

第 I 編 性能評価のための構造解析技術

1. はじめに

第 I 編では、既設鋼構造物の維持管理において、どのような場面で構造解析が適用されているかをまとめ、具体的な手法についてその種類等についてまとめる。ただし、ここで用いる構造解析は、高度な有限要素法だけでなく、簡易な数量化手法についても含めるものとするが、主には、有限要素解析を用いた内容としている。

既設鋼構造物における一般的な構造解析を伴う維持管理手法（検査手法）のフローと、本編での関連する章との関係を表 1.1 に示す。表 1.1 では、既設鋼構造物の維持管理のフローを 10 のステップで考えた。ここでの、維持管理のフローは、鉄道構造物の性能照査型の検査手法の考え方（図 1.1）を応用している。

なお、鉄道分野では構造物を調査・点検して、健全度を評価するまでを検査と呼び、道路構造物など他の社会基盤構造物で呼称される点検と診断を合わせた意味をもっている。

表 1.1 既設構造物の維持管理フローと章構成の対応

STEP	既設鋼構造物の維持管理	第 I 編における章
1	調査(主に目視や資料調査など)	2章, 3章
2	損傷状況評価	4章
3	検討方法・解析方法の選択	5章
4	構造のモデル化	6章
5	構造性能評価	(第 II 編)
6	補修補強方法の検討	7章
7~9	補修補強方法の解析検討(STEP3~5と同様な検討)	
10	補修補強の評価・確認	

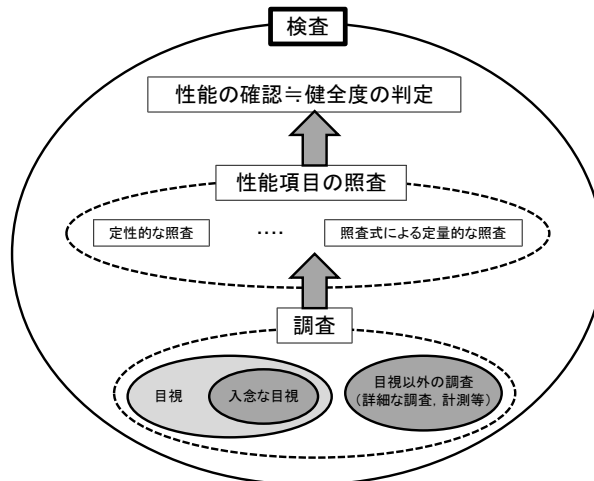


図 1.1 維持管理と検査、調査、および、性能照査の関係¹⁾

(出典：国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物，p. 6，丸善，2007.)

STEP1 は、構造物に対して行われる調査であり、事前に行う設計図書などの資料調査や、構造物の目視、近接目視を示している。この STEP1 により、既設鋼構造物の変状が把握される。なお、2 章には、資料作成のツールとして参考になるため、現場で行うやや詳細な目視以外の調査法についても簡単に紹介することとした。

この変状把握を受けて行われるのは STEP2 損傷状況の評価である。STEP1 では主に目視で判断を行っており損傷の程度の評価は明確にならないケースもある。よって、損傷が構造物の耐荷性などの性能に影響する

かどうかを判断するためにより詳細な手法で損傷状況を評価する必要がある、これを STEP2 と設定した。この STEP2 に対応する 4 章では、機器を使用した腐食量調査やき裂探傷について紹介し、構造解析実施時に使用可能なデータを収集する際の参考資料を示す。

STEP3 は、STEP1,2 において変状が認められ構造物の性能に影響が懸念される場合、これを定量化する目的で検討方法や解析手法の検討を行う。本編では、この定量化検討を 4 つのレベルに分類し、それぞれについて解説を行う。

STEP4 は STEP3 において有限要素解析による構造解析が選択された場合、どのようなモデルが用いられるか、または、必要とされるかについて解説を行う。解析結果からどのように構造物の性能を評価するかについては STEP5 となるが、この部分については第 II 編で解説を行うものとしている。

STEP5 までで、一通りの維持管理のフローは完結するが、検討の結果、構造物の性能回復や予防保全の観点から補修補強を行う場合が、STEP6~10 となる。STEP6 では、どのような補修補強方法を行うべきかの検討である。この段階ではいくつかの案が示されているはずであり、補修補強を実施する前段として構造解析を実施するケースもある (STEP7~9)。この解析的な検討により、補修補強方法の合理性、効率性などが検証され、具体的な補修補強に移る。この STEP7~9 の内容は、補修補強の検討の前に実施している STEP3~5 と同等な作業になると考えられる。補修補強の結果、事前に検討した効果が得られているかを確認するのが STEP10 である。この STEP10 では、構造物に対する計測結果などから、再度解析的な検証を行う可能性があると言える。これら構造物の補修補強に関するフローでは、解析的検討の内容については STEP が前述の内容と重複する部分も多いと考えられる。そこで、7 章では、補修補強で特記すべき事項についてまとめることとした。

【参考文献】

- 1) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物，丸善，2007.

2. 調査

本章では鋼橋を例にして、調査手法を述べる。既設鋼橋の性能評価には、調査によって構造現状および各部での損傷度を的確に評価し、それらをもとに橋梁全体の健全度を総合的に評価することが必要である。そして調査結果に応じて構造解析を実施するか否かを定める。既設鋼橋の性能評価を実施するため以下に示すような調査手法を列举できる。

- 1) 設計資料などの調査
- 2) 目視点検
- 3) 寸法調査（測量）
- 4) 簡易な非破壊検査
- 5) モニタリング（短期の応力計測，変位計測を含む）

本章では、構造解析を適用する既設鋼橋の性能評価における上述の調査手法について簡単に紹介する。

2.1 設計資料などの調査

橋梁に対する健全度評価を着手する時、最初に設計図書や管理資料が残存しているかを確認すべきである。該当橋梁の設計図書や維持管理資料や既往関連論文および報告資料などあらゆる入手可能な資料を調べて橋梁現状評価用の素材を揃える。

設計図書における調査を考えると、

- 1) 設計図
- 2) 設計計算書
- 3) 既往の拡幅や補修補強時の設計図書

設計図より橋梁の寸法、材料特性、支承の詳細などの情報を得て、設計計算書より応力断面力と変形制限や長期短期など各許容値、照査用荷重、支承と免制震装置の設計を確認する。また固有振動数などの手計算結果或いは構造解析結果を確認する。これらの橋梁の幾何形状、材料特性、支持条件、荷重条件を用いて現状評価用の解析モデルを作成する。また応力、断面力と変形制限や長期短期など各許容値を用いて現状性能評価の照査を行う。

橋梁の既往維持管理資料の調査を考えると、

- 1) 橋梁台帳
- 2) 橋梁点検カルテ（点検調書）
- 3) 交通量調査表

などの調査が挙げられる。

橋梁台帳には、図 2.1 から図 2.3 に示すように橋梁の諸元と維持管理の履歴を記載してある。調査により種別、寸法、舗装、付帯施設・添架物、塩害地域区分、竣工年、設計適用示方書、設計活荷重・水平震度、補修歴・塗装歴など橋梁の基本諸元を確認できる。これら基本諸元は該当橋梁の構造解析のモデル化に大いに役に立つ。具体的に言えば、種別により構造特性や構造部材の抽出および設計クライテリアなどの情報を把握でき、寸法情報は解析モデル化に使われる。舗装や付帯施設・添架物の情報は常時荷重の算定に必要であり、塩害地域区分の情報は鋼材腐食やコンクリートの中性化など配慮する判断に必要である。竣工年と設計適用示方書の情報は橋梁老朽化推定や設計照査のクライテリア把握に役に立つ。設計活荷重・水平震度情報は橋梁の現状評価の荷重設定に使われ、補修歴・塗装歴の情報は経年劣化の調査の参考にされる。

【橋梁台帳】

名称：	路線名：	整理番号：
所在地（自）：	距離標（自）：	調整年月日：
（至）：	（至）：	改訂年月日：

【基本諸元】

橋梁区分：	橋長：	架設竣工年：	
橋梁種別：	総径間数：	橋梁等級：	
上部工分離・橋脚 一体構造の別：	平面形状：	適用示方書：	
	最小半径：	設計活荷重：	
分割区分：	縦断勾配：	水平震度：	
事業区分：	橋面積：	[特殊荷重]	
線路名(俗称)：	[舗装]	種別：	1：*
		面積：	2：*
[交通規制]			
通行制限	厚さ	上層：	3：*
荷重制限 *t		下層：	4：*
制限 高さ *m	[照明] 有無：		5：*
幅 *m			6：*
迂回路の有無	歩道添架の有無		[基本耐荷力]
交通現状	点検施設		主桁、主構、トラス橋
[他域橋長]	排水施設		載荷弦： * t
起終点区分	遮音壁の有無		その他： * t
他域橋長 *m	遮光壁の有無		床及び床組
[橋梁接続]	踏掛版の有無		床版： * t
	凍結防止剤の散布回数		縦桁、横桁：* t
起点側			工費 上部工：
市区町村：	[消雪パイプ] 有無：		下部工：
橋梁種別：	ロードヒーティング 有無：		備考
事務所コード：			
出張所コード：	[床版防水工]		
橋梁コード：	種別		
分割番号：	範囲		
	面積		
終点側			
市区町村：	塩害地域区分		
橋梁種別：	塩害地域距離		
事務所コード：			
出張所コード：	[落下物防止柵]		
橋梁コード：	高さ		
分割番号：	延長		

図 2.1 橋梁台帳サンプル その1

【橋梁台帳】

名称： 所在地（自）： （至）：	路線名： 距離標（自）： （至）：	整理番号： 調整年月日： 改訂年月日：
------------------------	-------------------------	---------------------------

【上部工諸元】

構造体 番号	径間番号	支間長 (m)	材料区分	桁形式 区分	路面位置	構造形式	床版種類 使用形式	床版厚 (cm)	本体塗装 面積	高欄塗装 面積
1	1	1	鋼溶接橋 (記入例)	連続桁 (記入例)	上路橋 (記入例)	1桁(非合成) (記入例)	場所打床版 (記入例)			
	2	1								
	3	1								
	4	1								
2	5	1								
	6	1								
	7	1								
3	8	1								
	9	1								
4	10	1								
	11	1								
5	1	2								
	2	2								
	3	2								
	4	2								
6	5	2								
	6	2								
	7	2								

【下部工諸元】

躯体番号	構造形式	基礎形式	杭径 (m)	杭本数	本体塗装面積	備考
A1	重力式橋台(記入例)	既製RCくい(記入例)				
A2	逆T式橋台(記入例)	場所打くい(記入例)				
A3						
A4						
P1	ラーメン橋脚(RC)(記入例)	オープンケーソン(記入例)				
P2						
P3						
P4						

図 2.2 橋梁台帳サンプル その2

【橋梁台帳】

名称: 所在地(自): (至):	路線名: 距離標(自): (至):	整理番号: 調整年月日: 改訂年月日:
------------------------	-------------------------	---------------------------

【幅員】

全幅員 m	有効幅員 m	左側						中央帯 m	分離帯 m	右側						供用開始 年月日
		地覆幅 m	地覆高 m	歩道幅 m	路肩幅 m	車道幅 m	車線数			車線数	車道幅 m	路肩幅 m	歩道幅 m	地覆高 m	地覆幅 m	

【高欄 防護欄】

設置場所	高欄 防護欄の別	材質(材料)	形式	高さ	防護欄設計種別	備考
歩道端(左)	高欄	鋼製			*	
歩車道境界(左)						
車道端(左)	高欄	鋼製			*	
中央分離帯	防護欄	*			路側用	
車道端(右)						
歩車道境界(右)						
歩道端(右)	高欄 (記入例)	鋼製(記入例)			*(記入例)	

【交差状況】

整理番号	架橋状況	交差物名称	協議有無	協議機関名	備考
	河川-開水路-湖沼				

【添架物諸元】

整理番号	添架物区分	種別	寸法	占用物件本数	重量(Kg/m)	管理者名	備考
	占用添架物	上水道					

【塗装暦】

整理番号	上・下部 工区分	径間又は 躯体番号	塗装 年月日	下塗塗料	中塗塗料	上塗塗料	本体塗装 (m^2)	高欄塗装 (m^2)	塗装色
	上部工								
	下部工								

【補修暦】

整理番号	上・下部工区分	径間又は躯体番号	補修年月日	主な補修・改良内容	備考(原因等)
	上部工				
	下部工				

図 2.3 橋梁台帳サンプル その3

橋梁点検カルテ（点検調書）は、図2.4から図2.6に示すように管理上の主要課題、橋梁概要や総合検査結果によって構成される。橋梁点検カルテ（点検調書）に記載される橋梁概要は橋梁台帳と同じ内容であるが、管理上の主要課題、主要部材の損傷および原因、その他部材の損傷状況、点検・調査履歴、損傷の経年変化、補修補強の影響などの詳細情報は該当橋梁の構造解析のモデル化と解析評価に大いに参考にされる。

様式-1

管理上の主要課題				起点側	緯度	終点側	緯度	橋梁ID	帳票更新年月日	
				経度		経度				
フリガナ				完成年度		管轄		地方整備局	交通量調査年	
橋梁								事務所	交通量(台/12h)	
路線名	所在地	自	至	距離標	自	至		出張所	大型車混入率(%)	
橋梁番号										

A表 主要部材（桁、床版、下部構造等）の重大損傷原因（材料劣化、疲労、塩害、アルカリ骨材反応等）による損傷及びその他原因による損傷のうち今後速やかな補修等が必要な損傷の状況 [重大損傷原因による損傷は現点での補修等の必要性の有無に関係なく、重大損傷原因の可能性のあるものを全て記入]															
径間番号	部位 部材区分	材料	健全度	対策 区分	損傷原因		部材番号	損傷現況				補修履歴		特記事項	
					確定	推定		損傷の種類	履歴一覧 番号	補修概算事 業費(百万円)	備考	工法	履歴一覧 番号		備考
	主桁	鋼		S		その他（構造形式・形式不良）		亀裂	←記入例						
	床版	コンクリート		B		疲労		床版のひびわれ	←記入例						
	梁部	コンクリート		S		中性化		剥離・鉄筋露出	←記入例						
	橋脚 その他	コンクリート		S		中性化		うき	←記入例						
合計															

B表 その他部材の損傷等の状況 [速やかな補修等（維持工事を除く）が必要な損傷]										
径間 番号	部位・ 部材区分	材料	健全度 (部材単位)	対策区分	損傷の状況			補修履歴		特記事項
					損傷の種類	履歴一覧 番号	備考	履歴一覧 番号	備考	
	支承本体	鋼		C	腐食	←記入例				
	沓座モルタル	コンクリート		S	うき	←記入例				
	地覆	コンクリート		S	剥離・鉄筋露出	←記入例				
合計										

C表 履歴一覧									
履歴一 覧番号	年月日	点検・調査履歴			補修補強等履歴			備考 (記載者)	
		種別・名称	対象部材	内容	種別・名称	対象部材	内容		
1		定期点検 (初回)	全部材	対策区分E判定に相当する損傷は確認されていないが、C判定に相当する腐食、変形・欠損を支承で確認した。 対策区分S判定に相当する亀裂（主桁）、剥離・鉄筋露出（床版など）、うき（沓座モルタルなど）を確認した。 その他、対策区分B判定、及びM判定についても散見された。	←記入例				
2		第三者被害 予防措置	全径間	点検結果、判定区分Bは主要部材で6箇所、主要部材以外で67箇所、判定区分Cは主要部材で8箇所、主要部材以外で10箇所、確認された。	←記入例				
3		詳細調査	主桁（第2 径間、第5 径間）	主桁横桁貫通部について第2径間と第5径間にて6か所MT調査の結果、3か所亀裂が確認された。削り込み除去処置を行ったが、3か所とも亀裂が残った。	←記入例				

図2.4 橋梁点検カルテ（点検調書）のサンプル その1

様式-2

橋梁概要				起点側	緯度 経度	終点側	緯度 経度	橋梁ID	帳票更新年月日
フリガナ				完成年度		管轄		地方整備局	交通量調査年
橋梁								事務所	交通量(台/12h)
路線名	所在地	自	至	距離標	自	至			出張所
橋梁番号								出張所	大型車混入率(%)

【橋梁諸元】

橋梁区分		橋梁形式		等級			設計活荷重	
橋梁種別		橋長(m)		設計基準	上部構造	昭和39年 鋼道路橋設計 示方書(改訂) ←記入例	設計震度	
分割区分		橋面積				下部構造	昭和43年 道路橋下部構 造設計 指針くい基礎の施 工編 ←記入例	施工会社
事業区分		総径間数			耐震補強			上部構造
架橋状況		平面形状	曲線橋				下部構造	
交差物名称		平面線形(m)					荷重制限(tf)	
塩害地域区分		縦断勾配(%)					通行制限	
								迂回路有無

【幅員構成】

全幅員 m	有効幅員 m	左側						中央帯 m	分離帯 m	右側						供用開始 年月日
		地覆幅 m	地覆高 m	歩道幅 m	路肩幅 m	車道幅 m	車線数			車線数	車道幅 m	路肩幅 m	歩道幅 m	地覆高 m	地覆幅 m	

【上部構造】

構造体番号	主桁材料区分	支間長(m)	桁高(m)	桁本数	上部構造形式	路面位置	床版材料区分	床版厚(cm)	床版形式	防水工有無
1	鋼				単純鋼合成桁橋	上路橋	コンクリート系	←記入例		
2	鋼				単純鋼合成桁橋	上路橋	コンクリート系	←記入例		

【下部構造】

躯体番号	下部構造材料区分	下部構造高(m)	下部構造形式	基礎材料区分	基礎構造形式	杭径(m)	杭本数	支承形式
A1	RC		控え壁式橋台	RC	場所打ぐい	←記入例		
P1	RC		ラーメン橋脚	RC	場所打ぐい	←記入例		

【添架物】

添架物区分	種別	寸法	本数	管理者

【塗装仕様等】

塗 装	プライマー下塗り塗料		点検施設		遮音壁の有無	
	中塗り塗料/上塗り塗料		排水施設		高欄種別	

図 2.5 橋梁点検カルテ(点検調書)のサンプル その2

様式 3

総合検査結果				起点側	緯度	終点側	緯度	橋梁ID	帳票更新年月日
				経度		経度			
フリガナ	完成年度			管轄				地方整備局	交通量調査年
橋梁								事務所	交通量(台/12h)
路線名	所在地	自	至	距離標	自	至	出張所		
橋梁番号								大型車混入率(%)	

履歴一覧番号	年月日	種別・名称	総合検査結果	健全度(橋梁単位)	代表対策区分
1		定期点検(初回)			
2		第三者被害予防措置			
3		詳細調査			

図 2.6 橋梁点検カルテ(点検調書)のサンプル その3

旅行速度調査単位区間番号	平均旅行速度(km/h)				年間	道路状況単位区間番号	区間延長(%)	幅員構成(m)										
	混雑時		昼間非混雑時					道路部幅員	車道部幅員	中央帯幅員	歩道幅員		自転車道幅員					
都道府県指定市コード	調査単位数	旅行速度計測・非計測の別	上り	下り	混雑時平均旅行速度	都道府県指定市コード	調査単位数	改良区間率	5.5m以上改良区間率	道路部幅員	車道部幅員	中央帯幅員	上り	下り	上り	下り	上り	下り

車線数	交通安全施設等								バス路線		交差点密度(箇所/km)		代表信号交差点		鉄道との平面交差の箇所有無	指定最高速度
	歩道設置率	自転車歩行者道設置率	自転車道設置率	両側歩道設置率	両側自転車歩行者道設置率	両側自転車道設置率	歩道代表幅員	自転車道代表幅員	バス路線延長率	バス優先・専用線の有無	信号交差点	信号のない交差点	青時	右折専用線の有無		

付加車線及び登坂車線設置箇所の有無	代表沿道状況	中央分離帯		軌道の有無	自転車通行可能区分	異常気象時等通行規制区分	リバーシブルレーン	アクセスコントロール	交通調査基本区間番号	道路種別	路線名	
		中央分離帯の種類	中央分離帯の設置状況								路線番号	路線名
上り	下り											

図 2.7 交通量調査表の項目一覧

交通量調査単位区間番号	道路種別	路線番号	12・24時間観測の別	天候	上り・下りの別	車種区分	時間帯自動車類交通量																			昼間12時間自動車類交通量(台)	24時間自動車類交通量(台)
							7時台	8時台	9時台	10時台	11時台	12時台	13時台	14時台	15時台	16時台	17時台	18時台	19時台	20時台	21時台	22時台	0時台	1時台	2時台		

図 2.8 一般交通量調査 時間帯別交通量表のサンプル

交通量調査表について、図 2.7、図 2.8 に交通量調査表の項目一覧と時間帯別交通量表を示している。交通量調査表に大型車小型車の通行台数、大型車混入率、混雑度、平均旅行速度など交通荷重の基本情報が記載される。これらの情報は構造解析の荷重設定の参考にされる。また、時間帯別交通量の情報は交通荷重の時系列パターンを示しているため、橋梁の疲労評価に有用である。

既往関連論文や報告資料の調査を考えると、

- 1) 長大橋や重要橋梁の設計時の実験や解析などの技術報告資料
- 2) 維持管理・補修・補強に関する技術論文や報告資料

などの調査を挙げられる。

長大橋や重要橋梁は設計・建造時あるいは補修・補強時に実験や解析を実施する場合があります、それらの発表論文などの技術報告資料は該当橋梁の性能評価における構造解析の重要な参考資料となる。

2.2 目視

鉄道維持管理標準における目視は、変状等を直接目で見て行う調査のことを示しており、入念な目視は構造物に接近する等して詳細に行う目視、となっている。また、国土交通省平成 26 年 6 月の橋梁定期点検要領において、道路橋の定期点検は、近接目視によって行うことが示されている。これらの目視については、比較的容易に行える調査として、定期的実施されるものであり、鉄道構造物での全般検査は 2 年周期、道路構造物での近接目視は 5 年周期を規定している。

既設橋梁における解析的評価と目視の関連性では、その目視はモデル作成や結果考察に用いるための情報収集を目的としていることが多い。目視では、損傷状況を把握し、損傷程度を評価し、それを受けて、さらに詳細な調査が必要かどうかの判断をするのが一般的である。

国土交通省平成 26 年 6 月の橋梁定期点検要領によれば、鋼橋上部構造の定期点検には主に以下の標準点検項目を規定している。

- ①腐食
- ②き裂
- ③ゆるみ・脱落
- ④破断
- ⑤防食機能の劣化
- ⑥補修・補強材の損傷
- ⑦遊間の異常
- ⑧定着部の異常
- ⑨漏水・滞水
- ⑩異常な音・振動
- ⑪異常なたわみ
- ⑫変形・欠損

鋼橋現状の解析評価における目視点検は上記点検要領を参考にして行い、目視点検の位置は上部構造と下部構造の主部材および支承部などが対象となる。目視の結果、損傷程度が構造の剛性低下に繋がることが判定された場合、機器やセンサ等を使用したより詳細な調査を行う。

2.3 寸法調査

設計図書不明の場合に寸法調査を行う。場合によって施工時や補強時に当初設計図から変更され、実物寸法と手持ちの設計図面の寸法と一致しない場合がある。それらの時に、現場の寸法調査を行う必要がある。構造解析で評価するには、最低限でも主構造部材の断面寸法や部材長さを測定する必要がある。

写真 2.1, 2.2 に現場写真、図 2.9 に現場寸法調査結果の一例を示している。

寸法調査の測定には標尺、レベル、レーザー距離計、3D レーザースキャナなどのような計測機器が適用される。



写真 2.1 鋼橋現場写真 1



写真 2.2 鋼橋現場写真 2

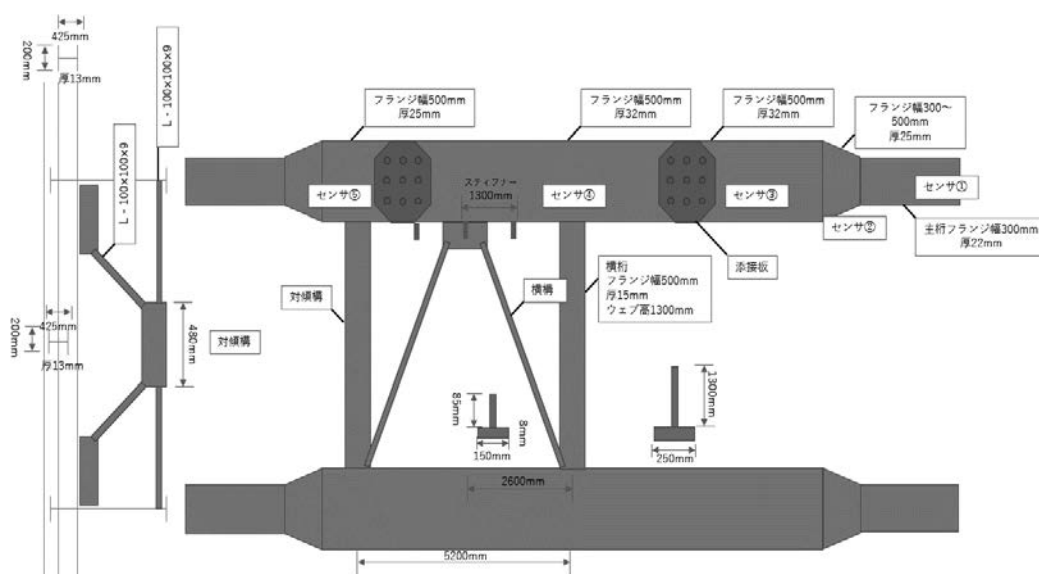


図 2.9 現場寸法調査結果の一例

2.4 簡易な非破壊検査

目視点検により、橋梁の損傷程度が構造の剛性低下に繋がると判定された場合、詳細調査を行う。詳細調査には簡易な非破壊検査手法がよく使われている。コンクリート床版には打音調査、非破壊鉄筋探査、試料採取(コア法)による強度調査、中性化深さ測定などの手法が挙げられる。

- 打音調査：シュミットハンマーでコンクリートの表面を打撃することによりコンクリートの強度を評価する。
- 非破壊鉄筋探査：電磁波レーダー法による鉄筋探査、電磁誘導法による鉄筋探査など計測機器によりコンクリート床版内の鉄筋を探知する。
- 試料採取(コア法)：既存コンクリート構造物が十分な強度を持っているか確認するため、実構造物より採取したコンクリートコアを用いて、強度試験を行う。コア採取する前に鉄筋探査を行い、鉄筋位置を避けてコンクリート試料を採取する。またコア採取後に穴をコンクリートで充填して復元する。採取したコンクリートコアを試験器にセットし、破壊するまで加重する。破壊時の荷重からコンクリートの破壊強度（圧縮強度）を確認する。
- 中性化深さ測定：採取したコンクリートコア等に試薬（フェノールフタレイン 1%溶液）を噴霧すると、アルカリ部が赤色反応することにより、容易に中性化深さ（表面側の無色部）を検知する。

以上の簡易な非破壊検査手法を適用して、構造解析モデルに反映する。

2.5 モニタリングによる調査

短期計測を実施して解析モデルを同定することができる。例えば桁の剛性を同定するには、橋梁の重量を正確に把握している場合に橋梁固有振動を計測して解析モデルの剛性同定を行える。一方、橋梁の地覆、防護柵、舗装、歩道などその他付帯施設の影響で桁構造関連の重量を正確に把握されない場合に、載荷実験によるたわみ計測を行えば確実に剛性同定が出来る。ただし、静的載荷実験を実施するには交通止めなどが必要となるため交通規制が困難な場合には、交通荷重による固有モード比を計測して実測結果と解析結果とを一致させることによって構造の剛性同定が出来る。

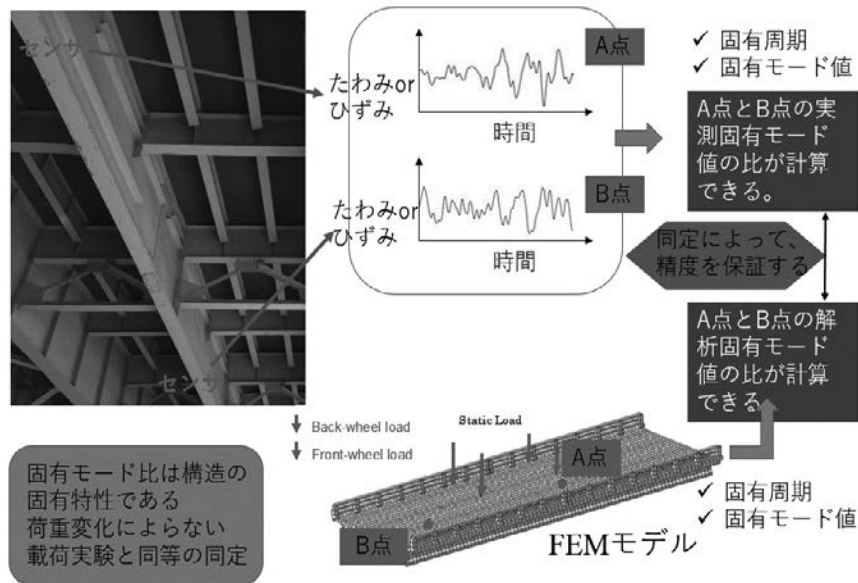


図 2.10 計測データによる解析モデルの剛性同定

3. 鋼構造物の損傷事例

3.1 鋼構造物の代表的な損傷形式

鋼構造物の代表的な損傷は、①腐食欠損、②疲労き裂、③ボルト・リベットのゆるみ、④補修補強箇所の再変状などが挙げられる。以下に、それぞれについて記載する。

3.1.1 腐食欠損

鋼構造物の場合、鋼材の腐食を防止する目的で表面に塗装を行う場合があるが、経年とともにこの塗装が劣化し、鋼材の腐食が生じる場合がある。この鋼材の腐食は欠損につながり、鋼部材断面の減少を生じ、結果として耐荷力の不足等が生じ、重大な事故が発生する可能性がある。鋼構造物の場合、腐食が均一に進行することは稀であり、周辺環境や湿度、日照条件などにより、局部的に著しく進行する場合がある。

腐食欠損に関する調査では以下の点に着目するのが良いとされている。

- さびの状況
- 滞水の状況
- 付着物の状況
- 堆積物の状況
- 排水装置等からの漏水

また、耐候性鋼材の場合は、塗装がない場合が多く、保護性のさびが生成されることが前提となっている。この場合、さびが生じても直ちに欠損となるということではないと言えるが、耐候性鋼材では想定していない、層状はく離さび、うろこ状さびが生じる場合は、保護性さびが生じないことが知られており、注意する必要がある。

近年、腐食損傷で重大な事象が生じた事例として、トリプルコンタクトポイントにおける腐食がある。このトリプルコンタクトポイントとは、鋼とコンクリートの境界部に損傷が生じる事例であり、木曾川大橋によるトラス斜材破断が有名である。様々な実験的な再現検討が行われているものの、この部位のメカニズムは明確になっていないのが現状である。

3.1.2 疲労き裂

疲労き裂は一般に溶接部から生じるが、稀に母材やリベット・ボルト孔から生じる事例もある。近年の橋梁の設計では、溶接部の疲労設計が行われているが、古い橋梁などでは疲労挙動が未解明な時代で耐疲労設計がされていないものもあり、この場合は注意が必要である。

また、疲労き裂の発生箇所として、既設構造物に補修補強を行うために現場溶接を行った部位も含まれる。構造物の補強のために当て板を現場溶接により取り付けられた部位や、き裂の補修のために現場でき裂部を再溶接した部位に疲労き裂が生じることがある。これらは、現場溶接では確かな品質管理ができないことや、リベット構造時代の古い鋼材自体が溶接に不向きな材料であることが原因であり、このように溶接で補強が行われている部分には補強後であっても注意が必要である。

3.1.3 リベット・ボルトのゆるみ

リベット・ボルト自身に腐食が生じる場合もあり、これがゆるみや脱落につながるケースがある。また、ボルトの場合、一時期使用されていた F11T ボルトは、遅れ破壊により脱落することがあるので注意が必要である。鉄道維持管理標準では、リベット・ボルトのゆるみが主要部材添接部の 30% 以上となった場合、構造

物に重大な影響があり緊急の措置が必要であると規定されている。また、リベット頭部の腐食が生じた場合、これを高力ボルトに置き換えるという補修がみられるが、リベットでは充填されていた母材内部に、ボルト交換により空隙が生じ、この部分が腐食する事例が報告されている。したがって、リベットから高力ボルトに交換した部位についても、再度損傷が生じる可能性はあり、注意が必要である。

3.1.4 補修補強箇所の再変状

先述の通り、溶接補修や溶接補強をした箇所やリベットを高力ボルトに置き換えた部位に再変状が生じるケースがあることが報告されている。また、局所的な補修補強は、従来からの作用の状況が変化し、当初は大きな力が作用しなかった部分に、対策後大きな力が生じるようになり、別の変状が生じる可能性もある。このことから、補修補強の検討にあたっては、補修補強を行う部位だけでなく、そのほかの構造物全体に与える影響についても検討を行うのが望ましいと言える。

3.2 構造形式ごとの損傷事例

3.2.1 土木学会報告書の損傷事例

土木学会鋼構造委員会内に設置された鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会（委員長：奥井義昭・埼玉大教授）において損傷事例が整理され、平成 26 年に報告書¹⁾が示されており、この内容を紹介する。本報告書では、トラス・アーチ橋と鈹桁橋の 2 種類の形式において事例が収集され、まとめられている。このまとめた結果を、表 3.1、表 3.2 に示す。本報告には本表のほかに、写真入りで損傷が説明されている。

鈹桁橋形式の事例では、既往の文献を基に整理した鋼鈹桁橋の損傷事例をまとめている。ここで示す損傷事例は、地震等自然災害による損傷を除き、主にリダンダンシー評価の対象としている鋼道路橋の経年劣化における損傷に着目しており、部位毎に発生した損傷事例をまとめている。発生頻度はそれぞれ異なるが、過去に実施した道路橋を対象とした損傷事例の調査では、桁端部では腐食が支配的であるのに対し、支間中央部では疲労損傷の割合が高いことが報告されている。

鈹桁橋形式では桁端部の腐食事例は非常に多く、鋼部材の腐食事例の約 9 割は桁端部に集中していることが確認されている。主な発生原因として、桁端支承部周辺は、伸縮装置からの漏水やごみ、土砂の堆積、また、橋台上の狭隘な環境によって、主桁腹板、下フランジ、端横桁、端対傾構、支点上補剛材下端部、支承等広い範囲にわたって腐食が生じると報告されている。

鈹桁橋形式における疲労損傷の事例としては、

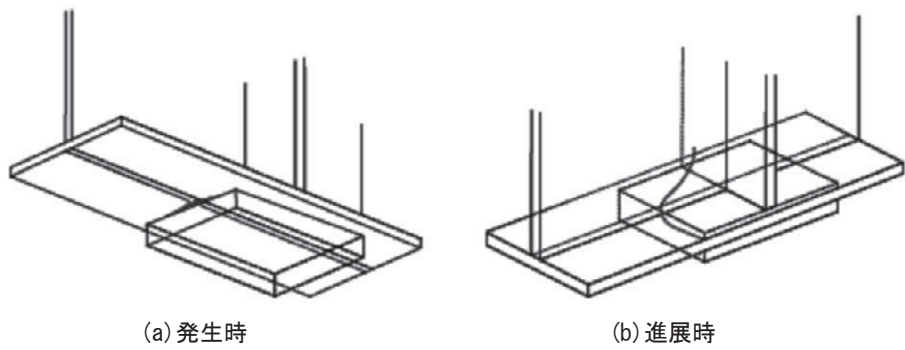
- ① 桁端ソールプレート端部 (図 3.1)
- ② 桁端切欠き部 (図 3.2)
- ③ 中間横桁下フランジと主桁腹板接合部 (図 3.3)
- ④ 横構ガセットプレートとの取付部 (図 3.4)
- ⑤ 主桁補剛材と中間横桁・対傾構取合部 (図 3.5)
- ⑥ その他

の各ケースについて、写真や図を用いて解説を行っている。

表 3.1 鋼桁橋の損傷原因と発生部位の例¹⁾

損傷区分	損傷部位		損傷状況	備考	
腐食	桁端部	主桁	腹板	減厚, 断面欠損	<ul style="list-style-type: none"> 伸縮装置からの漏水 床版端部からの漏水(遊離石灰) 凍結防止剤の散布 泥, ほこりの堆積 結露, 湿気のかもり 滞水 飛来塩分の付着
			下フランジ	減厚, 断面欠損, 変形	
			腹板と下フランジのすみ肉溶接部	き裂状の欠損	
			下フランジと支点上補剛材の溶接部	き裂状の欠損	
		上フランジ	減厚		
		垂直補剛材	減厚, 断面欠損, 破断		
	支間中央部	主桁	下フランジ, 仕口	減厚, 断面欠損	
			下弦材, ガセットプレート	減厚, 断面欠損	
		主桁	腹板	減厚, 断面欠損	
			上下フランジ 腹板と下フランジのすみ肉溶接部	減厚	
高力ボルト継手部	減厚	<ul style="list-style-type: none"> 床版損傷部, 打継目からの漏水 側道橋からの漏水 凍結防止剤の散布 滞水 飛来塩分の付着 			
中間横桁	減厚				
疲労	桁端部	主桁	支点上の腹板	き裂	・ソールプレート端部から進展
			ソールプレート端部の下フランジ溶接部	き裂	・腐食と支承部機能の劣化
			ソールプレート範囲の腹板と下フランジのすみ肉溶接部	き裂	・ソールプレート端部から進展 ・腐食に伴う損傷
			桁端切欠部, ゲルバー掛け違い部の腹板	き裂	・溶接ルート部から進展
		支点上横構ガセットプレート取合い部の腹板	き裂		
		支点上補剛材	端横桁との取合い部, 上下端の溶接部	き裂, 破断	
		端対傾構	主桁との取合い部 ガセットプレート	き裂, 破断	
	端横桁	端部の腹板, ニーブレース溶接部	き裂	・腹板せん断接合の構造	
	支間中央部	主桁	横構接合部の腹板, 下フランジ	き裂, 破断, 脆性破壊	・海外
			—	疲労破壊, または横倒れ座屈	・海外 ・落橋
			溶接継ぎ手部	低温脆性破壊	・海外 ・落橋
			中間横桁下フランジ取合い部の腹板	き裂	・溶接部から進展
		主桁	横構ガセットプレート取合い部の腹板	き裂	
			横桁・対傾構取付部の上フランジと腹板の溶接部	き裂	
			垂直補剛材	横桁・対傾構取合い部 ウェブギャップ版	き裂
中間横桁			端部の腹板	き裂	・腹板せん断接合の構造
中間対傾構	主桁との取合い部 ガセットプレート	き裂, 破断	・溶接止端部から進展		
下横構	ガセットプレート	き裂	・溶接止端部から進展		
下横構	横構同士の変差部	き裂, 破断			

(出典: 土木学会鋼構造委員会 鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会報告書, p. 59, 2014. 6.)



(a)発生時 (b)進展時
 図 3.1 桁端ソールプレート端部に生じたき裂²⁾を一部修正
 (出典：日本道路協会 鋼橋の疲労, p. 118, 1997. 5.)

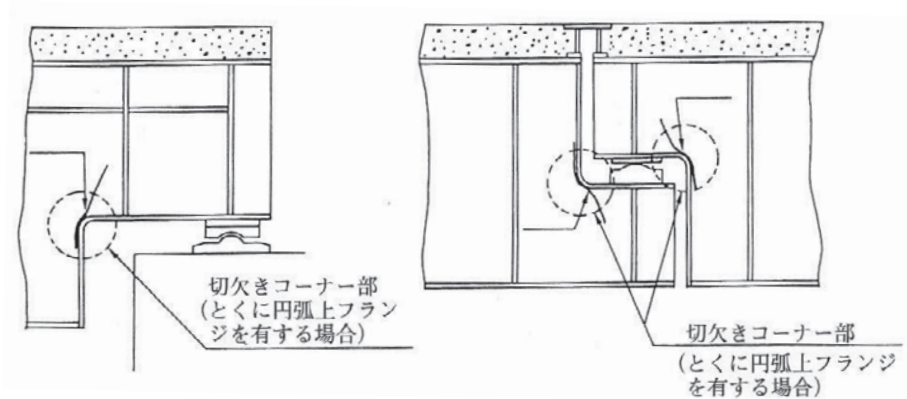


図 3.2 桁端切欠き部に生じたき裂²⁾を一部抜粋
 (出典：日本道路協会 鋼橋の疲労, p. 208, 1997. 5.)

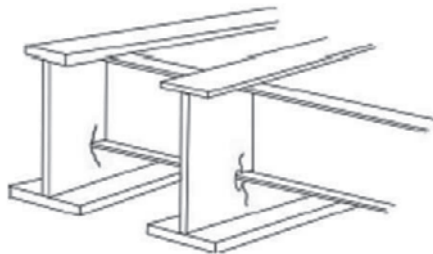


図 3.3 中間横桁と主桁腹板接合部に生じたき裂³⁾
 (出典：日本鋼構造協会 テクニカルレポート No. 71, p. 8, 2006. 10.)

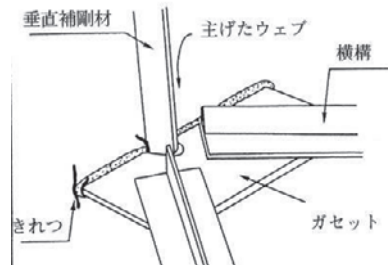


図 3.4 横桁ガセットプレートとの取付部に生じたき裂²⁾
 (出典：日本道路協会 鋼橋の疲労, p. 34, 1997. 5.)

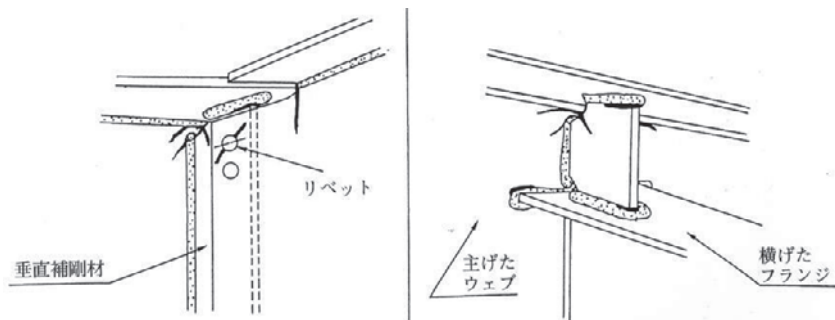


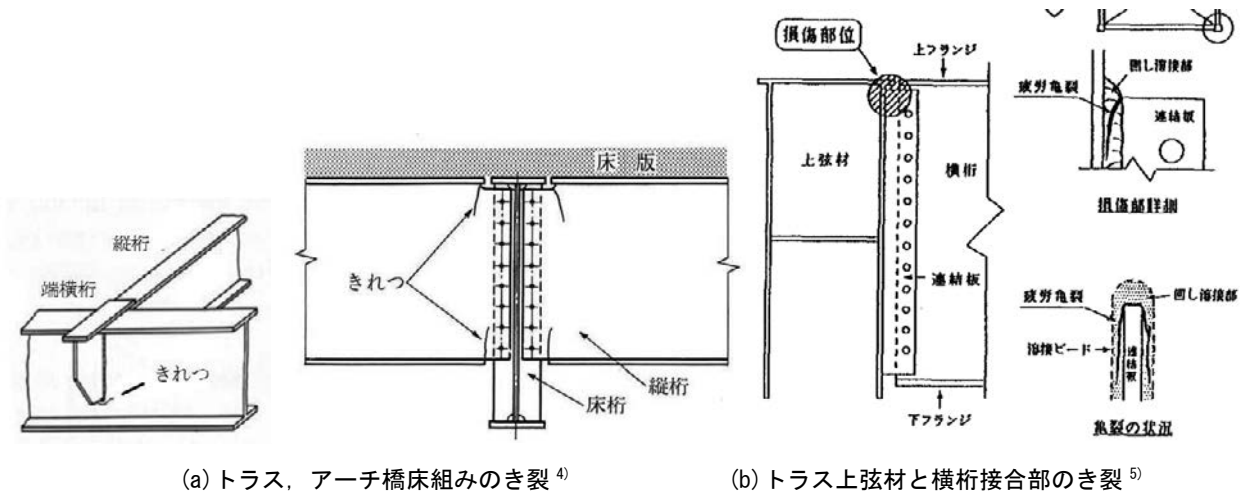
図 3.5 主桁と中間横桁・対傾構取合い部に生じたき裂²⁾
 (出典：日本道路協会 鋼橋の疲労, p. 35, 1997. 5.)

表 3.2 トラス橋、アーチ橋の損傷原因と発生部位の例¹⁾

損傷区分	橋梁形式	損傷部位		損傷状況	備考			
腐食	トラス	弦材	弦材外面	減厚、断面欠損	※) ・車道からの雨水の落下、跳ね返り ・床版端部からの漏水(遊離石灰) ・凍結防止剤の散布 ・泥、ほこりの堆積 ・結露、湿気のこもり ・滞水 ・飛来塩分の付着			
			弦材内面	減厚、断面欠損				
			弦材継ぎ手部(高力ボルト、リベット)	減厚				
			弦材格点部、ガセット	減厚、断面欠損				
			弦材格点の継ぎ手部(高力ボルト、リベット)	減厚				
	斜材	斜材	斜材	減厚、断面欠損				
			斜材格点部、ガセット	減厚、断面欠損				
			斜材格点の継ぎ手部(高力ボルト、リベット)	減厚				
			斜材(埋め込み部)	亀裂状の欠損				
	床組	床組下フランジ、ウェブ、継ぎ手部	床組下フランジ、ウェブ、継ぎ手部	減厚、断面欠損				
			床組下フランジ、ウェブ、継ぎ手部	減厚、断面欠損				
	桁端部	端横桁、縦リブ、補剛桁	端横桁、縦リブ、補剛桁	減厚、断面欠損				
			端横桁、縦リブ、補剛桁	減厚、断面欠損				
	アーチ	アーチリブ	アーチリブ外面	減厚、断面欠損				
			アーチリブ内面	減厚、断面欠損				
			アーチリブ継ぎ手部(高力ボルト、リベット)	減厚				
アーチリブ格点部、ガセット			減厚、断面欠損					
アーチリブ格点の継ぎ手部(高力ボルト、リベット)			減厚					
吊材(支柱)		吊材(支柱)	吊材(支柱)	減厚、断面欠損				
			吊材(支柱)格点部、ガセット	減厚、断面欠損				
			吊材(支柱)格点の継ぎ手部(高力ボルト、リベット)	減厚				
床組		床組下フランジ、ウェブ、継ぎ手部	床組下フランジ、ウェブ、継ぎ手部	減厚、断面欠損				
			床組下フランジ、ウェブ、継ぎ手部	減厚、断面欠損				
桁端部	端横桁、縦リブ、補剛桁、端支柱	端横桁、縦リブ、補剛桁、端支柱	減厚、断面欠損					
		端横桁、縦リブ、補剛桁、端支柱	減厚、断面欠損					
疲労	トラス	弦材	カバーPLのプラグ溶接部	破断	溶接欠陥			
			斜材(対材)	アイバーのピン孔	破断	応力集中		
				アイバーの下格点首部	破断	二次応力		
				対材の斜材との交点での添接板リベット孔	破断	面外曲げ		
				上下格点部のスリット補強板前面隅肉止端	亀裂	応力集中		
				斜材	上・下弦材との結合部付近	破断	振動(風によるカルマン渦)	
	垂直材	上弦材との結合部付近		亀裂	振動(風によるカルマン渦)			
	床組	床組	端横桁と縦桁の交差部(端横桁ウェブ)	亀裂	面外変形			
			端横桁と上弦材の接合部(コネクションPL返し溶接部)	亀裂	二次応力			
			横桁と縦桁の接合部の縦桁腹板切り欠き部	亀裂	二次応力			
			桁端部	掛け違い部(桁端切り欠き部ウェブ)	亀裂	応力集中		
			桁端部	端横桁と上弦材の接合部	亀裂	面外変形		
			アーチ	アーチリブ	アーチ上フランジ(支柱取り付け部の溶接止端)	亀裂	面外変形	
					吊材	上下連結部(支柱の上下端の接合部周辺)	亀裂、破断	振動(風によるカルマン渦)
						吊材と鋼床版接合部(ガセットと鋼床版溶接部)	亀裂	
					支柱	上下連結部(支柱の上下端の接合部周辺)	亀裂	二次応力
						床組	端横桁とアーチリブの接合部	亀裂
					床組	端横桁と補剛桁の接合部	亀裂	二次応力
					床組	補剛桁ウェブ(端支柱上の切り欠き部)	亀裂	応力集中
					床組	横桁と縦桁の接合部の縦桁腹板切り欠き部	亀裂	応力集中
桁端部			側径間部との連結部(桁端切り欠き部ウェブ)	亀裂	応力集中			

(出典：土木学会鋼構造委員会，鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会報告書，p. 50，2014. 6.)

鋼トラス橋とアーチ橋における腐食損傷では、塩分(海塩粒子、凍結防止剤)の影響を除き、最も多い腐食損傷の原因は「滞水、ごみの堆積しやすい構造」であり、トラス斜材格点部といった構造ディテールによる特徴的な腐食事例が多い。また、「床版損傷部、打ち継ぎ不良部からの漏水」、「桁端部(伸縮装置、床版端部)からの漏水」の占める割合も大きくなっていると報告されている。一方、疲労損傷については、床組の二次応力によるき裂や長尺部材(トラス斜材、アーチ吊材等)の風による振動に起因したき裂・破断など鋼トラス、アーチ橋で共通の損傷原因もあるが、アーチ橋でのクラウン付近の短支柱の疲労き裂といった構造ディテールによる特徴的な損傷事例もある(図 3.6～図 3.8)。



(a) トラス、アーチ橋床組みのき裂⁴⁾ (b) トラス上弦材と横桁接合部のき裂⁵⁾

図 3.6 鋼トラス橋，アーチ橋の床組みの疲労損傷

(出典：図(a)鋼構造委員会 鋼橋の余寿命評価小委員会 鋼橋の劣化現象と損傷の評価，土木学会論文集 No. 501/I-29, p. 23, 1994. 10., 図(b)大谷祥三, 国原博司, 谷倉 泉, 庄司 憲, トラス橋横桁取付け部の疲労損傷対策, 土木学会第 49 回年次学術講演会, I-254, p. 507, 1994. 9.)

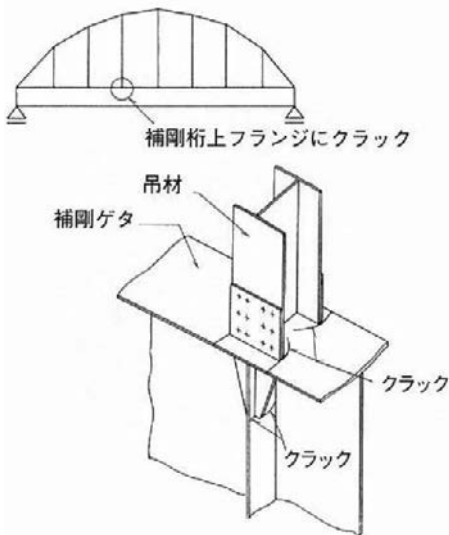


図 3.7 下路アーチ橋吊材の疲労損傷¹⁾

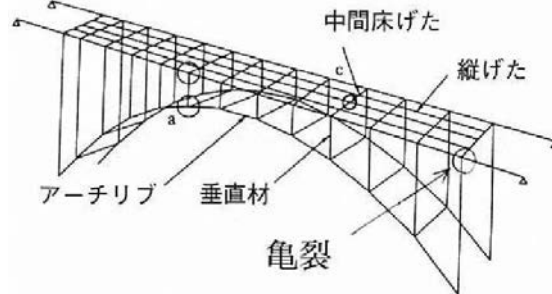


図 3.8 上路アーチ橋支柱と主桁下フランジとの溶接部の疲労損傷¹⁾

(出典：土木学会鋼構造委員会，鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会報告書，pp. 55, 56, 2014. 6.)

3.2.2 鉄道橋の損傷事例

構造形式ごとの損傷事例を以下の図に示す。以下の図は，鉄道構造物等維持管理標準・同解説 鋼・合成構造物⁶⁾における点検個所の例と変状例を参照している。本書の特徴としては，支点部のみに着目した事例紹介のほか，各種鉄道で使用されている鋼橋について紹介されているほか，溶接構造とリベット構造に分けて損傷事例を紹介していることである。

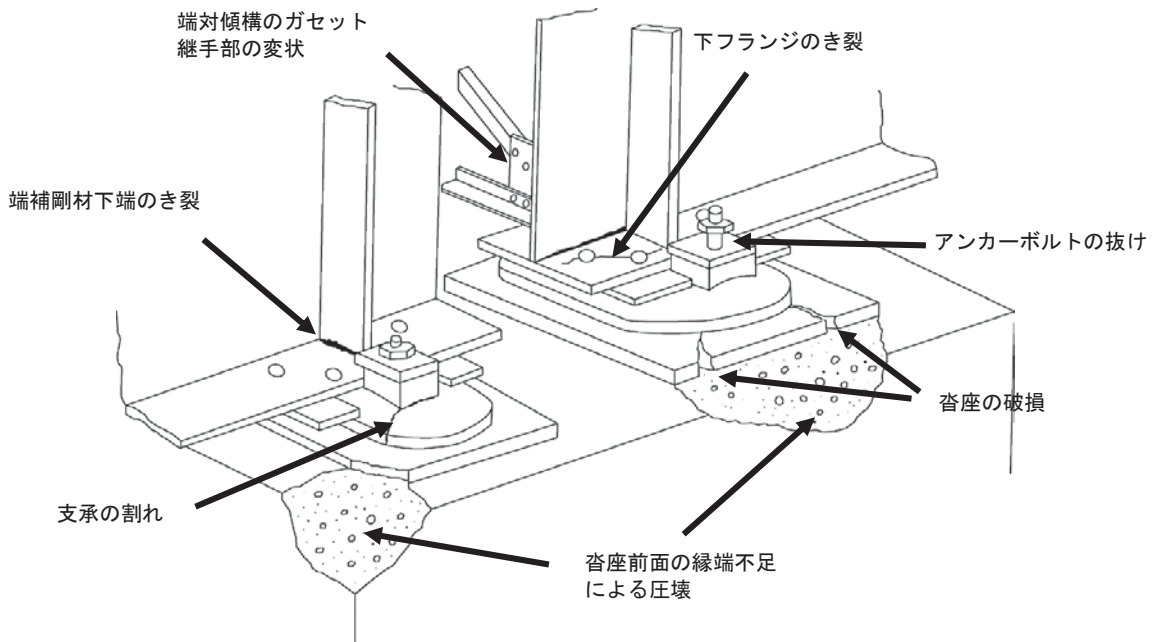


図 3.9 支点部付近の損傷事例 ⁶⁾を一部修正

(出典：国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物，p.26，丸善，2007.)

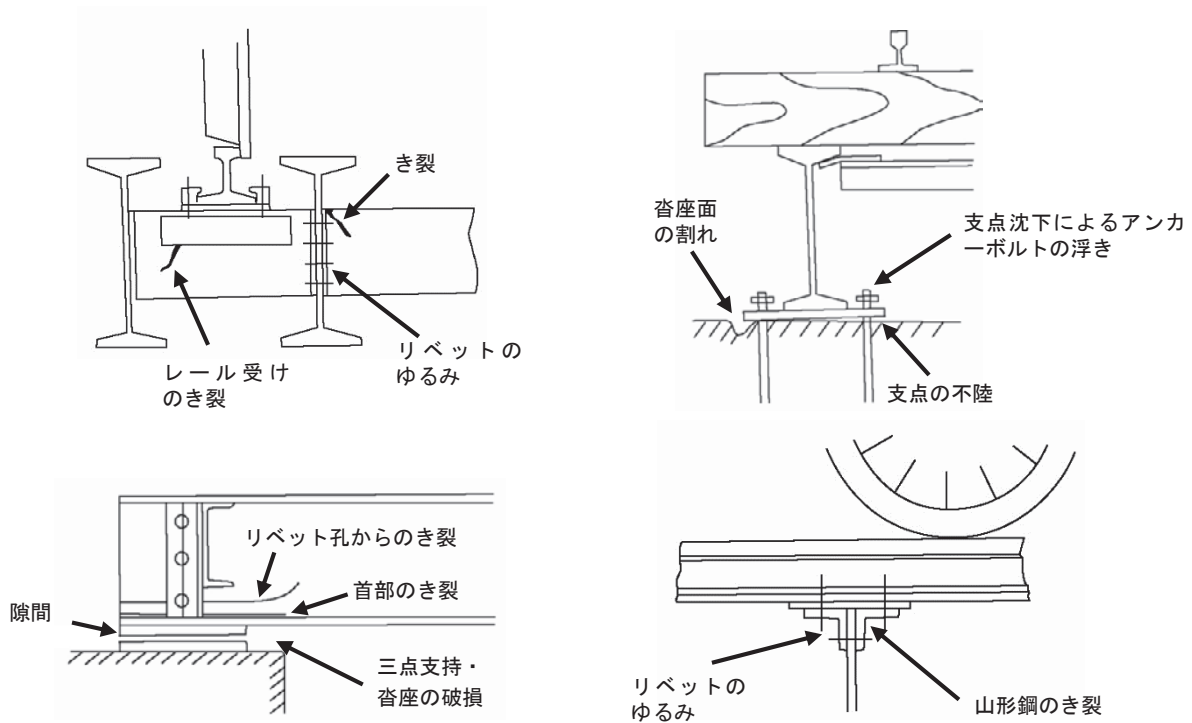


図 3.10 形鋼桁，トラフ桁の損傷事例 ⁶⁾

(出典：国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物，丸善，p.33，2007.)

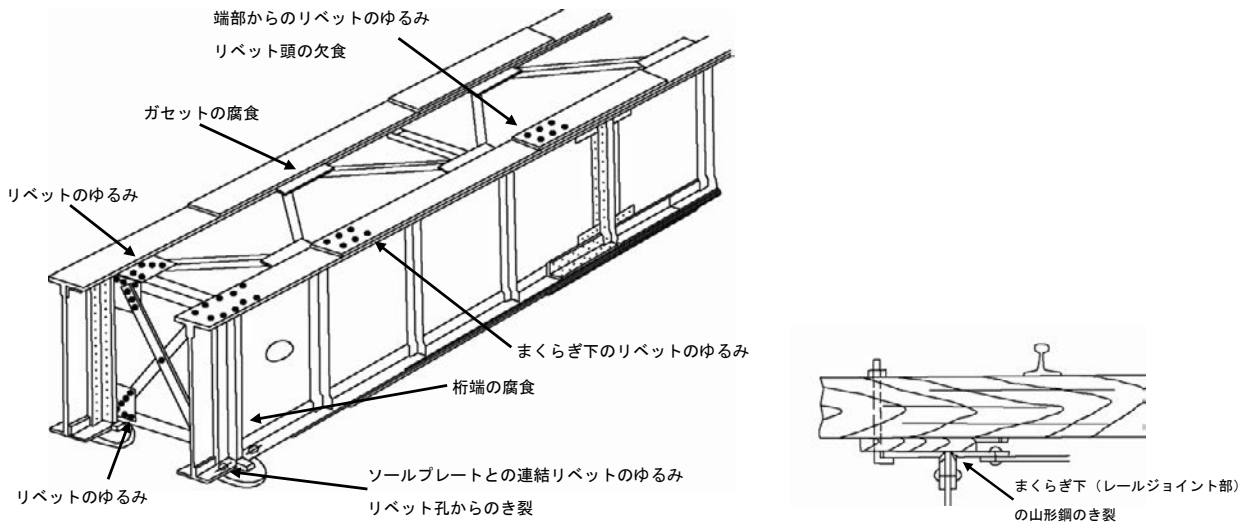


図 3.11 リベット構造の上路プレートガーダーの損傷事例⁶⁾

(出典：国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物，p. 33，丸善，2007.)

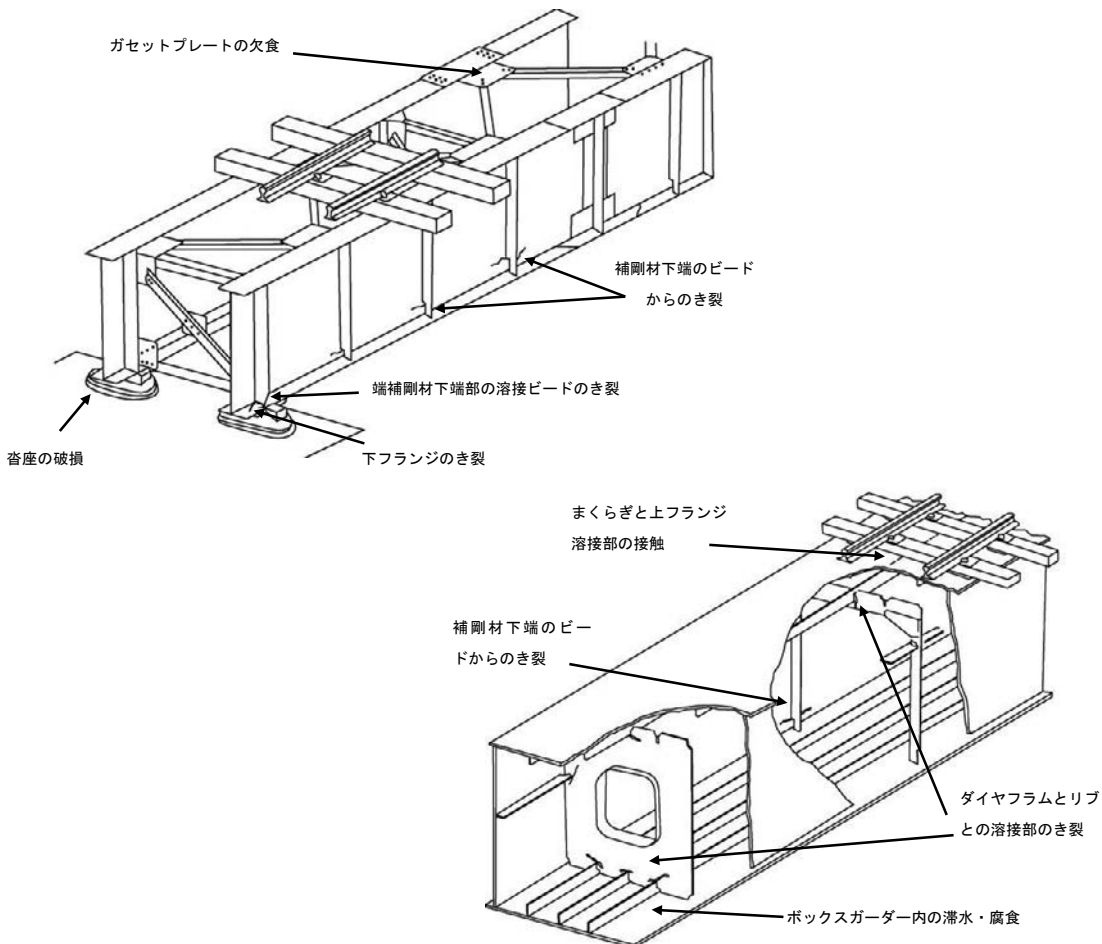


図 3.12 溶接構造の上路プレートガーダーの損傷事例（その1）⁶⁾

(出典：国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物，p. 34，丸善，2007.)

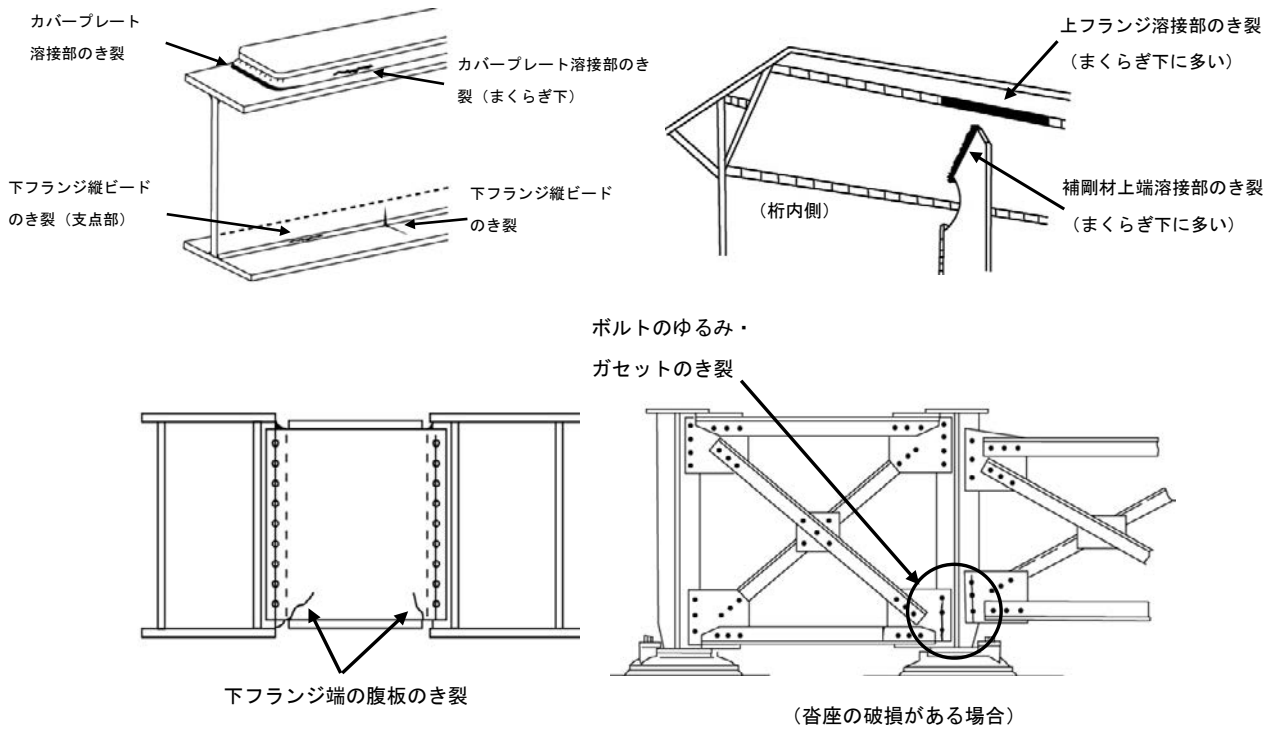


図 3.13 溶接構造の上路プレートガーダーの損傷事例 (その 2) ⁶⁾の一部を抜粋

(出典：国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説 (構造物編) 鋼・合成構造物，p. 34，丸善，2007.)

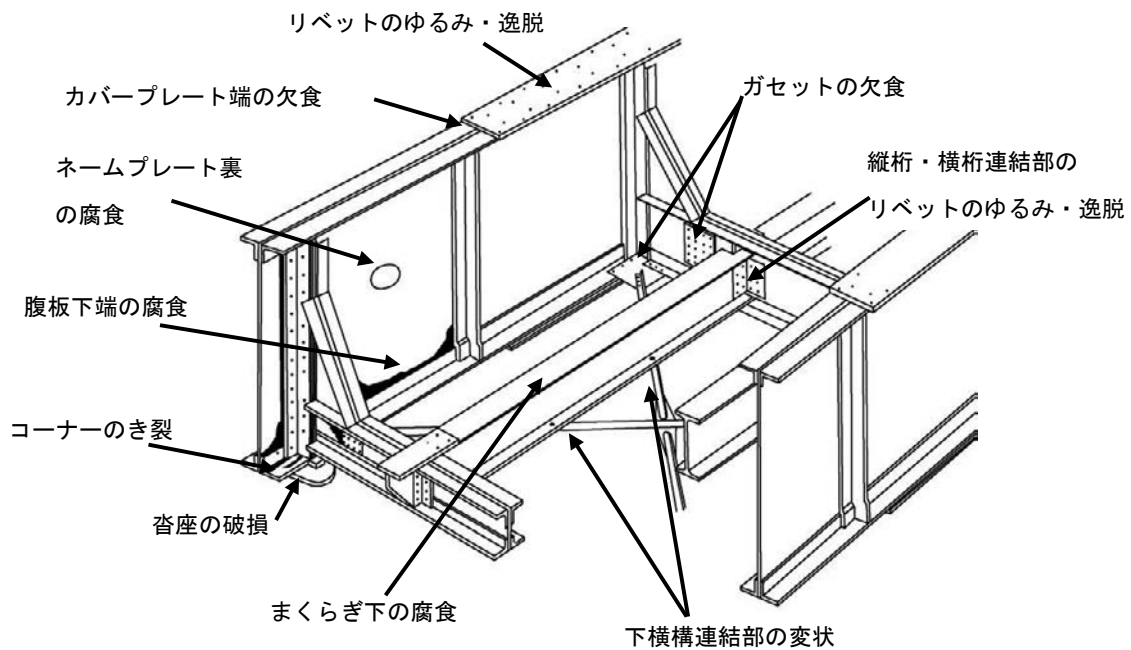


図 3.14 リベット構造の下路プレートガーダーの損傷事例 (その 1) ⁶⁾

(出典：国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説 (構造物編) 鋼・合成構造物，p. 35，丸善，2007.)

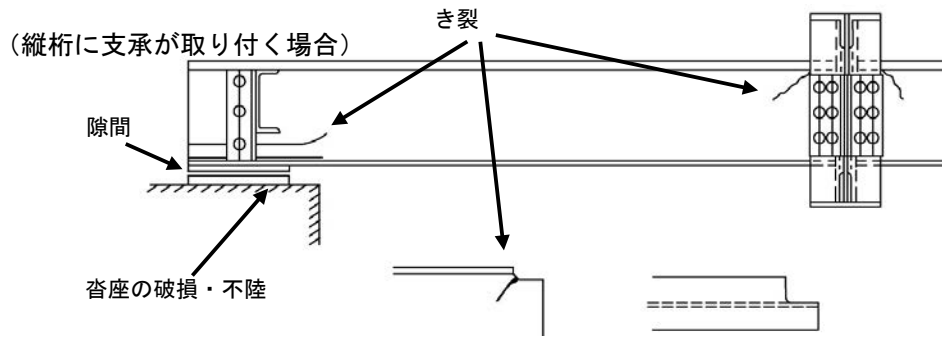


図 3.15 リベット構造の下路プレートガーダーの損傷事例 (その 2) ⁶⁾
 (出典：国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編) 鋼・合成構造物，p.35，丸善，2007.)

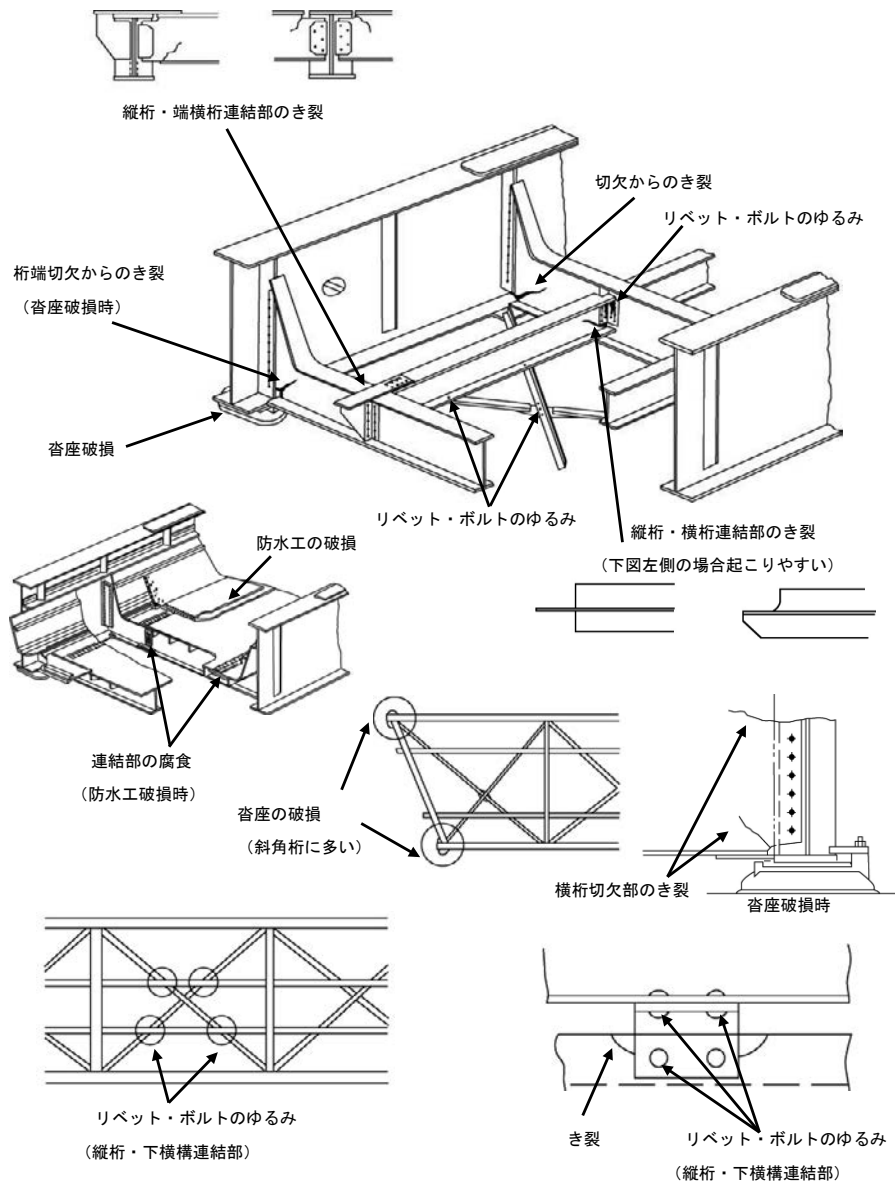


図 3.16 溶接構造の下路プレートガーダーの損傷事例 ⁶⁾
 (出典：国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編) 鋼・合成構造物，p.36，丸善，2007.)

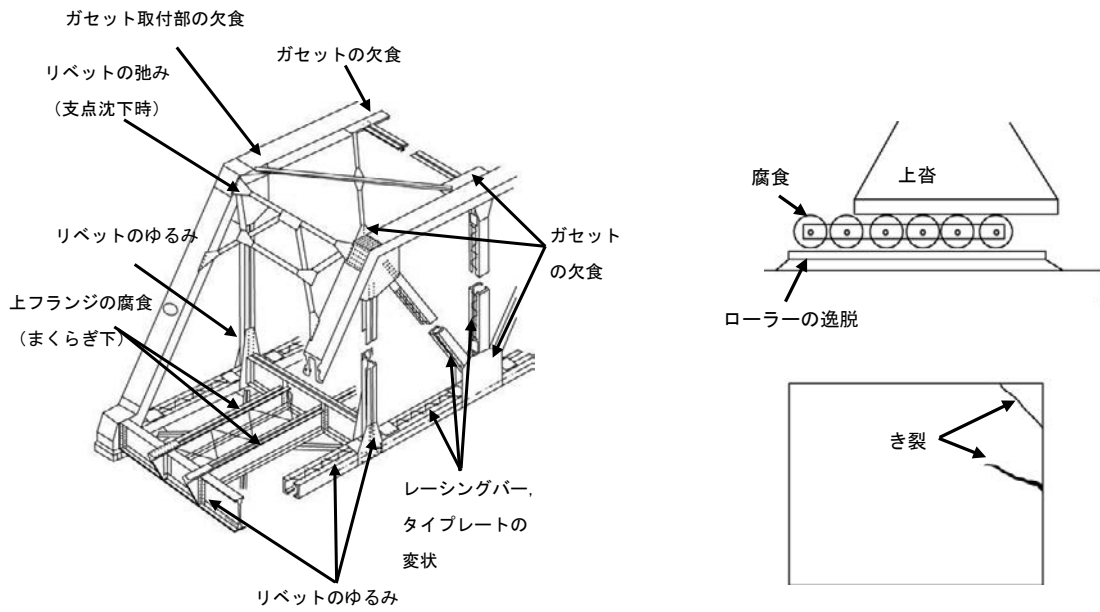


図 3.17 リベット構造のトラスの損傷事例⁶⁾の一部を修正

(出典：国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編) 鋼・合成構造物，p.36，丸善，2007.)

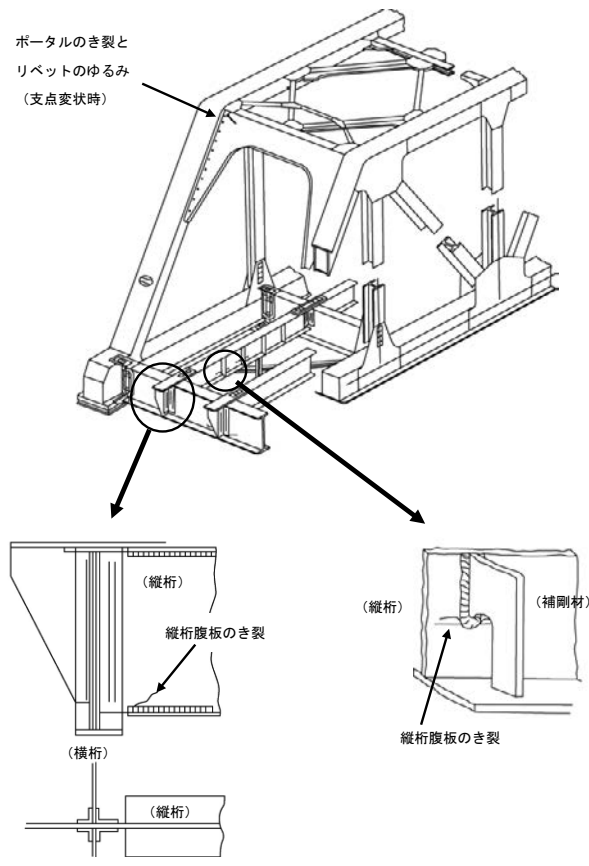


図 3.18 溶接構造のトラスの損傷事例⁶⁾

(出典：国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編) 鋼・合成構造物，p.37，丸善，2007.)

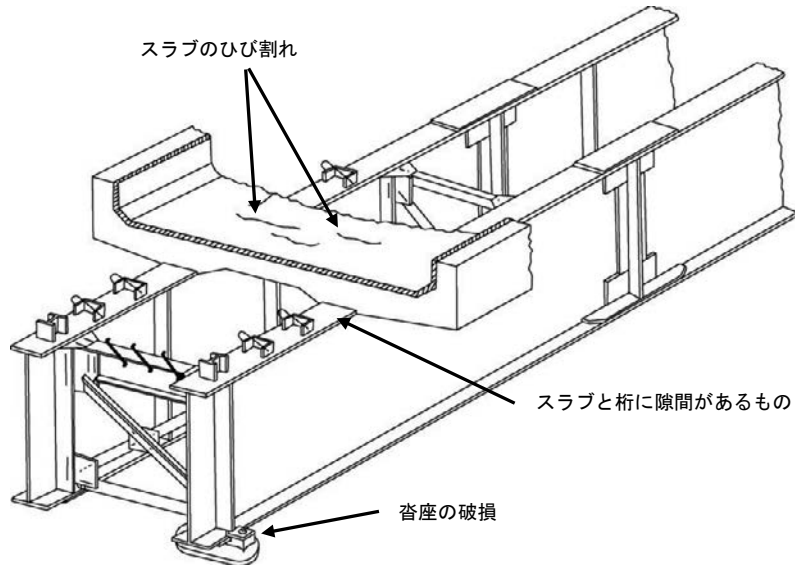


図 3.19 合成桁の損傷事例⁶⁾

(出典：国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物，p. 38，丸善，2007.)

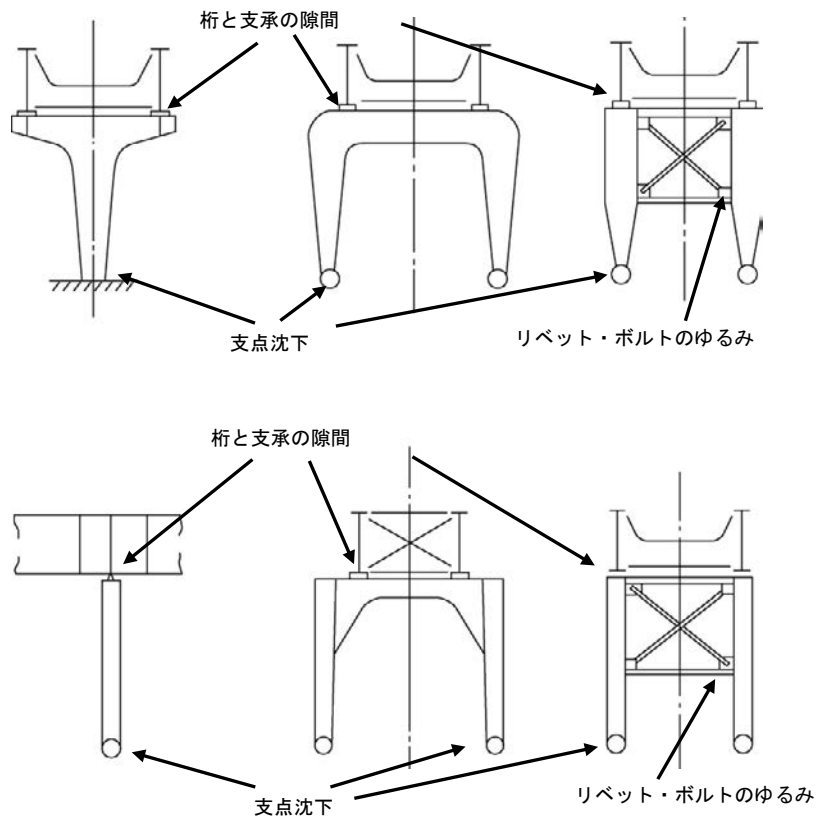


図 3.20 鋼製橋脚の損傷事例⁶⁾

(出典：国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物，p. 38，丸善，2007.)

鉄道構造物を道路構造物と比較した場合に、特徴的な点として挙げられるのは、

- 鉄道橋では必ずしも床版を必要としない構造もあり、床版による応力分散等がなく直接荷重を受ける
- レール継ぎ目などの衝撃的荷重が直接伝わり、損傷に影響する場合がある
- 死活荷重の比率では活荷重の影響が大きく、古くから疲労に配慮した設計が用いられている

という点であると考えられる。

各構造自身の変状以外には、以下の点に注意する必要がある。これらの中には、直接構造物の性能を低下させているものではないものの、構造物の性能を低下させる変状を誘発する現象も含まれる。

① 建築限界の支障

車や列車、人などが通過する際に支障がないかを確認する必要がある。これを支障する場合は重大な問題につながる可能性がある。

② 活荷重通過時の異常振動

車や列車が通過した際に異常な振動が出る場合、支点部の損傷が生じていたり、リベット・ボルトがゆるんでいたり、疲労き裂が生じていることが疑われる。この異常振動が進展すると、車や列車の通過にも支障が出る場合がある。

③ 排水設備の異常

排水設備に異常が生じると、滞水などを誘発し、重大な腐食欠損が生じる可能性がある。排水溝や排水パイプの詰まりなどにも配慮が必要である。

④ 付帯設備の変状

主要部材以外の付帯設備（電柱、標識柱、防音壁、検査用歩道など）の変状は、直接構造物の性能を低下させることは稀であるが、落下や倒壊は重大な事故につながる可能性がある。

⑤ その他周辺に与える異常

塗膜の劣化、さびの発生、コンクリートのひび割れ、清掃不良は美観を損ね、周辺の利用者に悪影響を与える可能性がある。また、コンクリートの剥落やリベット・ボルトの落下は、直接構造物の性能を低下させるものではない場合でも、重大な事故のつながる可能性がある。

【参考文献】

- 1) 土木学会 鋼構造委員会 鋼構造物のリダンダンシーに関する検討小委員会：報告書, 2014.6.
- 2) 日本道路協会：鋼橋の疲労, 丸善, 1997.5.
- 3) 日本鋼構造協会：鋼橋の疲労耐久性向上・長寿命化技術, テクニカルレポート No.71, 2006.10.
- 4) 鋼構造委員会 鋼橋の余寿命評価小委員会：鋼橋の劣化現象と損傷の評価, 土木学会論文集 No.501/I-29, pp.21-36, 1994.10.
- 5) 大谷祥三, 国原博司, 谷倉 泉, 庄司 憲：トラス橋横桁取付け部の疲労損傷対策, 土木学会第 49 回年次学術講演会, I-254, pp.506-507, 1994.9.
- 6) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物, 丸善, 2007.

4. 損傷状況の評価

4.1 残存板厚の測定

4.1.1 主な測定手法

(1) 概要¹⁾

腐食鋼板の残存板厚は、腐食が進んだ部材の力学性能を評価するために必要となる。引張強度を検討する場合には、抵抗断面の減少の程度が重要であり、圧縮強度を検討する場合には、抵抗断面の減少の程度とともに、部材や部材を構成する板の座屈を誘発するような形で、部分的あるいは局部的に腐食が進行していないかが重要となる。土木鋼構造物の腐食が進んだ部材の残存板厚を測定する場合、実構造物を破壊して測定することは一般的ではないので、特別な場合を除いて非破壊による測定が行われている。

(2) ノギスによる測定

腐食の平面的な大きさを測定する場合にはノギスを用いる。測定には、外側測定用のジョウを用いる。また、腐食深さを測定する場合は、ノギスのデプスバー（Depth bar）を使用すれば簡単に測定が可能であるが、デプスバーの先端は1mm角となっているので、これより小さいピットは測定できない。その場合は、デプスゲージを用いて正確に測定する。

(3) マイクロメータによる測定

マイクロメータは、下フランジのように鋼材の断面が測定できる箇所に使用する。ウェブ面のように鋼材の断面を測定できない場合は、超音波厚さ計等を用いる。

(4) デプスゲージによる測定

デプスゲージは、孔食の深さを正確に測定する場合に用いる。

(5) レプリカ法

腐食箇所の形状を正確に測定する必要がある場合は、石膏またはシリコン樹脂で型を取り、その型を顕微鏡等を用いて撮影し、その写真から寸法を正確に読み取る方法である。

(6) 超音波厚さ計による測定

腐食が進行した鋼板に対して超音波厚さ計（超音波パルス反射法）を適用しようとした場合、表面をさびが覆っている場合には超音波の入射が困難である。また、一般に腐食した鋼板の表面には凹凸があり、超音波探触子と鋼板とが密着せず、入射できる超音波が微弱となったり、入射と反対側の面に凹凸がある場合には反射波が散乱したりすることなどから、SN比や精度の低下を招く。よって腐食によって凹凸の生じた鋼板の板厚を測定するためには、測定面を平滑化するための処理が必要となる。JIS Z 2355：2005（超音波パルス反射法による厚さ測定方法）では、「測定面に腐食によるさび、浮いたスケール、異物の付着又ははく離している塗装の場合には、これをワイヤブラシ又ははく離剤などによって除去し、砥石、サンドペーパーなどを用いて表面粗度を25a（100S）以下に仕上げる。」となっている。

(7) レーザースキャナによる測定

最近、レーザー技術の発達により、レーザースキャナを用いた形状計測が可能になっている。レーザースキャナの利点は、非接触で板厚や断面欠損量などの寸法計測ができ、高速でスキャンすることで作業時間の

短縮が図れることにある。また、パソコンに取り込んだデータに基づきソフトウェア上で操作できるので、机上での計測処理が可能である。レーザースキャナには、あるライン上での計測を行う2次元スキャナと、立体計測ができる3次元スキャナがある。

2次元スキャナの適用例として、ハンディタイプの溶接検査装置を腐食により局所的な断面欠損を生じた鋼板や溶接部の計測に用いる方法が挙げられる。この装置は、溶接検査装置として、溶接施工前の開先加工の状態確認や、溶接施工後のビード外観評価など、溶接部の計測をレーザースキャナにより行うことができるものであり、腐食損傷を受けた溶接部の形状についても同様に計測することができる。3次元スキャナでは、この立体データについてパソコン上で断面欠損部の寸法を計測することができる。ただし、3次元スキャナによる計測を行う場合は、計測機の特長や点群データを合成するソフトの特長などによる誤差を把握したうえで、適用することが必要である。

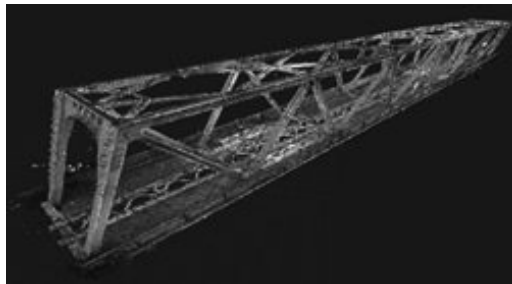


図 4.1 3D レーザースキャナによる 3D 計測²⁾

(出典：林ほか：光学的計測法による損傷を有する鋼トラス橋の構造同定および変状検知，土木学会第 73 回年次学術講演会概要集，1-514，p. 1027，2018.)

4.1.2 既往研究

ここでは、残存板厚の評価に関する既往研究のうち、レーザー変位計を用いて腐食形状計測ならびに残存耐力評価を行った事例と低周波渦電流による鋼部材の腐食損傷状態分析を行った事例を紹介する。

(1) レーザー変位計による腐食形状計測ならびに残存耐力評価

これまで目視観察がほとんどであり、詳細な腐食計測が行われることがなかった格点部(図 4.2)に着目し、野上ら³⁾はレーザー変位計により、腐食形状の詳細な計測を行っている。具体的には、著しい腐食損傷により撤去された既設橋のリベット接合の格点部を対象とし、上弦材、斜材およびガセットプレートの塗膜を除去した表面および狭隘部の内面、ならびに接合境界部の周辺についてレーザー変位計(図 4.3)によって計測を行った。この計測結果からトラス橋格点部およびその周辺部の腐食実態を定量的に明らかにした(図 4.4)。



図 4.2 計測対象部材³⁾

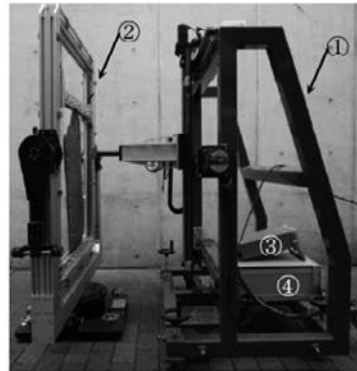


図 4.3 腐食形状計測装置³⁾

(出典：野上ほか：鋼トラス橋の上弦材側格点部の腐食計測とその腐食形態の特徴，構造工学論文集 A，Vol. 58A，p. 681，2012.)

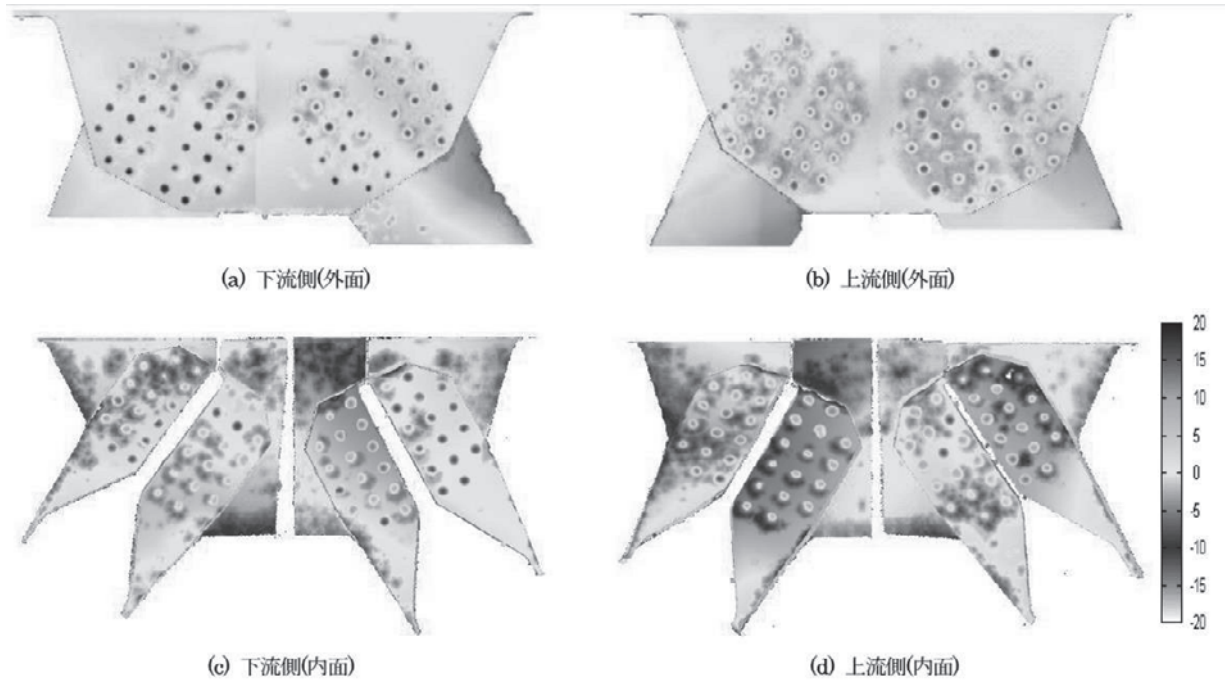


図 4.4 格点部の外面および内面の表面深さ分布³⁾
 (出典：野上ほか：鋼トラス橋の上弦材側格点部の腐食計測とその腐食形態の特徴，
 構造工学論文集 A, Vol. 58A, pp. 690, 2012.)

Nguyen ら⁴⁾は、ガセットプレートと斜材フランジの隙間腐食に着目し、撤去橋梁の部材を分解して、レーザー計測装置(図 4.5)により、形状計測を行っている(図 4.6)。

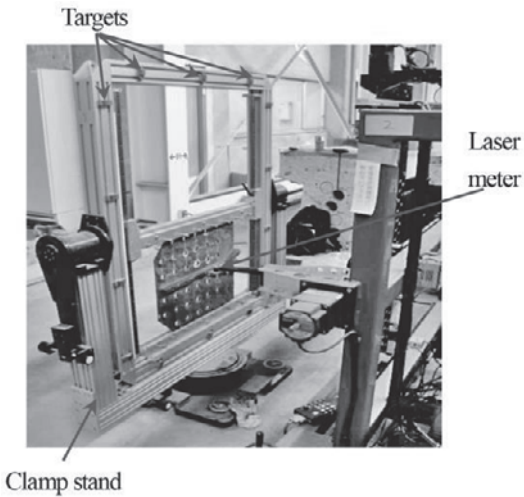


図 4.5 計測対象部材⁴⁾
 (出典：X. T. NGUYEN ほか：鋼トラス橋格点部の接触面における腐食形状評価，
 鋼構造論文集, Vol. 22, No. 85, pp. 166, 168, 2015.)

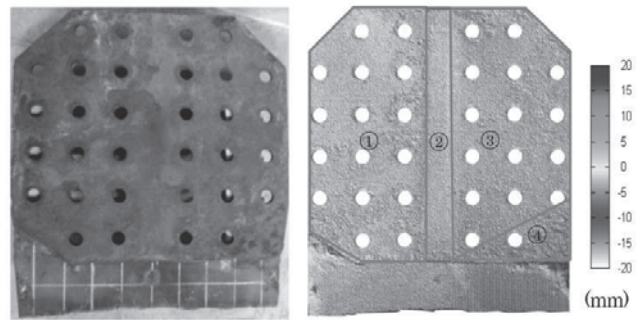


図 4.6 腐食深さの分布⁴⁾

小峰ら⁵⁾は、格点部等の腐食損傷が進行し、撤去架替に至った鋼トラス橋から切り出された弦材および斜材計 7 体の箱断面圧縮柱(図 4.7)を対象として、腐食性状の調査(図 4.8)、載荷試験(図 4.9)、及び残存耐荷力の評価法(図 4.10)に関する検討の結果について報告している。タワー型表面粗さ計測装置を用いて腐食形状の詳細計測を行い局部腐食の発生傾向を明らかにするとともに、一部の試験体については模擬腐食を導入した上で載荷試験を行い、模擬腐食が座屈挙動および耐荷力に与える影響や、腐食程度の評価指標としての最大断面欠損率と残存耐荷力の関係について明らかにした。

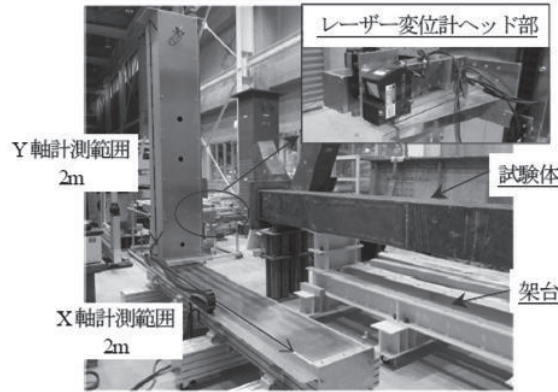


図 4.7 表面粗さ計測装置⁵⁾

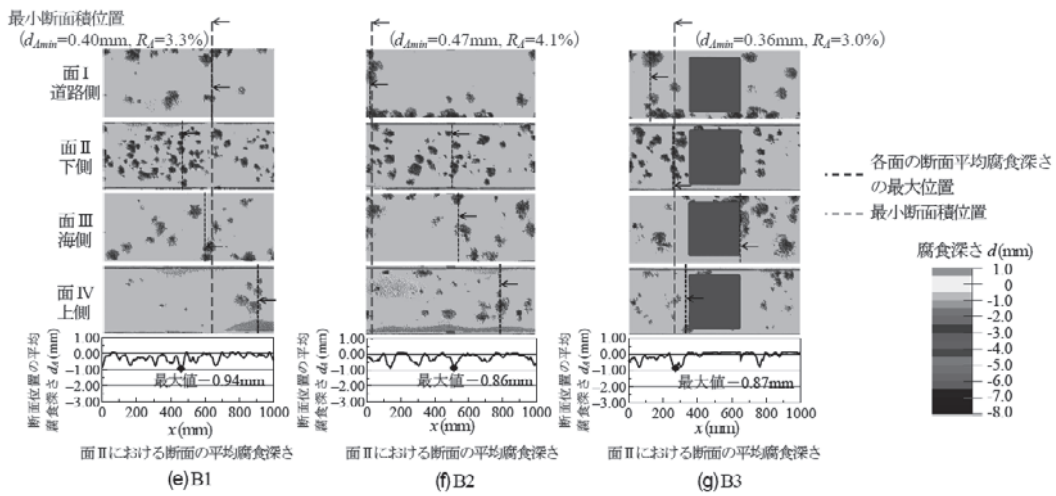


図 4.8 各試験体の腐食深さ分布⁵⁾

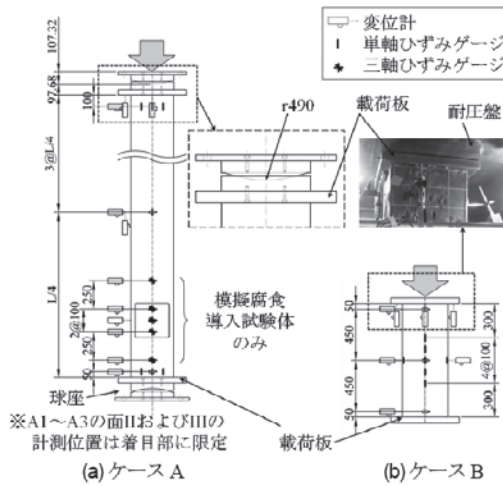


図 4.9 実験条件・計測位置⁵⁾

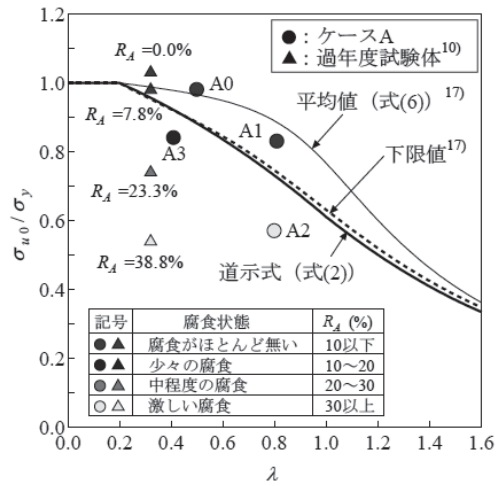


図 4.10 柱の細長比パラメータと耐荷力⁵⁾

(出典：小峰ほか：断面欠損を有する鋼トラス橋圧縮部材の残存耐荷力に関する実験的検討，土木学会論文集 A1, Vol. 73, No. 1, 2017.)

玉城ら⁶⁾は、28年間厳しい腐食環境にさらされ、著しい腐食損傷のため自然崩落したプレートガーダー橋の腐食部材(図4.11)を撤去回収して、超音波厚さ計による板厚測定(図4.12)を行っている。その測定結果より、海側の桁と山側の桁において、明確な腐食減厚分布の違いが見られた。特に、腹板の高さ方向、水平補剛材近傍の腹板などで腐食減厚の違いが得られている。そして、実環境下で腐食分布が明確に得られているプレートガーダーを対象に、腹板の実腐食分布がプレートガーダーのせん断耐荷力特性に及ぼす影響について検討している(図4.13)。

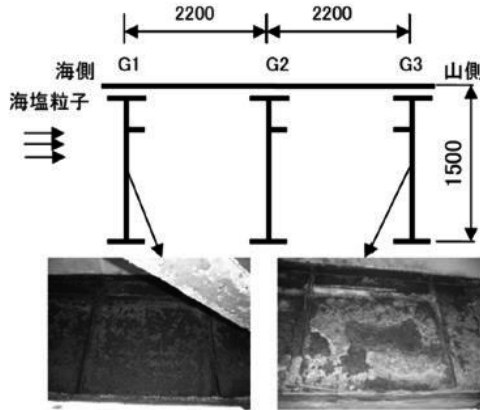


図 4.11 腐食状況⁶⁾

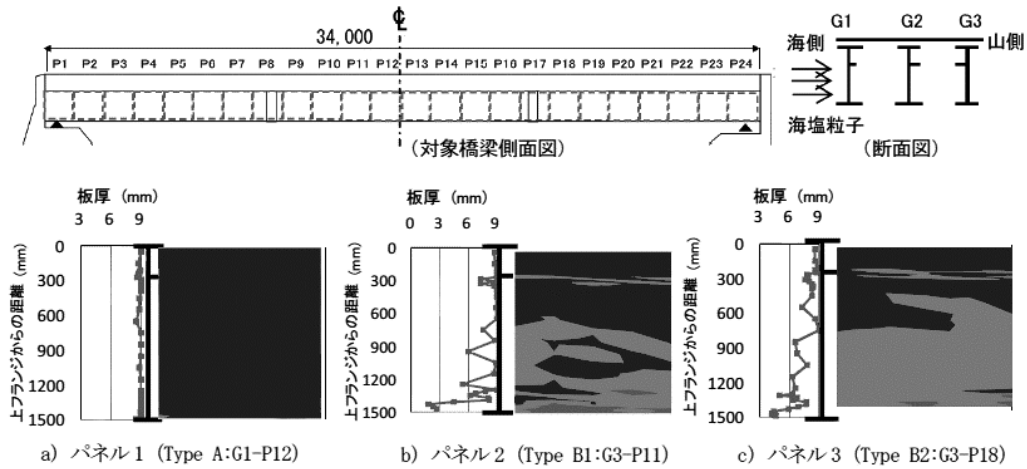


図 4.12 板厚分布⁶⁾

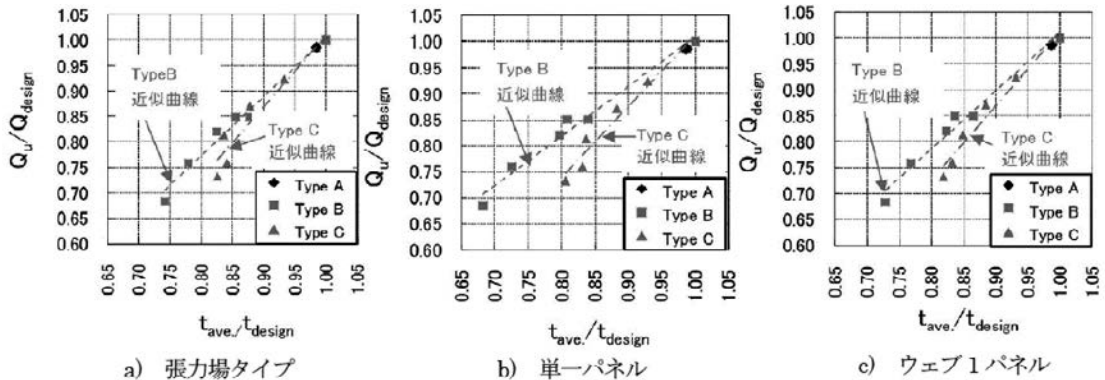


図 4.13 最大せん断力-平均板厚の関係⁶⁾

(出典：玉城ほか：実腐食分布を考慮したプレートガーダーのせん断耐荷力特性，鋼構造論文集，Vol. 19, No. 73, 2012.)

下里ら⁷⁾は、28年間実腐食環境下で自然暴露され、腐食減厚分布に明確な違いを有する実腐食腹板を用いて、その腹板の実腐食減厚分布が鋼プレートガーダーのせん断強度特性に及ぼす影響の解明を目的として、実大試験桁を用いた大型載荷実験を行っている。実験の結果、実腐食減厚分布（図 4.14, 図 4.15）を有する鋼プレートガーダー腹板のせん断強度は、実腐食減厚分布の影響を受けて異なる特性を示すことを明らかにした（図 4.16, 図 4.17）。



図 4.14 レーザー変位計測装置⁷⁾

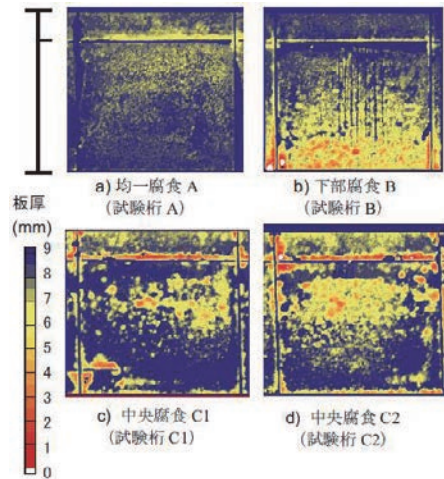


図 4.15 腐食板厚分布⁷⁾

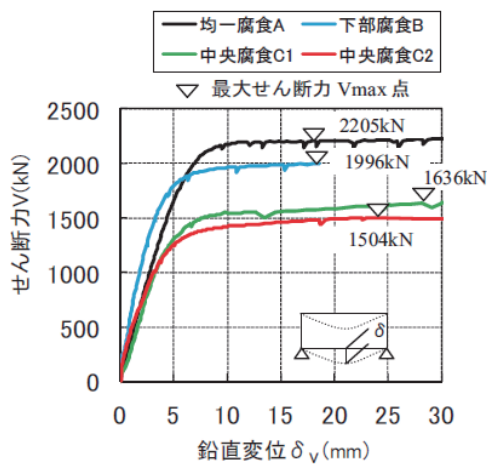


図 4.16 せん断力と鉛直変位⁷⁾

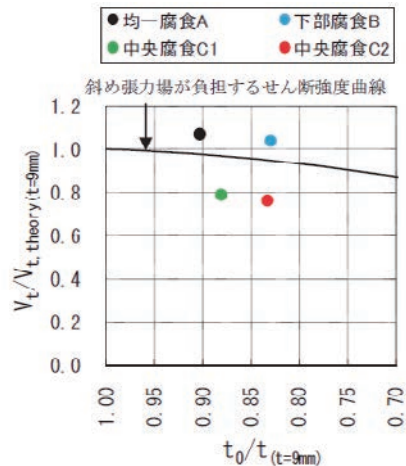


図 4.17 平均板厚と後座屈強度⁷⁾

(出典：下里ほか：実腐食減厚分布を有する鋼プレートガーダー腹板のせん断強度特性に関する実験的研究、土木学会論文集 A1, Vol. 70, No. 3, 2014.)

田井ら⁸⁾は、重度の腐食損傷によって崩落した腐食橋（図 4.18）を対象に、その崩落のメカニズムを解析的に検討し、腐食部位を回復させた逆解析を行い、橋梁全体の耐力低下に重大な影響を及ぼす腐食損傷形態と最重要な耐力保持部材を明らかにしている（図 4.19, 図 4.20）。

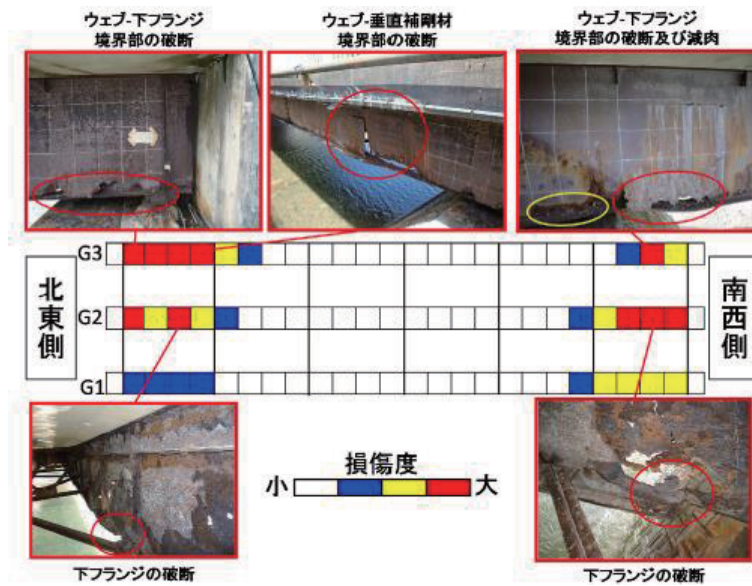


図 4.18 腐食損傷マップ⁸⁾

(出典：田井ほか：腐食により崩落に至った鋼プレートガーダー橋の崩落メカニズムと桁端部の損傷回復評価に関する解析的検討，構造工学論文集 A, Vol. 61A, 2015.)

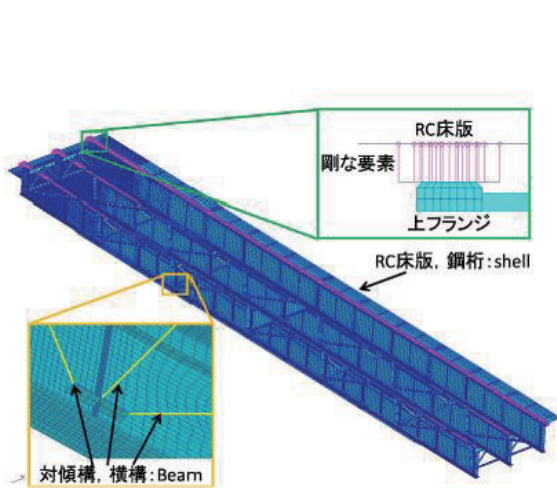


図 4.19 解析モデル⁸⁾

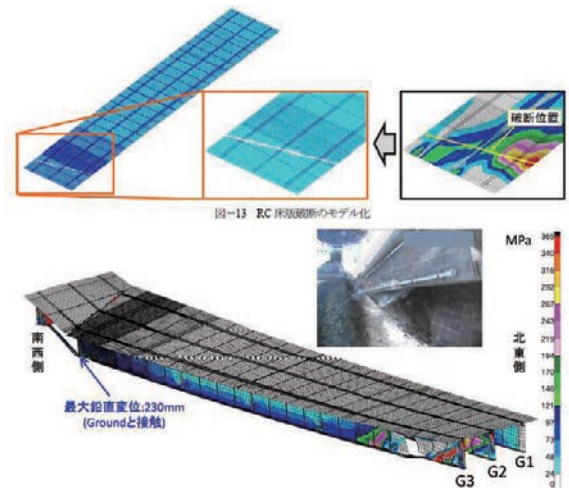


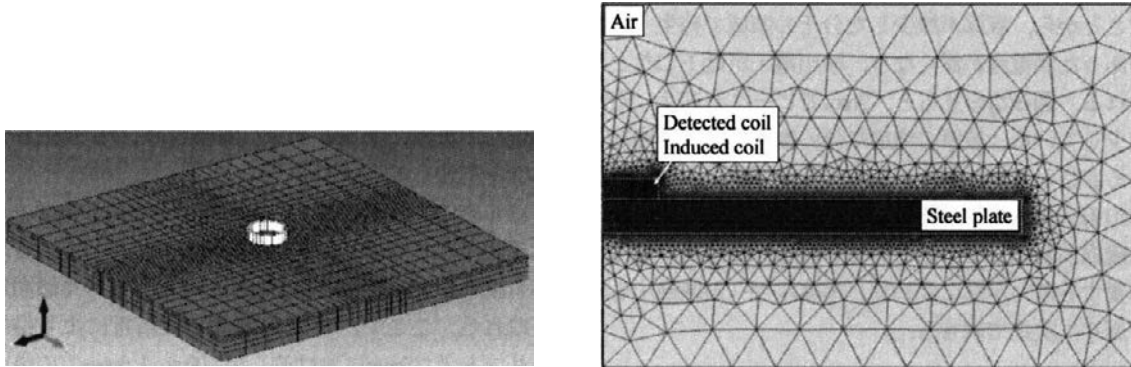
図 4.20 解析結果⁸⁾

(出典：田井ほか：腐食により崩落に至った鋼プレートガーダー橋の崩落メカニズムと桁端部の損傷回復評価に関する解析的検討，構造工学論文集 A, Vol. 61A, 2015.)

腐食鋼部材に対する各計測方法は、腐食減厚特性が異なるため、対象とする鋼構造物によって工夫が必要であり、効率的な計測方法の確立には、多くの鋼構造物に対する板厚計測方法や信頼性に関する研究の蓄積が重要である。玉城ら⁹⁾は、著しく腐食劣化した鋼橋プレートガーダーの実大腹板を試験体として、現地で計測可能な超音波厚さ計による腐食減厚調査方法の適用性の検証を目的に、マイクロメータ及びレーザー変位計による減厚調査方法との比較検証を行っている。その結果、レーザー変位計測による実大腐食腹板の平均板厚は、精度確認用に設置した4枚の薄鋼板の平均板厚について0.19mm以内の誤差で計測できており、十分な精度を有することを示した。また、超音波厚さ計による実大腐食腹板の平均板厚は、腹板全体または腐食減厚部位に限定して計測した結果、誤差がそれぞれ最大0.27mm、0.29mmであり、十分な精度を有することを示した。今後は、超音波厚さ計による腐食鋼板の板厚計測について、腐食面の凹凸と探触子の向きとの関係、計測範囲、対象とする板厚との関係が課題である。

(2) 低周波渦電流による鋼部材の腐食損傷状態分析

阿久津ら^{10,11)}は、腐食損傷を有する鋼部材を対象として、さび層の生成や減肉等の損傷の程度を分析すべく、さび厚と残存板厚を同時に取得可能な分析手法について検討している。具体的には、非破壊的に簡便な分析手法とするため渦電流試験に着目し、特に 1~1000Hz 程度の低周波渦電流を用い、鋼部材の表裏どちらか一方の面からの検査で腐食損傷状態を検出可能な分析手法の検討を行った。励磁波形としては、一度に多くの板厚情報が取得可能なスイープ波と簡易な周波数ステップ波形を設計した。また、時間領域で周波数特



(a) モデル 1 : 3次元モデル

(b) モデル 2 : 2次元軸対称モデル

図 4.21 解析モデル¹⁰⁾

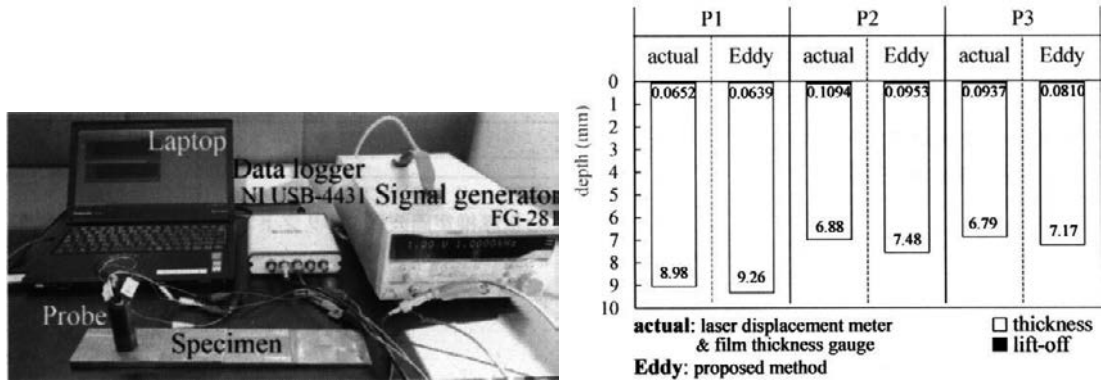


図 4.22 計測システム¹⁰⁾

図 4.25 計測結果の比較¹⁰⁾

(出典:阿久津ほか:低周波渦電流による鋼部材の腐食損傷状態分析,土木学会論文集 A1, Vol. 73, No. 2, 2017)

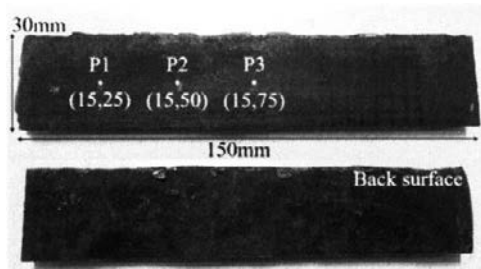


図 4.23 腐食試験体¹¹⁾

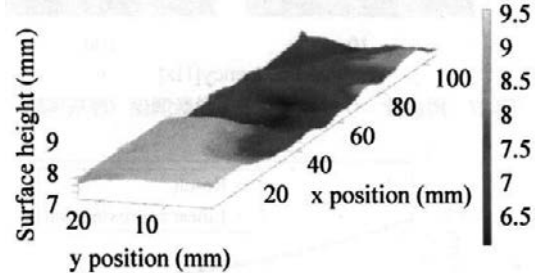


図 4.24 残存板厚¹¹⁾

(出典:阿久津ほか:位相特性を利用した低周波渦電流による鋼部材の腐食損傷分析手法の構築,土木学会論文集 A1, Vol. 74, No. 1, 2018)

性を把握可能なウェーブレット解析を導入し、指標として検出電圧とウェーブレット係数を用いる手法について検討している。数値シミュレーション(図 4.21)と実験両面(図 4.22, 図 4.23)からの検討結果に基づいて鋼部材の腐食損傷状態分析手法を提案し提案手法の有効性について検討を行っている(図 4.24, 図 4.25)。

文献 10)では、500Hz 以下の低周波渦電流により得られた検出電圧信号を用いた腐食を有する鋼部材のさび層と残存板厚を推定する腐食損傷状態分析手法を提案しているが、文献 11)ではさらなる精度向上と測定の簡

易化を目指し、検出電圧とともに板厚情報を同時に取得可能であると考えられる位相特性を活用した腐食損傷分析手法の検討を行っている。はじめに、数値シミュレーションにより損傷状態の違いを想定した低周波渦電流特性を明らかにし、その違いを捉えるために検出電圧と入力電流に対する検出電圧の位相差に着目した分析手法について検討を行い、そして、これらの検討結果に基づき、より高度な鋼部材の腐食損傷分析手法を構築し、実験によって提案手法の適用性について検討を行っている（図 4.26）。

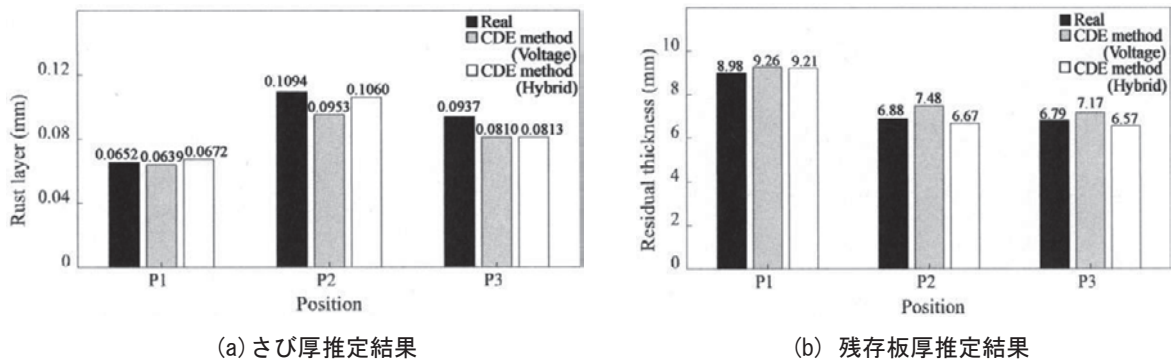


図 4.26 計測結果¹¹⁾

(出典:阿久津ほか:位相特性を利用した低周波渦電流による鋼部材の腐食損傷分析手法の構築, 土木学会論文集 A1, Vol. 74, No. 1, 2018)

4.2 疲労き裂の測定

4.2.1 概要

疲労損傷を生じた鋼構造物の性能（き裂の進展性や余寿命・耐荷性能に対する影響）を評価し、補修・補強等の性能回復対策を選定し施工していくためには、疲労き裂寸法（先端位置・深さなど）の正確な把握や、その疲労損傷の要因（作用応力状態およびその応力発生メカニズム・溶接品質など）を把握することが重要となる。

鋼橋に発生する疲労き裂の多くは溶接部から発生している。それらのき裂の発生位置は溶接止端部等の表面から発生するき裂（表面き裂）と溶接ルート部や内部欠陥などから発生するき裂（内部き裂）とに分類することができる（図 4.27）。疲労損傷状況の把握には発生している疲労き裂の寸法の把握が欠かせないが、表面き裂の場合には表面のき裂長さが最大のき裂長さであることが多い。内部き裂の場合には、内部で発生し表面に現れた時には内部では大きく進展している場合も多く、内部でのき裂の広がりについても把握していく必要がある。

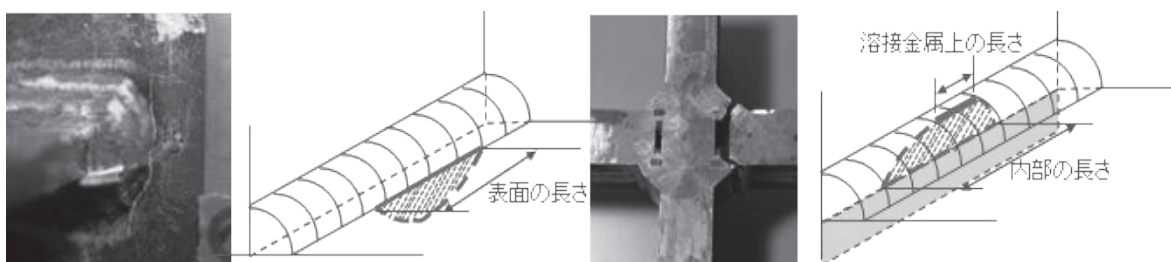


図 4.27 表面き裂と内部き裂

4.2.2 疲労き裂の検知

塗装鋼橋における表面き裂や表面に現れた内部き裂は、一般的には塗膜割れにより疲労き裂の存在が疑われ、塗膜を除去後、非破壊検査を用いてき裂の存在が確認される。塗膜割れは、必ずしも塗膜下の疲労き裂の存在を示唆するものではなく、塗膜割れの多さと塗膜除去およびその後の防錆作業などを考慮すると、塗

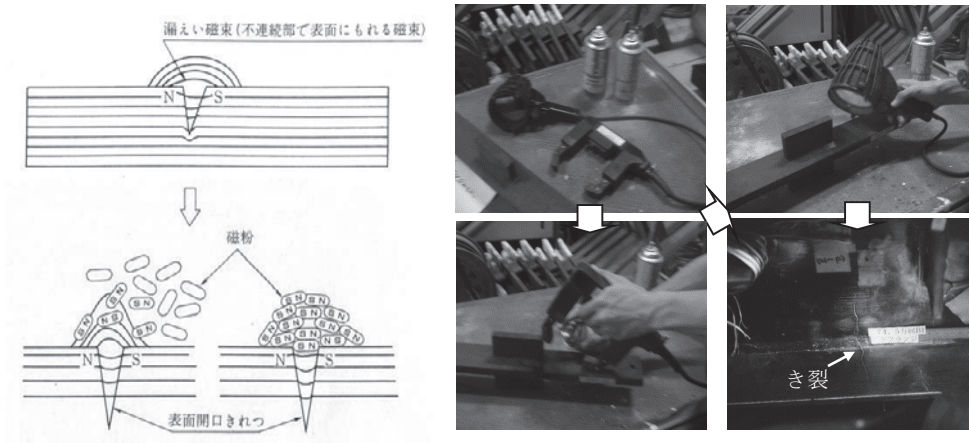


図 4.28 磁粉探傷試験²²⁾

(左図出典：土木学会：鋼橋における劣化現象と損傷の評価，鋼構造シリーズ 7，1996)

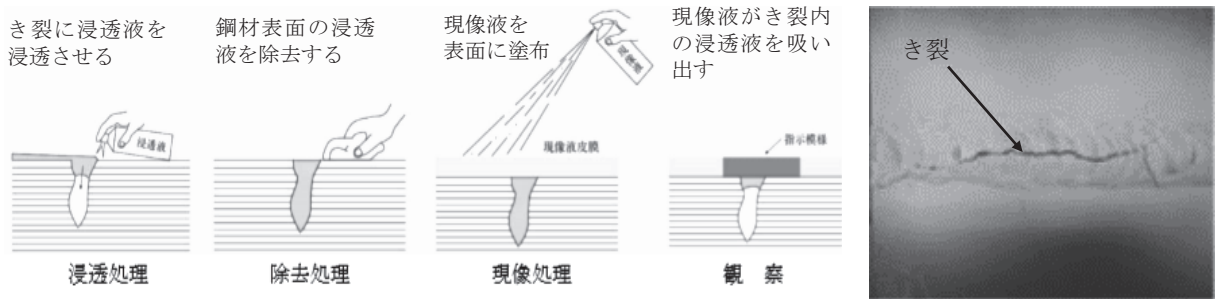
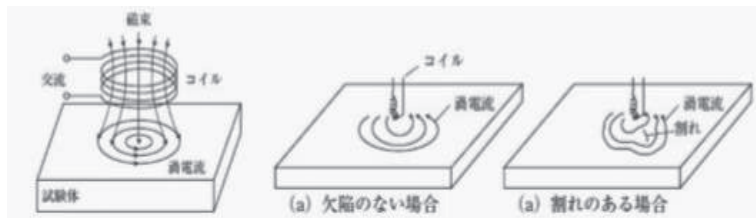


図 4.29 浸透探傷試験^{22,13)}

(出典：左図：土木学会：鋼橋における劣化現象と損傷の評価，鋼構造シリーズ 7，1996，
右図：日本道路協会：道路橋点検必携（平成 27 年版）)



概念図

基本原理

鋼材に交流を流したコイルを近づけ、鋼材に円形電流（渦電流）を誘導させる。鋼材表面にキズがあると渦電流の流れが変わり磁束が変化してコイルのインピーダンスも変化する。この性質を利用して、渦電流の変化を電気的信号として探知し、信号の振幅及び位相から鋼材の変状を把握する検査手法



渦流探傷装置



試験体での探傷状況

図 4.30 渦流探傷試験^{12,14,22)}

(出典：上左図：日本道路協会：道路橋補修・補強事例集（2012 年版），
上中右図：土木学会：鋼橋における劣化現象と損傷の評価，鋼構造シリーズ 7，1996，
下図：日本鋼構造協会：JSSC テクニカルレポート No. 115／鋼橋の疲労対策のための技術資料，2018)

膜割れの位置と方向などから、ある程度疲労き裂の存在をスクリーニングする知識や技術が望まれる。塗膜上から疲労き裂の存在を検知する技術として、渦電流探傷などの適用性が検討され、実際に鋼橋に用いられ

ている事例もあるが、疲労き裂の見逃しを確実に避けることが重要である。一方、塗膜を除去後に行われる非破壊検査には磁粉探傷試験や浸透探傷試験が行われるが、特にき裂の開口量が小さい場合等、磁粉探傷試験の方が精度が良く、電源確保が困難な場合を除いて磁粉探傷試験を用いるのが良い。磁粉探傷試験には湿式と乾式がある。図 4.28 に磁粉探傷試験、図 4.29 に浸透探傷試験、図 4.30 に渦流探傷試験の概要を示す。

溶接止端部から発生し、止端部に沿った状態で存在する疲労き裂に関しては、止端部に残るアンダーカットなどの溶接欠陥による疑似指示模様の場合もあり、疲労き裂の指示模様と判断がつかない場合には、き裂部をグラインダーにより切削することにより疲労き裂かどうか判断ができる場合がある。切削することにより、アンダーカットなどの溶接欠陥やき裂が小さく浅い場合にはき裂を除去できる可能性もあるが、あまり深く削り込まないことが重要である。

一方で、溶接ルート部などから発生する内部き裂は、一般的には溶接ビード上に出現する。このよう疲労き裂は表面の長さよりも内部の長さが大きいことが一般的であるが、これらの疲労き裂に対しても現有性能の検討や補修・補強対策の検討を行うためには、き裂の先端位置を正確に判断する必要がある。そのような場合、図 4.31 に示すように、溶接ビードを切削し、疲労き裂の先端位置を確実に把握することが必要であり、随時、磁粉探傷試験を併用しながら切削をする必要がある。溶接ビード形状や作用応力方向によっては、溶接ルート部から発生した疲労き裂が止端部近くに出現することがあるが、そのような場合も切削によって疲労き裂の方向を確認し、き裂が溶接ルート部から発生しているかどうかを確認する必要がある。

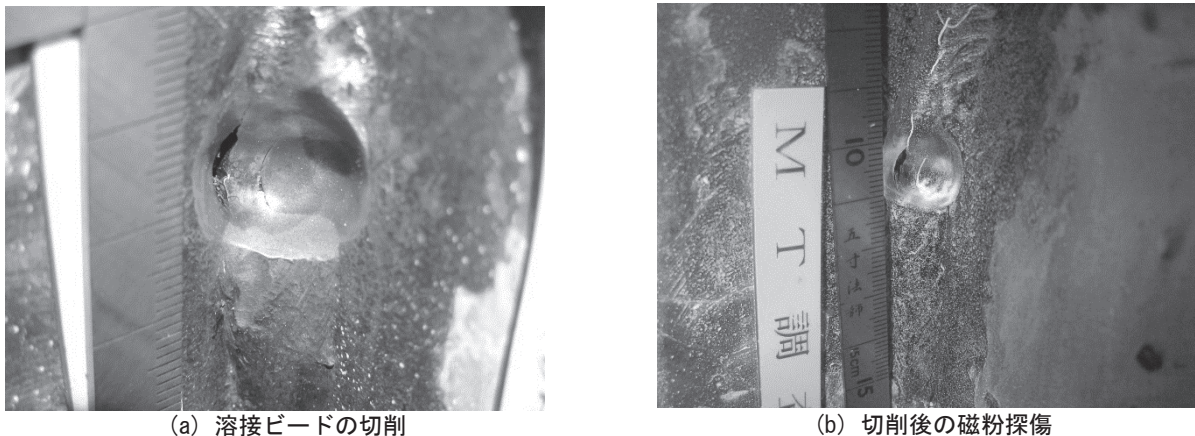


図 4.31 ルートき裂に対する溶接ビード切削

止端き裂などの表面き裂や、ルートき裂などの内部き裂でビード切削などによりき裂先端を表面に露出させたき裂の長さは、金尺やノギスなどを用いて測定することができる。その際、き裂の先端を磁粉探傷試験により確認してき裂長さを測定することが重要である。き裂が部材板厚を貫通しているような場合には、鋼材表裏でき裂長さが異なる場合もあるので、鋼材の表裏で長さを測定することが重要である。

内部き裂が未だ溶接内部に存在し、鋼材表面に出現していない場合のき裂の検知や、内部き裂の鋼材内部での広がりや測定の測定、更には止端き裂のような表面き裂の深さの測定は、その存在を目視で確認できないために非破壊検査によって確認することになる。このような目的のために、超音波探傷試験が行われる場合が多い。超音波探傷試験は、超音波パルスが鋼材表面に当たった探触子より鋼材内部に入射、伝搬させ、内部から戻ってくる反射波（エコー）の位置と高さにより鋼材内部の欠陥・疲労き裂などの位置や、深さ、大きさを測ることができる方法である（図 4.32）。

内部のき裂の深さや大きさを測定するための超音波探傷試験として、端部エコー法や TOFD 法、フェーズドアレイ探傷法などが単独、もしくは併用して用いられることが多い。近年では、閉じている疲労き裂面を検出が期待できる非線形超音波法や、非接触で探傷を行うレーザー超音波法・空気伝搬超音波法・電磁波超音波法などの新たな超音波探傷手法の開発・研究も進められている。また超音波探傷法以外にも、赤外線探

傷法（サーモグラフィ）法を用いた手法などの内部き裂への適用の検討などが進められている。これらの非破壊検査手法の概要は、文献[土木学会：鋼橋の疲労対策技術]¹⁵⁾にまとめられており、参考にすると良い。

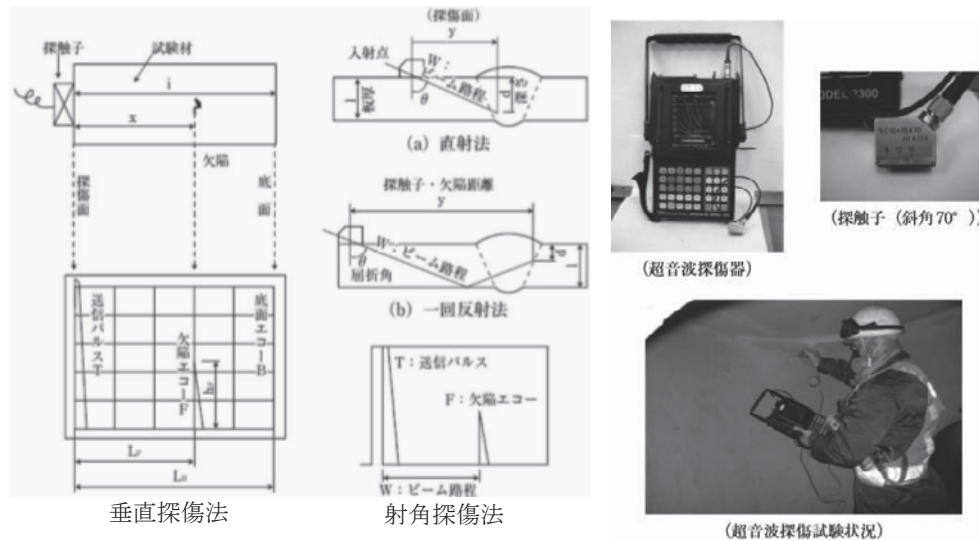


図 4.32 超音波探傷試験^{12, 22)}

(出典：右図：日本道路協会：道路橋補修・補強事例集(2012年版), 2012,
左図：土木学会：鋼橋における劣化現象と損傷の評価，鋼構造シリーズ 7, 1996)

4.2.3 疲労損傷部材の現有性能を把握するための外力評価

疲労損傷部材の現有性能を把握するためには、損傷部材に作用する応力およびその変動、更には発生頻度を評価する必要がある。このような応力評価を行うに際し、鋼橋の設計計算は設計に多くの仮定を含み必ずしも橋梁の挙動を正確に把握しているとは限らず、また、二次部材の取合い部の疲労損傷のように、そもそも設計計算において応力照査を行わないような部位において疲労損傷が生じていることも多いために、実橋梁での応力測定や三次元 FEM 解析などにより応力評価を行うことが望ましい。

これらの方法による応力評価の留意点について以下に述べる。

- ① 評価応力として公称応力を用いるか、き裂発生点近傍の局部応力を用いて評価するかなどにより用いるべき疲労強度等級も異なるので、応力評価位置については十分に検討が必要である。鋼橋において一般的な疲労き裂の発生位置となる溶接部近傍の応力状態は図 4.33 に示すように継手形状に依存する応力集中(構造的応力集中)と溶接部(止端部)の形状に依存する応力集中により公称応力より大きくなっている。この応力集中により公称応力よりも大きな応力となる範囲は継手形式や寸法に大きく依存し、特に面外ガセット継手など、いわゆる三次元的な継手の場合には応力集中の影響範囲は広範囲に及ぶ。例えば図 4.34 は面外ガセット継手の主板厚、主板幅、ガセット長さをパラメータとして応力集中の影響範囲を解析的に調査したものであるが、影響範囲がこれら形状パラメータにより大きく影響を受けていることが分かる¹⁶⁾。鋼鈹桁橋主桁の横構等が取り付けられるウェブガセットなどでは止端部から 400mm 程度まで応力集中の範囲が広がっているとの研究報告もある¹⁷⁾。そのため、公称応力範囲に用いた疲労強度等級を用いて疲労危険性や余寿命の評価等を行う場合には、応力集中の範囲についても考慮して測定位置を検討するのが良い。一方で、き裂発生点近傍の局部応力範囲を用いて評価する手法として、構造的な応力集中の大きさを考慮することができるホットスポット応力¹⁸⁾を用いた手法が挙げられる。また解析的な手法であるが、ルート部や止端部などに仮想的に円孔を設け、その周囲の最大の最大主応力範囲を用いて評価する Effective Notch Stress 法¹⁷⁾などが提案されており、それらの評価応力に応じた疲労強度等級が提案されている。これらの手法の測定手法や推奨される FEM 解析における要素分割については第 II 編 6 章に取りまとめているので参考にすると良い。

き裂が発生している溶接継手部近傍で応力範囲などを実測する場合には、き裂の存在により応力分布が乱れ、正確な応力評価ができないこともあるので注意が必要である。

- ② 応力の測定には一般的にひずみゲージが用いられることがあるが、作用応力分布が複雑な場合には、三軸ひずみゲージを用いた主応力の測定や、鋼材表裏にひずみゲージを貼付し鋼材表裏の応力を測定する（面内応力と面外曲げ応力を評価する）などの配慮が必要である。

鋼橋において疲労損傷を引き起こす主な外力としては自動車荷重や列車荷重などの活荷重や風や交通振動などによる部材の振動が挙げられる。このような外力の実態を把握することは、疲労損傷の発生・進展性などの評価などに必要な情報となる。このなかで活荷重の大きさや通過車両数は、道路橋においては軸重計を埋設するなどして測定することもできるが、供用中の鋼橋の動きから、その動きの影響線（面）を用いた逆解析により求める Weigh-in-Motion のシステムも開発され実用化されている²⁰⁾。一般的にはひずみゲージや光ファイバーセンサー等により計測されるある部位のひずみ変化が用いられるが、近年では MEMS 加速度センサーを用いた変位計測による Weigh-in-Motion システムの構築も試みられている²¹⁾。

【参考文献】

- 1) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の点検・診断・対策技術（2017年度版），2017。
- 2) 林謙介，河村太紀，松田浩，山口浩平：光学的計測法による損傷を有する鋼トラス橋の構造同定および変状検知，土木学会第73回年次学術講演会概要集，I-514，pp.1027-1028，2018。
- 3) 野上邦栄，山本憲，山沢哲也，依田照彦，笠野英行，村越潤，遠山直樹，澤田守，有村健太郎，郭路：鋼トラス橋の上弦材側格点部の腐食計測とその腐食形態の特徴，構造工学論文集 A，Vol.58A，pp. 679-691，2012。
- 4) Xuan Tung NGUYEN，野上邦栄，依田照彦，笠野英行，村越潤，本多弘明，田代大樹：鋼トラス橋格点部の接触面における腐食形状評価，鋼構造論文集，Vol.22，No.85，p.161-171，2015。
- 5) 小峰翔一，村越潤，高橋実，野上邦栄，栗原雅和，田代大樹，岸祐介，依田照彦，笠野英行：断面欠損を有する鋼トラス橋圧縮部材の残存耐荷力に関する実験的検討，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 73，No. 1，pp. 69-83，2017。
- 6) 玉城喜章，下里哲弘，有住康則，矢吹哲哉：実腐食分布を考慮したプレートガーターのせん断耐荷力特性，鋼構造論文集，Vol. 19，No. 73，pp.9-19，2012。
- 7) 下里哲弘，玉城喜章，有住康則，矢吹哲哉，小野秀一，三木千壽：実腐食減厚分布を有する鋼プレートガーター腹板のせん断強度特性に関する実験的研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol. 70，No. 3，pp. 359-376，2014。

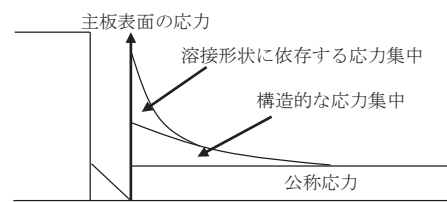


図 4.33 溶接部近傍の応力分布

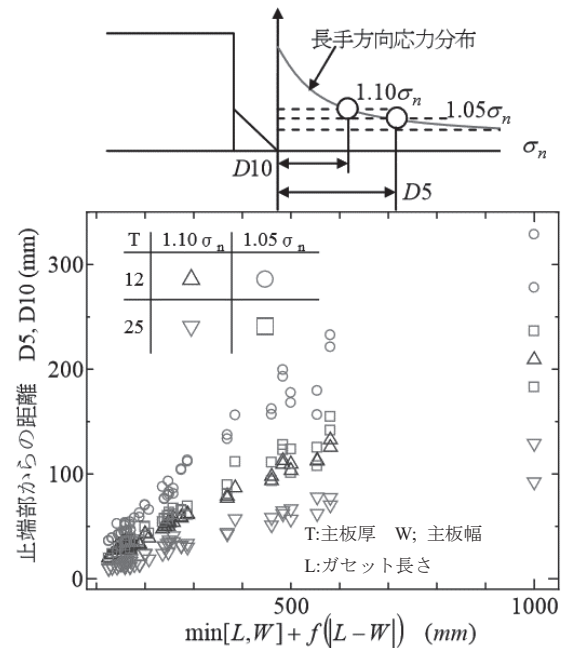


図 4.34 面外ガセット継手の応力集中範囲に及ぼす継手形状の影響¹⁶⁾

(出典：穴見ほか：面外ガセット溶接継手の疲労強度の寸法効果に関する一考察，構造工学論文集 Vol. 60A，2014. 3.)

- 8) 田井政行, 下里哲弘, 玉城善章, 有住康則, 矢吹哲哉: 腐食により崩落に至った鋼プレートガーダー橋の崩落メカニズムと桁端部の損傷回復評価に関する解析的検討, 構造工学論文集 A, Vol.61A, pp. 416-428, 2015.
- 9) 玉城善章, 下里哲弘, 有住康則, 矢吹哲哉, 田井政行: 腐食鋼桁の実大腹板の減厚計測に対する超音波厚さ計の適用性検証, 鋼構造年次論文報告集, Vol.24, pp.449-456, 2016.
- 10) 阿久津絢子, 佐々木栄一, 蛭沢佑紀, 田村洋: 低周波渦電流による鋼部材の腐食損傷状態分析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 73, No. 2, pp. 387-398, 2017.
- 11) 阿久津絢子, 佐々木栄一, 田村洋: 位相特性を利用した低周波渦電流による鋼部材の腐食損傷分析手法の構築, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol. 74, No. 1, pp. 145-156, 2018.
- 12) 日本道路協会: 道路橋補修・補強事例集(2012年版), 2012.
- 13) 日本道路協会: 道路橋点検必携(平成 27 年版), 2015.
- 14) 日本鋼構造協会: JSSC テクニカルレポート No.115: 鋼橋の疲労対策のための技術資料, 2018.
- 15) 土木学会鋼構造委員会: 鋼橋の疲労対策技術, 2010
- 16) 穴見・合田・内田・平山・判治: 面外ガセット溶接継手の疲労強度の寸法効果に関する一考察, 構造工学論文集 Vol.60A, pp.651-660, 2014.3.
- 17) 平山・内田・木ノ本・穴見: 実橋サイズの面外ガセット溶接継手の応力集中特性に関する解析的検討, 構造工学論文集, Vol.72A, pp.772-784, 2016
- 18) 日本鋼構造協会: 鋼構造物の疲労設計指針, 2012
- 19) Fricke W.: Guideline for the fatigue assessment by notch stress analysis for welded structure, IIW documentation, IIW-XIII-2240r1-08, 2009
- 20) 例えば, 小林, 三木, 田辺: リアルタイム全自動処理 Weigh-in-Motion による長期交通荷重モニタリング, 土木学会論文集, No.773/I-69, pp.99-111, 2004.
- 21) 関屋, 小西, 木ノ本, 三木: MEMS 加速度センサを用いた変位計測に基づく Portable-Weigh-in-Motion システムの提案, 土木学会論文集, Vol.72/No.3, pp.364-379, 2016
- 22) 土木学会: 鋼橋における劣化現象と損傷の評価, 鋼構造シリーズ 7, 1996.

5. 解析・検討方法の選択

5.1 解析方法のグレーディング

本書では、解析のグレードを4種類に分類する。解析グレードは、主に構造解析のレベルに着目することとし、その内容を表5.1に示す。表5.1のL0は、構造解析によらない初歩的な手法である。このL0には、目視点検の結果から直接、構造物の健全度を判定する手法が含まれる。また、構造解析によらないものの、損傷の程度を数値化する目的で使用されるBHI (Bridge Health Index) もここに分類されるものとした。このBHI等については、5.4に詳細を紹介することとした。

次にL1は比較的簡易な構造解析によるものであり、断面二次モーメントを活用した古典理論による手計算による構造計算や、1次元の梁要素解析が含まれる。この解析結果を元に簡易的に限界値との照査を行う事例として、鉄道構造物で使用されている現有応力比率や、アメリカで使用されているLoad Ratingがこれにあてはまる。本手法は、簡易であるため、多くの橋梁に対して実施することが可能であるといえる。また、格子解析による手法もL1に分類した。

L2はやや詳細な解析手法を用いるものであり、構造解析ソフトを使用する。骨組要素解析や断面内の部分的な材料非線形性を考慮するファイバーモデルもこれに当てはまる。この解析手法では、ある程度解析が複雑化するが、通常の新設構造物の設計で使用されているレベルであるため、様々な構造物に一般的に使用できる解析であるといえる。

L3は解析ソフトを用い、要素としては骨組要素だけでなく、シェル要素やソリッド要素を用いるレベルの解析である。条件を適切に与えれば精度よく構造物の挙動を再現できるというメリットは大変大きいですが、計算にかかる費用と労力はかなりのものになる可能性が高く、すべての構造物に汎用的に用いることは困難であると考えられる。しかし、溶接部のホットスポット解析など、このレベルの解析でないと精度の良い結果が得られないケースもある。

表 5.1 解析グレードとその内容

解析グレード	主な検討内容	解析に用いる要素などの例	事例など	本書中の箇所
L0	構造解析によらない手法	無	目視点検による判定	I 5.4.1
			BHIによる定量化判定	I 5.4.2
			換算表を用いた手法(ドイツでの事例)	付録C
L1	比較的簡易な解析手法による	梁要素	現有応力比率(国内の鉄道の事例)	I 5.4.3
			Load Rating(アメリカでの事例)	I 5.4.4
			格子解析による方法	I 5.4.5
L2	やや詳細な解析手法による	骨組要素	骨組構造解析による手法	---
			線形固有値解析による手法	I 5.4.6
L3	詳細な解析手法による	シェル要素・ソリッド要素	当て板補強に対する構造解析	I 5.4.7
			疲労耐久性評価のための溶接継手部の応力評価	II 6.1.1
			疲労耐久性評価のための腐食部材の応力評価	II 6.1.2

5.2 解析方法の選択

表5.1に示した解析グレードの選択方法について、一般的な判断内容を示す。

① 腐食量・変形量，劣化範囲，進行性による工学的な選択

構造物に生じている損傷の大きさやその影響度に関しての選択がある。軽微な損傷や、事例が多く報告され、パターン化しているものについては、過去の事例などからL0, L1の解析で健全度評価が可能であるといえる。しかし、構造に与える影響が不明である場合や、特殊な損傷ケースで構造性能に与える影響が未知の場合は、より詳細な解析であるL2, L3のレベルが必要になることも考えられる。

② 斜角や曲線などの構造的判断からの選択

構造物の形状が特殊であり、一般的な梁要素だけではモデル化できない場合は、L0やL1の解析では詳細な検討ができないケースがある。橋梁が急曲線の形状をしている場合や、斜角の影響を受ける場合は、

ねじれや応力分配の影響を厳密に考慮する必要があるケースがある。維持管理上の健全度を正確に判断する場合、L2、L3 の解析レベルが必要になることも考えられる。

③ 構造物の重要度に応じた社会的な選択

構造形式や損傷程度が軽微であったとしても、構造物が周辺に与える影響度が大きい場合は、より詳細な検討を行う必要があるといえる。

④ 予算に応じた経済的な選択

健全度などの評価検討上は、より詳細で高精度な解析により検討するのが望ましいが、対象構造物の数量が多い場合や、検討予算が絞られる場合は、やむを得ず簡易な検討を行うケースが考えられる。しかし、解析検討を簡易化する場合は、安全側に結果が担保されることを注意深く確認する必要がある。

⑤ 緊急度に応じた選択（緊急の場合は、詳細な検討の前に補修補強する）

構造物に対する損傷の影響が大きく、緊急を要する場合は、簡易な解析モデルを選択する場合があるほか、解析を行う前に補修補強を実施するケースも考えられる。これは、高度な解析を行う場合は、時間と費用が大きくなるために、これを待っていることができない場合であるといえる。

上記①～⑤のほかにも、次の注意事項がある。L1 などの簡易な解析では、公称応力など構造物の全体的な挙動や全体的な変形の確認のみに使用できる。つまり、局所的な応力集中や変形集中を検討する場合には、真応力を求める必要があり、L2、L3 のレベルが必要である。

また、解析のレベルによって、安全係数を変化させる必要がある。L1 などの簡易解析モデルでは、検討時間も短く、検討コストも少なくすむことになるが、解析精度も L2、L3 と比較して劣ることが予想される。したがって、このような場合には、照査における安全係数を大きくとるようにしなければならないといえる。一方、L3 のような詳細な解析モデルでは、検討時間も長く、検討コストも大きくなるのが一般的であるものの、解析精度も実際の挙動に近いものとなることが予想され、その分、安全係数を小さくすることができ、構造物の補修補強対策費も抑えられる可能性がある。

5.3 解析結果の検証方法

解析的な検討を用いた場合、その結果が正しい挙動を示しているかどうかの確認が重要である。特に高度な解析を行った場合は、解析ソフトの特性や境界条件の設定などによっては大きく結果が異なるケースが見られる。高度な計算を用いたとしても、結果の検証が行えない場合は、その結果を信用するのは難しい状態となるため、解析結果の検証方法の事例を以下に示す。

① 理論値を用いた検証

解析の結果を、古典理論等の理論値の結果と比較し、その妥当性を検証する手法である。公称応力や全体的な変形の確認ではこれを使用できるケースがあるが、局所的な応力集中や変形集中に対しては理論値の算出は困難であり、この理論値が適用出来る解析は少ない。つまり、理論値との比較により検証を行う場合は、解析の全体的挙動の検証、または限定的部分挙動の検証にとどまるケースが多いといえる。

② 実験値を用いた検証

解析結果の妥当性を示すために、実構造物の計測結果や実験供試体の載荷試験結果と比較する手法である。この手法であれば、局所的な応力集中や変形集中との比較検証も可能である。また、本手法は、計測結果や実験結果の妥当性検証に使用されることもあるほか、解析に使用する条件（材料特性等）を実験値で決定する場合もある。

③ ベンチマークテストによる検証

ベンチマークテストでは、異なる解析ソフトを用いて同様な解析を行い、結果の精度検証を行う。また、同じ解析ソフトであっても、構造形状などのパラメータ・スタディにより結果の傾向を確認し、目的とする解析対象の結果が妥当であるかを検証するケースもある。

5.4 事例の紹介

本章では、解析グレード L0~L3 ごとに事例を紹介する。

5.4.1 L0 目視検査による判定

一般的な構造物の目視検査では、解析的な検討を用いずに、過去の事例や、損傷の構造物への影響を勘案して判定を行う事例が多い。この事例として、鉄道構造物と道路構造物で使用されている事例を紹介する。鉄道構造物の維持管理¹⁾では、健全度の判定基準は表 5.2 のように規定されている。

表 5.2 鉄道構造物における健全度の設定¹⁾

健全度	構造物の状態
A	運転保安, 旅客および公衆などの安全ならびに列車の正常運行の確保を脅かす, またはその恐れのある変状等があるもの
	AA 運転保安, 旅客および公衆などの安全ならびに列車の正常運行の確保を脅かす変状があり, 緊急に措置をする必要とするもの
	A1 進行している変状等があり, 構造物の性能が低下しつつあるもの, または, 大雨, 出水, 地震等により, 構造物の性能を失うおそれのあるもの
	A2 変状等があり, 将来それが構造物の性能を低下させるおそれのあるもの
B	将来, 健全度A1になるおそれがある変状等があるもの
C	軽微な変状等があるもの
S	健全なもの

注：健全度 A1, A2 および健全度 B, C, S については、各鉄道事業者の検査の実状を勘案して区分を定めてもよい

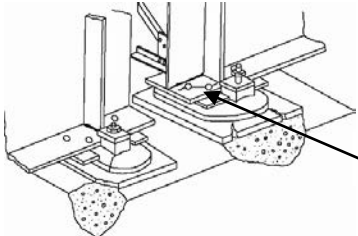
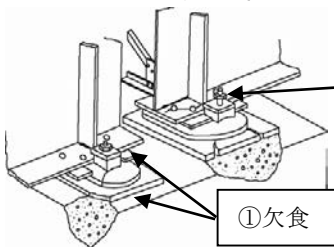
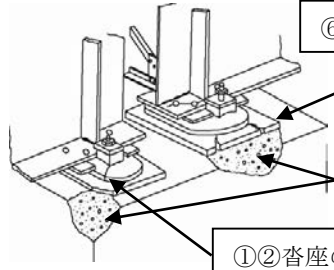
部材	変状例	判定基準	判定例
2. 支承部	<ul style="list-style-type: none"> ・ ソールプレート取付部のリベット・ボルトの変状  <p>①-④ゆるみ・欠食</p>	<ul style="list-style-type: none"> ①リベット・ボルトのゆるみ (全体の半数以下) ②リベット・ボルトのゆるみ (全体の半数以上) ③リベット・ボルトの欠食 (全体の半数以下) ④リベット・ボルトの欠食 (全体の半数以上) 	<ul style="list-style-type: none"> A2 (B) A1 (A2) B A2 (B)
	<ul style="list-style-type: none"> ・ アンカーボルト部の変状  <p>②③抜け・欠食 ①欠食</p>	<ul style="list-style-type: none"> ① アンカーボルト取付部下フランジまたはソールプレートの欠食 ②アンカーボルトの欠食 ③アンカーボルトの抜け 	<ul style="list-style-type: none"> B A1, A2 (B) A1 (A2)
	<ul style="list-style-type: none"> ・ 沓座の変状  <p>⑥⑦支点沈下・三点支持 ③-⑤沓座の破損 ①②沓座の割れ</p>	<ul style="list-style-type: none"> ①沓座の割れ (全体の30%以内) ②沓座の割れ (全体の30%以上) ③一部欠けたもの ④沓座の破損 (一部分のひび割れ) ⑤沓座の破損 (支点沈下を伴う変状) ⑥支点沈下 ⑦三点支持 	<ul style="list-style-type: none"> A2 A1 B A2 (B) AA (A1, A2) AA(A1, A2) AA(A1, A2)

図 5.1 鉄道構造物における健全度判定の例 (支点部)¹⁾

(出典：鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編) 鋼・合成構造物, 丸善, 2007)

鉄道構造物の目視においては、通常全般検査では、図 5.1、図 5.2 のような判定例を元に、健全度を判定する。本判定は、構造解析を伴わない判定となっており、過去の損傷事例を基に作成されているとされている。また、解析を伴わない判定であり、構造性能を評価していない結果からの健全度であるため、この評価は安全側のものとなっていると考えられる。なお、判定のうち、() で示されているものは、状況に応じて判定を重篤なものからカッコ内の判定に軽減できるという意味である。この判定事例は、構造形式ごと、溶接ボルト構造とリベット構造に分けて示されているのも特徴である。

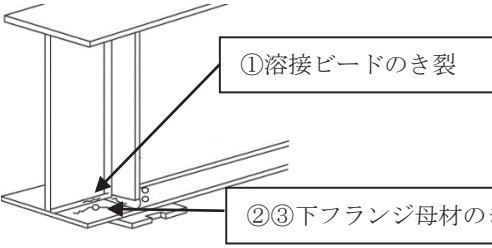
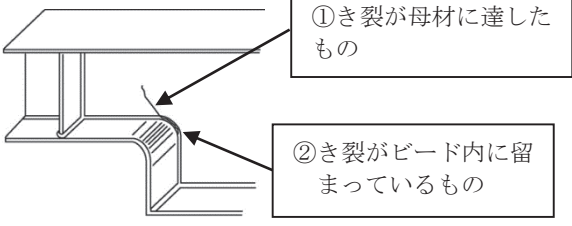
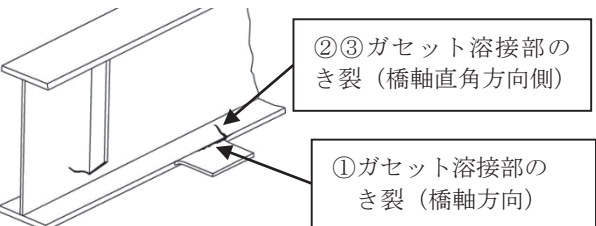
部材	変状例	判定基準	判定例
1.主桁	・桁端部付近  ①溶接ビードのき裂 ②③下フランジ母材のき裂	①下フランジ溶接ビードのき裂 ②下フランジ母材のき裂（隣のボルト孔に達したもの） ③下フランジ母材のき裂（き裂が小さいもの）	A1 (A2) A1 A2
	・主桁切欠部  ①き裂が母材に達した もの ②き裂がビード内に留 まっているもの	①き裂が母材に達したもの ②き裂がビード内に留まっているもの	AA, A1 A2
	・ガセット溶接部  ②③ガセット溶接部の き裂（橋軸直角方向側） ①ガセット溶接部の き裂（橋軸方向）	①ガセット溶接部のき裂（橋軸方向） ②ガセット溶接部のき裂（橋軸直角方向で引張側） ③ガセット溶接部のき裂（橋軸直角方向で圧縮側）	A1 AA, A1 A1

図 5.2 鉄道構造物における健全度判定の例（上路プレートガーダー、溶接桁）¹⁾を一部抜粋および修正
 (出典：国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・解説（構造物編）鋼・合成構造物，丸善，2007.)

次に、道路構造物では、国土交通省平成 26 年 6 月[2014]に定められた橋梁定期点検要領²⁾に判定区分（表 5.3）と判定事例（図 5.3～図 5.5）が示されている。道路構造物では、鉄道構造物とは異なる区分で判断されていることが分かるが、目視の結果から損傷の程度を見極め、区分を判定する手法は同様であると言える。

表 5.3 道路構造物における判定区分（部材，構造物）²⁾

区分	状態
I 健全	構造物の機能に支障が生じていない状態
II 予防保全段階	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じることが望ましい状態
III 早期措置段階	構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずべき状態
IV 緊急措置段階	構造物の機能に支障が生じている、また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

(出典：国土交通省：道路橋定期点検要領，2014.)




鋼部材の損傷	②亀裂	1 / 4
<p>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
	例	進展しても亀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
	例	進展しても亀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
	例	対横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 ■亀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はないと考えられる場合がある。しかし確実に亀裂の進展が見込まれる場合には、亀裂が拡大すると補修が困難になったり大がかりになることも考えられる。</p>		

図 5.3 道路構造物における判定区分の例²⁾
(き裂, 判定区分Ⅱ)

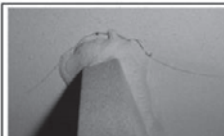



鋼部材の損傷	②亀裂	2 / 4
<p>判定区分Ⅲ 構造物の機能に支障が生じる可能性があり、早期に措置を講ずべき状態。 (早期措置段階)</p>		
	例	明らかな亀裂が鋼床版のデッキプレートに伸びており、さらに進展すると路面陥没や舗装の損傷につながるが見込まれる場合
	例	明らかな亀裂が鋼床版のデッキプレートに伸びており、さらに進展すると路面陥没や舗装の損傷につながるが見込まれる場合
	例	明らかな亀裂が鋼製脚部の隅角部に発生している。さらに進展すると梁や柱に深刻な影響がでることが見込まれる場合 (発生位置によっては、Ⅳとなることも多い)
	例	明らかな亀裂が鋼床版のトラフリップに伸びており、さらに進展すると路面陥没や舗装の損傷につながるが見込まれる場合
<p>備考 ■亀裂は、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わから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。</p>		

図 5.4 道路構造物における判定区分の例²⁾
(き裂, 判定区分Ⅲ)





鋼部材の損傷	②亀裂	3 / 4
<p>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)</p>		
	例	大きさに関係なく、ゲルバー桁の受け梁に亀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亀裂がある場合
	例	上げたフランジからウエブに進展した明確な亀裂がある場合
	例	主桁や横桁のウエブに大きな亀裂が進展している場合
<p>備考 ■応力の繰り返しを受ける部位の亀裂では、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、直ちに通行制限や亀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 5.5 道路構造物における判定区分の例(き裂, 判定区分Ⅳ)²⁾
(出典：国土交通省：道路橋定期点検要領, 2014.)

5.4.2 **LO** BHI による判定 ^{3),4)}

地方自治体等での活用が見られる BHI (Bridge Health Index) の事例を示す。BHI での健全度は、多数の損傷を対象に、損傷の広がりや進行度合い、損傷の種類と重大性を総合的に判断し、定量的な数値を求めるものであるとされている。本手法の特徴は、耐荷力照査を行うような構造解析を行うものではなく、階層化分析法 (AHP: Analytical Hierarchy Process) を活用して重み付けをし、構造物の損傷を評価している点である。したがって、耐荷力や変位制限に対しての評価は行ってはいないものの、損傷の程度や数量の影響を評価しているものと考えられ、補修補強の優先順位の選定など、多数の橋梁を限られた予算で維持補修するという観点では有益であると考えられる。

BHI の評価方法の事例を次に示す。確認された損傷に対して、その進行性を 0 点から 100 点の間で評価した「損傷評価点 (DG : Damage Grade)」を算出する。これを 100 点から減じた値を BHI として表示する。したがって、まったく損傷のない健全な構造物は 100 点となり、点数が低いほど健全度が劣るという結果となる (図 5.6)。

健全度[HI] = 100 - 損傷評価点[DG]

損傷の進み具合	良好	ほぼ良好	軽度	顕著	深刻
損傷評価点 (DG)	0点	25点	50点	75点	100点
健全度 (HI)	100点	75点	50点	25点	0点

図 5.6 BHI による健全度判定

また、橋梁の損傷評価点は、階層化を行ったうえで、その複数の損傷をその重大性を考慮して統合し、工種の健全度、径間の健全度、最後に、橋梁の健全度として最終的に構造物の健全度を算定する (図 5.7)。

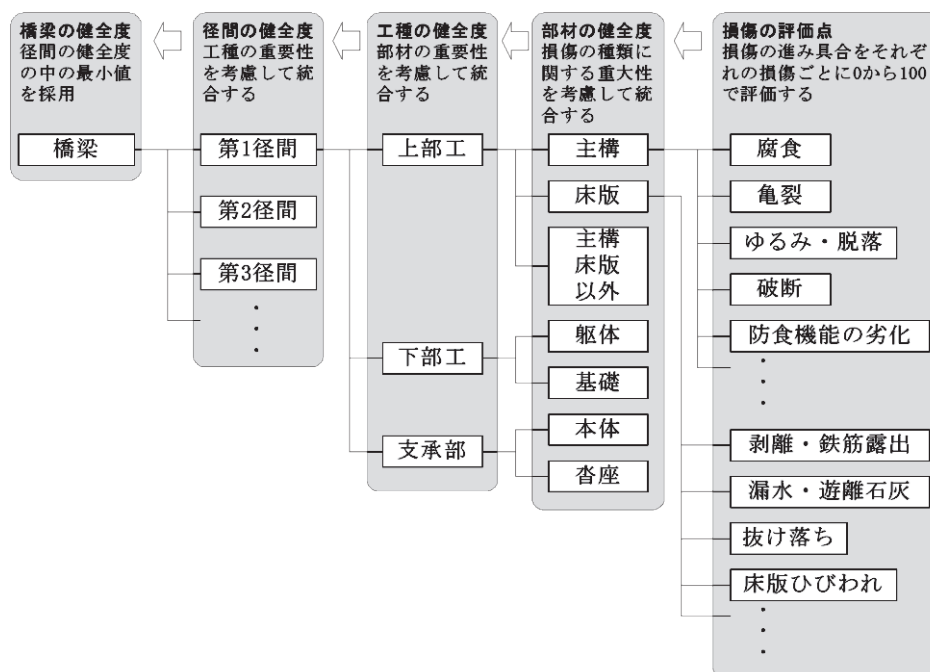


図 5.7 健全度の統合イメージ

BHI における階層化を統合する際の重み付け(補正係数)は、専門家の意見によって決められるとされている。この階層化と重み付けの事例を、図 5.8 に示す。なお、BHI の判定目安としては、表 5.4 が示されている。

下図のように主桁に腐食のみが発生し、B等級；90%，D等級；10%と記録された場合。

$$\text{損傷評価点 [DG]} = 0.60 \times (25 \times 0.9 + 75 \times 0.1) = 18$$

損傷の種類	補正係数	損傷等級および損傷評価点				
		A 0	B 25	C 50	D 75	E 100
01 腐食	0.60	◎	◎	◎	◎	◎
02 亀裂	1.00	◎	—	◎	—	◎
03 ゆるみ・脱落	0.20	◎	—	◎	—	◎
04 破断	1.00	◎	—	—	—	◎
05 防食機能の劣化	0.20	◎	—	◎	—	◎
13 遊間の異常	0.20	◎	—	◎	—	◎
21 異常な音・振動	0.20	◎	—	—	—	◎
22 異常なたわみ	0.20	◎	—	—	—	◎
23 変形・欠損	0.00	◎	—	◎	—	◎

- 注1) 亀裂が生じている場合の損傷評価点が100となるよう補正係数を設定
 注2) 表中の◎には該当する等級の広がり具合を比率 (%) で表す
 注3) 表中の—は評価区分がないものを示す

主桁 (G1)	B	B	横桁、対傾構
主桁 (G2)	B	B	
主桁 (G3)	B	B	
主桁 (G4)	B	B	
主桁 (G5)	D	B	

$$\text{部材の健全度 [HI]} = 100 - 18 = 82$$

図 5.8 BHI の算出事例

表 5.4 BHI と健全度の目安

健全度	構造性能の状態	維持管理の内容
80～100	耐荷力の低下はない。	定期的な点検による健全性の監視
60～80	耐荷力の低下がはじまり、僅かに耐荷力の低下がある。	修繕による現状の保全
40～60	耐荷力の低下がある。	
20～40	明らかな耐荷力の低下が認められる。	修繕による耐荷力の向上
0～20	明らかな耐荷力の低下が認められ、設計上の耐荷力を下回っている。	部材の更新、架け替え

5.4.3 L1 現有応力比率(SR)による判定¹⁾

簡易的な構造解析を用いる事例として、鉄道構造物で使用される現有応力比率(SR)について示す。現有応力比率は、既存の鉄道用鋼橋の耐力評価に用いるものであり、腐食による断面欠損の影響を考慮した上で、1次元のビーム要素解析や、手計算による梁解析を実施し、応力を算出する。この応力と保守限応力度を比較することで、桁の耐力評価を行うものである。なお、断面欠損の考慮手法としては、残存断面のうち板厚が最小となる部位の断面を用いるものとしており、結果としては安全側の評価となると言える。

$$\text{現有応力比率 (SR)} = \frac{\sigma_m}{\sigma} \times 100 (\%) \tag{5.1}$$

ここに、 σ_m ：保守限応力度

σ ：当該線区の許容最高速度で車両が進入した際に部材に発生する最大応力度
 ($= \sigma_d + \sigma_l + \sigma_i$)

σ_d ：死荷重による応力度

σ_l ：活荷重による応力度

σ_i ：衝撃による応力度

表 5.5 保守限応力度の例¹⁾

(a) 引張応力度 (ベッセマー鋼および SS 400, SM 400, SMA 400) (単位: N/mm²)

通トン	スパン 影響 線長 (m)	錬鉄 ベッセマー鋼	SS 400 SM 400 SMA 400										
			昭和 3 年 (1928 年) 以前		昭和 4 年 (1929 年) 昭和 25 年 (1950 年)		昭和 26 年 (1951 年) ~ 昭和 44 年 (1969 年)		昭和 45 年 (1970 年) 以降				
			定常 入線	一時 入線	定常 入線	一時 入線	リベット桁		溶接桁				
200 GN 以上	<20	115	140		150		150						
	≥20		159		170		170						
100 GN 以上 200 GN 未満	<20			165		176		180	184	161	161	168	168
	≥20			165		176		184					
100 GN 未満							184						

(b) 引張応力度 (高張力鋼) (単位: N/mm²)

通トン	スパン 影響 線長 (m)	SM 490		SM 490 Y SM 520 SMA 490		SM 570 SMA 570					
		定常 入線	一時 入線	定常 入線	一時 入線	定常 入線	一時 入線				
200 GN 以上	<10	180		180		180					
	10 ≤ L < 20							200		200	
	≥20							224	220	252	220
100 GN 以上 200 GN 未満	<10	220		220	252	220					
	10 ≤ L < 20							240		240	
	≥20							224	252	260	290
100 GN 未満	<10	224		252		260					
10 ≤ L < 20	290								290		
≥20											

(c) 圧縮応力度 (昭和 44 年 (1969 年) 以前の鋼材) (単位: N/mm²)

鋼材		SS 400	
組み合わせる リベット		SV 330	
	軸方向 応力度	ア 0 < l/r ≤ 110 のとき 138 - 0.0065(l/r) ² イ l/r > 110 のとき 720000(r/l) ²	①
圧縮応 力度 (総断面 につき)	曲げ応 力度	l/b ≤ 30 のとき 138 - 0.07(l/b) ² ただし、圧縮線にバック ルプレートのあるとき およびダブルウェブ断面 のときは 138 - 0.04(l/b) ²	②

備考

- ①における l は、部材の骨組長さ (mm) を、r は部材の総断面の断面 2 次半径 (mm) を示す。ただし l は、リベットで連結される腹材の横断面内の厚さを考慮する場合には、その 0.9 倍とする。
- ②における l は、フランジの固定点間距離 (mm) を、b はフランジの幅 (mm) を示す。
- 錬鉄、ベッセマー鋼についてはリベット桁としてこの表を適用するが、最大値は 105 N/mm² とする。

注) 表中にない新しい鋼材や、大正時代以前の鋼材で材質が不明の鋼材については引張試験等で材料強度の確認をする必要がある。

(d) 圧縮応力度 (昭和 45 年 (1970 年) 以降の鋼材) (単位: N/mm²)

構造用鋼材	圧縮応力度 (総断面 につき)	SS 400 SM 400 SMA 400		SM 490	SM 490 Y SM 520 SMA 490	SM 570 SMA 570
		軸方向応力度	0 < l/r ≤ 9 のとき 151	0 < l/r ≤ 8 のとき 201.5	0 < l/r ≤ 8 のとき 227	0 < l/r ≤ 10 のとき 290
曲げ応力度	9 < l/r ≤ 130 のとき 151 - 0.886(l/r - 9)	8 < l/r ≤ 115 のとき 201.5 - 1.373(l/r - 8)	8 < l/r ≤ 105 のとき 227 - 1.648(l/r - 8)	10 < l/r ≤ 95 のとき 290 - 2.447(l/r - 10)		
	130 < l/r のとき 740000(l/r) ²	115 < l/r のとき 740000(l/r) ²	105 < l/r のとき 740000(l/r) ²	95 < l/r のとき 740000(l/r) ²		
備考 (1) ①における l は部材の骨組長さ (mm) を、また、r は考える軸についての総断面の断面 2 次半径 (mm) を示す。なお、トラスの腹材 (横断面内) の l は骨組長さの 0.9 倍とする。 (2) ②における l はフランジの固定点間距離 (mm) を、また、b はフランジの幅 (mm) を示す。ただし *印の b は箱形断面および U 形断面の場合、腹板中心間隔 (mm) を、下路プレートガーダーの場合、主桁中心間隔 (mm) を示す。a はフランジの厚さ (h) と腹板の厚さ (h) の比 (h/h) を、また、β は腹板高さ h とフランジの幅 b との比 (h/b) である。						

(出典: 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編) 鋼・合成構造物, 丸善, 2007)

また、保守限度力は、設計時に用いる許容応力度とは異なる設定となっていることが特徴的である。保守限度力は、鋼種だけでなく、通トン、影響線長、製作年代、溶接・リベットの別、定常入線・一時入線の別など、細かく分類されている。なお、表 5.5 中の通トンは年間に構造物を通過する列車重量のことであり、定常入線は一般的に使用される車両に対して、一時入線は臨時的に通過する特大貨物などに対して、という意味を示している。表 5.5 に保守限度力の設定例の一部を示す。現行の保守限度力（引張）は、リベット桁については降伏点応力度の 0.8 倍、溶接桁については 0.7 倍を上限として定められていることが、鉄道構造物等維持管理標準・同解説に解説されている。なお、保守限度力は、今回示したもののほかに、せん断応力度や支圧応力度についても示されている。

現有応力比率の算定にあたり、疲労の影響については、設計でも使用される繰り返し応力の照査（累積損傷度による照査）を用いることも可能であることが鉄道構造物等維持管理標準・同解説では示されており、公称応力の変わりに実測による応力を使用する場合もあるとされている。また、現有応力比率の値と健全度判定（表 5.2）との関連性についても目安としてではあるが記載が見られる（表 5.6）。

表 5.6 現有応力比率と健全度の関係の目安¹⁾を一部抜粋

現有応力比率	健全度
$SR \leq 100$	AA
$100 < SR \leq 120$	A1 or A2

（出典：鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物，丸善，2007）

5.4.4 L1 Load Rating による判定

本項は、一般社団法人日本鋼構造協会の「鋼橋の設計・評価技術の高度化」JSSC テクニカルレポート No.114（平成 30 年 8 月発行）⁹⁾の一部を再構成したものである。

(1) はじめに

多くの先進国において、既設橋の耐荷力評価は喫緊の問題であり、その評価基準もしくはガイドラインは、既に米国、カナダ、英国、スイスなどで開発され、実用化されている⁵⁾。特に米国では既設橋の耐荷力評価マニュアルの歴史は長く、1967 年のシルバー橋の落橋事故の翌年には、National Bridge Inspection Standards (NBIS) が制定され、2 年に 1 回の検査と安全性評価 (rating) が義務づけられている。この NBIS では、橋の耐荷力を評価し、耐荷力不足の場合は補強、閉鎖、もしくは荷重制限をしなければならないと規定されている。このため、許容応力度設計法に基づく最初の耐荷力評価マニュアルは 1970 年に発表され、その後、設計基準の発展に合わせて、荷重係数設計法に基づく耐荷力評価マニュアルが 1978 年に、2003 年には荷重抵抗係数設計法に基づくもの⁶⁾が発表されている。現在の最新版は AASHTO Manual for Bridge Evaluation (MBE)⁷⁾であり、第 3 版が 2018 年に出版されている。Eurocode でも現在同様なマニュアル (Eurocode for Bridge Safety Assessment) を検討中⁵⁾で、AASHTO MBE と同様に、信頼性理論に基づく耐荷力評価、システムリダグナンシーを考慮、Site-specific load の考慮、現地計測結果の活用、Proof loading test の活用といった特徴を有する。

設計荷重の変遷に伴う荷重強度の増加や損傷による耐荷力低下に対して、定期的な点検や診断のもと総合的な工学的判断が行われるのは何処の先進国でも同じであるが、1930 年代には既にモータリゼーションが始まり、多くの橋梁が戦前に建設されていた米国では特に深刻な問題といえる。この分野での日本の現状を考えると、既設橋の耐荷力評価の方法について個別に検討は行われていると考えられるものの、汎用的なマニュアルとして提案されているものはほとんどない。土木学会の鋼・合成構造標準示方書 [維持管理編]⁸⁾が出版されているものの、内容はどちらかと言うと点検マニュアルに近く、耐荷力評価には余り踏み込んでいない。また、鋼構造委員会において高度な FEM 解析を用いて鋼橋の残存耐荷力を評価する試みはあるものの、むしろ、高度な解析を使わず橋梁の半数以上を占める一般的な桁橋の耐荷力評価 (Load Rating) をするためのマニュアルや枠組みが必要だと思われる。

(2) AASHTO LRFR

AASHTO MBE⁷⁾をみると、Load Rating とは橋梁の現時点での状態に基づいて活荷重に対する耐荷力を評価するプロセスをいう。Load Rating の結果は参照とする設計活荷重に対し、その何倍耐荷力があるかを表す Rating Factor (RF)で表される。

$$RF = (C - DL) / LL \quad (5.2)$$

ここで、 C は部材耐力、 DL は死荷重効果（死荷重によって生じる断面力もしくは応力）、 LL は活荷重効果（活荷重によって生じる断面力もしくは応力）を表す。したがって、 RF が 1 以上であれば、基準としている活荷重に対し十分な安全であることを意味する。一方、 RF が 1 より小さい場合、基準とした活荷重に対して安全とは言えず、NBIS より、この橋の補強、閉鎖、もしくは荷重制限を実施しなければならないとされている。

AASHTO MBE のうち現行の設計基準である AASHTO LRFD に対応する Load Rating 手法である Load and Resistance Factor Rating (LRFR) では、終局限界状態と使用限界状態の各々について Load Rating の計算方法が規定されているが、ここでは話を簡単にするため、終局限界状態に関する Load Rating のみに話を限定して説明する。このとき、式(5.2)の部材耐力は次式で評価して良いとされている。

$$C = \phi_c \phi_s \phi R \quad (5.3)$$

ここで、 R は公称部材耐力、 ϕ_c は Condition factor（状態係数）と呼ばれ、橋梁点検の結果を受けて決定される係数で、無損傷の時が 1.0 で、腐食による断面欠損など損傷がある場合は最大 0.85 まで減じられる。 ϕ_s は System factor（構造システム係数）と呼ばれ、リダンダンシー（冗長性）のある橋（例えば 4 本主桁橋梁など）の場合は 1.0 で、リダンダンシーが無い橋では、0.85 に減じられる。また、 ϕ は抵抗側の安全係数（抵抗係数）で、通常的设计時と同じで鋼桁の場合は 1.0、RC 部材の場合 0.9 などに設定されている（表 5.7）。

表 5.7 部分係数の一例（状態係数）⁹⁾

Structural condition of member	Superstructure condition rating	Condition factor ϕ_c
Good or Satisfactory	6 or higher	1.00
Fair	5	0.95
Poor	4 or lower	0.85

（出典：日本鋼構造協会 鋼橋の設計・評価技術の高度化，JSSC テクニカルレポート No. 114，2018.）

一方、死荷重効果 DL は構造本体の死荷重による荷重効果 DC と、舗装など将来変更する可能性の大きい死荷重効果 DW とに分けて、異なる荷重係数を考慮している。

$$DL = \gamma_{DC} DC + \gamma_{DW} DW \quad (5.4)$$

ここで、死荷重係数は以下の様に規定されている。

$$\gamma_{DC} = 1.25, \quad \gamma_{DW} = 1.50 \quad (5.5)$$

つまり、橋梁本体の死荷重など変動する可能性が少ない死荷重に関しては死荷重係数 1.25 を用い、舗装のオーバーレイなど補修による重量増の可能性のある死荷重に関しては 1.50 を用いている。しかし、これも現地計測を行い、舗装厚等を確定すれば 1.25 を用いることができ、AASHTO MBE では積極的に現地計測の結果を利用しようと試みている。

最後に活荷重効果 LL は衝撃係数 IM を考慮し、次式で与えられる。

$$LL = \gamma_L L (1.0 + IM) \quad (5.6)$$

ここで、 L は活荷重効果で γ_L は活荷重係数を表す。

衝撃係数 IM に関しては、路面粗度のデータが入手不可の場合、最大値の 0.33 が用いられる。しかし、AASHTO では設計活荷重として、トラック荷重の HL-93 とレーン荷重（分布荷重）を同時に作用させるが、この衝撃の影響はトラック荷重のみに考慮するため、日本の衝撃係数のように活荷重全体に考慮する場合と比較すると、衝撃係数の実効値は 0.33 より小さくなる。更に日本の設計基準と大きく異なる所は、この衝撃係数の値はスパン長に関わりなく、路面粗度のみに依存し、路面の状況が“smooth”の場合、0.1 を用いるように規定されている。この規定は衝撃の大きさは、スパン長ではなく路面の凹凸に主に依存するという最近の研究結果を反映している。

AASHTO MBE では表 5.8 に示す 2 つのレベルの Load Rating を考慮している。Inventory Rating は設計時の Rating で米国では National Bridge Inventory と呼ばれる国レベルでの橋梁登録台帳（データベース）があり、これに記載する RF 値を求める。これを計算するための安全余裕度等の前提は設計基準である AASHTO LRFD と同じである。すなわち、目標信頼性指標で 3.5 を目指して、活荷重係数 1.75 を用いて設計され、丁度、荷重係数 1.75 の時に限界状態に達する橋梁では、RF 値は 1.0 となる。

一方、Operating Level は供用時の Rating で既設橋の耐力評価（RF 値の算定）にはこちらを用いる。Operating Level では目標信頼性指標で 2.5、活荷重係数で 1.35 に減じている。このため、活荷重による効果を $1.35/1.75=0.77$ で 23% 小さく見積もる事が可能であり、既設橋の耐力評価には非常に有利な条件となる。

活荷重係数 1.75 は、多くの場合、現行の設計荷重の範囲で考える限り、現実的にはあり得ないほど大きな値であると考えられる。しかし、過去に許容応力度法や荷重係数法で設計された橋梁の信頼性指標に換算すると、ほぼ 3.5 程度になっていることから、これに合わせて目標信頼性指標 3.5 に設定され、活荷重係数も荷重の確率モデルから得られる外挿値として 1.75 が採用された経緯がある。

既設橋の耐力評価では 2 年に 1 回の定期検査と同時に Load Rating が義務付けられているため、次回の定期検査の 2 年から 5 年程度スパンで荷重のバラツキを考えれば良く、活荷重自体の変遷は考慮する必要はない。そのため、許容出来る 最低限の目標信頼性指標 2.5 を設定し、活荷重係数 1.35 を設定している。

表 5.8 Load Rating における 2 つのレベル⁹⁾

	Inventory Level (設計時レベル)	Operating Level (供用時レベル)
目標信頼性指標 β	3.5	2.5
活荷重係数 γ_L	1.75	1.35

(出典：日本鋼構造協会 鋼橋の設計・評価技術の高度化、JSSC テクニカルレポート No. 114, 2018.)

5.4.5 □ 格子解析（鋼橋上部構造設計）による方法

(1) はじめに

支承で下部構造と接続している鋼橋上部構造を設計する場合、主桁と横桁を梁要素でモデル化した格子解析により、常時荷重（死荷重＋活荷重）で各部材に発生する断面力を算出し、部材断面を設計している。

支承を有する上部構造では、常時荷重のような鉛直方向荷重に対しては、部材の軸方向と面外方向には荷重が作用しないため、格子解析では、鉛直変位と橋軸直角軸回りの回転の自由度に限定出来るので、解析に費やす時間を節約でき、上部構造の設計を効率的に行える。

ただし、温度荷重や風荷重といった部材の橋軸方向や橋軸直角方向に作用する荷重に対しては、荷重状態

に応じた解析モデルを別途用意する必要がある。

(2) モデル化手法

標準的なモデル化手法では、図 5.9(a)のような対象上部構造全体をモデル化範囲とし、同図(b)のように主桁と分配横桁を梁要素で格子状にモデル化する。

梁要素には、鉛直変位と橋軸直角軸回りの曲げ剛性を設定する。床版と鋼桁の合成作用を期待する合成構造については、床版有効幅等を考慮した合成断面剛性を主桁に設定する事で評価する。

荷重の載荷方法については、影響線載荷を用いるのが一般的であり、活荷重のように、着目箇所に応じて載荷状態を変える必要がある荷重に対しても、正確な載荷計算が行える。

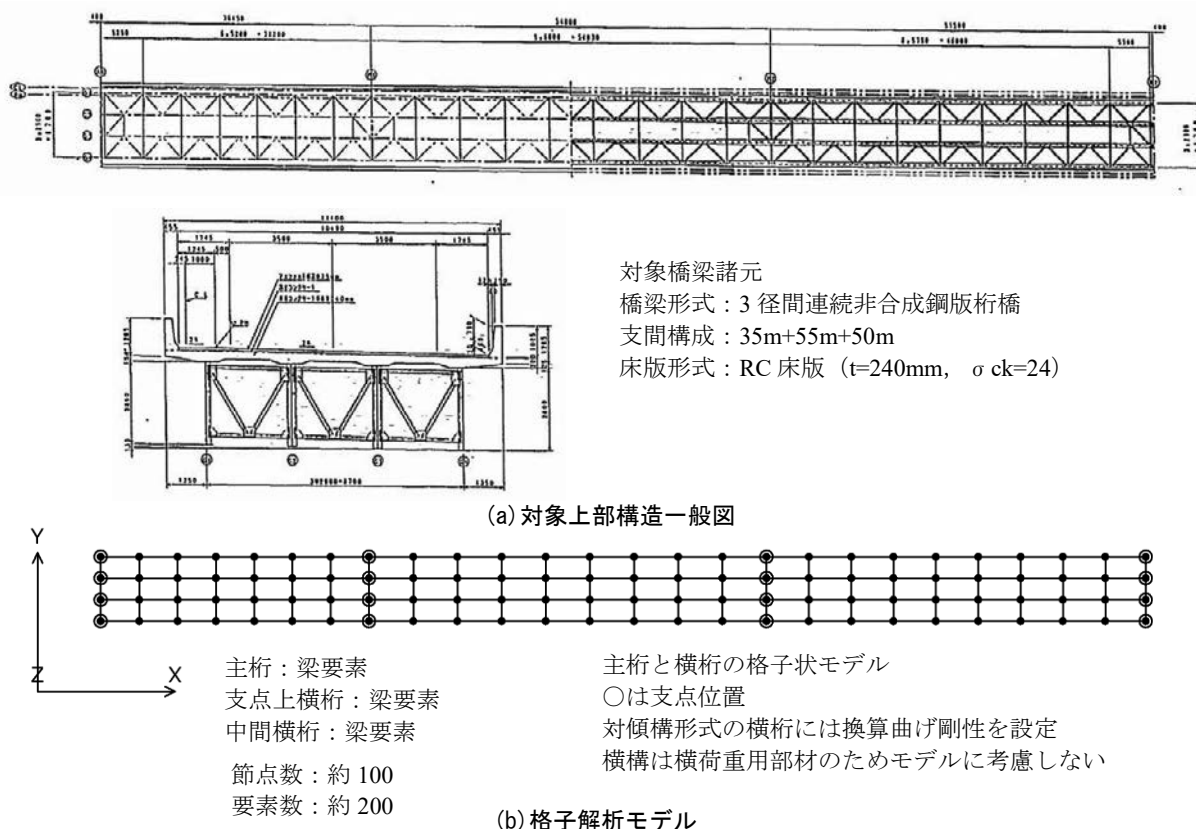


図 5.9 対象上部構造と格子解析モデル

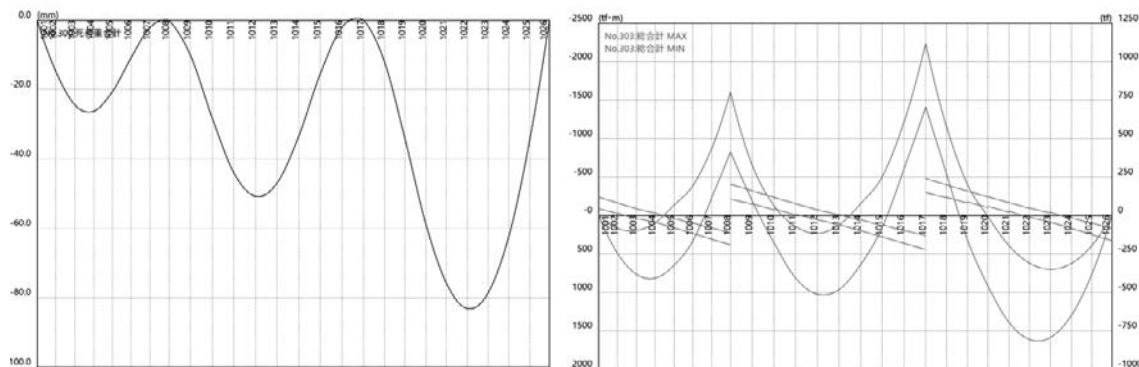


図 5.10 主桁の死荷重たわみと常時断面力

(3) 解析結果の評価

解析で得られる鉛直方向変位について、死荷重で主桁の製作キャンバーを設定し、活荷重で上部構造のたわみ限界値を照査する。主桁や分配横桁については、3成分の断面力（面内曲げモーメント、面内せん断力）を用いて、部材断面の応力度照査を行う。

主桁の断面力については、主桁毎の断面力図を確認する事で、常時荷重に対する上部構造の応答性状を把握する事が出来る。

5.4.6 **□** 線形固有値解析（鋼アーチ橋面外座屈照査）による方法

(1) はじめに

鋼上路式アーチ橋を設計する場合、アーチリブの横倒れ面外座屈に配慮した設計が必要になる。道路橋示方書¹⁰⁾では、アーチリブの許容軸方向圧縮応力度を、線形固有値解析で算出した面外座屈固有値から求めた有効座屈長を基に算定し、常時荷重（死荷重+活荷重）での作用圧縮応力度を照査するよう規定している(図5.11参照)。

$$l_{ei} = \pi \sqrt{EI_i / \lambda_{out} N_i} \dots\dots\dots (14.4.4)$$

$$N_i / A_i \leq 0.85 \sigma_{ca} \dots\dots\dots (14.4.5)$$

ここに、 λ_{out} ：固有値

l_{ei} ：断面*i*の有効座屈長 (m)

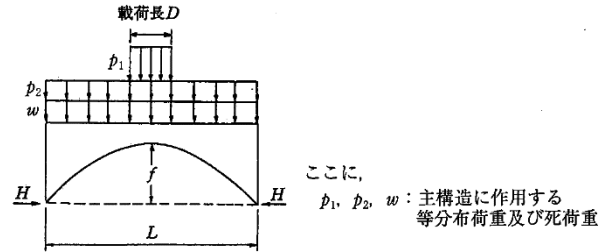
E ：ヤング率 (kN/m²)

I_i ：断面*i*の鉛直軸回りの断面二次モーメント (m⁴)

N_i ：断面*i*の作用軸力 (kN)

A_i ：断面*i*の断面積 (m²)

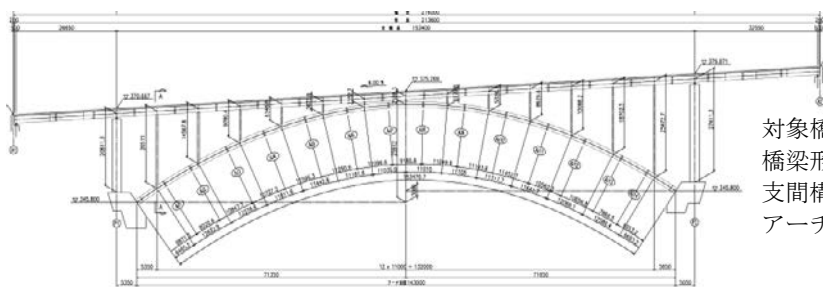
σ_{ca} ：式(14.4.4)の有効座屈長を基に3.2.1によって算出した許容軸方向圧縮応力度 (kN/m²)



面外座屈照査に用いる載荷状態 (死荷重+活荷重)

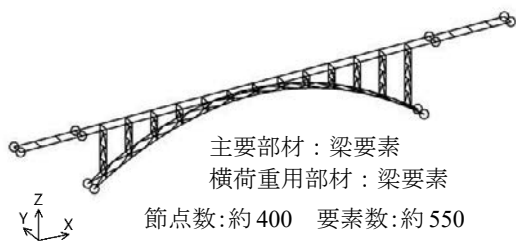
図 5.11 道路橋示方書のアーチ面外座屈照査（固有値使用）¹⁰⁾
 (出典：日本道路協会 道路橋示方書・同解説 I 共通編 II 鋼橋編，2012)

道路橋示方書には、面外座屈の近似的な照査方法が別途規定されているが、種々の仮定に基づく近似式であり、その適用には構造上の条件があるため、条件を満たさないアーチ橋は、構造全体系の線形固有値解析により上記照査を行っている。

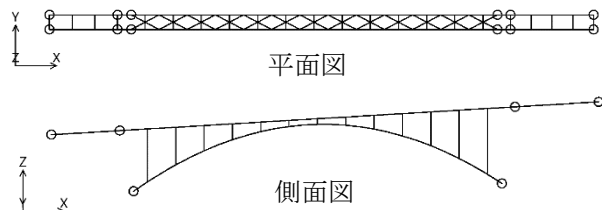


(a) 対象鋼アーチ橋一般図

対象橋梁諸元
 橋梁形式：3 径間鋼上路式アーチ橋
 支間構成：30m+150m+30m
 アーチ高：25m



主要部材：梁要素
 横荷重用部材：梁要素
 節点数：約 400 要素数：約 550



(b) 解析モデル

図 5.12 対象鋼アーチ橋と解析モデル

(2) モデル化手法

標準的なモデル化手法では、アーチ橋全体をモデル化範囲とし、主要部材（補剛桁、横桁、アーチリブ、支柱、支材）と横荷重用副部材（上下横構、支柱対傾構）を梁要素でモデル化している(図 5.12 参照)。

(3) 解析結果の評価

線形固有値解析では解析モデル規模（節点自由度数）に応じた複数の固有モードが算出されるので、その中から、構造全体が面外方向に変形している最低次数モードの固有値を、面外座屈固有値として採用する。

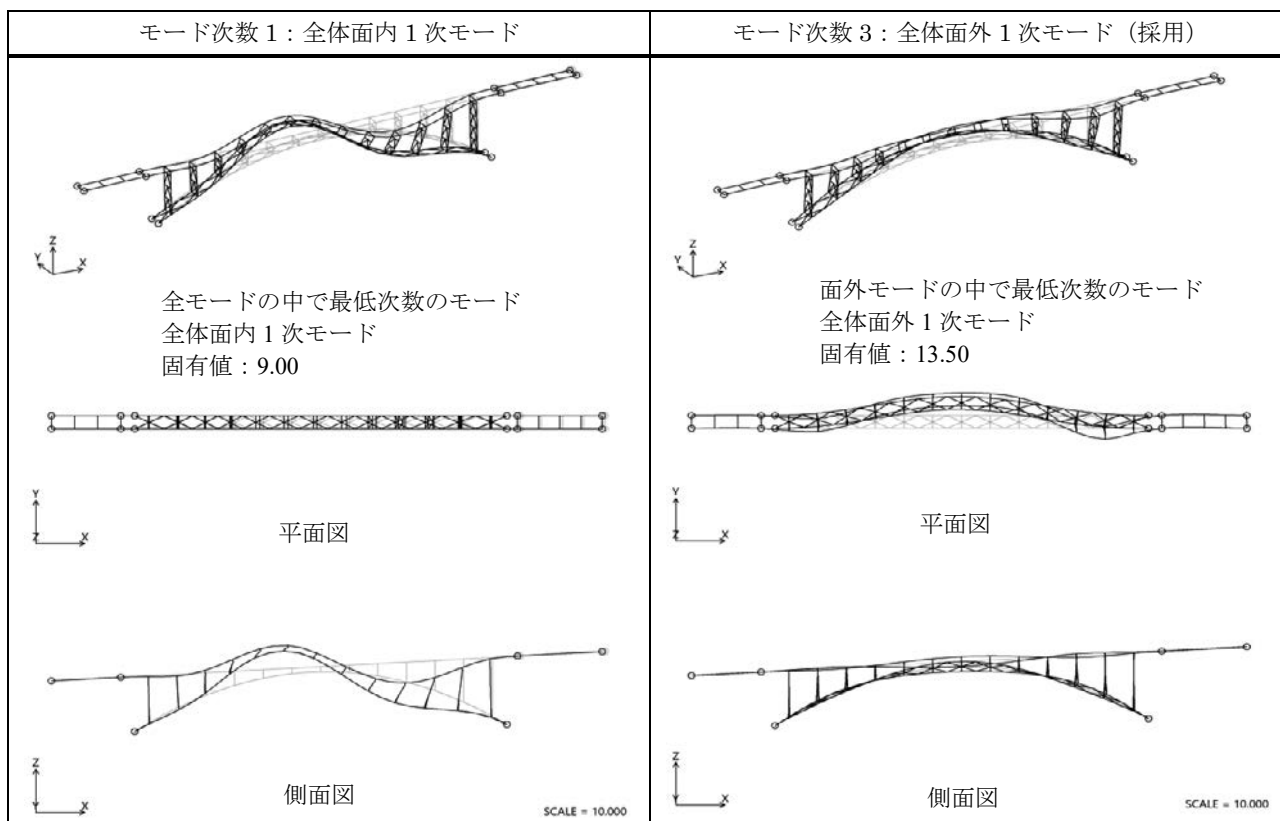


図 5.13 線形固有値解析で算出したモード形状

5.4.7 **L3** 当て板補強に対する構造解析（鋼製橋脚隅角部）による方法

(1) はじめに

鋼製橋脚の隅角部では、活荷重等の変動荷重による応力集中が繰り返し発生するため、疲労損傷が発生しやすい箇所である事から、現行の各種設計基準では、隅角部にフィレットを設置して応力集中を緩和する構造にするよう義務付けている。

しかしながら、疲労損傷への配慮が乏しい時代に施工され、フィレット等の対策が無い鋼製橋脚については、隅角部に疲労損傷と見られるき裂損傷が数多く発見されており、その補修および疲労損傷対策として、当て板補強材を隅角部に設置している。

この板補強材の要求性能（設計根拠）については、各種設計基準および施工状況に応じて検討されているが、概ね以下の 2 項目を満足する事とされており、その確認手法として本解析手法が用いられる。

- 1) 隅角部に発生する活荷重応力範囲が補強前の 50%以下になること
- 2) 中規模地震（道路橋示方書レベル 1）に対して健全性を損なわないこと

(2) モデル化手法

標準的なモデル化手法では、対象橋脚全体をモデル化範囲とし、隅角部と補強材をシェル要素、それ以外を梁要素でモデル化する。また、補強材を支圧ボルトで橋脚に添接する場合は、ボルトをバネ要素でモデル化し、補強材を橋脚に接合する(図 5.14 参照)。

上部構造はモデル化せず、支承構造であれば、上部構造反力を荷重として支承位置に載荷、剛結構造であれば、上部構造剛結部に発生する断面力を、荷重として橋脚剛結部に載荷する。ただし、上部構造との剛結部が対象になる場合は、上部構造もモデル化する必要がある。

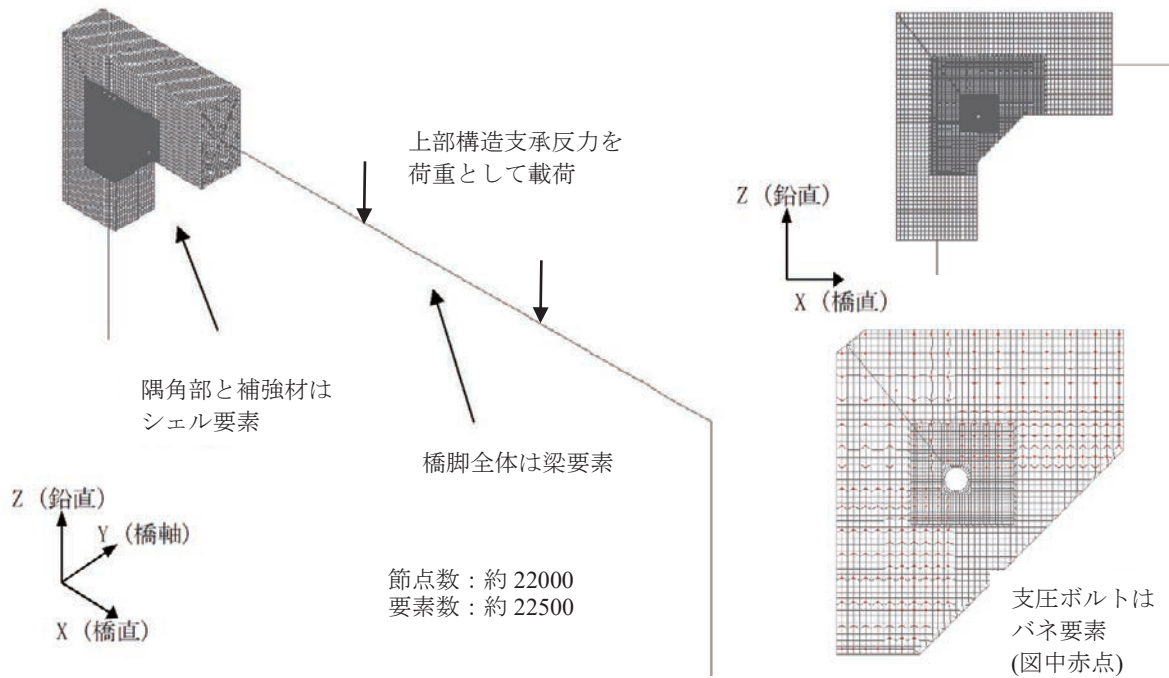


図 5.14 鋼製橋脚隅角部の解析モデル

(3) 解析結果の評価

解析は補強前の構造でも行い、隅角部梁・柱フランジに発生している応力が、補強前後で 50%低減しているかを比較する。比較する応力の種類としては、梁下フランジ直応力で行うのが標準である(図 5.15 参照)。

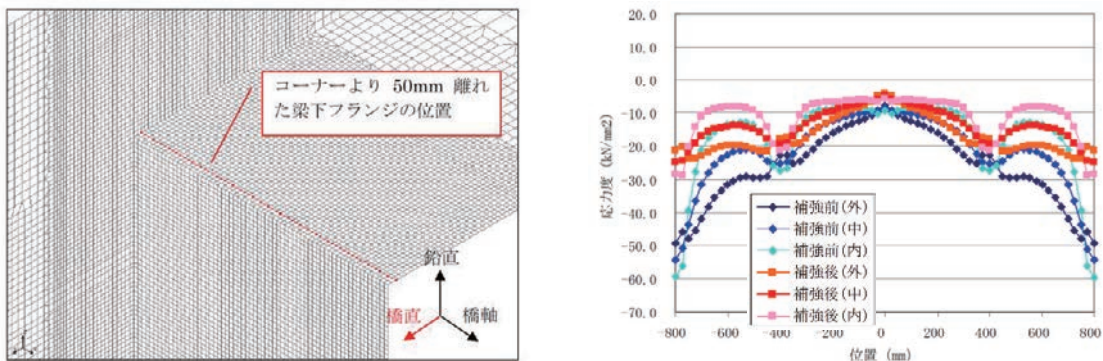


図 5.15 鋼製橋脚隅角部補強前後の梁下フランジ直応力

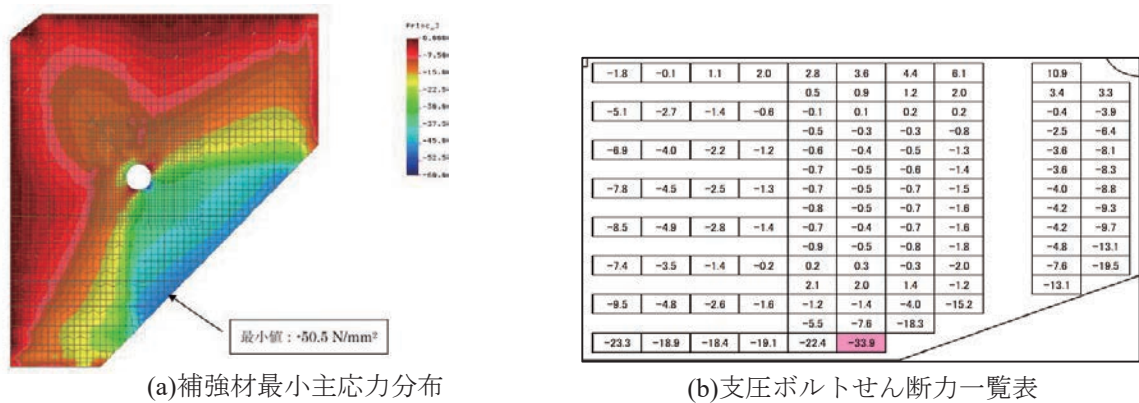


図 5.16 鋼製橋脚隅角部補強材主応力とボルトせん断力

補強材の健全性についても、補強材の発生している応力で確認する。確認する応力の種類としては、von Mises 応力等の合成応力もしくは主応力で行うのが標準である。また、支圧ボルトによる添接の場合は、バネ要素に発生しているせん断力を、ボルト耐力と比較する。なお、このような応力特異点の評価にあたっては、メッシュサイズに結果が依存することも考えられるため、この点には注意が必要である。

【参考文献】

- 1) 国土交通省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等維持管理標準・同解説（構造物編）鋼・合成構造物，丸善，2007.
- 2) 国土交通省：道路橋定期点検要領，2014.
- 3) 土木研究所資料：橋梁マネジメントシステムの開発に関する調査研究報告書，第 3633 号，1999.
- 4) 副島良憲：長寿命化修繕計画の流れ，Consultant vol.241 特集 都市の地域力，建設コンサルタント協会，pp.54-57，2008.
- 5) Wisniewski, D.F.: Codes for safety assessment of existing bridges - Current state and future development, Struct. Eng. Int., Vol.22, No.4, 2012.
- 6) AASHTO: Manual for Condition Evaluation and Load and Resistance Factor Rating (LRFR) of Highway Bridges, 2003.
- 7) AASHTO: Manual for Bridge Evaluation (MBE), 3rd Edition, 2018.
- 8) 土木学会：鋼・合成構造標準示方書小委員会：鋼・合成構造標準示方書 [維持管理編]，2014.
- 9) 日本鋼構造協会：鋼橋の設計・評価技術の高度化，JSSC テクニカルレポート No.114, 2018.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編，2012.

6. モデル化手法

6.1 損傷に応じたモデル化

6.1.1 腐食

腐食とは、周囲の環境に影響を受け化学・生物学的作用によって、表面的に「さび」が発生している状態、あるいはそれにより板厚の減少や孔食などが生じている状態を指す。鋼橋では、一般的に塗装や亜鉛メッキなどを施すことによって、腐食対策が講じられている。また、表面に緻密な保護性さびを形成することで腐食の進行を抑制する耐候性鋼材が使用される場合も多い。しかしながら、路面からの雨水の侵入および滞水、土砂の堆積しやすい箇所は、早期に塗膜が劣化し局所的な腐食が発生する場合がある。特に、排水機能が不十分な伸縮装置部からの漏水によって、桁端部において著しく腐食が進行している場合も見られる。さらに、腐食の進行度合いによっては、完全に孔が空いている場合も確認されている。また、海岸地域に建設された場合には海塩粒子の付着によって、積雪寒冷地では凍結防止剤の散布によって、腐食が著しく進行する場合もある。

鋼部材に生じる腐食としては、そのレベルに応じて板厚の減少（減肉）あるいは断面欠損（破断、孔食を含む）の2種類が考えられる。前者の場合には、減肉量に応じて部材厚を減少させることでモデル化される場合が多い。一方、後者の場合には、当該箇所の要素を除去した状態でモデル化される。いずれの場合も、使用する要素タイプや要素寸法などに十分に留意して解析モデルを構築する必要がある。

腐食鋼板のモデル化に関しては第Ⅱ編で詳述するが、例えば腐食減厚量をレーザー変位計で測定した上で、ソリッド要素を用いて腐食表面形状を再現する方法¹⁾や、シェル要素を用いて実測された板厚や偏心量を解析モデルに反映させる方法²⁾などがある。

6.1.2 疲労き裂

鋼部材に外力が繰り返し作用すると、構造的な応力集中部、あるいは溶接形状や溶接欠陥などに起因する応力集中部から、比較的低い応力状態でき裂（疲労き裂）が発生する。また、疲労き裂が進展すると脆性的な部材破断が生じ、鋼構造物の耐荷性能に大きな影響を及ぼす。一般的には、実橋梁を用いた載荷実験や応力測定、部材による疲労試験によって構造全体あるいは部材の耐荷性能が評価されるが、近年では有限要素法などを用いた数値解析による検討も行われている。

これらの疲労現象に起因する部材あるいは構造物の耐荷性能を数値解析によって適切に評価するために、(1)溶接継手部の応力評価、(2)疲労き裂の進展解析、(3)き裂を有する部材の耐荷性能などに関する検討が行われている。さらに、腐食によって鋼部材表面に生じる凹凸による応力集中や、疲労損傷部材の補修や補強効果などに関する検討も行われている。溶接継手部の応力評価としては、公称応力を用いる評価の他、局所的な応力による評価（ホットスポット応力法やエフェクティブノッチストレス法）が用いられる。なお、有限要素法などを用いて評価を行う場合には、要素寸法や形状によって生じる応力が異なることから、適切にモデル化を行う必要がある。

疲労き裂の進展解析では、一般にき裂先端の応力拡大係数範囲 ΔK と疲労き裂伝播速度 da/dN の相関性を利用して検討される場合が多い。一方、近年では要素内における物理量が不連続となる場合を取り扱える拡張型有限要素法（XFEM：extended finite element method）が開発され、き裂先端の特異応力場の評価や、き裂先端の進展経路の解析に利用されている。なお、き裂部材の耐荷性能に関しては、あらかじめ数値解析モデルに想定されるき裂を導入した上で、耐荷力解析を実施し評価が行われることが多い。

6.1.3 変形

構造物の耐荷性能におよぼす変形としては、(1) 地震や洗掘等による橋梁支点部の移動や沈下に起因するもの、(2) 船舶や車両（重機等）などの衝突に起因するもの、などが考えられる。部材を含めた構造物の変形は、使用性や安全性に大きく影響をおよぼす場合も考えられるため、それらの変形状況を適切にモデル化した上で評価を行う必要がある。

地震や火山活動に起因する支点移動などに関しては、全体構造系のモデル化を構築した上で、その移動量を強制変位として与えることにより実施されることが多い。一方で、船舶や車両の衝突による影響を評価する場合には、衝撃問題として取り組むことも考えられるが、耐荷性能などの評価では静的載荷解析によるものが多い。この場合、衝突後の部材あるいは構造物の塑性変形をどのように解析モデルに取り込むかが重要となる。損傷のない対象構造物を対象に有限要素モデルを構築し、実変形を模擬した剛体モデルを作用させることにより、有限要素モデルに実際の変形状況や応力状態を再現させた上で、種々の数値解析を行う手法が取られる場合がある。もちろん重要構造物の場合は、非衝突体（構造物等）と衝突体（船舶や車両）を適切にモデル化した上で、動的応答（衝撃）解析を実施することで実変形の再現を行い、その上で、載荷解析を行う必要がある。

6.2. 入力値

6.2.1 荷重

構造解析を行うためには、外力としての荷重（あるいは変位）を適切に設定する必要がある。一般的に、外力としては以下のものが挙げられる。構造解析によって評価する内容を精査し、これらの外力を適切に組み合わせることで解析を実施することが重要である。

- 死荷重：構造物自体の自重に相当する荷重である。また、補修や補強によって添加される部材（当て板等）の重量についても構造解析に考慮しなければならない。
- 活荷重：車両通行などによる荷重である。一般には、設計用の活荷重を仮定するが多いが、より詳細な検討を行う上では、実際の交通荷重などを測定し、それらを構造解析に反映させる必要がある。
- 地震荷重：地震によって構造物が受ける荷重であり、想定あるいは実測加速度を慣性力として作用させる他、地面に直接入力する方法など、種々の与え方がある。
- 風荷重：風による荷重であり、一般的な鋼構造物の場合には考慮することは少ない。ただし、高層ビルや長大橋梁などでは、その影響が無視できないことから、数値解析に適切に考慮する必要がある。
- 衝撃荷重：車両や船舶の衝突などにより、鋼構造物に衝撃的な荷重が加わる場合も想定される。より精緻な計算を実施するためには、衝突体（車両や船舶など）と非衝突体（構造物など）の接触問題を含めた動的応答解析が必要となる。一方、車両衝突などによって生じた塑性変形による耐荷性能の評価に関しては、実際の変形状況を適切に解析モデルに反映させた後に、静的解析で実施されることが多い。
- 入熱量：火災などによって鋼構造物に熱が加わる場合には、構造材料の性能が低下する。したがって、火災によって熱を受けた鋼構造物を対象に数値解析を行うためには、入熱量による材料性能の低下特性³⁾などを適切に解析モデルに反映させることが必要となる⁴⁾⁷⁾。
- 変位：地盤沈下や地震によって鋼構造物に強制的な変位が加わる場合には、当該節点に外力としての強制変位を与えることで数値解析を行う場合がある。

6.2.2 初期不整

鋼構造物の場合には、鋼材の製造、部材製作や組み立て、および架設作業などの各段階において種々の不完全因子が生じる。一般にこれらの因子を総称して初期不整と呼ばれる。初期不整には大きく幾何学的初期不整と材料的初期不整に大別され、前者は初期たわみ、後者は残留応力などが対応する。

初期たわみは、部材の強度に大きく影響する。したがって、構造物の耐荷性能をより適切に評価するためには、数値解析モデルに初期たわみを与える必要がある。しかし、既設構造物において各部材の初期たわみを正確に把握することは極めて困難であることから、一般的には安全側の評価となるように、道路橋示方書等で規定されている許容値の最大値を与える場合が多い。

残留応力に関しては、溶接、圧延、引き抜き等の製作過程によって生じる。桁材や平板等の耐荷特性をより精度よく評価する場合には、実際の残留応力や初期たわみを測定するとともに、それらを数値解析モデルに反映させることが必要となる。しかし、鋼構造物を構成する全ての部材について、実際の残留応力分布を調査することは現実的ではない。また、腐食した平板や部材の場合にも残留応力分布を測定することは極めて難しい。したがって、一般に鋼構造物全体を対象に構造解析を行う場合には、残留応力を無視することが多い。一方、平板や桁材の耐荷力評価の場合には、既往の研究成果を参考に、残留応力分布を三角形あるいは矩形分布と仮定し、数値解析モデルに反映させて数値解析を実施する場合もある。

6.2.3 環境作用

環境作用としては、鋼材の腐食に大きな影響を及ぼす飛来塩分などが挙げられる。飛来塩分については天候や地形の影響を受けることから、その予測が可能となれば鋼橋の維持管理に対して非常に有効である。そのため、風洞実験を用いた飛来塩分付着評価⁸⁾や実橋梁を用いた耐候性鋼の腐食特性評価^{9,10)}などが実施されている。さらに、コンピュータ性能の飛躍的な向上により、数値シミュレーションによって鋼橋に付着する塩分量の推定評価と実測データによる検証も行われている^{11,12)}。また、飛来塩分と暴露試験片の腐食摩耗量との関係を示す知見^{10,13)}もあることから、これらを総合的に組み合わせることによって、鋼橋の腐食状況の長期的な推定ができる可能性がある。

6.3. モデル構築

6.3.1 要素

有限要素法を用いて数値解析を行う場合には、対象構造物の有限要素モデルを適切に構築する必要がある。ここでは、有限要素モデルを構築する際に一般的に使用される要素について概説する。図 6.1 には、節点の自由度を示している。なお、節点自由度は要素の種類によって異なる。また、図 6.2 には代表的な要素タイプを示している¹⁴⁾。

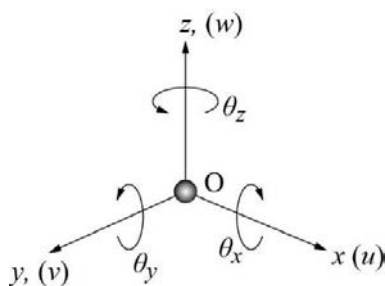


図 6.1 節点自由度

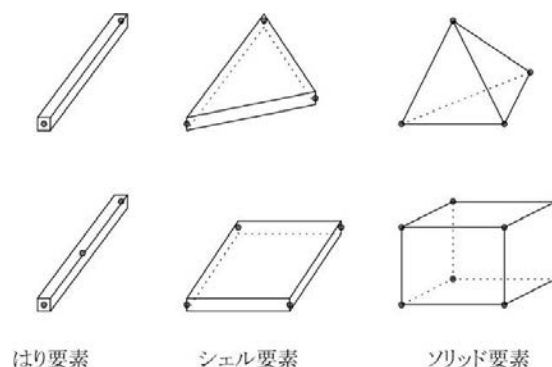


図 6.2 代表的な要素タイプ

(1) はり要素

1 方向にのみ広がりを持つ棒部材などをモデル化する際に用いられる要素であり、2 次元あるいは 3 次元のものがある。2 次元はり要素の節点自由度は、変位 u, v および回転 θ_z の 3 成分であるのに対し、3 次元はり要素では 6 自由度 (変位 u, v, w , 回転 $\theta_x, \theta_y, \theta_z$) を有する。

(2) シェル要素

2 方向に広がりを持つ板部材には、シェル要素を用いる場合が多い。ただし、シェル要素では板厚方向の伸縮は無視される。節点自由度に関しては、変位 u, v, w 、回転 $\theta_x, \theta_y, \theta_z$ の 6 成分を持つ要素と θ_z を持たない 5 自由度の要素がある。

(3) 固体 (ソリッド) 要素

ソリッド要素は、上記の 2 要素とは異なり、変形に関する拘束条件がなく種々の構造の変形挙動に対応可能である。3 次元形状を有する構造物をモデル化する場合に広く使用される。要素は 3 次元の立体形状であり、その構成節点数によって幾つかの形状があるが、一般的には 6 面体や 4 面体要素が使われる。ソリッド要素の節点変位自由度は、変位 u, v, w の 3 成分である。したがって、例えばソリッド要素とはり要素 (あるいはシェル要素) を接続する場合には、節点自由度が異なることから多点拘束 (MPC, Multi-Point Constraint) 法などの適用が必要となる。

(4) バネ要素

モデル上の 2 つの節点を接続した要素であり、軸方向あるいは回転方向に移動が可能である。軸方向の場合には、要素にバネ剛性 k を与える。バネの距離 (変位) x は軸力 F をバネ剛性 k で除すことで評価される。この要素は、必要に応じて支承部挙動やスタッドのモデル化などに使用される。

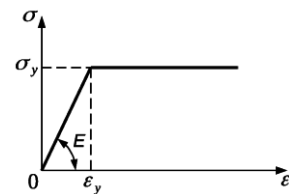
6.3.2 構成則

材料の応力-ひずみ曲線は、検討の目的に応じて適切なものを選定するものとする。ここで示した応力-ひずみ曲線は一般的なものである。それらの値が実験等で適切に得られている場合には、その結果を用いてもよい。

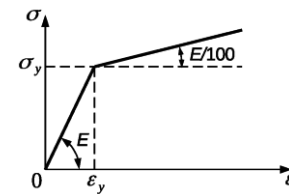
(1) 鋼材

鋼材の応力-ひずみ曲線は、図 6.3 に示すようにいくつかの考え方があり、同図(a)に示す完全弾塑性型の応力-ひずみ曲線は最も安全側の評価を与えるものと考えられる。一般的な鋼材 (軟鋼) は、ひずみ硬化域を有していることから、その影響を簡易に考慮するとともに計算上の利便性も考え、終局限界状態の検討には、同図(b)に示す $E/100$ の 2 次勾配を、降伏点と 5% 程度のひずみ点を結んだ直線と考えることができる¹⁵⁾。

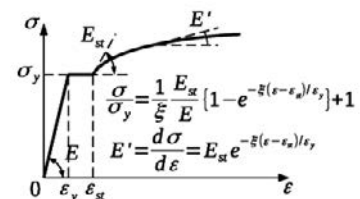
実際の鋼材の応力-ひずみは、同図(c)のように弾性域、降伏棚、ひずみ硬化域を有するモデルとして表現される¹⁵⁾。また、それらの特性は、鋼材の種類、化学成分、製造方法等によって異なる。図中の式およびそのパラメータは応力-ひずみ曲線のモデル化の一例である。その他にも Ramberg-Osgood, Swift, Ludwik 式や n 乗硬化則などがある。



(a) 完全弾塑性型



(b) 2 次勾配を有する応力-ひずみ曲線



(c) 降伏棚及び硬化域を有する鋼材
図 6.3 鋼材の応力-ひずみ曲線

(2) コンクリート

コンクリートの材料物性値 (圧縮強度, 引張強度, 弾性係数) は、一般に円柱供試体を用いた材料試験より算出される。圧縮側の構成則は、幾つか提案されており、例えば Eurocode 2 では、応力-ひずみ関係を式(6.1)~(6.3)に示すように規定されている。

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{k \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right) - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)^2}{1 + (k-2) \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}} \right)} \tag{6.1}$$

$$\epsilon_{c1} = -0.0022 \tag{6.2}$$

$$k = (1.1E_{cm}) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{c1}}{f_c}\right) \quad (6.3)$$

ここに、 ε_c : コンクリートのひずみ

σ_c : コンクリートの応力(N/mm²)

f_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

ε_{c1} : ピーク時のコンクリートのひずみ

E_{cm} : コンクリートのヤング係数(N/mm²)

2002 と 2007 年制定コンクリート標準示方書では、コンクリートの応力-ひずみ曲線を次のように示している。曲げモーメントおよび曲げモーメントと軸方向力を受ける部材の断面破壊の終局限界状態に対する検討においては、一般に図 6.4 に示したモデル化された応力-ひずみ曲線を用いてよい。

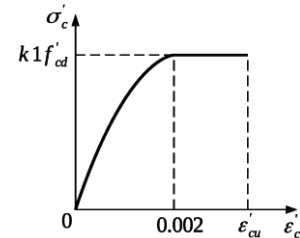


図 6.4 コンクリートの応力-ひずみ曲線

$$k1 = 1 - 0.0003f'_{ck} \quad (k1 \leq 0.85) \quad (6.4)$$

$$\varepsilon'_{cu} = \frac{155 - f'_{ck}}{30000} \quad (0.0025 \leq \varepsilon'_{cu} \leq 0.0035) \quad (6.5)$$

曲線部の応力ひずみ式:

$$\sigma'_c = k1f'_{cd} \times \frac{\varepsilon'_c}{0.002} \times \left(2 - \frac{\varepsilon'_c}{0.002}\right) \quad (6.6)$$

使用限界状態に対する検討においては、コンクリートの応力-ひずみ曲線を直線とする。

引張側の構成則は、応力が初期剛性で引張強度に至るまで線形的に増加し、その後終局ひずみまで引張軟化曲線とする。引張軟化曲線の具体的なモデル化についてはこれまで多くの提案があり¹⁶⁻¹⁹⁾、主要モデルとして次のようなものがある。

- 直線モデル、2 直線モデル(1/3 モデル、1/4 モデル)、多直線モデル
- 正規化した e 関数法 (Planas/Elices)
- 分数関数法 (Hawkins et al.)

一般に、コンクリート部材の最大荷重についてのみ検討する場合には、最も単純な直線モデルで十分であるといわれているが、最大荷重以降の破壊過程も含めて荷重-変位曲線を検討するには、実際の引張軟化曲線の形状に近い多直線モデルや曲線モデルを用いる方が望ましく、2直線モデルによっても実際の荷重-変位曲線をよく近似する¹⁹⁾。

(3) 接触およびインターフェイス要素

接触解析 (Contact Analysis) とは、複数の物体同士が接触する、または自己接触する現象を考慮した解析を指す²⁰⁾。接触現象を数値解析的に表現する方法には様々なタイプがあり、互いに固着するタイプや摩擦を考慮して接触するタイプなどが挙げられる。接触解析に利用する要素の英語名は、一般的に Contact Element (接触要素) と Interface Element (インターフェイス要素) に大きく分けられる。多くの商用数値解析ソフトウェアでは、これらの要素に対応しており、適切な設定 (例えば、摩擦の有無など) を与えることで、接触現象を再現することが可能である。ここでは、その一例としてインターフェイス要素に用いる材料特性について説明する。

図 6.5 および式(6.7)~式(6.8)に付着・滑り摩擦モデルを示す。このモデルは、明確な根拠は示されていないが²¹⁾、付着が切れた後も一定の滑り摩擦応力が作用すると仮定している。

既存の研究によると²²⁾、付着応力の最大値 f_{b0} は 0.5 N/mm²程度であるが、端部の応力集中が小さい場合は

大きくなる可能性があることが指摘されている。岡田らの複数²¹⁾の実験結果と解析結果を比較した上で f_{b0} は 0.9 N/mm^2 と提案した。付着応力が最大となるずれ量 Δu_t^0 の設定については、実験結果²¹⁾は $0.02 \sim 0.05 \text{ mm}$ 程度であるが、Dörr の Bond-slip model の標準値 0.06 mm に設定する。なお、 $\Delta u_t^0 = 0.02 \sim 0.06 \text{ mm}$ において、荷重-ずれ関係に顕著な差が生じないことを解析で確認している。

また、図 6.5 の付着すべり関数は非線形挙動を示しているが、法線方向の界面剛性は線形弾性挙動するものとする。

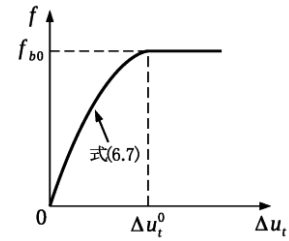


図 6.5 鋼-コンクリート界面付着すべり

$$0 \leq \Delta u_t \leq \Delta u_t^0 : \quad f = \frac{f_{b0}}{1.9} \left\{ 5 \left(\frac{\Delta u_t}{\Delta u_t^0} \right) - 4.5 \left(\frac{\Delta u_t}{\Delta u_t^0} \right)^2 + 1.4 \left(\frac{\Delta u_t}{\Delta u_t^0} \right)^3 \right\} \quad (6.7)$$

$$\Delta u_t^0 \leq \Delta u_t : \quad f = f_{b0} \quad (6.8)$$

ここに、 f_{b0} : 付着応力の最大値

Δu_t^0 : 付着応力最大時のずれ量

(4) スタッド

スタッドのせん断力-ずれ関係は、複数の研究者によって 1 種類のスタッド軸径について実験が行われており、それぞれの細径のスタッドに関しては、定式化がなされている²³⁾。例えば、Ollgaard ら²⁴⁾は、スタッド軸径が 3/4 インチ (19mm) のもので異なるコンクリート強度の実験結果から図 6.6 に示すような式 (6.9) を提案している。

$$V = V_u (1 - e^{-0.71\delta})^{0.4} \quad (6.9)$$

ここで、 V はせん断力(N)、 V_u はせん断耐力(N)、 δ はずれ(mm)、である。

頭付きスタッドの設計耐力は多くの研究者によって耐力式が提案されている。土木学会の複合構造物の性能照査指針(案)²⁵⁾ および鋼・合成構造標準示方書¹⁴⁾では、式(6.10)と式(6.11)のうち小さい方とする^{26,27)}。

$$V_{sud} = (31A_{ss} \sqrt{\left(\frac{h_{ss}}{d_{ss}}\right) f'_{cd} + 10000}) / \gamma_b \quad (6.10)$$

$$V_{sud} = A_{ss} f_{sud} / \gamma_b \quad (6.11)$$

ただし、 $h_{ss}/d_{ss} > 4$

ここで、 V_{sud} : 頭付きスタッドのせん断耐力(N)

A_{ss} : 頭付きスタッドの軸部の断面積(mm²)

d_{ss} : 頭付きスタッドの軸径(mm)

h_{ss} : 頭付きスタッドの高さ(mm)

γ_c : コンクリートの材料係数で一般に 1.3

γ_s : 頭付きスタッドの材料係数で一般に 1.0

γ_b : 部材係数で一般に 1.3

f'_{cd} : コンクリートの設計圧縮強(N/mm²)(= f'_{ck}/γ_c)

f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度の特性値, 設計基準強度(N/mm²)

f_{sud} : 頭付きスタッドの設計引張強度(N/mm²)(= f_{suk}/γ_s)

f_{suk} : 頭付きスタッドの引張強度の特性値 (N/mm²)

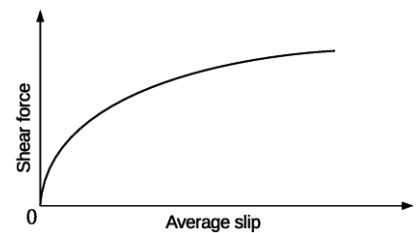


図 6.6 スタッドの荷重-ずれ曲線

6.3.3 解析の種類

数値解析においては、その目的に応じて適切な解析手法を選択する必要がある。表 6.1 には、鋼・合成構造標準示方書 [設計編]¹⁵⁾に記載されている一般的な解析手法を示す。腐食した鋼構造物の終局状態の評価

に関しては、幾何学的非線形性と材料非線形性を考慮可能な複合非線形解析を用いることが推奨される。

表 6.1 解析手法¹⁵⁾

構造解析の種類	解析の内容
線形解析	構造物に作用する荷重が小さく、変形が荷重に比例する範囲で使用される。土木構造物の設計で通常用いられる解析手法。重ね合わせの原理が成立するので、荷重組合せや影響線載荷に容易に対応し得る。
幾何学的非線形解析	幾何形状の変化が大きく、変形後の形状を考慮する必要がある場合に使用される。幾何学的変化に伴う剛性変化の効果を取り込んだ解析手法。
材料非線形解析	変形が大きく、使用する材料の応力-ひずみ関係が非線形挙動を示す場合に用いられる解析手法。
複合非線形解析	幾何学的非線形と、材料非線形の両方を考慮した解析手法で、座屈現象などが伴う鋼構造の終局状態を解析するときなどに用いられる解析手法。

6.3.4 境界条件

既設鋼構造物の性能を数値解析によって評価する上で境界条件の設定は非常に重要である。信頼性の高い結果を得るためには、より実現象に即した境界条件を与える必要がある。境界条件には、拘束条件と荷重条件の2種類がある。

拘束条件としては、例えば、既設橋梁の場合には支承位置に相当する箇所に、ピン支持（節点の移動は完全に拘束し、橋軸直角方向のみの回転を許容する）やローラー支持の境界条件を与える必要がある。また、地震によって構造物に強制変位が作用した場合には、該当する節点に強制的な変位を与えることもできる。特に、ローラー支持の場合には、経年劣化によって可動機能が消失している場合も想定されることから、その剛性を適切に設定する必要がある。また、構造物の一部を取り出してモデル化する場合には、構造物全体の挙動と等価となるような境界条件を設定しなければならない。

荷重条件に関しては、6.2.1節にあるように種々の荷重がある。実構造物に作用する荷重を精査し、目的に応じた適切な荷重を作用させることが重要である。

6.4 出力値

数値解析結果から得られる出力としては、変位・変形量、反力、応力度、ひずみ等がある。これらの結果を活用して、構造物の性能評価等を行うのが一般的である。なお、信頼のある結果を得るためには、構造物のモデル化や構造解析手法等を適切に設定する必要がある。解析結果から得られる荷重と変位関係や全体的な変形状況、応力分布等を確認し、異常（例えば、不連続な荷重-変位関係、局所的な過剰変位など）が無いかを確認することで、解析結果の妥当性を判断する。応力度は、使用する材料の力学モデルや要素分割に依存するため、適切な要素寸法を設定した上で、その妥当性を検討することが望ましい。また、部材に作用する断面力（軸力、せん断力、曲げモーメント）は、対象断面を設定した上で、それに直交する直応力およびせん断応力をその断面内で積分して算出する必要がある。

なお、数値解析結果に問題がある場合には、解析モデル、材料構成則、境界条件等の入力データのほか、選定した解析手法を見直すことが必要となる。

【参考文献】

- 1) 橘 敦史, 森 猛, 野上邦栄, 山沢哲也: 腐食鋼板の降伏耐力評価法の検討, 第59回土木学会年次学術講演会講演概要集, I-110, 2004.
- 2) 海田辰将, 藤井 堅, 中村秀治: 腐食したフランジの簡易な圧縮強度評価法, 土木学会論文集, No.766/I-68, pp. 59-71, 2004.
- 3) 中村弘文, 鈴木弘之: 鋼橋の崩壊温度, 鋼構造論文集, 第6巻, 第22号, pp. 57-65, 1999.

- 4) 北根安雄, 廣畑幹人, 伊藤義人: 火災を受けた鋼橋の健全性評価および補修後耐荷力に関する研究, 2015 年度公募研究成果梗概集, (一社)日本鉄鋼連盟, pp. 89-95, 2016.
- 5) 北根安雄, 廣畑幹人, 伊藤義人: 火災を受けた鋼橋の健全性評価および補修後耐荷力に関する研究, 2016 年度公募研究成果梗概集, (一社)日本鉄鋼連盟, pp. 153-161, 2017.
- 6) 竹原和夫, 今川雄亮, 大山 理, 栗田章光: 合成桁橋の火災に関するシミュレーション解析, 土木学会第 63 回年次学術講演会概要集, CS02-30, 2008.
- 7) 長谷亮介, 柳澤則文, 大山 理, 栗田章光: 火災時における合成桁の変形解析, 土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集, CS2-003, 2012.
- 8) 中西克佳, 鹿毛 勇, 加藤真志: 風洞実験による飛来塩分付着評価と橋梁断面部位別腐食予測, JFE 技報, No. 33, pp.49-54, 2014.
- 9) 武邊勝道, 松崎靖彦, 大屋 誠, 安食正太, 古川貴士, 麻生稔彦: 耐候性鋼橋の表面状態と腐食塩類量の関係, 土木学会論文集 F, Vol. 63, No. 2, pp. 172-180, 2007.
- 10) 岩崎英治, 鹿毛 勇, 加藤真志, 中西克佳, 丹羽秀聡: 耐候性鋼橋梁の断面部位別の腐食特性とその評価に関する一考察, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 2, pp.297-311, 2010.
- 11) 小畑 誠, 長谷川高士, 永田和寿, 後藤芳顕: 固気 2 相流解析による飛来塩分の付着シミュレーション, 構造工学論文集, Vol. 54A, pp. 590-598, 2008.
- 12) 岩崎英治, 伊藤 俊, 小島靖弘, 長井正嗣: 数値シミュレーションによる橋梁断面周辺の飛来塩分の推定, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No. 4, pp. 752-766, 2010.
- 13) 紀平 寛, 田辺康児, 楠 隆, 竹澤 博, 安波博道, 田中睦人, 松岡和巳, 原田佳幸: 耐候性鋼の腐食摩耗予測モデルに関する研究, 土木学会論文集, No. 780/I-1, pp.71-86, 2005.
- 14) 3 次元 FEM 解析の鋼橋設計への適用に関する研究小委員会報告書, 土木学会, 2007.
- 15) 鋼・合成構造標準示方書 [総編編・構造計画編・設計編], 土木学会, 2016.
- 16) JCI 破壊力学委員会: コンクリート構造の破壊力学に関するコロキウム, 第 4 章 ひび割れコンクリートの数値解析, 1990.
- 17) 三橋博三 (研究代表者): コンクリートの高強度化と寸法効果に関する破壊力学的研究, 平成 4 年度科学研究費補助金 (一般研究 (C)) 研究成果報告書, 1994.
- 18) Planas, J. and Elices, M. : Nonlinear Fracture of Cohesive Materials, *International Journal of Fracture*, 51, pp.139-157, 1991.
- 19) 金刀督純, 船山 哲, 吉川弘道: コンクリートのひび割れモデルと有限要素解析, PDF-distribution, 2003.
- 20) Cybernet, 接触解析 (<http://www.cybernet.co.jp/ansys/glossary/sesshokukaiseki.html>)
- 21) 岡田淳, 依田照彦, Lebet J.-P: グループ配列したスタッドのせん断耐荷性能に関する検討, 土木学会論文集, 2004.
- 22) 山田真幸, サトーンペンポン, 三木千尋, 市川篤司, 入部孝夫: RC 床版と鋼フランジ間の付着とスラブアンカーによるせん断抵抗の評価, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 1161-1168, 2001.
- 23) 島 弘・渡部誠二: 頭付きスタッドのせん断カーズれ関係の定式化, 土木学会論文集 A, Vol.64, No.4, 935-947, 2008.
- 24) J.G.Ollgaard, R.G.Slutter & J.W.Fisher : Shearstrength of Stud Connectors in Lightweight and Normal-Weight Concrete ; A.I.S.C. Engineering Journal, pp.55-64,1971.
- 25) 複合構造物の性能照査指針(案), 構造工学シリーズ 11, 土木学会, pp.42-43, 2002.
- 26) 竹内稚恵, 著しい腐食が生じた鋼桁橋の崩壊メカニズムに関する解析的研究, 修士論文, 早稲田大学, 2013.
- 27) Weiwei Lin : Bridge Engineering: Experimental and Numerical Study on Mechanical Behavior of Steel-Concrete Composite Bridges Subjected to Hogging Moment, Doctoral thesis, Waseda University, 2012.

7. 補修補強方法の検討・評価・確認

7.1 補修補強の検討

7.1.1 疲労損傷に対する補修補強構造¹⁻⁵⁾

(1) はじめに

既設鋼橋の疲労損傷補修については、損傷の進展防止や喪失機能の補填以外に、要求供用期間に耐え得る疲労寿命を向上する対策が必要となる場合が多い。近年の鋼橋では、疲労損傷に配慮した設計を行っているが、疲労損傷に関する知見が十分に無い時期に建設された多くの鋼橋では、疲労が要因とみられる損傷が数多く発生しており、維持・管理上、疲労損傷補修の重要性は高まっている。

(2) 鋼床版の疲労損傷補修構造

鋼橋の疲労損傷では、溶接部を始端としたき裂損傷として発生する 경우가多く、鋼床版のように、直接荷重を受ける部位に溶接部が多数存在する構造では、損傷事例が数多く報告されている。

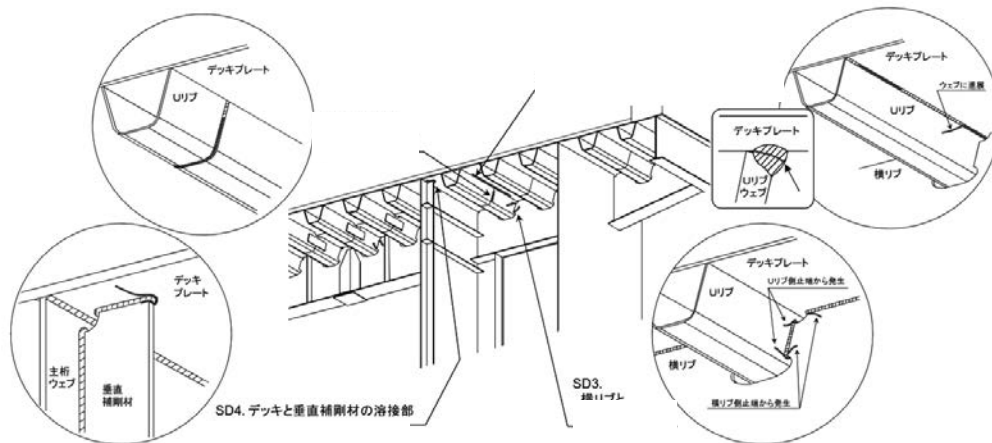


図 7.1 鋼床版で疲労損傷事例が多い箇所¹⁾

(出典：国立研究開発法人土木研究所 HP：研究成果・技術情報(研究成果報告書 H25 重点研究) 既設鋼道路橋における疲労損傷の調査・診断・対策技術に関する研究，2013)

閉断面リブの鋼床版における疲労損傷の多い、デッキプレートと縦リブの溶接部のき裂は、損傷要因が製作時の溶接不良によるケースもあるが、その多くは、デッキプレートが受ける輪荷重により、溶接部に高い応力が発生しやすい構造になっていることに起因している。図 7.1 に疲労損傷事例の多い箇所を示す。

疲労損傷補修構造については、応急対策として、き裂先端部にストップホールを施工し、き裂損傷進展を防止した上で、機能回復および疲労寿命向上を目的とした恒久対策を施工するのが一般的である。恒久対策となる補修構造としては、損傷部位の部材交換や当て板補強など、損傷箇所を直接的に補強する工法の他、近年では、デッキプレート上面の舗装工を SFRC 舗装で高強度化し、デッキプレート以下の鋼材が負担する荷重の低減を図る工法等が検討されている。

(3) 鋼製橋脚隅角部の疲労損傷構造

上部構造から受ける荷重を、基礎構造へ伝達する経路上に隅角部を有する鋼製橋脚について、疲労損傷に対する知見が高まった近年では、フィレット等で隅角部への応力集中を緩和する構造が採用されているが、それ以前に建設された鋼製橋脚では、梁部材フランジと柱部材フランジの溶接部を始端としたき裂損傷事例が数多く報告されている(図 7.2 参照)。

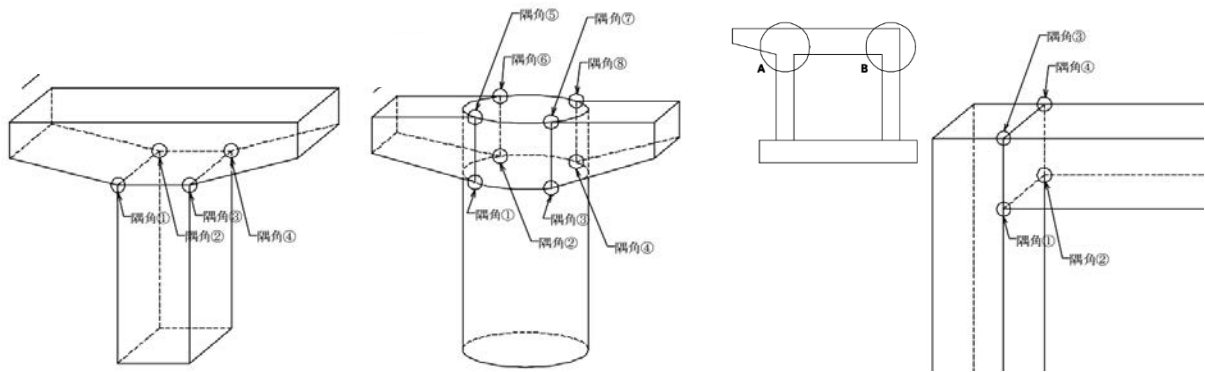


図 7.2 鋼製橋脚隅角部で疲労損傷事例が多い箇所¹³⁾

(出典：国土交通省道路局国道課：鋼製橋脚隅角部の疲労損傷臨時点検要領，2002)

疲労損傷補修構造については，当て板補強等で隅角部への作用力を低減した上で，スカラップや大コア抜き等でき裂損傷箇所を除去するか，き裂損傷が進展している溶接線上のき裂を除去するのが一般的であるが，再溶接されることもある．当て板補強では，隅角部への作用力が低減することで疲労寿命が向上するため，疲労損傷が予想される既設鋼製橋脚への予防対策としても有効である．

7.1.2 腐食損傷に対する補修補強構造

(1) はじめに

既設鋼橋の腐食損傷補修については，腐食によって板厚減少した部分を補う回復方法が一般的に使用される．腐食損傷が生じやすい箇所としては，伸縮装置の排水不良によって雨水にさらされる鋼桁端部や支承近傍，塵埃が堆積しやすい二次部材の取付位置（ガセットプレート）などが挙げられる．また，腐食損傷の発見・確認が遅い場合には，孔食が生じる場合も報告されている．

(2) 腐食損傷に対する補修工法

腐食損傷に対する補修工法としては，一般的には当て板工法や部材取替工法が用いられることが多い．前者は，腐食により断面欠損した部材を対象に，鋼部材（鋼板や形鋼など）による当て板を設置することで，断面減少した部分の断面積（板厚）を増加させ，断面剛性の向上や発生応力を低減し，断面性能の回復を図る工法である．この工法は，既設の構造物に当て板を設置することから，死荷重に関しては既設部材の残存断面，活荷重に関しては当て板断面で負担することとなる．また，その設置方法に関しても，高力ボルトを用いる方法や溶接による方法の他，近年では接着剤を用いた方法（鋼板接着や FRP 接着）が開発・実用化されている．

一方，損傷範囲が広域でかつその程度が著しい場合には，部材取替工法が採用される．この工法を用いて桁端部の部材取替を実施する場合には，腐食損傷部分の撤去を行う前に，ジャッキアップなどによる仮受作業が必要となる．その際，仮受による支点位置が移動することから構造上の安全性を検討する必要があるほか，既設部材との接合（溶接あるいは高力ボルト接合）においても目違いなどが生じないように注意が必要である．

7.1.3 耐震補強構造⁶⁻¹¹⁾

(1) はじめに

既設橋梁の耐震補強を検討する際は，上部構造，下部構造，基礎構造を含めた橋梁全体系としての耐震性能を向上させる事が重要である．橋梁全体系の振動単位を考慮せずに，個別に各構造の補強検討を行った場合，補強によって変化する応答の影響が各構造間の相互作用に反映されないため，合理性のある適切な補強

設計が成立しない。

たとえば、連続高架橋の耐震補強を検討する場合、橋脚個別の耐震性能評価に終始すると、全ての橋脚で補強が必要になることもあるが、補強による各橋脚の地震力分担量の変化を考慮すれば、補強不要もしくは補強量を少なく出来る橋脚も発生することがある。

(2) 鋼製橋脚の耐震補強構造

既設鋼製橋脚の耐震補強については、鋼材の局部座屈や、角溶接部からの破断に対する対策を講じた上で、鋼製橋脚のじん性を向上させる補強を行い、橋脚の地震時保有水平耐力を増加させるのが一般的であり、じん性のある構造にすることで、過度な水平耐力の増強を抑制し、橋脚基部のアンカーや基礎工への影響を軽減している。具体的な補強工法としては、橋脚柱の縦リブ補強や角部補強といった断面補強工法や、橋脚柱へのコンクリート充填工法がある。

また、円柱式橋脚において、コンクリート充填工法でも耐震性能を満足できない場合などに、コンクリート充填工法に加え、柱外表面への鋼板巻き立て補強工法を併用する事例もある。

図 7.3 に鋼製橋脚の耐震補強構造事例を示す。

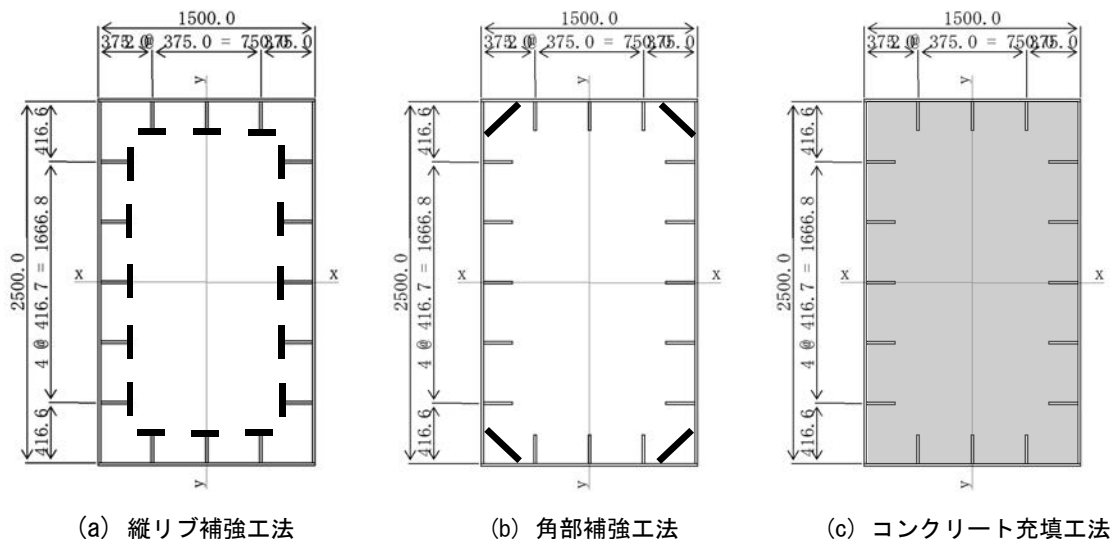


図 7.3 鋼製橋脚の耐震補強構造事例（鋼製橋脚柱断面図，単位 mm）

(3) 橋梁全体系の耐震補強構造

既設の鋼アーチ橋や鋼ラーメン橋の耐震補強については、個別部材の補強構造を検討する前に、橋梁全体系で地震力を低減する補強の適用を検討するのが一般的であり、免震構造や制震構造といった、地震力を分散・吸収する構造の適用事例が多い。

免震構造については、下部構造と上部構造の接続箇所に設置することにより、下部構造の振動が上部構造へ伝達するのを抑制し、かつ免震構造の変形やエネルギー吸収能により、地震力を減衰させる効果がある。鋼アーチ橋や鋼ラーメン橋においては、橋梁両端橋台部の支承を免震支承に交換し、免振支承の変形による地震力の減衰を計っている事例が多い。図 7.4 に免震支承の一例を示す。

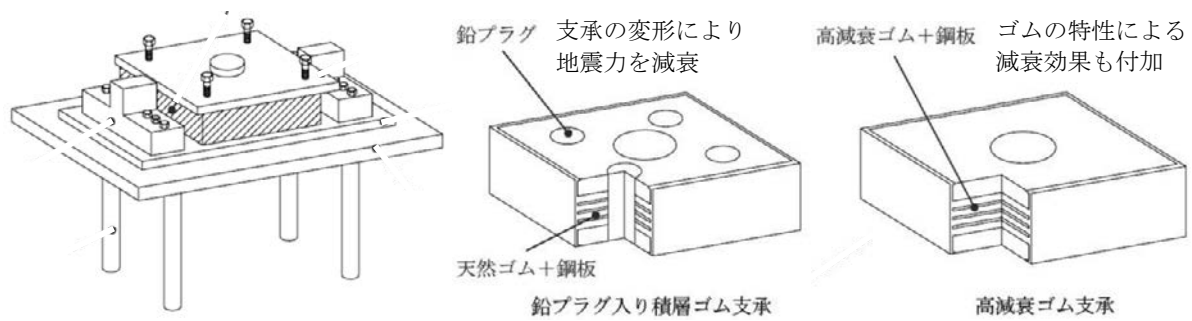
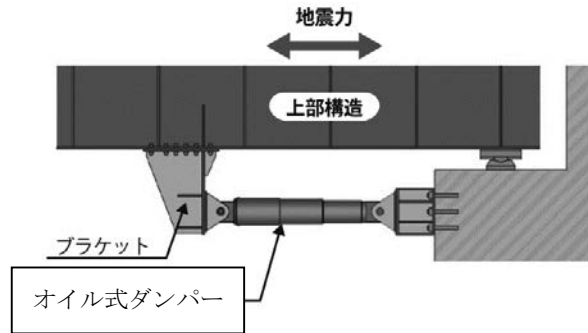


図 7.4 橋梁全体系の耐震補強に使用する免震支承¹⁴⁾
 (出典：一般社団法人日本支承協会 技術委員会：免震ゴム支承)

制震構造については、地震による激しく振動する箇所を設置することにより、地震力が制震構造に吸収されて減衰していく効果がある。鋼アーチ橋や鋼ラーメン橋においては、補剛桁を支持する柱部材と補剛桁の間に斜材や、支柱対傾構として設置するブレース式ダンパーや、可動形式の支承を有する補剛桁と橋台の間に設置するオイル式ダンパーの事例が多い(図 7.5 参照)。



(a) ブレース式ダンパー施工例(支柱対傾構)



(b) オイル式ダンパー施工例(橋台部)

図 7.5 制震構造による橋梁全体系の耐震補強事例^{15,16)}

(出典：株式会社横河住金ブリッジ：SUB（座屈拘束ブレース）カタログ
 株式会社横河ブリッジ パワーダンパー カタログ)

7.2 補修補強の評価・確認

7.2.1 疲労損傷に対する補修補強構造^{1,3-5)}

(1) はじめに

既設橋梁の疲労損傷補修を検討する際、損傷要因が明らかでない場合や、補修構造の効果が明確でない場合に、解析グレードとして、L2 もしくは L3 の構造解析により、補修構造を設計するのが一般的である。疲労損傷が発生する箇所は、局部的応力集中の影響を受けている場合が多く、事象を把握・確認するには、より詳細な構造解析が必要になってくる。

(2) 鋼床版の疲労損傷補修構造

鋼床版のデッキプレートと縦リブの溶接部を始端として発生するき裂損傷は、鋼床版の疲労損傷事例として数多く報告されている。特に U 形鋼縦リブの鋼床版では、デッキプレートと縦リブの溶接が片側溶接になってしまうため、U 形鋼内面側の溶接ルートが、き裂損傷の始端となる事例が多い。U 形鋼内面は密閉構造になるため、目視点検や実応力計測を行うことが困難なことから、構造解析により、溶接ルート部の応力性状を把握することが試みられている。

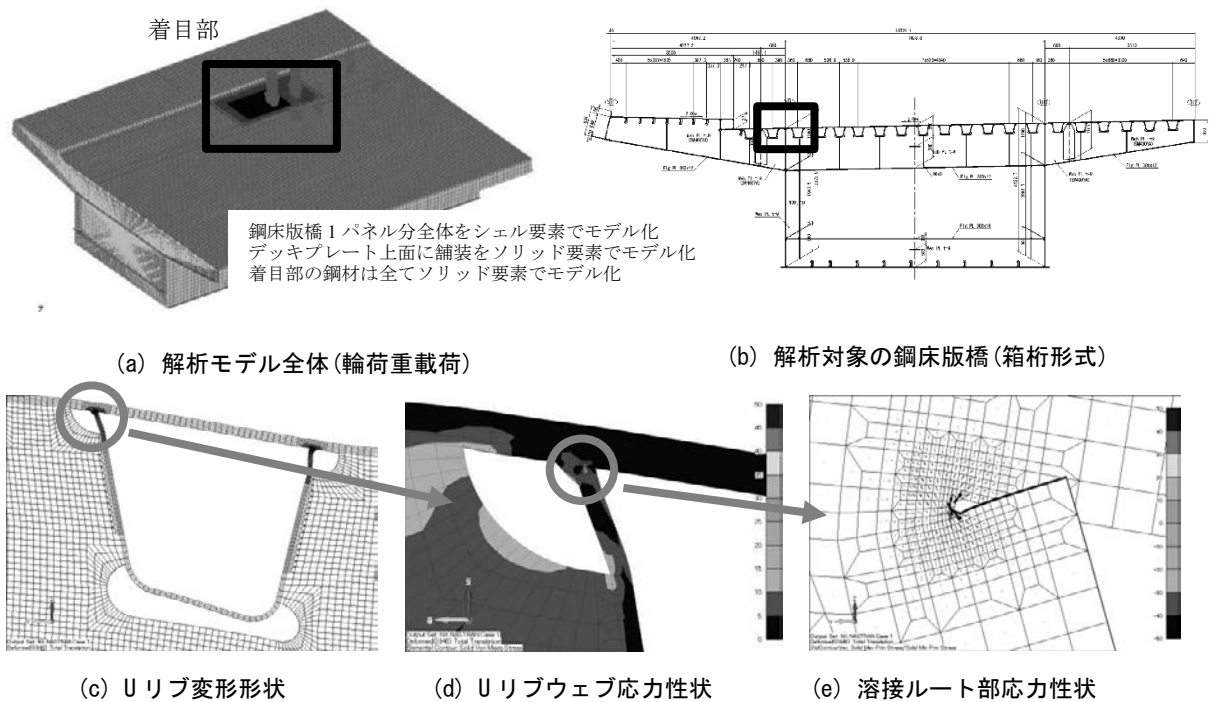


図 7.6 U 形鋼縦リブを有する鋼床版橋の溶接ルート部に着目した構造解析事例

U 形鋼縦リブを有する鋼床版橋の溶接ルート部に着目した構造解析事例を上図に示す。橋梁の 1 パネル区間全体をシェル要素でモデル化しているが、着目する U 形鋼付近は全てソリッド要素でモデル化し、溶接の溶け込み量や、U 形鋼溶接部開先形状まで考慮して解析している。この溶接形状をパラメータとした複数のモデルで解析することで、溶接形状がき裂損傷に及ぼす影響を分析している。

また本事例では、鋼床版デッキ上面に舗装をソリッド要素でモデル化し、舗装厚や舗装強度をパラメータとした解析を行い、舗装が溶接ルート部に与える影響も分析している。

(3) 鋼製橋脚隅角部の疲労損傷構造

5.4.7 節「L3 当て板補強に対する構造解析 (鋼製橋脚隅角部) による方法」の事例を参照されたい。

7.2.2 腐食損傷に対する補修構造

既設橋梁の腐食損傷補修検討を行う場合、解析グレードとして L2 もしくは L3 (解析グレードについては 5 章参照) の構造解析が必要となる。当て板あるいは部材取替による補修は、性能回復を目的として実施されるが、当て板あるいは取替部材が負担する荷重の評価や構造全体のバランス (応力再配分など) を詳細に把握・検討するためには非線形解析が必要である。設計時に仮定された (補修前の) 部材の作用応力と実際に作用している応力とは必ずしも一致しないことから、現状の応力状態の推定は非常に難しく、かつ当て板の設置や部材取替などを考慮するために要素の追加や削除などの機能も必要となる。

このような腐食した鋼構造物の性能回復評価事例は、土木学会鋼構造委員会内に設置された腐食した鋼構造物の長寿命化のための性能回復技術検討小委員会 (委員長: 藤井堅) による報告書¹²⁾に記載されている。

7.2.3 耐震補強構造⁶⁻¹¹⁾

(1) はじめに

既設橋梁の耐震補強検討を行う場合、解析グレードとして L2 もしくは L3 の構造解析が必要になってくる

のが一般的である。道路橋示方書では、重要度の高い橋梁は、レベル 2 地震動による損傷を、速やかに機能回復が行い得る限定的なものに留めるよう規定している。そのため本構造解析では、橋梁に損傷が発生した後の挙動も確認できる非線形解析が必要になる。

(2) 鋼製橋脚の耐震補強構造

2004 年（平成 14 年）の道路橋示方書¹⁾改訂により、それまで、単柱式の鋼製橋脚は、単柱式の RC 橋脚と同様に、静的照査法による耐震性能照査だったものが、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査では、橋脚形式を問わず、鋼製橋脚を有する全ての橋梁において、動的照査法によるよう変更された。これは、鋼製橋脚では、複数箇所の損傷が地震時に発生する可能性が確認され、静的照査法の構成則に沿わないと判明したためである。よって、鋼製橋脚の耐震補強を検討する際は、上部構造を含めた橋梁全体の解析モデルに対して動的解析を実施し、その応答値により耐震性能を照査する必要がある。

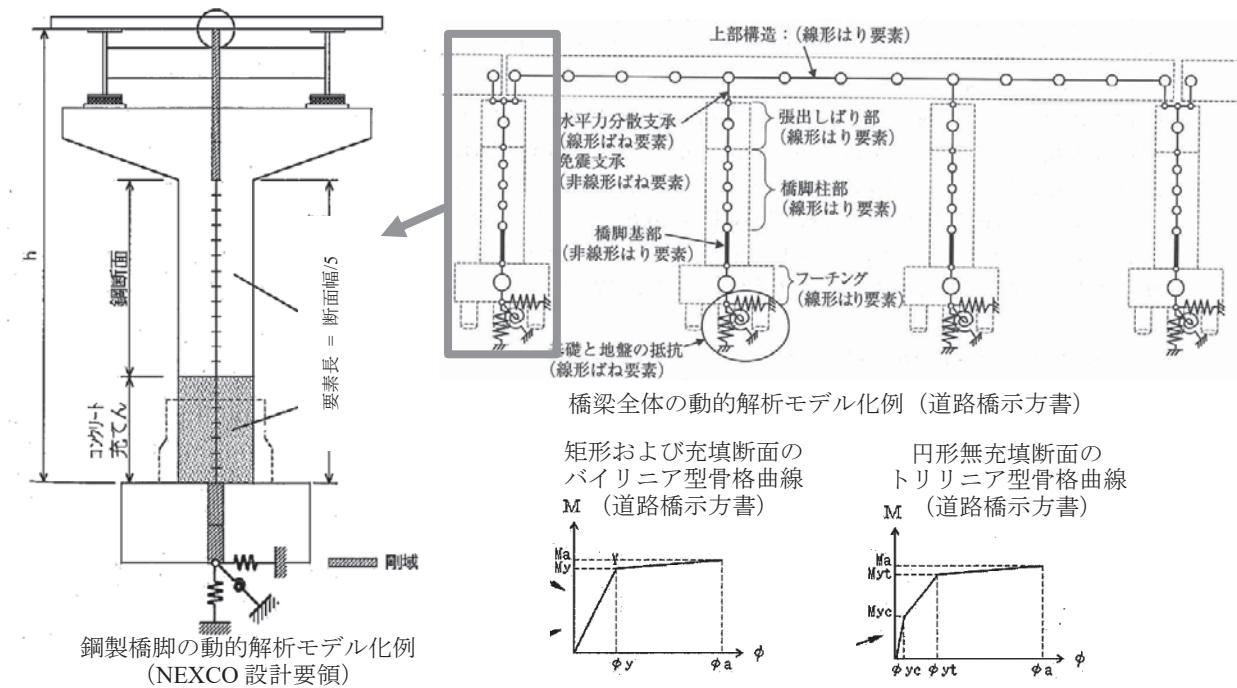


図 7.7 鋼製橋脚耐震補強検討の解析モデル例^{9,10)}

(出典：東・中・西日本高速道路株式会社：設計要領 第二集 橋梁建設編，2016
日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2014)

橋梁全体の動的解析では、上部構造と下部構造をはり要素、下部構造を支持する基礎地盤を集約バネ要素としたモデルを用いるのが一般的であり、鋼製橋脚のモデル化には、曲げ曲率関係 ($M-\phi$) の非線性を有するはり要素を用いている。曲げ曲率関係については、道路橋示方書等では、矩形の無充填断面、矩形および円形のコンクリート充填断面はバイリニア型（圧縮側降伏点）、円形の無充填断面はトリリニア型（圧縮側降伏点と引張側降伏点）の骨格曲線を用いることとしている。

耐震性能照査では、橋脚の最大応答曲げ変形量と残留変位量が許容値以下であることを確認する。また、橋脚に損傷が発生している場合、損傷が柱基部のみであることを確認する。

橋脚の曲げ変形量の許容値については、道路橋示方書で規定している鋼材の許容ひずみを基準に算定するケースが多いが、鋼断面の幅厚比や補剛材剛性比、発生軸力の降伏軸力比等で適用範囲が定められているため、補強検討に際しては、まず適用条件を満足しているかを確認することが重要である。

コンクリート充填補強の場合、充填部直上の無充填断面で損傷が発生することが多いため、損傷を柱基部に限定する補強構造では、コンクリートの充填高さの設定が重要になるが、充填高さを高くすると、基礎構

造への負担が大きくなることを考慮する必要がある。

(3) 橋梁全体系の耐震補強構造

鋼アーチ橋や鋼ラーメン橋の耐震補強検討について、道路橋示方書では、両橋梁形式を、静的照査法の適用性が限定される橋梁として、レベル 2 地震動に対する耐震性能照査では、動的照査法によるよう規定している。これは、両橋梁形式の地震時挙動が複雑で、静的照査法の構成則に沿わないためである。よって、両橋梁形式の耐震補強を検討する際は、下部構造も含めた橋梁全体の解析モデルに対して動的解析を実施し、その応答値により耐震性能を照査する必要がある。

橋梁全体の動的解析では、上部構造と下部構造をはり要素、下部構造を支持する基礎地盤を集約バネ要素とした立体モデルを用いるのが一般的であり、免震支承や制震構造のモデル化には、荷重変位関係 ($P-\delta$) の非線形性を有するバネ要素や、減衰特性を有する粘性要素を用いている。

免震支承は、変形量に追従して水平剛性が変化する特性を有しており、その特性をモデル化するのが困難なことから、最大変形量を仮定して水平剛性を算定し、荷重変位関係 ($P-\delta$) の非線形性を有する移動硬化則バイリニア型バネ要素でモデル化するのが一般的であり、塑性変形と復元力により地震力を吸収する履歴減衰の効果がある。

制震構造のブレース式ダンパーは、座屈を拘束した鋼材の塑性変形と復元力により地震力を吸収するダンパーであり、免震支承同様、荷重変位関係 ($P-\delta$) の非線形性を有する移動硬化則バイリニア型バネ要素でモデル化するのが一般的である。

同じく制震構造の粘性ダンパーは、粘性体を充填したパイプのピストン運動により地震力を吸収するダンパーであり、速度減衰力関係を有する粘性要素や、最大応答速度を仮定して降伏点を算定し、荷重変位関係 ($P-\delta$) の非線形性を有する移動硬化則バイリニア型バネ要素でモデル化するのが一般的である。

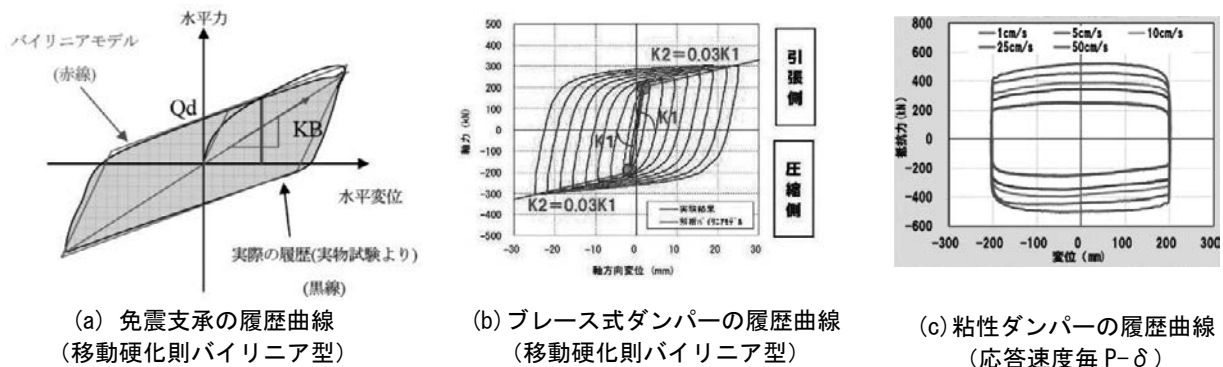


図 7.8 免震・制震構造の非線形履歴モデル例^{14, 15, 16)}

(出典：一般社団法人日本支承協会 技術委員会：免震ゴム支承
株式会社横河住金ブリッジ：SUB (座屈拘束ブレース) カタログ
株式会社横河ブリッジ パワーダンパー カタログ)

免震・制震構造により、橋梁全体に作用する地震力を低減することを動的解析により検討した事例として、上路式鋼アーチ橋の解析例を以下に示す。

橋軸方向の地震力への対策として、橋台と補剛桁を連結する粘性ダンパーを設置しているが、解析モデルでは、ブラケット等の粘性ダンパー設置架台はモデル化せず、橋台支承位置を橋軸方向の非線形バネ要素としてモデル化している。実構造において、粘性ダンパーを設置する際に、特別な構造が必要になる場合を除き、解析モデルの煩雑化に配慮し、このようなモデル化で検討するのが一般的である。

橋軸・橋軸直角両方向の地震力への対策として、各支柱間に補剛桁とアーチリブを結ぶブレース式ダンパーを用い、解析モデルは、ブレース部材軸方向の非線形バネ要素としてモデル化する。

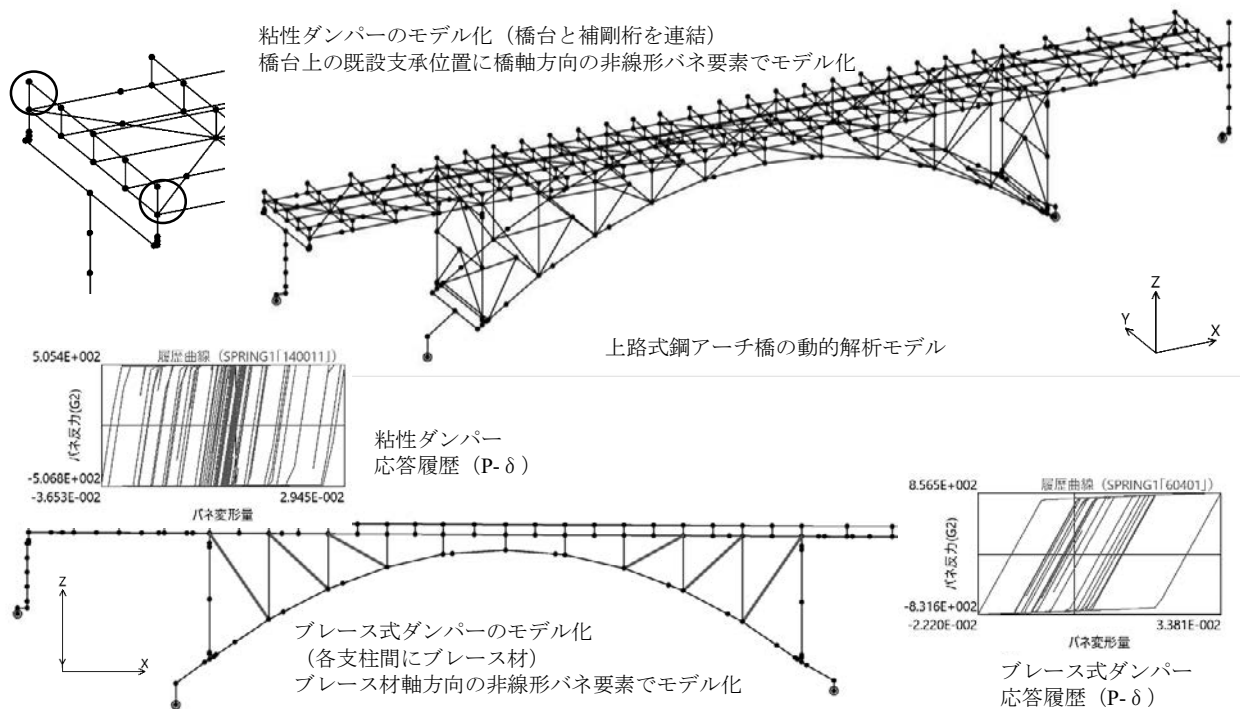


図 7.9 上路式鋼アーチ橋に制震構造を適用した解析モデル例

制震構造の適用を検討する際は、各制震構造の減衰効果以外に、各制震装置固有の使用限界に対する尤度を動的解析により確認する必要がある。粘性ダンパーの場合は、応答変形量がダンパー可動ストローク以下であること、ブレース式ダンパーの場合は、累積塑性率が許容値以下であることが装置の適用条件になる。また、既往の下横構や支柱対傾構をブレース式ダンパーに置換する工法を選択する場合、橋梁の健全性が要求されるレベル 1 地震動に対し、ブレース式ダンパーが塑性しないことを確かめる必要がある。

【参考文献】

- 1) 国立研究開発法人土木研究所 HP：研究成果・技術情報(研究成果報告書 H25 重点研究) 既設鋼道路橋における疲労損傷の調査・診断・対策技術に関する研究，2013.
- 2) 国土技術政策総合研究所：道路橋の鋼製橋脚隅角部の疲労設計法に関する研究，2006
- 3) 首都高速道路株式会社：既設橋梁構造物補修・補強要領 鋼製橋脚隅角部の補強設計施工編，2007
- 4) 阪神高速道路株式会社：道路構造物の補修要領 第 1 部 鋼構造物，2005
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編，2014
- 6) 海洋架橋・橋梁調査会：既設橋の耐震補強工法事例集，2005
- 7) 日本鋼構造協会：巨大地震に対する鋼橋の耐震照査法の信頼性向上，2018
- 8) 東・中・西日本高速道路株式会社：設計要領 第二集 橋梁保全編，2017
- 9) 東・中・西日本高速道路株式会社：設計要領 第二集 橋梁建設編，2016
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2014
- 11) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2004
- 12) 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 23，2014
- 13) 国土交通省道路局国道課：鋼製橋脚隅角部の疲労損傷臨時点検要領，2002
- 14) 一般社団法人日本支承協会 技術委員会：免震ゴム支承
- 15) 株式会社横河住金ブリッジ：SUB（座屈拘束ブレース）カタログ
- 16) 株式会社横河ブリッジ パワーダンパー カタログ