

橋梁地震被災度判定センサによる橋梁の振動計測実験

堺淳一¹・運上茂樹²

¹ 正会員 博（工） 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ
主任研究員 （〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6）

² 正会員 工博 独立行政法人土木研究所構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ
上席研究員（同上）

1. はじめに

大規模な地震が発生した場合、道路橋などのライフラインの構造物の被災状況の把握とそれに基づく災害時道路ネットワークの確保は、地震直後の救急救命活動、被災者の避難、救援物資輸送等の震後対応において極めて重要である¹⁾。現状では、大規模地震時の構造物の被災検知と被災程度の把握、継続使用の可能性などの判断は、専門家による外観からの目視判定に頼らざるを得ないのが現状であり、被災度の定量的な判定基準がないこと、土中・水中、夜間時等の目視が困難なケースが少なくないこと、限られた人員による状況把握には特に被災が多発した場合、多大な時間を要することなどの課題点がある。こうした背景から、構造物の損傷を迅速かつ客観的に検知・判定できる技術の開発が必要とされている。

著者らは、鉄筋コンクリート橋脚の地震被災の有無とその程度を迅速かつ客観的に判定するための技術として、鉄筋コンクリート橋脚模型に対する振動台加震実験に基づき、被災度判定手法およびこれに基づく被災度判定システムを提案した²⁾。これを実用化するために、この手法を組み込んだ被災度判定センサを試作し、これを用いて実橋梁において振動計測実験を行った。目的は、合理的な計測開始トリガ、地震終了判定トリガを設定するための基礎情報を得ること、提案手法により交通振動等の影響がある供用下の橋梁において常時（被災前）の橋脚の固有周期を検出精度について検討することである。

2. 被災度判定システムの概要²⁾

(1) 被災度判定システム

本システムは、道路管理者が大規模地震発生の際の緊急点検パトロールに利用することを想定しており、その性能目標を次のように設定した。

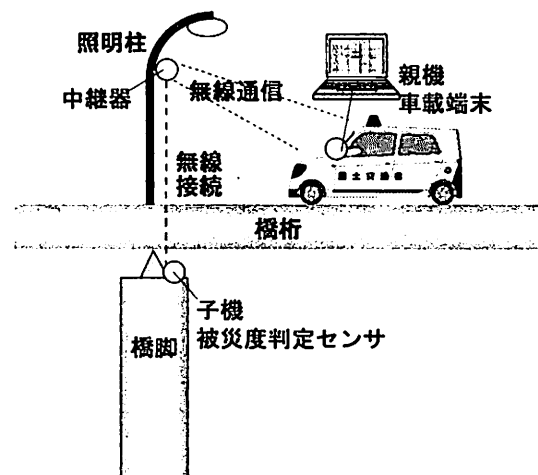


図-1 橋梁地震被災度判定システムの構成

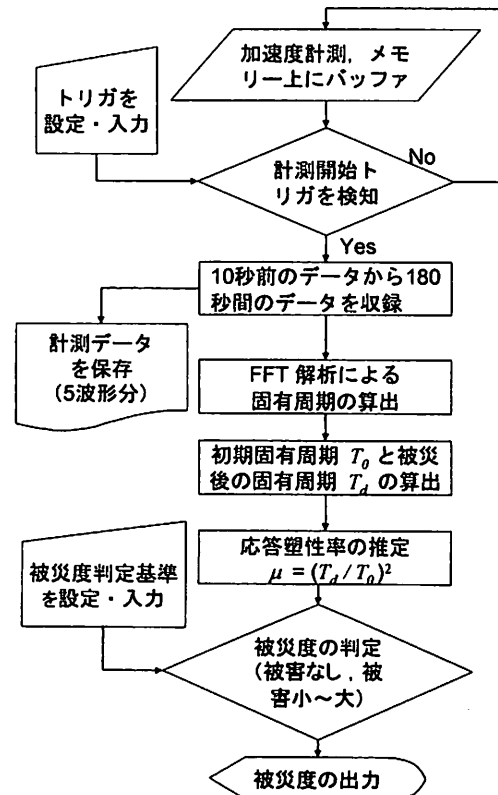


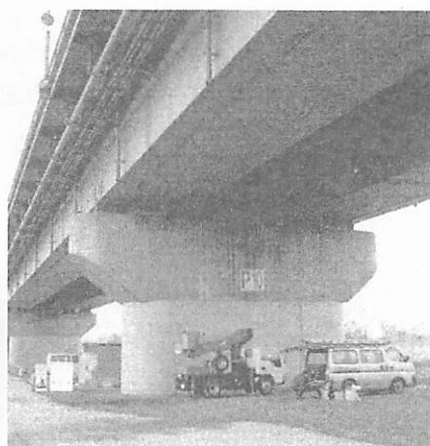
図-2 被災度判定フロー

表-1 計測対象橋脚

計測日時	橋梁名 対象橋脚	特徴	竣工年 耐震補強の有無	耐震設計上 の地盤種別
2008/1/10 11:00～15:00	橋梁A 橋脚A	3 径間連続橋 固定橋脚	1988年 耐震補強済み	II 種
2008/1/29 10:30～14:30	橋梁B 橋脚B	3 径間連続橋 固定橋脚	1971年 耐震補強済み	III 種
2008/2/6 10:00～14:00	橋梁C 橋脚C	3 径間連続反力分散橋 中間橋脚	2004年	III 種



(a) 橋脚 A



(b) 橋脚 B



(c) 橋脚 C

図-3 計測対象橋梁

- ・ 即時の地震被災度判定が可能である。
- ・ センサの製作および設置が安価である。
- ・ センサが小型で設置、取り扱いが容易である。
- ・ 停電に対して非常用のバッテリーを備えている。

地震被災度判定については、橋脚の被害を検知することを目的として、後述のように橋脚天端に設置する加速度センサによる手法を用いることとした。

本システムのイメージを図-1 に示す。これは、子機(被災度判定センサ)、中継器、親機からなる。子機には、センサ、計測結果に基づく被災度を演算・判定するためのマイクロコンピュータ、無線通信機を搭載している。中継器は無線の受送信機を内蔵している。親機は一般的なノートパソコンの使用を想定しており、これに判定結果を表示する専用ソフトウェアをインストールする。

橋脚の損傷度を加速度センサにより検知する子機は橋脚天端に設置し、子機で得られた橋脚の損傷度を表示する親機は点検パトロールの車中に設置する。必要に応じて、無線により子機から親機にデータを転送するための中継器も用いられる。本システムを利用することにより、道路管理者は大規模地震後の緊急点検パトロール中に、走行する車中で橋梁の地震被災度に関する情報を収集することが出来る。

(2) 被災度判定手法

被災度判定システムでは、橋脚の地震被災の有無およ

び程度を客観的に判定する手法がポイントとなる。これについては、損傷による橋脚の応答周期の変化に着目して、次式から応答塑性率 μ を推定し、これより橋脚の地震被災の程度を評価することとした。

$$\mu = \frac{d_{r\text{-max}}}{d_y} = \left(\frac{T_d}{T_0} \right)^2 \quad (1)$$

ここで、 d_y 、 $d_{r\text{-max}}$ 、 T_0 、 T_d はそれぞれ橋脚の降伏変位、最大応答変位、損傷前の固有周期、損傷後の固有周期である。ここで、橋脚の固有周期の検出には、応答加速度の高速フーリエ変換 (FFT) 解析を行い、その卓越周期を固有周期とすることとした。

被災度を判定するフローを図-2 に示す。センサは常時、応答加速度を計測し、メモリ上にバッファしている。ユーザーが設定した計測開始トリガを検知すれば、そこから遅延時間 (= 10 秒) だけさかのぼった点をデータ収録開始点として、180 秒間の応答加速度を収録する。固有周期の時系列的な変化を求めるための FFT 解析の演算時間 (以下、FFT 演算時間と呼ぶ) は 5 秒とした。

ここで、 T_0 、 T_d をどのように定義するかが重要である。本システムでは、 T_0 はセンサの設置時などに常時微動や交通振動による橋脚の常時振動をあらかじめ計測した結果に基づき定めることとした。 T_d については、地震終了判定トリガを最後に下回った時刻の固有周期とす

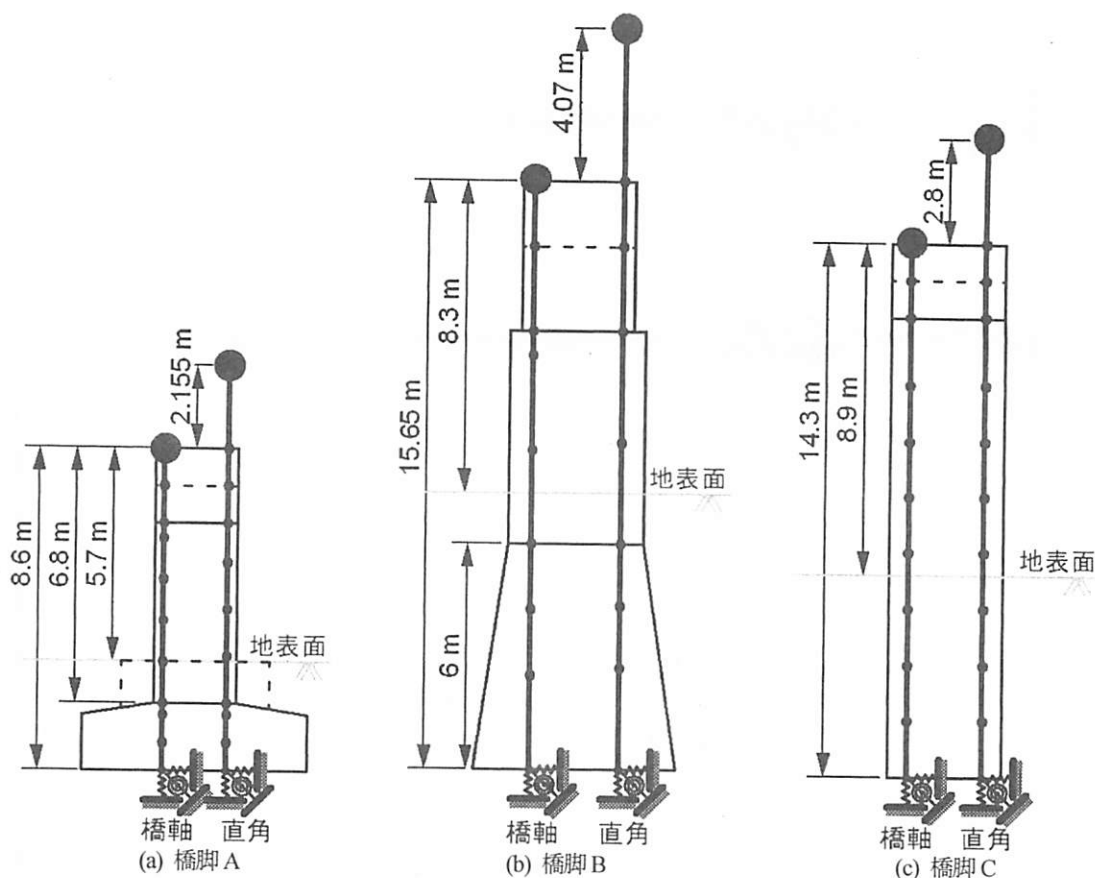


図-4 計測対象橋脚とその解析モデル

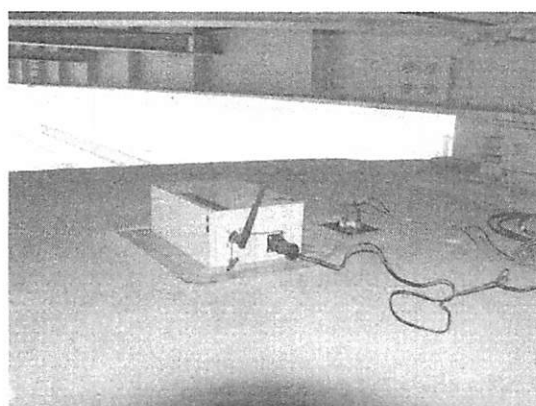


図-5 センサの設置状況

ることとした。なお、本手法では、地震終了判定トリガを下回った後の 20 秒間に地震終了判定トリガ以上の応答加速度を再び計測しないことを地震終了の判定指標とした。

ここで、計測開始トリガ、地震終了判定トリガについては、常時の交通振動によってセンサが常に起動することを避けるように設定することが重要である。また、交通振動の影響下で、常時（被災前）の橋脚の固有周期 T_0 が検出できるか、検出された固有周期はどのような構造系に対する周期に相当するのかを把握しておく必要がある。本計測実験はこうした点を検討するために行っている。

3. 計測対象橋梁

表-1、図-3 に計測対象橋梁を示す。橋梁 A と橋梁 B は 1 点固定の 3 径間連続橋梁であり、そのうちの固定支承を有する橋脚を計測対象とした。橋梁 C は 3 径間連続反力分散橋梁であり、その中間橋脚の 1 基を計測対象とした。なお、橋梁 A は直橋、橋梁 B はわずかに斜角を有する橋、橋梁 C は曲線橋である。

図-4 に計測対象橋脚を示す。ここには後述する固有値解析のための解析モデルもあわせて示している。橋梁 A の橋脚（橋脚 A）は杭基礎で支持された長方形断面の RC 橋脚である。柱基部から橋脚天端までの高さは 6.8 m である。橋脚の断面寸法は 2.5 m（直角方向）× 2.2 m（橋軸方向）の長方形であり、鋼板巻き立てにより耐震補強されている。鋼板は柱基部においてアンカー筋でフーチングに定着されており、その周囲には基部から高さ 1.1 m の範囲に根巻きコンクリートが打設されており、根巻きコンクリートまでが土中に根入れされている。

橋梁 B の橋脚（橋脚 B）はケーソン基礎で支持された小判型断面の RC 橋脚である。柱基部から橋脚天端までの高さは 15.65 m である。基部から約 7.35 m の範囲は土中に根入れされている。柱は鉄筋コンクリート巻き立てにより耐震補強されている。断面は、基部から高さ 6 m の範囲は基部から徐々に小さくなる変断面であり、柱基

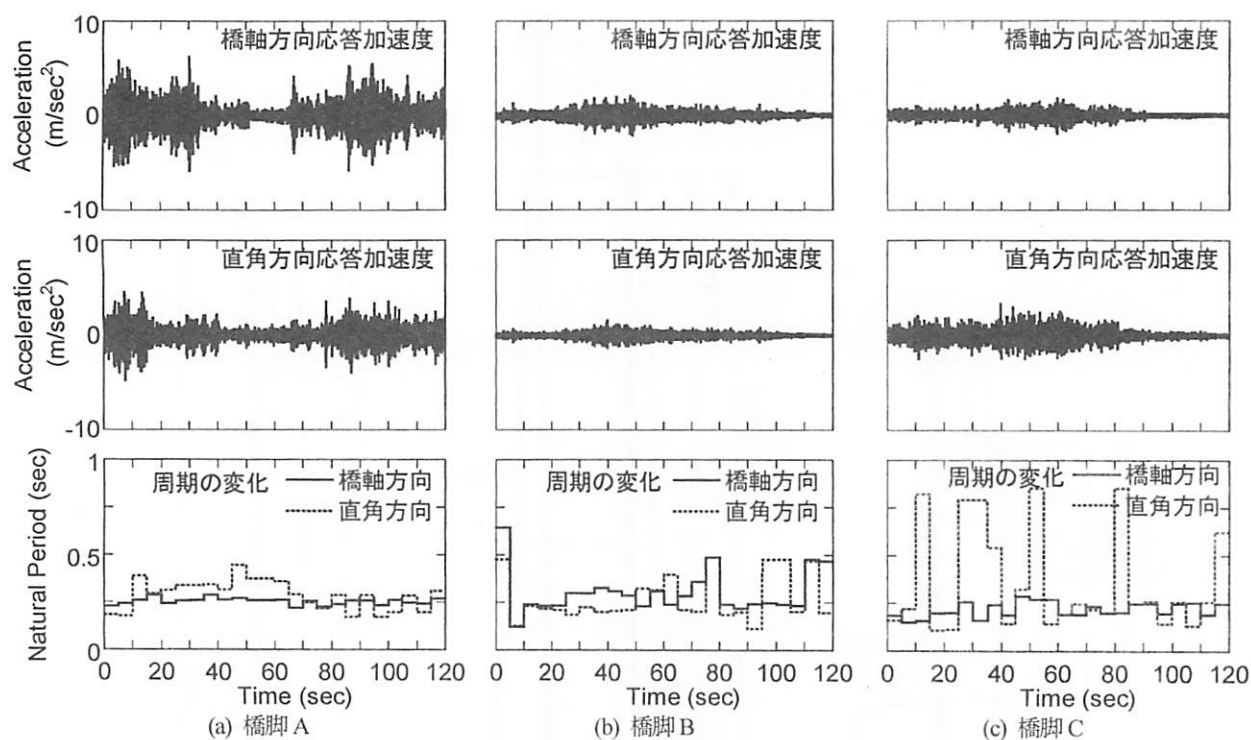


図-6 交通振動による橋脚天端の応答加速度と応答周期の変化

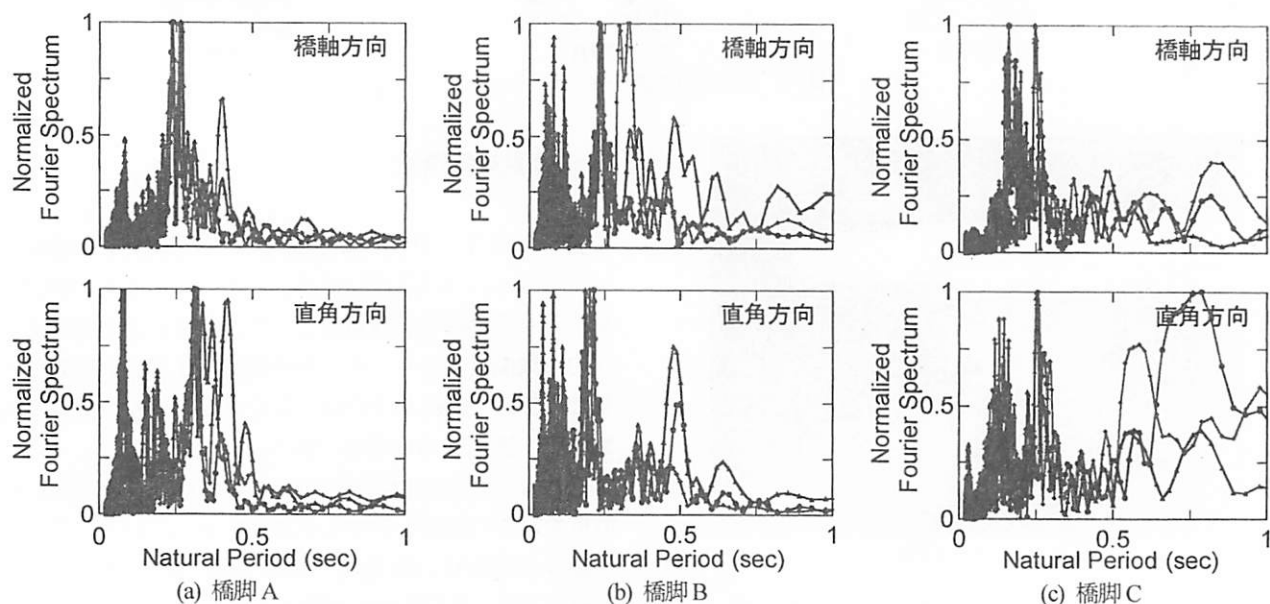


図-7 交通振動による橋脚天端の応答加速度から求めた正規化したフーリエスペクトル

部における断面の橋軸方向長さは 5.4 m、直角方向長さは 14.4 m である。柱基部から 6 m より上では断面寸法は一定で、断面の橋軸、直角方向のそれぞれの寸法は 3.6 m と 12.6 m である。

橋梁 C の橋脚（橋脚 C）は鋼管矢板基礎で支持された円形断面 RC 橋脚である。柱基部から橋脚天端までの高さは 14.3 m である。基部から約 5.4 m の範囲は土中に埋入されている。断面直径は 3 m である。

計測では、図-5 に示すように計測対象橋脚の天端において橋軸方向、直角方向、上下方向の 3 方向の応答加速度を地震被災度判定センサ（試作機）により計測した。

なお、本研究では水平方向の応答加速度に着目し、上下方向の応答は検討対象外のため、以下には水平方向の結果のみを示す。サンプリング周波数は 100 Hz（時間刻み：0.01 秒）、1 回の計測時間は 120 秒間とし、1 橋梁に対して 40 回の計測を行った。計測時間は約 4 時間である。なお、いずれの橋脚に対しても、朝夕のラッシュ時間を避けた昼間時に計測を行った。

計測では、センサを設置した後、計測器機のゼロクリアを行ったが、ゼロクリアを行った時刻においても交通により橋脚は振動しているため、初期値にはゼロクリアを行った時刻に生じていた加速度の影響が含まれている。

表-2 計測された固有周期の統計分析

	橋脚Aの周期 (秒)		橋脚Bの周期 (秒)		橋脚Cの周期 (秒)	
	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
データ数	960					
平均	0.253	0.295	0.250	0.220	0.257	0.324
中央値	0.253	0.306	0.233	0.199	0.244	0.253
標準偏差	0.024	0.072	0.061	0.076	0.130	0.226
分散	0.001	0.005	0.004	0.006	0.017	0.051

これに関しては、基線補正によりこの影響を除去した。

4. 計測結果

図-6 は各橋脚において観測された応答加速度とこのFFT解析による5秒刻みの応答周期の変化の例を示した結果である。ここで、FFT解析により応答周期の変化を求める際は、上下の遮断周期をそれぞれ0.1秒、3秒としたバンドパスフィルターを用いた。図-6では、計測時間120秒間に対してFFT演算時間を5秒としたFFT解析を24回行っているが、このうちの3つの演算ステップを例として、フーリエスペクトルを示した結果が図-7である。ここで、フーリエスペクトルは周期が0.1秒から3秒の間の最大値が1となるよう正規化している。なお、フーリエスペクトルについては、フィルターを用いない結果を示している。

これらによれば、交通状況の影響があるため、応答周期は計測時間(120秒)の間にある幅をもって変動する。この変動幅は特に分散支承が用いられているC橋脚において大きい。この結果、フーリエスペクトルには複数のピークが見られるケースもある。

こうした各演算ステップのピークを卓越周期として示した結果が図-8である。ここには、40回×24演算ステップの960ケースの計測結果に基づくFFT解析から得られた固有周期を示しているが、交通振動の影響のため、計測から得られた固有周期はばらついており、これだけでは各橋脚の固有周期を特定するのは難しい。そこで、これを統計的に分析することとした。この結果を表-2、図-9に示す。図-9には、周期を0.5秒刻みとして、その間に含まれる値が生じた回数を示した場合と、周期0.1秒刻みとして、表-2に示す中央値付近の結果を示した場合を示している。

橋脚Aの橋軸方向では、ばらつきは比較的小さく、全体の2/3を超えるケースで0.23～0.27秒の間の周期を検出している。一方、直角方向には0.3～0.35秒の間の周期の検出頻度が高いが、全体的にばらついている。これは、支承条件、交通状況等が影響した可能性があるが、この理由はよく分からない。

橋脚Bでは、橋軸方向、直角方向ともに検出頻度が多い周期が明確であり、周期はそれぞれの方向に対して

0.23秒、0.2秒であることが分かる。

橋脚Cでは、橋軸方向には周期0.19～0.2秒と0.25秒付近という2つのピークがある。また、直角方向には周期0.25秒付近にピークはあるが、その他にも0.1～0.15秒、0.6～0.9秒の周期も少なくない頻度で検出されている。これには、曲線橋であること、分散支承によって支持されていること等の影響が考えられる。

各橋脚の固有周期を960個のデータの中央値として求めると、表-2に示すように橋脚Aの固有周期は橋軸、直角方向に対してそれぞれ0.25秒、0.31秒、橋脚Bの固有周期は橋軸、直角方向に対してそれぞれ0.23秒、0.2秒、橋脚Cの固有周期は橋軸、直角方向に対してそれぞれ0.24秒、0.25秒である。なお、橋脚Cの直角方向については、計測結果にばらつきが大きく、後述する解析結果とも一致度が低いことから、これよりも大きい可能性も考えられる。

このように、交通状況や橋梁の構造条件によっては検出された固有周期にばらつきが含まれる場合もあることから、本センサを実際に橋梁に設置する際には、10回程度の計測を行い、300ケース以上のFFT解析の結果をもとに初期固有周期 T_0 を定めることが望ましい。

図-10に地震被災度判定センサにより橋脚天端で計測された応答加速度を両振幅の最大値として示す。これによれば、橋脚Aでは橋軸方向、直角方向に対して両振幅にして0.09～0.18 m/sec²、0.06～0.15 m/sec²の応答加速度が計測された。橋脚Bでは、橋軸方向、橋軸直角方向に対して両振幅にして0.03～0.06 m/sec²、0.02～0.05 m/sec²の応答加速度が計測された。橋脚Cでは、橋軸方向、橋軸直角方向に対して両振幅にして0.02～0.1 m/sec²、0.03～0.12 m/sec²の応答加速度が計測された。以上より、交通振動による橋脚天端における水平応答加速度は両振幅で最大でも0.2 m/sec²程度である。

5. 固有値解析による測定結果の分析

ここでは、計測対象橋脚に対する固有値解析により実測された固有周期に対する分析を行うこととした。計測対象橋脚は、図-4に示したように柱の断面変化等も考慮してモデル化した。

固有周期の推定精度を分析する上では、慣性質量 M

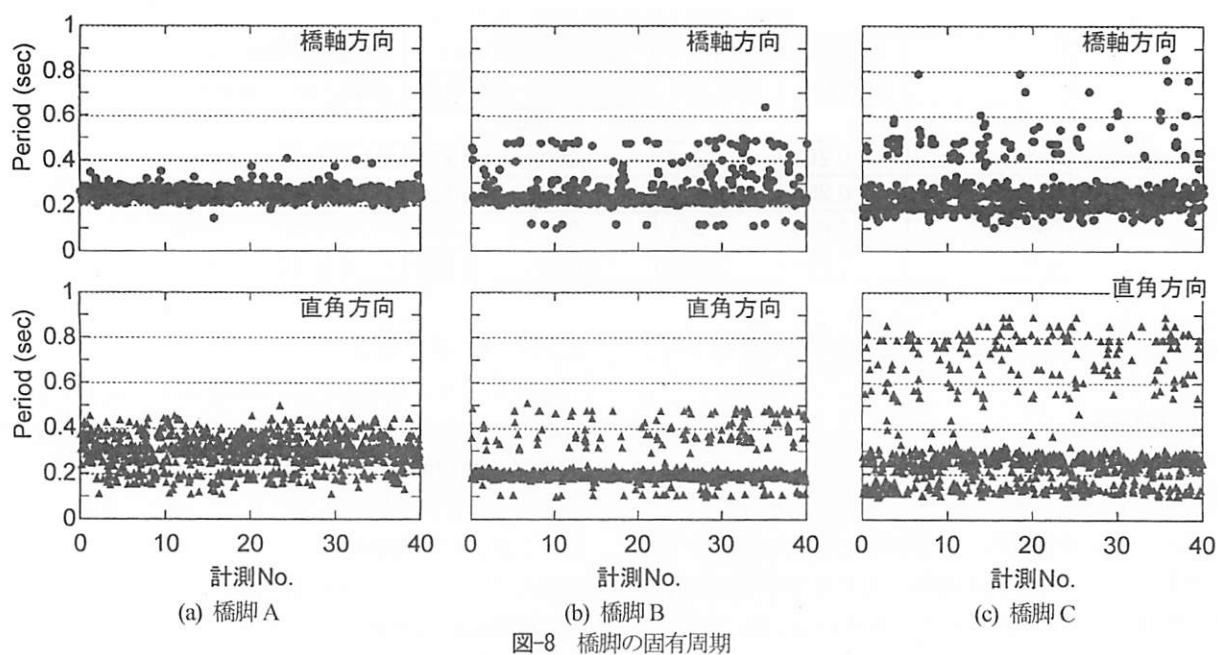


図-8 橋脚の固有周期

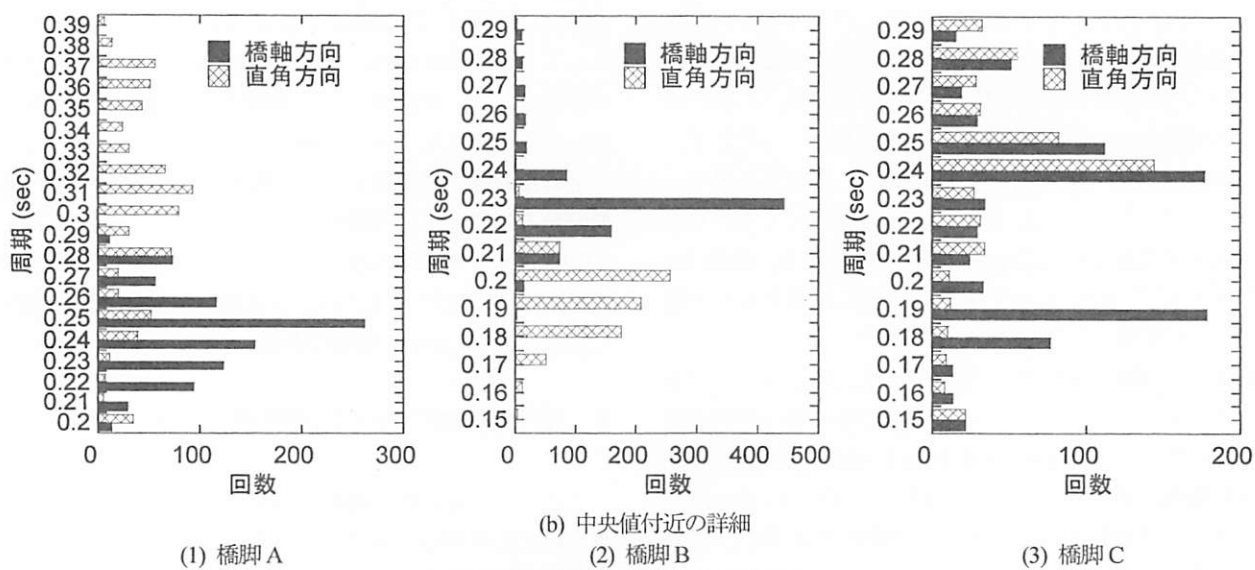
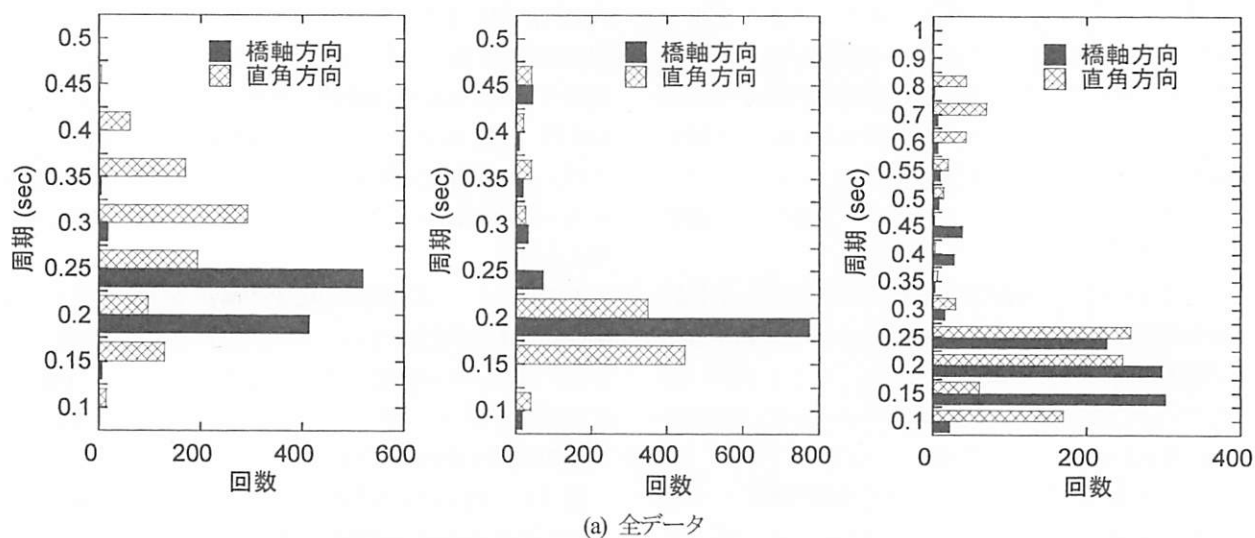


図-9 橋脚の固有周期の頻度分布

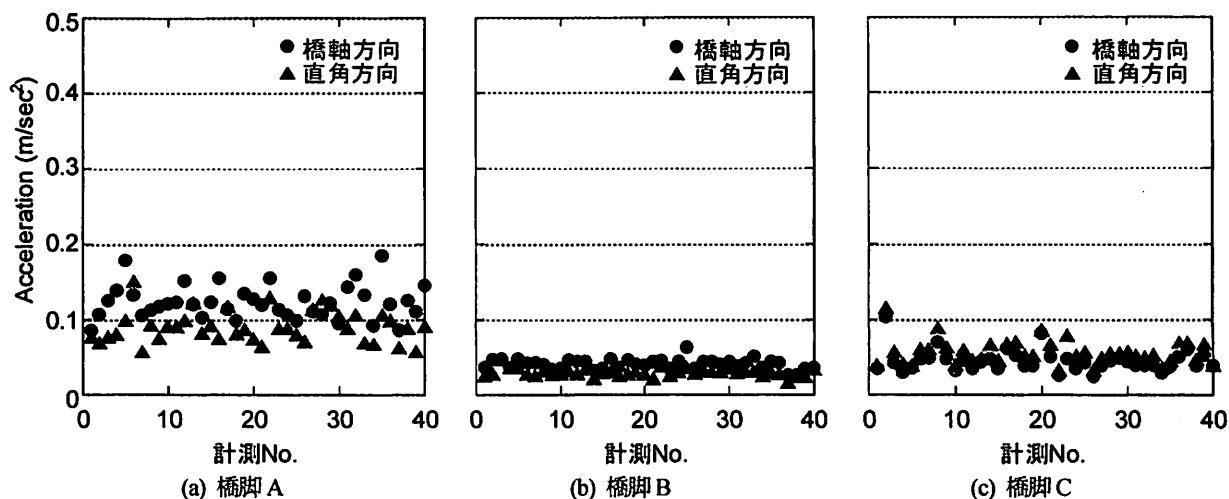


図-10 橋脚天端で計測された両振幅の応答加速度の最大値

表-3 対象橋脚の慣性質量と慣性力作用位置の柱基部からの高さ

	橋脚A		橋脚B		橋脚C	
	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向	橋軸方向	直角方向
慣性質量 (ton)	968	352	5158	1881	581	586
慣性力作用高さ (m)	6.800	8.955	15.650	19.720	14.300	17.100

と構造系の剛性 K が変数となる。ここでは、慣性質量 M は固定値として、表-3 に示す上部構造の慣性質量を用いた。一方、構造系の剛性 K は、橋脚の剛性、橋脚の有効高さ、基礎構造物・地盤の剛性を変化させて各橋脚に対して6ケースずつ仮定することとした。ここで、橋脚の剛性には全断面有効剛性とする場合と降伏点に対する割線剛性（降伏剛性）を用いる場合を考慮した。一方、橋脚の有効高さについては、図-4 に示した解析モデル全体を対象とする場合と橋脚の地盤への根入れにより拘束されることを考慮して地表面より上を対象とする（地表面で固定とする）場合を考慮した。また、解析モデル全体を対象とする場合では、基礎構造物・地盤の剛性を考慮する場合も検討した。

上部構造の慣性力作用位置については、いずれの橋脚も橋軸方向にピン支持、直角方向に固定支持であることから、橋軸方向には橋脚天端、直角方向には上部構造の慣性力作用位置とした。なお、橋梁Bはわずかな斜角を有しており、道路橋示方書V耐震設計編³⁾に基づけば橋軸方向の慣性力作用位置は上部構造の重心位置となるが、この斜角は小さく、この影響は無視できる程度と考えられるため、このようにしたものである。

こうして求めた橋脚の固有周期を表-4 に示す。ここには、比較のために表-2 に示す中央値も計測結果として示している。これによれば、当然ながら橋脚の剛性を全断面有効剛性とする場合よりも降伏剛性とする場合の方が固有周期は大きい。橋脚の有効高さとしては、地表面で固定とする場合よりも解析モデル全体を考慮する場合の方が固有周期は大きく、これに基礎構造物・地盤の剛性

を考慮すると固有周期はさらに大きくなる。

橋脚Aの橋軸方向に対しては、計測された固有周期は地表面で固定とし、降伏剛性を用いる場合（CASE2）およびモデル全体を考慮し、全断面有効剛性を用いる場合（CASE3）におおむね相当する。直角方向に対しては、モデル全体を考慮し、降伏剛性を用いる場合（CASE4）に相当している。

橋脚Bの橋軸方向に対しては、計測された固有周期は地表面で固定とし、全断面有効剛性を用いる場合（CASE1）よりもやや大きい。直角方向には、モデル全体を考慮し、降伏剛性を用いる場合（CASE4）におおむね相当する。

橋梁Cの橋軸方向に対しては、計測された固有周期は地表面で固定とし、全断面有効剛性を用いる場合（CASE1）よりもやや大きい。一方、直角方向にはCASE1で得られた周期よりも小さい値が得られている。

以上より、橋軸方向には全断面有効剛性を仮定すると、地表面において固定とする場合とモデル全体を考慮する場合の間の値となっており、地盤への根入れによる拘束の影響を受けることが分かる。なお、こうした点を詳細に検討した例としては、中島らが供用前のRC橋脚に対する計測実験に対して行った例⁴⁾がある。

また、橋脚の剛性に関しては、降伏剛性を仮定すると、地表面で固定とする場合にも固有周期を大きめに評価する傾向にあり、橋脚の剛性は全断面有効剛性に近いと考えられる。

一方、直角方向については、橋脚A、橋脚Bに対しては、橋軸方向に対する結果の傾向よりも小さめの固有周

表-4 固有値解析による計測対象橋脚の周期

(a) 橋脚 A

			固有周期 (秒)	
			橋軸	直角
計測結果			0.25	0.31
ケース	柱の有効高さ	橋脚剛性	橋軸	直角
CASE 1	地表面より	全断面有効	0.17	0.15
CASE 2	上を考慮	降伏	0.25	0.22
CASE 3	モデル全体	全断面有効	0.24	0.19
CASE 4	を考慮	降伏	0.36	0.31
CASE 5	基礎・地盤	全断面有効	0.63	0.50
CASE 6	ばねも考慮	降伏	0.69	0.55

(b) 橋脚 B

			固有周期 (秒)	
			橋軸方向	直角方向
計測結果			0.23	0.20
ケース	柱の有効高さ	橋脚剛性	橋軸方向	直角方向
CASE 1	地表面より	全断面有効	0.19	0.06
CASE 2	上を考慮	降伏	0.33	0.10
CASE 3	モデル全体	全断面有効	0.38	0.11
CASE 4	を考慮	降伏	0.73	0.22
CASE 5	基礎・地盤	全断面有効	0.43	0.15
CASE 6	ばねも考慮	降伏	0.75	0.24

(c) 橋脚 C

			固有周期 (秒)	
			橋軸方向	直角方向
計測結果			0.24	0.25
ケース	柱の有効高さ	橋脚剛性	橋軸方向	直角方向
CASE 1	地表面より	全断面有効	0.21	0.30
CASE 2	上を考慮	降伏	0.31	0.44
CASE 3	モデル全体	全断面有効	0.44	0.55
CASE 4	を考慮	降伏	0.64	0.81
CASE 5	基礎・地盤	全断面有効	0.49	0.61
CASE 6	ばねも考慮	降伏	0.68	0.85

期が解析において得られている。この理由としては、3 径間連続橋の直角方向の慣性質量の分担率や慣性力作用位置が解析モデルでは実際とは異なっていること等が考えられる。また、橋脚 C では、いずれのケースの場合にも解析結果の方が計測された固有周期の中央値 (0.25 秒) よりも大きく評価される。ただし、計測結果はばらつきが大きく、0.6~0.9 秒の周期も検出されていることから、実際の固有周期は中央値の 0.25 秒よりも大きかった可能性もある。なお、直角方向の応答における分散支承の水平変形が支配的となるモードに対する固有周期を求めると、1.0 秒程度であり、計測実験において直角方向で検出された 0.6~0.9 秒の周期は、こうしたモードの影響によるものと考えられる。また、曲線橋や反力分散橋等の構造条件の影響により解析モデルで仮定した慣性力作用位

置や慣性質量が実際とは異なっていた可能性も考えられる。

以上より、橋軸方向に対しては、交通振動による計測で橋脚の初期固有周期に相当する周期を検出することができると考えられる。一方、直角方向に関しては、さらなる検討が必要であり、直角方向の損傷が支配的となるような橋梁に対して本センサを設置する場合には、設置の際に個別に詳細な検討が必要である。

6. 結論

本研究では、交通振動による橋脚の最大水平加速度の把握、計測された水平加速度の FFT 解析による固有周期の検出精度について検討するために供用下の鉄筋コンクリート橋脚において振動計測実験を行った。本研究で得られた結論は以下の通りである。

(1) 交通振動による橋脚天端の最大水平加速度は両振幅で 0.2 m/sec^2 程度である。

(2) 交通振動により橋脚の固有周期を検出できることを示した。ただし、交通状況や橋の構造特性によっては検出された固有周期にばらつきが含まれる場合もあることから、初期固有周期は 10 回程度の計測結果をもとに定めることが望ましい。

(3) 交通振動による応答加速度の FFT 解析から得られた固有周期は、橋軸方向には、橋脚の剛性を全断面有効剛性とし、地表面において固定とする場合とモデル全体を考慮する場合の間の値に相当する。一方、直角方向には橋軸方向で得られた傾向とは異なる特性が得られており、解析モデルにおける慣性質量や慣性力作用位置等について、今後、さらなる検討が必要である。

謝辞：橋梁の計測実験においては、国土交通省関東地方整備局常陸河川国道事務所および土浦国道出張所の関係各位に大変お世話になりました。ここに記して、厚く御礼申し上げます。

参考文献

- (1) (社) 日本道路協会：道路震災対策便覧 (震災復旧編)，2007。
- (2) 堺淳一，小林寛，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚に対する地震時被災度判定手法の開発，土木技術資料，(財) 土木研究センター，Vol. 51，No. 2，2009。
- (3) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2002。
- (4) 中島章典，角田真彦，中野貴代美，中村晋，長瀬政明：常時微動計測を用いた RC 橋脚の振動特性に関する検討，第 11 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，(社) 土木学会，pp. 137-140，2008。