

## 既設鋼道路橋における疲労損傷の調査・診断・対策技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（理事長特別枠）

研究期間：平 21～平 25

担当チーム：構造物研究グループ（橋梁）

研究担当者：村越潤，遠山直樹，木ノ本剛

## 【要旨】

我が国の鋼道路橋は約 5 万 8 千橋（橋長 15m 以上）を数えるが，近年，重交通路線に位置する橋梁や長期供用された橋梁等において，疲労損傷事例が顕在化しつつある．鋼道路橋の疲労損傷については，交通条件，構造条件，溶接品質等により損傷傾向，原因及び対策方法が異なる場合が多く，これらの事例に対する調査・診断・対策技術の体系化を図ることが重要と考えられる．本研究では，鋼道路橋における疲労損傷の発生傾向，各種要因との関係について既存事例に基づく実態分析を行うとともに，具体的な事例について実験・解析的検討を行い，調査・診断・対策技術に関する知見を現場で活用できる技術資料としてとりまとめることを目的としている．本年度は，鋼床版に発生する疲労き裂を対象として，対策技術としての SFRC 舗装の補強効果について検討を行った．

キーワード：鋼道路橋，疲労き裂，鋼床版，SFRC 舗装

## 1. はじめに

近年，重交通路線に位置する橋梁や長期供用された橋梁等において，重大な疲労損傷事例<sup>1)</sup>が顕在化しつつある．鋼道路橋の疲労損傷については，交通条件，構造条件，溶接品質等により損傷傾向，原因及び対策方法が異なる場合が多く，これらの事例に対する調査・診断・対策技術の体系化を図ることが重要と考えられる．本研究では，鋼道路橋における疲労損傷の発生傾向，各種要因との関係について既存事例に基づく実態分析を行うとともに，具体的な事例について実験・解析的検討を行い，調査・診断・対策技術に関する知見を現場で活用できる技術資料としてとりまとめることを目的としている．

本年度は，鋼床版に発生する疲労き裂を対象として，対策技術としての SFRC 舗装の補強効果について検討を行った．また，実橋梁における補強効果確認のために，SFRC 舗装前後における応力計測を行った．

## 2. 検討概要

鋼床版橋では，デッキプレートと U リブの溶接部において溶接ルートから発生し，デッキプレートを貫通する疲労き裂（以下，デッキ進展き裂）が確認されている．主な対策方法の一つに SFRC 舗装による補強が挙げられ土木研究所では，これまでに SFRC 舗装による既設鋼床版の補強対策に関して，設計・施工マニュアル（案）<sup>2)</sup>をとりまとめている．

一方，同溶接部には，デッキ進展き裂の他に，溶接ルートからビードを貫通する疲労き裂（以下，ビード進展

き裂）が発生している事例も多数報告されている．SFRC 舗装ではデッキプレート溶接部周辺の局部応力軽減効果が得られるのでビード進展き裂の発生・進展に対しても十分な抑制効果が期待できるものと考えられる<sup>3),4)</sup>．これまでに実施されている対策事例では，SFRC 舗装に加えて，き裂先端を除去するために観察孔を設置した上で，き裂の進展性状に応じて，当て板による断面補強を併用する対策<sup>5),6)</sup>が行われている．しかしながらこの場合，目視では確認困難なビード内なき裂の進展や，観察孔に露出したルートからの新たなき裂の発生が懸念される．

本研究では，SFRC 舗装を行った状況下で，ビード進展き裂のき裂進展防止のために設ける観察孔が有する疲労耐久性について検討を行った．本年度は，昨年度に引き続き SFRC 舗装の補強を施した実大鋼床版試験体に対して，ビード進展き裂を模擬したスリットを施工した場合の，スリット端部の観察孔周りの疲労耐久性の検討を行った．具体的には，FEM 解析により荷重載荷位置と観察孔周りに生じる応力性状の把握を行うとともに，スリット長が観察孔に露出したルート部の疲労耐久性に与える影響について検討を行った．

また，実橋梁で SFRC 舗装前後において，荷重車走行時及び一般交通荷重下における簡易な応力計測を行い，SFRC 舗装の補強効果の確認を行った．

なお，本研究は，(株)横河ブリッジホールディングスとの共同研究「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）」（平成 16～21 年度）<sup>7),8)</sup>の一環として実施している．

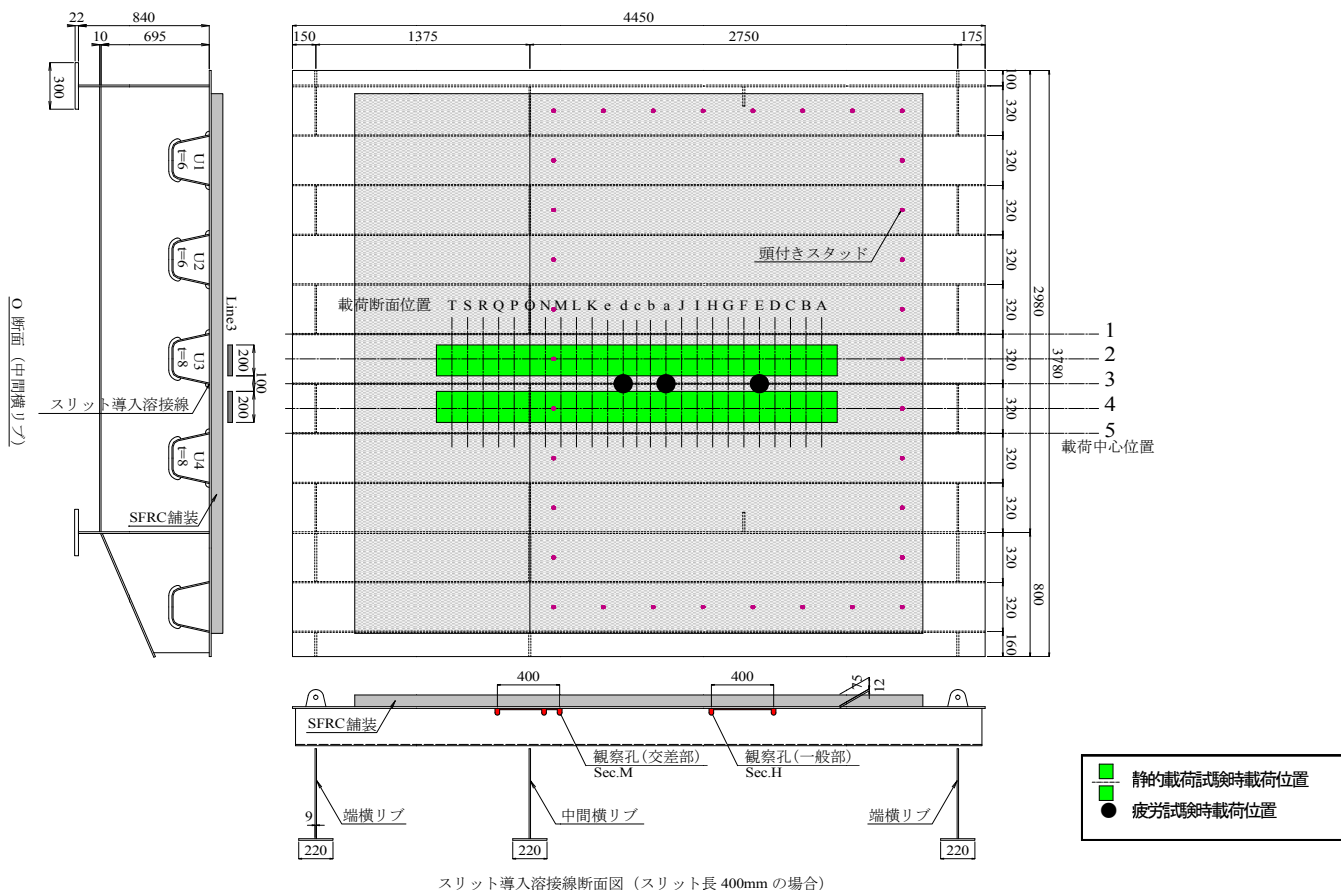


図-3.1 SFRC 舗装を施工した実大鋼床版試験体の寸法形状と載荷試験時の荷重載荷位置

### 3. き裂処理部の疲労耐久性に関する検討

#### 3.1 解析モデルの妥当性検証

##### 3.1.1 静的載荷試験概要

図-3.1 に SFRC 舗装を施工した実大鋼床版試験体 (以下, 試験体) の寸法形状と載荷試験時の荷重載荷位置を示す。試験は U3 リブの U4 リブ側の溶接線に着目し, 同溶接部にビード進展き裂を模擬したスリット (以下, スリット) を施工するとともに, その両端にき裂進展防止のための観察孔を施工した状態で実施した。

図-3.2 に横リブ交差部をまたぐ位置 (以下, 交差部) と縦リブ支間中央の位置 (以下, 支間部) に導入したスリットと観察孔を示す。試験はスリット長を 100mm から 600mm まで 100mm ずつ増加させながら, 順次, 静的載荷試験を実施した。このため, 着目する観察孔位置についても順次変更している。また, スリット長 400mm の時点で, 観察孔 H, M を対象とした疲労試験を実施し, 観察孔こば面ルート部から疲労き裂を発生させた。図-3.3 に観察孔の寸法形状と溶接ビード断面マクロを示す。なお, 疲労試験時にルート部からのき裂再発を容易にするために, 余盛りを削除してのど厚不足の状態としている。

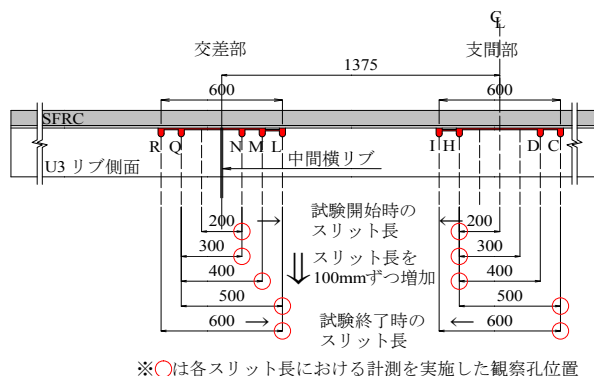


図-3.2 スリット (交差部及び支間部) と観察孔

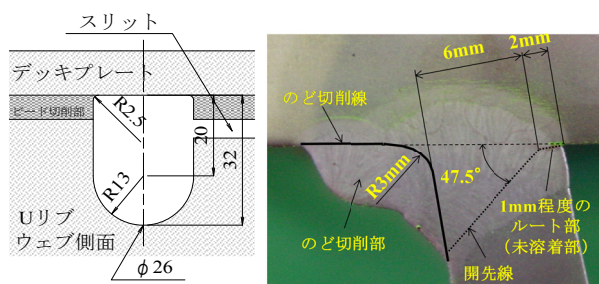


図-3.3 観察孔の寸法形状と溶接ビード断面マクロ断面

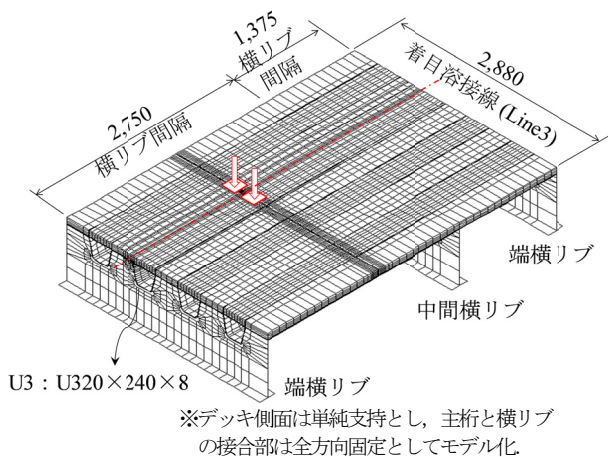


図-3.4 試験体モデル全体図

### 3. 1. 2 解析モデル

図-3.4に試験体の解析モデルの全体図を、図-3.5に溶接部形状と観察孔部分の要素分割図を示す。着目観察孔の最小要素寸法は0.5mm×0.5mm×0.5mm程度とした。SFRC 舗装及び鋼部材の弾性係数Eとポアソン比 $\nu$ はそれぞれ、 $E=40,000\text{N/mm}^2$  ( $\nu=0.167$ )、 $E=200,000\text{N/mm}^2$  ( $\nu=0.3$ )とした。SFRC 舗装とデッキ間の接合は完全合成と仮定した。溶接部の形状は、余盛り切削後の試験体の溶接形状と同じとした。荷重は、静的載荷試験の載荷条件と同じとし、輪荷重(150kN)を模擬して載荷した。なお、本解析モデルの節点数は、117,200節点、要素数は113,200要素である。解析には汎用有限要素法解析プログラムCOSMOS/M ver.2.9を使用した。

### 3. 1. 3 静的載荷試験との比較

最初に、静的載荷試験結果との比較によりモデル化の妥当性を検討した。静的載荷試験の詳細は過年度に報告しているので省略する。比較対象としたのは、図-3.6に示す観察孔周りに貼付した5連ゲージの中心位置のゲージである。

図-3.9に支間部の観察孔H(スリット長400mm)における応力の橋軸方向影響線を示す。着目する計測位置は観察孔こば面ルート部(ひずみゲージG1-3)、観察孔のこば面R部(ひずみゲージG2-3)及びデッキ下面(ひずみゲージG3-3)である。解析値は同位置の要素の節点応力から算出した。以下、これらの各着目位置をこば面ルート部、こば面R部、デッキ下面と呼ぶ。また、図-3.8にスリット長400mmの場合の、橋軸方向影響線載荷時の最大・最小応力発生載荷位置(断面a, G)における、こば面ルート部の鉛直方向応力分布を示す。いずれの部

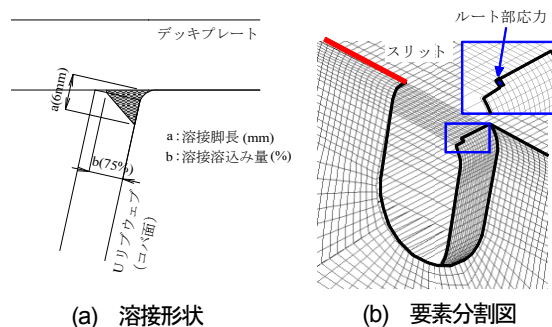


図-3.5 試験体モデルの溶接形状と観察孔部分の解析モデル

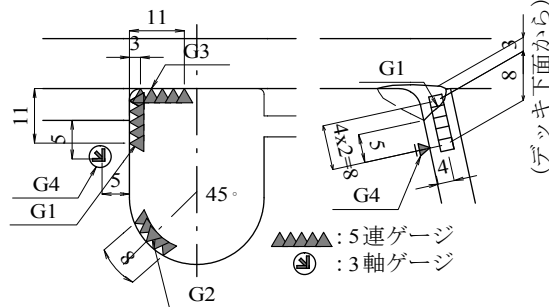
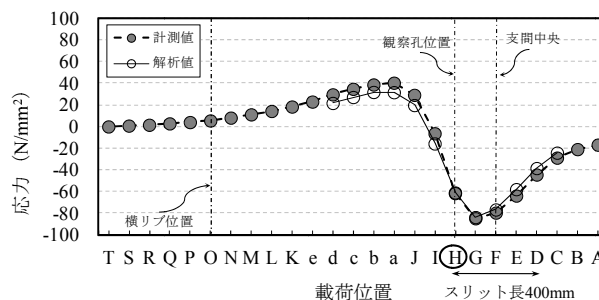
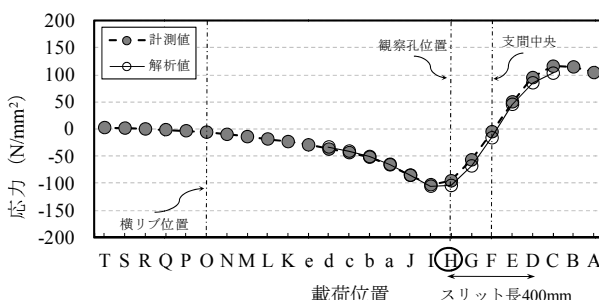


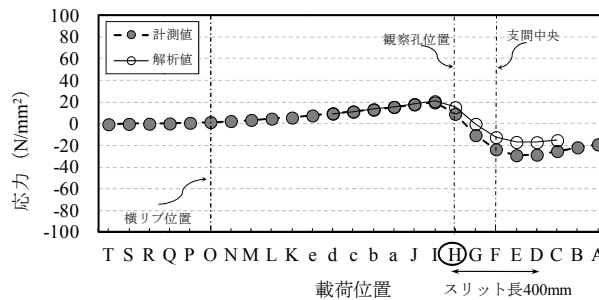
図-3.6 観察孔周りのゲージ貼付位置



(a) コバ面ルート部(ひずみゲージ G1-3)



(b) コバ面R部(ひずみゲージ G2-3)



(c) コバ面下面(ひずみゲージ G3-3)

図-3.7 支間部の観察孔Hにおける応力の橋軸方向影響線

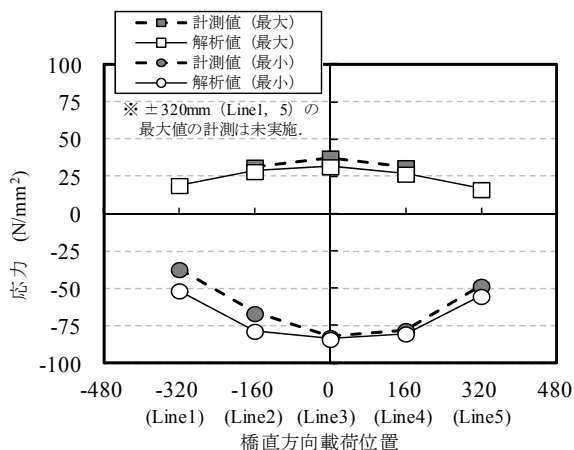


図-3.8 支間部のこば面ルート部（ひずみゲージG1-3）の橋軸直角方向影響線

位においても、計測値と解析値は良く一致しており、解析モデルは妥当と考えられる<sup>9),10)</sup>。

### 3. 2 スリット及び構造諸元の影響検討

#### 3. 2. 1 解析パラメータ及び解析ケース

過年度の疲労試験により、観察孔ルート部より疲労き裂が発生することが確認された。ここでは、き裂の起点である解析モデルのルート位置の要素応力を用いて、実橋で想定される溶接条件、き裂状態及び構造諸元の影響について検討を行う。なお、着目要素の解析値については、要素寸法の影響を受けるが、解析値の相对比较は可能と考えられる。

表-3.1に検討した解析パラメータと解析ケースを、図-3.9に、スリット長400mmの場合の支間部、交差部及び1/4支間部の解析モデルを示す。スリット位置の影響を検討するため、支間部、1/4支間部にスリットを設け、それぞれ支間中央、1/4支間を対称に片側200mm（全長400mm）のスリット長とした。スリット長をパラメータとした解析の支間部モデルについては、着目する観察孔に対して、スリット長を100mmずつ、中間横リブとは反対方向に伸ばしていった。また、交差部モデルについては、図-3.2に示したスリットの伸ばし方と同様である。基本ケースでは、スリット長を400mmとし、実橋で想定される溶接条件として、すみ肉溶接脚長を6mm、溶込み量を板厚の50%、その他諸元は試験体モデルと同じとした。また、表中のケースとは別に、SFRC舗装による応力軽減効果を把握するために、基本ケースに対してアスファルト舗装を適用した場合の解析ケースも比較した。解析モデルとしては舗装厚を75mm、舗装の弾性係数 $E$ とポアソン比 $\nu$ として、既往の文献(11)~(13)を参考に、

表-3.1 実橋モデルの解析パラメータと解析ケース

解析パラメータ	解析ケース	
	基本ケース	変化ケース
スリット長(mm)	400	200, 300, 500, 600
スリット位置	交差部, 支間部	1/4支間部
溶接溶込み量(%)	50	0, 25, 75
溶接脚長(mm)	6	4
縦リブ支間(mm)	2750	2000, 3500, 4000

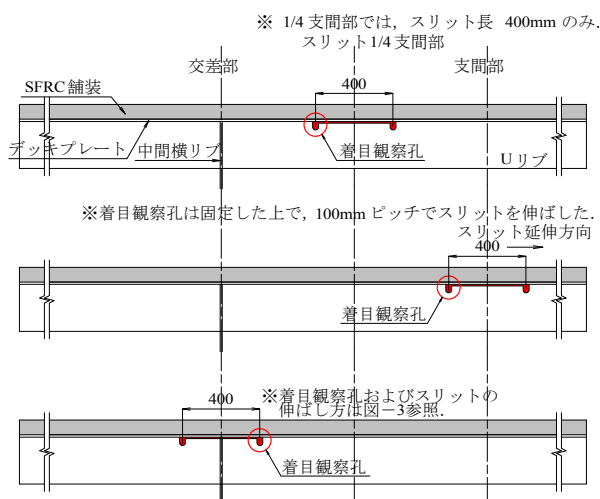


図-3.9 支間部、交差部および1/4支間部の解析モデル（スリット長400mmの場合）

夏季を対象として $E=1,000\text{N/mm}^2$  ( $\nu=0.35$ )と仮定した。載荷荷重は静的載荷試験と同様に、150kNとしている。

#### 3. 2. 2 解析結果と考察

##### (a) 観察孔こば面ルート部の応力性状

図-3.10に、スリット位置を変化させた場合のこば面ルート部応力の影響線を示す。横軸は観察孔位置を原点としている。支間部と1/4支間部におけるこば面ルート部応力について、最大・最小値は異なるが、応力範囲はそれぞれ $505\text{N/mm}^2$ ,  $491\text{N/mm}^2$ （比率1.03）と同程度の値である。表-3.2に支間部と交差部におけるこば面ルート部の最大・最小主応力発生時の観察孔周辺の変形挙動の解析結果を示す。最大主応力が発生する載荷位置では、観察孔はせん断変形の影響を受けている。一方、最小主応力が発生する載荷位置では、スリット上に荷重が載荷しており、こば面が鉛直方向に潰されるように変形している。

図-3.11に支間部、交差部及び1/4支間部の各着目観察孔ルート部の応力の影響線を示す。また、図中には観察孔ルート部応力の影響線の包絡線を模式的に示す。観

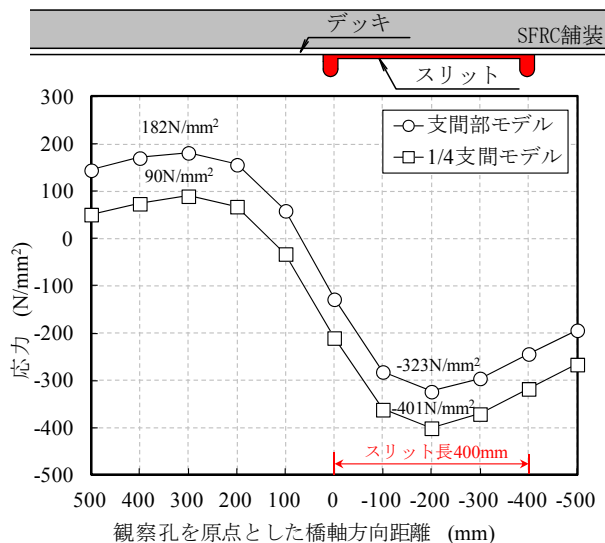


図-3.10 スリット位置を変化させた場合の観察孔ルート部応力 (スリット長400mmの場合)

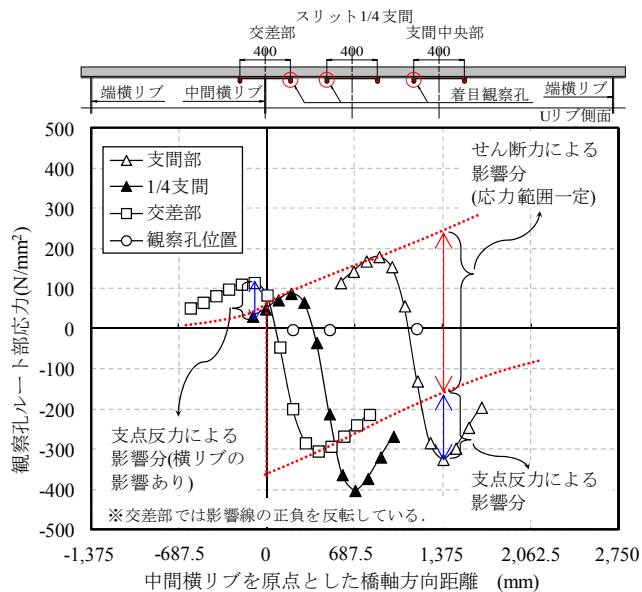


図-3.11 スリット位置を変化させた場合の観察孔ルート部応力 (スリット長400mmの場合)

表-3.2 観察孔ルート部に最大・最小主応力が発生する荷重位置における観察孔周辺の変形挙動の解析値

		支間部モデル	交差部モデル
影響線 最大主応力 (引張) 発生時	U3リブ 全体 変形図		
	観察孔 変形図		
影響線 最小主応力 (圧縮) 発生時	U3リブ 全体 変形図		
	観察孔 変形図		

※1 変形図の変形倍率は300倍とした。

※2 スリット上に荷重を載荷した場合に、デッキ面とUリブは接触しないと仮定。また、観察孔変形図はUリブウェブ部分のみを抜粋。

察孔のルート部には荷重の移動に伴い、せん断力による引張応力が作用する。これに加えて、荷重がスリット上に載荷された場合に観察孔位置は、スリット部の SFRC 舗装とデッキを両端固定梁と仮定した場合の支間部にあたり、ルート部には支点反力に相当する圧縮応力が作用

すると考えられる。なお、交差部の横リブ位置では、横リブが輪荷重を直接支持するため、支間部と比較して、支点反力に相当する圧縮応力が減少する。また、せん断力の影響から応力範囲に占める引張応力の割合が大きくなる傾向にある。

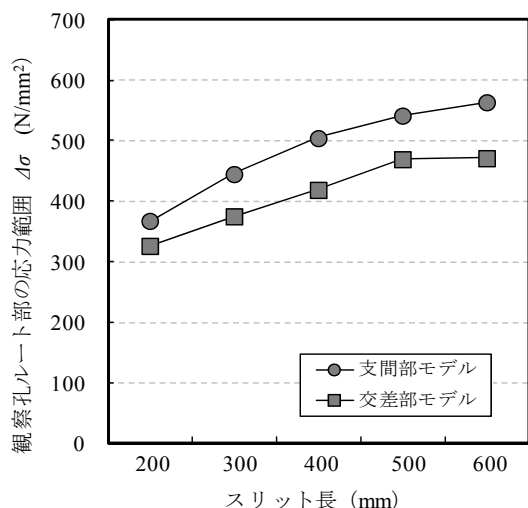


図-3.12 スリット長と観察孔ルート部応力の関係

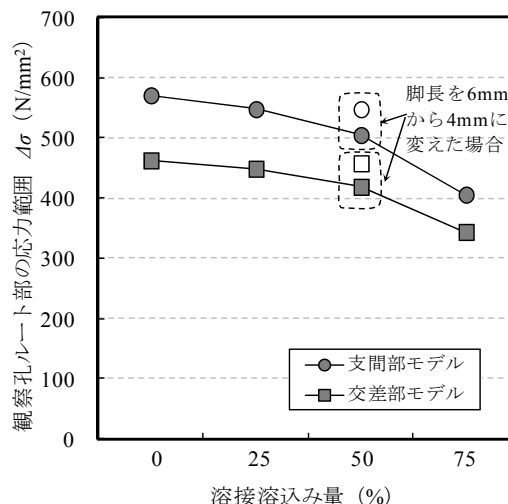


図-3.13 溶込み量と観察孔ルート部応力の関係

### (b) スリット長の影響

図-3.12に、基本ケースに対してスリット長のみを変化させた場合の観察孔におけるルート部の応力範囲を示す。交差部と比較して支間部の方がスリット長によらず、応力範囲が大きい。また、支間部、交差部ともに、スリットが長くなるにつれて応力範囲の増加割合が減少する傾向にある。

また、基本ケースに対して、縦リブ支間長を2,000～4,000mmに変化させた場合、応力範囲の違いは交差部で0.99～1.01倍、支間部で0.96～1.03倍であり、ほとんど差はみられなかった。これは前述したように、観察孔におけるルート部の応力性状として、観察孔近傍に荷重が載荷された時の影響が支配的であり、直上載荷時の支点反力に相当する圧縮力と、Uリブに作用するせん断力の影響が大きいと、縦リブ支間の変化がルート部の応力範囲に与える影響は小さいためと考えられる。

### (c) 溶接溶込み量と溶接脚長の影響

図-3.13に、基本ケースに対して溶接溶込み量のみを変化させた時の観察孔こぼ面ルート部の応力範囲を示す。図中にはさらに溶接脚長を変化させた場合の結果を示す。同一の溶接脚長6mmの場合には、溶込み量が多いほど、応力範囲が小さくなり、基本ケース(50%)に対し、溶込み量25,75%では応力範囲で、それぞれ約1.08, 0.81倍に変化する。また、溶込み量を同一(50%)として溶接脚長を4mmとした場合には、基本ケースに対して応力範囲が約1.09倍に大きくなる傾向にある。

### (d) 舗装剛性の影響

SFRC 舗装施工前に観察孔を設置し、き裂先端処理を先行して実施した場合を想定し、観察孔におけるルート部の応力範囲を求めた。SFRC 舗装の基本ケースに対して、アスファルト舗装の場合のこぼ面ルート部の応力範囲は、支間部で約4.7倍、交差部で約3.7倍となっており、厳しい応力状態となっている。観察孔ルート部からのき裂発生を防ぐためには、観察孔施工後、SFRC 舗装等による応力軽減対策を早い時期に実施する必要がある。

## 3. 3 疲労試験結果に基づく疲労耐久性の評価

ここでは、過年度に実施した疲労試験結果及び3.2の検討結果を基に、実橋モデルの疲労耐久性の評価を行う。

### 3.3.1 評価方法

実橋モデルの疲労耐久性評価は、疲労試験において表面き裂がUリブウェブを貫通するまでのルート部の累積疲労損傷度と、実橋モデルのルート部の累積疲労損傷度が等価となる年数(以下、等価年数)を求めることにより行った。なお、ルート部の応力はいずれもFEM解析から求めているが、評価には応力の絶対値ではなく、あくまでも試験体モデルと実橋モデルの応力の比率を用いている。

表-3.3に、定点疲労試験の各試験ケースについてルート部の応力範囲解析値と累積疲労損傷度(べき乗数:  $m=3$ )を示す。損傷度が最も小さいケース1を基本に実橋の疲労評価を行った。交通供用下の輪荷重データには、昭和59年に土木研究所が国道357号線の有明地点で実施した車両実態調査結果<sup>14)</sup>を用いた。この車両データは、重車

両交道路線での調査データの中でも厳しいデータの1つとして、鋼道路橋の疲労設計指針<sup>15)</sup>において参照されているデータである。

算出にあたっては、図-3.14 に示す試験体モデル（ケース1，着目観察孔M）と実橋モデルのこば面ルート部応力の比率 $\beta$ （支間部 0.91，交差部 1.09）を考慮した。図中の3 ケースのこば面ルート部の応力範囲の違いについては、5.(3)に述べた通りである。

等価年数 $Y_{eq}$ は以下の式(1)で表される。

$$Y_{eq} = \frac{(\beta \cdot P_t)^m \cdot N}{(\alpha \cdot P_{eq})^m \cdot 365 \cdot N_{ave} \cdot ADTT} \quad (1)$$

ここで、

$P_t$ ：定点疲労試験時の輪荷重 ( $P_t=150\text{kN}$ )

$N$ ：ケース1 (M) で表面き裂がUリブウェブを貫通した繰返し回数 (回) ( $N=170$  万回)

$N_{ave}$ ：平均軸数 (軸/台) ( $N_{ave}=2.62$  軸)

$P_{eq}$ ：等価換算輪重 (kN) ( $P_{eq}=31.8\text{kN}$ )

$m$ ：疲労設計曲線の傾きを表すべき乗数 ( $m=3$ )

$ADTT$ ：日大型車交通量 (台/日/車線)

$\alpha$ ：横断方向に対する輪荷重載荷位置のばらつきの補正係数 ( $\alpha=0.9$ )

$\beta$ ：試験体モデルに対する実橋モデルのこば面ルート部応力範囲の比率

なお、補正係数 $\alpha$ については、Line3 を中心としたルート部応力の橋軸直角方向影響線 (図-3.7) と、大型車の橋軸直角方向輪荷重走行位置分布調査<sup>16)</sup>による分布を重ね合わせることで算出した。

### 3.3.2 試算結果

図-3.15 に、支間部、交差部のうち、ルート部応力範囲の大きい支間部における大型車交通量と等価年数の関係を示す。スリット長以外のその他の解析条件は 3.2.1 の実橋モデルの基本ケースと同様である。き裂長が長くなるにつれて、また大型車交通量に比例して等価年数が短くなる結果となる。例えば、大型車交通量 5,000 台/車線/日では、400mm のき裂を残置させた場合、等価年数は約 32 年となる。仮にある程度進展したビード進展き裂を残存させた場合、観察孔からき裂が発生する可能性は高いと考えるべきである。なお、3.2.2 で述べたように、ルート部応力範囲は、溶接の溶込み量及び脚長で変わることには注意する必要がある。

表 3.3 こば面ルート部応力に対する累積疲労損傷度

試験ケース	観察孔	ルート部 応力範囲 $\Delta\sigma_0$ (N/mm <sup>2</sup> )	繰返し 回数 $N$ (万回)	累積疲労 損傷度 $\Delta\sigma_0^3 \times N$	累積疲労 損傷度 比率
ケース1	H	527	170	$2.49 \times 10^{14}$	1.79
	M	457	146	$1.39 \times 10^{14}$	1.00
ケース2	L	501	115	$1.45 \times 10^{14}$	1.04

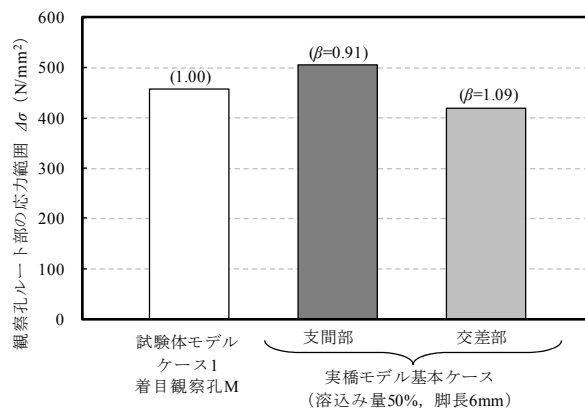


図-3.14 試験体モデル (ケース1 (M)) と実橋モデルの応力範囲の比率 (スリット長 400mm の場合)

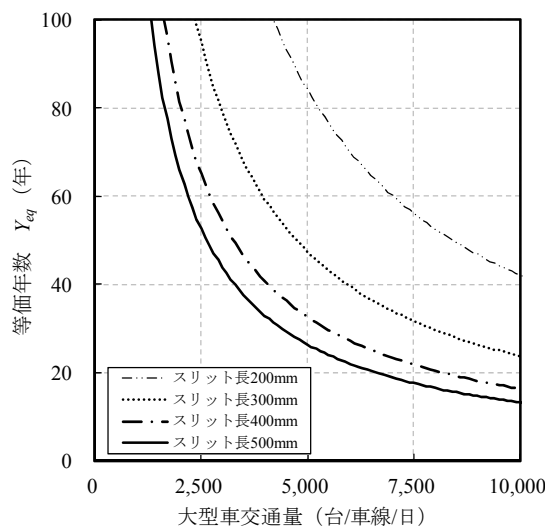


図-3.15 大型車交通量と等価年数の関係 (支間部におけるスリットを対象)

一方、過年度に実施した定点疲労試験結果では、表面き裂がUリブを貫通する時点の荷重回数を等価年数として評価したものであるが、前述の通り、デッキと SFRC 舗装の一体化が図られていることから、鋼床版の性能にすぐに影響を与えるものではない。しかし、長いビード進展き裂を残置させることは、ルート部からのき裂の発生や、SFRC 舗装に有害なひび割れを誘発し、SFRC 舗装の耐久性を損なう恐れがある。そのため、長いビード進展き裂を残置させるべきではないが、SFRC 舗装後のル

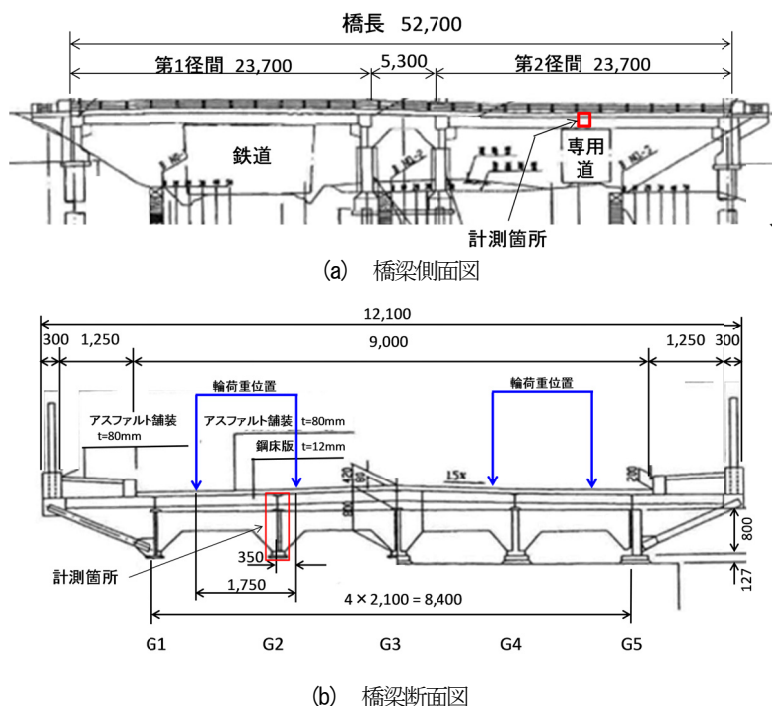


図-4.1 計測対象橋梁一般図

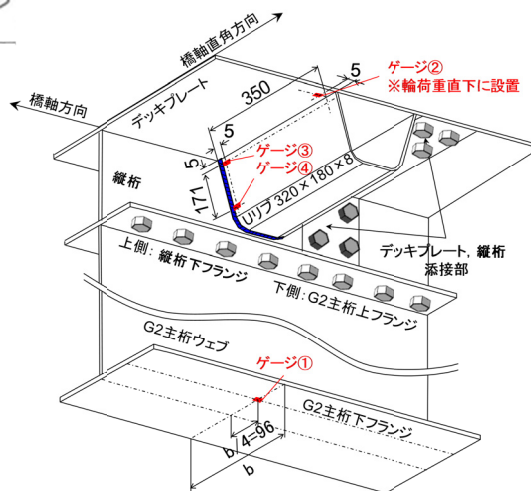


図-4.2 ひずみゲージ貼付位置

ート部からのき裂の進展が遅いことやき裂切削除去による対処が可能であることを勘案すれば、400mm程度のき裂を残存させたとしても、当該観察孔の点検による維持管理での対応も十分可能と考えられる。

#### 4. SFRC 舗装前後の応力計測による補強効果の確認

##### 4.1 計測概要

##### 4.1.1 対象橋梁

図-4.1 に計測対象とした橋梁一般図を示す。支間長23mの単純鋼1桁橋2連からなり、架設年次は昭和36年、日大型車交通量は6,262台/車線（H17年センサ調査結果）である。

本橋では、昭和50年にRC床版から閉断面リブを使用した鋼床版への取り替えを実施しているが、特徴として閉断面リブを橋軸直角方向の補剛リブとして配置しており、通常の鋼床版橋梁における補剛リブ配置と異なっている点である。図-4.2に示すように、撤去したRC床版部分にデッキプレート、ウェブ、下フランジからなる主桁の増設断面（以下、縦桁と称する）とデッキプレートと閉断面部からなる鋼床版が一体化したパネルが設置されており、縦桁ウェブに閉断面リブが取付いた構造となっている。なお、橋軸方向の接続はデッキプレート部のボルト接合により行われている。また、デッキプレート上面には舗装のずれ止めとして、波型のプレート（リブ

高さ約20mm）が全長にわたり約100から150mm間隔で設置されている。

本橋におけるき裂損傷発生部位は、輪荷重の主載荷位置直下近傍であるG2、G4桁上の閉断面リブと縦桁ウェブとの隅肉溶接部である。

##### 4.1.2 計測方法

計測対象は損傷発生が報告されているG2、G4桁のうち、G2桁のうち支間中央部付近で損傷の発生していない閉断面リブとした。ひずみゲージ設置位置は図-4.2に示す通り、ゲージ①G2主桁下フランジ下面（橋軸方向）、ゲージ②閉断面リブ近傍のデッキプレート下面（輪荷重位置直下で溶接止端部から5mmの位置（橋軸方向））、ゲージ③、④縦桁ウェブと閉断面リブのすみ肉溶接部（縦桁ウェブから5mm位置で、デッキプレート下面から5mmと171mm（橋軸直角方向））の合計4点であり、計測には小型動ひずみ測定器（測定点数：4点）1台を使用した。

計測は、SFRC舗装施工前後に以下の内容で実施した。

- ・荷重車走行試験  
車両重量が既知（総重量388kN、前軸重194kN、後軸重194kNの400kNラフタークレーン）の車両を用いた走行試験。G2桁直上通過時のひずみ変動を計測。
- ・一般交通条件下における24時間の動ひずみ計測



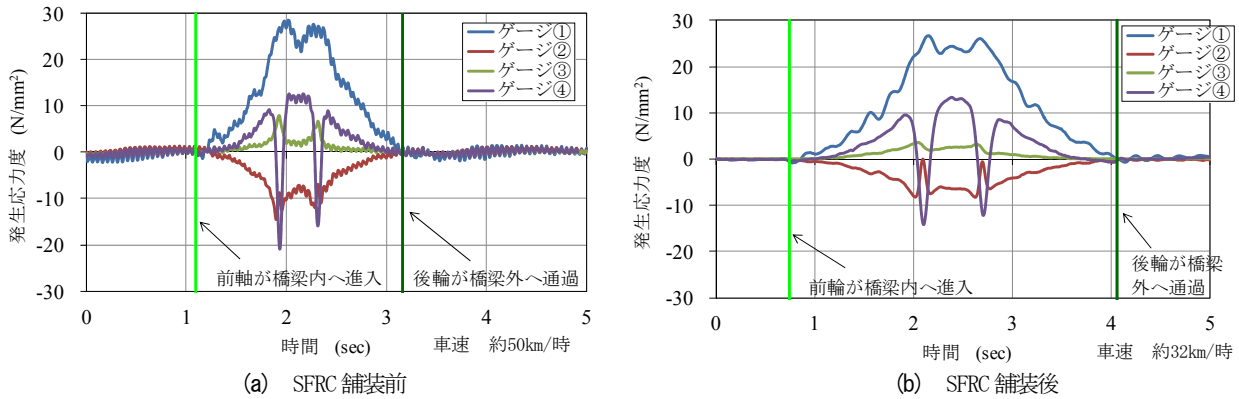
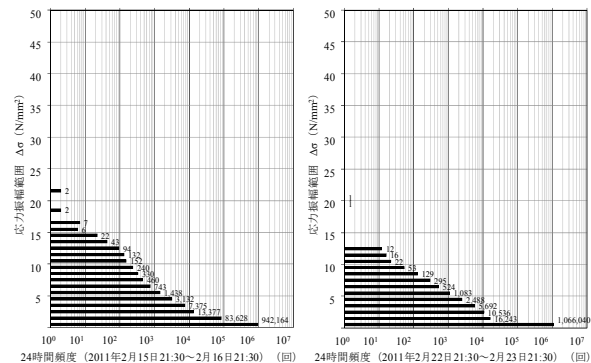


図-4.3 荷重車走行試験による応力変動波形

表-4.1 SFRC 舗装前後の荷重車に対する応答値の比較

		単位	計測箇所(平均値 <sup>*</sup> )			
			ゲージ①	ゲージ②	ゲージ③	ゲージ④
SFRC 舗装前	最大応力	N/mm <sup>2</sup>	29.2	1.2	7.7	12.8
	最小応力		-1.7	-13.4	-0.7	-20.5
	① 応力範囲		31.0	14.6	8.4	33.2
SFRC 舗装後	最大応力		26.1	0.2	3.7	12.5
	最小応力		-0.5	-8.5	-0.2	-12.8
	② 応力範囲		26.6	8.7	3.9	25.3
低減効果 (1-②/①) × 100		%	14.1	40.6	54.2	23.8

<sup>\*</sup>SFRC施工前に3回, SFRC施工後に5回, 40t荷重車を走行させて計測を実施したので, 各計測値を平均した。



(a) SFRC 舗装前 (b) SFRC 舗装後

図-4.4 24時間の応力頻度分布(ゲージ②)

表-4.2 SFRC 舗装前後の等価応力範囲と繰返し回数

		単位	計測箇所			
			ゲージ①	ゲージ②	ゲージ③	ゲージ④
SFRC 舗装前	等価応力範囲	N/mm <sup>2</sup>	15.2	10.3	8.6	13.7
	繰返し回数	回	4,980	4,106	34	11,650
SFRC 舗装後	等価応力範囲	N/mm <sup>2</sup>	16.0	9.1	8.0	12.6
	繰返し回数	回	4,106	529	2	6,923
損傷度 <sup>*</sup> の比率 (SFRC舗装後/SFRC舗装前)		%	95.1%	24.3%	4.7%	46.4%

<sup>\*</sup>(等価応力範囲)<sup>3</sup> × 繰返し回数と定義する。

平日の一般交通条件下において 24 時間連続でひずみ変動を計測。

計測におけるサンプリング速度は 200Hz としている。なお, 計測結果の処理に際して, 車両通過とは無関係に計測されたノイズ成分 (15Hz 以上) をローパスフィルタにより除去している。

## 4.2 計測結果

### 4.2.1 荷重車走行試験結果

図-4.3にSFRC 舗装前後の荷重車走行試験における発生応力の変動波形を示す。荷重車走行試験は複数回実施しているが, 各回での応力変動の傾向は同じである。なお, 輪荷重に対する応答が大きいゲージ④が負の極値となる最初の時刻を荷重車前輪が着目位置直上, 2 番目の時刻を荷重車後輪が着目位置直上に位置したとして, 車速, 車両の橋梁内への進入時刻, 橋梁外への通過時刻を逆算している。また, 表-4.1には車両が橋梁内に進入してから通過するまでの間の荷重車に対する各ゲージの最大, 最小の応答値を示す。なお, 表-4.1の値は複数回の走行試験結果から得られた平均値である。

図-4.3のゲージ①の波形から, 影響線が橋梁全長となる部位での応答はほとんど変化がないが, 鋼床版デッキプレート近傍のゲージ②とゲージ③では, 着目部前後数

mに輪荷重が位置する際の応答(以下, 輪荷重に対する応答)に明確な変化が見られる。ゲージ②で輪荷重に対する応答が圧縮側から引張側に転じているのは, 輪荷重の載荷により SFRC 舗装と合成された鋼床版が版としてたわむためと考えられる。また, ゲージ③に関しては, 輪荷重に対する応答が低減されているが, SFRC 舗装との合成効果によりデッキプレートの局部的変形が押さえられているものと推察される。また, 表-4.1に示されるゲージ②とゲージ③の応力低減効果が大きいことから, SFRC 舗装と鋼床版デッキプレートの一体化により鋼床版部の剛性が向上していると判断できる。なお, 文献4)によれば, デッキ側溶接部止端のゲージ②の位置では,

SFRC 舗装により 90%近い応力低減効果が確認されているが、今回の計測では約 40%の応力低減効果に留まっている。これは、今回の鋼床版では、デッキ面に橋軸方向に 150mm ピッチで高さ 25mm×厚さ 4.5mm の波形鋼板が設置されていたことや、計測時期が冬期（2 月）であり、既設アスファルト舗装が比較的高い剛性を示す時期であったこと、今回の閉断面リブの配置が通常の鋼床版における配置方向と直交する方向であり、比較する載荷パターンが異なっていること等が原因と考えられる。

#### 4. 2. 2 24 時間動ひずみ計測結果

図-4.4 は 24 時間の変動ひずみ波形をレインフロー法により処理した結果得られる応力頻度分布（ゲージ②）である。荷重車計測での応力低減効果と同様に、最大応力範囲の大きさが低下するとともに、各応力範囲における頻度も低下していることがわかる。

SFRC 舗装による効果を相対的に評価するために、各ゲージで得られた応力頻度における 7MPa 以下の成分を無視し、等価応力範囲と繰返回数を出した結果を表-4.2 に示す。なお、表-4.2 に示した値は、あくまで相対的な評価をするためであり、表中の値に絶対値としての意味は特に無い。また、7MPa 以下の成分を無視したのは、継手の疲労強度等級を設定した疲労照査を行っているわけではないが、通常の疲労照査においても影響を考慮することがない、最も疲労強度が低い H 等級の変動振幅応力に対する応力範囲の打ち切り限界以下であるからである。

全体的な損傷度の低下傾向は荷重車計測で応力低減効果の高いゲージほど低下する傾向にあるが、荷重車計測結果における SFRC 舗装前後比率の 3 乗より小さめの値となる。これは、計測日の違いによる交通条件の違いや、車両通過位置の違いなどが影響しているものと考えられる。しかしながら、全般的には鋼床版デッキプレート近傍における損傷度は十分に低減しているものと考えられる。

#### 参考文献

- 1) 三木千壽, 菅沼久忠, 富澤雅幸, 町田文孝: 鋼床版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 No.780, pp.57-69, 2005.1.
- 2) (独)土木研究所, (株)横河ブリッジ, (株)NIPPO, 鹿島道路(株), 大成ロテック(株): 鋼床版橋梁の疲労耐久性向上技術に関する共同研究 (その 2・3・4) 報告書 -SFRC 舗装した既設鋼床版の補強に関する設計・施工マニュアル (案) -, 共同研

究報告書整理番号第 395 号, pp.59, 2009.10.

- 3) 児玉孝喜, 緑川和由, 玉越隆史, 村越潤, 山本洋司, 一瀬八洋, 大田孝二: 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, 土木学会第 6 回道路橋床版シンポジウム論文報告集, pp.111-120, 2008.6.
- 4) 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.
- 5) 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, No. 801, pp.213-226, 2005.10.
- 6) 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, Vol.61, pp.1085-1086, 2006.9.
- 7) (独)土木研究所: 鋼床版橋梁の疲労耐久性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一分冊 1/2, 共同研究報告書 No.392, 2009.10.
- 8) (独)土木研究所: 鋼床版橋梁の疲労耐久性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一分冊 2/2, 共同研究報告書 No.398, 2009.10.
- 9) 井口進, 内田大介, 川畑篤敬: 鋼床版のデッキと U リブ溶接部の疲労寿命評価法に関する検討, 土木学会論文集 A, Vol. 67, No.3, pp.464-476, 2011.
- 10) 森猛, 鴨原志保, 中村宏: 溶接溶け込み深さを考慮した鋼床版デッキプレート・トラフリブ溶接部の疲労試験, 土木学会論文集 A, Vol. 62, No.3, pp.570-581, 2006.7.
- 11) (社)土木学会: 道路橋床版の要求性能と維持管理技術, pp.360-363, 2008.6.
- 12) 井口進, 内田大介, 川畑篤敬, 玉越隆史: アスファルト舗装が鋼床版の局部応力性状に与える影響, 鋼構造論文集第 15 巻第 59 号, pp.75-86, 2008.9.
- 13) 久利良夫, 鎌田修, 丹波寛夫, 佐藤彰紀: アスファルト混合物の材料特性と鋼床版に与える影響, 舗装, Vol.45, No.3, pp.6-12, 2010.3.
- 14) 藤原稔, 岩崎泰彦, 田中良樹: 限界状態設計法における設計活荷重に関する検討, 土木研究所資料第 2539 号, 橋梁研究室, 1988.1.
- 15) (社)日本道路協会: 鋼道路橋の疲労設計指針, pp.9~13, 2002.3.
- 16) (社)日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針・同解説, pp.136, 1993.4.

## **RESEARCH ON TECHNIQUES FOR INSPECTION, DIAGNOSIS, AND RETROFIT FOR THE FATIGUE DAMAGES OF EXISTING STEEL HIGHWAY BRIDGES**

**Abstract** : Recently, serious fatigue damages have been observed increasingly on steel highway bridges which carry severe traffic loads and experience long periods after their completions. The damages are mostly caused by the combination of factors such as traffic volume, structural detail, and the quality of welded connection of the bridges. Therefore, it is important to systemize the diagnostic examination technique for fatigue damages and retrofit methods for each case. The aim of this research is to figure out the relation between the occurrence tendency and cause of the fatigue damage based on experimental and analytical studies, and to prepare technical guidelines for engineers who engaged in the inspection, diagnosis and retrofit of highway bridges. In FY2011, the effectiveness of SFRC pavement, as the reinforcement method for fatigue damages in orthotropic steel deck, was examined by parametric FEM analysis and field measurement.

**Key words** : steel highway bridges, fatigue crack, orthotropic steel decks, SFRC pavement