

## 6. 道路橋・附属物等の長寿命化・耐災害性向上のための マネジメントとコスト縮減

# 道路橋等の性能評価方法の充実・高度化に関する調査検討

## Study on the sophistication of performance evaluation method for bridges

(研究期間 令和3年度～令和5年度)

道路構造物研究部 橋梁研究室  
Road Structures Department  
Bridges and Structure Division

室 長 白戸 真大  
Head SHIRATO Masahiro  
主任研究官 岡田 太賀雄  
Senior Researcher OKADA Takao  
交流研究員 白石 悠希  
Guest Research Engineer SHIRAIISHI Yuki

Reducing the number and weight of structural members makes bridges behave more complexly, and a considerable discrepancy can appear in the load effects between the design and the actual ones. Previous studies in this project showed that thermal gradients are more complex in such structures, and a more sophisticated model should be considered in the design of new types of bridges. Accordingly, this year, we have proposed an alternative design thermal gradient based on the monitoring data acquired at several bridges.

### 〔研究目的及び経緯〕

道路橋示方書では、橋ごとに、供用期間中に橋が置かれる不利な状況を代表するように、荷重の組合せや載荷方法を考慮し設計することが原則とされている。そして、既往の多くの橋について橋が置かれる状況の影響を評価できる荷重やその組み合わせが用意されており、多くの橋がそれらを用いて設計されている。しかし、桁高や支承高が高い曲線橋や特殊なウェブと外ケーブルを有する橋の最近の損傷例からは、上部構造の温度勾配とそれによる部材間の挙動の違いにより生じる二次応力が橋の構造信頼性に大きく影響し、これまで橋の設計で考慮している上床版とその他部材の温度差だけでなく、ウェブ間の温度差も無視できない影響を及ぼしている可能性が分かってきている。

本研究においても、令和4年度までに、国土交通省が管理する波形鋼板ウェブPC箱桁橋（以下、波形鋼板ウェブ橋という）の損傷の分析やモニタリングを行い、箱桁ウェブ間の温度差が損傷の主な要因の一つであることを明らかにした。

本年度は、特殊なウェブを有する複数の橋のモニタリングデータや、過去に複数の橋で行われた既往の温度勾配の計測結果を分析し、今後の様々な道路橋の設計で考慮すべきと考えられる温度勾配を提案した。

### 〔研究内容〕

本研究において過年度にモニタリングを行った波形鋼板ウェブ橋（A橋）の諸元を表-1に、計測時期、温度差の計測結果を表-2に示す。また、桁断面の平均温度とウェブの温度の散布図を図-1に、左右ウェブの温度差が最大となった測定日の外気温及び上床版と左右ウェブの温度の変化の時刻歴を図-2に示す。A橋の架橋方向は南東～北西であり、午前東側ウェブが、午後西側ウェブが日射を受ける。そこで、図-1では、日中

に日射を受ける時間が長く、より高温となる西側ウェブを日照側ウェブ、反対の東側ウェブを日陰側ウェブとして、計測期間中の日照時間以外も含めた10分ごとのデータをプロットしている。

図-2から分かるように、上下床版コンクリートは外気温や日射の影響をほぼ受けずに一定の温度推移を示しており、常に上床版が約1～2℃程度高く推移している。コンクリート橋の設計では、一般に、上床版とその他の部材の温度差として5℃を見込むことになっており、それと比べると値は小さいが、上床版が高温を示す傾向は一致している。

左右のウェブの温度は、平均温度に対してほぼ1:1の

表-1 モニタリングの対象橋梁の諸元

| 橋梁名 | 構造形式    | 平面形状 | 斜角(°) | 架橋方向  |
|-----|---------|------|-------|-------|
| A橋  | 波形鋼板ウェブ | 曲線   | 90    | 南東-北西 |
| B橋  | 波形鋼板ウェブ | 曲線   | 90    | 南西-北東 |
| C橋  | 複合トラス   | 曲線   | 90    | 南西-北東 |
| D橋  | PC箱桁    | 直線   | 90    | 北西-南東 |
| E橋  | PC箱桁    | 直線   | 90    | 北西-南東 |

表-2 計測時期と最大温度差の計測結果

| 橋梁名 | 計測時期       | 最大温度差 |                |
|-----|------------|-------|----------------|
|     |            | 左右    | 時刻             |
| A橋  | 11/8～11/10 | 8.4℃  | 15:00          |
| B橋  | 9月～3月      | 33.3℃ | 11:00<br>(12月) |
| C橋  | 12月        | 7.4℃  | 11:00          |
| D橋  | 不明         | 7℃    | 12:00          |
| E橋  | 冬季         | 6℃    | 16:00          |

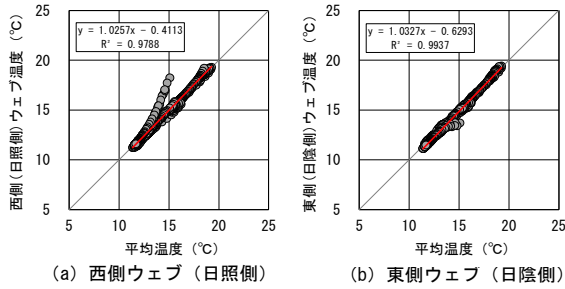


図-1 平均温度とウェブの温度の散布図 (A橋)

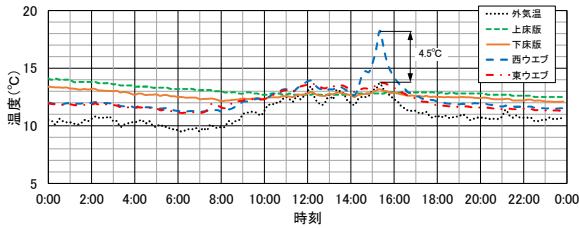


図-2 温度の時間変化の時刻歴図 (A橋)

相関を示すが、図-1(a)に示すように、日照側のウェブは平均温度に対して高温側へのばらつきが大きい。また、図-2 から分かるように、外気温との差も大きくなる。日陰側は、図-1(b)で示すように、日照側と比較してばらつきが小さい。また、図-2 から分かるように外気温との温度差も小さい。日照側ウェブは、15 時付近で最も温度差が大きくなっている。なお、本橋では、上部構造の隔壁や鋼板と床版の接合部コンクリートに損傷に見られており、令和3年度および4年度に数値解析等を用いて分析を行ったところ、ウェブ間の温度差が、上部構造に変形と二次応力を引き起こしている可能性が見られた。

次に、A橋とは異なる波形鋼板ウェブ橋(B橋)と鋼・コンクリート複合トラス橋(C橋)において、それぞれの道路管理者が行ったモニタリングデータを用いて同様の分析を行った。諸元を表-1に計測時期、温度差の計測結果を表-2に示す。分析に用いたデータは、B橋では9月～3月に、C橋では12月に計測されたものであり、いずれの橋についてもそのうち左右の温度差が大きかった3日間の計測値である。3橋の桁断面の平均温度とウェブの温度を統合した散布図を図-3に示す。B橋及びC橋もA橋と同様の結果を示しており、日照側では平均温度に比べて明らかに大きな温度が生じる

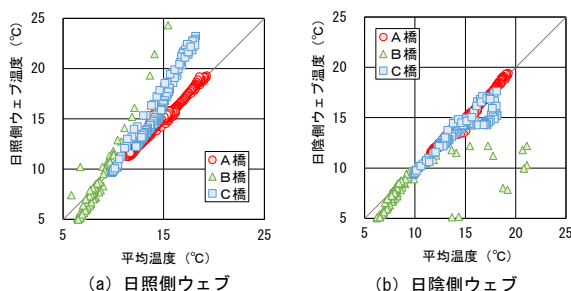


図-3 平均温度とウェブの温度の散布図 (A～C橋)

ことがある。表-2に示すとおり、最大の温度差はそれぞれ10℃程度と30℃程度となっている。これらの橋でも、ウェブ鋼材と床版コンクリートの接続部や外ケーブルの偏向部で損傷が生じている。

以上のような特殊なウェブを有する橋だけでなく、文献調査を行い、過去にPC箱桁橋で桁の左右の温度分布が計測された2橋(D橋、E橋)についても同様の分析を行った。諸元を表-1に、計測時期と温度差の計測結果を表-2に示した。温度計測の位置は、D橋は左右の張出床版の下面、E橋は左右のウェブである。コンクリートの床版間またはウェブ間でも左右で温度差が生じており、左右の最大の温度差は6℃～7℃であった。つまり、従前から多く建設されてきたコンクリート箱桁においても、特殊なウェブを有する構造と同様に、左右のウェブで温度勾配が生じる。温度勾配は同様でも、構造に与える効果は異なり、損傷等を引き起こさなかったことでこれまで着目されなかったと考えられる。

表-2に示す通り、A橋からE橋まで、不明であるD橋を除けばいずれも冬季の計測結果であること、材料の違いによる結果の違いがみられないことを考えると、ウェブ間の温度差は、架橋方向や日陰を作る周辺の地形等によるものである可能性が高い。

以上の結果から、ウェブの材質によらず、温度差として、桁断面の平均温度に対して、上床版は、道路橋の設計ですでに考慮されているように+5℃程度、また、ウェブの左右いずれか一方、橋にとって厳しくなる側について+10℃から+30℃を考慮するのがよいと考えられる。

#### [研究成果]

本研究では、橋の性能をよりの確に評価するためには、少なくとも、従来考慮されていた上下床版間の温度差に加えてウェブ間の温度差を見込む必要があること、また、見込むのであれば+10℃から+30℃の温度差が適当である可能性を示した。なお、多径間の連続橋では、立地条件によっては日射を直接受ける径間と受けない径間が生じ、さらに複雑な挙動になりえることも設計で考慮する必要があると考えられる。

最近の新しい形式の橋だけでなく、従前の典型的な箱桁橋においてもウェブ間の温度差は顕著であった。しかし、他の外力に比べると応答への寄与が小さかった場合が大半であったものと考えられる。また、多様な形状、材料の橋の性能を評価し、設計するうえでは、橋がおかれる状況を表す荷重モデルや載荷方法の追加や見直しが必要となることも考えられ、新しい技術に対する橋の性能をよりの確に評価するために、橋の設計において考慮すべき状況の充実については今後も継続的な調査が必要である。

#### [成果の活用]

本研究で得られた成果は、道路橋示方書等、技術基準改定のための基礎資料として活用する予定である。

# 高度な数値解析技術を用いた性能評価方法に関する調査検討

Developing protocols of using refined numerical analyses to verify the bridge load-carrying performance

(研究期間 令和3年度～令和6年度)

道路構造物研究部 橋梁研究室  
Road Structures Department  
Bridge and Structures Division

室長  
Head  
主任研究官  
Senior Researcher  
交流研究員  
Guest Research Engineer

白戸 真大  
SHIRATO Masahiro  
手間本 康一  
TEMAMOTO Kouichi  
清水 集平  
SHIMIZU Shuhei

Design standards cannot address all issues that bridges may encounter, and designers use sophisticated numerical analyses. However, the design specifications have not yet clarified the basic principles and requirements for evaluating the reliability of the structural system integrity and safety in terms of the use of such analyses. This year's study has proposed the need to rule the way to decompose the structural system into a series of units to measure the structural reliability based on the numerical result, and such decomposed units should match with the original code calibration process of the current LRFD design format one by one.

## 【研究目的及び経緯】

本研究では、高度な数値解析を道路橋の設計に適用する場合に考慮、検討されるべき事項を標準化することを目的としている。道路橋の設計基準において、部材単位で所定の状態を実現するための基準耐力曲線や抵抗係数は、主として棒部材の実験などから、断面力や公称応力で結果を整理した結果に基づいている。一方で、国総研資料第841号でも既に指摘しているとおり、高度な数値解析で得られる応答値と照査値には以下の点を確立、立証する必要があると考えられる。

- ・ 応答には二次応力も含まれるため、平均応力を指標にする制限値や抵抗係数を直接適用できるものでなく、適切な処理方法を確認する必要がある。
- ・ 部材の初期不整や材料のばらつきなど、通常の設計計算において道路橋示方書の制限値を用いるときと同等以上の安全余裕が確保されることを立証する必要がある。

今年度は、腐食を有する鋼桁の支点上補剛材の安全性の照査を例に、高度な数値解析を道路橋の設計に適用する場合に考慮、検討されるべき事項を検討した。

## 【研究内容】

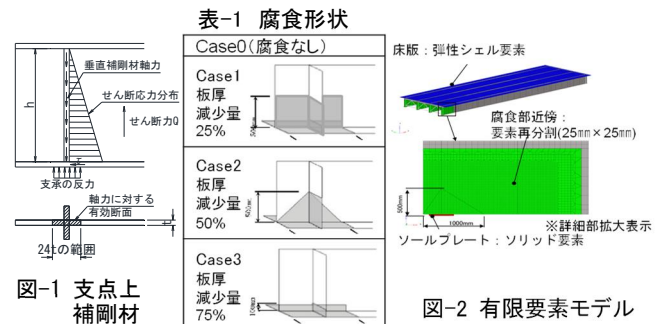
鋼桁の支点上補剛材の設計は、通常、図-1に示すように、鉛直力に対して支点上補剛材とウェブからなる有効断面の十字の柱として扱われ、支点反力は鉛直及びせん断応力を仮想十字柱に沿って三角形分布させ、座屈の照査を行っている。載荷点である支点周りでは局所的な応力集中もあるが、その影響も含めて、基準

耐力曲線や抵抗係数を適用できる方法として広く受け入れられている。

既設橋では、鋼桁の桁端は、局部腐食が多く見られる箇所である。局部腐食の形態によっては局所応力の影響が大きくなると考えられるが、腐食等の分布形状や程度に応じてそれが安全余裕に与える影響に定まった知見はない。

そこで、局所応力の影響も考慮した高度な数値解析を用いた耐力性能の照査を想定する。図-2に鋼桁橋のモデルと端支点のモデルの拡大図を示す。鋼道路橋の局部腐食の実態を調べた国総研資料第294号を参考に、腐食がない場合、ある場合の計4ケースを考慮する。床版、フランジ、ウェブ、補剛材をシェル要素で、ソールプレートはソリッド要素でモデル化した。ウェブ形状の初期不整として桁高の1/250の面外変形分布を与えた。そして、上部構造の自重を作用させた後、端支点部上の床版上に鉛直力を漸増させた。

図-3に荷重変位曲線を示す。板厚減少量だけでなく減少範囲の形状でも挙動が大きく変わっている。特に



板厚減少が大きく、局所的な Case 3 では非常に小さい  
 載荷レベルで最大荷重に達している。各ケースで、支  
 点反力が最大に達したときの支点反力と載荷点の変位  
 を用いて無次元化した、支点反力・載荷点変位曲線を  
 図-4 に示す。また、十字柱基部断面内の鉛直応力の最  
 大値と平均応力を算出し、これらが、材料の一軸での  
 降伏応力度に達したときも図上に示した。Case 0 から  
 2 では、断面内のどこか一点が降伏したあとも荷重は上  
 昇し、平均応力が材料の降伏応力に等しくなると変形  
 量が増大する傾向にあった。材料の一部が降伏しても  
 板内で応力の再配分が行われているものと考えられ、  
 実際にも生じ得るものと考えられる。しかし、Case 3  
 では、どこか一点で降伏したときと断面全体の降伏す  
 るときの違いがなくなっている。

図-5 には、十字柱の基部断面内の鉛直応力を平均し  
 た応力度が材料の一軸の降伏応力度に達したときの鉛  
 直応力分布を示す。青は圧縮応力集中が生じているこ  
 とを意味する。板厚減少分布形状や減少量によらず、  
 十字柱基部で応力が大きく、支点幅で分布が広がって  
 いるが、高さ方向に値も幅も減少していく。図-6 に、  
 対応する変形の拡大図と相当塑性ひずみ分布を示す。  
 応力分布と同様の傾向が見られる一方で、ひずみの分  
 布では、特に Case 3 では降伏域の広がり少ない。図  
 -7 に、それぞれのケースで支点反力が最大に達したと  
 きの変形の拡大図と相当塑性ひずみ分布を示す。腐食  
 のない Case 0 では、図-6 で十字柱基部に集中してい  
 た塑性域が図-7 では高さ方向に広がり、十字柱の全体  
 座屈のような変形形状が見られる。減肉が高さ方向に  
 広がりを有し、減肉量も比較的小さい Case 1 でも同様  
 の傾向がみられる。一方で、Case 2 や3のように、減  
 肉範囲が小さく、減肉量も大きくなるにつれ、最大

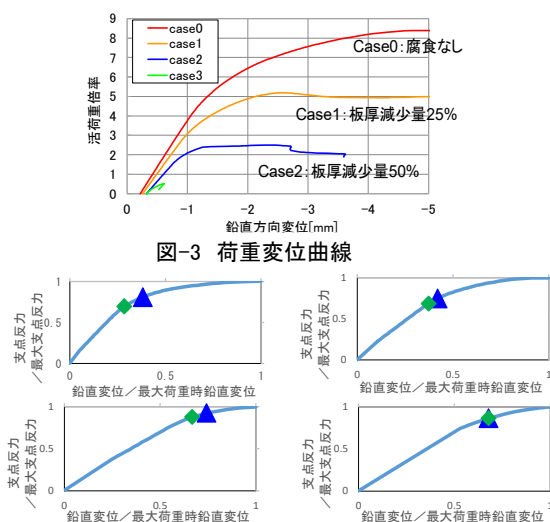


図-3 荷重変位曲線

◆ 基部断面内の鉛直応力の最大値が材料の降伏点に達したとき  
 ▲ 基部断面内の鉛直応力の平均値が材料の降伏点に達したとき  
 図-4 十字柱が降伏に達した時と最大荷重の関係

荷重に達したときも腐食範囲から塑性域が広がらず、  
 腐食範囲での局部座屈のような変形形状となった。

このように数値解析を用いることで多様な腐食状態  
 に応じた挙動の違いを見られることが利点であり、た  
 とえば、応力集中の影響が大きくなると、材料の一部  
 が降伏したのちの応力の再配分は生じず、ただちに崩  
 壊に結びつく傾向がみられる。そして、支点部の耐荷  
 性能の信頼性を評価する単位として仮想十字柱の挙動  
 に着目できる可能性が示唆された。

以上からは、高度な数値解析を用いるとき、適切な  
 信頼性が得られていることの立証の手順として、橋全  
 体系の荷重変位曲線や局所的な応力値を参照するだけ  
 でなく、応力分布や変形形状などを見極めて、通常の  
 設計で用いている基準耐荷力曲線や抵抗係数の背景・  
 根拠と直接比較できる、信頼性を評価、制御する部位  
 を見出す必要があると考えられる。そして、見出した  
 部位に対応する部分的なモデルで腐食の分布や量、支  
 点部の境界条件のモデル化の不確実性を反映させるこ  
 とで仮想の応力分布と基準耐荷力曲線を用いた通常の  
 設計と同等の安全余裕を見込むことを求めることが考  
 えられる。損傷種類や座屈などの破壊形態ごとに、考  
 慮すべき不確実性の種類や範囲を標準化していくこと  
 が今後の課題である。

## 【成果の活用】

得られた成果は、道路橋示方書等、技術基準改定の  
 ための基礎資料として活用する予定である。

## 【参考文献】

- 1) 国総研資料第 841 号、2015. 3
- 2) 国総研資料第 294 号、2006. 1

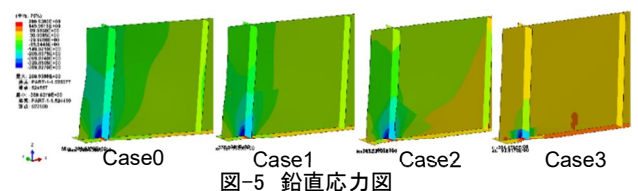


図-5 鉛直応力図

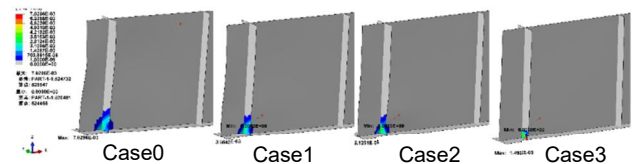


図-6 平均鉛直応力が降伏に達した時の塑性ひずみ分布

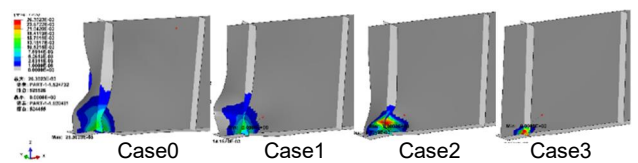


図-7 最大荷重に達した時の相当塑性ひずみ分布

# 道路橋の維持管理計画の継続的改善に関する調査検討

## Study on the continuous improvement methodology for road bridge management plans

(研究期間 令和2年度～令和5年度)

道路構造物研究部 橋梁研究室

Road Structures Department Bridges and Structure Division

|            |                  |                   |             |
|------------|------------------|-------------------|-------------|
| 室長         | 白戸 真大            | 主任研究官             | 岡田 太賀雄      |
| Head       | SHIRATO Masahiro | Senior Researcher | OKADA Takao |
| 研究官        | 石尾 真理            |                   |             |
| Researcher | ISHIO Mari       |                   |             |

Road structure management faces challenges such as the increase in large vehicles, the deterioration in structures, and the increase in the frequency of natural disasters, and the asset management is of importance. Many road administrators consider the life cycle cost of their assets as one of the key parameters in the management and have accumulated structure condition data at regular inspection. However, no standards exist in terms of the bridge condition data structure and calculation procedure to estimate life cycle costs. The standardization is of importance to utilize and share the data and estimated life cycle costs among administrators and industry, and this year's study proposed the minimum requirement for the bridge condition data structure for asset management.

### 〔研究目的及び経緯〕

道路構造物の管理では、道路構造物の老朽化に加えて、大型車の増加、自然災害の頻度の増加などの課題に直面している。国土交通省では、全国の道路構造物の経年劣化や耐震補強の状況を把握し、施策の充実に努めている。また、各道路管理者も、構造物の長寿命化や耐震補強のためなどの維持管理の計画を策定し、ライフサイクルコスト（LCC）の縮減に努めている。

しかし、道路管理者が公表している長寿命化修繕計画に掲載されているLCCの試算結果は、道路構造物の状態に関するデータの種類や内容、試算に用いる方法や仮定、試算結果の適用の前提条件などがまちまちであり、各道路管理者のデータを集約しても、全国的な集計、道路管理者間の比較などにもそのままでは活用できないという課題がある。

そこで、本研究では、道路橋を対象に、全国的な集計や分析、各道路管理者間の比較にも活用できるように道路橋の劣化状態のデータの収集、蓄積が可能なデータ構造を検討する。

### 〔研究成果〕

#### (1) 検討方法

LCCは、一般に以下の①～③の繰り返し計算である。

- ①橋の現状態に対して、統計的劣化モデルを適用、劣化の進展を仮定する。
  - ②橋の各部があらかじめ仮定した状態に達したときに修繕を行うとして、あらかじめ仮定した修繕単価を修繕を行う範囲に乘じ、修繕時期と費用を積み上げる。
  - ③修繕を行った範囲の状態を設定しなおし①に戻る。
- そこで、LCCの評価のために道路橋のデータをどのよ

うな質で収集、蓄積するのかは、a. 統計劣化モデルの作成や適用の観点とb. 修繕費用の積み上げの観点の両者から検討する必要がある。以下ではaについては過去の国総研での研究結果のレビューから、bについては、道路橋の修繕設計のデータを収集し、新たに分析を行い検討する。

#### (2) 統計的劣化モデルの作成の観点からの検討

部位ごとの劣化の特徴を詳細に反映した統計的劣化モデルの利用がLCCの計算上有効であれば、LCCの計算対象とする道路橋の現状態について詳細なデータを収集することに意味が出てくる。

国総研では、過年度に、劣化モデルを与える対象部位の分け方の詳細さとそれに対応するような統計的劣化モデルを適用したときと、それよりも部位の分け方を荒くして劣化モデルを適用したときで、LCCの計算値の違いに与える影響を検討しており<sup>1)2)</sup>、以下のことが分かっている。

○部材種別のみならず、同じ種別の部材別、さらには一つの部材の中で部位を細かく分けて、それぞれに適する劣化モデルを適用するときと、上部構造、下部構造といった大きな構造の単位や、部材種別ごとに劣化モデルを適用するときでも、対象とする道路橋数が多くなるほど、対象道路橋全数のLCCの計算値はほぼ同じ値に近づく。

○実際の橋の維持管理費用の実績値と比較すると、詳細に部位を分けることで、数が少なくても、実績値に対する誤差は収束しやすくなったが、それでも計算値は実績値に対して少なくともプラスマイナス30%程度の不確実性を有する。

以上からは、精緻なデータを蓄積する意味はあるも

の、LCCの計算値に大きな誤差があることも考えて用いる分には、統計的劣化モデルの適用の観点からは橋の構造を詳細に分けて状態を記録、蓄積することの効果は小さいと考えられる。

### (3) LCCの計算のための修繕単価の観点からの検討

検討の方法は以下のとおりである。平成22年度から令和2年度に地方自治体にて発注された道路橋修繕設計の121事例に対して、環境条件、材料、橋梁諸元、修繕内容、修繕費用を整理する。121事例の上部構造材料別の内訳を図-1に示す。このデータから、1径間あたり、橋面積単位あたりなど、単位あたりの修繕費の相関を調べる。加えて、鋼橋とコンクリート橋、部材種別、さらには桁端と桁一般部といった部位別といった着目する構造の対象範囲を決めたときの単位当たり修繕費の相関関係を調べる。これにより、相関が認められれば、LCCの試算に用いる橋の状態や修繕費を蓄積するために有効な単位や構造の対象範囲である可能性がある。さらには、相関関係をとる単位や対象とする構造の範囲を細分化していったときに、相関性が改善すればより適切な単位・範囲である可能性があるし、顕著に改善しなければ、それ以上の詳細さを求めることの限界である可能性がある。

図-2は、上部構造について、直接工事費と構造体ごとの橋面積及び径間数の相関を整理したものである。修繕費は橋面積との相関が高い。また、相関係数も0.7程度あり、既に道路管理者が所有する既存のデータを統一的に整理、蓄積することで有用なデータとなり得ることを示唆していると考えられる。

図-3は、上部構造について、直接工事費と橋面積の関係を材料別に整理した。材料別の相関関係は明らかに異なる。また相関係数も、材料の区別せずに求める場合に対して、相関式が明らかに異なっていることから、材料別に集計する意味があると考えられる。

図-4は、上部構造（主桁・横桁、床版）の直接工事費と橋面積の相関を整理したものである。(a)は、主桁・横桁、床版のいずれの修繕を行ったかによらずいずれかの修繕を行ったときの直接工事費をすべてプロットしたもの、(b)は鋼主桁とコンクリート主桁、(c)はコンクリート床版で分けた。修繕費に占める主桁・横桁の割合が支配的である様子が分かる。

橋ごとに様々な劣化の種類、範囲などが異なると考えられるが、修繕費の実績から見れば、図-4(a)のように上部構造といった大きな括りで橋の状態や修繕のデータを蓄積することでも、多数の橋のLCCの合計値の計算するために参照するデータとして十分な質である可能性が見いだせた。なお、図-3、4で、PC橋や床版においては、工事費と橋面積の間での相関が低くなっているが、対象橋梁では全面的というよりも部分的な修繕が多かったためと考えられる。部分ごとの対応を積み重ねる場合もあり得るが、塩害や疲労を考えた

ときには橋全体にわたっての対応を想定して費用等を見積もる方が結果的にはマネジメントの目的に合致する場合も多いと考えられる。このあたりの取り扱いは、データの蓄積方法とは別に、LCCの算出方法の標準化において検討を行う必要がある。

### (4) まとめ

結果的に上記(2)と(3)の結果は、矛盾がないものとなった。LCCの推計に用いるための橋の劣化状態や修繕費に関わるデータを全国で収集、蓄積するにあたっては、少なくとも上部構造、下部構造及び上下部接続部別、材料別に整理、蓄積するのがよいこと、また修繕費については橋面積あたりで整理できるように蓄積するのがよいことが分かった。

#### 【成果の活用】

道路橋の定期点検データベースの仕様の改善や長寿命化修繕計画に関する技術資料の提案にて用いる。

#### 【参考文献】

- 1) 石尾・白戸：既設道路橋のLCC算出結果のばらつきに関する一考察，第35回日本道路会議論文集，No. 2028，2023. 11.
- 2) 桑原・宮原・松村・白戸：道路橋の状態変化やライフサイクルコスト推定の不確実性，土木技術資料 Vol. 60 No. 3 p. 12-15，2018. 3.

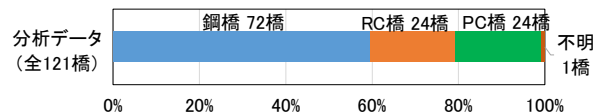


図-1 上部構造材料別の内訳

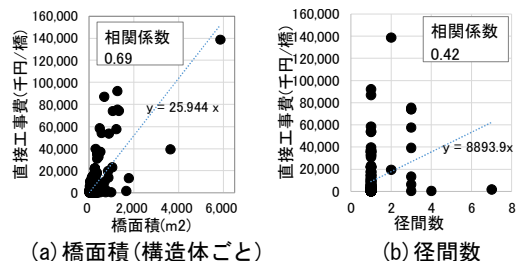


図-2 直接工事費との相関（上部構造）

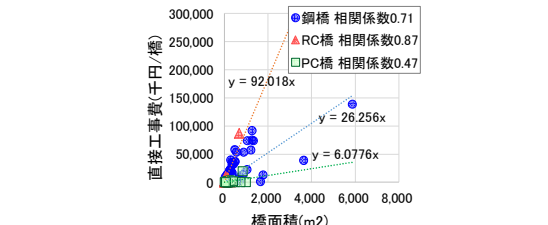


図-3 直接工事費との相関（上部構造・材料別）

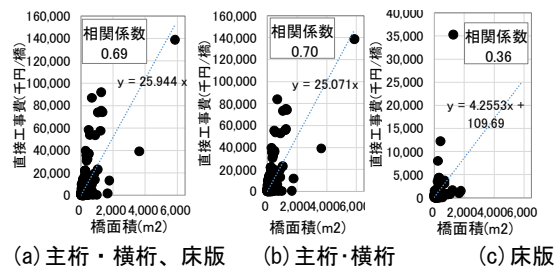


図-4 直接工事費との相関（上部構造）

道路橋の点検の省力化・高度化に関する調査検討

Development of bridge evaluation protocols with more reliability and less labor intensity

(研究期間 令和2年度～令和5年度)

道路構造物研究部 橋梁研究室  
Road Structures Department  
Bridges and Structure Division

室 長 白戸 真大  
Head SHIRATO Masahiro  
主任研究官 焼田 聡  
Senior Researcher YAKITA Satoshi  
交流研究員 恵良 将主  
Guest Research Engineer ERA Masakazu

This study aims at developing bridge inspection planning protocol in which inspection support technologies can be involved. The bridge stability is greatly affected by the stability of foundation ground, but it is sometimes hard to notice its irregularity by the close-view observation. Accordingly, this year, we investigated earlier cases of slope monitoring and examined how to take advantage of 3D point cloud data to infer the foundation ground instability. The results showed that the 3D point cloud data may be insufficient to capture the early stage of slope instability but can suggest apparent unstable soil deformation when using a high-density data acquisition.

〔研究目的及び経緯〕

本研究は、様々な点検方法を組みあわせ、点検の質の向上と作業の省力化を可能にする点検計画の作成方法を提案することを目的としている。

道路構造物の点検を支援する様々な技術開発が行われている。橋の安全性を確保するためには橋本体構造のみならず周辺地盤の状態も適切に評価する必要があるが、都度近接するだけでなく、表面座標を俯瞰的に記録、比較することで異常を見逃す可能性を低くすることができる可能性がある。そこで、本研究では、地盤面形状の3次元データの密度と把握できる変位の程度との関係を調べた。

〔研究内容と研究成果〕

1. 斜面上の道路橋基礎の変状事例

斜面上の道路橋基礎の安定に対する措置の必要性を診断するためには、基礎が反力を得ている地盤の状態を把握する必要がある。図-1に斜面上の基礎の周辺地盤が崩壊した最近の例を示す。いずれも基礎が反力を得ている前面の地盤が損失している。原因は様々考えられるが、定期点検のたびに地盤面の座標を記録することで変位が把握できれば、よりの確な診断につながる。近年、3次元データを取得する技術は発達しており、定期点検の際に斜面形状を計測・保存することも技術的には容易になってきている。しかし、実際に、どの程度の変位を捉えることができればよいのかについては知見が蓄積されていない。

そこで、基礎は存在しない例ではあるが、表-1に、文献から、地すべり等が生じた斜面の監視事例を整理した。崩壊直前には、斜面接線方向の地表面変位で300mm（伸縮計計測）、斜面法線方向の地表面はらみ出し変位で500mm（現地計測）が観測された例もある。このことからすれば、地表面の座標について、前回定期点検からの変化を100mmから500mm単位で把握できるように定期点検のたびに3次元データを取得しておくことで、定期点検時に異常の進行が把握できる可能性がある。

|      |        |               |       |
|------|--------|---------------|-------|
| 損傷状況 |        |               |       |
|      | 基礎形式   | 深礎基礎          | 直接基礎  |
|      | 地盤部の地質 | 崩壊土、砂礫、風化粘板岩等 | 風化凝灰岩 |

図-1 近年の斜面損傷事例

表-1 斜面監視事例

| 事例No. | 計測手法  | 計測方向              | 計測期間    | 日平均変位量   | 斜面崩壊に至ったか       | 崩壊直前変位量 |
|-------|-------|-------------------|---------|----------|-----------------|---------|
| 1     | 地盤伸縮計 | 斜面接線方向            | 16ヶ月    | 0.8mm/日  | 至った             | 100mm   |
| 2     | 孔内傾斜計 | 斜面接線方向            | 4ヶ月     | 0.05mm/日 | 至っていない          |         |
| 3     | 地盤伸縮計 | 斜面接線方向            | 1ヶ月     | 1.4mm/日  | 至っていない          |         |
| 4     | 地盤伸縮計 | 斜面接線方向            | —       | —        | 至った             | 300mm   |
| 5     | 地盤伸縮計 | 斜面接線方向            | 1ヶ月     | 0.1mm/日  | 至っていない          |         |
| 6     | 現地測量  | 斜面接線方向            | 19ヶ月    | 0.05mm/日 | 至っていない          |         |
| 7     | 現地計測  | 斜面法線方向<br>(はらみ出し) | (踏査で発見) | —        | 至った<br>(発見後、崩壊) | 500mm   |

※：— は記載なしを示す。

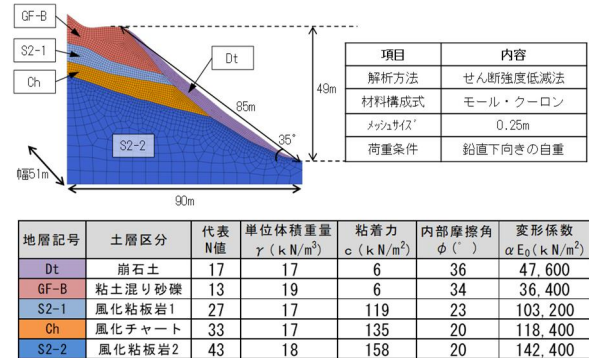


図-2 有限要素モデル

2. 有限要素解析

図-2に、深礎基礎が採用されるような斜面を想定して作成した有限要素モデルを示す。本解析は、変位量の絶対値を実例と比べるものではないが、斜面上で変位が顕著になる位置、範囲、増加の出方など定性

的な傾向を得ることを目的として行った。斜面上の土の構成式には、単純なモール・クーロンモデルを用いた。このモデルに自重を与えたのち、各要素のせん断強度を低減することで、斜面内部での破壊の進展と地表面の座標の変化の関係を求めた。結果を図-3及び4に示す。図-3は斜面法線方向の変位のコンター図である。変位はすべり面の先端である斜面の下部（赤位置付近）で大きくなる傾向が見られた。この結果からは、3次元データの取得にあたっては、フーチング位置だけでなく比較的深い領域まで含めるのがよいと考えられる。

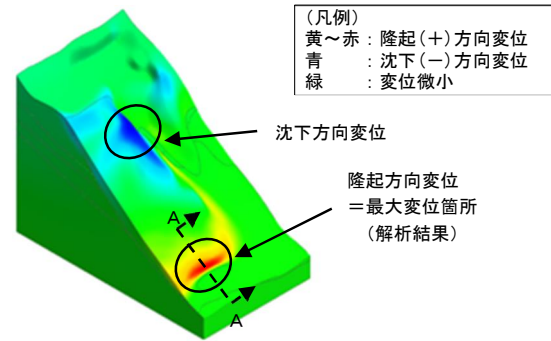


図-3 鉛直方向変位コンター図

### 3. 点群密度と把握できる地表面形状の変化の関係

図-4に、変位が最大となった斜面下部（図-3 赤色位置）の斜面法線方向変位量とせん断強度の低減率の関係を示す。低減率が小さいうちは変位も20mm程度であり小さいが、斜面崩壊前には変位が急増し、計算上は1000mmを超える。本例はあくまで計算での、かつ1例の結果であるが、100mm程度の地盤面の形状の変化を捉えられれば、すでに進行している地盤の不安定挙動を疑うだけの有用なデータになり得ると考えられる。

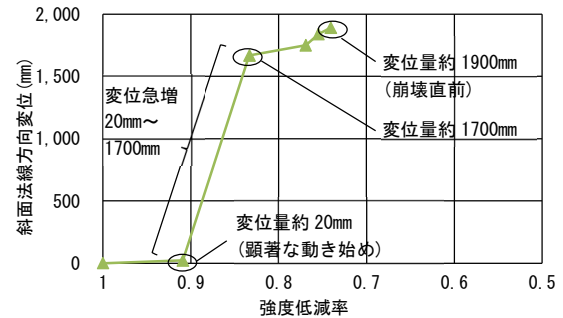


図-4 斜面法線方向変位量（変位最大位置）

図-5に、解析結果にて最大変位を確認した斜面下部（図-3のA-A断面）にて、最大変位が約1900mmに達した時の地表面での変位分布に基づいて、それと相似になるように変位分布をいくつか仮定したものを示す。たとえば赤線は最大変位が100mmになるように分布を仮定している。さらに、変位計測の誤差が50mm程度であると仮定すれば、50mm以上変位が計測されたときには0mmから100mmの変位が生じていることになる。そこで、50mm以上の変位が生じている範囲を図から求めるとおおよそ270mmになる。そこで、この範囲に3次元データの点が入るように点群の計測をしようとしたとき、点群の照射間隔のばらつきや植生が計測に与える影響を考慮しなければ点群密度として15点/m<sup>2</sup>程度が必要になる。これは、計測誤差や照射間隔のばらつきなどを単純化し、仮定をおいたときの値である。100mm単位での変化を把握するためには、より大きな点群密度での計測が必要である。

公共測量作業規定の準則では、地表面にて100点/m<sup>2</sup>以上の密度が確保できることを目標に、植生状況も考慮した点群密度での計測が求められている。そこで、国総研では、過年度に、熊本地震により被災した斜面において、準則に従い、異なる時期に3次元点群データを取得し、計測誤差を調べた。その結果、植生がない斜面で40mm程度、植生がある斜面で70mm程度の誤差が確認された。換言すれば、上で仮定した50mm程度の誤差での変位の把握のためには、15点/m<sup>2</sup>程度よりも一桁大きい100から200点/m<sup>2</sup>の点密度での計

測が必要と言える。そして、計算上は、このときには変位が顕著になっている平面範囲内に点群が確実に照査される可能性が高い。

### 4. 成果と課題

既往の斜面の変状事例や数値解析結果から、100mm程度の精度で地表面の変化を捉えることでも、基礎の安定に関する診断にて参考にできるデータであることが分かった。ただし、100mm程度の精度での計測の場合、異常を捉えたときには斜面内で既に破壊が進行している可能性があることや、異なる時期のデータ間で大差がなかったとしてもその結果のみで異常がないことの証左にならないことに留意が必要である。これまでの定期点検と同じく基礎周辺の地盤を踏査結果と組み合わせて点群データを活用することで、診断の信頼性を高められると考えられる。

そして、いくつかの仮定のもとでの考察になるが、公共測量と同等の200点/m<sup>2</sup>の点密度のデータが定期点検にて記録されれば、上の目的にかなう可能性が高いことも分かった。今後、検討や計測の事例を蓄積することで、より適する点群密度を設定できる可能性がある。

#### 〔成果の活用〕

本研究で得られた成果は、道路構造物の定期点検のための技術資料等にて活用される。

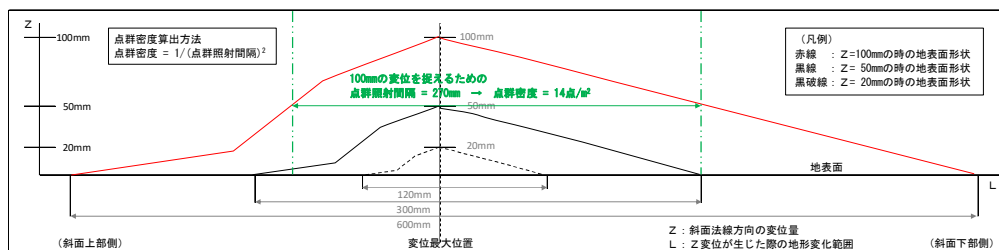


図-5 点群密度と捉えられる地表面変化の関係（変位量100mmの場合）

# 損傷を受けた部材の耐荷性能評価への部分係数法の適用に関する調査検討

Study on the application of partial factor format to evaluating the load bearing performance of damaged members

(研究期間 令和3年度～令和6年度)

道路構造物研究部 橋梁研究室  
Road Structures Department  
Bridge and Structures Division

室長  
Head  
主任研究官  
Senior Researcher

白戸 真大  
SHIRATO Masahiro  
手間本 康一  
TEMAMOTO Kouichi

This study aims to develop partial factors to evaluate the design strength of damaged and repair members. This year, the present study proposed a method to modify the resistance factor value in design specifications in consideration of the uncertainty of repair methods and materials, and calculated typical modifier values.

## 〔研究目的及び経緯〕

道路橋の設計基準は、既設橋の修繕にも適用されることが多いが、損傷の箇所や程度、補修補強のために追加する材料が多様な既設橋において部材の抵抗の設計値をどのように評価するのかについては明確な技術基準がない。そこで、これらの修繕に特有の課題を考慮した抵抗係数の設定方法を一般化するなどし、既設橋の性能の評価や修繕設計の信頼性のばらつきを減らすことが望まれる。本年度は軸力と曲げを受ける部材について補修補強に用いる材料や補修補強効果のばらつきを考慮して、新設設計で用いる抵抗係数を修正する方法を検討した。

## 〔研究内容〕

### 1. 部分係数の算出法の提案

修繕する部材の耐力のばらつきに与える要因は様々である。たとえば、耐力式のモデル誤差、部材の形状のばらつき、部材内に含まれる材料強度やヤング係数のばらつきもある。このうちモデル誤差以外の不確実性は相互に影響しあう。たとえば、鉄筋コンクリートの構造のように異なる材料の組み合わせからなる断面では、それぞれの材料のヤング係数のばらつきや配置及び比率に応じて断面内の応力分布や中立軸の位置が変わる。そこで、コンクリート部材の設計に用いる抵抗係数は、文献1)で行われているように、複数の断面諸元を仮定して、様々なばらつきが曲げ耐力のばらつきに与える影響の感度を評価したうえで、設定されている。文献1)のような抵抗係数の設定方法をここでは方法1という。

しかし、方法1で行っているような感度解析を、上述のような特徴を有する補修補強部材に適用するのは現実的でない。なぜなら、同じ断面欠損の深さや面積であっても、断面内の欠損の位置によって耐力への寄

与度は変わり、また、鋼材とコンクリートのみならず補修補強材料が様々であり、損傷の形態や断面諸元を網羅的に仮定して感度解析を行うことが現実的でない。

そこで、本研究では、抵抗係数の評価法の合理化を試みた。使用材料によらず、断面の中で曲げ耐力に寄与する割合は、ウェブに比べて上フランジや下フランジが支配的であることから、モデル誤差以外のばらつきとして、上フランジ又は下フランジの強度のばらつきのみを見込み、これらを圧縮又は引張を受ける一本棒のばらつきとして扱う。この方法を方法2と呼ぶ。

方法2の具体的な手順を図-1に示す。まず、ある限界状態に対する耐力式及び耐力式が立脚する抵抗メカニズムに対応する圧縮又は引張フランジ領域を設定する。このとき、設定する圧縮又は引張フランジ領域は、製作・施工上の上下フランジと一致させる必要はなく、たとえば断面内の塑性域の広がりを考慮し、ウェブの

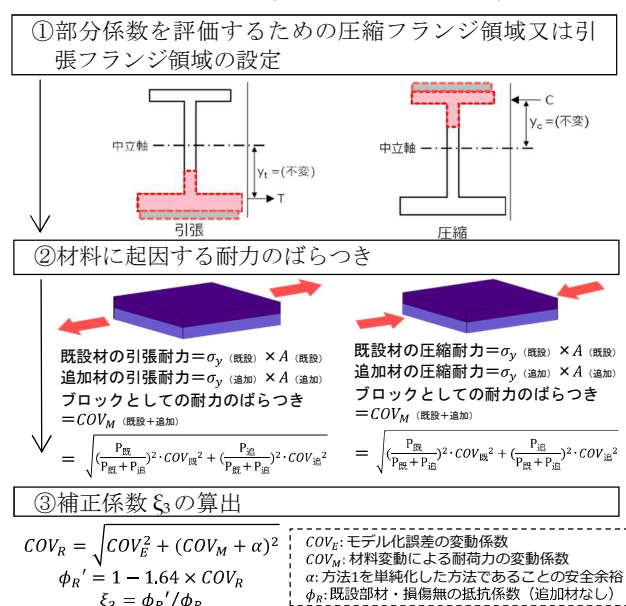


図-1 部分係数を算出する方法 (方法2)

一部を含むこともあり得る。既設材料に腐食等がある場合ない場合のいずれについても、既設材料と、補修補強のために追加する材料のばらつきが独立に扱え、かつ、両者のひずみが適合するように一軸の圧縮又は引張状態にあるとき、当該フランジの強度のばらつきは図-1②の式で表すことができる。そして、図-1③のように、当該フランジの強度のばらつきと耐力式のモデル誤差を考慮すると抵抗係数が算出できる。なお、方法2が方法1に対して危険側になりすぎないように考慮する係数 $\alpha$ も考え、以後の試算では1.0%を考慮した。ただし、いくつかの鉄筋コンクリート桁に対して、方法2と方法1で耐力の変動係数を評価すると概ね0.1～1.0%程度の差であり、無視できる程度であった。

## 2. 提案法による部分係数の試算

次の照査式を仮定したとき、既設の鋼又はコンクリート部材の耐荷性能の評価に用いる部分係数を方法2によって試算し、結果を丸めたものを表-1に示す。

$$\Sigma S_i(\gamma_{pi}\gamma_{qi}P_i) \leq \xi_1\xi_2\xi_3\Phi_R R$$

ここに、耐荷方式と抵抗係数 $\Phi_R$ 、補正係数 $\xi_1$ 及び $\xi_2$ は、道路橋示方書に規定されているものであり、 $\xi_3$ が既設部材の損傷程度および追加材の強度比・強度に応じて抵抗係数 $\Phi_R$ を補正するための係数である。また、表-1において、既設材と追加材の強度比は、限界状態を支配する圧縮又は引張フランジにおいて算出する。

表-1の値を設定するための試算にあたっては、鋼部材、コンクリート部材の耐力式のモデル誤差や断面寸法の誤差などは、基本的には新設橋の設計に用いる部分係数の算出と同じものを見込んだ。一方、既設部材の試算を行うので、以下の点を考慮した。

まず、材料強度のばらつきは、1) 製造ロットや施工の違い等に起因するばらつきと 2) 材料中の空間的なばらつきがあるが、既設の材料はすでに材料が存在しているものであることから、材料の空間内のばらつきのみを考慮した。これは、損傷がない場合には、新設設計の部分係数よりも既設の部分係数を1.0に近い値(ばらつきが小さい)にする。次に、既設のフランジの材料に腐食などがあるとき、その断面強度の評価のばらつきを考慮する必要がある。過去に腐食のある鋼材やPC鋼材の腐食量が調べられた結果<sup>2),3)</sup>からは、軸方向の断面積の平均値に対する各断面の断面積のばらつきとして10%程度が見込まれる。しかし、実務では、軸方向の腐食等の形態や程度の違いに応じて、軸方向にいくつかの区間に分けて設計断面積を設定すること

表-1 部分係数の試算結果

| 追加材の強度のばらつき | 無補強  | 既設材と追加材の強度比 $=P_{\text{旧}}/(P_{\text{既}}+P_{\text{旧}})$ |              |              |              |              |
|-------------|------|---------------------------------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
|             |      | $\leq 0.200$                                            | $\leq 0.333$ | $\leq 0.500$ | $\leq 0.667$ | $\leq 0.800$ |
| 小(COV=5%)   | 0.95 | 1.00                                                    | 1.00         | 1.00         | 1.00         | 1.00         |
| 中(COV=10%)  |      | 1.00                                                    | 1.00         | 1.00         | 1.00         | 0.95         |
| 大(COV=15%)  |      | 1.00                                                    | 1.00         | 0.95         | 0.95         | 0.90         |

や、区間内で最小と目される断面で、鋼板であれば板幅方向で減少量が大きい複数の点で板厚を計測したり、コンクリート内部鋼材であれば減少量が大きい鋼材をいくつか計測したうえで、最小値を用いたり、平均値を用いたりすること多いと思われる。この場合、断面積の評価の不確実性は腐食した鋼板や内部鋼材の軸方向の断面積のばらつきよりも小さくなる。そこで、表-1の値を設定するにあたっては、既設材料の断面積に損傷があることを前提に、かつ、ばらつきに10%と5%を仮定した。

表-1の $\xi_3$ の値は、設定した既設材料の断面積のばらつきや追加の材料の強度のばらつきの幅によらず1に近い値となった。この理由は、既設材料の断面積の評価のばらつきや追加材料の強度のばらつきに比べて、耐荷方式のモデル誤差が大きく、部分係数に与える影響において支配的であることが考えられる。このことは、方法1に比べてばらつきの考慮の方法をある程度割り切った方法である方法2であっても、信頼性が適切に評価できることも意味する。なお、既設材料の断面積のばらつきを新設と同じすれば、表-1における無補強のときの係数は1.00となる。

表-1の値は、以上のような仮定において算出したものなので、以下のような場合についてのみ適用することができると考えられる。

- ・フランジとして考慮する領域に損傷などがあっても、一本棒として一様な応力分布のもとでの破壊形態となること。例えば、PC鋼材の局部腐食による応力集中やコンクリートのアルカリ骨材反応による材料の不連続が不確実性に与える影響を特別に考慮する必要がないこと。
  - ・補修補強材料と既設部材の一体性が確保され、補修補強材料が分担できる応力が明らかであること。たとえば、いわゆる合成率が明らかであること。
- 引き続き、せん断に対する信頼性の評価方法の検討を進めていく。

## 〔成果の活用〕

本研究成果は、道路橋の技術基準の策定に反映する予定である。

## 〔参考文献〕

- 1) 土木研究所資料第4401号、2020.5
- 2) 例えば、全邦釘ら：腐食鋼板の応力状態の考察と要求精度に応じた残存引張強度評価式の構築，土木学会論文集A2，Vol.69，No.2，2013 など
- 3) 例えば、岩城一郎ら：著しい塩害を受けた道路橋PC桁内部のコンクリートおよび鋼材の物性評価，土木学会論文集E，Vol.66，No.4，2010.11 など

# 道路構造物の補修・補強に関する基本工法の充実に向けた試験調査

Development of the guidance on techniques of repair and reinforcement for road structures

(研究期間 令和 3 年度～令和 5 年度)

道路構造物研究部 橋梁研究室  
Road Structures Department  
Bridge and Structures Division

室長  
Head  
主任研究官  
Senior Researcher  
交流研究員  
Guest Research Engineer

白戸 真大  
SHIRATO Masahiro  
手間本 康一  
TEMAMOTO Kouichi  
清水 集平  
SHIMIZU Shuhei

Field repairs are crucial to extending the service life of existing bridges, and several techniques, such as adding plates, concrete jacketing, FRP bonding, etc. However, there is no guidance on such methods. This year, bending loading tests were conducted on steel girder specimens strengthened with flat plates and angles. The test results showed that the stress concentrated on the edges of bolted plates and angles and the slip occurred earlier than in other areas. In summary, bolt arrangement standards are needed to function the plating method.

## 〔研究目的及び経緯〕

鋼板当て板補強は、鋼部材に用いられる最も基本的な修繕方法の一つである。当て板を接合することで、外力の増加に対して母材と当て板が一体となって抵抗すると仮定し、それぞれ許容応力度を超えないように設計することが一般的である。しかし、一体的な挙動が成立する応力状態の範囲や塑性挙動については知見が少ない。そこで、本研究では、当て板と母材が一体で桁としての塑性強度を発揮できるように当て板の諸元を決定する方法を提案するための基礎的な知見を得ることを目的に、令和 4 年度に当て板を有する鋼桁試験体を用いた曲げ载荷試験を行い、破壊に至るまでの挙動について調べた。今年度は、载荷試験で得られた結果をより詳細に分析し、当て板と母材が協働するにあたって考慮すべき事柄を整理した。

## 〔研究内容〕

载荷試験に使用した鋼桁試験体の諸元を図-1 に示す。鋼桁の材料は SM400 材であり、鉄筋コンクリート床版（設計基準強度  $30\text{N/mm}^2$ ）を有する。試験体中央部が試験において着目するパネルである。腐食などにより局部的に板厚が減少した状態を模擬するため、試験体中央部断面の下フランジとウェブの一部をエンドミル加工により切削するとともに、削り出した部分を避け、新たなフランジとなる当て板を高力ボルト摩擦接合により一体化した。母材と当て板の接合面の処理は、ディスクサンダーによる 2 種ケレンであり、作業の安全性を考慮して無応力状態で当て板を行った。当て板の材質は母材と同じであり、諸元は、鉛直荷重が作用し

たときに下フランジが降伏する荷重が、腐食のない健全な桁の場合と同等以上となるように決定した。ボルト本数は、ボルト 1 列あたりの曲げモーメントによる発生応力に対して摩擦（すべり強度）で抵抗するための必要本数を求めたうえで、最終的には道路橋示方書の規定による最大中心間隔及び最小縁端距離を満足するように決定した。高力ボルトの導入軸力は、道路橋示方書Ⅱ鋼橋・鋼部材編に規定される設計軸力の標準値（ $205\text{kN}$ ：S10T M22）以上とした。载荷は、支間中央部に純曲げが生じるような 2 点曲げ载荷で繰り返し漸増载荷を行った。

## 〔研究成果〕

荷重と支間中央部の鉛直変位の関係と計測データから推定した損傷過程（主要イベント）を図-2 に、ひずみの計測位置を図-3 に示す。下フランジ下面が降伏し

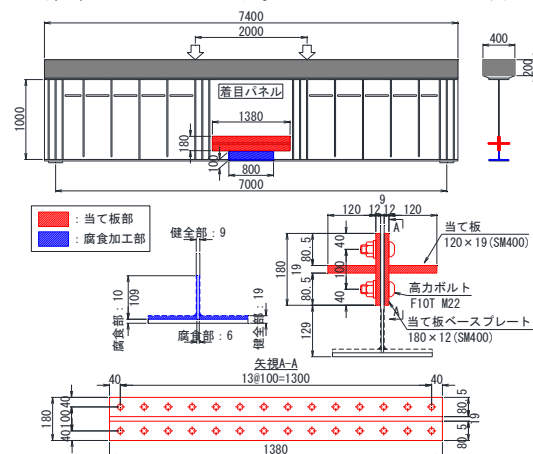


図-1 試験体諸元

た時の変位が  $1.0\delta_y$  である。図-4 には、図-3 の測線 1 及び 2 に沿った、軸方向のひずみ分布を示す。当て板端部にあたる測線 2 (図-4 (b)) において、 $0.5\delta_y$  の時、当て板に発生する橋軸方向のひずみは母材に発生するひずみよりも小さい。一方、測線 1 (図-4 (a)) では、母材と当て板に生じるひずみとほぼ一致する。その後、 $0.8\delta_y$  において、図-3 (☆) 及び図-4 (a) に示すように、測線 2 (図-4 (b)) 上の当て板の端部近傍のウェブが降伏する (図-2 ●)。一方、当て板中央部の測線 1 (図-4 (a)) では、母材も当て板も降伏に達していない。

荷重増加に対して、図-4 に示すようにウェブの降伏の範囲が広がり、対応して、図-2 に示すように荷重-変位曲線の非線形性が顕著となる。ただし、図-4 にみられるように、当て板は降伏しない。なお、過年度も報告しているとおり、最終的に、供試体は、床版上面でコンクリートの圧壊の兆候を示し、最大荷重に至った。

当て板及び当て板近傍の無補強部における応力と載荷点の鉛直変位の関係を図-5 に示す。ここで、たとえば、B-1 は図-3 に示す測線 B と測線 1 の交点のゲージを示す。当て板端部 (図-5 (b)) において、 $20\text{N/mm}^2$

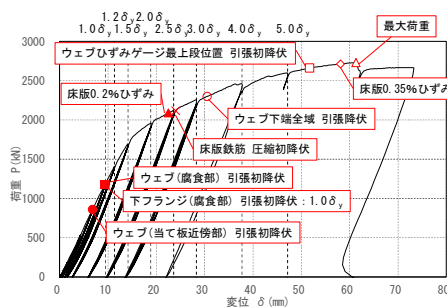


図-2 荷重-変位関係 (支間中央部)

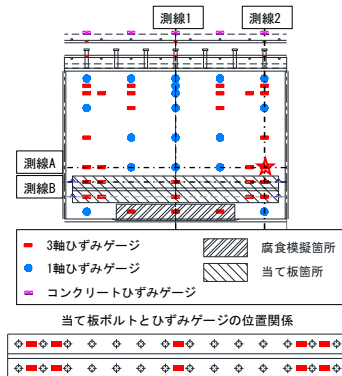


図-3 ゲージ位置

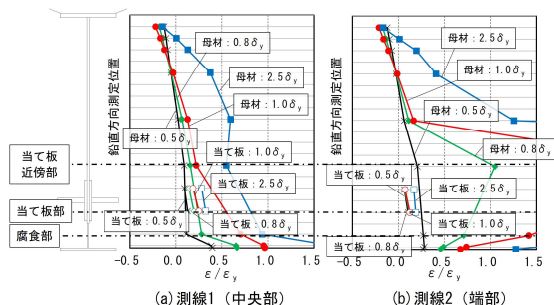


図-4 高さ方向のひずみ分布

程度で応力の低下が見られ、一方で、当て板中央部 (図-5 (a)) では、 $60\text{N/mm}^2$  程度で応力の増分が緩やかになり、この時点ですべりが発生したと考えられる。2 列のボルト接合について、すべりが発生したときの当て板端部 2 箇所の応力の平均に十字の当て板の断面積を乗じると、約  $180\text{kN}$  になる。また、中央部 2 箇所の応力から同様の計算をすると約  $540\text{kN}$  になる。一方で、すべり係数を  $0.25^{1)}$  (ディスクサンダーによる粗面状態) としたとき、計算上摩擦接合が伝達できる軸力は  $205\text{kN}$  である。実際のすべり係数はばらつきが大きく計算値と実験値に違いが生じることを考慮しても、計算結果からも当て板にはすべりが生じていると考えられる。

その後、ボルト接合は摩擦による荷重伝達から支圧による荷重伝達に移行したものと考えられるが、図-5 (a) 及び (b) にみられるように、当て板の応力の増加は顕著でなく、当て板端部、中央部によらず、最大値に達した後の応力はほぼ横ばいに推移する。これは、当て板全体ですべりが生じたあとは、分担できる応力は増加しないことを示唆している。

以上のような実験結果から以下の知見が得られた。

1. 設計において、鋼桁の引張フランジやウェブに当て板を有する桁の曲げ耐力を算出するとき、当て板には、所要のすべり係数に対応した応力分担が期待できる。
2. 1. について、当て板端部で最初にすべり抵抗が上限を迎え、それと同時に周辺母材での応力分担が増えてしまう傾向があった。そこで、桁の塑性域での強度と変形能を考慮した修繕を行うときは、当て板の端部の位置を発生応力の小さい位置まで伸ばすか、または、端部でのすべり挙動を遅らせるようにボルトを配置する等の工夫が必要となる可能性が高い。

### [成果の活用]

得られた成果は、道路橋示方書等、技術基準改定のための基礎資料として活用する予定である。

(参考資料)

- 1) 土木学会：高力ボルト摩擦接合継手の設計・施工・維持管理指針(案)、鋼構造シリーズ 15、2006. 12.

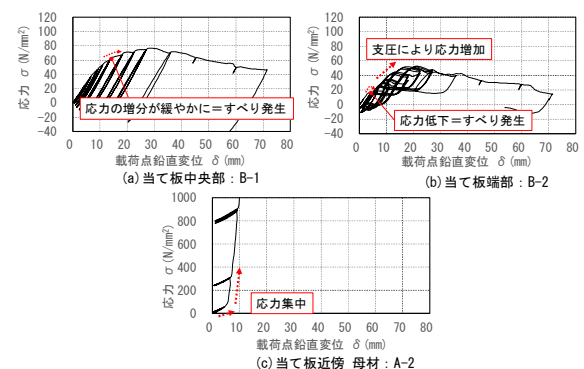


図-5 応力-変位関係

# 大型車が道路橋に与える影響に関する調査

## Investigation of truck traffic loading on road bridges

(研究期間 令和5年度)

道路構造物研究部 橋梁研究室

Road Structures Department Bridges and Structure Division

室長 白戸 真大

主任研究官

岡田 太賀雄

Head SHIRATO Masahiro

Senior Researcher

OKADA Takao

研究官 石尾 真理

Researcher ISHIO Mari

The Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism works to strengthen the national truck logistics network with the growth of the global market. Road bridges in Japan are subjected to intense truck loading, and this study measured the truck traffic loads on several bridges that carry extensive truck traffic to verify the present design live loads and assess the need for preventive maintenance against fatigue. The result showed an increasing trend of truck traffic with a weight range of approximately 28 to 44 tons, indicating the potential need for a detailed review of the design live loads and the fatigue inspection of the steel decks of existing bridges.

### 〔研究目的及び経緯〕

国土交通省では、物流の更なる円滑化や国際競争力の強化のため、道路ネットワークの機能強化を進めている。道路橋も大型車に対する安全性や疲労耐久性の確保のために、適宜、交通状況の変化の見通しや既設橋の損傷実態を把握し、活荷重の妥当性や疲労に対する予防保全の必要性について把握することが求められる。本研究では、道路橋の耐荷力設計や疲労設計の検討のため、直轄国道の中でも重交通である4地点で車両重量計測を行い、交通特性の変化と疲労耐久性へ及ぼす影響を分析した。

### 〔研究内容〕

本研究で計測の対象としたのは、図-1 に示す国道357号の2箇所(A橋(上り線のみ)とB橋、図-2 に示す国道23号の2箇所(C橋とD橋)の合計4箇所である。これらの橋は、国土交通省が管理する道路橋の中でも、特殊車両の通行許可数が多い橋である。図-3 に4橋の

大型車交通量と混入率を示した。また、比較のため、国が管理する道路橋の大型車交通量と混入率を示した。今回対象の4橋(青丸)は、我が国の道路橋の中でも、大型車の交通量と混入率ともに高い。

通行する車両重量の計測は、Bridge Weigh-In-Motion (以下、「BWIM」という。) (国総研資料第188号) を用い、2023年の連続する平日の3日間(72時間)行った。

### 〔研究成果〕

#### (1) 交通特性の変化に関する分析

計測した車両の台数を重量帯別に整理した結果を図-4に示す。1日1方向あたりで平均した台数を示した。20tを超える車両の台数は4橋とも同程度で、1300台程度であった。車両重量分布の上位5%に与える重量も図-4に示した。4橋とも同程度で32t~36tであった。



図-1 関東地区計測位置図

図-2 中部地区計測位置図

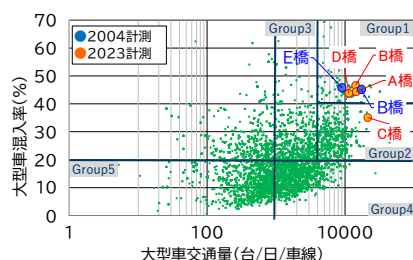
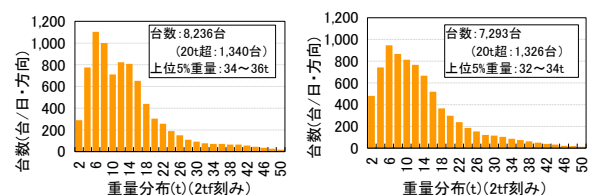
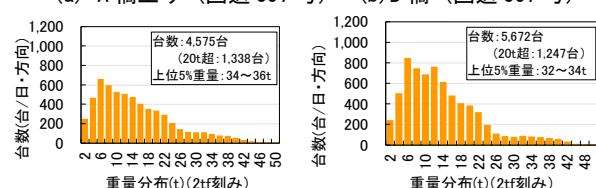


図-3 大型車交通量と大型車混入率の関係



(a) A橋上り(国道357号) (b) B橋(国道357号)



(c) C橋(国道23号) (d) D橋(国道23号)

図-4 大型車の車重分布(20tより重い車両)

車重分布形状は 6t, 14t, 20t, 40t 付近を中心とする山が重なり合っている。BWIM では、車両の軸数と軸間距離を判別できることから、通行車両を 21 種類に分類できる。今回の計測結果（以下、「2023 計測」という。）から、大型車について、車種を判別した結果を図-5 に示す。4 橋とも表-1 に示す車種 2, 4, 7, 12 の構成比率が高い。

また、図-5 には、2004 年に、A 橋と B 橋と同じ路線上の近傍の橋で、過年度に計測を行っていた E 橋の計測結果（以下、「2004 計測」という。）を示した。その結果、A 橋と B 橋では、車種 7 や 12 の割合が増加していた。一方で、車種 4 は減少していた。通行車両の大型化が進んでいる可能性が伺える。C 橋と D 橋でも、A 橋と B 橋と比べても車種 7、車種 12 の割合が同程度であることから、従前よりもこれらの車種の構成割合が増加している可能性がある。

橋の耐荷力の観点からは、これらの車種の台数や構成比率が増加していることは、大型車の連行の頻度が増加し、橋に一度に同時載荷される車両総重量が増加していることが懸念される。そこで、これらの車種の連行状況等の更なる分析が必要である。また、床版の疲労耐久性の観点からは、車種 7 や 12 の増加は、床版の疲労耐久性の悪化がもたらされている可能性を示しており、今後の状態の変化に注意を要すると考えられる。たとえば、車種 7 や 12 は、タンデム軸、トリプル軸、または、ダブルタイヤを有し、特に鋼床版などでは鋼床版のリブをタイヤが跨ぐことなどで複雑な応力状態をもたらすことが懸念されるものである。

床版以外の部位での疲労耐久性について分析するため、図-6 のように、車重損傷度分布を求めた。車重損傷度とは、疲労に着目した指標である。疲労は車両重量と載荷の繰り返し回数の関数でモデル化する

表-1 BWIM による車種分類（例）

| 車種 | 軸数 | イメージ図 | 主な車               | 制限値 | 車種 | 軸数 | イメージ図 | 主な車       | 制限値 |
|----|----|-------|-------------------|-----|----|----|-------|-----------|-----|
| 2  | 2軸 |       | 単車、普通トラック、バス、トラクタ | 20t | 7  | 4軸 |       | 単車、セミトレーラ | 29t |
| 4  | 3軸 |       | 単車、普通トラック、バス、トラクタ | 20t | 12 | 5軸 |       | セミトレーラ    | 44t |

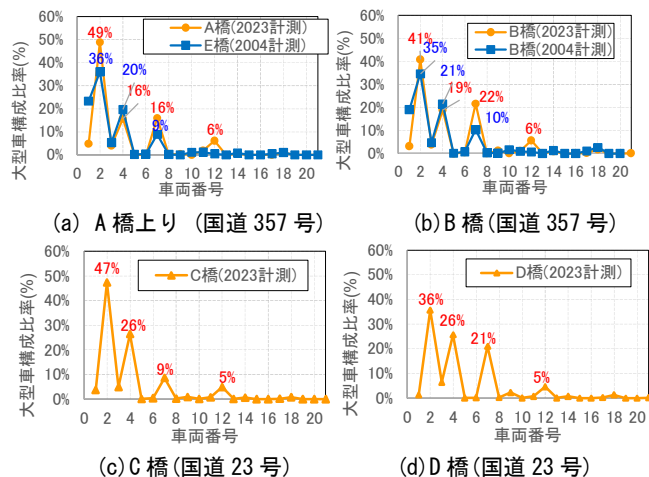


図-5 大型車構成比率

ことができ、一般に、鋼部材の疲労は応力範囲の 3 乗に、繰返し回数の 1 乗に比例していることを反映した指標であり、各車両の重量の区分帯について、各区分帯の重量の中央値を 3 乗し、それに当該区分帯の車両数を乗じて求める。また、図中の累積車重損傷度は、車重損傷度分布の面積であり、面積が大きい＝累積車重損傷度が大きいほど疲労の環境が厳しいことを意味する。なお、これらは、橋の疲労環境を比較するために用いる指標ではあるものの、橋の各部の応力振幅が車両の重量に比例するという仮定をおいて算出する指標であり、実際の橋の各部の応力振幅はそのとおりにはならないので、個々の橋の疲労損傷の発生実態を示すものではない。

いずれの橋でも 40t 付近の車両が疲労環境に大きく影響を与える可能性が見られる。床版以外の部位の疲労耐久性の観点からも、今後も、40t 付近の重量帯の車両数の増減を注意深く観察する必要がある。

図-6 には、A 橋と B 橋について、2004 計測との比較も示した。A 橋では、2004 計測に対して、2023 計測では 20t 付近の車両が与える損傷度が減少し、同図に数字を示す累積車重損傷度も減少している。しかし、40t 以上の車両に限れば車両が与える損傷度が大差はない。B 橋については、全体的に交通量が少なくなっていたため累積車重損傷度が減少している様子が見られた。累積損傷度の減少が全国的な傾向であるのかどうかを考察するには、今後も継続的かつ広範囲でのデータを収集していく必要がある。

#### [成果の活用]

得られた大型車の交通特性のデータは、道路橋の設計活荷重の検討や、疲労に対するマネジメントの高度化に向けた基礎資料として活用する予定である。

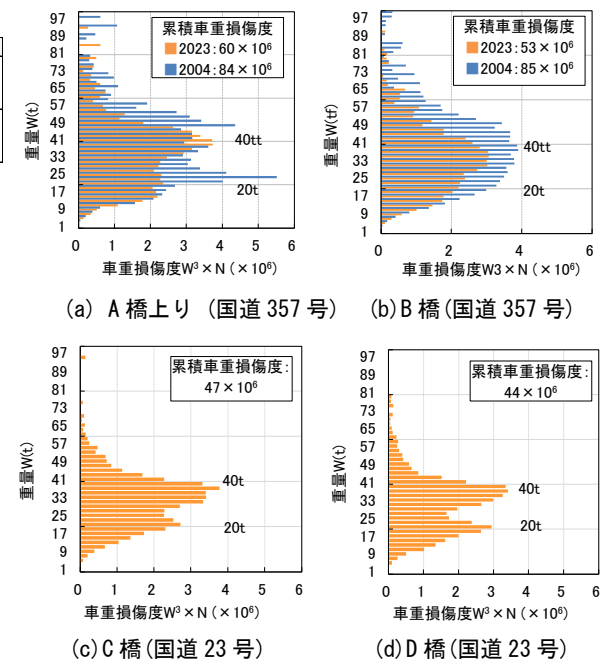


図-6 大型車の車両総重量計測結果 (20t 以上)