

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

Study on improvement of the fatigue durability by filling of mortar in U-shaped rib of orthotropic steel deck

田畑 晶子*, 青木 康素**, 服部 雅史***, 大西 弘志****, 松井 繁之*****
Akiko Tabata, Yasumoto Aoki, Masafumi Hattori, Hiroshi Onishi, Shigeyuki Matsui

*工修, 阪神高速道路株式会社建設事業本部建設技術課 (〒550-0011 大阪府大阪市西区阿波座 1-3-15)

** 工修, 阪神高速道路株式会社大阪管理部保全工事課 (〒552-0023 大阪府大阪市港区港晴 2-11-12)

*** 工修, 中日本高速道路株式会社八王子支社 (〒409-3866 山梨県中巨摩郡昭和町西条 2858)

**** 工博, 大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻 (〒565-0871 大阪府吹田市山田丘 2-1)

***** 工博, 大阪工業大学構造実験センター (〒614-8289 京都府八幡市美濃山一ノ谷 4)

The authors study on the method of retrofitting orthotropic steel deck without need for traffic restriction for eliminating fatigue cracks originating from the weld between the deck plate and U-shaped rib and preventing fatigue damage. We proposed the retrofitting method as filling of mortar in U-shaped rib and installation of the splice plates between the U-shaped rib. The static loading test and the wheel load running test were carried out in order to verify the fatigue durability and the stiffening effects by the retrofitting. The test results showed a remarkable effect of the stress reduction and fatigue durability.

Key Words: orthotropic steel deck, fatigue durability, filling of mortar in U-shaped rib,

Wheel load running test

キーワード: 鋼床版, 疲労耐久性, U リブ内面モルタル充填, 輪荷重走行試験

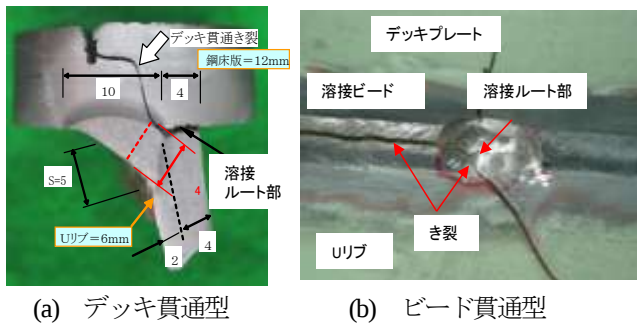
1. はじめに

鋼床版は軽量で架設が容易なため工期短縮が可能となるなど利点が多く、埋立地などの軟弱地盤区間に架設される橋梁や長大橋などの死荷重低減を必要とする箇所によく採用されている。阪神高速道路においても同様の理由から湾岸線や神戸線の震災復旧区間において多数採用してきている。しかし昨今、重交通路線を中心に大型車走行の累積や過積載車両の影響により鋼床版に疲労損傷が多数発見されている。1980 年代以降に採用されている U リブ鋼床版で生じている疲労損傷は、き裂タイプが多岐にわたり、損傷メカニズムも複雑である。なかでも、デッキプレートを通させるき裂（以下、デッキ貫通型）や、デッキプレートと U リブ溶接部を破断させるき裂（以下、ビード貫通型）は、床組機能の喪失ならびに道路利用者への被害につながるおそれがあるため、損傷検出技術や補修・補強対策工の確立が道路管理上重要な施策となっている。

これらのき裂は、既往の点検結果より、デッキプレートと U リブ溶接ルート部を起点としている（図-1）。この種のき裂の発生要因として、三木ら¹⁾は、ルートから発生するき裂は輪荷重の直接载荷により、U リブウェブ間のデッキプレートのたわみと、それに追従する縦リブの変形挙

動による溶接ルート部の応力集中が原因と述べている。このき裂の対策としては、橋面舗装を鋼繊維補強コンクリート²⁾、ゴムラテックスモルタル³⁾などコンクリート系の材料に置き換え、デッキプレートとの一体化による合成効果に期待した補強方法が検討・実施されている。実橋においても施工がなされ、動的応力計測の結果、7～8 割の応力低減効果が期待できることが述べられている⁴⁾。一方で、これらの工法は舗装としての機能劣化に伴う更新、すなわち周期的な打ち替えが必要である。また、施工時における天候が品質に及ぼすリスクも高い。さらに、交通規制や通行止めが伴うため、渋滞の要因となり、社会経済的損失にもつながる。このため、鋼床版下面からの対策工法のニーズがある。このような背景のもと、阪神高速では、高速道路上の交通規制を必要としない、デッキプレート下面からのみで床版剛性を改善できる手法として、図-2 のとおり、「U リブ内面モルタル充填+逆 U 型鋼板添接」（以下、下面補強）を提案しており、構造検討や応力低減効果に着目した FEM 解析、実橋をモデル化した供試体を用いた静的載荷試験によってその有効性を示してきた⁵⁾。

本稿では、実橋をモデル化した供試体を用いて静的載荷試験および輪荷重走行試験を行い、下面補強によるデッキプレートと U リブ溶接部周辺応力の低減効果、構造体と



(a) デッキ貫通型 (b) ビード貫通型
図-1 デッキと U リブ溶接ルート部を起点とするき裂

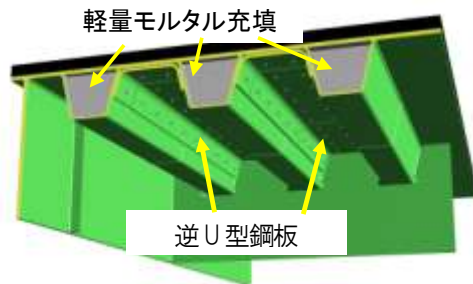


図-2 下面補強概要

しての疲労耐久性, およびき裂発生後の事後対策によるき裂進展抑制効果を明らかにするとともに, FEM 解析を実施し, 溶接継手近傍応力の評価, ならびに U リブ内面モルタル充填の肌隙の影響等を検討した.

2. 下面補強工法

2.1 工法概要

下面補強は U リブ間に逆 U 型の鋼板により添接補強を行い, U リブ内にモルタルを充填するもので, 鋼床版下面からのアプローチのみで施工が可能である. 溶接接合を用いず, モルタルは振動下での材料分離の少ない軽量骨材を用いているため, 供用下で施工が可能である.

下面補強の概略および逆 U 型鋼板の概要を図-3に示す. 逆 U 型鋼板は SS400 材, 板厚 9mm の鋼板を曲げ加工して製作した. 逆 U 型鋼板のサイズは現地でのハンドリングやデッキプレートへの密着性を加味して横リブ間を 3~4 分割し 20kg 程度の重量である. 逆 U 型鋼板とデッキプレートの接合には高強度エポキシ樹脂系接着剤を用い, 接着剤の強度発現まではデッキプレート下面に配置したスタッドボルト (M12) で補助する. 逆 U 型鋼板と U リブウェブの接合はワンサイドボルト (M24) を用いて摩擦接合とし, 150 mm ピッチで配置した. 横リブとは接合していない. なお, デッキプレートと逆 U 型鋼板との接合は, 接着剤によるせん断強度で抵抗するものとして設計しており, 仮止めのためのスタッドボルトによる接合作用には期待していない. この構造は, 後述する鋼材接合面のケレン, 接着厚などの施工管理手順に基づき製作した供試体による輪荷重走行試験 (繰返し荷重 118kN で 200 万回) の結果, 鋼床版や逆 U 型鋼板に疲労き裂や損傷がないこと,

逆 U 型鋼板の接合材である接着剤, スタッドボルト, ワンサイドボルトにはがれ, 破断, ゆるみなどの損傷が発生しなかったことを確認している.

2.2 軽量膨張モルタル

U リブ内にモルタルを充填する補強方法では, モルタルとデッキプレートとの空隙が全面に存在する場合, 応力低減効果が大幅に失われる⁵⁾. 下面からのモルタルの充填方法では後述する空気抜き孔をデッキプレートと同じ高さに設けることは不可能であるため, その空隙をなくすためにはモルタル材料に膨張性のものを使用する必要がある. また, SFR C 舗装のように, 補強材料を既存のものと置換する方法であれば死荷重の大幅な増加にはならないが, 本補強法のように補強材料を付加する方法では死荷重の増加を招くため, 材料は軽量であることが望ましい. そこで, U リブ内に充填するモルタル材については, U リブ内にエア溜まり等による未充填部を残さないための適度な初期膨張性と流動性を有することと, 死荷重低減のための軽量化を条件として材料開発を行った. 室内試験の結果, 初期膨張率が大きすぎるとエア溜まりを誘発したため, 膨張率を 0.5% 程度に抑えることで高い充填性を確認した. また, 軽量骨材の使用によって死荷重増の抑制に努めた. 表-1 には軽量膨張モルタルの材料物性値を示す.

2.3 接着剤

デッキプレートにはやせ馬変形等の局所的な変形が存在するため, デッキプレートと逆 U 型鋼板の間には密着度を高めるために接着剤を用いる. 使用する接着剤はエポキシ系とし, 部材相互間の不陸の間に入り込み, 硬化することにより部材相互間の密着度を高める. デッキプレート下面と逆 U 型鋼板の両面に接着剤を厚み 0.5mm (0.75kg/m²) 程度となるようにへら等で均一に塗布し, 接着剤が硬化する前に貼り合わせ, スタッドボルトで締め付け, デッキプレート下面と逆 U 型鋼板の隙間を接着剤で完全に充填する. 表-2 には今回使用したエポキシ接着剤の強度試験結果を示す. 可使時間は約 50 分 (20℃) である.

2.4 施工手順

U リブ内へのモルタル充填および逆 U 型鋼板の施工手順を以下に示す.

- 1) 逆 U 形鋼板を接着する面の塗膜除去 (2 種ケレン相当). なお逆 U 型鋼板の接合面は無機ジンクリッチペイント面 (75 μm)
- 2) U リブ下フランジにモルタル注入孔, U リブウェブの上端に空気抜き孔を数カ所削孔し, ホース取り付け
- 3) デッキプレート下面へのスタッドボルト設置
- 4) デッキプレート下面への接着材の塗布
- 5) 逆 U 型鋼板の仮止め, スタッドボルト仮締め付け
- 6) ワンサイドボルト, スタッドボルト締め付け
- 7) U リブ内面モルタル注入

8) 養生・添接板の塗装

注入孔よりモルタルをポンプで圧送し注入する。空気抜き孔よりモルタルが流出してきたら、順次閉孔し、すべての空気抜き孔よりモルタルが流出したときにモルタルの注入を終了する。実橋では、ダイヤフラムに囲まれた区間に対して、上記の方法を適応することで鋼床版下面からのアプローチのみでモルタルを充填することが可能となる。

2.5 死荷重

補強材料を既存のものと置換する方法であれば材料の比重が同程度である限り死荷重の増加にはならない。しかし、本工法のように補強材料を付加する方法では死荷重の増加を招く。そこで、阪神高速の実橋を対象として、死荷重の増大量を試算した。試算条件として、6車線を有する3径間連続鋼床版桁橋（橋長 30,415mm）を対象とした。補強前の死荷重は上部工の鋼重量とアスファルト舗装（80mm）の重量を考慮した。

つぎに、対策範囲の設定において、図-4 は、阪神高速の既往路線の大型車（トラック）の後輪タイヤの横断方向の累積分布を調査した結果である⁶⁾。車線幅は、3250mmである。通行台数の多い走行車線では、

- 1) 車両の走行位置のピーク値は、レーンマーク間の中央
- 2) 左側レーンマークの 650 mmの位置に左タイヤのピークが、2500 mmの位置に右タイヤのピークが生じ左タイヤと右タイヤのピークにおける間隔は1850 mm
- 3) 左タイヤで 400～900 mmの範囲に総台数の 86%が集中すなわち、モルタル充填を行う U リブは、デッキプレートと U リブとの溶接線が上記の範囲に位置する U リブを対象として1～2本となる。路線によって車線幅は3250～3500 mmと幅があるが、車両の走行位置のピーク値は、レーンマーク間の中央に位置していると考え、ピークとの左右 250 mmの範囲を補強対象とみなした。また、補強は、剛性の急変を防ぐため、対象橋梁において原則として橋軸方向に連続させるとともに、モルタル充填を行う U リブのその両側は、添接補強を行うこととした。以上より、試算する下面補強の範囲は、モルタル充填を行う U リブは1タイヤあたり2本とし、全車線補強とし、1車線あたり右タイヤ、左タイヤそれぞれに U リブ2本を充填し、その両側に鋼板補強とした。照査結果を表-3 に示す。同表より、各支点部（P1、P2）における上部工反力に対する比率は、対死荷重で約 10%，対死・活荷重で約 7%である。また、橋脚基部における上部工および橋脚に対する比率は、死荷重で 8.5%，対死・活荷重で 6%程度である。一方、鋼床版橋の設計には、付属構造物の荷重として、橋面積に対し 500N/m²が付加されているが、裏面版などが設置されている場合を除いて、荷重の余裕量と見込まれる。そこで、付属構造物の付加荷重と相殺した場合の照査では、上部工反力に対する比率は、対死・活荷重で 4%程度である。また、鋼製橋脚の基部に対する比率は、対死・活荷重で 3%程度と比較的小さい。設計時では、鋼重における仮定鋼重

と実鋼重の比率で最大 10%程度安全側に許容している、実態として設計応力は許容応力に対して余裕が生じる、などから死荷重および活荷重の増加率が 5%を下回る場合は、増加量が小さいと考え、下部工の補強なしで、本補強方法の適応が可能であるとみなすことにした。

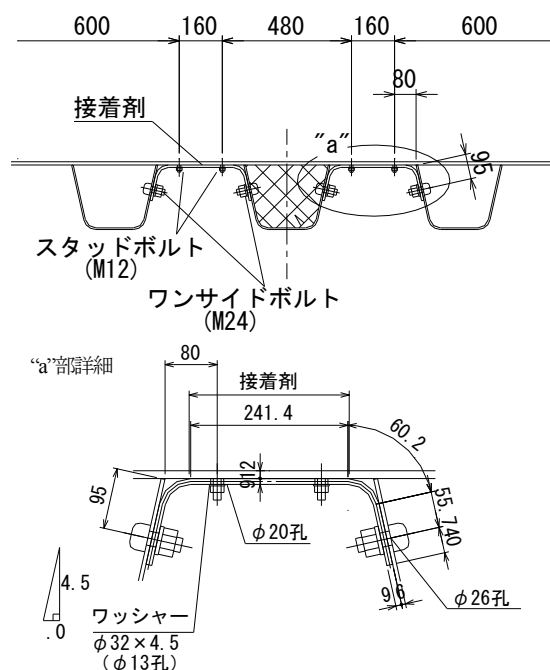


図-3 下面補強および逆U型鋼板の概要

表-1 充填モルタルの品質

品質管理項目	品質規格値	試験結果
初期膨張率（材齢7日）（%）	+0.5以上	0.5
流動性（J14 ロート）（秒）	7～11	7.3
単位容積質量(kg/l)	1.1～1.25	1.25
ブリーディング率(%)	0	0
圧縮強度（28日）N/mm ²	10	10.5

表-2 エポキシ接着剤の強度試験結果例

項目	単位	試験結果	試験方法
圧縮降伏強さ	N/mm ²	52.84	JIS K 7208
圧縮弾性率	N/mm ²	1,210	JIS K 7208
引張強さ	N/mm ²	24.65	JIS K 7113
曲げ強さ	N/mm ²	42.34	JIS K 7204
引張せん断強さ	N/mm ²	23.92	JIS K 6850
曲げ接着強さ	N/mm ²	2.91	JIS K 6856
（最大荷重・変位量）	mm	3.13	JIS K 6856

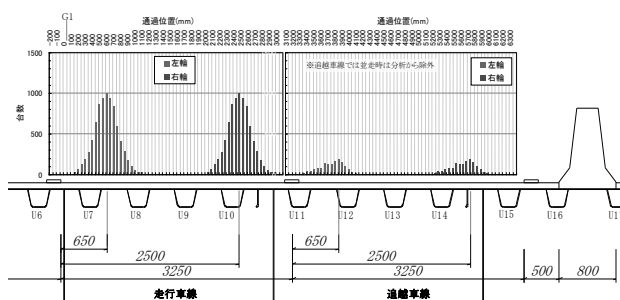


図-4 既往路線の大型車の走行位置分布実測結果⁶⁾

表-3 下面補強による死荷重の増加割合

既設重量 (kN)	上部工	死荷重	①	P1	P2
		活荷重	②	11,211	13,602
	下部工	死荷重	③	6,684	6,468
	上部工	死+活	①+②	35,829	41,934
	上下部工	死荷重	①+③	31,301	34,800
	上下部工	死+活	①+②+③	42,512	48,402
試算1：補強重量(付属荷重控除なし) (kN)				2,695	2,911
上部工反力に対する比率			対死荷重	10.9%	10.3%
			対死+活	7.5%	6.9%
下部工反力に対する比率			対死荷重	8.6%	8.4%
			対死+活	6.3%	6.0%
試算2：補強重量(付属荷重控除あり) (kN)				1,362	1,480
上部工反力に対する比率			対死荷重	5.5%	5.2%
			対死+活	3.8%	3.5%
下部工反力に対する比率			対死荷重	4.4%	4.3%
			対死+活	3.2%	3.1%

3. 試験概要

下面補強による応力低減効果および疲労耐久性の確認のため、実橋と同程度の横リブ間隔を有する供試体を用い、静的載荷試験および輪荷重走行試験を行った。以下に供試体、各試験概要、試験フロー、ならびに測定位置を示す。

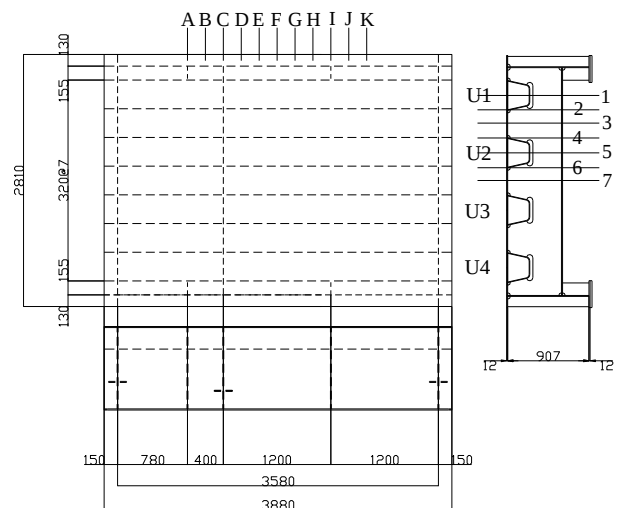
3.1 供試体

供試体を図-5 に示す。U リブとデッキプレートの溶接部の局部応力については、その影響線長が橋軸直角方向にU リブ一つ分、橋軸方向には横リブ間隔よりも十分短いことが確認されている¹⁾ため、鋼床版橋の部分モデルとした。供試体はU リブを4本と断面Cに横リブを1本、端横リブを2本有している。デッキプレートの板厚は12mm、U リブの板厚は6mmであり、横リブ間隔は2400mmである。U リブとデッキプレートの溶接部の溶け込み深さは、疲労損傷の生じている鋼床版に合わせU リブ板厚の20%程度としている。本供試体に密閉ダイヤフラムは設けていない。以下、図-5(a)に示すように、橋軸方向に200mm ピッチで断面A～Kを、橋軸直角方向に160mm ピッチでline1～7を定義する。断面Cには横リブがあり、断面Iは横リブ間中央にあたる。U リブの名称はU1～4とする。載荷エリアの名称は図-5(a)の上半分をU1U2面、下半分をU3U4面とする。

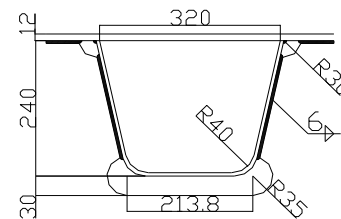
3.2 輪荷重走行試験

(1) 輪荷重走行試験機

輪荷重走行試験は大阪大学が所有する輪荷重走行試験機を用いて行った。輪荷重走行試験機の概要を写真-1、図-6 に示す。試験機は道路橋床版上を走行する車両の移動輪荷重を再現したもので、荷重を載荷したまま毎分30往復の移動速度で橋軸方向に2000mmの範囲を繰り返し往復運動する。定点載荷でなく移動輪荷重を用いることでより実橋に近い荷重状態となる。



(a) 平面図および側面図 (供試体の名称)



(b) U リブ断面図 (横リブ位置)

図-5 供試体

(2) 載荷方法

輪荷重走行試験機の車輪には耐久性を確保するために鉄輪を用いているが、鉄輪をそのまま供試体に載荷すると線荷重が載荷することになる。そこで、供試体上面に図-7の載荷面をもつ載荷版を多数並べ、その載荷版上を鉄輪が走行することで面荷重の移動を再現する。載荷版の上には車輪の走行面の平滑性を確保するため厚さ12mmの軌道鉄板をのせ、さらに衝撃の緩和、騒音の防止、床版上面の磨耗防止のために載荷版と鋼板及びデッキプレートの間に厚さ5mmのベニヤ板を挟んでいる。以下、これらを総称して軌道装置と呼ぶ。軌道装置を図-7に示す。荷重はT荷重98kNに衝撃を考慮して118kNとした。支持条件は供試体の主桁と端横リブが交差する位置4点で主桁下フランジと支持桁上フランジの間に丸鋼を挿入し、橋軸方向に単純支持とした。

(3) 載荷位置

輪荷重走行試験では図-8のハッチング位置に繰り返し荷重を載荷した。橋軸直角方向ではline4が軌道装置の中心になるように、橋軸方向は載荷中心が断面A～Kになるようにしている。

3.3 静的載荷試験

輪荷重走行試験機を用いて、輪荷重走行試験と同じ境界条件、荷重条件で静的載荷試験を行った。その載荷位置を図-9に示す。載荷位置は橋軸方向に200mmピッチ、橋軸直角方向に160mmピッチで設定した。



写真-1 輪荷重走行試験機の外観

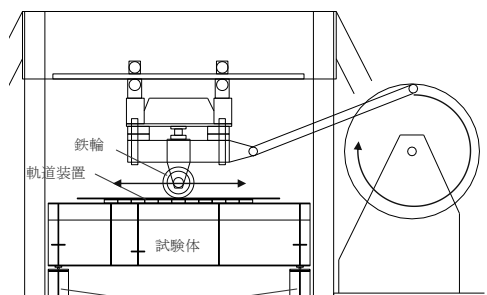


図-6 輪荷重走行試験機の概要

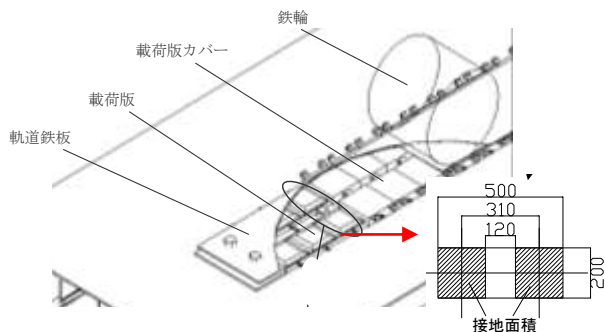


図-7 軌道装置

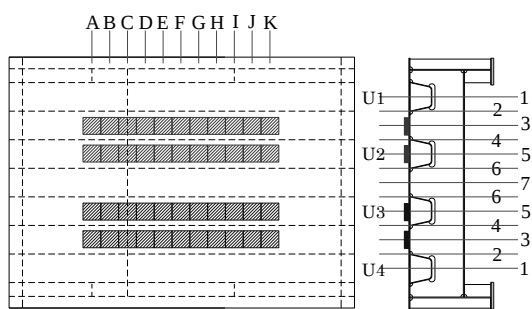


図-8 輪荷重走行試験の載荷位置

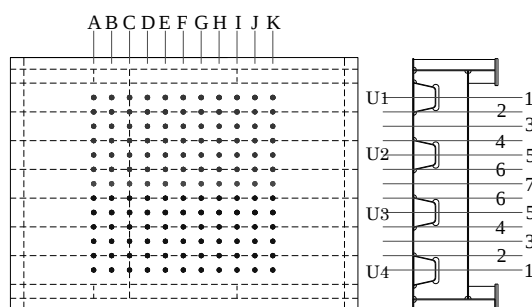


図-9 静的載荷試験の載荷中心位置

3.4 試験フロー

供試体を用いて静的載荷試験および輪荷重走行試験を行った。試験はU1U2面とU3U4面を用いる。以下に試験フローを記す。

- 1) まず、無補強状態である供試体のU1U2面を用いて静的載荷試験および輪荷重走行試験を行い、Uリブとデッキプレートの溶接部に疲労き裂を発生させる
- 2) つぎに、損傷を残したまま4本のUリブ内面充填およびUリブ間3か所に対して逆U型鋼板を設置
- 3) その後、損傷のないU3U4面において補強後の供試体を用いて静的載荷試験を実施
- 4) 同じU3U4面に対する輪荷重走行試験を200万回実施（予防保全モデル）。
- 5) 最後に、損傷を残したままのU1U2面において輪荷重走行試験を実施（事後対策モデル）

なお、供試体は橋軸直角方向の中心線に対して対称であるため、以下、補強前の試験結果と比較する際には対応する補強後の試験結果をU1U2面に投影して表記する。

3.5 ひずみ測定

補強前後の応力を比較するために、ひずみゲージを用いてひずみを測定した。主な測定断面は断面C（横リブ交差部）、断面I（Uリブ支間部）である。ひずみ測定位置を図-10に示す。溶接部近傍のゲージは溶接止端部から5mm（応力集中ゲージは2番素子が5mm）の位置に貼り付けた。U3U4面に対しても同様に貼り付けてある。Uリブとデッキプレートの溶接部の疲労き裂は、デッキプレートの局所的な面外変形が原因¹⁾と考えられているため、ひずみの測定方向は主に橋軸直角方向である。また、溶接部近傍では、溶接線と直角方向である。以下、例えば“測定点C1”としたとき同図の断面Cの1番のゲージ、“測定点I1-2”としたとき同図の断面Iの1番の応力集中ゲージの2番素子の値を示す。

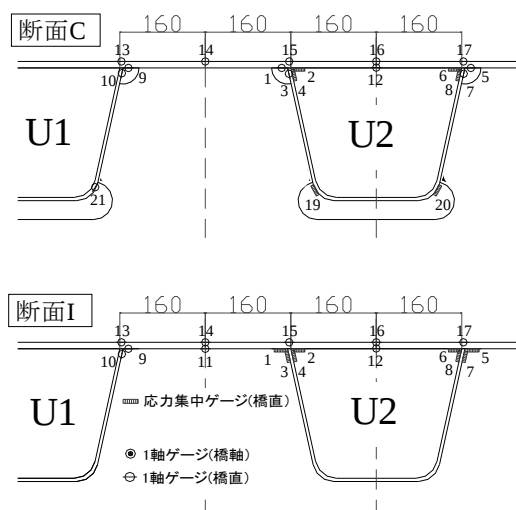


図-10 ひずみ測定位置

3 解析概要

下面補強前後の局部応力特性を調べるため、弾性有限変位解析を行った。

3.1 解析モデル

(1) 基本モデル

基本モデルを図-11に示す。モデルは供試体と同じ寸法である。断面Cと断面IにおけるUリブとデッキプレートとの溶接部の周辺では、溶接部の局部応力を求めるために8節点ソリッド要素(Marc⁷⁾の要素番号7)を用いて溶接ビードをモデル化できる程度に細かく要素分割し、その他の部分は4節点シェル要素(Marcの要素番号139)でモデル化した。Uリブとデッキプレートの溶接部の溶け込み深さはUリブ板厚の25%とした。最小メッシュサイズは着目する節点近傍で0.5×0.5mmである。境界条件は同図の↑の位置で橋軸方向に単純支持となるようにした。材料定数はヤング係数200GPa、ポアソン比0.3としている。荷重は車両のダブルタイヤに相当するように、200×200mmの載荷面を橋軸直角方向に120mmの間隔をあけて面載荷した。

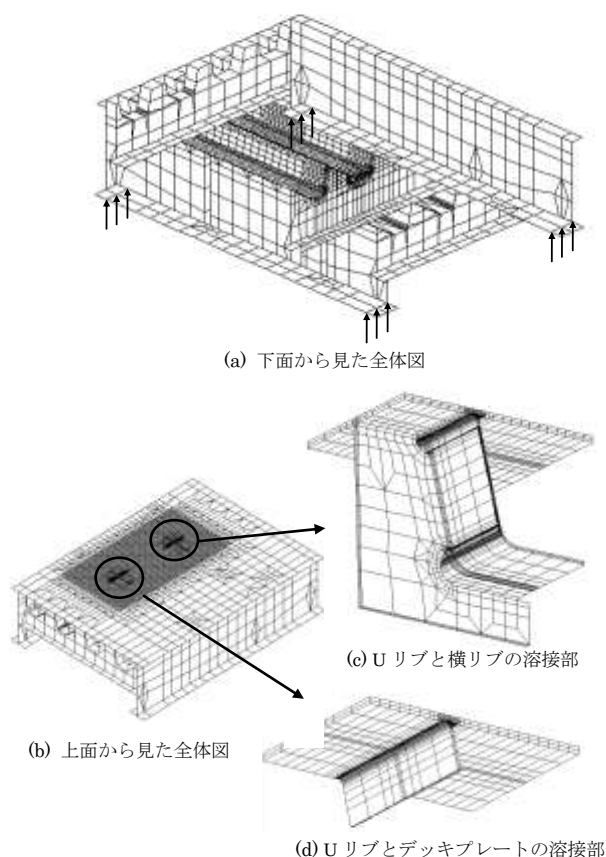


図-11 基本モデル

(2) 補強モデル

補強モデルは基本モデルをもとに作成した(図-12)。Uリブ内の軽量膨張モルタルは8節点ソリッド要素(Marc

の要素番号7)でモデル化した。モルタルの材料定数は実験で用いたモルタルの材料試験結果を参考にJIS A 1149「コンクリートの静弾性係数試験方法」により求め、ヤング係数4.1GPa、ポアソン比0.22とした。Uリブとの境界面は節点を共有することで剛結とした。Uリブ間の添接は4節点シェル要素(Marcの要素番号139)でモデル化した。添接板の材料定数はヤング係数200GPa、ポアソン比0.3である。鋼床版部分との境界面は対応する節点を剛な梁要素(Marcのlink要素100)を用いて剛結としており、ボルトや接着剤はモデル化していない。

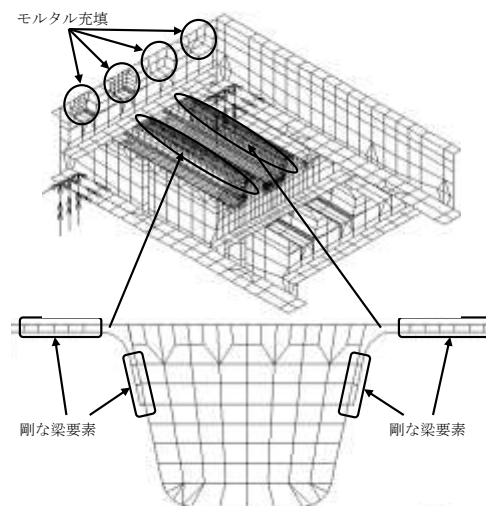


図-12 補強モデル

3.2 評価応力

溶接継手近傍の応力は図-13のように、溶接形状によるピーク応力と構造的応力集中による応力(Geometric stress)の2つの成分に分けられ、疲労強度を評価する場合には評価応力として構造的応力集中による応力を求めるのが一般的である。その構造的応力集中による応力を求める方法の一つに1mm法⁸⁾がある。1mm法とは図-14のように板厚方向の応力分布より板表面から1mmの深さまでしかピーク応力の影響がないことに着目し、その位置を構造的応力集中による応力とする方法である。

以下、本論文でのFEM解析は、図-15の仮想のき裂進展方向に対して直角な応力成分 σ_{dr} と σ_{br} を求める。 σ_{dr} はデッキ貫通型のルートき裂に、 σ_{br} はビード貫通型のルートき裂に対応する。FEM解析においてはUリブとデッキプレートの溶接部のデッキ貫通ルート部き裂およびビード貫通ルート部き裂に対する応力を1mm法の考え方にに基づき求める。その場合、ビード貫通ルート部き裂に対する応力に関しては、解析モデルの溶接部の厚さが3.5mmしかなく、そこからき裂進展方向に1mmの応力を用いる1mm法を適用できるか否かに疑問が残る。

そこで、仮想のビード貫通ルート部き裂進展方向に沿った応力分布より、直応力と曲げ応力の和を求めた。直応力

と曲げ応力の和と、1mm法により求められる応力はピーク応力の影響を排除した板厚方向の応力分布をもとに求められるため、影響線形状は同じ傾向を示していなければ矛盾することになる。そのことより、直応力と曲げ応力の和と $\sigma_{1mm,br}$ を比較することで1mm法の適応性を確かめる。仮想のき裂進展方向に沿った板厚方向の応力成分は式(1)のように分解される⁹⁾。

$$\sigma_{ln} = \sigma_m + \sigma_b + \sigma_{nlp} = \sigma_s + \sigma_{nlp} \quad (1)$$

ここで、

σ_{ln} : 全応力

σ_m : 直応力

σ_b : 曲げ応力

σ_{nlp} : ピーク応力の影響を含んだその他の応力

σ_s : 直応力と曲げ応力の和

式(1)の σ_m と σ_b は式(2)(3)より求められる。

$$\sigma_m = \frac{1}{t} \cdot \int_{x=0}^{x=t} \sigma(x) \cdot dx \quad (2)$$

$$\sigma_b = \frac{6}{t^2} \cdot \int_{x=0}^{x=t} \sigma(x) \cdot \left(\frac{t}{2} - x \right) \cdot dx \quad (3)$$

ここで、

t : 板厚

x : 板表面を原点として仮想のき裂進展方向に沿った座標位置

$\sigma(x)$: x 軸に直角の応力

断面Iに载荷した場合の σ_s 、 σ_{1mm} の橋軸直角方向影響線を図-16に示す。影響線形状を比較するとピークの位置が異なる。 σ_{1mm} の応力参照位置は、板厚3.5mmの中立軸の近くであるため、式(1)の σ_b の値は小さく、相対的に σ_{nlp} の影響が大きくなる。そのため、ビード貫通ルート部き裂の評価に1mm法の適応は難しい。そこで、ビード貫通ルート部き裂の評価に対して、ピーク応力の影響を排除できるルート部からの距離を求める。本解析モデルのように溶接止端部や溶接ビード部と母材との接合部が曲線でない場合、その接合部は弾性理論上応力特異点となり応力は無限大となる。そのため、この位置は有限要素のメッシュサイズの影響を大きく受ける。そして、メッシュサイズが異なる場合でも同じ値に収束する位置がピーク応力の影響を排除できるルート部からの距離である。そこで、最小メッシュサイズを0.5、0.25、0.125、0.0625mmと変化させて、同図で σ_s の絶対値が最大となった载荷点I6 ($x=320\text{mm}$)に载荷した場合の仮想のき裂進展方向に沿った応力分布を求めた。結果を図-17に示す。 $x=0.5\text{mm}$ 以上の位置ではほぼ同じ応力値を示し、メッシュサイズの影響はないことが分かる。以上のことから、以下、ビード貫通ルート部き裂の評価にはルート部から0.5mmの位置の応力を用いる。

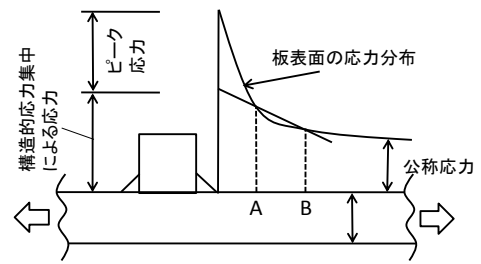


図-13 溶接近傍の板表面の応力分布⁸⁾

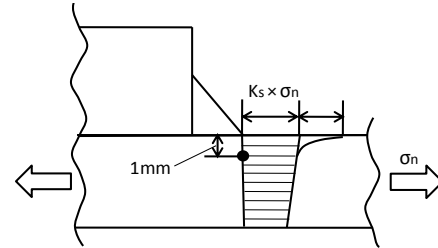


図-14 溶接近傍の板厚方向の応力分布⁸⁾

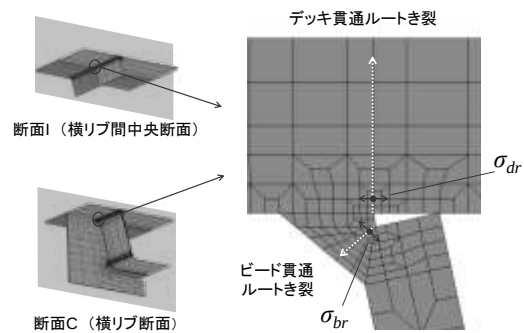


図-15 解析での応力参照位置

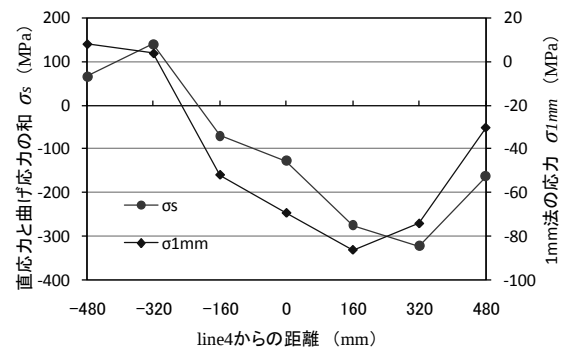


図-16 σ_s と σ_{1mm} の比較（1mm法の適応性検証）

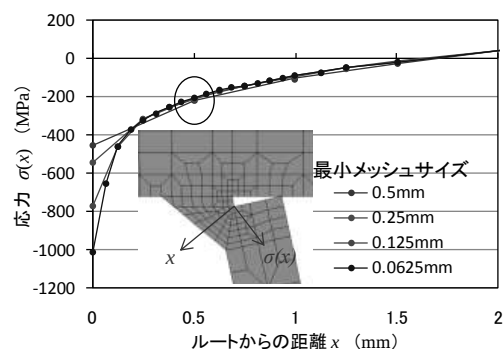


図-17 メッシュサイズの影響

4. 静的載荷試験結果

4.1 応力分布

静的載荷試験を行い、デッキプレートの橋軸直角方向の応力分布を求めた。載荷点 I4 および載荷点 C4 に載荷した場合の荷重直下のデッキプレート上下面の橋軸直角方向の応力分布を図-18(a)～(d)に示す。参考に補強前後の解析値も併記する。同図(a), (b)の断面 I (U リブ支間部) についてみると、U リブ間に添接を施した位置ではデッキプレートに生じる応力は補強前に比べ補強後 80%程度にしか応力が低減していない。一方、U リブ内にモルタルを充填した位置では補強前の 10%以下と大きく低減している。U リブとデッキプレートの溶接部近傍では補強前の 30%程度に応力が低減している。また、後述する輪荷重走行試験において無補強の鋼床版では断面 C (横リブ交差部) 付近の U リブとデッキプレートの溶接部にき裂が発生しているが、同図(c), (d)の断面 C については、断面 I と比べて発生応力が小さく、また、U リブとデッキプレートの溶接部近傍では最小で補強前の 10%程度に応力が低減している。これより、本補強方法は損傷の抑制に有効な補強方法であると考えられる。

4.2 橋軸直角方向影響線

図-19, 20 には、測定点直上の断面の line1～7 に載荷した場合のデッキプレートと U リブ溶接部近傍の応力の橋軸直角方向影響線を示す。

(1) U リブ支間中央

U リブ支間中央の断面に着目すると、図-19 のとおりデッキプレート側 (測定点 I1-2, I2-2, I15) では、補強前後で影響線形状は比較的变化せずに全体的に応力が低減した。一方、U リブウェブ側 (測定点 I3-2, I4-2) では補強前後で応力ピークが異なる。これは、補強前には載荷位置によって U リブウェブに生じる応力は面外変形の影響により影響線形状が正負交番しているのに対し、補強によって応力特性が変化し、面外変形が抑制され膜応力成分がなくなり発生応力が均等化されたためである。各々の測定点の応力ピークを比較すると、補強後の応力は補強前に比べ、測定点 I1-2 : 29%, 測定点 I2-2 : 27%, 測定点 I3-2 : 45%, 測定点 I4-2 : 39%, 測定点 I15 : 29%に低減していた。

(2) 横リブ交差部

横リブ交差部断面では、図-20 のとおり U リブ支間中央 (断面 I) と比べてデッキプレート側 (測定点 C1, C2-2, C15), U リブウェブ側 (測定点 C3, C4-2) とともに応力が大きく低減している。各々の測定点の応力ピークを比較すると、補強後の応力は補強前に比べ、測定点 C1 : 8%, 測定点 C2-2 : 10%, 測定点 C3 : 8%, 測定点 C4-2 : 22%, 測定点 C15 : 2%に低減していた。

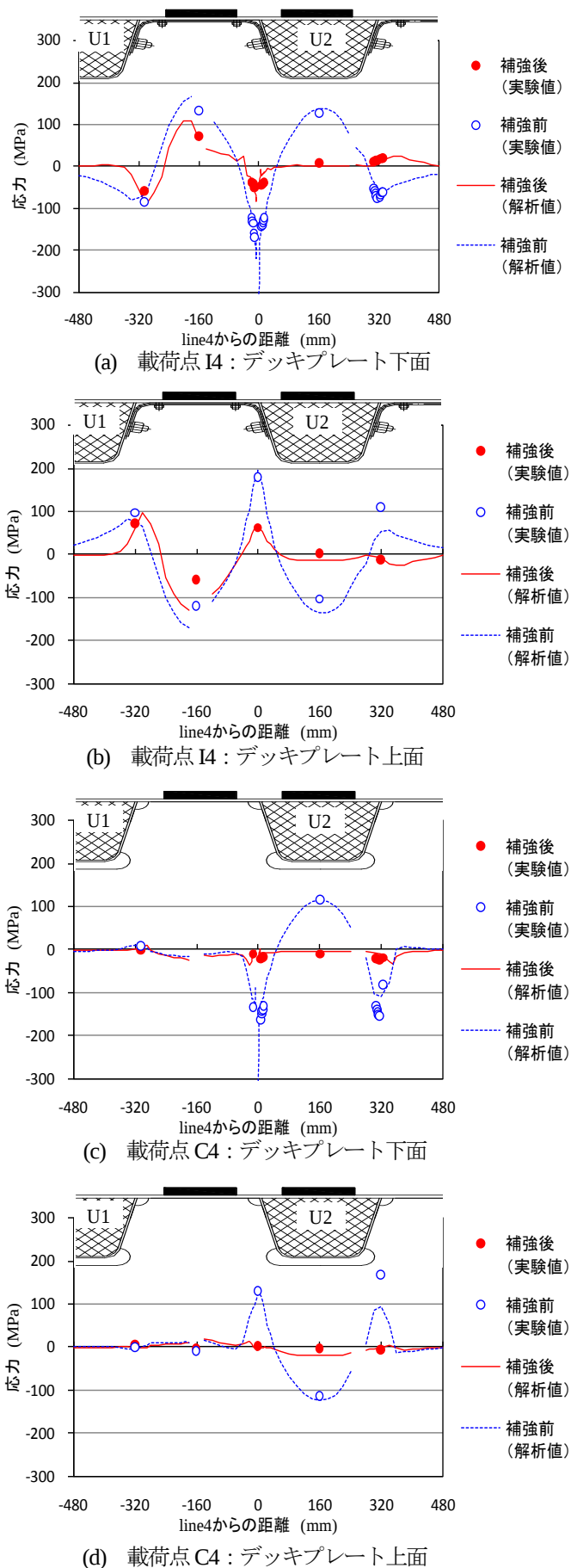


図-18 デッキプレートの応力分布

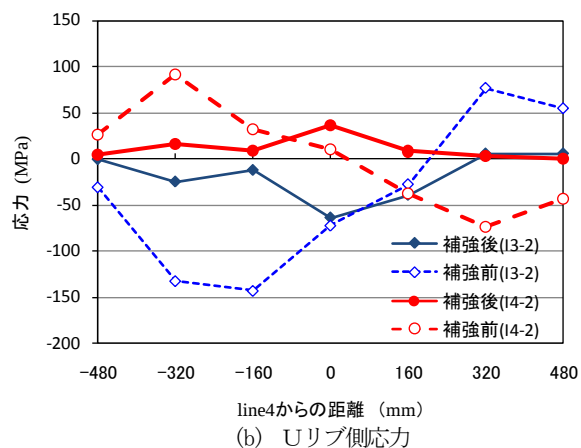
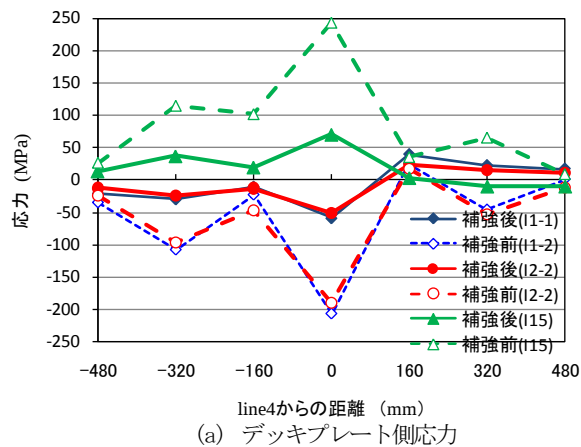


図-19 Uリブ支間中央の橋軸直角方向応力影響線

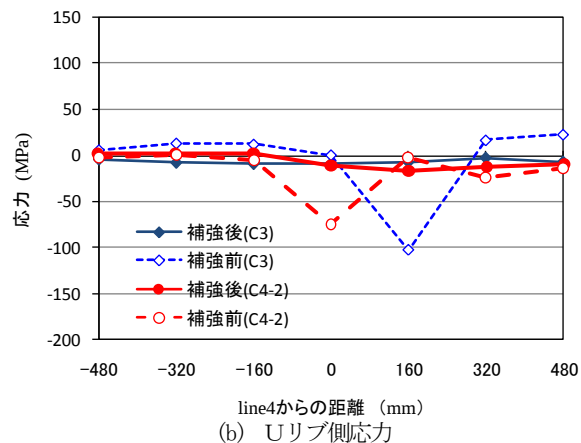
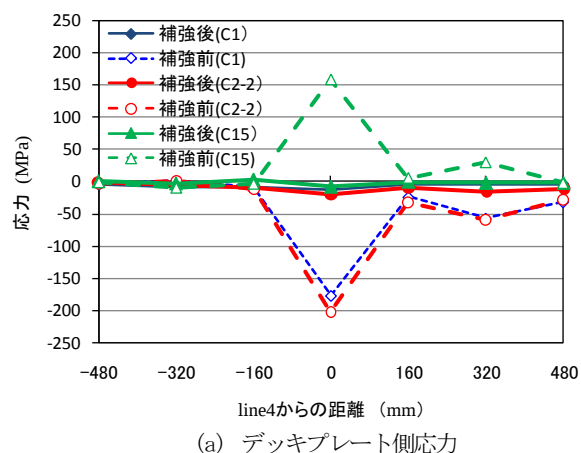


図-20 横リブ交差部の橋軸直角方向応力影響線

(3) 溶接部近傍応力

図-21, 22 は, FEM 解析により U リブ支間中央と横リブ交差部に載荷した場合の, その断面での σ_{dr} と σ_{br} の橋軸直角方向の影響線を示す. 荷重は 98kN とした.

FEM 解析結果より, σ_{br} および σ_{dr} の影響線形状は, 図-19, 20 に示したデッキプレート側応力, および U リブ側応力のそれぞれの影響線形状に良く似ており, ルート部近傍の疲労評価応力として, デッキプレート側, および U リブ側応力を用いることが可能と考えられる. なお, 補強前後の応力ピーク値を比較すると, 断面 I では約 20%程度, 断面 C では 10%以下に応力が低減されており, 下面補強によって U リブとデッキプレートの溶接部近傍の局部応力を大きく低減することが可能となる.

4.3 橋軸方向影響線

橋軸方向の影響線は, 前述の橋軸直角方向の影響線より応力の絶対値が最大となる載荷ラインにおいて評価する. 図-23, 24 には, その載荷ラインにおける橋軸方向影響線を, また表-4 には, ひずみ測定位置での応力範囲 $\Delta\sigma$, 応力範囲の比率 (補強後 $\Delta\sigma$ /補強前 $\Delta\sigma$) を示す.

(1) U リブ支間中央

U リブ支間中央の断面に着目すると, 図-23 のとおり(a)デッキプレート側 (測定点 I1-2, I2-2, I15) では補強後に応力範囲が 30%程度に, また(b)U リブウェブ側 (測定点 I3-2, I4-2) では, 40%程度に低減している. デッキプレート側の応力範囲の低減の方が若干大きい結果となった. 影響線形状の大きな変化はない. 各々の測定点の応力範囲を比較すると, 補強後の応力範囲は補強前に比べ, 測定点 I1-2 : 34%, 測定点 I2-2 : 30%, 測定点 I3-2 : 49%, 測定点 I4-2 : 39%, 測定点 I15 : 34%に低減した.

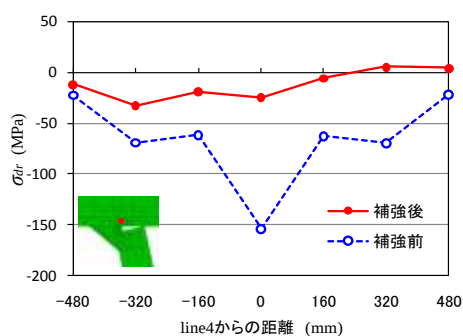
(2) 横リブ交差部

横リブ交差部断面では, 図-24のとおりに(a)デッキプレート側 (測定点 C1, C2-2, C15) では補強後に応力範囲が 10%程度に, また(b)Uリブウェブ側 (測定点 C3, C4-2) では, 40%程度に低減している. 支間中央同様デッキプレート側の応力範囲の低減の方が若干大きく, 補強による応力低減効果は, 支間中央より顕著なことが分かる. 各々の測定点の応力範囲を比較すると, 補強後の応力範囲は補強前に比べ, 測定点 C1 : 14%, 測定点 C2-2 : 6%, 測定点 C3 : 49%, 測定点 C4-2 : 28%, 測定点 C15 : 13%に低減した.

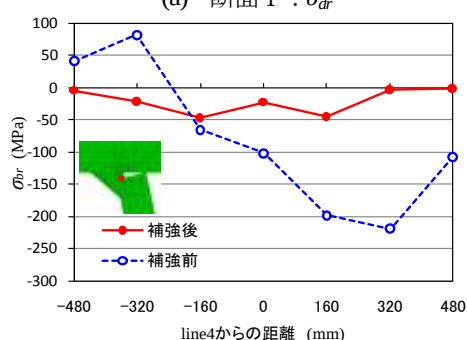
(3) 応力範囲

表-4に示す測定点の応力範囲の比率 (補強後 $\Delta\sigma$ /補強前 $\Delta\sigma$) より, 応力低減効果はデッキプレート側がUリブウェブ側に比べて高く, また, 横リブ交差部がUリブ支間部に比べて顕著であることがわかる. また, 補強前後で応力範囲を示す載荷位置が異なる理由は, 溶接線を跨いで載荷した場合に生じる面外変形に伴う正負交番の応力状態が, 補

強による面外変形の抑制により変化したためと考えられ、この傾向は断面Iが顕著である。また、横リブ交差部の下側スカーラップ (C19-2) においても4割程度への応力低減効果が期待できることがわかる。

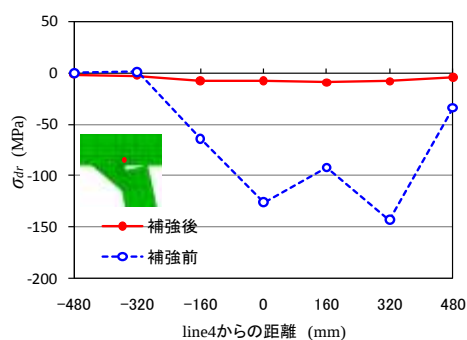


(a) 断面 I : σ_{dr}

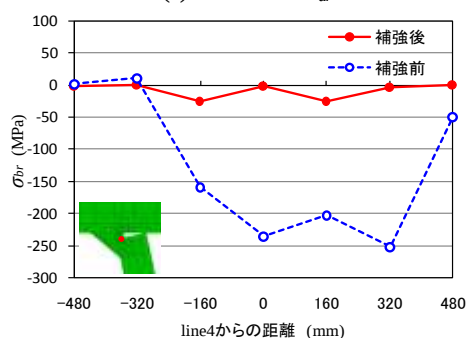


(b) 断面 I : σ_{br}

図-21 Uリブ支間中央の橋軸直角方向応力影響線 (FEM解析結果)

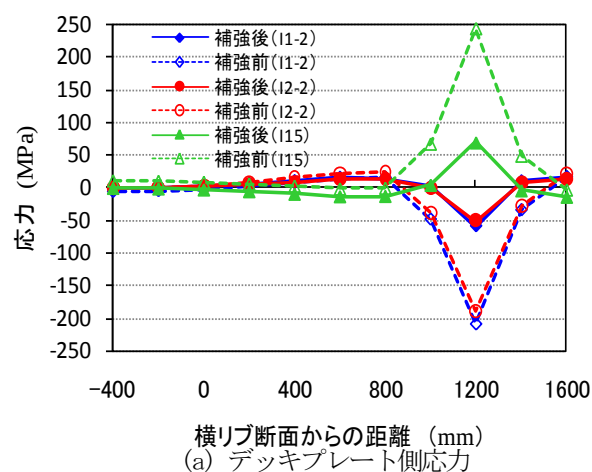


(a) 断面 C : σ_{dr}

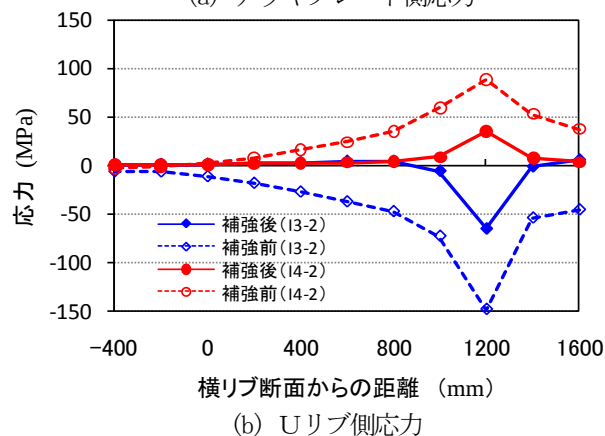


(b) 断面 C : σ_{br}

図-22 横リブ交差部の橋軸直角方向応力影響線 (FEM解析結果)

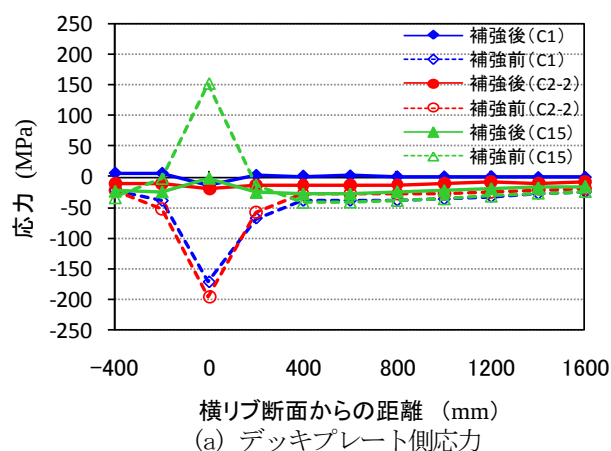


横リブ断面からの距離 (mm)
(a) デッキプレート側応力

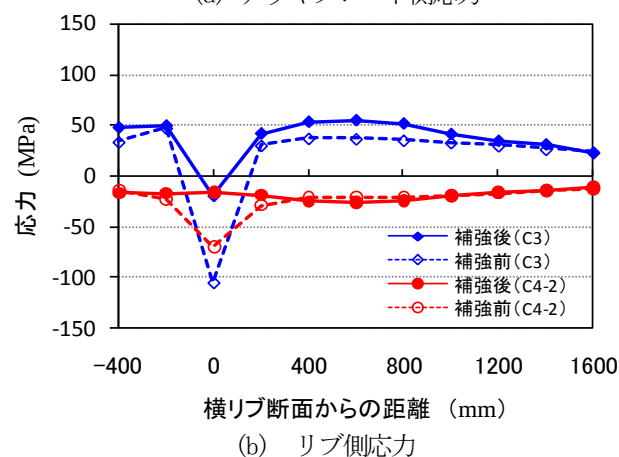


(b) Uリブ側応力

図-23 Uリブ支間中央の橋軸方向応力影響線



横リブ断面からの距離 (mm)
(a) デッキプレート側応力



(b) リブ側応力

図-24 横リブ交差部の橋軸方向応力影響線

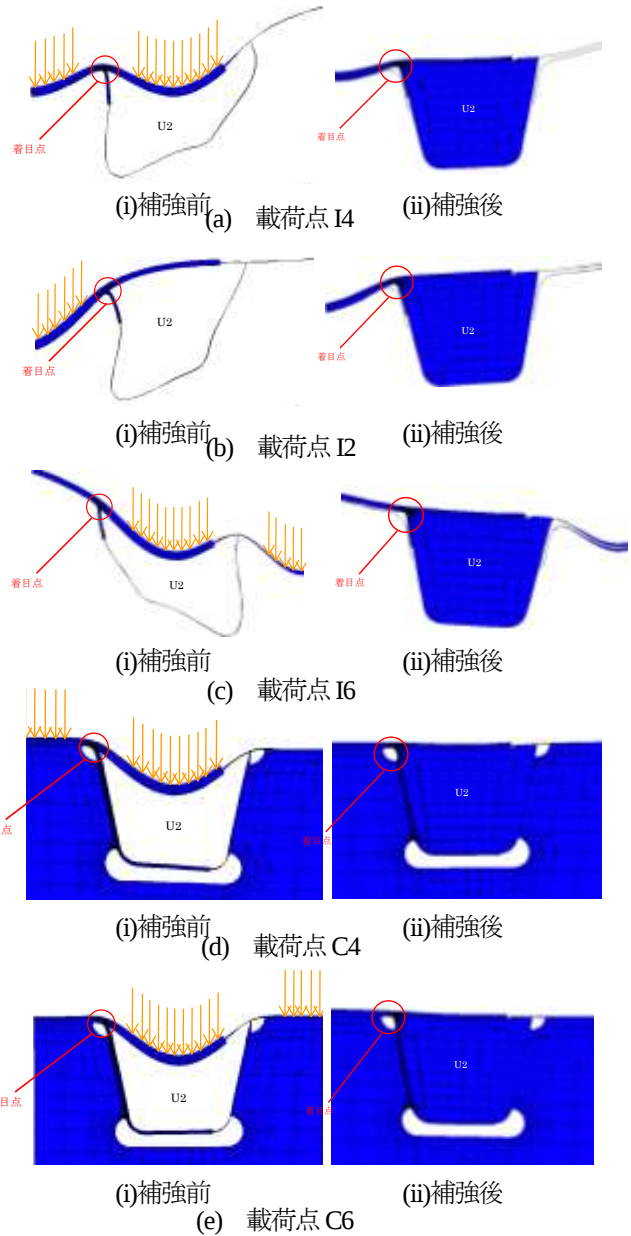
表-4 各測定点の応力範囲

測定点	補強前		補強後		低減率(%)
	荷重位置	応力範囲(MPa)	荷重位置	応力範囲(MPa)	
C1	line4	149.7	line4	21.3	14
C2-2	line4	177.4	line4	11.5	6
C3	line5	152.7	line5	75.4	49
C4-2	line4	58.2	line5	16.1	28
C5	line4	76.6	line4	9.5	12
C6-2	line4	178.0	line5	17.4	10
C7	line7	141.4	line7	51.6	36
C8-2	line4	63.7	line4	10.7	17
C9	line2	153.7	line2	12.2	8
C10	line3	127.2	ゲージの損傷によりデータとれず		
C12	line4	103.3	line3	1.9	2
...デッキ側平均値(C1, C2-2, C5, C6-2, C9, C12)					11
...Uリブウェブ側平均値(C3, C4-2, C7, C8-2, C10)					33
C13	line2	265.0	line3	34.1	13
C14	line4	16.4	line4	5.3	32
C15	line4	195.6	line4	25.3	13
C16	line4	93.7	line4	5.9	6
C17	line4	222.3	line4	13.7	6
C19-2	line3	70.5	line5	30.3	43
C20-2	line4	12.5	line3	12.1	97
C21	line2	32.7	line5	11.2	34
I1-2	line4	226.0	line4	76.5	34
I2-2	line4	214.5	line4	64.1	30
I3-2	line3	142.7	line4	69.8	49
I4-2	line2	92.1	line4	35.7	39
I5-2	line6	224.4	line6	69.4	31
I6-2	line6	212.0	line6	53.9	25
I7-2	line4	97.8	line7	90.6	93
I8-2	line4	117.0	line6	22.6	19
I9	line2	246.6	line4	67.0	27
I10	line2	137.9	ゲージの損傷によりデータとれず		
I11	line4	124.5	line4	118.3	95
I12	line4	130.8	line4	8.4	6
...デッキ側平均値(I1-2, I2-2, I5-2, I6-2, I9, I12)					31
...Uリブウェブ側平均値(I3-2, I4-2, I7-2, I8-2, I10)					50
I13	line2	305.8	line4	82.6	27
I14	line2	111.4	line4	68.5	61
I15	line4	247.7	line4	84.5	34
I16	line4	100.3	line5	12.1	12
I17	line6	272.5	line6	89.5	33

4.4 Uリブとデッキプレート溶接部近傍の変形

基本モデルおよび補強モデルを用いて、解析により I 断面 (U リブ支間部)、および C 断面 (横リブ交差部) に対して溶接線跨ぎ荷重となる荷重点 C4, C6, I2, I4, I6 に荷重を載荷した場合の変形を求めた。図-25 には、U リブとデッキプレートの溶接部近傍の変形を示す。

まず、同図(a)~(e)の(i)補強前について考察する。同図(a)は荷重点 I4 に載荷した場合の変形で、断面 I の σ_{dr} が最も厳しい応力状態になる荷重である。着目点では U リブウェブを節としてデッキプレートが上に凸の面外変形が生じている。この変形によりデッキ貫通ルートき裂の発生起点近傍に大きな圧縮応力が生じる。(b)は荷重点 I2 に載荷した場合の変形、(c)は荷重点 I6 に載荷した場合の変形で、それぞれ断面 I の σ_{br} が引張側、圧縮側の応力の最大値を示す位置である。デッキプレートの変形につられ、U リブウェブに面外変形が生じている。この変形によりビード貫通ルートき裂の起点に圧縮や引張の応力が生じる。(d)は荷重点 C4 に載荷した場合の変形、(e)は荷重点 C6 に載荷した場合の変形で、それぞれ断面 C の σ_{dr} , σ_{br} が最も厳しい応力状態になる荷重である。ダブルタイヤの片輪が U リブ内にはまるように載荷した場合にデッキプレートには下に凸の面外変形が生じている。この変形によりデッキ貫通ルートき裂の発生起点近傍に大きな圧縮応力が生じる。つぎに、同図(a)~(e)の(ii)補強後については、いずれ



(×150倍：補強前：基本モデル，補強後：補強モデル)

図-25 Uリブとデッキプレートの溶接部近傍の変形

の荷重点においても、デッキプレートおよび U リブウェブの面外変形は逆 U 型鋼板およびモルタル充填により抑制されていることが分かる。

5 輪荷重走行試験結果 (無補強および事後対策モデル)

5.1 試験後の損傷状況

無補強鋼床版に対し輪荷重走行試験を実施したところひずみゲージの変化が大きくなったため 60 万回走行後にデッキプレート上面を観察したところ、疲労き裂を確認した。そのため試験を終了した。鋼床版橋の割合が高く、交通量の多い阪神高速道路の湾岸線や神戸線を例にとると、年間 98kN 等価軸数で 100~200 万軸の交通荷重が通過する¹⁰⁾。S-N 曲線の傾きを -1/3 とした場合、輪荷重 (軸重の

半分) 118kN では年間 7.2~14.5 万回走行することになる。つまり、輪荷重走行試験において 118kN で 60 万回走行したことは、4.2~8.3 年間の交通荷重に等しい。この計算によると供用後 4.2~8.3 年でき裂がデッキプレートを通することになる。き裂の発生箇所と 60 万回走行後のき裂の状況を図-26 に示す。き裂は断面 C 付近の U2 とデッキプレートの溶接線直上のデッキプレート上面で発見された。このき裂は実橋において確認されているデッキ貫通ルート部き裂と同様のものである。き裂は橋軸方向に進展しており、デッキプレート上面では断面 C から断面 B 側に 50mm、断面 D 側に 60mm、全長 110mm であった。

その他、溶接線を中心にデッキプレート上面で磁粉探傷試験を実施したがき裂は確認されなかった。

5.2 試験結果と考察

事後対策モデルでは、き裂に対してストップホールや再溶接等の補修を行っていない。事後対策後の走行試験は 118kN で 180 万回走行した際に、Uリブ内面にひずみゲージを貼るために設けた Uリブフランジのハンドホールに対して全周すみ肉溶接で蓋をした部分より発生した疲労き裂が Uリブウェブを進展したため、その時点で終了した。

補強前後の走行回数と発生応力の経時変化を図-27 に示す。同図(a)横リブ交差部の結果より、補強前のデッキプレート下面(測定点 C1, C2)で試験開始後から応力が低下し、それにつれてデッキプレート上面(測定点 C15)の応力が増加していることから、ルートを起点としたき裂が下側から発生し、デッキプレート板厚方向へ進展するにつれて、デッキプレートの有効断面が減少し、デッキプレート上面側の応力が漸増したものと推定できる。また、補強後も各測定点で応力の変化を測定しており、応力低減効果は、走行試験終了時まで持続し安定していた。デッキプレート貫通き裂の影響により測定点 C5, I5 の発生応力増加の影響が懸念されたが、デッキプレート貫通後も事後対策による応力低減効果が走行試験終了時まで持続していた。さらに、Uリブ支間部の各測定点についても応力低減効果ならびにその持続性を確認した。以上より、下面補強は既存のき裂に対する事後対策としても有効であると考えられる。試験終了後のデッキプレート上面の疲労き裂は、断面 C より断面 D 側に 60mm、断面 B 側に 50mm であり、補強前と比べて磁粉探傷試験の結果ではほとんど進展がなかった。さらに、デッキプレート上面のき裂先端に、き裂に対して直角方向の測定点を事後対策後の走行試験開始前に追加した(以下、各測定点を、測定点“追o”と呼ぶ)。追加ゲージ位置で測定した応力と走行回数の関係を図-28 に示す。輪荷重直下のデッキプレート上面に測定点があるため、測定毎の載荷位置のわずかな違いにより値にばらつきがみられるが、応力の変化は認められず、補強後のき裂の進展はないと推定される。

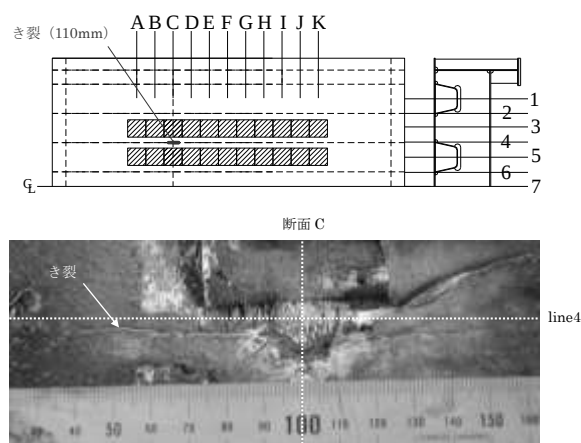


図-26 き裂の発生箇所とき裂状況

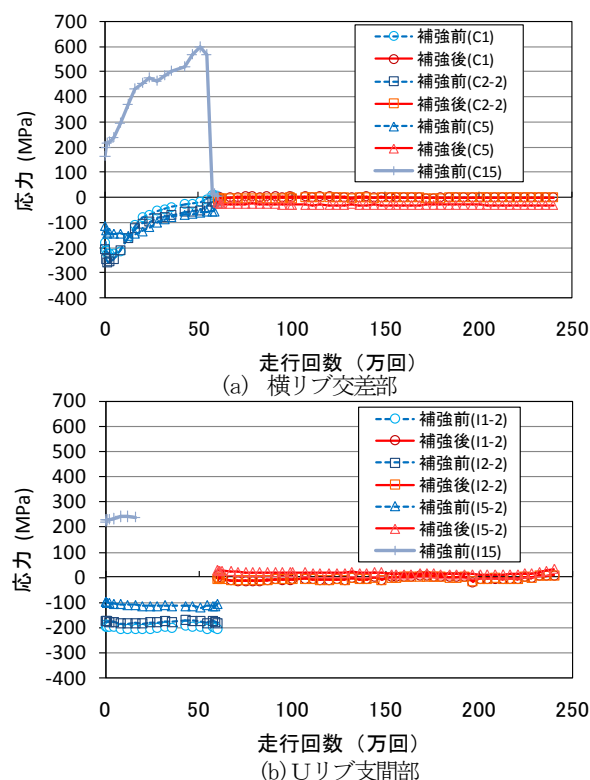


図-27 補強前後の応力経時変化

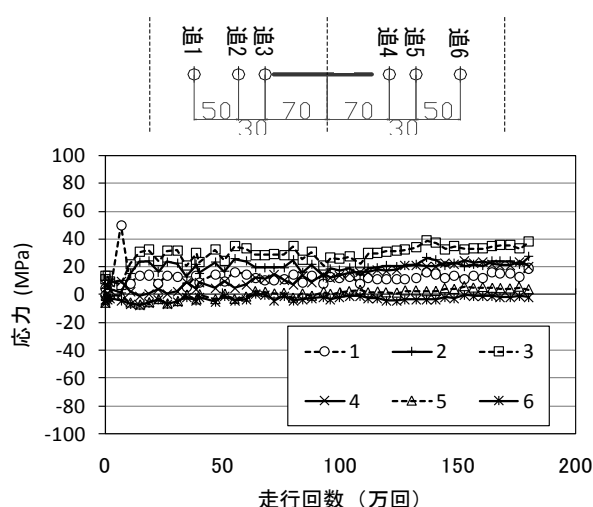


図-28 事後対策後の追加測定点と応力経時変化

6 輪荷重走行試験結果（予防保全対策）

6.1 試験後の損傷状況（たたき点検結果）

補強後に損傷の生じていないU3U4面のline4を載荷中心として輪荷重走行試験を118kNで200万回行った。試験後、デッキプレート上面のみ磁粉探傷試験を行ったが、疲労き裂は確認できなかった。Uリブとデッキプレートの溶接部は逆U字型の鋼板を撤去できないため、後述する6.2で述べる応力と走行回数からき裂の有無を推察する。また、デッキプレート上面から打音検査によりモルタルとの付着切れを確認した。打音検査はパールハンマーによりデッキプレートを叩き、異音のする個所を付着切れと判断した。結果を図-29に示す。載荷前に同様の打音検査を行ったが付着切れ個所はなかったことから、同図に示す付着切れは輪荷重走行試験により生じたものと推定される。また、添接板直上のデッキプレート上面でも打音検査を行ったが、異音のする個所はなかった。

6.2 輪荷重走行試験（予防保全モデル）

補強前後の走行回数と発生応力の経時変化を図-30(a)～(b)に示す。補強後の各測定点での応力低減効果は、走行試験終了時まで持続し、安定していた。なお、Uリブ支間部の補強後の各測定点においては、試験開始後に付着切れが原因と思われる応力上昇が見られ、その後モルタル強度の増加に伴い徐々に応力が低下し、走行試験終了時まで、応力低減効果が持続することを確認した。

6.3 付着切れによる補強効果影響確認（FEM解析）

付着切れによる σ_{dr} 、 σ_{br} の増加量を調べるため解析を行った。その際の解析モデル（付着切れモデル）は補強モデルをもとにデッキプレートとモルタルの境界面に1mmの空隙を設けることで付着切れをモデル化した（図-31）。付着切れをモデル化した範囲は図-29で付着切れの生じた輪荷重直下のUリブの断面Bから断面Jまでである。

補強前において最も大きな応力の発生した位置（断面Iの σ_{dr} ：載荷点I4、断面Iの σ_{br} ：載荷点I6、断面Cの σ_{dr} と σ_{br} ：載荷点C6）に荷重を載荷した場合の基本モデル、補強モデル、付着切れモデルでの σ_{dr} 、 σ_{br} を表-5に示す。付着切れが生じた後でも σ_{dr} は35%程度、 σ_{br} は10%程度に応力を低減できており、依然として高い補強効果を有し

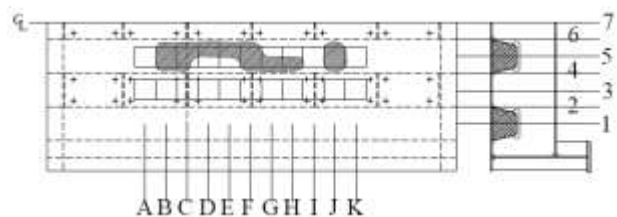
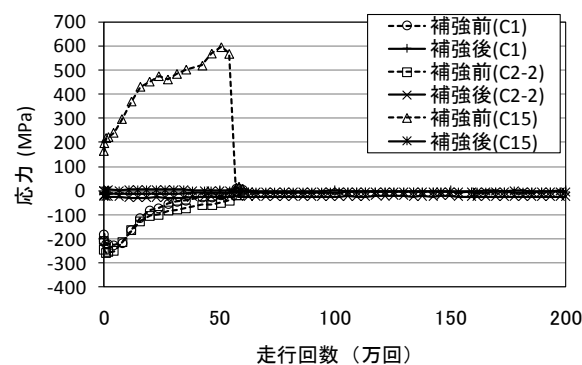
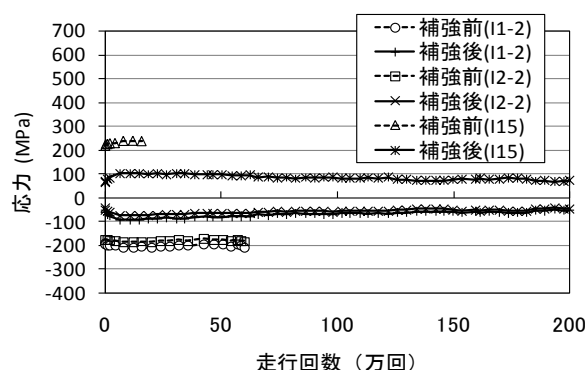


図-29 デッキプレートとモルタルとの付着切れ状況

ていると言える。部分的に付着切れが生じてはなお高い補強効果を発揮することが分かった。



(a) 横リブ支間部



(b) Uリブ支間部

図-30 補強前後の応力経時変化

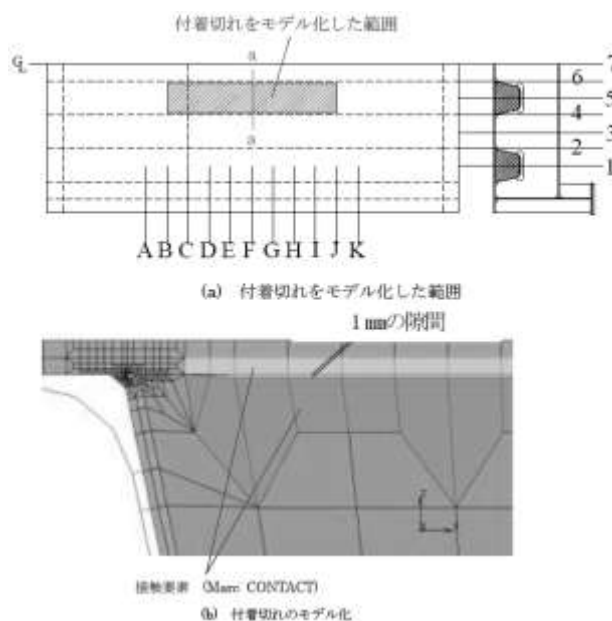


図-31 付着切れモデル

表-5 基本モデル、補強モデル、付着切れモデルの σ_{dr} 、 σ_{br}

載荷点		I4	I6	C6	C6
着目断面		断面I		断面C	
応力		σ_{dr}	σ_{br}	σ_{dr}	σ_{br}
(A) 基本モデル	MPa	-167.8	-219.4	-155.4	-252.4
(B) 補強モデル	MPa	-24.7	-1.9	-7.9	-2.6
(C) 付着切れモデル	MPa	-57.3	-26.0	-51.4	-27.1
B/A		14.7%	0.9%	5.1%	1.0%
C/A		34.1%	11.9%	33.1%	10.7%

7 まとめ

本稿では、高速道路上の交通規制を必要としないデッキプレート下面からのみで床版剛性を改善できる手法として提案している「下面補強」(U リブ内面モルタル充填+逆 U 型鋼板添接)について、実橋と同程度の寸法を有する供試体を用いた静的載荷試験および輪荷重走行試験を行い、下面補強によるデッキプレートと U リブ溶接部周辺応力の低減効果、構造体としての疲労耐久性、およびき裂発生後の事後対策によるき裂進展抑制効果について明らかにするとともに、FEM 解析を実施し、溶接継手近傍応力の評価、ならびに U リブ内面モルタル充填の肌隙の影響等を検討した。以下に本検討によって得られた結論を示す。

- (1) 下面補強に伴い発生する鋼床版箱桁橋の上部工反力に対する比率は、対死荷重+活荷重で 7%程度となり、付属構造物の付加荷重と相殺した場合においては 4%程度である。
- (2) 静的載荷試験により、U リブとデッキプレートとの溶接部近傍の局部応力に対する補強による応力低減率は、横リブ間中央のデッキプレート側で約 30%、U リブウェブ側で約 40%、横リブ断面のデッキプレート側で約 10%、U リブウェブ側で約 30%となり、特に横リブ交差部の応力低減効果が顕著であった。
- (3) 溶接継手近傍の疲労評価応力として 1mm 法を用いた FEM 解析を実施し、 σ_{dr} および σ_{br} の橋軸直角方向の応力影響線の評価した結果、その形状はデッキプレート側応力、および U リブ側応力のそれぞれの実験結果に基づく影響線形状に良く似ており、ルート部近傍の疲労評価応力として、デッキプレート側、および U リブ側の応力を用いることが可能と考えられる。
- (4) 無補強モデルの輪荷重走行試験の結果、輪荷重 118kN に対して 60 万回走行後に横リブ交差部にデッキプレート貫通き裂を確認した。これは、年間 98kN 等価軸数で 100~200 万軸の区間においては、4.2~8.3 年間の交通荷重に等しい。
- (5) デッキプレート貫通き裂に対する事後対策として下面補強を行った場合の輪荷重走行試験の結果、溶接部近傍の測定より、応力低減効果が確認され、走行試験終了時まで持続し安定していた。また、試験前後のき裂に対する磁粉探傷試験の結果より殆ど進展はなかったことから、下面補強は既存のき裂に対する事後対策としても有効である。
- (6) 予防保全モデルによる輪荷重走行試験の結果より、走行試験終了まで溶接部近傍応力の低減効果が持続することを確認した。なお、軽量膨張モルタルとデッキプレートの境界面の付着切れが生じた場合を想定したモデルによる FEM 解析の結果、 σ_{dr} 、 σ_{br} の増加量は、付着切れが生じた後でも σ_{dr} は 35%程度、 σ_{br} は 10%程度まで応力低減は保持できることを確認した。

謝辞

本検討の一部は、鋼床版等の疲労に関する検討委員会(委員長:坂野昌弘関西大学教授)において審議されたものである。委員の方々には、貴重なご意見を頂きました。ここに記して厚く御礼申し上げます。また、軽量膨張モルタルは太平洋マテリアル(株)と共同開発の成果であり、関係者の皆様にはこの場を借りて御礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 三木千壽, 菅沼久忠, 富澤雅幸, 町田文孝: 鋼床版箱桁橋のデッキプレート近傍に発生した疲労損傷の原因, 土木学会論文集, No.780/I-70, pp57-69, 2005.
- 2) 例えば, 小野秀一, 平林泰明, 下里哲弘, 稲葉尚文, 村野益巳, 三木千壽: 既設鋼床版の疲労性状と鋼繊維補強コンクリート敷設工法による疲労強度改善効果に関する研究, 土木学会論文集 A Vol.65No.2, 335-347, 2009.4
- 3) 青木康素, 田畑晶子, 堀江佳平: ゴムラテックスモルタルを用いた鋼床版の疲労対策, 舗装, Vol.44, No.2, 2009.2
- 4) 平林泰明, 牛越裕幸, 木ノ元剛: 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 Vol.10, PP.39-53, 2007.8
- 5) 高田佳彦, 青木康素, 坂野昌弘, 酒井優二: 交通規制を必要としない既設鋼床版橋の疲労損傷対策の検討, 土木学会第 62 回年次学術講演会講演概要集, 1-014, pp27-28, 2007.
- 6) 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, Vol.55A, pp1456-1467, 2009.3
- 7) MSC Marc, MSC Software Corporation, Version 2003, 2003.
- 8) Xiao ZG, Yamada K, :A method of determining geometric stress for fatigue strength evaluation of steel welded joints, International Journal of Fatigue 26, pp1277-1293, 2004.
- 9) A.Hobbacher. : Structural Hot-Spot Stress at Thickwalled Structures, IIW-Doc.JW-G-WIII-XV-191-07, 2007
- 10) 田畑晶子, 長沼敏彦, 迫田治行: 阪神高速の疲労環境評価のための累積軸数の検討, 第 27 回日本道路会議論文集, 2009.11

(2009 年 9 月 24 日受付)