# 10.4 既設鋼橋の致命的損傷を防ぐための状態評価技術に関する研究

研究予算:運営費交付金(一般勘定) 研究期間:平20~平22 担当チーム:橋梁構造研究グループ 研究担当者:村越 潤、西 弘明、三田村 浩、 遠山 直樹、澤田 守、吉田 英二

【要旨】

高度経済成長期に建設された膨大な道路橋ストックの高齢化が急速に進む中で、近年、国内の鋼橋ではトラス橋斜材の腐食欠損に伴う破断事故等が発生しており、橋梁の形式・構造特性等に応じた合理的な維持管理手法が求められている。特にトラス橋等の主構部材においては、部材の腐食損傷が橋全体系の安全性に重大な影響を及ぼす可能性があり、 構造物の状態を適切に調査・診断するための技術が求められている。本研究では、鋼トラス橋を主な対象として、橋全体系・部材レベルの耐荷性能評価の方法について検討する。

キーワード:トラス橋、腐食、耐荷性能、維持管理、臨床研究、FEM

#### 1. はじめに

高度経済成長期に建設された膨大な道路橋ストックの 高齢化が急速に進む中で、近年、鋼トラス橋において重 大損傷が報告されている。平成19年に国道23号木曽川 大橋、国道7号本荘大橋において、コンクリート埋込部 の腐食による斜材の破断が発生している。このようなト ラスやアーチといった橋梁形式の主構部材においては、 部材の損傷が橋全体系の安全性に与える影響が大きく、 一部材の破断が重大損傷につながるおそれがある。この ため、部材損傷が橋全体系に与える影響を適切に評価し、 合理的かつ効率的に橋全体系としての安全性を確保する ための維持管理手法が望まれる。しかし、現時点では、 著しい劣化の生じた部材の残存耐荷性能やそれらを含む 橋全体系の耐荷性能に関する調査研究事例は少なく、評 価手法は確立されていない状況である。そのような背景 から、本研究では、鋼トラス橋を主な対象として、腐食 等の損傷を受けた鋼製部材の耐荷性能評価手法、腐食部 材を含む橋全体系の耐荷性能評価手法の検討を行うもの である(図-1)。

腐食部材の耐荷性能評価手法の検討では、撤去橋梁か ら切り出した腐食部材の実物大載荷試験を行うととも に、局所モデルの FEM 解析を実施し、実験・解析によ り腐食状況が破断挙動、終局耐力に与える影響の分析を 行うものである。その上で、耐荷性能と腐食状況を関連 付けることにより残存耐荷力を評価する手法を提案す る。対象はトラス橋の格点部および箱断面圧縮斜材であ る。 一方、橋全体系の耐荷性能評価手法の検討では、対象 とする部材の耐力喪失前(腐食損傷が生じているが破断 には至っていない弾性挙動に近い状態)と耐力喪失後(部 材破断に至った荷重条件によっては非線形挙動に近い状態)に区分して検討を行うものである。その上で、解析 モデルの不確実要因を把握し、実務的な解を得られるモ デル化の方法を提案するものである。平成20年度には、 床版目地を有し床版劣化の見られる鋼I桁橋(2主桁橋) を用いて荷重車を用いた載荷試験を行い、平成21年度に は、塩害に伴う著しい腐食欠損により年度内に撤去され た鋼トラス橋(図-2)を対象として、交通供用下及び荷 重車を用いた載荷試験を行った。それらの結果を踏まえ、 これまでに腐食劣化などの不確定要因が与える影響につ いて、実測値と解析値の比較分析によって、橋全体系の 耐荷性能評価手法に関する検討を行った。

研究を進めるにあたって、鋼トラス橋について、早稲 田大学(依田照彦教授)、首都大学東京(野上邦栄教授) との共同研究「腐食劣化の生じた橋梁部材の耐荷性能の 評価手法に関する研究」(平成 21~22 年度)を実施して







**図-2** 対象橋梁一般図



図-3 格点 P25d の位置



図-4 格点 P25d の載荷試験概要図

いる。本文では、これまで実施した研究の概要について 述べる。

## 2. 腐食部材の残存耐荷性能評価手法の検討

## 2.1 トラス格点部

本節では、鋼トラス橋格点部について、健全時及び腐 食時の破壊性状及び終局耐荷力の解析的検討を行うとと もに、トラス格点周辺の腐食状況より、破壊性状を想定 し、耐荷力を概略評価するための算定式の検討を行った。

## (1) 対象格点部

図-2 に示す既設鋼トラス橋の一格点部をケーススタデ ィとして対象とした。図-3 に対象とした部位 P25d (第2 径間の上弦材側格点部)を示す。表-1 に同斜材の設計軸 力・応力等を示す。鋼種は SM400 であり、降伏点は引張 試験より 284MPa である。表-1 には参考値として、この 値を用いて現行の道路橋示方書<sup>1)</sup>(以下、道示)により 算出した許容応力度も併記している。

同格点部については解体撤去時に入手しており、今後 試験予定である。図4に試験体と試験治具の概要を示す

設計荷重	D24(引張)		D25(圧縮)		
許容値	軸力	応力	軸力	応力	備考
	KIN	MPa	KIN	MPa	
死荷重	1,027	69	-973	-52	
活荷重	785	53	-742	-40	TL-20
合計	1,812	112	-1,715	02	
(比率)	(-1.06)	112	(1.0)	-92	
許容応力度	_	128	_	-93	SM40
試験値/1.7	_	167	_	-99	参考值

※試験値:材料試験による降伏点実測値



図-5 腐食モデルの板厚減肉

が、解析は、この試験条件に合わせて実施した。なお、 図では省略するが、引張荷重側のジャッキ取付けフレー ムは、死荷重が試験体に作用しないように支保工で支持 している。

## (2) 解析方法

FEM 解析は弾塑性有限変位解析とし、弧長増分法により行った。構造解析ソフトLS-DYNA を使用した。

鋼部材をシェル要素、リベット接合部を線形バネ要素 でモデル化した。要素サイズは、局部応力・変形が想定 されるガセット部近傍において約 20mm である。応カー ひずみ関係は、一次剛性を 2×10<sup>5</sup>MPa、降伏後の二次剛 性を E/100 としたバイリニア型とした。非線形解析は von Mises の降伏条件、等方硬化則によった。境界条件は、 取付け架台との取合い部(補強リブ設置範囲)では拘束 とし、荷重載荷位置では載荷方向の変位を自由、その他 二方向の変位を固定とした。また、初期不整 (残留応力、 初期たわみ) は考慮していない。

本解析では、健全モデルと腐食モデルの二つのケース

## 10.4 既設鋼橋の致命的損傷を防ぐための 状態評価技術に関する研究



を実施した。図-5 にモデルの腐食条件(板厚減肉量)を 示す。腐食条件については、減肉量計測結果を基に、健 全モデルの板厚から一様に低減させた板厚とした。引張 斜材では断面積として 25%減肉し圧縮斜材では 19%減 肉、ガセットでは板厚 33%減肉させている。

荷重載荷については、圧縮斜材を対象とし、交通供用 化を想定して圧縮荷重および引張荷重を載荷するケース

(Casel) および引張斜材を対象として、引張荷重のみ載 荷するケース (Case2) とした。Casel については、表-1 に示すように、引張斜材と圧縮斜材の設計軸力は概ね同 程度の値であることから、両者の解析時の荷重増分は同 じとした。ただし、Casel は今後実施する予定の載荷試 験を想定しており、引張荷重はジャッキの載荷能力の関 係から 3000kN (引張側は 3000kN 時点で変位を固定して いる。)までとした。

#### (3) 解析結果

図-6 に圧縮荷重と載荷方向変位を、図-7 に最大荷重時 における vonMises 応力分布を示す。Casel について、終 局荷重は、腐食モデルでは 3346kN であり、健全モデル 4953kN に対し約 2/3 に低下している。また、いずれのモ デルも圧縮側の斜材接合部フランジと斜材先端のガセッ ト部に高い応力集中が見られる。ただし、健全モデルが 斜材接合部とガセット部はほぼ同時に耐力を喪失してい



るのに対して、腐食モデルでは、ガセット部の破壊が先 行して終局荷重に達している可能性が高い。Case2では、 最大荷重は 5465kN であり、解析計算の解が発散した点 である。なお、最大相当塑性ひずみは 12.3%であった。 また、変曲点の荷重は 4506kN であり、概ね斜材の全断 面において塑性化が生じる荷重である。また、斜材接合 部に高い応力集中が見られ、ガセット部により先行して 終局荷重に達しているものと考えられる。

図-8 および図-9 に、斜材接合部と斜材先端のガセット 部の荷重-von Mises 応力曲線と荷重-面外変位曲線を示す。





図-8 斜材とガセットの荷重-von Mises 応力分布曲線

Casel に関して、圧縮荷重に対して終局荷重に至るまで の挙動について、両モデルともに、最初に圧縮斜材側の ガセットとの境界部(以下、斜材側)と斜材先端のガセッ ト部(以下、ガセット側)に、塑性域が荷重の低い段階で 発生し、荷重の増加に応じて進展していく状況が見られ た。また、健全モデルでは、ガセット側での塑性ひずみ、 面外変形の急増が若干先行して見られ、その後、斜材も ほぼ同時に塑性ひずみ、面外変形の急増が見られた。一 方、腐食モデルでは、斜材側は全断面が塑性化には至っ ておらず、ガセット側の塑性化の進展により終局荷重に



達している。

Case2 に関して、引張側の斜材接合部と斜材先端のガ セット部の荷重-von Mises 応力曲線を示す。斜材側の先 端部に塑性域が荷重の低い段階で発生し、荷重の増加に 応じてガセット部も降伏していく状況が見られる。その 後、斜材側の全断面が塑性化に至る過程においてガセッ ト部の塑性化が進展していったものと考えられる。

なお、本解析では、リベットは線形バネでモデル化し ているが、健全モデルではせん断耐力を上回るせん断力 が生じており、それらが終局挙動に与える影響について は、引き続き検討していく。

# (4) 耐荷力評価式に関する検討

トラス格点構造の腐食欠損が橋の耐荷性能に与える影響については、米国では1-35W橋の崩落事故以降、指摘され重要視されており、2009年2月に、FHWAよりトラス橋のリベット接合された格点構造の耐荷力評価の指針<sup>2</sup>が出されている。ここでは、同指針や既往の研究例を参考にしつつ、実腐食の状況を考慮して、ガセットと斜材部に想定される破壊性状と耐荷力評価式を検討する。図-10に示す上弦材格点構造を例に、ガセットと斜材の破壊性状を整理する。破壊部位及び事象としては、

次の通りである。

①リベット部の破壊
 ②最縁ボルト部のガセットの降伏・破断
 ③ガセットのブロックせん断破壊
 ④斜材の降伏・破断
 ⑤圧縮材端部におけるガセットの座屈
 ⑥ガセットのせん断破壊

各事象に対する耐荷力算定式は次の通りである。

# ① リベット部の破壊

次の(a)と(b)の小さい方の値とする。

(a) リベットのせん断破壊 R

$$R = \frac{1}{\sqrt{3}} f_u m A_r \tag{1}$$

ここに、

f.: リベットの引張強度

m: せん断面数

- Ar: リベットの断面積
- (b) 引張側の孔間または縁端の端抜け破壊 R および圧縮 側の孔間の端抜け破壊 R

$$R = L_c t f_u \tag{2}$$



図-10 トラス格点部において想定される破壊性状

ここに、

Lc: 孔間または縁端の純距離

- t. ガセットの板厚
- f.: ガセットの引張強度

## ② 最縁ボルト部のガセットの降伏・破断 R<sub>r</sub>

引張および圧縮を受けるガセットの最縁ボルト部から の破壊を想定する。抵抗するガセットの有効幅は、 Whitmore<sup>3)</sup>の有効幅により、リベット端部から最縁端の リベットまで軸方向から外側へ 30°の角度で拡げた場合 の最縁端の線と交差する範囲とする(図-11a))。次の(a) と(b)の小さい方の値とする。

(a) 最縁ボルト部のガセット降伏 R,

$$R_r = A_e f_y \tag{3}$$
$$A_e = L_e t \tag{4}$$

f: ガセットの降伏強度

L<sub>e</sub>: 有効幅(図-11a))

- t. ガセットの板厚

 $R_r = A_s f_u$ 

(b) 最縁ボルト部のガセット破断 R<sub>r</sub>

ここに、 *A<sub>s</sub>: ガセットの有効純断面積* 

f.: ガセットの引張強度

# ③ ガセットのブロックせん断破壊 R<sub>r</sub>

引張を受けるガセットのブロックせん断破壊を想定する。引張抵抗断面およびせん断抵抗断面は図-11b)に示すとおりである。

$$A_{in} \ge \frac{A_{in}}{\sqrt{3}} \bigcirc_{im}^{\underline{H}}$$
$$R = \frac{1}{\sqrt{3}} f_{y} A_{vg} + f_{u} A_{in} \tag{6}$$





$$A_{in} < \frac{A_{vn}}{\sqrt{3}} \mathcal{O}$$

$$R = \frac{1}{\sqrt{3}} f_u A_{vn} + f_y A_{ig}$$

$$(7)$$

 Am: 引張抵抗断面の純断面積

 Am: せん断抵抗断面の純断面積

 fy: ガセットの降伏強度

 fu: ガセットの引張強度

A<sub>g</sub>: 引張抵抗断面の総断面積 A<sub>w</sub>: せん断抵抗断面の総断面積

④ 斜材の降伏・破断Pr

次の(a)と(b)の小さい方の値とする。

(a) 引張・圧縮斜材の降伏 $P_r$ 

$$P_r = f_y A_g \tag{8}$$

(9)

ここに、

fy: 斜材の降伏強度

Ag:斜材の総断面積

(b) 引張・圧縮斜材の破断 P<sub>r</sub>

 $P_r = f_u A_s$ 

ここに、

f<sub>i</sub>: 斜材の引張強度

As: 斜材の純断面積

## ⑤ 圧縮材端部におけるガセットの局部座屈 F<sub>a</sub>

有効幅  $L_e$ 、カセット板厚 tの板として、座屈耐荷力<sup>1)</sup> を算定する。ガセットの面外方向の拘束を無視し、有効 座屈長係数  $\beta=1.2$  とする。

$$F_{cr} = f_y A_g \left(\lambda \leq 0.2\right) \tag{10}$$

$$F_{cr} = (1.109 - 0.545\lambda) f_y A_g (0.2 < \lambda \le 1.0) \quad (11)$$

$$F_{cr} = (1.0/(0.773 + \overline{\lambda}^2)) f_y A_g (1.0 < \lambda)$$
(12)

$$\overline{\lambda} = \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_y}{E}} \cdot \frac{L_c}{r_s}$$
(13)

ここに、

fy: ガセットの降伏強度

E: ガセットのヤング係数

$$L_c = \frac{L_1 + L_2 + L_3}{3} \tag{14}$$

ここに、

L<sub>2</sub>: リベット端部から隣接部材までの軸圧縮方向 と平行な距離(図-11c))

*L<sub>1</sub>、L<sub>3</sub>*: Whitmore<sup>3)</sup>の有効幅に従った位置から隣接 部材まで*L*<sub>2</sub>に平行に延長した距離(図-11c))

$$r_s = \sqrt{\frac{I_g}{A_g}} \tag{15}$$

rs: 断面二次半径

*Ig*: 断面二次モーメント *Ag*: 板の総断面積

⑥ ガセットのせん断破壊 Vr

$$V_r = \frac{1}{\sqrt{3}} f_y A_g \tag{16}$$

ここに、

f:: ガセットの降伏強度

Ag: せん断抵抗断面の総断面積(図-11d))

表-2 に、格点 P25d について、 FEM 解析値(以下、解 析値)と耐荷力評価式による算定結果(以下、算定値) を比較して示す。ここで、Casel では、終局荷重につい て、破壊性状を踏まえて、ガセット部及び斜材の圧縮降 伏について比較した。Case2 では、引張側の降伏荷重に ついて、ガセット部及び斜材の引張降伏に加え、ブロッ クせん断破壊について比較した。斜材の降伏については、 圧縮降伏の場合はガセットプレートとの境界部における 総断面を、引張降伏の場合はリベットによる孔引き断面 を抵抗断面とした。

解析値は算定値に比較的近い結果となっている。Casel に関して、解析値に対する比率は、ガセット部の圧縮降 伏では、健全モデルで0.97、腐食モデルでは0.95である。 一方、斜材の圧縮降伏では、健全モデルで1.23、腐食モ デルで1.39となっている。これは、腐食モデルの解析結 果において、ガセット部が先行して降伏する結果と同様 の傾向を示している。

Case2 に関しても、解析値に対してガセット部および 斜材の引張降伏がそれぞれ 1.06、1.00 であり比較的近い 値を示している。また、ガセット部のブロックせん断破

表-2 FEM 解析値と評価式算定値の比較

<del>解tFケーフ</del> FEM 解析値		評	設計荷重			
円牛	かり ニス	(kN)	ガセン	ット部	斜材	(kN)
	健 全	圧縮側	圧縮降伏		圧縮降伏	
	モデル	終局荷重	- 概ね 。一致	707	(097	
el	(比率)	4,953 <	(0.	92 97)	(1.23)	
Cas	庭食	圧縮側			圧縮降伏	1,715
	風 L モデル	終局荷重	概ね			
	(比率)	3,346 <	3,194		4,666	
	健 今	引張側	引張降伏	ブロックせ	引張降伏	
tse2	達 主 モデル	降伏荷重		ん断破壊		1 812
ũ	(比率)	4,506	4,792	5,192	4,520	-,512
	. /	(1.00)	(1.06)	(1.15)	(1.00)	

概ね一致



図-12 腐食量による P25d 格点の耐荷力評価



図-13 I-35W 橋崩落の起点となった U10 格点部<sup>17)</sup>

壊については 1.15 であり、やや大きい値となっている。 なお、解析値および算定値の降伏強度は実測値(284MPa) を用いており、保証降伏点(235MPa)の場合には約83%程 度の値となる。

図-12 に、格点 P25d について、耐荷力評価式を基に、 腐食減肉の耐荷性能への影響評価を試みた。降伏強度は 保証降伏点 (235MPa) としている。ここで、板厚減肉量 想定値とは、斜材とガセットが一様に腐食することを想 定している。健全な状態(想定値 0mm)の場合には、圧 縮斜材端部におけるガセットの局部座屈の安全余裕が最 も小さい。その他の部位については、元々断面的に余裕 があったため、安全余裕が 2.0 以上の値を示している。 図中には同部位の腐食減肉量の実測値(平均値)を示す が、設計軸力に対してかなり厳しい状況にあった可能性 が伺われる結果となった。なお、図中には省略したが、 リベットは、健全な状態と仮定すると 2.5 程度の安全余 裕を有している。

#### (4) 圧縮側のブロックせん断破壊に関する検討

前項では、既往の文献<sup>2)</sup>を参考に、格点部のそれぞれ の破壊性状に対する耐荷力評価式について検討した。そ の中で、ブロックせん断破壊は、引張を受ける接続部材 の破壊の状態であり、各国の設計基準では照査式が示されている。一方、2007年に崩落した米国ミネソタ州の I-35W橋において、崩落の起点とされている<sup>4</sup>圧縮斜材 側のガセットの破壊形態は、ブロックせん断破壊の破壊 形式と非常によく類似している。つまり、図-13に示す 破線①で示した部位が圧縮を受け降伏し、面外に変形す る。このため、斜材と添接部は軸方向へ変位することが 可能となり、破線②で示した断面はせん断破壊すること になる。そこで、本項では圧縮力を受けるガセットのブ ロックせん断破壊について検討した<sup>11,12</sup>。

#### 1) 耐荷力評価式

引張に対するブロックせん断破壊に対する式(6)を参考に、先に述べた破壊性状を考慮した耐荷力評価式として式(17)の適用性を検討した。ここで、*R* は圧縮を受ける部位における圧縮力と曲げモーメントに対する耐力であり、式(18)より求めることとした。

$$R = R_c + \frac{1}{\sqrt{3}} f_u A_{nv} \tag{17}$$

$$\frac{R_c e}{M_p} + \frac{R_c}{N_u} = 1 \tag{18}$$

ここに、

*R*<sub>c</sub>: 圧縮を受ける部位における圧縮力と曲げモ ーメントに対する耐力であり、式(18)によ り求める。

f.: ガセットの引張強度

Am: せん断抵抗断面の純断面積

e: ガセットの面外変形による偏芯量

Mp: 圧縮を受ける断面の全塑性モーメント

N<sub>u</sub>: 座屈を考慮した圧縮耐力(前項⑤と同様)

## 2) 耐荷力評価式の検証

NTSB(米国運輸安全委員会)から公表されている I-35W橋崩落時のU10格点部に添接された圧縮斜材の軸 力(10338kN)と、式(17)から算出される耐力Rを比較し、 耐荷力評価式の妥当性について検証した。詳細は文献11) によるが、評価式による耐耐力と実際の終局荷重との比 率は0.97であり、比較的よい精度である。したがって、 圧縮を受けるガセットに対しても、ブロックせん断の考 え方が応用できる可能性がある。

#### 2.2 トラス斜材

腐食した柱部材の耐荷力については、これまでに様々 な研究成果<sup>5</sup>が公表されているが、鋼板やI形断面など の耐荷力に着目したものが殆どであり、トラス橋やアー チ橋の圧縮部材として多用されている溶接箱断面部材を 対象としたものは少ない。



**図-14** 対象断面

表-3	断面諸元
	山口

		均一腐良		即刀阏艮
		No.1	No.2	No.3
断面積	A(mm <sup>2</sup> )	10,260	18,552	16,560
部 材 長	L(mm)	5,800	5,800	3,000
換算細長比	$\bar{\lambda}$	0.719	0.436	0.286
換算幅厚比	R	0.721	0.532	0.423
材	質	SM400	SM400	SM400
座屈強度	$P_{ey}/P_y$	1.932	5.251	12.561
	Pez/Py	4.835	5.289	12.190
耐荷力	Pu/Py	0.717	0.871	0.953
降伏強度	$P_y(kN)$	2,411	4,360	4,256



図-15 断面腐食領域 表-4 解析パラメータ

断面	因子	パラメータ			
No.1	部材長 L(mm)	2000 5800 10000 16000			
	換算細長比 λ	0.24 0.72 1.24 1.98			
NI- 2	部材長 L(mm)	3000 5800 15000 25000			
N0.2	換算細長比 λ	0.23 0.44 1.13 1.81			
N- 1	初期たわみ f(mm)	L/1000, L/2000, L/5000, L/10000			
No.1	残留応力 σ <sub>rc</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	0, 0.2 у, 0.3 у, 0.4 у			
110.2	断面欠損率R <sub>A</sub> (%)	0, 10, 20, 30 (全長に均一腐食)			
	腐食箇所	端部, L/4 点, L/2 点			
No.3	腐食断面	全断面,上フランジ, 圧縮側ウェブ			
	腐食領域幅 dx(mm)	50, 150, 300			
	板厚欠指率R(%)	0. 10. 20. 30. 40. 50			

本節では、鋼トラス橋斜材の弾塑性有限変位解析を行い、腐食した溶接箱断面部材の耐荷力評価手法について検討した。まず、部材全長に渡り均一腐食が生じた場合を想定して、断面欠損率と残存耐荷力の関係を検討し<sup>15)</sup>

<sup>16</sup>、次に、部材に局部腐食が生じることを想定した模擬 腐食を生じさせ、欠損率との関係を検討した<sup>17,18</sup>。

## (1) 対象斜材

対象部材の断面形状を図-14 に示す。No.1 断面および No.2 断面は銚子大橋の圧縮斜材であり、幅厚比の異なる 2 体を均一腐食の検討に用いた。No.3 断面は実験を予定 している下路式トラス橋(温湯橋)の撤去部材(鉛直材)



であり、部分腐食の検討に用いた。断面諸元を表-3 に示 す。

## (2) 解析方法

FEM 解析は弾塑性有限変位解析とし、弧長増分法によ り行った。対象部材をソリッド要素によりモデル化し、 部材に一様な腐食が生じた場合を模擬した均一腐食モデ ルおよび部材の局所に腐食が生じるような部分腐食モデ ルにより解析モデルを行った。なお、鋼材の応力-ひず み関係は No.1 および No.2 断面部材に対しては 1%のひ ずみ硬化を有するバイリニア型を、No.3 断面部材に対し ては、今後に実施予定の耐荷力実験を想定し、同部材よ り採取した材料試験結果を近似した降伏棚を有するマル チリニア型を用いた。

表4に解析に用いたパラメータを示す。均一腐食においては、腐食量(断面欠損率)を基本として、換算細長 比 $\bar{\lambda}$ および初期たわみや圧縮側の残留応力(以下、残留 応力)といった初期不整をパラメータとして解析を行った。部分腐食においては、断面形状や初期不整を一定( $\bar{\lambda}$ =0.286、 $\sigma$  r=0.4 $\sigma$ y、f=L/10000)とし、図-15に示すよう に腐食位置、腐食範囲、腐食量をパラメータとし解析を 実施した。ここで、腐食パラメータとして用いた最大断 面欠損率 R<sub>A</sub>、最大板厚欠損率 R<sub>t</sub>はそれぞれ式(19)のよう に定義する<sup>9</sup>。

$$R_{A} = \frac{A - A_{\min}}{A} \times 100 \,(\%) \,, \quad R_{t} = \frac{t - t_{\min}}{t} \times 100 \,(\%) \quad (19)$$
  
ここで、A:健全時の断面積、A<sub>min</sub>:腐食時の最小断面積、

t:健全時の板厚、tmin:腐食時の最小板厚である。

# (3) 解析結果

## 1) 均一腐食の場合

図-16 に解析結果を示す、横軸は換算細長比 $\lambda$ 、縦軸 は解析で得られた耐荷力 P を降伏強度  $P_v$  (= $\sigma_v$ ×A) で無 次元化した値である。参考までに、図中にはオイラー座 屈曲線および道示の基準耐荷力曲線を示している。それ ぞれの細長比パラメータにおいて、R<sub>A</sub>が増大するにつれ て耐荷力が低下している。次に、図-17に道示<sup>1)</sup>で規定さ れている初期たわみの上限値のL/1,000の場合における R<sub>A</sub>とそれぞれのえにおける耐荷力の関係を示す。いずれ のえにおいても R<sub>A</sub>の増大に伴って耐荷力がほぼ線形に 低下することがわかる。

以上の結果から、均一腐食した場合の残存耐荷力は、 多少のばらつきはあるものの、R<sub>A</sub>の増大に応じて低下す るため、R<sub>A</sub>の線形式により推定できるものと考えられる。 なお、均一腐食の場合、R<sub>A</sub>とR<sub>t</sub>はほぼ同値である。

#### 2) 部分腐食の場合

図-18 に、柱端部(a)における腐食範囲 300 mmを有する 全断面が腐食した場合(i断面)および上フランジのみ が腐食した場合(ii断面)の荷重一変位曲線を示す。図 中のプロットは最大荷重点を示している。最大板厚欠損 率が増大するに連れて最大荷重が低下しており、また、 i断面に比べてii断面は低下率が小さい。図-19 にそれ ぞれの R<sub>t</sub>が 50%の場合の最大荷重時の変形図を示す。こ れより同じ板厚減少量であっても断面で一様に腐食した 場合と断面の一部が腐食した場合では変形モードが異な ることがわかる。なお、ここでは、断面内の最小板厚欠 損率を把握することで耐荷性能を評価するために R<sub>t</sub>を 指標としている。

図-20 には、全ケースの R<sub>t</sub>と耐荷力の関係を示す。図 中の直線および点線は、全断面が腐食した場合(i断面) と断面内で部分的に腐食した場合(ii・iii断面)の下限 値を線形式で表したものである。耐荷力は、各ケースに おいて R<sub>t</sub>の増大に伴って線形的に低下していることが わかる。部分腐食においては腐食位置、腐食箇所により ばらつきがあるものの、下限値は線形式で表現できるこ とがわかる。また、全断面腐食の場合の方が、いずれの ケースにおいても小さい耐荷力を示す。

以上の結果から、いずれの腐食形態においても最大板 厚欠損率  $\mathbf{R}_t$ により残存耐荷力を概ね表現できる。また、 均一腐食の場合の検討結果から、 $\lambda$ が異なる場合におい ても、概ね同じ傾向を示すことがわかった。今後、局部 腐食と $\lambda$ の関係を解析的に検証し、さらには実験的に解 析の妥当性を検証する予定であるが、 $\mathbf{R}_t$ が残存耐荷力を 推定する上での指標となることが確認できた。

## 2.3 まとめ

トラス格点部および斜材について、腐食による断面欠 損が部材の耐荷力に与える影響を検討した。格点部では、



a)a-i、dx=300mm、R<sub>t</sub>=50% b) a-ii、dx=300mm、R<sub>t</sub>=50% 図-19 最大荷重時の変形図



腐食部位と応力集中部位が対応しており、それらの部位 が耐荷力としてクリティカルになる可能性が高いことを 確認した。また、これまで考えられていない圧縮側の破 壊形態として考えられるブロックせん断破壊についての 耐荷力式を提案し、その適用性があることを確認した。 斜材については、腐食量に比例して耐荷力が評価できる こと、また、パラメータとして腐食板厚が把握できれば 安全側に評価できることがわかった。

# 3. 鋼トラス橋を対象とした橋全体系の耐荷性能評価の ためのモデル化手法の検討

本章では、著しい腐食劣化の生じた鋼トラス橋を対象 として、荷重車を用いた現地載荷試験の計測結果から実 挙動を把握するとともに、弾性3次元 FEM 解析との比 較分析を行い、解析モデルの妥当性を検討した。さらに、 腐食劣化が生じた状態(部材の耐力喪失前)と部材破断 に至った状態(部材の耐力喪失後)について、橋全体系 の耐荷性能評価手法を検討した。

3.1 対象橋梁



図-21 撤去前の対象橋梁



P12

a) 上弦材格点部 b) 下弦材格点部 図-22 トラス格点部の腐食損傷 s 板

P13

対象とした橋梁は、利根川河口部に架かる橋長約 1.2kmの橋梁のうち、鋼5 径間連続下路式トラス橋部分 (橋長 407m)であり、昭和 37 年に建設された(図-2、 図-21)。厳しい塩害環境に位置しており、床組、上下横 構、トラス格点部周辺に著しい腐食欠損が生じ、過去に 部材補強や横構の部材取替が行われたが、平成 21 年度に 新橋の供用開始に合わせて撤去された。図-22 にトラス 格点部の外観を示す。超厚膜フッ素系塗装に塗替えられ ているため、外観では腐食程度は判断できないが、格点 部のガセットと斜材の境界部等に局所的に腐食が進行し ている状況がうかがえる。

## 3.2 検討内容

#### (1) 試験方法

主に P16~P17 径間 (ゲルバー径間) において、荷重 車による載荷試験を実施した<sup>19/21)</sup>。載荷試験では、全体 挙動を把握する観点から主構部材、床組のひずみ、変位 の計測を、構造上弱点となる可能性のあるトラス格点部 の挙動を把握する観点から、ガセット及び斜材取付け部 のひずみの計測(計測箇所は計 356 箇所)を行った。計 測箇所を図-23 に示す。総重量 20tonf に調整したダンプ トラックを用いて、着目主構格点位置に直列2 台、並列 2 台載荷する格点載荷と、各車線上に 1m ピッチで荷重



図-25 FEM 解析モデル

(P14)



車1台を移動させながら載荷する影響線載荷を実施した (図-24)。

## (2) FEM による再現解析

載荷試験と併せて、弾性3次元FEM 解析による再現 解析を行い実測値との比較を行った。弾性微小変形解析 とし、解析モデルは主構、床組及び横構にはり要素を、 床版にシェル要素を用いた立体解析モデルとした(図 -25)。トラス格点部については主構面内・面外ともに剛 結合とした。なお、部材の補修履歴は解析モデルに反映 したが、腐食欠損の影響は考慮していない。

また、格点部の応力性状を把握するために、上記の全体モデルにおける P72d 格点部をシェル要素により詳細にモデル化し、格点部の実測結果との比較を行った<sup>22)</sup>。

## 3.3 検討結果

(1) 試験結果と解析結果の比較

## 1) トラス主構部材

図-26 に下り車線の影響線載荷時における、斜材の応 カについて計測値と解析値(床版と縦桁間を非合成と仮 定)の比較結果の例を示す。軸方向応力の計測値と解析 値は比較的良く一致している。また、図-27 に格点載荷 ケースに対する主構部材(上下弦材、斜材)の軸方向応 力の計測値と解析値の関係を示すが、概ね一致しており、 トラス主構部材の主たる断面力である軸方向力に対して は、前述の解析モデルにより活荷重載荷時の応答を適切









図-29 格点部のひずみ計測結



図-30 格点部の FEM 解析結果(最大主ひずみ分布)

#### 10.4 既設鋼橋の致命的損傷を防ぐための 状態評価技術に関する研究

に再現できることがわかり、解析モデルの妥当性を確認 した。

図-27 には、床版と縦桁を合成及び非合成と仮定した 場合の解析値を示す。両者の差はほとんどなく、合成ま たは非合成の仮定による各主構部材の断面力の違いは小 さく、全体挙動に与える影響は小さい。ただし、床版の 接合条件は、当然ながら縦桁の挙動に対して影響があり、 載荷試験の結果では縦桁の応力は、非合成に近い値を示 していた。また、斜材については、軸方向応力の他にト ラス格点部取付け部の面内・面外曲げ応力の計測を行っ ており、軸方向応力の大きい箇所において、軸方向応力 に対して面内で約10%、面外で約30%の曲げ応力が発生 している(図-28)。しかし、それらを適切に評価するの は難しいと考えられ、実務的には安全余裕として考慮す る必要がある。

## 2) トラス格点部

図-29 に格点部の計測結果を示す。荷重車 2 台を用い た格点載荷におけるひずみの計測結果である。この結果 から、斜材とガセットの境界部や、ガセットと下弦材の 境界部にひずみが集中していることがわかる。一方、格 点部シェルモデルにより解析結果では、同様の箇所でひ ずみが集中している(図-30)。

また、撤去した格点部を用いて、レーザー変位計を用 いて腐食形状を計測した<sup>23,24)</sup>。計測は 1mm ピッチで行 い、斜材およびガセットの両面について計測を行った結 果、断面急変部の腐食が著しいことが明らかになり、応 力の卓越する部位でもあることから、構造的弱点となり 得る可能性を確認した。

### (2) 部材腐食に関する感度解析

本橋のように主構部材に著しい腐食の生じた場合を想 定し、部材の腐食が構造全体系の耐荷性能に与える影響 について、図-31 に示す腐食ケースを想定し前述の解析 モデルを用いて検討した<sup>20,21,25</sup>。図中には健全時に対す る部材応答値の変動率を示す。いずれの腐食パターンに ついても軸方向力の変化は小さく、腐食による断面欠損 が各主構部材の断面力分担に与える影響は小さい。一方、 応力については、当然ながら断面積の減少に応じた増加 が生じるため、応力値の算出に際しては、断面腐食の影 響を考慮する必要がある。

## (3) 部材破断時の橋全体系への影響に関する検討

国内で発生した鋼トラス橋の斜材破断を例に、一主構 部材が破断した場合のその他の主構部材の状態について 検討した<sup>20,25)</sup>。ここで示す評価手法は、対象橋梁の主構 部材が破断に至っていない状況下での強度照査を基本と



しつつ、主構部材が破断した場合の状態のリダンダンシーに着目した評価を組み合わせることにより、致命的状態に対する安全余裕の評価方法を検討した。

部材破断時については、前述の解析モデルを用いて、 各主構部材が破断した場合の構造系により弾性解析を行 い、他の部材の状態評価を行った。弾性解析を適用して いるため、塑性後の剛性変化による断面力再配分や、他 部材の連鎖的な破壊などの挙動は評価できないが、各部 の状態の相対的な厳しさは表現できるものと考えた。な お、部材の強度照査は、道示<sup>1)</sup>に準じ、軸方向力と曲げ モーメントを受ける部材として式(20)~式(24)により行 った。

(a) 軸方向力が引張の場合

$$\sigma_{t} + \sigma_{bty} + \sigma_{btz} \le \sigma_{ta}$$
 (引張応力照査) (20)

$$-\frac{\sigma_{t}}{\sigma_{ta}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy}} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao}} \le 1$$
(部材座屈照査) (21)

- $-\sigma_{t} + \sigma_{bcy} + \sigma_{bcz} \leq \sigma_{cal}$  (局部座屈照査) (22)
- (b) 軸方向力が圧縮の場合

$$\frac{\sigma_{c}}{\sigma_{caz}} + \frac{\sigma_{bcy}}{\sigma_{bagy} \left(1 - \frac{\sigma_{c}}{\sigma_{eay}}\right)} + \frac{\sigma_{bcz}}{\sigma_{bao} \left(1 - \frac{\sigma_{c}}{\sigma_{eaz}}\right)} \leq 1$$

(部材座屈照査) (23)

$$\sigma_{c} + \frac{\sigma_{bcy}}{1 - \frac{\sigma_{c}}{\sigma_{eay}}} + \frac{\sigma_{bcz}}{1 - \frac{\sigma_{c}}{\sigma_{eaz}}} \le 1 \quad (局部座屈照査) \quad (24)$$

ここに、

 $\sigma_{lv}$   $\sigma_{c}$ : それぞれ照査する断面に作用する軸方向力

#### により引張及び圧縮応力度(N/mm<sup>2</sup>)

 $\sigma_{bby}$ 、 $\sigma_{btz}$ : それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する 曲げモーメントによる曲げ引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)  $\sigma_{bcy}$ 、 $\sigma_{bcz}$ : それぞれ強軸及び弱軸まわりに作用する 曲げモーメントによる曲げ圧縮応力度(N/mm<sup>2</sup>)  $\sigma_{ta}$ :表-3.2.1<sup>1)</sup>に示す許容軸方向引張応力度(N/mm<sup>2</sup>)  $\sigma_{caz}$ :式(3.2.1)<sup>1)</sup>により算出した弱軸まわりの許容 軸方向圧縮応力度(N/mm<sup>2</sup>)

*σ<sub>bagy</sub>*: 表-3.2.3<sup>1)</sup>に示す局部座屈を考慮しない強軸ま わりの許容曲げ圧縮応力度(N/mm<sup>2</sup>)

σ<sub>bao</sub>:表-3.2.3<sup>1)</sup>示す局部座屈を考慮しない許容曲げ
 圧縮応力度の上限値(N/mm<sup>2</sup>)

 $\sigma_{cal}$ :両端支持板、自由突出板、補剛板及び鋼菅に ついてそれぞれ 4.2.2<sup>1)</sup>から 4.2.4<sup>1)</sup>まで及び 14.3<sup>1)</sup>に 規定した局部座屈に対する許容応力度(N/mm<sup>2</sup>)  $\sigma_{eav}, \sigma_{eax}$ :それぞれ強軸及び弱軸まわりの許容オイ

ラー座屈応力度(N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{eqv} = 1,200,000 / (l/r_v)^2$$
(25)

$$\sigma_{eqz} = 1,200,000 / (l/r_v)^2$$
(26)

1:各章<sup>1)</sup>に規定する有効座屈長(mm)

r<sub>v</sub>、r<sub>z</sub>: 強軸及び弱軸まわりの断面二次半径(mm)

図-32 に解析結果を示す。横軸は、色分けした各主構 部材の健全時における許容値に対する設計応力の比率を 示している。縦軸は、各主構部材が破断した場合の、他 の主構部材における許容値に対する作用応力の比率を示 している。例えば、本橋の場合、支間中央付近の斜材で は健全時に負担している断面力が小さく、下弦材では床 版・縦桁が断面力を負担するため、仮に破断しても他部 材が断面力を負担しつつ不安定な状態には至らないこと を示している。一方、上弦材や支点付近の斜材が破断し た場合には、近接する他部材の断面力が著しく増加し、 構造として成立しない状態になることを表している。た だし、あくまでも弾性解析であり、本橋(ゲルバー径間 部)のように、静定トラスとして設計している場合、実 務的にはいずれの主構部材の破断も致命的な状態に至る 可能性があると考えて対応することが必要であるが、各 主構部材の構造的な余裕を把握する上で参考になるもの と考えられる。なお、健全時に許容値を超過し、その度 合いにもばらつきが生じることは、建設当時に比べ設計 活荷重が増大している一方で、部材毎に断面力の負担が 異なるためである。

# 3. 4 まとめ

主構部材の軸方向応力による挙動に関しては、はり要素を主体とした弾性3次元 FEM 解析により概ね再現で



# c) 主構部材破断時の応力状態の評価結果図-32 各主構部材の状態の評価例

きること、主構部材が破断していない状況では、腐食欠 損の状況が各主構部材の断面力分担に及ぼす影響は小さ いことがわかった。また、トラス格点部除材取付け部で は、活荷重載荷時に主構部材に面内・面外曲げ応力が発 生しており、かつ腐食劣化の厳しい状況であることから、 これらの部位の残存耐荷性能の評価にあたっては、二次 応力や腐食損傷の影響を適切に評価することが重要と考 えられる。

また、部材破断時の状態評価においては、破断部材に よって致命的損傷に対する影響が異なり、部材の重要度 や橋梁の構造的特徴を考慮できれば、より合理的な維持 管理体系を構築できる可能性があることがわかった。

# 4. 鋼 I 桁橋を対象とした橋全体系の耐荷性能評価のためのモデル化手法の検討

本章では、床版目地を有し床版劣化の見られる鋼 I 桁 橋を対象として、荷重車を用いた現地載荷試験の計測結 果から実挙動を把握するとともに、一般の設計で用いら れる格子桁解析や実挙動をより忠実に再現できる弾性 3 次元 FEM 解析との比較分析を行い、それぞれの解析モ デルの妥当性の検討を行った。

## 4.1 対象橋梁

対象とした橋梁は、北海道芦別市の一般国道 452 号に おいて空知川に架かる橋梁であり(図-33、図-35)、橋長 82.7m (支間割: 24.6m+32.8m+24.6m)の3径間連続非合 成鋼 I 桁橋である。昭和28年に竣工し、平成14年に別 線に新橋が架設され通行止めとなるまで約 50 年にわた り供用された。

本橋は非合成桁として設計されているが、これまでの 実橋計測によれば非合成桁であっても床版と鋼桁間の合 成挙動の事例が多数確認されている<sup>7)~9</sup>。本橋の場合に も、上フランジにはスラブアンカーが設置されており両 者の相対変位は生じにくいものと考えられる。図-34 に 本橋の主な損傷状況を示す。本橋の場合、約8m間隔に 設けられた9箇所の目地によって床版が不連続の構造と なっているが、床版目地の付近においても漏水および遊 離石灰が見られ、劣化損傷が確認された。このような状 態での合成挙動の程度は、橋の耐荷性能を評価する上で 検討しておくべき点と考えられる。

#### 4.2 検討内容

## (1) 試験方法

活荷重に対する全体挙動を把握するため、約200kNに 調整したダンプトラックを荷重車として用いて静的載荷 試験を実施するとともに、固有振動数等の振動特性を把



**図-33** 橋梁全景

握するため、人力加振(10数名で鉛直方向に加振)を実 施した 26)~28)

図-35 に載荷ケース、計測断面を示す。載荷は荷重車2 台を静的に載荷するケース (Casel、2) および、荷重車 1 台を移動させながら所定位置に静的に載荷するケース (移動載荷)(Case3)の2方法により行った。中央径間 中央付近を計測対象とし、桁ひずみおよび鉛直変位を計 測した。また、床版と鋼桁上フランジの橋軸方向の相対 変位について π ゲージを用いて計測した。 振動試験につ いては、鉛直方向加速度を加速度計により計測した。

## (2) FEM による再現解析

本橋の活荷重に対する全体挙動の把握及び構造解析手 法の適用性の検討を行うため、各種のモデルで再現解析 を行い、静的載荷試験および振動試験で得られた各種計 測値との比較を行った。以下にモデルを説明する。

## 1) 骨組モデル

鋼桁の設計計算に一般的に用いられる格子桁解析のモ デル(以下、骨組モデル)を用いて、床版と鋼桁との合 成を考慮しない場合と考慮する場合について解析を行っ た。骨組(合成)モデルでは、主桁および縦桁と床版間 は完全合成と仮定している。

#### 2) FEM モデル

FEM モデルでは、主桁・縦桁・横桁をはり要素とし、 床版をシェル要素でモデル化している。床版に主桁間の





1500 1500

a) 床版と鋼桁境界部の b) 床版目地の漏水、游離 漏水、遊離石灰 石灰 (橋下面) 図-34 主な劣化損傷の状況

1900

アスファルト舗装 t= 50mm



図-35 橋梁一般図、載荷ケース、計測位置



表-5 鉛直対称一次モードの固有振動数

	測定および解析ケース	固有振動数(Hz)
	実測値(人力加振)	3.26
	骨組(非合成)モデル	2.31
解析值	骨組(合成)モデル	3.21
	FEMモデル (合成、目地無)	3.43

合成挙動を表現するためのせん断バネ定数については、 既往のスラブアンカーの水平せん断試験結果<sup>10)</sup>を参考に、 せん断バネ定数(3.75×10<sup>5</sup>kN/m)を基本値として、これ をオーダー単位で変化させた。また、床版のシェル要素 に不連続部分を設けて床版目地を考慮したモデルと、考 慮しないモデルについて解析を行った。

## 3) FEM (詳細) モデル<sup>29)</sup>

FEM モデル(詳細) では、主桁・縦桁・横桁をシェル 要素 とし、対傾構をはり要素 とし、床版、橋脚をソリ ッド要素でモデル化している。なお、主桁および縦桁と 床版間は完全合成と仮定している。

#### 4.3 検討結果

#### (1) 活荷重に対する全体挙動

図-36 に荷重車2 台載荷時 (Case1、2) の中央径間支間 中央の主桁断面応力分布と解析結果を示す。

実測値に対して、骨組(非合成)モデルでは特に上フ ランジ側で異なる分布を示している。一方、床版と鋼桁 との合成を仮定した骨組(合成)モデルと FEM(合成、



図-40 Casel の実測値と解析値の比較(B)断面)

目地無) モデル、FEM モデルでは、実測値と比較的近い 分布を示した。図-37 に、荷重車2 台載荷時(Casel)の 中央径間支間中央の鉛直変位を示す。主桁断面応力分布 同様に、骨組(合成)モデル、FEM(合成、目地無)モ デルおよびFEM(詳細)モデルでは、実測値に近い値と なった。FEM(合成、目地無)モデルとFEM(詳細) モデルの結果を比較すると、鉛直変位に関してFEM(詳 細)モデルの結果は実測値とほぼ一致しているが、応力 分布に関しては、解析値と実測値の比率は同程度であり、 両モデルとも実測値を概ね再現できている。

#### (2) 振動特性

表-5に人力加振及び固有値解析によって得られた中央 径間支間中央の固有振動数を示す。実測値は、骨組(合成)モデルやFEM(合成、目地無)モデルの解析値に近

#### 10.4 既設鋼橋の致命的損傷を防ぐための 状態評価技術に関する研究

## (3) 床版と鋼桁間のずれ挙動

図-38 に移動載荷時(Case3)における π ゲージにより 計測された床版と鋼桁間の相対変位と解析結果を示す。 横軸は、荷重車の後タンデム軸の中心位置を示している。 図中には、FEM モデルを用いて、比較的相対変位が近い せん断バネ定数 (k=3.75×10<sup>%</sup>kN/m)とした解析値および、 k=3.75×10<sup>5</sup>、10<sup>7</sup>、10<sup>8</sup>kN/m とした解析値(実測値のピー ク値近傍のみ)を併せて示す。実測値は、荷重載荷位置 が P-1 支点から P-2 支点方向に移動するにともない、相 対変位は増加し、計測位置直上付近に荷重載荷された時 点でピーク値を示し、その後、荷重位置が遠ざかるにつ れ、再び零に戻るという弾性的な挙動を示している。図 -39 に中央径間中央の荷重車 2 台載荷 (Casel) 時におけ る床版と鋼桁間の相対変位を示す。図中にはせん断バネ 定数 k=3.75×10<sup>5</sup>、10<sup>6</sup>、10<sup>7</sup>、10<sup>8</sup>kN/m とした場合の解析結 果を併せて示す。以上の図-38、図-39 によれば、実測値 が小さく計測点も少ないため評価は難しいが、オーダー として k=3.75×10<sup>6</sup>kN/m とした解析値が実測値の傾向と 比較的近い。本橋の鋼桁と床版間のずれ剛性はスラブア ンカーのせん断バネ定数よりも1オーダー程度大きく、 コンクリートとの付着もしくはリベット頭やフランジ厚 の変化による凹凸の存在により床版と鋼桁間の接合に実 質的に大きなずれ剛性を有していたことが推察される。

図-40 に、せん断バネ定数を変化させた場合の床版目 地モデル化の有無の違いによる、荷重車 2 台載荷時 (Casel)における中央径間支間中央の主桁下フランジ応 力度を示す。床版目地のモデル化の有無に関わらず、 k=3.75×10<sup>7</sup>~10<sup>8</sup>kN/m で概ね収束している。実測値は、 このモデルによる解析値に近く、前述のようにずれ挙動 は計測されたものの完全合成とした FEM モデル(目地 無)で概ね挙動を再現できるものと考えられる。なお、 せん断バネ定数が大きく合成桁に近い挙動となる条件下 では、床版目地および床版と鋼桁のずれ挙動のモデル化 の有無による影響は小さかった。

#### 4.4 まとめ

約50年間供用され、一部劣化損傷が見られるとともに、 床版目地を有する鋼I桁橋を対象として、荷重車載荷試 験を行った。その結果、床版と鋼桁間に関して、完全な 合成挙動ではないものの合成桁に近い挙動を示している ことが確認された。また、構造解析におけるモデル化手 法の検討を行い、本橋においては、目地無しで床版と主 桁が完全合成と仮定し、床版をシェル、主桁をはり要素 とした FEM モデルで概ね挙動を再現できることが確認 された。また、今回載荷試験を行った弾性範囲内の橋の 全体挙動については、前述の劣化損傷や目地、非合成桁 等の構造的特徴はほとんど影響しないものと考えられる。

#### 5. まとめ

本研究では、既設鋼橋の致命的損傷を防ぐために、腐 食などの劣化損傷が橋全体の耐荷性能に与える影響につ いて、部材レベルおよびそれらを含めた橋全体系レベル の観点から検討を行った。検討にあたっては、供用後50 年を経過し、腐食劣化の著しい鋼トラス橋および鋼1桁 橋を対象として臨床研究を実施した。

腐食部材の残存耐荷性能手法については、トラス格点 部および圧縮斜材を対象に解析的検討を行い、腐食状況 と耐荷性能の関係を分析し、残存耐荷力を概ね評価でき る耐荷性能評価式を提案した。橋全体の残存耐荷性能評 価手法については、腐食劣化を有する鋼トラス橋および 鋼I桁橋を対象として、橋全体系の挙動計測を行うとと もに、実挙動を再現できる解析モデルについて検討を行 い、モデル化手法を明らかにするとともに腐食劣化が橋 全体系の挙動に与える影響を把握した。さらに、鋼トラ ス橋においては、部材が破断した状態を想定しリダンダ ンシーに着目した評価を検討し、部材の重要度や橋梁の 構造的特徴を考慮できれば、より合理的な維持管理体系 を構築できる可能性があることがわかった。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説II鋼橋編、2002.3.
- U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration : Load Rating Guidance and Examples For Bolted and Riveted Gusset Plates In Truss Bridges, Feb. 2009.
- Whitmore, R.E. : Experimental Investigation of Stresses in Gusset Plates, Bulletin No.16, Engineering experiment station, University of Tennessee, May. 1952.
- 5) 土木学会:腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル、鋼 構造シリーズ18、丸善、2009.3.
- 山沢哲也、野上邦栄、園部裕也、片倉健太郎:厳しい塩害 腐食環境下にあった鋼圧縮部材の残存耐荷力実験、構造工 学論文集、Vol.55A、pp.1373-1380、2009.3.
- 7) 三木千壽、山田真幸、長江進、西浩嗣:既設非合成連続桁 橋の活荷重応答の実態とその評価、土木学会論文集

No.647/I-51、pp.281-294、2000.4.

- 8) 笹井幸男、佐藤雅則、松本吉正、奥谷祐介:中央自動車道 古川度橋における床版取替え-塩害を受けた RC 床版から プレキャスト床版へ -、橋梁と基礎、pp.27-33、1994.10.
- 藤原稔、村越潤、鹿嶋久義:鋼プレートガーダー橋における応力測定結果に関する報告、構造工学論文集、Vol.37A、
   pp.1181-1188、1991.3.
- 10) 桝田智子、平城弘一、渡辺滉、高田嘉秀、宮地真一、牛島 祥貴:スラブアンカーの静的ずれ耐荷力特性に関する実験 的研究、構造工学論文集 Vol.47A、pp.1373-1380、2001.3.

#### 公表論文

- 11) 笠野英行、高橋諒、依田照彦、野上邦栄、村越潤、遠山直 樹、有村健太郎、澤田守::鋼トラス橋の格点部におけるガ セットプレートのブロックせん断破壊に対する耐力評価 式の適用性の検討、構造工学論文集、Vol.57A、pp.104-113、 2011.3.
- 12) 笠野英行、依田照彦、野上邦栄、村越間、遠山直樹、澤田 守、有村健太郎、郭路:圧縮力を受けるガセットプレートの ブロックせん断破壊に関する研究、第66回年次学術講演 解、2011.9.(投稿中)
- 13) 高橋諒、米津宏之、笠野英行、依田照彦、野上邦栄、村越 潤、梁取直樹、前田和裕、澤田守:鋼トラス橋ガセットプ レートの板厚減少による強度低下に関する研究:第65回 年次学術講演会講演概要集、I-617、pp.1233-1234、2010.9.
- 14) 李殷在、笠野英行、依田照彦、野上邦栄、村越潤、遠山直 樹、澤田守、有村健太郎、郭路:鋼トラス橋の格点部の終 局限界状態に関する解析的検討、第38回土木学会関東支 部技術研究発表会講演概要集、2011.3.
- 15) 小峰翔一、野上邦栄、依田照彦、笠野秀行、村越潤、梁取 直樹、前田和裕、澤田守:腐食劣化したトラス橋箱断面斜 材の残存耐荷力に関するパラメトリック解析、第 37 回土 木学会関東支部技術研究発表会講演概要集、2010.3.
- 16) 小峰翔一、野上邦栄、山沢哲也、依田照彦、笠野秀行、村 越潤、梁取直樹、前田和裕、澤田守:均一腐食劣化したト ラス橋箱断面余材の残存耐荷力に関する解析的検討、第65 回年次学術講演会講演概要集、I-527、pp.1053-1054、2010.9.
- 17) 小峰翔一、野上邦栄、山沢哲也、依田照彦、笠野秀行、村 越潤、遠山直樹、澤田守、有村健太郎、郭路:模擬腐食を 導入したトラス橋斜材の残存耐荷力、第38回土木学会関 東支部技術研究発表会講演概要集、2011.3.
- 18) 小峰翔一、野上邦栄、山沢哲也、依田照彦、笠野秀行、村 越潤、遠山直樹、澤田守、有村健太郎、郭路: 模擬腐食を 導入したトラス橋斜材の残存耐荷力、第 66 回年次学術講 演会、2011.9.(投稿中)

- 19) 有村健太郎、村越潤、梁取直樹、澤田守、前田和裕、依田 照彦、笠野英行、野上邦栄:腐食損傷の著しい鋼トラス橋 における活荷重載荷時の挙動計測、第65回年次学術講演 会講演概要集、I-534、pp.1067-1068、2010.9.
- 20) 村越潤、遠山直樹、澤田守、有村健太郎:腐食劣化の生じた鍋トラス橋の現地載荷試験と耐荷性能評価、土木技術資料、Vol.153-2、2011.2.
- 21) 有村健太郎、村越潤、遠山直樹、澤田守、郭路、依田照彦、 笠野英行、野上邦栄:腐食損傷の著しい鋼トラス橋の現地 載荷試験と耐荷性能評価、第38回土木学会関東支部技術 研究発表会講演概要集、2011.3.
- 22) 関根正之、笠野英行、依田照彦、野上邦栄、村越潤、梁取 直樹、前田和裕、澤田守:格点部を取り入れた実橋トラス 橋の解析モデルの妥当性について、第 37 回土木学会関東 支部技術研究発表会講演概要集、2010.3.
- 23) 山本憲、野上邦栄、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、: 腐食損傷に より撤去した鋼トラス橋格点部の腐食形状計測、第 38 回 土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集、2011.3.
- 24) 山本憲、野上邦栄、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 格点部の狭隘な部分の形状計測と腐食損傷状況、第66回 年次学術講演会、2011.9.(投稿中)
- 25) 梁取直樹、村越潤、前田和裕:下路トラス橋の部材破断時の全体挙動に関する影響解析、第64回年次学術講演会講 演概要集、I-534、pp.1067-1068、2009.9.
- 26) 村越間、梁取直樹、澤田守、前田和裕、石川博之、三田村 浩、林公悦、岡田慎哉:50年以上供用された非合成鋼I桁 橋の静的載荷試験、第64回年次学術講演会講演概要集、 I-470、pp.939-940、2009.9.
- 27) 村越間、梁取直樹、澤田守、前田和裕、西弘明、三田村浩: 約50年間供用された床版目地を有する連続非合成鋼I桁橋の損傷状況と現地載荷試験、構造工学論文集、Vol.56A、 pp.710-721、2010.3.
- 28) 村越間、梁取直樹、澤田守、吉田英二、前田和裕、西弘明、 三田村浩:約 50 年間供用された床版目地を有する連続非 合成鋼 I 桁橋の現地載荷試験、土木研究所資料第4175 号、 2010.7.
- 29) 小室雅人、岸徳光、村越潤、澤田守、西弘明:既設3径間 連続非合成鋼1桁橋の静載荷実験に関する有限要素解析、 鋼構造協会鋼構造シンポジウム2010、2010.10.

# RESEARCH ON EVALUATION TECHNIQUE FOR PREVENTION FROM FATAL DAMAGE OF EXISTING STEEL BRIDGES

Budged : Grants for operating expenses General account Research Period : FY2008-2010 Research Team : Bridge and Structural Technology Research Group Author : Jun MURAKOSHI Hiroaki NISHI Hiroshi MITAMURA Naoki TOYAMA Mamoru SAWADA Eiji YOSHIDA

Abstract : There are a lot of bridges that were built during Japan's economic growth around 1960'. Since they are aging now, effective and proper technique for bridge maintenance is more and more needed to be developed. For the maintenance of existing steel truss and arch bridges, it is very important to evaluate load carrying capacity of such bridges with damaged component to prevent fatal collapse of the entire bridge. In order to collect basic data to develop such maintenance technique, truck loading test was conducted on Choshi Bridge, a continuous and cantilever type five-span truss bridge. The acquired data from the loading test were compared with the numerical results obtained from finite element analysis. Also, the influence of uncertain factors in the modeling of the bridge on the estimated load carrying capacity was investigated.

Key word : existing steel bridge, truss bridge, corrosion, load carrying capacity, maintenance, FEM