

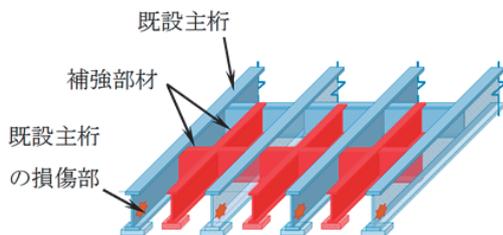
鋼橋の補強の合理化のための載荷実験

春日井俊博・川東龍則・鈴木克弥・白戸真大

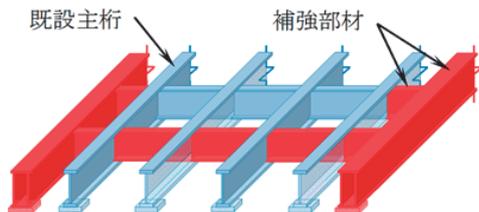
1. はじめに

鋼橋の腐食対策は重要である。たとえば、文献¹⁾によれば、平成26年度から平成28年度に全国で実施された道路橋定期点検において鋼上部構造で緊急に措置を講ずべき状態と診断とされた134橋のうち、損傷種類で一番多いのは腐食であり、109橋を占めていた。

鋼橋の大半を占める鈹桁橋において、腐食は、鋼桁の腹板の下端から下フランジにかけて損傷することが多い²⁾。このような場合の補修方法としては、腐食部分の当て板や部分取替えや、また新たな桁を増やすことが行われることが多い。ただし、桁断面の腐食部分の取り替えを行うことは工期と費用の増加につながる。また、特別な工夫をしないと、取り替えた部分や当て板、増桁は既にある死荷重には抵抗しないので、腐食量を超える鋼材の追加が必要になる。以上から、場合によっては架け替えを行うことが単純な工期、工費の観点からは有利になることがある。



(a) 損傷部材のバイパス材を追加した例



(b) 既設主桁の両外側に補強の主桁を追加した例

図-1 補強部材の追加例

道路橋示方書は平成29年に改定され、許容応力度法に代わり限界状態設計法と部分係数法が導入された。すなわち、許容応力度法の枠組みにとられず、補修補強設計の合理化が可能³⁾な枠組みが導入されている。そこで、当て板および増桁による補強設計をそれぞれ高度化し、さらに、図-1のように、これらを組み合わせることで更なる合理化を図ることを考えた⁴⁾。本報文では、これを実現するための基礎的な知見を得るために行った載荷実験結果を報告する。

2. 提案する補修補強設計法

当て板および増桁による補強設計をそれぞれ高度化し、さらにこれを組み合わせることで更なる合理化を図ることとし、試験計画にあたっては以下の条件を想定した。

- 腐食した下フランジを取り除いたり、置き換えたりすることを必須としないこと。ただし、損傷部分が脆性的な破壊の起点とならないような処置は必要に応じて実施すること。
- 橋下の建築限界等を侵さないように、桁高を変えないこと。

その上で、腐食した既設桁についてはその残存耐荷力の多少の見込み違いに対しても、突発的な耐荷力の喪失を未然に防げること、並びに、追加増桁と協働して弾塑性挙動をすることの実現を目標とした。

設計の基本の考え方を図-2に示す。断面の腐食部分は、計算上は有効な断面と見込まないとしても、そのまま残すことで、結果として構造全体の余裕代として働くことが期待される。一方で、少なくとも急激な荷重の低下が生じないようにしておくように補剛材等を追加する。そのうえで、必要な耐荷力は、新設部材を既設部材に平行するように追加する。新設断面・既設断面のそれぞれの荷重変位曲線を足し合わせて既設断面の一部の材料の降伏が新設断面・既設断面を足し合わせた全体構造の安全性の決定要因とならないように設計する。すなわち、既設の断面の材料の一部が弾性

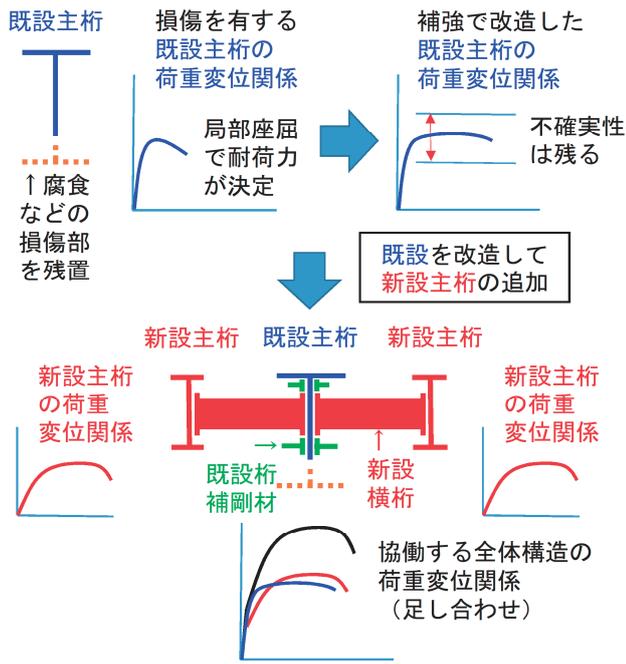


図-2 設計の基本の考え方

範囲を超えないようにするという制約を外し、一体の構造で限界状態を定義しようとする考え方を取る。このような設計をするためには、既設の断面で材料の一部が降伏した後も急激な耐荷力の低下がなく一定の耐荷力を保持できるように、例えば腹板の局部座屈に対して適切に補剛設計ができることが課題となる。また、既設の断面の一部降伏した後に作用してくる増分荷重を横桁で伝達し、新設部材が負担できるように横桁や新設桁を設計できることが課題となる。そこで、これらについて実験により実現性を検討することとした。なお、実際の補強計算上、腐食部が断面の一部として有効でないと仮定するとしても、図-2のように既設桁にも適切に補剛材を追加することを前提に、試験体をI断面で作成している。

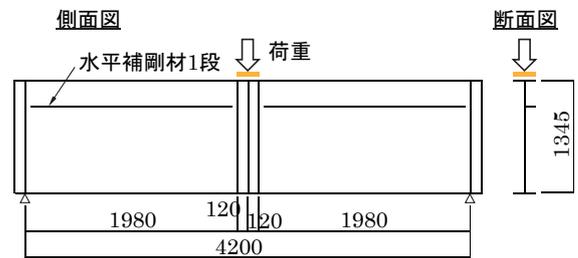
3. 腹板座屈に対する補強実験

3.1 試験体と実験方法

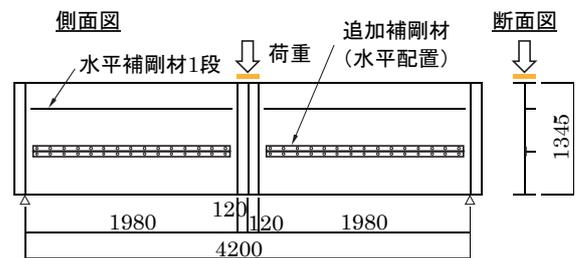
曲げとせん断を受ける既設桁において、曲げに対して腹板を最大限抵抗させるためには、腹板の局部座屈に対する抵抗を高めること、また、局部座屈の形態によっては懸念される荷重低下を避けられるようにすることが必要になる。このような目的に対して腹板に補剛材を追加する設計法は確立されていないことから、2つの追加方法を考え、その効果を実験で確認した。試験体概要を図-3お

よび写真-1に、断面寸法と鋼材材質を表-1にそれぞれ示す。既設桁を模した鋼I桁は、一般的な桁の諸元を参考に決めており、水平補剛材を1段有する。実験では支間中央に荷重を作用させた。

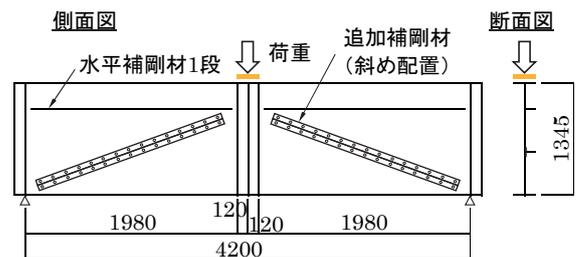
基本のケースA1は、腹板の座屈が下フランジの降伏より先に発生するように断面寸法を設定した。ケースA2からケースA4は既設の水平補剛材と下フランジとの間に追加補剛材を配置した。腹板のせん断座屈による変形モードは載荷点と支点を結ぶ方向で腹板に圧縮力が働き、面外に座屈するものである。腹板の圧縮力と交差する方向に引張力が作用するため、座屈した腹板は引張方向に



(a) ケースA1 (基本)



(b) ケースA2、A3 (追加補剛材を水平に配置)



(c) ケースA4 (追加補剛材を斜めに配置)

図-3 試験体 (ケースA) の概要

表-1 試験体 (ケースA) の断面寸法 [mm]

	ケースA1	ケースA2	ケースA3	ケースA4
鋼 I 桁	上フランジ	250×16	250×16	250×16
	ウェブ	1320×6	1320×6	1320×6
	下フランジ	200×9	200×9	200×9
	水平補剛材	100×6	100×6	100×6
	載荷点と支点の補剛材	85×19	85×19	85×19
追加補剛材	ベースプレート	—	180×6	180×12
	リブ	—	80×6	100×12

※ 鋼種は全てSM490Y

も大きく塑性変形して面外変形が累積して大きくなる。そこで、腹板に生じる座屈形状を変え、高次モードに移行させるように補剛材を追加することが考えられる。ケースA4では、腹板の面外変形を抑える効果に加えて、載荷点と支点を結ぶ方向の圧縮部材として配置した。また、ケースA2とケースA3では補剛材を水平に配置した。これは、腹板に作用する圧縮と引張が荷重載荷位置によって向きが交番するときにも、両方向の座屈防止に効果をもたせるためである。追加補剛材は長さ1900mmでベースプレートとリブから成るT断面部材である。断面寸法の異なる2種類を比べることとし、道路橋示方書の水平補剛材の必要剛性に対して、ケースA4とケースA3では必要剛性の4.8倍、ケースA2では必要剛性の1.1倍とした。

補剛材の設置は、既設橋の応力状態をできるだけ考慮できるように荷重を載荷させた状態で行った。供試体に467kNの荷重（降伏荷重の3割相当）を作用させた後に、M20のトルシア形高力ボルトによって追加補剛材のベースプレートと鋼桁腹板を接合した。そして、さらに荷重を増加させた。

3.2 実験結果（ケースA）

載荷荷重と支間中央たわみの関係を図-4に示す。最大荷重はケースA1で1926kN、ケースA2で



写真-1 載荷状況（ケースA3）

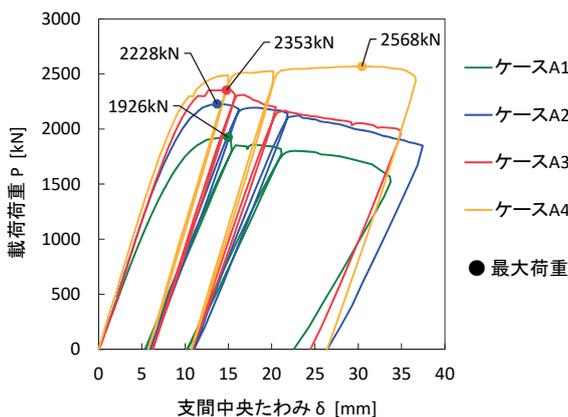
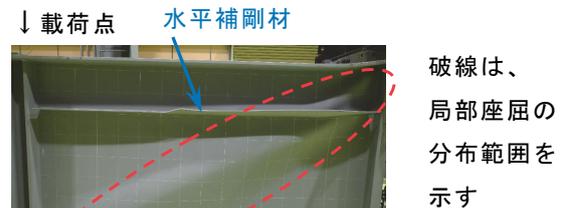
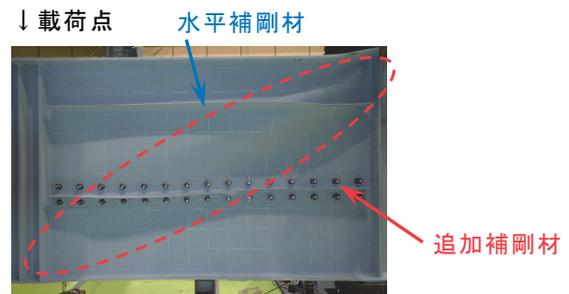


図-4 荷重とたわみの関係（ケースA）

2228kN、ケースA3で2353kNであり、水平配置の補剛材の追加で腹板の面外変形の範囲が小さくなるほど基本ケースA1に比べて耐荷力が増加した。最大荷重の後には、いずれの試験体も緩やかに荷重が減少しながらたわみが増大した。更に載荷を続けると、ケースA1、A2、A3では腹板の支点側端部と上フランジとの溶接部にき裂が生じて実験を終了した。ケースA4では、既設水平補剛材の載荷点側の端部の回し溶接部にき裂が発生して実験を終了した。



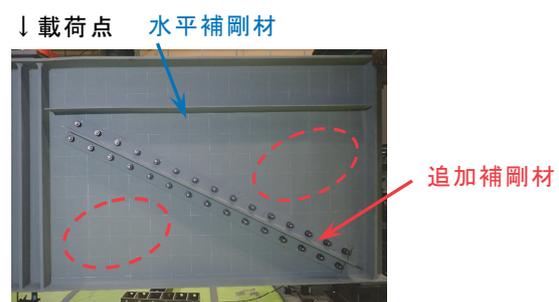
(a) ケースA1 (基本)



(b) ケースA2



(c) ケースA3



(d) ケースA4

写真-2 載荷終了後の変形状態（ケースA）

ケースA3の荷重状況を写真-1に、荷重終了後の各試験体の変形状態を写真-2にそれぞれ示す。写真-2は荷重点から右側支点までの試験体の右半分を示している。

ケースA1では水平補剛材と下フランジの間の腹板でせん断座屈が発生し、その後面外変形が水平補剛材を越えて腹板右上端へ進展した。

ケースA2では、水平補剛材と下フランジの間の腹板の面外変形が大きくなるとともに追加補剛材の面外変形も徐々に大きくなり、面外変形は水平補剛材を越えて腹板右上端へ進展した。これは追加補剛材のないケースA1と同様の変形状態であり、ケースA2では塑性域での面外変形を抑えるには追加補剛材の剛性が十分でなかったためと考えられる。

ケースA3では、水平補剛材と追加補剛材の間の腹板パネルで面外変形が発生し、その後面外変形は腹板右上端へ進展した。追加補剛材位置から下側の腹板の面外変形は小さく抑えられた。

追加補剛材を斜めに配置したケースA4は、最大荷重が2568kNであった。追加補剛材が水平配置であるケースA2やケースA3に比べて、ケースA4では面外変形が小さくなった。追加補剛材と下フランジの間の3角形の腹板パネルと追加補剛材と水平補剛材の間の3角形の腹板パネルで面外変形が発生した。ケースA4では腹板の面外変形の進展方向と交差する方向に追加補剛材が配置されるため面外変形は他のケースに比べて小さく、補剛効果が高いことがわかった。

4. 既設桁と追加桁の協働実験

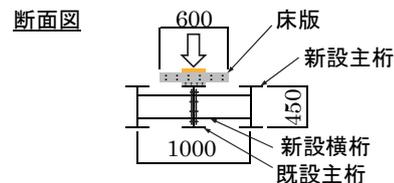
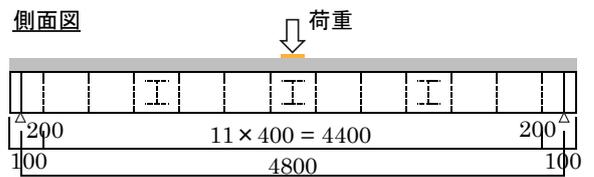
4.1 試験体と実験方法

既設主桁を想定した、既に荷重を受けている桁の両側に別な桁を並行させ、相互に連結した状態を作り、荷重実験を行った。以下、便宜上、それぞれ既設主桁、新設主桁と呼ぶ。

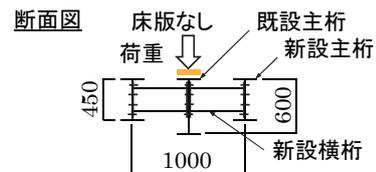
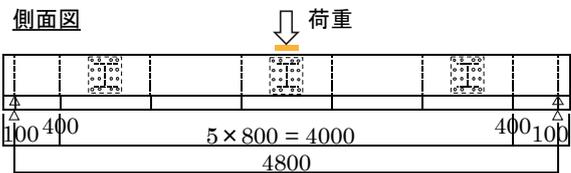
実験ケースは、既設主桁が鉄筋コンクリート床版ありの合成桁の場合（ケースB1）と鋼I桁の場合（ケースB2）の2種類である。補強用の新設主桁と新設横桁はいずれのケースも鋼I桁であり、寸法と鋼材材質を図-5と表-2に示す。ケースB1の床版のコンクリート強度（呼び強度）は30N/mm²である。ケースB1の既設主桁は、床版により圧縮フランジの横倒れ座屈が防止できるこ

とで、主桁の一部降伏後も降伏曲げモーメント以上の一定の荷重を支持できるように断面を設計した。

床版なしのケースB2の既設主桁は、上フランジが局部座屈で降伏曲げモーメントに達しないように断面を設計した。新設主桁は下フランジが降伏した後も二次剛性を有するように断面を設計した。新設横桁は荷重分配ができ、降伏させない断面になるように設計した。横桁間隔は、新設主桁の上フランジの面外変形の固定点として、横倒れ



(a) ケースB1（既設主桁が合成桁）



(b) ケースB2（既設主桁が鋼I桁）

図-5 試験体（ケースB）の概要

表-2 試験体（ケースB）の断面寸法 [mm]

		ケースB1	ケースB2
既設主桁	床版	600×160	なし
	上フランジ	200×12	200×12
	ウェブ	426×9	576×6
	下フランジ	200×12	200×12
新設主桁	上フランジ	200×12	200×12
	ウェブ	426×9	426×6
新設横桁	上フランジ	200×12	200×12
	ウェブ	216×9	216×6
	下フランジ	200×12	200×12
共通	垂直補剛材	85×9	85×9
	支点上補剛材	85×19	85×19

※ 鋼種は全てSM490Y

座屈を防止できる間隔以下となるように決めた。既設と新設それぞれの主桁の荷重分担割合が既設桁の降伏までは、ケースB1では6:4、ケースB2では5:5となるように設計した。横桁本数は合計3本となった。

新設の主桁・横桁と既設桁との連結は、既設桁にあらかじめ荷重を載荷した後で、補強用の新設桁と新設横桁を既設主桁にM20のトルシア形高力ボルトで連結した。その後さらに荷重を増加させた。

4.2 実験結果

既設主桁と新設主桁のそれぞれの分担荷重とたわみの関係を図-6に、載荷終了後の試験体を写真-3、写真-4にそれぞれ示す。縦軸の分担荷重は、各桁の支点反力の計測値の合計値で、既設主桁は支点2箇所合計値、新設主桁は桁2本分の支点4箇所の合計値である。また、新設主桁の実験値は既設主桁との部材連結時を原点として表記した。部材連結時の既設桁の分担荷重はケースB1では500kN（既設主桁の降伏荷重の8割相当）、ケースB2では150kN（既設主桁の降伏荷重の3割相当）とした。

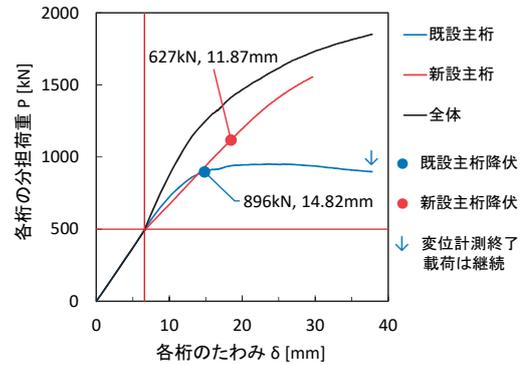
図-6(a)のケースB1では、既設主桁の変位が37.6mmに達するまで行っていたが、接触式の変位計の損壊が予想されたため、載荷は続行するもの新設主桁や全体の荷重低下が始まる前にたわみの計測を中止せざるを得ず、その結果、荷重変位曲線が途中までしか描かれていない。最大荷重は新設主桁が1064kN、全体として1905kNであった。既設主桁は分担荷重896kNで下フランジが降伏し、その後は分担荷重をほぼ一定に保ちながらたわみが増大した。

既設主桁の降伏後は、新設主桁が増分荷重を分担し、構造全体としては右上がりの荷重変位曲線となった。新設主桁は、線形挙動を示した後で、分担荷重627kNで下フランジが降伏して荷重とたわみの曲線の勾配が低下した。全体としては、新設主桁の降伏が進行するとともに、既設主桁の床版の圧壊範囲が徐々に広がって荷重が低下した。全体荷重が1839kN（新設の分担荷重1140kN、既設の分担荷重699kN）に低下した時点で圧壊した床版の剥落が進んだため載荷を終了した。

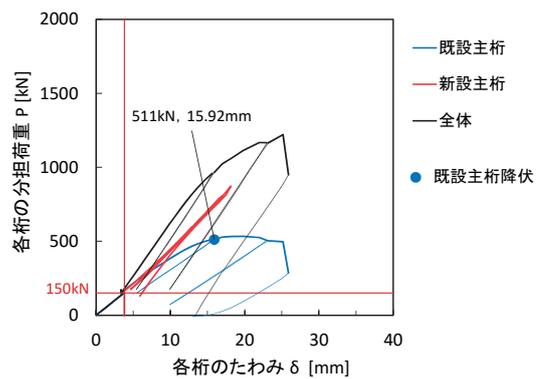
今回の実験の範囲では、主桁の荷重分担割合の設定とそれに必要な横桁の剛性および配置を格子

桁理論で計画した値と実験結果は整合していた。また、既設桁の降伏後の増分荷重は新設桁が負担するという本提案工法の設計の仮定の妥当性も実験で確認できた。桁の塑性化後の挙動の制御に従来の知見も一定程度活用できる可能性がある。

ケースB2では既設主桁が分担荷重511kNで下



(a) ケースB1



(b) ケースB2

図-6 荷重とたわみの関係（ケースB）

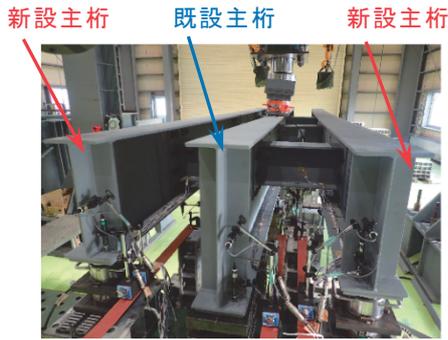


(a) 全体



(b) 載荷点付近の床版の圧壊状態

写真-3 載荷終了後の試験体（ケースB1）



(a) 全体



(b) 荷点付近の変形状態

写真-4 荷点終了後の試験体 (ケースB2)

フランジが降伏し、その後は一定の荷重を分担しながらたわみが増大した。最終的には荷点付近の上フランジと腹板で鉛直方向の局部座屈が発生し、既設主桁の分担荷重および全体の荷重が低下した。荷点近傍で既設主桁の鋼材が大きく変形したため、荷点装置の都合上、実験を終了した。新設主桁は荷点終了まで弾性範囲であった。構造全体の最大荷重は1221kNであった。

既設主桁の上フランジや腹板で局部座屈が顕著になり、急激な荷重低下が生じたことで、全体としても荷重変位曲線は急激に低下した。現在の設計の考え方では、このように急激な耐荷力低下を招く破壊形態を有する部材に対しては相対的に安全余裕を大きく取っておくことが基本的な考え方になっており、実設計を考えるとこのような挙動をする場合全体構造の設計においても折角の桁の追加の効果を生かし切れないことが想定される。

5. まとめ

本報文では、架け替えを行わず、既設橋を供用しながら改造することが可能になるように、設計法の提案とそれを実現するための荷重実験を行った。既設主桁の局部座屈に対する抵抗性や変形性能の適切な改善を行った上で、新設主桁と協働させるという考え方は、従来の当て板や増桁のそれぞれの設計法を高度化させ、さらに、組み合わせることで、実現可能であることが確認出来た。今後、コスト面での検討とともに、実際の工事を通じて本工法の効果を検証していく必要がある。

また、今回行った一連の実験は、新設橋の鋼桁の設計においても、断面の塑性化を積極的に制御し、耐荷力式を見直すための検討を行うための基礎データとしても利用できると思われる。本報文で提案した補修設計の実橋での適用性の向上のためには、新設橋の基準の高度化も鍵であり、検討が期待される。

謝 辞

本報文は「道路政策の質の向上に資する技術研究開発」において、国総研が進めている補強技術の高度化に関連して「鋼橋の現位置改良工法の開発」として行った委託研究の一部である。ここに記して関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所：道路橋の耐久性の信頼性向上に関する研究、国総研資料第1121号、2020.7
- 2) 国土技術政策総合研究所：鋼橋の局部腐食に関する調査研究、国総研資料第294号、2006.1
- 3) 山田慎太郎、中尾勝、市川幸治、白戸真大：道路橋の合理的な補修補強設計に向けた取組み、土木技術資料、第62巻、第10号、pp.14~17、2020
- 4) 春日井俊博、川東龍則、前田諭志：鋼橋の補強工法の提案、第33回日本道路会議、論文番号5025、2019.11

春日井俊博



(一社)日本橋梁建設協会
技術委員会副幹事長、
博士(工学)
Dr. KASUGAI Toshihiro

川東龍則



(一社)日本橋梁建設協会
WG委員
KAWAHIGASHI Tatsunori

鈴木克弥



研究当時 国土交通省国
土技術政策総合研究所道
路構造物研究部橋梁研究
室 交流研究員、現 (株)
横河ブリッジ
SUZUKI Katsuya

白戸真大



国土交通省国土技術政策
総合研究所道路構造物研
究部橋梁研究室長、博士
(工学)
Dr. SHIRATO Masahiro

