

第II編 鋼構造物の診断・劣化予測

1. はじめに

本編では、鋼構造物の診断・劣化予測手法について述べる。診断は対象構造物の健全度や劣化度の判定により保有している性能を適切に評価するために行うもので、日常点�査、定期点検、詳細点検結果にもとづいて行われる。主なワークフローの例を図1.1に示す。日常点検は異常の早期発見を目的としており、パトロールの際に目視等で行うものである。定期点検では、日常点検で把握し難い構造物の細部についても点検を行う。図1.1に示すように、まず部材、劣化原因ごとに損傷程度を評価する。そしてその部材・劣化原因ごとの評価をもとに、構造物全体としての総合的な評価を行い、対策区分を決定する。この総合的な評価や対策区分評価は、物理的なパラメータのみならず社会的なパラメータからも決定される。例えば、国土交通省の道路橋定期点検要領¹⁾や、橋梁定期点検要領²⁾によれば、部材ごとの損傷度だけではなく構造特性や架橋環境条件、当該道路橋の重要度等も判断材料とする旨が解説されている。そして、これらの日常点検や定期点検をもとに、応急処置や詳細調査の要否判定が行われる。特に劣化・損傷が顕著だった場合などに詳細調査は行われ、補修や更なる経過観察の必要性の有無などが判定される。詳細調査は、定期点検などの結果を受けて、変状の原因や程度をより詳細に把握するため、主に機械・器具を用いて実施される。劣化予測はそれらの診断結果などをもとに、将来の性能を予測し適切な対策を講じるため、および将来に必要となる予算を見積もることを目的として行うものである。

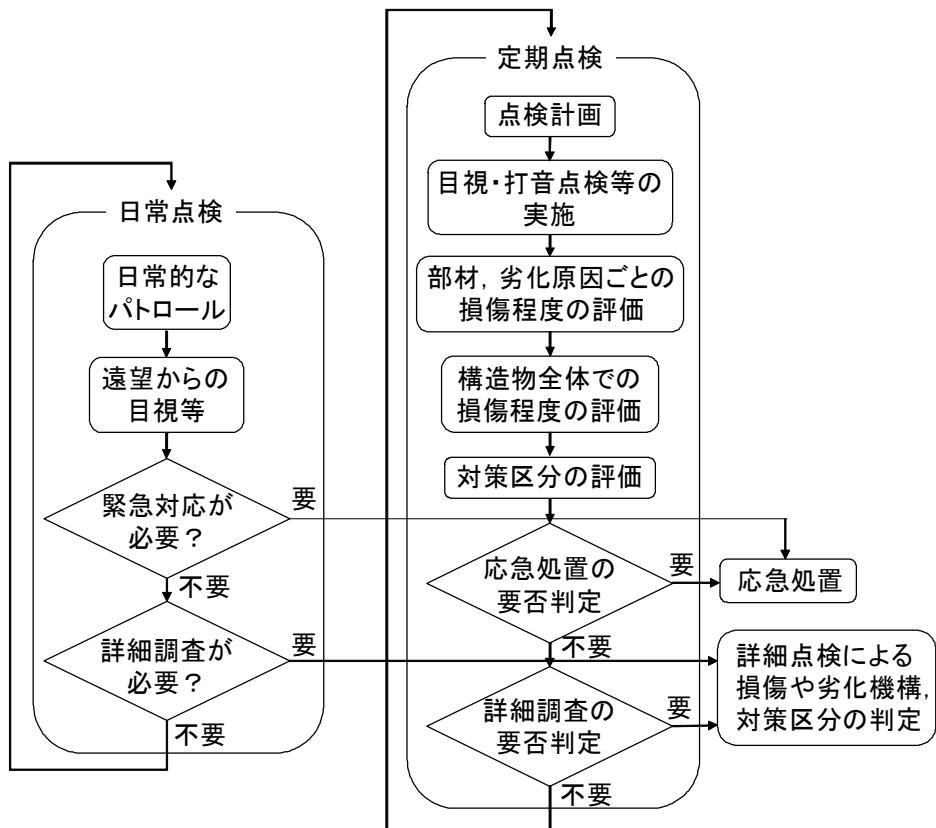


図 1.1 点検のワークフローの例

鋼部材の損傷は、腐食、疲労（き裂・破断）、変形・欠損、ナットやボルトのゆるみ・脱落、高力ボルトの遅れ破壊などに大別される。ここでは腐食、疲労、その他の損傷の3項目に分け、それぞれについて以下で述べることとする。

【参考文献】

- 1) 国土交通省：道路橋定期点検要領, 2014.
- 2) 国土交通省：橋梁定期点検要領, 2014.

2. 腐食を生じた鋼構造物の診断・劣化予測

2.1 概要

腐食は、鋼道路橋防食便覧¹⁾によれば、「金属がそれを取り囲む環境物質によって、化学的又は電気化学的に侵食されるか若しくは材質的に劣化する現象」と定義されている。鋼部材の腐食は、疲労き裂に比べて損傷範囲が広範となり、腐食の進行度も高くないと判断されがちであるため、緊急対応を要すると評価されるケースは疲労損傷に比べて少ないと考えられる。しかし、例えば木曽川大橋で床版コンクリートに覆われたトラス斜材が腐食により破断したように、局部腐食の進行による部材破断が顕在化しつつある。また、腐食による断面欠損が橋梁全体に広がり、耐荷性能が著しく低下したために崩落したトラス橋の事例もある。

鋼の腐食には様々な形態があるが、鋼道路橋における代表的な腐食は概ね図2.1のよう

に分類できる¹⁾。乾食は、鋼材が炭酸ガスな

どの反応性気体と接触し化学反応を起こすことで、表面に酸化物の固体被膜を生成して表面から消耗する現象であるが、常温では進行が非常に遅く、実用上の問題とはならない。一方で湿食は水分の存在による金属のイオン化からはじまる現象であり、低温でも進行が早く構造物の安全性を低下させる。湿食は腐食の広がり方によって全面腐食と局部腐食の2通りに分類することが可能である。全面腐食は、金属表面状態が均一で均質な環境にさらされている場合に生じ、全面がほぼ均一に腐食していく現象である。一般に、全面腐食の進行速度は非常に遅く、腐食が生じ始めてから短期間で構造物に重大な悪影響を及ぼす状態となることは少ない。

局部腐食は、金属表面の状態の不均一あるいは環境の不均一により腐食が局部に集中して生じる現象であり、腐食される場所（アノード位置）が固定されるため腐食速度は全面腐食に比べて著しく増大する。局部腐食が進行すると腐食部が深くえぐれた状態となり、応力集中や耐荷力の低下などが生じるため、局部腐食の防止が特に重要となる。代表的な局部腐食には、異種金属接觸腐食、孔食、すき間腐食がある。

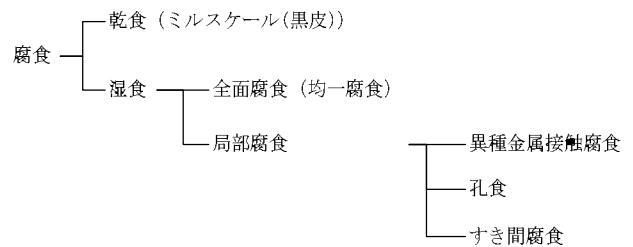


図2.1 腐食の分類

2.2 診断

2.2.1 目視調査および既存資料による簡易調査

鋼構造物はその数が多くまた腐食箇所も多いため、詳細点検を行う箇所を絞り込む必要がある。そのため、以下で述べる目視点検、および既存資料等による調査を行い、それに基づいた評価を行う。健全性の評価に必要となる情報の例を表2.1に示す。

目視点検によって、例えば国土交通省による道路橋定期点検要領²⁾ではその健全性を4段階で判定するように、橋梁定期点検要領³⁾では損傷状況を表2.2のように5段階で評価し、そこから技術者の技術的判断を加えて第I編1章で記載したような9段階区分で対策区分を決定するよう規定している。これらの目視点検による診断の際には、要領の付録などに写真や図面で紹介されている様々な評価例が参考になる。図2.2から図2.5に、目視点検による腐食損傷に関する評価例として、道路橋定期点検要領²⁾に掲載されている例を示す。他にも、例えば国土交通省国土技術政策総合研究所の「道路橋の定期点検に関する参考資料－橋梁損傷事例写真集－」⁴⁾などの、損傷写真と対策区分の判定例などを集めた事例集などを参考にすることも有用である。また、同様の構造物を管理する他の管理者と、点検結果や措置状況等の情報を共有することも参考になる。

ただし、現状では、これらの事例や資料に基づいた判定についても、必ずしも的確に行われていないケースが多い。腐食は防食機能の劣化からはじまり、次いで板厚が減少することで耐荷力が減少していくが、そのようなメカニズムを理解せずに点検・診断を行っている事例も多く、例えば板厚減少が既に顕著であるのに防食機能が劣化しているのみと誤診断しているようなケースも散見される。このような誤診断は、危険度を誤って見積もることに繋がるため避けなければならないが、そのためには点検者が、損傷のメカニズムと、何故その損傷が危険に繋がるかを理解する必要がある。

表2.1 健全性の評価に必要となる情報

項目	情 報
目視調査	・腐食深さ、腐食面積、板厚減少の視認性
設計条件	・構造形式、設計年次、架設年次 ・適用示方書、設計活荷重 ・使用材料の特性 ・損傷部位の板組構成、溶接位置、溶接仕様 ・損傷部位の許容応力度に対する余裕量
使用環境	・交通量、大型車混入率 ・橋梁の立地条件、気象条件、迂回路の有無 ・維持管理の状況（凍結防止剤の散布など）
各種履歴	・塗装履歴、補修補強履歴、前回点検記録

表 2.2 「橋梁定期点検要領」による損傷程度の評価区分

1) 損傷程度の評価区分

区分	一般的状況		備考
	損傷の深さ	損傷の面積	
a	損傷なし		
b	小	小	
c	小	大	
d	大	小	
e	大	大	

2) 要因毎の一般的状況

a) 損傷の深さ

区分	一般的状況
大	鋼材表面に著しい膨張が生じている、又は明らかな板厚減少等が視認できる。
	-
小	錆は表面的であり、著しい板厚減少等は視認できない。

注) 錆の状態(層状、孔食など)にかかわらず、板厚減少等の有無によって評価する。

b) 損傷の面積

区分	一般的状況
大	着目部分の全体に錆が生じている、又は着目部分に拡がりのある発錆箇所が複数ある。
小	損傷個所の面積が小さく局部的である。

注：全体とは、評価単位である当該要素全体をいう。

例：主桁の場合、端部から第一横溝まで等。格点の場合、当該格点。

なお、大小の区分の閾値の目安は、50%である。

鋼部材の損傷	①腐食	1 / 4
判定区分 II	構造物の機能に支障が生じていないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態。 (予防保全段階)	
	例 母材の板厚減少はほとんど生じていないものの、広範囲に防食被膜が劣化が進行しつつあり、放置すると全体に深刻な腐食が拡がると見込まれる場合	
	例 橋全体の耐荷力への影響は少ないものの、局部で著しい腐食が進行しつつあり、放置すると影響の拡大が確実と見込まれる場合	
	例 耐候性鋼材で、主部材に顕著な板厚減少は生じていないものの、明らかな異常腐食の発生がみられ、放置しても改善が見込めない場合	
	例 塗装部材で、主部材に顕著な板厚減少には至っていないものの、放置すると漏水等による急速な塗装の劣化や腐食の拡大の可能性がある場合	
備考	<ul style="list-style-type: none"> ■腐食環境（塩分の影響の有無、雨水の滞留や漏水の影響の有無、高湿度状態の頻度など）によって、腐食速度は大きく異なることを考慮しなければならない。 ■次回点検までに予防保全的措置を行うことが明らかに合理的となる場合が該当する。 	

図 2.2 目視調査による評価例（腐食・判定区分 II）²⁾

鋼部材の損傷	①腐食	2 / 4
判定区分 III	構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に処置を講ずべき状態。 (早期措置段階)	
	例 主部材に、広がりのある顕著な腐食が生じており、局部的に明確な板厚減少が確認でき、断面欠損に至ると構造安全性が損なわれる可能性がある場合	
	例 支承部や支点部の主桁に、明らかな板厚減少を伴う著しい腐食がある場合	
	例 耐候性鋼材で、明らかな異常腐食が生じており、拡がりのある板厚減少が生じている場合	
	例 漏水や滯水によって、主部材の広範囲に激しい腐食が拡がっている場合	
備考	<ul style="list-style-type: none"> ■腐食の場合、広範囲に一定以上の板厚減少が生じたり、局部的であっても主部材の重要な箇所で断面欠損が生じると部材の耐荷力が低下していることがある。 ■桁内や箱断面部材の内部に漏水や滯水を生じると、広範囲に激しい腐食が生じることがあり、特に凍結防止剤を含む侵入水は腐食を激しく促進する。 	

図 2.3 目視調査による評価例（腐食・判定区分III）²⁾

鋼部材の損傷	①腐食	3 / 4
--------	-----	-------

判定区分 IV	構造物の機能に支障が生じている、又は生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態。 (緊急措置段階)
	例 ゲルバー桁の受け梁など、構造上重要な位置に腐食による明らかな断面欠損が生じている場合
	例 トラス橋やアーチ橋で、その斜材・支柱・吊材、弦材などの、主部材に明らかな断面欠損や著しい板厚減少がある場合 (大型車の輸荷重の影響によつても突然破断することがある)
	例 主部材の広範囲に著しい板厚減少が生じている場合 (所要の耐荷力が既に失われていることがある)
	例 支点部などの応力集中部位で明らかな断面欠損が生じている場合 (地震などの大きな外力によって崩壊する可能性がある)
備考	<p>■腐食の場合、板厚減少や断面欠損の状況によっては、既に耐荷力が低下しており、大型車の輸荷重の通行、地震等の大きな外力の作用に対して、所要の性能が発揮できない状態となっていることがある。</p>

図 2.4 目視調査による評価例（腐食・判定区分IV）²⁾

鋼部材の損傷	①腐食	4 / 4
詳細調査が必要な事例		
 	例 外観目視できない埋込み部や部材内部で、著しく腐食が進行している可能性が疑われる場合 (埋め込み部内部で破断直前まで腐食が進行していることがある)	
	例 耐候性鋼材に明確な異常腐食の発生が認められる場合 (板厚計測など詳細な調査をしなければ、耐荷力への影響が推定できないことがある)	
	例 桁内部など、外観目視できない部位での滯水や漏水による著しい腐食が生じている可能性が疑われる場合 (桁内部で著しい腐食が生じ、深刻な影響が生じていることがある)	
	例 外観目視できない部材内部で、著しく腐食が進行している可能性が疑われる場合 (内部からの板厚減少によって部材の耐荷力が低下していることがある)	
備考 腐食は、環境条件によっては急速に進展するため、外観目視では全貌が確認できない部材内部や埋込み部などに著しい腐食が疑われる場合には、詳細調査により原因を究明する必要がある。漏水や滯水が原因の場合、急速に進展することがある。		

図 2.5 目視調査による評価例（腐食・詳細調査が必要な事例）²⁾

2.2.2 詳細評価

腐食した部材の耐荷性や耐久性の詳細調査は、一般的に腐食箇所の残存板厚の測定結果を用い、立体骨組解析や FEM による構造解析、あるいは既存の耐荷力評価式により行う。また、応力頻度測定、載荷試験による方法もあり、これらについて以下に述べる。

(1) 構造解析による方法

構造解析による方法として以下の 3 つの方法がある。後者ほど計算コストが大きくなるが、腐食による不均一な表面形状を的確に再現できると考えられる。

- ・腐食による断面欠損を平均板厚断面として考慮した立体骨組解析による許容応力度照査

立体骨組解析において、腐食による断面欠損が見られる部材では、それを考慮して低減した平均板厚を用いて断面定数を算定する。それにより応力は増加するが、その結果許容応力度を超過していないか検討を行う。

- ・腐食による断面欠損をシェル要素の平均板厚として考慮した弾塑性 FEM 解析

構造物の一部を取り出してシェル要素によりモデル化し、弾塑性 FEM 解析により残存耐荷力を算出する。この際、例えば平均板厚や板厚の標準偏差などから有効板厚を求め、それをシェル要素の板厚として与えて解析を行っている事例が多い。図 2.6 に一例を示す。

ただし、腐食している領域の板厚を有効板厚で一定とした場合、それは実際の腐食による凹凸がある表面形状とは異なるため、精度をさらに高めるにはそのような凹凸についても表現する必要があると考えられる。そのような凹凸を表現する手法についても様々に提案されており、それらは文献(5)の第 6 章にまとめられている。ただし、シェル要素の場合、表裏で腐食の形状が異なることによる中立軸のずれや偏心を与えることは不可能ではないが必ずしも容易ではなく、その影響を考慮する必要がある場合は例えば次に述べるソリッド要素を用いるほうが容易である。

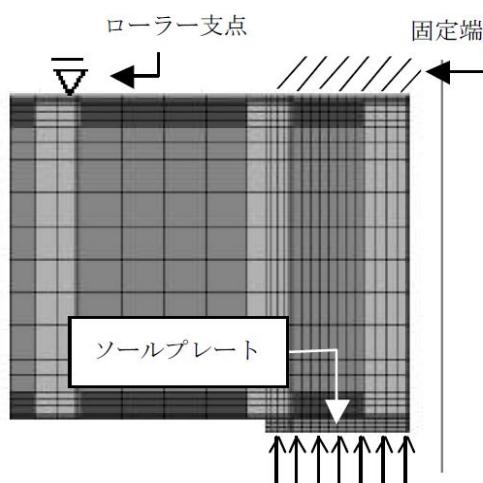


図 2.6 シェルモデルによる弾塑性 FEM 解析の例

- ・腐食表面の凹凸をソリッド要素で表現した弾性 FEM 解析による応力集中照査

腐食による断面欠損が見られる部位を取り出し、ソリッド要素による詳細な FEM 解析モデルでモデル化する。図 2.7 に一例を示す。この際に、板厚についてはシェル要素の場合と同じく有効板厚を用いる方法や、腐食表面の凹凸を再現してそれを与える方法などが考えられる。特に、片面腐食により中立面が変化する場合などに、シェル要素によるモデルと比較して適切にモデル化することが出来ると考えられるが、一方で計算コストが大きいという欠点がある。

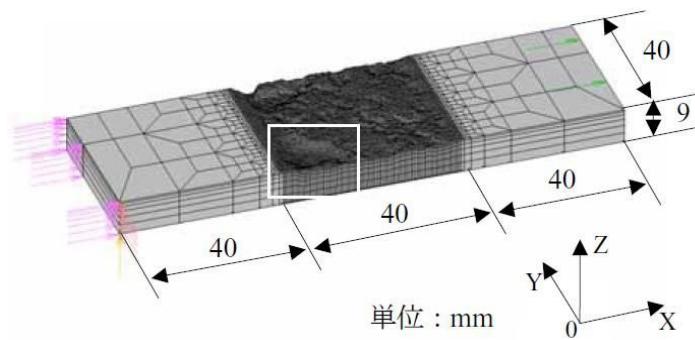


図 2.7 ソリッドモデルによる弾性 FEM 解析の例

(2) 耐荷力評価式による方法

腐食した部材単位での耐荷力を評価するための指標について、各種の論文等で検討公表されている代表例が文献（6）で表 2.3 のようにまとめられている。

腐食板材に引張荷重を与えた各種の実験結果では、破断位置は局所的な凹部というよりも引張荷重の直角方向の平均断面積が最小の位置が破断要因となり、その平均板厚を有効板厚として扱う報告が多数されており、残存引張強度、降伏荷重を推定するために、主にその有効板厚を評価指標とした実験式が実用的である。

また、圧縮(座屈)耐力は、腐食による表面性状の変化(凹凸の発生、中立軸の移動)に強く影響され、これまでに様々な解析や実験検証による評価法の提案がなされている。例えば、腐食板厚の標準偏差を用いて代表板厚を算出して幅厚比パラメータを求める方法や、断面欠損率から平滑材の座屈耐荷力曲線を補正する方法などがある。

このように腐食部材に対する残存耐荷力の評価方法は、腐食板材の有効板厚または表面性状(標準偏差、変動係数)を用いて定量的な評価指標として扱い、従来の強度評価式をベースとして残存耐力を推定する。

表 2.3 耐荷力評価のための指標⁶⁾

評価耐荷力	評価式と評価指標	文献	取出した部材	備考
引張強度	$P_u = t_e \cdot b \cdot \sigma_b$ 有効板厚: $t_e' = t_{lm} - \alpha \cdot S$	(1)	水力発電所ゲート	実験 (最小板厚, もしくは局所的な最小平均板厚を含む海面近傍で破断)
降伏荷重	$P_y = A_e \cdot \sigma_y$, $A_e = t_e \cdot B$ 有効板厚: $t_e = t_{avg} - 0.7 \cdot \sigma$	(2)	フェリー渡橋(デッキ), ダム洪水吐ゲート(スキ ンプレート, 横桁腹板)	実験 (ほぼ最大腐食位置で 破断, 平均断面積は最小の 位置)
引張伸び	(塑性変形能力) $\delta / \delta_y = 1/(0.03 + 0.7 \cdot V)$	(2)	フェリー渡橋(デッキ), ダム洪水吐ゲート(スキ ンプレート, 横桁腹板)	実験
曲げ耐力	(全腐食モデルの曲げ耐力比) $M_{max} / M_{max0} = 1 - 0.468 \cdot \alpha$ (局部腐食モデルの曲げ耐力比) $M_{max} / M_{max0} = 1 - 0.468 \cdot \alpha_c$	(5)	合成 I 枠	解析 (腐食形態を5モデルに 分類)
疲労強度	腐食鋼板S-N関係: $K_t \times S_{mr} - N_c$ 理論弹性応力集中係数 : $K_t = 2.919 + 0.379 \cdot \ln(V)$	(2)	フェリー渡橋 (デッキプレート)	実験 (き裂は板厚変動係数 の高い領域で発生, 優先的 に進展)
圧縮強度	(座屈耐荷力曲線) $\sigma_u / \sigma_y = (0.628/\lambda)^{1.04} - 0.083$ 有効板厚: $t_e = t_{avg} - \sigma$	(3)	可動橋横桁 (ウェブ, 下フランジ, 鋼 床版縦リブ)	実験 (著しい局部腐食 (σ ≥ 0.7) → 局部座屈, 一様腐 食 ($\sigma \leq 0.7$) → 全体座屈)
	(幅厚比パラメータ) $R = \frac{b}{t_R} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \sqrt{\frac{12 \cdot (1 - \nu^2)}{\pi^2 \cdot k}}$ 代表板厚: $t_R = t_{avg} + 2 \cdot \sigma_t$	(6)	板(圧縮フランジ想定)	解析 (空間自己相関モデル により腐食模擬)
	代表板厚: $t_R = t_{avg} + \sigma_t$	(7)	板(圧縮フランジ想定)	解析 (経時変化モデルによ り腐食模擬)
	等価板厚: $t_{eq} = t_{avg}$	(4)	板(SS400想定)	解析 (二重sin級数波, 正規 分布乱数により腐食模擬)
圧縮耐力	(全面均一腐食モデル) $P_{cr} / P_y = 0.966 - 0.805 \cdot \alpha_{min}$ $P_{cr} / P_{cr0} = 1 - 0.833 \cdot \alpha_{min}$ α_{min} : 最小断面欠損率 (耐荷力曲線) $P_{cr0} / P_y = (0.186 \cdot \lambda^3 - 0.657 \cdot \lambda^2+ 0.179 \cdot \lambda + 1)$	(5)	柱	解析 (腐食形態を5モデル に分類)
軸圧縮強度	(座屈強度曲線 径厚比パラメータ) $R = 1.65 \times (2R/t_R) \cdot (\sigma_y/E)$ $t_R = t_{ave}^* - 0.6 \cdot s^*$ (t_{ave}^* : 最小断面平均板厚) $t_R = t_{ave}^{**} - 0.8 \cdot s^{**}$ (t_{ave}^{**} : 座屈波形幅 $3\sqrt{Rt}$ 区間平均板厚)	(9)	鋼管	実験, 解析
せん断耐力	(せん断座屈強度曲線 幅厚比パラメータ) $R = \frac{h}{t} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \sqrt{\frac{12 \cdot (1 - \nu^2)}{\pi^2 \cdot k}}$ 代表板厚: $t = t_{avg}$	(8)	プレートガーダー橋	実験, 解析

※注: 表は参考文献(6)より転載したものであり, 表中の文献番号は本報告書の文献番号と
一致しない。

(3) 応力頻度測定、載荷試験による方法

応力頻度測定、載荷試験により残存耐荷力を評価することができる。ただし、部材レベルの残存耐荷力はこの方法により評価することは可能であるが、構造物全体の残存耐荷力をこの方法で評価することは不可能である。したがって、腐食した鋼構造物全体の残存耐荷力を評価するには解析的な手法が用いされることになる。

1) 応力頻度測定

- ・供用下における橋梁部材の発生応力度およびその頻度を直接的に測定し、活荷重に対する耐荷性を評価することを目的に応力頻度測定を行うのがよい。応力頻度測定の概念図を図 2.8 に示す。
- ・応力頻度測定は、(財)道路保全技術センターの応力頻度測定要領(案)⁷⁾に即して、平日 3 日間(72 時間)で行うことを基本とする。
- ・測点は、竣工図の応力分布や事前の構造解析を参考に、主部材の最大・最小活荷重応力が得られる部位とする。
- ・測点数は、使用する測定器の最大チャンネル数を 1 単位として計画するのがよい。例えば、8, 10, 16 チャンネル/台である。
- ・応力頻度測定手法には様々なものがあるが、例えば耐荷性の評価を目的としたものにはピークバレー法などがある。疲労損傷に関しては、レインフロー法が適用されることが多い。

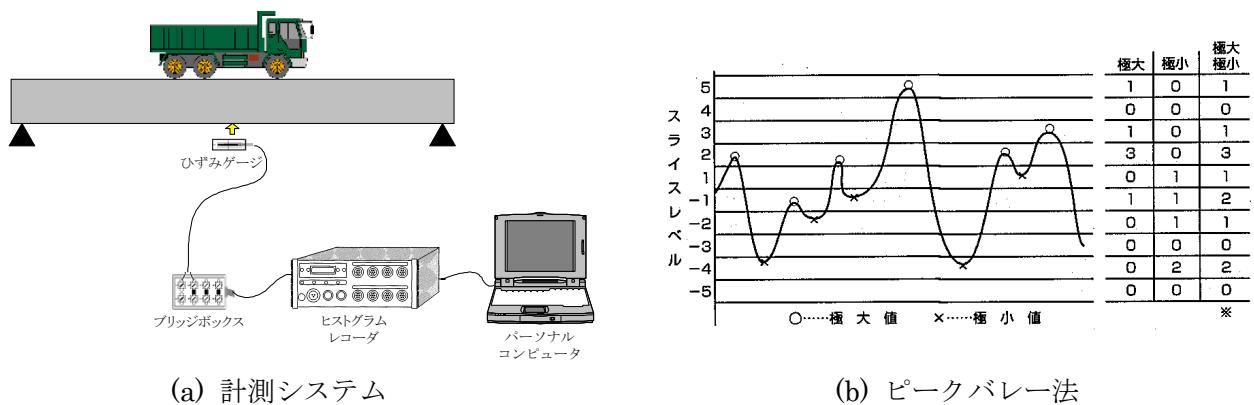


図 2.8 応力頻度測定の概要

2) 載荷試験

- ・応力頻度測定だけでは実際の最大応力範囲はわかつても、その時の荷重状態(外力)は知り得ない。そこで、重量が既知のダンプトラック等を荷重車とした載荷試験を行い、損傷部位の応力分布や応力範囲を把握するのがよい。
- ・外力が既知であることから構造解析において荷重車をモデル化して載荷試験の再現解析を行うことができ、解析モデルの検証および計測点以外の部位の耐荷力照査が可能となる。
- ・計測内容は、腐食が発生した部位と同一構造の比較的健全な部位での応力とする。
- ・事前に構造解析より測定部位の影響線を求め、最大最小応力が得られる載荷位置を決める必要がある。

2.3 劣化予測

2.3.1 概要

鋼構造物を適切に維持管理し効率よく使用するためには、それらの将来の健全度を予測することで補修や補強などの措置の最適な時期を把握することが重要である。劣化予測には、個々の構造物に着目した劣化予測と、管理する構造物群に着目した劣化予測がある。以下にそれぞれについて概説する。

個々の構造物に着目した劣化予測は、現在の状態からそれらの将来の状態や寿命を予測するものであり、主に構造物の安全性や事故の防止に着眼点が置かれている。鋼構造物においては、普通鋼の場合は塗装等の被膜防食、耐候性鋼の場合は鋼材表面を覆う緻密なさび層により外部の腐食因子に抵抗してきた。しかし、塗膜が劣化したり、あるいは耐候性鋼の緻密なさび層が適切に形成されなかつたりした場合には、鋼部材の腐食による板厚減耗量が大きくなる。その結果、部材の強度及び剛性が低下し、さらには構造物の安全性が低下し、重大な事故を招く可能性もあり得る。そのような構造物の劣化に対する適切な長寿命化対策などの維持管理戦略の策定に、個々の構造物に着目する劣化予測は重要な役割を果たす。その際には、個々の構造物の環境条件や材料、使用状況についても勘案する必要がある。そのために例えば現地の観測データや、現地の環境を模擬した促進試験により腐食損傷の進展を予測したり、あるいは様々な環境下での実験結果から構築された劣化予測式を用いて予測したりする方法がある。

構造物群に着目した劣化予測は、管理する構造物群の中長期的な維持管理計画の策定を目指すものであり、主にライフサイクルコストの低下や予算の平準化など予算面に着眼点が置かれている。一般的に個々の構造物の劣化予測を高い精度で行うことは非常に難しいが、構造物の数が大きくなるとそれらの平均的な劣化予測は期待値に収束するため、精度よく構造物群全体の維持管理に必要な予算等を見積もることができる。手法としては統計的、確率的なものが多く、これらについても本節で述べることとする。

2.3.2 物理現象からのアプローチ

鋼構造物の腐食による耐荷力の低下は、2.2.2節で述べたように板厚減少に起因しているため、板厚減少を予測することができれば耐荷力の低下を予測することができる。腐食による板厚減少速度は環境により異なるのでこれらを考慮し推定することが重要である。腐食はアノード部とカソード部に流れる腐食電流により生じるため、そこに流れる電流量と腐食速さには関係があり、文献(8)や(9)においては、図2.9に示す雨の直接あたらないシェルター暴露試験結果および実験室での恒温湿度試験結果より、以下のようないい関係式が提案されている。

$$\log CR(Fe) \left[\frac{mm}{y} \right] = 0.379 \log Q \left[\frac{c}{day} \right] - 0.723 \quad (2.1)^8$$

$$\log CR(Fe) \left[\frac{mm}{y} \right] = 0.378 \log Q \left[\frac{c}{day} \right] - 0.636 \quad (2.2)^9$$

上式で、 $CR(Fe)$ は1年あたりの腐食速さ、 Q は1日あたりの電流量である。すなわち、 Q を得ることができれば年間腐食量を計算できる。 Q を得る方法としてこれまでに行われているものは大きく分けて2通りであり、1つは図2.10に示す海塩粒子付着量と電流・相対湿度の関係¹⁰⁾から求めているもの^{11),12)}など、もう1つは第1編で述べたACMセンサーにより求めているもの^{13),14)}などがある。

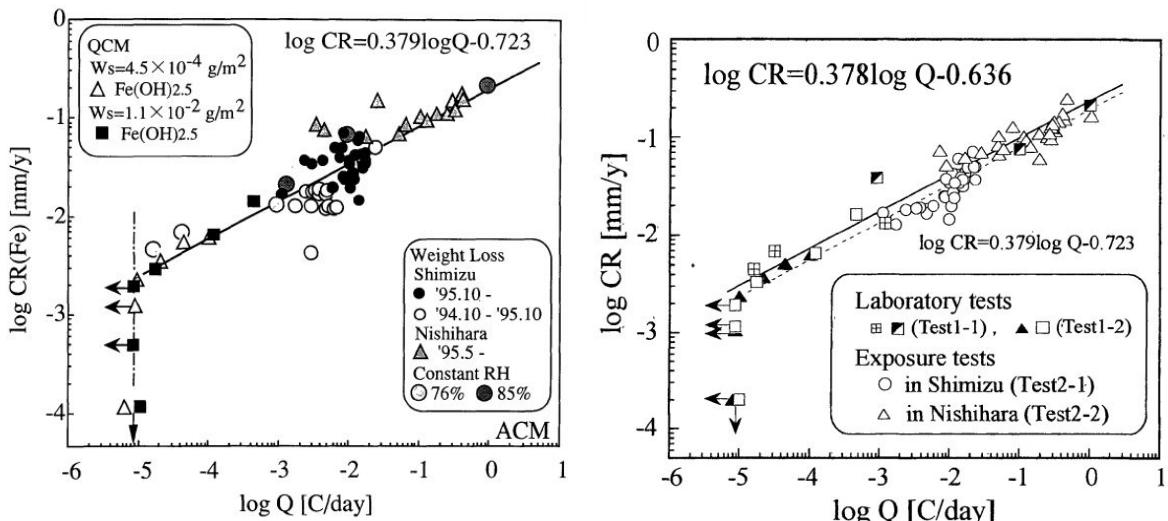


図2.9 電気量と鋼材の腐食速度の関係（左図：文献(8)，右図：文献(9)）

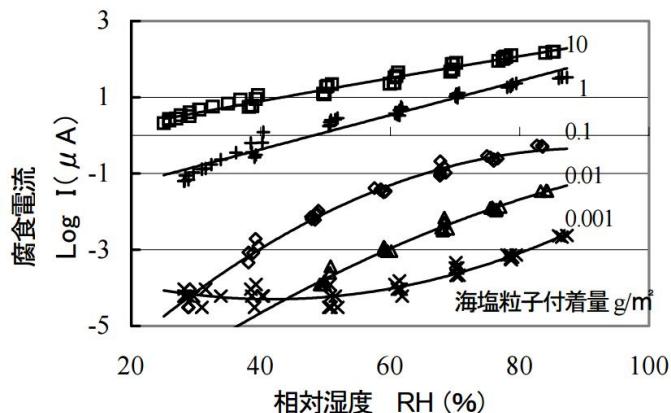


図2.10 海塩粒子付着量と電流・相対湿度の関係¹⁰⁾

上述のような現地計測を基にした手法以外にも、耐食性・耐候性試験による方法も提案されている。鋼構造物の耐食試験としては、一般的に図2.11に示す塩水噴霧試験及び複合サイクル試験が多く使用されている。その中でも、塩水噴霧試験は、従来から数多く使用されており基礎的な耐食性試験である。中性塩水噴霧試験はJIS Z 2571で規定されており、5%の塩水を連続噴霧する試験である。なお、その際の温度は35°Cとし、pH6.5~7.2で試験が行われ、塗装等被覆剤の耐食性能が評価される。



図 2.11 塩水噴霧試験装置

近年、複合サイクル試験により耐食性の検討を行うケースが増えている。複合サイクル試験は、塩水噴霧試験と同様に塩水を用いた耐食性試験であるが、塩水噴霧・湿潤・乾燥の過程を繰り返す試験である。湿潤・乾燥過程があることで、塩水噴霧試験に比べ大気での曝露に近い試験であると言える。また、一般的に複合サイクル試験は、塩水噴霧試験に比べ促進倍率が高くなる傾向がある。複合サイクル試験は JIS K 5621 一般用さび止めペイント試験で規定されており、5%塩水を使用して塩水噴霧 30°C 0.5 時間、湿潤 30°C 湿度 95% 1.5 時間、乾燥 50°C 湿度 20% 2 時間、乾燥 30°C 湿度 20% 2 時間の条件で行われる。

文献調査を行った複合サイクル試験について、試験方法及びサイクル条件をとりまとめたものを表 2.4 に示す。JIS K 5621 一般用さび止めペイントによる方法、JIS K 5600-7-9 塗膜の機械的性質—塗装の長期耐久性試験、日本道路公団規格 JHS403-1997 が実施されているが、試験方法はほぼ同等である。概ね、塩水噴霧 30°C 0.5 時間、湿潤 30°C 1.5 時間、乾燥 50°C 2 時間、乾燥 30°C 2 時間のサイクル条件が採用されており、一般に屋外曝露試験との相関性が高い S6 サイクル（旧通産省）のサイクル条件が使用されている。

なお、酸性雨試験では、JIS K 5621 一般用さび止めペイントの試験方法に準拠して、硝酸及び硫酸等を添加し pH3.5 とした塩水が使用されている。

あらかじめ、これら塩水噴霧試験や複合サイクル試験と大気曝露試験を実施することで、促進倍率を求めておけば、これら促進試験の結果を板厚や塗装の劣化予測に用いることが可能となる。例えば文献(15)では、表 2.4 の S6 サイクル試験の促進倍率 A_c を実験結果より以下の式(2.3)のように求めている。

$$A_c = 9.14 w_s^{-0.62} \quad (2.3)$$

上式で、 w_s は飛来塩分量(mdd)である。

表 2.4 複合サイクル試験のサイクル条件

サイ クル	サイクル条件	試験方法・条件	参考文献 番号
1	塩水噴霧 → 湿潤 → 乾燥 → 乾燥 30°C 0.5H 30°C湿度 95% 50°C湿度 20% 30°C湿度 20% 1.5H 2H 2H	5%塩水 JIS K5621 一般用さび止めペ イント S6サイクル	文献(15)- (21)
2	JIS K5600-7-9 塩水噴霧 → 湿潤 → 热風乾燥 → 溫風乾燥 30°C 0.5H 30°C湿度 95% 50°C 30°C 1.5H 2H 2H pH6.0~7.0に準じた	JIS K5600-7-9 塗膜の機械的性質 —塗膜の長期耐久 性（サイクル腐食 試験方法）のサイ クルDに準じた	文献(22)
3	塩水噴霧 → 湿潤 → 热風乾燥 → 溫風乾燥 30°C 0.5H 30°C湿度 95% 50°C 30°C 1.5H 2H 2H	日本道路公団規格 JHS 403-1997	文献(23)
4	塩水噴霧 → 湿潤 → 乾燥 → 乾燥 30°C 0.5H 30°C湿度 95% 50°C湿度 20% 30°C湿度 20% 1.5H 2H 2H	酸性雨 pH3.5 JIS K5621 一般用さび止めペ イント S6サイクルを参 考とした	文献(24)- (26)

また、これらの促進試験結果や現地調査結果を基に、塗膜の劣化予測式や、耐候性鋼材の板厚減少を予測する式なども提案されている。例えば藤原らは、腐食に厳しくない一般的な環境では、塗膜劣化面積の増加を次式で予測できるとしている²⁷⁾。

$$Y = N_S N_P N_E N_R N_W N_H \times 0.008 X^2 \quad (2.4)$$

ここで、 Y は劣化面積率（%）、 X は経過年数（年）である。また、 N_S は構造形式による耐久性係数、 N_P は部位による耐久性係数、 N_E は架設環境による耐久性係数、 N_R は使用塗装系による耐久性係数、 N_W は塗装施工方法による耐久性係数、 N_H は塗装履歴による耐久性係数であり、これらは表 2.5 のように実験から求められている²⁸⁾。

一方で耐候性鋼材については、土木研究所、鋼材俱楽部（現日本鉄鋼連盟）、日本橋梁建設協会が様々な環境下、劣化状況の全国 41 橋梁において小型の暴露試験片を設置し、外観や板厚減少量の経年変化などの調査を行った^{29)、30)}。その結果、飛来塩分量と板厚減少量の間には高い相関関係があることが明らかとなった。また、それらの計測結果から、供用 X 年目の板厚減少量 Y は以下

の式(2.5)がよく一致することを明らかにした.

$$Y = AX^B \quad (2.5)$$

文献(29)では上述の全国で調査を行った 41 橋梁について、暴露試験後 1 年目、3 年目、5 年目、7 年目、9 年目の計測結果から式(2.5)中の係数 A , B を回帰分析により求めている。また、それについて外観調査の評点も記載されている。この式に基づけば板厚減少量が求まり、またそれに起因する耐荷力の低下も例えば 2.2.2 節に記載の手法により評価することができる。

表 2.5 耐久性係数²⁸⁾

	項目	耐久性	耐久性係数
(構造形式 (N_s))	箱桁	11	0.91
	飯桁	10	1
	トラス桁	9	1.11
(部位 (N_p))	桁腹板外面	10	1
	下フランジ下面	3	3.333
	添接部	3	3.333
	桁端部	3	3.333
(架設環境 (N_e))	一般	10	1
	河川	7	1.428
	海岸	4	2.5
(塗装系 (N_r))	一般塗装(A,B 塗装系)	10	1
	重防食塗装系(C 塗装系)	20	0.5
(塗装施工 (N_w))	一般塗装系現地上塗	10	1
	重防食塗装系現地上塗	15	0.667
	重防食塗装系工場一括塗装	20	0.5
(塗装履歴 (N_h))	新設塗装	10	1
	塗装 1 回	8	1.25
	塗装 2 回	6	1.667
	塗装 3 回	5	2

2.3.3 統計的、確率論的に劣化を予測する手法

鋼構造物の点検が実施されている場合、その点検結果の推移およびそれぞれの部材や環境条件から将来の劣化を予測するということも行われている。劣化予測の結果から例えばライフサイクルコストを計算することができ、さらにそこから例えば維持管理シナリオの選択や、必要予算の算出などが行われる。劣化予測の手法は様々に存在するが、その代表的なものとして、劣化曲線による方法、マルコフ理論による方法があり、ここではそれらについて述べる。

劣化曲線による方法は、各部材の実測点検データを経年ごとにプロットし、そこから回帰によ

り劣化曲線を導出し、それにより将来の状態を予測する手法である。その際に用いるデータとしては点検対象の構造物の点検結果のみを用いる場合、あるいは環境や構造が類似した構造物の点検結果を全て用いる場合がある。この手法は取り扱いが容易であるが、どのような劣化曲線を用いるかで将来の予測が大きく変わってしまうなどの難点もある。例えば1次関数から4次関数まで様々なものが特に自治体管理橋梁の劣化予測で用いられているが、図2.12に示すように例えば1次関数と3次関数では将来予測に大きな差が出てしまう。このような設定次第で結果が大きく変わるものである。

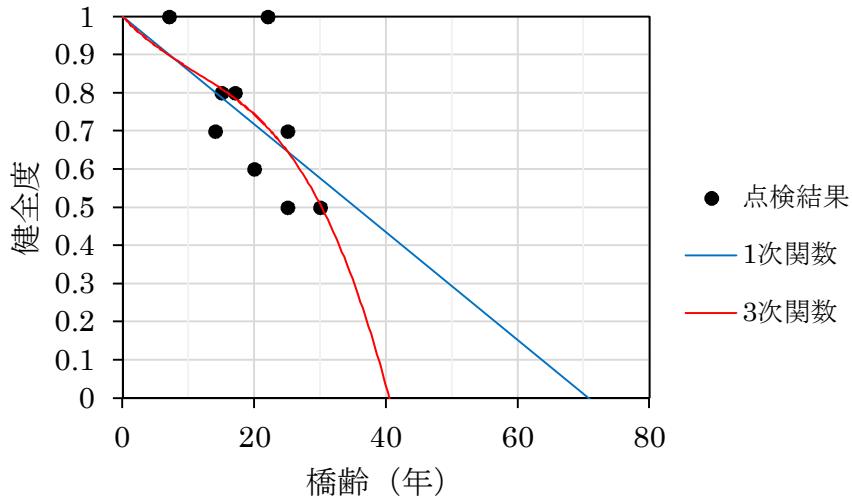


図2.12 回帰曲線の次数による結果の違いの例

また、マルコフ理論の遷移確率を応用して劣化予測を行う手法が、米国の橋梁マネジメントシステムの1つであるPONTIS³¹⁾、国内では青森県の橋梁アセットマネジメント³²⁾などで用いられている。遷移確率とは、点検によりある時点での健全度が得られた際に、次の時点での健全度へどのように推移するかを表した確率を意味しており、この遷移確率を順次掛けていくことで将来の状態を確率的に予測できる^{28), 33)}。以下に例を示す。

まず構造物の目視点検などの結果を基に、劣化を予測したい部材の劣化度を例えれば5段階（もっとも良い状態が評点1、もっとも悪い状態が評点5）に分類し、それらの存在割合を $P_1 \sim P_5$ とする。そして、現時点から一定期間が過ぎた時に劣化度*i*の部材が π_{ij} の確率で劣化度*j*に遷移すると、一定期間後の健全度別の存在割合は以下の式(2.6)のように求められる。

$$P_j^f = \sum_{i=1}^5 \pi_{ij} P_i^p \quad (j=1 \dots 5) \quad (2.6)$$

ここで、式(2.6)において、添字の*f*は一定期間経過後、*p*は現在の健全度の存在割合を意味している。 π_{ij} は一般に遷移確率と呼ばれ、点検結果の統計的な処理、あるいは専門家の知見などにより求められる。この式(2.6)の計算を繰り返すことで、将来の様々な時点での健全度を求めることができる。

一般的に、マルコフ連鎖モデルでは式(2.6)にあるように「一期前の点検結果のみが今回の判定

に関係する」という単純マルコフ過程が用いられており、直感的に理解しやすい。また、劣化曲線の場合と異なり離散値として点検結果と同様の形で与えられるため、補修コストの計算なども容易であるという利点もある。しかし、例えば遷移確率 π_{ij} は建設後年数の関数であり得るがほとんどそのようなことは考えられておらず、またデータが少ないと一部の橋梁の点検結果に強く影響を受けてしまうなど課題も多い。

本節で述べたように、点検データを用いた統計的、確率論的劣化予測手法は回帰曲線による手法、マルコフ理論による方法など様々に存在する。しかし、その精度を向上させるためには信頼できるデータを多く蓄積する必要がある。また、この手法は管理する構造物群の構造物の総数が大きい時に平均的な劣化予測が期待値に収束するという統計的特性を生かすものなので、個々の構造物の劣化予測を行う場合には必ずしも適していない。また、点検間隔を長くすると統計的予測から大きく外れた速度で進行する劣化を長期間見落とす危険性があり、これを防ぐためには予測手法の特性を理解した上で注意してこれらを取り扱うことが望まれる。

最後に、ケース別に推奨される劣化予測手法を本節のまとめとして示す。個々の構造物の劣化にともなう危険度などを予測したい場合は、1.3.2 で述べたように、現地試験や現地の環境を模擬した促進試験により腐食損傷の進展を予測することが望ましい。それは、板厚減少などの物理的な変化・劣化を予測しているため、例えば耐荷力の低下など将来性能の予測に必要となる情報を直接得ることができるのである。回帰曲線やマルコフ理論などによる統計的な手法は、将来のグレードの予測を行うものであり、性能の予測は必ずしも容易ではない。一方で、中長期的な維持管理計画の策定を行う際に用いるような、構造物群全体の劣化予測を行う場合には、回帰曲線やマルコフ理論などによる統計的な手法は有用性が高い。逆にそのような場合に、1.3.2 で述べたような手法で個々の構造物の劣化予測を行い、その集合として構造物群の劣化予測をしようとすると、手間・コストが大きくなってしまうと予測される。

どちらの手法を用いるにせよ、劣化予測は不確定な将来を予測するものであり、当然ばらつきが存在する。すなわち劣化予測を行う際は、ばらつきがあるということを理解した上でその結果を用いることが重要となる。例えば、ばらつきがどの程度存在し得るかを過去の実験結果（例えば電気量と鋼材の腐食速度の関係であれば、図 2.9 など）から把握した上で用いたり、平均的な結果のみが必要なケース（すなわち、ばらつきを考慮しなくていいケース）で用いたりするなど、そのような注意が必要である。しかし、現状ではそのような意識が共有されているとは言いかたい。劣化予測を効果的なものとするためには、管理者やコンサルタントを含む関係者がこれらの概念を共有し、何故劣化予測を行うかその目的を明確にすることが望まれる。例えば「劣化予測をする目的は明確ではないが、劣化予測をすることを求められているから（定められているから）劣化予測を行う」というような、目的と手段の混同は必ず避けなければいけない。

【参考文献】

- 1) 日本道路協会：鋼道路橋塗装・防食便覧, 2005.
- 2) 国土交通省：道路橋定期点検要領, 2014.
- 3) 国土交通省：橋梁定期点検要領, 2014.
- 4) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋の定期点検に関する参考資料－橋梁損傷事例写真集－, 国総研資料第 196 号, 2004.

- 5) 土木学会：腐食した鋼構造物の性能回復事例と性能回復設計法, 2014.
- 6) 土木学会：腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル, 2009.
- 7) 道路保全技術センター：応力頻度測定要領(案), 1996.
- 8) 元田慎一, 鈴木揚之助, 篠原正, 辻川茂男 : 工業化住宅内各部位の環境腐食性, 材料と環境, Vol.47, No.10, pp.651-660, 1998.
- 9) 押川渡, 糸村昌祐, 篠原正, 辻川茂男 : 雨がかりのない条件下に暴露された炭素鋼の腐食速度と ACM センサー出力との関係, 材料と環境, Vol.51, No.9, pp.398-403, 2002.
- 10) 森幸夫 : 大島大橋箱桁内腐食環境調査, 本四技報, Vol.25, No.96, pp.25-30, 2001.
- 11) 村上博基 : 海上箱桁橋の内部腐食環境について, 土木学会第 58 回年次学術講演会, V-092, pp.183-184, 2003.
- 12) 岩本政巳, 田中忍, 後藤芳顯, 小畠誠 : ACM センサーによる高架橋箱桁内の腐食環境調査, 土木学会第 60 回年次学術講演会, I-054, pp.105-106, 2005.
- 13) 大田隼也, 大屋誠, 安達良, 武邊勝道, 願永留美子, 麻生稔彦, 北川直樹, 松崎靖彦, 安食正太 : ACM センサーを利用した橋梁桁内の局部環境観測, 土木学会第 62 回年次学術講演会, I-390, pp.775-776, 2007.
- 14) 淀脇秀晃, 矢吹哲哉, 有住康則, 山田義智, 下里哲弘, 諸見里朋子 : 沖縄地域における ACM センサーを用いた濡れ時間と鋼板腐食の相関評価, 土木学会第 62 回年次学術講演会, I-394, pp.783-784, 2007.
- 15) 伊藤義人, 岩田厚司, 貝沼重信 : 鋼材の腐食耐久性評価のための環境促進実験とその促進倍率に関する基礎的研究, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.1021-1029, 2002.
- 16) 伊藤義人, 坪内佐織, 金仁泰 : 環境促進実験による塗替え塗装鋼板の腐食劣化特性に関する研究, 土木学会論文集, No.3, pp.556-570, 2008.
- 17) 伊藤義人, 清水善行, 北根安雄 : 複合サイクル環境促進実験を用いた異なる鋼板角部形状の塗装防食耐久性に関する研究, 土木学会論文集, No.1, pp.68-78, 2010.
- 18) 伊藤義人, 肥田達久, 金仁泰, 忽那幸造, 小山明久 : 鋼橋に用いられている金属防食被膜の腐食耐久性に関する研究, 土木学会第 59 回年次学術講演会, I-095, pp.189-190, 2004.
- 19) 伊藤義人, 貝沼重信, 門田佳久 : 環境促進実験とその促進倍率に関する基礎的研究, 土木学会第 56 回年次学術講演会, I-B136, pp.272-273, 2001.
- 20) 細見直久, 貝沼重信, 金仁泰, 伊藤義人 : 鋼コンクリート境界部の経時的な腐食特性に関する基礎的研究, 土木学会第 58 回年次学術講演会, I-471, pp.941-942, 2003.
- 21) 長田光司, 小野聖久, 大浦隆, 桜田道博 : 波型鋼板ウェブ橋の埋め込み接合部の促進腐食実験, 土木学会第 60 回年次学術講演会, 5-221, pp.441-442, 2005.
- 22) 坂本達朗, 田中誠, 江成孝文, 桐村勝也, 瓜谷詔夫, 山本基弘, 永井昌憲 : ブラッシング現象の塗膜防食性に与える影響についての評価試験, 土木学会第 62 回年次学術講演会, 1-397, pp.789-790, 2007.
- 23) 湯瀬文雄, 中山武典, 川野晴弥, 安部研吾, 古川直宏, 堀雅彦, 藤原博 : 長曝型塗装用鋼板の塩化物耐食性評価, 土木学会第 56 回年次学術講演会, I-A234, pp.468-469, 2001.
- 24) 清水善行, 伊藤義人 : 酸性雨による鋼橋防食性能の劣化に関する実験的研究, 土木学会第 62 回年次学術講演会, 1-399, pp.793-794, 2007.

- 25) 伊藤義人, 清水善行, 小山明久 : 酸性雨と塩水噴霧複合サイクル環境促進実験による金属皮膜防食の耐久性に関する研究, 土木学会論文集, No.4, pp.795-810, 2007.
- 26) 坪内佐織, 金仁泰, 伊藤義人, 小山明久, 寺尾圭史, 忽那幸造 : 塩水及び酸性雨噴霧複合サイクル環境促進試験による金属被膜防食法の腐食劣化特性, 土木学会第 60 回年次学術講演会, 1-010, pp19-20, 2005.
- 27) 藤原博, 三宅将 : 鋼橋塗膜の劣化度評価と寿命予測に関する研究, 土木学会論文集, No.696/I-58, pp.111-123, 2002.
- 28) 大島俊之 : 実践建設系アセットマネジメント - 補修事業計画の立て方と進め方, 森北出版, 2009.
- 29) 建設省土木研究所, (社) 鋼材俱楽部, (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(XV), 1992.
- 30) 建設省土木研究所, (社) 鋼材俱楽部, (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), 1993.
- 31) Thompson, P. D., Small, E. P., Johnson, M., and Marshall, A. R.: The Pontis Bridge management system, Structural Engineering International, Vol.8, No.4, pp.303-308, 1998.
- 32) 青森県県土整備部道路課 : 青森県橋梁アセットマネジメント基本計画, 2004.
- 33) 古田均, 保田敬一, 川谷充郎, 竹林幹雄 : これだけは知っておきたい社会資本アセットマネジメント, 森北出版, 2010.

3. 疲労損傷を受ける構造物の診断、余寿命予測

3.1 概要

疲労は、「土木用語大辞典」によれば、「構造物や材料が繰返し荷重を受けて強度が減少する現象」と定義されている¹⁾。鋼材が繰返し荷重を受ける時、金属中の線状の結晶欠陥である転位が結晶面を移動し、その結果すべりが発生し、それが成長することで疲労き裂となる²⁾など。疲労き裂は最終的に脆性破壊や延性破壊を引き起こすこともあるため、適切な診断や余寿命予測が重要となる。疲労き裂は溶接部や切り欠き部などの応力集中部から発生することが多く、それらの形状や構造、品質が疲労強度に大きな影響を与える³⁾。

疲労損傷の診断・余寿命予測は、既設鋼構造物の応急対策や補修・補強の必要性の判断、そしてその手法の検討を目的として行われる。そのために、疲労き裂が発生していない場合については疲労き裂の発生時期や部位の予測、疲労き裂が発生している場合についてはそれによる脆性・延性破壊や全断面降伏の危険性や発生時期の予測を行う。それぞれ手法が異なるため、疲労き裂が発生していない場合の診断について2.2.1に、発生している場合については2.2.2にそれぞれ別々に述べることとする。なお、現状では疲労に対する点検・診断といえば主に疲労き裂が発生している場合をターゲットとすることが多い。応力状態やき裂長さなどによっては、き裂進展が不安定化、すなわち急激にき裂の進展が高速化してしまい、結果として構造物の崩壊に繋がってしまう。逆に言えば、き裂進展が早いかどうかが疲労き裂の危険度を左右するが、その判定自体が容易ではないため、き裂の発生の有無がまず重要な評価判断基準となる。

3.2 診断

3.2.1 疲労き裂が発生していない場合

(1) 疲労照査の流れ

疲労き裂が生じていない場合、疲労き裂の発生時期や部位を予測することを目的として疲労照査を行う。大まかな流れとしては、①まず実測や計算などにより構造物に作用する応力を測定・評価し、②そこからレインフロー法などの応力頻度解析手法により変動応力を一定応力端成分の集合の形に整理する。次に、③疲労等級などをその形状から選定し、④そこから累積損傷度を計算する、という流れである。また、⑤それらから等価応力範囲を求め、S-N線と当てはめれば残存寿命を求めることが出来る。それぞれの項目について以下で述べる。

1) 構造物に作用する荷重や応力の測定

疲労損傷を評価するために、対象部位に作用する応力とその繰返し回数を求める必要がある。具体的には、疲労荷重を求め対象部位に作用する応力を計算により算出する方法や、対象部位に作用する応力をひずみゲージ等により直接計測する方法がある。疲労荷重を求める方法にも①疲労設計荷重を用いる方法、②構造物に一定期間（例えば72時間）作用する荷重を実測する方法の2通りがあり、後者の方が、荷重の実測値を用いていることから精度が高いと考えられる。また、応力をひずみゲージ等で測定できれば更に精度の高い疲労診断が可能となる。

2) 応力範囲頻度分布の導出

実際の鋼橋等の各部材・部位には、設計時に想定した荷重ではなく、種々の大きさ荷重が様々

な位置に作用することによって複雑な変動応力が生じる。したがって、厳密には実際の構造物に作用する変動応力波形を用いた各種継手に対する疲労試験を行わない限り、実働状態での疲労寿命を推定することはできない。しかし、実構造物の各部位に生じる応力波形は多種多様であり、これらすべての条件に対して試験を行うことは、費用、時間あるいは試験装置の面で困難である。したがって、何らかの方法により、実働状態における応力波形と一定応力振幅のもとにおける疲労試験結果とを関連付け、実働応力状態での疲労強度ないし疲労寿命を推定する必要がある。この際に用いられる手法として、実働応力波形を一定応力端成分の集合の形に整理する応力頻度分析法がある。

応力頻度分析方法には、ピーク法、最大・最小値法、経過頻度表示法、パワースペクトル解析法、レインフロー法、レンジペア法などがある。ここでは、一般的によく使用されるレインフロー法による応力範囲のカウント方法の一例を示す⁴⁾。

レインフロー法は、応力（ひずみ）の時間波形の時間軸を垂直方向にとり、応力の大きさを多重の塔の屋根からの雨垂れに例え、雨垂れの流れたレンジで応力レンジをカウントする方法である。具体的には図3.1に示すように、

- ・変動応力波形を、応力を横軸、時間を縦軸下向きにとってプロットする。
- ・それぞれの極値に、水源を置いて水を流すと、その流れは次の極値で下に落下する。
- ・この時の流れで区切られた範囲で応力をカウントしていく。

さらに具体的な方法については、文献(5)に詳しく、またプログラムについても掲載されている。

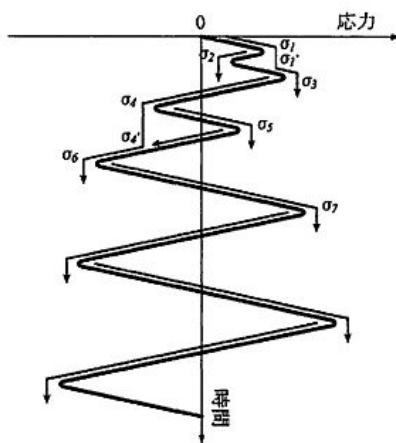


図3.1 応力範囲頻度のカウント法（レインフロー法）

近年のひずみ計測機器の進化にともない、動的なひずみデータを連続的に取得することが可能となってきた。このような動的なひずみデータをレインフロー処理した一例を図3.2の左図に示す。図中の波形は、鋼道路橋の下フランジに貼付したひずみゲージにより計測された24時間の動的な応力変動波形に対し、その極値のみを抽出した波形（図中：青）および、レインフロー処理を20回繰返した後に残った波形（図中：緑），最終的に残る漸増漸減となっている波形である。なお、このように処理された波形から、変動荷重の時間推移や気温等の変動により生じる平均応力の変動などについての情報を得ることができる。また、右図にはレインフロー処理により得られたヒストグラムを示す。鋼道路橋の場合、比較的低応力側の応力範囲のカウント数が多く、部材の損傷度に少なからず寄与するものと考えられる。

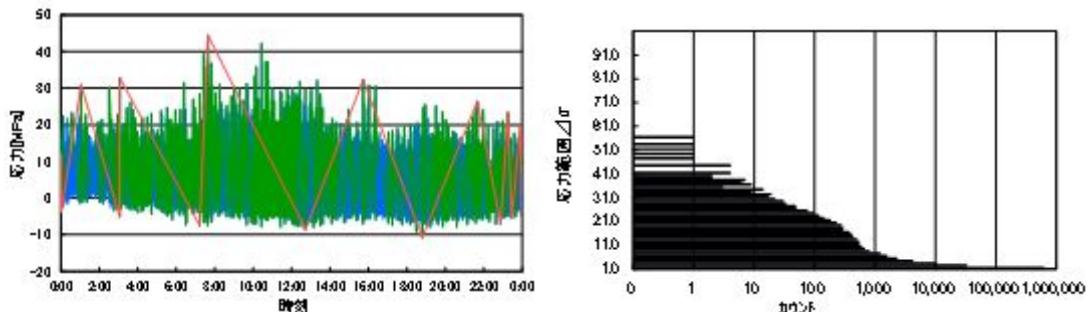


図 3.2 動的ひずみデータのレインフロー処理の例

3) 疲労等級の選定、あるいはホットスポット応力の計算

鋼構造物における疲労に対する照査は、継手部に生じる応力範囲と設計寿命中に予想される応力の繰返し数、および継手等級に対応する疲労寿命曲線を用いて行われる。溶接継手ではその継手形状によって疲労強度が異なるため、対象とする部位がどの継手等級に属するか選定する必要がある。代表的な溶接継手とき裂の発生場所については様々な文献に紹介されており、図 3.3 は日本鋼構造協会の「鋼構造物の疲労設計指針・同解説」⁵⁾に記載されているものである。

また、同指針では図 3.4 のように直応力を受ける継手に対してはほぼ等間隔に 9 本、直応力を受けるケーブルおよび高力ボルトに対して 5 本、また、せん断応力を受ける継手に対して 1 本の設計寿命曲線 (S-N 線) を設定しており、それぞれの継手は試験体の疲労試験結果を参考にして各強度等級に分類されている。例えばこの S-N 線図を参考として等価応力範囲の計算、あるいは累積損傷度の評価を行う。

一方で、継手形状が複雑であり作用する荷重の載荷位置や移動にともない応力状態が変化するなど、公称応力が明確に定義できない場合や、等級分類に存在しない継手に対して疲労損傷度の評価を行う場合、ホットスポット応力と呼ばれる応力を用いて疲労損傷度の評価を行う方法がある⁶⁾。ホットスポット応力については種々の考え方があり、統一的な定義がなされているとは言いたいがたいが、JSSC 疲労設計指針ではホットスポット応力を溶接による局部的な応力集中を含まず、構造的な応力の乱れを考慮した着目部（溶接止端部）での応力と定義している。図 3.5 に示すようにガセットプレート端における局部の応力性状は、部材に作用する公称応力に加えて、継手全体の力の流れの不連続に依存する構造的な応力集中と溶接ビードの寸法・形状に依存する応力集中が重畠した急激な応力勾配を持った状態となっているが、このような部位におけるホットスポット応力を求める方法は各種提案されているが、例えば溶接止端部付近の 2 点、あるいは 3 点の発生応力をひずみゲージや応力集中ゲージにより計測した後に止端部に外挿して算出する方法や、FEM 解析による方法などが提案されている。ホットスポット応力を用いた疲労損傷評価は、止端部からき裂が発生するような損傷に適用できる。

(a) 非溶接継手		
継手の種類	強度等級 ($\Delta\sigma_f$)	備考
1. 帯板	(1) 表面および端面、機械仕上げ (粗さ $100\mu\text{mRz}$ 以下)	A (190)
	(2) 黒皮付き、ガス切断縫 (粗さ $100\mu\text{mRz}$ 以下)	B (155)
	(3) 黒皮付き、ガス切断縫 (美しい余地は除去)	C (125)
2. 形鋼	(1) 黒皮付き	B (155)
	(2) 黒皮付き、ガス切断縫 (粗さ $100\mu\text{mRz}$ 以下)	B (155)
	(3) 黒皮付き、ガス切断縫 (美しい余地は除去)	C (125)
3. シームレス管	B (155)	
4. 円孔を有する母材 (純断面応力)	C (125)	
5. フィレット付の切抜きガセットを有する母材	(1) $1/5 \leq r/d \leq 1/4$ 切断面の粗さ $50\mu\text{mRz}$ 以下	B (155)
	(2) $1/10 \leq r/d \leq 1/5$ 切断面の粗さ $50\mu\text{mRz}$ 以下	C (125)
	(3) $1/5 \leq r/d \leq 1/4$ 切断面の粗さ $100\mu\text{mRz}$ 以下	C (125)
	(4) $1/10 \leq r/d < 1/5$ 切断面の粗さ $100\mu\text{mRz}$ 以下	D (100)
6. 高力ボルト接合継手の母材 (純断面応力)	(1) $1 \leq n_b < 4$	B (155)
	(2) $5 \leq n_b \leq 15$	C (125)
	(3) $16 \leq n_b$	D (100)
7. 高力ボルト支承接合継手の母材 ($n_b \leq 4$, 純断面応力)	B (155)	
8. 応力方向に力を伝える高い高力ボルト締め孔を有する母材 (純断面応力)	B (155)	

n_b : 応力方向のボルト本数
※(4, 6, 7, 8) 孔を押抜きせん断、あるいはレーザー界面で加工した場合には、強度等級を 1 ランク下げる。

(b) 構造合せ溶接継手		
継手の種類	強度等級 ($\Delta\sigma_f$)	備考
3. 非仕上げ継手	1. 余盛り削除した継手	B (155)
	2. 止端仕上げした継手	C (125)
	(1) 内面溶接	D (100)
	(2) 良好的な形状の裏面を有する片面溶接	D (100)
4. 裏当て金付き溶接継手	(3) 裏当て金付き片面溶接	F (65)
	(4) 裏面の形状を確保するとのできない片面溶接	F (65)
	※完全溶込み溶接後で、溶接部が健全であることを確認する。 ※接合部にテープが付く場合には、その勾配を 1/5 以下とする。 ※深さ 0.5 mm 以上のアンダーカットは除去する。 ※(1, 2) 仕上げはアンダーカットが残らないように行う。 仕上げの方向は応力の方向と平行とする。	

(c) 機械拘束溶接継手		
継手の種類	強度等級 ($\Delta\sigma_f$)	備考
1. 完全溶込み溶接継手 (溶接部が健全であることを前提とする)	(1) 余盛り削除 B (155)	
	(2) 非仕上げ C (125)	
2. 部分溶込み溶接継手	D (100)	
3. すみ内溶接継手	D (100)	
4. 裏当て金付き溶接継手	E (80)	
5. 断続する溶接継手	E (80)	
6. スカラップを含む溶接継手	(1) 止端仕上げ F (65)	※(1, 2, 2, 3) 植木柱により生じたビード表面の不平い部分は除去する。
	(2) 非仕上げ G (50)	※(2, 3) 内丸する欠陥 (プローホールなどの丸みを帯びたもの) の幅が 1.5mm、高さが 4mm を超えないことが確かめられた場合には、強度等級を C とすることができる。 ※(1, 2) 仕上げはアンダーカットが生じる場合には、評価応力を以下の式から求める。 $\Delta\sigma_f = \Delta\sigma_{fr} + (3/4)\Delta\sigma_a$ $\Delta\sigma_a$: フランジの直応力範囲
7. 切抜きガセットのフィレット部に接する溶接	(1) $1/5 \leq r/d < 1/5$ D (100)	
	(2) $1/10 \leq r/d < 1/5$ E (80)	

(d) 十字溶接継手		
継手の種類	強度等級 ($\Delta\sigma_f$)	備考
1. 滑らかな止端を有する溶接継手	D (100)	
2. 止端仕上げした溶接継手	D (100)	
3. 非仕上げの溶接継手	E (80)	
4. 溶接の始終点を含む溶接継手	E (80)	
5. 中空断面部材 (片面溶接)	(1) $d_0 \leq 100\text{mm}$	F (65)
	(2) $d_0 > 100\text{mm}$	G (50)
6. 完全溶込み溶接	(1) 滑らかな止端を有する継手	D (100)
	(2) 止端仕上げした継手	D (100)
	(3) 非仕上げの継手	E (80)
	(4) 中空断面部材 (片面溶接)	F (65)
7. 止端破壊	(1) 滑らかな止端を有する継手	E (80)
	(2) 止端仕上げした継手	E (80)
	(3) 非仕上げの継手	F (65)
	(4) 溶接の始終点を含む継手	F (65)
8. ルート破壊 (のど断面)	H (40)	
9. 中空断面部材 (片面溶接)	(1) 止端破壊	H (40)
	(2) ルート破壊 (のど断面)	H (40)

※(2, 6, 7, 7, (2)) 仕上げはアンダーカットが残らないように行う。グラインダーで仕上げる場合には、仕上げ方向と応力の方向と平行とする。
※(1, 2, 3, 4, 5, 6, (3), 4), 7, (3), (4), 9, (1) 深さ 0.5mm 以上のアンダーカットは除去する。
※(3, 4, 5, 6, (3), 4), 7, (3), (4), 9, (1) 深さ 0.5mm 以上のアンダーカットは除去する。
※(8, 9, (2)) の断面積は (のど厚) \times (溶接長) により求める。
※(2, 6, 7, 7, (2)) 仕上げはアンダーカットが残らないように行う。グラインダーで仕上げる場合には、仕上げ方向と応力の方向と平行とする。
※(1, 2, 3, 4, 5, 6, (3), 4), 7, (3), (4), 9, (1) 深さ 0.5mm 以上のアンダーカットは除去する。
※(8, 9, (2)) の断面積は (のど厚) \times (溶接長) により求める。

(e) ガセット溶接継手 (付加板を溶接した継手を含む)		
継手の種類	強度等級 ($\Delta\sigma_f$)	備考
1. ガセットをみ内あわしまたは開先溶接した継手 ($t \leq 100\text{mm}$)	(1) 止端仕上げ E (80)	
	(2) 非仕上げ F (65)	
2. フィレットを有するセッタフロア溶接した継手	E (80)	
3. ガセットをみ内溶接した継手	G (50)	
4. ガセットを開先溶接した継手	(1) 止端仕上げ F (65)	
	(2) 非仕上げ G (50)	
	5. 主板にガセットを用いた溶接した継手 (スカラップを作り)	I (32)
6. フィレットを開先溶接した継手 (フィレット部仕上げ)	(1) $1/3 \leq r/d < 1/5$ D (100)	
	(2) $1/5 \leq r/d < 1/3$ E (80)	
	(3) $1/10 \leq r/d < 1/5$ F (65)	
7. ガセットを開先溶接した継手	(1) 止端仕上げ G (50)	
	(2) 非仕上げ H (40)	
8. 重ねガセット継手の母材	(1) まわし溶接なし H (40)	※(1, 2, 3, 4, (2), 5, 7, (2), 8) 深さ 0.5mm 以上のアンダーカットは除去する。
	(2) まわし溶接あり I (32)	※(1, 2, 3, 4, (2), 5, 7, (2), 8) 深さ 0.5mm 以上のアンダーカットは除去する。

(f) その他の溶接継手		
継手の種類	強度等級 ($\Delta\sigma_f$)	備考
1. カバーブレードをすみ肉溶接で取付けた継手 ($t \leq 300\text{mm}$)	D (100)	
2. カバーブレードをすみ肉溶接部仕上げ	E (80)	
3. 非仕上げ	F (65)	
2. カバーブレードをすみ肉溶接部仕上げ	(1) 溶接部仕上げ D (100)	
	(2) 非仕上げ G (50)	
3. スタッドを溶接した継手	(1) 主板側面 S (80)	
	(2) スタッド側面 S (80)	
4. 重ね継手	(1) 主板側面 H (40)	※(1, (1), (2), 2, (1)) 仕上げはアンダーカットが残らないように行う。グラインダーで仕上げる場合には、仕上げ方向と応力の方向と平行とする。
	(2) 滲接板側面 H (40)	※(2, (2)) 深さ 0.5mm 以上のアンダーカットは除去する。
5. 前面すみ肉溶接のど断面	(3) 前面すみ肉溶接のど断面 H (40)	※(2, (2)) 深さ 0.5mm 以上のアンダーカットは除去する。
	(4) 側面すみ肉溶接のど断面 S (80)	※(2, (2)) 深さ s_t は $s_t \geq 0.8t_s, s_t \geq 2s_h$ とする。

(g) ケーブルおよび高力ボルト		
継手の種類	強度等級 ($\Delta\sigma_f$)	備考
1. ケーブル本体	(1) 平行線 K1 (270)	
	(2) ロープ K2 (200)	
2. ケーブル定着部	(1) 平行線新定着法 K1 (270)	
	(2) 平行線亜鉛鉄込み K2 (200)	
	(3) ロープ亜鉛鉄込み K3 (150)	
3. 高力ボルト	(1) 転造 K4 (65)	
	(2) 切削 K5 (50)	

※(2, (1)) 新定着方法とは、ケーブル本体と同程度の疲労強度を有する定着部構造とする工法である。

図 3.3 代表的な溶接継手とき裂の発生場所

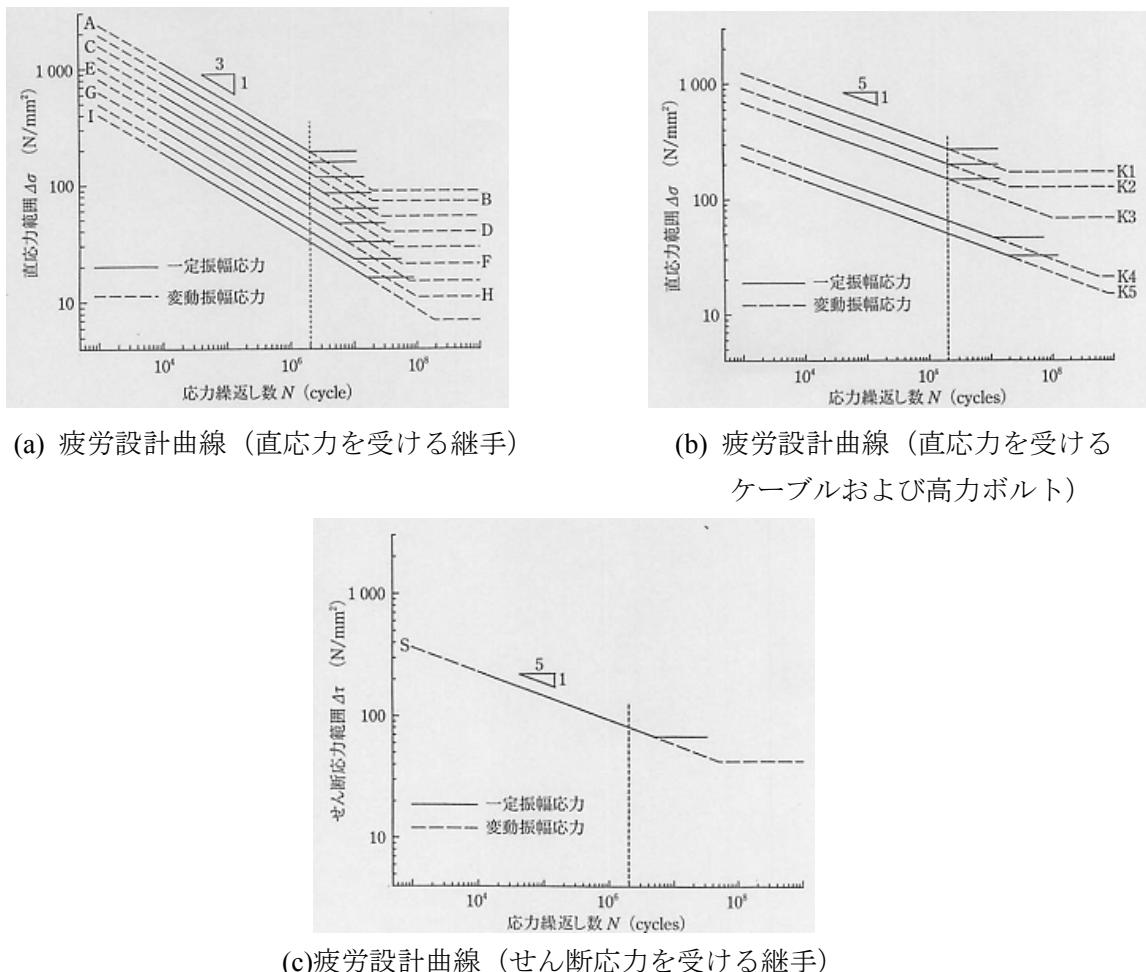


図 3.4 疲労等級別の設計寿命曲線 (S-N 線)

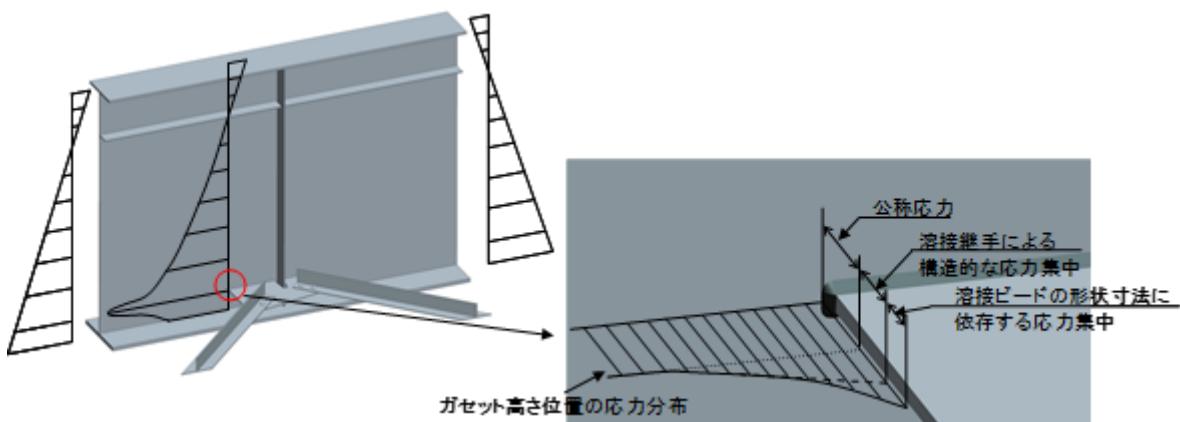


図 3.5 ガセットプレート端でのホットスポット応力を用いた疲労損傷度評価

4) 累積損傷度の計算

変動応力が作用する鋼部材の疲労損傷度を評価する場合、一般に線形累積被害則³⁾が用いられている。これは部材に作用する応力範囲 S_{ri} に対して N_i 回で部材に疲労損傷が生じる場合、応力範囲 S_{ri} の応力範囲 1 回の繰り返しによる疲労損傷の程度を $1/N_i$ とし、各応力範囲に作用する頻度 n_i を N_i で割った値 n_i/N_i の和がある値 D に達した時に疲労損傷が生じるという考え方である。

$$D = \sum \left(\frac{n_i}{N_i} \right) \quad (3.1)$$

一定応力範囲による実験結果のみを参照するマイナー側では耐久限度以下の応力範囲成分については疲労被害に寄与しないこととし、 $D=1$ となった場合に疲労破壊が生じるとしている。しかしながら、実構造物に生じている種々の応力範囲を成分に持つ変動応力下では、このような耐久限度以下の応力範囲によってもき裂の進展が見られ疲労被害が増加する。このようなことから、耐久限度以下の応力範囲成分による影響を考慮した修正を行うことが必要となり、一般的には、S-N 曲線を耐久限度以下まで延長して用いることが多い。この考え方を修正マイナーの方法と呼んでいる。この他に、疲労限以下の傾きを緩やかにするハイバッハの方法や文献(6)の疲労設計指針のように疲労損傷に寄与しない応力範囲の限界値（変動振幅応力下の応力範囲の打切り限界と呼んでいる）を一定応力範囲下での疲労限界より低くすることなどの方法が提案されている。これの手法により、供用開始時からこれまでに累積された疲労損傷の程度を評価することができ、また $D=1$ となる時期を計算することで余寿命を導出することができる。

なお、この D は疲労センサーを用いて直接導出することもできる。 D とセンサー内のき裂進展量が D と線形関係にあるため、き裂進展量を求ることで D を求めることができる。

5) 等価応力範囲

レインフロー法等で導出された、変動荷重下における応力頻度分布を整理するためのパラメータとして、変動振幅応力と同じ繰り返し回数で等価な疲労損傷度を与える等価応力範囲を上述の線形累積被害則に基づいて以下の式により求めることができる⁶⁾。

$$\Delta\sigma_e = \sqrt[m]{\frac{\sum \Delta\sigma_i^{m,n_i}}{\sum n_i}} \quad (m = 3,5), \quad \Delta\tau_e = \sqrt[m]{\frac{\sum \Delta\tau_i^{m,n_i}}{\sum n_i}} \quad (m = 5) \quad (3.2)$$

上記の式で $\Delta\sigma_i, \Delta\tau_i$ は応力振幅、 n_i はそれぞれの頻度である。この考え方により、部材の受け損傷度をある特定の応力振幅が何回繰り返されたことと等価であるかを表現できる。

(1) 疲労設計例

1) 阪神高速における鋼橋の疲労対策【第三訂版】より抜粋した事例⁷⁾

既設橋の応力測定結果に基づく主桁損傷に対する疲労評価例として、図 3.6 に示す溶接部のうち、①ガセットプレート端 (G 等級)、②中間横桁下フランジ端 (G 等級)、③中間横桁下フランジの中主桁ウェブ貫通部 (H 等級)、および④主桁下フランジ下面の吊り金具取付位置 (応力と平

行に取り付けられている吊り金具, G 等級) が将来疲労損傷の発生する可能性が考えられる場所と想定し, ①ガセットプレート端, ②中間横桁下フランジ端 (G 等級) を対象として, 主桁の疲労評価を試みた事例を下記に示す.

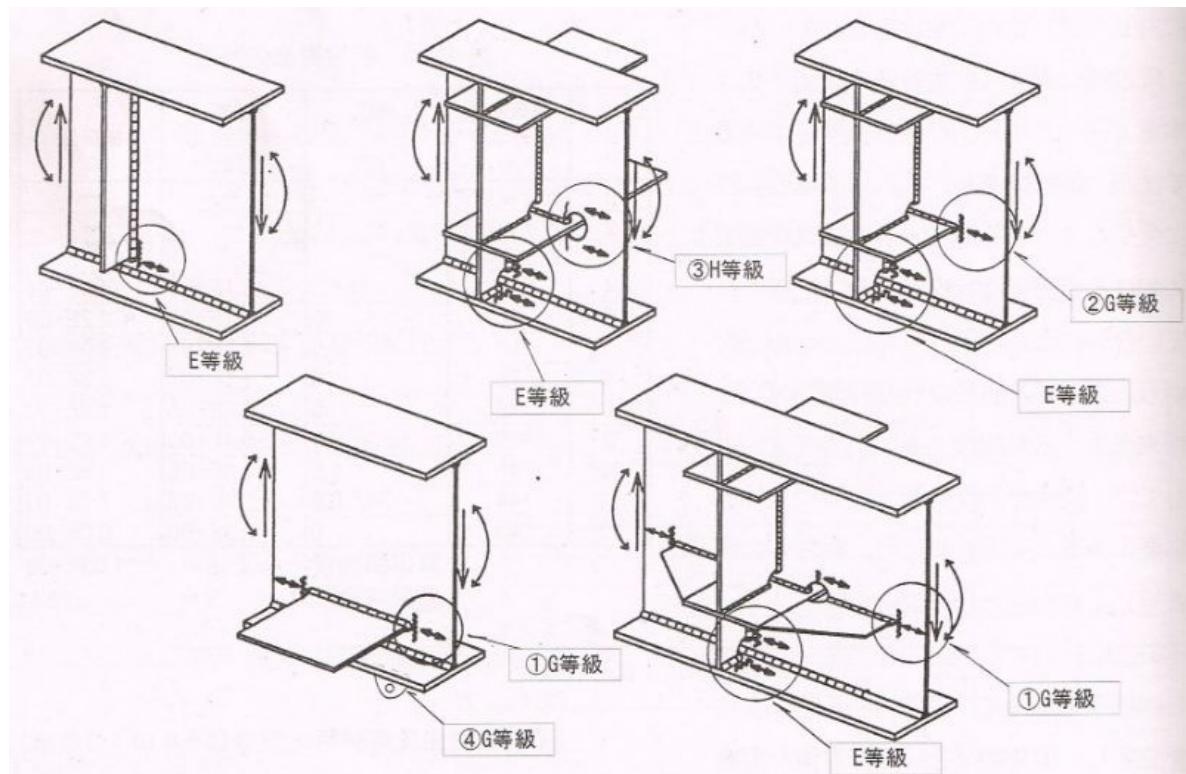


図 3.6 将来疲労き裂が発生する可能性がある箇所

既往の頻度測定データを, 主桁曲げ応力分布を考慮し対象位置 (ガセットもしくは横桁下フランジ端) の公称応力位置に換算する方法 (図 3.7) を採用している. 具体的には, 阪神高速道路の標準的な鋼 I 桁橋では, ガセットプレートおよび横桁下フランジは主桁下フランジ上面から 200mm の位置にあり, 幾つかの橋梁における調査結果によれば, ガセット位置の活荷重による公称応力値は主桁下フランジ応力の 0.8~0.9 倍程度であることから, 調査橋梁の平均値の値を用いて, 主桁下フランジ応力の 0.875 倍の値を評価対象位置の応力としている.

疲労評価対象路線として大型車交通量が多い路線を選定し, 鋼 I 桁橋 9 橋梁 (図 3.8) を対象に, 測定位置を第一内桁支間中央の主桁下フランジとして応力頻度測定結果と疲労寿命算出結果を示している (表 3.1). なお, 測定対象主桁を一般的に活荷重発生応力の大きな外桁ではなく第一内桁としている理由は, 車線位置と主桁配置の関係から, 外桁では各橋梁で平均的な条件ではなかったためとしている.

対象とした 9 橋のうち, F 橋を除いて試算疲労寿命は 100 年以上となっている. F 橋の試算疲労寿命が短いのは, ①大型車交通量が多いこと, ②橋梁支間が短いため活荷重の影響を受けやすいことが原因としている. また, 同様の理由から G 橋の試算疲労寿命も比較的短いことがわかる. また, ここで示した結果が第一内桁の結果であるため, 外桁が車線直下にある橋梁については外桁の応力は第一内桁よりも大きくなるため, 試算疲労寿命は表に示した結果よりも短くなると予

想している。

各径間の大型車交通量と実測された応力範囲の総頻度、および各橋梁の疲労損傷度との関係を図3.9に示す。総頻度と大型車交通量には相関性があり、大型車交通量が多いほど総頻度も多くなる傾向にある。一方、疲労損傷度と大型車交通量にはある程度の相関はみられるものの、ばらつきが大きい。疲労損傷度には大型車交通量の他、橋梁支間や橋梁形式など様々な要因が関わってくるためであるとしている。

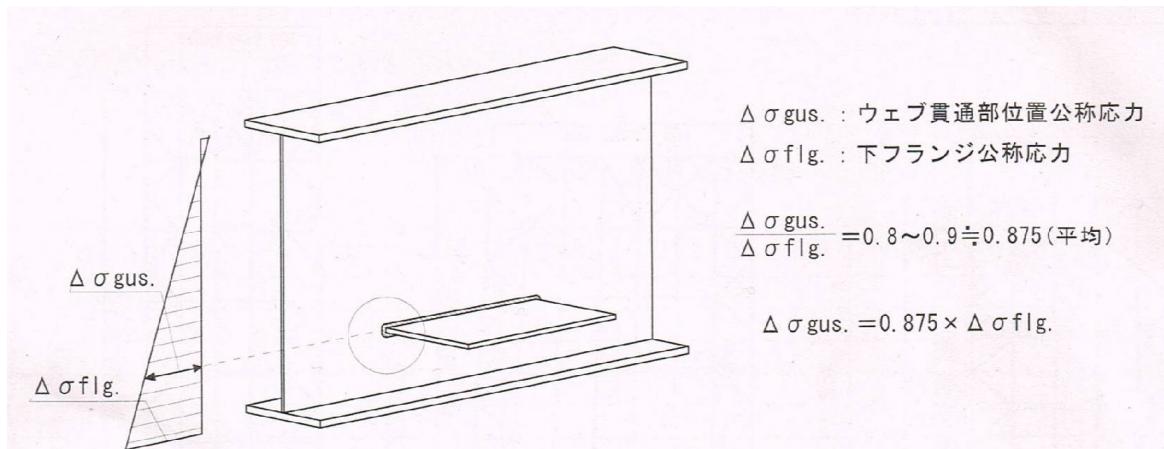


図3.7 ガセット位置の応力換算

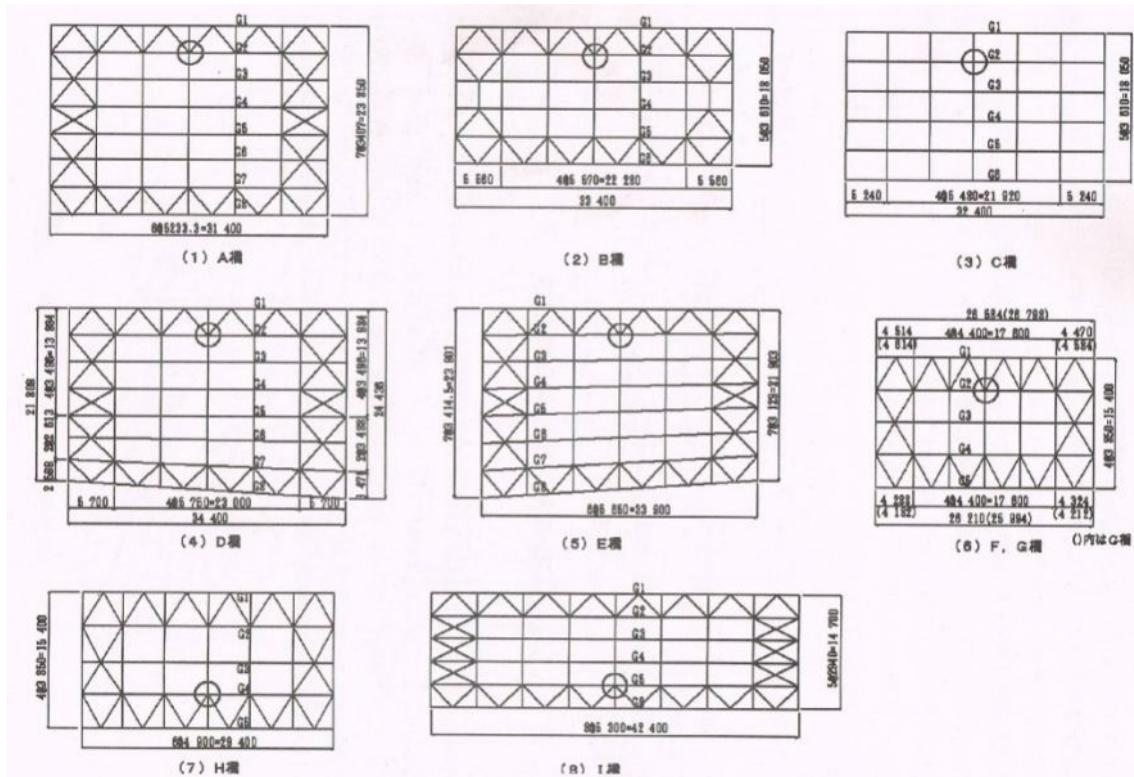


図3.8 調査対象橋梁一覧

表 3.1 応力頻度測定結果

$\Delta \sigma_i$	A橋	B橋	C橋	D橋	E橋	F橋	G橋	H橋	I橋
54.1	0	0	0	0	1	0	0	0	0
50.7	0	0	0	0	1	0	0	0	0
47.3	0	0	0	0	2	0	0	0	1
44.0	0	0	0	0	1	0	0	0	1
40.6	0	0	0	0	7	0	0	0	0
37.2	0	0	0	0	4	0	2	0	0
33.8	0	0	1	0	18	4	0	0	1
30.4	0	0	3	2	6	26	4	0	2
27.1	1	1	12	5	13	80	30	2	9
23.7	7	13	61	17	66	172	123	17	23
20.3	30	41	139	80	178	290	220	90	91
16.9	36	73	152	158	217	952	502	206	333
13.5	214	458	993	471	1165	3686	2310	938	1440
10.1	1316	3156	4387	3442	4443	6969	7046	5615	5884
6.8	4687	10702	11110	10633	14537	18534	16127	13577	10080
総頻度	6291	14444	16858	14808	20659	30713	26364	20445	17865
累積損傷度 D[／日]	2.1E-06	4.0E-06	1.1E-05	6.0E-06	1.7E-05	4.2E-05	2.5E-05	8.7E-06	1.3E-05
試算寿命 [年]	1283.9	677.8	248.0	459.9	157.9	65.5	110.3	316.1	204.4
大型車 交通量 [台／日]	5994	9525	9525	12591	12419	16211	16211	16633	14015
橋梁支間	32	34	33	35	34.5	27	27	30	43

注1) 応力範囲 $\Delta \sigma_i$ は面外ガセット位置換算応力とした。

注2) 疲労強度等級はJSSC-G等級 ($\Delta \sigma_f=50\text{MPa}$) とした。

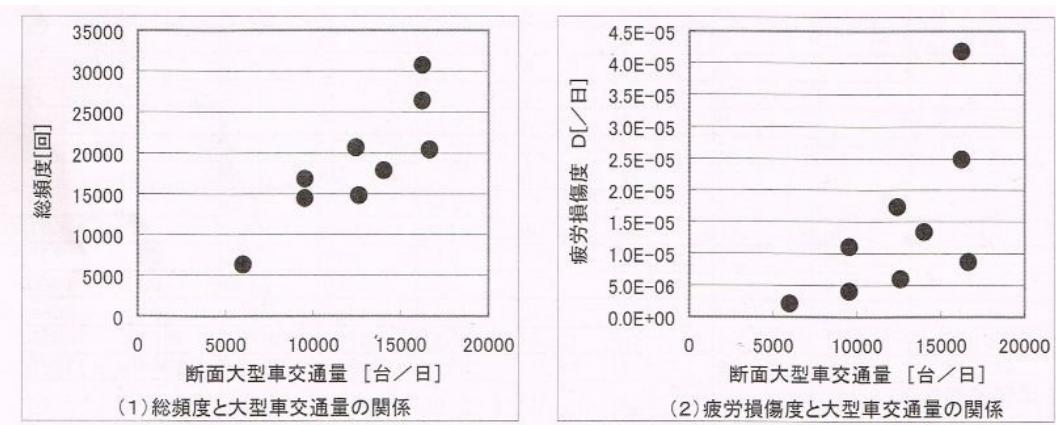


図 3.9 応力範囲の頻度および疲労損傷度と大型車交通量との関係

2) 土木研究所の文献⁸⁾より抜粋した事例

既設橋の建設当時の適用基準と標準的な断面設計の方法による再現設計を行い、疲労指針に基づく疲労照査を行うとともに、疲労損傷度に対する設計・構造条件の影響について分析している。

表 3.2 は検討対象とした橋梁であり、図 3.10 は幅員構成と桁配置を示している。昭和 39 年の鋼道路橋設計示方書（以下、S39 道示という。）による単純桁を基本ケースとして、適用基準、支間長、構造形式、主桁本数、幅員、桁高支間比、斜角等の設計・構造条件の異なるケースを選定しており、適用基準に関して、使用鋼材の許容応力度の変化、設計活荷重応力度の変化（TL-20→B 活荷重）及び床版等の基準変遷に伴う死活荷重応力度の増加等の影響が大きいと考えられる昭和

31年、昭和55年、平成14年の設計基準（以下、それぞれS31道示、S55道示、H14道示という。）を対象としている。主な設計条件は表3.3のとおりである。

桁高は、桁橋の標準的な桁高／支間長の範囲を踏まえて、単純桁では1/20、連続非合成桁では1/22を基本としており、連続桁の支間割りについては実績を踏まえ2ケースとしている。主桁断面の計算にあたって応力余裕量は0MPaを目標としている。ガセット継手の設置位置は、建設当時の標準設計を参考に下フランジ下面から270mmの高さに統一している。また、非合成桁については、一般に接合部の健全性が保たれている場合には合成挙動することが既存の研究により確認されていることから疲労照査の応力算出時には合成桁断面と仮定している。

表3.2 検討対象橋梁

形式・幅員・支間 適用基準	単純合成I桁				単純非合成I 桁 ^{注)}	連続非合成I桁 ^{注)}		
	有効幅員9.5m（基本ケース）			有効幅員 8.0m		有効幅員9.5m		
S39道示	支間25m SC-25-9.5- 1/20(S39)	支間30m SC-30-9.5- 1/20(S39)	支間40m SC-40-9.5- 1/20,1/22(S 39)	支間50m SC-50-9.5- 1/20(S39)	支間25m SC-25-8.0- 1/20(S39)	支間25m SN-25-9.5- 1/20(S39)	支間40,50,40m CN-40+50+40-9.5- 1/22,1/24(S39)	支間40m@3 CN-40+40+40-9.5- 1/22(S39)

注) 疲労照査は合成断面および非合成断面の両方で実施する

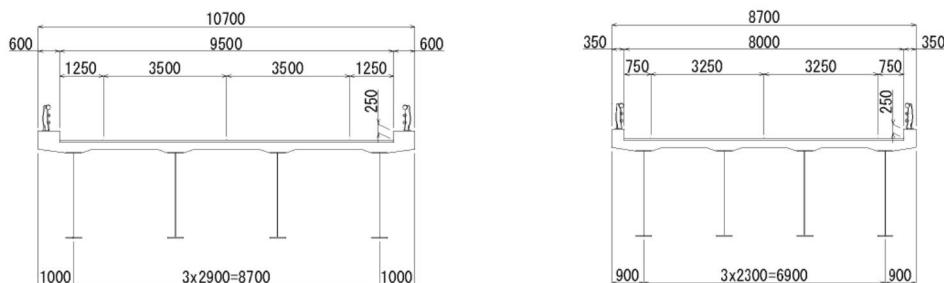


図3.10 検討対象橋梁の幅員構成と桁配置

表3.3 検討対象橋梁の設計条件

設計基準 設計条件	S31道示		S39道示		S55道示		H14道示	
	活荷重		TL-20				B活荷重	
床板	設計床板厚	170mm	180mm	230mm	250mm			
	床板重量	4.1kN/m ²	4.5kN/m ²	5.8kN/m ²	6.1kN/m ²			
たわみの許容値		L/600m	L/500m	L ² /20,000m				
主な鋼種 (許容応力度)		SS400(130kN/mm ²)	SM490(190kN/mm ²)	SM490Y(210N/mm ²)				
桁高/支間長		単純合成桁:1/17~1/22、単純非合成桁:1/20、連続非合成桁:1/22~1/24						

この橋梁の疲労損傷度を、疲労指針に従い、次式により計算している。

$$D = \sum Di \quad (3.3)$$

D_i : 車線*i*に対する疲労設計荷重の移動載荷による累積損傷度 : $D_i = \sum (nt_i/N_{i,j})$

nt_i : 設計で考慮する期間に考慮する疲労設計荷重の載荷回数

$N_{i,j}$: $\Delta\sigma_{i,j}$ に対応する疲労設計曲線より求められる疲労寿命

$$nt_i = ADTT_{SLi} \cdot \gamma_n \cdot 365 \cdot Y$$

$ADTT_{SLi}$: 一方向一車線（車線*i*）当たりの日大型車交通量（ここでは 2000 台としている）

γ_n : 頻度補正係数（ここでは 0.3 としている）

Y : 設計で考慮する期間（年）（ここでは 100 年としている）

$$ADTT_{SLi} = ADTT / n_L \times \gamma_L, \quad ADTT : \text{一方向当たりの日大型車交通量}, \quad n_L : \text{車線数},$$

γ_L : 車線交通量の偏りを考慮するための係数（ここでは 1.0 としている）

$$N_{i,j} = 2 \times 10^6 \cdot (\Delta\sigma_f \cdot C_R \cdot C_t)^3 / \Delta\sigma_{i,j}^3$$

$\Delta\sigma_{i,j}$: 車線 *i*に対する疲労設計荷重一組の移動載荷によって得られる *j* 番目の応力範囲

$\Delta\sigma_f$: 直応力に対する 200 万回基本許容応力範囲

C_R : 平均応力の影響を考慮して基本許容応力範囲及び打ち切り限界を補正するための係数

$$C_R = 1.00 \quad (-1.00 < R < 1.00)$$

$$C_R = 1.30(1.00 - R) / (1.60 - R) \quad (R \leq 1.00)$$

$$C_R = 1.30 \quad (R > 1.00)$$

$$R : \text{応力比} \quad R = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$$

σ_{\min} : 最小応力度, σ_{\max} : 最大応力度

C_t : 板厚の影響を考慮して基本許容応力範囲及び打ち切り限界を補正するための係数

$$C_t = \sqrt[4]{25/t} \quad t : \text{板厚 (mm)} \quad (\text{ここではすべて } 1.00)$$

図 3.11 は、各橋梁における、外桁及び内桁支間中央下フランジ（連続桁は中央径間中央）の設計死・活荷重応力度と疲労照査に用いる最大応力範囲（以下、疲労設計応力範囲）について整理した結果を示している。ここで、応力範囲とは、疲労設計荷重に対する最大応力度と最小応力度の差の絶対値に活荷重補正係数、衝撃の影響、構造解析係数 (=0.8) を考慮した値としている。外桁と内桁による応力度の違いは特に見られない。適用基準に着目すると、支間長 40m の場合、疲労設計応力範囲は S31 道示の場合が最も小さく、次いで H14 道示、S55 道示、S39 道示の順となっている。S39 道示の場合について、支間長と幅員の影響に着目すると、支間長が短いほど、また幅員が小さいほど、疲労設計応力範囲は大きくなる傾向が見られる。S31 道示では、鋼種が SS400 に限定され許容応力度が小さいことから、疲労設計応力範囲は最も小さい。一方、S55 道示では床版が厚くなり死荷重による曲げモーメントが増加するものの、鋼種が SM490 から SM490Y となり許容応力度の高い鋼材を使用しているため、結果的に S39 道示の場合と疲労設計応力範囲はほとんど変わらない。連続非合成桁については、支間長が同じ単純桁と比較して、許容応力度に占める設計活荷重応力度の比率が大きくなり、かつ、負曲げの応力振幅も考慮する必要があることから、疲労設計応力範囲は単純桁と比較して大きくなる。

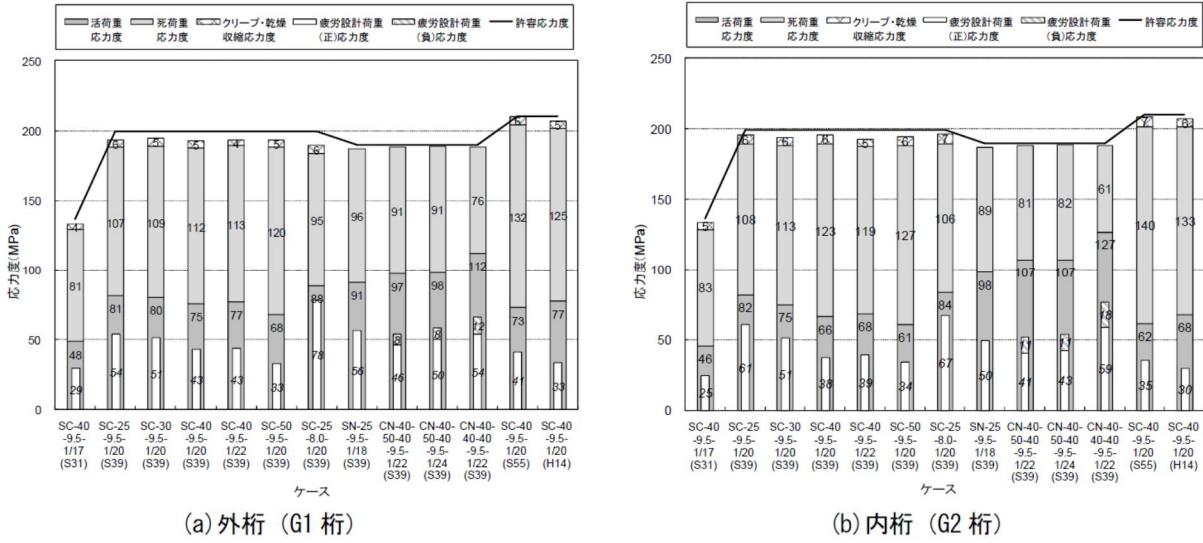


図 3.11 外桁及び内桁支間中央下フランジの設計応力度と疲労設計応力範囲

図 3.12 は、各橋梁についての照査部位別の疲労損傷度を示している。なお、疲労設計応力範囲が一定振幅応力に対する応力範囲の打切り限界を超えた部位のみの結果を示している。また、参考として断面変化位置にガセット継手が存在すると仮定した場合の疲労損傷度も示している。疲労損傷度が 1.0 を超える部位は、単純桁では、すべてウェブガセット溶接部 (G 等級) であり、連続非合成桁では、ウェブガセット溶接部の他に、下フランジと垂直補剛材溶接部 (E 等級) や、ウェブと水平補剛材溶接部 (G 等級) も 1.0 を超える部位が見られる。適用基準別に見ると、S39,S55,S31 道示の順に相対的に疲労耐久性が高い。S39 道示と S55 道示では大きな違いは見られない。連続桁では単純桁に比べ相対的に厳しい傾向が見られる。

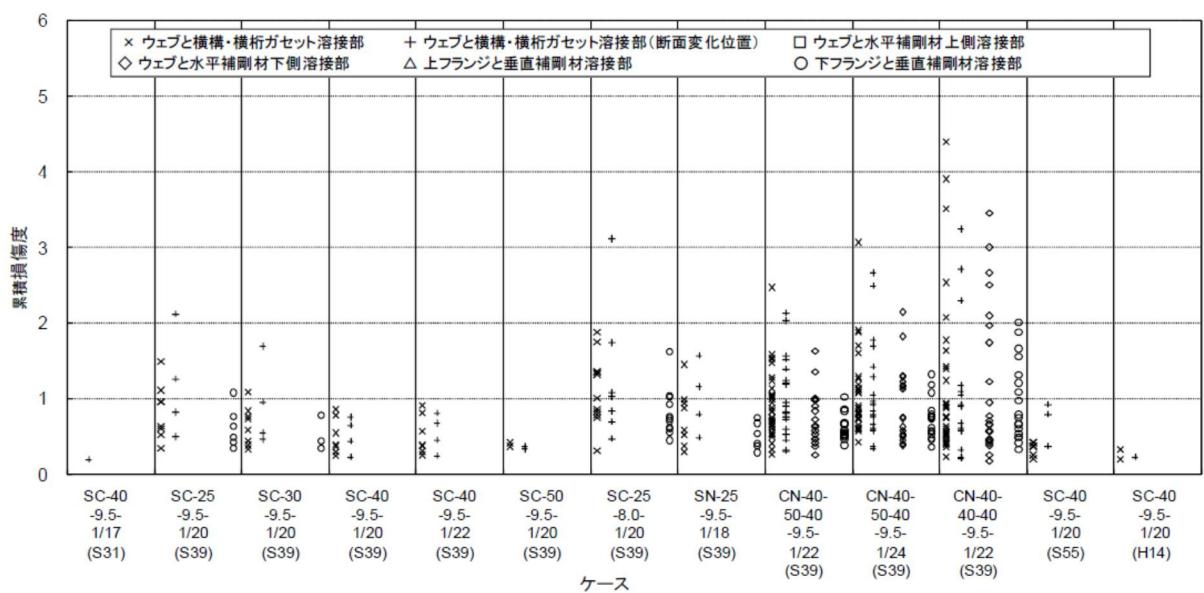


図 3.12 照査部位別の疲労損傷度

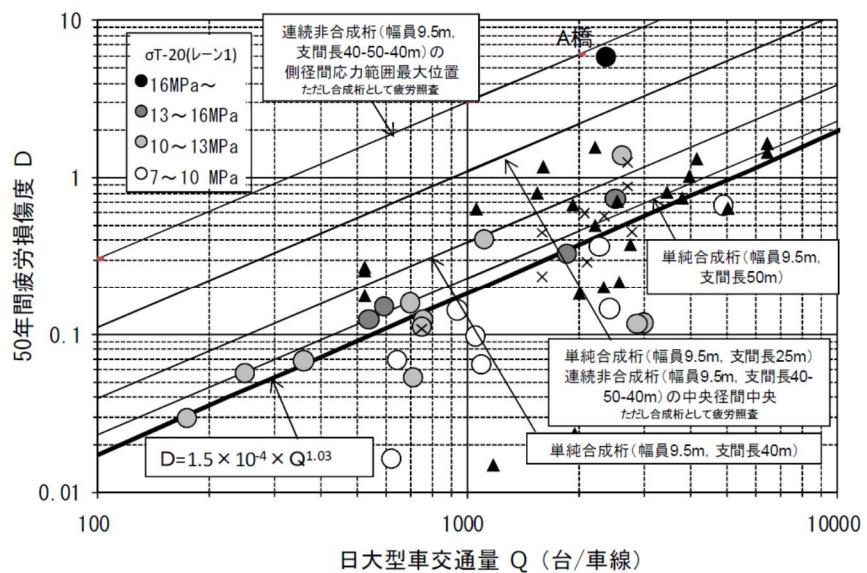


図 3.13 日大型車交通量と 50 年間疲労損傷度の関係

図 3.13 は既設橋において支間中央の照査部位について大型車交通量との関係を整理した結果を示している。新設橋の疲労照査の目安としている疲労損傷度 1.0 を超える日大型車交通量は、設計・構造条件により異なるが、連続非合成桁を除いて 1,000～4,000 台/車線の値を示している。図中には、連続非合成桁の側径間応力範囲最大位置における値も併記している。連続桁については、負曲げの影響等により単純桁と比較して非常に高い疲労損傷度となっている。

2.2.2 疲労き裂が発生している場合

(1) 疲労き裂が目視により確認できる場合

目視検査では、部材の破断もしくは破断に至るような大きなき裂、開口を伴うき裂、き裂の発生が疑われる塗膜割れなどが発見され、報告される。このような報告に対して、損傷部位の重要性や損傷の程度により、緊急的な措置の必要性の判断、速やかな調査の必要性の判断、詳細調査の必要性の判断などを行うことが目視検査結果に基づく診断と考えられる。

緊急的な措置が必要な損傷としては、構造物の崩壊に至るような部位の損傷、第三者被害の危険性が高い損傷などが考えられるが、それぞれの構造物の管理者ごとに定められる点検要領に基づいて判定するのが一般的である。例えば、国土交通省が定める橋梁定期点検要領⁹⁾の対策区分判定要領（付録-2）によれば、緊急対応が必要な損傷として下記を例示している。

- ・ き裂が鋸歯形の主桁腹板や鋼製橋脚の横梁の腹板に達しており、き裂の急激な進展によって構造安全性を損なう状況などにおいては、緊急対応が妥当と判断できる場合がある。
- ・ アーチ橋の支材や吊り材、トラス橋の斜材、ペンドル支承のアンカーボルトなどが破断し、構造安全性を著しく損なう状況などにおいては、緊急対応が妥当と判断できる場合がある。
- ・ 鋼床版構造で縦リブと床版の溶接部から床版方向に進展するき裂が輪荷重載荷位置直下で生じて、路面陥没によって交通に障害が発生する状況などにおいては、緊急対応が妥当と判断できる場合がある。

図 3.14 に緊急的な措置の例（橋梁）を記載する。



①主桁ウェブに大きく進展したき裂（左）と緊急措置の補強材設置例（右）¹⁰⁾



②支承ソールプレート部の損傷（左）¹¹⁾と緊急措置の例（右）¹²⁾

図 3.14 鋼構造物（橋梁）における緊急的な措置の例

(2) 疲労き裂の寸法が非破壊検査により特定される場合

鋼構造物の疲労損傷を対象として実施される非破壊検査は、第 I 編 3.1 に示されたものがあり、主にき裂の形状・寸法を調査することに主眼が置かれる。表面のき裂長さのみならず、き裂が板厚を貫通しているかいないか、板厚内のき裂進展方向に特徴はあるか、溶接状態とき裂の関係はどうになっているかなど、詳細な損傷状況を把握することが、損傷原因特定のための詳細調査を立案するための重要な情報となる。

2.2 節の腐食損傷の評価と同様、非破壊検査により得られた疲労損傷の形状や寸法に応じて、構造物の管理者が定める規定などにより損傷程度や健全度、対策区分が判定されるのが一般的である。例えば橋梁定期点検要領¹³⁾では表 3.4 のように損傷程度を評価することを基本としている。

表 3.4 橋梁定期点検要領¹³⁾による部材単位の健全性の診断を行うための判定区分

区分	一般的状況
a	損傷なし
b	—
c	断面急変部、溶接接合部などに塗膜われが確認できる。 き裂が生じているものの、線状でないか、線状であってもその長さが極めて短く、更に数が少ない場合。
d	—
e	線状のき裂が生じている、又は直下にき裂が生じている疑いを否定出来ない 塗膜われが生じている。

注 1 : 塗膜われとは、鋼材のき裂が疑わしいものをいう。

2 : 長さが極めて短いとは、3mm 未満を一つの判断材料とする。

また、腐食損傷と同様に、図 3.15 から図 3.17 に典型的な疲労損傷に関する評価例として、道路橋定期点検要領¹⁴⁾に掲載されている例を示す。他の例として、東・中・西日本高速道路（株）は、表 3.5 および表 3.6 に示すように、点検部位に応じて疲労損傷の進展状況を踏まえた判定基準を設定している¹⁵⁾。阪神高速道路株式会社は、疲労き裂に対する 1 次判定として表 3.7 および図 3.18 に示す判定基準を設定するとともに、点検 1 次判定の区分が A ランクに該当する損傷を発見した場合は、損傷状態の判定に加えて、進行性および冗長性などの損傷度を考慮した 2 次判定を実施することとしている¹⁶⁾。また文献(17)では、損傷度の評価では損傷の①進行性、②冗長性、③変状が与える影響に対して、表 3.9 から表 3.12 に示す評価表を用いて、表 3.8 に示す判定区分が判断されるとしている。さらに、直ちに何らかの措置が必要となる「AA」ランクの損傷として、疲労き裂に関しては具体的なき裂長を用いて図 3.19 のように与えている。しかしながら、これらの数値は過去の実績を重視して暫定的に決めたものであり、これらの妥当性については、今後、さらに調査・研究すべき余地が多いとしている。

鋼部材の損傷	②き裂	1 / 4
--------	-----	-------

判定区分 II	構造物の機能に支障が生じていないが、予防保全の観点から措置を講ずることが望ましい状態。 (予防保全段階)
	 <p>例 進展しても主部材が直ちに破断する可能性は少ないものの、今後も進展する可能性が高いと見込まれる場合</p>
	 <p>例 進展してもき裂が直ちに主部材に至る可能性は少ないものの、今後も進展する可能性が高いと見込まれる場合</p>
	 <p>例 進展してもき裂が直ちに主部材に至る可能性は少ないものの、今後も進展する可能性が高いと見込まれる場合</p>
	 <p>例 対傾構や横構などに明らかな亀裂が発生しており、その位置や向きから進展しても直ちに主部材に至る可能性はないものの、放置すると部材の破断に至る可能性が高い場合</p>
備考	<p>■き裂の発生部位によっては、直ちに主部材に進展して橋が危険な状態になる可能性は高くないと考えられる場合がある。しかし確実にき裂の進展が見込まれる場合には、き裂が拡大すると補修が困難になったり大がかりなることも考えられる。</p>

図 3.15 判定区分 II 予防保全段階の例¹⁴⁾

鋼部材の損傷	②き裂	2 / 4
判定区分 III	構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に処置を講ずべき状態。 (早期措置段階)	
	例 明らかなき裂が鋼床版のデッキプレートに伸びており、さらに進展すると路面陥没や舗装の損傷につながることが見込まれる場合	
	例 明らかなき裂が鋼床版のデッキプレートに伸びており、さらに進展すると路面陥没や舗装の損傷につながることが見込まれる場合	
	例 明らかなき裂が鋼製橋脚の隅角部に発生している。さらに進展すると梁や柱に深刻な影響がでることが見込まれる場合 (発生位置によっては、IVとなることが多い)	
	例 明らかなき裂が鋼床版のトラフリブに伸びており、さらに進展すると路面陥没や舗装の損傷につながることが見込まれる場合	
備考	<ul style="list-style-type: none"> ■き裂は、突然大きく進展することがあり、また連続している部位のどこに進展するのかは予測できないのが通常であり、主部材に発生している場合や、主部材に進展する恐れのある場合には、早期に対策を実施する必要がある。 	

図 3.16 判定区分III 早期措置段階の例¹⁴⁾

鋼部材の損傷	②き裂	3 / 4
判定区分 IV	構造物の機能に支障が生じている、又は生じる可能性が著しく高く、緊急に措置を講ずべき状態。 (緊急措置段階)	
	例 大きさに関係なく、ゲルバー桁の受け梁にき裂が発生している場合	
	例 大きさに関係なく、アーチ橋やトラス橋の支柱・吊材・弦材などに明らかなき裂がある場合	
	例 主げたの法兰ジからウェブに進展した明確なき裂がある場合	
	例 主桁や横桁のウェブに大きな亀裂が進展している場合	
備考	<p>■応力の繰り返しを受ける部位のき裂では、その大小や向きによって進展性（進展時期や進展の程度）を予測することは困難であり、主部材の性能に深刻な影響が生じている場合には、直ちに通行制限やき裂進展時の事故防止対策などの緊急的な対応を行うべきと判断できることがある。</p>	

図 3.17 判定区分IV 緊急措置段階の例¹⁴⁾

表 3.5 鋼道路橋点検判定の標準（例）（プレートガーダー橋、鋼床版、鋼製橋脚）

点検 部位	損傷の 種類	判定の標準		
		AA	A	B
※1	疲労き裂	※1		
主部材	変形 座屈	大きな変形や座屈が生じ、構造物の耐荷力に影響を及ぼす恐れがある。	変形や座屈が生じている	—
		—	—	変形や座屈が生じている
添接部	リベット、 HTB のゆるみ、脱落	—	F11T の遅れ破損がみられる。 主部材の添接部に 1 か所当たり 2 本以上の脱落がある。	左記以外にリベットや HTB の脱落がある。
全体	塗膜劣化	—	塗膜のひび割れ、はがれ、ふくれまたはさびなどが発生している面積が大きい。	塗膜のひび割れ、はがれ、ふくれまたはさびなどが発生している面積が小さい。
主部材	腐食	孔食や著しい断面減少が生じており、構造物の耐荷力に影響を及ぼす恐れがある。	部材に減厚や孔食が生じている。	減厚や孔食に進行する恐れのある腐食がみられる。
		—	部材の破断に至る恐れのある著しい腐食がある。	左記以外の断面減少がみられる腐食がある。

※表 3.6 による

※AA：変状が著しく、機能面への低下が非常に高いと判断され、速やかな対応が必要な場合。

A：変状があり、機能低下に影響していると判断され、対策の検討が必要な場合。

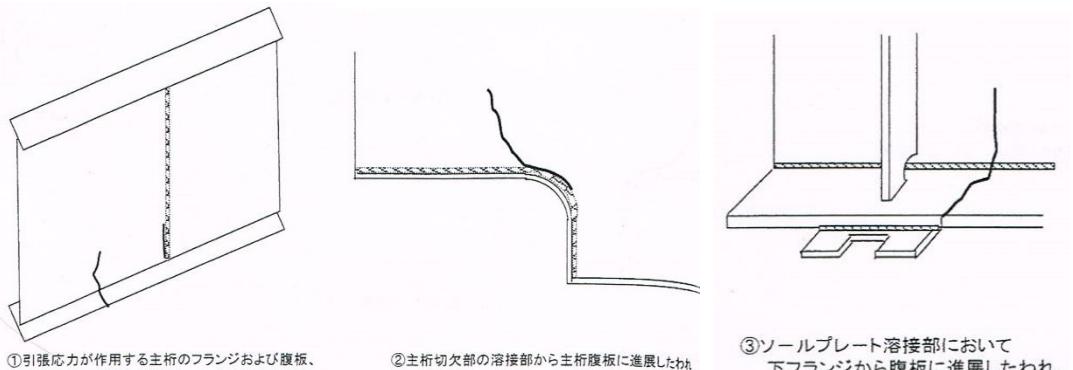
B：変状はあるが、機能低下への影響は無く、変状の進行状態を継続的に観察する必要がある場合。

表 3.6 鋼道路橋点検判定の標準（例）（疲労き裂）

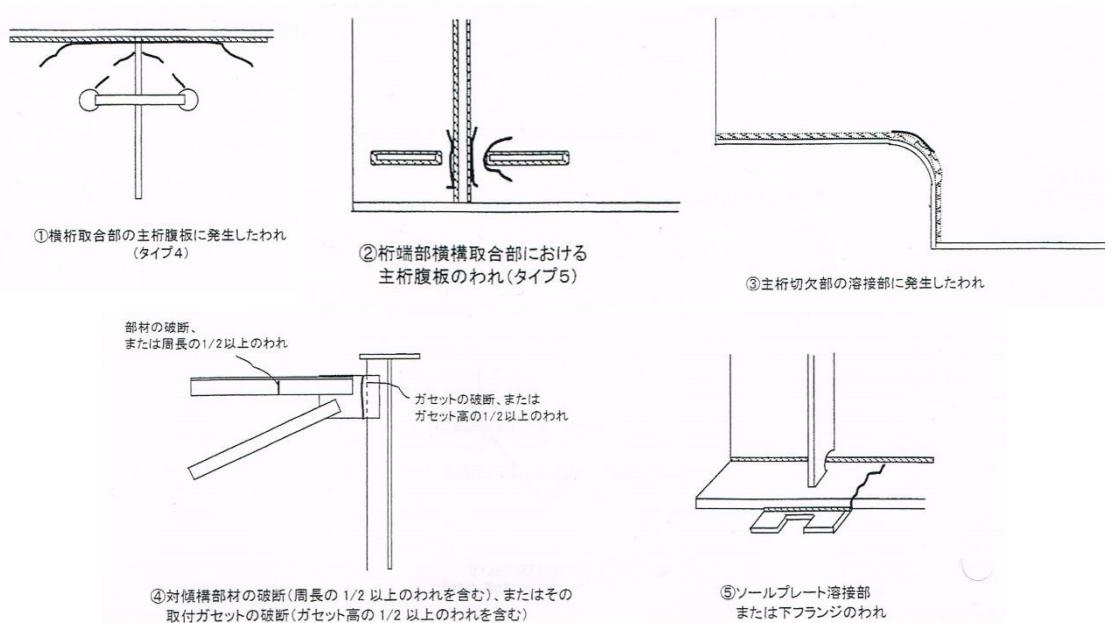
点検部位	判定		
	AA	A	B
ソールプレート前面溶接部	き裂がウェブまで進展している。	き裂が発生している。	—
桁端切欠き R 部	き裂がウェブまで進展している。	き裂が発生している。	—
対傾構取付け垂直補剛材溶接部	—	き裂が発生している。	—
主桁ウェブ面外ガセット溶接部	き裂がウェブ上を進展している。	き裂の恐れのある塗膜割れがある。	—
主桁下フランジ突合させ溶接部	き裂が発生している。	き裂の恐れのある塗膜割れがある。	—
鋼床版縦リブ溶接部	溶接線長の $2/3$ 以上の長さにき裂が進展している。	き裂が発生している。	—
鋼床版縦リブ－横リブ交差部	溶接線長の $2/3$ 以上の長さにき裂が進展している。	き裂が発生している。	—
主桁垂直補剛材－鋼床版溶接部	デッキプレートにき裂が進展している。	き裂が発生している。	—
縦桁桁端切欠き部	縦桁ウェブを破断する方向にき裂が進展している。	き裂が発生している。	—
アーチ垂直材根元部	アーチリブや補剛桁本体にき裂が進展している。	垂直材の破断の恐れがある。	—
鋼製橋脚沓座溶接部	—	き裂が発生している	—
鋼製橋脚隅角部	き裂が発生しており進展する恐れがある。	き裂が発生している	—
その他	上記以外で発見された大きなき裂がある。	上記以外でき裂が発生している。	—

表 3.7 主桁本体と二次部材に発生したき裂の考え方および判定例

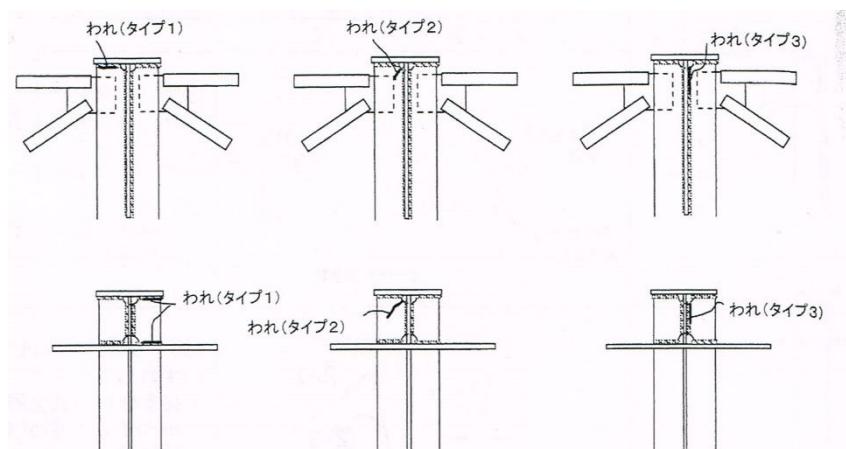
判定ランク	損傷状況	適用例
S	主桁本体にわれが発生し、構造物の安全が著しく損なわれている。	①引張応力が作用する主桁のフランジおよび腹板またはその溶接継手部で、応力に直角な方向に発生したわれ ②主桁切欠部の溶接部から腹板に進展したわれ ③ソールプレート溶接部において、主桁下フランジから腹板に進展したわれ
A	主桁本体などにわれが発生しているが、われの発生位置および状態より判断して、その補修には特に緊急性を要さないと考えられる。	①鋼 I 桁橋の中間横桁や対傾構と主桁との連結部において、主桁腹板(圧縮応力が作用する部位)に発生したわれ ②鋼 I 桁橋の桁端部横構取付ガセット部において、主桁腹板に発生したわれ ③主桁切欠部の溶接部に発生したわれ ④対傾構部材の切断(周長の $1/2$ 以上のわれを含む)またはその取付ガセットの破断(ガセット高の $1/2$ 以上のわれを含む) ⑤ソールプレート溶接部において、溶接部または主桁下フランジに発生したわれ
B	主として二次部材に発生したわれであり、構造物の安全性にとって、重大な影響のないもの	①鋼 I 桁橋の中間横桁や対傾構と主桁との連結部において、リブ板や垂直補剛材本体またはその溶接部に発生したわれ ②鋼 I 桁橋の桁端部横構取付ガセット部において、ガセット本体またはその溶接部に発生したわれ ③対傾構部材のわれ(周長の $1/2$ 未満)またはその取付ガセットのわれ(ガセット高の $1/2$ 未満)



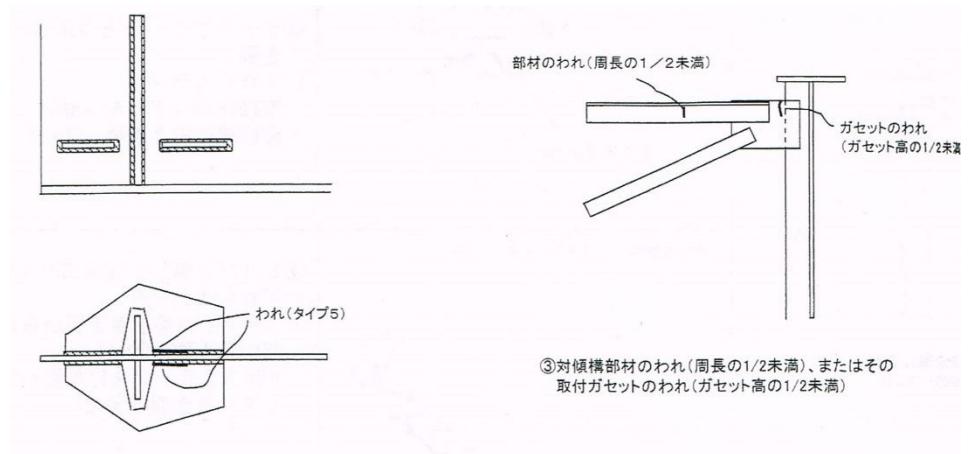
Sランクの部材のわれおよび溶接部のわれ



Aランクの部材のわれおよび溶接部のわれ



①横構や対傾構と主桁との連結部において、リブ板や垂直補剛材本体またはその溶接部に発生したわれ(タイプ1~3)



B ランクの部材のわれおよび溶接部のわれ

図 3.18 損傷ランク別の部材のわれおよび溶接部のわれ

表 3.8 損傷に対する健全度判定区分

判定区分		運転保安等に対する影響	変状の程度	措置
AA		・安全を脅かす	重大	直ちに措置
A	A ₁	・早晚脅かす ・異常外力の作用時危険	変状が進行し、機能低下も進行	早急の措置
	A ₂	将来脅かす	変状が進行し、機能低下の恐れ	必要な時期に措置
B		進行すれば A ランクになる	進行すれば A ランクになる	監視(必要に応じて措置)
C		現状では影響なし	軽微	重点的に検査
S		影響なし	健全	

表 3.9 組み合せから決まる判定区分

冗長性 進行性	a	b	c	s
a	A ₁	A ₁	A ₂	A ₂
b	A ₂	A ₂	B	C
c	B	B	C	C
s	C	C	C	S

表 3.10 進行性及び冗長性の評価表(1) 「進行性」

評価ランク	状況
a	変状を発見してから 4~5 年以内(全般検査で 1 回見落としを考慮)に機能の限界もしくはその部材(品)の破断等に達する可能性のあるもの。
b	変状を発見してから 10 年(塗装期間)以内に機能の限界もしくはその部材(継手)の破断等に達する可能性のあるもの。
c	変状が認められるものの進行は遅く、計算上設計想定寿命程度は満足できると思われるもの。
s	変状が発生しても通常はほとんど進展しないか、進展しても破断に至らないもの。

表 3.11 進行性及び冗長性の評価表(2) 「冗長性」

評価ランク	状況
a	直接部材や構造物の安全を脅かす著しい機能低下や崩壊につながるもの。
b	連鎖的もしくはある特定の使用条件になった時に構造物の著しい機能低下や崩壊に結びつくもの。
c	耐久性の低下として長期的には機能低下や崩壊に結びつくもの。
s	その継手や部材が崩壊しても構造物全体の強度や機能にあまり影響を与えないもの。

表 3.12 損傷の影響を大とする項目

- ①放置すると他に多大な影響を及ぼすもの。
- ②多発する可能性のあるもの。
- ③早期対策が維持管理上著しく有利なもの。
- ④他にも同類の箇所があり、その箇所の検査が比較的難しいもの。
- ⑤構造物としての重要度が特に高いもの。

変状項目	事例	変状項目	事例
① 主桁下フランジのき裂 ② 主桁下フランジビード部のき裂		⑧ トラフガーダーの軌条フランジのき裂	
③ 縦桁・横桁引張側フランジのき裂 ④ 縦桁・横桁引張側フランジビード部のき裂		⑨ 主桁および縦桁・横桁のカバーブレートのビードき裂	
⑤ 主桁および縦桁・横桁の腹板補剛材下端のき裂		⑩ 上下線等横分配筋の構成部材が破断したもの	
⑥ 主桁および縦桁・横桁の腹板フランジのき裂		ボルト群のおおよそ30%以上破断したものの	
⑦ 縦桁・横桁切欠き部からのき裂			

図 3.19 重大な変状とみなせられる疲労き裂

3.3 残存寿命の評価

3.3.1 概要

疲労き裂が発生している場合、き裂による脆性・延性破壊や全断面降伏の危険性、発生時期の予測を目的としてき裂進展解析が行われることがある。一般的には破壊力学的アプローチによりこれらの評価がなされる。破壊力学理論の詳細な説明は破壊力学の教科書¹⁸⁾などや文献(3)に譲り、その解析的な評価事例を後述する。それらによると、疲労き裂進展寿命の大半は疲労き裂寸法が小さい間に費やされるため、初期き裂を精度よく計測することができれば寿命を精度高く予測できる。すなわち、適切な診断や余寿命予測のためには、非破壊検査などでき裂寸法を精度高く計測することが求められる。

また、脆性・延性破壊や全断面降伏などの破壊モードに移行するき裂寸法である限界き裂寸法は、構造物架設場所の最低気温や韌性値などを影響因子として持つため、これらについても計測する手法が求められる。このように初期き裂や環境条件等の高精度な計測、そして限界き裂の高精度な見積もりにより、寿命が的確に予測できると期待できる。

3.3.2 事例

(1) 残存寿命の解析的評価の事例

一般的な疲労き裂の発生、進展の寿命は前述のように、レインフロー法による応力頻度分布の評価に基づいて行われる。一方、実構造物に発生した疲労き裂の進展を予測して余寿命を算定するためには、実際の構造モデル、載荷条件を再現した解析が必要となる。

前述のように、破壊力学に基づく疲労き裂の進展に関する解析的な評価は疲労照査に有効な手法であるが、従来は比較的単純な接ぎ手等の解析にのみ適用されてきた。しかし、最近はコンピューター性能の向上に伴い、部材レベルの評価が可能な汎用コードも見られるようになってきた²²⁾。

実橋に発生した疲労き裂の進展を解析によって検証し、余寿命評価を行った事例として、山添橋の主桁ウェブに発見された疲労き裂に関する検討事例がある¹⁹⁾。評価対象構造物は、図3.20上に示すような3主桁2径間連続プレートガーダー橋である。疲労き裂は、同図下に示すように、主桁が横桁と交差する位置に設けられたスカーラップ部から発生し、主桁中を進展した。

発見された疲労き裂に対する効果的な対策の検討を目的として、3次元の汎用破壊力学シミュレーションコードである Zencrack7.4 と有限要素プログラム MSC.Marc をリンクさせて、実橋梁を再現したモデルに対するき裂進展シミュレーションが行われた¹⁹⁾。そして、スカーラップ部の形状について、横桁フランジ下面を主桁ウェブに接合しない片側溶接モデルと、結合した両側溶接モデルの2つのタイプについて、損傷の進展に伴う部材や橋梁の全体挙動の変化の比較を実施している。なお、応力拡大係数の算定には仮想き裂進展法を用い、進展方向は最大エネルギー解放基準を適用し求めている。またき裂進展速度式は Paris 則を用いている。

解析により得られたき裂進展形状を図3.21に示す。上記の二つのモデルとともに、水平方向に徐々に向きを変えながらき裂が進展している。この形状は実橋において観察されたものを良く再現しており、ここで用いた解析手法の有効性が確認できる。

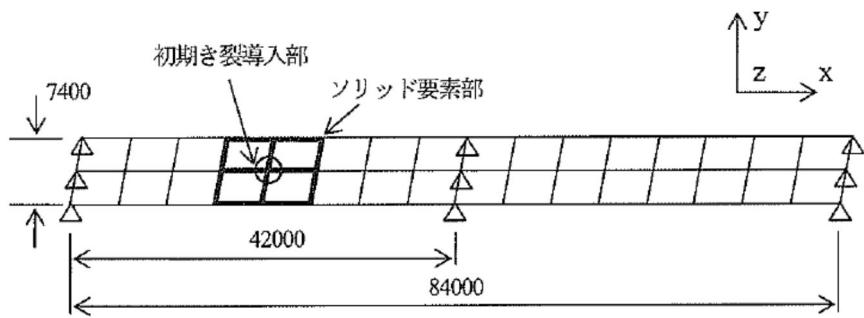


図 3.20 評価対象構造物と解析モデル

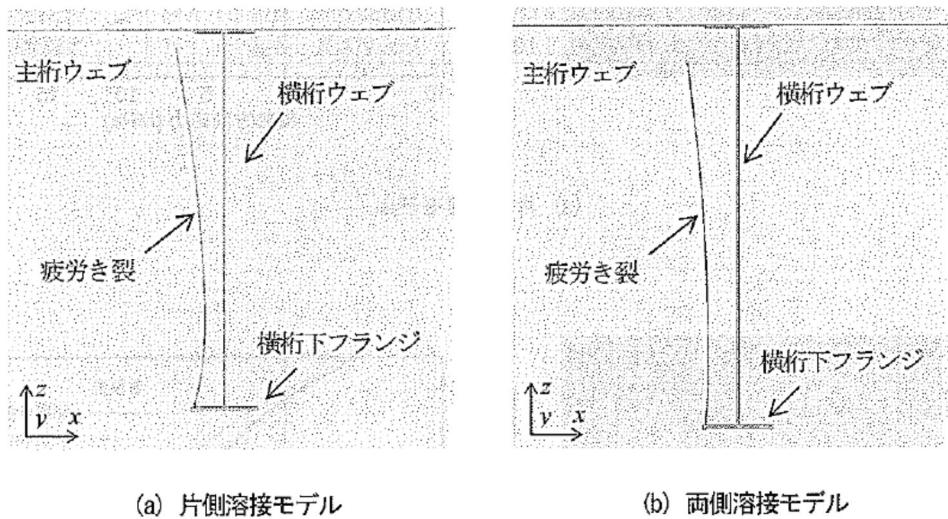


図 3.21 き裂進展形状

さらに、交通荷重を山添橋において計測結果に基づき、交通量約 6 万台／日、大型車混入量 50% と設定したき裂進展解析を行い、き裂長 1100mm（実際に山添橋で発見されたき裂長）になるまでの寿命推定を行った。二つの評価モデルのうち対象橋梁に近い片側溶接モデルの結果では、き裂長が 1100mm に達する寿命は約 60 年となっており、山添橋で報告された結果と比較的形状が良く一致していることが報告されている。また、横桁下フランジ下面を主桁ウェブと接合することで、接合しない場合と比べて寿命が約 2 倍となることを明らかにしている。ここで示す結果のように、き裂進展シミュレーションはき裂の進展性や残存寿命の推定を可能とし、補修、補強対策の立案に有効なものと考えられる。

(2) 限界き裂長さの検討例

文献 (20) では、既設鋼橋から切り出した鋼材試験片を用いて、破壊靱性値 (CTOD 試験) とシャルピー衝撃試験を行い、古い年代に建設された鋼橋の破壊靱性値について検討をおこなうとともに、鋼主桁の面外ガセット継手を主な対象として、限界き裂長さについて試算を実施している。検討では、一般溶接構造物に用いられる鋼材を対象とした脆性破壊発生に対する評価手法として

提案されている WES2805 を参考に、試験及び評価を実施している。

具体的には、図 3.22 に示すフローにより、限界き裂長の算出に必要な、破壊靭性値を検討している。破壊靭性値を試験から算出する方法としては、比較的板厚の小さい既設鋼橋の鋼材片から試験体を採取するため、CTOD 試験（4 橋の 4 鋼材で実施）とシャルピー衝撃試験（13 橋の 14 鋼材で実施）を採用している。供試体の概要と試験項目については表 3.13 に記載している。

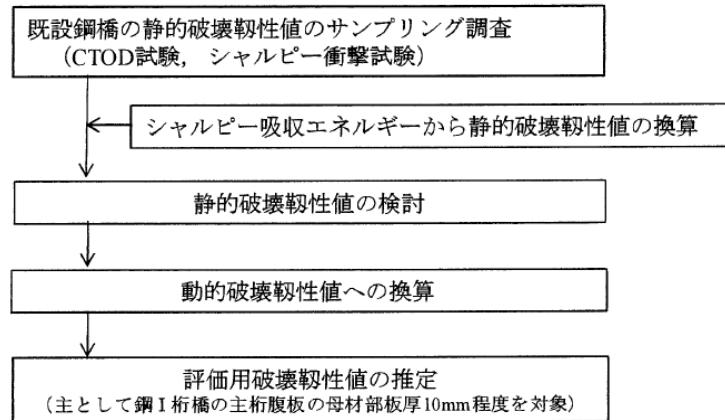


図 3.22 破壊靭性値の検討フロー

表 3.13 供試鋼材の概要と試験項目一覧

試験項目/試験規格/ 試験片条件等					CTOD 試験	シャルピー 衝撃試験		化学成分 (%)					機械的性質 (引張試験結果 3体の平均)			
供試鋼材番号/ 供試鋼材の詳細					WES 1108	JIS Z 2242		C : JIS G 1211 S : JIS G 1215 Mn, Si, P : JIS G 1253					JIS Z 2241 (JIS5号試験片)			
番号	建設 年次	採取した橋梁の 形式、採取部位、板厚		鋼種	3点曲げ 試験片	フル サイズ (10mm)	ハーフ サイズ (5mm)	C	Mn	Si	P	S	上降 伏点 (MPa)	引張 強さ (MPa)	伸び (%)	
No. 1	T14	桁橋	主桁 腹板	10mm	St39 ^{注)}	-	-	32体	0.170	0.540	0.003	0.015	0.028	280	432	39
No. 2	S9	トラス	縦桁 腹板	9mm	St39 ^{注)}	-	-	30体	0.237	0.510	0.070	0.017	0.009	315	480	38
No. 3	S11	トラス	横桁 腹板	10mm	St39 ^{注)}	38体	-	30体	0.087	0.230	0.004	0.015	0.037	264	359	44
No. 4	S28	桁橋	主桁 腹板	10mm	SS41	-	-	30体	0.097	0.300	0.003	0.012	0.021	280	373	44
No. 5	S28	トラス	斜材	9mm	SS41 ^{注)}	-	-	30体	0.190	0.420	0.004	0.007	0.033	286	435	41
No. 6	S29	桁橋	主桁 腹板	12mm	SS41 ^{注)}	35体	-	30体	0.200	0.480	0.008	0.011	0.033	293	448	36
No. 7	S29	トラス	縦桁 腹板	8mm	SS41	32体	-	30体	0.160	0.420	0.006	0.007	0.023	308	427	40
No. 8	S38	桁橋	主桁 腹板	14mm	SM50 ^{注)}	-	30体	-	0.170	1.270	0.300	0.013	0.006	352	542	42
No. 9	S39	桁橋	主桁 腹板	9mm	SS41	-	-	32体	0.160	0.580	0.071	0.010	0.029	312	433	39
No. 10	S41	桁橋	主桁 腹板	11mm	SM41B	34体	-	32体	0.200	0.710	0.058	0.021	0.021	307	469	41
No. 11	S45	桁橋	主桁 腹板	13mm	SM50Y ^{注)}	-	30体	30体	0.184	1.230	0.010	0.015	0.017	430	544	38
No. 12	S55	桁橋	主桁 腹板	10mm	SM50Y ^{注)}	-	-	48体	0.196	1.270	0.280	0.017	0.006	420	571	37
No. 13	S55	鋼製 橋脚	フランジ・ ウェブ	28mm	SM50YB	-	-	30体	0.180	1.410	0.380	0.018	0.004	451	597	48
No. 14				28mm	SM58	-	-	30体	0.130	1.280	0.270	0.014	0.004	566	662	43

注) 鋼種を特定する既存資料が残っておらず、引張試験結果から推定した。

CTOD 試験は試験片の採取方向による影響を考慮して、板の長手方向と幅方向の 2 方向から試験片を採取し、疲労予き裂入りの静的 3 点曲げ試験片を用い、WES1108 に準拠して試験を実施している。限界 CTOD 値 δ_c は次式により算出している。なお、試験温度は-100, -60, -40°C の基本温度に加え、限界 CTOD 値の上部棚から下部棚までの変化傾向を把握できるような試験温度を追加し、試験を実施している。

$$\delta_c = \frac{K^2(1-\nu)}{2\sigma_Y E} + \frac{r_p(W-a_0)V_p}{r_p(W-a_0)+a_0+z} \quad (7)$$

$$K = YP/BW^{1/2} \quad (8)$$

$$Y = 4 \left[2.9 \left(\frac{a_0}{W} \right)^{1/2} - 4.6 \left(\frac{a_0}{W} \right)^{3/2} + 21.8 \left(\frac{a_0}{W} \right)^{5/2} - 37.6 \left(\frac{a_0}{W} \right)^{7/2} + 38.7 \left(\frac{a_0}{W} \right)^{9/2} \right] \quad (9)$$

$$\sigma_Y = \sigma_{Y0} \exp \left\{ (481.4 - 66.5 \ln \sigma_{Y0}) \left(\frac{1}{T+273} - \frac{1}{293} \right) \right\} \quad (10)$$

ここで、

Y : 応力拡大係数の補正係数

P : 限界 CTOD 値時の荷重(kN)

B : 試験片厚さ(mm)

W : 試験片幅(mm)

σ_Y : 試験温度における材料の降伏点又は 0.2% 耐力 (MPa)

σ_{Y0} : 室温における材料の降伏点又は 0.2% 耐力 (MPa)

E : 材料の縦弾性係数($=2.06 \times 10^5$ MPa)

ν : ポアソン比 ($=0.3$)

r_p : 回転係数 ($=0.4$)

V_p : 限界 CTOD 値のクリップゲージの開口変位 (mm)

a_0 : 初期き裂長さ(mm)

z : ナイフエッジの高さ($=1$ mm)

CTOD 試験の試験結果をまとめたのが、図 3.23 である。図中には試験結果のばらつき（標準偏差 σ ）を用いて、各試験片及び採取方向ごとに求めた回帰曲線から-2 σ 離れた位置の曲線を示しており、限界 CTOD 値の平均値-2 σ 曲線のうち、最も下限側にある曲線が実施した全ての CTOD 試験結果よりも低くなっていることがわかる。

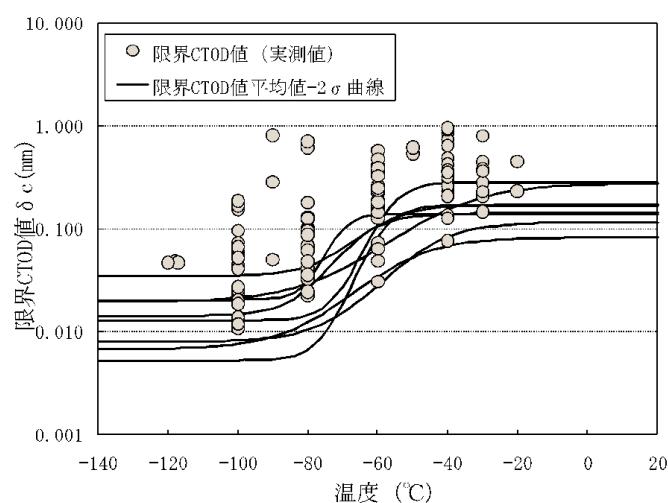


図 3.23 CTOD 試験結果（まとめ）

また、図 3.24 に示すように、鋼種と年代をパラメータとしたシャルピー衝撃試験が実施されている。試験片には、JIS Z 2242 で示されている 2 mm V ノッチ型フルサイズ (10 mm) もしくはハ

ハーフサイズ (5 mm) を用いている。なお、ハーフサイズの試験結果はハーフサイズとフルサイズの両方で試験した供試鋼材の試験結果を基に、フルサイズに換算している。試験温度は、-60, -40, -20, 0°Cを基本温度とし、シャルピー吸収エネルギー及び脆性破面率の上部棚から下部棚までの変化傾向を把握できるような試験温度を追加して試験を実施している。

図 3.24 では 0°C におけるシャルピー吸収エネルギーの試験結果を鋼種ごとに年代順で示しているが、400 キロ級鋼材に関しては昭和 20 年代後半の鋼材の結果がやや低く、最低値は 24J であったのに対して、高強度の SM50Y, SM58 については他の鋼種と比べ高い傾向にあった。

図 3.25 では WES で提案されている、シャルピー吸収エネルギーと限界 CTOD 値の相関式により求まる限界 CTOD 値（換算値）と、CTOD 試験により求まる限界 CTOD 値（実測値）とを比較している。なお、WES で提案されている相関式は次式である。

$$\delta_C(T) = \frac{1}{250} \cdot vE(T + \Delta T) \quad (3.5)$$

$$\Delta T = 87 - 0.10\sigma_{Y_0} - 6\sqrt{t} \quad (3.6)$$

ここで、 $\delta_c(T)$ ：評価温度 T (°C) における限界 CTOD 値の平均値 (mm)

$vE(T + \Delta T)$: 温度 $T + \Delta T$ (°C) におけるシャルピー吸収エネルギーの平均値 (J)

σ_{Y_0} ：室温における材料の降伏点又は 0.2% 耐力 (MPa)

t : 対象とする鋼板の厚さ (mm)

である。

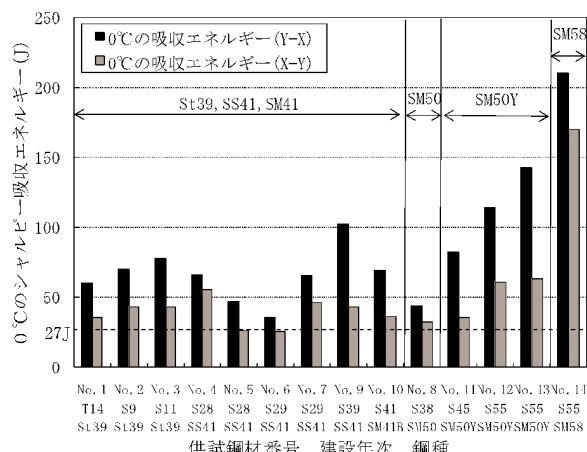


図 3.24 シャルピー衝撃試験結果（まとめ）

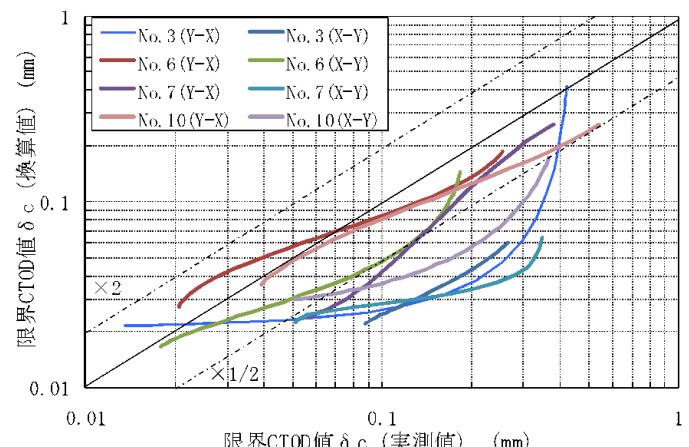


図 3.25 シャルピー遷移曲線から
推定した CTOD 遷移曲線
と試験結果の比較

WES の提案式は比較的ばらつきが大きい鋼材がみられるが、限界 CTOD 値（換算値）は、限界 CTOD（実測値）と比較して低い傾向が見られ、安全側となっていることから、シャルピー衝撃試験結果から限界 CTOD 値を推定したデータを併せて評価に使用することとしている。破壊靶性値の下限値推定に際して、破壊靶性値がひずみ速度の影響を受けることから、静的破壊靶性値から動的破壊靶性値への変換に WES で提案している次式を用いている。

$$\delta_c(\text{衝撃荷重} : T) = \delta_c(\text{静的荷重} : T + \Delta T_d) \quad (3.7)$$

$$\Delta T_d = -20(\log_{10} \dot{\varepsilon} + 4)(\dot{\varepsilon} > 10^{-4})$$

$$\Delta T_d = 0 \quad (\dot{\varepsilon} \leq 10^{-4})$$

ここで、T : 評価温度 (°C)

ΔT_d : 評価対象の温度からの移動量 (°C)

$\dot{\varepsilon}$: ひずみ速度 (/sec)

ひずみ速度は、過去の調査結果の主桁下フランジで確認された最大ひずみ 3.7×10^{-4} が車両速度 80 km/h と支間長 20m の橋梁で発生した場合のひずみ速度が約 8.3×10^{-4} /sec であるため、主桁に生じる最大のひずみ速度を 10^{-3} /sec とし静的破壊靱性値から動的破壊靱性値に換算するための評価温度からの移動量 ΔT_d を -20°C としている。また、温度に関しては道路橋示方書に準じて、普通および寒冷地方に対してそれぞれ -10°C , -30°C を設定している。以上の、ひずみ速度と温度の条件を踏まえ、動的破壊靱性値（限界 CTOD）の下限値を算出するにあたって、普通の地方、寒冷な地方のそれぞれの評価温度 (-10°C , -30°C) について、ひずみ速度の影響分の -20°C をシフトさせた、 -30°C , -50°C における静的破壊靱性値（限界 CTOD 値）を用いることとしている。

図 3.26 は CTOD 試験結果およびシャルピー衝撃試験結果から推定した限界 CTOD 値に、CTOD 試験で得られた平均値- 2σ 曲線 (σ : 標準偏差) と、供試鋼材及び採取方向ごとにシャルピー衝撃試験結果を回帰して求めた平均値曲線から CTOD 試験のばらつきを考慮した平均値- 2σ 曲線を示している。限界き裂長の算出に用いる温度の -30°C , -50°C において、破壊靱性値の最低値は、約 0.058mm (-30°C)、約 0.027mm (-50°C) となることがわかった。

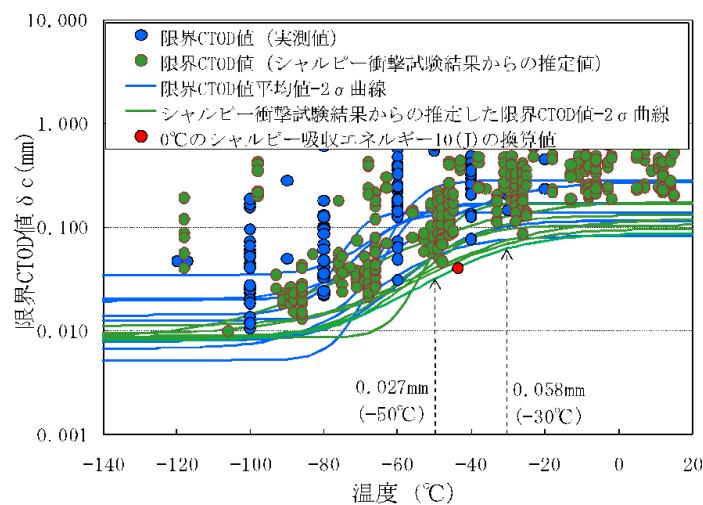


図 3.26 限界 CTOD 値（まとめ）

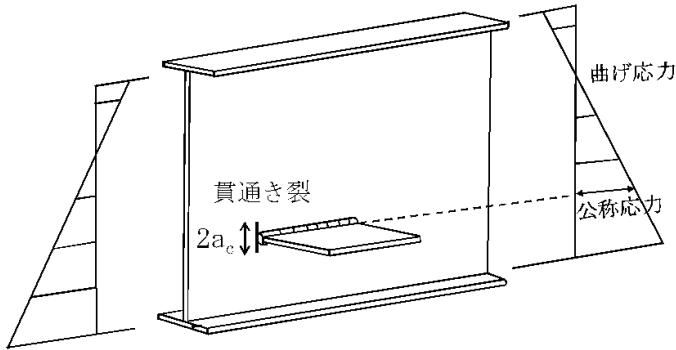


図 3.27 限界き裂長の対象とした主桁面外ガセット継手

また、図 3.27 に示すような鋼 I 枠橋の面外ガセット継手を対象として限界き裂長の検討を実施している。き裂の脆性破壊への以降の判定および応力拡大係数は次式で表される。

$$K \geq K_c$$

$$K = F \cdot \sigma \sqrt{\pi a} \quad (3.8)$$

ここに、F：継手に生じる応力集中等に対する補正係数

σ ：公称応力 (MPa)

a：き裂長さ (mm) である。

貫通き裂を想定し $F=1$ を与えるとともに、溶接残留応力の開放を見込み、面外ガセット位置の作用応力を下フランジ位置の許容応力度の 90% と仮定し、限界き裂長の算出を上式に次式を適用し求めている。なお、応力勾配の影響はないと仮定している。

$$K_c = \sqrt{\delta_c \cdot E \cdot \sigma_Y} \quad (3.9)$$

$$\text{限界き裂長さ } 2a_c(T) = \frac{2\delta_c(T) \cdot E \cdot \sigma_Y(T)}{\pi \cdot \sigma^2}$$

ここで、限界き裂長に約 0.058mm (-30°C)、約 0.027mm (-50°C) を用い、降伏点には、各種鋼材の保証降伏点とした場合について限界き裂を試算すると図 3.28 のようになる。このようにして算出された限界き裂長について、既設橋の場合、鋼材の破壊靱性値や応力の状態が不明であるため、緊急の度合いを把握するうえでの参考になるとしている。

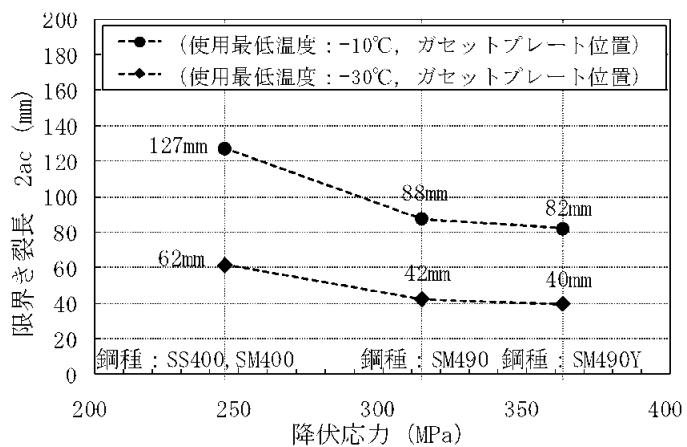


図 3.28 限界き裂長の試算結果

3.4 補修補強効果の確認

疲労による損傷は疲労き裂の発生、進展には一般的に長い時間を要することから、補修補強等の対策の効果が実際に確認されるために多くの時間の経過が必要となる。しかし、実際に構造物の疲労対策では、施工がなされてからそれほど時間がたっていないものも多く、補修補強の効果については十分なデータは未だ得られていない³⁾。

補修補強の妥当性の確認のためには、対策工の設計において仮定した構造物の挙動や変状の妥当性を確認することが重要となるため、文献(3)では以下のような考慮が求められると指摘されている。

- ① 補修補強を行った箇所について通常の定期点検の他に、頻度の高い計画的な点検（追跡点検）を実施し、損傷の再発の有無を確認する、あるいは補修補強箇所の周辺部において新たな損傷の発生の有無を確認する。
- ② 必要に応じて補強前後において応力・変位測定を実施し、補強により損傷の原因となった応力、変形の低減がなされているかどうかを確認する。

またこのような補修効果を確認した結果は、補修補強を施した橋梁のためだけではなく、今後の同種の損傷に対する補修補強対策の立案のためにも有用な基礎データになることが示されている。

実構造物における疲労損傷の補修に関する報告としては、補修内容の報告を主目的とするものが多く、上記の①のような補修効果の報告は例えば文献(21)のように検討された事例があるものの、その数は少ない。今後、誤った補修補強工事による再劣化が顕在化した場合は、その状況の整理と原因の分析を行い、データの蓄積を図ることが重要となる。

一方②については、対策工法の有効性の検証として幾つかの事例が報告されている。例えば、文献(22)の事例では、鋼床版トラフリブの溶接部に疲労き裂が発生し、その恒久的な対策として、損傷部のトラフリブを新しい部材に取り替える補修を実施し、その効果の確認のため補修前後の応力変動の計測を実施している。損傷の発生位置を図3.29の左図に示すが、その損傷部のトラフ

リブを切断し、同図右に示すような部材に取替を行っている。補修効果の確認のための計測として、i)取替境界部、ii)横リブ、iii)既設リブと新設リブの応力伝達部、iv)リブ健全部について、平日の一般車両通行時の応力変動を72時間計測し、レインフロー法による頻度解析と応力性状の確認を実施した。図3.30に示すように、各評価点における等化応力範囲、応力変動波形とともに、取替によって応力が大幅に低減していることが分かった。また、取替境界部に新たな応力集中は発生していないことも確認された。

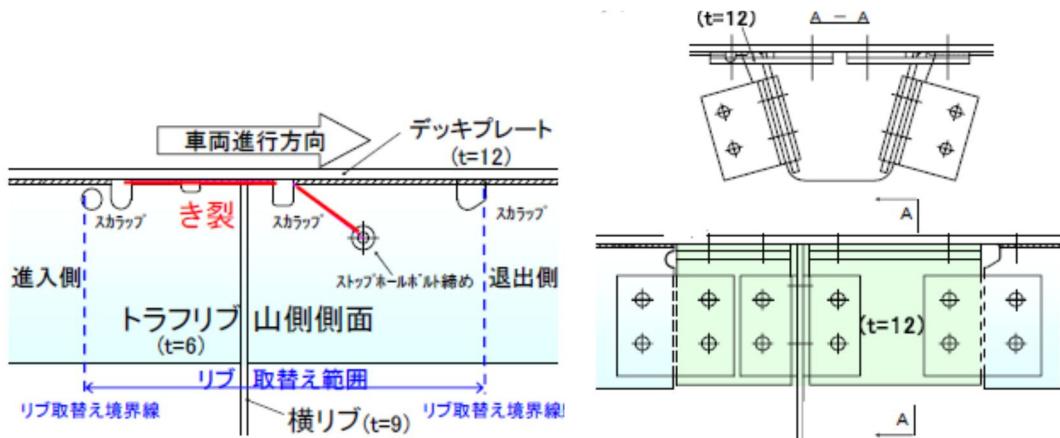


図3.29 損傷発生部位と補修方法

部位	測定点	方向	取替前 σ_e	取替後 σ_e	健全部 σ_e	取替後/取替前	取替後/健全部
デッキプレート	a点	橋直	—	9.4MPa	17.6MPa	—	53%
	b点	橋軸	22.8MPa	8.6MPa	—	38%	—
トラフリブ	c点	橋軸	19.8MPa	12.2MPa	—	62%	—
	d点	鉛直	22.8MPa	11.5MPa	17.5MPa	50%	66%
横リブ	e点	水平	22.2MPa	11.4MPa	—	51%	—
	e'点	鉛直	14.3MPa	11.9MPa	—	83%	—
	f点	斜め	26.1MPa	9.0MPa	—	34%	—
	f'点	斜め	22.9MPa	9.5MPa	—	41%	—

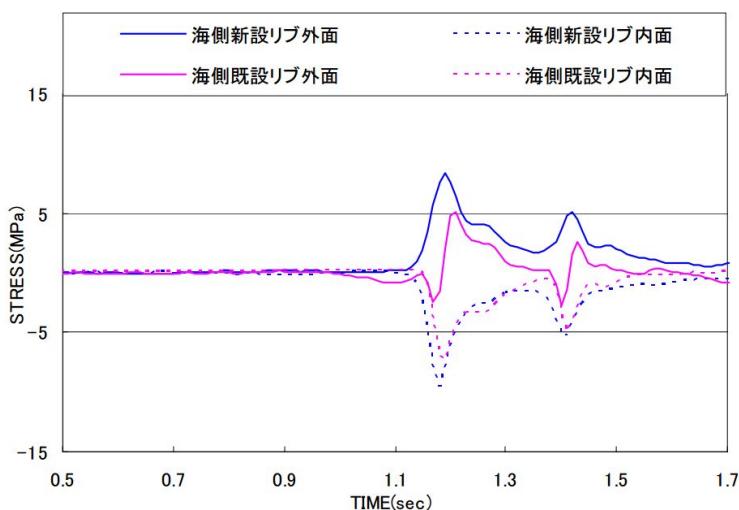


図3.30 補修による発生応力の変化と応力変動

【参考文献】

- 1) 土木学会：土木用語大辞典, 1999.
- 2) 幸田成康：復刻 100 万人の金属学基礎編, 2003.
- 3) 日本道路協会：鋼橋の疲労, 1997.
- 4) 日本鋼構造協会：鋼橋の疲労耐久性向上・長寿命化技術, JSSC テクニカルレポート 71, 2006.
- 5) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説, 2012.
- 6) 日本鋼構造協会：疲労設計指針・同解説, 2012.
- 7) 阪神高速道路株式会社：阪神高速における鋼橋の疲労対策【第三訂版】， 2012.
- 8) 村越潤, 澤田守: 古い年代の鋼部材の材料・強度特性から見た状態評価技術に関する研究, 2009.
- 9) 国土交通省：橋梁定期点検要領, 2014.
- 10) 名阪国道の橋梁保全に関する検討委員会：国道 25 号「名阪国道」の橋梁保全対策について,
<http://www.kkr.mlit.go.jp/nara/ir/press/h18data/press20061110.pdf>, 2006.
- 11) 首都高速道路技術センター：鋼道路橋と疲労損傷, 2004.
- 12) 牛越裕幸, 佐々木一哉, 今井正智, 増井隆, 高草木智也：鋼 I 枠の主桁端部の疲労損傷補修,
土木学会第 59 回年次学術講演会, 2004.
- 13) 国土交通省:橋梁定期点検要領, 2014.
- 14) 国土交通省：道路橋定期点検要領, 2014.
- 15) 日本鋼構造協会：土木工鋼構造物の点検・診断・対策技術-2013 年度版-, 2013.
- 16) 阪神高速道路株式会社：道路構造物の点検要領（共通編 土木構造物編）, 2005.
- 17) 鉄道総合技術研究所：鋼構造物補修・補強・改造の手引き, 1992.
- 18) T.L. Anderson, 粟飯原 周二 (監修), 金田 重裕 (翻訳), 吉成 仁志 (翻訳): 破壊力学(第 3 版)
— 基礎と応用, 森北出版株式会社, 2011.
- 19) 日本鋼構造協会: 疲労損傷を受けた鋼橋の耐久性評価および耐久性向上技術, 日本鋼構造協会
2009.
- 20) 村越潤, 澤田守: 既設鋼道路橋から切り出した鋼材片の破壊靱性値と限界き裂長に関する検討,
鋼構造論文集, Vol. 19, No. 73, 2012.
- 21) 伊藤裕一, 関雅樹, 名取暢, 三木千寿, 市川篤 : 35 年間使用した溶接構造鋼鉄道橋の解体調
査, 土木学会論文集 724 卷, I-62, pp.37-48, 2003.
- 22) 斎藤豪, 鳥羽正樹, 木ノ本剛, 大道裕紀 : 鋼床版トラスリブの取替えによる補修の効果と応力
性状の確認, 土木学会第 63 回年次学術講演会, I-202, 2008.

4. その他の損傷

腐食と疲労に加えて、変形や高力ボルトの遅れ破壊なども適切に取り扱う必要がある。

変形は地震や衝突などにより生じることが考えられ、それにより構造物の安全上の問題となっていたり、使用上の支障となったりしてはいけない。すなわち、仕様で定められているたわみ許容値などを満たしていない場合には補修や補強・取替などの対策を行う必要がある。また、橋梁定期点検要領¹⁾では以下の表4.1のように損傷の評価区分を定めている。さらに、国土技術政策総合研究所の道路橋の定期点検に関する参考資料²⁾や国土交通省の道路橋定期点検要領³⁾には判定例の写真等も掲載されており、これらの事例集も参考になる。

表4.1 橋梁定期点検要領による変形損傷の評価区分¹⁾

区分	一般的状況
a	損傷なし
b	-
c	部材が局部的に変形している。 又は、その一部が欠損している。
d	-
e	部材が局部的に著しく変形している。 又は、その一部が著しく欠損している。

高力ボルトの遅れ破壊は水素脆化の一形態であり、荷重が負荷されてからある時間経過後に突然脆的に破壊する現象である⁴⁾。この遅れ破壊は、腐食により高力ボルトに水素が供給され、そして応力集中部に蓄積した水素により破壊強度が低下することで発生するものである。この現象は特にF11T以上の強度を持つ高力ボルトで多く見られることが知られており、点検により評価し場合によっては取り替える必要がある。

点検手法としては目視で腐食やゆるみなどが発生していないか確認するもの以外に、第I編で述べられているようにたたき検査によるもの、超音波探傷試験によるものなどがある。このうちたたき検査は定量的な評価手法があるわけではなく、感触や振動などに異常がないか確かめる方法であり、簡便であるが経験・技量に左右される。超音波探傷試験は、ボルトの端部から探傷し、反射エコーから損傷の有無を判定する方法であり、特に健全な状態と比較すると損傷検出の精度が高い。これらの点検手法から損傷ランクを判定している例⁵⁾もあり、その損傷ランク判定基準の例を表4.2に示す。

他の手法として、鋼構造協会などによりまとめられたH_E^{*}/H_C^{*}法などがある⁴⁾。H_E^{*}/H_C^{*}法は切欠先端部ないしボルトねじ底の局所限界水素濃度の破壊を起こさない上限値H_C^{*}と、局所侵入水素濃度H_E^{*}を比較することで、H_C^{*}>H_E^{*}の時にボルトは破壊しないと評価するものである。いずれの点検手法を用いるにせよ、まずはF11TやF13Tなどがどこに使用されているか図面、あるいはボルトヘッドマークの確認により認識をしておくことが重要である。

表 4.2 接合部に着目した損傷ランク判定基準の例

損傷ランク (対応)	A (要緊急対応)	B (要対応)	C (対応不要)	D (異常なし)	備考
発錆腐食	①損傷が著しく構造物の安全性が短期間に失われる可能性がある場合(A0) ②部材落下や漏水により第三者被害を起こす可能性がある場合(A1) ③HTボルト、リベット、普通ボルト、アンカーボルトおよびナットの緩みや超音波探傷で発見された内部欠損は	①断面欠損を伴う発錆腐食がある場合 ②比較的広範囲に渡る発錆腐食がある場合 ③構造重要部位に発錆腐食がある場合	①断面欠損を伴わない発錆腐食がある場合 ②範囲の狭い発錆腐食がある場合	損傷等がない場合	・鋼構造物は接近点検および徒歩目視点検を主な点検とする。なお、HTB(F11T)に対しては超音波探傷検査で点検を行う。 ・徒歩目視点検では確認可能な範囲で先の判定を行うが、以下の構造重要部位について特に着目して点検を行う。 【構造重要部位】 ①鋼桁 鋼床版張出部、支間中央部、桁端部、支承周辺部、ゲルバーハンジ部、切欠部、部材交差部(主桁横桁交差部等)、添接部(HTボルト、リベット、溶接部) ②鋼橋脚 支間中央部、隅角部、支承周辺部、添接部 HTボルト、リベット、溶接部)、基部
脱落、緩み (接合部)	A1 ランクとする	HTボルト、リベット、普通ボルトの脱落がある場合			

【参考文献】

- 1) 国土交通省：橋梁定期点検要領, 2014.
- 2) 国土交通省国土技術政策総合研究所：道路橋の定期点検に関する参考資料－橋梁損傷事例写真集－, 2004.
- 3) 国土交通省：道路橋定期点検要領, 2014.
- 4) 日本鋼構造協会：高力ボルトの遅れ破壊特性評価ガイドブック, JSSC テクニカルレポート 91, 2010.
- 5) 土木学会：高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針(案), 鋼構造シリーズ 15, 2006.

5. 更新

構造物の更新は、物理的要素の観点からなされるもの、機能的要素の観点からなされるものがある。物理的要素の観点による更新というのは、保有性能が低下しているために更新を行うような事例を指し、機能的要素の観点による更新というのは供用期間中の要求性能の変化による更新を指す。例えば鋼橋の場合、表 5.1 に国土技術政策総合研究所により架替の原因がまとめられており¹⁾、それによると幅員狭小のためすれ違いが困難であるなど機能上の問題で行われることが多く 70%~80% を占めているが、構造上の問題で行われることもある。他にも社会情勢の変化等により維持管理コストが増大するため更新を行うといった経済的要素の観点からなされるものもある。本報告書は構造物の長寿命化のための技術についてまとめているものであり、特に物理的要素の観点について以下に述べる。

長寿命化はそれ自体が目的ではなく、あくまでも安全性の向上やライフサイクルコストの低減等が目的であり、そのための更新という選択肢があり得る。特に、修復が困難な損傷を受けた構造物については、長寿命化と更新を比較した上で更新を選択するのは合理的な判断である。例えば小規模橋梁において、部材寸法が小さいため当て板等の補修・補強が困難な場合などが考えられる²⁾。なお鋼橋の場合、上記の文献(1)に架替の原因がまとめられており、それによると構造上の問題の中では上部構造の損傷が原因のものが多く、平成 18 年度の調査では鋼材の腐食が 50%，床版の破損が 30% とこの 2 種類の損傷が上位を占めていた。また、建設当初の設計・施工の不具合のため損傷が多発し、抜本的対策のために更新を行った事例もある³⁾。

いずれにせよ、更新は通行止め等の社会的損失を伴うものであり、なぜ更新という選択肢を選んだか、その判断基準となった将来予測や根拠を工学的に説明することが重要になる。文献(4)では、鋼桁、吊橋ハンガーロープ、アーチ橋の吊材、トラス橋、送電鉄塔、ラジアルゲートの脚柱部について、部材取替により性能回復を行った実例や取替を行った根拠が示されている。例えば、当て板での性能回復が困難で部材取替が経済的に優位なために取り替えた事例、大変形が生じて過熱矯正などによる復元が不可能なため取り替えた事例、設計時に考慮していない断面力や損傷が生じたためそれに対応した部材に取り替えた事例が紹介されている。

表 5.1 橋梁架替理由の内訳

	昭和 52 年度	昭和 61 年度	平成 8 年度	平成 18 年度
上部構造の損傷	295	280	252	179
下部構造の損傷	71	44	32	22
耐荷力不足	29	208	100	60
機能上の問題	248	314	542	319
改良工事	778	682	894	688
耐震対策	0	54	38	23
その他	124	109	65	51
合計	1545	1691	1923	1342

【参考文献】

- 1) 国土交通省国土技術政策総合研究所:橋梁の架替に関する調査結果(IV), 国総研資料第 444 号, 2008.
- 2) 土木学会複合構造委員会 : 社会インフラの改築・更新のあり方を考える, 土木学会平成 26 年度全国大会研究討論会 研-20 資料, 2014.
- 3) 高田佳彦, R C 単純桁の損傷と桁架け替え工事報告, 土木学会第 57 回年次学術講演会, V-298, 2002.
- 4) 土木学会 : 腐食した鋼構造物の性能回復事例と性能回復設計法, 鋼構造シリーズ 23, 丸善, 2014.

