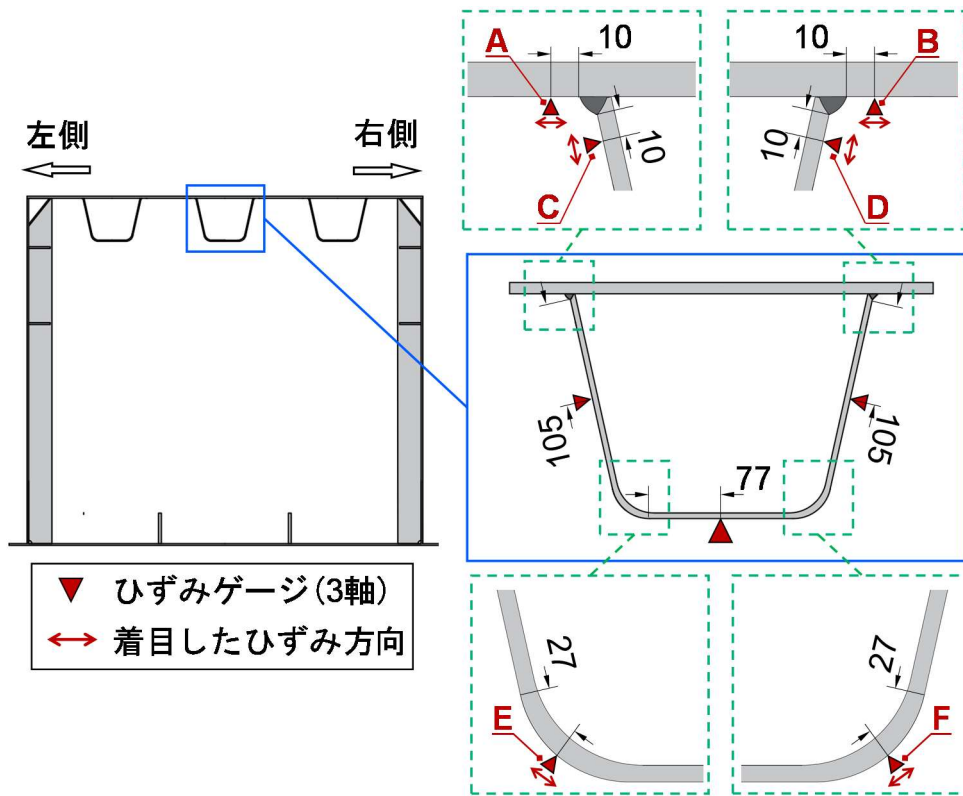
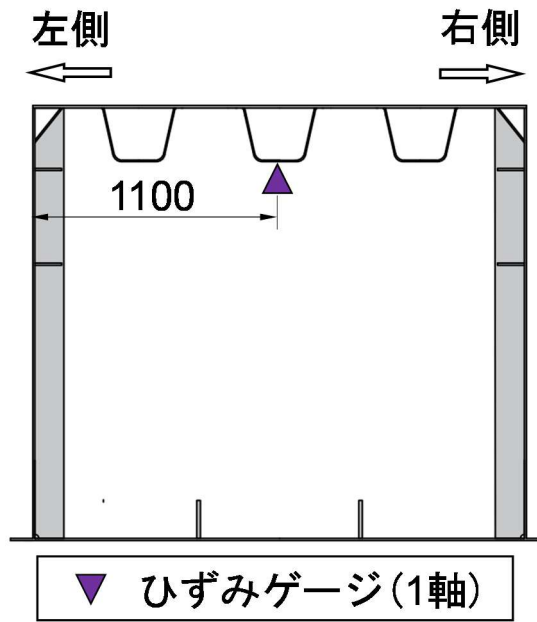
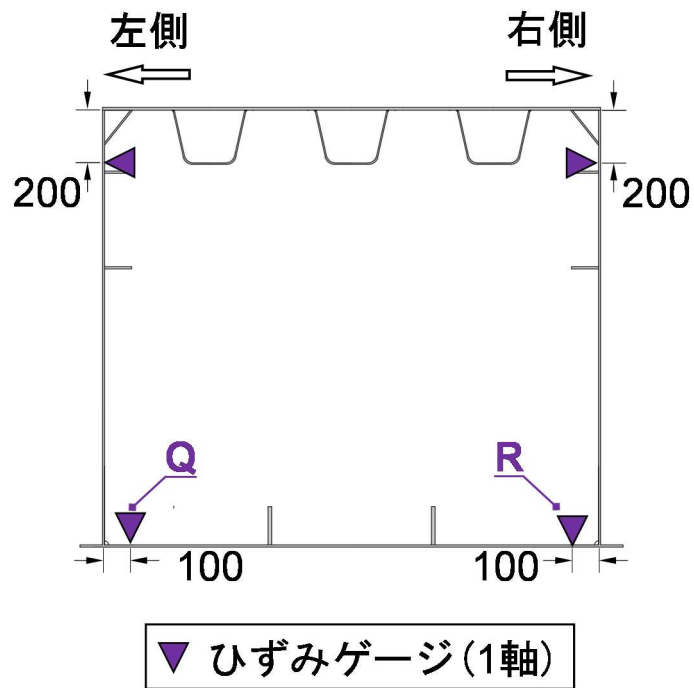


図 3-3 ひずみゲージ設置位置



(c) C断面およびD断面



(d) E断面

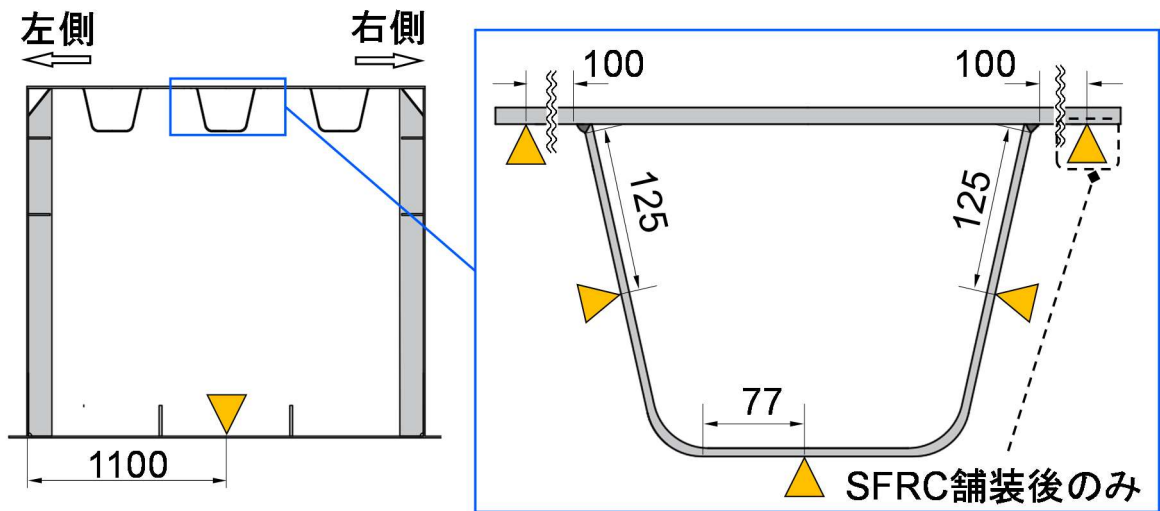
図 3-3 ひずみゲージ設置位置 (続き)

B断面の横リブ下フランジの橋軸直角方向, C断面およびD断面のトラフリブ下フランジの橋軸方向, E断面の主桁ウェブおよび主桁下フランジの橋軸方向には, 1軸ひずみゲージ(ゲージ長: 3mm)を設置した. 図3-3(a, b, d)に示したA~Rは, 第3章および第4章で用いた計測点を示しており, 計測点A~Pには本研究で着目したひずみ方向も併せて示している.

図3-4(a~c)にA断面~D断面に設置したMEMS慣性センサとMEMS加速度センサの設置位置を示す. A断面およびB断面のMEMS慣性センサとMEMS加速度センサはトラフリブの周辺と主桁下フランジに設置しており(図3-4(a and b)), それぞれのセンサは隣り合うように設置した(写真3-2). C断面およびD断面のデッキプレート下面には, 車両進入時刻および退出時刻の検出を目的としたMEMS慣性センサ(加速度)を設置した(図3-4(c)). これらのセンサはマグネット治具を用いて設置した.

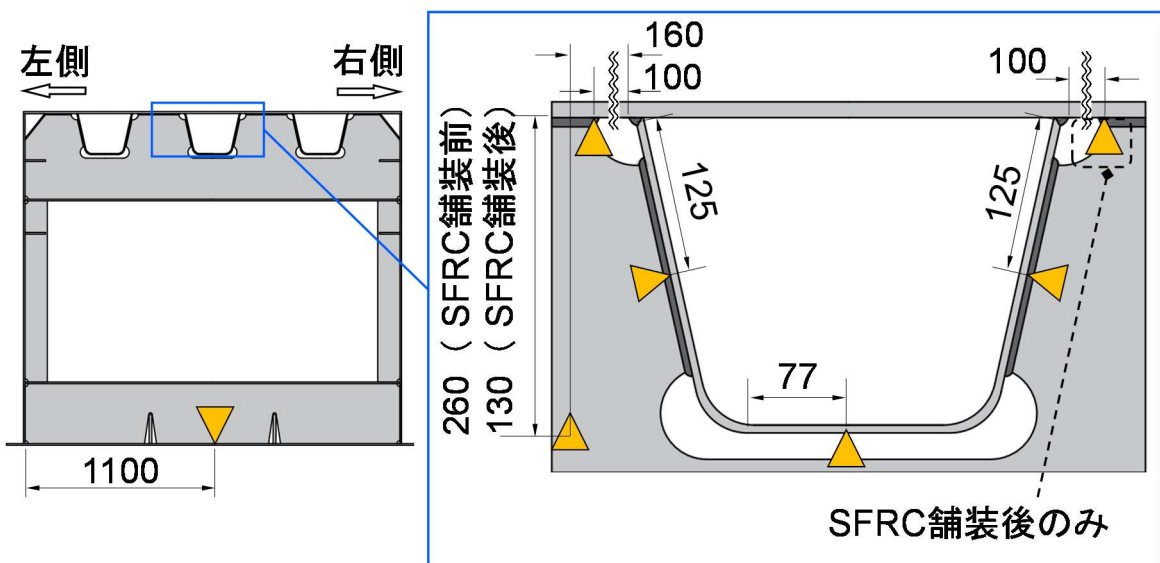
図3-5(a and b)にA断面とB断面に設置した接触式変位計の設置位置を示す. A断面とB断面では, デッキプレートトラフリブウェブ間と主桁下フランジトラフリブ下フランジ間の橋軸方向, 橋軸直角方向および鉛直方向の3方向の変位を計測した. また, B断面ではトラフリブウェブ横リブウェブ間の3方向の変位も計測した(図3-5(b)). なお, A断面とB断面の右側の各接触式変位計は, SFRC舗装後の現場計測時(第4章)にのみ設置していることに留意されたい. 3方向の変位計測は立方体のターゲット(約25×25×25mm)を用いて行った(図3-6). 本研究ではA断面とB断面のデッキプレートトラフリブウェブ間と主桁下フランジトラフリブ下フランジ間の橋軸直角方向変位に着目しており, 主桁下フランジとデッキプレートを固定点であると仮定した. これは, デッキプレートと主桁下フランジの橋軸直角方向には変位が殆ど生じないと考えられるためである.

図3-7(a and b)に示すように, A断面とB断面に設置した接触式変位計, MEMS慣性センサ(ジャイロ)およびMEMS加速度センサは, 計測機器間の干渉を避けるために橋軸方向にオフセットして設置した. 図3-7(a)に示すように, A断面の接触式変位計はA断面からB断面に向かって約65mm~約100mmオフセットして設置し, MEMS慣性センサ(ジャイロ)とMEMS加速度センサはA断面直上に設置した. 図3-7(b)に示すように, B断面の接触式変位計はB断面の横リブウェブからA断面に向かって約100~150mmオフセットして設置し, MEMS慣性センサ(ジャイロ)とMEMS加速度センサはB断面の横リブウェブからA断面に向かって約300mmオフセットして設置した.



▼ MEMS慣性センサおよびMEMS加速度センサ

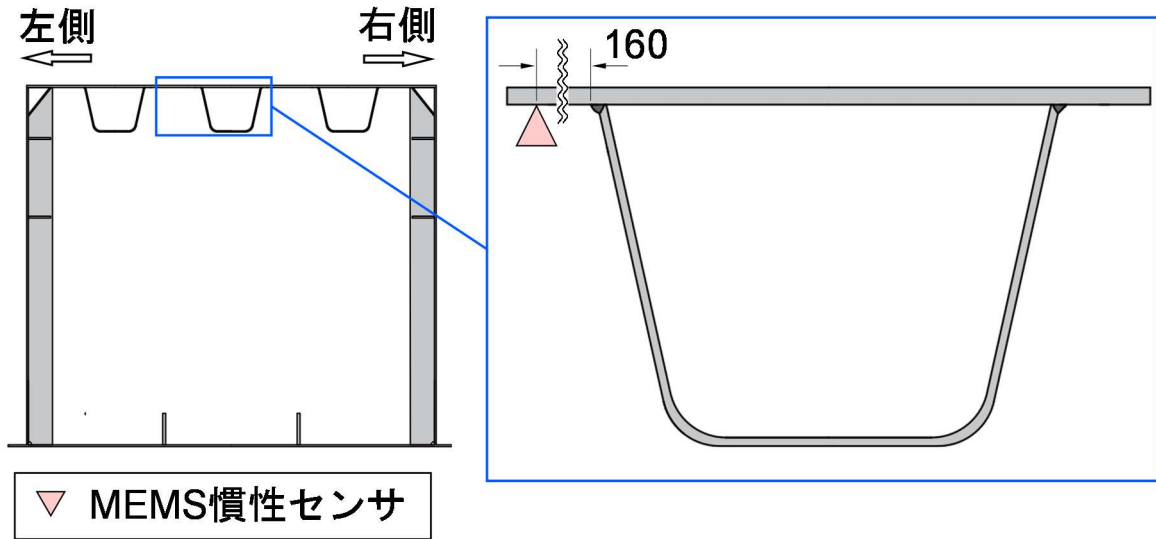
(a) A断面



▼ MEMS慣性センサおよびMEMS加速度センサ

(b) B断面

図 3-4 MEMS センサ設置位置



(c) C断面およびD断面

図 3-4 MEMS センサ設置位置 (続き)

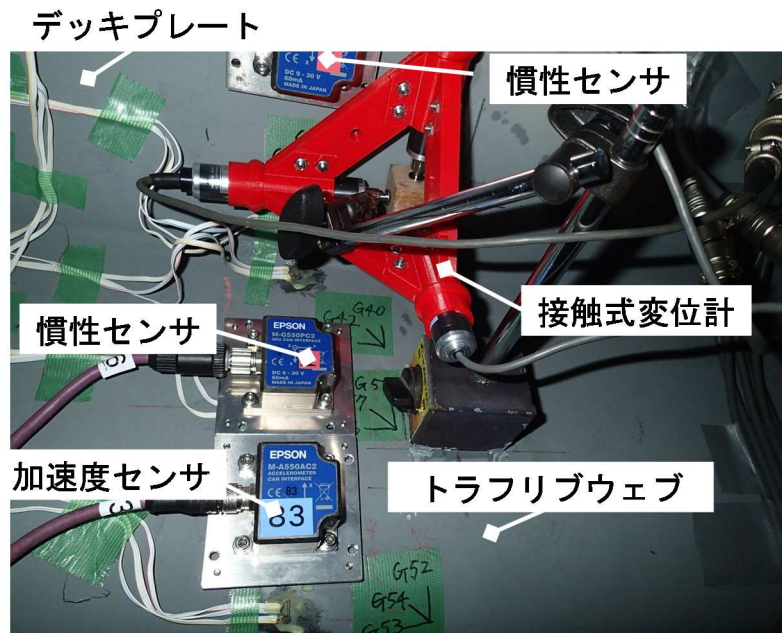
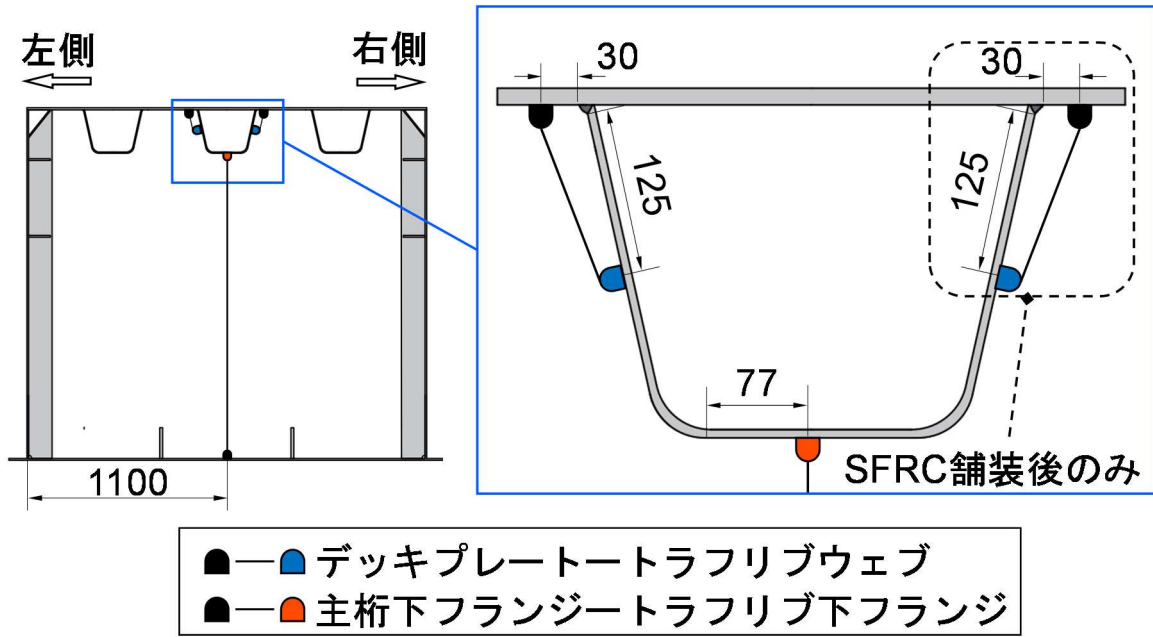
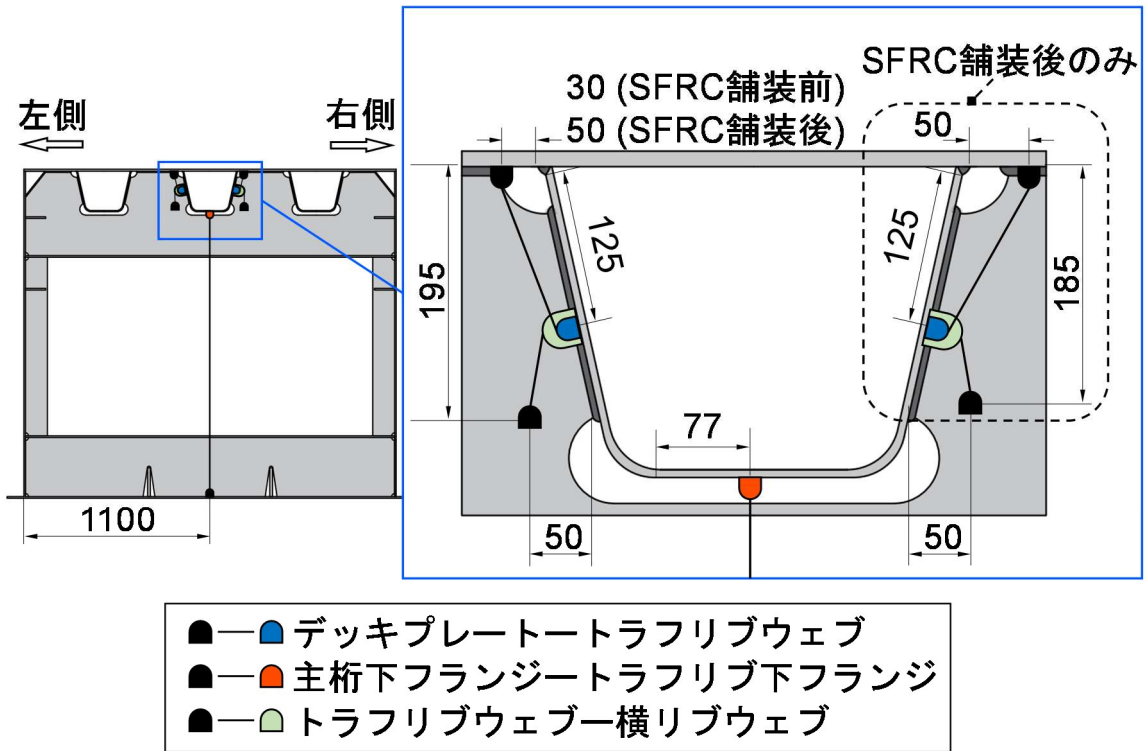


写真 3-2 計測機器の設置状況



(a) A断面



(b) B断面

図 3-5 接触式変位計の設置位置

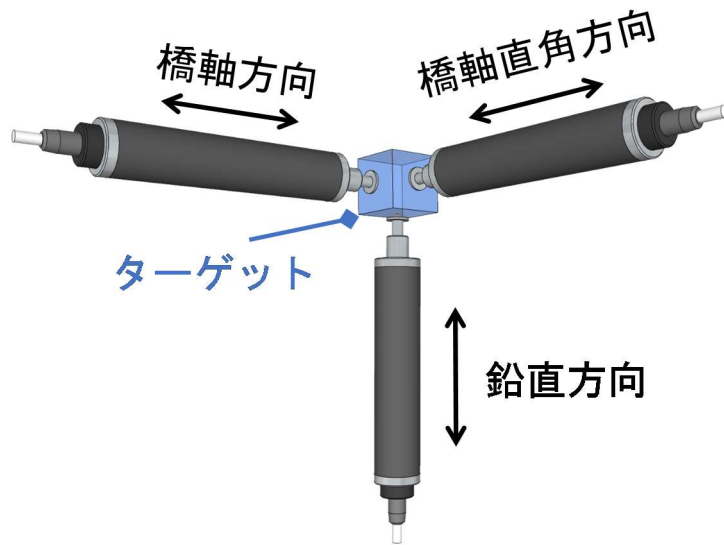
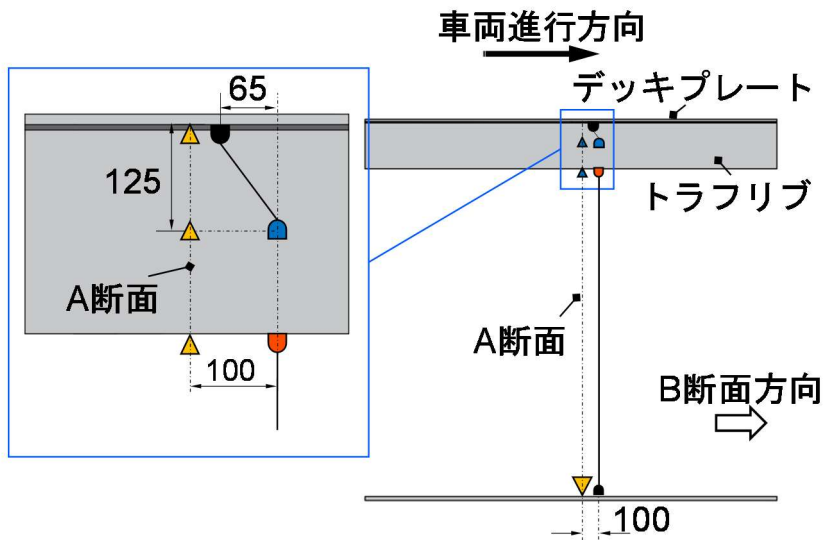


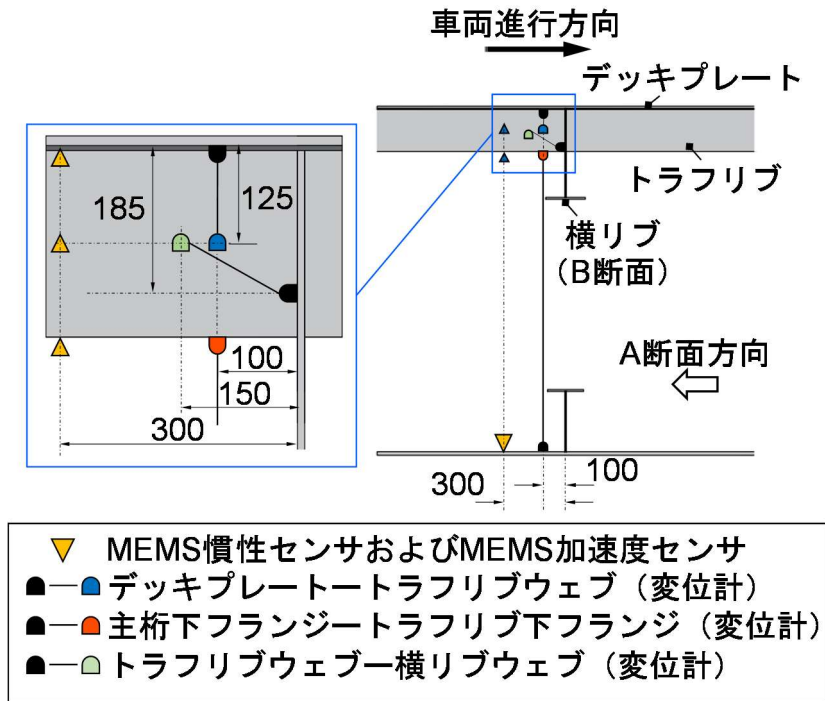
図 3-6 ターゲットを用いた 3 方向の変位計測



- ▼ MEMS慣性センサおよびMEMS加速度センサ
- デッキプレートトラフリブウェブ (変位計)
- 主桁下フランジトラフリブ下フランジ (変位計)

(a) A 断面

図 3-7 各センサの橋軸方向設置位置



(b) B断面

図 3-7 各センサの橋軸方向設置位置（続き）

表 3-1~3 に現場計測に用いた接触式変位計, MEMS 慣性センサおよび MEMS 加速度センサの仕様を示す. なお, 図 3-3~5 および図 3-7 に示した計測機器には第 3 章と第 4 章で使用していない計測機器が含まれていることに留意されたい.

表 3-1 MEMS 慣性センサ (gyro) の諸元

モデル	サンプリング 周波数 (Hz)	周波数帯域幅 (Hz)	測定範囲 (degrees/s)	分解能 (degrees/s)	ノイズ密度 [(degrees/s)/√Hz]
M-G550PC2 (セイコー エプソン)	100	200(-3 dB)	±150	0.008	0.002

表 3-2 MEMS 慣性センサ (加速度) と MEMS 加速度センサの諸元

モデル	サンプリング 周波数 (Hz)	周波数帯域幅 (Hz)	測定範囲 (m/s ²)	分解能 (μm/s ²)	ノイズ密度 [μm/(s ² √Hz)]
慣性センサ (加速度) M-G550PC2 (セイコー エプソン)	500	200(-3dB)	±49.0	1,961	1,961
加速度センサ M-G550AC2x (セイコー エプソン)	100	50(-6dB)	±49.0	0.59	4.9

表 3-3 接触式変位計の諸元

モデル	サンプリング 周波数 (Hz)	容量 (mm)	非直線性 (mm)	感度 (×10 ⁻⁶ strain/mm)
CDP5 (東京測器研究所)	100	0-5	0.15%Ro	2,000

3.2.3 車両走行試験

車両走行試験では、交通量の少ない深夜の一般交通下で試験車両を複数回走行させた。試験車両は約 50km/h の一定速度で走行させ、単独で試験橋梁を走行するように留意した。車両走行試験に使用した試験車両の諸元を表 3-4 に、試験車両の外観を写真 3-3 に示す。

表 3-4 試験車両の諸元

軸重および総重量 (kN)	1 軸目	46.5
	2 軸目	44.4
	3 軸目	75.2
	4 軸目	73.2
	総重量	239.3
軸間距離 (mm)	1 軸目 - 2 軸目	1,850
	2 軸目 - 3 軸目	4,380
	3 軸目 - 4 軸目	1,200



写真 3-3 試験車両の外観（著者撮影）

3.3 自由振動法による変位と回転の算出

3.3.1 車両検知結果

自由振動法は橋梁が車両の進入前後においても常に自由振動していることに着目し、橋梁に車両が存在しない自由振動時の速度、変位および回転に基づいて、変位応答や回転応答を算出する手法である。したがって、自由振動法では橋梁に生じた各応答を自由振動時の時間（自由振動領域）と車両走行時の時間（強制振動領域）に分離する必要がある。鋼 I 桁橋梁の場合、MEMS 慣性センサを主桁端部の補剛材に設置し、車両の進入および退出時間を計測することで自由振動領域と強制振動領域を分離している^{3),4)}。しかしながら、本研究の試験橋は全長約 156m の 3 径間連続橋梁であるため、計測機器を繋ぐケーブルの長さが必要となり、主桁端部に MEMS 慣性センサを設置することが困難であった。そこで、本研究では C 断面および D 断面に設置した MEMS 慣性センサ（図 3-4(c)）で計測した加速度応答から、試験車両が試験橋梁上を走行していた時間を推定した。

図 3-8 に C 断面（進入側）と D 断面（退出側）に設置した MEMS 慣性センサにて計測した橋軸方向加速度応答を示す。C 断面と D 断面で計測した加速度応答には、試験車両の各車軸によって生じた鋭敏な加速度応答を確認できる。また、試験車両の走行速度は、試験車両の第 1 軸と第 2 軸による加速度応答の時間差（図 3-8）と車軸間距離 1.85m（表 3-4）から約 47.6 km/h と推定できる。さらに、16s~44s において試験車両以外の加速度応答が確認できないことから、試験車両は単独で走行していたと推測される。

試験車両が試験橋梁へ進入および退出した時間は、車両走行速度、試験橋梁の橋長約 156m、C 断面と D 断面の位置関係から算出することができ、それぞれ約 22.8s、約 34.1s と推定できる。本研究では進入時刻と退出時刻の推定誤差を考慮して、20s~40s の区間を強制振動領域とした。

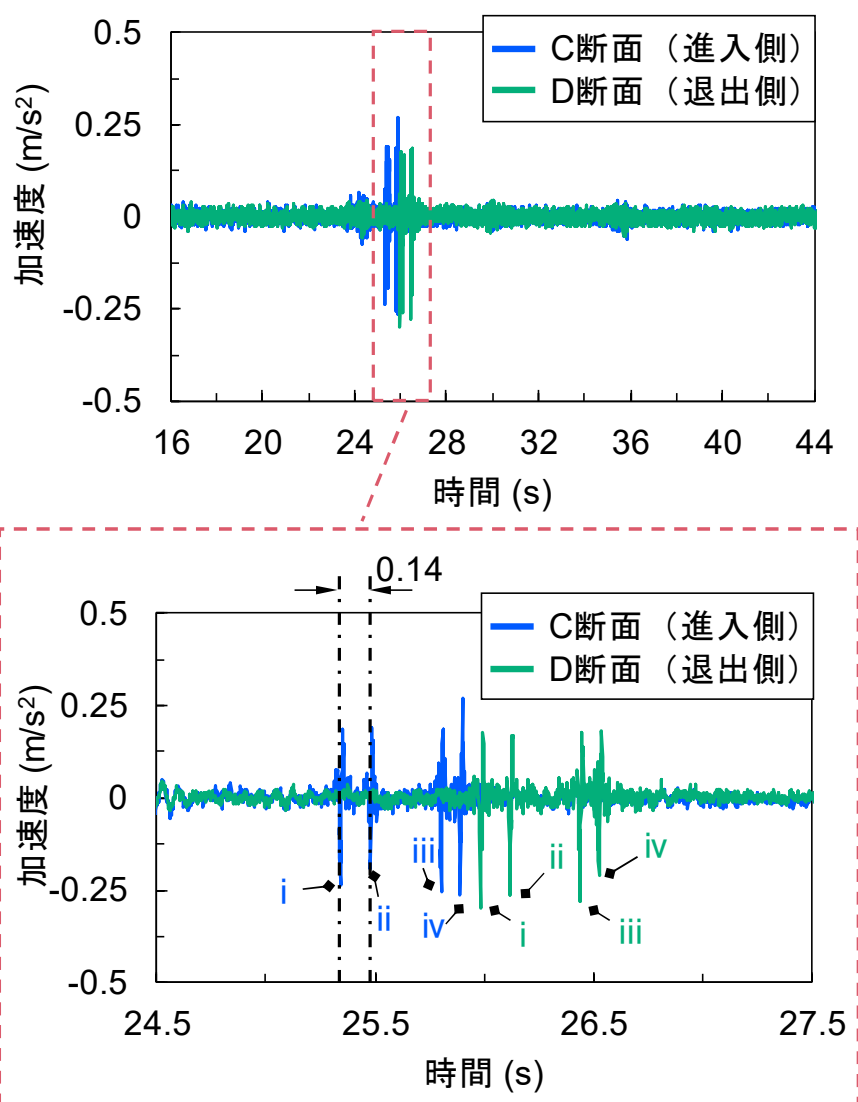


図 3-8 C 断面と D 断面の橋軸方向加速度応答

3.3.2 変位の算出方法と結果

試験橋梁は河川上に架けられたダブルデッキ構造の橋梁であり、現場計測は上層橋梁で行っている。したがって、主桁変位などの橋梁全体系の計測を行う際には、不動点を必要としない MEMS 加速度センサの利用が適している。本項では、A 断面の主桁下フランジに設置した MEMS 加速度センサ（図 3-4(a)）で計測した鉛直方向加速度から、自由振動法を用いて試験橋梁に生じた鉛直変位を算出する。鉛直変位方向は、鉛直上方向を正とした。

自由振動法による変位算出手順を図 3-9 に示す。この算出手順は下記のように構成される。

- a) 3.3.1 節での車両検知結果に基づき、加速度応答を自由振動領域と強制振動領域に分離する。
- b) フーリエ変換によって、加速度応答を時間領域から周波数領域に変換する。
- c) 車両走行による強制振動の影響を除去するために、1.0Hz 以下の低周波数帯域をハイパスフィルタによって除去する。試験車両が試験橋梁（橋長約 156m）を通過するのに要する時間は車両走行速度（約 47.6 km/h）から約 12s と推定されるため、試験橋梁の強制振動が 1.0Hz 以下の低周波数帯域にあることは明らかである。
- d) 強制振動を除去した加速度応答に対して逆フーリエ変換を行い、時間領域に変換する。
- e) 強制振動を除去した加速度応答に対して積分処理を行い、速度および変位を算出する。この手順が積分開始時間と積分終了時間での境界条件となる。
- f) 強制振動領域の加速度を数値積分処理によって速度にする。初期速度は e) で算出した速度を定義する。
- g) センサノイズや A/D 変換などによって生じる誤差によって、強制振動領域の速度にはドリフト成分が生じる。e) の積分終了時間での境界条件を満たすようにしてドリフト成分を除去する。
- h) 強制振動領域の速度を数値積分処理によって変位にする。初期変位は、e) で算出した変位を定義する。
- i) g) と同様に、e) の積分終了時間での境界条件を満たすようにしてドリフト成分を除去する。

自由振動法によって算出した A 断面の主桁鉛直変位と E 断面の主桁下フランジの計測点 Q および計測点 R (図 3-3 (d)) から得られた橋軸方向ひずみを図 3-10 に示す。23.9s 付近から主桁下フランジには引張ひずみが、主桁には鉛直下方向の変位が生じ、28.1s 付近からは 2 径間目を車両が走行することによって生じる負曲げの影響で、圧縮ひずみと鉛直上方向の変位が生じている。さらに、32.4s 付近ではひずみと変位の応答が収束しており、約 23.9s～約 32.4s の間に生じている主桁下フランジのひずみと主桁変位の応答挙動は良く一致している。したがって、MEMS 加速度センサによって算出した対象橋梁の主桁変位は、変位応答性状を精度良く算出することができていると考えられる。なお、23.9 s～28.1 s の右側の主桁下フランジひずみ（計測点 R）の最大ひずみは、左側の主桁下フランジひずみ（計測点 Q）と比較して約 15%大きかった。

a) 「自由振動領域」と「強制振動領域」の決定

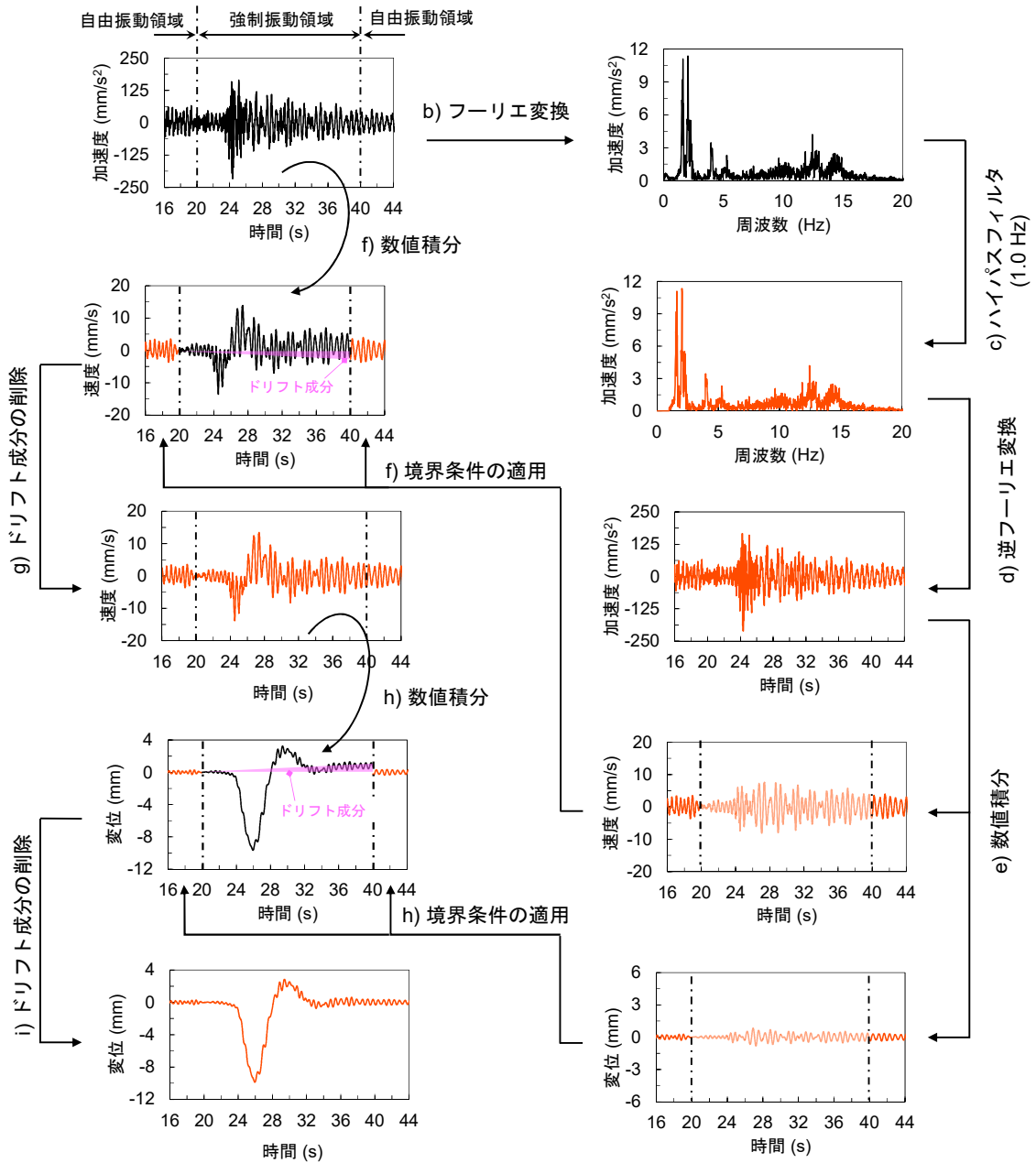


図 3-9 自由振動法による変位応答の算出

これは、試験車両が走行した走行車線の位置が主桁の右側に位置しているためだと考えられる (図 3-1 (b)).

以上より、MEMS 加速度センサを用いることで、試験橋梁のように不動点を設けることができない橋梁環境下においても主桁変位を容易に計測することができると考えられる。

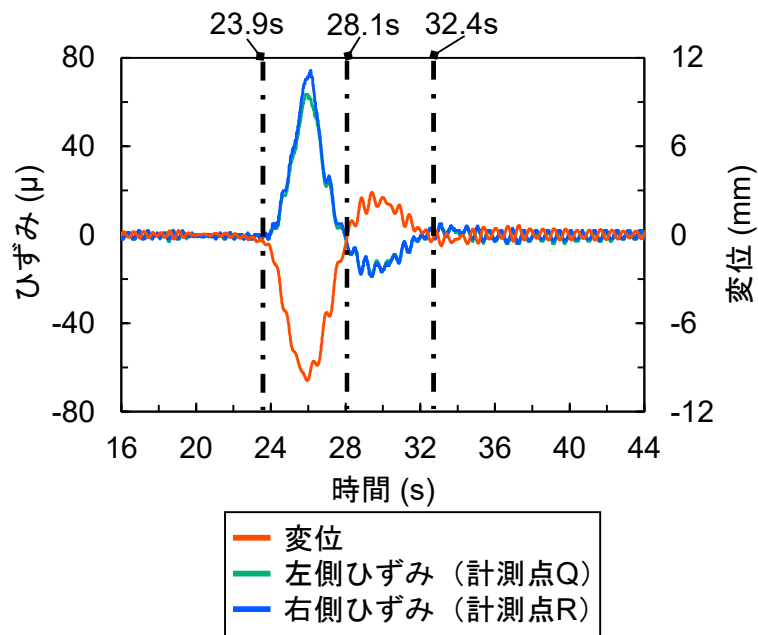


図 3-10 主桁変位応答と主桁下フランジのひずみ応答

3.3.3 回転の算出方法と結果

(1) 角速度への自由振動法の適用

自由振動法による回転の算出方法を A 断面のトラフリブ下フランジに設置した MEMS 慣性センサ (図 3-4(a)) の橋軸方向回りの回転を例に述べる。角速度および回転の方向は、車両進行方向の時計回りを正としており、第 3 章に示す全ての橋軸方向回りの角速度および回転も同様とした。図 3-11 に角速度から回転を算出する手順を示す。この算出手順は下記のように構成される。

- a) 3.3.1 節での車両検知結果に基づき、角速度応答を自由振動領域と強制振動領域に分離する。
- b) フーリエ変換によって、角速度応答を時間領域から周波数領域に変換する。
- c) 車両走行による強制振動の影響を除去するために、1.0Hz 以下の低周波数帯域をハイパスフィルタによって除去する。試験車両が試験橋梁 (橋長約 156m) を通過するのに要する時間は、車両走行速度 (約 47.6 km/h) から約 12s と推定されるため、試験橋梁の強制振動が 1.0Hz 以下の低周波数帯域にあることは明らかである。
- d) 強制振動を除去した角速度応答に対して逆フーリエ変換を行い、時間領域に変換する。

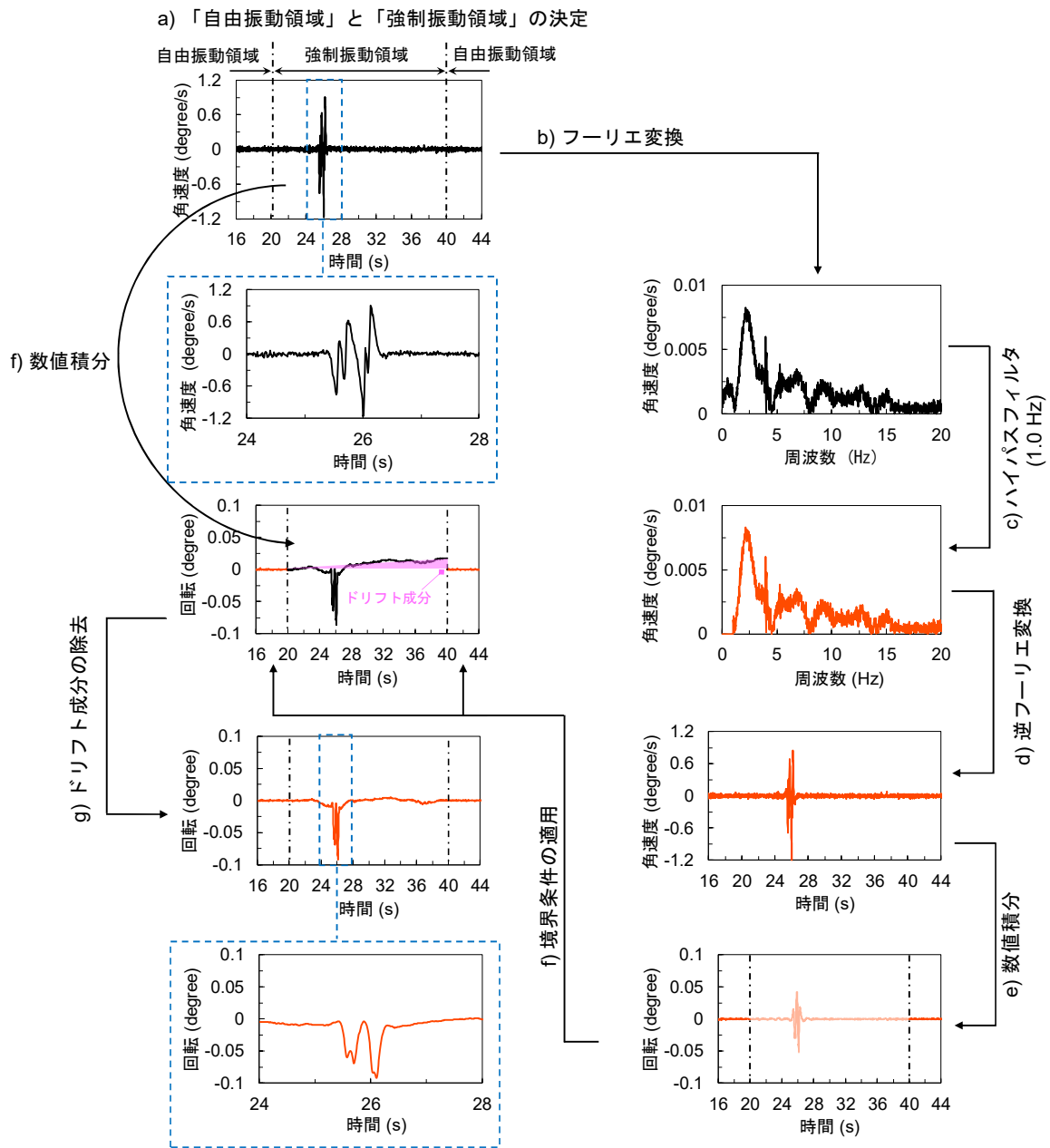


図 3-11 自由振動法による回転応答の算出

- e) 強制振動を除去した角速度応答に対して積分処理を行い、回転応答を算出する。この手順が積分開始時間と積分終了時間での境界条件となる。
- f) 強制振動領域の角速度応答を数値積分処理によって回転応答にする。初期角速度は、e)で算出した角速度を定義する。
- g) センサノイズや A/D 変換などによって生じる誤差によって、強制振動領域の回転にはドリフト成分が生じる。e)の積分終了時間での境界条件を満たすようにしてドリフト成分を除去する。

(2) トラフリブに生じる回転の決定

図 3-12 に A 断面の主桁下フランジとトラフリブ下フランジの橋軸方向回りの角速度応答を示す。トラフリブ下フランジには試験車両の走行による鋭敏な角速度応答が生じており、トラフリブに回転が生じていると推測できる。一方、主桁下フランジには試験車両の走行による鋭敏な応答は確認されなかった。

次に、自由振動法によって算出した A 断面の主桁下フランジとトラフリブ下フランジの橋軸方向回りの回転応答を図 3-13 に示す。主桁下フランジの回転応答には、約 23.5s～約 28s において緩やかな反時計回りの回転が生じた。この緩やかな回転応答は、

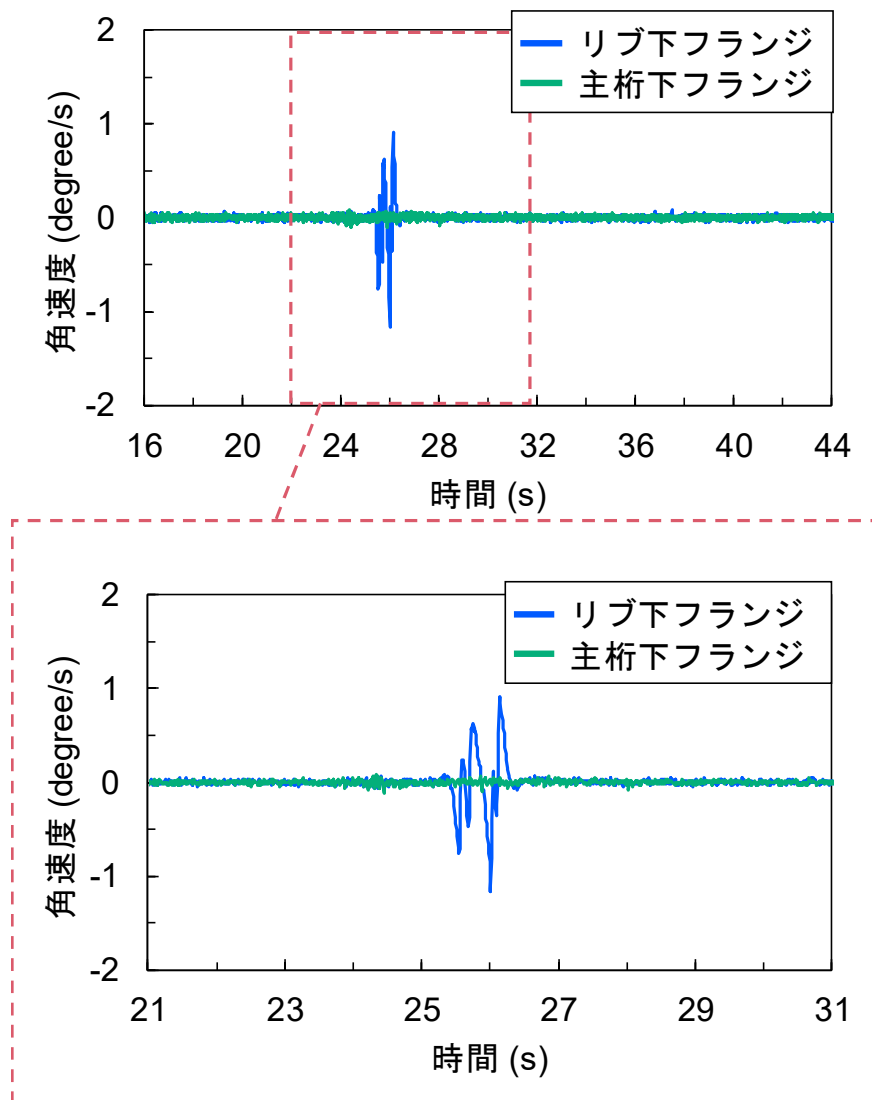


図 3-12 A 断面のトラフリブ下フランジと主桁下フランジの橋軸方向回りの角速度応答

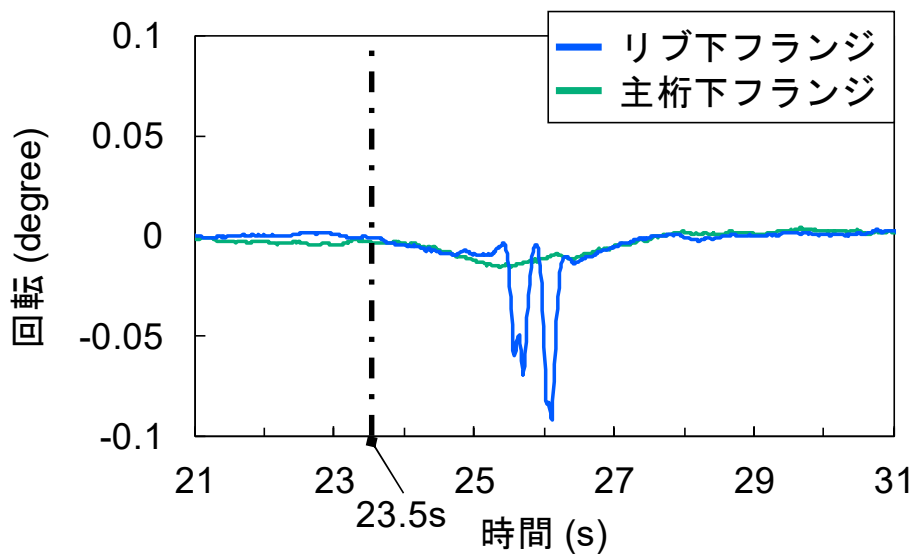


図 3-13 A 断面のトラフリブ下フランジと主桁下フランジの橋軸方向回りの回転
応答

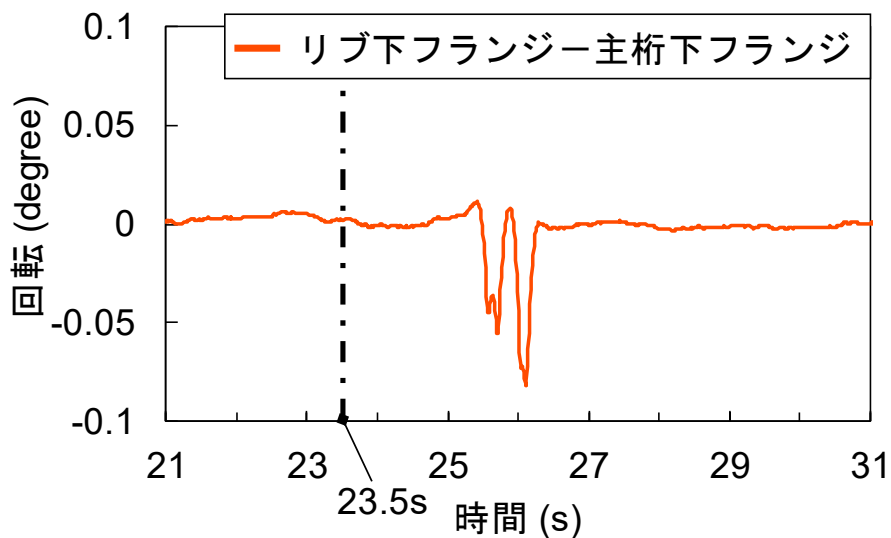


図 3-14 A 断面のトラフリブ下フランジと主桁下フランジの橋軸方向回りの相対
回転応答

試験車両の重量による橋梁全体の傾きであると考えられる。一方、トラフリブ下フランジの回転応答には試験車両の車軸による鋭敏な応答が生じており、主桁下フランジの回転応答と良く一致する緩やかな反時計回りの回転も併せて生じていた。したがって、トラフリブ下フランジの局所的な回転応答を正確に分析するためには、トラフリ

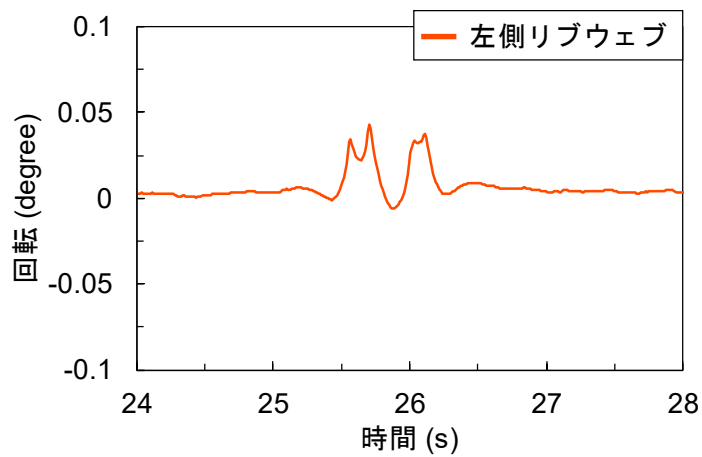
ブ下フランジの回転応答から主桁下フランジの回転応答を差し引くことで橋梁全体の傾きの影響を除去した相対的な回転応答とする必要がある。

トラフリブリブ下フランジの回転応答から主桁下フランジの回転応答を差し引いた相対的な回転応答を図 3-14 に示す。約 23.5s～約 28s に生じていた緩やかな回転応答が無くなり、試験車両の車軸による鋭敏な回転応答が明瞭になったことが分かる。この結果から、第 3 章の以降に示すトラフリブの回転応答は主桁下フランジの回転応答を差し引いた相対的な回転応答とする。

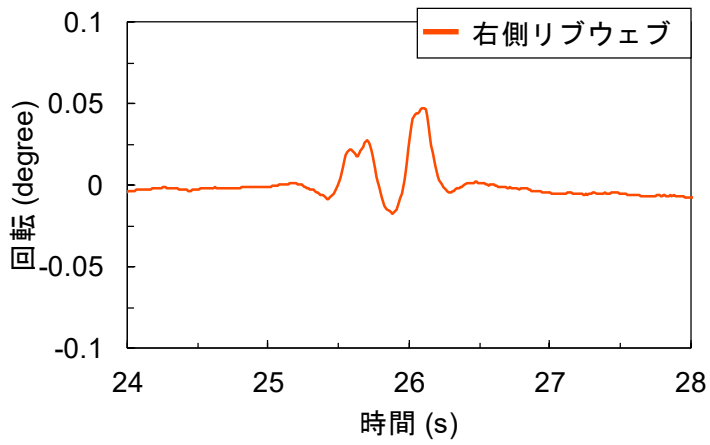
(3) A 断面および B 断面のトラフリブの回転

図 3-15 に A 断面のトラフリブ外周の回転応答を示す。A 断面のトラフリブウェブには時計回りの回転、トラフリブ下フランジには反時計回りの回転が生じており、車両走行によってトラフリブに面外変形が生じていることが分かる。

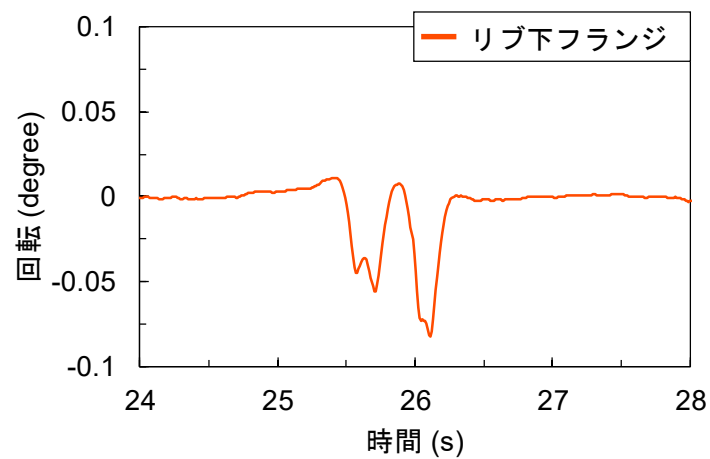
図 3-16 に B 断面のトラフリブ外周の回転応答を示す。B 断面のトラフリブは横リブによって拘束されているため、A 断面と比較して回転が小さくなった。B 断面の左右のトラフリブウェブの最大回転は、A 断面の左右のトラフリブウェブの最大回転と比較して、それぞれ約 79%、約 96%減少した。また、トラフリブ下フランジの最小回転は、A 断面のトラフリブ下フランジの最小回転と比較して約 75%減少した。トラフリブウェブとトラフリブ下フランジの回転方向は A 断面と同様であった。



(a) 左側トラフリブウェブ

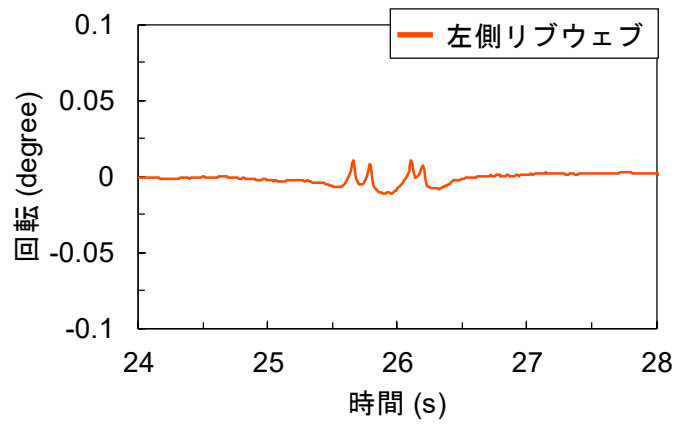


(b) 右側トラフリブウェブ

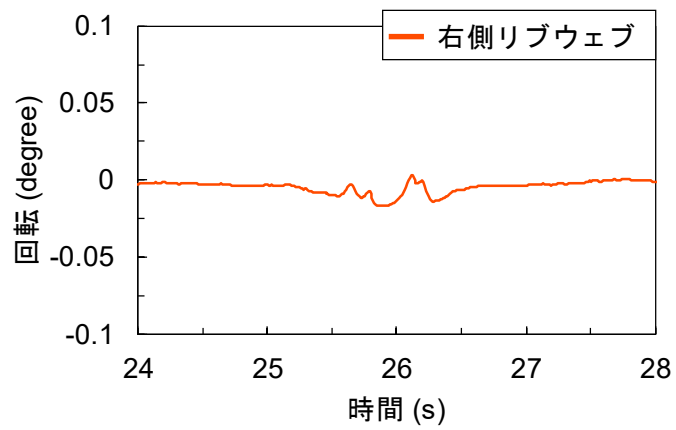


(c) トラフリブ下フランジ

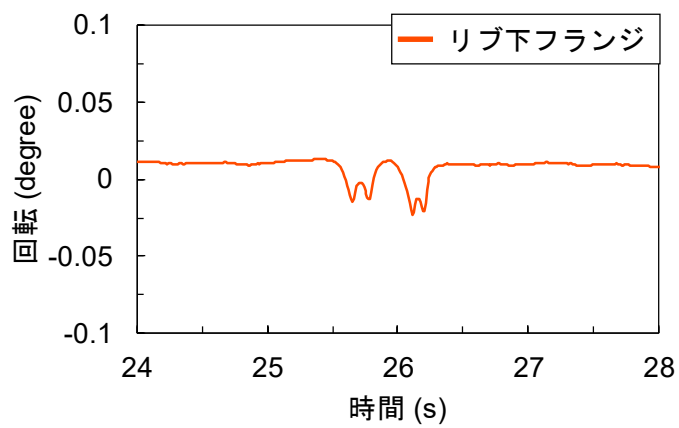
図 3-15 A 断面のトラフリブ外周の橋軸方向回りの回転応答



(a) 左側トラフリブウェブ



(b) 右側トラフリブウェブ

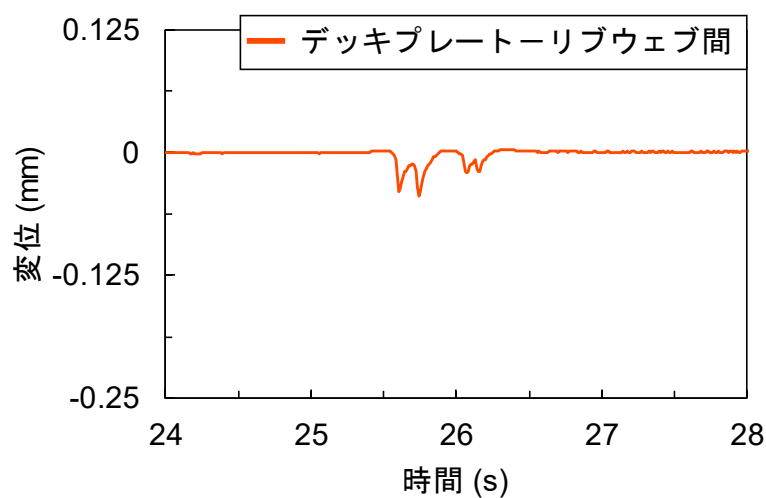


(c) トラフリブ下フランジ

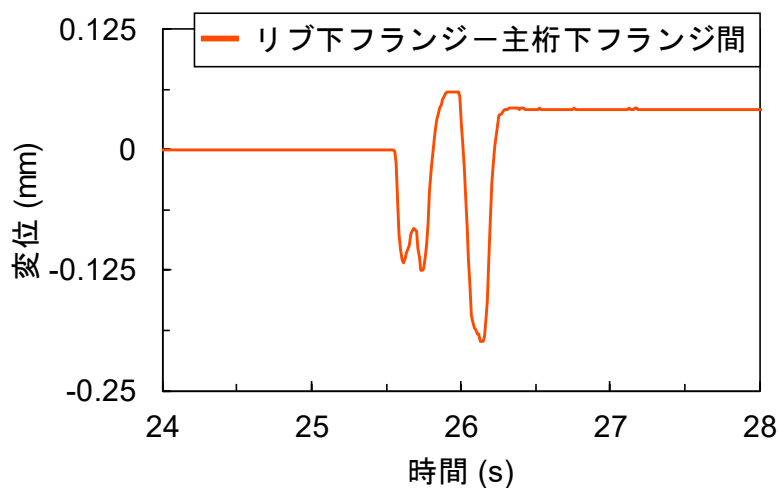
図 3-16 B 断面のトラフリブ外周の橋軸方向回りの回転応答

3.4 変位計測結果

図 3-17(a)に A 断面のデッキプレートートラフリブウェブ間の橋軸直角方向変位応答を、図 3-17(b)に A 断面の主桁下フランジートラフリブ下フランジ間の橋軸直角方向変位応答を示す。変位方向は左側方向を正とし、第 3 章の以降に示す全ての橋軸直角方向変位も同様とした。図 3-17(a and b)に示すように、トラフリブウェブとトラフリブ下フランジは共に右側方向に変位しており、車両走行によって面外変形が生じていることが分かる。図 3-17(b)に示すトラフリブ下フランジの変位応答は、接触式

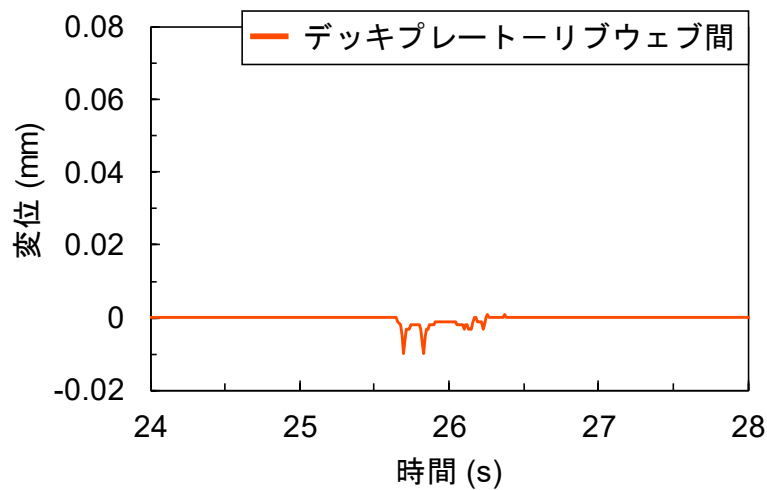


(a) デッキプレートートラフリブウェブ間

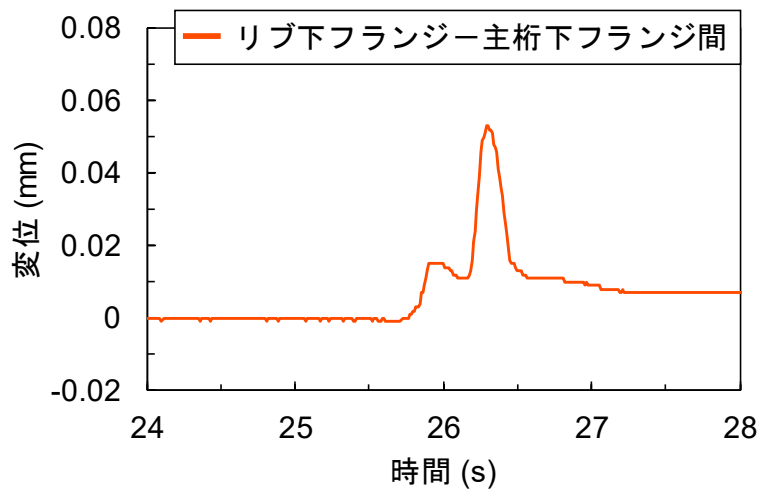


(b) 主桁下フランジートラフリブ下フランジ間

図 3-17 A 断面の橋軸直角方向変位



(a) デッキプレートトラフリブウェブ間



(b) 主桁下フランジトラフリブ下フランジ間

図 3-18 B 断面の橋軸直角方向変位

変位計の先端位置の僅かなずれによって車両通過後の変位が 0mm 付近に戻らなかったが、変位特性を明らかにするには十分であると考えられる。

図 3-18(a)に B 断面のデッキプレートトラフリブウェブ間の橋軸直角方向変位を、図 3-18(b)に B 断面の主桁下フランジトラフリブ下フランジ間の橋軸直角方向変位を示す。図 3-18(a and b)より、B 断面のトラフリブウェブの最大変位は、A 断面と比較して約 78%減少し、B 断面のトラフリブ下フランジの最大変位は A 断面と比較して約 75%減少した。これは、トラフリブの変形を横リブが拘束しているためであり、A 断面と B 断面のトラフリブ下フランジの橋軸直角方向変位の変位方向が異なる(図

3-17(b), 図 3-18(b)) 要因であると考えられる。なお, 図 3-18(b)に示すトラフリブ下フランジの変位応答が車両通過後に 0mm 付近に戻らないのは, A 断面のトラフリブ下フランジと同様に接触式変位計の先端位置が僅かにずれていたためだと考えられる。

3.5 トラフリブに生じる変形の決定

本節では, 3.3 節および 3.4 節で示した MEMS 慣性センサ (ジャイロ) から得られた橋軸方向回りの回転と接触式変位計にて計測した橋軸直角方向変位に基づき, トラフリブの変形挙動を可視化する方法を示す。変形挙動の可視化には CAD ソフトを用いた。また, 可視化した変形挙動の妥当性を検証するために, トラフリブウェブ上部およびコーナ部に設置したひずみゲージで計測したひずみ性状の結果と比較する。

3.5.1 変形の決定方法

図 3-19(a~f)は, 計算された回転と計測された変位に基づいて, トラフリブの変形挙動を可視化した手順を示したものである。図 3-19(a)に示すように, 変位と回転は計測を行った左右のトラフリブウェブおよびトラフリブ下フランジに入力した。なお, トラフリブの変形挙動の可視化では, デッキプレート-トラフリブウェブ間の溶接部の変位はゼロと仮定した。

STEP1: 橋軸直角方向変位をトラフリブウェブとトラフリブ下フランジに入力する (図 3-19(b))。ただし, 右側のトラフリブウェブの変位は計測していないため, 左右のトラフリブウェブの変位が同様であると仮定し, 左側のトラフリブウェブの変位を右側のトラフリブウェブに入力する。

STEP2: 橋軸方向回りの回転をトラフリブウェブとトラフリブ下フランジに入力する (図 3-19(c))。

STEP3: トラフリブウェブとトラフリブ下フランジの交点を越えた線を削除する (図 3-19(d))。

STEP4: STEP1 および STEP2 にて変位および回転させた下フランジとウェブの線を接触するまで延長する (図 3-19(e))。

STEP5: デッキプレート-トラフリブウェブ溶接接合部は, 変位が生じない固定点と考えることができる。そこで, この溶接部と変位および回転を入力した位置, STEP3 および STEP4 の下フランジとウェブの交点をポリラインカーブで結び, トラフリブの変形を決定する (図 3-19(f))。

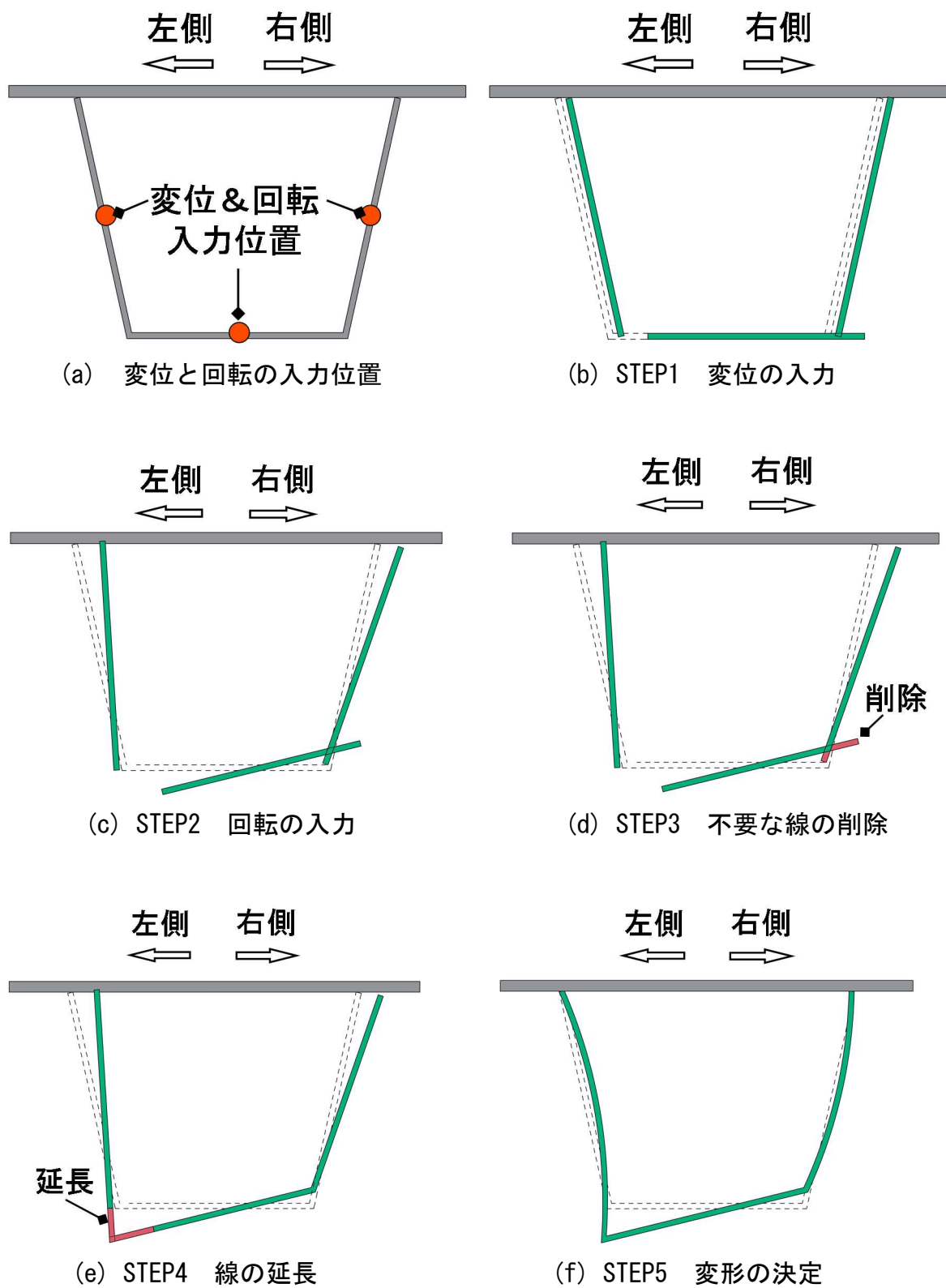
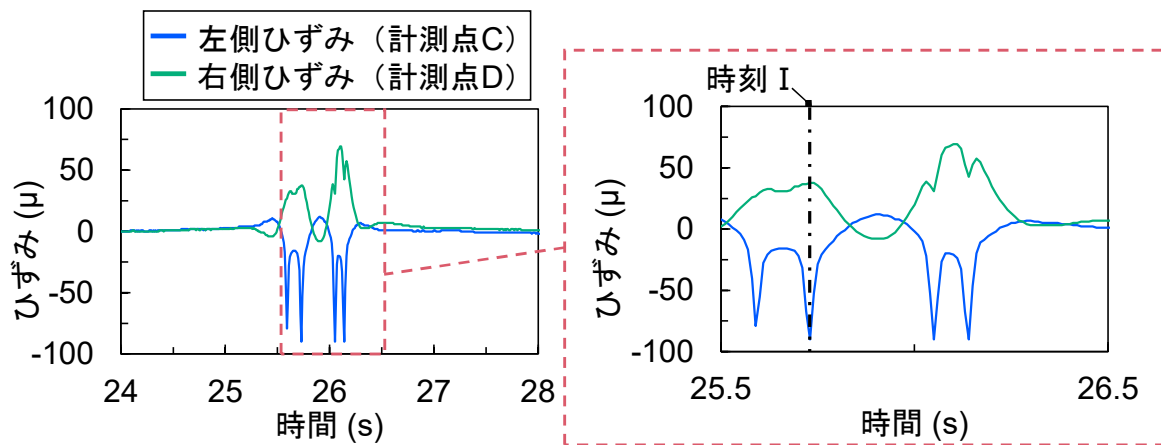


図 3-19 トラフリブの変形決定の手順

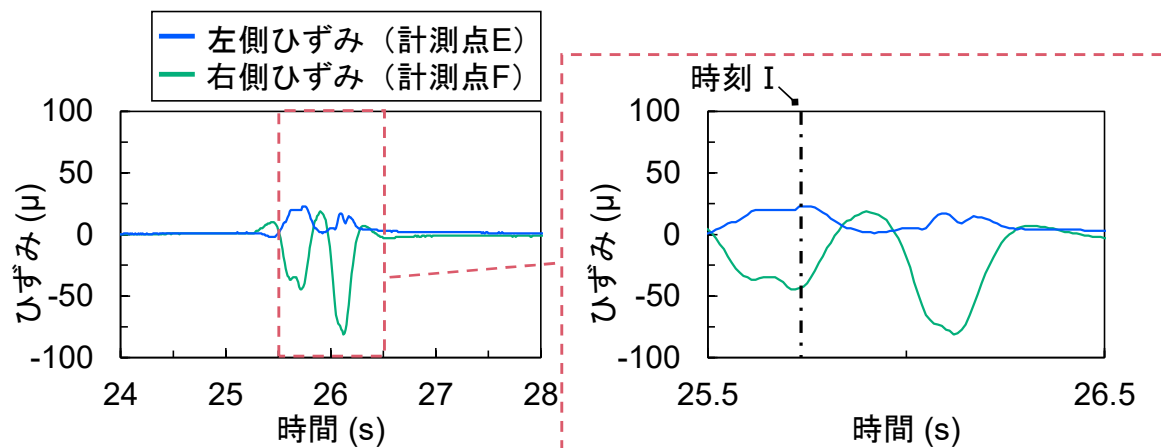
3.5.2 決定した変形の検証

A断面（横リブ支間中央）の左右のトラフリブウェブ上部と左右のトラフリブコーナ部に生じたひずみを図3-20に示す。図3-21に、図3-20に示した時刻I（25.73秒）において推定したトラフリブの変形を示す。変形倍率は300倍とし、第3章の以降に示す全てのトラフリブの変形も同様の変形倍率とした。

図3-20(a)より、トラフリブウェブ上部の時刻Iのひずみ性状は、左側が圧縮、右側が引張であり、図3-21に示したトラフリブウェブの曲げ変形挙動と一致する。また、図3-20(b)より、時刻Iにおけるトラフリブコーナ部のひずみ性状は、左側が引張、



(a) トラフリブウェブ上部のひずみ応答（計測点Cおよび計測点D）



(b) トラフリブのコーナ部のひずみ応答（計測点Eおよび計測点F）

図3-20 A断面のトラフリブのひずみ応答

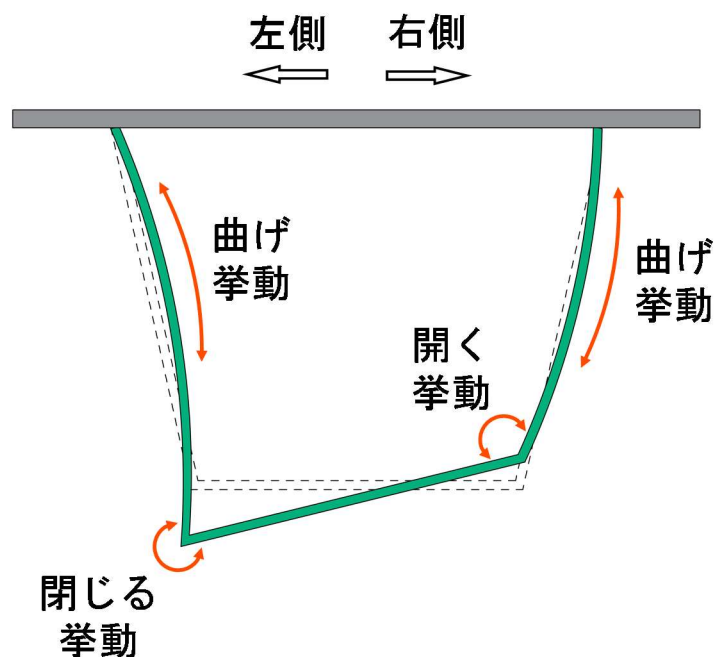


図 3-21 時刻 I におけるトラフリブの変形

右側が圧縮となっている。これは、図 3-21 に示した左側のトラフリブコーナ部が閉じ、右側のトラフリブコーナ部が開く挙動と一致している。これらのことから、本研究で提案した変形の決定手法を用いれば、トラフリブの変形を求めることができると考えられる。

3.6 トラフリブに生じる変形とひずみの関係

本節ではトラフリブの変形可視化に基づいて、A 断面（横リブ支間中央）と B 断面（横リブ交差部）のトラフリブに生じる変形を明らかにする。また、A 断面のデッキプレート-トラフリブ溶接接合部のトラフリブウェブ上部に発生するひずみの原因を明らかにする。

3.6.1 A 断面のトラフリブの変形とトラフリブウェブのひずみ

図 3-22 に A 断面のトラフリブウェブ上部のひずみ応答を示す。図 3-23 (a~d) に、図 3-22 に示した時刻 I~IV において推定したトラフリブの変形と試験車両の橋軸方向位置を示す。図 3-22 より、時刻 I (25.28s) は、左右のトラフリブウェブ上部のひずみが発生する直前の時刻である。時刻 II (26.05s) は左側のトラフリブウェブ上部の圧縮ひずみが最も大きくなる時刻であり、時刻 III (26.10s) は右側のトラフリブ

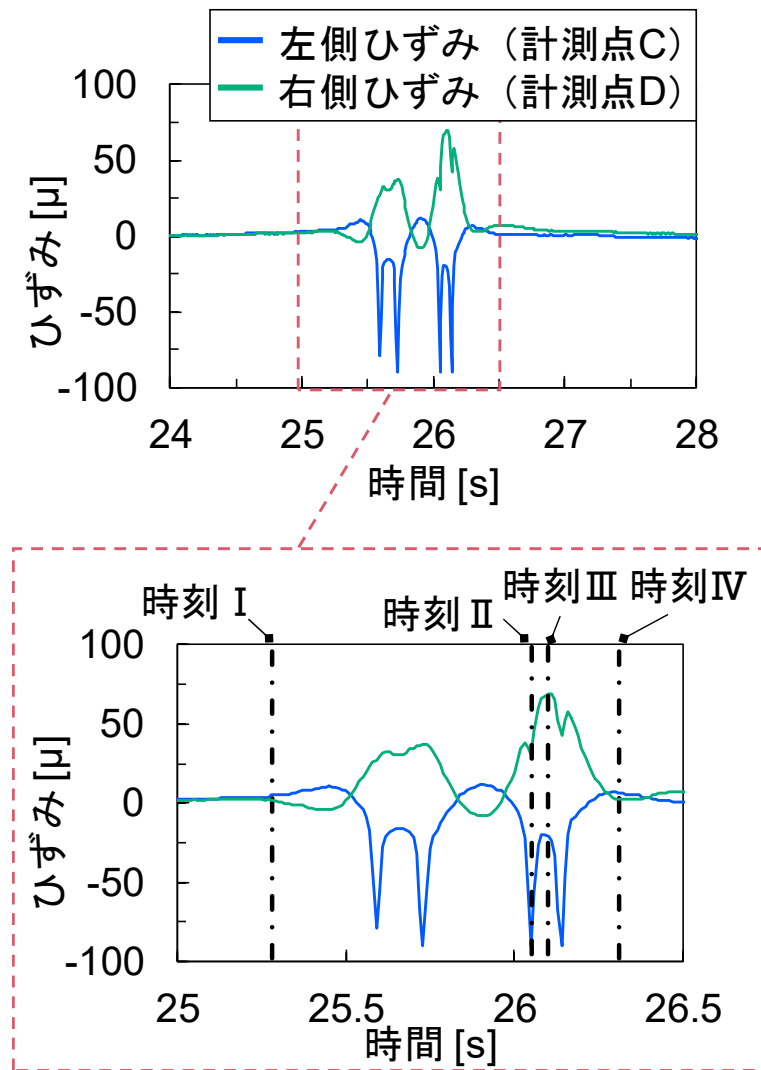


図 3-22 A断面のトラフリブウェブ上部のひずみ応答

ウェブ上部の引張ひずみが最も大きくなる時刻である。時刻IV (26.31s) は左右のトラフリブウェブ上部のひずみが収束する時刻である。図 3-23 (a~d) に示したそれぞれの時刻での試験車両の橋軸方向位置は、車両走行速度 (約 47.6 km/h) から推定した。

図 3-23 (a) より、トラフリブウェブ上部のひずみが発生する直前の時刻である時刻I では、トラフリブに変形は殆ど発生しておらず、試験車両の第 1 車軸も A 断面から約 3m 離れた位置にある。一方、時刻IIおよび時刻III (図 3-23 (b and c)) では、トラフリブウェブに曲げ変形が生じた。図 3-22 より、時刻IIおよび時刻IIIのトラフリブウェブ上部の左側には圧縮ひずみ、右側には引張ひずみが生じており、図 3-23 (b and c)

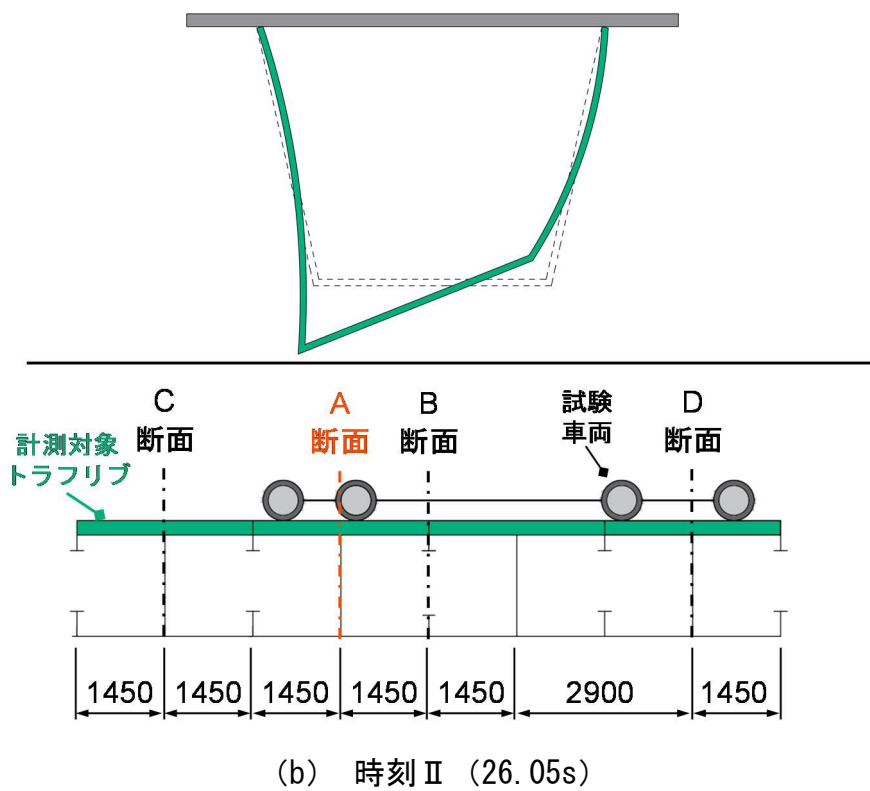
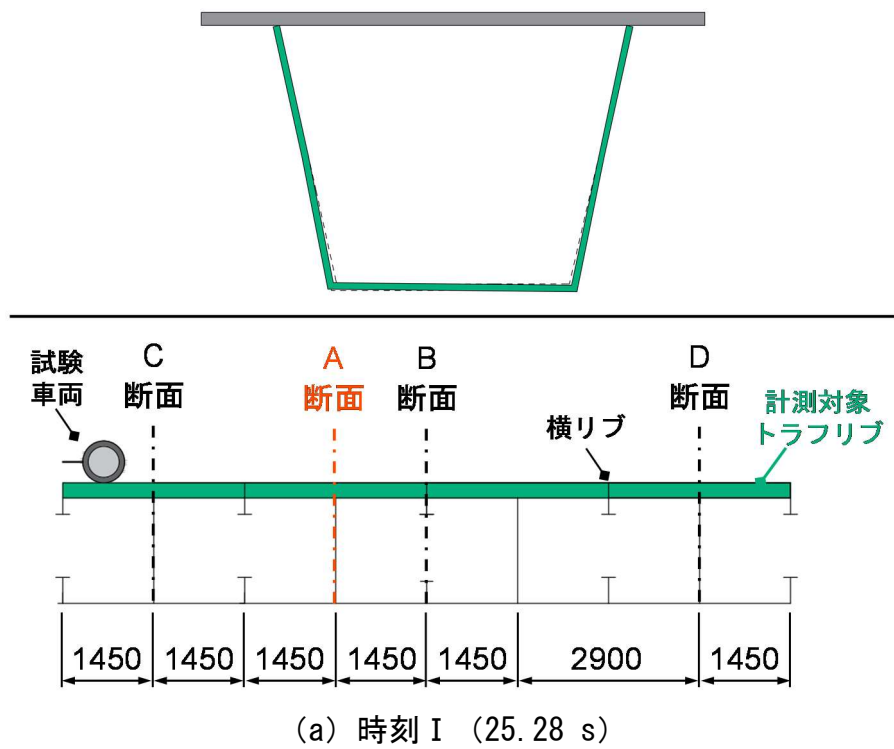


図 3-23 時刻 I ~時刻IVにおける A 断面のトラフリブの変形と試験車両の位置

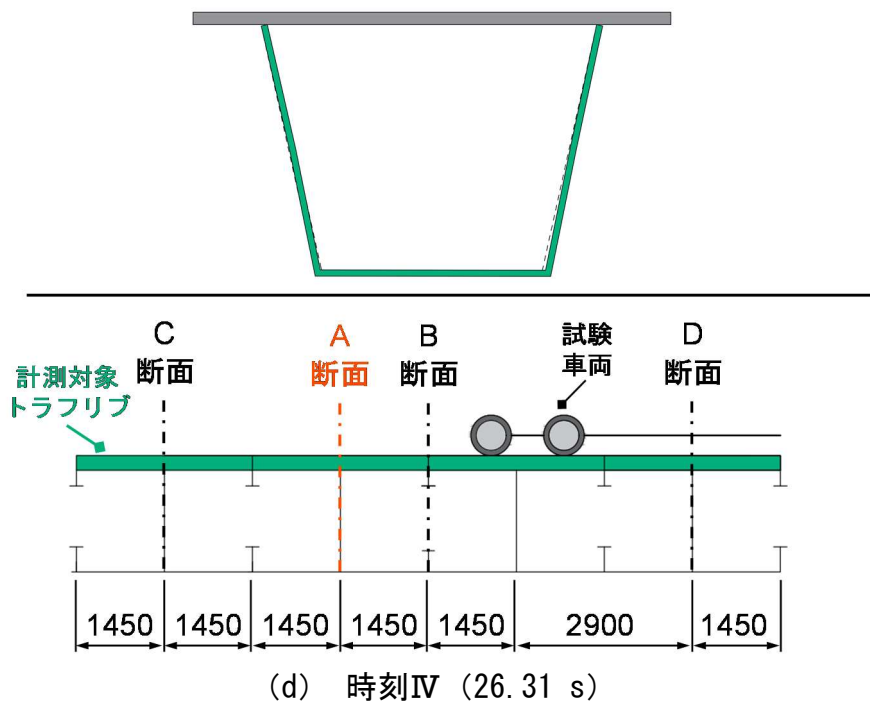
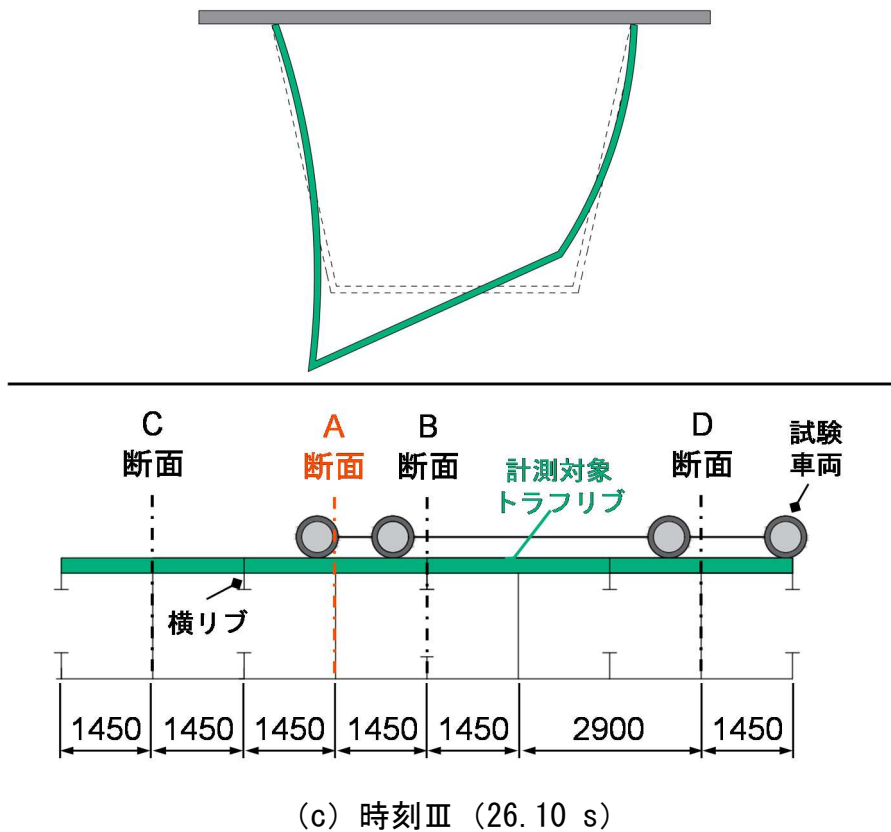


図 3-23 A 断面のトラフリブの変形と試験車両の位置 (続き)

表 3-5 時刻Ⅱと時刻Ⅲに入力した変位と回転

部位	計測値	時刻Ⅱ	時刻Ⅲ ^a
左側トラフリブウェブ	変位 (mm)	-1.10×10^{-2}	-1.20×10^{-2} (109%)
	回転 (degree)	3.18×10^{-2}	3.64×10^{-2} (114%)
右側トラフリブウェブ	回転 (degree)	-4.39×10^{-2}	-4.73×10^{-2} (108%)
トラフリブ下フランジ	変位 (mm)	-11.5×10^{-2}	-18.7×10^{-2} (163%)
	回転 (degree)	-7.25×10^{-2}	-8.13×10^{-2} (112%)

^a)内の数字は時刻Ⅲと時刻Ⅱの比率

に示したトラフリブウェブの曲げ変形挙動と一致している。また、表 3-5 に示すように、時刻Ⅲでの変位と回転は時刻Ⅱと比較して約 8~63%増加しており、時刻Ⅲは時刻Ⅱと比較して、曲げ変形が大きいことが確認できる。したがって、時刻Ⅲでの右側のトラフリブウェブのひずみが時刻Ⅱと比較して大きいのは、トラフリブウェブの曲げ変形の増加が要因であるといえる。また、時刻Ⅱにおける左側のトラフリブウェブの圧縮ひずみは、車輪の直上載荷による瞬間的な圧縮ひずみと曲げ変形による圧縮ひずみが組み合わさって生じたものであると考えられ、時刻Ⅱでの試験車両の第 3 車軸は A 断面の直上付近に位置していた (図 3-23 (b))。時刻Ⅳは時刻Ⅰと同様にトラフリブに変形が殆ど生じておらず、試験車両の第 4 車軸は A 断面から約 2.5m 離れていた (図 3-23 (d))。

3.6.2 B 断面のトラフリブの変形とトラフリブウェブのひずみ

図 3-24 に B 断面のトラフリブウェブ上部のひずみ応答を示す。図 3-25 (a and b) に、図 3-24 に示した時刻Ⅰおよび時刻Ⅱにおいて推定されたトラフリブの変形と試験車両の橋軸方向位置を示す。図 3-24 より、時刻Ⅰ (26.16s) はトラフリブウェブ上部の左側と右側の圧縮ひずみが最も大きくなる時刻であり、時刻Ⅱ (26.20 秒) は後輪 2 軸によって生じた鋭敏な圧縮ひずみの間の時刻である。図 3-24 に示した試験車両の橋軸方向位置は、A 断面と同様の方法で推定している。

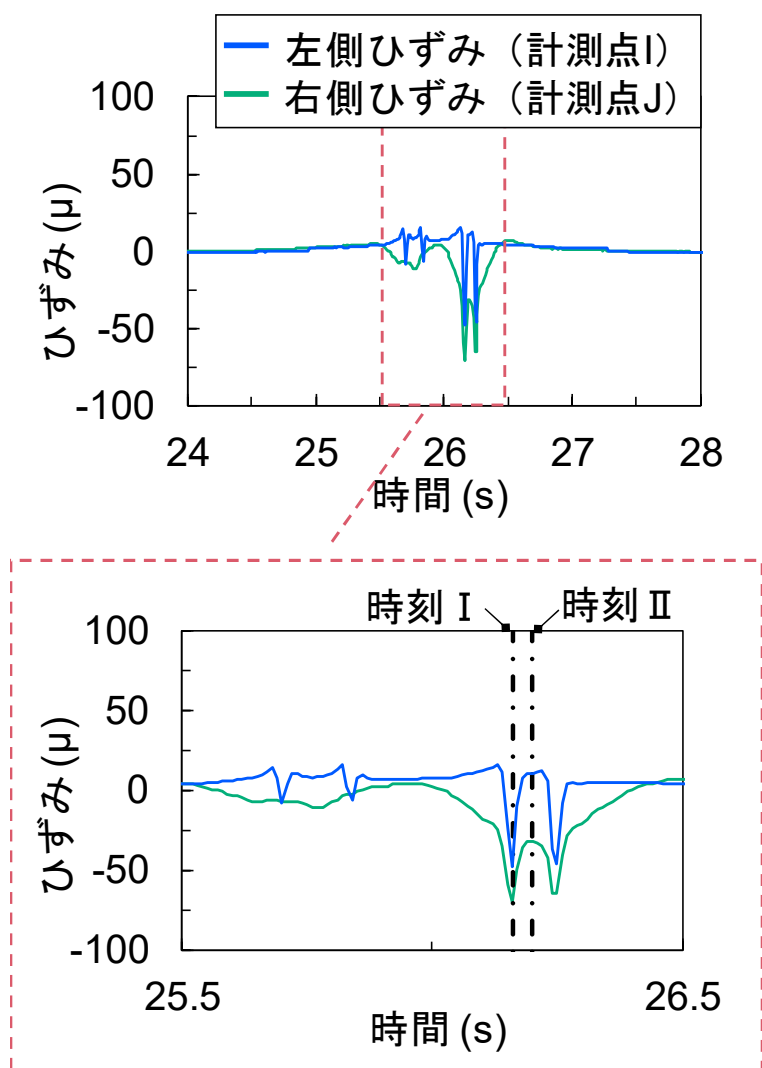


図 3-24 B 断面のトラフリブウェブ上部のひずみ応答

図 3-25 より，B 断面のトラフリブの変形は横リブによる拘束によって A 断面の変形（図 3-23(b and c)）よりも大幅に小さくなっている．特にトラフリブウェブは横リブと溶接接合されているため（図 3-1(c)），殆ど曲げ変形が生じていない．ただし，トラフリブ下フランジは横リブによって拘束されていないため，トラフリブウェブと比較して大きな変形が生じている．

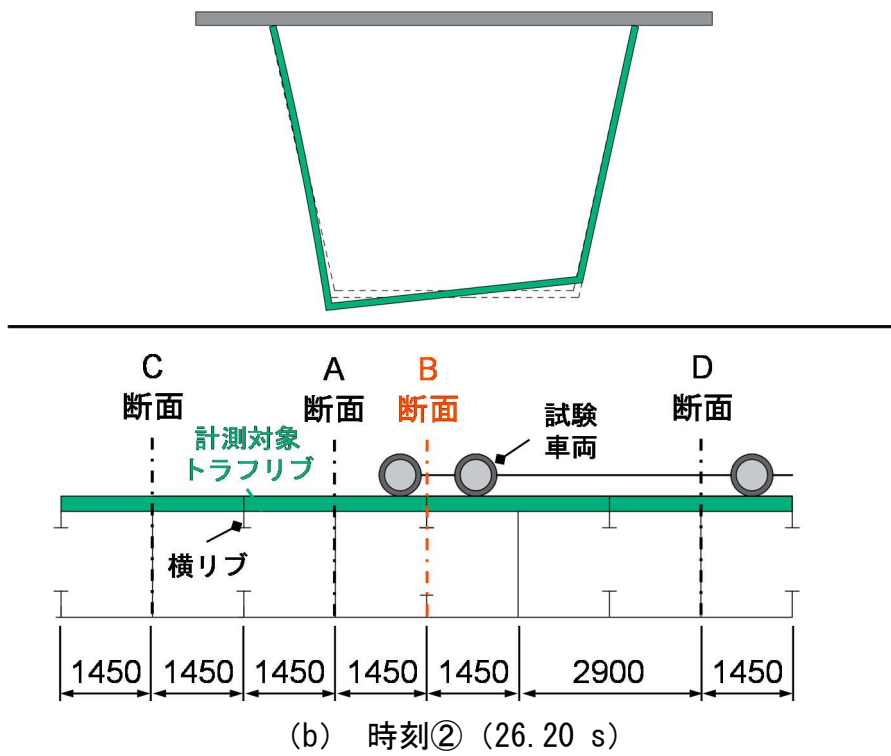
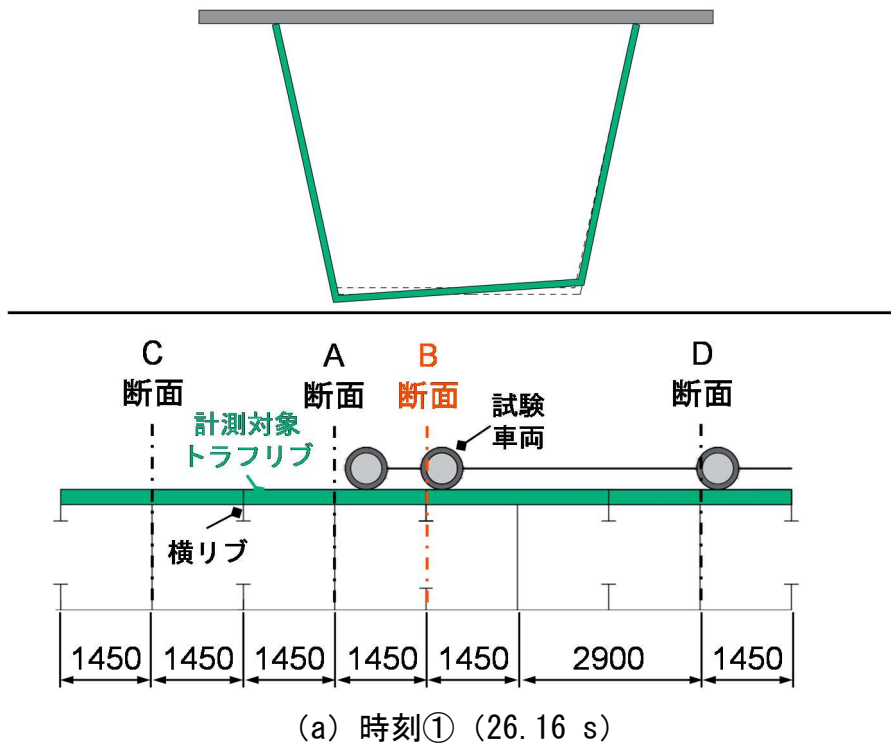


図 3-25 B 断面のトラフリブの変形と試験車両の位置¹⁾

3.7 まとめ

本章では鋼床版トラフリブに生じる変形挙動とひずみの発生メカニズムを同定することを目的に、供用中の鋼床版橋梁で MEMS 慣性センサ，接触式変位計およびひずみゲージを用いた現場計測を行った。さらに，MEMS 加速度センサを用いた鋼床版箱桁橋梁の主桁変位計測を行った。以下に得られた知見を示す。

- 1) MEMS 慣性センサ（ジャイロ）による角速度計測と自由振動法を用いることで，車両走行によって生じる主桁の傾きやトラフリブの回転を算出できることを確認した。
- 2) MEMS 加速度センサによる加速度計測と自由振動法を用いることで，車両走行によって生じる主桁の鉛直変位を算出することができることを確認した。
- 3) 車両走行によって生じた鋼床版トラフリブの変形を接触式変位計で計測した変位と MEMS 慣性センサ（ジャイロ）から算出した回転によって可視化することができた。可視化したトラフリブの変形から推定されたトラフリブ外周のひずみ性状は，トラフリブの外周で計測したひずみ性状と一致した。
- 4) 可視化した横リブ支間中央のトラフリブの変形からトラフリブウェブ上部に生じるひずみの主な原因は，トラフリブウェブの曲げ変形であることが明らかになった。
- 5) 横リブ交差部におけるトラフリブウェブおよびトラフリブ下フランジの相対橋軸直角方向変位は，横リブ支間中央と比較して減少していた。また，横リブ交差部におけるトラフリブの相対橋軸方向回りの回転も，横リブ支間中央と比較して減少していた。これは，トラフリブが横リブによって拘束されているためであり，横リブによるトラフリブの変形抑制効果は，可視化したトラフリブの変形からも確認することができた。

本章で得られた知見は接触式変位計と MEMS 慣性センサ（ジャイロ）を用いた変形計測によって，ひずみの原因となる複雑な変形挙動を明らかにすることが可能であることを示している。また，この変形計測を補修補強前後で行うことで補修補強の効果を変形挙動の観点からも明らかにすることができると考えられる。

参考文献

- 1) Hayama, M., H. Sekiya, and S. Hirano.: Visualization of deformation of trough rib of orthotropic steel deck under live load using MEMS IMUs and contact displacement gauges., *Journal of Bridge Engineering*. 25 (10), 04020073, 2020.
- 2) 葉山瑞樹, 関屋英彦, 平野秀一 : MEMS 加速度センサを用いた鋼床版箱桁橋梁における変位計測, 土木学会関東支部技術研究発表会, 47,I-35, 2020.
- 3) Sekiya, H., Kinomoto, T. and Miki, C.: Determination method of bridge rotation angle response using MEMS IMU, *Sensors*, 16(11),1882, 2016.
- 4) Sekiya, H., Kubota, K. and Miki, C.: Simplified portable bridge weigh-in-motion system using accelerometers, *Journal of Bridge Engineering*, 23(1), 04017124, 2017.

第4章 変形計測に基づく鋼床版 SFRC 舗装の補強効果の検証

4.1 概説

本章では SFRC 舗装による補強効果を第3章にて示したトラフリブの変形可視化に基づいて検証することを目的に、SFRC 舗装前後で MEMS 慣性センサ、接触式変位計およびひずみゲージを用いた現場計測を行った。現場計測は第3章と同様の試験橋梁、計測位置、計測機器、計測機器の設置位置とした。

まず、2節では現場計測を行った試験橋梁の SFRC 舗装の敷設状況などの概要、車両走行試験の方法および SFRC 舗装前後の現場計測時の現場状況について述べた。次に、3節では SFRC 舗装前後の試験車両の車両検知結果について述べ、4節では角速度から回転を算出する手順を述べた。さらに、5節では SFRC 舗装前後のトラフリブの変形の可視方法を述べた。最後に、6節では SFRC 舗装前後の横リブ支間中央と横リブ交差部のトラフリブの変形可視化結果を示し、SFRC 舗装がトラフリブの変形挙動におよぼす影響を明らかにするとともに、トラフリブの変形とひずみの関係について検証した。なお、本章は参考文献1の内容に基づき記述する。

4.2 計測概要

4.2.1 試験橋梁の SFRC 舗装概要

図 4-1 に示すように、現場計測時の試験橋梁の走行車線には SFRC 舗装が敷設されており、計測対象のトラフリップは SFRC 舗装の敷設範囲に含まれていた。SFRC 舗装

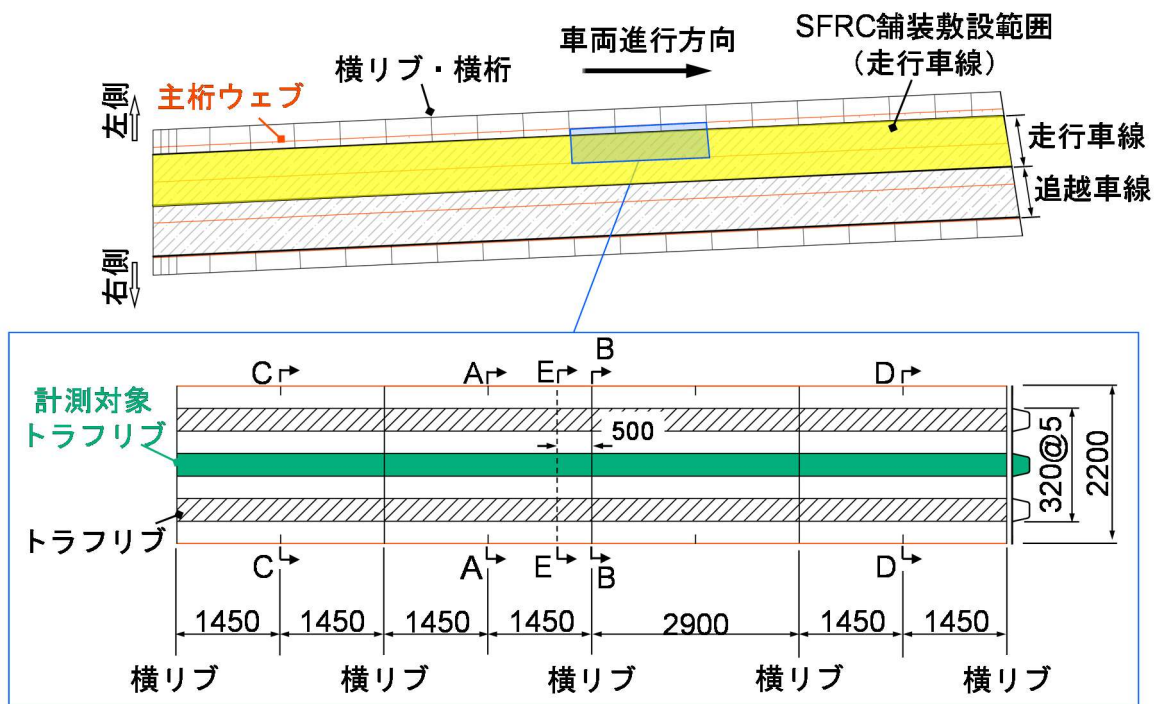


図 4-1 対象橋梁の SFRC 舗装状況と計測位置

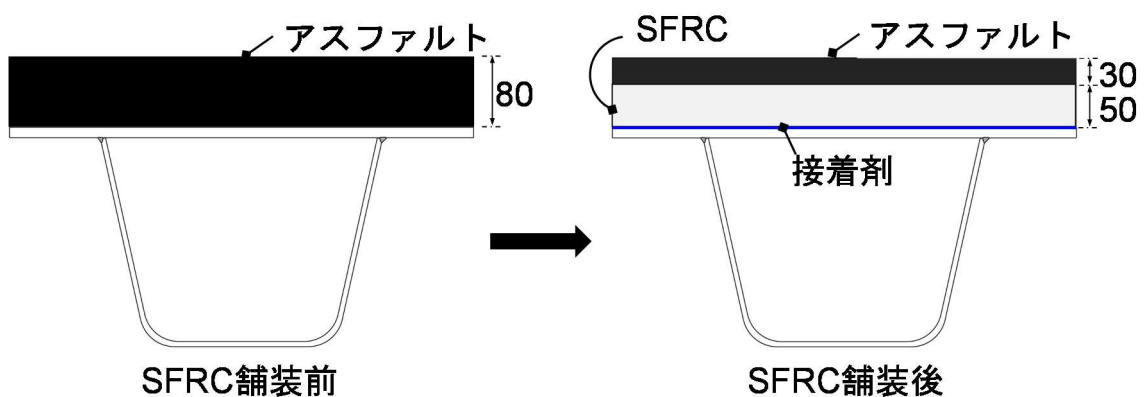


図 4-2 SFRC 舗装前後の舗装構成

表 4-1 SFRC の示方配合

水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位重量 (kg/m ³)				
		セメント	水	細骨材	粗骨材	鋼繊維
38.6	52.5	435	168	875	820	100

表 4-2 SFRC の使用材料

材料	仕様
セメント	超速硬セメント
	直径: 0.62 mm
鋼繊維	長さ: 30 mm
	形状: フック (両端部)

は厚さ 50mm の SFRC と厚さ 30mm のアスファルトで構成されており (図 4-2), SFRC と鋼床版デッキプレートの間には, 連続性を確保するためにエポキシ系接着剤が塗布された. 接着剤によって連続化された厚さ 50mm の SFRC による補強効果は, 静的載荷試験と疲労試験によって確認されている^{2),3)}. この SFRC 舗装の舗装構成は首都高速道路 (株) が定めた標準仕様である. SFRC 舗装前の走行車線および SFRC 舗装前後の追越車線には, 厚さ 80mm のアスファルト舗装が敷設されていた (図 3-1 (b)).

SFRC の示方配合を表 4-1 に, 使用材料を表 4-2 に示す. SFRC の示方配合は事前に行われた材料試験結果に基づいて決定されており, 使用材料は首都高速道路 (株) が定めたものを使用している. SFRC の材料試験の結果は, 28 日間養生後の平均圧縮強度が 63.8N/mm², 平均曲げ強度が 12.6N/mm², 平均ヤング率が 40.2kN/mm²であった. SFRC 舗装後の現場計測は SFRC 舗装を敷設してから約 344 日後に行ったため, SFRC の圧縮強度, 曲げ強度およびヤング率は材料試験結果と同等程度であると考えられる.

4.2.2 車両走行試験

SFRC 舗装前後の試験車両を用いた車両走行試験は, 交通量の少ない深夜の一般交通下で複数回行った. 試験車両は約 50km/h の一定速度で走行させ, 試験橋梁上を単独走行するように留意した. また, SFRC 舗装前後の車両走行試験の条件を可能な限り同じにするために, SFRC 舗装前後で同一の試験車両を用いた. 表 4-3 に示すよう

表 4-3 SFRC 舗装前後の車両走行試験に使用した試験車両の諸元

		舗装状況	
		SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a
軸重および総重量 (kN)	1 軸目	46.5	46.0 (98.9%)
	2 軸目	44.4	44.0 (99.1%)
	3 軸目	75.2	77.0 (102.4%)
	4 軸目	73.2	75.8 (103.6%)
	総重量	239.3	242.8 (101.5%)
軸間距離 (mm)	1 軸目 - 2 軸目	1,850	1,850
	2 軸目 - 3 軸目	4,380	4,380
	3 軸目 - 4 軸目	1,200	1,200

^a)内の数字は SFRC 舗装後と SFRC 舗装前の比率

表 4-4 SFRC 舗装前後の車両走行試験における鋼床版下面の温度

	舗装状況	
	SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a
最高温度 (°C)	26.7	23.9 (89.5%)
最低温度 (°C)	24.0	21.6 (90.0%)
平均温度 (°C)	25.3	22.7 (89.7%)

^a)内の数字は SFRC 舗装後と SFRC 舗装前の比率

に、SFRC 舗装前後の試験車両の軸重および車両総重量の違いは約 3.6%以内に収まっていた。

デッキプレート-トラフリブ溶接接合部近傍のひずみは、アスファルト剛性の影響を受けやすく、アスファルト剛性はアスファルト温度によって変化する⁴⁾。したがって、SFRC 舗装前後の車両走行試験では、日射や外気温の違いによるアスファルト剛性の変化に留意する必要がある。SFRC 舗装前後の車両走行試験は深夜に行ったため、日射によるアスファルト剛性への影響は無視できると考えられる。また、周辺温度の違いによるアスファルト剛性への影響を最小限にするために、SFRC 舗装後の車両走行試験は SFRC 舗装前と気候条件が近い時期に行った。表 4-4 に SFRC 舗装前後の車

両走行試験におけるデッキプレート下面の最高温度，最低温度および平均温度を示す。路面温度は直接計測できなかつたため，橋梁内部のデッキプレート下面の温度を計測することとし，温度計測にはT型熱電対を用いた。SFRC 舗装前の車両走行試験における温度計測時間は約 4.5 時間，SFRC 舗装後の車両走行試験における温度計測時間は約 3 時間である。表 4-4 に示すように，SFRC 舗装前後の車両走行試験中の温度変動は 2.7°C以下であったことが確認できる。また，SFRC 舗装前と SFRC 舗装後の平均温度の差は約 10.3%以内であった。

4.3 SFRC 舗装前後の車両検知

図 4-3(a and b)に，SFRC 舗装前後の C 断面（進入側）と D 断面（退出側）で計

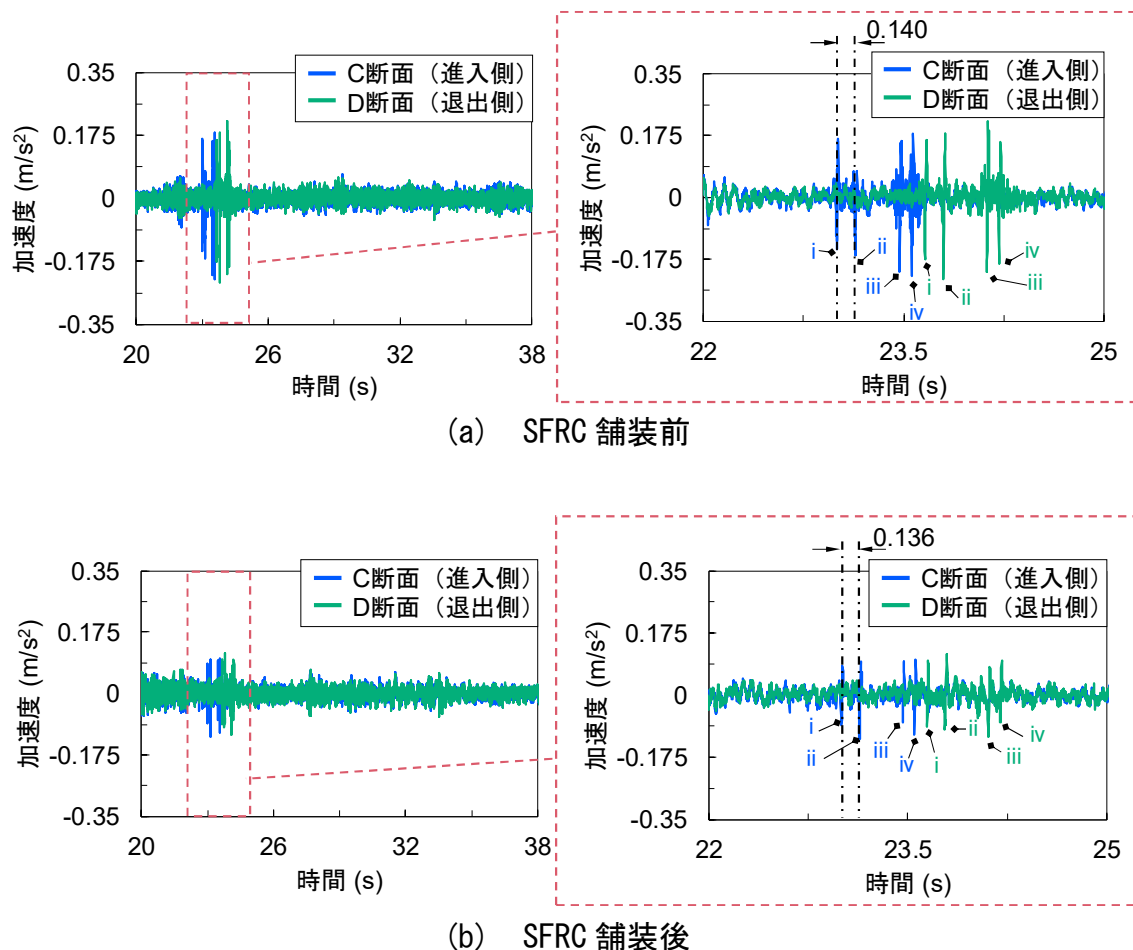


図 4-3 SFRC 舗装前後の車両検知結果

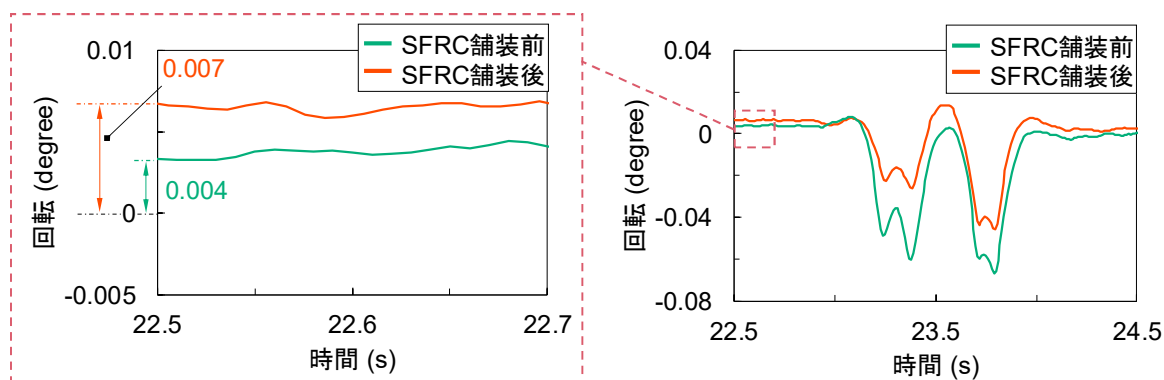
測した橋軸方向加速度応答を示す。SFRC 舗装後の各車軸による最小加速度は SFRC 舗装前と比較して約 29~65%減少しているが、SFRC 舗装後においても試験車両の各車軸に対応する加速度を確認できる。SFRC 舗装後の各車軸の加速度が減少したのは、SFRC 舗装によってデッキプレートの剛性が向上したためだと考えられる。また、SFRC 舗装前後ともに 20s~38s の間に試験車両以外の加速度応答が見られないことから、試験車両は試験橋梁を単独で走行していたと考えられる。

SFRC 舗装前後の試験車両の走行速度は、第 1 軸と第 2 軸の車軸間距離である 1.85m (表 4-3) と試験車両の第 1 軸と第 2 軸による加速度応答の時間差 (図 4-3(a and b)) から、SFRC 舗装前で約 47.6km/h、SFRC 舗装後で約 49.0km/h と推定された。第 4 章では SFRC 舗装前後のひずみ、変位および回転などの各種応答の比較を容易にするために、SFRC 舗装前後の試験車両の走行速度に基づいて SFRC 舗装後の各種応答の時間軸を約 1.03 倍 ($49.0(\text{km/h}) / 47.6(\text{km/h})$) して調整した。

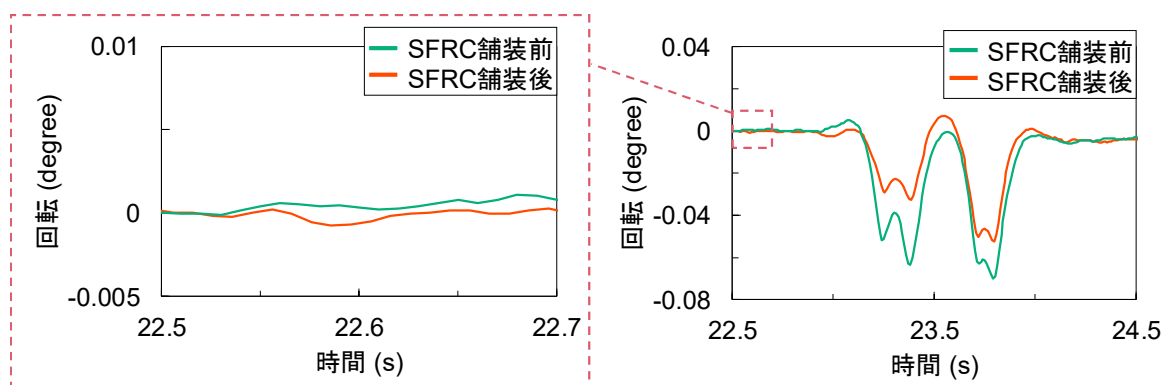
4.4 SFRC 舗装前後の回転の算出

第 3 章 3 節と同様に自由振動法を用いて角速度から回転を算出した。強制振動領域と自由振動領域の決定方法も第 3 章 3 節と同様であり、試験車両の走行速度と橋梁長 (約 156m) から第 4 章では 20s~38s を強制振動領域とした。角速度から回転を算出した例として、図 4-4(a) に SFRC 舗装前後の A 断面 (横リブ支間中央) のトラフリブ下フランジの橋軸方向回りの回転の算出結果を示す。回転方向は車両進行方向の時計回りを正としており、第 4 章の以降に示す全ての回転も同様とした。また、図 4-4(a) に示した回転は主桁下フランジとの相対的な応答としている。これは、トラフリブの回転に主桁全体の回転が含まれているためであり (第 3 章 3 節参照)、第 4 章の以降に示す全ての回転応答も相対的な回転応答とした。

図 4-4(a) より、SFRC 舗装前後のトラフリブ下フランジには、試験車両の走行によって反時計回りの回転が生じていることが確認できる。しかしながら、SFRC 舗装前後ともに試験車両が A 断面の手前を走行していたと考えられる 22.5s において、時間軸に平行な約 $0.004 \sim 0.007^\circ$ のオフセットが発生していた。このオフセットは数値積分の際に生じたものと考えられ、SFRC 舗装前後の回転を正確に比較するためにはオフセットを除去する必要がある。そこで、SFRC 舗装前後の回転を比較する際には、図 4-4(b) に示すように、SFRC 舗装前後の回転応答に生じたオフセットを 22.5s で除去することとした。



(a) オフセット前



(b) オフセット後

図 4-4 SFRC 舗装前後のトラフリブ下フランジの回転応答

4.5 SFRC 舗装前後のトラフリブの変形可視化

第3章5節と同様の手順でSFRC 舗装前後のトラフリブの変形を可視化した。まず、接触式変位計を用いて計測した橋軸直角方向変位をトラフリブ下フランジと左右のトラフリブウェブに入力する。次に、MEMS 慣性センサ（ジャイロ）を用いて算出した橋軸方向回りの回転をトラフリブ下フランジと左右のトラフリブウェブに入力する。最後に、入力された変位と回転からトラフリブの変形を可視化する。この可視化手順では、デッキプレートとトラフリブウェブ間の溶接接合部の変位はゼロであると仮定している。また、SFRC 舗装前の現場計測では右側のトラフリブウェブの変位計測を行っていないため、左側のトラフリブウェブの変位を入力した。

4.6 SFRC 舗装の補強効果の検証

4.6.1 A断面のトラフリブの変形とトラフリブ周辺のひずみ

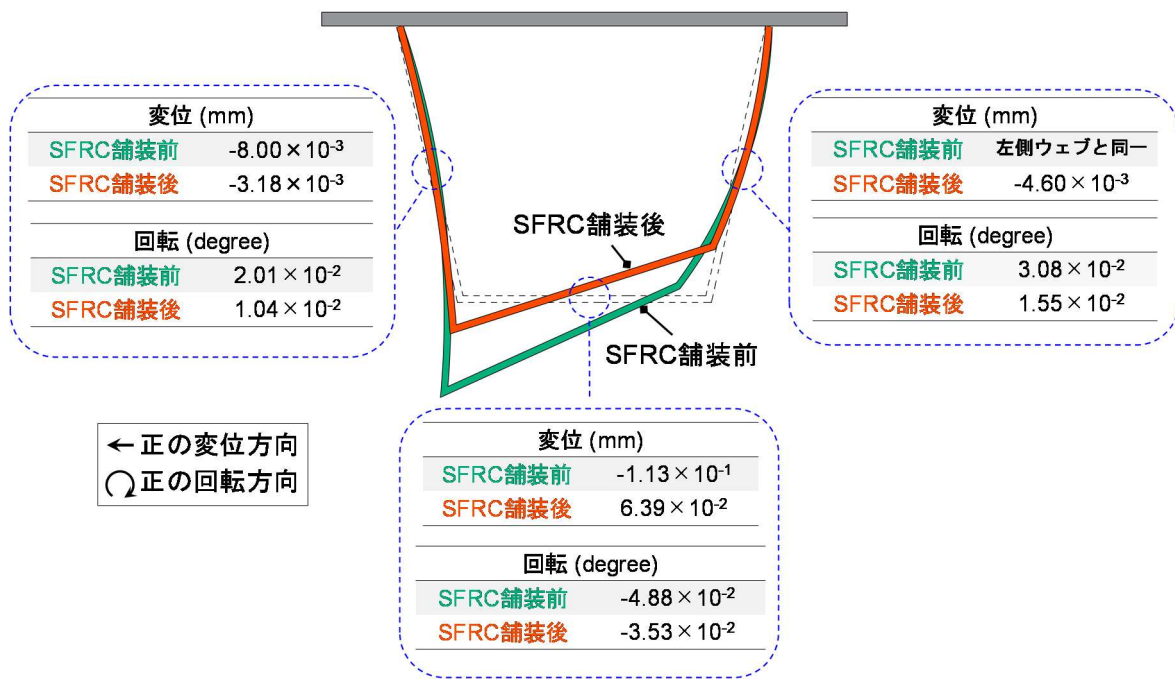
(1) トラフリブの変形

図 4-5(a and b)は A 断面（横リブ支間中央）の時刻Iおよび時刻IIにおける SFRC 舗装前後のトラフリブの変形を可視化した結果と、トラフリブの変形を可視化する際に入力した変位と回転を示したものである。時刻IIは試験車両の第 3 車軸によるひずみ応答が発生した時刻であり、時刻IIIは、第 3 軸と第 4 軸によるひずみ応答の間の時刻である（図 4-6(c)）。可視化した A 断面のトラフリブの変形倍率は 500 倍とした。

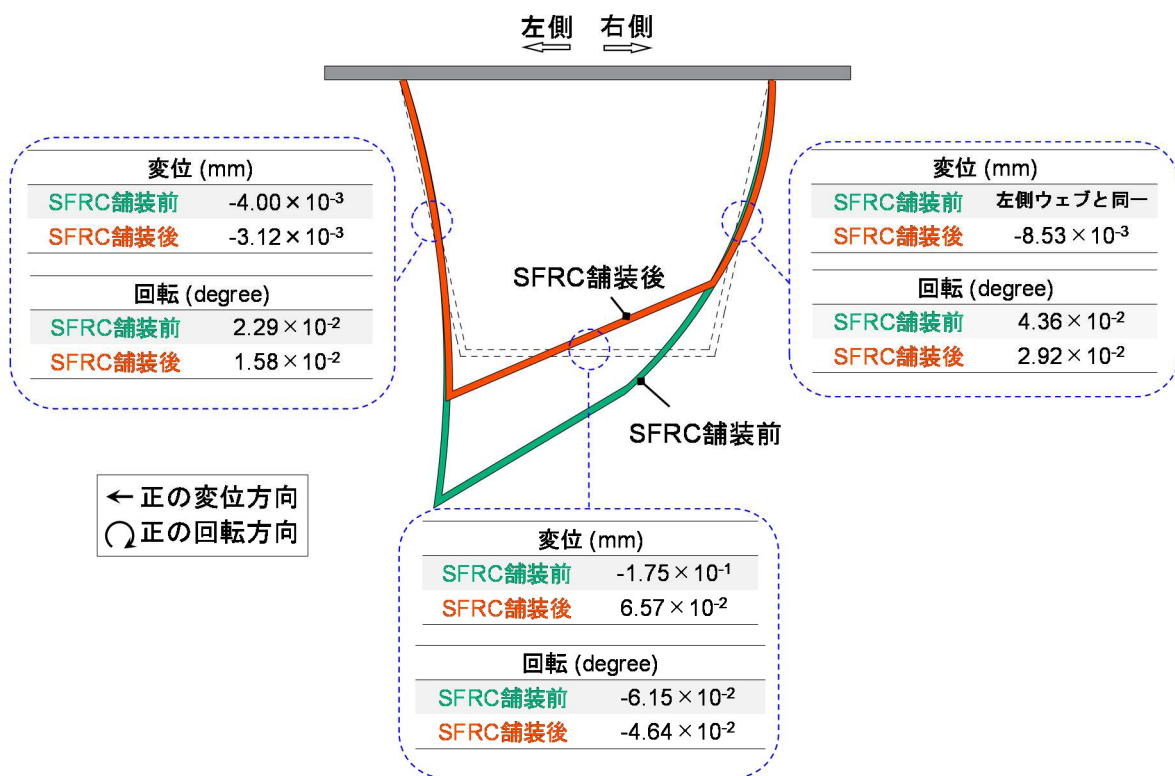
図 4-5(a and b)より、SFRC 舗装後のトラフリブの変形が SFRC 舗装前と比較して減少していることが分かる。これらの変形可視化結果から、SFRC 舗装によって A 断面の計測点 A～D（図 3-3(a)）におけるひずみ応答が減少していると推測できる。A 断面のひずみ応答については（2）で述べる。また、時刻Iと時刻IIのトラフリブ下フランジの変位方向が SFRC 舗装前後で変化していた（図 4-5(a and b)）。これは、SFRC 舗装によってトラフリブの変形挙動が変化したためだと考えられる。

(2) ひずみ応答

図 4-6 (a～d)に計測点 A～D(図 3-3(a))での SFRC 舗装前後のひずみ応答を示す。表 4-5 に計測点 A～D における SFRC 舗装前後の最大ひずみ、最小ひずみ、ひずみ範囲を示す。可視化したトラフリブの変形から推測された通り、SFRC 舗装後のひずみ範囲は SFRC 舗装前と比較して約 18.5～31.1%減少した(表 4-5)。また、図 4-6 (a and b)に示すように、SFRC 舗装前は試験車両の車軸に起因する鋭敏な圧縮ひずみが確認されたが、SFRC 舗装後は鋭敏な圧縮ひずみが大幅に減少した。これは、SFRC 舗装によってデッキプレートの剛性が向上したためだと考えられる。



(a) 時刻 I



(b) 時刻 II

図 4-5 A 断面の SFRC 舗装前後のトラフリブの変形

表 4-5 A 断面の SFRC 舗装前後の最大ひずみ, 最小ひずみおよびひずみ範囲

	計測点 A		計測点 B		計測点 C		計測点 D	
	SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a	SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a	SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a	SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a
最大ひずみ (μ)	34.7	39.4 (113.5%)	17.8	17.7 (99.4%)	10.9	14.8 (135.8%)	63.4	47.3 (74.6%)
最小ひずみ (μ)	-14.9	1.0 (6.7%)	-7.9	0.0 (-%)	-90.1	-55.7 (61.8%)	-5.9	-8.9 (150.8%)
ひずみ範囲 (μ)	49.6	40.4 (81.5%)	25.7	17.7 (68.9%)	101.0	70.5 (69.8%)	69.3	56.2 (81.1%)

^a)内の数字は SFRC 舗装後と SFRC 舗装前の比率

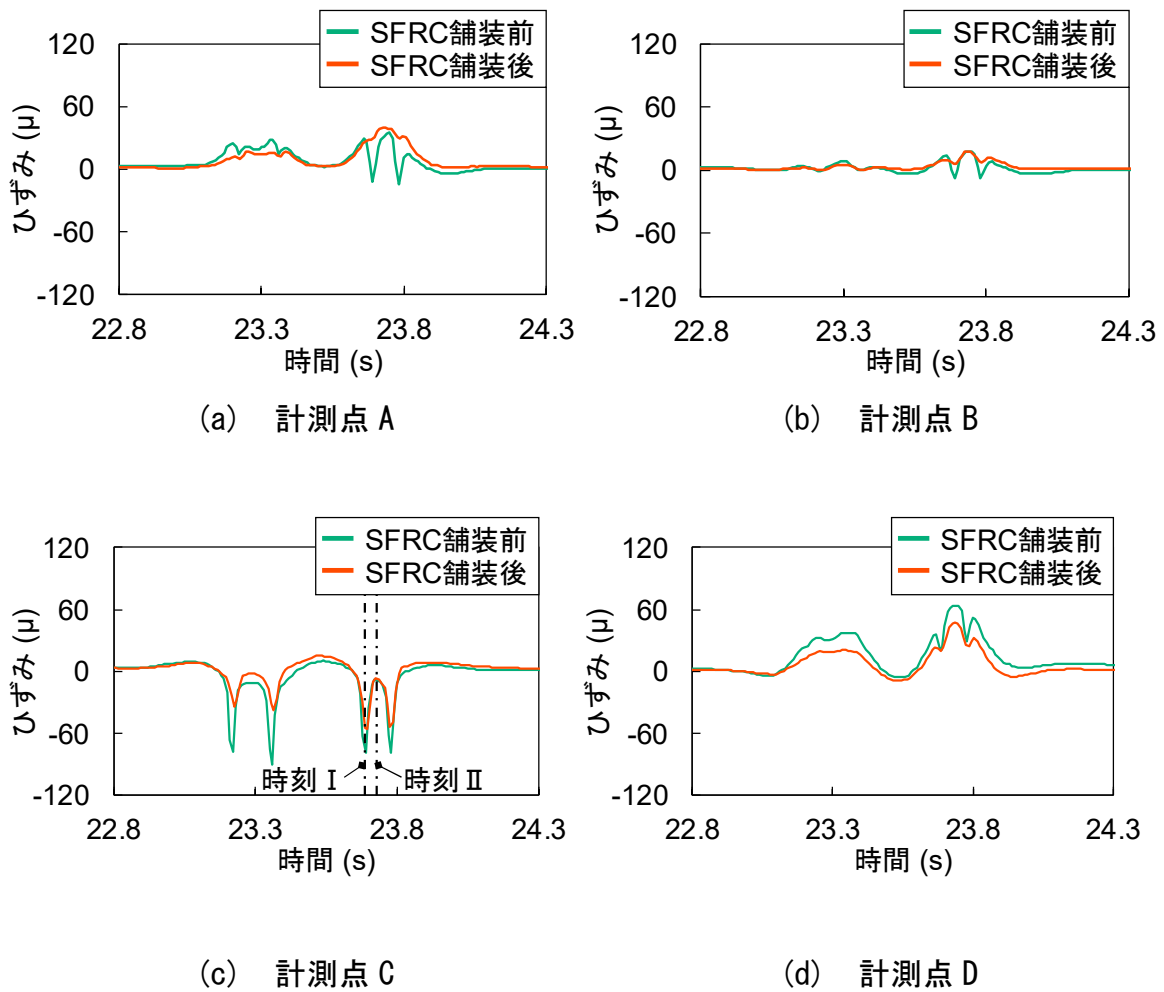


図 4-6 A 断面の SFRC 舗装前後のひずみ応答

4.6.2 B断面のトラフリブの変形とトラフリブ周辺のひずみ

(1) トラフリブの変形

図 4-7(a and b)に B 断面（横リブ交差部）の時刻Iおよび時刻IIにおける SFRC 舗装前後のトラフリブの変形を可視化した結果を示す。図 4-5(a and b)と同様に、図 4-7(a and b)にはトラフリブの変形を可視化する際に入力した変位と回転も示している。時刻Iは試験車両の第3車軸によるひずみ応答が発生した時刻であり、時刻IIは第3軸と第4軸によるひずみ応答の間の時刻である（図 4-8 (c)）。可視化した B 断面のトラフリブの変形倍率は 1000 倍とした。

図 4-7(a and b)より、SFRC 舗装後のトラフリブ下フランジの回転は SFRC 舗装前と比較して増加しており、可視化した変形からも回転の増加を確認することができる。したがって、B 断面では SFRC 舗装後にひずみが増加している計測点があると推測される。B 断面のひずみ応答の計測結果については (2) で述べる。また、A 断面と同様に SFRC 舗装後にトラフリブ下フランジの変位応答の方向が変化している（図 4-7 (a and b)）。

(2) ひずみ応答

図 4-8(a~j)に計測点 G~P（図 3-3(b)）での SFRC 舗装前後のひずみ応答を示す。表 4-6(a~c)に計測点 G~P での SFRC 舗装前後の最大ひずみ、最小ひずみ、ひずみ範囲を示す。

図 4-8(a and d)より、SFRC 舗装後の計測点 G と計測点 J は SFRC 舗装前と比較してひずみ応答が減少しており、SFRC 舗装後の計測点 G と計測点 J のひずみ範囲は、それぞれ約 79.9%、38.5%減少した（表 4-6(a)）。また、図 4-8 (e~j)に示すように、計測点 K~計測点 P のひずみ応答も SFRC 舗装によって減少しており、SFRC 舗装後の計測点 K~計測点 P のひずみ範囲は、SFRC 舗装前と比較して約 16.2~43.9%減少した（表 4-6(b and c)）。

一方、トラフリブの変形可視化結果から推測された通り、SFRC 舗装後の計測点 H と計測点 I ではひずみ応答が増加しており（図 4-8 (b and c)）、SFRC 舗装後の計測点 H と計測点 I のひずみ範囲は SFRC 舗装前と比較して、それぞれ約 47.5%、約 10.6%増加した（表 4-6(a)）。SFRC 舗装後の計測点 I のひずみ範囲が増加した理由は、車輪による鋭敏な圧縮ひずみに加えて緩やかな圧縮ひずみ応答が発生したためであり（図 4-8 (c)）、これは SFRC 舗装後の変形挙動が変化したことが要因である

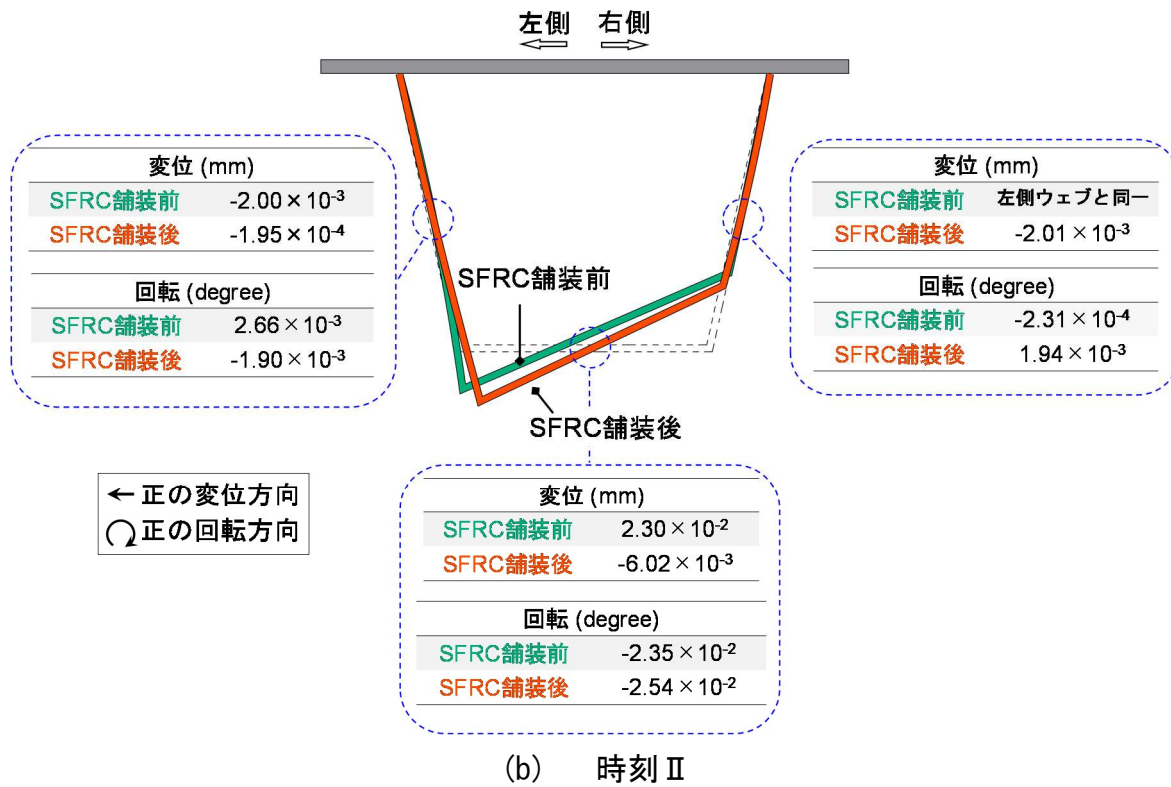
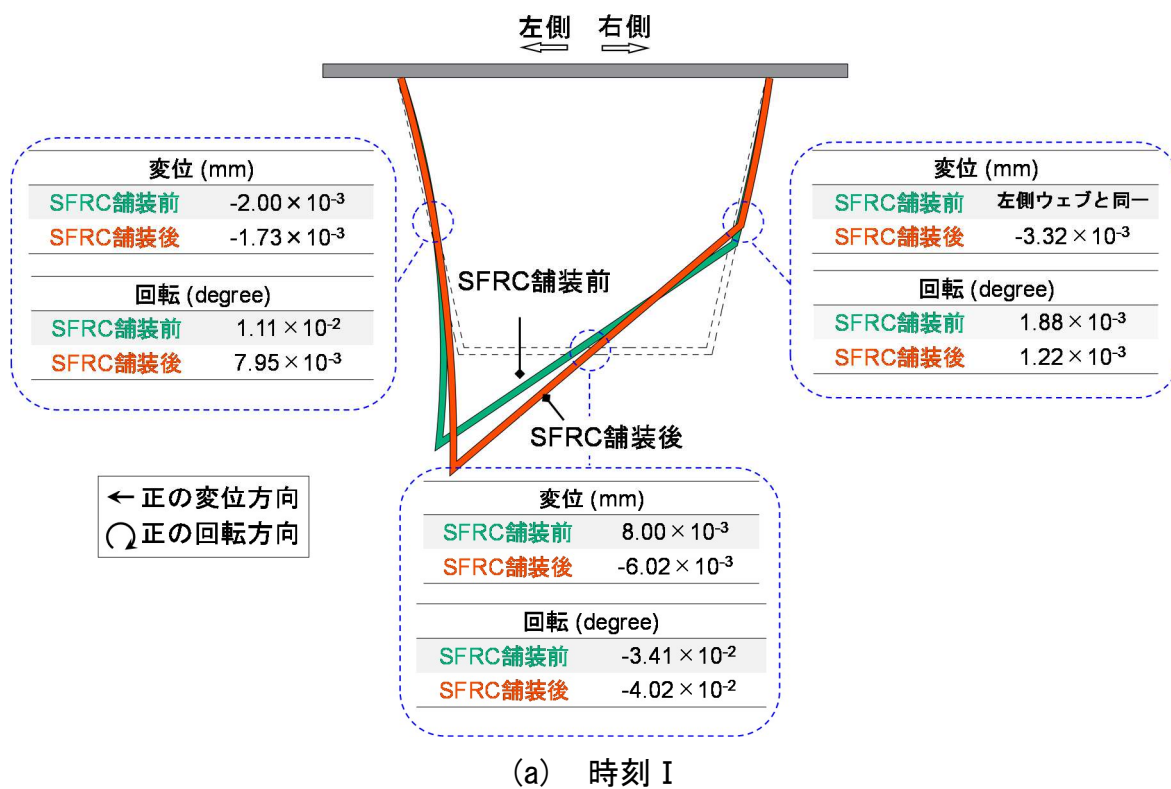
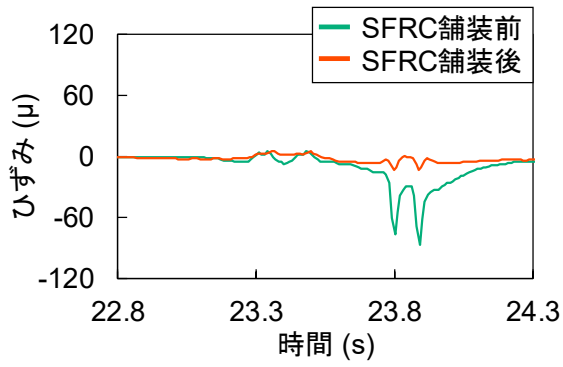
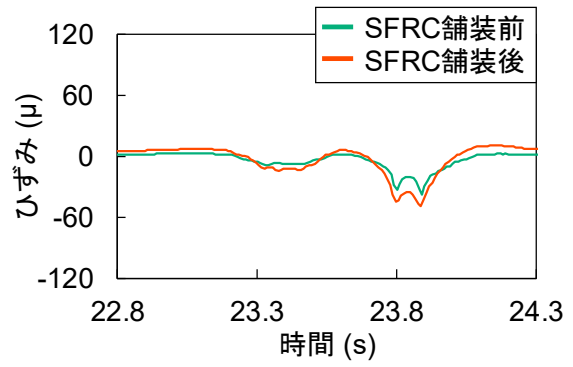


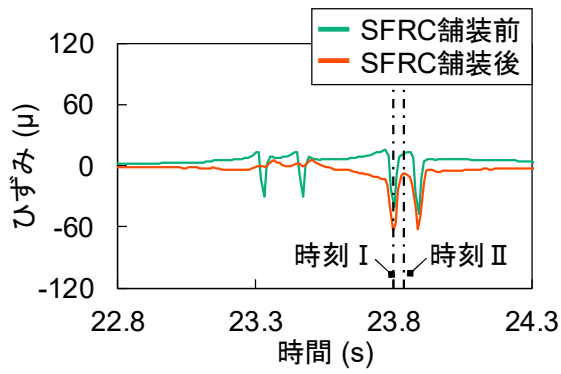
図 4-7 B 断面の SFRC 舗装前後のトラフリブの変形



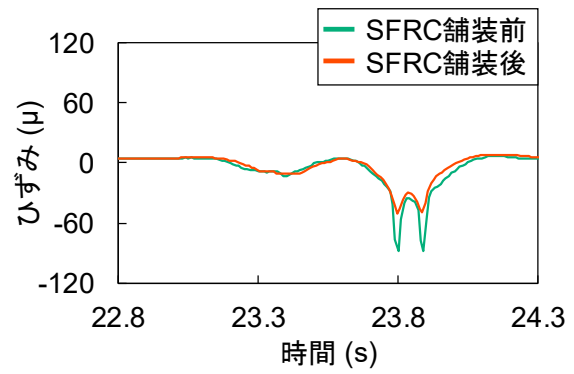
(a) 計測点 G



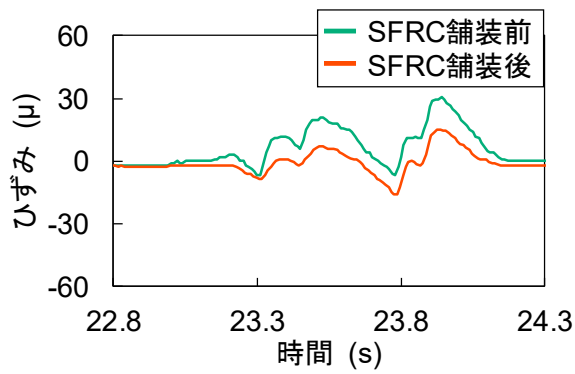
(b) 計測点 H



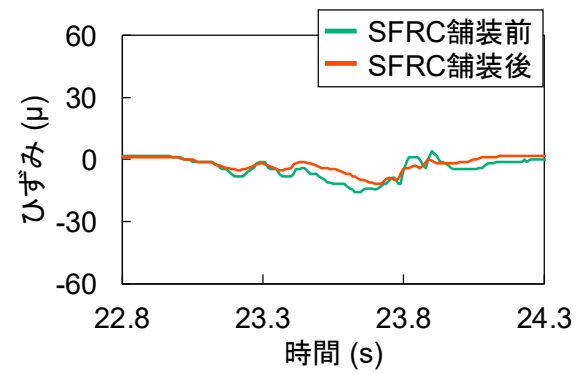
(c) 計測点 I



(d) 計測点 J

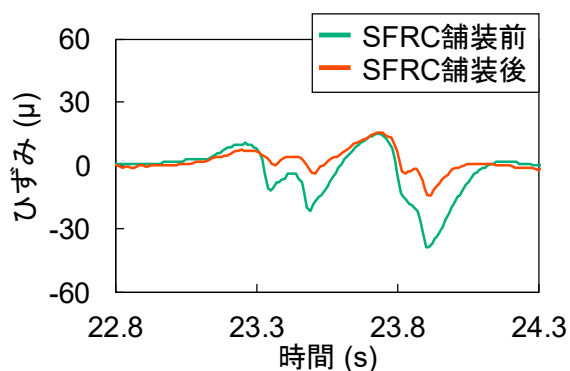


(e) 計測点 K

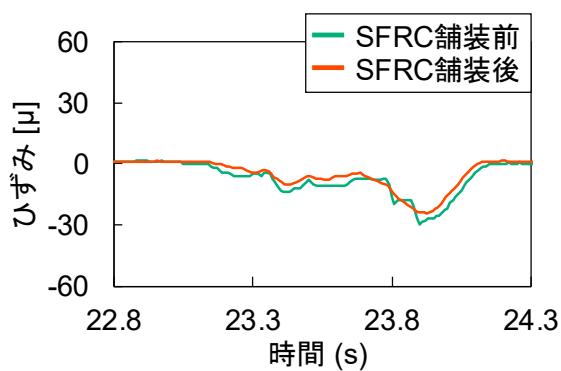


(f) 計測点 L

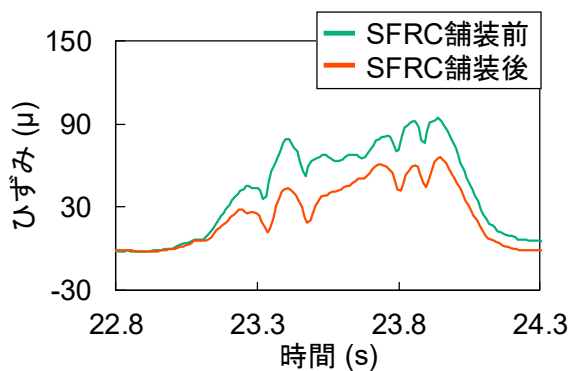
図 4-8 B 断面の SFRC 舗装前後のひずみ応答



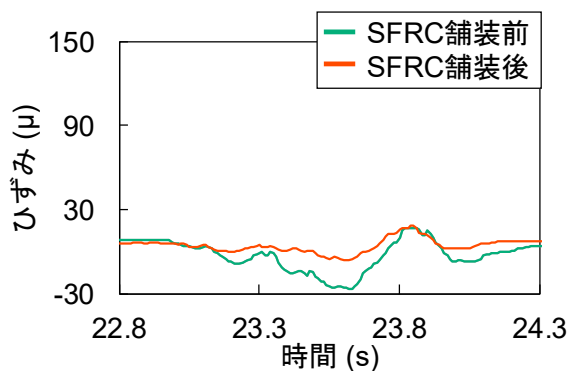
(g) 計測点 M



(h) 計測点 N



(i) 計測点 O



(j) 計測点 P

図 4-8 B 断面の SFRC 舗装前後のひずみ応答 (続き)

と考えられる. このような SFRC 舗装後の変形挙動の変化により, 計測点 H のひずみ範囲も大きくなったと考えられる. 計測点 H および計測点 I のひずみの増加は, 横リブ交差部の上側スカラップ部では SFRC 舗装の補強効果を得ることができない可能性を示している. 上側スカラップ内部は非常に狭隘なため, ひずみが増加した要因については詳細な FE 解析を用いて検証する必要がある.

表 4-6 B 断面の SFRC 舗装前後の最大ひずみ, 最小ひずみおよびひずみ範囲

(a) デッキプレートトラフリブ溶接接合部

舗装 状況	計測点 G		計測点 H		計測点 I		計測点 J	
	SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a	SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a	SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a	SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a
最大ひずみ (μ)	5.0	4.9 (98.0%)	3.0	10.8 (360.0%)	15.8	5.9 (37.3%)	6.9	8.4 (121.7%)
最小ひずみ (μ)	-87.1	-13.6 (15.6%)	-37.6	-49.1 (130.6%)	-47.5	-64.1 (134.9%)	-88.1	-50.0 (56.8%)
ひずみ範囲 (μ)	92.1	18.5 (20.1%)	40.6	59.9 (147.5%)	63.3	70.0 (110.6%)	95.0	58.4 (61.5%)

^a)内の数字は SFRC 舗装後と SFRC 舗装前の比率

(b) 横リブトラフリブ溶接接合部の横リブウェーブ側

舗装 状況	計測点 K		計測点 L		計測点 M		計測点 N	
	SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a	SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a	SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a	SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a
最大ひずみ (μ)	30.7	15.4 (50.2%)	4.0	2.0 (50.0%)	14.9	15.8 (106.0%)	2.0	2.0 (100.0%)
最小ひずみ (μ)	-6.9	-16.1 (233.3%)	-15.8	-11.8 (74.7%)	-38.6	-14.2 (36.8%)	-29.7	-24.1 (81.1%)
ひずみ範囲 (μ)	37.6	31.5 (83.8%)	19.8	13.8 (69.7%)	53.5	30.0 (56.1%)	31.7	26.1 (82.3%)

^a)内の数字は SFRC 舗装後と SFRC 舗装前の比率

表 4-6 B 断面の SFRC 舗装前後の最大ひずみ, 最小ひずみおよびひずみ範囲¹⁾ (続き)

(c) 横リブトラフリブ溶接接合部のトラフリブウェブ側

舗装状況	計測点 O		計測点 P	
	SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a	SFRC 舗装前	SFRC 舗装後 ^a
最大ひずみ (μ)	94.1	65.6 (69.7%)	16.8	18.3 (108.9%)
最小ひずみ (μ)	-2.0	-2.0 (100%)	-26.7	-6.5 (24.3%)
ひずみ範囲 (μ)	96.1	67.6 (70.3%)	43.5	24.8 (57.0%)

^a)内の数字は SFRC 舗装後と SFRC 舗装前の比率

4.7 まとめ

本章ではトラフリブの変形可視化に基づいて SFRC 舗装の補強効果を検証するために, SFRC 舗装前後に MEMS 慣性センサ, 接触式変位計およびひずみゲージを用いた現場計測を行った. 以下に得られた知見を示す.

- 1) SFRC 舗装前後の横リブ支間中央のトラフリブの変形を可視化した結果, SFRC 舗装によってトラフリブの変形が減少していることを確認した. したがって, 横リブ支間中央のデッキプレートトラフリブ溶接部のひずみも SFRC 舗装によって減少していると推測された. SFRC 舗装前後のトラフリブの変形可視化結果から推測した通り, SFRC 舗装によって横リブ支間中央のデッキプレートトラフリブ溶接部近傍のひずみ範囲が減少していることを確認した.
- 2) 横リブ支間中央のトラフリブとは対照的に, SFRC 舗装後の横リブ交差部のトラフリブ下フランジの回転は SFRC 舗装前と比較して増加していた. SFRC 舗装後のトラフリブ下フランジの回転の増加は, 可視化した SFRC 舗装前後のトラフリブの変形からも確認された. これらの結果から, 横リブ交差部の一部の溶接部でひずみが増加していると推測された.
- 3) 横リブ交差部のトラフリブの変形可視化結果から推測した通り, SFRC 舗装後の上側スカラップの左側のトラフリブウェブと上側スカラップの右側のデッキプレート

トのひずみ範囲が増加していた。これらのひずみ範囲の増加は、SFRC 舗装後の変形挙動の変化によって生じたと考えられる。一方、横リブ交差部のその他の部位は、SFRC 舗装によってひずみ範囲が減少していた。

本章で得られた知見は、補修補強前後での変形計測によって変形挙動の観点からも補修補強効果を明らかにすることが可能であることを示している。

参考文献

- 1) Hayama, M., H. Sekiya, and M. Nagai.: Verification of the reinforcement effect of an SFRC pavement under a live load based on visualization of deformation of a trough rib of an orthotropic steel deck using MEMS IMUs and contact displacement gauges, *Journal of Bridge Engineering*. 27 (5), 04022030, 2022.
- 2) 小野秀一, 下里哲弘, 増井隆, 町田文孝, 三木千壽: 既設鋼床版の疲労性能向上を目的とした補強検討, 土木学会論文集, 801, 213-226, 2005.
- 3) 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, 65(2), 335-347, 2009.
- 4) Li M., Hashimoto K., and Sugiura K.: Influence of asphalt surfacing on fatigue evaluation of rib-to-deck joints in orthotropic steel bridge decks, *Journal of Bridge Engineering*, 19(10), 04014038, 2014.

第5章 結論

本研究は、鋼道路橋に発生する変位誘起疲労損傷の原因同定および補修補強効果の検証において、変位計測と回転計測を組み合わせた変形計測が効果的な調査方法であることを示すとともに、実橋梁での新たな調査方法の一つとして提案することを目的とした。したがって、本研究では複雑な変形挙動を原因とした疲労損傷が生じ、かつ実橋梁における変形計測が殆ど行われていない鋼床版橋梁を例に、変位計測と回転計測を組み合わせた変形計測を行った。本研究で得られた結論を以下に示す。

第1章 序論

第1章では、我が国の鋼道路橋の維持管理において疲労損傷が重要な課題であることを述べるとともに、疲労損傷事例が最も多い変位誘起疲労損傷の調査では実橋梁に生じる変形挙動を計測することが効果的であることを述べた。ただし、従来の変形計測には変位計測のみが用いられていたため、橋梁部材に生じる複雑な変形挙動を正確に把握するためには回転計測も組み合わせることが重要である。さらに、実橋梁の変形計測に用いる計測機器とその特徴について整理し、変位計測と回転計測を組み合わせた変形計測に適した計測機器を明確にした。最後に本研究の目的と本論の構成を示した。

第2章 鋼床版の疲労

第2章では、本研究で計測対象とした鋼床版の構造概要、疲労損傷の発生状況、既往の研究から明らかになっている疲労損傷原因および補修補強方法について調査した。

鋼床版は軽量であるなどの特徴から、長大橋や高架橋が多い都市高速道路などに多く用いられており、我が国の鋼道路橋の中では最も早くに疲労を考慮された設計がなされていた構造である。しかしながら、近年、数多くの疲労損傷の発生が確認されており、鋼床版の疲労損傷の約60%は鋼床版を構成するデッキプレート、縦リブおよび横リブの溶接接合部近傍で生じている。これらの部位に疲労損傷が発生するのは、自動車荷重によって生じる鋼床版部材の複雑な面外変形が溶接部近傍に局部ひずみを引き起すためである。したがって、変形計測では鋼床版を構成する縦リブなどの部材の面外変形に着目する必要がある。さらに、鋼床版に生じるひずみや変形挙動は荷重

載荷位置やデッキプレート上の舗装剛性の影響を強く受けるため、鋼床版の疲労損傷原因調査においては現場状況を直接反映することができる現場計測が効果的である。

鋼床版の補修補強方法は、疲労損傷が生じた箇所を補修補強する方法と鋼床版全体の剛性を高める補強方法の二つに大別することができる。後者の補強方法は鋼床版デッキプレート上に剛性の高い材料を敷設することで行われており、我が国の都市高速道路では鋼繊維補強コンクリート（steel fiber reinforced concrete: SFRC）が用いられることが多い。SFRC 舗装による補強効果は、FE 解析、室内実験および実橋梁でのひずみ計測などの手法によって数多く検討されている。ただし、実橋梁において、SFRC 舗装が鋼床版の変形挙動に及ぼす影響は十分に明らかではなく、SFRC 舗装のように変形挙動を抑制することで補強効果を発揮する補強方法においては、SFRC 舗装が変形挙動へ及ぼす影響も明らかにすることが重要であると考えられる。

3章 変形計測に基づく鋼床版トラフリブの局部ひずみの発生メカニズムの同定

第3章では、鋼床版トラフリブに生じる変形挙動とひずみの発生メカニズムを同定することを目的に、供用中の鋼床版橋梁で MEMS 慣性センサ、接触式変位計およびひずみゲージを用いた現場計測を行った。さらに、MEMS 加速度センサを用いた鋼床版箱桁橋梁の主桁変位計測を行った。

まず、MEMS 慣性センサ（ジャイロ）による角速度計測と自由振動法を用いることで、車両走行によって生じる主桁の傾きやトラフリブの回転を取得できることを確認した。次に、車両走行によって生じた鋼床版トラフリブの変形を接触式変位計で計測した変位と MEMS 慣性センサ（ジャイロ）から算出した回転によって可視化した。続いて、可視化した横リブ支間中央のトラフリブの変形からトラフリブウェブ上部のひずみの主な原因は、トラフリブウェブの曲げ変形であることを明らかにした。また、横リブ交差部のトラフリブの変位と回転は、横リブによるトラフリブの拘束によって横リブ支間中央と比較して小さくなることを確認した。さらに、MEMS 加速度センサによる加速度計測と自由振動法を用いることで、不動点を設けることが困難な環境下においても車両走行によって生じる主桁の鉛直変位を算出することができることを確認した。

4章 変形計測に基づく鋼床版 SFRC 舗装の補強効果の検証

第4章では、第3章にて示したトラフリブの変形可視化に基づいて SFRC 舗装の補

強効果を検証した。現場計測は第3章と同様の試験橋梁、計測位置、計測機器、計測機器の設置位置で行った。

SFRC 舗装前後の横リブ支間中央のトラフリブの変形を可視化した結果、SFRC 舗装によってトラフリブの変形が減少することが明らかとなり、横リブ支間中央のトラフリブ周辺のひずみも SFRC 舗装によって減少していると推測された。SFRC 舗装前後のトラフリブの変形可視化結果から推測した通り、SFRC 舗装によってデッキプレート-トラフリブ溶接接合部近傍のひずみ範囲が減少していることを確認した。

一方、SFRC 舗装後の横リブ交差部のトラフリブ下フランジの回転は、SFRC 舗装前と比較して増加しており、可視化したトラフリブの変形からも SFRC 舗装後にトラフリブ下フランジの回転が増加していることを確認した。これらの結果から、横リブ交差部にはひずみが増加している部位があると推測された。SFRC 舗装前後のトラフリブの変形可視化結果から推測した通り、上側スカラップの左側のトラフリブウェブと上側スカラップの右側のデッキプレートのひずみ範囲は SFRC 舗装後に増加していた。これらのひずみ範囲の増加は、SFRC 舗装後の変形挙動の変化による影響と考えられる。なお、横リブ交差部のその他の部位のひずみ範囲は SFRC 舗装後に減少していた。

本研究で得られた一連の結果は、変位計測と回転計測を組み合わせた変形計測を実橋梁で行うことが十分に可能であり、本計測方法が変位誘起疲労損傷の原因同定や補修補強効果の検証に活用できることを示している。したがって、変位計測と回転計測を組み合わせた変形計測は、現場での疲労損傷原因の同定や補修補強効果の検証を可能にする新たな調査手法の一つとなると考えられる。

ただし、本研究で示した変形計測は、狭隘な箇所に局部的に生じる変形挙動を明らかにすることが困難であることに留意する必要がある。例えば、本研究では SFRC 舗装によって横リブ交差部のスカラップ内部（ $\phi 35\text{mm}$ 程度の空間）のひずみが増加することを確認した。このひずみ増加の原因は、SFRC 舗装によってスカラップ内部の局部的な変形挙動が変化したことによるものと考えられるが、本研究で用いた計測機器ではこのような狭隘な空間での変形計測は困難であり、現場計測では十分な検証を行うことができなかった。このように、現場計測で明らかにすることができない局部的な変形挙動とひずみの関係を明らかにするためには、FE 解析を用いることが有効である。FE 解析は適切なモデルを作成し、適切な条件を反映することで精度よく実

現象を明らかにすることが可能である。精度の高い FE 解析を実現するためには、現場計測で得られたひずみ、変位、回転の結果を FE 解析の各種条件に反映することが重要であり、現場計測の結果は FE 解析においても有益な情報となる。

謝辞

本研究を進めるにあたり、指導教員である関屋英彦先生（東京都市大学 建築都市デザイン学部 都市工学科 准教授）には、研究に必要な技術から論文作成および研究発表に至るまで丁寧なご指導を賜りました。関屋先生には私が修士学生の頃よりご指導いただき、関屋先生とご一緒させていただいたことは私が博士課程へ興味を持つきっかけとなりました。また、博士課程への進学に関しても後押ししていただきました。心より感謝申し上げます。三木千壽先生（東京都市大学 学長）には、本研究のテーマや研究方針に関して丁寧なご指導を賜りました。三木先生には修士学生頃よりご指導いただき、研究の面白さや難しさを学ばせて頂きました。心より感謝申し上げます。

本論文の副査を務めて頂いた丸山収先生（東京都市大学 建築都市デザイン学部 都市工学科 教授）、白旗弘実先生（東京都市大学 建築都市デザイン学部 都市工学科 教授）、焦瑜先生（東京都市大学 建築都市デザイン学部 建築学科 准教授）には、的確なご意見やご助言を頂きました。深く感謝申し上げます。丸山先生には学士、修士時代よりお世話になり、博士課程入学後も進捗状況などを気にかけて頂きました。白旗先生は私の学士、修士での指導教員であり、当時よりご指導いただきました。修士2年生の時に総合研究所での研究活動を勧めていただいたことが、私が博士課程へ進学する最初のきっかけとなりました。焦先生には異なる領域にも関わらず、快く副査をお引き受け頂き、貴重なご意見を頂きました。

本論文の研究成果は東京都市大学、首都高速道路（株）、首都高技術（株）、（一財）首都高速道路技術センターとの共同研究と東京都市大学、（一財）首都高速道路技術センターとの共同研究の一部をまとめたものです。関係者の皆様には多大なご協力を頂きました。厚く御礼申し上げます。平野秀一氏および永井政伸氏（首都高速道路（株））には、現場計測での関係機関調整や研究内容に関する貴重なご意見を頂きました。大宮勲氏（（一財）首都高速道路技術センター）、塚田翔祐氏（首都高技術（株））には、現場計測の計画と実施において大変お世話になりました。MEMS センサを用いた現場計測では、中仙道和之氏、岡本弘志氏および大森啓史氏（セイコーエプソン（株））をはじめ、多くの方々にご協力を頂きました。MEMS センサを用いた現場計測は本研究の要であり、セイコーエプソン（株）殿のご協力無しに本研究は成り立ちませんでした。心より感謝申し上げます。

博士課程への進学に際して私が勤務する（一財）首都高速道路技術センターには多くのご支援を頂き、恵谷舜吾前理事長をはじめ、多くの方々にご協力をいただきました。

在学中は安藤憲一理事長をはじめとする皆様に多くの温かいお言葉とお力添えを頂きました。心より感謝申し上げます。村野益巳部長，仲野孝洋課長をはじめとする構造技術部鋼構造技術課の皆様には研究を遂行するにあたり，多くのご配慮，ご助言を頂きました。鋼構造技術課で学んだ知識は本研究の多くの場面で生かされました。また，白鳥明部長（現：首都高速道路（株）），関口博司次長，中村毅一郎課長（現：首都高速道路（株））をはじめとする企画部企画課の皆様にも多くのご配慮を頂きました。心より感謝申し上げます。今後はこの経験を活かして首都高速道路技術センターの発展へ貢献できるよう，努めて参ります。

最後に，ここに至るまでの間，見守り，支えてくれた家族，友人に感謝いたします。