

腐食が原因で取り替えられた実鋼橋支点部の 載荷実験および解析

Vo Thanh Hung¹・永澤 洋²・佐々木 栄一³・市川 篤司⁴・名取 暢⁵

¹学生会員 工修 東京工業大学 大学院理工学研究科 土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

²学生会員 工修 東京工業大学 大学院理工学研究科 土木工学専攻 (同上)

³正会員 工修 東京工業大学助手 大学院理工学研究科 土木工学専攻 (同上)

⁴正会員 工博 (財) 鉄道総合研究所 研究開発推進室 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2-8-38)

⁵正会員 工博 横河ブリッジ 橋梁本部営業第3部(〒550-0003大阪市西区京町堀1-6-2)

鋼橋が腐食すると、断面積が減少し残存耐力も低下する。しかし、現在その健全度を適切に評価する手法は確立されていない。そのため、腐食が比較的軽微でも取り替えられる場合がある。最適な維持管理を行うためには、腐食が橋梁の耐荷力に及ぼす影響を明らかにすることが重要である。本研究では、腐食が原因で取り替えられた実鋼橋について、腐食状況を調査した後、腐食が集中している桁端部に着目し、そこから供試体を取り出し載荷実験を行うとともに、弾塑性有限変位解析を行うことによって耐荷力の検討を行った。その結果、腐食の進行とともに耐荷力は低下するが、設計耐力に比べて余裕があること、残存耐力(最大荷重)は、柱としての最小断面の残存断面積に密接な関係があること等が明らかになった。

Key Words: steel-bridges, corrosion damage, bearing capacity of supporting point

1. はじめに

近年、社会資本である土木構造物の蓄積は膨大になり、また戦後の高度成長期に作られた構造物の多くが建設後30~40年経過し、その経年劣化が進んでいる。一方で、自動車の大型化、交通量の増大など構造物を取り巻く社会環境は大きく変化している。このような状況の中で、構造物をどのように管理するかといった維持管理に対する重要性が高まるとともに、いつまで供用可能か、いつ取り替えるべきかといった耐久性に対する関心も高まっている。

鋼橋には様々な損傷が発生するが、そのうち耐久性を左右する代表的な損傷に腐食損傷(以下、腐食)がある¹⁾。これまでに取り替えられた橋梁の取り替え原因を分析すると、道路橋では損傷等橋梁自身に問題があつて取り替えられた橋梁のうち、道路橋では約26%、鉄道橋では約50%が、腐食が原因で取り替えられている^{2),3)}。

鋼橋が腐食すると各部材の断面積が減少し、それに起因して残存耐力も低下する。腐食が進行すると、必要な耐荷力を保持することができなくなるために、補修・補強、あるいは取り替えが行われることになる。しかしながら、腐食はある部材・部位に局部的に進行するために、健全度あるいは耐荷力の

評価はそれ程単純ではない。取り替えるかどうかの判断は、例えば、道路橋では腐食減厚時の断面積を用いた計算応力度が許容応力度を超えるかどうかを指標にすることが多い。一方、鉄道橋では、設計時の許容応力度を割り増した保守限応力度と呼ばれる許容応力度と実際に走行する最大の列車による計算応力度との比(現有応力比率)が指標として用いられている²⁾。これらの手法は、鋼橋の健全度を必ずしも適切に評価しているとは言い難く、十分に橋としての機能を保有している橋梁であっても、取り替えと判定されてしまうことも多い。

したがって、鋼橋の耐久性を論じる場合には、腐食が橋梁の耐荷性能に及ぼす影響、あるいは腐食による断面減少の限界値等を的確に把握することが重要な課題になっている。

このような課題に対して、従来から実橋の腐食調査や暴露試験等が行われ、基礎的資料は蓄積されてきてはいるものの、残存耐力を定量的に把握しようとする研究はそれ程多くはない。これまでに、腐食鋼材から作製した小型試験片の引張試験を基に、残存引張強度の推定のための等価板厚評価を試みた研究^{4)~7)}が行われているほか、腐食鋼板の残存圧縮強度に関してやはり小型試験片を用いた圧縮試験により等価板厚を評価する研究が行われている⁸⁾。また、

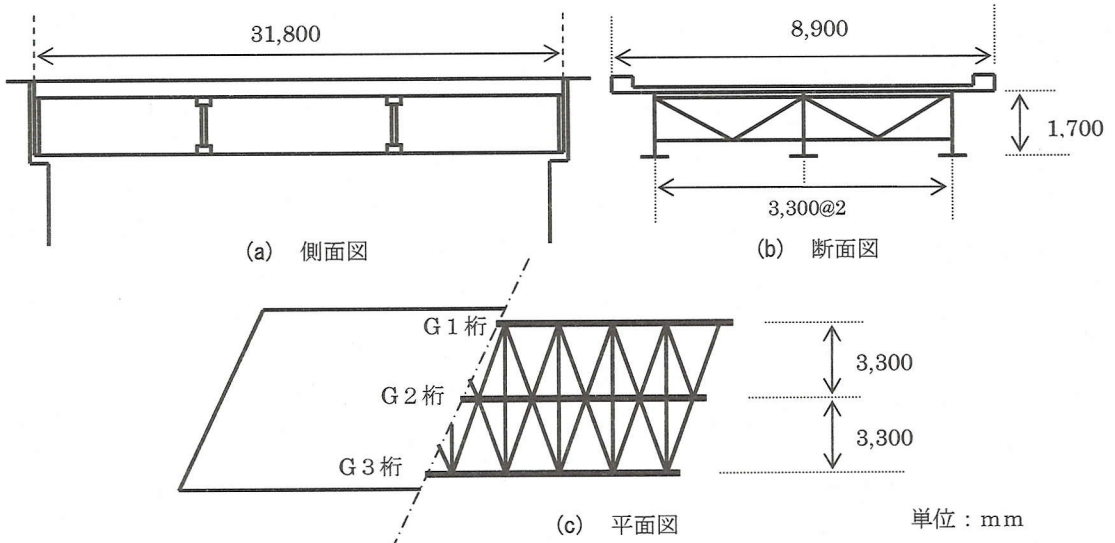


図-1 供試体を採取した橋梁一般図

弾塑性有限変位解析を用いて鋼板の圧縮強度に及ぼす腐食の影響の解明を試みた研究^{9),10)}も行われている。しかしながら、これらの研究は、部材を構成する板要素を対象としており、実際に腐食した桁あるいは部材そのものを対象にしたものではない。また、腐食を想定した合成桁の残存耐力を解析的に求める研究^{11),12)}も行われているが、実験による検証は行われていない。

このようなことから本研究では、腐食が鋼橋の耐力に及ぼす影響を把握することを目的に、架設されてから25年間供用された後腐食が原因で架替えとなった実鋼橋を入手し、実験および解析により耐力の検討を行った。最初に、当該橋梁の腐食状況を調査した。その結果腐食が進んでいる桁支点部に着目し、主桁の支点付近から供試体を採取し荷重実験を行った。また、弾塑性有限変位解析により上記実験結果を検証するとともに、腐食がさらに進んだ場合を想定した解析を行い、腐食した場合の支点部耐力の評価法について検討した。

2. 腐食が原因で取り替えられた橋梁概要

(1) 橋梁諸元

本研究で対象とした橋梁は、25年間供用後腐食による耐力不足（外桁支間中央の下フランジにおける計算応力度が約22%許容応力度を超過）が原因で取り替えとなった道路橋で、支間31.8mの単純活荷重合成桁橋である（図-1）。鋼材には、塗装仕様の耐侯性鋼材が用いられている。本橋梁は、日本海の海岸線からわずか100m程度の常に海風に曝される非常に激しい腐食環境下であり、その上供用後適切な塗装の塗り替えが施されてこなかったため、海塩粒子の付着により腐食が進行し、取替えに至ったも



図-2 取り替え前の当該橋梁の状況（床版撤去後）

のである（図-2）。

本橋梁の諸元を、以下に示す。

- ① 橋梁形式：単純活荷重合成桁橋
- ② 橋長（支間長）：32.5m（31.8m）
- ③ 建設年：1972年
- ④ 主桁：3主桁
- ⑤ 幅員：8.9m（有効幅員：8.0m）
- ⑥ 使用鋼材：1972年当時の標記
SMA490P（上フランジ、腹板）、
SMA570P（下フランジ）、
SS400（補剛材）

(2) 腐食状況調査

供試体の採取に先立って腐食状況の調査を行った。その結果、本橋の腐食状況には下記のような特徴があった。なお、図-8に、採取した供試体の腐食マップを示すので参照されたい。

i) 腐食は、海に近い桁（G1桁）程進行していた。これは、海塩粒子が海側の桁に多く付着することに起因していると考えられる。



図-3 上フランジ、腹板（内面）の状況



図-4 下フランジ下面に発生した層状錆

ii) 海側の桁 (G1桁) および山側の桁 (G3桁) の内面と外面では、内面の方が腐食は進行していた。その理由は、桁の外面が雨水によりゴミや海塩粒子が洗い流され乾燥しやすいのに対し、堆積物や湿気が溜まり易く乾燥しにくい内面の方が腐食環境が厳しいためと考えられる。

iii) どの主桁も支間中央部に比べ桁端部の腐食が進行していた。これは、桁端部が空気の流れが滞留し易くゴミの溜まりやすい部位であり、更に伸縮装置からの漏水などにより、他の部位に比べて環境的に厳しい部位であるためである。

iv) 部材に関しては、下フランジ、腹板、垂直補剛材および水平補剛材のどの部材にも腐食が見られたが、これらの部材は前述したように桁端に近いほど、また腹板および垂直補剛材は下側の部位程腐食が進行していた。コンクリート床版に接する上フランジには、腐食はほとんど発生していなかった (図-3)。下フランジ下面には、層状錆の発生が見られた (図-4)。これらの差異は主桁の構造的要因に起因するものと考えられ、下フランジおよび水平補剛材などのゴミ、海塩粒子などの堆積しやすい部位ほど腐食が激しい。また、下フランジ下面の層状錆は、他のいくつかの無塗装橋梁にも見られるが、この部位のような下向き面は雨水に曝されないため、付着した海塩粒子が濃縮され、その影響で層状錆の発生に至るものと推測されている¹³⁾。上フランジの腐食が進んでいないのは、堆積物が溜まりにくく付着する海塩粒子の量も少なく、更に上面を床版に覆われているためと考えられる。

v) 腐食減量の大きな部材は、ラテラル材、および主桁では支点近傍の端補剛材下端部であった (表-1参照)。これは、フランジや腹板にSMA材が用いられているのに対し、これらの部材にSS材が用いられていることが要因の一つと考えられる。

3. 载荷実験

(1) 実験の方針

2. に述べたように本橋では、一つの主桁に着目

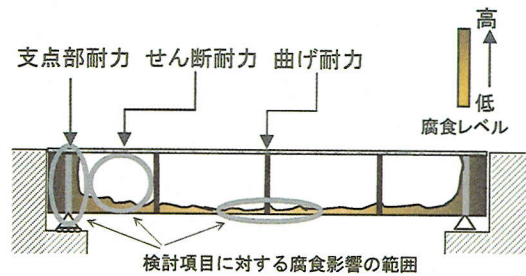


図-5 腐食状況（模式図）と検討項目

すると、桁端部、あるいは下フランジおよびその近傍の腹板、垂直補剛材の腐食が他の部位に比べて激しい。この傾向は、他の腐食した鋼橋で行われた調査結果ともほぼ一致する⁵⁾。これを模式的に示すと図-5のようになる。

このように腐食が進行した桁の耐荷力を論ずる場合、本橋のような比較的中小支間の桁では、トレーラのような重量車両（車軸）の载荷状況により、一般には下記の観点での検討が必要と考えられる。

- ① 桁端部における支点上の座屈耐力
- ② 桁端に近い腹板のせん断座屈耐力
- ③ 桁全体の曲げ耐力

このうち、①は、桁支点上に車軸が載った状態を想定したもので、桁支点を含む桁端部付近で腐食の進行が早く、断面減少の程度も激しくなることから、本研究では、桁支点部の柱としての座屈耐力に着目した载荷実験を行うことにした。このとき、腐食の進行の程度による差を把握するために、腐食が進行している桁およびその程度が比較的小さい桁について実験を行った。

(2) 供試体の形状および寸法

a) 供試体の形状および寸法

供試体は、3主桁のうち、最も腐食が進んでいる海側の主桁 (G1桁) および腐食の少ない山側の主桁 (G3桁) からそれぞれ1体ずつ桁端部 (長さ1.9 m) を採取した。採取した桁の形状を図-6に示す。

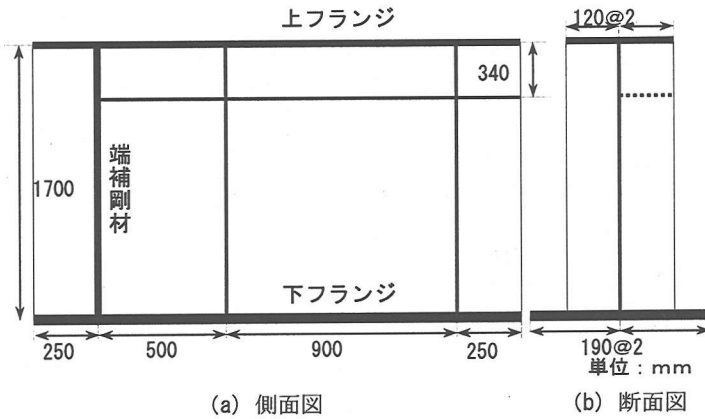


図-6 採取した供試体の形状寸法

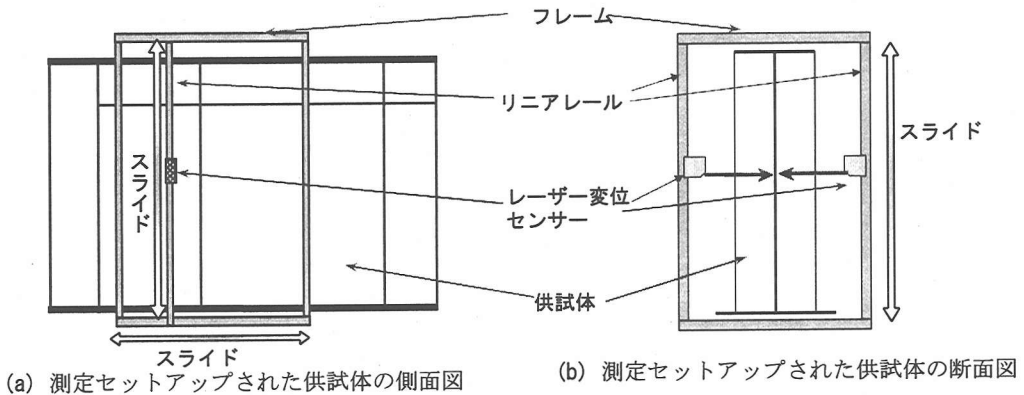


図-7 供試体の初期不整・板厚測定装置

以後、それぞれG1A供試体およびG3A供試体と呼ぶ。

b) 残存板厚および初期不整の測定

採取した2体の供試体の初期状態を把握するため、それぞれの供試体について、プラスト処理を行って塗膜および錆を除去後、残存板厚および初期不整の測定を行った。残存板厚の測定では、補剛材についてはキャリパーを用いたが、腹板については、図-7に示すように、平行な二本のリニアール上に取り付けたレーザー変位センサーを用いて測定した。すなわち、それぞれのレーザー変位センサーから腹板表面までの距離を計測することにより、腹板表面の位置(座標)を求め、それをもとに板厚および板厚中心線を求めた。測定のピッチは、荷点および支点部近傍の腹板で10mm、中間部で20mmとした。

図-8に、そのようにして作成したそれぞれの供試体の腐食マップを、また表-1にそれぞれの供試体の部材ごとの設計板厚、平均板厚、最大板厚減量および平均板厚を設計板厚で除した残存板厚比率を示す。これらの図および表から、2.(2)に述べたように、G3A供試体に比べてG1A供試体の方が板厚減量大きいこと、支点近傍の下フランジ、腹板および補剛材の腐食減量大きいことがわかる。最も板厚減量

の激しい部材・部位は、両供試体とも下フランジ近傍の端補剛材、ついで層状錆の発生していた下フランジの支点近傍で、その量はG1A供試体でそれぞれ11.2mm、9.0mm、G3A供試体で6.5mm、6.0mmであった。

また、初期不整は、上記の方法により求めた板厚中心線から算出した。したがって、鋼材両面の腐食量の差に起因する偏心量を含んだものになっている。図-9に、それぞれの供試体支点側端部腹板の初期不整を示す。両供試体とも現行の道路橋示方書に定められる制限値(主桁の鉛直度： $3+H/\delta$ mm、板の平面度： $H/250$ mm、H：腹板高さ)以下であった。

(3) 実験方法

鋼材の機械的性質を把握するため、荷重実験に先立って各部材ごとに腐食による凹凸面を平滑仕上げて作製した供試体(JIS 1A 4号試験片)の引張試験を行った。表-2に引張試験の結果を示す。

荷重実験では、供試体の上下を逆にして、支点部下フランジおよび支点上の上フランジ面に球座を置いてピン支持とし、荷点より離れた側の上フランジ下はローラーを用いて単純支持とした(図-10)。荷重は、4900kN油圧式万能試験機を使用して変位制

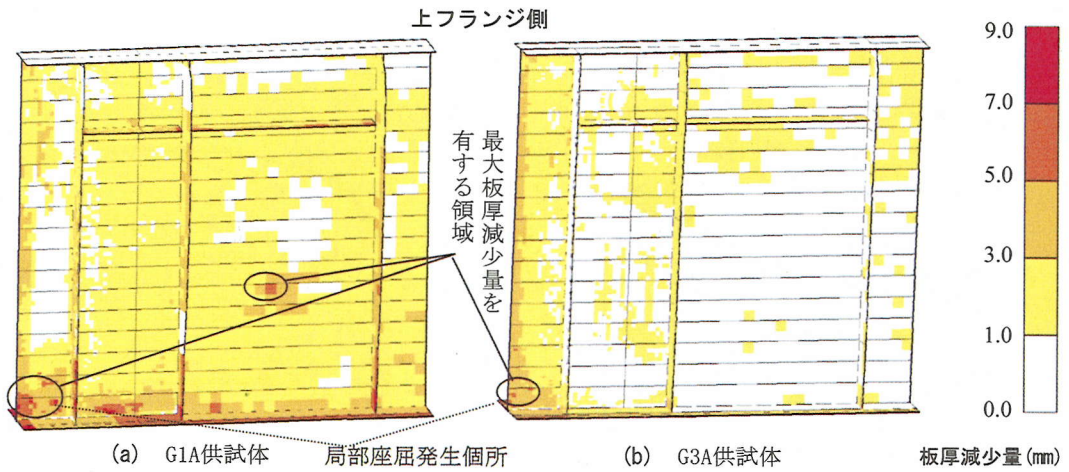


図-8 供試体の腐食マップ

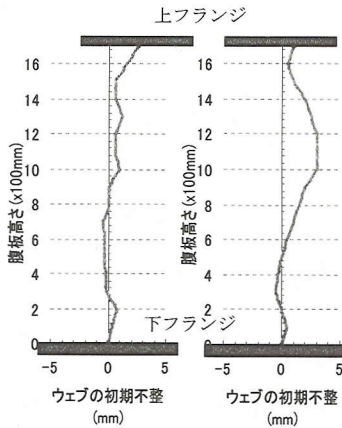


図-9 供試体の初期不整

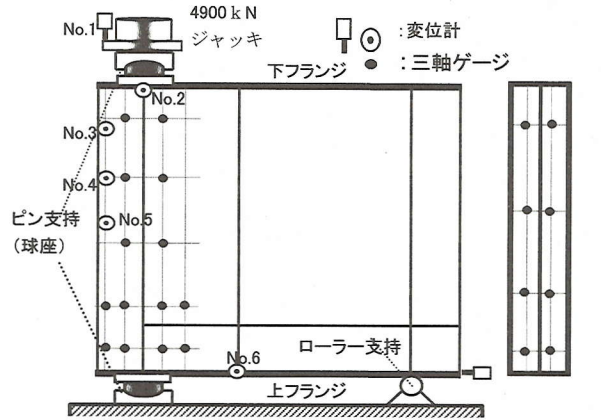


図-10 セットアップされた実験供試体

表-1 部材ごとの板厚測定値

部材 供試体	上フランジ 厚 (mm)	下フランジ 厚 (mm)	腹板厚 (mm)	端補剛材 厚 (mm)	垂直・水平 補剛材厚 (mm)
設計板厚	16.0	21.0	9.0	19.0	9.0
G1A	平均 板厚 (96.9)	15.5 (81.9)	17.2 (78.9)	7.1 (85.3)	16.2 (68.9)
	板厚 減量	0.5	9.0	6.9	11.2
G3A	平均 板厚 (100.0)	16.0 (92.9)	19.5 (84.4)	7.6 (92.6)	17.6 (88.9)
	板厚 減量	0.0	6.0	6.2	6.5

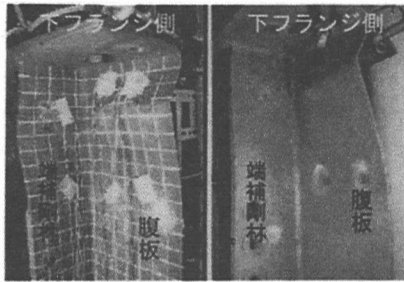
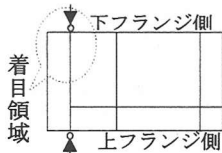
表-2 各部材の引張試験結果

	上フランジ (MPa)	下フランジ (MPa)	腹板 (MPa)	端補剛材 (MPa)
降伏点	395	451	396	286
引張強度	572	640	561	481

注：表-1の平均板厚の()内は、残存断面比率(平均板厚/設計板厚)(%)を示す。
注：表-1の板厚減量は、それぞれの最大値を示す。

御により静的な圧縮力を加えた。ただし、下フランジ面および上フランジ面には、それぞれソールプレートおよび載荷板があり、載荷はこれらの鋼板を

介して行っている。なお、実橋では床版等に拘束され実験での支持条件とは異なるが、床版等の拘束がどの程度か不明確なため、本実験のような明確な支



(a) G1A供試体 (b) G3A供試体

図-11 供試体の座屈状況 (下フランジ側補剛材)

持条件とした。したがって、実験では、実橋より小さな耐荷力を示すことになる。

測定は、腹板と端補剛材の表裏に三軸ゲージおよび単軸ゲージを貼り付けてひずみの計測を行った(図-10)。また、桁の変形状態を把握するため、サーボ型変位計により計7箇所の変位を計測した。変位計No.1によりジャッキ位置での鉛直方向変位を、No.2およびNo.6により橋軸直角方向の横変位を、そのほかの変位計により腹板の局部座屈による面外変位を測定した(図-10)。

(4) 実験結果および考察

a) 終局状態に至るまでの挙動

実験時の観察によると、両供試体とも、比較的初期の段階で最初に板厚減少が大きい端補剛材および腹板の支点部近傍に局部的な変形が発生した。その後荷重の増加とともにその変形が進行し最大荷重に達し、最大荷重がしばらく持続した後に荷重が低下した。また、局部座屈とともに、初期不整がそのまま大きくなるモードでの腹板全体の面外方向への変形も見られた。ただし、その変形はそれほど大きくはなかった。局部座屈は、桁端に近い側の下フランジ近傍の腐食による断面減少が最も大きい腹板および端補剛材に発生し、他の部位には発生しなかった。図-11に、各供試体の腹板および端補剛材に発生した局部座屈の実験終了時の状況を示す。

鋼部材の腐食の形態は様々であり、一般論として述べるにはまだ検討の余地が残されているが、腐食がある部材・部位に集中して発生する特徴があることを考慮すると、腐食が激しく板厚減少の大きな箇所において幅厚比の増大に伴い局所的に座屈が発生し易くなるものと考えられる。

b) 最大荷重および座屈荷重

図-12に、実験結果より得られた荷重と鉛直変位の関係を示す。

最大荷重は、G1A供試体で2040kN、G3A供試体

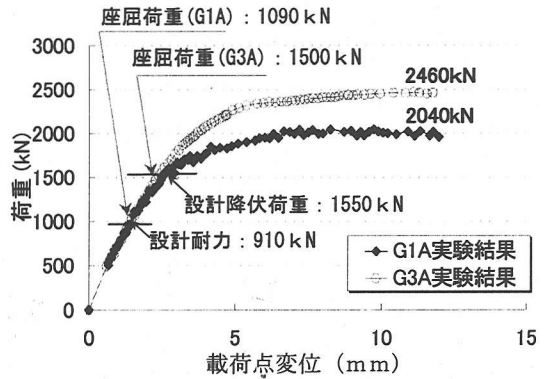


図-12 G1A桁およびG3A桁の実験の荷重-変位関係

で2460kNで、G1A供試体の最大荷重は、G3A供試体に比べて約16%低かった。

また、実験ではa)で述べたように両供試体とも最大荷重に達する以前に断面減少の最も大きな支点近傍の端補剛材および腹板に局部座屈が発生した。そこで本研究では、腹板および端補剛材の変位およびひずみ測定点のうち、最初に変形が発生した部位近傍の変位(変位計No.3)およびひずみが急激に変化する時の荷重を文献14)に述べる方法により座屈荷重として算出した。このように求めた座屈荷重を図中に示すが、座屈荷重はG1A供試体で1090kN、G3A供試体で1500kNであった。座屈荷重についても、G1A供試体はG3A供試体に比べて小さい。

図中に、道路橋示方書に基づいて算出した耐荷力、すなわち腹板および補剛材の有効幅から構成される座屈長が桁高の1/2の柱として、「部材有効幅(12×設計板厚)×設計板厚×許容圧縮応力度」により算出した許容圧縮力(以下、設計耐力)(910kN)を示す。また、設計で考慮している上記の柱が短柱領域にあることから、同図には上記の設計断面における公称応力がJISに規定される保証降伏点強度に達するときの荷重(以下、設計降伏荷重(1550kN))を併せて示す。両供試体とも最大荷重が設計耐力および設計降伏荷重を大幅に上回っているのに対して、座屈荷重に関しては、設計耐力を上回っているものの設計降伏荷重を下回り、腐食の進んでいるG1A供試体の方が設計耐力に対する余裕が少ない。すなわち、G3A供試体の座屈荷重は、設計耐力の約65%増であるのに対し、G1A供試体では約20%増であった。

支点部などの荷重集中点については、通常、補剛材および有効幅を考慮した腹板から構成される柱部材として設計されるが、その際、補剛材については局部座屈が保証降伏点まで生じない幅厚比により設計される。また、腹板についても幅厚比の制限を考慮してその有効幅が設定されている。

しかしながら、今回の実験結果で見られたように、腐食に伴う板厚減少により幅厚比が大きくなり、設

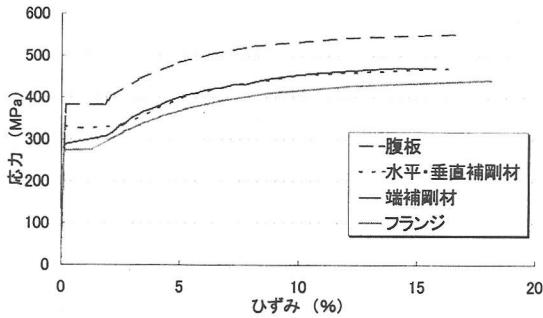


図-13 解析に用いた応力-ひずみ関係

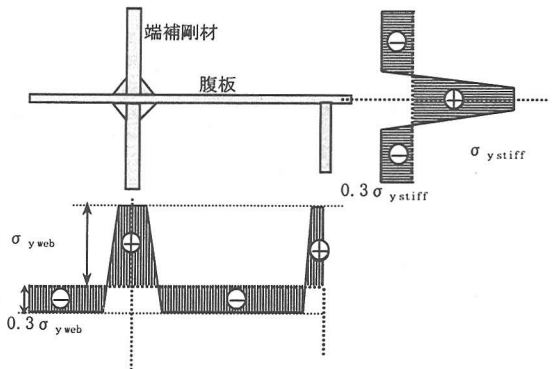


図-14 残留応力のモデル

計降伏荷重より低い荷重段階において局部座屈が生じるようなことがあり、その点についての留意が必要になると考えられる。ただし、G3A供試体はもちろんのことG1A供試体の腐食レベルでも、設計耐力に対する安全性は確保されていることから、たとえ設計荷重が作用したとしても直ちに局部座屈が生じるようなことはない。さらに腐食が進行すると、設計荷重より低い荷重段階で局部座屈が生じることも考えられ、そのような場合には、局部座屈の発生、進行と連成して柱としての座屈強度や最大荷重が変化する可能性もある。この点に関しては5.に後述する。

4. 実験供試体の弾塑性有限変位解析

(1) 解析目的と解析方法

3. に述べた桁端部の支点部座屈荷重の実験結果を、解析的にどの程度評価できるかを検証することを目的に弾塑性有限変位解析を行った。

解析には、汎用プログラムABAQUSを用いた。要素には正方形シェル要素を用い、供試体の初期不整量、残存板厚、および材料特性を入力し解析を行った。なお、腐食減厚によって板厚中心線が変化するが、その影響は初期不整で考慮した。要素の大きさは、腹板と端補剛材の載荷点および球座支点の近傍を10mmピッチに、それ以外を20mmピッチにした。この時、腹板と端補剛材が交差する溶接箇所については腐食がほとんど見られなかったため、溶接ビード(脚長7mm)もその断面積と等価になる板厚に換算することにより考慮した。境界条件は、実験の条件に基づいてヒンジおよびローラーとした。また、材料特性は、各部材ごとに行った引張試験のデータから得られた弾性領域と塑性領域を多曲線で近似した応力-ひずみ関係を用いた(図-13)。

本橋のような溶接橋の場合、残留応力もその耐荷力に影響を及ぼす。そのため、解析では、残留応力を考慮しない場合のほか、考慮する場合についても解析を行った。この時、文献15)に記載されている実測例をもとに、図-14に示す残留応力を入れるこ

とを目標にした。なお、今回のような圧縮を受ける部材の残留応力の影響として、鉛直方向取り付け部材の残留応力のみを考慮すれば十分であると考え、解析では補剛材と腹板の残留応力のみを考慮している。残留応力を解析に組み込む方法としては、予備解析によって端補剛材および腹板に適当な温度分布を与え、それによる温度応力が目標とする残留応力に出来る限り近づくようにトライアルを繰り返して温度分布を選定し、その結果を解析に組み込んだ。図-15に、その結果得られた中央部の断面における解析残留応力分布を示す。

(2) 解析結果

図-16に、供試体G1Aにおいて残留応力を考慮した場合の解析による座屈状況を示す。これを実験での座屈状況と比較すると(図-11参照)、最初に板厚減少の最も激しい腹板および端補剛材に局部座屈が発生すること、また初期不整がそのまま大きくなるモードで腹板全体の面外方向の変位が進行すること等、解析は実験の座屈の状況をよく再現していた。

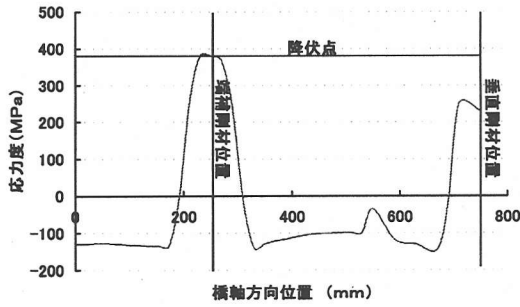
また、図-17に、G1A供試体およびG3A供試体において残留応力を考慮しない場合と考慮した場合の解析結果および載荷実験結果を示す。

解析による残留応力を考慮した場合のP-δ曲線と残留応力を考慮しない場合のP-δ曲線を比較すると、最大荷重はほとんど変わらないが、前者は荷重の比較的初期の段階での勾配が緩い。また、最大荷重の生じるピークの変位量は、前者の方が実験値に近くなるのがわかる。

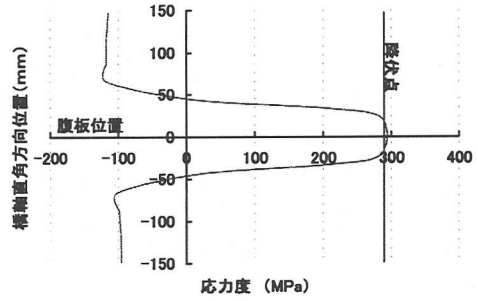
しかし、実験値と比較すると、実験結果の勾配は更に緩く、最大荷重に達するまでの変形量も大きい。実験値と解析値で、最大荷重に達するまでの挙動にこのような差が出る理由は、仮定した残留応力分布が実際とは異なっていること、拘束条件が実験と解析で異なること等がその主な理由と考えられるが、今後更に検討が必要である。

最大荷重に関しては、実験値と解析値で後者が多少小さい傾向にあるものの比較的よく一致した。

また、座屈荷重に関しては、解析結果から3.(4)に述べた方法により算出した座屈荷重は、G1A 供



(a) 腹板の鉛直方向残留応力分布



(b) 端補剛材の鉛直方向残留応力分布

図-15 端補剛材取り付け部の残留応力

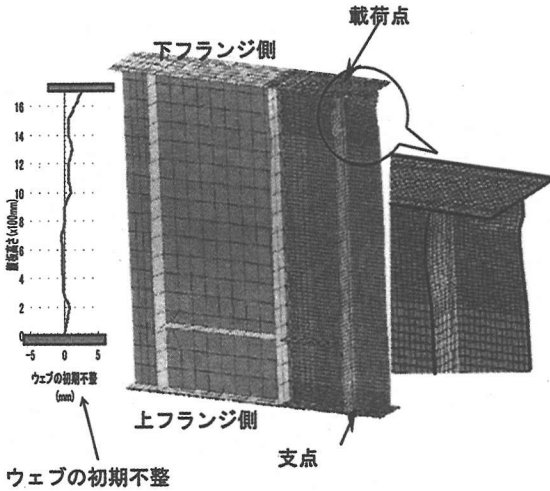
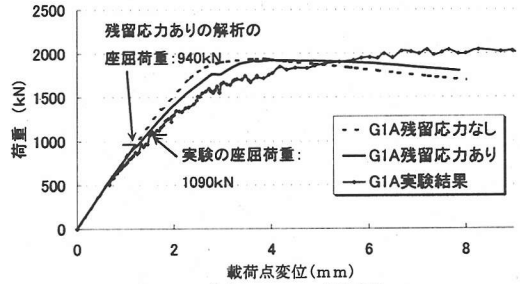
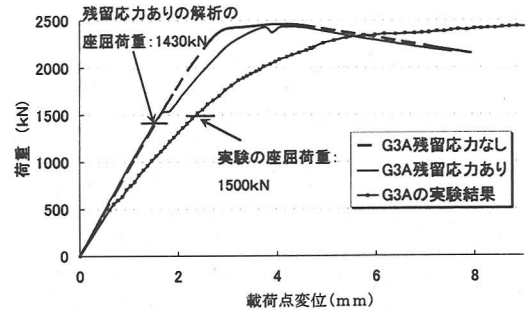


図-16 解析による座屈状況 (G1A供試体)



(a) G1Aの供試体



(b) G3Aの供試体

図-17 解析による荷重-変位の関係

試体が 940kN, G3A 供試体が 1430kN で, 比較的实验値に近い値を示した (表-3 参照).

以上のように, シェル要素を用いて, 残存板厚, 残留応力および初期不整を考慮した弾塑性有限変位解析は, 最大荷重に達するまでの変形量に実験値と差があるものの, 変形状況を良好に再現でき, また最大荷重および座屈荷重に関しても, 多少低めではあるものの比較的良好に評価できるものと考えられる.

5. 腐食がさらに進行した場合の耐力の検討

4. (2) に述べたように, 弾塑性有限変位解析により, 最大荷重および座屈荷重を比較的良好に評価することが可能と考えられることから, それぞれの供試体で, 腐食していない場合および腐食が更に進んだ場合に座屈荷重および最大荷重がどのように低下するかについて, 初期不整および残留応力を考慮した弾塑性有限変位解析により検討を行った. 解析は,

以下に示す4 ケースについて行った.

Case1: G1AおよびG3A供試体において腐食無し (設計板厚) を想定したモデルの解析

Case2: 各実験供試体の解析

Case3: 腐食がCase2より更に進行した状態を想定したモデル (板厚減少: Case2の1.2倍) の解析

Case4: 腐食がCase2より更に進行した状態を想定したモデル (板厚減少: Case2の1.5倍) の解析

なお, 腐食による板厚減少量をCase2の α 倍に増加させた時の残存板厚は式 (1) により算出した.

表-3 各ケースの解析結果

	G1A供試体				G3A供試体			
	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 1	Case 2	Case 3	Case 4
最大荷重 (k N)	2720	1920 (2040)	1740	1480	3190	2430 (2460)	2320	2080
座屈荷重 (k N)	—	940 (1090)	780	490	—	1430 (1500)	1000	390
最小断面での 残存断面比率	1.0	0.693	0.630	0.541	1.0	0.762	0.729	0.652

注：() 内は実験結果を示す。

このとき、全ての測定点における板厚を α 倍減少させた。なお、これは、腐食が部材のあらゆる部分でこれまで同じように進行していくことを想定したものである。実際には腐食は様々な状態で進行すると考えられるが、腐食が進行した場合の耐力を推定する一つの例として、このような状態を想定した。

$$t_{(a)} = t_0 - \alpha \times (t_0 - t_1) \quad (1)$$

ここで、

- $t_{(a)}$: 腐食による板厚減少量をCase2の α 倍増加させた時の残存板厚 (mm)
- t_0 : 設計時の板厚 (mm)
- t_1 : 供試体各測定点の板厚測定値 (mm)

各ケースの解析結果を表-3に示す。なお、座屈荷重については、腐食の無いCase1と他のケースでは、局部座屈のモードが異なることから、表には腐食がある場合のケースのみ示した。表から、腐食の進行とともに最大荷重および座屈荷重は低下していくこと、特に最大荷重が後述するように残存断面積の減少率にほぼ比例して低下するのに対して、座屈荷重の低下が大きいことがわかる。これは、腐食の進行とともに局部座屈の発生が早まることを示しており、このことから今回の実験で見られたような局部座屈は、最大荷重の低下にはさほど影響を及ぼしていないものと考えられる。その理由は、局部座屈が腐食の激しい狭い領域にのみ発生しているためと考えられる。

本研究で行った解析は、部材、部位ごとの細かな残存板厚データを用いるが、このような解析を実務で行うことは煩雑であることから、残存面積をもとに耐荷力を推定する方法について検討を行った。具体的には、最大荷重および座屈荷重の低下は、残存断面積と何らかの関係があると考え、その関係を検討した。図-18は、腐食のないモデルであるCase1に対する最大荷重の減少比率（以下、最大荷重減少比率）と、設計で考慮する柱の最小断面における残存断面積と設計断面積との比（以下、残存断面積比率）との関係を示したものである。図から、最大荷重と残存断面積比率は密接な関係があり、残存断面積比率が小さくなるとともにほぼそれに比例して最大荷重も低下することがわかる。このような関係を利

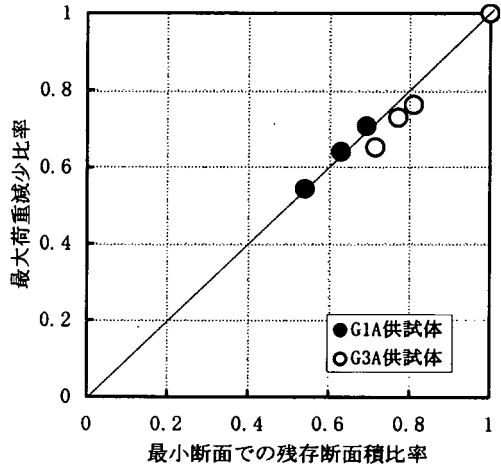


図-18 各解析ケースの荷重減少率と残存断面積比率

用すると、腐食した実橋の支点部の最大荷重を推定することが可能と考えられる。すなわち、腐食がない状態（設計時）の最大荷重を上述した弾塑性有限変位解析により求め、それに実橋の腐食調査の結果から求めた（設計で考慮する）柱の残存断面積比率を乗じればよい。ただし、ここでの検討は、今回実験を行った供試体をもとにしたものであり、様々な腐食形態のものに対しても同様かどうかについては、さらに検討が必要である。なお、座屈荷重については、残存断面積比率の低下に比べて荷重の低下が大きい。

6. 結論

本研究によって得られた結論を以下に述べる。

- (1) 腐食が原因で取り替えられた海岸近くに敷設された実鋼橋の腐食調査
腐食は、海岸に近い桁程、かつ内面ほど進行しており、またフランジ、腹板、補剛材等の部材の腐食は、桁端に近く、かつ支点部に近いほど進行していた。
- (2) 支点部の載荷実験

荷重の増加に伴って、比較的初期の段階で最初に板厚減少の大きな部位に局部座屈が発生し、荷重の増加とともにその変形が進行していった。また、腹板全体が面外方向への初期不整がそのまま大きくなるモードの変形も発生した。ただし、その変形は、それ程大きくない。

最大荷重は、設計耐力に比べてかなり余裕がある。一方、座屈荷重については、その余裕が比較的小さい。腐食が更に進むと、設計荷重より低い荷重段階で局部座屈が生じると考えられ、その点に関して留意が必要である。

(3) 解析による実験結果の検証

シェル要素を用いて、残存板厚、残留応力および初期不整を考慮した弾塑性有限変位解析によって、変形状況を良好に再現でき、また最大荷重および座屈荷重に関しても、多少低めではあるものの良好に評価できる。ただし、最大荷重に達するまでの変形量に実験値と差がある。

(4) 更に腐食が進行した場合の解析による検討

腐食の進行により、最大荷重は残存断面積の減少率に比例して低下するが、座屈荷重の低下はさらに大きい。これは、腐食の進行とともに局部座屈の発生が早まることを示しており、このことから今回の実験で見られたような局部座屈は、最大荷重の低下にはさほど影響を及ぼしていないものと考えられる。その理由は、局部座屈が腐食の激しい狭い領域にのみ発生しているためと考えられる。ただし、ここでこの検討は腐食がそれまで発生したのと同様に進行した場合を想定したもので、今後は様々な腐食状況に対して検討する必要がある。

残存最大荷重は、設計で考慮する柱（端補剛材および腹板の有効幅の範囲）の残存断面積比率にほぼ比例して低下する。この結果を利用すると、腐食がない状態（設計時）の最大荷重を解析的に求め、それに実橋の腐食調査から求めた残存断面積比率を乗じることにより、実橋の残存最大荷重を予測することができる。ただし、様々な腐食形態に対しても同様かどうかについては、さらに検討が必要である。一方、座屈荷重については、残存断面積比率の低下に比べて荷重の低下が大きい。

供試体の作製において、(社)鋼材倶楽部、新日本製鐵(株)楠隆氏、新日本製鐵(株)七浦恒康氏に多大なご協力を頂いた。ここに心から感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 名取錫：鋼橋の腐食事例とその対策，第1回鋼構造物の維持管理に関するシンポジウム資料集，1997.7.
- 2) 市川篤司：鋼鉄道橋の補修・補強の概要，橋梁と基礎，1994.8.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説・I共通編II鋼橋編，1996.12.
- 4) 松本勝，白井義朗，中村幾男，白石成人：腐食鋼材の有効板厚評価法の一提案，橋梁と基礎，Vol.23，No.12，1989.
- 5) 大野崇，名取錫：腐食部材の板厚評価に関する基礎的研究，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集，1993.9.
- 6) 村越潤，松木孝之，照山修，奥嶋猛：腐食部材の板厚測定法と静的耐力の評価に関する検討，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，1994.9.
- 7) 村中昭典，皆田理，藤井堅：腐食鋼板の表面性状と残存耐力，構造工学論文集，Vol.44A，1998.4.
- 8) 羽島克利，藤井堅：腐食した鋼板の残存耐力評価，土木学会第49回年次学術講演会講演概要集，1994.9.
- 9) 村上茂之，西村宣夫，亀井義典：腐食被害を受けた周辺支持板および自由突出板の圧縮耐力特性，土木学会第47回年次学術講演会講演概要集，1992.9.
- 10) 中沢正利：腐食鋼板の圧縮耐力特性，土木学会第55回年次学術講演会，CS-86，2000.9.
- 11) 加藤美幸，野上邦栄，山沢哲也：腐食減厚に伴う合成桁の残存耐力の評価法に関する基礎的研究，土木学会第55回年次学術講演会，CS-88，2000.9.
- 12) 小栗友紀，山沢哲也，野上邦栄：腐食した柱部材の残存耐力評価について，土木学会第55回年次学術講演会，CS-87，2000.9.
- 13) 市川篤司，加藤健二，川原田亨，宇佐見明，田辺康児：海岸線近くに架設された鉄道無塗装橋の調査，鉄道総研報告，Vol.12，No.9，1998.9.
- 14) 中井博，総田完治，阪野雅則：プレート・ガーダー端支点上補剛材の耐力の実験と解析，構造工学論文集Vol.33A，1986.3.
- 15) 土木学会：座屈設計ガイドライン，pp.60-74，1987.10.

謝辞：本研究を実施するにあたり、橋梁調査および

(2001.6.29受付)

AN EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL STUDY ON BEARING CAPACITY OF SUPPORTING POINT IN CORRODED STEEL BRIDGES

Vo Thanh Hung, Hiroshi NAGASAWA, Eiichi SASAKI,
Atsushi ICHIKAWA and Tooru NATORI

The load-carrying capacity of corroded steel-bridges may be reduced due to cross sectional area reduction, surface non-uniformity, and unexpected stress concentration. Unfortunately, there is still no suitable means to evaluate their remaining load-carrying capacity. In this study, we quantitatively evaluated bearing capacities of girder ends extracted from replaced corroded steel girder bridge by experimental and finite element analytical method. As a consequence, it was found that the remaining bearing capacities (maximum loads) decreased as corrosion rates increased but were still higher than the design load, there is a close relationship between remaining bearing capacity and minimum of residual cross sectional areas throughout the height of the fictitious column at the girder end.