

長期モニタリングによる鋼鈑桁橋の部材温度が動的特性に与える影響

Investigation of effects of temperature on natural frequency of a steel girder bridge by long term monitoring

北見工業大学	○学生員	吉中正滋 (Masaji Yoshinaka)
北見工業大学	正会員	宮森保紀 (Yasunori Miyamori)
日本航空電子工業(株)		大胡拓矢 (Takuya Daigo)
日本航空電子工業(株)	正会員	富岡昭浩 (Akihiro Tomioka)
長岡技術科学大学	正会員	宮下 剛 (Takeshi Miyashita)

1. はじめに

国や自治体が管理する橋長 15m 以上の橋梁の 47%が 2026 年には建設後 50 年を経過し、老朽化対策が問題となっている¹⁾。このような問題に対し、計測・モニタリング技術を利用する構造ヘルスマニタリングへの関心が高まっている。構造ヘルスマニタリングの一つに振動特性の変化から損傷の有無や位置を把握する方法があるが、振動特性は損傷のみならず、温度など外的因子の影響を受けるため、これらによる振動特性の変化について把握する必要がある。

著者らは、北海道北見市内の橋梁において加速度、変位、温度の長期モニタリングを行っている。本研究では、2018 年 5 月に追加で設置した温度計から橋梁の部材ごとの温度変化を把握し、橋梁の卓越振動数や支点変位との関係を整理した。さらに、FEM モデルを用いて温度を考慮した固有振動解析を行うことで部材ごとの温度変化が対象橋梁の動的応答特性に与える影響について基礎的な検討を行う。

2. 対象橋梁と計測内容

2. 1. 対象橋梁

対象橋梁の側面図を図-1 に示す。本橋は、2007 年に北海道北見市に架設された 4 径間連続鋼鈑合成少数主桁橋である。橋長 212m、幅員は取付道路のインターチェンジに接続するため、径間ごとに变化し、第 1 径間から第 3 径間は 3 主桁、第 4 径間は 2 主桁となる。支点部はゴム支承で弾性支持されており、床版は合成床版を採用している。

2. 2. 計測内容

2016 年 8 月 4 日から第 4 径間主桁の加速度と A-2 支点部の橋軸方向変位、2018 年 5 月 16 日から第 4 径間各部に部材表面温度の計測を開始した。計測器の配置を図-2 に示す。加速度計(JA-70SA)は、2 主桁の桁端部と支間中央部、G-3 の P-3 支点部の下フランジに計 5 基、変位計(CD-22-100-485M122)は、A-2 の支承部に 1 基ずつ設置し、サンプリング周波数 1000Hz で計測している。温度計(RTR-502)は、主桁に 6 基と床版に 3 基の計 9 基設置し、10 分間に 1 回計測を行っている。主桁の温度計は、図-3 のように部材表面に端子をテープで固定し、ウェブの外側と内側に下フランジ上面から約 20cm の高さに設置した。床版の温度計は、合成床版の下鋼板に設置した。本研究では、計測の開始から 2019 年 8 月 24 日までのデータを対象とする。

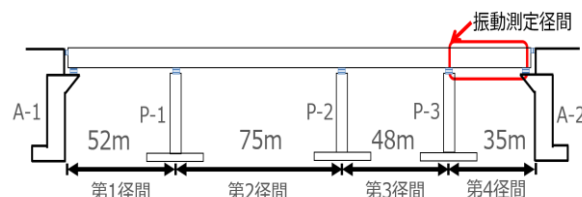


図-1 対象橋梁の側面図

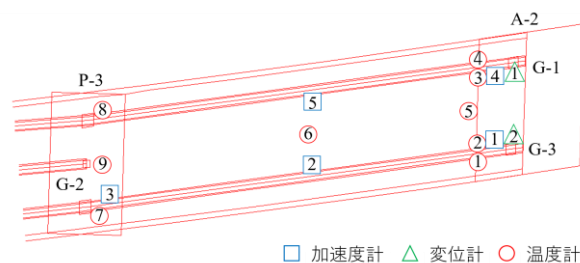


図-2 計測器の配置



(a) 主桁の温度計

(b) 床版の温度計

図-3 温度計(RTR-502)

3. 計測結果

3. 1. 部材ごとの温度変化

測定結果の例として、アメダスによる外気温²⁾と A-2 側に設置した温度計 1, 4, 5 の温度変化を図-4(a)~(d)に示す。

図-4(a)から、北見市は、一日、年間を通じて温度変化が大きい。日較差は、4, 5 月に大きく、最大 26.3℃である。年間の温度差も大きく、最高 37.8℃、最低-28.0℃で、その差は、65.8℃である。また、北見市の観測点は、対象橋梁の西へ 3.35km 離れている。図-4(b)から G-3 の外側の温度計 1 は、最高 47.2℃、最低-25.9℃であった。9 月初旬から 4 月下旬までの間、1 日の温度変化が非常に大きい。これは、主桁への直射日光の影響である。図-4(c)から、G-1 の外側の温度計 4 は、外気温と同様な温度変化であり、最高 36.9℃、最低-25.4℃である。これは、G-1 が 1 年を通じて日陰となるためである。図-4(d)から、

床版の温度は、主桁や外気温と比較し、1日の温度変化が緩やかな傾向にある。最高31.7℃、最低-16.1℃であり、温度差も小さい。合成床版の下鋼板は、外気温だけでなくコンクリートのような熱容量が大きい部材の影響を受けるためと推測する。

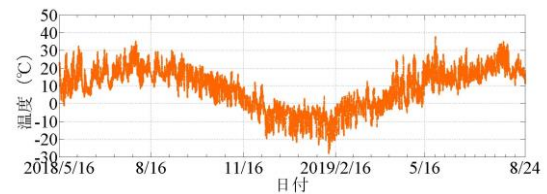
図-4に示した以外の測点では、同じ部材で計測位置による温度差が生じることを確認した。G-3のA-2側端部でフランジの両面に設置した温度計1と2では、同様に変動するが、直射日光の影響を受ける温度計1の方が高温となる傾向がある。年変化では、温度計1への日照時間が長くなる12月に温度差が大きくなる傾向があり、最大5.6℃の温度差が生じる。A-2側の温度計1とP-3側の温度計7は日照の状況が異なるため温度差が約±10℃生じる。年変化では、季節により温度計1と7の日照時間が長いほうの温度が大きくなる。温度計2と7でも同様な変化が確認できた。

一方、日陰側のG-1は、計測位置による温度差が小さく、温度計3と4は±1.5℃未満である。温度計3、4と温度計8の温度差は、±3℃未満であり、5月から8月にA-2側の温度が大きくなる。床版の温度は、計測位置による温度差は小さく、距離が一番遠い温度計5と9の温度差は最大5.2℃である。計測位置が離れているほど、温度差が大きいたことが分かった。

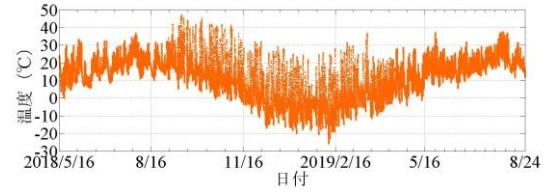
3. 2. 固有振動数に及ぼす温度の影響

大量のデータを一括に処理するため、固有振動数の算出にはピークピッキング法を用いた³⁾。加速度計1～5の鉛直方向の加速度波形をフーリエ変換し、得られたフーリエスペクトルのピーク値を平均した値を固有振動数とした。モード形状は、減衰自由振動波形から算出した図-5のようなフーリエスペクトルに卓越振動数を抽出するバンドパスフィルタを適用して算出した。モード形状の一例を図-6に示すが、鉛直方向に腹が一つの曲げモード形状となっている。また、1.709Hzと2.930Hzのピーク値についても同様に鉛直曲げモード形状であることを確認した。これらは、後述するFEM解析の結果から隣接径間で振動振幅が卓越するモードである。加速度計2と5の鉛直方向から得られた卓越振動数の変動を図-7に示す。両方の測点で卓越振動数は、3.50Hz～3.75Hzで変動している。また、加速度計5では、3.9Hz～4.2Hzでも卓越する振動数帯がある。これは、G-1、G-3で桁長が違うことや曲線橋であることが影響しており、車両の走行位置によってはこの振動数帯が卓越すると推測する。季節変化については、気温が低下する1月から2月に振動数が上がる。また、振動数の日変化は、正午ごろに振動数が下がる傾向にある。

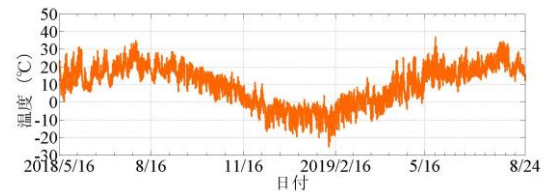
加速度計2、5から得られる卓越振動数と温度計1の相関を図-8に示す。温度の上昇に対し振動数が低下し、3.50Hz～3.75Hzの相関係数は-0.72、-0.71である。第4径間の卓越振動数は、気温や床版の温度よりも鋼桁の温度との相関が高く、特にG-3の温度との相関が高かった。これは、対象橋梁全体として主桁以外にも橋面など日射の影響を受ける部材が多いためと考えられる。以上より、温度が固有振動数の変動に影響を及ぼしていることが実測データから確認できた。



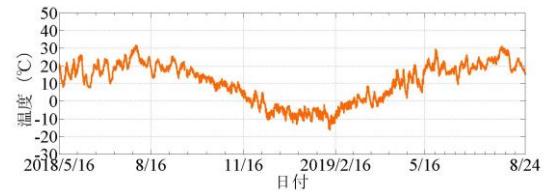
(a) 外気温



(b) 温度計1 (G-3)



(c) 温度計4 (G-1)



(d) 温度計5 (床版)

図-4 温度変化

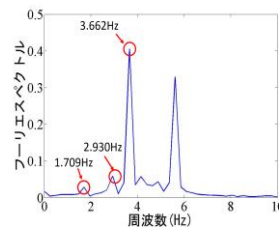


図-5 フーリエスペクトル

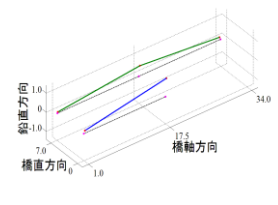
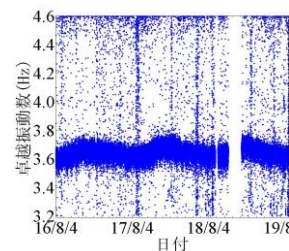
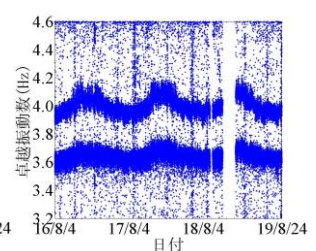


図-6 モード形状



(a) 加速度計2



(b) 加速度計5

図-7 曲げ1次振動数の変動

3. 3. 桁端変位に及ぼす温度の影響

変位計1、2の計測結果を図-9に示す。季節の変化に伴い、桁が伸縮する。計測期間中の桁の最大移動量は、G-1で58.64mm、G-3で58.43mmであり、桁ごとの移動量に大きな差は確認できなかった。1日の変位の変化は振動数の変化より小さく、床版の温度変化と同様に緩やかに変化する。

このような変位の変動は、主として温度に起因すると考えられるため、一例として温度計 1(G-3)と温度計 5 (床版) の温度に対する G-3 の変位を図-10 に示す。図 10-(a)から、G-3 の温度に対しては相関係数が 0.90 であり、高い相関を示すものの、日射による大きな温度変化には追従していない。床版の温度に対しては相関係数が 0.99 となり、高い相関を示した。対象橋梁では桁の伸縮は床版の温度に依存することが確認できた。

4. 数値解析

4. 1. 対象橋梁のモデル化

部材の温度変化が構造物の動的特性に与える影響を数値解析的に検討するために、FEM モデルを構築して固有振動解析を行った。

対象橋梁のモデル化は、有限要素解析プログラムである midas NFX を使用した。構築したモデルを図-11 に示す。主桁をシェル要素、床版、舗装、壁高欄をソリッド要素、支承をバネ要素とし、上部構造のみモデル化した。曲げモード形状に着目するため、横桁、横梁のモデル化は省略した。各部材ごとの物性値は表-1 のように文献 4)~8)に基づいた。コンクリートやアスファルトの弾性係数については 23℃の値とした。支点部のバネ定数は、橋軸方向、橋軸直角方向に対象橋梁の設計計算書より 23℃のゴム支承の 1 次剛性を用い、鉛直方向、回転方向に鉛直剛性を用いた。橋台 A-1、A-2、橋脚 P-1~P-3 のゴム支承の 1 次剛性、鉛直剛性の値を表-2 に示す。温度変化による 1 次剛性の算出方法については後述する。

4. 2. 固有振動解析

固有振動解析を行い、第 4 径間について卓越する振動数の実測値と比較した。解析結果を図-12 に示す。第 4 径間が鉛直曲げモードとなる振動数が 1.648Hz、2.678Hz、3.491Hz となり、第 4 径間の鉛直曲げモードが実測値と概ね一致していることが確認できた。また、1.648Hz は第 2 径間、2.678Hz は第 1 径間、3.491Hz は第 3 径間の変位が最大となるモードであり、他径間も腹が 1 つの鉛直曲げモード形状である。3 つのモードはすべて径間において G-3 側の振幅が大きくなっていることがわかる。これは、対象橋梁が曲線橋のためである。

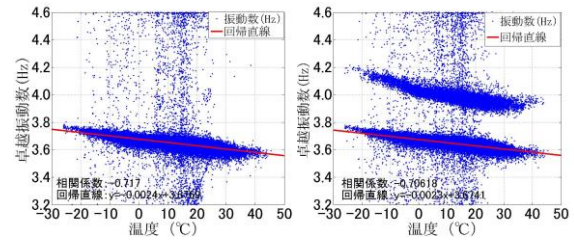
4. 3. 温度が固有振動数に与える影響

実測データから振動数の変動に温度が影響していることが確認できた。温度変化による固有振動数の変動の要因としては、支間長の変化も考えられる。熱膨張による橋桁の変化量の理論値 ΔL は線膨張係数 α 、桁長 L 、温度差 ΔT を用いて以下のように表される⁴⁾。

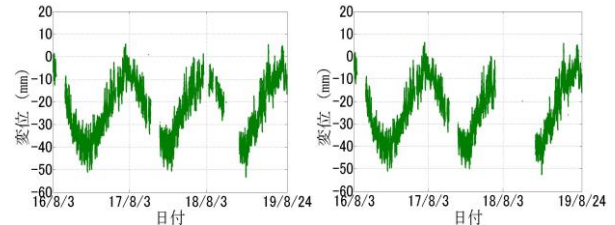
$$\Delta L = \alpha L \Delta T \quad (1)$$

鋼材の線膨張係数 $\alpha = 1.2 \times 10^{-5}$ 、床版の温度差 $\Delta T = 47.8^\circ\text{C}$ 、桁長 $L=211$ より算出される桁の変化量は、121.03mm であり、桁長に対して約 0.06%である。このことから支間長の変化が橋の固有振動数に与える影響は限られているため、本研究では、部材の弾性係数の変化に着目する。

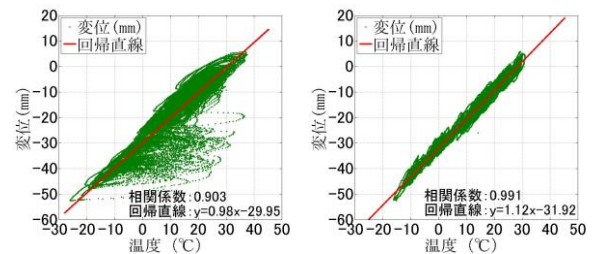
舗装、床版として使用されているアスファルトやコンクリートの弾性係数は、温度により変化することが確認されている^{9),7)}。また、ゴム支承の場合、ゴムの等価剛性や 1 次剛性、2 次剛性が温度に依存性することが確認



(a) 加速度計 2 と温度計 1 (b) 加速度計 5 と温度計 4
図-8 卓越振動数と温度



(a)変位計 1(G-1) (b)変位計 2(G-3)
図-9 変位



(a)変位計 2 と温度計 1 (b)変位計 2 と温度計 5
図-10 変位と温度

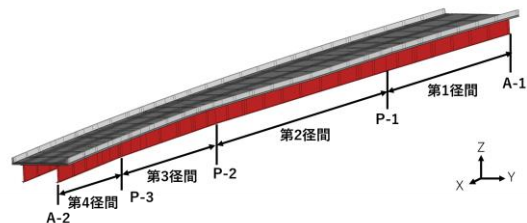


図-11 解析モデル。

表-1 物性値

	弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン 比	質量密度 (kg/mm ³)
鋼材 ⁴⁾	20000	0.3	7.85×10^{-6}
鉄筋コンクリート ⁵⁾	28000	0.2	2.45×10^{-6}
アスファルト ⁶⁾	1370	0.35	2.25×10^{-6}

表-2 ゴム支承の 1 次剛性と鉛直剛性

	1 次剛性(N/mm)				鉛直剛性 (N/mm)
	-25℃	0℃	23℃	45℃	
A-1/A-2	46588	29220	22400	18299	591000
P-1	131861	82702	63400	51793	2930000
P-2	118550	74354	57000	46565	2151000
P-3	120214	75397	57800	47218	2021000

表-3 温度ごとの弾性係数(N/mm²)

	-25℃	0℃	23℃	45℃
アスファルト	33550	12050	1370	93.48
コンクリート	31126	29498	28000	26567

されており⁸⁾，ゴムの剛性が変動することで境界条件が変化し，固有振動数の変動に影響を及ぼす可能性がある．これらの影響を考慮するには部材ごとの温度と物性値を個別に計測する必要があるため，ここでは基礎的な検討として，橋梁の温度が一律に変動するとして温度ごとに物性値を変化させ，固有振動解析を行い，固有振動数の変動割合を実測値と比較した．

4. 4. 温度を考慮した解析モデルの物性値

温度の変動幅は，振動数との相関が高い温度計 1 の最大値と最小値とした．部材ごとの温度に対する弾性係数の変化については，参考文献 6)-8)に基づいて設定した．-25℃，0℃，23℃，45℃のアスファルトとコンクリートの物性値を表-3 に示す．アスファルトの弾性係数は，文献 6)で示されている土木学会舗装工学委員会の HP よりソフトウェアを用いて算出した．コンクリートは，文献 7)を参考に-20℃の弾性係数が 23℃の弾性係数より 10% 大きい値とし，その変化率に対して線形的に変化させた．ゴム支承の 1 次剛性については，文献 8)を参考に，鉛プラグ入り積層ゴム支承について外気温の変化による剛性変化を考慮して 1 次剛性を算出した．

4. 5. 温度変化を考慮した固有振動解析

温度ごとにアスファルト，コンクリートの弾性係数，ゴム支承の 1 次剛性を変化させ，固有振動解析を行った．算出した固有振動数と実測の卓越振動数の比較を図-13 に示す．解析結果より，固有振動数の低下率は 5.54% となった．実測値の温度ごとに平均した固有振動数の低下率は 4.57% である．これは，低下率に差があるものの，おおむね整合しており，温度による物性値の変化が固有振動数の変動に大きな影響を与えることを確認した．

本研究では，一律に温度を変化させたが温度による物性値の変化を部材ごとに正確に与えれば，実測と同様な変動を再現でき，実構造物の供用中の固有振動数の変化と異常による変化の違いから健全度診断ができる可能性がある．

5. まとめ

本研究では，北見市内の橋梁において 2018 年 5 月に計測を開始した温度計の計測結果から，部材ごとに温度変化が異なることを確認した．G-3 は，日射の影響により 1 日の温度変化が大きい．G-1 は，年間を通して日陰となることから外気温と同様な変化を示した．床版は，主桁や外気温と比較し，コンクリートのような熱容量が大きい部材の影響を受け温度変化が緩やかだった．

温度による固有振動数の変動として部材の物性値の変化に着目し，固有振動解析を行った．解析結果は実測結果と比較し低下率に差があるものの，おおむね整合しており物性値の変化が固有振動数の変動に大きな影響を与えることを確認した．

今後の課題として，部材毎の温度変化の違いを反映した検討を行うとともに，応答特性の変化から健全度診断を行うため，卓越振動数の変化だけでなくモード形状の変化についても検討する必要がある．そして，動的応答特性に温度が与える影響について把握し，固有振動特性を同定する方法について検討する．

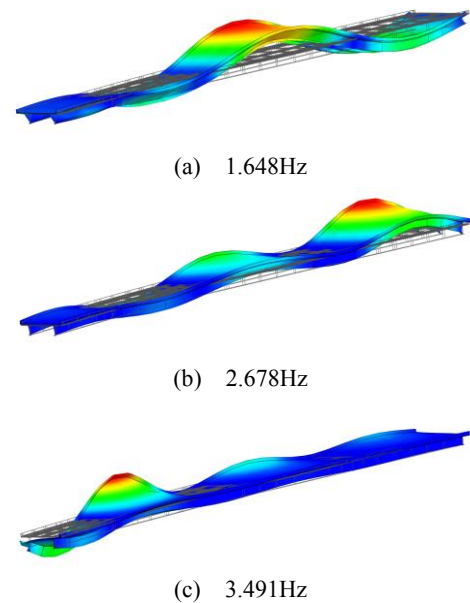


図-12 解析結果

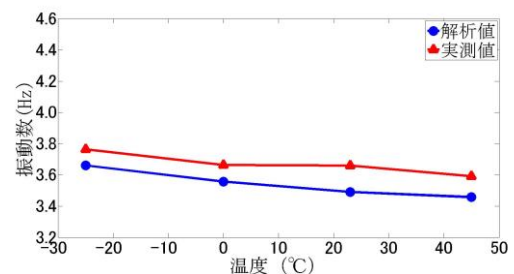


図-13 温度を考慮した解析結果と実測結果の比較

謝辞：本研究の長期橋梁計測に際しては，国土交通省北海道開発局網走開発建設部北見道路事務所に協力いただきました．ここに記して感謝いたします．

参考文献

- 1) 日経コンストラクション：インフラ事故 笹子だけではない老朽化の災禍，第 2 章老朽化事故の傾向と対策，2013.
- 2) 気象庁：過去データ，<https://www.data.jma.go.jp/obd/stats/etrn/index.php>，2019.
- 3) 小川大智，高橋友弥，宮森保紀，大胡拓矢，富岡昭浩，宮下剛：長期橋梁モニタリングによる少数主桁橋の固有振動数の変動，平成 29 年度土木学会北海道支部論文報告集，第 74 号，A-30，2018.
- 4) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書（I 共通編，II 鋼橋・鋼部材編）・同解説，2017.
- 5) 公益社団法人土木学会：コンクリート標準示方書〔設計編〕，2012.
- 6) 公益社団法人土木学会：積雪寒冷地の舗装，舗装工学ライブラリー，第 3 章低温ひび割れ，2011.
- 7) 子田康弘，皆川翔平，岩城一郎：コンクリート及び RC はりの耐疲労性に及ぼす環境温度と含水状態の影響，土木学会論文集 E2，Vol.74，No.1，35-52，2018.
- 8) 北海道土木技術会 鋼道路橋研究委員会：北海道における鋼道路橋の設計及び施工指針，第 6 章付属物，2012.