

第1章 鋼橋の劣化現象と損傷事例

1.1 鋼橋の劣化現象

鋼材は比較的高強度な材料であることから、構造物の軽量化が可能であるが、逆にそのために荷重全体に占める変動荷重の割合が大きくなり、疲労の影響を受けやすい。また、延性に富み優れた加工性・変形能を示す一方で、塗装や被膜が劣化した場合には腐食の影響を受けやすいという弱点がある。このような疲労と腐食による損傷は時間の経過とともに蓄積される性格のものであり、鋼橋の物理的寿命を支配する重要な劣化要因である。

また、疲労、腐食以外にも高力ボルトの遅れ破壊や摩耗などといった劣化現象あるいは災害による損傷などについても鋼橋の寿命に影響を及ぼす要因である。

過去において生じた損傷事例は、既設橋梁に対する点検部位や点検時期の設定および損傷が生じた場合の原因推定や対策の決定、また新設橋梁の設計において非常に有用な資料となる。本章では、鋼橋の劣化現象として疲労、腐食を主に取り上げ、それらによる損傷事例について整理した。

1.2 疲労と損傷事例

1.2.1 疲労破壊

静的な強度よりかなり小さい外力であってもそれらが多数回繰り返し作用することによりき裂が発生、進展する現象は疲労破壊として知られている。構造物あるいは部材の最終的な破断は、エネルギー不安定（脆性破壊）あるいは塑性不安定（延性破壊）によるき裂の急激な成長として起こる。これらき裂の不安定成長に対して、疲労破壊を“安定(sub-critical)な”き裂成長過程と呼ぶこともある。き裂を生じた場合でも十分な韌性を有することが鋼などの延性材料の大きな特徴と言える。一般的に言って、鋼橋に生じる応力の大きさは鋼材の静的強度に比べてかなり小さい場合が多い。したがって、微小な疲労き裂の発生が部材や構造物全体の崩壊に直ちにつながるものではなく、疲労き裂の初期段階で適切な対策を講じることにより、最終的な不安定破壊に対しては十分な安全性を確保することができる。

疲労に最も影響する因子は、繰り返される応力の変動幅とその繰り返し回数である。応力範囲と疲労寿命との関連は両対数で直線関係を示すことが知られている。種々の継手形状を対象とした疲労試験ではこの関係を利用して試験結果が整理され、それらのデータをもとに疲労に対する設計基準強度が設定されている。また、構造物や継手部の形状、溶接欠陥、残留応力なども疲労強度に大きな影響を及ぼす因子である。鋼素材の疲労強度は高強度鋼になるに従い向上するが、溶接継手部の疲労強度は使用する鋼材の静的強度にはほとんど関係せず、継手の形式によっては高強度鋼の方が低くなる場合もある。

表-1.1は国内外の鉄道橋および道路橋に生じた疲労損傷事例を構造形式、損傷部材、き裂発生位置で分類したものである。様々な形式の橋梁の様々な部材に、様々な原因で疲労損傷が生じていることがわかる。疲労損傷のほとんどは部材の継手部あるいは部材同士の接合部に生じており、とりわけ、溶接部における損傷事例は多い。溶接止端部や不溶着部、プローホールなどの不連続部では応力集中が生じやすく疲労上の弱点となりやすい。

なお、プローホールや融合不良などの溶接欠陥から発生する疲労き裂については、その疲労寿命の大部分はマクロ的なき裂の進展に費やされ、き裂の発生までに要する寿命はほとんど少ない。このことから、疲労寿命の推定におい

表-1.1 鋼橋における疲労損傷事例の分類

表-1.1 (つづき)

構造形式	損傷部材	き裂発生位置	損傷程度	橋梁数 鉄道・道路・国外	供用年数	原因	対策
下路アーチ	アーチウェブ タイ桁(Box)	端横桁連結部の溶接止端 タイ桁上フランジ 角継手の補強溶接部	ビード沿い 破断 溶接部内	1 1 3	14 1, 2, 5 4か月	面外変形 初期欠陥 溶接欠陥 振動(風) 振動(風) 二次応力(橋軸方向) 面外曲げ	添接補強 き裂除去 補強、吊り材繫結 トリップワイヤ巻付 フランジ連結
	吊り材 斜材(鋼管) 横桁上フランジ ウェブ	上下連結部 連結部ガセット 主桁との連結板の溶接部 主桁との連結部のウェブギャップ	き裂発生 き裂発生 ビード沿い ビード沿い	3 1 1	5		
斜張橋	ケーブル 鋼床板	定着部 トラフリップとデッキプレート or グライヤフラムとのすみ肉溶接	破断 ビード内	1 1	15 15	腐食、曲げ 二次応力、腐食	交換 溶接補修、添接補強
吊橋	上弦材 吊り材 縦桁ウェブ 鋼床板 横構 橋梁全体	アイバーチェーンピン孔部 下側ソケット部 横桁との間のプラケット取付部のウェブギャップ トラフリップと輸送用隔壁の溶接部 不明 不明	落橋 破断 き裂発生 ビード沿い 破断 全壊	1 1 2 1 3 3	39 8 11 5 0, 10, 13 0, 54, ?	応力集中、腐食 振動(風) 面外曲げ 二次応力 振動(風) 振動(風)	交換 プラケット切断(解放) 添接補強
フィレンディール	下弦材	垂直材との接合部のガセットフランジ突合せ溶接	全壊		3	1, 3, 5	溶接欠陥、低温
橋脚	梁のウェブ 梁と柱の連結部	主桁貫通部のグループ溶接 隅角部の溶接部	全壊 ビード内	1 1	9 10, 13	溶接欠陥、低温 溶接欠陥	仮支柱 添接補強
	橋側歩道高欄 道路標識柱 道路標識柱	中間横材と柱の溶接部 基部のリブプレート上端のすみ内止端 標識柱取付プラケット腹板と上フランジすみ肉ルート	破断 全周の3割 上フランジへ	1 1 1+	15 18	振動(列車走行) 振動(車、風) 面外変形	ヒンジ化 補刷リブ取付 プラケット交換

では、き裂の存在（通常 1 mm オーダーのき裂長さ）を前提として破壊力学の手法を用いてき裂の進展寿命を求めることが有効であるとされている。また、この方法を応用することにより、所定の寿命に対する許容欠陥寸法の設定、ある寸法のき裂が発見されたときの余寿命の推定が可能となり、さらには最終破壊の防止を目的とした適切な検査間隔の設定が可能となる。

1.2.2 鋼橋における疲労損傷の推移

近年における高張力鋼の使用や溶接構造の主流化は、溶接残留応力や溶接欠陥といった疲労に対する影響の大きい新しい要因の導入をもたらした。また、道路橋においては、交通量の増大と重車両の頻繁な走行により従来、鉄道橋に固有の現象として考えられてきた疲労損傷が発生するようになってきた。

(1) 疲労損傷発見数の経年変化

国内の鉄道橋と道路橋について年ごとに発見された疲労損傷事例数の推移を図-1.1 に示す¹⁾。鉄道橋では、以前から断続的に疲労損傷事例が発見されている。1970 年代中頃に発見事例数が急増しているが、80 年以降、その数は 70 年以前のレベルに戻っている。道路橋では、1970 年頃に初めて疲労損傷が発見されている。それ以降は、70 年代の終わり頃までに損傷事例は報告されていない。80 年代に入ると年間 20 例近い損傷が報告され、それ以来、現在まで

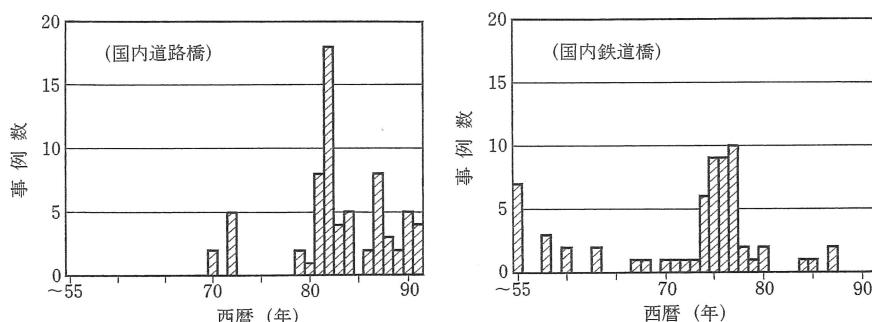


図-1.1 疲労損傷事例の推移

年間数例程度の疲労損傷が公表されている。

なお、このような変化は必ずしも損傷の発生数自体の増減を厳密に意味するものではない。発見された損傷の数は点検した橋の数および点検の精度に大きく依存する。すなわち、大規模で精密な点検を行えば発見される損傷の数は増加するが、反対にそのような点検を行わなければ、たとえ損傷が生じたとしても発見されず、損傷数としては現れてこないことになる。また、同じような損傷が発見されても報告されなくなる、あるいは原因の究明や適切な対策方法の検討中であるために公表が控えられるなどの傾向がある。比較的大型車の通行量が多く、ある程度の年数を経た道路橋に対して詳細な点検を行えば何らかの損傷が発見できる可能性が高いとも言われており、ここにあげられた損傷例は氷山の一角と考えるべきである。

(2) 疲労損傷発見時期と竣工時期の関係

国内の鉄道橋および道路橋について疲労損傷の発見時期とその橋梁の竣工時期の関係を図-1.2に示す¹⁾。鉄道橋において、1950年以降断続的に疲労損傷が発見されている事例は、主に1915年以前に架設されたリベット構造の橋が40年以上の長期間使用された結果、縦横端部の切欠きやアイバー、リベット孔、溶接補強部などに疲労き裂を生じたものである。なお、1945年前後に架けられた橋が1年あるいは数年で損傷を生じた例は突合せ溶接部の溶接不良によるものであり、1950年代後半において2年程度で損傷した例は溶銅混合桁（無鉛頭桁）に生じたものである。また、1970年代中頃に集中的に発見された損傷は、1964年頃に竣工した橋梁に生じたものであることがわかる。1964年には東海道新幹線が開業されており、また、溶接構造が本格的に採用されたのもこの時期である。

道路橋では1970年頃に下路アーチ橋などで風による吊り材の損傷が数例発見されているが、交通荷重による疲労損傷が本格的に現れ始めるのは1980年頃からである。損傷が発見された橋梁の竣工時期には1960年代の中頃と終り頃に2つの集中箇所が認められる。名神高速道路と東名高速道路が開通したのがそれぞれ1963～65年と1968～69年、首都高速道路と阪神高速道路が部分的に開通したのがそれぞれ1962年と1964年である。1960年代は溶接構造や高

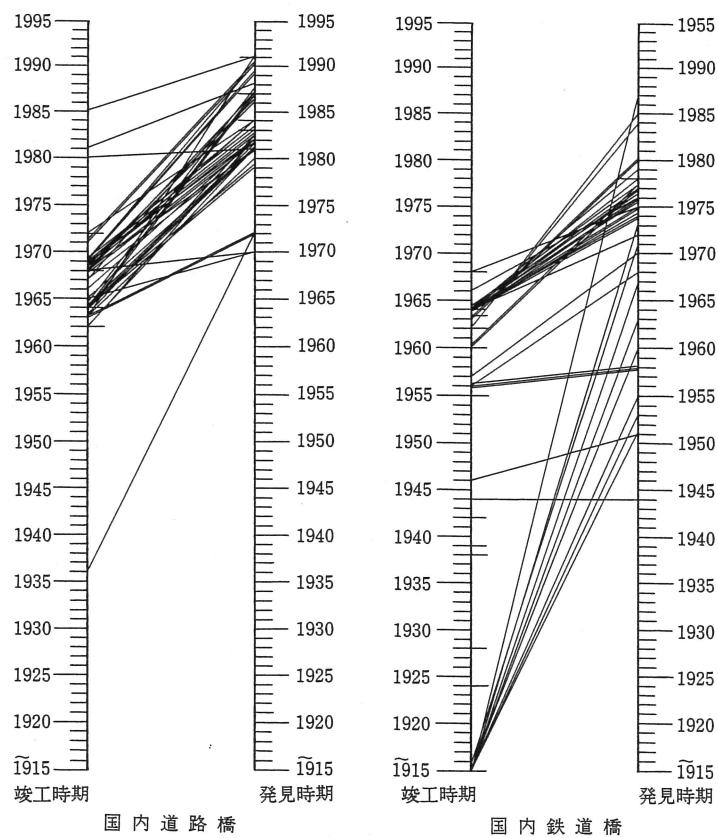


図-1.2 疲労損傷橋梁の竣工時期と発見時期

張力鋼（50キロ鋼）が本格的に採用され始めた時期であり、また、これ以降道路網の整備とともに交通量は増大の一途をたどることになる。なお、1964年（昭和39年）の鋼道路橋設計・製作示方書²⁾ではプレートガーダーの活荷重たわみ値をスパンの1/500と、それ以前の示方書と比較して緩和している。その結果、高張力鋼の導入や溶接構造の採用とあいまって、相対的に活荷重応力度の割合が高くなり、また橋全体の剛性が小さく、たわみやすい傾向の構造であったと言える。橋全体の剛性の変化が局部の応力性状にどのような影響を及ぼすかについては明確ではないが、部材間において相対的な変位差を生じさせ、その接合部に過度な二次応力の発生を誘起したとも考えられる。その後、1972年（昭和47年）に改訂された道路橋示方書³⁾では、鉄筋コンクリート床版への影響を考慮してスパン40m以下のプレートガーダーに対するたわみの許容値は旧示方書よりも厳しく規定されている。

1.2.3 疲労損傷事例

鋼橋において確認されている疲労損傷の多くは、二次的部材の接合部に発生している。一般的な設計手順では計算対象外である部位に、応力集中、面外変形、二次応力などの影響が重複して作用することが損傷発生の主原因となっている。このような部位における損傷の発生に関しては、鋼橋の安全性に直ちに重大な影響を及ぼすものではないが、設計上の配慮不足、製作時の初期欠陥の存在によって、主要部材に早期に損傷の発生する場合や、上述した二次部材の接合部における損傷でもき裂が進展し主要部材の応力直角方向に向かう場合には重大事故につながる恐れがある。

鉄道橋では、比較的設計荷重に近い荷重が繰り返し載荷されるため、部材の疲労損傷を重要な限界状態と考えて設計が行われている。つまり、各種継手について分類を行い、それぞれについて疲労許容応力度を定めている⁴⁾。このような疲労検算を行っている主要部材については、現在まで損傷が発生した事例はほとんどない。鉄道橋における疲労損傷の特徴としては、列車通過時の衝撃・振動により部材の構成板に面外振動が発生し、部材交差部や接合端部などに疲労き裂が発生する事例が多いことである。ただし、列車走行回数の増大に伴い、主要部材においても疲労強度の低い継手形式では損傷の発生することが今後は予想され、予防保全的な対処を考えていくことが必要かと思われる。

以下に橋梁形式別の特徴的な疲労損傷事例を示す^{5)~12)}。

(1) プレートガーダー橋

上路プレートガーダーの下フランジについては、我が国の橋では戦時中の1例（図-1.3(a)）を除いて疲労き裂から脆性破壊に至った例は報告されていない。ただし、米国での事例¹³⁾のように下フランジおよびその周辺の疲労き裂は脆性破壊を引き起こし、桁の破断につながる可能性があるため、品質があまり良くない恐れのある、あるいは品質の確認が十分でない突合せ溶接部やカバープレートの端部などは注意を要する（図-1.3(b), (c)）。また、鉄道橋、道路橋ともに支点上のソールプレート前面すみ肉溶接部に疲労損傷が発見されている（図-1.3(d)）。このき裂については、主桁下フランジを貫通した後にウェブに進展し、桁の耐荷性能を脅かす重要な損傷である。損傷の原因は、

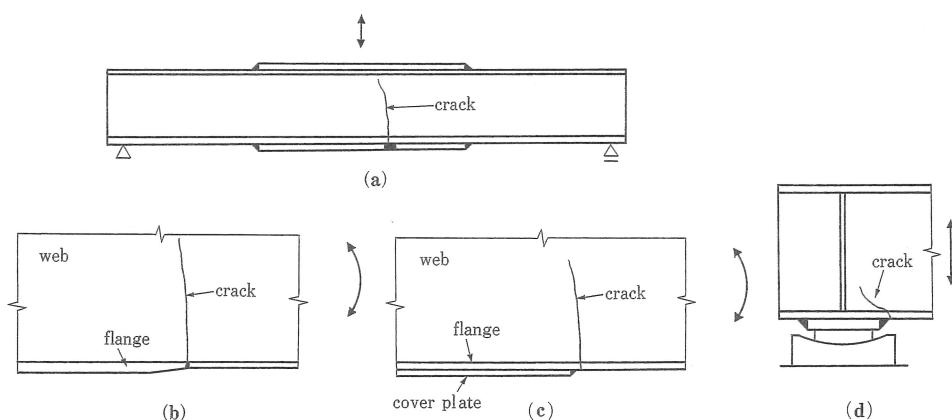


図-1.3 プレートガーダー下フランジの疲労損傷事例

支承の移動、回転機能の低下に伴う二次応力の発生、下フランジ部の断面変化による構造的な応力集中の発生などであるが、発生部位のディテールはごく一般的に採用されているものであり、また、支承の機能劣化については現状ではある程度避けられないことから、今後、供用年数の増加に伴い事例数が増すものと考えられる。損傷部位が狭あいであることから補修補強に苦慮することが多く、効率的な補修補強対策の確立が必要である。また、新設橋の設計においては、ソールプレートの取付けを高力ボルト接合とする、下フランジ厚をある程度に確保する、局部応力の発生に配慮したディテールを採用するなどが必要であり¹⁴⁾、また、供用後において機能劣化の生じにくい支承、あるいは機能劣化が生じた場合に取替えが容易な支承を開発することが必要である。なお、これと同様な損傷はボックスガーダーにおいても報告されている（写真-1.1）。

上路プレートガーダーの上フランジについては、図-1.4に示すような鉄道橋のカバープレートあるいはコーナープレートとの縦方向溶接部に損傷が生じている。この原因は主に枕木からの荷重伝達に関連した二次応力によるものと考えられる。

上路プレートガーダーのウェブには、主として面外変形に起因するいくつかの疲労き裂が発生している。対傾構や横桁を取り付けた垂直補剛材の上端部付近では、補剛材側、ウェブ側の双方に疲労き裂が発生している（図-1.5(a)、写真-1.2）。横構ガセットプレートの接合部についても同様であり、横構の面外振動や軸力の作用によりウェブ側、

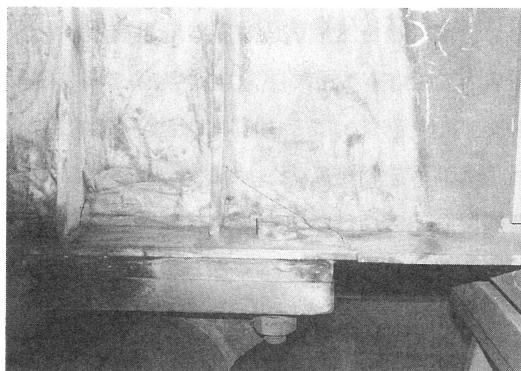


写真-1.1 箱桁ソールプレート溶接部における疲労損傷事例



写真-1.2 鋼桁対傾構取付け垂直補剛材上端部の疲労損傷事例

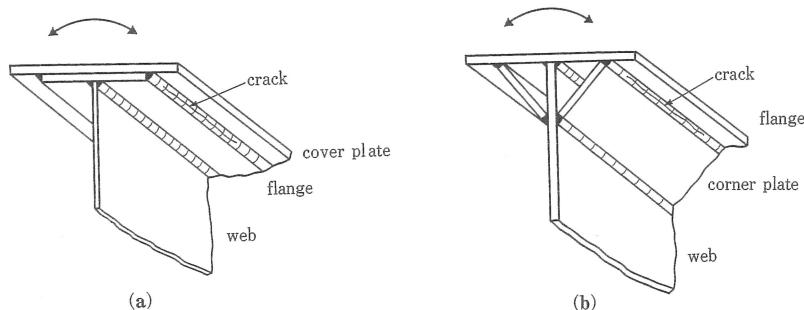


図-1.4 プレートガーダー上フランジの疲労損傷事例

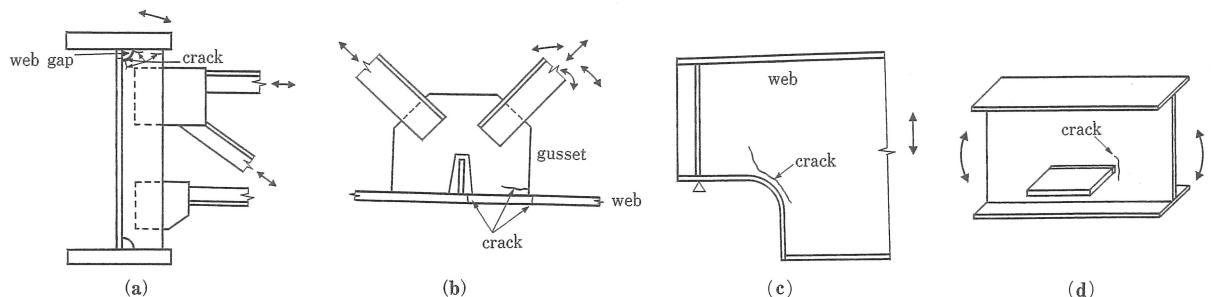


図-1.5 プレートガーダーウェブの疲労損傷事例

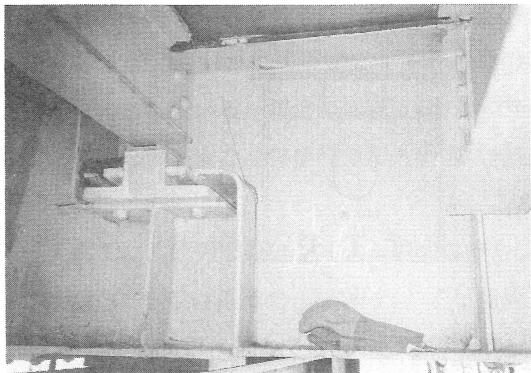


写真-1.3 アーチ橋の側径間と中央径間連結部における疲労損傷事例

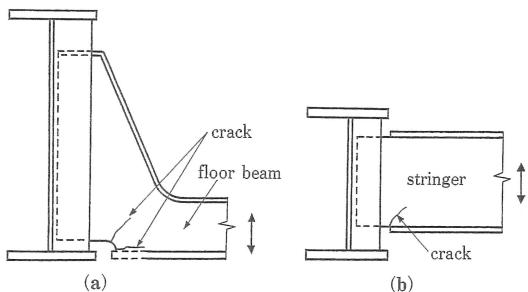


図-1.6 横桁および縦桁における疲労損傷事例

ガセットプレート側の両側のすみ肉溶接止端部に疲労き裂が生じやすい(図-1.5(b))。最近、ランプ部の枝桁や縦桁と本線側の桁との接合部においても、車両が本線からランプへ出していくときに生じる本線とランプ部のたわみ差による損傷が発見されている。

我が国の上路プレートガーダー橋の主桁で面内力が主な原因で生じた疲労損傷事例として、桁端切欠き部の下フランジとウェブを接合する溶接部からのき裂がある(図-1.5(c))。この損傷に関しては、鋼橋の疲労損傷の中でも比較的早期に確認された損傷であるが、同種の構造詳細部を対象とした点検が十分になされていなかったり、点検時には損傷が確認されなかつたが、その後の荷重履歴により新たに発生したものもあり、現在もなお損傷事例が報告されている。損傷の原因としては、桁を切り欠いたことにより構造的な応力集中が生じることや製作上ルートギャップが大きくなりやすく製作精度の確保が難しいディテールであることなどが考えられる。このような切欠き構造に関しては、鉢桁、箱桁の桁端部のみならず、ゲルバー桁の架け違い部やアーチ橋の側径間部と中央径間部との連結部においても見られ、類似の損傷事例¹⁵⁾が報告されている(写真-1.3)。なお、現在は、この部位のディテールに関しては改良され標準化がなされている。横構取付けガセットプレート端部については、先にも述べたように、曲線橋や斜橋の桁端部において主桁の面外方向の力による損傷が報告されていたが、最近、直線橋のスパン中央付近においても類似のき裂が発見されている(図-1.5(d))。前者は二次応力によって生じたもので、き裂の進展に伴って応力が緩和される性質のものであるのに対し、後者のき裂は一次応力に直交するものであり、下フランジに近いことから成長した場合には非常に危険である。ウェブ側のき裂に関しては、その進展方向が主桁の一次応力の作用方向と直交することから、このようなき裂が確認された場合には、その進展性状や主桁の一次応力の大きさなどに関しての十分な把握が必要である。なお、道路橋の横桁下フランジと主桁との取合部においても、最近、同様のき裂が発見されている¹⁶⁾。道路橋では設計時に疲労に対する応力照査がなされていないことと供用年数(20年以上)を考え合わせると、このような疲労強度の低いディテールでは一次応力によって疲労き裂が生じ始めて不思議ではない。

下路プレートガーダーは我が国では鉄道橋に用いられる場合が多いため、ここに示す疲労損傷も鉄道橋のものである。それらは、横桁と主桁の接合部で横桁の下フランジを打ち切ってウェブを切り欠いた部分(図-1.6(a))、および縦桁と横桁の接合部で縦桁のフランジを打ち切った同じようなディテール(図-1.6(b))に生じた損傷である。トラス橋やアーチ橋においても、縦桁あるいは横桁の端部でフランジを打ち切った箇所に同様な疲労損傷が発生している。

(2) ボックスガーダー橋

ボックスガーダーに生じる疲労損傷は、基本的にはプレートガーダー(I断面)のものと同様である。鉄道橋のボックスガーダーに特徴的な損傷として、列車が高速で走行することによって生じる薄肉部材の面外振動に起因するものがある。ウェブの垂直補剛材下端部に生じたき裂(図-1.7(a))およびダイヤフラムの縦リブとの交差部に生じたき裂(図-1.7(b))は、それぞれウェブおよびダイヤフラムの面外変形を垂直補剛材や縦リブが拘束することにより

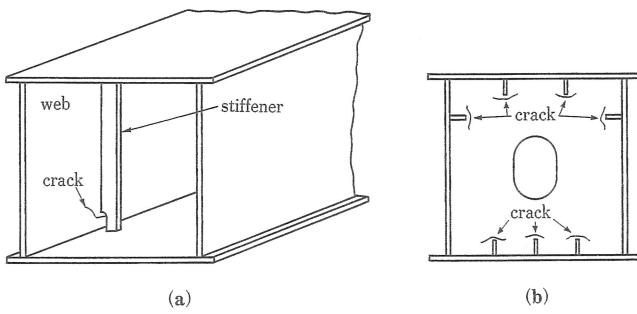


図-1.7 ボックスガーダーの疲労損傷事例

生じたものである。なお、ウェブの垂直補剛材下端部の損傷はプレートガーダーでも発生している。

また、道路橋のボックス桁でも、剛性不足から、開断面のダイヤフラムおよび分配横桁のコーナー部、および横リブと縦リブとの交差部にき裂が生じた例がある。

なお、支点部のソールプレート前面すみ肉溶接部、桁端切欠き部に関してはプレートガーダーと同様な損傷が生じている。

(3) トラス橋

トラスの主構については、ピン結合トラスのアイバーの破断以外、今まで目立った損傷は報告されていない。

トラス橋に特有の疲労損傷として、主構と床組の剛性の違いによって生じる部材間の相対的な動きに起因するものがあげられる。図-1.8(a)に示す端横桁と縦桁の接合部に生じるき裂や端横桁と主構との接合部に生じるき裂はこの種の特徴的な損傷である。これは、主構と床組部との橋軸方向変位差により横桁に面外方向の曲げやねじりが作用するためと考えられる。なお、最近、一般部の横桁と主構との接合部においてもき裂の発生が報告されている¹⁷⁾。主構と横桁の継手として、図-1.8(b)に示したようなせん断力のみを伝達すると仮定した単せん断継手が用いられている場合があるが、取付けリベット列数、あるいは高力ボルト列数が多い場合には曲げモーメントの伝達性能を有するので、設計仮定とは異なった断面力が作用することとなる。この曲げモーメントの作用によりき裂が生じたものと考えられる。このような単せん断継手構造に関しては、床組の横桁と縦桁との接合部においても同様の継手詳細が用いられており、縦桁端のフランジ切欠き部にき裂が発生している(写真-1.4)。

なお、道路トラス橋の架け違ひ部において、疲労き裂が発生し脆性破壊に至った事例がある。下弦材の切欠き構造

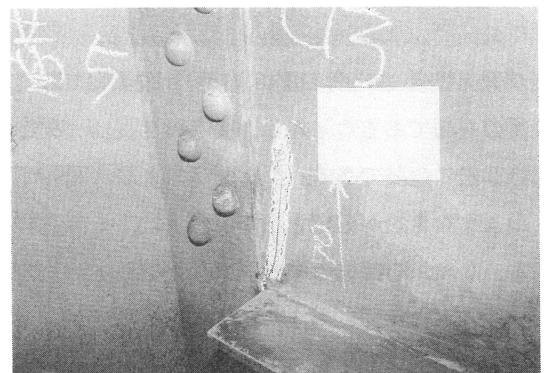


写真-1.4 トラス橋の床組部材における疲労損傷事例

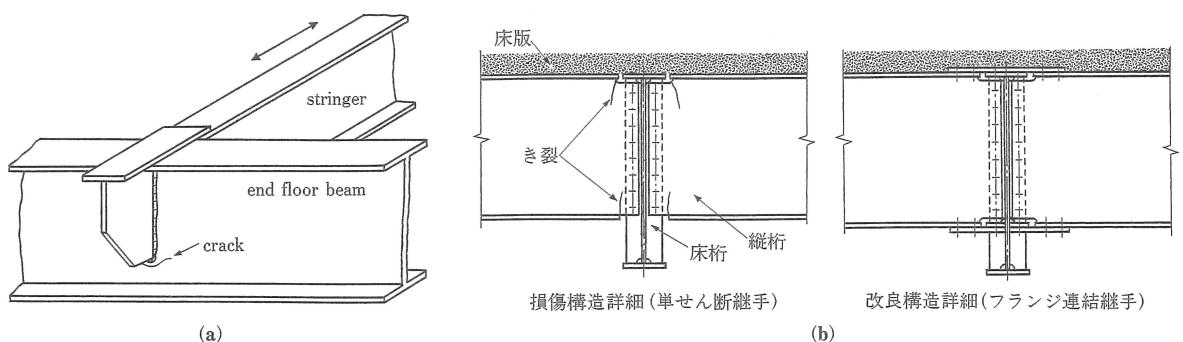


図-1.8 トラス橋における床組部材の接合構造

部に発生した損傷であり、ボックスガーダーの桁端切欠き部と類似の損傷と思われる。

また、70年以上使用された鉄道下路ピントラス橋の横桁下フランジや縦桁カバープレート等に腐食とともにき裂を生じた例が報告されている。損傷の詳細は明らかではないが、長寿命領域の疲労特性は現在でも十分に把握されているとはいえない。このような高齢橋梁の疲労損傷に対しても注意を払う必要がある。

(4) アーチ橋

上路アーチ橋では、疲労損傷は支柱の上下端の接合部付近に集中している^{18),19)}。これは、補剛桁が橋軸方向に移動しやすい構造となっているため、アーチリブと補剛桁の相対的な動きによって生じたものと考えられる(図-1.9(a))。上下端の接合部に関しては設計においてピン結合と仮定されているが、実際の構造は高力ボルト、あるいはリベットを用いた比較的剛な接合構造であることから、アーチリブと補剛桁との橋軸方向の相対変位差により接合部に曲げモーメントが作用し発生するものと考えられる。なお、端支柱上では、補剛桁の下フランジを打ち切ってウェブを切り欠いた部分で損傷が生じている¹⁸⁾。切欠き部のディテールおよびき裂の発生状況はプレートガーダーの縦桁と横桁との接合部における場合と同様である。また、最近、補剛桁の架け違い部から疲労き裂が発生し脆性破壊した例が報告されている。架け違い部のディテールおよび破壊状況はトラス橋の架け違い部の事例と同様である。

下路および中路アーチ橋では、吊り材の風振動によるものを除くと、アーチリブや補剛桁と横桁との接合部付近に損傷が多い(図-1.9(b))。疲労き裂はアーチリブや補剛桁のウェブ側の溶接止端部に生じる場合や、横桁の端部に生じる場合、あるいはコネクションプレートに生じる場合がある。端横桁とアーチリブあるいは補剛桁との接合部には主構と床組との橋軸方向の変位差が集中する傾向がある。また、左右両側の主構の相対的な動きが横桁との接合部に二次的な応力を生じさせる。このような設計では考慮されない実挙動に起因した損傷と考えられる。なお、床組の縦桁と横桁との接合部における縦桁下フランジ切欠き構造部においては写真-1.4で示したと同様の損傷が発生する。

また、最近、下路アーチ橋の補剛桁上フランジのハンガー固定用面外ガセットプレート端部および横桁接合用の面内ガセットプレート端部のすみ肉溶接止端部に補剛桁の長手方向(一次応力方向)と直角方向のき裂が発見されている(図-1.9(c))。交通量はそれほど多くない橋梁であるが、両側のディテールとも元々疲労強度の低い継手形式であることを考慮すると、き裂が発生しても不思議ではないディテールである。

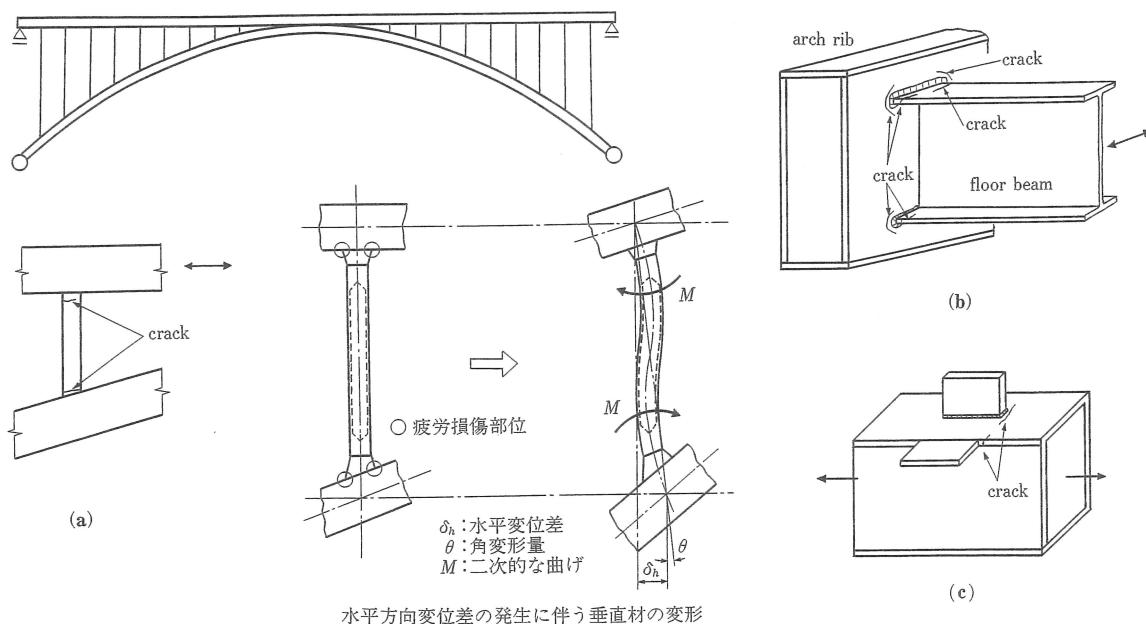


図-1.9 アーチ橋における疲労損傷部位

1.2.4 疲労損傷の原因

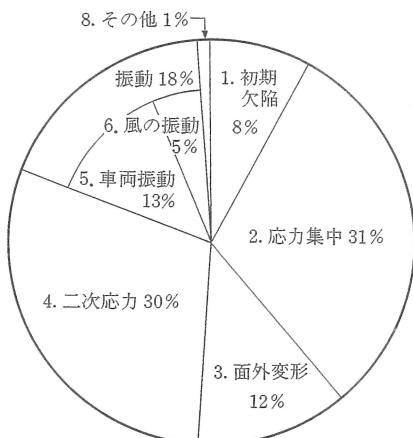
国内および国外について原因別の損傷事例数を図-1.10と図-1.11に示す。国外の橋梁で面外変形に分類されているのは、大部分が負モーメント域の上フランジ側のウェブギャップに生じた損傷である。我が国の道路橋では、垂直補剛材が上フランジに溶接されているために疲労き裂はウェブではなく、垂直補剛材上端の溶接部やその周辺に生じている。これらの損傷は、図中では二次応力に分類されている。損傷原因是床版のたわみおよび主桁間のたわみ差であり、米国のウェブギャップと類似の損傷であると言える。

車両通過に伴う振動に起因する疲労損傷は、新幹線等の高速運転区間にある橋梁のほかに、道路橋の標識柱の基部や分岐部などでも生じている。

国外橋梁では、ゲルバーハンジ部などに、凍結防止剤による腐食が原因となって疲労損傷が生じた例がみられる。

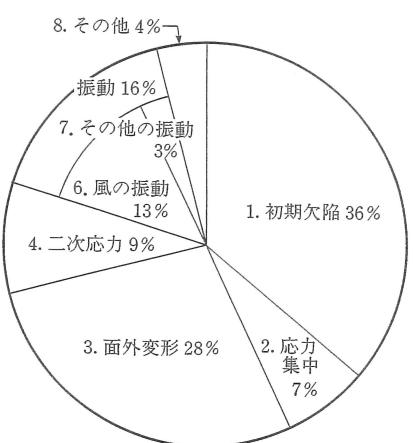
図-1.12に主な原因別に、供用年数と損傷発生件数との関係を示す。比較的大きな溶接欠陥を原因とする疲労損傷、ウェブギャップ部に生じる損傷、および風による振動を原因とするものは、供用開始後、比較的早い時期に発生している。一方、応力集中、二次応力、および交通振動による損傷は、それよりも発生までの年数が長く、10年以上を要している。

以上、溶接欠陥や応力集中、面外変形、振動などによる損傷について考察した。設計計算で対象となる一次応力によると思われる疲労損傷は事例をまとめた時点ではほんのわずかしか報告されていないが、溶接構造が本格的に採用され始めてから20年程度しか経過しておらず、一次応力による疲労損傷が増えてくる可能性は否定できない。一次応力による疲労は橋梁全体の崩壊につながる極めて危険性の高い損傷であり、今後、橋梁の高齢化社会を迎えるうえ



No.	原 因	発生件数の多い損傷位置
1	初期欠陥 10件	
2	応力集中 37件	横桁下フランジ終端部の腹板切欠部 14件 縦桁下フランジ打切部の腹板切欠部 5件 主桁端部の腹板切欠部 7件
3	面外変形 15件	主桁の対傾構取付垂直補剛材下端の腹板 4件
4	二次応力 36件	対傾構取付垂直補剛材上端部 18件 箱桁上フランジの縦リブと横リブの交差部 3件 上フランジの溝型補強材取付部 3件
5	車両振動 16件	中間補剛材下端部の腹板 7件 縦桁中間補剛材下端部の腹板 3件 ダイヤフラムと縦リブの交差部 2件 縦桁に付くラテラル 2件
6	風の振動 6件	吊り材の上下連結部 3件
7	その他の振動 0件	
8	その 他 1件	

図-1.10 疲労損傷事例の原因別割合（国内橋）



No.	原 因	発生件数の多い損傷位置
1	初期欠陥 25件	突合せ溶接部の欠陥 10件
2	応力集中 5件	
3	面外変形 19件	横桁腹板のタイ桁連結部のウェブギャップ 9件 主桁腹板の横桁取付部のウェブギャップ 5件 縦桁腹板の横桁取付部のウェブギャップ 5件
4	二次応力 6件	床版のリブ 3件
5	車両振動 0件	
6	風の振動 9件	
7	その他の振動 2件	輸送中の振動 2件
8	その 他 3件	腐食による、ゲルバー桁のハンガー 2件

図-1.11 疲労損傷事例の原因別割合（国外橋）

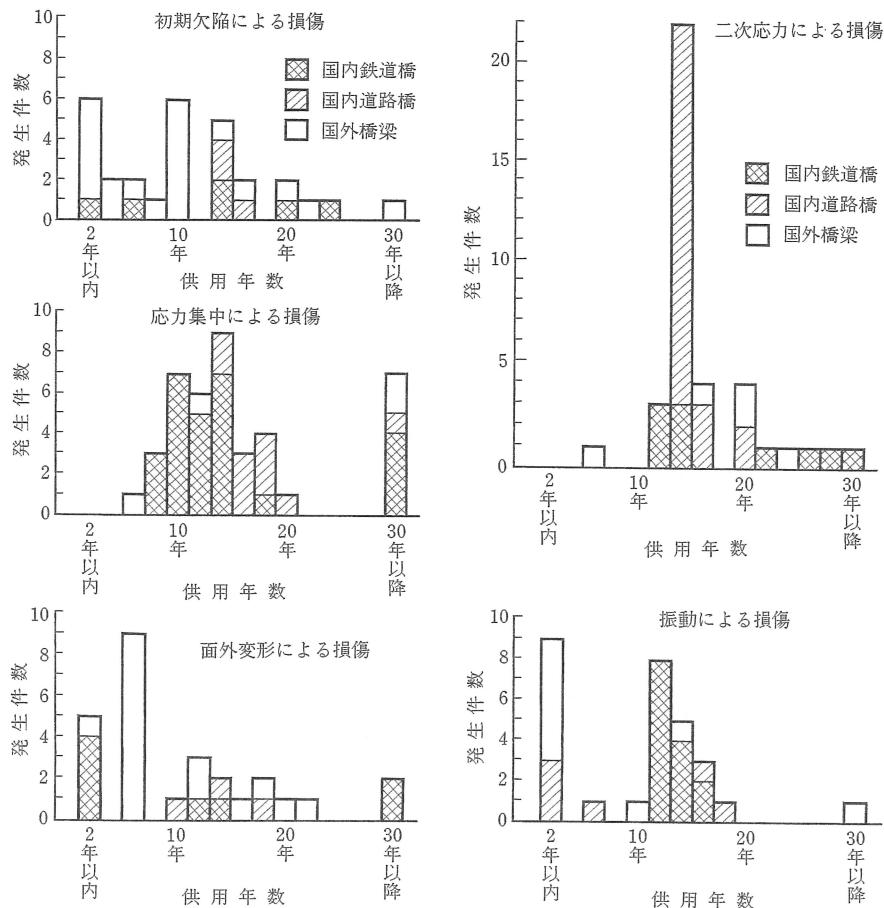


図-1.12 原因別にみた疲労損傷件数と供用年数との関連

で注意が必要である。

1.2.5 継手形式とき裂発生様式¹⁰⁾

継手の形式ごとに疲労損傷の発生事例数を図-1.13に示す。全体の72%が溶接継手部に生じており、そのうちの80%がすみ肉溶接部で生じている。

図-1.14は、すみ肉溶接継手に生じた疲労損傷を、継手に作用する外力の種類とき裂の発生位置について分類した結果である。

事例数が多いのは、垂直補剛材やガセットプレート等のすみ肉溶接で取り付けられた部材からの面内力⑤、あるいは面外力⑥、⑦による損傷であり、疲労き裂は、すみ肉溶接のサイズが十分大きい場合には⑨、⑩のようにルート部から発生する。プレートガーダー橋の対傾構や横桁が取り付く垂直補剛材上端部に生じた疲労き裂のほとんどはこれに分類される。付加板からの⑥や⑦の力によっても、付加板が溶接されている主材側の剛性が不足している場合には⑪あるいは⑫のき裂が発生することがある。このような面内あるいは面外からの力を受ける荷重伝達型すみ肉溶接継手の疲労特性は、元々あまり強度が期待できない継手形式であるとともに、実験データの蓄積が不十分であり、今後、

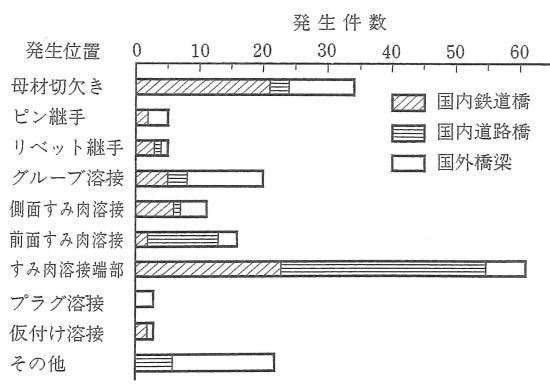


図-1.13 継手形式ごとの疲労損傷発生件数

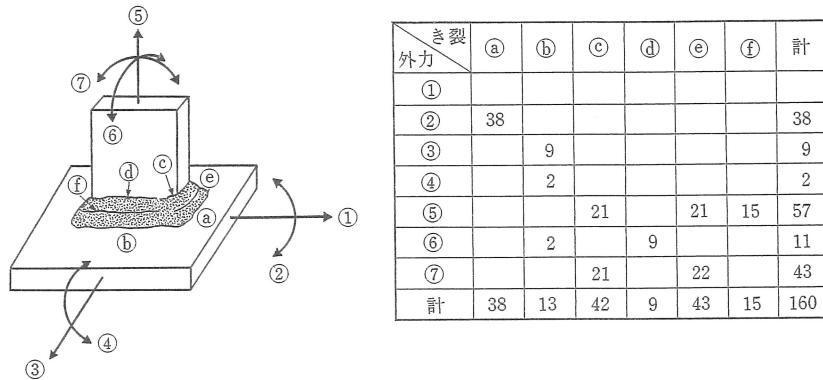


図-1.14 すみ肉溶接における外力の種類とき裂発生様式

その強度に関して検討が必要である。

すみ肉溶接端部の回し溶接部に面外力②によって生じる疲労損傷も非常に数が多い。これには、ウェブギャップ部の面外変形や列車走行に伴う下フランジの首振りによる垂直補剛材下端部の損傷が含まれている。この継手部の疲労も今まであまり検討されておらず、特に面外曲げの疲労に関する研究は非常に少ない。

従来、鉄道橋で一次応力による疲労照査を行っているのは、①および③の面内力で④および⑤のき裂が生じる損傷様式に対してのみである。③の面内力で⑥のき裂が生じているのは、国外で発生したカバーブレート前面すみ肉溶接止端部の事例である。国内では、従来、溶接欠陥以外では一次応力による損傷は報告されていなかったが、ごく最近、道路橋において面内あるいは面外ガセットプレートの端部で①の面内一次応力の方向に直交する⑦のき裂が発見されている。このような①-⑦様式のガセットプレート継手は、③-⑤様式のリップ十字継手に比べて応力集中が大きく疲労強度が低いことから、設計時に疲労照査を省いている道路橋では、交通荷重条件によっては供用年数が増加するにつれて疲労損傷が現れてきても不思議ではないディテールの一つである。

1.2.6 疲労損傷対策

疲労損傷対策の基本は、損傷の原因を取り除くことがある。損傷の根本的な原因を解決せずに元の状態に復旧させても損傷を再発させるだけであり、また損傷部にやみくもに手を加えてもかえって疲労強度を低下させたり、別の箇所に損傷を移動させる結果となる場合がある。したがって、損傷の原因を明確に把握することがまず第一であり、それを受けて原因を排除できるような対策の検討を行うのが順序である。ただし、損傷の状況により、落橋の危険が大きいと判断された場合には、原因を究明し根本的な対策を講じるまでの間、一時的に仮受けや添接などの応急処置や交通制限などの緊急措置が必要となる。

疲労損傷は作用する応力範囲が継手の疲労強度を上回った場合に生じるものであるから、程度の違いはあっても作用応力側、疲労強度側のどちら側にも何らかの原因があるのが普通である。したがって、対策としては、作用応力範囲を下げる、および継手の強度を上げるといった両面からのアプローチが考えられる。

損傷部に作用する変動応力範囲を低減させるための最も確実で根本的な方法は、変動応力を生じさせる源の変動荷重を取り除くか低減することである。どんな弱い継手であっても変動応力が作用しなければ疲労破壊は生じない。自動車や列車などの交通荷重による場合には車両の重量や車線、速度などの制限が考えられるが、橋梁本体の機能を考えればこれらの措置は一時的なものにとどめるべきである。交通荷重以外でも、風や輸送中の振動などにより疲労損傷を生じる場合がある。このような場合には、原因である振動を抑制することが最も確実で効果的な対策となる。風による振動を抑える方法としてはダンパーやトリップワイヤなどの制振装置の取付け、あるいは部材同士の緊結などが行われている。

橋梁全体の立体的な変形によって生じる二次応力の場合、応力を減らす方法として二通りある。二次応力は変形を拘束することによって生じるものであるから、拘束を緩めて変形を妨げないようにしてやれば二次応力は減少する。また、逆に全体的に剛性を高めて変形そのものを小さくしてやることにより二次応力を低減させることもある。接合部の開放やヒンジ化は前者であり、床組部材のフランジ同士の連結や斜材などの補強部材の追加が後者にあたる。床版の増厚や縦桁増設などの床版補強対策も、結果的には床版の変形や主桁のたわみ差などに起因する二次応力を減少させる効果を現すことがある。しかしながら、変形によって生じる二次応力の場合、変形挙動が変わることにより二次応力の集中位置が移動して新たな損傷を生じる可能性があり、この点に対する十分な配慮が必要である。

一方、継手の強度を上げるために最も一般的な方法は、溶接継手を高力ボルト継手に変えることである。疲労損傷は、すみ肉溶接継手や部分溶込み溶接継手など比較的強度の低い溶接継手で生じることが多い。これらの継手を高力ボルト継手に変えることにより疲労強度は大幅に向かう。ただし、疲労損傷を受けた継手を必ずしも高力ボルト継手に変えなければならないということではない。すみ肉溶接継手や部分溶込み溶接継手などの不溶着部からき裂（ルートき裂と呼ぶ）が生じた場合には、完全溶込み溶接にすることによってき裂の発生源をなくし強度を上げることができる。溶接止端から生じるき裂（トウき裂と呼ぶ）の場合、作用応力が小さく、生じたき裂がごく微小なものであれば、再溶接、溶接部を仕上げるだけで十分な場合もある。縦ビード継手や突合せ継手など元々疲労強度の高い溶接継手で、溶接欠陥から発生したき裂がまだ小さく溶接部内にとどまっている場合には、き裂を除去し、その部分を再溶接し機械仕上げしただけで十分な強度が期待できる場合もある。き裂が溶接部から発生して大きく進展している場合には、高力ボルトを用いて添接板や補強板を取り付ける必要がある。

また、面外変形などの二次応力で生じたき裂はある程度進展した後、応力集中の減少や残留応力の開放のために停留することが多い。そのような場合には、き裂先端部にストップホールをあけ、その孔に高力ボルトを挿入して締め付けるだけで、十分な補強効果が得られる。

以上、作用応力と疲労強度の両面から、疲労損傷対策について述べた。橋梁全体の剛性が不足しているのに損傷を生じた継手の疲労強度だけをアップしてもやがて他の部分に損傷が生じるのは時間の問題であり、また逆に、損傷を生じた継手の強度が不足しているだけなのに橋梁全体の補強を行うのは無駄なことである。疲労損傷の原因を十分に把握し、応力と強度の両面からバランスのとれた対策を講じることが肝要である。

1.3 腐食と損傷事例

1.3.1 鋼材の腐食

(1) 腐食のメカニズム

鋼材の原料である鉄鉱石は、エネルギー的に安定した酸化化合物の状態で自然界に存在している。鋼材はこの酸化化合物を還元、精練して製造される。したがって、自然界の中では不安定な存在であり、酸素や水と結合して安定な状態である鏽に戻ろうとする。この現象を「腐食」と呼ぶ。

一般に、腐食とは金属がそれを取り囲む環境物質によって、化学的あるいは電気化学的に浸食される現象をいう。鋼材の水中または大気中の腐食は、水および水中の溶存酸素により引き起こされ、その化学反応は次式で表される。



Fe(OH)_2 は鋼材の表面に沈殿したのち、さらに酸素と反応したり水の結合離脱が生じて FeOOH , Fe_2O_3 , Fe_3O_4 および非晶質などからなる鏽に変化する。図-1.15に

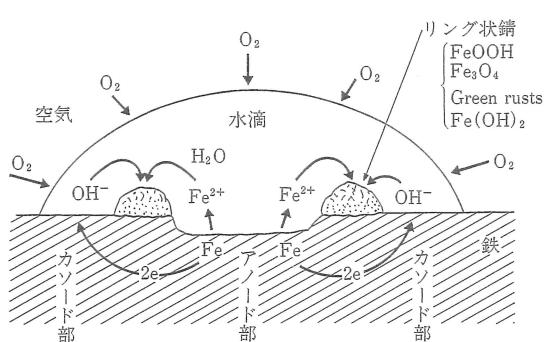


図-1.15 鏽の発生メカニズムの模式図

鏽の発生メカニズムを示す。

(2) 腐食の形態と防食

鋼構造物にとって腐食は避けられない問題である。腐食の進行の程度は構造物の使用環境、構造物および部材の種類と形状、部位などに大きく左右される。鋼橋の防食の方法には塗装のほか、亜鉛メッキ、溶射など金属材料による被覆や、耐候性鋼、ステンレス鋼のように構造材そのものに腐食耐久性の高い鋼材を使用するなど、種々の手法があるが、経済性と景観、施工性から塗装による防食が最も普及している。塗装された構造物では塗膜が健全に保たれている間は腐食が生じないが、塗膜自身も経年劣化するため塗装はある周期で塗り替える必要がある。過去、橋梁塗装にはフタル酸系の塗装が一般的に使用されていた。そのため海上や沿岸部等において早期に塗膜が劣化し、4~5年の塗替え周期を要していた。最近では塗料の開発に伴い、腐食環境の厳しい地域には重防食塗装系（ジンク、エポキシ樹脂）、高耐候性塗装系（ウレタン、フッ素、シリコンなど）が使用されるようになり²⁰⁾、再塗装までの期間が延びつつある。一例として大三島橋では厚膜型無機ジンクをベースとした重防食塗装が使用され、10年経過後も一般部は健全な状態が維持されている。環境条件に応じた塗装系の選定と、適切な周期で塗替え塗装を行うことにより、構造物は長期間にわたり良好な防食状態に保たれる。

塗膜が劣化し防食機能を失ったまま放置すると鋼材の腐食は進行する。腐食は分布状況から全面腐食と局部腐食に大別できる。全面腐食は鋼材の表面がほぼ均一に消耗する現象であり、鋼材を大気中にさらしたときに生じる。一方、局部腐食は、材質や腐食環境、腐食反応の機構が不均一なときに局部的に腐食が進行する現象であり、部分的に深い孔状や溝状の腐食となる。

(3) 腐食に影響を及ぼす要因

大気中の腐食因子としては、湿度、温度、降雨量、日照、汚染物質（海塩粒子、亜硫酸ガス等）などがあり、これらの影響度によって腐食速度が決まってくる。鏽は水と酸素の存在で発生するものであるから、湿度は腐食の直接的要因であり影響度は大きい。一般に湿度が60%以上になると素地鉄の露出面に鏽が発生し始める。日本はほぼ全土にわたり多湿（平均湿度60%~90%程度）であり、塗装の劣化に伴い急速に鏽が発生することが多い。また、温度については気温が高いほど鏽の進行速度が早い傾向がある。これは温度上昇に伴う化学反応速度の上昇に起因するものである。すなわち、鏽の発生進展原理が化学反応によることから高温になるほど腐食速度が早まることがある。

大気中の汚染物質には多くのものがあるが、特に海塩粒子と亜硫酸ガスの影響度が大きい。海塩粒子は波浪が碎けたときに空気中に飛散する海水の微粒子であり、風によって運ばれる。海塩粒子が金属面に付着すると不動態被膜を壊し、鏽の発生、腐食を促進する。亜硫酸ガスは空気中の酸素および水と反応して硫酸となる。したがって、亜硫酸ガスは腐食に対して極めて強い促進剤となる。日照、汚染物質は塗膜の劣化促進の大きな因子である。なお、上述したような腐食因子の影響が大きな環境下において、その環境に適合しない防食対策を選定した場合には早期に腐食が進むこととなる。

(4) 腐食が強度に及ぼす影響

腐食が生じると部材断面が減少するため強度および剛性が低下する。局部腐食や孔食が生じた場合には、腐食箇所に応力集中が起こり疲労強度の低下することがある。また、腐食が進行している環境中でその部材に繰返し応力が作用する場合には、通常の疲労破壊応力より小さい応力で破壊する、いわゆる腐食疲労の現象が起こる。さらに、高力ボルトの遅れ破壊に見られるように静的な引張応力を受ける鋼材が腐食と応力との相乗作用によりき裂発生あるいは破断することがある。

鋼橋部材の腐食に関しては、発生部位あるいは進行状態によって鋼橋の機能に重大な影響を及ぼすことがある。主桁や主構における著しい腐食は、部材強度のみならず橋梁全体の耐荷性能を低下させる。一方、床組部材や二次部材での腐食については、一般的には隣接する健全な部材が腐食部材を補うように各部材間で内力の再分配が行われ、直ちに橋梁が危険な状態になるとは言えない。例えば、トラス橋の下横構などの二次的部材に腐食が進行しても、外力

に対する内力の再分配が行われて隣接する健全な主構の応力が多少増加し、トラス橋の立体的な剛性はやや低下するものの構造機能の面での影響は少なく、交通規制や部材補強などの対処を即座に行う必要はない。

1.3.2 鋼橋における腐食と維持管理

(1) 腐食に対する維持管理の重要性

局所的な腐食については、腐食部分を修復（補修）し、耐荷性能を回復させることが可能である。しかし、全体的に腐食が進行し、特に主要部材の腐食が著しい場合には、供用の安全性の確保が困難となり、交通規制や使用停止などの対策を実施しなければならなくなる。さらに、修復のための補修が広範囲、かつ大掛かりとなり経済的な見地から架替えを考える必要も生じてくる。したがって、腐食の進行が軽微なうちに異常を早期に発見し、適切な対策を講じることが肝要であり、そのための維持管理は重要であると言える。

図-1.16は、昭和52年から昭和62年までの10年間に架替え工事を実施した道路橋について、その理由を調べた結果である²¹⁾。架替えの理由については、改良工事および幅員不足などの機能上の問題によるものが半数以上を占めており、続いて橋梁の上部構造における損傷が15%程度となっている。この上部構造の損傷が原因とされた鋼橋についてその内容をみると鋼材の腐食が半数以上を占めている。もちろん、腐食劣化に対しては補修が可能であり、必ずしもそれのみで架替えが行われたとは考えられないが、重要な動機となっているのは事実である。このように腐食は架替え理由の大きな部分を占めており、このことからも腐食の重大性および維持管理の重要性を認識することができる。

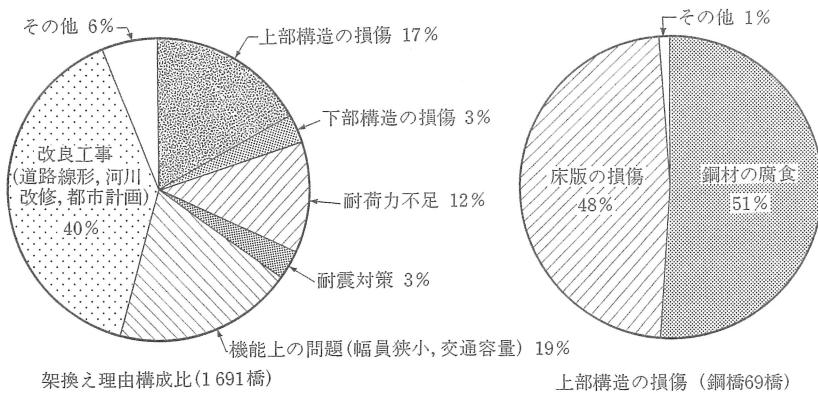


図-1.16 道路橋の架換え理由の調査結果

(2) 鋼橋における腐食の特徴

鋼橋において“どのような環境において”, “どのような部位に”, “どのようなことが原因で”腐食が発生するのかを理解することは、既設橋の維持管理を行ううえで非常に重要なことである。また、新橋の防錆防食を考えるうえでも有用なことである。

表-1.2は国内の鋼道路橋を対象に文献あるいは実橋調査報告書から代表的な腐食事例を収集し、橋梁形式および損傷部位ごとに整理したものである²²⁾。鋼橋における腐食は周辺環境、橋梁の各部位あるいは部材の形状に大きく左右されるが、その原因についてははある程度限定されたものであると言える。

図-1.17は鋼道路橋の腐食事例からその原因を整理したものである²²⁾。全数で150橋程度の事例が収集されており、そのうち、鋼桁橋における事例が最も多く全体の半数程度を占めている。また、箱桁橋、トラス橋、アーチ橋についても20橋程度の事例が収集されている。橋梁形式を問わず、床版ひび割れ損傷部や打継ぎ不良部等からの漏水(I), 伸縮装置部や床版端部からの雨水の落下・漏水(II)が腐食原因全体の半数程度を占めている。箱桁橋においては、

表-1.2 鋼道路橋における代表的腐食事例の分類

構造形式	変状部材	発生位置	変状程度	竣工時期	発見時期	供用年数	原因	対策
単純合成鋼桁	主桁			1969				
	主桁下フランジ			1973	1986	13	排水管・伸縮継手・床版からの漏水	排水管・伸縮継手の取替え再塗装, 床版クラックへの樹脂注入
	主桁腹板と下フランジ		腹板に開孔 下フランジ厚が半減	1964				
	主桁腹板と下フランジ		腹板に開孔 下フランジ厚が半減				伸縮継手・床版打継目からの漏水	腐食部を切断し, 下フランジを溶接して切欠桁に構造変更
	主桁腹板と下フランジ			1968	1988	20	伸縮継手からの漏水	
	脊			1962				
連続鋼桁	主桁腹板と下フランジ						床版打継目からの漏水	バイパス材を用いて腐食部を撤去し, 下フランジ・腹板を新たに設置
	ピンプレート						伸縮継手からの漏水	架け違い部ヒンジ脊の取替え
	主桁端部						伸縮継手からの漏水	再塗装
単純合成箱桁	主桁下フランジ		下フランジ幅の3/4が欠落	1961	1989	28	伸縮継手からの漏水	カバープレートによる断面補強
連続鋼床版箱桁	添接板, 高力ボルト			1970	1978	08	添接部から漏水	添接板, 高力ボルトの取替え再塗装
	プラケット						排水栓からの漏水	
	プラケット縦桁						鋼製高欄取付部から漏水	RC高欄への取替え止水板の取付け
	ローラー脊	ロッカ一部	機能低下			30	塩害(海上に位置)	脊の取替え
下路アーチ (ランガー・ゲルバー)	側径間主桁腹板		貫通孔	1955	1991	36	塩害(海上に位置)	
(ローゼ)	補剛桁端部下フランジ			1963	1972	09		
	アーチリブ腹板		断面欠損	1913	1972	59		
	アーチストラット下フランジ		断面欠損	1965	1981	16	飛来塩分	アングル材を高力ボルト接合
連続上路トラス	下弦材, 添接板, 高力ボルト			1975	1989	14	飛来塩分(海岸から2km)	添接板, 高力ボルトの取替え(ほか1件)
鋼床版斜張橋	鋼床版下フランジ						雨水がケーブルを伝って鋼床版内部に侵入	ケーブルのラッピング
鋼製橋脚	部材内面						部材内部の結露 継手部の塗り忘れ	無溶剤型塗料の使用 換気孔の設置
	梁上面						滯水	再塗装
				1969	1984	15	伸縮継手からの漏水	添接板, 高力ボルトの取替え
その他	1本ローラー脊				1978		伸縮継手からの漏水	鏽落し, 防塵カバーの設置

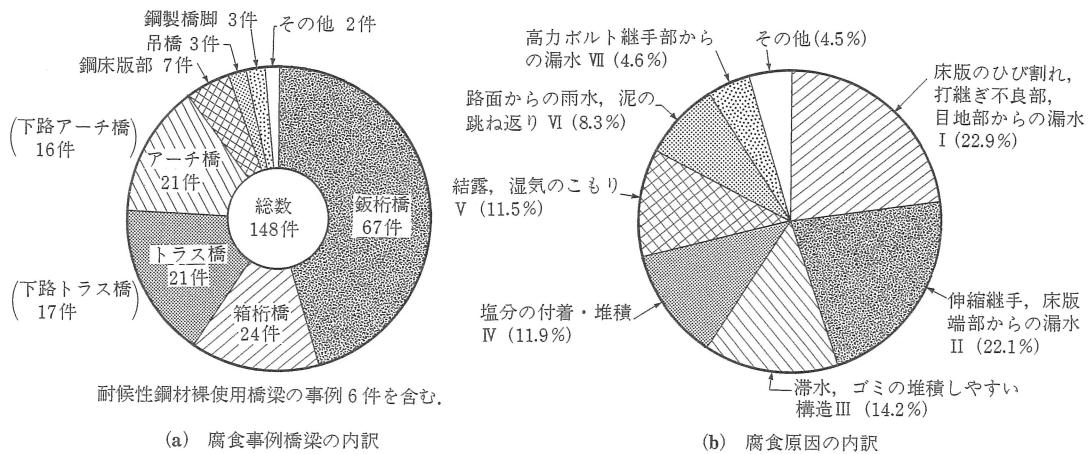


図-1.17 鋼道路橋における腐食原因

高力ボルト継手部からの雨水の侵入（VII）により桁内部に滯水（III）が生じ腐食が発生した事例が多い。下路アーチ橋やトラス橋においては、路面からの雨水や泥の跳ね返り（VI）により主構や弦材あるいは格点部に滯水、ゴミの堆積（III）が生じ腐食している事例が多い結果となっている。これらの腐食事例はいずれも局所的なものであり、このことは鋼橋における腐食の特徴として第一にあげることができる。

橋梁の全体的な腐食としては、海塩粒子の付着（IV）が原因の腐食があげられる。海岸に面した位置あるいは河口部に設けられた橋梁においては海塩粒子の付着が腐食を促進し、全体的に腐食が進行している事例がある。しかし、この場合においても、腐食の程度は橋梁の各部位で異なり付着塩分が雨水で洗い流されにくく堆積するような部位、例えば桁の内側、床組部材、部材格点部などにおいて腐食の発生が著しい。

1.3.3 腐食事例

鋼橋の周辺環境の違いによる腐食の特徴と鋼橋の各部位に生じる代表的な腐食事例について以下に示す。ここで取り上げた事例は設計あるいはメンテナンスにおいて適切な対応がとれなかつたために発生したものがほとんどである。

(1) 鋼橋の周辺環境と腐食事例

腐食に着目し周辺環境を区分すると以下のような分類が可能である。

- ① 沿岸地帯：海岸の近くに位置する鋼橋は海塩粒子の影響を受ける場合が多い。また、強風に直接さらされることが多いため、飛砂などによる塗膜の摩耗も劣化の一因となる。また、海岸から 2 km 程度離れたところでも季節風の影響で飛来塩分による腐食が生じることもある。
- ② 都市、工業地帯：市街地あるいは工業地帯に位置する鋼橋は、亜硫酸ガスの影響を受ける機会が多い。郊外でも風向によりこれらの影響を受ける場合がある。また、重交通量の地域では自動車の排気ガスの影響により、工業地帯と類似の腐食が生じる。
- ③ 高温多湿地帯：沖縄では年間を通じて高温多湿であり、また海洋気候であることから、鋼橋の腐食が著しい。
- ④ 寒冷地、山間部：冬期の融雪、あるいは凍結防止のために塩化カルシウム、塩化ナトリウムなどを散布する地域では、その排水が海塩粒子と同様の影響を及ぼすことがある。

これら環境のうち、①の沿岸地域における腐食事例は多い。特に、付着した海塩粒子が降雨により洗浄されないような部位では腐食速度が早い傾向にある。一般的には床版下の床組部材やその格点部、主桁・主構の内面側などに著しい腐食が発生する。写真-1.5 に鋼橋における腐食事例を示す。腐食表面はかなりの凹凸状態となっており、断面欠損も著しい。塩分の付着は水分の吸収を助長するため、設計時に想定していた以上の速度で腐食が進行する。

③の環境下に位置する鋼橋についても著しい腐食が生じた事例がある。この環境では①で述べた海塩粒子の影響を

重複して受けたことから、その腐食程度も激しいものとなる。写真-1.6にトラス橋の下弦材高力ボルト継手部における腐食事例を示す²³⁾。弦材には箱断面部材が用いられており、その現場継手部にはボルト締付けのためのハンドホールが設けられている。ハンドホールより海塩粒子が箱内部に侵入し、内部の添接板に著しい腐食が発生した事例である。写真-1.7は、実橋より撤去した添接板について、表面の鏽層をサンドブラスト処理により除去し腐食面を観察した結果である。ピットを伴った凹凸の激しい腐食状況となっており、また、ピットの底部にはブラスト処理により除去しきれない塩分が残留し、ブラスト処理後、直ちに水分を吸収し鏽が再発生しているのがわかる。鏽層に侵入した塩分の除去はかなり困難であり、再塗装に際しては十分な素地調整を行うことが必要である。

(2) 橋梁の各部位における腐食事例^{22),24),25)}

鋼橋を構成する各部材は、形状や位置によって比較的長時間にわたり湿潤状態に置かれる場合や桁端部、床版損傷部からの漏水により滯水が生じるような場合がある。このような部位において適切な維持管理を怠った場合には腐食が進行することがある。以下に橋梁の各部位ごとに代表的な腐食とその原因を示す。

① 桁端部における腐食

桁端部には、桁の変形を吸収するとともに路面の連続性を確保するために伸縮装置が設けられる。この伸縮装置の排水機能が不十分な場合には、この部位から雨水が漏水し腐食が発生する。写真-1.8に腐食事例を示す。この種の腐食は、一般環境下での腐食としては最も一般的な腐食であり、排水機能が不十分な鋼製フィンガージョイントを用いた桁端部に多い事例である。最近では、フィンガープレートの直下にシール材を充填し、雨水を路面排水する非排水形式が用いられるようになってきている。このような構造においては、腐食の発生することは少ないが、排水樋を採用している構造あるいは排水樋も設置されていないような構造については、非排水形式に改良する、桁端部の防鏽を強化するなどの対策を講じる必要がある。

同様の桁端部における腐食であるが、伸縮装置上を車両が通過するときの衝撃により鉄筋コンクリート床版の端部が損傷し、この部位から遊離石灰を含んだ雨水が漏水し桁端部が腐食する事例もある。伸縮装置と舗装材あるいは後打ちコンクリートとの境界部には段差が生じやすく、これが衝撃の主原因となっている。

② 床版損傷部からの漏水による腐食

床版コンクリートの打継ぎ部やひび割れ発生部からの漏水が鋼桁の腐食を起こすことも多くある。床版内を伝わった雨水にはアルカリ成分が含まれており、このアルカリ成分に弱い塗装系では塗膜が早期に劣化することとなる。写真-1.9は下路アーチ橋の床組部材における腐食事例である。アーチ橋、トラス橋の床組に死荷重、活荷重が載荷されると主構と縦構とのたわみ差によって縦構を介して床版に引張力が作用し、これにより床版には幅員方向のひび割れが生じやすい。比較的長スパンの橋梁では、床版目地を設けることも行われている。写真に示した事例は、このような床版ひび割れ部からの漏水により生じた腐食である。腐食を防止するためには、床版にひび割れを生じさせないようにすることが第一であるが、ひび割れが発生したとしても雨水が下面に浸透しないように床版と舗装との間に防水層を設けることも重要である。

なお、鋼床版橋梁において、舗装のひび割れ部から雨水が侵入しデッキプレート上面が腐食した事例も報告されている²⁶⁾。

③ 滞水、土砂の堆積しやすい構造部位における腐食

構造的に雨水が集水し、滯水しやすい部位での腐食事例も多い。写真-1.10は下路トラス橋における主構と横構・横構取合部の腐食を示したものである。部材の格点部は雨水、結露水が集まる部位であり、また、車両走行に伴い雨水や泥の跳ね返りを受ける部位でもある。特にガセットプレートやフランジなどの水平面では水はけが悪いことから腐食が生じやすい。山形鋼とレーシングバーで構成されたトラス下弦材内部の腐食も同様である。このような構造では、内部に雨水が侵入すると乾燥が行われにくく腐食が生じやすい。また、沿岸地域、あるいは融雪・凍結防止剤の散布地域の橋梁では、このような部位に塩分が付着、堆積することから、さらに腐食の進行が加速されることになる。

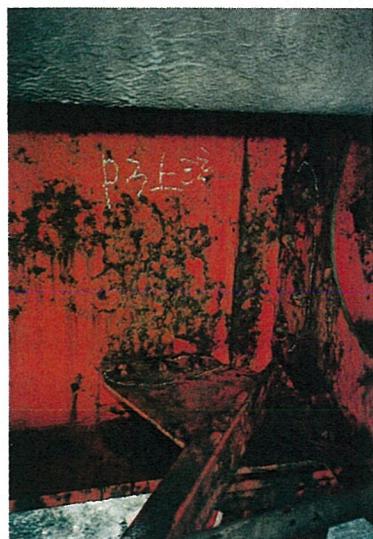


写真-1.5 塩害による鉄杭橋の腐食事例

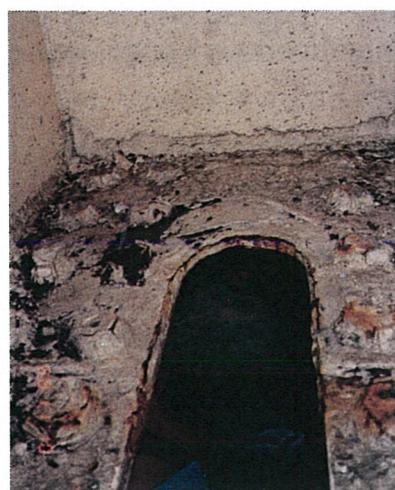
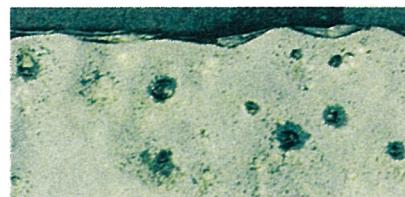


写真-1.6 トラス橋の弦材高力ボルト継手部の腐食事例



(a) ピットを伴った凹凸状況



(b) ピット底部からの発錆

写真-1.7 海塩粒子の付着に伴う腐食表面状況



写真-1.8 鉄杭橋の杭端部における腐食事例

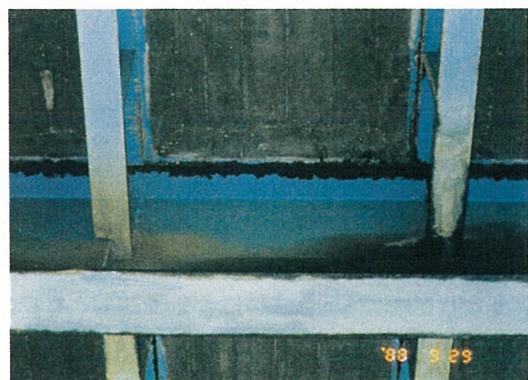


写真-1.9 下路アーチ橋の床組部材の腐食事例



写真-1.10 下路トラス橋の主構と床組部材接合部の腐食事例



写真-1.11 箱桁内部の腐食事例

箱桁内部もいったん雨水が侵入した場合には滯水が生じやすい構造と言える。写真-1.11は箱内部での腐食事例を示したものである。湿気のこもりや結露なども原因の一つと考えられるが、高力ボルト継手部における隙間や桁端ダイヤフラムの開口部からの雨水の侵入も重要な原因と言える。また、開断面箱桁では床版損傷部からの漏水が腐食を引き起こす。部材に適切な勾配や排水孔を設けるなどの配慮によりこのような腐食の発生を軽減させることは可能である。

④ 塗膜の品質が確保しにくい部位における腐食

塗装の品質、特に塗膜厚の確保が行いにくい部位として、現場継手部や部材のコバ面などがある。現場継手部はボルト頭やナット、リベット頭などの突出により形状が複雑であり、一定品質の塗装が行いにくい。また、部材の角部がガス切断や切削仕上げにより鋭いエッジになっていると、塗料が十分に付着せず塗膜が薄くなる傾向にある²⁷⁾。そのため、一般部に比べ塗膜劣化が生じやすく、適切な塗替えが実施されない場合には腐食が進行する。これらの部位については下塗塗装を1層先行塗りし防錆性能を高める、あるいは部材の角部については道路橋示方書²⁸⁾に示されているような面取り（1mm程度）や曲面仕上げを行うなどして塗膜厚さを確保するのが望ましい。

写真-1.12は現場継手部の腐食を示したものである。リベット頭の腐食に関しては、リベット継手における力の伝達機構上、それほど問題は生じない。しかし、高力ボルトの腐食は締付け軸力の減少を招きすべり耐力の低下につながることもある²⁹⁾。

鉄道橋における上フランジの枕木下面も塗装の行いにくい部位である。しかも、この部位では滯水が生じやすく、また、腐食が生じても十分な素地調整ができないまま再塗装がなされることもある。このようなことから、鉄道橋では縦桁の上フランジの腐食事例は比較的多い。

⑤ ケーブルの腐食

近年、吊橋、斜張橋、ニールセン橋などケーブル材を使用した橋梁が数多く架けられているが、国外においてケーブル材の素線に錆、腐食の生じた事例が報告されている^{30)~32)}。これらタイプの橋梁ではケーブルが主部材であり、その損傷は橋梁の安全性を左右する重要な損傷である。ケーブルの防錆方法としては亜鉛メッキ素線を用いるとともに、塗装、テープ被覆、プラスチック被覆等が施されることが多い。ケーブルにおける防食加工の弱点部は、ケーブルバンド部、サドル部、ソケット部、アンカ一部およびラッピング継手部であって、これらの部位からしみ込んだ水蒸気や水分あるいは凍結防止材により腐食することが多い。

国内においても腐食によるケーブルの損傷および取替えの事例が報告されている。補剛吊橋の主ケーブルのアンカ一部において19本平行に束ねたストランドロープ（I.W.S.C. 7×19, 径40mm, 上層素線径2.7mm, メッキ種）のうちの1本のストランドが腐食により破断した事例がある³³⁾。この事例では、主ケーブルの部分的な補修ではなく、補剛トラスをアーチリブで支えるアーチ橋への改造が行われている。このような事例以外にも中小の簡易吊橋におい



写真-1.12 高力ボルト継手部における腐食事例



写真-1.13 無塗装耐候性橋梁における層状剥離錆

てケーブルがアンカー部で破断し落橋した事例もある。

ケーブル索線の腐食に関しては、定期的に検査する必要があるが、従来は外部からの目視点検が主であり、防錆処理されたケーブルの非破壊検査手法の確立や維持管理を考慮したケーブル構造の検討が課題である。

⑥ 鋼製橋脚内部の腐食

鋼製橋脚の高力ボルト継手部から雨水が内部に浸透し滯水が生じ腐食の発生した事例がある。脚内部は風通しが悪く、乾燥しにくい部位であり、また、腐食の発生を確認しにくい部位であることから、防錆には十分な配慮が必要である。防錆性能に優れた塗装系を使用する、継手部のシールを行う、水抜き孔を設けるなどの配慮が必要である。

⑦ 無塗装耐候性橋梁の異常発錆

耐候性鋼材の無塗装使用の成否は、架橋地点の環境条件に左右される。安定した錆の生成に影響を及ぼす因子として海からの飛来塩分の影響があげられる。沖縄、日本海沿岸および外洋に直接面した沿岸地域では季節風や台風により飛来塩分が鋼材表面に付着し、層状剝離錆と呼ばれる不安定な進行性の錆が生じる³⁴⁾。写真-1.13にその事例を示す。鉄桁の下フランジ下面に層状の剝離錆が生じた事例であるが、このような場合には、錆の安定化は期待できない。耐候性鋼材を無塗装で使用する場合には、架橋地点の環境条件調査（特に飛来塩分量調査）を行い、裸使用に適した環境であるか事前検討することが重要である。

⑧ その他特殊部位における腐食

排水管からの落水や上下水道管の継手部からの漏水により、局部的な腐食が発生した事例がある。排水管の取付け位置の不備を設計時、あるいは工場仮組み時においてチェックする、また、施工時においては継手部のシールを丁寧に行うなどして本体構造物へ悪影響を及ぼさないようにすることが重要である。

コンクリートへの埋込み部材においても腐食が発生する。下路トラス橋やアーチ橋では、斜材や吊り材が歩道床版部を貫通する構造形式を用いることがある。このような埋込み部の防錆に関しては維持管理が困難であり、また、腐食の進行を確認することが容易でないことから、設計時に防錆には十分に配慮し、防食テープの貼付、FRPカバーの実施といった塗装以外の特殊防錆対策を検討することも必要と考えられる。

その他特殊な要因による腐食として、異種金属間の腐食がある。高欄あるいはその取付けボルトに鋼材以外の材料（ステンレス材やアルミニウム合金）を使用した場合には隙間腐食や鋼材との接触腐食を生じることがある。また、アルミニウム合金は、コンクリートのようなアルカリ性の強い材料との接触においても電気化学的作用による腐食が生じやすいので、絶縁材料を挿入する、あるいは陽極酸化表面処理が行われることが多い。

1.3.4 腐食に対する補修方法

腐食の生じた部材に対しては何らかの対策を講じることが必要となってくる。耐荷性能上特に問題がなく、かつ使用性に支障をきたさないような場合には、腐食の原因を除去し、再塗装するような対策で十分と言えるが、断面の欠損が著しく、耐荷力不足を生じているような場合には、断面回復のための処置が必要となってくる。もちろんこの場合においても、構造的な改良により腐食の原因を除去する、あるいはより防食性に優れた処理を実施するなどの対策を併用することは必要である。

腐食減厚部の断面回復のための補修方法としては、

- ① 腐食部に当て板を添接する
- ② 腐食部分を切断撤去し同材、同厚の新規材を挿入する
- ③ 腐食部材を新しい部材に交換する

などの方法が考えられる。これら方法のうち、③については、腐食の範囲が広範囲であり、かつ腐食の程度が著しく、①、②の対策では耐荷性能の十分な回復が望めないような場合についてのみ実施する対策である。大部分の腐食事例は局所的であり、①、②の方法で部材の耐荷性能を回復することが可能である。

①の方法は、腐食減厚相当分を当て板の添接により補おうとする方法である。当て板の接合方法としては、溶接接合と高力ボルト接合が考えられる。疲労が問題となるような部材、部位での溶接接合に関しては、疲労に対する新たな弱点を設けることにつながることから、その使用にあたっては疲労強度上の十分な検討が必要となる。高力ボルト接合については、強度あるいは施工性の面から支圧接合より摩擦接合とするのが有利である。この場合、腐食による凹凸が著しいような面を摩擦面として利用した場合に、力の伝達がどの程度期待できるのかを検討することが必要である。また、凹凸部と当て板との間に生じる隙間部の防鏽も必要である³⁵⁾。

②の方法については、腐食部分を一時的に撤去することから、断面欠損時の耐荷性能上の問題が発生する。撤去時に部材の仮受けを実施することが可能であれば問題はないが、実際は困難な場合が多い。このような場合の対処方法として、一時的に荷重を伝達する部材（バイパス部材）を添加する方法が行われる³⁶⁾。このような方法を用いる場合には、添加材接合部の構造詳細に関し疲労強度面からの十分な検討を行い、疲労に対する弱点を残さないようにすることが重要である。

1.4 高力ボルトの遅れ破壊

1.4.1 高力ボルトの遅れ破壊

鋼橋部材の現場継手には、高力ボルト摩擦接合が一般的に用いられる。この高力ボルトに遅れ破壊が原因と考えられる損傷が確認されている。

遅れ破壊は静的な荷重が継続的に加えられている状態で、ある時間経過した後に外見上ほとんど変形することなしに突然脆的に破壊を起こす現象である。表面の切欠きや腐食孔等の応力集中源を起点としてき裂が発生し、それが時間とともに進行して、最後に残り断面で負荷荷重に耐えられなくなり急激に破壊が生じる。遅れ破壊の原因、機構についてはまだ不明な点が多いが、高力ボルトの遅れ破壊については水素脆化による割れ（陰極反応）と応力腐食による割れ（陽極反応）の双方が考えられている。また、昭和46年～52年頃に製造されたボロン添加鋼を用いたボルトに多く見受けられることから、ボロンの添加との因果関係についても論議されている。

高力ボルトにおける遅れ破壊の発生位置を図-1.18に示す。損傷が確認された初期には不完全ネジ部からの破断が多く確認されたが、その後、この部位の形状が改善されることにより、ナットのかかり部からの破断が最も多くなり、次いで、ボルトの首下部、不完全ネジ部の順となっている。

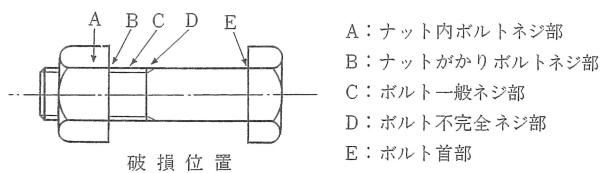


図-1.18 高力ボルトの遅れ破壊の発生位置

1.4.2 鋼橋における高力ボルトの遅れ破壊事例

高力ボルトの遅れ破壊は、F13Tの高力ボルトにおいて最初に発生し、その後、F11T高力ボルトにおいてもその発生が確認されるようになってきた。表-1.3は首都高速道路公団が昭和55年～昭和57年に実施した損傷調査の結果を示したものである³⁷⁾。使用されている高力ボルトはすべてF11T高力ボルトであるが、損傷率はボルト全数比で0.2%以下である。なお、上部構造における損傷率が平均で0.11%であるのに対し、橋脚では0.35%と上部構造より高い発生率となっている。橋脚内部は湿気がこもりやすく、また滯水が生じているような事例も見受けられ、腐食しやすい環境が遅れ破壊の発生に影響を及ぼしているものと考えられる。写真-1.14は実橋現場継手における遅れ破壊事例を示したものである。

高力ボルトの遅れ破壊に関しては、現状ではその発生率が低く、それが直接構造物の破壊につながるものではないが、添接部のすべり耐力に対する安全率を低下させることとなる。また、都市内高架構造などでは破損したボルトが落下して第三者に危険を及ぼすことが考えられ、その面での対策が必要となる。

表-1.3 高力ボルトの遅れ破壊の発生割合

構造種別	調査本数	欠陥数	損傷数	調査率	損傷率
上部構造(桁)	鋼桁	81 412	81(7)	47[5]	61.8 0.07
	箱桁	48 852	49(1)	12[12]	32.4 0.03
	鋼床版	35 568	14(1)	3[11]	10.0 0.04
	横桁	142 289	115(20)	63	54.8 0.06
	横構	25 333	285(23)	202	70.9 0.89
	対傾構	19 846	18(2)	10	55.6 0.06
	その他	8 957	0	—	0
計		362 257	562(54)	337[28]	63.1 0.11
下部構脚造	柱	81 028	386(33)	202[4]	52.9 0.29
	梁	68 040	318(26)	226	71.1 0.37
	計	149 068	704(59)	428[4]	61.1 0.35
合計		511 325	1 266(113)	764[32]	61.9 0.18

() 内の値は欠落ボルト数

〔 〕内の値は欠陥数のうち取替え不能ボルトの本数

調査率 = {損傷数 / (欠陥数 - 取替え不能ボルト数)} × 100 (%)

損傷率 = {(損傷数 + 欠落ボルト数) / 調査本数} × 100 (%)

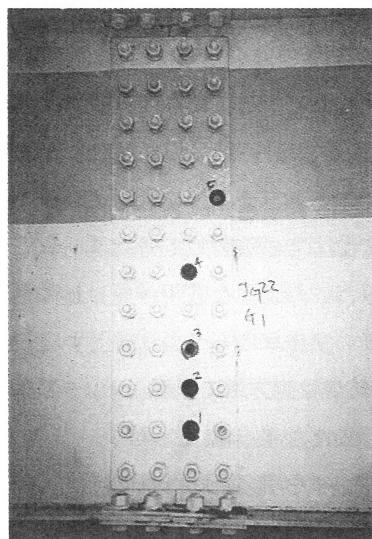


写真-1.14 高力ボルト継手部における高力ボルトの遅れ破壊事例

1.4.3 高力ボルトの遅れ破壊に対する点検

(1) 遅れ破壊ボルトの点検

高力ボルトの遅れ破壊は、ボルトが完全破断し、継手部より脱落しているような場合には、外観上からその確認が容易である。しかし、遅れ破壊は生じているものの未破断のものについては、外観上、健全ボルトとの区別はできない。また、継手部からボルトを取り外し非破壊試験により確認するような方法は、実橋継手部には適用できない。実橋ではボルトが締め付けられた状態でボルト軸部に生じている遅れ破壊を検出する手法が必要となる。

現在、高力ボルトの遅れ破壊に対する現地調査方法として、たたき点検法と超音波探傷法の2方法が主として用いられている。

たたき点検は遅れ破壊の発生を直接的に検出するのではなく、ボルトの緩みを熟練者の勘により判断し、遅れ破壊の発生を間接的に推定する方法である。この方法においては、能率良く簡単に点検を実施することができる反面、判定は点検員の主觀によるところが大きく、その技量に左右されやすい。また、遅れ破壊の発生を直接検出する方法ではないため、単なる緩みなのか遅れ破壊に伴う軸力低下による緩みなのかの判定は困難である。

超音波探傷法による点検には、ボルト軸力の緩み測定と遅れ破壊き裂の探傷の2種類がある。前者の方法は超音波がボルト軸方向に伝播する時間の差異を利用した方法である。この方法では、締付け軸力とボルト長に関するキャリブレーションが重要であり、ボルトの寸法精度を考えた場合、最終的にはボルトを取り外すことが必要となり実橋を対象とした測定には不向きである。後者の方法は使用中のボルト軸部におけるき裂の有無を超音波パルスエコーの波形で判断する方法である。この方法によれば実橋の遅れ破壊ボルトの直接的な検出が可能であるが、設定感度や探傷面の平滑性により探傷精度が異なることに注意することが必要である。また、短時間で大量のボルトを点検処理することは困難である。

ボルトを実橋部材より撤去して損傷を検出する方法としては、磁粉探傷試験、浸透探傷試験などの非破壊試験が考えられるが、このような方法は、たたき点検あるいは超音波探傷法により異常ボルトと認められたものについての最終確認検査として用いる方法と言える。

実橋損傷ボルトからサンプリングした試験ボルトを用い、各種検出方法による結果を比較したものを図-1.19に示

す³⁸⁾。磁粉探傷試験による検出結果（46本）を100%と考え、超音波探傷法による結果を評価すると、破損ボルトのうちの約80%程度のボルト（37本）を検出していることとなる。これに対し、たたき点検では20%程度（9本）の検出となっており、超音波探傷法に比較して検出能力の劣る方法であると言える。なお、この調査結果は、抜き取り時においてすでに破断していたボルトについては対象外としており、このような破断ボルトも考慮した場合には、たたき点検の検出率はもう少し向上するものと考えられる。

(2) 非破壊検査方法の概要

① 手動たたき点検

検鉗ハンマを用いた「たたき点検」は、リベットの緩みの検出方法として従来から用いられていた方法であり、最も簡易な点検方法と言える。たたき点検における打診方法を図-1.20に示す。高力ボルトのナット側面を検鉗ハンマで3～4回たたき、ハンマ打撃点と90°～180°の位置に当てた指に伝わる振動、打撃時のナットの挙動あるいは音の違いによって損傷ボルトや軸力不足ボルトを検出する方法である。ボルトにき裂あるいは緩みがある場合には、「ビィーン」という感じの振動が指に伝わり、その感覚的な現象により判定を行うこととなる。したがって、点検結果に個人差が生じる可能性が大きく、精度の良い検出を行うためには相当の経験が必要である。また、音による判断については締付け材の剛性の相違あるいは周辺環境により反響音が異なることがあり非常に困難である。

② 自動たたき点検

手動たたき点検における欠点を補う方法として、たたき点検の簡易さをそのまま利用し、手動ハンマと人間の指の感触を自動化、定量化することでボルトの緩みを現場においてリアルタイムで検知する方法が開発されている³⁹⁾。この方法は、ナットの頭をボルト軸のせん断方向にモータカムバネ方式のハンマによって打撃し、それによって得られるハンマの打撃力とナットの加速度およびこれらの波形からボルトの緩み程度を総合的に判断するものである。実橋での検出精度に関してはまだ十分なデータはないが、初期導入軸力22.5 tf のM 22高力ボルトに対し残存軸力が10 tf 以下の場合に検出が可能であることが室内実験で確認されている。写真-1.15にこの方法による点検状況を示す。

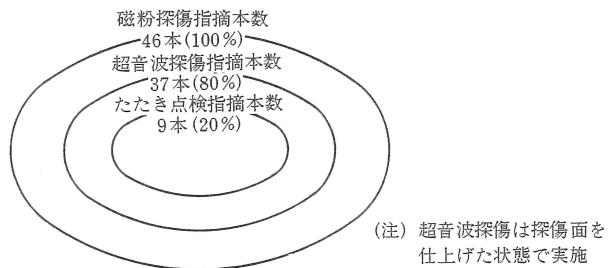


図-1.19 高力ボルトの遅れ破壊に対する各種検出方法の比較

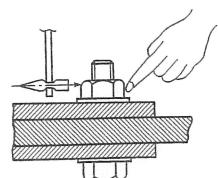


図-1.20 手動たたき点検の打診方法

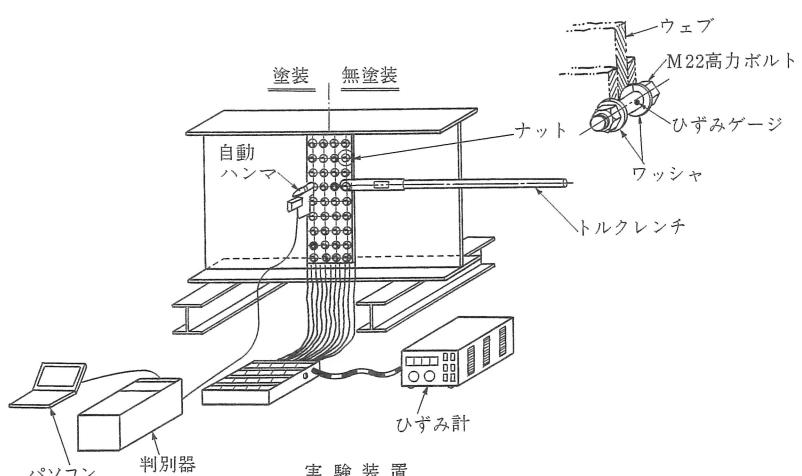
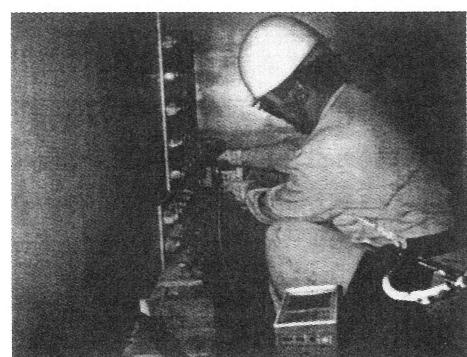


写真-1.15 自動たたき点検作業の状況

③ 超音波探傷法

超音波探傷法は、図-1.21に示すようにボルト端部より探傷を行い底面のエコーの有無、ならびに異常エコーの発生により損傷の位置および大きさを検出する方法である³⁷⁾。この方法は、超音波探傷試験の資格を有する技術者により行われるが、有資格者でも高力ボルトの点検に初めて従事する者については、人工傷を付与した高力ボルトにより異常エコーの特徴を把握しておくことが必要である。探触子については $\phi 10\text{ mm}$ の 5 MHz 程度の探触子を用いるのが望ましく、高力ボルトに直接探触子を当てて探傷する方法が一般的である。探傷装置のキャリブレーションは、標準試験片を用いて調査対象となるボルト長に合うようにビーム路程（超音波ビームの進行方向に沿った距離）を調整することが必要である。探傷面としてはボルト軸の先端あるいはボルト頭部のどちらも利用できるが、ボルト頭側については刻印による凹凸があることから写真-1.16に示すような専用治具を用いて探傷する必要がある。また、ボルト先端については、その形状がメーカーにより凹、平、凸と異なっており、平らに切削仕上げを行ってから探傷を実施するのが精度の面から望ましい。なお、ネジ部に発生したき裂の検出限界としては、き裂深さが 3 mm 程度のものについて検出可能であるとされている。写真-1.17は超音波探傷器のプラウン管に写った超音波エコーを示したものである。破損ボルトでは、送信パルスと底面エコーとの間に遅れ破壊割れからのエコーが現れ、かつ底面エコーがはっきり現れないことが多い。

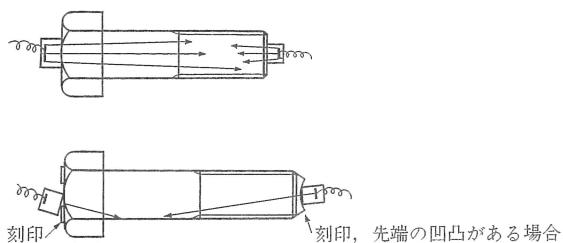


図-1.21 超音波探傷法による遅れ破壊の検出

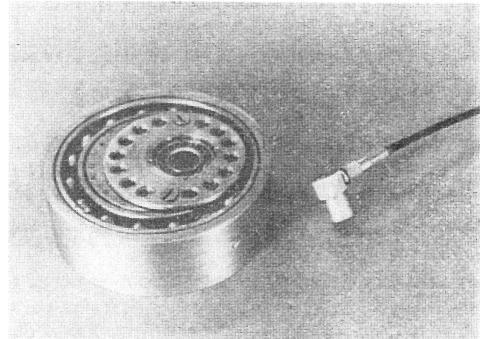


写真-1.16 超音波探傷試験における専用治具

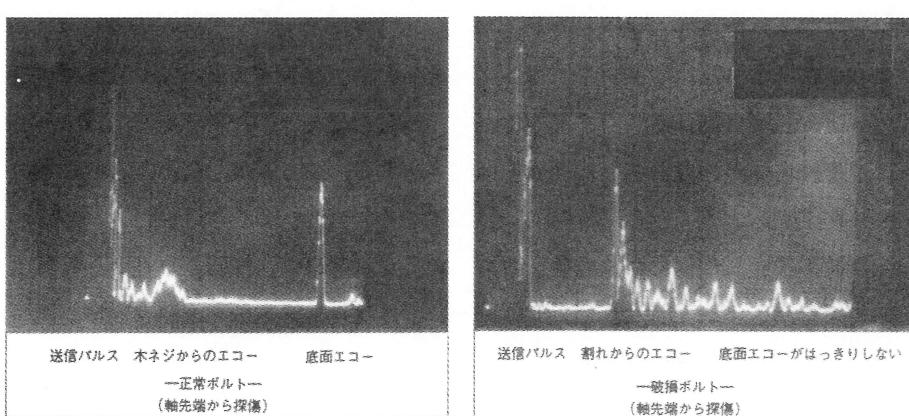
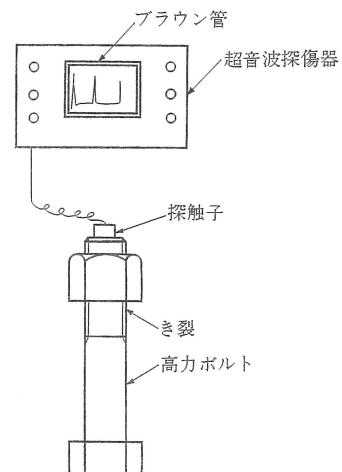


写真-1.17 超音波探傷試験による欠陥波形



1.4.4 遅れ破壊ボルトの取替え方法

現状では破損ボルトを遅れ破壊感受性が少ないF10Tボルトへ取り替えることが実施されているが、予防保全も兼ね破損の確認された継手あるいは橋梁の全数ボルトについて取替えが実施された事例もある。

遅れ破壊が生じたF11T, F13T高力ボルトの取替えに際しては、死荷重や活荷重の一部が載荷された状態で取替えを行うことによるすべり耐力の変動に対する検討と締付け軸力の少ないF10T高力ボルトへ取り替えることによるすべり耐力の低下に関する照査とが必要となる。前者の問題に関しては、荷重が載荷された状態での取替え実験が行われており、その結果によると、継手内的一部のボルトを取り替えた場合、継手全数のボルトを逐次取り替えた場合とも継手のすべり耐力に大きな変動がないことが確認されている⁴⁰⁾。後者の問題に関してはF11T高力ボルトの取替えとF13T高力ボルトの取替えで多少異なる。F11T高力ボルトからF10T高力ボルトへの取替えについては、その締付け軸力差が約5%と少なく、継手部の許容強度を計算応力が超過する例は少ない。また、超過した場合であっても、添接板と主材とのなじみによる摩擦力の増加が期待できる、あるいは死荷重作用下での取替えにおいては、取替え順序を適切に選ぶことにより各ボルトへの摩擦伝達力が平均化され最終すべり耐力に大きな違いは生じないなどの理由から作用応力の超過を許してそのまま使用される場合が多い。F13TからF10T高力ボルトの取替えについては、締付け軸力差が大きく、計算応力が許容強度を超過してしまうことが多い。このような場合の対処としては①F10T高力ボルトの締付け軸力を高める、②使用するボルト径を大きくする、③ボルト本数を多くするなどが考えられる。①の軸力を高める方法に関しては、ボルトの降伏点に対する安全率を低下させることになる。また、遅れ破壊に対する安全性の問題も発生する。②、③の方法については、縁端距離、ボルト間隔の不足などの制約あるいは拡孔作業の必要性などの問題、拡孔に伴う純断面積の減少の問題などがあり実橋での適用を困難にしている。このようにF13T高力ボルトからF10T高力ボルトへの取替えについては、その手法が確立されていないのが現状である。なお、最近、遅れ破壊感受性の低い高強度のボルト(F15Tクラス)に関しての研究もなされており、今後、このようなボルトによる取替えも考えられる。

床版コンクリートに接触している上フランジ添接部での取替えについては、ナットがコンクリート中に埋没しているため苦慮する場合が多い。床版コンクリートのはつり作業を行わずに取り替える方法として、ボルト破断後に残置されたボルト軸部にドリル孔を設け、左ネジタップを左回転させることにより抜き取り、コンクリート中に残されたナットに新規ボルトを頭側から回転角法により締め付けることも行われている。また、トラス弦材のような小閉断面部材の上フランジ部については前述のような方法の適用も困難なため、高力ボルトの取替えは行わず、上フランジコバ面に軸力伝達部材としての補強材(バイパス材)を添加した事例もある⁴¹⁾。

1.5 摩耗、緩みによる変状事例

鋼材接触面の摩耗や接合部の緩みは、それ自体が強度あるいは機能を低下させる要因であるが、それとともに他の損傷を誘発させる要因ともなる。

摩耗については、長年の移動、回転変位の繰返し作用により発生するもので、支承部のすべり面やローラー接触面、ピン連結部およびリベット継手部においてその発生が確認されている。摩耗による減厚、緩みは接触部材間にがたつきを発生させ、力の伝達に支障をきたすばかりか、異常音の発生にもつながる。支承のベアリングプレートの固着も上部構造に重大な損傷を招く。支承部の回転、移動機能が損なわれた結果、上部構造に予期しない応力が作用し支承取付け用のソールプレート溶接部に疲労損傷の発生した事例もある。

摩耗による変状事例としてピン結合トラスにおけるアイバーピン孔部の損傷がある。ピン結合トラスは格点部において弦材、斜材、垂直材をピンで連結したトラス橋である。その多くは明治時代に架設されたものであり、現在では主に鉄道橋として一部が供用されているのみであるが、その歴史的価値から延命化を図り保存していくことも必要か

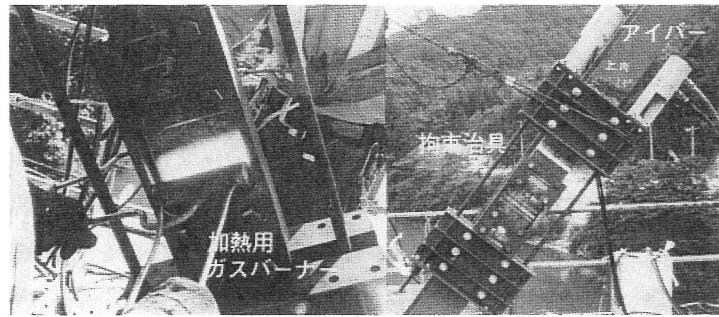


写真-1.18 ピントラスにおけるアイバーの短縮状況

と思われる。このピン結合トラスにおいて、ピンと斜材アイバーのピン孔部が長年の回転摩擦により摩耗し、斜材アイバーの弛緩に伴いトラス部材の軸力にアンバランスが生じた事例がある⁴²⁾。これはピントラスの宿命とも言うべき構造的な問題であり、列車通過時のたわみや横揺れを大きくする原因となっている。また、このピン連結部に関しては、ピンの腐食あるいはアイバーの疲労破断などの損傷が併発している場合もある。写真-1.18は弛緩したアイバーを短縮し、所定の軸力を再導入する方法を示したものである。アイバー部材に拘束治具を設置した後に加熱、冷却して部材長を短縮させることにより再緊張させる方法である。

リベット接合部の損傷としてリベットの緩みとリベット孔縁からの疲労き裂の発生がある。双方が同時に発生することは少なく、どちらか一方の変状として発生する場合が多い。リベットの緩みについては、リベットに引張力、振動が作用する場合やリベット頭やリベット付近が腐食している場合に発生しやすい。緩みの有無についての検査は、リベット頭を検錐ハンマでたたいて検査する方法もあるが、一般的には目視でリベットの回りに錆汁が発生しているかどうか、あるいは継手の接触面に錆汁が出ていないかどうかを検査する方法が用いられている。リベット接合部に緩みが生じたものについては早急に取り替える必要があるが、新しいリベットへの取替えは熟練工の不足から現実的でない。摩擦接合用の高力ボルトへの取替えについては、支圧接合と根本的に力の伝達機構が異なることからリベットとの混用は避けなければならず、継手全数のリベットを取り替えることとなる。その場合、リベットと高力ボルトの許容力の差を考慮して継手強度の照査を行う必要がある。また、リベット杭として組み立てられたものについては、部材の接触面に防錆塗装が施されていることから十分な摩擦係数を確保するために塗料の除去が必要である。さらに、リベット頭回りの添接板が腐食している場合には、高力ボルトの座金面と添接板との十分な接触が得られないことから添接板についても取り替えることが必要である。一継手群のリベットのうち、数本のリベットを取り替える場合には、力の伝達機構が同じである支圧接合用高力ボルト（打込式高力ボルト）を用いることが好ましい。リベットの撤去方法としては、ガス切断による方法とドリルによる方法があるが、母材を傷つけさせないことや過大な熱を加えないことが好ましく、この点からはドリルによる撤去を行うのが良い。

1.6 災害による損傷

鋼橋の寿命に影響を及ぼす他の要因として、地震、洪水などの自然災害による損傷と火災、車両の衝突、車両からの重量物の落下などの人的災害による損傷がある。これら要因による損傷は、長年にわたり徐々に進行するものではなく、災害発生時において瞬時に機能の低下が進行するものであり、この意味においては腐食、疲労などによる劣化現象とは性質を異にするものである。

災害による損傷のうち、地震による損傷に関しては最もその危険性が大きなものである。しかし、これまでの地震による橋梁構造物の被害をみてみると、その大部分は橋脚や橋台部における異常と支承部の破損であり、鋼上部構造の落橋・損傷については、支承・下部構造の移動や崩壊が原因で生じた場合が多く、また、架設年次の古い橋梁では

落橋防止構造が不十分な場合もあり、それが一因ともなっている。一般に橋梁上部構造は、それ自体が地震によって直接的に大きな損傷を受けることは少ない。地震時において落橋防止装置や支承に期待する機能やその設計法については今後再検討する必要があるが、橋梁を構成する各部材、部位レベルでの検討のほかにも構造物全体のシステムとしての耐震性に関する検討を行っていく必要がある。

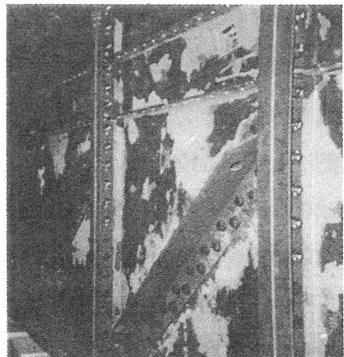
洪水によっても橋梁構造物は被害を被ることがある。この場合においても上部工が直接被害を受けた例は少なく、基礎の洗掘、橋脚・橋台の倒壊に伴い上部工が落橋あるいは不等沈下による変形を生じた事例がほとんどである。写真-1.19に水害により橋脚が洗掘されて橋梁上部工が落橋した事例を示す。

火災により鋼橋に被害が生じた事例もある。高架下に建てられた工事用仮設構造物が焼失したり、不審火により橋梁下面が部分的に熱せられた事例である。鋼材は高温時に強度が低下し、変形が残留する。冷却後には材質も変化する。また、高力ボルト摩擦接合部が高温を受けた場合にはボルト材質の変化、軸力の減少により締手強度の低下をきたす場合がある。写真-1.20は桁直下の火災により桁端から支間の約2/3までの部分が被災した橋梁の補強事例を示したものである。主桁の大曲りや大きなたわみ変形は認められないもののウェブパネル、垂直・水平補剛材の局部変形、端対傾構のリベット破断および変形、下横構の変形などの損傷が発生している。この事例ではウェブパネルに斜材を追加するとともに垂直・水平補剛材の補強などが行われている。

自動車荷重の増加とともに交通事故も増してきており、自動車の追突による損傷もある。ラーメン橋脚の鋼製柱にトレーラが衝突し凹状の損傷を与えた事例がある。また、下路トラス橋での自動車衝突による斜材、垂直材の曲折の事例も報告されている。写真-1.21は車両の衝突により鉄骨橋の主桁が変形、破断した事例である。主要部材の損傷に対しては、即座に交通止めを行い同時に仮受け支持工を設けなければならない。



写真-1.19 水害時の橋脚の洗掘による落橋事例



(a) 桁内側補強状況

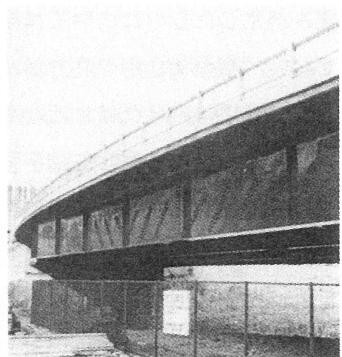
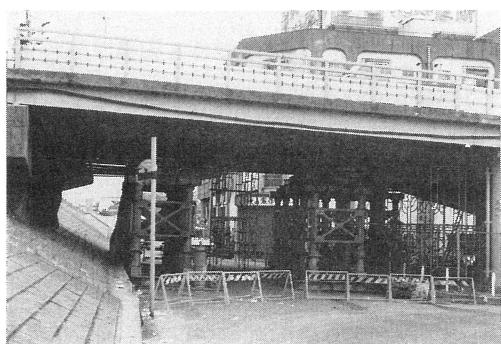
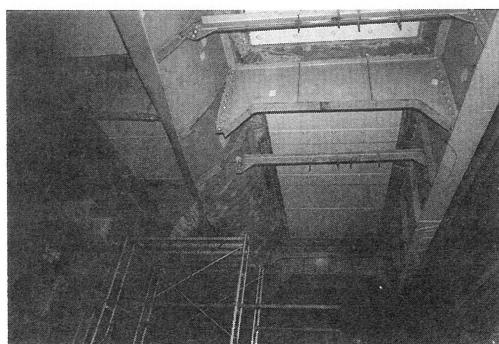


写真-1.20 火災を受けた桁の補強事例



(a) 緊急対策（支保工設置）の状況



(b) 損傷状況（主桁の変形と下フランジの破断）

写真-1.21 車両の衝突による損傷事例

鋼部材においては上述したような原因で変形が生じたとしても、多少の変形であれば局部的な補修により修復が可能である。変形部材の補修方法として元の姿に戻す方法と、変形がさらに進行したり座屈が生じないように補強板を添加する、コンクリートとの合成構造とするなどの方法がある。前者の方法として加熱矯正を行うことがあるが、この場合、加熱する部材の材質を十分に調査することが重要である。リベット橋では古い材料を用いている場合が多く局部的な加熱により材質が低下することがある。また、加熱時における部材の強度低下を考え、仮受け材、交通規制の必要性についても検討する、あるいは加熱し過ぎて表面を溶かさない、冷却時に水などかけないで自然放冷するなどの配慮も必要である。調質高張力鋼を使用した部材の加熱矯正に対しても注意が必要である。焼入れ、焼戻し処理された鋼材では、焼戻し温度（650°C）以上に加熱すると熱処理により得られた特性が失われるので、このような矯正は行ってはならない。加熱矯正のみで修正が困難な場合には部材の補強もしくは部分的な取替えが行われる。補強部材の接合に溶接を用いる場合には使用鋼材が溶接に適した材料であるかどうか、あるいはどのような施工方法により溶接を行うかに関して検討することが重要である。既設橋の供用下における溶接と新規構造物に対する工場溶接とは基本的に相違があることに留意することが必要である。現場での溶接は一般的に悪い溶接条件下での施工とならざるを得ない。したがって、極力高力ボルトによる接合を行うのが望ましい。なお、古い橋梁については、使用している材料の材質が不明なことが多いことから、実部材から試料を採取し含有元素の化学分析を実施することで溶接の適用性の確認、強度の推定を行うことも必要である。鋼材以外の材料を補強材として使用することもある。コンクリートを巻き立てる、充填するなどして合成構造化し部材の強度を確保する方法である。また、単に鋼材の変形制御材としてコンクリートを用いることも考えられる。このような方法においては、補強部位と未補強部位において部材の断面性能や強度が急変することのないように、また、他の部材との強度上のアンバランスが生じないように部材全体あるいは構造全体から見た検討が必要である。

参考文献（第1章）

- 1) 坂野昌弘・三上市蔵・柴田 洋：鋼橋の変状事例に関する一考察、土木学会第47回年次学術講演会概要集、I-PS 5, 1992
- 2) (社)日本道路協会：鋼道路橋設計示方書・鋼道路橋製作示方書・解説、昭和39年6月
- 3) (社)日本道路協会：道路橋設計示方書・同解説 I共通編、昭和48年2月
- 4) 運輸省鉄道局、鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物設計標準（鋼・合成構造）、丸善、1992.10
- 5) (財)鉄道総合技術研究所：鋼構造物の補修・補強・改造の手引き、(財)研友社、1992
- 6) 阿部英彦・谷口紀久・阿部 允：鋼鉄道橋における疲労問題と補修・補強、橋梁と基礎、Vol.83, No.8, pp.24~29, 1983
- 7) 西川和廣：道路橋における疲労問題と補修・補強、橋梁と基礎、Vol.83, No.8, pp.19~23, 1983
- 8) 土木学会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、1990.9
- 9) 土木学会鋼構造委員会疲労変状調査小委員会：鋼橋の疲労変状調査、土木学会論文集、No.368/I-5, pp.1~12, 1986.4
- 10) 三木千寿・坂野昌弘・館石和雄・福岡良典：鋼橋の疲労損傷事例のデータベースの構築とその分析、土木学会論文集、No.392/I-9, pp.403~410, 1988
- 11) 岩崎雅紀・名取 暢・深沢 誠・寺田博昌：鋼橋の疲労損傷事例と補修・補強対策、横河橋梁技報、No.18, 1989
- 12) 名取 暢・浅岡敏郎・稻田育郎：鋼橋の補修・補強、横河ブリッジ技報、No.21, 1992
- 13) Fisher, J.W.著、阿部英彦・三木千寿訳監修：鋼橋の疲労と破壊－ケーススタディー、建設図書、1987
- 14) 館石和雄・名取 暢・三木千寿：プレートガーダー支承部の疲労損傷とそのディテール改良に関する研究、土木学会論文集、No.489/I-27, pp.167~176, 1994.4
- 15) (財)道路保全技術センター：既設橋梁の破損と対策、1994.3
- 16) 米倉 徹・長沼利彦・丸山 悟・羽子岡爾郎：鋼鉄橋の横桁下フランジ損傷部調査報告、土木学会第49回年次学術講演会概要集、I-215, 1994
- 17) 大谷祥三・谷倉 泉・国原博司・庄中 憲：トラス橋横桁取り付け部の疲労損傷対策、土木学会第49回年次学術講演会概要集、I-254, 1994
- 18) 水木 彰・中野政信・前田研一・作田孝行・町田文孝・富沢光一郎：疲労亀裂を生じた鋼アーチ道路橋の実態調査と補修、川田技報、Vol.4, 1985
- 19) 西星匡博・岡 隆延・山田健太郎・寺田博昌・杉本正信：疲労損傷を受けたアーチ橋に対する補強効果について、構造工学論文集、Vol.37 A, pp.1097~1106, 1991.3
- 20) (社)日本道路協会：鋼橋塗装便覧、平成2年6月
- 21) 土木研究所橋梁研究室ほか：既設橋梁の耐久性評価・向上技術に関する調査研究、土木研究所資料第2420号、昭和61年11月

- 22) 名取 暢・照山 修・橋本和夫・奥嶋 猛・西川和廣・村越 潤：鋼橋の腐食事例とその分析，土木学会第48回年次学術講演会概要集，I-213, 1993
- 23) Natori, T. and Terada, H.: Surveys and repairs of a truss bridge damaged by corrosion, The Second Japan-Korea Joint Seminar on Steel Bridges, July 1992
- 24) 村越 潤・名取 暢：鋼橋の腐食とその原因，橋梁と基礎，Vol.27, No.6, 1993
- 25) Nishikawa, K. and Natori, T.: An Attempt on Evaluation of Corroded Steel Bridge Members, 20th Review of Progress in Quantitative NDE, August 1993
- 26) 結城正洋・新田與吉・松本好生・名取 暢：鋼床版デッキプレートの腐食減厚に対する補修方法の検討，構造工学論文集，Vol.39 A, pp. 971～980, 1993.3
- 27) 日本橋梁建設協会：橋梁技術者のための塗装ガイドブック，1993.4
- 28) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋編，平成6年
- 29) 大野 崇・名取 暢・村越 潤：腐食減肉した高力ボルトの残存軸力測定，土木学会第49回年次学術講演会概要集，I-260, 1994
- 30) 保田雅彦・鈴木周一・木村一也：吊橋ケーブルの防食方法の検討，本四技報，Vol.16, No.61, 1992.1
- 31) Kenneth P.Serzan: Rehabilitation of the Brooklyn bridge, Structural Engineering International, No.4, 1995
- 32) Marzia Grazia Bruschi: Main Cable Preservation for the Williamsburg Bridge, Structural Engineering International, No.2, 1994
- 33) 中野 滋・中内雅三・遠藤 港・福神正俊：吊橋からアーチへの改造－三好橋修繕工事，第1回鋼構造物の補修・補強技術報告会論文集，(社)日本鋼構造協会，平成2年6月
- 34) 建設省土木研究所・(社)鋼材俱乐部・(社)日本橋梁建設協会：耐候性鋼材の橋梁への適用に関する共同研究報告書(XX)一無塗装耐候性橋梁の設計・施工要領(改訂案)，平成5年3月
- 35) 名取 暢・寺尾圭史：接着剤を併用した腐食材の當て板補強について，土木学会第46回年次学術講演会概要集第1部，平成3年9月
- 36) 原田耕一・中本 覚・山本昌孝：腐食した鋼I主桁補修へのバイパス材を用いた補修工法の適用，第4回鋼構造物の補修・補強技術報告会論文集，(社)日本鋼構造協会，平成6年7月
- 37) 早坂博文：高力ボルトの取替え補修－超音波探傷法による損傷ボルトの調査方法の開発および取替え補修，橋梁と基礎，Vol.17, No.8, 1983
- 38) 細谷誠二・稻田育郎・滝口 一・小川幸治：高力ボルト継手の遅れ破壊調査・補修工法，横河ブリッジ技報，No.22, 1993
- 39) 鹿野顕一・山浦忠彰・山本和利：高力ボルト自動緩み検知機，三井造船技報，第148号，平成5年2月
- 40) 鯨井裕嗣・井料 勇・名取 暢：一定荷重下でのボルト取替えによる継手耐力変化について，土木学会第37回年次学術講演会概要集第1部，昭和57年10月
- 41) 石倉善弘・滝口 一：高力ボルトの遅れ破壊による上路トラス橋上弦材の補修について，第2回鋼構造物の補修・補強技術報告会論文集，(社)日本鋼構造協会，平成3年6月
- 42) 青木 隆・金井啓二：斜材アイバー短縮による老朽ピントラスの再生，第3回鋼構造物の補修・補強技術報告会論文集，(社)日本鋼構造協会，平成4年6月