

老朽化した横断歩道橋の固有振動特性と動的応答の経年比較

Secular changes of dynamic characteristics and dynamic response of an aged pedestrian bridge

北見工業大学工学部 社会環境工学科	正 員 宮森 保紀 (Yasunori Miyamori)
北見工業大学工学部 社会環境工学科	○学生員 白川 雄太 (Yuta Shirakawa)
北見工業大学 大学院博士後期課程	学生員 張 友奇 (Youqi Zhang)
(株)オリエンタルコンサルタンツ	正 員 門田 峰典 (Takanori Kadota)
北見工業大学工学部 社会環境工学科	正 員 齊藤 剛彦 (Takehiko Saito)
北海学園大学工学部 社会環境工学科	正 員 小幡 卓司 (Takashi Obata)

1. まえがき

近年、高度経済成長期に建設された社会インフラの老朽化が市民生活の安全性や利便性を損なう事例が発生するようになってきた^{1), 2)}。老朽化が課題となっているインフラは、橋梁、トンネル、上下水道などあらゆる構造物やシステムにおよぶが、横断歩道橋もその一つである。横断歩道橋は高度経済成長期に都市内の交通安全施設として多数整備されたが、その後の周辺の状況変化や老朽化により取り扱いを見直す自治体が増えてきている³⁾。

構造物の老朽化対策として、センサーにより構造物の振動や応答などを計測し、解析することで損傷の程度や位置を検出する構造ヘルスマニタリング(Structural Health Monitoring : SHM)に関する研究が盛んに行われている⁴⁾。近年のセンサー技術の進歩により、無線通信機能を備えた加速度センサーなどが利用できるようになり、構造物の動的応答をより容易に計測することが可能になった⁵⁾。このようなセンサー技術を用いたSHMは目視点検で発見できない構造物内部の損傷も含めて構造物の状態を定量的に評価することを想定しており、構造物に擬似的な損傷を導入した実験的研究^{6), 7)}などが行われている。しかしながら、通常の供用下で劣化が顕在化する以前から構造物の劣化状況を振動測定などで評価した例は少ない。

本研究は、札幌市内で供用されている実在の横断歩道橋を対象に振動計測実験を実施し、2000年と2002年に行われた実験結果⁸⁾と比較することで、経年による横断歩道橋の固有振動特性と人間の歩行による動的応答量の変化について検討し、その結果を報告するものである。

2. 対象橋梁

本研究で対象とした歩道橋は、札幌市内に1968年に架設された横断歩道橋である。支間長は21.6m、幅員1.5mで主構造は鋼2主桁で鋼床版を有する。図-1のように階段は交差道路と平行に設置されており、鋼管製の橋脚が主桁端部と階段の踊り場にそれぞれ設置されている。

歩道橋の状態は、図-2のように一部の鋼製橋脚で地表から0.9m~2.2mの高さに巻かれたシートの内部で顕著な腐食が確認された。また、階段の蹴上部にも腐食により穴の開いた箇所がある。2000年、2002年の実験時点における状態については、詳細な記録は残っていないが、当時撮影された写真からは図-2の箇所の腐食はすでに発生



図-1 実験対象橋梁



図-2 橋脚の腐食状況

しているが、その程度は2016年ほどではないことが確認できた。なお、塗装記録表では、1982年の塗替が最新で、舗装やその他の部材の状況からも、特に補修が行われた形跡は確認できなかった。このため、本橋は2000年、2002年の実験時から経年による劣化が徐々に進行している状態にあると判断される。

3. 振動測定実験

実験は2016年11月1日に実施した。当日の天候はおおむね曇天で、橋梁上に設置した温度計による実験中の最低気温は3℃、最高気温は6℃だった。本実験では後述するセンサー配置のように構造全体の3次元挙動を把

握できるように計画したが、本報では 2000 年、2002 年の振動実験結果で得られた主桁部の鉛直曲げモードと人間の歩行による動的応答量についてのみ比較検討することとする。

図-3は横断歩道橋の平面図ならびに加速度計設置位置と加振位置を示している。丸数字は MEMSIC 製 Imote2 無線センサー (SHM-H センサーボード) であり、図-4のように橋面上の路面の片側に 5 基設置した。SHM-H センサーボードは 3 軸加速度計で鉛直方向の感度は水平方向の 10 倍である。また、歩道橋全体の 3 次元的挙動を把握するため、階段踊り場には共和電業製 AS-5GB をそれぞれ 4 基、計 8 基設置した。四角数字は AS-5GB のセンサー番号を示す。サンプリング周波数は Imote2 では 280Hz、AS-5GB では 500Hz とした。

本報では表-1 に示す加振パターンについて結果を整理する。跳躍加振実験では主桁の鉛直曲げ 1 次および 2 次モードを励起するよう、図-3 の×印で示す支間中央点、支間 1/4 点にて人間 2 名が同時に跳躍し、跳躍後の減衰自由振動を測定したものである。無線センサーのデータ収集を効率的に行うため、60 秒間の測定時間中、30 秒ごとに 2 回跳躍して 1 回の測定で 2 サンプル収録している。

強制加振実験は本橋の 1 次モードである約 4Hz の 1/2 となる 2Hz の一定歩調で人間 1 名が、橋面上をセンサー①から⑤方向に歩行したものである。歩行者は電子メトロノームの発音音に合わせて歩行した。なお、歩行振動数 2Hz は一般的な人間の歩行振動数であり、歩道橋の振動使用性の照査でも考慮される歩行振動数である¹⁰⁾。

2000 年および 2002 年の実験では、加速度センサーとしては共和電業製 AS-2GB を 5 台用い、歩道橋の支間 1/6 点から 5/6 点に設置した。跳躍加振実験については 2016 年の実験と同様、支間 1/2 点および 1/4 点で人間 1 名ないし 2 名が跳躍することで減衰自由振動を励起させた。強制加振実験も 2016 年と同様の方法で実施している。

4. 実験結果と考察

データ解析は簡易な振動特性同定法として用いられているスペクトル法を用いる。測定した加速度データのパワースペクトルから卓越振動数を求める。各加振パターンで複数回の計測を行ったので、卓越振動数の平均を各モードの固有振動数とした。減衰定数は計測した減衰自由振動波形に対してピークの振動数周辺の帯域を通過させるようなバンドパスフィルターによるフィルタリング処理を行い、抽出した波形から対数減衰率を算出し減衰定数を求めた。モード形状は計測したデータから代表的な結果に対し、フィルタリング後の振動波形で振幅が極大に達する時刻の測点ごとに加速度応答値を最大値で無次元化した。3次元表示を行うためには x, y, z 軸を同時に解析する必要があるが 3 軸同時に処理することが困難だったため、x, y, z 軸それぞれで解析を行い、各方向の固有振動数を求める際に用いた同一のフィルタを用いモード形状を作成した。

跳躍加振実験の結果として表-2 に鉛直曲げ 1 次から 3 次モードまでの固有振動数と減衰定数をまとめる。また、図 5~図-7 は各モードのモード形状である。モード形状図

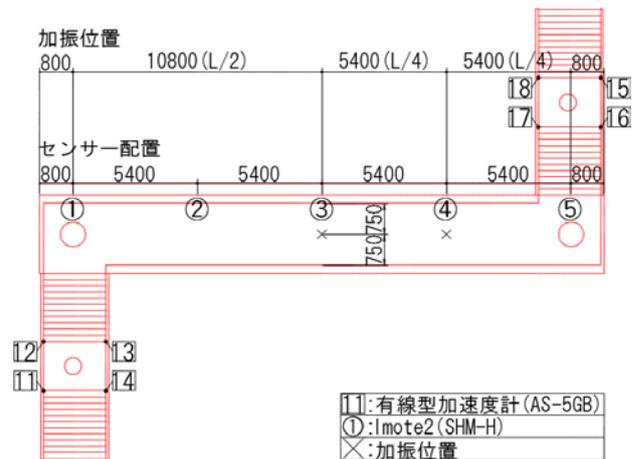


図-3 平面図



図-4 センサー設置状況

表-1 加振パターン一覧

跳躍・強制	加振方法
跳躍加振実験	支間中央での跳躍
	支間 1/4 での跳躍
強制加振実験	半共振歩行(2Hz)

表-2 固有振動特性(2016 年)

固有振動数(Hz)			減衰定数(%)		
1st	2nd	3rd	1st	2nd	3rd
4.07	13.50	26.63	1.18	0.64	2.69

の (a)は 3 次元表示、(b)は鉛直方向のモード振幅、(c)は橋軸直角方向のモード振幅を表示させたものである。表-2 の固有振動数および減衰定数は、後述する 2000 年、2002 年の実験結果とおおむね一致しており、また同程度の支間長を有する横断歩道橋の固有振動特性としても一般的なものである。図-5~図-7 のモード形状図も鉛直方向では、1 次と 3 次では曲げ対称形、2 次では逆対称形となっており、全体的には単純ばりの曲げ振動モード形状と共通する。一方、3 次モードでは橋脚頂部の測点でもモード振幅があるほか、各モードで橋軸直角方向にもモード振幅を有しており、詳細なモード形状としては橋脚や階段部も含めた検討が必要なことがわかる。

1 次、2 次モードに関する 2000 年、2002 年の実験結果との比較を図-8 に示す。固有振動数、減衰定数ともに 3

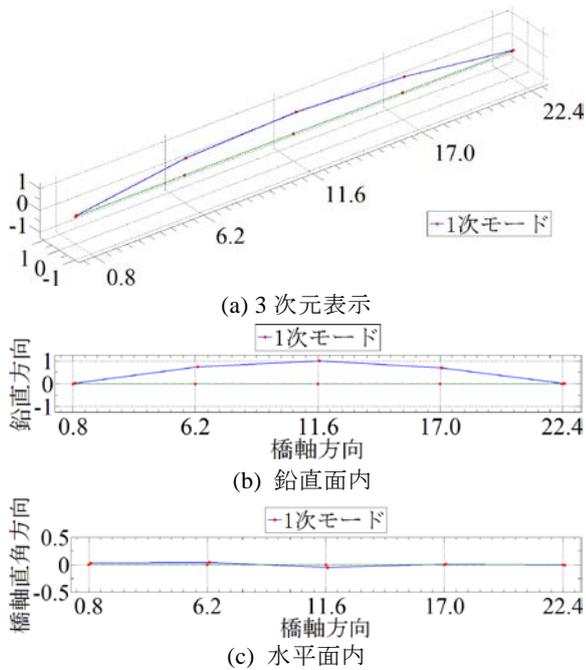


図-5 実験結果(1次モード)

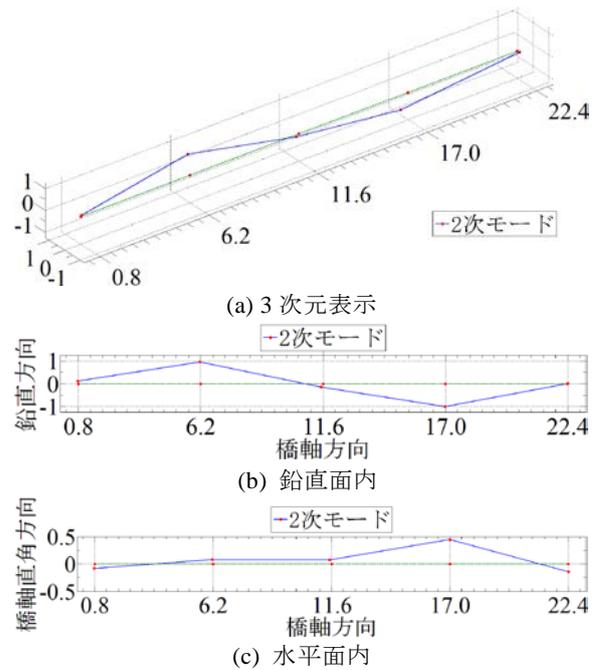


図-6 実験結果(2次モード)

回の実験結果はほぼ同一となっている。固有振動数の差は最大でも1.2%程度であり、この程度の変化は特に劣化損傷の影響がなくても部材の温度変化などにより発生すると考えられる⁹⁾。減衰定数については、1次モードではほぼ一定値となっているが、2次モードでは2000年の値が大きい。減衰定数は解析対象とする振動波形の振幅依存性もあり、劣化損傷の影響や測定時の条件も含めて傾向を明らかにすることは現時点では容易ではない。

強制加振実験結果の一例を図-9に示す。図-9は2.0Hzで歩行した際の支間1/2点の鉛直方向加速度であり、歩行開始から主桁部分を渡り終えるまでを表示しており、2000年、2002年、2016年の結果をまとめて示す。図-9の各図から1次振動モードの半分の振動数で歩行した場合でも1次モードが大きく励起されており、歩行者が支間1/2点を超えてから渡り終える前の時間帯で最大振幅に達している。表-3は3回の実験結果をまとめたものである。表-3の応答加速度の最大値と実効値の差異は固有振動特性の変化と比べて大きい。歩行振動数を電子メトロノームで管理しており、橋梁の固有振動特性がほとんど変わらないことを考えると、歩行による起振力の違いが大きいと考えられる。動的な歩行外力は足裏が踵から地面に接触し、つま先で蹴りだすまでの動きにより定義できる⁸⁾。このため、歩行振動数のほかにも歩行者の歩き方にも比較的大きな影響を受けると考えられる。このことを考慮すると、2000年は歩行速度がやや遅く、2016年は動的応答量が小さいが、人間の歩行に対する歩道橋の動的応答としてはそれほど相違がないと判断できる。このことから、歩行者の動的応答量は構造物の経年変化によるよりも歩行外力の個体差の影響が大きいと考えられる。

5. おわりに

本研究では、2000年、2002年に振動測定実験を行った

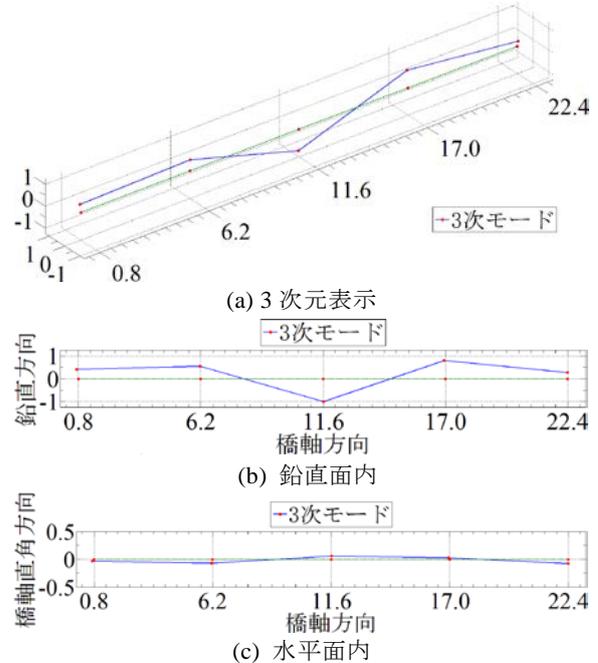
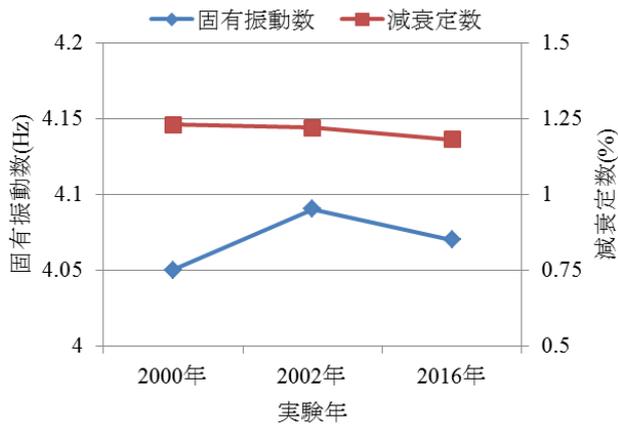


図-7 実験結果(3次モード)

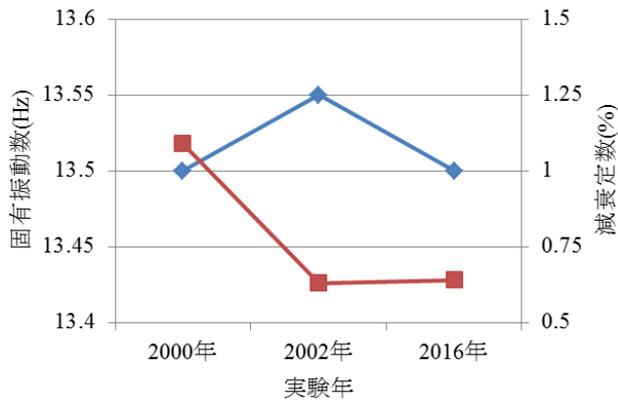
横断歩道橋を対象に、15年程度経過した2016年に再度測定を行い、固有振動特性と歩行による動的応答量を比較した。対象橋梁では一部の橋脚に比較的大きな腐食劣化が認められたが、これは2000年、2002年当時から徐々に進行したものと考えられる。

実験結果から、固有振動数と減衰定数はあまり変化がなく、本歩道橋のような緩やかな劣化の進行では固有振動特性に明瞭な変化が生じないことを確認した。強制加振実験における動的応答量は3回の実験でやや異なったが、歩行外力の個体差の影響を受けていると考えられる。

以上から、通常の供用下で徐々に劣化する構造物の固有振動特性は、低次の曲げ振動モードではほとんど変化



(a) 1次モード



(b) 2次モード

図-8 固有振動数の比較

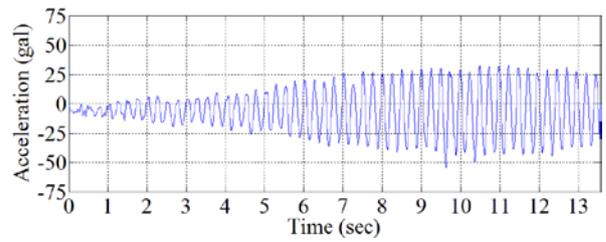
せず、歩行者による動的応答量にも影響しないことが分かった。今後は、構造全体の3次元的なモード形状を詳細に把握したうえで、どの程度の損傷が固有振動特性や動的応答量に影響を与えるかを数値解析的に把握することが課題である。また、測定項目が十分ではない過去の測定結果を活用する方策も検討が必要である。

【謝辞】

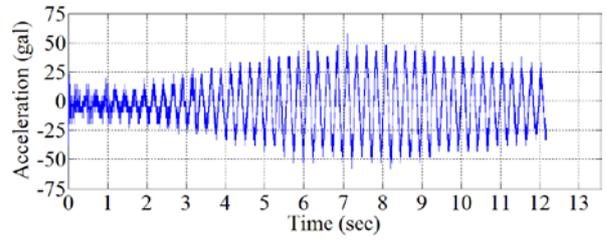
本研究の一部は、科学研究費 基盤研究(C) 15K06176によって実施されました。また、実験に際しては札幌市、株式会社エーティックならびに研究室の学生諸氏に協力をいただきました。ここに記して感謝いたします。

【参考文献】

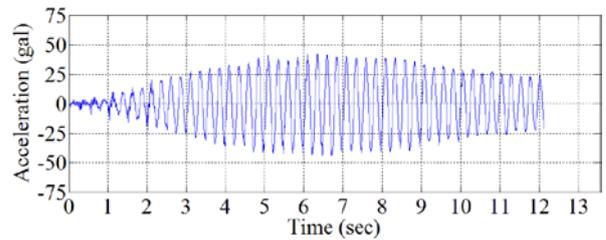
- 1) 日経コンストラクション (編) : インフラ事故、日経BP社、2013.
- 2) 国土交通省道路局 : 道路メンテナンス年報、www.mlit.go.jp/road/sisaku/yobohozen/28_3maint.pdf, 2016.
- 3) 札幌市 : 札幌市横断歩道橋の撤去に関する考え方、www.city.sapporo.jp/kensetsu/dokan/hodokyo/hodokyo.html, 2016.
- 4) Boller, C., Chang, F. K., Fujino, Y.(ed): Encyclopedia of Structural Health Monitoring, Wiley, 2009.
- 5) Rodenas-Herráiz, D., Soga, K., Fidler, P., and Battista, N:



(a) 2000年



(b) 2002年



(c) 2016年

図-9 動的応答量の比較

表-3 強制加振の実験結果

年	歩行時間 (sec)	歩行速度 (m/s)	最大値 (gal)	実効値 (gal)
2000	13.55	1.528	-54.14	19.75
2002	12.17	1.701	-57.28	17.28
2016	12.12	1.782	-43.73	14.41

Wireless Sensor Networks for Civil Infrastructure Monitoring: A best practice guide, ICE Publishing, 2016.

- 6) Oshima, T., Miyamori, Y., Mikami, S., Yamazaki, T., Beskhyroun, S. and Kopacz, M. F.: Small damage detection of real steel bridge by using local excitation method, Journal of Civil Structural Health Monitoring, Vol. 3, Issue 4, pp. 307-315, 2013.
- 7) 宮下剛, 玉田和也, 劉翠平, 岩崎英徳, 長井正嗣 : 振動を利用した健全性診断に向けた実橋梁の損傷と動特性変化、土木学会論文集A1 (構造・地震工学)、Vol. 68, No. 2, pp. 367-383, 2012.
- 8) 宮森保紀, 小幡卓司, 林川俊郎, 佐藤浩一 : 歩道橋の動的応答に基づいた歩行外力モデルの同定に関する研究、構造工学論文集, Vol. 47A, pp.343-350, 2001.
- 9) 門田峰典, 宮森保紀, 綿崎良祐, 三上修一, 齊藤剛彦 : 実損傷を有する横断歩道橋の補修によるモード形状の変化、構造工学論文集, Vol.61A, pp.143-152, 2015.
- 10) 日本道路協会 : 立体横断施設技術基準・同解説、丸善、1979.