

13.9 落橋等の重大事故を防止するための調査・診断技術に関する研究

研究予算：運営費交付金（一般勘定）

研究期間：平 23～平 27

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：村越潤，木村嘉富，花井拓，
遠山直樹，澤田守

【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、国内ではトラス橋斜材の腐食欠損に伴う破断やプレストレストコンクリート橋（PC 橋）の PC 鋼材の腐食・破断等が発生している。トラス橋等の主構部材や PC 橋の PC 鋼材は、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、鋼トラス橋や PC 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，PC 橋，維持管理，腐食，耐荷性能

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、落橋等の重大事故につながりかねない損傷事例が顕在化している。

鋼橋では、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。

一方、コンクリート橋では、塩害による鋼材の腐食や破断が報告されている。平成 21 年に国道 18 号妙高大橋において、一部の PC 鋼材の腐食・破断が確認された。これらの損傷についても、損傷部位によっては落橋や重大損傷につながるおそれがある。

いずれも、設計計算上、構造系が成立する上で不可欠な部材の損傷事例であり、このような重大事故を起こす可能性のある損傷については、早期に把握し、状態に応じて通行規制等の適切な措置を行う必要がある。また、前述した国内の損傷事例は、橋全体の構造的冗長性（リダンダンシー）等により、部材損傷が発見された時点では落橋に至っていないものと考えられるが、今後、重大事故を未然に防ぐためには、部材損傷が橋全体の崩壊に及ぼす影響や崩壊メカニズムについて明らかにしていく必要がある。

このような背景から、本研究では、鋼トラス・アーチ

橋及び PC 橋を主な対象として、損傷部位・程度に応じた、橋全体系の安全余裕（構造的冗長性）を把握するとともに、耐荷性能喪失に至る過程（崩壊メカニズム）について検討する。また、部材レベルの残存耐荷性能を評価する手法と構造的冗長性を踏まえた詳細調査から措置判断に至るまでの考え方、手法について検討する。

平成 23 年度は、腐食劣化の生じた鋼トラス橋格点部を対象に、腐食量計測及び載荷試験を行い、破壊性状及び残存耐荷力について把握するとともに、FEM 解析を行い、腐食した橋梁部材の耐荷力評価手法について検討した。また、塩害により劣化したポストテンション PC 桁を対象として、載荷試験により破壊性状や残存耐荷力について把握するとともに、せん断耐荷力評価手法や非破壊検査手法の適用性について検討した。

研究を進めるにあたり、鋼トラス・アーチ橋を対象とした検討については、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 21～25 年度）を実施している。PC 橋を対象とした非破壊検査手法の一部については、メンテナンス技術交流会メンバーの協力を得て、適用性の検討を実施している。

2. 腐食劣化の生じた鋼トラス橋格点部の残存耐荷力に関する検討

2.1 検討概要

鋼トラス橋の格点部は、雨水や結露水が集まりやすい部位であり、沿岸地域あるいは融雪・凍結防止剤の散布

地域の橋梁では、塩分が付着・堆積することから腐食による鋼部材の減肉が懸念される部位として挙げられる¹⁾。一方で、トラス橋において格点部は、斜材及び弦材を連結する構造上重要な部位であり、維持管理において特に注意が必要な部位と言える。

腐食した鋼部材の耐荷力評価に関する既往の研究は多数あり、腐食した鋼部材の耐荷力評価手法に関する既往の知見をまとめた図書として文献2)等があげられ、これまでに腐食損傷の生じた鋼製の板材、柱部材、曲げ部材等に対する検討事例が報告されている。一方、構造が複雑なトラス格点部を対象とした事例は極めて少ない。

以上を踏まえ、本章では、腐食劣化の生じた鋼トラス格点部の耐荷力評価手法の提案に向けて、腐食劣化の生じた鋼トラス橋格点部を対象に、腐食量計測を行い、腐食の著しい部位や減肉量を定量的に把握した。また、載荷試験を行い、破壊性状及び残存耐荷力について把握するとともに、FEM 解析を行い、腐食した橋梁部材の耐荷力評価手法について検討した。

2.2 对象格点部

対象とした橋梁は、一般国道 124 号線にて千葉県と茨城県との県境の利根川に架かる銚子大橋であり、橋長 407m の側径間にゲルバー吊構造を有する鋼 5 径間連続下路式トラス橋である。図-2.2.1 に対象橋梁及び格点部を示す。1962 年に建造され、2000 年の調査結果では、交通量は 21,251 台/12h、大型車混入率は 8.5%であった。

本橋は、塩害による部材の腐食損傷が著しく、過去に、上下横構の交換、主構、床組の当板添接等の大規模な補修補強を繰り返してきた。供用停止前には、腐食欠損による部材耐荷力の低下により、通行車両の車重が20トン以下に制限されたほか、架橋地点にて震度5以上の地

震が観測された場合には通行止めとする措置がとられており、2009 年に新橋の供用開始に合わせて撤去されている。検討対象とした格点部は、下流側の上弦材格点部 (P25d) である (図-2.2.1 (d))。斜材とガセットプレート (以下、ガセットと示す) は、リベット (SV34) によって接合されている。対象格点部は、レーザー変位計を組み込んだ腐食形状計測装置を用いて腐食量の計測を行った。格点部の内面については、石膏により型取りしたものを同様の装置を用いて計測した。解析モデルの作成にあたって、圧縮耐荷力に影響を与える斜材のフランジ、ウェブ及びガセットの各部の残存板厚をシェル要素に考慮している。図-2.2.2 及び図-2.2.3 に腐食量分布と、後述の弾塑性有限変位解析における 2 ケース (以下、腐食 (平均) ケースと腐食 (部位別) ケース) のモデル化で考慮した各部の平均残存板厚を示す。腐食 (平均) ケースと腐食 (部位別) ケースでは、ガセットの腐食のモデル化の方法が異なる。腐食 (平均) ケースでは、上下流ガセット面 (斜材フランジの接合部を除く) の残存板厚の平均値 (以下、平均残存板厚) をシェル要素に反映している。また、腐食 (部位別) ケースでは、ガセット面を腐食の著しい斜材先端部等の 4 部位 (C, S₁, S₂, S₃) に区分して、上下流のそれぞれの部位の平均残存板厚をシェル要素に反映している。

以下、各部位の腐食量のモデル化について説明する。ガセット外面についてはリベット周りで腐食している箇所が見られるが、この接合部の腐食量が格点部の耐荷力に与える影響は小さいとみなし、ガセット内面については斜材との接触面には隙間腐食はないとみなし、接合部のガセット板厚は12mmとした。腐食(平均)ケースでは、ガセットの平均残存板厚 9.2mm (上流側 9.0mm, 下流側 9.4mm)の平均残存板厚(図中の青の実線で囲まれた

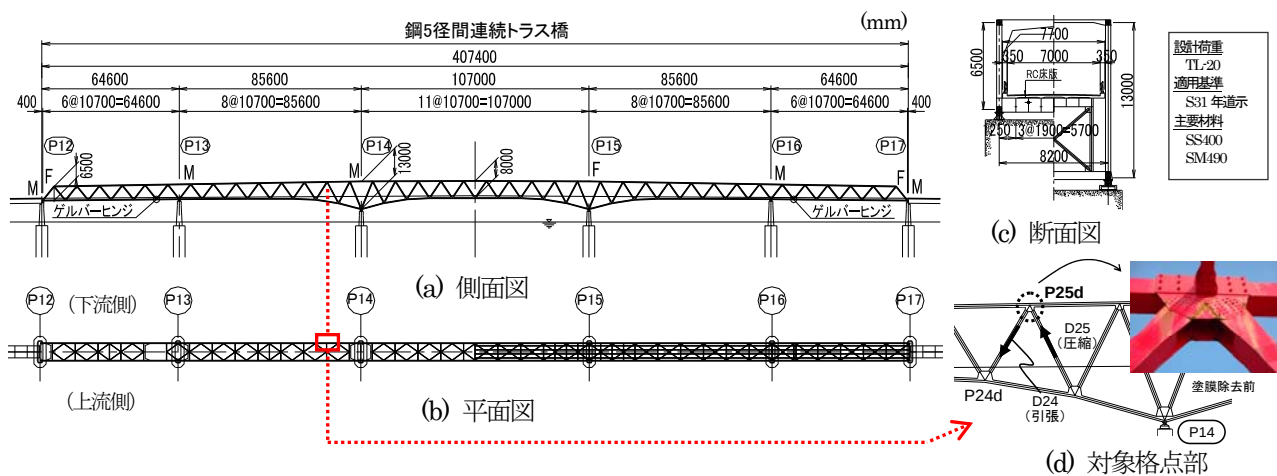


図-2.2.1 対象橋梁及び格点部

13.9 落橋等の重大事故を防止するための調査・診断技術に関する研究

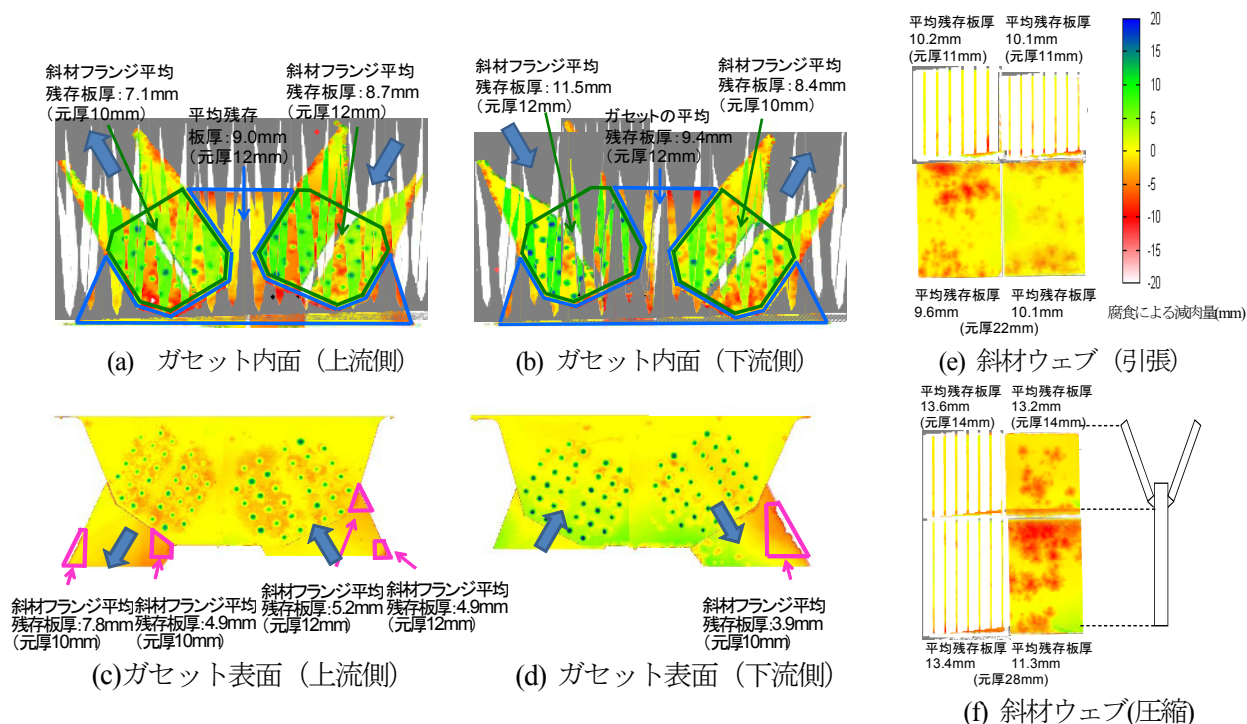


図-2.2.2 腐食量分布と平均残存板厚のモデル化 (腐食(平均)ケース)

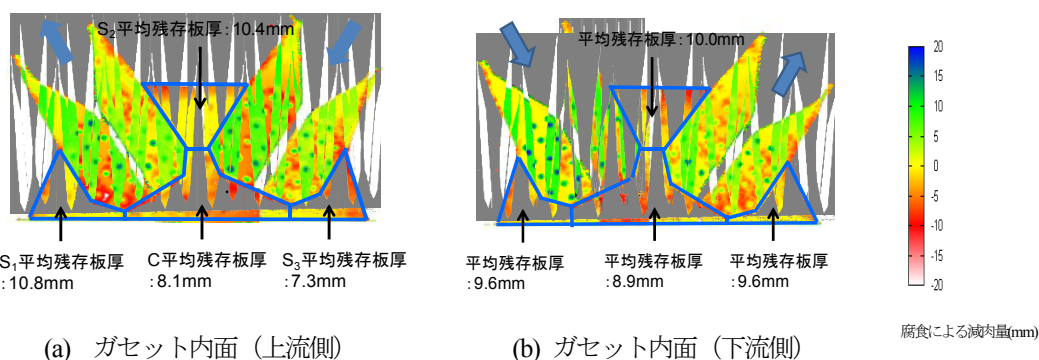


図-2.2.3 腐食量分布と平均残存板厚のモデル化 (腐食(部別)ケース)

※図-2.2.2 と図-2.2.3 のコンター図は、残存板厚ではなく各部材の各面の板厚減少量を表している。

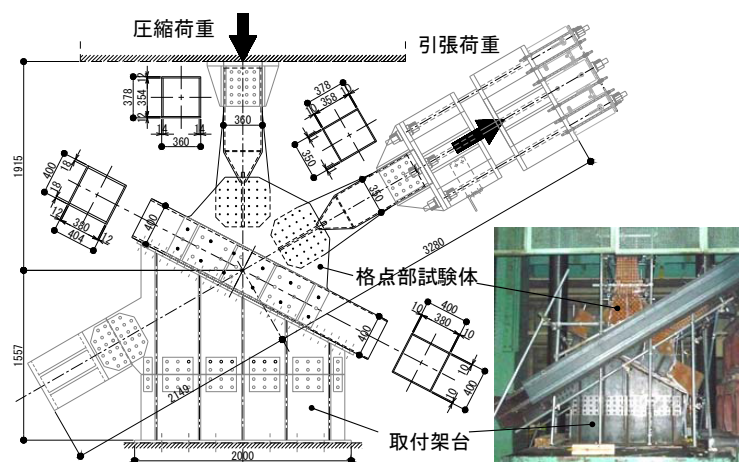


図-2.3.1 試験体と試験治具

領域) から求まる上・下流の平均残存板厚) を考慮した。腐食(部位別)ケースでは、外・内面について斜材先端部及びそれ以外の部位の計4部位に区分し、それぞれの領域の平均残存板厚をモデル化に考慮した。

斜材フランジについては、外面の腐食が局部的に著しい部位(図中の赤の実線で囲まれた領域)に対して、両面の腐食量から求めた平均的な残存板厚をモデル化に考慮した。斜材フランジのうち、内面のガセットと重なる部位については、例えば、圧縮側では平均残存板厚8.7mm(上流)と11.5mm(下流)をモデル化に考慮した。また、絞り込まれた圧縮斜材ウェブについては、各面の平均残存板厚をモデル化に考慮した。

2.3 試験方法

図-2.3.1 に試験体と試験治具の概要を示す。載荷試験は、それぞれの斜材に圧縮荷重および引張荷重を漸増載荷する2軸載荷とした。圧縮及側及び引張側の斜材の設計応力度が概ね同値であることから、載荷試験における両者の荷重増分は同じとした。圧縮側は30MN大型構造部材万能試験機にて、引張側は取付架台に引張用載荷フレームを取付け、センターホールジャッキにより載荷した。なお、圧縮載荷側の試験機の載荷板と試験体の間は固定していない。

載荷試験時に、引張荷が約2000kNの時点で試験体の引張載荷用治具の取付け部付近に角割れが生じた。このため、引張荷重は1500kNまで荷重を落とし、1500kN固定とした条件で、圧縮側の荷重を増加させた。なお、自定式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た。また、試験時には、載荷点および試験体の面外・面内の変位について接触型変位計で、試験体の斜材及びガセットのひずみについて1軸及び3軸方向ひずみゲージで、ガセットと斜材間の相対変位についてクリップゲージで計測を行った。

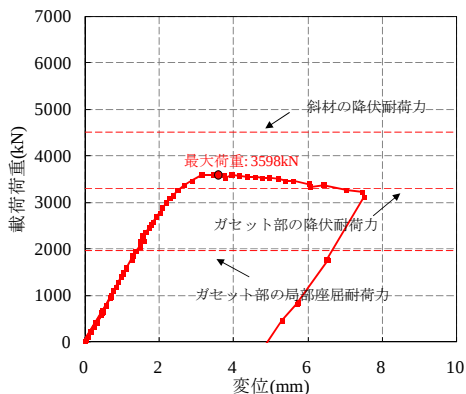


図-2.4.1 荷重載荷位置の荷重-変位曲線

2.4 試験結果

図-2.4.1 に荷重と載荷方向変位(取付架台の弾性変位に伴う変位を除いた鉛直方向変位)の関係を示す。図中には、平均残存板厚を考慮して部材断面より推定した斜材及びガセット部の耐荷力算定値と、FHWA ガイダンス³⁾による局部座屈に対する耐荷力算定値を示す。ガセット部の降伏耐荷力とは、斜材最前列のリベット位置におけるWhitmore有効幅⁴⁾を考慮して算出した値である。ガセットの降伏耐荷力付近の荷重までは概ね線形性が保たれているが、それ以降、勾配は徐々に緩やかになり最大荷重3598kNに達した。最大荷重以降は穏やかに低下している。なお、斜材とのリベット接合部における斜材側の降伏耐荷力は4516kNであり、斜材側は最大荷重時に断面計算では降伏していない状況にある。

図-2.4.2 に載荷時及び荷重除荷時のガセット斜材先端部の面外変形分布図を示す。最大載荷時のガセット斜材先端部の面外変形は、上流側のほうが下流側と比較して若干大きく、荷重除荷後についても同様の傾向にある。また、荷重除荷後の計測によれば、斜材最縁リベット(図中の1列目リベット)位置付近では上下流のガセットがともに正方向に変位が生じており、ガセットが全体的に上流側に平行移動するように変形している様子がうかがえる。

図-2.4.3 に除荷後の試験体の破壊状態を示す。ガセットの斜材先端部において外面に向かって面外変形が見られ、ガセットの外側自由端でも非対称であるが面外変形が発生しており、これらのガセットの変形の進行に伴い耐荷力が失われたものと考えられる。ガセット外側自由端の面外変形は、上流側・下流側ともに、同じ方向(上流側)に向かって生じており、ガセットが全体的に上流側に平行移動するように変形していることがわかる。

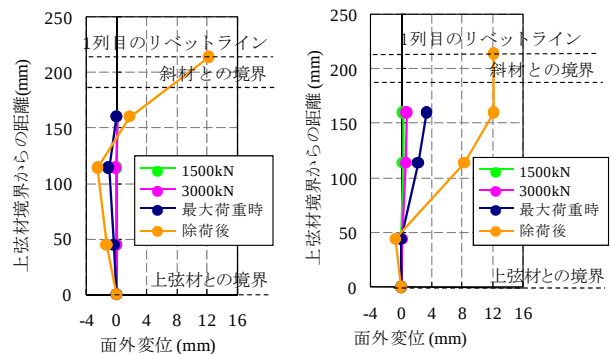


図-2.4.2 斜材先端ガセットの面外変位分布

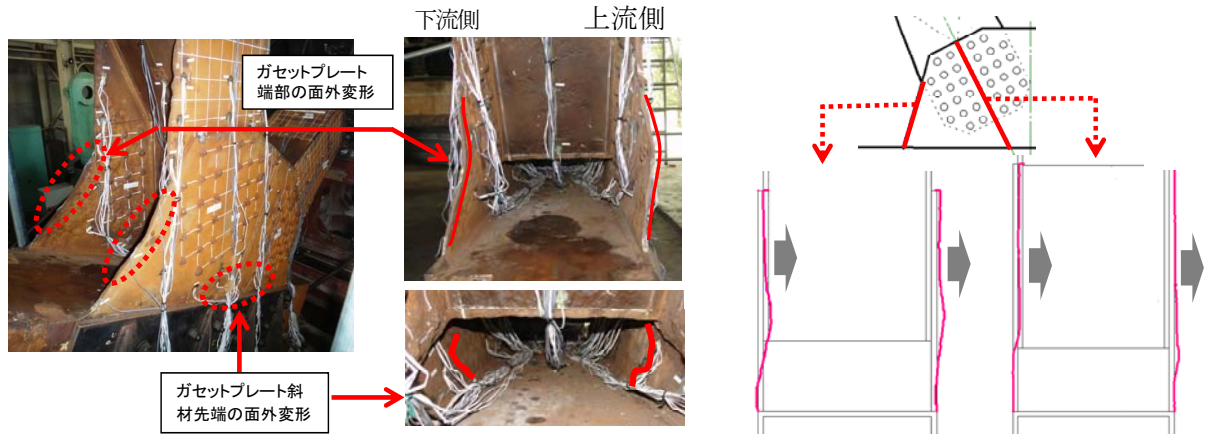


図-2.4.3 試験後の試験体の変形状態

2.5 弾塑性有限変位解析

2.5.1 解析モデル

解析は試験条件に合わせて行うこととし、2.2 節に示した格点部及び荷重試験用の取付架台をモデル化の対象とした。荷重条件は荷重試験と同様に、下弦材を取付け架台に固定した状態で、圧縮側・引張斜材両方の2軸荷重とした。ただし、解析モデルでは自定式フレームはモデル化せず、引張荷重側の反対側にも引張荷重側と同じ引張力を作用させて荷重試験時の荷重状態を表現した。

解析は弾塑性有限変位解析とし、非線形解析手法には弧長増分法と Newton-Raphson 法を併用した。解析ソフトは汎用ソフトの LS-DYNA (米国 LSTC 社) である。

図-2.5.1 に解析モデルの概要を示す。格点部及び荷重試験用の取付け架台の鋼部材はシェル要素でモデル化した。斜材とガセットは板厚中心位置にシェル要素(要素サイズ約 20mm)を配置し、リベット中心位置に線形バネ要素を配置して両者を結合した。リベットと鋼部材間はバネの剛性のモデル化が最大荷重に影響を与えないことを確認した上で完全剛結合とした。荷重の荷重断面については、荷重により断面の縁部分に局所変形が発生するため、荷重断面に剛体梁要素を設置して断面保持を図った。なお、本解析ではガセットの初期たわみは考慮していない。

鋼材の応力-ひずみ関係には、斜材及びガセットの材料引張試験により得られたガセット及び斜材それぞれの応力-ひずみ関係を用いた。図-2.5.2 と図-2.5.3 にガセット及び斜材から切り出した鋼材の引張試験結果と解析で用いた応力-ひずみ関係を示す。弾性係数 $E=2.1 \times 10^5$ N/mm²、ガセットの降伏点 $\sigma_y=255$ N/mm²、 $\sigma_u=427$ N/mm²、斜材の降伏点 $\sigma_y=274$ N/mm²、 $\sigma_u=453$ N/mm² とした。応力-ひずみ関係はトリリニア型(二次剛性)：

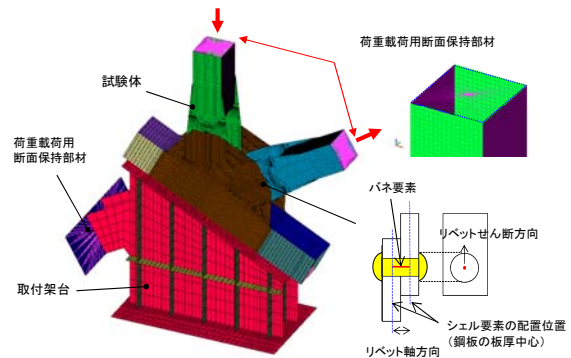


図-2.5.1 解析モデルの概要

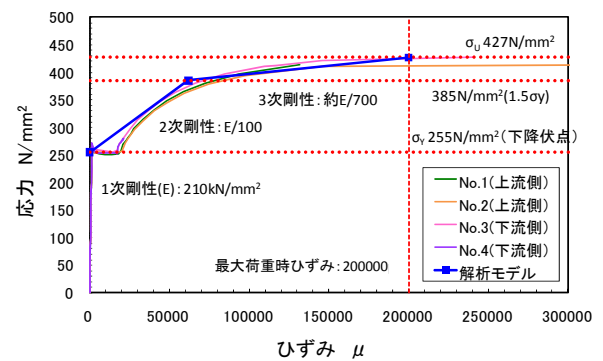


図-2.5.2 応力-ひずみ関係(ガセット)

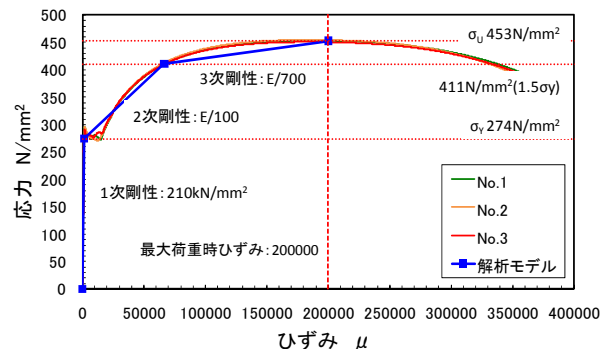


図-2.5.3 応力-ひずみ関係(斜材)

$100/E$ ($\sigma_y \sim 1.5\sigma_y$), 三次剛性: $E/700$ ($1.5\sigma_y \sim \sigma_u$, $\epsilon_u=20\%$) モデルで表現した。降伏条件は von Mises の降伏条件, 等方硬化則とした。

2.5.2 解析ケース

表-2.5.1 に解析ケースを示す。解析にあたって, まず, リベットのモデル化が耐力力に与える影響について検討した。その結果を踏まえて, リベットのモデルを剛結合に設定し, 腐食欠損が耐力力に与える影響について検討した。

(1) リベットのモデル化の検討

リベットのモデル化が終局挙動に及ぼす影響について検討するため, 表中の解析モデルの基本ケースを用いてリベットのバネ剛性をパラメータとして解析を行った。表-2.5.2 に解析ケースのバネ剛性を示す。表中の剛結, 線形バネ, バイリニア及びトリリニアとはリベットのせん断バネ剛性を変化させたものである。剛結のケースはせん断方向, 軸方向, 曲げのバネ剛性として十分大きい値を与え, 剛結合とみなせるような条件としたものである。線形バネの要素の軸剛性とせん断剛性は式(2.5.1)と式(2.5.2)により算定した。曲げ剛性については結果にほとんど影響を与えないことを確認した上で, 十分大きい値($1.26 \times 10^7 \text{ N} \cdot \text{mm}/\text{rad}$)としている。

① 軸剛性 K_l

$$K_l = EA/l \quad (2.5.1)$$

ここに,

E : リベットのヤング率 ($=2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$)

A : リベットの断面積

(リベット直径 22mm より, 380 mm^2)

l : リベットの軸長さ

② せん断剛性 K_G

$$K_G = GA/l \quad (2.5.2)$$

ここに,

G : リベットの材料せん断係数 $G = E / 2(1 + \nu)$

ν : リベットの材料ポアソン比 ($=0.3$)

A : リベットの断面積 ($=380 \text{ mm}^2$)

l : リベットの軸長さ

リベットの軸長さは, 圧縮側 24mm, 引張側 22mm (引張斜材フランジ板厚 10mm, 圧縮斜材フランジ板厚 12mm, ガセット板厚 12mm) に対して, 軸長さが耐力力に及ぼす影響は小さいことを確認した上で, 圧縮側のガセットと斜材の鋼板中心間隔の 12mm としている。

図-2.5.3 に, リベットのせん断試験で得られた荷重-

変位関係と解析に用いたトリリニア型モデルを示す。トリリニア型モデルは, 格点部に用いられているリベットの断面積及びせん断断面の数が一致するように換算し, トリリニア型でモデル化したものである。

(2) 腐食欠損の耐力力への影響の検討

表-2.4.1 に示すように, 腐食が生じていない健全時の当初板厚を想定したケース 1 (以下, 健全ケース), 腐食量計測結果に基づき, ガセット内の平均的な板厚減少を考慮したケース 2 (腐食 (平均) ケース, 図-2.2.2 参照), 斜材先端部のように腐食部の厳しい部位を考慮したケース 3 (腐食 (部位別) ケース, 図-2.2.3 参照) の 3 ケースとした。

表-2.5.1 解析ケース

解析ケース	モデル概要	ガセットの板厚(mm)			
		圧縮部 C	自由端部 S ₁	自由端部 S ₂	自由端部 S ₃
1	圧縮引張 2 軸 (健全)	12	12	12	12
2	圧縮引張 2 軸 (腐食 (平均))	9.2	9.2	9.2	9.2
3	圧縮引張 2 軸 (腐食 (部位別))	上流 8.1 下流 8.9	上流 10.8 下流 9.6	上流 10.4 下流 10.0	上流 7.3 下流 9.6

*リベットは剛結としている。

表-2.5.2 リベットのモデル化の比較に用いた解析ケース

解析 ケース	せん断 バネ剛性				軸バネ 剛性 (N/mm)
	バネ モデル	初期勾配 (N/mm)	二次勾配 (N/mm)	三次勾配 (N/mm)	
1	剛結	1.00x10 ¹⁰	-	-	1.00x10 ¹⁰
1a	線形バネ	2.56x10 ⁸	-	-	6.65x10 ⁸
1b	バイリニア	2.56x10 ⁸	2.56x10 ⁴	-	6.65x10 ⁸
1c	トリリニア	4.58x10 ⁵	5.16x10 ⁴	6.50x10 ³	6.65x10 ⁸

*バイリニア型モデルの二次勾配は $E/100$ (E は初期勾配)

**トリリニア型モデルの詳細は図-2.5.3を参照

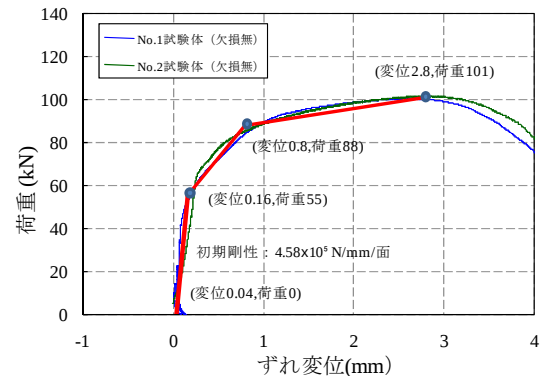


図-2.5.3 リベットのせん断試験における荷重-ずれ変位関係とトリリニア型モデル

2.6 解析結果と考察

2.6.1 リベットのモデル化の影響

図-2.6.1 に荷重・載荷点軸方向変位曲線を示す。また、図中には線形バネケースに対する各ケースの最大荷重の比率を示しているが、いずれのケースも 1%以内であり、最大荷重の違いほとんどみられない。また、図-2.6.2 に荷重－ガセット・斜材間の相対変位の関係を示す。図中には、前述の載荷試験結果についても併記している。線形バネケース、バイリニアケース、剛結合ケースではほとんど差はみられず、剛結合ケースが最も試験値に近い（健全ケースのため腐食は考慮していない）。以上より、圧縮力を受ける格点部を対象とした弾塑性有限変位解析において、リベットをモデル化したバネの剛性を変化させても耐荷力に及ぼす影響は小さく、今回の試験体の場合には剛結合としたモデル化においても実務上問題ないものと考えられる。

2.6.2 圧縮載荷試験結果と解析結果の比較分析

図-2.6.3 に荷重と荷重載荷方向変位（取付架台の弾性変形の影響は除去）の関係を示す。健全ケース、腐食（平均）ケース及び腐食（部位別）ケースにおける最大荷重の解析値はそれぞれ 4693kN、3779kN、3637kN であった。

健全ケースと腐食ケースを比較すると、腐食を考慮することにより、耐荷力は約 81%に低下しており、この耐荷力の低下率は、ガセットの減厚の比率（元厚 12mm に対して平均 9.2mm で約 77%）に近い値を示している。また、最大荷重について、解析値に対する試験値の比率（解析値/試験値）は、腐食（平均）ケースでは 1.05、腐食（部位別）ケースでは 1.01 であり、試験値と解析値は良

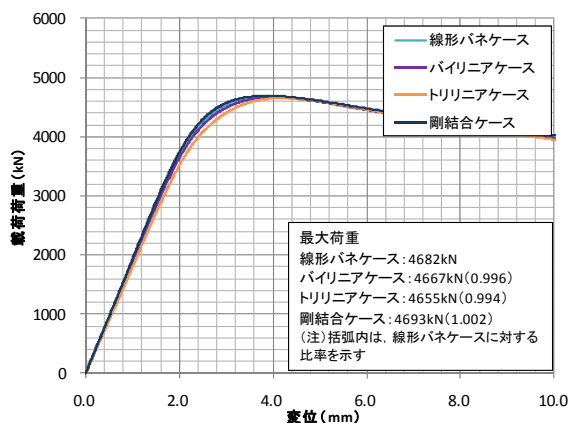


図-2.6.1 荷重－載荷点軸方向変位曲線

く一致していること、かつ、ガセットの残存板厚を部位毎に考慮することで若干ではあるが、解析値は試験値に近づく傾向が見られる。また、最大荷重以降の挙動（荷重の低下傾向）についても、試験値と解析値は比較的良く一致している。なお、初期剛性について試験値は腐食（部位別）ケースの解析値の 82%程度であり、ガセットの初期不整や内面側の減肉による偏芯の影響等が考えられる。

図-2.6.4 に最大荷重時の斜材先端ガセット部の面外変位分布の試験値と解析値の比較を示す。上流側については、解析値と試験値は概ね一致しており、腐食（部位別）ケースでは腐食（平均）ケースよりも、さらに試験値に近づいている。しかし、下流側については、斜材側で試験値と解析値に若干の相違が見られる。

図-2.6.5 に腐食（部位別）ケースの最大荷重時のガセットの変形を示す。図-2.6.6 にガセットの荷重と面外変位の関係の試験と解析の比較を示す。試験では、ガセットの外側自由端は2面とも上流側に向かって変形が生じているが、解析では、それぞれ外側に向かって変形が生じている。斜材先端部については、試験値と解析値が概ね一致しているが、ガセット外側自由端の下流側では、初期の段階から試験値と解析値で面外変形の向きが異なっている。また、腐食（平均）ケースと腐食（部位別）ケースの結果を比較すると、腐食（部位別）ケースの解析値の方が試験値に近くなっている。腐食ケースの解析結果は、初期剛性や下流側ガセットの変形挙動のように一部試験結果と異なる部分が見られるが、最大荷重や全体としての変形挙動を概ね評価できているものと考えられる。

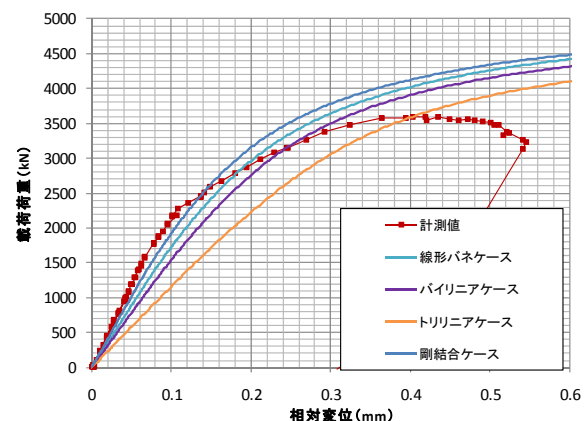


図-2.6.2 荷重－ガセット・斜材間の相対変位曲線

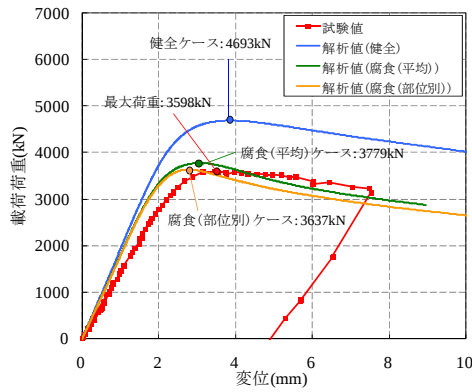


図-2.6.3 荷重-変位曲線の比較

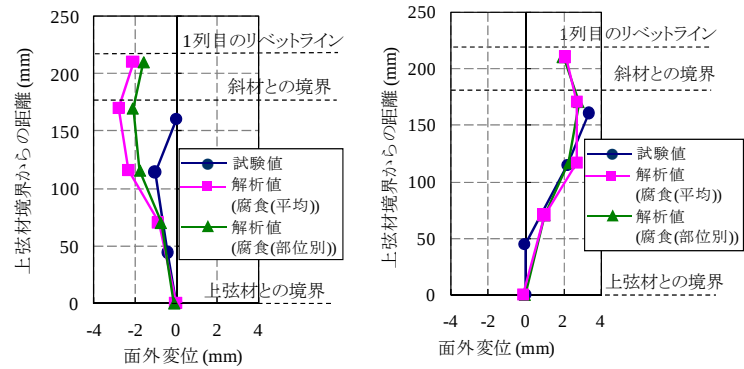


図-2.6.4 斜材先端ガセットの面外変位分布の比較

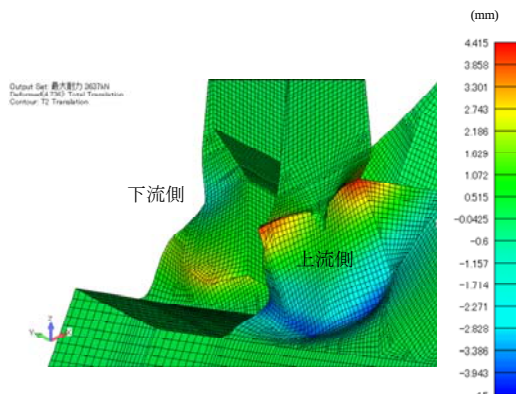
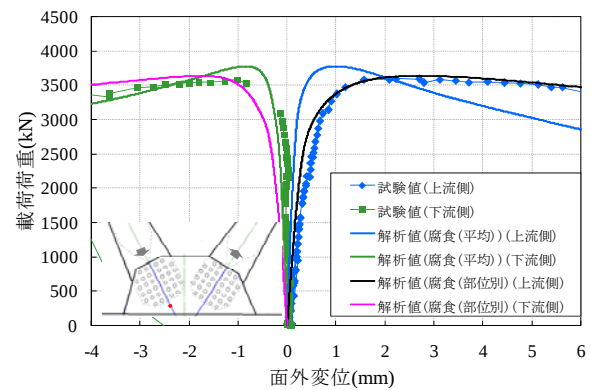
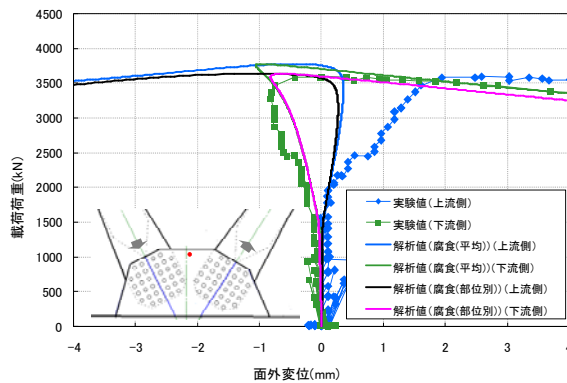


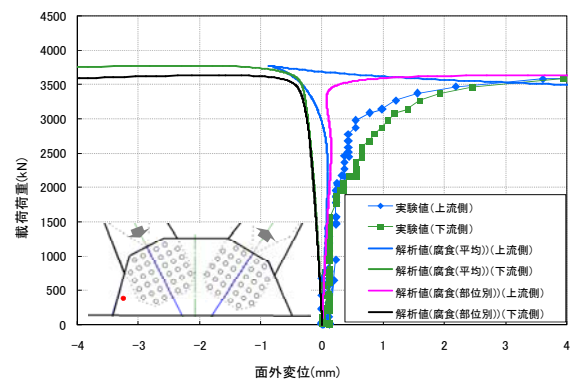
図-2.6.5 解析の腐食(部位別)ケースの最大荷重時の変形図



(a) ガセット斜材先端



(b) ガセット内側自由端



(c) ガセット外側自由端

図-2.6.6 ガセットの面外変位の試験値と解析値に比較

2.7 まとめ

撤去された鋼トラス橋より切り出したトラス格点部を対象として、腐食量計測、斜材軸力に対する圧縮耐力に着目した載荷試験及び弾塑性有限変位解析を行い、破壊性状や残存耐力を把握するとともに、腐食状態のモデル化手法について検討を行った。主な結果を以下にまとめる。

- 1) 載荷試験の結果、ガセットの降伏耐力付近の荷重までは概ね線形性が保たれているが、それ以降、勾配は

徐々に緩やかになり最大荷重 3598kN に達した。荷重増加とともに、ガセットの斜材先端部及びガセットの自由縁端部に面外変形が進行し、これらの部位の局所的な変形の進行に伴い耐力を喪失し最大荷重に達したものと考えられる。最大荷重以降は急激な荷重低下は見られなかった。

- 2) トラス格点部の腐食状態を平均残存板厚に換算してシェル要素によりモデル化に反映し弾塑性有限変位解析を行った結果、耐力の解析値は試験値に対して腐

食（平均）ケースでは1.05，腐食（部位別）ケースでは1.01であり，試験値と解析値は概ね一致した。また，腐食（部位別）ケースの耐荷力(3637kN)は健全ケースの耐荷力(4693kN)の約77%であり，ガセットの腐食が耐荷力低下に影響を与えたものと考えられる。

- 3) 腐食ケースの解析結果については，初期剛性や下流側ガセットの面外変形挙動のように一部試験結果と異なる部分が見られるが，最大荷重や全体挙動については試験結果と概ね一致した。また，最大荷重に関して，板厚のモデル化を部位別の残存板厚に近づけると，解析値はある程度試験値に近づく傾向が見られた。ただし，その差はわずかであり，今回の試験体では，腐食の影響を平均的な残存板厚としてモデル化することにより耐荷力を概ね推定できることを確認した。

3. 撤去 PC 部材の曲げせん断耐荷特性に関する検討

3.1 検討概要

鋼材腐食の生じた PC 橋の曲げ耐荷性状は，撤去 PC 桁の載荷試験^{5),6),7)}により PC 鋼材の残存率を用いて概ね推定できることが明らかになっているが，鋼材腐食により劣化した PC 橋のせん断耐荷力評価手法についてはまだ十分な知見が得られていない。昨年度までの3カ年において人工的に腐食を促進させた供試体を用いて，せん断耐荷力評価手法に関する研究⁸⁾を実施しており，ここでは，斜めひび割れ発生荷重に着目して，鋼材腐食程度を勘案することにより比較的精度よく耐荷力を推定できる可能性が示されている。

せん断に起因する崩壊過程は急激な破壊を伴うため，その破壊の予兆である斜めひび割れ発生荷重を把握することは非常に重要であり，かつ重大損傷の防止という観点でも有用である。その研究の一環として，塩害により撤去されたポストテンション PC 桁の載荷試験を実施し，残存耐荷力の把握をするとともに，前述の過年度研究成果に関して実橋への適用性について検討を行った。また，非破壊検査手法の適用性に関する検討を実施した。

3.2 試験体概要

試験に用いた撤去桁の橋梁概要を表-3.2.1 に示す。本橋は能登有料道路の本線に隣接して架設された自転車道橋である（写真-3.2.1）。橋梁形式はポストテンション方式の2径間単純 PCT 桁橋であり，北陸地方で昭和47年に竣工されて以来，供用後38年経過したのち撤去された。供用中の調査において，塩害による鋼材腐食により剥落や浮きが桁全体に確認され，全 PC 鋼材8本のうち，2本に素線破断が確認された（写真-3.2.2）。なお，本載

表-3.2.1 橋梁概要

橋梁名	相見川海浜自転車道橋
架橋位置	石川県宝達志水町（海岸線より90m）
路線名	主要地方道 金沢田鶴浜線 （管理：石川県）
橋長・支間長	44.0m（支間長 19.2m+23.24m）
橋梁形式	単純ポストテンション PCT 桁橋×2連
竣工年	昭和47年(1972年) 38年経過
適用示方書	昭和43年 PC 道路橋示方書



写真-3.2.1 撤去前の状況
（手前：対象橋梁，奥：本線）



写真-3.2.2 損傷状況

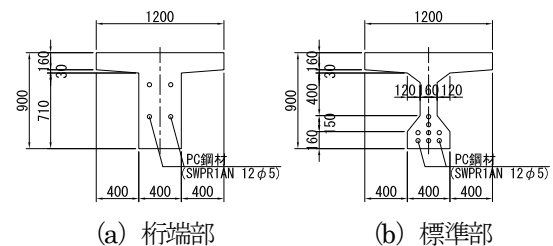


図-3.2.1 標準断面図

表-3.3.1 調査および試験項目

損傷状況調査	外観目視	
材料試験	コンクリート	圧縮強度試験
		割裂引張強度試験
		中性化深さ測定
		塩化物イオン測定
	鋼材	引張強度試験
		断面減少率 質量減少率
載荷試験	中央：曲げ載荷，桁端：せん断載荷	

荷試験は第一径間の支間長 19.2m の G1 桁を用いて実施した。本試験体の標準断面図を図-3.2.1 に示す。

3.3 試験方法

表-3.3.1 に本研究にて実施した調査および試験項目を示す。損傷状況調査以外は、載荷試験後に実施した。

3.3.1 損傷状況調査

載荷試験前に目視にて外観損傷状況の調査を実施した。なお、浮きや剥離については点検用ハンマーによる打音検査にて確認を行った。

3.3.2 材料試験

コンクリートおよび鋼材（鉄筋、PC 鋼材）の材料強度試験は、健全と思われる箇所から試験体採取し実施した。中性化深さ測定は強度試験用の試験体（圧縮強度試験：3 体、割裂引張強度試験：3 体）を用いて行った。塩化物イオン測定は、比較的健全な起点側と損傷が顕著な終点側のウェブ側面および桁下面から試験体採取した。ウェブ側面の試験体は貫通させてコアを採取した。鋼材の断面減少率および質量減少率は、鋼材が破断した箇所や腐食が著しい箇所から採取した試験体を用いて、JCI-SC1 に準拠した除錆処理後に計測した。断面減少率における断面積は、50mm ピッチにて計測した断面にて最小径とそれに直行する径の平均値から算出した。なお、減少率算出における基準値は健全部から採取した試験体を用いることとした。

3.3.3 載荷試験

載荷方法は図-3.3.1 に示すとおり、支間中央にて曲げ載荷及び各桁端にて 1 回ずつのせん断載荷（以降、起点側桁端部：せん断載荷試験-1、終点側桁端部：せん断載荷試験-2）の計 3 回の載荷試験を行った。曲げ載荷試験は支間中央の残存プレストレス量の確認を目的としてひび割れ発生荷重までとした。せん断載荷試験は、せん断スパン比を斜めひび割れが確認されるように設定するとともに、人工的に鋼材を腐食劣化させた供試体を用いた既往の研究⁹⁾と同程度（ $a/d \approx 3.0$ ）とした。

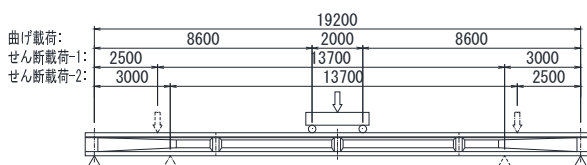


図-3.3.1 載荷試験方法

3.4 試験結果及び考察

3.4.1 損傷状況

図-3.4.1 に載荷試験前の損傷図を示すが、桁全体に損傷が確認できるものの、桁の両側面及び起終点にて損傷の程度が異なり、山側及び終点（橋台側）の損傷が顕著であった。

3.4.2 材料試験結果

載荷試験後に実施したコンクリートおよび鋼材の材料試験結果を表-3.4.1 に示す。当時の設計資料によるコンクリートの設計基準強度 40N/mm²に対し、圧縮強度試験の平均値は 58.9 N/mm²であった反面、静弾性係数は道路橋示方書に示されている値に対し低い値となった。鋼材は、規格値以上であった。

中性化深さは表-3.4.2 に示すとおり、海側では中性化

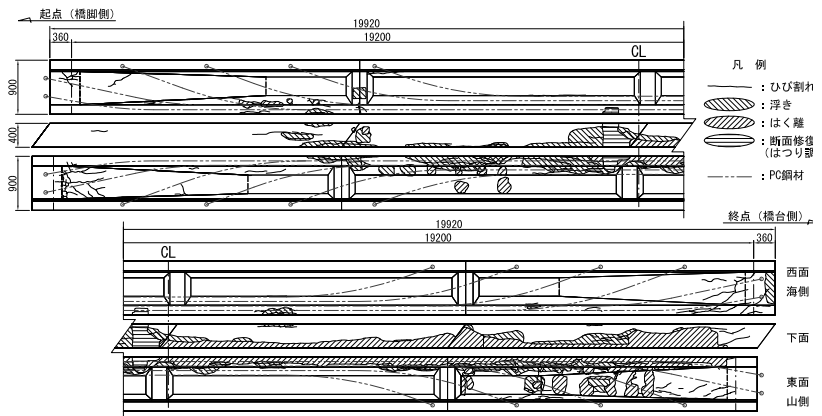


図-3.4.1 載荷試験前の損傷図

表-3.4.1 材料強度試験結果

(a) コンクリート

	試験値	標準値（道示）
圧縮強度 (N/mm ²)	58.9	40
引張強度 (N/mm ²)	3.16	2.69
静弾性係数 (kN/mm ²)	21.6	31.0

(b) 鋼材

	鉄筋		PC 鋼材	
	試験値	規格値	試験値	規格値
降伏強度 (N/mm ²)	373	295	1675	1400
引張強度 (N/mm ²)	553	440	1806	1600
静弾性係数 (kN/mm ²)	213	200	203	200

表-3.4.2 中性化深さ測定結果 (mm)

	圧① (海側)	圧② (山側)	圧③ (海側)	割① (海側)	割② (山側)	割③ (海側)
最大	0	26	0	0	13	0
最小	0	6	0	0	4	0
平均値	0	11	0	0	8	0

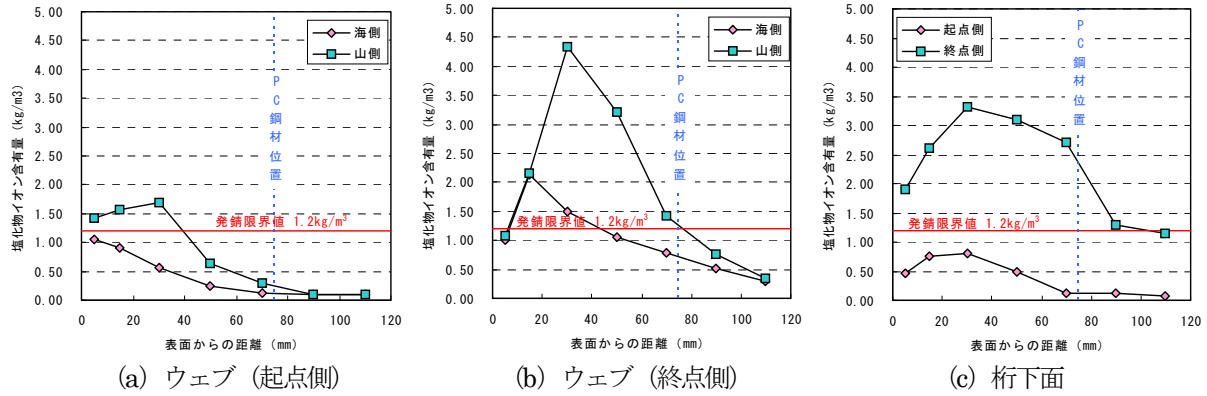


図-3.4.2 塩化物イオン濃度分布

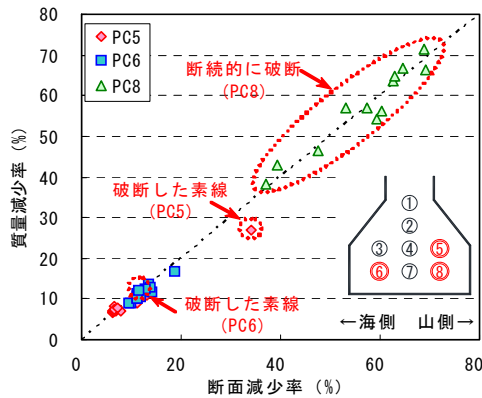


図-3.4.3 断面減少率と質量減少率の関係

は確認されず、山側は部分的に26mmまで進行している箇所もあるが、平均値は10mm程度であった。

図-3.4.2に塩化物イオン濃度分布を示す。PC鋼材位置における塩化物イオン濃度は、損傷の顕著な終点側の下面が最も高く、 2.5kg/m^3 であった。比較的健全な起点側では、PC鋼材位置では最大でも 0.3kg/m^3 程度(山側の側面)であった。特に山側や終点側では表面付近の濃度が小さい傾向にあり、中性化による塩分濃縮が生じたと考えられる。

図-3.4.3にPC鋼材にて破断が確認された箇所における各鋼材の素線12本の断面減少率および質量減少率を

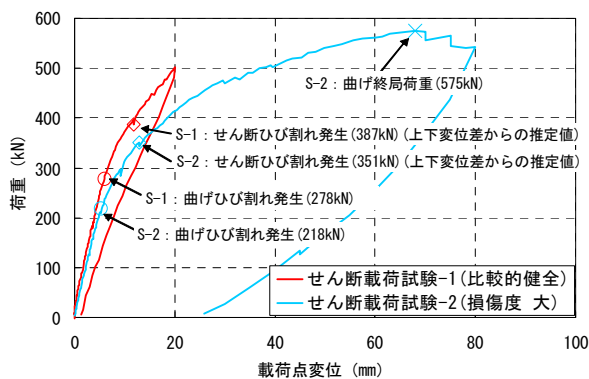


図-3.4.4 荷重-変位曲線 (せん断載荷試験)

示す。ここで、断面減少率は50mmピッチにて計測した各試験体全長の平均値である。破断が確認された箇所は全て終点側の桁端であり、破断した鋼材の配置位置は最下段(PC6, PC8)および下段より2段目の山側(PC5)のPC鋼材であった。シースが腐食損失しPC鋼材が複数箇所破断していたPC8の減少率が40%~70%と最も大きく、PC5にて破断が確認された素線を除いて、PC5とPC6は概ね10%前後の減少率であった。

3.4.3 載荷試験結果

図-3.4.4にせん断載荷試験における荷重-変位曲線を示す。せん断載荷試験-1は、後述するせん断ひび割れが確認された後、荷重-変位曲線にてPC鋼材の降伏の予兆が確認されたため、せん断載荷試験-2への影響を勘案し、500kNで除荷している。せん断載荷試験-2は、曲げひび割れ発生荷重まではせん断載荷試験-1と概ね同様の挙動を示したが、それ以降はせん断載荷試験-1より大きな変形を呈しながら、最大荷重575kNを計測した。

3.4.4 考察

各載荷試験の曲げひび割れ発生荷重から推定した残存プレストレスと表面損傷度(後述)を表-3.4.3に示す。健全時の計算は、導入緊張力を当時の適用示方書の導入時における許容引張応力度相当(1260N/mm^2)として有効プレストレスを算出した。ここで、コンクリートの圧縮強度及び引張強度は材料試験結果を用い、弾性係数

表-3.4.3 曲げひび割れ発生荷重による残存プレストレスの推定値と表面損傷度

	プレストレス力 (kN)*			表面 損傷度
	健全 (計算値)	実験値	減少率	
曲げ載荷試験	1568	1188	24%	27%
せん断載荷試験-1	958	906	5%	0%
せん断載荷試験-2	970	738	24%	22%

*プレストレス力は各曲げひび割れ発生位置での推定値

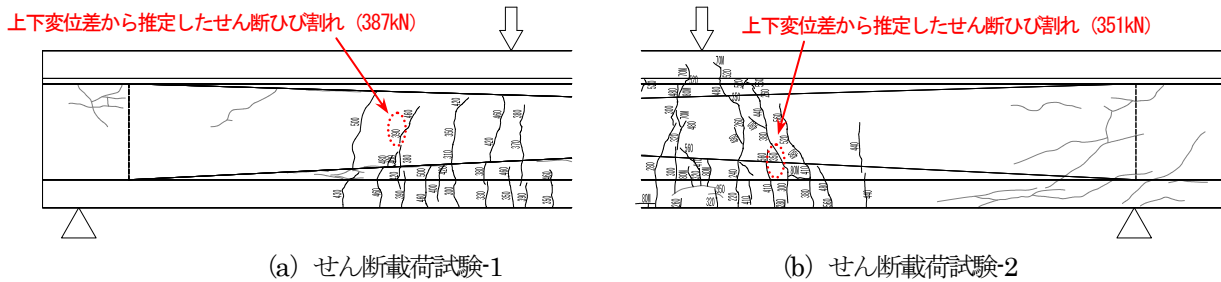


図-3.4.5 ひび割れ図（せん断载荷試験）

表-3.4.4 せん断ひび割れ発生時のせん断耐力の比較

	計算値 (kN)				実験値 (kN) ^{※1}			比率 (実験値/計算値)
	V_c	V_{pd}	V_{pv}	合計	V_{exp}	V_d	合計	
せん断载荷試験-1	209	168	115	492 (377) ^{※2}	327	58	385	0.78 (1.02) ^{※2}
せん断载荷試験-2	193	137	90	420 (330) ^{※2}	297	56	353	0.84 (1.07) ^{※2}

※1 実験値は载荷荷重から算出した V_{exp} と自重によるせん断力 V_d (解析値) の和

※2 () 内は V_{pv} を考慮しない場合の値

は圧縮強度試験値から道路橋示方書にて設定した。また、表面の損傷度との関係にある程度相関が確認された。

図-3.4.5 に各せん断载荷試験時のひび割れ図を示す。両せん断試験ともに明確なせん断ひび割れが目視にて確認できなかったため、既往の研究⁹⁾にて概ねせん断ひび割れ発生荷重を抽出できた一手法として、試験体上下に設置した変位計の差が増大する荷重より、せん断ひび割れ発生時のせん断力 (V_{exp}) を推定した。せん断ひび割れ発生時のせん断耐力について、実験値と計算値の比較を行った結果を表-3.4.4 に示す。なお、計算値は曲げひび割れ発生荷重より推定したプレストレス減少率を用い、せん断補強鉄筋を用いていない RC はりのせん断強度⁹⁾ (V_c)、デコンプレッションモーメントをせん断スパンで除したプレストレスによるせん断耐力増加分¹⁰⁾ (V_{pd}) 及びプレストレスの鉛直分力 (V_{pv}) の和としたが、実験値が計算値の 8 割程度となった。この結果に対して明確な理由の解明には至っていないが、曲げひび割れ発生荷重から推定した値以上にプレストレスが減少していた可能性のほかに、本来対象とすべきせん断ひび割れ発生荷重より小さい荷重値を抽出した可能性や、せん断スパン内にてウェブ厚が変化していることなどが要因として考えられる。また、海外における曲げせん断ひび割れ発生時のせん断耐力評価式¹¹⁾には V_{pv} を考慮していないものもあり、これに準じた場合には概ね実験値と計算値が一致するが、海外の評価式や V_{pv} の取扱いに関する検証が十分ではないため、今後の課題である。

3.5 非破壊検査手法の適用性に関する検討

3.5.1 検討概要

以下の非破壊検査手法の適用性について検討を行った。

(1) X線透過法

ウェブに配置された PC 鋼材を対象として、X線透過法によるグラウト充填度調査を実施するとともに、供用中の調査により破断が確認された箇所や外観目視により鉄筋腐食が確認された箇所についても X線透過法による撮影を行い、鋼材の破断や腐食に対する適用性について確認を行った。

(2) 振動計測

せん断载荷試験-1 の実施前および载荷試験後に、常時微動および衝撃加振により振動特性の確認を行った。衝撃による加振方法は砂袋 (10kg) による加振とし、計測点 8 箇所に加速度計 (サーボ型) を設置して計測を行い、1~3 次モードの固有振動数を把握し、载荷による供試体の損傷状態と固有振動数の変化の関係を確認した。

(3) 光学的全視野計測法¹²⁾

長崎大学および佐賀大学にて技術開発された光学的全視野ひずみ測定装置を用い、载荷点付近における下フラ



写真-3.5.1 今回実施した非破壊検査手法

ンジ側面およびウェブを対象として、載荷時に変位やコンクリートのひずみ分布を計測した。計測システムは、カメラ型およびスキャナ型にて計測を実施したが、ここではせん断載荷試験-2にて実施したカメラ型を用いたデジタル画像相関法（以降、DICM）の計測結果について報告する。

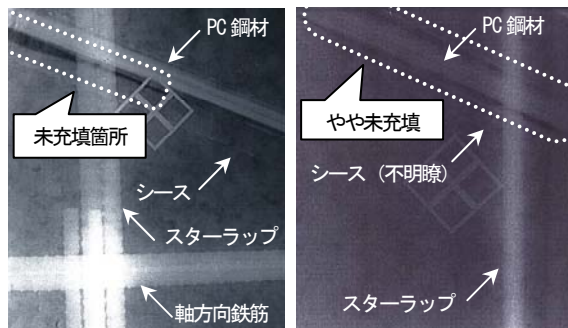
(4) レーザーを用いた計測手法

遠方から試験体に設置したターゲットにレーザーを照射し変位を計測する手法について、別途設置した接触式変位計との比較を行うとともに、振動計測も実施し適用性の検討を行った。

3.5.2 検討結果

(1) X線透過法

X線透過法によるグラウト充填状況の確認を行った結果を図-3.5.1に示す。一部グラウトの先流れもしくはブリーディングによるものと思われる未充填が確認されたが、比較的充填状況は良好であった。なお、部材厚が160mm程度であれば、X線の照射時間は3分程度で鮮明なX線画像が撮影できたものの、部材厚400mmの桁端部においては、1時間程度照射しても鮮明な画像が得ることができなかった。また、鋼材の破断や腐食が確認されている箇所にX線透過法による撮影を試みたが、有意な結果は得られなかった。



(a) 標準部 (部材厚：160mm) (照射時間：3min)
(b) 桁端部 (部材厚：400mm) (照射時間：60min)

図-3.5.1 X線透過法によるグラウト充填状況

(2) 振動計測

表-3.5.1にせん断載荷試験-1の前後に実施した固有振動数計測結果を示す。常時微動についても計測したが、高次モードは検出できなかった。衝撃加振による振動数は、1次及び2次モードではほとんど変化がなかったが、3次モードにて8%程度の低下が確認され、ひび割れ等による剛性低下の影響と考えられる。

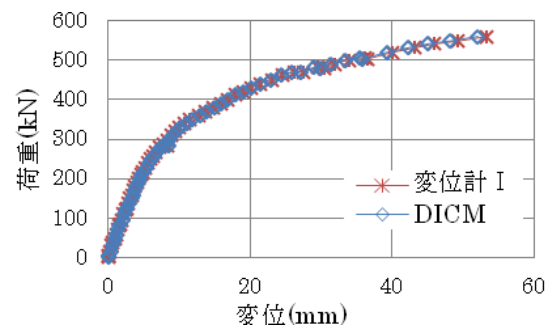
(3) 光学的全視野計測法

せん断載荷試験-2において、DICMと接触式変位計お

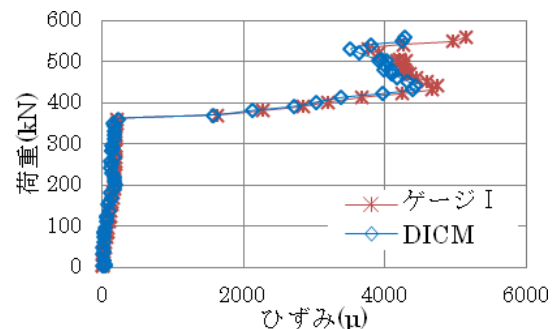
よびひずみゲージにて計測した結果との比較を図-3.5.2に示す。また、図-3.5.3に本計測法により得られたひずみ分布および目視で確認されたひび割れを黒線で示す。概ね変位やひずみの挙動を捉えており、ひずみゲージではある点でしか計測できないひずみを面的に捉えることができるため、今後更なる展開が期待される。

表-3.5.1 固有振動数計測結果

モード 次数	載荷試験	固有振動数 (Hz)	
		常時微動	衝撃加振
1	前	6.694	6.378
	後	6.458	6.353
	比率	0.95	1.00
2	前	21.301	21.276
	後	21.130	21.047
	比率	0.99	0.99
3	前	判定不能	57.363
	後	判定不能	52.953
	比率	—	0.92



(a) 変位計



(b) ひずみゲージ

図-3.5.2 計測結果の比較

(4) レーザーを用いた計測手法

せん断載荷試験の際に実施したレーザーによる変位計測と接触式変位計と比較したものを図-3.5.4に示す。せん断載荷試験-1においては、接触式変位計の計測結果と概ね一致しており、比較的精度よく変位の挙動を捉えていた。せん断載荷試験-2は、最大荷重までは概ね一致しているものの、最大荷重計測後から除荷時にて両者に3~4mm程度の差異が生じた。この差異の要因としては、

13.9 落橋等の重大事故を防止するための調査・診断技術に関する研究

討および非破壊検査手法の適用性について検討を行った。本年度得られた成果を以下にまとめる。

- 1) 本試験体において残存プレストレスは各部位により異なり、外観の損傷度と残存プレストレスとの関係にある程度相関が確認された。
- 2) 本载荷試験にて実施したせん断ひび割れに着目した検討においては、プレストレスの推定誤差や抽出したせん断ひび割れ荷重の過小評価、せん断スパン内の断面変化等により、実験値と計算値に乖離が生じたと考えられる。さらに、曲げせん断ひび割れ発生時の V_{pv} の取扱い等についても検証を行う必要がある。
- 3) X線透過法は、計測可能な部材厚には限界があることを再確認し、鋼材の破断や腐食への適用性は有意な結果を得ることができなかった。
- 4) 加速度計（サーボ型）を用いた衝撃加振による振動計測において、高次モードにて損傷を検出できる可能性が確認された。
- 5) 光学的全視野計測法は、ひずみゲージでは捉えることができなかった面的なひずみの挙動を計測することが可能であり、今後の展開が期待される。
- 6) レーザーによる計測手法は、最大荷重を迎えるまでは変位の挙動を比較的精度よく捉えることができたものの、振動計測に関しては現状では本手法の分解能に限界があり、計測誤差が生じた。

参考文献

- 1) 名取暢，西川和廣，村越潤，大野崇：鋼橋の腐食事例調査とその分析，土木学会論文集，No.668/I-54，pp.299-311，2001
- 2) (社)土木学会：腐食した鋼構造物の耐久性照査マニュアル，2009
- 3) FHWA：Load Rating Guidance and Examples For Bolted and Riveted Gusset Plates In Truss Bridges，2009
- 4) Whitmore, R.E.: Experimental Investigation of Stresses in Gusset Plates, Bulletin No.16, Engineering Experiment Station, University of Tennessee, 1952
- 5) 国土交通省土木研究所：塩害を受けたPC橋の耐荷力評価に関する研究（Ⅰ）—プレテンションPC桁の载荷試験—，土木研究所資料第3808号，2001
- 6) 国土交通省土木研究所：塩害を受けたPC橋の耐荷力評価に関する研究（Ⅱ）—旧暮坪陸橋の载荷試験—，土木研究所資料第3809号，2001

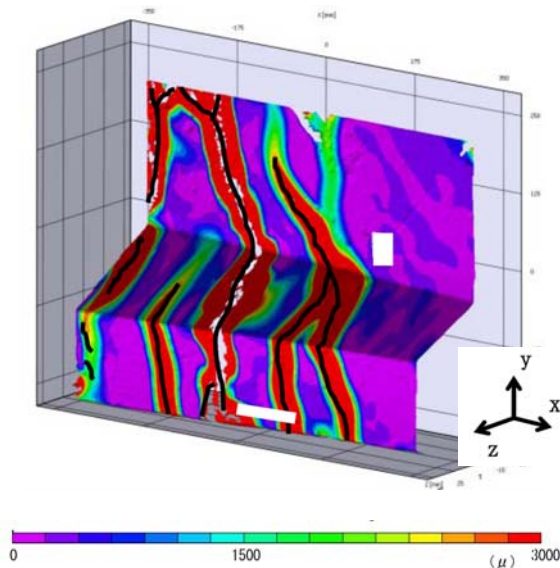


図-3.5.3 ひずみ分布（载荷荷重：520kN）

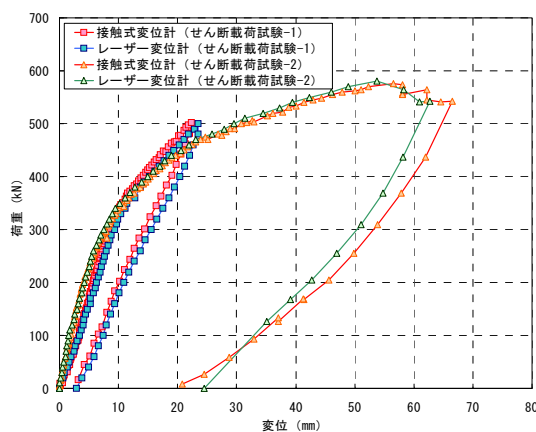


図-3.5.4 計測結果の比較

载荷による損傷により何れかの変位計にずれが生じた可能性などが考えられる。また、曲げ载荷試験の前後に同計測手法により振動計測を試みたが、本来であれば曲げひび割れ発生荷重程度では振動数に変化は生じないと推定されるが、载荷試験前後の振動数に差異が生じた。この要因としては、本振動計測は人力により衝撃加振し、平板ターゲットを用いて実施したが、本計測装置の精度は0.5mmであり、衝撃加振による変位の挙動が1mm以下であったため、分解能の限界によるものと考えられる。

3.6 まとめ

実橋を対象として、载荷試験により残存耐荷力の把握をするとともに、せん断ひび割れ発生荷重に着目した検

13.9 落橋等の重大事故を防止するための調査・診断技術に関する研究

- 7) 国土交通省土木研究所：塩害を受けた PC 橋の耐荷力評価に関する研究(Ⅳ)－旧芦川橋の載荷試験－，土木研究所資料第 3816 号，2001
- 8) (独)土木研究所：既設コンクリート道路橋の健全性評価に関する研究，重点プロジェクト研究報告書，2010
- 9) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村 甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，Vol.372/V-5，pp.167-176，1986
- 10) 建設省土木研究所，プレストレストコンクリート建設業協会：高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書，共同研究報告書第 138 号，1995
- 11) F・ソーコ：プレストレストコンクリート－1.基礎編，鹿島出版社，pp.38-42，1982
- 12) 全視野計測技術研究会，長崎大学工学部インフラ長寿命化センター：光学的非接触全視野計測法によるコンクリート構造物のマルチスケール診断法の開発，国土交通省建設技術研究開発費補助金総合研究報告書，2010

STUDY ON INSPECTION AND ASSESSMENT TECHNIQUE TO PREVENT FATAL ACCIDENTS SUCH AS BRIDGE COLLAPSE

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2012-2016

Research Team : Bridge and Structural Technology
Research Group

Author : MURAKOSHI Jun

KIMURA Yoshitomi

TOYAMA Naoki

HANAI Taku

SAWADA Mamoru

Abstract : The majority of highway bridges in Japan were constructed during the 1950s-1970s. With recent rapid increase of aged bridges older than 50 years, effective and proper technique for bridge maintenance is more and more needed to be developed. For the maintenance of existing steel truss and prestressed concrete bridges with damaged component, it is very important to evaluate load carrying capacity to prevent fatal collapse of the entire bridge. In FY2011, in order to develop the strength evaluation of the corroded gusset plate connections in steel truss bridges, loading test and FEA were conducted. Also, using a post-tensioned prestressed concrete girder damaged by chloride attack, failure mechanism and remaining strength were observed by loading test, and applicability of shear-strength evaluation method and non-destructive testing method was assessed.

Key words : truss bridge, PC bridge, maintenance, corrosion, load carrying capacity