

異なるレベルの微小振動下における 独立橋脚の振動特性の把握に関する研究

宇都宮大学 学生員 ○ 竹嶋 竜司
フェロー 中島 章典
学生員 齋藤 拓哉
日本大学 正会員 中村 晋

1. はじめに

橋梁構造物などの耐震性能を考える際に、その構造物の固有振動数や減衰定数などの振動特性を確認することは重要であり、これまでに多くの橋梁構造物に対して振動計測が行われてきた。橋梁構造物などに対して振動計測を行う場合、構造物の規模が大きくなればなるほどそれを意図的に振動させることは難しく、起振機や大型車両走行などにより構造物を加振する場合が多く見られる。しかしながら、それらの手法では外力をほぼ正確に把握できるという長所を持つ反面、導入コストの発生や、対象構造物以外の自由度系が付加されることにより系が複雑になるという短所がある。

一方、常時微動計測は加振手段を必要とせず、供用中の橋梁でも簡便に計測できるという特徴をもっており、その計測の簡便性より、常時微動による計測あるいは計測結果を用いた研究が数多く行われてきている^{1)~4)}。

しかしながら、常時微動は非常に微小な振動を計測していることより、風などの局所的な振動の影響が含まれたり、データ解析にデリケートさが要求されたりするため¹⁾、常時微動計測で把握した振動特性が、実地震動のような大きな振動下の振動特性にも対応するかどうか疑問視されることもある。

そこで本研究では、まず、2 径間連続桁橋の上部工がまだ架設されていない独立橋脚 1 基について、微小振動下の異なるレベルで振動計測を行い振動特性を考察した。

さらに、独立橋脚に見立てた RC 橋脚模型を用いて、微小振動下における振動計測に加え、実橋脚では計測規模や作業の難易度の関係上困難であった、より大きな振幅の振動下で計測された振動特性について考察を行った。

以上の結果より、独立橋脚において常時微動のような微小振動下の状況で計測された固有振動数や減衰定数などの振動特性と、それより大きな振幅の振動下で計測された振動特性との違いを確認する。

2. 振動計測

(1) 実橋脚における計測

本研究で計測の対象とした橋梁は、栃木県那須塩原市内にある新田代橋である。2010 年度現在では、まだ上部工が架設されてない状態であり、写真-1 のような 1 基の独立橋脚状態を対象として計測した。橋脚の形式は直接基礎を有



写真-1 新田代橋の RC 橋脚

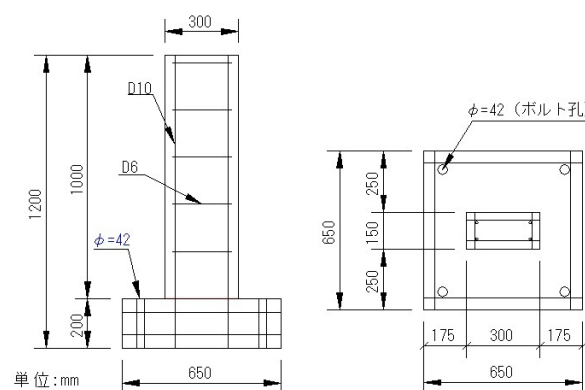


図-1 RC 橋脚模型の概要

する小判型張り出し式 RC 橋脚であり、橋脚高さは 15.4m、地表面から橋脚頂部までが実測 5.65m である。

微小振動下の異なるレベルでの計測として、常時微動状態と、橋脚頂部にて複数人が同時に跳んだ衝撃による低振幅の自由振動状態で行った 2 ケースを対象とした。

計測器は、橋脚頂部と地表面にサーボ型常時微動計を設置し、橋軸、橋軸直角、鉛直方向の 3 方向における速度応答を時間刻み 0.01 秒で計測をした。

(2) 橋脚模型における計測

実橋脚では揺らすことが困難であった、より大きい振動レベル下での振動特性を検討するため、図-1 のような独立橋脚に見立てた RC 橋脚模型を作成した。RC 橋脚模型は、模型フーチング部にボルトを通し、反力床に固定した。

この場合、微小振動下で異なるレベルの振動として、常時

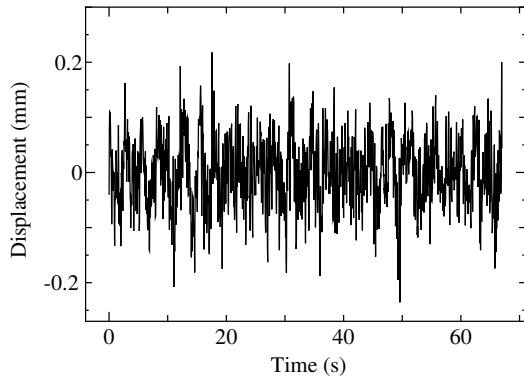


図-2-a 常時微動状態

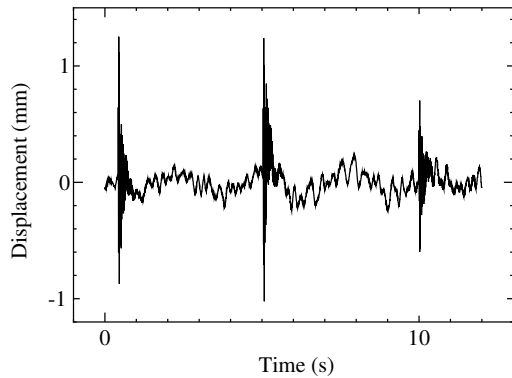


図-2-b 低振幅加振時

図-2 模型橋軸方向へ変位の時刻歴曲線

微動状態、常時微動よりも少し大きな低振幅加振時を対象とした。それに加え橋脚模型では、段階的により大きな衝撃を橋脚頂部に与えた自由振動状態も対象とした。

微振動下では、橋軸、橋軸直角方向の変位応答を、動コイル型常時微動計を用いて時間刻み 0.0005 秒で計測した。また、さらに大きな振動レベル下では、橋軸、橋軸直角方向の加速度応答を、加速度計を用いて時間刻み 0.0005 秒で計測した。なお、実橋脚の計測の時と同様に橋脚頂部と地表面に計測器を設置し計測した。

例として、微振動下の計測における変位の時刻歴曲線を図-2に示す。図-2-aが橋軸方向の常時微動計測時、図-2-bが低振幅加振時の時刻歴曲線である。

3. 振動特性の同定方法

(1) 固有振動数の同定方法

常時微動計測のデータを用いて固有振動数を同定する手法の1つとして、構造物基部の計測データに対する構造物上部の応答を用いて同定する方法がある。また、その入出力応答における伝達関数の卓越振動数は、構造物の固有振動数と一致することが知られている。そこで、構造物基部の計測データと、構造物上部の計測データに基づいて近似的に伝達関数を算出し、構造物の固有振動数を求めた。

ここで、構造物基部の時刻歴を $f(t)$ 、構造物頂部の時刻歴を $x(t)$ とし、それぞれのフーリエ変換を $F(\omega)$ 、 $X(\omega)$ とすると、

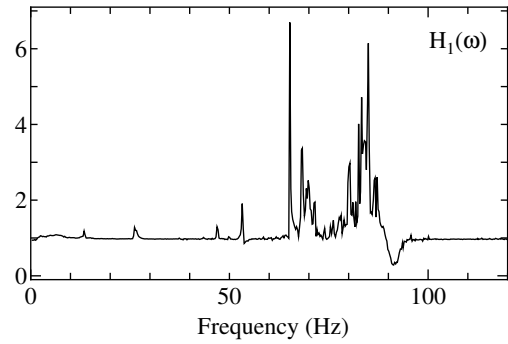


図-3-a 伝達関数 $H_1(\omega)$

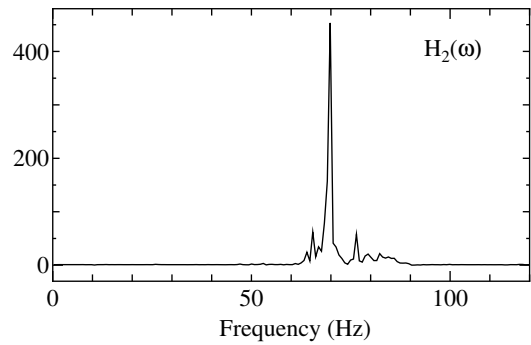


図-3-b 伝達関数 $H_2(\omega)$

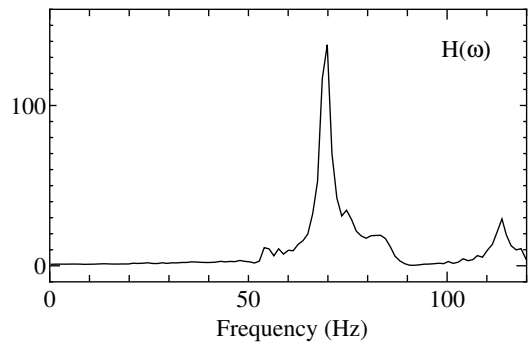


図-3-c 伝達関数 $H(\omega)$

図-3 模型の常時微動計測による伝達関数

$$H(\omega) = X(\omega)/F(\omega) \quad (1)$$

で定義される $H(\omega)$ が伝達関数である。また、実橋脚の計測において、橋脚周辺には根入れの地盤が存在するため、橋脚基部のデータは橋脚のフーチング下面のデータではないが、近似的に入力波と考え伝達関数を算出した。しかし、伝達関数 $H(\omega)$ を用いた固有振動数の同定方法では、安定して構造物の固有振動数を得ることができなかった。そこで、実際の計測データにはノイズが含まれているため、以下の方法よりノイズの影響を極力低減した。

ノイズの影響はクロススペクトルの比をとり伝達関数を算出することで低減できるとされており、出力に含まれるノイズ成分に着目するか、入力に含まれるノイズ成分に着目するかでその式の形が変化する。

ここで、次式に示す伝達関数 $H_1(\omega)$ は出力に含まれる入力に無相関なノイズ成分を除去する効果を持つ^{1),2)}。

$$H_1(\omega) = S_{fx}(\omega)/S_{ff}(\omega) \quad (2)$$

一方、次式に示す伝達関数 $H_2(\omega)$ は入力に含まれる出力に無相関なノイズ成分を除去する効果を持つ^{1),2)}。

$$H_2(\omega) = S_{xx}(\omega)/S_{xf}(\omega) \quad (3)$$

ここで、 $S_{fx}(\omega)$ は入力波と出力波のクロススペクトルを表しており、 $S_{ff}(\omega)$ は入力波のパワースペクトルを表している。また、 $S_{xf}(\omega)$ は出力波と入力波のクロススペクトルを表しており、 $S_{xx}(\omega)$ は出力波のパワースペクトルを表している。

計測にノイズがまったく含まれていない場合には、伝達関数 $H_1(\omega)$ 、 $H_2(\omega)$ は同じ値を示す。

例として、橋脚模型における常時微動状態で計測した橋軸方向の伝達関数を図-3に示す。図-3-aが伝達関数 $H_1(\omega)$ 、図-3-bが伝達関数 $H_2(\omega)$ 、図-3-cが伝達関数 $H(\omega)$ である。伝達関数の概形がそれぞれ違うことより、計測にはノイズが混在しているものと考えられる。ここでは3つの伝達関数を算出した上で、常時微動計測を行った時の状況を考慮し、固有振動数を同定している。

また、自由振動状態で計測されたデータは、頂部の計測データに対してFFT解析を行い、スペクトルピークを読み取ることで固有振動数を同定することとした。

(2) 減衰定数の同定方法

常時微動や風応答などのランダムな時刻歴波形から減衰定数を評価する手法としてRD法が知られており、本研究においてもRD法を採用した。

RD法を適用する前に、橋脚頂部の時刻歴波形に対して自己相関関数を取り、橋脚の固有振動成分を強調させた。その自己相関関数を任意の秒数ごとに区切り、その区間における最大値が重なるように波形を重ね合わせ、自由振動波形の近似波形を取り出した²⁾。任意の秒数については、データの区切り方によって自由振動波形が上手く取れないケースが見られたため、総合的に判断し区切る秒数と重ねる波数を設定した。

しかし、橋脚模型の常時微動計測のような、他の振動の影響が見られるデータに対し自己相関関数をとった結果、他の振動成分も強調されてしまった。そこで、計測された時刻歴波形に対しバンドパスフィルタをかけ、橋脚模型の1次固有振動成分を抽出することとした。フィルタのバンド幅は同定した固有振動数付近とし、橋軸方向で60～80Hz、橋軸直角方向で110～140Hzとした。

例として、橋脚模型における微振動下で計測した橋軸方向の結果を図-4に示す。図-4-aは常時微動状態、図-4-bは低振幅加振時の計測データに対し、RD法より自由振動波形を取り出したものである。

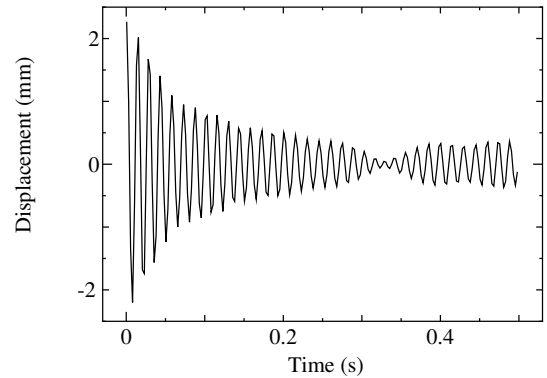


図-4-a 常時微動状態

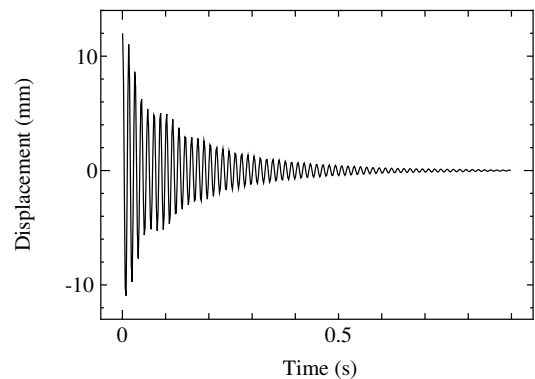


図-4-b 低振幅加振時

図-4 RD法より得られた自由振動波形の例

4. 新田代橋の振動特性同定結果

(1) 固有振動数の同定結果

実橋脚の常時微動計測により算出した3つの伝達関数 $H_1(\omega)$ 、 $H_2(\omega)$ 、 $H(\omega)$ は、ほぼ同様の形を示しており計測に含まれるノイズは少ないものと考えられる。しかし、実橋脚の常時微動計測のような屋外の計測では、無風状態での計測というのはまれであり、少なからず風が吹いているものである。常時微動計測は基盤の入力による頂部の出力の関係を見ているため、橋脚に直接風が作用することによって生じた振動は入力による振動ではなく、ノイズと考えることができる。計測日当日も無風状態ではなかったため、出力側にノイズ成分が多く存在すると判断し、実橋脚の固有振動数を判断する伝達関数として $H_1(\omega)$ を用いることとした。

表-1は、本研究によるすべての計測ケースの振動特性同定結果をまとめたものである。実橋脚の固有振動数は橋軸、橋軸直角方向ともに、常時微動状態と、それより少し大きな低振幅加振下の計測では概ね近い値を示しており、振幅が大きな状況下の方が固有振動数が小さくなっている。

(2) 減衰定数の同定結果

表-1より、減衰定数は橋軸方向では0.02、0.03と振幅が大きな状況下での計測の方が減衰定数は大きくなっている。

また、橋軸直角方向の計測ではRD法により適切な自由振動波形を得ることができなかったため、表-1内の減衰定数は空白としている。既往の研究⁴⁾より、RD法はスペ

表-1 振動特性の同定結果

計測ケース		固有振動数 (Hz)		減衰定数	
		橋軸方向	橋軸直角	橋軸方向	橋軸直角
実橋	常時微動計測	4.913	6.518	0.0220	-
	低振幅加振時	4.668	6.250	0.0355	0.00644
橋脚模型	常時微動計測 1	69.35	100.10	-	-
	常時微動計測 2	70.08	99.90	-	-
	低振幅加振時 1	69.20	123.78	0.0128	0.0162
	低振幅加振時 2	69.21	123.05	0.0133	0.0203
	200gal 程度	-	122.07	-	0.0076
	300gal 程度	73.26	-	0.0066	-
	700gal 程度	72.63	120.97	0.0080	0.0089
	900gal 程度	-	117.67	-	0.0091
	1200gal 程度	71.53	-	0.0093	-
	1400gal 程度	70.92	-	0.0127	-

クトルに明確なピークを持たない振動時や、共振振動数付近に他の卓越した振動数が存在する場合適用が難しいとされている。そのため、橋軸方向と橋軸直角方向の固有振動数が近接している新田代橋では自由振動波形が適切に得られなかったものと思われる。

5. RC 橋脚模型の振動特性同定結果

(1) 固有振動数の同定結果

RC 橋脚模型の常時微動計測では、図-3 のように 3 つの伝達関数の形が大きく異なり、ノイズが混在しているものと考えられる。計測は、実験室の反力床に模型を固定して行った。しかし、計測日には風が強く吹いており、建物全体が風により振動していたと考えられ、常時微動の入力波には、理想的な白色雑音と違う周期的な振動が混じっていたものと考えられる。そのため、入力側にノイズ成分が多く存在すると考え、橋脚模型の計測では伝達関数 $H_2(\omega)$ を用いて固有振動数を同定した。

表-1 より橋軸方向の計測において、微振動下とそれよりレベルの大きい振動下で同定した固有振動数は 70Hz 付近で概ね一致する結果となった。

しかし、橋軸直角方向の常時微動状態の計測により同定した固有振動数は、振幅が大きな振動下での計測ケースと異なる結果になった。これは、橋軸直角方向の計測において、ノイズの影響が残ってしまったためではないかと考えられる。しかし、微振動下の状況であっても、低振幅加振を行うことにより、大きな振幅の振動下で計測した固有振動数に近い結果を得ることができた。

また、微振動下の計測同士と振幅が大きな振動下同士の計測では、振幅依存性による固有振動数の低下を確認することができた。

(2) 減衰定数の同定結果

表-1 より、橋軸方向の減衰定数は微振動下の計測において、0.01 付近と安定した値を得ることができた。一方、それより大きな振幅の振動下では、振幅増加に伴う減衰定数の増加を橋軸方向、橋軸直角方向ともに確認することができた。しかし、微振動下の測定と振幅が大きな振動下の

測定間では、固有振動数の時と同様に振幅依存性の影響は確認することができなかった。

また、常時微動計測ではノイズの影響が強く、スペクトルに明確なピークを持つ振動を計測することができなかったため、RD 法により自由振動波形を得ることができなかった。従って、再度計測を行い確認が必要であると考えられる。

6. おわりに

本研究では、常時微動のような非常に微小な振動から、実地震動のような振幅の大きな振動までの、異なるレベルの振動下で推定した独立橋脚の振動特性を検討した。

本研究の検討を通して得られた主な結論を以下に示す。

1. 常時微動計測では実橋脚および橋脚模型に対し、ノイズの影響を低減させた伝達関数を用いて適切な伝達関数の卓越振動数を選択することにより、固有振動数を推定することができた。
2. 常時微動状態に含まれるノイズの影響が大きく、対象構造系の振動特性を推定することが困難な計測状況下では、低振幅程度でも自由振動が発生するような加振を行うことにより、固有振動数、減衰定数を推定することができた。
3. 独立橋脚の振動特性として、振幅増加に伴い固有振動数は減少し、減衰定数は増加する傾向が見られた。

今後、常時微動計測データの有効利用につなげるためには、独立橋脚状態に加え、橋梁完成系に対して、さらに振動レベルに差をつけた計測ケースを設け、検討を行っていく必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 日本建築学会：建築物の減衰，丸善，2000.10.
- 2) 土木学会：橋梁振動モニタリングのガイドライン，構造工学シリーズ 10，pp.86-87，2000.10.
- 3) 中島章典，中野貴代美，中村晋：常時微動に基づく独立橋脚および橋梁完成系の振動特性の把握，構造工学論文集 Vol.56A，2010.3.
- 4) 小林慎祐，倉野悟，松本慎也，神野達夫，三浦賢治：地盤の減衰評価に対する RD 法の適用性の検討，日本建築学会中国支部研究報告書，第 31 巻，2009.3.