実橋における鋼床版 SFRC 舗装によるひずみ低減効果

Effect of reducing strains by SFRC pavement on Orthotropic Steel deck of Ohira Viaduct

児玉孝喜*,一瀬八洋**,加形護***,大田孝二****,新延泰生***** Takayoshi Kodama, Yatsuhiro Ichinose, Mamoru kagata, Koji Ohta, Yasuo Niinobe

*博(工), 鹿島道路株式会社, 技術部, 構造物解析・対策グループ, 課長(〒112-8566 文京区後楽 1-7-27) **鹿島道路株式会社, 技術部, 構造物解析・対策グループ(〒112-8566 文京区後楽 1-7-27) ***博(工), 鹿島道路株式会社, 技術研究所, 所長(〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1) ****工博, 新日本技研株式会社, 技師長(〒105-0014 港区芝 2-1-23) *****工博, 東洋大学, 理工学部, 都市環境デザイン学科, 教授(〒350-8585 川越市鯨井 2100)

There have been reported fatigue damages of orthotropic steel bridge decks. As countermeasure of improving fatigue durability of existing orthotropic steel decks covered with asphalt bitumen, steel fiber reinforced concrete (SFRC) pavement is expected from the viewpoint that the deck plate is stiffened by the composite action of the concrete and the distribution of wheel loads is reduced by stiffness of it.

Static loading tests using 200kN dump truck were conducted on the orthotropic steel deck of Ohira viaduct. This paper reports the results of strains measurement before and after the construction of SFRC pavement that shows the great reduction effects of the local strains of steel decks.

Key words: Fatigue damage, SFRC pavement, Epoxy resin adhesives キーワード: 疲労損傷, SFRC 舗装, エポキシ樹脂接着剤

1. はじめに

近年,重車両が走行する鋼床版橋梁において多くの疲労損傷き裂が発生している。とくにデッキプレートを貫通するき裂は、橋軸方向に徐々に進展し、最終的には輪荷重により舗装が陥没する事例も報告 ¹⁾²⁾されており、路面管理上の大きな課題となっている。このような疲労損傷き裂に対して、鋼床版上 SFRC 舗装にて路面陥没を防止する工法が実施されている。

鋼床版上 SFRC 舗装とは、鋼床版と剛性の高い鋼繊維維補強コンクリート(以下、SFRC と称す)を高耐久型エポキシ樹脂を用いた接着接合による一体化によって鋼床版の曲げ剛性の増加を図る舗装工法である。この剛性増加によって、輪荷重による鋼床版の局部変形ならびに局部応力の低減により溶接部の疲労耐久性を向上させるものである。

これまでの主な施工実績としては、横浜ベイブリッジ下層部の一般国道 357 号 3),4)、湘南大橋 5),6)、首都高速道路 (株) の鋼床版橋梁 ⁷⁾などが挙げられる。しかしながら施工実績はあるものの、実橋において既設アスファルト舗装に対する SFRC 舗装のひずみ低減効果を評価した事例はほとんどなく、その効果についてはかならずしも明らかとなっていない。そのため、本論文では実橋にお

いて、アスファルト舗装時と SFRC 舗装時での荷重載荷試験を実施しひずみ低減効果を評価した。その結果、各部位でのひずみ低減効果が明らかとなり、例えばデッキプレートの貫通き裂を生じさせるひずみが、SFRC 舗装によって 1/10 程度まで低減しており、SFRC 舗装による補強効果が明らかになった。また、荷重載荷試験を弾性有限要素解析(以下、FE解析)にて補強前後における輪荷重によって発生するひずみを再現できることを明らかにし、鋼床版橋梁の構造が異なる場合、例えば U リブ形状や U リブ支間長が異なる場合において FE解析にてひずみ低減効果が確認できることを示唆した.

輪荷重載荷試験にて確認できない、デッキプレートの 局部変形については、FE 解析を用いて曲率半径を算出し、 アスファルト舗装時よりも SFRC 舗装時の方が局部的な 変形が大きく緩和されていることを明らかにした.

2. SFRC 舗装の適用

2.1 大平高架橋の概要

輪荷重載荷試験は大平高架橋にて実施した. 大平高架橋は国道 50 号の 31 径間,全長 987m の道路橋である. 1983 年に上り線 2 車線(高崎方向)が完成し,2005 年に上り線に並行して下り線 2 車線が開通した. 交通車両

の一方向交通量は約20,000 台/日, 大型車混入率は約35% である. 輪荷重載荷試験は, SFRC 舗装が採用された鋼床版3橋のうちで最も径間長の長い3径間連続鋼床版箱桁(橋長147m)を対象とした. 対象橋梁の主な寸法は, デッキプレート厚が12mm, Uリブが幅320mm, 高さ200mm, 厚さ6mmであり, 支間長は40m,56m,50mである.

点検調査は2005年と2006年に実施された. 疲労損傷の主なタイプを図-1 に、各径間の疲労損傷数を表-1に示す. 疲労損傷は車輪直下のデッキプレートとUリブとのすみ肉溶接部 (Type-A)、デッキプレートと垂直補剛材とのすみ肉溶接部 (Type-C) や横リブとUリブの溶接部 (Type-D) に多数発生している.

2.2 SFRC 舗装の概要

SFRC 舗装の断面を図-2 に示す. SFRC 舗装の厚さは 既設アスファルト舗装厚と同じ75mm とした. 径 φ9mm, 高さ30mmのスタッドジベルを施工幅の両端部および施工目地部に橋軸直角方向2列,300 mm 間隔に設置した. なお,スタッドジベルは乾燥収縮によるSFRC 舗装版の反り上がりの影響がある版端において,万一,接着剤が剥がれた場合の担保的な位置づけで設けており,デッキプレートと SFRC 舗装とを合成させる効果は期待していない.

接着剤は水浸輪荷重疲労試験 ⁸にて、水浸での繰り返し走行後に付着強度の低下が認められなかった高耐久型のエポキシ樹脂系接着剤を 1.4kg/m² の量で塗布した. さらに、SFRC 舗装端部からの浸水を防ぐために、SFRC同士の施工継目部や SFRC と既設アスファルト舗装や伸縮装置との接合など、全ての鉛直面に本接着剤を塗布した. 接着剤の圧縮強さは 50N/mm² 以上、曲げ強さは35N/mm²以上で塗りムラが目視で判断できるように青色に着色されたものを用いた.

使用コンクリートは、交通規制条件が、上り線2車線を約1.5ヶ月間交通止め可能であったことから早強コンクリートを用いた。コンクリートの設計基準圧縮強度は29.4N/mm²であり、コンクリートの練り混ぜはバッチャープラントで行った。膨張剤は低添加型とし20kg/m³をプラントで添加した。鋼繊維は長さ30mm、径0.6mmのものとし、現場まで運搬した後に120kg/m³をアジテータ車に空気圧送しアジテータの回転攪拌により分散混入させた。スランプはSF混入後のアジテータ車からの排出性から5~6.5cm程度を目標とした。

箱桁主桁ウェブ直上の SFRC 舗装内には負曲げによる ひび割れ後の剛性確保のため,100mm メッシュの炭素繊維強化プラスチックグリッド筋(以下,CFRP 格子筋と 称す)を主桁ウェブ中心に幅方向 1.0m,下かぶり 30mm に設置した.なお,CFRP 格子筋の断面積は $39.2mm^2$,引張強度は $1,400N/mm^2$,弾性係数は $100,000N/mm^2$ のものを用いた.

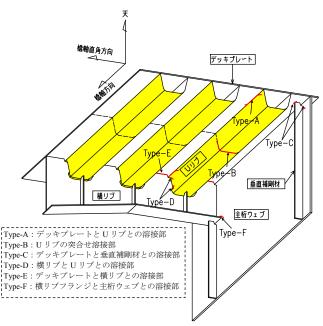


図-1 疲労損傷の主なタイプ

表-1 各径間の疲労損傷数

	Type-A	Type-B	Type-C	Type-D	Type-E	Type-F	計
$P3\sim P4$	31	0	15	5	0	0	51
$P4\sim P5$	42	0	19	19	2	0	82
$P5{\sim}P6$	26	0	10	10	2	0	48
計	99	0	44	34	4	0	181

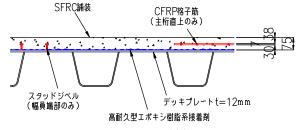


図-2 SFRC舗装断面図

3. 荷重載荷試験の方法と FE 解析

3.1 ひずみ測定位置

測定対象橋梁の平面図と計測位置を図-3 に、断面図を図-4 に示す。輪荷重載荷試験は主桁作用による正曲げモーメントが生じる支間中央部と、負曲げモーメントが生じる中間支点部の2箇所を対象とした(図-3 におけるゲージの貼付け位置1と2)。すなわち、ひずみゲージ貼付け位置1は、橋梁の鉛直たわみが比較的大きな位置としてP4とP5の支間中央付近を、ひずみゲージ貼付け位置2は、比較的たわみが小さな中間支点P5に近い位置として選定した。

橋軸直角方向における測定位置は、計測が容易な箱桁 (G1 桁) 位置内とし追越し車線側 (中央分離帯側) 付近とした. 測線の位置は図-5 に示すとおり、車輪走行位置とUリブ位置から測線 a~f の 6 側線とした. 測線 a から e では走行車の右車輪が測線を通るように、f では左

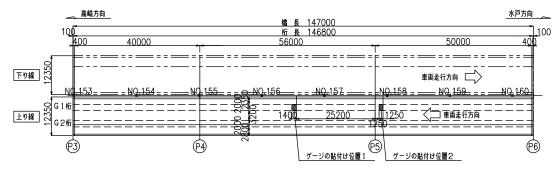


図-3 高崎方面上り線 (P3~P6) の平面図と測定位置

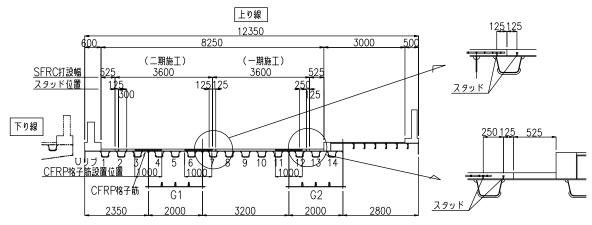


図-4 高崎方面上り線 (P3~P6) の断面図

車輪が測線を通ることを想定した.

なお、デッキプレートとUリブとの溶接に生じたき裂の数を図-5 に丸数字で示す.き裂は車輪直下のUリブ番号6 の左側に36 ヶ所、左側(主桁腹板側)に16 ヶ所、Uリブ番号5 の右側に1 ヶ所であった9.

3.2 荷重載荷試験の方法

載荷には3軸のダンプトラックを用いた. 前輪がシングルタイヤ、後輪が2軸で各々の軸の両側にダブルタイヤがあるタイプであり、総重量は220kN程度で前輪56.4kN、後前輪87.0kN、後後輪73.3kNである. 既設アスファルト舗装時点ならびにSFRC舗装時点での載荷トラック軸重にほとんど差がないことから、同じ荷重のトラックが載荷されたとしてデータを整理した.

載荷状況の全景を写真-2 に、トラックの前輪、後前輪、後後輪の車輪配置の詳細を図-6 に示す. なお、タイヤの接地面積は感圧紙を用いて測定した値の平均値を示している. 後軸のダブルタイヤの載荷は後輪のダブルタイヤの中心線が測線と一致するよう載荷した. ここで、前輪の幅員方向の載荷位置は、図-6 に示すように外側輪から 45mm 程内側に位置している. このため後輪のダブルタイヤがちょうど測線を跨ぐような位置関係では、前輪はUリブのちょうど中央位置を走行することになる.

載荷試験は、トラックの橋軸方向移動によるひずみ変動の影響(図-5、測線c,dを対象)を測定するため、

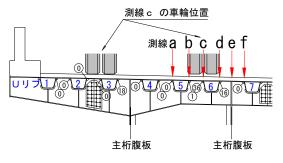


図-5 トラック載荷の測線位置

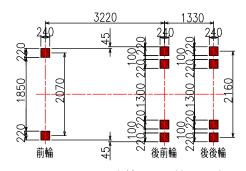


図-6 トラックの車輪配置と接地面積の詳細



写真-2 載荷状況(橋軸方向への移動載荷)

図-7に示すように、橋軸方向に700mm ずつ移動させた全 15 ケースについて実施した。また、トラックの橋軸直角方向位置(図-5、測線 a~f)によるひずみ変動の影響を測定するため、着目横リブと着目補剛材上に前輪を載荷したケース3、ケース5と、後輪2軸の中央、後前輪、後後輪を載荷したケース16からケース19を実施した。なお、橋梁上面からはひずみゲージ断面の正確な位置や箱桁内のUリブ位置を把握することは難しいため、橋軸方向は伸縮継ぎ手や排水桝位置から、橋軸直角方向については壁高欄や歩道の立ち上がり位置からひずみゲージ断面位置や測線a~fの位置を定めた。

3.3 測定ひずみゲージの位置

ひずみの測定は、図-8 に示すように図-1 の Type-A ~Type-E に着目し、デッキプレートのUリブ支間中央と横リブ近傍で測定した。横リブとUリブとの交差位置で

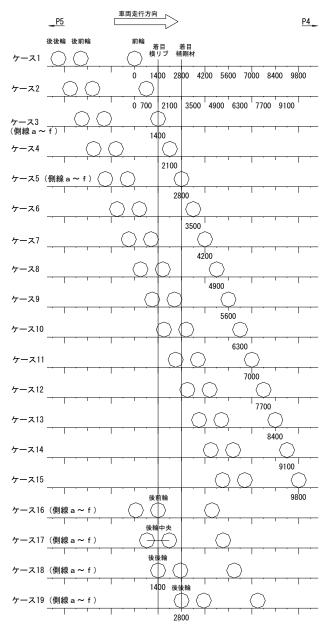
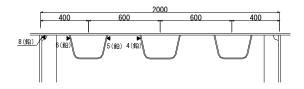
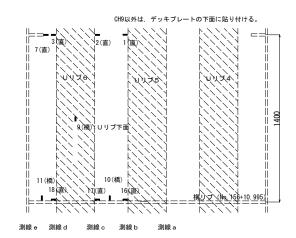


図-7 橋軸方向の輪荷重位置

は主応力方向が不明確であることから3軸のロゼットゲージを使用した.スカーラップ位置でのひずみゲージは、ゲージ長3mmのものを溶接止端部から5mmの位置に貼り付けた.ゲージと溶接止端部の離れを図ー9に示す.なお、ゲージ貼付け位置2のゲージ番号は貼付け位置1の番号に100を加えた値とする.





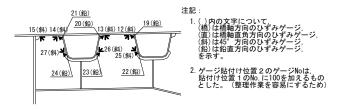


図-8 ゲージ位置とゲージ番号 (ゲージ貼付け位置 1)

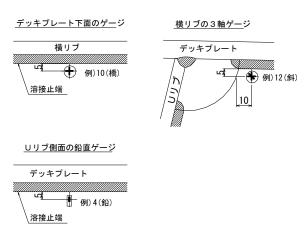


図-9 ゲージと溶接止端の離れ図

3.4 弾性有限要素解析による検討

(1) 解析の目的

デッキプレートとUリブ溶接部の疲労損傷については、デッキプレートの局部変形を抑えることが有効であることが報告 ¹⁰⁾されている。今回の荷重載荷試験は各部位のひずみ値の計測であり、デッキプレートの変形量を計測していないことから、局部変形とひずみの関係が明らかとなっていない。そのため、局部的な変形量については FE 解析を用いて曲率半径として評価した。また、荷重載荷試験と FE 解析のひずみ値を比較することでモデル化の妥当性を検証した。

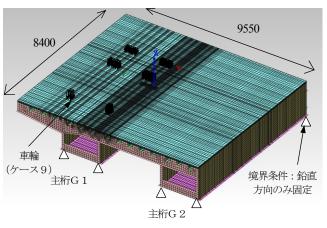
(2) 解析モデル

ひずみ計測において、支間中央と中間支点上の計測結果に違いがないことから、解析モデルは床組作用に着目し橋軸方向に横リブ3パネル(3x2800=8400mm)の範囲とした。また、境界条件はモデル端部において、主桁腹板下端の8節点の鉛直方向を固定とした。FE解析のプログラムは maidas FEA Ver.280 を使用した。

舗装,接着剤,デッキプレートは材料特性が異なる 3 層の合成部材であるためソリッド要素を用い,その他の Uリブ,横リブ,主桁などは板要素とした.メッシュサイズは着目部の垂直補剛祭近傍は約 10mm サイズ,その 他は約 100mm サイズとした. SFRC 舗装厚は 75mm を 4 分割, デッキプレート厚は 12mm を 1 層のサイズとした.

全体モデル図を図-10に、断面図を図-11に、材料特 性を表-2 に示す. SFRC 舗装の弾性係数は、同様の工事 で測定した弾性係数を参考にして、初期材令時の 25,000N/mm² を用いた. また, アスファルト舗装の弾性 係数は、温度や車両速度(荷重の載荷時間)によって変 化することが知られている. 久利らの研究¹¹⁾ では、アス ファルト混合物は載荷時間や温度に応じてスチフネス が変化するという材料非線形性を有しており図-12 に 示される密粒度アスファルト混合物 (Gmax13mm, ポリ マー改質アスファルトⅡ型)での測定結果の例が報告さ れている. また, 同様な測定事例として, 密粒度アスフ アルト混合物 (Gmax13mm, ストレートアスファルト 80/100) を用いた笠原らの研究 12) においては舗装温度 20℃, 1 秒程度で約 500N/mm² との報告もある. そこで、 本測定時のアスファルト舗装の温度は 23℃前後であり、 静的に荷重を載荷したことから、温度20℃、載荷時間3 秒時のスチフネス 500N/mm² を FE 解析時のアスファル トの弾性係数とした.

SFRC 舗装にひび割れがない状態であることから、ひ び割れ後に効果を発揮する CFRP 格子筋については、モ デル化を行っていない、また、スタッドジベルについて も、接着剤が剥離した場合に効果を発揮する部材である



(a) 全体を表示

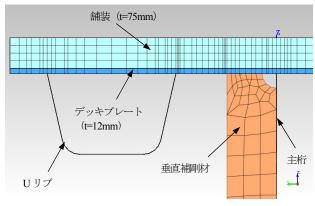
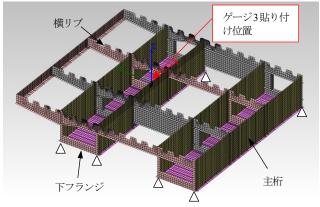


図-11 断面図



(b) 主桁, 下フランジ, 横リブを表示

図-10 全体モデル図

表-2 材料特性

	要素種類	要素数(個), 厚さ(mm)	弾性係数 (N/mm²)	ポアソ ン比					
アスファル ト舗装	ソリッド	116,570 75mm	500	0.35					
SFRC 舗装	ソリッド	93,256 74.2mm	25,000	0.2					
接着剤	ソリッド	23,314 0.8mm	2,000	0.2					
デッキ プレート	ソリッド	23,314 12mm	205,000	0.3					
その他 の鋼材	板	34,095	205,000	0.3					

ことからモデル化を行っていない.

輪荷重は、3.2 に示す荷重載荷試験のダンプトラックの軸重を用いた。また、車輪配置および接地面積は図ー6のとおりとした。

4. 結果および考察

4.1 ひずみ計測の結果

SFRC 舗装のひずみ低減効果について、着目部位の記号と名称を表-3に、SFRC 補強前後の比較をまとめた結果を図-13に示す. ひずみは疲労照査で用いる車両走行時の最大ひずみと最小ひずみの幅であるひずみ範囲を使用した. なお、図-13におけるひずみゲージの番号について、二桁は支間中央、三桁は中間支点上のひずみゲージ貼付位置を示している. SFRC 補強前後の比較は、SFRC 補強前を 100とした場合の SFRC 補強後の比率%(100×補強後/補強前)とし、ひずみ範囲(棒グラフ)の右側に数字で示した. デッキプレート貫通き裂を生じさせるひずみ(記号 A1、F1)では、10%以下となっているものが多い.

支間中央と中間支点上 (P5 付近) の計測結果については大きな差異は生じていない (例えば、ゲージ番号 1 と 101 の比較). 本計測において、主桁全体系の鉛直たわみの大小は計測値にほとんど影響がなかったと考えられる.

デッキプレートと U リブの溶接部に着目(記号 A1) すると、輪荷重によるひずみ範囲は、アスファルトの段階では $200\times10^6\sim400\times10^6$ ($42\sim82\mathrm{N/mm}^2$)であったものが、SFRC 補強後はすべてが 50×10^6 ($10\mathrm{N/mm}^2$)に達していない。また、デッキプレートと横リブの溶接部(記号E1)についても 20%にまで低下しているものも多く、SFRC 舗装が鋼床版の疲労き裂の対策として、十分な効果を有していることが期待される結果となっている。

4.2 デッキプレートのひずみ低減効果

デッキプレートとUリブ溶接部に生じるき裂は、デッキプレートに進展する可能性があり、この位置は最も SFRC 舗装にて補強する必要がある部位と考えられる. そのため、この部位のゲージ番号 2,3 (Uリブ支間中央)、ゲージ番号 17,18 (横リブ交差部) に着目し、車輪を橋軸方向に移動させた場合の、アスファルト舗装時と

記号 A1 デッキプレートとUリブとの溶接部 (Uリブ支間部) A2 デッキと垂直補剛材との溶接部 В 主桁と垂直補剛材との溶接部 С D 9,109 Uリブの突合せ溶接部 **リリブのひずみ** E1 10.11 . 110.111 構リブとリリブまたはデッキプレートと E2 12~15, 112~115 舞りブ3軸ひずみ デッキプレートとUリブとの溶接部 (横リブ交差部) F2 19~21,119~121 リリブの鉛直ひずみ 構リブス軸アトずみ 横リブとUリブとの溶接部(下側) G2 25~27.125~127 リリブの鉛直ひずみ

表-3 着目部位の記号と名称

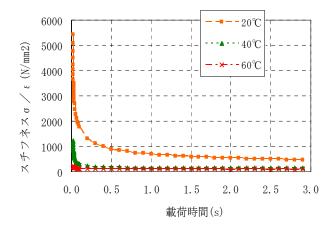


図-12 アスファルト舗装のスチフネスの例

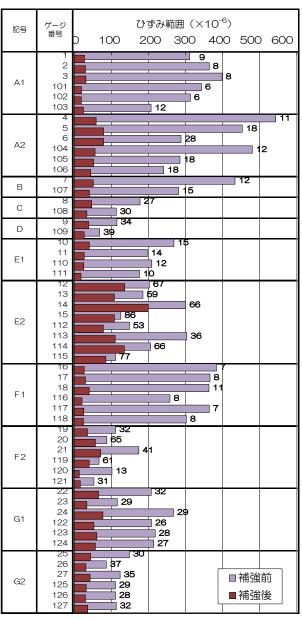


図-13 SFRC 補強前後のひずみ範囲

SFRC 舗装時のひずみを図-14~図-17 に示す。また、 EE 解析値についても合わせて図示した。なお、活荷重の 載荷位置は、車輪を橋軸方向に移動させた場合に、大き なひずみが生じる測線 c (最も損傷が多く発生している 部位) とした。ただし、ゲージ番号 2,3 については後 前輪を直上に載荷した場合については測定していない ため解析のみ実施した。

アスファルト舗装時のひずみを赤線、SFRC 舗装時のひずみを青線にて示している。どのゲージにおいてもアスファルト舗装時に 250×10⁶~300×10⁶ 程度であったひずみ範囲が 50×10⁶以下に低減している。また、ゲージ番号 2,3 においては、アスファルト舗装時に車輪が直上に来た場合は圧縮ひずみが生じるが、SFRC 舗装時では引張ひずみが生じる結果となった。これは、アスファルト舗装時は SFRC 舗装に比べ剛性が小さいため、デッキプレートが局部変形し負曲げモーメントが生じデッキプレート下面が圧縮となる。一方、SFRC 舗装時は

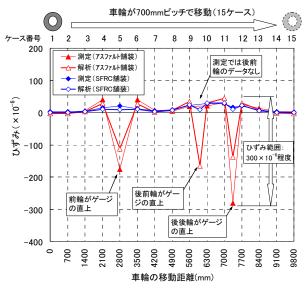


図-14 ゲージ番号2の車輪移動の影響比較

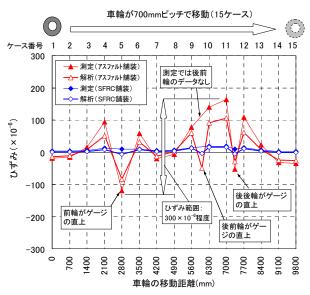


図-15 ゲージ番号3の車輪移動の影響比較

局部変形が抑制されることからデッキプレート下面が 引張となるためであり、次節の局部変形とひずみの比較 においても同様の傾向が確認できる.

車輪の移動にともなう測定値と FE 解析値のひずみについて、両方の傾向は同様であり、FE 解析でほぼ荷重載 荷試験を再現できているといえる. 特にアスファルト舗装時についてはゲージ番号3に前輪のひずみ計測位置への漸近によって、ひずみは圧縮から引張に転じ(ケース1~4)、前輪がゲージ直上の場合(ケース5)に大きく圧縮となる. また、前輪通過後は、後輪の影響によりひずみが大きく引張に転じ、前輪と同様に直上で正負交番する複雑な変化であるが、FE 解析でも同様の結果が得られた. 一方、ゲージ番号2、17、18 については、車輪がゲージ直上の場合にのみ、大きな圧縮ひずみが生じる傾向となっている. ゲージ番号3 は垂直補剛材の影響を受けるため、ゲージ番号2 と異なり引張ひずみが生じたと考えられる.

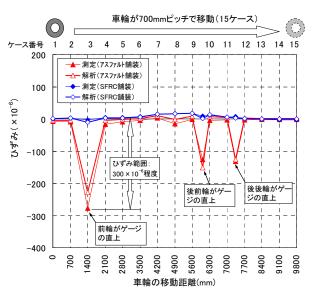


図-16 ゲージ番号 17 の車輪移動の影響比較

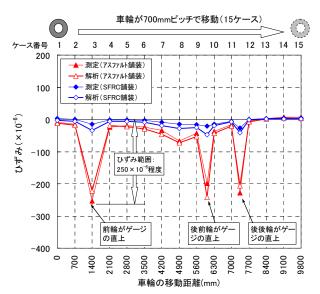


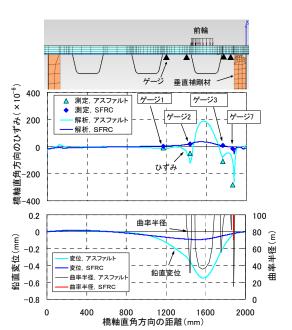
図-17 ゲージ番号 18 の車輪移動の影響比較

なお、ひずみ測定と FE 解析では、ひずみ値に若干の 差が生じているが、これはトラック車輪載荷位置の計測 上のズレなどが主な原因と考えられる.

4.3 局部変形とひずみの比較

局部変形とひずみの比較は、前節と同様にデッキプレ ートと U リブ溶接部について比較した. 比較するゲージ は測定したゲージ番号 1, 2, 3, 7 (Uリブ支間中央), ゲージ番号 16, 17, 18 (横リブ交差部) とし,活荷重の 載荷位置は前輪がゲージ直上の場合と後後輪がゲージ 直上の場合とした.

局部変形が生じている位置では曲率半径が小さいと考 えられることから, デッキプレート下面の曲率半径とひ



前輪載荷時のUリブ支間中央 図-18

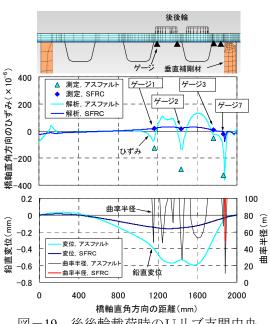


図-19 後後輪載荷時のUリブ支間中央

ずみを比較することとした. また、アスファルト舗装の ひび割れを抑制するために、デッキプレートの曲率半径 は20m以上¹³⁾が望ましいとされていることから、SFRC 舗装によってアスファルト舗装時の曲率半径がどの程 度抑制されるかを求めた.

複雑な変形状態であるため、曲率半径は FE 解析にお いて隣り合う3つの節点の変位後の位置を通る円の半 径として, 主桁間内の曲率半径の分布を求めた.

デッキプレート下面のひずみ, 鉛直変位, 曲率半径を 図-18~図-21 に示す. なお, 曲率半径は 100m 以下を 図示した. また, ひずみの計測値についても合わせて図 示した.

Uリブ支間中央に前輪が載荷された場合(図−18)で

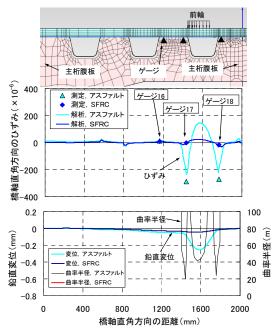


図-20 前輪載荷時の横リブ交差部

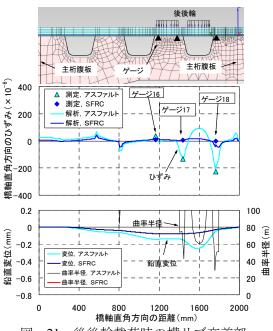


図-21 後後輪載荷時の横リブ交差部

は、アスファルト舗装時は SFRC 舗装時と比較し鉛直変 位量が大きく、曲率半径が 20m 程度であることから垂直 補剛材位置に大きなひずみが発生している.

後後輪が載荷された場合(図-19)のアスファルト舗装時においては、輪直下にUリブ腹板位置を支点としてW形に局部変形が生じており、曲率半径は最小10m程度となっている。一方、SFRC舗装時には、垂直補剛材部で曲率半径が50m程度となるものの、その他の位置では100m以上となっており、W形の局部変形は生じておらず、ひずみが低減されている。また、アスファルト舗装時は前輪、後後輪のどちらの場合においても、垂直補剛材位置に大きな圧縮ひずみが生じる傾向にある。

横リブとUリブ交差部のデッキプレート(図-21,図-22)は、Uリブ間は横リブ腹板に変形を拘束されるが、Uリブ内は自由な変形が可能な構造的な特徴を有している。そのため、アスファルト舗装時において、Uリブ内に前輪と後輪が載荷された場合の傾向は同じであり、Uリブ腹板位置の曲率半径は最小 20m 程度となっており、この位置を支点として局部的な変形が生じることで、大きなひずみが発生したと考えられる。一方、SFRC 舗装時においては、曲率半径は 100m 以上となっており、Uリブ内に局部的な変形は生じておらず、ひずみが低減されている。以上より、SFRC 舗装によりひずみが低減されたのは、輪直下の局部的な変形が抑えられたためであるといえる。

5. まとめ

本論文で鋼床版に SFRC 舗装による補強工法を実施し、各溶接部のひずみ低減効果を実車両による静的載荷試験および弾性有限要素解析を行い、鋼床版における SFRC 舗装の補強効果を検証した.

今回の範囲内において、得られた主な結果は以下に示すとおりである.

輪荷重載荷試験はSFRC舗装による補強効果がもっとも期待できる補強直後に行われたものであるが、鋼床版の疲労耐久性の向上に資すると考えられる大きなひずみ低減効果がみられた。経過観察を今後も行い、今回施工したSFRC舗装の鋼床版の疲労予防対策としての効果とその持続性、舗装自身の耐久性等について検証する必要があると考えられる。なお、曲率半径の小さな部位と舗装の耐久性の関連については今後の課題であり、今後も研究を続けることとしたい。

- (1)デッキプレート位置におけるひずみ低減効果はきわめて大きく、とくに、デッキプレートとUリブとの溶接部においては、SFRC補強前後で1/10程度にまでひずみ値が低下している.
- (2)横リブとUリブとの溶接部についても、そのひずみは SFRC 補強前後で 1/2 から 1/3 に減じており、デッキプ レートほどではないが、ひずみの低減効果は認められ

る.

- (3)横リブとデッキプレートとの溶接部については、デッキプレートのひずみは SFRC 補強前後で 1/7 から 1/10、横リブのひずみは 36%から 86%程度であり、デッキプレート側の低減効果が大きい.
- (4)アスファルト混合物のスティフネスを適切に設定することで、弾性有限要素解析を用いて発生ひずみを良好に再現することができる.
- (5)デッキプレートの局部変形とひずみに相関関係があることが、弾性有限要素解析にて確認できた.
- (6)局部的な変形量を曲率半径で評価すると、既設アスファルト舗装では、垂直補剛材上で最小10m程度、Uリブ腹板上で最小20mであったものが、SFRC舗装を用いることで、垂直補剛材上で50m程度、Uリブ腹板上で100m以上となり、局部的な変形が大きく緩和されていた。

参考文献

- 1) 西川和廣: SFRC による鋼床版舗装-鋼とコンクリートの新しい関係-,橋梁と基礎,pp.84-87,2005.8
- 2) 山田健太郎: 重交通下における鋼床版の疲労損傷ー 名古屋周辺での事例ー, 土木学会 第10回鋼構造と 橋に関するシンポジウム, pp.11-18, 2007.8
- 3) 加形護, 児玉孝喜, 中丸貢, 西川隆晴, 石田稔, 栗原和彦: SFRC 舗装による鋼床版の疲労損傷対策ーー般国道 357 号横浜ベイブリッジ舗装工事ー,橋梁と基礎, pp.27-32, 2004.10
- 4) 山田博道: SFRC 舗装による鋼床版の疲労低減効果, 第62 回土木学会年次学術講演会, pp.197-198, 2007.9
- 5) 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, 土木学会 第10回鋼構造と橋に 関するシンポジウム, pp.1-10, 2007.8
- 6) 児玉孝喜,加形護,後藤和満,近藤充志:供用下に おける SFRC による鋼床版の疲労対策,橋梁と基礎, pp.30-38,2006.11
- 7) 牛越裕幸,下里哲弘,弓削太郎,児玉孝喜:実橋に おける既設鋼床版への SFRC 補強効果確認測定,第 62 回土木学会年次学術講演会,pp.59-60,2007.9
- 8) 小野秀一, 牛越裕幸, 下里哲也, 稲葉尚文, 冨田芳男: 鋼繊維補強コンクリートを敷設した鋼床版の水浸輪荷重疲労試験,第62回土木学会年次学術講演会, pp.57-58, 2007.9
- 9) 児玉孝喜,緑川和由,加形護,伊藤清志,一瀬八洋, 勝俣盛,山岸俊一,鈴木康範:舗装による鋼床版の 長寿命化,セメント協会,セメントコンクリート No.740, pp.24-33, 2008.10
- 10) 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の向上を目的とした補強検討, 土木学会論文集,No.801/I-71,pp.213-226,2005.10
- 11) 久利良夫, 佐藤彰紀, 鎌田修, 芳賀潤一, 児玉孝喜:

高温域を考慮したアスファルト混合物のスチフネス推定方法に関する研究, 土木学会舗装工学論文集, 第13 巻, pp.39-46, 2008.12

- 12) 笠原篤,岡川秀幸,菅原照雄:アスファルト混合物の動的性状とその舗装構造の力学解析への利用,土
- 木学会論文報告集,第 254 号,pp.107-117,1976.10
- 13) (社) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説, Ⅱ鋼 橋編, p273, 2002.3

(2009年9月24日受付)