

既設鋼鉄道リベット桁の疲労に関する実験的検討

Experimental Study on Fatigue of Steel Railway Riveted Girders

杉本一朗*, 小林裕介*, 市川篤司**

Ichiro SUGIMOTO, Yusuke KOBAYASHI, Atsushi ICHIKAWA

*工博, 鉄道総合技術研究所, 構造物技術研究部 鋼・複合構造 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

** 工博, 鉄道総合技術研究所, 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

More than half of steel railway rivetted girders have been in service over 60 years, and most of them are required to be used moreover. In order to meet such a demand, it is needed to examine fatigue limit state of a rivetted girder for railway bridges. In this study, fatigue tests were carried out using actual rivetted girders, in which unique effects in railway structures were considered such as track stiffness, corrosion condition of girders and field welding of gusset as well as cover plate. Consequently, valuable information useful for structural inspection and maintenance is obtained.

Key Words: rivetted girder, fatigue, corrosion, track, field welding, maintenance

キーワード: リベット桁, 疲労, 腐食, 軌道, 現場溶接, 維持管理

1. はじめに

鋼鉄道橋は明治時代から数多くの橋梁が架設され半数が 60 年以上を占めている。古くからの鋼鉄道橋にはリベット構造が用いられ, 中には 100 年を超えた橋梁や由緒のある橋梁も多く, これらの鋼鉄道橋の大多数は今でも十分に役目を果たしている。しかしながら, 経年が少しずつ増え老朽化も懸念されるようになってきている。今後, これらの鋼鉄道橋を一度に取り替えたり, 大規模な補強を行うことは極めて困難な状態である。そこで, 鋼鉄道橋を適切な維持管理によって長寿命化させることが重要となってくる。その際, 古くからのリベット構造の鋼鉄道橋が, 今後, どの程度まで供用可能なのか, この先, どのような変状が発生することが予想されるのか, 検査時にどのような箇所に着目すれば良いか, どのような点に留意する必要があるのかなどを明らかにしておくことが重要となる。

一般に既設の鋼鉄道橋の寿命を支配する変状として腐食と疲労が挙げられる。腐食に関しては, 腐食の進行による断面減少に伴う耐荷力の低下が懸念され, 腐食量の詳細な測定に基づいた詳細な FEM 解析や耐荷力試験が行われ, 耐荷力評価の精度向上のための研究が行われている^{1~4)}。

一方, 疲労に関しては, 溶接継手に対しては小型試験体から大型試験体まで各種試験が行われ, 疲労強度に対して多くの研究がなされているものの, 一般にリベット桁は疲労に対して強いと考えられている。竹名⁵⁾らは下フランジのリベット孔からの疲労き裂の発生に関してき裂の進展

状況や疲労設計線図の検討を行っている。三木⁶⁾らは腐食の程度により疲労強度が低下する可能性を指摘しており, 大塚⁷⁾らの試験ではリベット孔よりも腐食ピットから発生する可能性も指摘されている。山田⁸⁾らの試験では海外基準との比較によりリベット桁の疲労強度を議論している。近年では坂野⁹⁾らがリベット桁の疲労寿命に関して取り組んでいる。海外基準の設定では Fisher¹⁰⁾らがリベット桁の疲労試験を行い疲労強度に関する議論を行っている。DiBattista¹¹⁾らはアメリカとヨーロッパの基準を比較検討している。このように下フランジから発生する疲労き裂に関しては疲労強度の議論が種々行われているが, 実際には支点部や上フランジ現場溶接箇所からの疲労き裂も報告されている。特に供用開始後, 後から現場溶接で取り付けられたカバープレートなどに生じる疲労変状に対しては個別対策が主であり, 発生傾向や挙動に関してはあまり検討が行われていなく, 現場溶接箇所に対する検討が重要となっている。この他, 古い鋼鉄道橋では橋まくらぎ形式が多数用いられており, 橋まくらぎ形式による上フランジ面の局部腐食の疲労に対する影響や, 軌道部材の桁に対する剛性の評価も重要となっている。

そこで本研究では, 今後のリベット桁の維持管理における留意事項を明らかにすることを目的として, 実際に供用されてきた鋼鉄道橋を用いて現場溶接がある場合と無い場合について静的載荷と疲労試験を実施し, 疲労き裂の発生性状および疲労き裂発生後の対策方法等について検討した。

表1 試験体の概要

試験体 No.	架設年	支間 (m)	設計荷重	架設環境
試験体 A	1904 年	6.656	E-40	沿岸
試験体 B	1912 年	10.080	E-45	都市内
試験体 C	1912 年	10.080	E-45	都市内

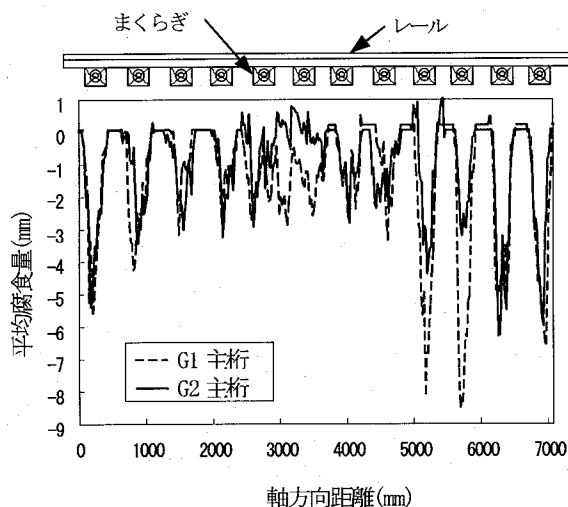


図-1 上フランジの腐食量 (試験体 A)

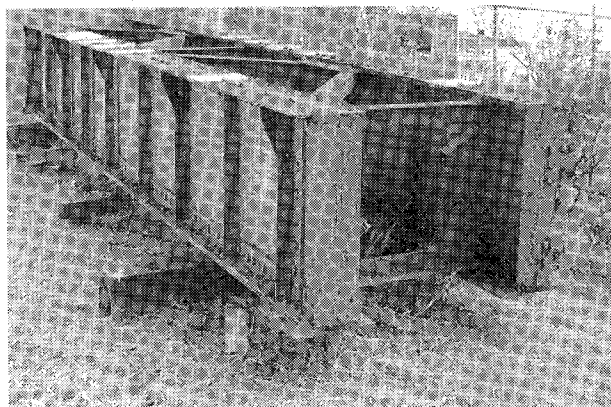


写真-1 試験体 (試験体 A)

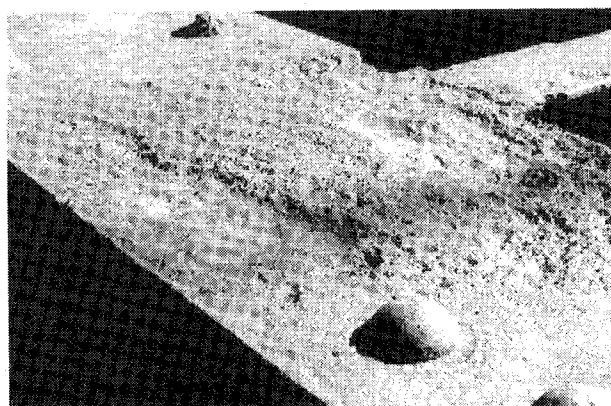


写真-2 腐食状況 (試験体 A)

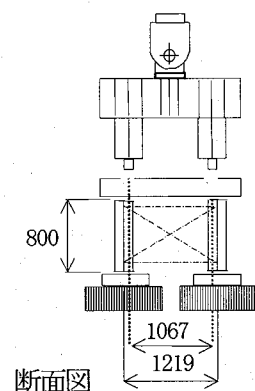
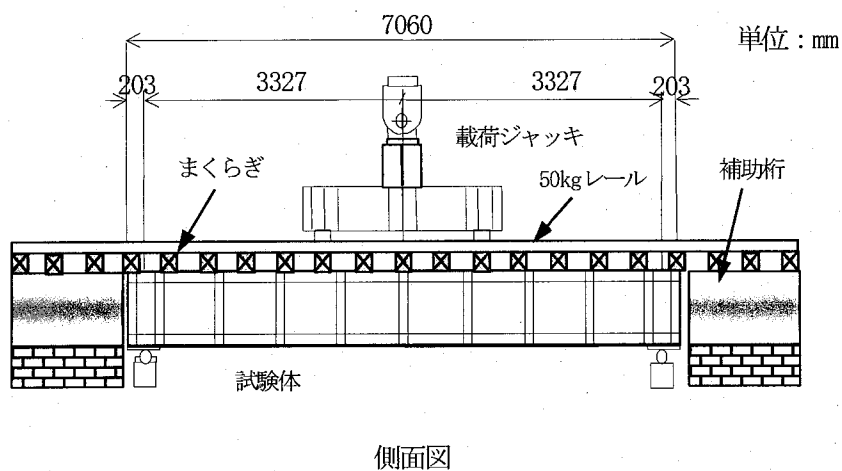


図-2 試験体および載荷治具

2. 試験体

リベット桁は現在製作されていないが、実橋における腐食状況を再現することも困難である。そこで本研究では長年共用下にあった実橋梁を試験体に用いることとした。写真-1 に試験体 A を示す。試験体 A は 1904 年に架設された上路リベット桁で海岸から近い箇所に架けられており、試験体 B, C は 1912 年に架設された上路リベット桁で都市内に架けられていた桁である。試験体の概要を表-1 に示す。

試験体 B, C は同じ上路リベット桁で搬送の都合上から左右の桁に切断した。今回の検討では材質、構造が同一であるという点を利用して比較試験に用いることとした。写真-2 に試験体 A の上フランジの腐食状況を示すと共に、図-1 に腐食量を測定した結果を示す。試験体 A, B, C ともいずれも腐食が激しく、特に上フランジ上面のまくらぎ下面がかなり腐食していることが読み取れる。このほか試験体 A では腹板下側にも一部欠食が見られた。

3. 静的載荷試験

表-2 軌道部材を敷設した静的載荷試験結果 (荷重 750kN時)

番号	状態			測定結果（支間中央部）					
	レールと枕木	枕木と桁	枕木とサイド ビーム	たわみ(mm)		上フランジ応力 (N/mm ²)		下フランジ応力 (N/mm ²)	
				測定	計算	測定	計算	測定	計算
①	レール無し			6.0	3.5	60.8	57.8	77.9	61.4
②	犬釘止め	フックボルト止め	フリー	5.6	3.5	54.1	57.8	71.4	61.4
③	犬釘止め	フックボルト止め	枕木1列固定	5.5	3.5	54.0	57.8	71.0	61.4
④	犬釘止め	フックボルト止め	枕木1列固定	5.5	3.5	53.8	57.8	70.9	61.4
⑤	犬釘止め・溶接	フックボルト止め	枕木1列固定	5.5	3.5	54.0	57.8	70.8	61.4

注：フランジ応力は桁のフランジと連結山形鋼の測定値の平均を示す。

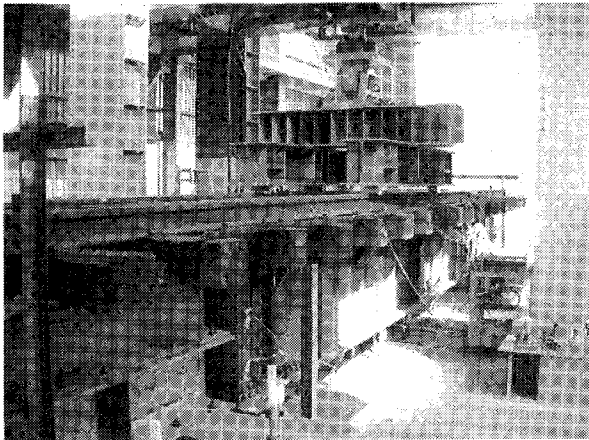


写真-3 載荷状況 (試験体A)

3.1 試験体Aの静的載荷挙動

はじめに、試験体Aの静的載荷試験¹²⁾について述べる。試験体寸法、載荷方法は図-2に示すとおりである。古い鋼鉄道橋では橋まくらぎ方式が採用されており、支間の短い単純桁では軌道の剛性の影響が考えられる。このため試験体Aでは、載荷梁を直接試験桁の上に置くのではなく、試験桁の上に枕木と発生レール（不用となったレール）を敷設することとし、軌道部材の剛性を考慮した静的載荷試験を行った。この時、桁端部でレールが桁と一緒に挙動すると、実際にはレールが連続しているため軌道により桁を抑える効果が十分に再現できていないことが考えられる。そこで、図-2の桁端部の両側に示すような橋台背面を模擬した補助桁（サイドビーム）を設け、軌道をこのサイドビームまで伸ばして、軌道による拘束効果を考慮して試験を行った。この軌道部材の剛性に寄与する割合は支間の短い単純桁において大きい、単純桁は短くても5m程度が一般的であることを考慮して、今回、支間が7mの桁で代表させて検討した。載荷状況を写真-3に示す。

載荷は列車の1台車の車軸間隔2.1mを模擬した載荷幅2mの範囲で4点曲げにて静的載荷を行った。載荷荷重は設計列車荷重および図面より概ね弾性範囲内と想定される範囲内(750kN)まで載荷した。軌道の敷設状態を変化させて静的載荷試験を実施した結果を表-2に示す。ここで計算値は梁モデルを用いた支間中央部の値を示す。表より軌道部材の有無はたわみで約7%、上フランジの応力で約

表-3 現場溶接の有無と目的

試験体 No.	現場溶接の有無	目的	備考
試験体A	ウェブ フランジ他に有り	基本試験	200万回まで
試験体B	無し	リベット桁の限界	破断まで
試験体C	フランジ (意図的に付加)	現場溶接からの疲労き裂の発生状況	破断まで

11%、下フランジの応力で約9%小さい結果となった。また、サイドビームへの軌道の敷設状態を変化させて試験を行ったがほとんど変化が見られなかった。これより軌道部材による剛性は1割程度を見込んでおけば良いと考えられる。

3.2 試験体B、Cの静的載荷挙動

試験体B、Cの載荷方法は試験体Aと同様であるが、主桁1本の状態で載荷した。これに伴い軌道部材の影響は考慮していない。載荷荷重は設計列車荷重および図面より概ね弾性範囲内と想定される範囲内(1000kN)まで載荷した。

静的載荷時のひずみ測定位置を図-3に示す。図-3の測定断面位置で得られたひずみの分布図を図-4に示す。ひずみ分布は一般には三角形分布を示すものと考えられるが、腹板ではひずみ分布が線形となるものの、上下フランジでは測定断面によってひずみの値が増加したり減少したりばらつく結果となった。この傾向は試験体Aにおいても同様であった。これはリベットの接合方法（支圧方式）によるものと考えられ、見かけ上は一体であるが、支圧接合による影響が現れて部分的に応力の発生状況が異なるためであると考えられる。今回の検討では各断面3~4箇所の測定データの平均値を持って公称応力として整理したが、今後、公称応力の定め方に関しては十分に留意する必要がある。リベット回りの応力分布に関しては、小型試験体を用いた引張試験をはじめとして、再度詳細な検討を実施中である。

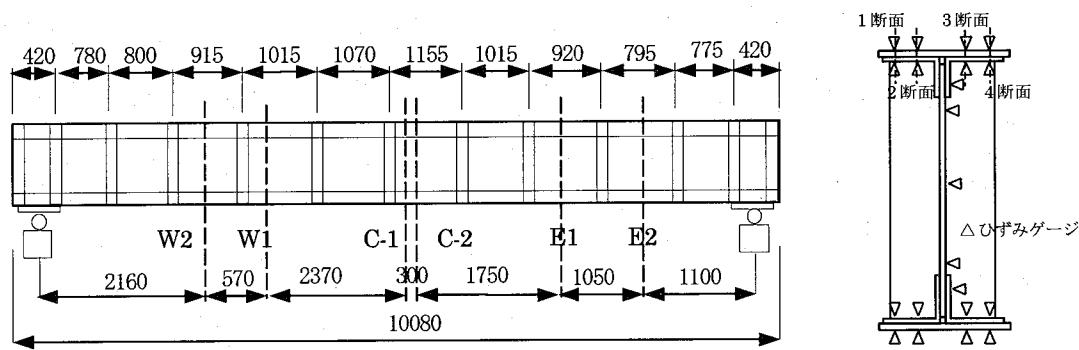


図-3 測定位置 (側面図および断面図)

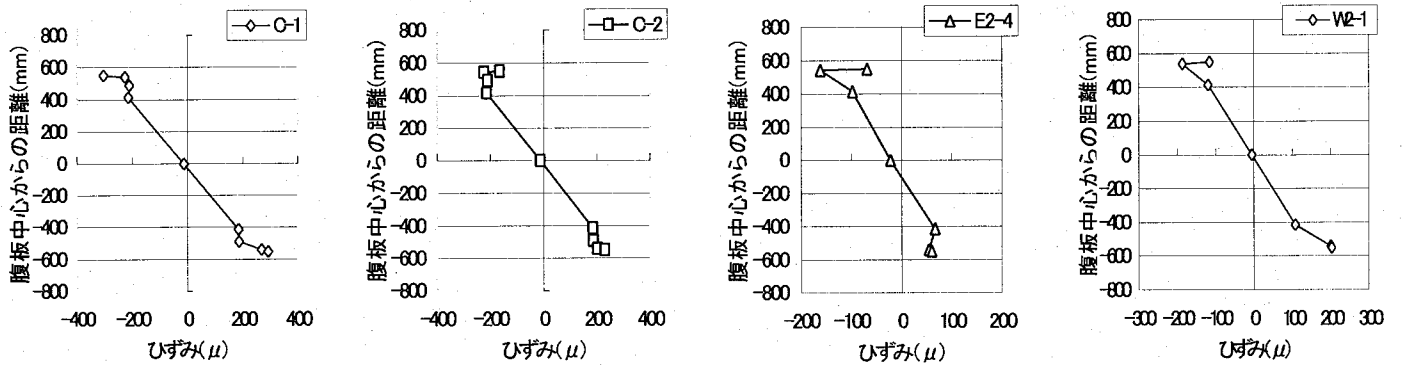


図-4 実測ひずみ分布

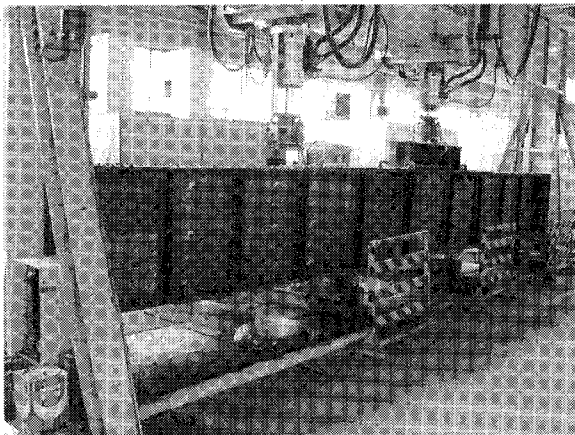


写真-4 荷重状況 (試験体B)

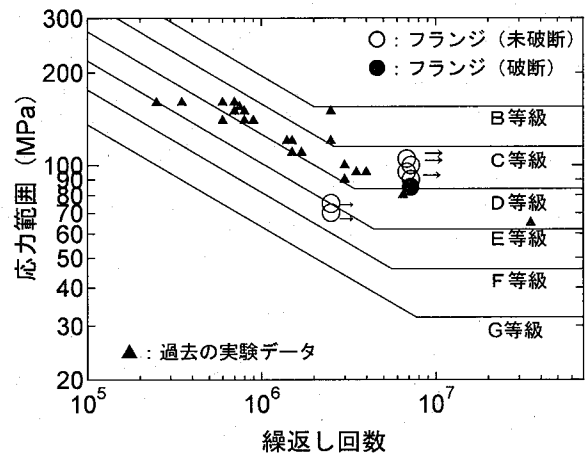


図-5 疲労試験結果 (溶接付加物のない場合)

4. 疲労荷重試験

鉄道で用いられているリベット桁の疲労に対する影響を考慮する場合、軌道部材の剛性評価に加えて、橋まくらぎによる上フランジ面の局部腐食の影響や、現場溶接部や支点部からの疲労き裂の発生に留意する必要がある。ここでは特に現場溶接の有無による疲労き裂の発生状況を比較することとした。試験体Bは現場溶接を取り付けない試験体とし、試験体Cには現場溶接を想定した付加物を取り付けた試験体とした。これは試験体B、Cが同じ橋梁を構成する左右の主桁で、材質、腐食の程度が同じであることによるものであり、桁が同一条件であることから、試験体

Cには現場溶接を付加した状態で疲労試験を行い、現場溶接の有無による比較を行うこととした。なお、試験体Aは左右主桁を組んだ一組の桁として荷重を行うこととした。表-3に各試験体の現場溶接の有無と疲労試験の目的を示す。

4.1 試験体Aの疲労荷重挙動

静的荷重試験によって得られた応力-ひずみ関係を基に疲労試験を実施した。図面から算定した剛度によれば実橋梁では実列車による発生応力は20~30MPa程度のレベルであることから、マイナー則に準ずると仮定して下フランジにおいて70MPaを目標として10kN~560kNにて載

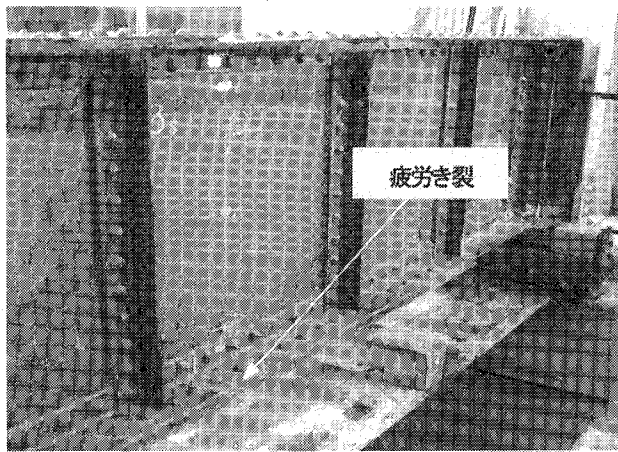


写真-5(a) 下フランジのき裂 (全体位置)

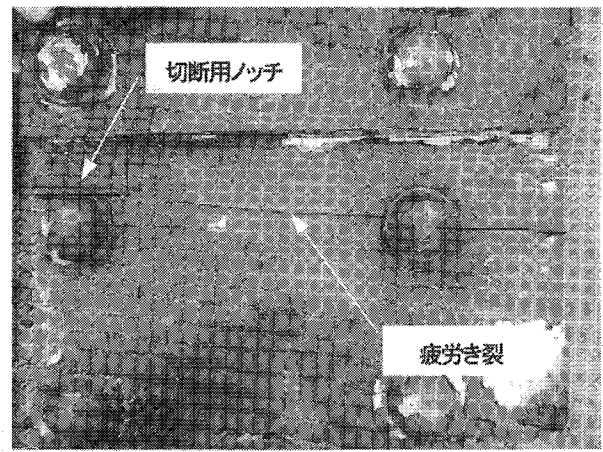


写真-5(b) 下フランジのき裂 (下面から拡大)

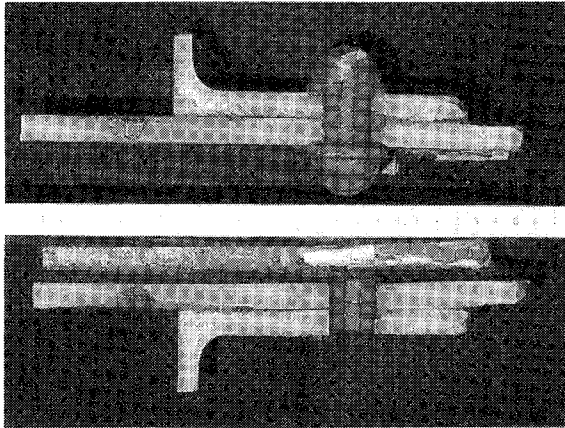


写真-5(c) 下フランジ破断面 (き裂面)

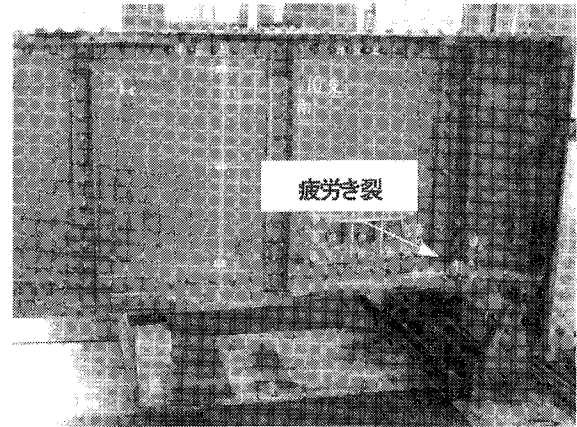


写真-6(a) 支点部の疲労き裂 (全体位置)

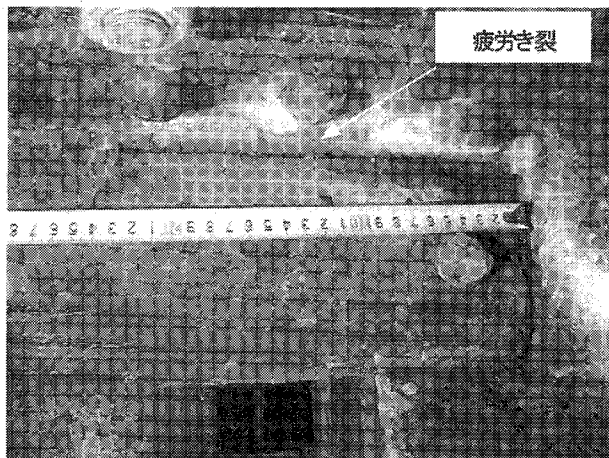


写真-6(b) 支点部の疲労き裂 (拡大)

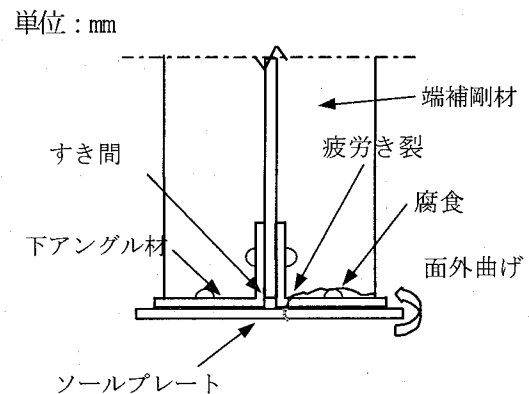


図-6 き裂発生の原因

荷した。疲労試験は軌道を敷設した状態での4点曲げ載荷とした。

疲労試験の結果、支点部直上のアングル材のリベット孔から橋軸直角方向に120万回でき裂が発生した。一方、支間中央部や支間中央付近腹板の欠食箇所からのき裂の発生は認められなかった。以上のことと図-3に示した腐食が激しい箇所から疲労き裂の発生が認められなかったことから、腹板をはじめとして腐食による疲労への影響は小さいことが考えられる。

4.2 試験体Bの疲労載荷挙動

現場溶接が何も取り付けしていない場合、リベット桁の限界がどこにあるのかを明らかにするために、試験体Bでは溶接付加物を取り付けずに疲労試験¹³⁾を行うこととした。載荷方法は試験体Aの時と同様である。試験体Bでは支間が約10m、桁高さが1.1mあり、試験体Aよりも剛性が高い、試験機の載荷能力を考慮して部材が降伏しないレベルとして下フランジで100MPaを目標に20kNから1000kNにて載荷した。試験体載荷状況を写真-4に示す。

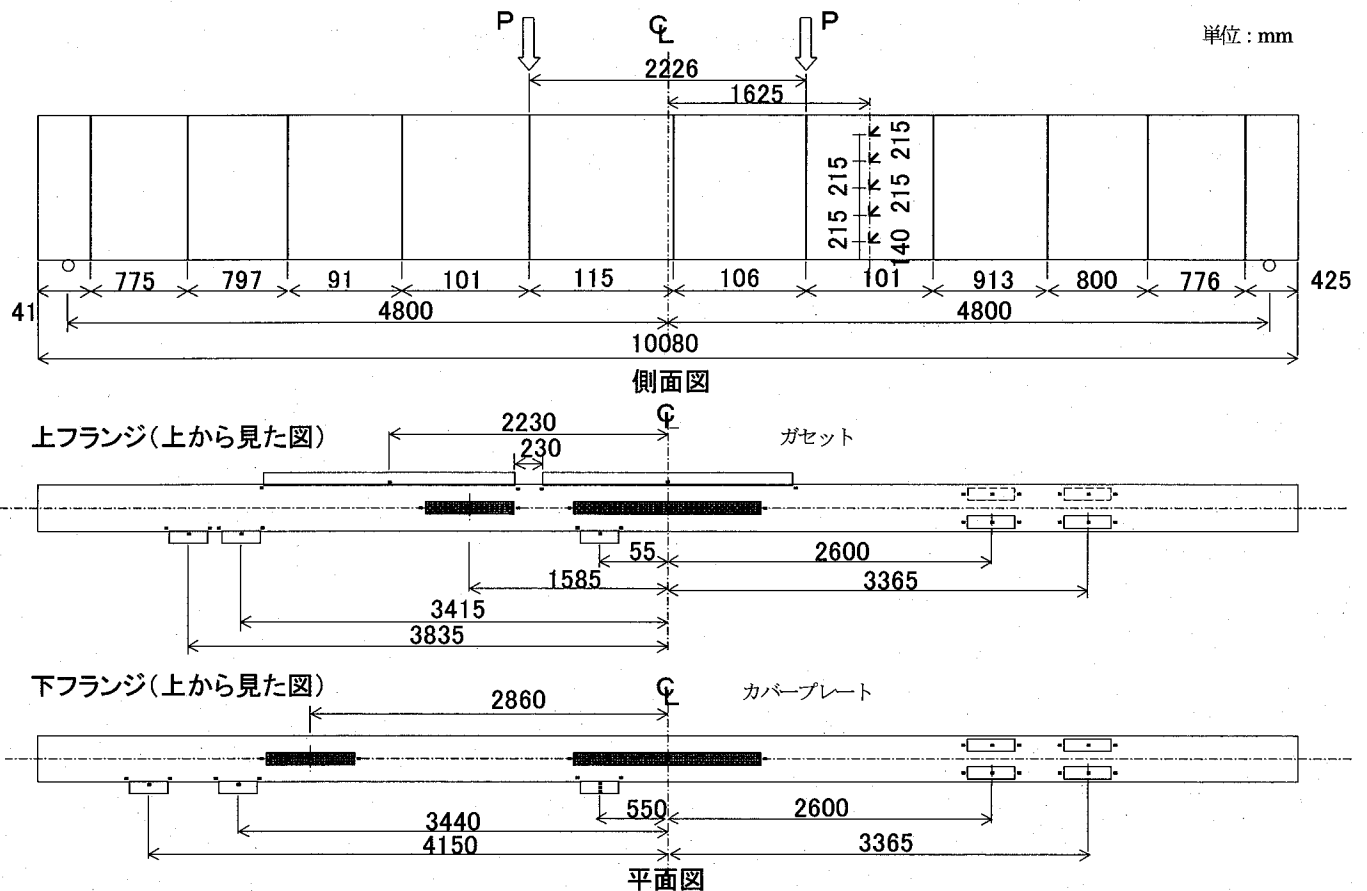


図-7 試験体および現場溶接付加状況 (試験体 C)

疲労試験の結果、試験体 B では写真-5(a),(b)に示すように 600 万回時に、カバープレートの端部において下フランジの板厚が変化する箇所の下フランジのリベット孔から疲労き裂が発生した。この疲労き裂の起点を調べるために断面を採取し破面を調査した結果 (写真-5(c))、疲労き裂は下フランジのリベット孔から発生していたことが明らかとなった。これは、これまでの他の研究^{67,8)}と同じ傾向を示すものであった。試験結果を図-5に示す。図には試験体 A の試験結果とこれまでのリベット桁の試験結果⁵⁶⁾も併せて図示する。

現行の鋼鉄道橋設計標準¹⁴⁾ではリベット孔に対する疲労強度等級は C 等級とされているが、やや下回る結果となった。また、他の試験データと比較すると、全体的に傾きが $m=3$ よりも緩やかであることが読み取れる。この傾向は Fisher¹⁰⁾らが実施した実験結果とも類似している。傾き $m=3$ は溶接ディテールを基本とした区分の中で定められたものであり、今後、データを蓄積してリベット桁の限界がどのレベルであるかを議論することも重要であると考えられる。なお、図-5 は過去の荷重履歴を考慮していないため、実際には荷重履歴を考慮した状態で議論する必要がある。列車通過時の支間中央部の下フランジでの発生応力を 20~30MPa 程度と想定し、これまでの列車通過通過本数を概算で仮定すると、今回の試験応力レベルでは 400 万回~500 万回の繰返し回数に想定する、これより、現

状のデータをこの分だけ右側にシフトすることになるが、疲労強度等級の向上にまでは至らないと考えられる。

以上のように、リベット桁では荷重を繰り返し繰り返し続けると、最終的に下フランジリベット孔から疲労き裂が発生して破断に至る現象を示すことが明らかとなった。

この他、写真-6(a),(b)に示すように、試験体 B では支点部に 140 万回にて支点部のアングル材に疲労き裂が発生した。このき裂の発生原因と考えられる事柄を図-6に模式図にて示す。支点部の鉛直補剛材下端部が腐食により鉛直力を下フランジに伝達できないため、アングル材の首部分に面外曲げが作用し高い応力状態となったためき裂が生じたと考えられる。本来の疲労強度の評価とは異なる変状であるが、維持管理の上ではリベット桁の支点部が一樣に荷重を受けない状態や 3 点支持、桁の偏心等があると支点部のアングル材に無理な力が加わり、変状が生じやすいと推定できる。今回の実験結果は実際のリベット桁において支点部のアングル材に疲労き裂が発生している例に類似しており、維持管理上の有益な情報と考えられる。以上より、実橋では支点部の腐食状況と支点部アングル材付近にき裂の発生が無いか調べるのが重要である。なお、このき裂は橋軸方向に進展するが、リベット接合のためアングル材を破断してウェブに進展する挙動は見られなかった。

4.3 試験体 C の疲労荷重挙動

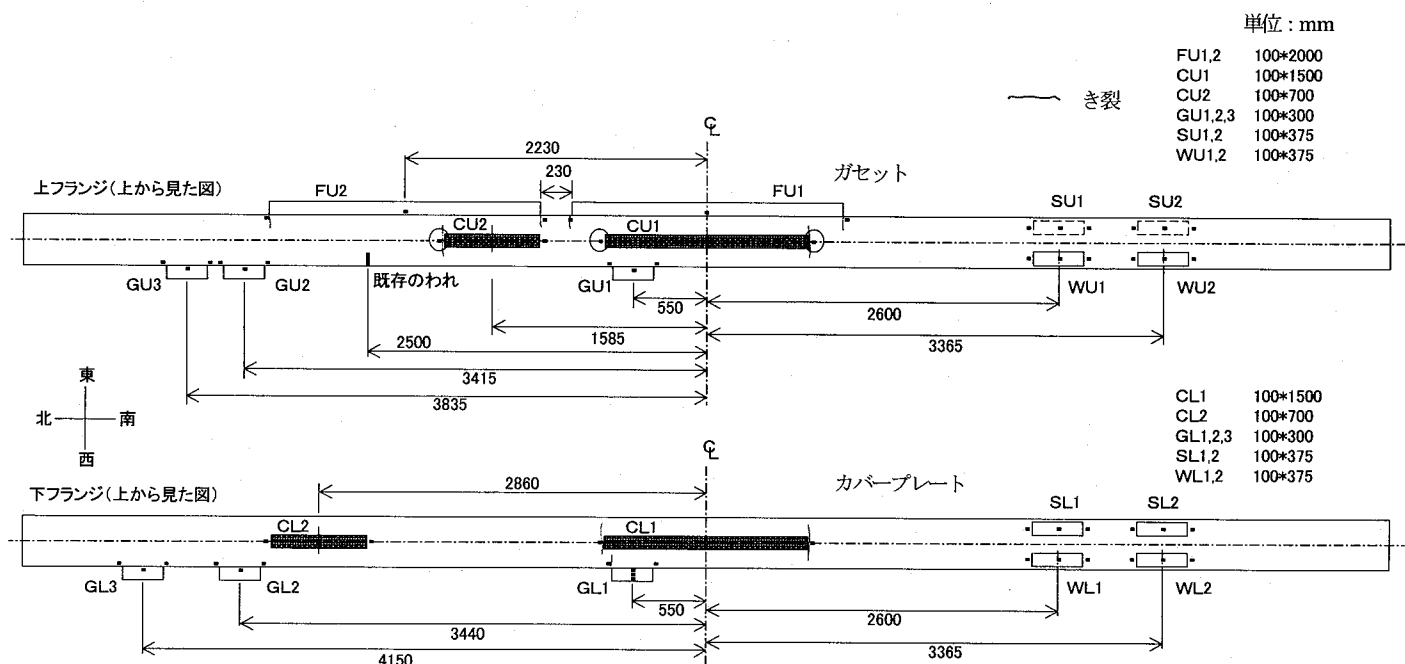


図-8 き裂発生状況 (試験体 C)

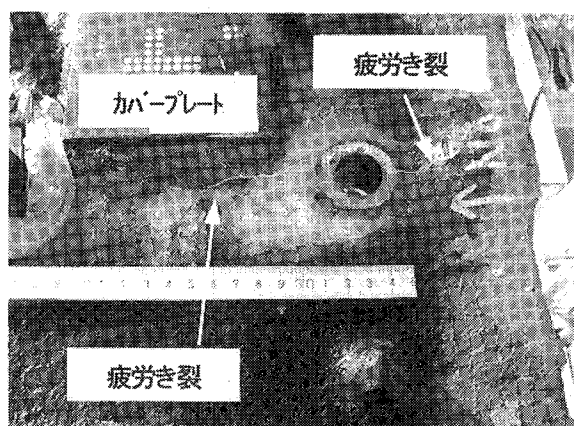


写真-7 上フランジカバープレートからの疲労き裂

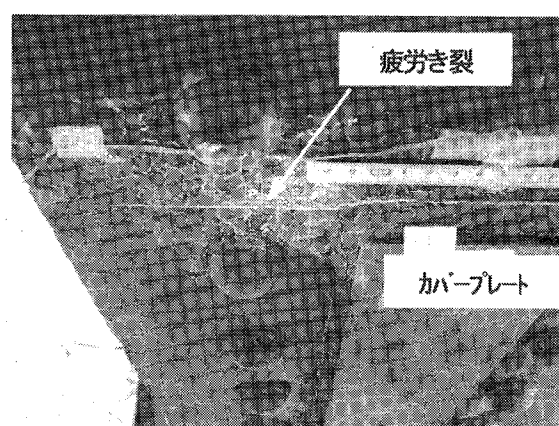


写真-8 下フランジカバープレートからの疲労き裂

これまで実際の鋼鉄道橋では、補修のためカバープレートやガセット、枕木受け用のガセット等が現場溶接にて多数取り付けられており、疲労に対して弱点となることが想定される。現場溶接は昭和 20 年代～昭和 30 年代頃にかけて輸送力増強の一環としてフランジに全面的に溶接補強が行われたのをはじめとして、現場での作業が容易なため様々な箇所で用いられている。新設構造物では厳しい管理のもと工場と同程度の品質を確保するために数多くの配慮が行われているが、これまで現場溶接が具体的にどのような仕様で行われてきたかは十分明らかにされていない。このため、ここでは現場で簡易に溶接した場合を想定して、手溶接、上向き姿勢等の条件を仮定して、付加物を設置した。図-7 に試験体 C における溶接付加物の取り付け状況を示す。荷重方法は試験体 B の時と同様であり、下フランジで 100MPa を目標に 20kN～1000kN にて荷重¹⁵⁾した。

図-8 にき裂の発生状況を示す。現場溶接を施した試験体ではガセット溶接部とカバープレート溶接部からき裂が

発生しており、現場溶接が無い桁の場合とき裂の発生状況が異なる。図-9,10 にはガセット溶接部とカバープレート溶接部から発生した疲労試験結果を示す。ガセット溶接部からの疲労き裂とカバープレートからの疲労き裂はいずれも下フランジリベット部からの疲労き裂と比較すると相対的に疲労強度が低いことが明らかである。溶接付加物からの疲労き裂の発生が早いのは応力集中や残留応力の影響を受けているためと考えられる。

上フランジでは疲労き裂は全て現場溶接部から発生した。また、溶接部から発生した疲労き裂は、溶接桁ではほぼ溶接ビードに沿って進展するものの、上フランジの腐食状況によっては必ずしも溶接ビードに沿って疲労き裂が進展しない結果となった(写真-7)。これらのことより腐食が進んだ桁では、疲労き裂は現場溶接部から発生する可能性が高く、疲労き裂が発生した場合には溶接部だけでなく、き裂の進展方向に注意する必要があることが明らかとなった。

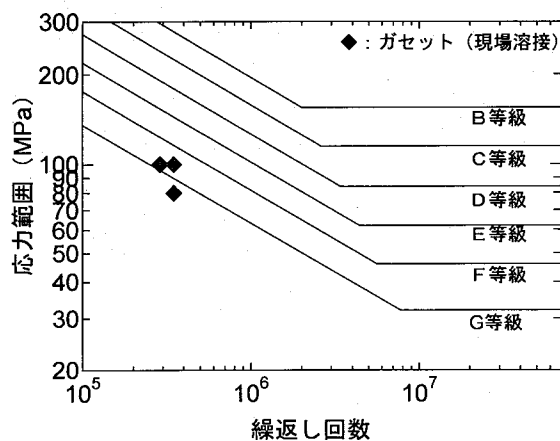


図-9 疲労試験結果 (ガセット溶接部)

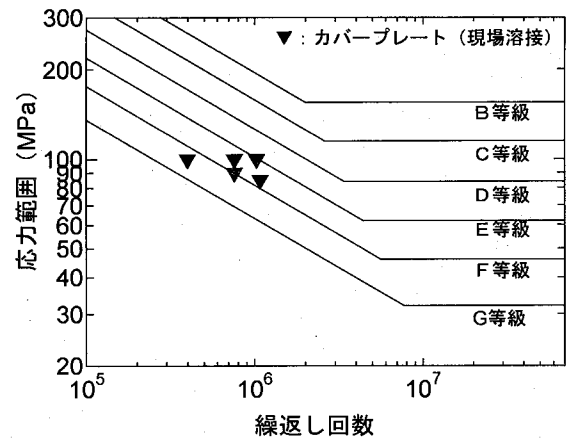


図-10 疲労試験結果 (カバープレート溶接部)

表-4 き裂発生状況と補修方法

箇所	き裂発生回数	補修方法	再発有無	再補修方法およびき裂の進展状況
上フランジ ガセット	29 万回	添接板ボルト締め	無	
上フランジ ガセット	35 万回	ストップホール	再発生	下側から片面添接
上フランジ ガセット	35 万回	添接板ボルト締め	無	
下フランジ カバープレート	40 万回	両面添接板, 下面は1枚板ボルト締め	無	
上フランジ ガセット	46 万回	ストップホール	再発生	上フランジを進展 (未補修)
上フランジ カバープレート	76 万回	樹脂注入 両面添接板ボルト締め 上下面の添接板は同じ大きさ	無	
上フランジ カバープレート (反対側)	76 万回	樹脂注入 ストップホール ボルト締め	無	樹脂注入 両面添接板ボルト締め 上下面の添接板は同じ大きさ
下フランジ カバープレート	103 万回	両面添接板 上下面の添接板は同じ大きさ ボルト締め	無	
上フランジ カバープレート	108 万回	載荷点近くのため未補修	無	
下フランジ アンクル材 (断面変化箇所から発生)	108 万回	両面添接板, 下面は1枚板ボルト締め	再発生	隣接するウェブリベット孔からウェブ上方へ進展

注) 荷重は3倍で載荷しているため実際の回数は約27倍に相当する。

下フランジに発生した疲労き裂はほぼ一直線に桁を切断する方向に急激に進展し (写真-8), 発見と同時に補修を行う状態であった。

なお, 溶接付加物からの疲労強度も本来は鋼材が受けた履歴に影響することが考えられるが, もともと母材であった箇所からのき裂であったことと, 継手形状が異なること, 残留応力の影響等を考慮して, 試験データをそのままプロットすることとした。

今回の試験では疲労き裂発生後の対策方法に関しても若干検討した。対策工法として上フランジではストップホールと当て板 (下側片面と上下両面) を下フランジでは両面からの当て板による対策を選定した。上フランジで片面添接を選択したのは, 実橋では上フランジに軌道部材が敷設されており, 上面からの添接が出来ないことを想定したためである。また, 当て板補強を行う場合, 腐食した凹凸面では摩擦が確保できないことから, 樹脂を注入するなどの対策が必要である, これに関しては名取¹⁰⁾の研究を参

考として対策を行った。対策種別とその後のき裂発生状況を表-4に, 上フランジの下側片面の当て板の取り付け状況を写真-9, 下フランジの両面からの当て板取り付け状況を写真-10に示す。

上フランジに発生した疲労き裂に対しては, ストップホールのみの対策を行った箇所から疲労き裂が再発した。ただし, 疲労き裂は一番上のフランジにのみ進展し, 重なっているフランジおよびウェブにはき裂は進展しなかった (写真-7)。これはリベット桁の接合方式によるものであると考えられる。

当て板による対策を行った場合, 上フランジではいずれも応力が緩和でき, 疲労き裂の再発は認められなかった。しかしながら, 下フランジでは当て板補強を行った隣の箇所から新たに疲労き裂が発生したケースが見られた。これは, 当て板を行ったことにより, 断面剛性が急変し, リベット孔回りに対して引張応力が卓越する状況となったことが原因であると考えられる。このことから, 下フランジ

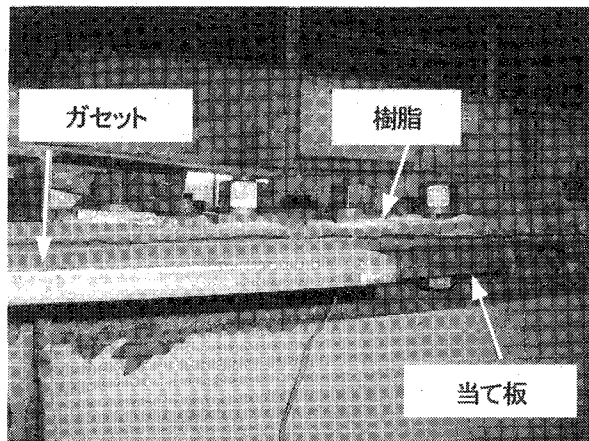


写真9 上フランジの当て板

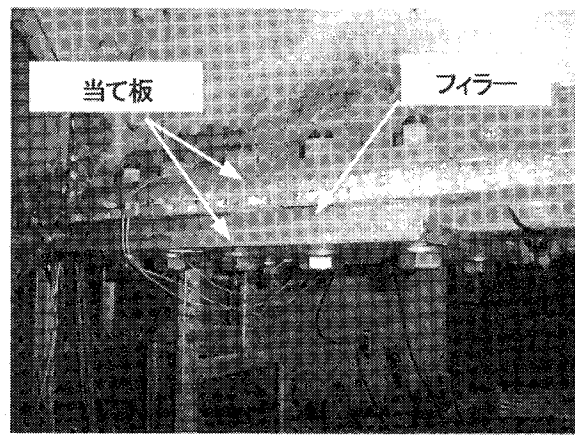


写真10 下フランジの当て板

の当て板補強は溶接桁の場合と異なって、全体的な剛性の変化にも十分に留意する必要があることが明らかとなった。

さらに、下フランジを破断した疲労き裂に対して、ストップホールを設けずに添接板による補修を行ったケースでは、疲労き裂に近いウェブのリベット孔から、新たな疲労き裂がウェブ上方に発生した。これは下フランジが破断してウェブが孔あき母材の引っ張り状態となり、応力が高い箇所から疲労き裂が発生したものと考えられる。このように下フランジからのき裂がウェブに直接伝わらず、き裂の発生位置がズレる現象も、リベット接合による特徴である。

5. 今後の維持管理への留意事項

以上のことから、リベット桁に対する今後の維持管理における留意事項を以下に示す。

現場溶接が施されていない鋼鉄道橋では、支点部の沈下等がある場合には、支点部のアングル材から疲労き裂が発生することが考えられる。従って、現場溶接が施されていない鋼鉄道橋では上フランジの腐食量の程度に関わらず、支点部回りに着目するのが良い。なお、疲労による最終破壊形態は支間中央部付近のリベット孔からの疲労き裂であり、板厚が変化する箇所において生じやすい。

上フランジの現場溶接部から発生した疲労き裂はウェブには進展しなかった。これは鋼材同士がリベットによって支圧力の伝達により結合されており、フランジが層状に重ね合わせられた状態となっていることによるものと考えられる。疲労き裂がすぐにウェブに進展しないのは支圧接合の特徴であり溶接桁と異なる挙動である。このため、リベット桁で上フランジに疲労き裂を発見した場合には慌てずに、適切な対策を講じるようにすることが重要である。

下フランジではき裂が発生すると一気に下フランジを破断する結果となった。このため下フランジに現場溶接が施されている場合には十分な注意が必要である。一般に実橋では着目部における列車荷重による発生応力は小さく、

通常の橋梁では影響は小さいと思われる。しかしながら、スピードアップやレール継ぎ目などによる鋼桁への影響等も懸念され、実際の橋梁に発生する応力レベルは様々であるため、十分な注意が必要である。

腐食が進んだりリベット桁の維持管理では腐食量の調査と併せて、疲労に対する着目箇所の特徴を十分に把握して、適切に検査を行うことも重要である。このようなことに留意することにより検査の効率化も期待できる。

6. まとめ

本試験で得られた結論は以下の通りである。

- ①軌道部材を敷設した静的載荷試験を行い、軌道部材による影響が1割程度であることを明らかにした。
- ②リベット桁のひずみ分布が溶接桁と異なることを示し、維持管理時のひずみ測定ならびに疲労変状の発生にも影響している可能性があることを示した。
- ③腐食したリベット桁では最大腐食箇所ではなく、支点部、リベット孔、現場溶接箇所から疲労き裂が発生することを示した。
- ④現場溶接を付加しない場合、支点部に不具合があると疲労き裂は支点部に発生しやすいことを示した。
- ⑤現場溶接を付加しない場合、疲労上の限界となるのは下フランジリベット孔からの疲労き裂であり、断面剛性が変化する箇所に発生しやすいことを示した。
- ⑥現場溶接を付加した試験体では、下フランジのリベット孔から疲労き裂が発生する前に、現場溶接箇所から多数の疲労き裂が発生することを相対的に示した。
- ⑦上フランジの現場溶接箇所から発生する疲労き裂はリベットの接合方式により、ウェブ方向に進展する可能性が低いことを示した。
- ⑧現場溶接を付加した試験体に多数発生した疲労き裂に対して、種々の対策方法を講じた結果、疲労き裂が再発するケース、補強した隣から新たな疲労き裂が発生するケースなど、リベット桁特有の対策時の留意事項を得た。
- ⑨上記の事柄を踏まえて維持管理時に着目すべき事柄を示した。

今後、さらに検討を進めデータの蓄積を図り、維持管理に役立てる予定である。

参考文献

- 1) Vo, T. H., Nagasawa, H., Sasaki, E., Ichikawa, A. and Natori, T.: An Experimental and Analytical Study on Bearing Capacity of Supporting Point in Corroded Steel Bridges, Journal of Structural Mechanics and Earthquake Engineering, JSCE, No. 710/I-60, pp. 141-151, July 2002.
- 2) 野上邦栄, 山沢哲也, 小栗友紀, 加藤美幸: 腐食減厚に伴う合成 I 桁及び I 断面柱の残存耐力評価に関する一考察, 構造工学論文集, pp.93~102, 2001.3.
- 3) 海田辰将, 藤井 堅, 原 孝志, 中村秀治, 上野谷実: 腐食鋼鈑のせん断耐力とその評価法, pp.121~130, 構造工学論文集, 2004.3.
- 4) 森 猛, 渡邊 一, 正井資之: 腐食した鋼鈑の表面形状シミュレーションと腐食鋼桁の曲げ耐力, 構造工学論文集, 2003.3.
- 5) 竹名興英, 川上博道, 浅川和夫, 阿部 允: 経年劣化リベットプレートガーダーの疲労強度, 鉄道技術研究所, 1987.2
- 6) 三木千壽, 森 猛, 坂野昌弘: 70 年間使用された鋼鉄道縦桁の疲れ強さ, 東工大土木工学科研究報告, 1987.
- 7) 大塚久哲, 彦坂 熙, 宮武洋之, 中村聖三: 90 余年供用したリベット鉄道桁の静的載荷実験および疲労実験, 構造工学論文集, pp.1133~1139, 1991.3.
- 8) 山田健太郎, 宇都宮紳三, 神谷 保, 都築正治: 50 年供用したリベット継手の疲労試験, 構造工学論文集, pp.939~947, 1990.3
- 9) 山本, 坂野, 山部, 宮野, 阿部, 並木: 約 80 年間供用された鉄道桁の腐食状況と疲労挙動, 土木学会年次講演会, 2001.9
- 10) John W Fisher, Honorary Member, Ben T. Yen, Dayi Wang : Fatigue Strength of Rivetted Bridge Member, Journal of Structural Division Engineering, ASCE, vol.116, No.11, 1990.
- 11) Jeffery D. DiBattista, Daniel E. J. Adamson, and Geoffrey L. Kulak : Fatigue Strength of Rivetted Connection, Journal of Structural Division Engineering, ASCE, vol.124, No.7, 1998.
- 12) 杉本, 杉舘, 上石田, 田中, 市川: 軌道部材を介した鋼鉄道橋の静的および疲労載荷実験について, 土木学会年次講演会, pp.925~926, 2003.9
- 13) 杉本, 相原, 市川, 伊藤: 腐食した橋枕木方式の既設鋼鉄道橋の疲労載荷試験について, 土木学会年次講演会, pp.1091~1092, 2004.9
- 14) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 (鋼・合成構造物), 丸善, 2000.7
- 15) 杉本, 小林, 上野, 成本, 熊崎: 現場溶接を施した腐食鋼鉄道橋の疲労載荷実験について, pp.815~816, 土木学会年次講演会, 2005.9
- 16) 名取暢, 西川和廣, 村越潤, 大野 崇: 腐食部材の添接板補強に関する研究, 土木学会論文集 No.682/ I-56 pp.207~224 , 2001.7

(2005 年 9 月 10 日受付)