

鋼床版縦リブ溶接部の疲労補強対策に関する一検討

An Investigation of maintenance method concerned with fatigue damages in longitudinal rib welds on steel deck

新山 惇¹⁾, 佐藤 昌志²⁾, 三田村 浩³⁾, 岩崎 雅紀⁴⁾, 石井 博典⁵⁾

Makoto NIIYAMA, Masashi SATOH, Hiroshi MITAMURA, Masanori IWASAKI and Hironori ISHII

- 1) 工修 (社)北海道開発技術センター 顧問 (札幌市 中央区 南1条東2丁目)
- 2) 工博 北海道開発局 札幌開発建設部 札幌道路事務所 所長 (札幌市 豊平区 水車町 1丁目)
- 3) 北海道開発局 開発土木研究所 構造部 構造研究室 研究員 (札幌市 豊平区 平岸 一条3丁目)
- 4) 工博 (株)横河ブリッジ 技術本部 研究所 所長 (千葉県 船橋市 山野町 27番地)
- 5) (株)横河ブリッジ 技術本部 研究所 研究課 主任 (千葉県 船橋市 山野町 27番地)

This report deals with the maintenance method of fatigue damages in longitudinal rib welds on orthotropic steel decks. At first, the fatigue life of those welds has been estimated enforcing the field measurement. Second, we have developed two types of strengthening methods which were both splicing of longitudinal rib welds using blind bolts and adding the cross rib between existing cross beam. Finally, the strengthening cost using the splicing method is on trial simulated.

Key words ; Orthotropic steel deck, Longitudinal rib, Fatigue, Strengthening, total cost

キーワード ; 鋼床版, 縦リブ, 疲労, 補強

1. はじめに

昭和 40 年代になって建設事例が増加するようになった鋼床版橋は、軽量である、現地架設工期が短いといった特長を有する一方で、輪荷重を直接支持するので、アスファルト舗装の劣化や鋼溶接部の疲労等の問題があり、計画段階から耐久性に対する配慮が必要な構造である^{1)~3)}。実際、道路橋示方書・同解説⁴⁾(以下、道示という)では「6.2 鋼床版」に細目が規定されている。また、本州四国連絡橋公団の「鋼床版設計要領(案)」⁵⁾等関係機関の規準には、横リブ間隔や縦リブ間隔などに対する制約が規定されている。しかしながら、長期供用されている一部の鋼床版では重車両の大量走行によるアスファルト舗装の劣化や疲労損傷が発見されており、耐久性の評価、向上に関する研究が鋭意進められている。

ところで、80年代の米国における老朽橋梁数の著しい増加以来、橋梁の維持管理の重要性が叫ばれて久しい。我が国でも、損傷や劣化など具体的事例の発見毎に補修・補強を行うという、対症療法的な既設橋の維持管理を予防保全という観点から実施しようとする機運が高まった。また、最近では計画から維持管理に至る橋梁の全体を通じて管理を考える BMS(Bridge

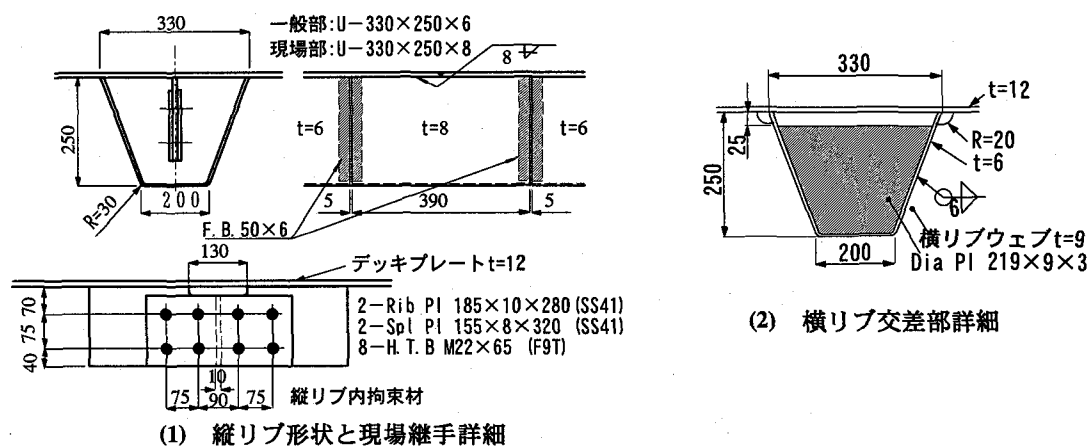
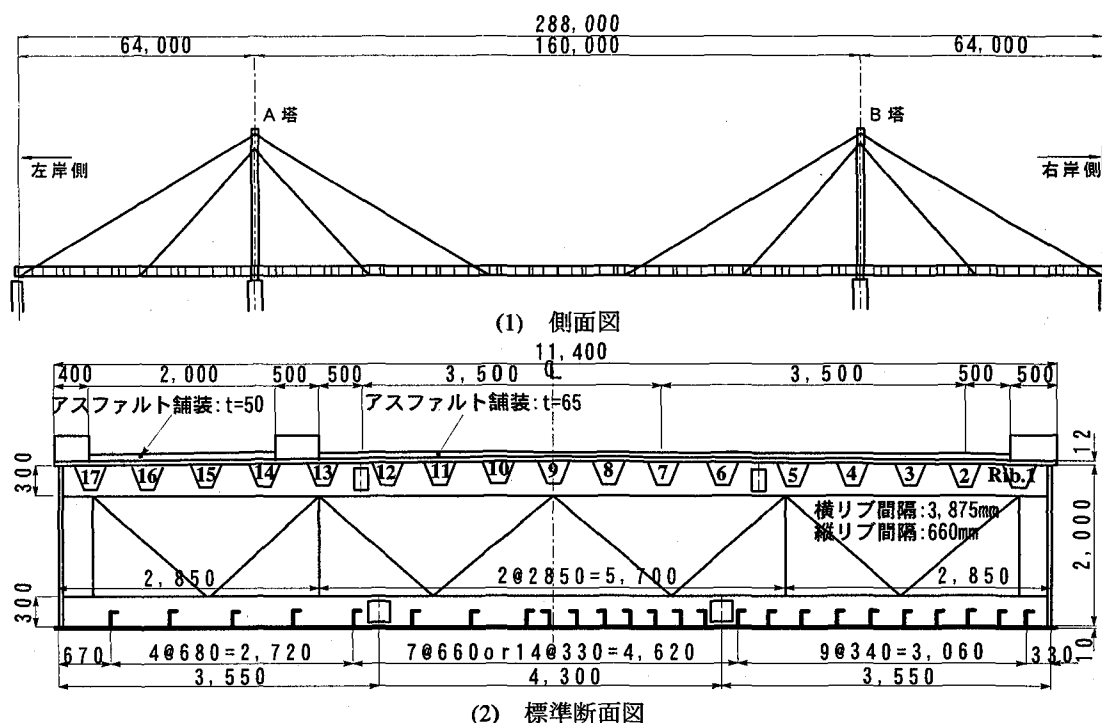
Management System)の考え方が広まりつつある。このような考えのもとで、既設橋の維持管理を効率的に進めるには、対象橋梁の現状と耐久性を精確に把握することが重要である。

本論文では昭和 40 年代半ばに建設された鋼床版橋の縦リブ突き合わせ溶接継手の疲労損傷を対象に、BMSの観点から応力性状調査、寿命評価、補強工法の開発と経済性について検討を行った結果をまとめたものである。本論文が BMS の観点から維持管理だけでなく、計画、設計段階へも反映されることを期待する。

2. 対象鋼床版の特徴と現状

調査の対象とした鋼床版の諸元を図-1に示す。本橋は、長大斜張橋建設の初期の3径間連続鋼床版1箱桁橋で、その鋼床版は以下の特徴を有する。

- (1) 縦リブにU型断面材(以下、Uリブという)が採用されている。図-2(1)に寸法諸元を示す。現行のUリブ規格⁶⁾が決められる以前であったため汎用Uリブと比べて寸法が僅かに異なる。
- (2) 建設当時は現在のように長尺部材の曲げ加工が不可能であったため、数m程度の間隔でUリブ同士の工場継手(裏当て金付突き合わせ溶接)が設けられてい



る。また、近年では一般化しているが、デッキプレートその他、U リブも現場溶接接合が採用されている。U リブの現場継手の詳細を図-2(1)に示すが、現場継手のみ U リブの板厚が 8mm に厚くされていることが現在と異なる。以下、工場及び現場の突き合わせ継手をまとめて U リブ継手という。

(3) 道示において「衝撃の影響を考慮しないT荷重1組による許容曲げ応力度の照査」⁷⁾が規定される以前に建設された橋梁であるため、現在の鋼床版に比べて一般部の横リブ間隔が3.875mmと広い。

(4) 現在多用されている横リブに比べてその高さが300mmと低いが、2,850mm 間隔で対傾構により支持されている。また、図-2(2)に示すとおり、現在の横リブ交差部と異なり縦リブ下端側にスリットが設けられていない。しかし、横リブ位置の縦リブ内にダイヤフラムが設けられている。

(5) 寒冷地に架けられるので路面凍結防止のため、建設段階においてロードヒーティングが敷設されている。この敷設のため、基層舗装材料にアスファルトモルタルが用いられている。この材料は現在一般的な基層材料であるグースアスファルトに比べて流動化しやすい。表層は一般的な密粒度アスコンである。なお、図-1中に示したように幅員が狭い上、冬季には積雪が路肩に堆積するので横断面における車両の走行位置が制約されていることが、アスファルト舗装の轍発生状況から推察された。

(6) 供用開始後約 10 年経た時点で図-3 に模式図を示す損傷が発見された。平成 5 年度までの維持管理経緯を図-4 に示す。本橋では、損傷の程度が著しいものについては補修溶接を実施し、損傷の小さなものについては観察処置を採ってきた。しかし、その後の点検では観察処置部位において損傷の進展が見られた。

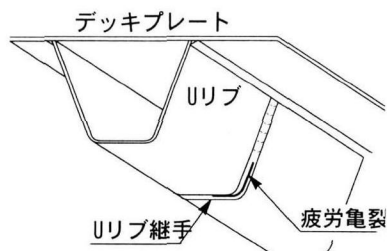


図-3 損傷発生状況の模式図

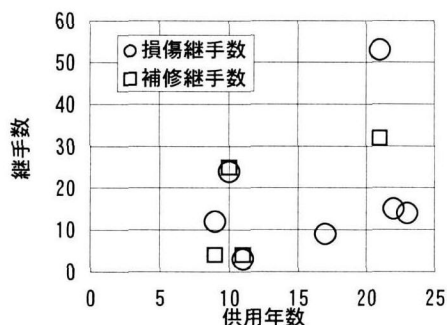


図-4 損傷発生数及び補修溶接箇所数の推移

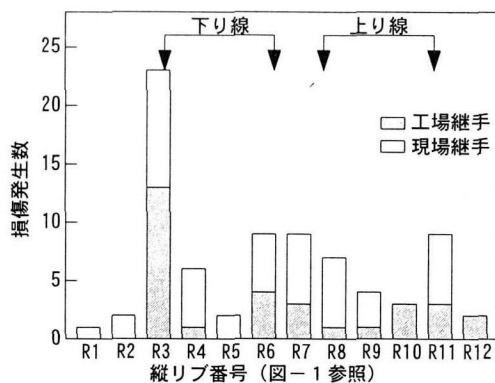


図-5 縦リブの疲労損傷発生分布

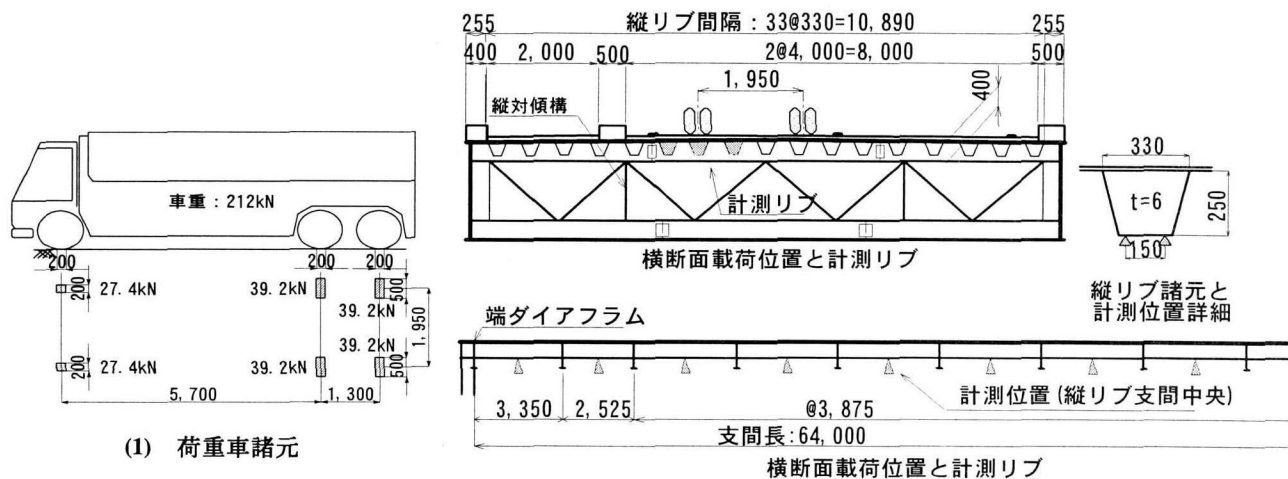


図-6 載荷車両と応力測定位置

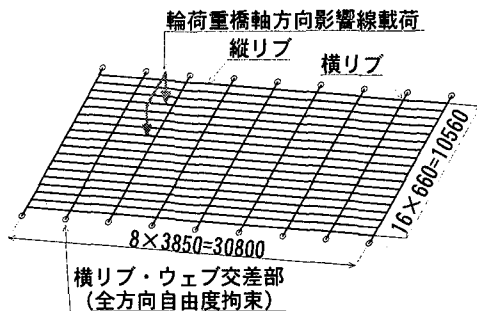
他、新たな亀裂の発生や補修部における損傷の再発も見られた。このように、点検と補修が繰り返されているにも係わらず損傷が発生していることが明らかとなった。図-5に横断面における発生分布(図中のリブ番号は図-1参照)を示す。損傷は輪荷重直下に位置する部位に多数発見されている。特にR3の損傷数が卓越して多いが、輪荷重直下であることに加え、対傾構格点間中央であること、路肩に近接しているため輪荷重位置がばらつきにくいことが原因として挙げられる。その他、損傷はUリブ継手下端の円弧部の溶接止端部及び溶接ビード上を起点として発生していること、損傷発生傾向に橋軸方向位置の影響は見られないことなどからこれらの損傷は輪荷重の繰返し載荷による疲労損傷であると判断された。

3. 疲労寿命評価

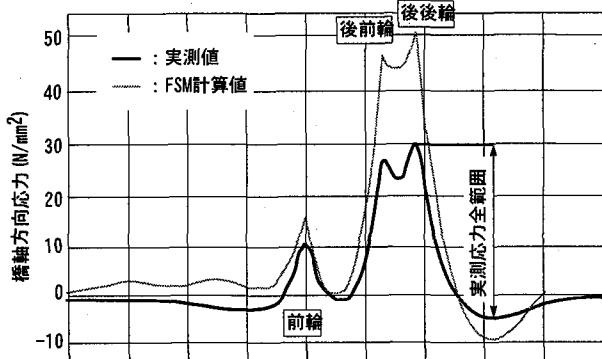
3.1 動的載荷試験

Uリブ継手の疲労寿命評価を行うため、図-6に示す要領で実橋応力測定を実施した。すなわち、車重212kN(21.6tonf)の3軸トラック1台を用いて気温が異なる時期(夏季及び冬季)に時速約40km/hの一定速度で動的載荷試験を繰返し行った。応力測定位置は図-6(2)に示すとおり衝撃の影響を受けやすい桁端から約30m範囲内の輪荷重直下に位置する縦リブの横リブ間中央における下端(橋軸方向応力)である。併せて、デッキプレート下面の温度も測定した。

応力測定波形の代表例を有限帯板法(Finite Strip Method. 以下、FSM という)による計算結果とともに



(1) FSM 解析モデル



(2) 応力波形例

図-7 縦リブの応力波形例(桁端より約 20m 位置)

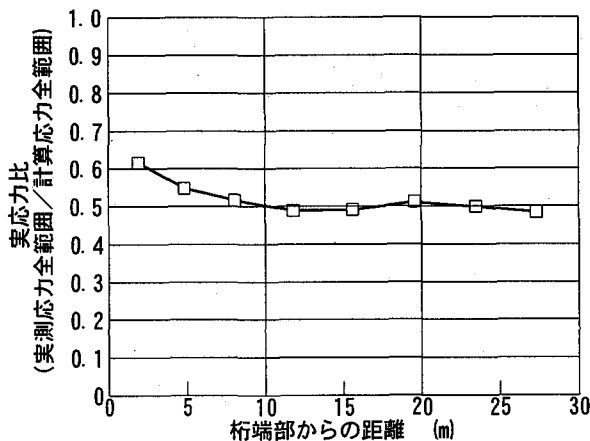


図-8 実測応力全範囲の橋軸方向分布

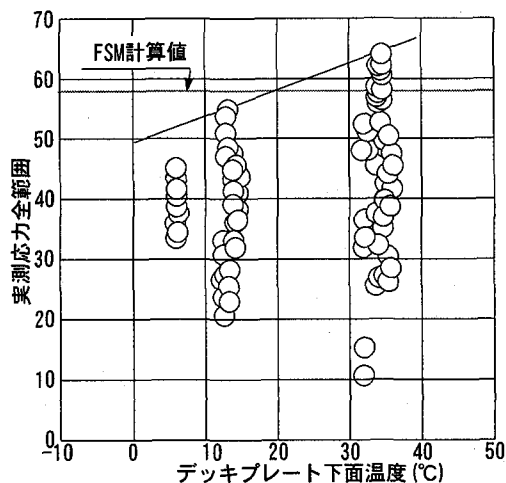


図-9 実測応力全範囲とデッキプレート下面温度の関係

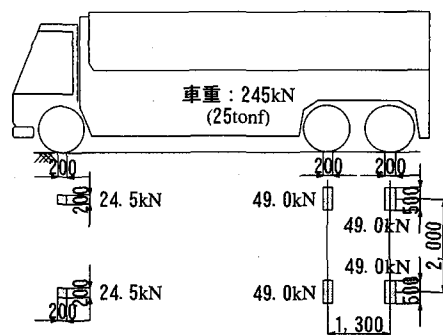


図-10 疲労照査荷重

図-7に示す。図はデッキプレート下面温度が約 15℃における応力波形の一例である。輪荷重の通過毎に極値が現れる典型的な鋼床版縦リブの応力波形であるが、測定値は計算値に比べてかなり低い。

図-8はデッキプレート下面温度約 15℃の計測時において 1 度の载荷毎に後タンデム輪により発生した縦リブ各部の実測応力全範囲(図-7 参照)を FSM 計算値で除して無次元化した値(実応力比)の橋軸方向分布である。伸縮装置による衝撃の影響を受けやすい桁端部に近い部位は測定値が僅かに高い傾向が見られるが、その他一般部については位置による差は少ない。

図-9 は一般部縦リブについて各測定時期におけるデッキプレート下面の実測温度と実測応力全範囲の関係を示したものである。デッキプレート下面温度が 30℃を超える場合は FSM 計算値より高い値も測定されているが、FSM 計算値に比べて低い値が数多く測定されている。先述のとおり幅員やアスファルト舗装の轍発生状況から横断面における車両走行位置のばらつきが少ないにも関わらず、測定結果にばらつきが大きいのは、アスファルト舗装の不陸によって荷重車の輪重に変動が生じたこと、設計では考慮されないデッキプレートとアスファルト舗装の合成作用によるものと考えられる⁸⁾。

3.2 疲労寿命の試算

実橋鋼床版の疲労寿命評価に関しては、参考文献 8)～9)において実働応力測定に基づいてアスファルト舗装や動輪荷重による衝撃の影響も考慮した疲労照査が実施されており、また、疲労照査法も提案されている。ここでは、その手法を参考に先に示した動的载荷試験結果を用いて U リブ継手の疲労寿命評価を試みた。試算に用いた各種係数は、(社)日本鋼構造協会の「鋼構造物の疲労設計指針・同解説」(1993.4)¹⁰⁾に示される鋼床版の疲労照査例に準じたが、設計計算応力補正係数は図-9 に示した実測応力全範囲の全平均値と計算値の比とした。また、疲労照査荷重は、参考文献 9)で提案されているモデル荷重(車重 245kN の 3 軸トラック、図-10 参照)とした。

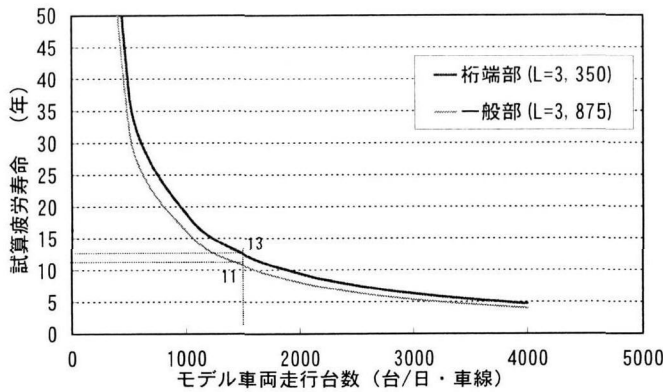


図-11 疲労寿命試算結果

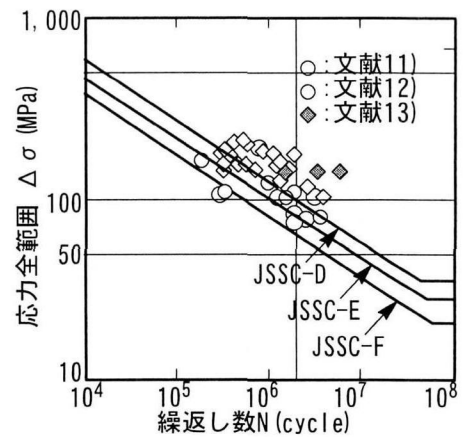


図-12 既往の疲労試験結果

- (1) 疲労強度等級：F 等級(65MPa)，打ち切り考慮せず
- (2) 補正係数：
 - 1) 設計計算応力補正係数=0.6
 - 2) 衝撃係数 $i+1=1.0$
 - 3) 重要度係数=1.0
 - 4) 輪荷重横分布補正係数=0.869
- (3) 安全係数： $\gamma_b=0.8$ ， $\gamma_w=1.0$ ， $\gamma_i=1.0$
- (4) 応力比補正： $C_R=1.0$

図-11 にモデル荷重走行台数と試算疲労寿命の関係を示す。後述のとおり供用開始後約 25 年経た近年における本橋の大型車走行台数は約 1,500 台/日・車線であるが、既に疲労破壊している試算結果である。

参考文献 11)～13)によれば U リブ継手の疲労強度は図-12 に示すようにばらつきがあること、疲労亀裂は下端の円弧部のルート部から発生するが伝播速度は溶接順序によって異なり、U リブ下端を U リブ側面に先行して溶接した場合、下端側に圧縮残留応力が導入されることから低下することが明らかにされている。さらに、過去の大型車交通履歴が不明であるが、前記のように本橋の一部には既に疲労損傷が発見されている。

これらのことから推定し、本試算結果で概ね、傾向が評価できていると判断した。

4. 補強工法の開発と経済性の検討

近年の鋼床版橋では、本橋のように数 m 間隔で U リブ継手が配置されることはまれであるが、1 橋の鋼床版橋には同じ構造詳細が多数配置されている。すなわち、1 箇所にも疲労損傷が発見された場合、いずれ他の箇所にも損傷が発生する。実際、前記のとおり補修溶接が繰り返されているにも係わらず点検において疲労損傷が発見されている。また、参考文献 14)によれば、U リブ継手に発生した疲労損傷が U リブとデッキプレートとの橋軸方向に伝播すると、デッキプレートのたわみ変形が増加し、アスファルト舗装のひび割れ発生など走行性に影響する状態に達することが指摘さ

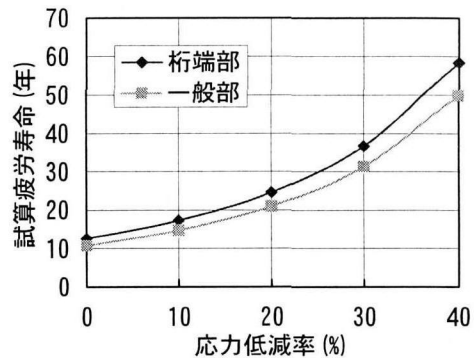


図-13 応力低減と疲労寿命の関係

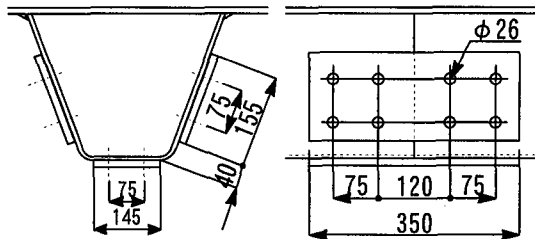
れている。維持管理においてはこのような状態になることは避ける必要がある上、そのような状態の補修・補強は容易でない。さらに、前記の試算結果から明らかのように疲労寿命は非常に短いので、補修溶接のみでは再発する。

そこで、U リブ継手の疲労損傷発生が維持管理上の限界と想定し、補強方法の開発とその適用に関する経済性について検討した。

4.1 補強工法の検討

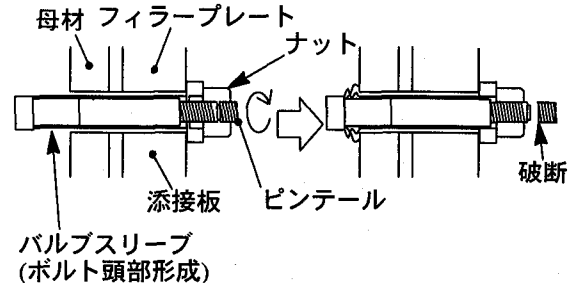
U リブ継手の疲労損傷のように同じ構造部位で多数の疲労損傷が発見、補強された例として、RC 床版を有する活荷重合成鋼 I 桁橋の主桁と横桁あるいは対傾構との取合い部の疲労損傷がある。この疲労損傷に対しては、その一部を取り替える補強工法その他、RC 床版補強のための縦桁増設や鋼板接着が補強効果があることが明らかにされて、既に補修工事が各方面で進められている^{15)～16)}。しかし、鋼床版 U リブ継手の疲労損傷に対する補修・補強報告事例¹⁷⁾は少ない。そこで、以下の補強工法の開発を試みた。

なお、補強工法の開発に際して、“3.2”で述べた試算手法に基づいて U リブ作用応力の低減率と疲労寿命の関係を試算した。試算結果を図-13 に示す。補強により作用応力が 40% 低減できると、疲労寿命が約 50 年



2-Spl. PL 155×12×350, 1-Spl. PL 145×12×350
2-Fil. PL 155×2×155, 1-Fil. PL 145×2×155
(現場継手の場合のみ)
24-片面施工用高力ボルトM22 (F8T相当)

(1) 添接板配置



(2) 片面施工用高力ボルトの概要

図-14 縦リブ添接補強のイメージ

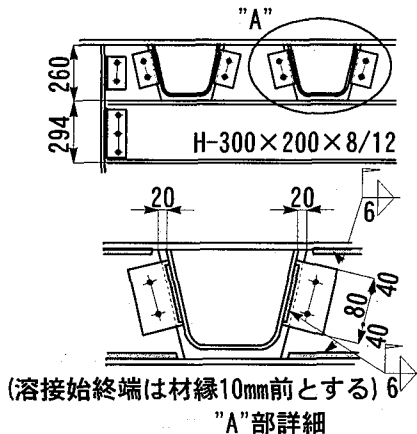


図-15 横リブ増設補強のイメージ

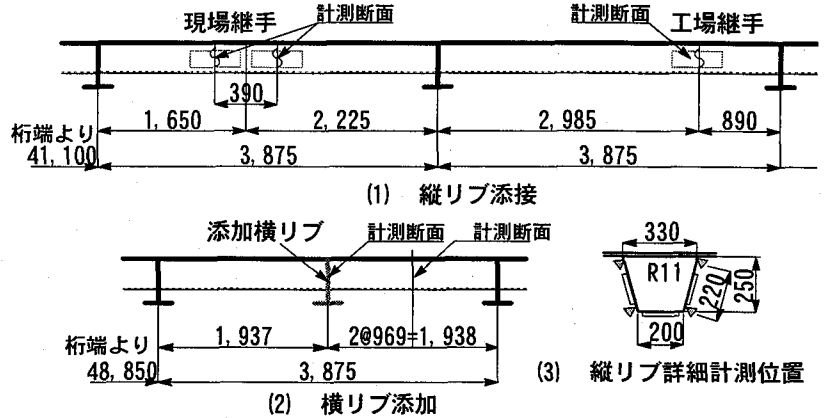


図-16 試験補強部位と応力測定位置

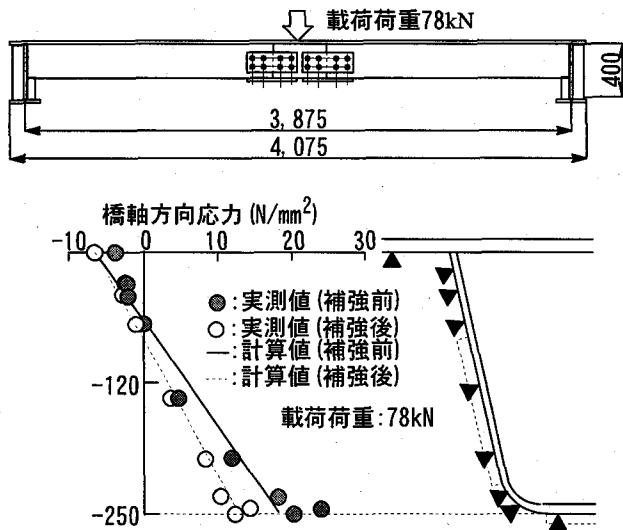


図-17 縦リブ添接静的荷重試験結果

との試算結果である。したがって、補強工法の開発、補強部材の設計においては、応力低減率40%を目標とした。

(1) Type-1(縦リブ添接)

Uリブ継手部近傍のみの剛性向上による曲げ応力の低減を目的としたもので、添接板をボルト接合する補強工法である。損傷部位のみ適用できる利点がある。

表-1 試験施工におけるひずみ測定結果

補強工法	計測部位	補強前 ($\times 10^{-6}$)	補強後 ($\times 10^{-6}$)	補強前後 比 (%)
縦リブ添接	現場溶接部	171	93	54.4
		180	118	65.6
	工場溶接部	127	55	43.3
横リブ増設	1/2位置	200	21	10.5
	1/4位置	171	98	57.3

閉断面材であるUリブの場合、ボルト挿入のためのハンドホールが必要になる。これによる断面欠損を避けるため、片面施工用高力ボルト¹⁸⁾(米国ハック社製、ワンサイドボルト)の適用を考えた。図-14に補強のイメージを示す。片面施工用高力ボルトを使用することで添接板をUリブ下端側にも配置できる利点があるが、添接板が片面となる、ボルト締付けの関係からUリブ側面の添接板が下方に配置されるので所要の補強効果

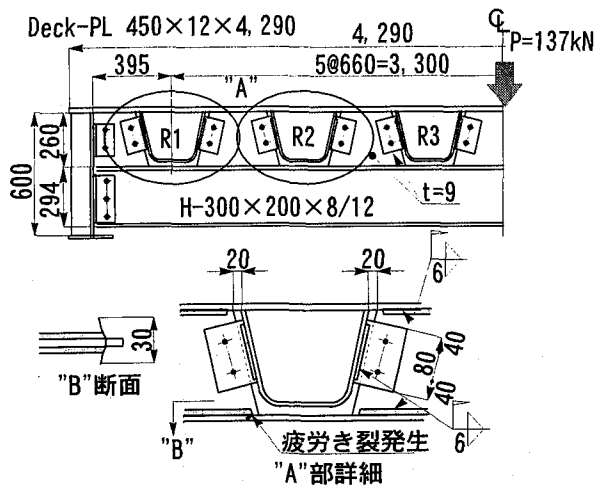


図-18 横リブ増設構造供試体と疲労試験結果

が得られるかが不明であるという課題があげられた。

(2) Type-2(横リブ増設)

横リブ間隔の低減により縦リブの曲げモーメントの低減を目的としたもので、既設横リブ間に新たに横リブを増設する補強工法である。図-15に補強のイメージを示す。横断面の剛性を均等に向上できる利点があるが、既設部材とは溶接あるいは高力ボルトにより接合することになるので、取合い構造が複雑になり疲労上の弱点部位が増加する、施工が Type-1 に比べて大掛かりであると言う課題があげられた。

4.2 補強効果の確認

上記2種類の補強工法の補強効果を調べた。Type-1については継手部の応力低減効果を確認するため、溶接部の縦リブ1本からなる梁モデルの静的荷重試験と実橋における試験施工を行った。Type-2については、横リブ増設構造細部の疲労性状を確認するために既存横リブ構造と横リブ増設構造の疲労試験を行うとともに、継手部の応力低減効果を確認するため実橋における試験施工を行った。試験施工に際しては補強前後で先と同様な応力測定を行った。応力測定位置は輪荷重直下に位置する縦リブ(R11)である。図-16に測定位置を示す。

(1) Type-1(縦リブ添接)

Type-1の静的荷重試験結果を供試体一般図とともに図-17に、試験施工における測定最大ひずみを表-1に示す。静的荷重試験、試験施工結果ともに添接補強により疲労損傷発生位置である縦リブ下端の円弧部で橋軸方向応力が約40%低減されており所要の補強効果が得られていることがわかる。

(2) Type-2

横リブ増設構造の供試体一般図を疲労試験結果とともに図-18に示す。試験荷重は、T荷重1輪(98kN)に衝撃係数0.4を考慮して全振幅137kN(98kN×1.4)

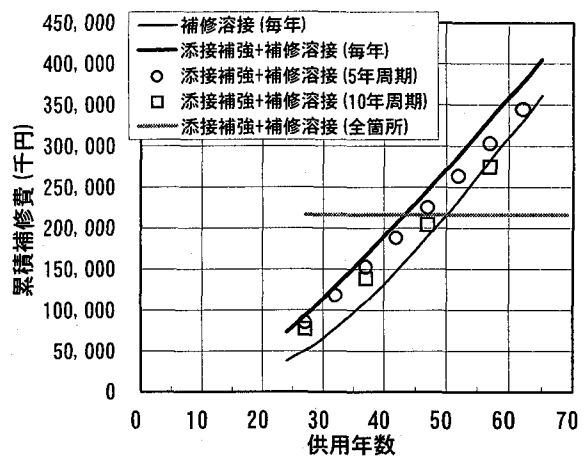


図-19 補修費に及ぼす補修方法と補修時期の関係

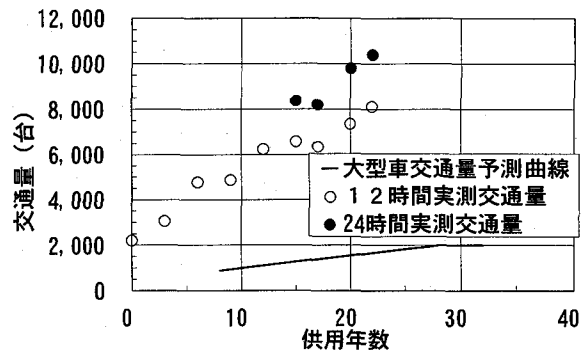


図-20 交通量推移と大型車交通量の仮定

とした。疲労試験の結果、繰返し数200万回で補強H形鋼と台形部材(t=9mm)の溶接止端部に約30mmの疲労き裂が発生した。同時に実施した既存横リブ構造と構造細部の発生応力に有意差が無かったが、試験施工では台形部材の板厚を12mmに厚くするとともに補強H形鋼をH-300×300×10/15に大きくした。試験施工における測定最大ひずみ測定結果を表-1中に示す。横リブを増設した元の縦リブ支間中央位置では約10%に、また、元の縦リブ支間1/4位置では約57%に応力低下しており、ほぼ所要の補強効果が得られていることがわかる。

4.3 補強の経済性検討

試験施工結果に基づいて、両補強方法の1箇所当たりの補修費(補修単価)を試算した結果、補修溶接:278千円、縦リブ添接:392千円、横リブ増設9,754千円となった。すなわち、縦リブ添接が横リブ増設に比べて約68%と安価であることが明らかとなった。このため、横リブ増設は縦リブ添接が適用できない部位(工場継手が既設横リブに近接しており添接補強が適用できない部位)へのみ適用することとし、縦リブ添接補強適用の経済性について試算した。試算における仮定を以下に列記し、試算結果を図-19に示す。

(1) 補修溶接及び縦リブ添接の補修費は施工箇所数

に応じて低減する。20 箇所以上の場合補修単価の 90%、40 箇所以上の場合 80%とする。

- (2) 損傷発生部は補修溶接を行う。
 - (3) 物価上昇は毎年 1%ずつ単調累積増加する。
 - (4) 疲労損傷発生率は、図-20 に示すとおり 2,000 台/日・車線を上限とする推定大型車交通量に比例する。
 - (5) 疲労損傷は供用開始後 8 年後から発生し始め、11 年における発生率を 2.3%とする。すなわち、疲労損傷は、毎年 4~9 箇所する。
 - (6) 補修溶接しても疲労損傷は 11 年で再発する。
- 縦リブ添接は、毎年、5 年あるいは 10 年毎に損傷発生部に適用する。この場合、損傷発生部は溶接補修を行う。

図からわかるように、損傷発生部位のみに適用可能な縦リブ添接も一度に行う補修箇所数が増加すると経済的となる。これは施工箇所数の増加により補修単価が低減するという仮定条件によるものである。図-19 中の水平線は供用開始 27 年時点で全箇所とも縦リブ添接すると仮定した場合であるが、補修溶接箇所数が他の試算ケースに比べてトータルで減ずることから経済的で、縦リブ添接部から損傷が再発しない限り最も経済的であることがわかる。

以上の試算では、添接補強までの累積被害の影響や重車両交通量の変化の影響を考慮していないなど数多くの仮定の上に行ったものである。今後、試験施工部の追跡点検を行うなどして精度を高める必要がある。

5. まとめ

重車両の大量走行により鋼床版 U リブ継手に発生した疲労損傷について、疲労寿命評価、補強工法の開発と経済性について検討した。本検討で得られた成果は、今後の同種な橋梁の維持管理に役立つことはもちろんのこと、維持管理全般に係わる広範な成果が得られたものと考えられる。得られた結果をまとめると以下のとおりである。

- (1) 本橋の鋼床版 U リブ継手の疲労寿命を既往の文献に基づいて試算した結果、約 11~13 年と短い結果となった。試算寿命は点検結果と比較的一致した。
- (2) 疲労損傷の補強工法として、疲労寿命を 50 年程度(原状の約 4 倍以上)に延ばすことが可能な縦リブ添接と横リブ増設という 2 種類の補強工法を開発した。
- (3) 開発した 2 種類の補強工法の内、縦リブ添接はハンドホール等の断面欠損がない片面施工用高力ボルトを用いた工法で、横リブ増設に比べて約 32%安価である。
- (4) 縦リブ添接適用のための経済性について試算し

た。その結果、補修箇所数が増加すると補修単価が低下するため、補修費が低下する結果となった。全箇所を現時点で補強する場合が最も経済的との結果となった。

参考文献

- 1) 国広、藤原：直行異方性理論による鋼床版実用設計法，土木研究所報告，第 137 号，1969.8.
- 2) 鋼構造委員会・鋼床版の疲労小委員会：鋼床版の疲労，土木学会論文集，No.410 / I-12，pp.25-36，1989.10.
- 3) 多田：橋面舗装の設計と施工，鹿島出版会，1996.3.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1996.12.
- 5) 本州四国連絡橋公団：鋼床版設計要領(案)，1989.4.
- 6) (社)日本鋼構造協会：日本鋼構造協会規格鋼床版用 U 形鋼，1983.4.
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980.2.
- 8) 岩崎、永田、西川、小塩、山田：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，No.563 / I-39，pp.161-171，1997.4.
- 9) 岩崎、永田、稲田、山田：実働応力を考慮した鋼床版縦リブ現場継手の疲労照査法，構造工学論文集，Vol.43A，pp.1051-1058，1997.3.
- 10) (社)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説，1993.4.
- 11) 佐伯、西川、滝沢：鋼床版 U リブ現場溶接継手の疲労強度，土木技術資料，Vol.25，No.3，pp.21-26，1983.12.
- 12) 近藤、山田、青木、菊池：鋼床版閉断面縦リブ現場溶接継手の疲労強度，土木学会論文集，第 340 号，pp.49-57，1983.12.
- 13) 堀川、李、石崎：鋼床版現場溶接継手の健全度，土木学会関西支部シンポジウム論文集，pp.133-139，1983.2.
- 14) 貝沼、山田、上仙、岩崎、西川：縦リブの疲労き裂が鋼床版に及ぼす影響の実測と解析，構造工学論文集，Vol.42A，pp.927-936，1996.3.
- 15) 日本道路公団：維持修繕要綱，橋梁編，1988.5.
- 16) 阪神高速道路公団：道路構造物の補修要領，第 1 部 鋼構造物，1990.6.
- 17) 柳瀬：鋼床版 U リブの疲労亀裂の補修，橋梁と基礎，Vol.28，No.8，pp.52-54，1994.8.
- 18) 名取、大野、寺田、五条：片面施工用高力ボルトの既設橋の補強への適用，鋼構造論文集，Vol.1，No.4，pp.95-103，1994.12.

(2000 年 9 月 14 日受付)