

鋼トラス橋横桁取付け部の疲労損傷と対策

竹之内博行¹・谷倉泉²・大谷祥三³・三木千寿⁴

¹正会員 建設機械化研究所 研究第二部(〒417 静岡県富士市大淵3154)

²正会員 工修 建設機械化研究所 研究第二部(〒417 静岡県富士市大淵3154)

³日本道路公団 札幌建設局 室蘭工事事務所(前東京第一管理局 技術部)(〒050 北海道室蘭市港北町1-5-1)

⁴フェロー会員 工博 東京工業大学 工学部 土木工学科(〒152 東京都目黒区大岡山2-12-1)

鋼トラス橋横桁取付け部の多くで、車両通過時に発生する固定端曲げモーメントに起因したと考えられる疲労損傷が発見されている。各種調査検討の結果、横桁上フランジと上弦材上フランジを補強板にて接合し、局所的な応力状態を改善する案の具体化を図った。この補強板には、フランジ間の位置のずれの影響を吸収するため、40mmの厚板を用いた。フランジ上の床版ハンチ部のコンクリートのはつりには、ウォータージェットを用いた自動化を試みた。実橋での試験施工の結果、良好な溶接品質が得られ、また、補強施工前後の各種測定により、今後の疲労損傷発生の防止に十分な補強効果が確認できた。

Key Words : truss bridge, secondary stress, fatigue crack, retrofitting work, welding

1. はじめに

供用開始後ある程度の年数を経ている高速道路の鋼橋には、種々の疲労損傷が見られるようになってきたものも多い¹⁾。これらの橋梁は、著しい経済成長の影響による交通量の増大および重車両の通過により、建設当初の予想をはるかに上回る過酷な応力状況下に置かれている。損傷の多くは主に溶接部およびその周辺に生じる疲労き裂であり、き裂が小さい内に容易で確実、かつ経済的な対策を行うことが橋梁全体の合理的な延命対策につながると考えられる。

高速道路のプレートガーダー橋については、主桁と対傾構や横桁との接合部の疲労損傷が数多く報告され、その対策もいろいろと検討されてきた²⁾。しかし、トラス橋やアーチ橋に関しては、これと類似した構造でありながら、通常の点検では着目部への接近が困難なこともあり、これまで報告されることが少ないのが実状であった。

近年、東名高速道路のJトラス橋(以下、J橋と称す)において、塗装時の足場を利用して鋼トラス全体のき裂調査を行ったところ、主構上弦材と横桁との交差部に数多くの疲労き裂が発見された。このき裂は、同様の構造を有す他のトラス橋においても発生している可能性が大きく、補修を行う場合の箇所数も

多いことから、確実に効率の良い対策が必要である。

このようなことからJ橋においては、き裂発生原因究明のための実橋測定、測定結果に基づく具体的な対策工法の発案、対策工事の試験施工およびその効果を確認するための測定などを実施した。

き裂の発生原因となっている局部応力の発生メカニズムについては、著者らはここでの実橋測定結果を解析し、横桁の曲げを主構が拘束することによって生じる固定端曲げモーメントによるものであることを明らかにしている³⁾。

この論文は、トラス橋横桁取付け部に発生している疲労損傷について、実橋での応力測定および補強工事で得られた成果を紹介し、適切な補強対策について考察を加えたものである。

2. 橋梁の構造と継手部の構造詳細

(1) 一般構造と継手構造

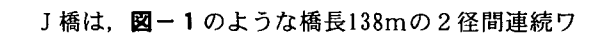
J橋は、のような橋長138mの2径間連続ワレントラス橋である。この橋梁は平面線形が表-1の主要諸元に示すようなクロソイド曲線である上、縦断勾配が大きいために登坂車線が設けられている。このため、6.85m間隔で配置されている横桁の上フランジと主構上弦材の上フランジとは平行ではなく、僅か

表-1 J 橋の主要諸元

橋種	2径間連続上路式ワーレントラス
橋格	一等橋 TL-20
支間	2@68,500=137,000mm
巾員	車道 12,300mm
縦断勾配	1.8~4.03%
平面曲線	クロソイド曲線
横断勾配	2.4~4.9%
舗装	アスファルト厚75mm
床版	鉄筋コンクリート厚180mm
適用示方書	鋼道路橋設計示方書 (S39.6) 他

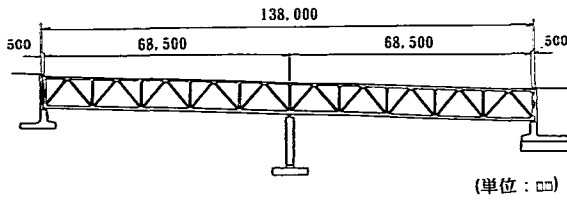


図-1 橋梁一般図

表-2 東名高速道路トラス橋のきれつ点検結果

橋名	横桁取付け部の構造形式	上下線別	横桁取付け箇所数	平成2年度点検箇所数	取付箇所数
FJ橋	I-2	上	50	50	0
		下	50	50	0
NK橋	I-2	上	74	74	0
		下	74	74	0
YN橋	III-2	上	42	42	0
		下	42	42	0
TK橋	I-1	下(右側)	46	46	19
		下(左側)	46	46	20
J橋	I-1	下(右側)	42	42	18
		下(左側)	42	42	1
K1橋	I-2	下(右側)	58	58	0
		下(左側)	58	58	0
AR橋	I-2	下(左側)	18	18	0
SK橋	III-1	下(右側)	114	114	0
		下(左側)	170	170	0
MR橋	III-1	下(右側)	64	64	0
		下(左側)	44	44	0
Y2橋	III-2	上	34	34	0
		下	66	66	0
Y3橋	III-2	上	66	66	0
		下	66	66	0
NG橋	III-2	上	66	66	0
		下	66	66	0
MK橋	II	上	18	18	2
		下	18	18	0

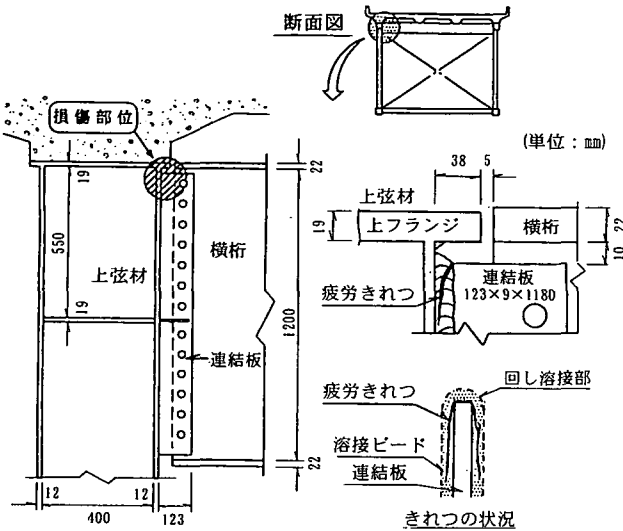
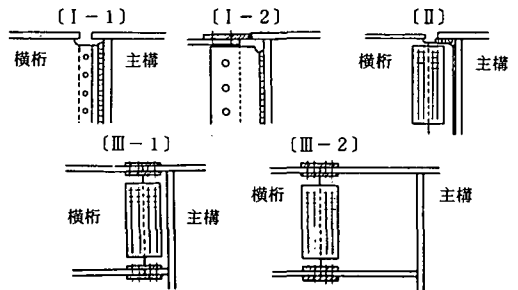


図-2 横桁取付け部の詳細構造

横桁取付け部の構造形式

横桁取付け部の構造形式	横桁と主構のフランジ接続	横桁ウェブへの添接板取付け
I-1	なし	なし
I-2	あり(溶接)	なし
II-1	なし	あり
III-1	あり(添接板)	あり
III-2	あり(添接板)	あり



な勾配がついている。また、床版のハンチ高も横桁位置によって異なっており、RC床版の下面と横桁上フランジとの間隔は15~50cmの範囲に及んでいる。

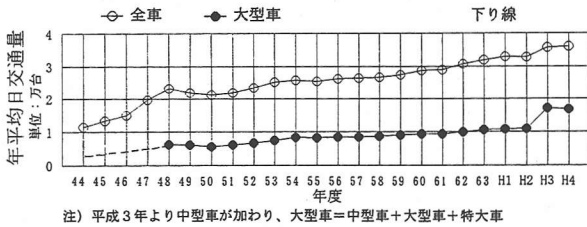
疲労損傷が発生している横桁取付け部の詳細構造は図-2のとおりである。主構上弦材の側面には連結板がすみ肉溶接(脚長6mm)されており、横桁のウェブがこの連結板とリベット接合されている。

疲労損傷は、連結板上端の回し溶接部に発生している。この部分では、部材間のギャップが非常に狭く、連結板上端と上弦材上フランジとは鉛直方向に10mm、横桁上フランジと上弦材とは水平方向に5~10mmのギャップとなっている。

今回対策を行った橋梁と類似した横桁取付け構造を

有す東名高速道路のトラス橋14橋についても、疲労損傷が発生している可能性が考えられたため、横桁取付け部の構造形式と、それらにおける損傷事例の有無を調査した。

その結果、構造形式は表-2に示す5種類が見られた。これらの構造では、横桁上フランジが直接上弦材上フランジに結合されているものと、そうでないものの2通りがあり、今回の対象橋梁と同様の損傷が見られた3橋は、すべて両者が結合されていない構造の橋梁であった。このことより、上弦材と横桁の上フラン



注) 平成3年より中型車が加わり、大型車=中型車+大型車+特大車

図-3 交通量の変遷

ジ同士を接合する方法は、フランジ間の円滑な応力伝達を図り、局部的な応力集中の低減に有効な手法となることが推定された。

(2) 交通量の変化

昭和44年に供用を開始して以来、J橋が位置する区間の交通量は図-3のように漸増し、最近では供用開始当時の約3倍の交通量になっている。溶接継手の疲労によるダメージは、全交通量の中でも特に大型車によるものが支配的と考えられる。全交通量に占める大型車の割合も年々増加しており、その割合は昭和49年のオイルショック当時の約1/4から、近年では1/3近くにまで増加している⁴⁾。

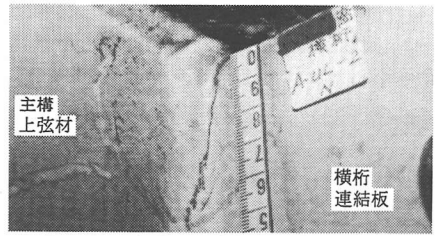
疲労損傷が発見された平成3年までに約22年が経過しており、この間に累計で約6,200万台の大型車がJ橋を通過している。

3. 疲労き裂の発生状況

J橋の疲労き裂は、連結板(厚さ8mm)上端と主構上弦材とのすみ肉溶接の回し溶接部に生じている⁵⁾。前出図-2および写真-1に示すように、き裂は連結板側のビード止端から発生し、上弦材側のビード止端に沿って進展するケースが多い。き裂の発生箇所数は、上・下線2橋の合計84ヶ所の対象箇所内の73ヶ所であり、全数の9割近い箇所に発生していた。磁粉探傷試験で確認した各箇所のき裂長は、最少12mmから最大で119mmにまで及び、平均50mm程度であった。ただし、数箇所ではガウジング後に目視調査を行った結果、き裂はすみ肉溶接のビード内を進展しており、主構の母材には及んでいなかった。

このため、当面の処置として、ガウジングによりき裂を除去した後で再溶接し、止端形状を仕上げて原状に回復させた。その後、き裂の発生原因を究明するための応力測定を行い、それに基づいて必要な補強対策を実施することとした。

目視状況



磁粉探傷試験結果

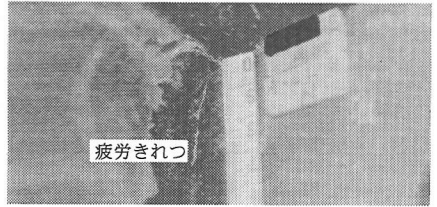


写真-1 き裂の発生状況

4. 原因究明のための実橋測定

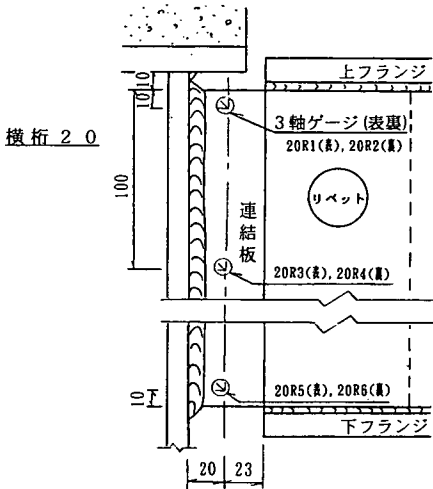
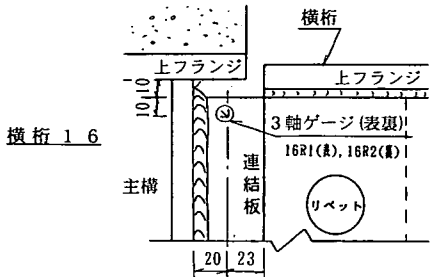
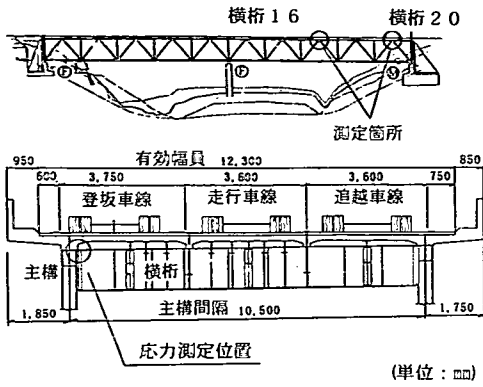
(1) 測定概要

き裂の発生原因を究明し、的確な補強対策を講じるためには、き裂が生じている連結板の応力状態や変形をとらえる必要がある。

実橋で行われる測定は、温度変化等の影響を捉える測定を除くと、その目的から、一般に次の2種類に分類することができる。まず第一は、橋梁の構造特性を把握するための測定で、車両の載荷位置やその大きさと、それによって生じる橋梁各部の応力や変形との関係を捉えるものである。第二は、疲労寿命の推定などの疲労解析に必要な実交通荷重による応力変動状況を把握するための測定で、着目点の応力変化を通常の供用状態で一定期間連続的に測定し、応力頻度分析などを行うものである。

ここではまず第一の測定として、荷重車を各レーン毎に通過させ、その時の応力波形を記録し、車両通過に伴う応力変化およびその最大値を捉える測定を行った。これを荷重車走行試験と呼ぶ。次に第二の測定として、いくつかの測点について供用下で24時間の応力頻度測定を行い、レベルクロッシング法により発生応力範囲を確認し、レインフロー法により疲労寿命を推定した。

図-4に応力測定位置および測点名称を示す。測定はスパン中央部とスパン端部の2ヶ所で行った。測点は連結板の上下端とし(溶接ビードから約10mm)、表裏同位置に3軸ゲージを貼付した。荷重車走行試験では、図-5に示す総重量20トンの荷重車を、登坂、走行、追越の3車線それぞれを約65km/hの速度で通過させ、



③: 3軸ゲージによる 応力測定位置 16R1~16R2 } 計8点
20R1~20R6 }

図-4 応力測定位置および測点名称

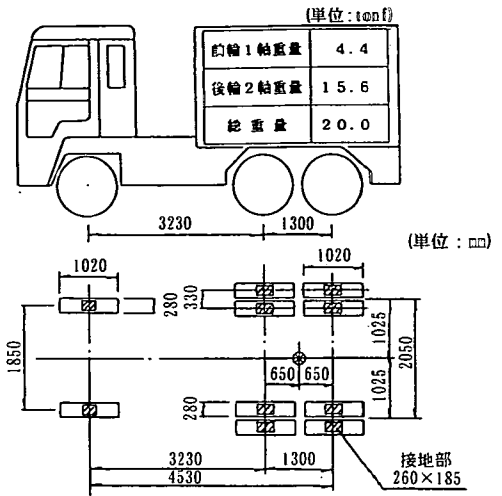


図-5 荷重車の諸元

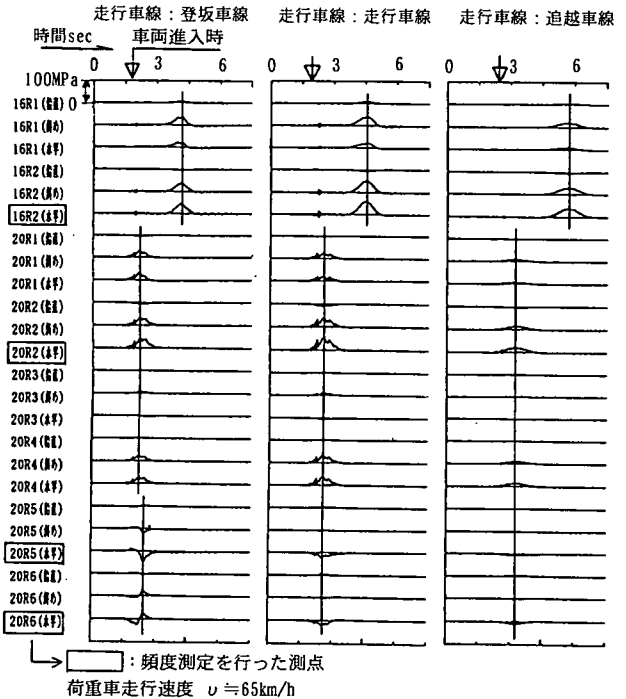


図-6 荷重車の通過に伴う応力波形

サンプリング間隔0.015秒で応力波形を記録した。なお、各サンプリングでは、その時刻における全測点データに時間差が生じないように計測を行った。

(2) 荷重車走行試験の結果

荷重車通過時の測定応力の経時変化を図-6に示す。これらの波形には次のような特徴が見られた。

①発生応力は後輪通過時に最大値を示す⁶⁾。

②車両が橋梁に進入すると同時に、微振動に伴う微小な応力変動が生じる。微小な応力変動は連結板上端部ほど著しく、また、橋台に近い箇所(車両進入部付近)ほど著しい。

③ただし、この微小応力変動振幅は20MPa程度であり、累積疲労被害の計算においても無視できる程度のものである。

④発生応力の大きさは、測定位置を登坂車線側の主構

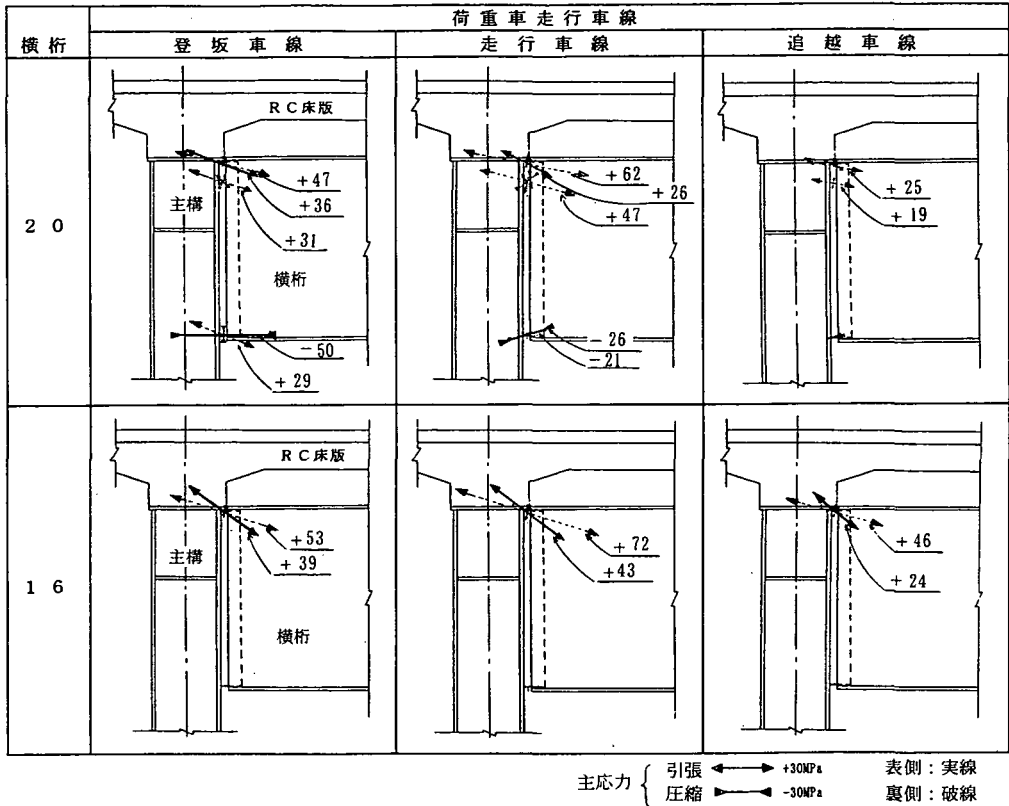


図-7 横桁取り付け部の主応力測定結果

としたため、登坂あるいは走行車線通過時に大きく、これに比べて追越車線通過時には小さい。

⑤連結板下端部では、荷重車が登坂車線を通過する時に応力が交番(圧縮→引張)する。これは、面外変形の方法が反転していることを示している。

発生応力が最大値を示した時の連結板の応力分布を図-7の主応力線図に示す。連結板の応力状態は以下のとおりであった。

①20トン荷重車1台の通過により、連結板に生じる応力は上端部で最も大きく、その大きさは60~70MPaである。

②上方では引張、下方では圧縮の水平方向の応力が卓越した応力分布となっている。これは曲げを受ける横桁の固定端曲げモーメントによる応力状態が表れていると考えることができる。

③登坂車線通過時には、下側の表裏で大きな応力差が見られ、この部分には著しい面外曲げが生じている。

(3) 応力頻度測定の結果

応力頻度測定の結果を図-8に示す。測定結果から

次のような傾向が明らかになった。

- ①レベルクロッシング法による測定の結果、測定期間中の応力変動範囲(発生応力の上限と下限の差)は最大で220MPaであった。
- ②レインフロー法による測定の結果、車両の通過に伴って生じる応力振幅は最大120MPaで、1日の応力の変動範囲の約1/2であった。このことは、日中の温度変化など、活荷重以外の要素の影響が連結板の発生応力の約半分を占めることを示している。
- ③きれつが生じている連結板と主構との溶接部は荷重伝達型リブ十字継手とみなすことができ、JSSC鋼構造物の疲労設計指針・解説によるD~E等級の継手強度レベルに分類される。この場合には連結板上端部の疲労寿命は10~20年、下端部は20~30年がおおまかな推定寿命と考えられる。

従って、昭和44年の東名全線供用開始以来20年以上が経過した現在、実測されたような応力状態が継続してきたと仮定した場合には、連結板上端部に疲労損傷が生じることが十分予想できる。

測点	連結板上端部		連結板下端部	
	16R2 (水平)	20R2 (水平)	20R5 (水平)	20R6 (水平)
レベルクロッシング法				
レインフロー法				
寿命	D等級 6.3 × 10 ³ 日 (約17年)	4.0 × 10 ³ 日 (約111年)	2.9 × 10 ³ 日 (約79年)	5.3 × 10 ³ 日 (約146年)
E等級	2.3 × 10 ³ 日 (約6年)	6.3 × 10 ³ 日 (約17年)	8.0 × 10 ³ 日 (約22年)	1.2 × 10 ³ 日 (約34年)

図-8 供用下における24時間の応力頻度測定結果

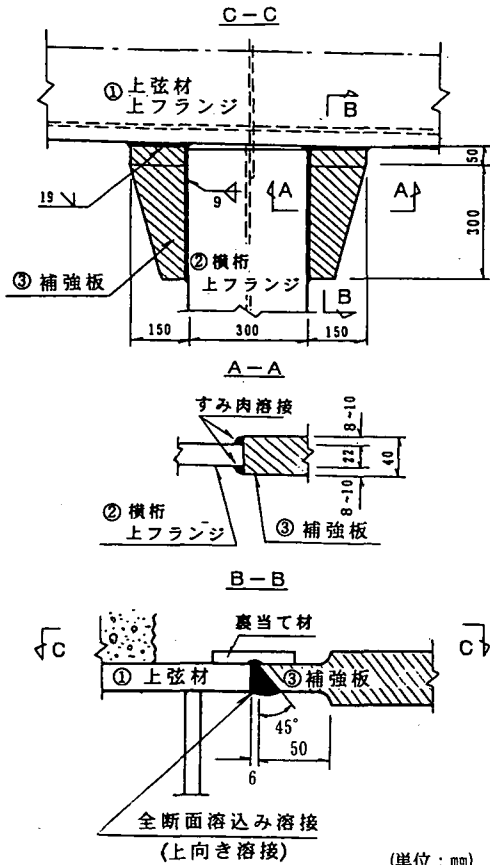


図-9 補強構造

5. 補強案の検討

(1) 提案する補強方針

実橋での応力測定の結果、連結板にはその溶接部の疲労強度を上回る大きな応力が生じていることがわかった。そしてこの応力は、横桁の面内曲げによって生じる引張応力成分が支配的であり、それに若干の面外変形が加わって生じていることが確認された。

このような横桁の面内曲げは、設計仮定上、ヒンジとされている横桁端部が主構に拘束されることにより、固定端曲げモーメントが作用することによるものと考えられる。

以上より、補強方法としては、横桁上部に生じる水平方向引張応力を、疲労強度の低い連結板上端部の回し溶接部を介さずに主構に伝達できるような方法が効果的と考えられる。

そこで、応力測定および既往の橋梁の各種構造形式の調査結果を踏まえ、いくつかの具体的な補強構造案を提案し、応力低減効果、施工性、経済性等の面から比較検討した結果、本橋では最終的に図-9に示す補強構造を採用することとした⁷⁾。

この方法は、横桁上フランジと主構上フランジを直接に結合するもので、横桁と上弦材の段差を吸収させるため補強板を厚板とし、主構上フランジとは完全溶込みの突合せ溶接、横桁上フランジとはすみ肉溶接を

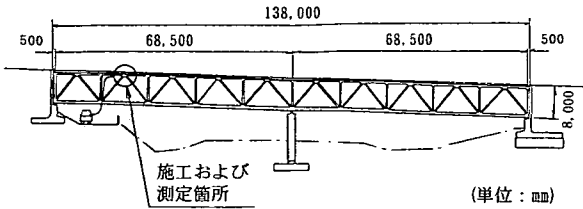


図-10 試験施工および測定箇所

表-3 溶接条件

開先	ルートギャップ6ミリ, 目違い0ミリ, 開先角度45°
溶接方法	半自動ガスシールド溶接 CO ₂ とArを1:4の割合で混合
溶接材料	1.2φ, チタニア系フラックス入りワイヤ
電流	220アンペア
電圧	24ボルト
運棒速度	7.5cm/min
入熱量	42,200ジュール
層盛	4層
予熱	100℃
裏当て材	セラミックス製

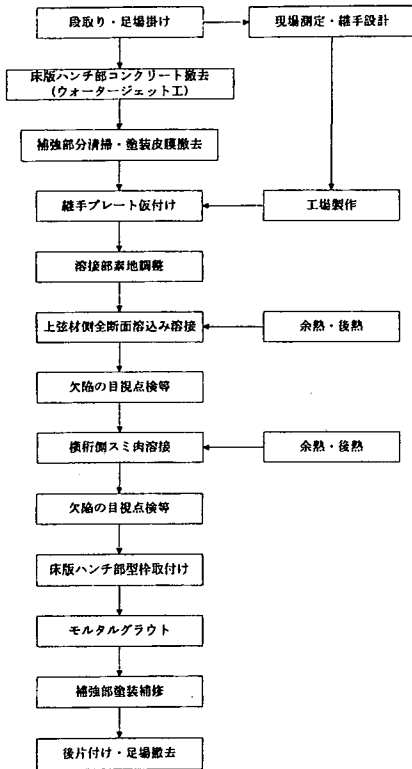


図-11 補強の施工手順

行うものである。主構上フランジへの溶接に先立ち、その上面の床版コンクリートハンチ部を部分的にはつりとる必要があった。

(2) 溶接補強の試験施工

提案された補強構造の施工性を確認するために、J橋の図-10に示す位置で試験施工を行った。施工手順を図-11に示す。

溶接部上方の作業空間が狭いこともあって、前出図-9に示した厚板と主構上フランジとの突合せ溶接は上向き姿勢で行った。溶接にはガスシールド半自動溶接を適用し、裏当て材を用いて裏波溶接を行った。溶

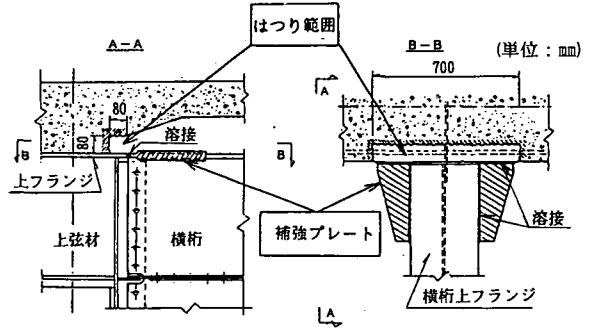


図-12 R C床版ハンチ部のはつり範囲

接に用いた機材・材料および溶接条件を表-3に示す。このような現場施工の結果、良好な溶接品質を確保できた⁸⁾。

(3) ウォータージェットによるコンクリートのはつり

上弦材上フランジの上面は、図-12のようにRC床版鉛直ハンチ部のコンクリートに覆われている。このため、補強板上弦材上フランジへ溶接するためには、この部分のコンクリートを、ある一定の範囲だけのはつりとる必要がある。ところがこの部位は、格点毎の鉛直ハンチ部の高さが15~50cmの範囲となっていて作業空間が狭いため、従来の電動ピック等を用いたのはつり作業は困難を伴う上、周囲のコンクリートを傷める可能性が高い。

そこでこのような問題を解決し、多くの狭隘な施工箇所を能率的、かつ安全にはつるため、ウォータージェットを用いたコンクリートの自動切削装置を開発し、作業の合理化を図った⁹⁾。

a) はつり範囲

補強板上弦材上フランジに溶接するための作業空

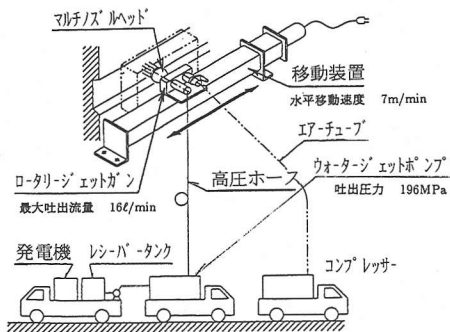


図-13 ウォータージェット工法によるはつりシステム

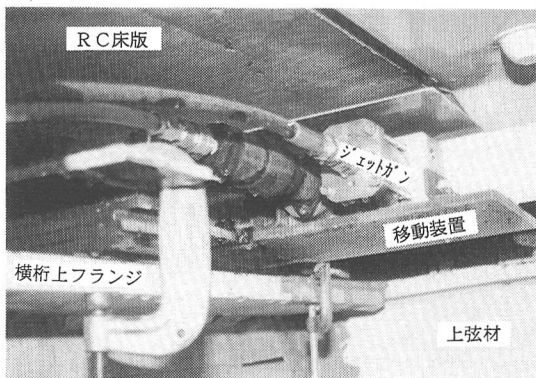


写真-2 ジェットガン取付け状況

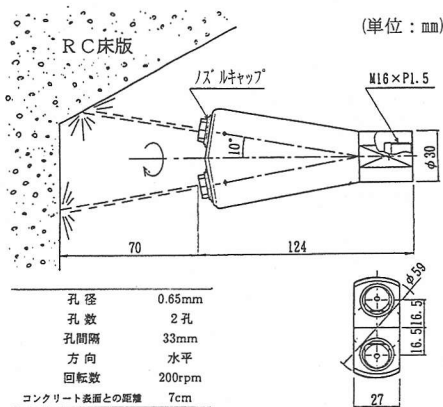


図-14 マルチノズルヘッドの構造

表-4 ウォータージェット工施工実績

切削量	切削回数	3回(3パス)	
	高さ	8cm	
	奥行き	8cm	
	長さ(幅)	70cm	
作業時間	装置取付け	30分	
	切削時間	3パス合計	40分
		1パス当り	10分
		盛替え2回	各5分
装置撤去	30分		
作業員	機械オペレータ	1人	
	作業員	2人	

間を十分に確保し、溶接熱がコンクリートへ及ぼす悪影響を軽減するためには、適切な範囲のコンクリートをはつるの必要があり、ここでは前出図-12のように、80×80×700mm³の範囲を自動切削の対象とした。

b) はつりシステム

ウォータージェット工によるコンクリートのはつりシステムを図-13に示す。このシステムは、ウォータージェットポンプにより圧送された高圧水を移動装置に取付けたロータリージェットガンから噴出させ、コンクリート表面を破碎するものである。使用したロータリージェットガンは、通常、手持ち作業用として洗浄、ハクリ、比較的浅いはつりに使用されているものであるが、これを移動装置に固定することにより、自動で等速度の水平方向のはつりを可能にした。

ジェットガンの先端には図-14のような2孔のノズルヘッドを取付けており、このヘッドはコンプレッサから送気された圧搾空気により回転が与えられる。このはつりは、所定の幅を一様に切削することを目的

にしているため、ノズル1孔当たりの破碎力を向上させる意味でノズル数を少なく改造し、ロータリージェットガンの回転数を約200rpmに抑えて使用した。

はつりの長さ(幅)は移動装置で調整し、はつりの高さ、奥行きは移動装置の取付け位置(ノズルヘッドとコンクリート表面との距離)、ウォータージェットポンプの圧力と流量、ノズルヘッドの孔数および回転数で調整する機構とした。

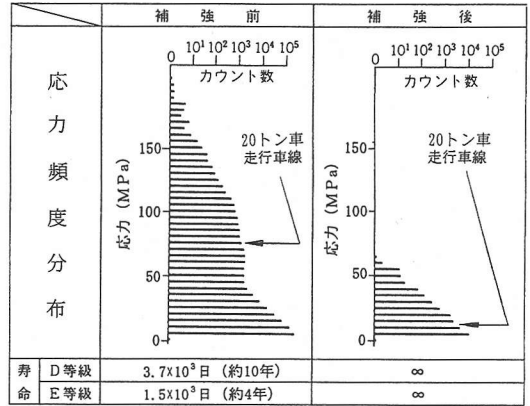
ここで開発した移動装置は、横桁上フランジの上面に固定して使用するタイプとし、狭い場所で作業員が簡単にセッティングできること(写真-2)、はつり速度を任意に変更できること、現場への対応の容易さ(重量30kg)などを考慮し、電氣的制御によるものとした。特に高さ方向に制限があったため、水平方向の切削方法を工夫し、現場に適用可能なものを製作した。

c) 現地はつり試験結果

これまでに述べたシステムを用いて、主構上弦材上部のコンクリートをはつった結果、表-4に示すよう



写真-3 ウォータージェットによるはつり面



(測点：上端水平成分)

図-16 応力頻度分布と疲労寿命

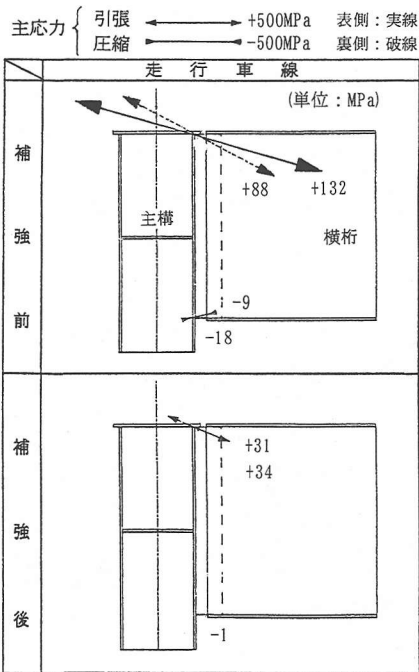


図-15 連結板に発生する主応力の変化

な実績が得られた。

ウォータージェットによる切削部表面は、写真-3に示すように滑らかな凹凸形状を呈しており、表面クラックなどの損傷は見当たらなかったことから、周辺コンクリートを傷めずに切削できることが確認できた。また、狭隘な作業空間においても必要十分な領域を短時間ではつりとることができた。

6. 補強効果の確認および考察

既設の橋梁に、ここで行ったような局部の詳細構造を変える補強工事を行った場合、その補強効果を確認するためには、補強工事の前後で応力測定を行い、補強部位の発生応力の低減状況と、その周辺部位での異常な応力変化の有無を調査することが最も効果的と思われる。また、施工後のある期間、その後の変状の発生の有無を追跡調査することも重要である。

本橋においても、施工の前後で応力測定を行い、補強効果の確認を行うこととした。測定内容および方法は3.で述べた原因究明のための実橋測定と同様で、総重量20トンの荷重車を用いた走行試験と、供用下での応力頻度測定を補強工事の前後で実施した¹⁰⁾。

測定は前出図-10に示した試験施工実施箇所で行った。測点は横桁連結板の上下端の2箇所とし、表裏同位置に3軸ゲージを貼付した。

連結板の主応力測定結果を図-15に示す。これによると、連結板上端に発生する応力は、補強前の約132MPaから、補強後はその約1/4の応力レベル(D等級溶接継手の打切り限界の39MPa以下)にまで大幅に低減し、板の面外曲げ状態もほとんど生じなくなった。また、連結板下端の応力は非常に小さく、疲労損傷を生じるほどのものではないことがわかる。

図-16には、応力頻度測定とそれによる疲労寿命の推定結果を示す。これによると、連結板上端部の疲労寿命は、補強により10年程度の寿命が無限大にまで改善されたことがわかる。

一方、横桁上フランジとトラス主構上フランジを結合するために、新たに溶接した補強板に生じる応力は

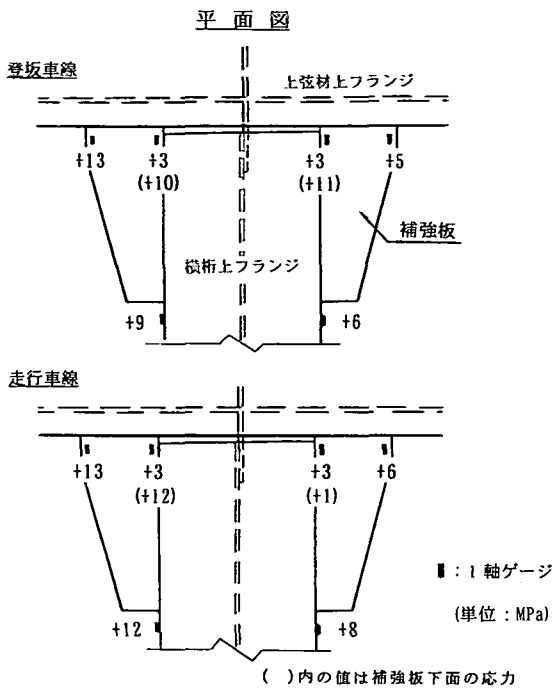


図-17 補強板に発生する応力

図-17に示すようなものであった。これらの値は、登坂車線および走行車線のそれぞれを20トン荷重車が通過する時に生じる最大値である。補強板溶接部の耐久性を疲労強度と発生応力との関係から概略で照査してみると、上弦材との溶接部の疲労強度等級はD等級(横突合せ継手、非仕上げ、良好な裏波を有す片面溶接)、横桁との溶接部もD等級(縦方向継手、すみ肉)程度と考えられる。この場合の200万回許容応力範囲は100MPaとなる。

これに対して実測応力はかなり小さく、過去の測定実績からも補強板溶接部は疲労に対して十分余裕のある応力状態であると考えられる。

以上より、補強板を用いて横桁上フランジと上弦材上フランジを溶接補強する方法は、施工性および補強溶接部近傍の応力状態に問題はなく、損傷が発生する部位の応力状態を著しく改善する非常に有効な対策となることが確認できた。

7. おわりに

本研究では、鋼トラス橋の横桁取付け部に生じた疲労損傷に対して、実橋測定によりその発生原因を究明し、対策案を提案した。そして、補強工事の試験施工

を実施し、提案した工法の施工性とその効果を確認した。本研究で得られた主な結果は次のとおりである。

- ①横桁と主構上弦材を接合する連結板上端の疲労きれつは、交通荷重による繰返し応力が主な損傷原因である。この応力は、設計上ヒンジと仮定されている横桁取付け部が、実際には主構に剛結されているため、固定端曲げモーメントが作用することによって発生している。
- ②横桁の上フランジと主構上弦材の上フランジが直接に接合されている他のトラス橋では、この部位に疲労損傷が発生していない。これより、疲労損傷対策としては両者を接合することが最も効果的と考えられる。
- ③補強板を溶接することによって横桁の上フランジと上弦材の上フランジを直接に接合する補強工法は、上弦材上部のコンクリートの部分的なはつきり、および上弦材上フランジへの上向き裏波溶接を行うことにより可能である。
- ④補強板を溶接接合することにより、連結板上端部の活荷重応力は著しく改善され、疲労損傷が発生する恐れは極めて少なくなった。また、補強板の溶接部近傍に発生する応力も微小であった。

以上より本補強工法が横桁取合い部の疲労損傷対策として有効な手段となることが確認できたと考えられる。

なお、今回は、補強板に厚板を用いることにより、接合する板間の段差(上弦材の縦断勾配等によるもの)や傾きを吸収したが、2枚の補強板をそれぞれのフランジに溶接し、これらをスプライスプレートで接合する方法についても検討を行った。この場合も厚板溶接と同様に、良好な施工性が確認されている。

謝辞：最後に、この検討は日本道路公団 東京第一管理局によって設けられた「鋼橋補修・補強検討委員会」の御指導、御協力を得て実施したものであり、ここに委員および研究の推進に当たられた担当の方々に対し、心から感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 西川和廣：プレートガーダー橋の疲労損傷例，道路，pp.58～63，1985-7.
- 2) 三木千寿，竹之内博行，森猛，大川征治：主桁と対傾構との取合部の疲労損傷に対する補修方法の提案，構造工学論文集，vol.34A，pp.543～550，1988.3.
- 3) 舘石和雄，竹之内博行，三木千寿：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，No.507/I-30，pp.109～119，1995-1.
- 4) 日本道路公団 東京第一管理局：東名高速道路交通量統計報告書，1992.3.

- 5) 日本道路公団 東京第一管理局：平成3年度 東名高速道路「鋼橋の補修・補強に関する検討」報告書, 1992. 3.
- 6) 石井, 佐藤, 竹之内, 谷倉, 三木：トラス橋横桁取付け部の疲労損傷と応力測定, 第48回土木学会年次学術講演会, I-4, pp.566~567, 1993. 9.
- 7) 日本道路公団 東京第一管理局：平成4年度 東名高速道路「鋼橋の補修・補強に関する検討」報告書, 1993. 3.
- 8) 日本道路公団 東京第一管理局：平成5年度 東名高速道路「鋼橋の補修・補強に関する検討」報告書, 1994. 3.
- 9) Tanikura, Takenouchi, Oikawa, Kunihara :
Application of Water Jet Technology to Bridge Maintenance Works, *Proceedings of The 4th Pacific Rim International Conference on WATER JET TECHNOLOGY*, Shimizu, Japan, April 20-22, pp.391 ~ 400, 1995.4.
- 10) 大谷, 国原, 谷倉, 庄中：トラス橋横桁取付け部の疲労損傷対策, 第49回土木学会年次学術講演会, I-4, pp.506~507, 1994. 9.

(1996. 7. 17受付)

RETROFITTING WORKS FOR FATIGUE CRACKS AT FLOOR BEAMS OF STEEL TRUSS BRIDGES

Hiroyuki TAKENOUCHI, Izumi TANIKURA, Shozo OHTANI and Chitoshi MIKI

Fatigue cracks have been found at the connection between floor beams and upper chord members of highway steel truss bridges. The major cause of these cracks was considered to be the bending moment at the fixed end of the beam, induced by the heavy traffic load. Retrofitting method for this problem was proposed in which the upper flange of the floor beam was directly connected to the upper flange of upper chord by welding. Test execution was conducted to obtain rational work procedure and good quality of welding. Water jet excavation was adopted in concrete removal work over the upper flange for welding. Improvement of stress condition was confirmed by stress measurements before and after this retrofitting work.