

鋼 I 桁の主桁一横桁取合い部補剛材の補修方法の改良について

京都建設事務所 設計課 西岡 敬 治
 保全施設部 保全企画課 加賀山 泰 一
 保全施設部 保全技術課 奥 西 史 伸

要 旨

鋼 I 桁の主桁と横桁・対傾構との取合い部（ウェブギャップ部）の疲労損傷については、平成 2 年に制定された「道路構造物の補修要領 第 1 部 鋼構造物」に従い、損傷率の高い橋梁から優先的に補修を実施してきた。しかし、その後の調査により既補修部の実応力が比較的高いこと、一部疲労亀裂が再発している部位があること等が確認されたため、ウェブギャップ部の応力緩和、および施工性の向上を目的とし、模型試験体による静的載荷試験、さらに実橋における試験施工を実施し、補修法の改良案についての検討を行った。

キーワード：鋼 I 桁橋、ウェブギャップ、疲労損傷

はじめに

鋼 I 桁橋の主桁と荷重分配横桁の取合い部（以下、「横桁取合い部」という）に取付けられたウェブギャップ板ならびに対傾構取付け部の垂直補剛材の溶接部において、昭和58～59年度に実施され

た調査から疲労損傷によるわれが数多く確認された。図-1 に示すように割れの発生位置は大別すると 4 タイプに分類され、どのタイプもウェブギャップ板上側から損傷が発生している。これは、昭和39年道路橋示方書を適用した床版支間に比して床版厚が薄い橋梁に損傷が集中していることか

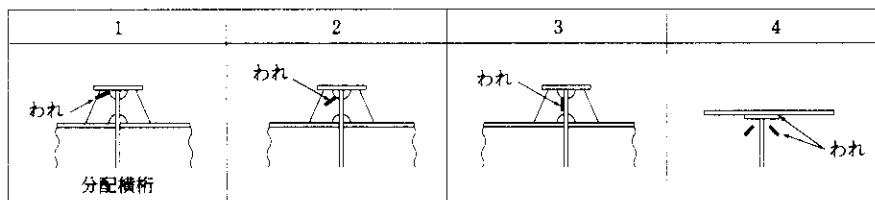


図-1 亀裂発生パターン

- 1) 新リブ板の板厚は、 $t=19\text{mm}$ (SS41)とする。
- 2) 新リブ板の形状は矩形を原則とする。角部はコーナークットし、埋戻し溶接を行う。
- 3) 新リブ板の溶接は図4.20の部分溶込み溶接とする。
- 4) 新リブ板のルートギャップは最大 mm とするがなるべく小さくする。

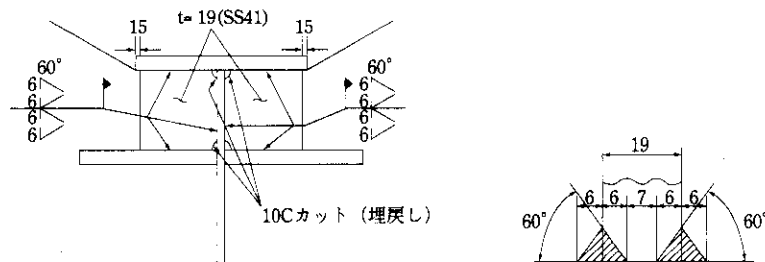


図-2 横桁取合い部従来補修方法¹⁾

ら、床版のたわみ変形に伴う主桁上フランジの首振り変形が主要因と考えられている²⁾。

これらの疲労損傷に対しては「道路構造物の補修要領(平成2年6月)」³⁾に従い(図-2)、損傷率の高い径間から優先的に補修を実施してきた。

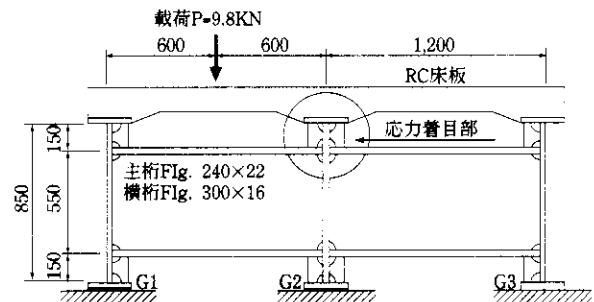
ところが、補修後に実施した実橋調査において、ウェブギャップ板の応力性状が補修前と異なり、ウェブギャップ板上側に比べて下側の実働応力が比較的高く、溶接部において塗膜われが発生している箇所も数カ所確認された。また、兵庫県南部地震の被災により撤去された桁に対して調査を行ったところ、補修後約4年経過したウェブギャップ板に新たな疲労亀裂(横桁上フランジとの溶接部)が確認された。ウェブギャップ板上側に比べ、下側の溶接施工性は悪く、今後、当該箇所疲労損傷が生じる可能性が非常に高いと考えられる。そこで本文では、補修溶接による主桁上フランジと床版との付着に着目し、スタッド配置を考慮した静的載荷試験、ならびに溶接補修時の床版とスタッドの接合に与える影響を確認する目的で溶接施工試験を実施した。さらに、前述の静的載荷試験に対するFEM解析を行い、実験結果の確認を行った。また、応力緩和を図る目的で、ウェブギャップ板側壁に半円孔を設置し、室内試験および実橋での試験施工においてその効果を確認した。

1. 模型試験体を用いた静的載荷試験

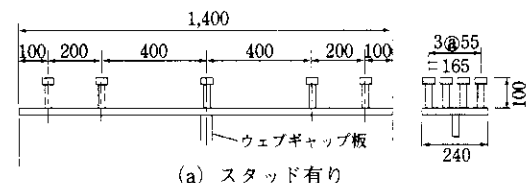
前述した補修後のウェブギャップ板に疲労亀裂が確認された橋梁では、スタッドジベルがウェブギャップ板直上には配置されていなかった。そこで、スタッド配置と補修前後でのウェブギャップ板の応力性状の変化を模型試験体を用いて静的載荷試験により確認した。また、従来から、補修時の溶接熱による主桁上フランジの熱変形がRC床版と主桁上フランジとの間に隙間を発生させることが指摘されていることから、試験体作成時に補修溶接による主桁上フランジの変形量も計測した。

1-1 試験方法

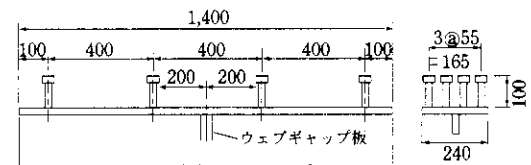
図-3に模型供試体の形状および寸法を示す。供試体は主桁間隔1,200mm、床版厚150mmの3主桁で、橋軸方向長さは1,400mmとした。主桁上フランジと横桁上フランジの間には実橋と同サイズのウェブギャップ板(幅105mm×板厚9mm×高さ134mm)を設置した。また、現況のウェブギャップ板には台形と矩形のものがあるが、形状による影響を取り除くため、ウェブギャップ板の形状は補修後と同じ矩形とした。スタッド配置がウェブギャップ板の応力性状に及ぼす影響を考慮し、試験体は図中に示すようにウェブギャップ板直上にスタッドを配置したモデル(以下、スタッ



(1) 試験体の概要

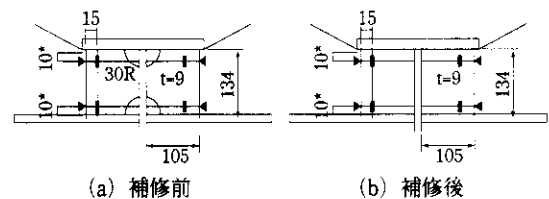


(a) スタッド有り



(b) スタッド無し

(2) スタッド配置方法



▲、■：ひずみゲージ貼付位置 ※溶接止端より10mm

(3) ウェブギャップ板形状および測定位置詳細

図-3 模型供試体

ド有りモデルという) および、スタッド間隔の中間にウェブギャップ板を配置したモデル (以下、スタッド無しモデルという) の2種類とした。載荷は試験体の各主桁下フランジを試験床に固定し、床版支間中央に単位荷重 (9.8kN) を載荷した (図-3(1)参照)。

試験は、まず、補修前の構造にて実施し、次に従来の補修方法により補修した後、同様の試験を実施した。ひずみゲージ貼付位置は、ウェブギャップ板材縁面と、材縁より15mm下の位置とし、溶接止端からの距離はいずれも10mmとした。また、ウェブギャップ板の面外変形を考慮し、材縁より15mmの位置には表裏にひずみゲージを貼付し (図-3(3)参照)、さらに、補修溶接による主桁上フランジの面外変形量を確認するため、補修前後で主桁上フランジと横桁上フランジとの距離も測定した。

1-2 試験結果

(1) 静的載荷試験結果

図-4に補修前後のG2桁 (中央桁) におけるウェブギャップ板溶接線近傍の応力分布、および床版のたわみ分布を示す。

ここで、下記の3点について確認した。

1. 補修前は、ウェブギャップ板下側と比較して上側の応力が卓越しているのに対し、補修後では下側の応力が上側の値を上回る結果となっ

た。

2. ウェブギャップ板下側の応力分布の傾きが補修前後で逆転している。すなわち、G2桁上での床版のたわみ勾配に着目すると、補修前の同位置での応力分布とは一致しているが、補修後では逆になる結果となった。

3. 補修後のウェブギャップ板上側の発生応力において、スタッド有りモデルで補修前の18%、スタッド無しモデルでは5%にまで低減されており、この低減率はウェブギャップ板補修にともなう板厚効果 ($9\text{mm}/19\text{mm}=47\%$) を大きく上回っている。

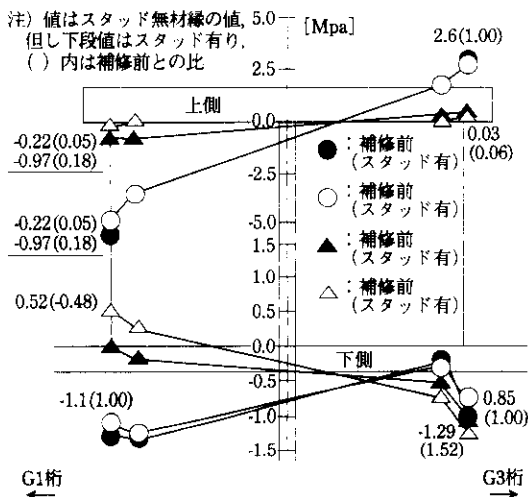
(2) 主桁上フランジ面外変形

図-5に補修溶接後における模型供試体の主桁上フランジ面外変形の測定結果を示す。スタッド有り、無しモデルともにウェブギャップ板近傍で1mm程度面外変形しており、これは補修溶接により主桁フランジに熱変形が生じたためと考えられる。

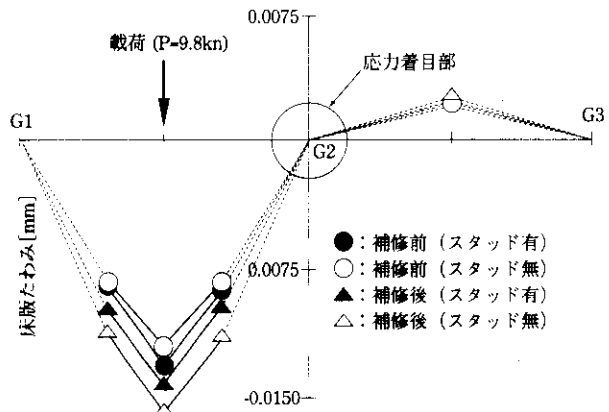
(3) 溶接施工試験

前節の模型試験体で確認された補修溶接による主桁上フランジの面外変形がスタッドと床版の接合に及ぼす影響を確認するため、溶接施工試験を行った。

ウェブギャップ板形状とスタッドの諸元は静的載荷試験でのスタッド有りモデルと同様とし、補



(1) G2桁ウェブギャップ板の応力性状



(2) 床版のたわみ分布

図-4 静的載荷試験結果

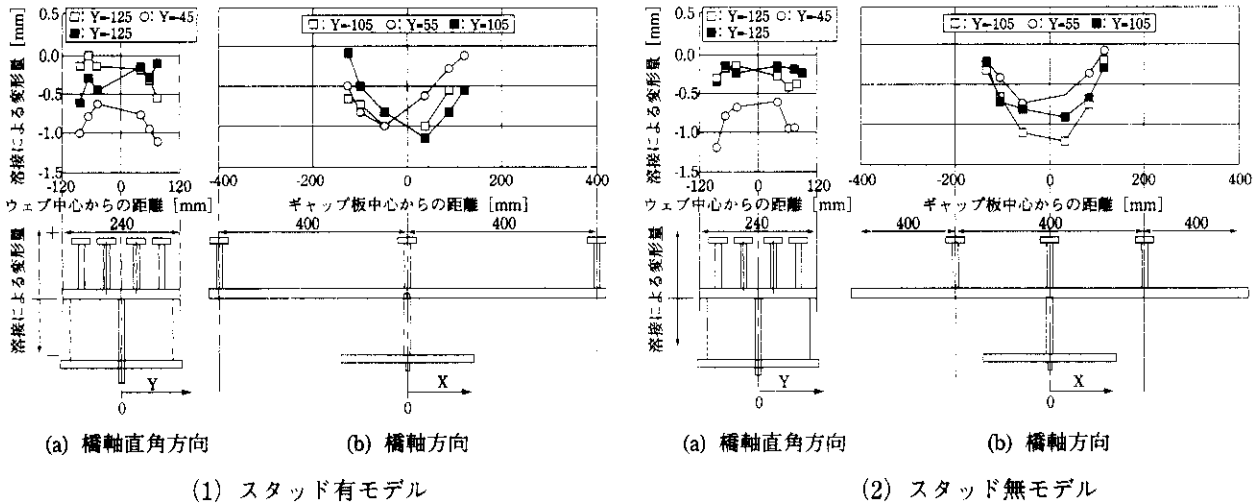


図-5 補修溶接による主桁上フランジ面外変形

修溶接後のスタッド近傍のコンクリートの状況、ならびに、主桁上フランジとコンクリート床版との隙間を計測できるように、コンクリート床版の幅は主桁上フランジ幅とした。ウェブギャップ板は従来法により補修を行った。補修後の状況を図-6に示す。主桁上フランジが溶接時に変形し、コンクリート床版と主桁上フランジ間に隙間が生じたほか、コンクリート側面にはひび割れが観察された。その後、コンクリートを除去してウェブギャップ板直上のスタッドを観察した結果、溶接部に異常は見られず、補修溶接時の上フランジの面外変形にともない、スタッドジベルがコンクリートより引き抜かれ、ひび割れが生じたものと推測された。

以上2種類の試験結果から、スタッド配置に係わらず、補修溶接によりウェブギャップ板直上部付近の床版と主桁上フランジ間に隙間が生じ、主桁上フランジと床版との合成作用が局部的に失われるものと考えられる。

2. FEM解析

2-1 FEM解析モデル

前節で実施した静的載荷試験に対し、図-7に示すモデルによりFEM解析を実施し、補修溶接に伴う主桁上フランジと床版との剥離が、ウェブギャップ板の応力性状に及ぼす影響について検討

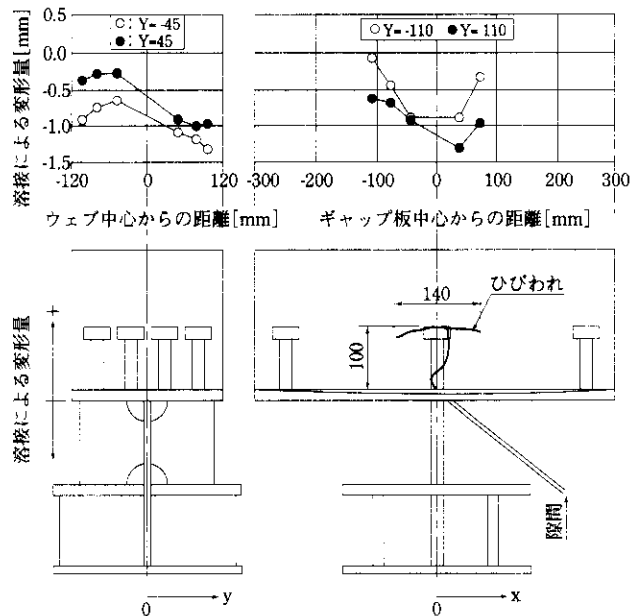
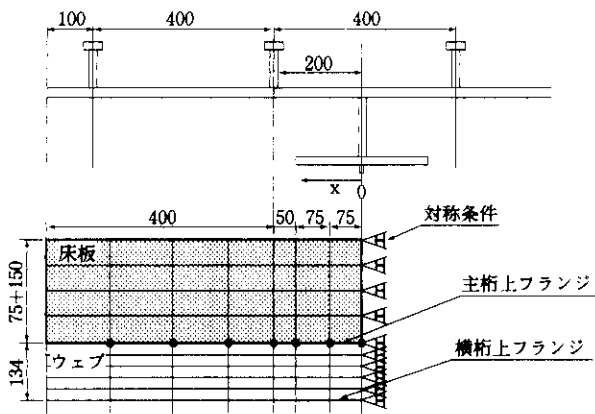


図-6 溶接施工試験におけるフランジの面外変形

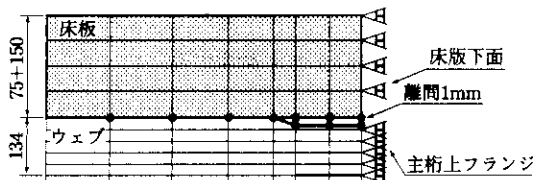
を行った。解析モデルは、試験体の対称性を考慮し、橋軸方向片側のみをモデル化し、主桁上フランジと床版との節点を剛結した床版剥離を考慮しないモデル(以下、「床版剛結モデル」という)と、ウェブギャップ板直上と直近のスタッドとの間で主桁上フランジと床版とが完全に剥離したと仮定し、両者の節点を一定区間(スタッド間隔400mm)接合せず、1mm剥離させたモデル(以下、「床版剥離モデル」という)の2種類とした。

2-2 FEM解析結果

図-8にFEM解析結果の床版たわみ分布を示す。床版剛結モデルでは、ウェブギャップ部で床



(a) 床版剛結モデル



(b) 床版剥離モデル

図-7 FEM解析モデル

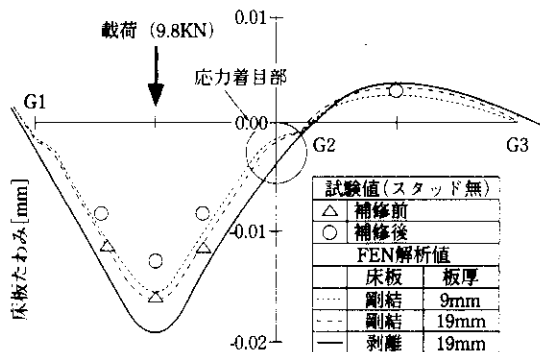
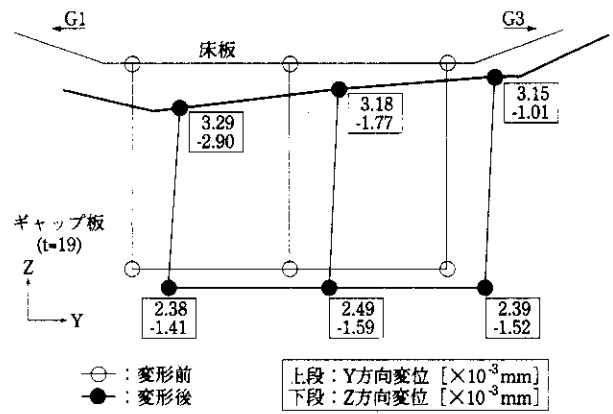


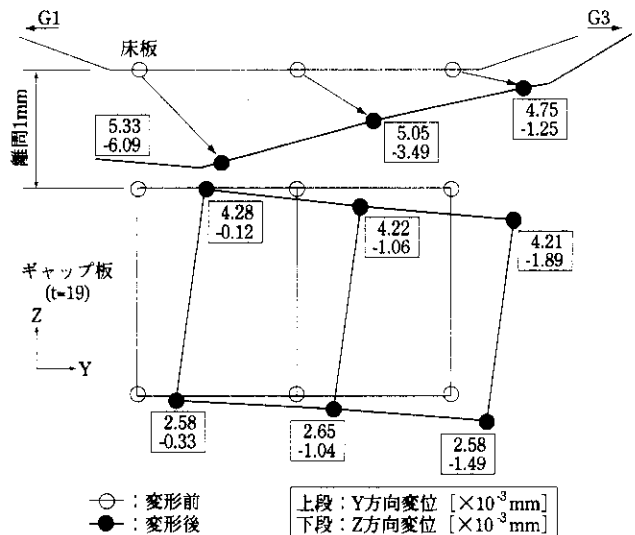
図-8 床版たわみ分布図

版の変形が拘束されている様子が確認できるが、床版剥離モデルにおいてはそれが見られない。また、FEM解析値は1.で述べた静的載荷試験における試験値に比べ約20%程度大きい、FEM解析における床版剥離モデルと床版剛結モデルとの変位差は、補修前後の試験値の増加分と概ね等しくなっている。このことから静的載荷試験において補修後の床版のたわみが増加している要因は、主桁上フランジと床版の剥離による影響と考えられる。図-9にG2(中央)桁のウェブギャップ部の変形模式図を示す。

床版剛結モデルでは、床版のたわみ変形に伴うウェブギャップ板の首振り変形と、載荷側床版が、主桁(G2)上フランジを外桁(G3)方向へ水平に押し出すことにより生じるウェブギャップ板の



(1) 床版剛結モデル



(2) 床版剥離モデル

図-9 ウェブギャップ板変形模式図

せん断変形の両方の作用を受けたと考えられる。一方、床版剥離モデルでは床版と主桁上フランジが剥離しているため、ウェブギャップ板の変形に床版の首振り変形の影響は見られず、せん断変形が卓越した結果となっている。

図-10にFEM解析による応力分布を示す。床版剛結モデルでは、ウェブギャップ板の板厚増加(9mm \rightarrow 19mm)に関わらずいずれの場合においても上側応力が卓越し、応力分布の勾配も床版のたわみ変形勾配(図-8参照)と一致している。それに対して、床版剥離モデルでは、ウェブギャップ板上側の発生応力が非常に小さく、さらに、下側の応力勾配が床版のたわみ変形勾配とは逆向きになっていることがわかる。以上の点については静的試験結果においてもほぼ同一傾向を示してい

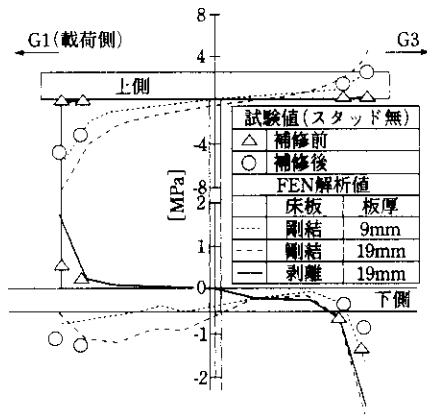


図-10 ウェブギャップ板の応力分布

ることから、溶接補修時の床版—主桁上フランジ間の剥離が、ウェブギャップ板の応力性状の変化に影響を与えているものと判断できる。

3. 補修方法の検討

3-1 補修法の提案

以上の試験および解析結果より、溶接補修による床版剥離がウェブギャップ板の応力性状の変化に影響を及ぼし、ウェブギャップ板下側の応力が増加することが明らかとなった。したがって、補修後のウェブギャップ板下側の応力低減を図る必要があることから、図-11に示すようなウェブギャップ板に半円孔を設けた応力低減法（以下、「半円孔設置案」という）に対して、前述の模型供試体を用いた試験、ならびにFEM解析を実施した。その結果、ウェブギャップ板下側溶接部の応力低減に対して効果があることが確かめられたため、本補修法の試験施工を実施した。

3-2 実橋応力測定

半円孔設置案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実施した。

(1) 応力測定方法

試験対象橋梁の諸元を図-12に示す。本橋は、昭和55年の道路橋示方書適用以前に建設されており、主桁間隔3,850mmに対して床版厚が180mmと薄く、既に鋼板接着による床版補強が完了している。試験施工は、連続する同一諸元の2径間で行い、各径間のウェブギャップ板に対して従来補

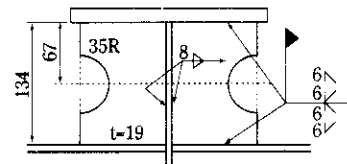
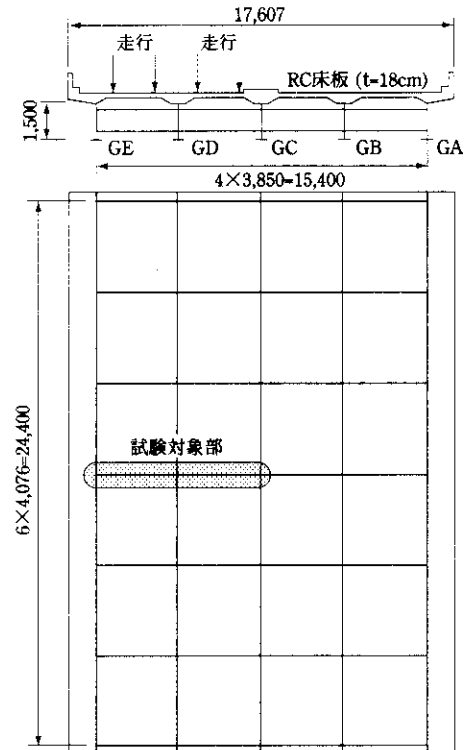
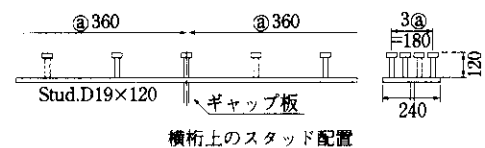


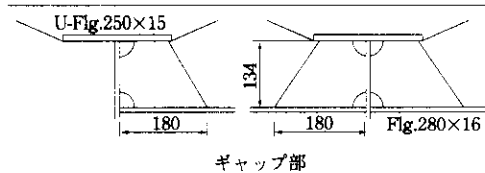
図-11 ウェブギャップ板の応力低減案



注) 対象とした2径間は全て同一の諸元



横桁上のスタッド配置



ギャップ部

図-12 応力測定対象橋梁

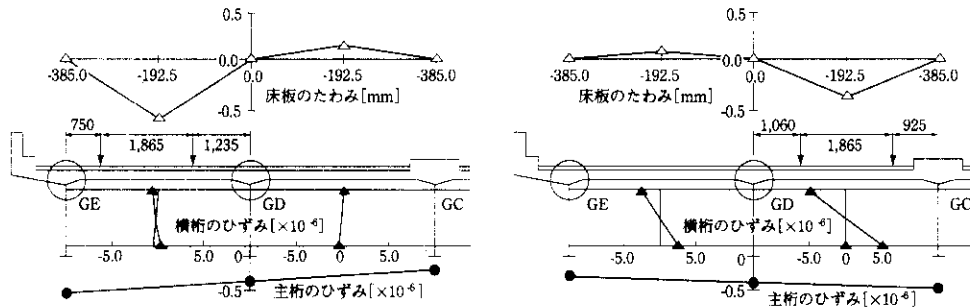
修方法と半円孔設置案の2種類の方法によりウェブギャップ板の取り替えを行った。補修後、荷重車1台を走行車線、追越車線のそれぞれに載荷する静的載荷試験を実施した。なお、測定時には荷重車以外に混入車両がないことを確認している。ひずみゲージの貼付位置は模型試験体の場合と同位置とし、半円孔を設置したウェブギャップ板には半円孔壁材縁面のひずみも同時に測定した。

(2) 応力測定結果

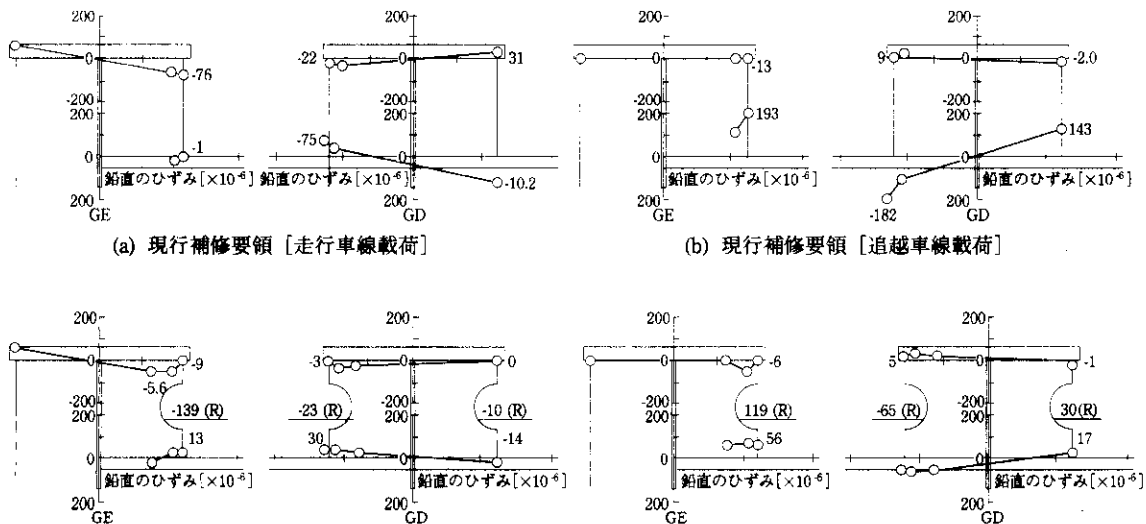
従来補修法、ならびに半円孔設置案による補修前後のウェブギャップ板の応力、およびたわみ分布を図-13に示す。いずれの補修法においても走行車線載荷、追越車線載荷の両ケースにおいてウェブギャップ板上側の応力に比べ下側の応力が高くなる傾向にあり、前述の床版剝離による影響であることがわかる。また、従来補修方法と半円孔設置案とを比較した場合、ウェブギャップ板下側の応力が大幅に低減されている。しかし、半円孔壁に比較的大きな応力の発生が確認できることから、ウェブギャップ板の回し溶接部の疲労寿命が向上したとしても、半円孔部の疲労寿命が回し溶接部に比べて短ければ、この位置において疲労損傷が生じるものと考えられる。したがって、以下に、半円孔壁の疲労寿命の検討を行った。

(3) 疲労寿命比較

実橋における静的載荷試験により測定されたウェブギャップ板の回し溶接部、および半円孔部の応力を応力範囲と考え、従来補修法、半円孔設置案においてJSSCの疲労設計指針に基づき疲労寿命を試算した結果を図-14および表-1に示す。なお、回し溶接部の疲労強度等級はJSSC-F等級(荷重伝達型すみ肉溶接継手)、半円孔壁の疲労強度等級はJSSC-B等級(ガス切断縁、仕上げ)とした。表中の応力値は静的載荷試験結果から抽出した各ディテールにおける最大値である。ここで、半円孔設置案において、半円孔壁に比べて回し溶接部の疲労寿命の方が短くなっており、ウェブギャップ板としての疲労寿命は回し溶接部の寿命で決定される。また、半円孔設置案の疲労寿命は従来補修方法の約40倍となっており、半円孔の設置によりウェブギャップ板下側溶接部の応力の低減については十分な効果があることが確認できた。



(1) 載荷位置および主桁・横桁のひずみ、床版のたわみ



(a) 現行補修要領 [走行車線載荷]

(b) 現行補修要領 [追越車線載荷]

(c) 半円孔設置案 [走行車線載荷]

(d) 半円孔設置案 [追越車線載荷]

注) 下線(R)は円孔壁のひずみ

(2) ギャップ部のひずみ

図-13 実橋応力測定結果

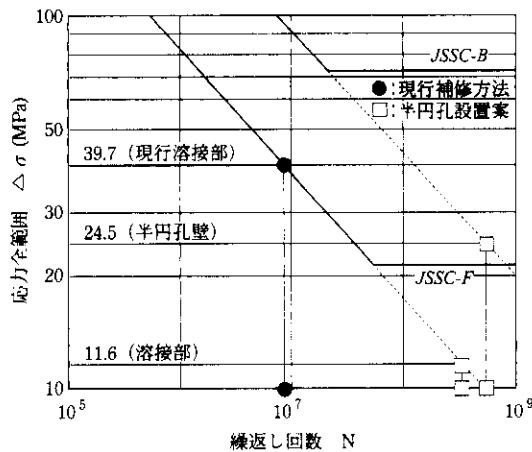


図-14 疲労寿命の比較検討

表-1 疲労寿命の比較検討結果

	応力測定結果	繰返し回数N	比率*2	照査等級	
					ϵ_{max}^{*1} [10 ⁻⁶]
現行補修 溶接部	193	39.7	8.8×10^{-6}	1.0	JSSC-F
半円 孔設置 溶接部	56	11.5	3.6×10^{-8}	40.9	JSSC-F
半円 孔設置 円孔部	119	24.5	5.1×10^{-8}	57.8	JSSC-B

*1 ϵ_{max} は測定されたひずみの内最大値

*2 比率は現行補修方法との発生応力の比

4. まとめ

結果をまとめると次のとおりである。

- 1) ウェブギャップ板の補修溶接時には、主桁上フランジが熱変形することにより、スタッド配置に関わらず床版と上フランジの間に剥離が生じる。
- 2) 上記の剥離によりウェブギャップ板の応力性状が補修前後で変化し、補修に伴い上側溶接部は板厚効果以上に応力が低減するものの、下側溶接部では比較的高い応力が発生する。
- 3) ウェブギャップ板に半円孔を設置すると、下側溶接部応力は従来補修方法に比べ大幅に低減されるが、半円孔壁には高い応力が発生する。しかし、半円孔部の予測される疲労寿命は、同じ溶接部に比べ長いことから、ウェブギャップ板全体としての疲労強度は大幅に改善されるものと考えられる。

以上の結果を基に、平成2年度制定の補修要領を改訂し、平成10年度より半円孔設置案により、ウェブギャップ板の取替え補修を実施している。

最後に、本検討を実施するにあたり「鋼橋の耐久性に関する調査研究委員会」(委員長：堀川浩甫 大阪大学教授)の委員各位をはじめ関係者の皆様に深謝します。

参考文献

- 1) 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，1990.2.
- 2) 北沢正彦，大西俊行，川北司郎，林秀侃：鋼I桁主桁と横桁あるいは対傾構との取合部の疲労損傷，阪神高速道路公団技報 第6号，pp.122-pp.134,1986.3.
- 3) 日本鋼構造協会：鋼構造の疲労設計指針・同解説，技報堂出版，1993.3.
- 4) 貝沼重信，山田健太郎，西岡敬治，中村一平，石井博典：鋼I桁橋の主桁上フランジと横桁の取合部の応力緩和による疲労強度向上法，構造工学論文集，Vol.43A，pp.1025-pp.1032,1997.3.