

実橋における動的反力の測定と橋梁の交通振動評価パラメータに関する考察

Measurement of Dynamic Reaction in a Bridge and Assessment Parameter
for Traffic-Induced Vibration

山田靖則*・川谷充郎**

By Yasunori YAMADA and Mitsuo KAWATANI

There are two components in dynamic response of highway bridges due to moving vehicles, that is, vibration of main girders and that of slab and floor elements. Dynamic properties and control effects of these vibrations usually have been assessed in terms of dynamic displacements or accelerations at the center of a bridge span. In this paper, dynamic reactions are paid attention to, and measured in field tests. Dynamic components of reactions are mainly made up from an inertia force of a superstructure and an external force from vehicles. As the impact vibration is dynamic response of slab and floor elements by the external force from moving vehicle near the expansion joint, this kind of vibration can not be assessed in terms of displacements or accelerations of bridges. The dynamic reactions, however, can assess this impact vibration, and so, should be used for the assessment parameters of dynamic properties and structural control of a traffic-induced vibration.

Keywords: steel girder, reaction, dynamic response, field test

1. まえがき

走行荷重によって発生する道路橋上部構造の振動には、主桁の振動を主因とする数Hz～10数Hzの振動と床版あるいは床組の振動を主因とする10数Hzから30Hz程度の振動があり、後者では伸縮装置部分の段差上を走行する大型車両からの衝撃的外力の影響が顕著であるといわれている。これらの振動は低周波音や地盤振動を励起し、高架道路橋周辺環境へ悪影響を及ぼしている¹⁾。

地盤振動については建設省土木研究所や阪神高速道路公団が予測式を提案しており^{2), 3)}、また、梶川・沖野らは上下部を一体とした構造モデル上に車両を走行させ、フーチング下面の基礎反力を地盤に作用させて地盤振動を予測する方法を開発し、各種橋梁振動の対策の評価を行っている⁴⁾。しかしながら、これらの振動を制御するための各種対策の検討にあたっては、測定や解析の簡便さのため未だに評価パラメータとして主桁の変位あるいは加速度が採用されていることが多い。

* 高田機工(株)設計部橋梁設計課長 (〒556 大阪市浪速区敷津西2-1-12)

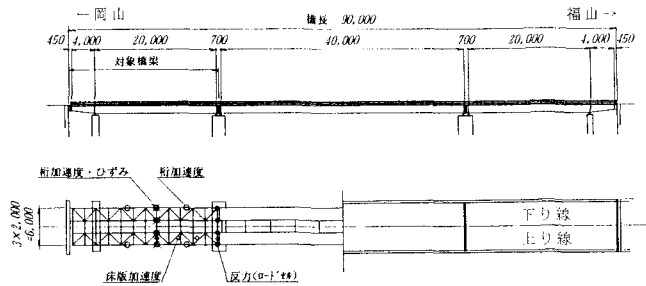
** 工博 大阪大学助教授 工学部土木工学科 (〒565 吹田市山田丘2-1)

筆者らは橋梁交通振動に関して、上部工の反力変動が橋梁の全体振動と局部振動の統一的な評価パラメータになると考え、数値シミュレーションや模型実験において反力変動について検討を加えてきた^{5)・6)}。また、比江島・藤野は文献7)、8)の中で反力の問題に触れ、橋梁のスパン振動の制御がそのまま反力変動の減少に結びつかず、道路橋の交通振動制御が容易でないことを明らかにしている。

本研究ではデータの少ない実橋での反力を動的に測定し、反力変動の要因の分析を行い、反力変動が橋梁交通振動の評価パラメータとなりうることを考察する。

2. 測定の概要

岡山県笠岡市にある国道2号上の金浦橋の支承取替え工事を利用して、試験車を走行させ、仮受け支点位置での反力および主桁加速度、床版加速度、主桁下フランジ等のひずみを計測した。



図－1 測定対象橋梁

2.1 対象橋梁

橋梁の一般図を図－1に示す。本橋梁は昭和34年に竣工した鋼床版箱桁と鉄桁からなる橋梁であるが、地盤が悪いため側桁間には上部工反力を支持する橋台を設けず、上部工を張出単純鉄桁の構造としている。計測の対象とした橋梁は岡山側の鉄桁である。対象橋梁の構造諸元を表－1に示す。

表－1 対象橋梁の構造諸元

形 式	張出非合成鉄桁
橋 格	1等橋（TL－20）
橋 長	25.2m
支 間 割	4.0m＋20.0m
幅 員	総幅員 8.8m 有効幅員 8.0m
床 版	鉄筋コンクリート床版 16 cm 床版支間 2.0m
舗 装	アスファルト舗装 5.0cm
主要鋼材	S S41
主桁本数	4本

2.2 試験車と走行位置

試験車は総重量20tfのダンプトラックである。車両諸元を表－2に示す。走行位置は車線中央と片側車輪が中央線上となる2種類とし、上り線（岡山行）、下り線（福山行）ともに走行した。目標走行速度はいずれも、徐行（10km/h以下）、20km/h、40km/hの3種類とした。

2.3 測定位置

反力の測定を各桁の福山側の仮受け支点で行った。正規の支点と仮受け支点との距離は500mmである。主桁の加速度を各桁の支間中央と両外桁の L/4 および 3L/4 の位置で計測した。主桁下フランジのひずみを各桁の支間中央の位置で計測した。さらに、G1、G2桁間の床版では支点付近、支間中央付近を含め4点で加速度を計測した。

なお、反力計測に用いたロードセルはひずみゲージ式の圧縮型で容量は200tfである。

表－2 試験車諸元

車軸間隔	前軸－後軸	3.840 m
	後軸前後輪	1.300 m
車輪間隔	前軸	2.060 m
	後軸	1.850 m
軸 重	前軸	5.0 tf
	後軸	15.0 tf

2. 4 路面凹凸

橋軸方向の路面凹凸を3 mプロファイルメータで測定した。測定位置は、橋梁の横断面における各車線での車輪の最頻通過位置の4箇所である。

3. 測定結果

計測データはフィルタをかけずにデータレコーダに収録した後、サンプリング数 N=2048、サンプリング間隔 $\Delta t=0.005\text{sec}$ でAD変換している。

3. 1 試験車の動的特性

試験車の動的特性を表-3に示す。これらは車軸上に取り付けた加速度計によって得られた加速度をスペクトル解析して得られたものの平均値である。

表-3 試験車の動的特性

	前 軸	後 軸
固有振動数	4.15 Hz	4.24 Hz

3. 2 路面凹凸

対象橋梁上の路面凹凸のスペクトルをISO評価基準とともに図-2に示す。本スペクトルでは伸縮装置部の不陸および縦断勾配は除外して計算している。スペクトルからは対象橋梁の路面は良好であるといえる。

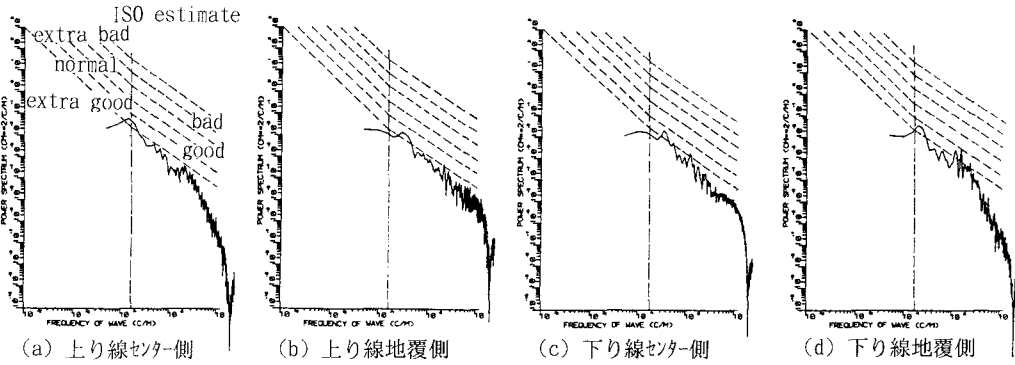


図-2 路面凹凸のスペクトル

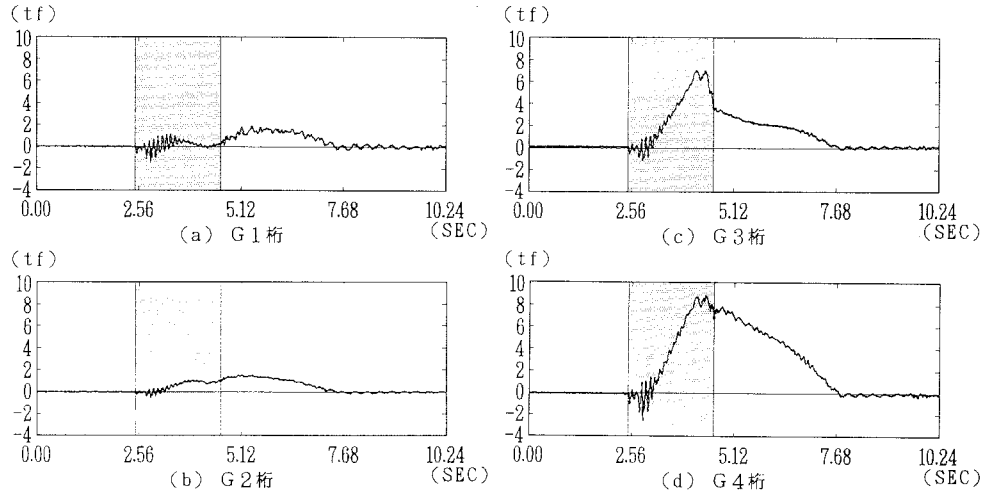
3. 3 反力

測定された反力の例として、試験車が下り線を40km/hで走行したケースの各桁反力の時系列を図-3(a)~(d)に示す。なお、図中の[]部は試験車の前輪が対象橋梁内に進入してから最後輪が退出する時間域を示す(以降の図も同様)。試験車が中央径間にあるときにも大きな反力が生じているのは、隣の径間との伸縮装置部の噛み込みと錆び付きのため反力が伝達されたものと考えられる。測定されたケースのうち、最大反力を生じる桁の動的増幅率(DIF)は上り線走行時で1.134~1.186, 下り線走行時で1.062~1.149であり、車両進入側となる支点直上の伸縮装置部の段差の影響の大きいことが分かる。

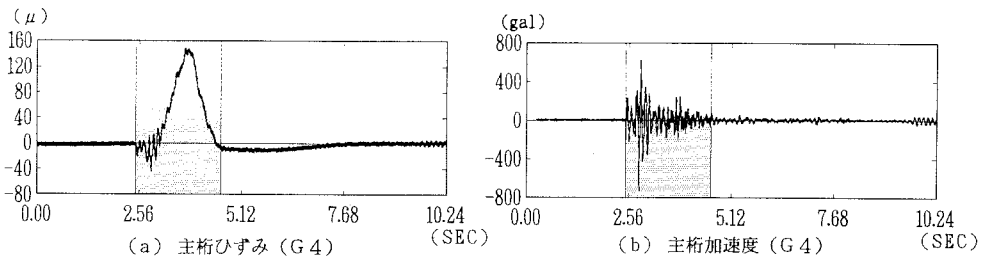
3. 4 主桁ひずみ, 加速度

3. 3で示したのと同じ走行ケースの最大反力を生じた桁のひずみと加速度波形を図-4(a), (b)に示す。

反力波形と異なり、隣の径間の影響は小さい。反力波形と比較すると張出部のたわみによる変動は捉えられているが、退出側の伸縮装置部の影響は捉えられていない。加速度データから得られた主桁の1次の固有振動数は9.8Hzと推定された。



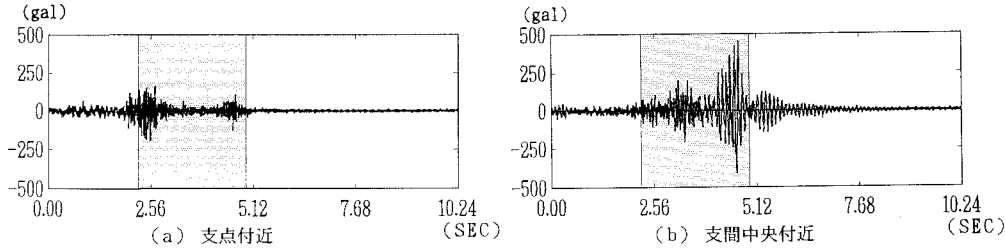
図－3 反力の時系列例



図－4 桁のひずみと加速度波形例

3.5 床版加速度

床版の応答加速度は支間中央付近と支点付近およびその間の2点の合計4点で計測している。加速度データは支点付近では雑振動が多く、支間中央付近では主桁振動が卓越している（図－5(a)，(b)）。加速度データから得られた床版の1次の固有曲げ振動数は24Hz程度と推定された。



図－5 床版の加速度波形例

4. 反力の分析

4.1 分析の方法

計測された反力波形にローパスフィルタ処理を施し、ノイズを除去した後、変動成分（反力影響線による車両の静的反力成分を除いたもの）を抽出した。この処理には文献9)に紹介されているOrmsbyのデジタルフィルタを使用した。このフィルタは図-6に示す周波数領域の重み関数を、時間領域にフーリエ逆変換した重み関数であり、次式で表される。

ローパスフィルタの重み関数

$$w_L(t) = \frac{1}{2\pi t} \cdot \frac{\sin 2\pi g t - \sin 2\pi h t}{1 - 4(h-g)^2 t^2} \quad (1)$$

バンドパスフィルタの重み関数

$$w_B(t) = \frac{1}{2\pi t} \cdot \left[\frac{\sin 2\pi c t - \sin 2\pi d t}{1 - 4(d-c)^2 t^2} - \frac{\sin 2\pi a t - \sin 2\pi b t}{1 - 4(b-a)^2 t^2} \right] \quad (2)$$

これらのフィルタ処理演算は以下のように行う。

$$f(t) = \int_{-\infty}^{\infty} f(\tau) \cdot w(t-\tau) d\tau = \int_{-\infty}^{\infty} f(t-\tau) \cdot w(\tau) d\tau \quad (3)$$

処理するデータは離散系データであるから、 $f(t)$ を $F(i)$ 、 $w(\tau)$ を $W(i)$ 、積分範囲をある有限項範囲 $-m \sim m$ とおけば、式(3)は式(4)と表現できる。

$$F(i) = \sum_{k=-m}^m F(i-k) \cdot W(k) \quad (4)$$

ここで、重み関数 w_k は図-7のような形状であるため、項数 m としては最大値に対して5%以下の値となるところまでを用いた。

得られた変動波形をスペクトル解析によって得られる各種要因の卓越周波数ごとに上記バンドパスフィルタを用いて分離し、時間領域でそれぞれのRMS値を計算した。また、分離した波形を再合成して同じ要領でRMS値を計算し、元波形との比較も行った。なお、計算の対象とした範囲は対象橋梁内に前輪が進入した時から、後輪が退出した時までである。

4.2 各種要因による反力変動

反力の変動波形から対象橋梁部分のデータを取り出し、スペクトル解析を行った。各桁、各走行種類によってスペクトル波形に違いがあるものの表-4に示す周波数が卓越している。

これらはそれぞれ 3. 測定結果で示した周波数と対応しており、反力の構成要因であると考えられる。

4.1の方法により、表-4の周波数を中心とする狭域バンドパスフィルタによって得られた反力の変動値とそ

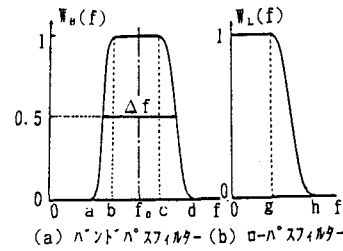


図-6 Ormsbyのフィルタ

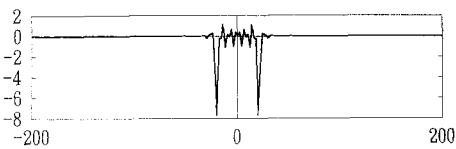


図-7 重み関数 w_k

表-4 反力の変動部分のスペクトル解析結果とバンドパスフィルタの周波数（単位：Hz）

卓越周波数	要因	バンドパスフィルタ(a, b~c, d)
3.2~4.6	車両ばね	2.5, 3.0~5.0, 5.5
8.7~10.6	主桁振動	7.5, 8.0~11.0, 11.5
23.8~24.1	床版振動	18.5, 20.0~25.0, 26.5

注) a, b, c, d は図-6, 式(2)に対応

の要因の波形を図－8に、RMS値を表－5に示す。表－5から本計測では、反力の変動については主桁のたわみ振動の占める部分の大きいこと、床版の振動による成分もかなり大きいことが分かる。また、分離した波形を再合成した波形は元波形によく似ており、RMS値は元波形のRMS値の約93%であり、これらの要因が反力変動のほとんどであることが分かる。

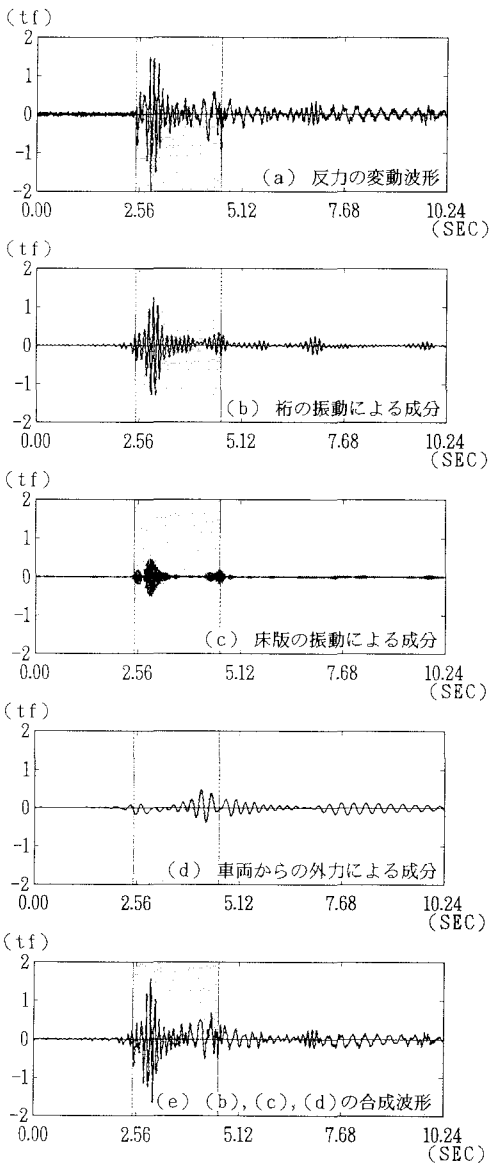
表－5 反力変動値およびその要因のRMS値

		(単位 tf)						
走行ケース	桁	全変動	桁振動	床版振動	車両外力	①②③合成	比	
1	G1	0.313	0.275	0.057	0.033	0.283	0.904	
	G2	0.117	0.100	0.031	0.028	0.109	0.932	
	G3	0.342	0.261	0.072	0.154	0.318	0.930	
	40km/hG4	0.443	0.359	0.124	0.153	0.415	0.937	
2	G1	0.437	0.325	0.071	0.210	0.395	0.904	
	G2	0.140	0.079	0.027	0.088	0.124	0.886	
	G3	0.209	0.167	0.034	0.086	0.192	0.919	
	40km/hG4	0.321	0.292	0.029	0.081	0.305	0.950	
3	G1	0.295	0.250	0.057	0.038	0.260	0.881	
	G2	0.115	0.094	0.034	0.035	0.107	0.930	
	G3	0.348	0.240	0.075	0.187	0.321	0.922	
	40km/hG4	0.446	0.326	0.121	0.216	0.412	0.924	
4	G1	0.467	0.328	0.117	0.203	0.425	0.910	
	G2	0.146	0.085	0.042	0.089	0.134	0.918	
	G3	0.205	0.164	0.063	0.061	0.187	0.912	
	40km/hG4	0.261	0.232	0.051	0.059	0.245	0.939	
5	G1	0.449	0.347	0.050	0.241	0.427	0.951	
	G2	0.159	0.079	0.020	0.125	0.150	0.943	
	G3	0.219	0.173	0.030	0.105	0.206	0.941	
	20km/hG4	0.321	0.291	0.021	0.103	0.309	0.963	
		平均	0.925					

5. 変動反力の橋梁振動の評価パラメータとしての考察

5.1 評価パラメータとしての主桁変位あるいは加速度に対する考察

まえがきでも述べたように、これまで橋梁振動あるいは振動制御の評価パラメータとしては主桁の変位あるいは応答加速度が用いられることが多かった。これらパラメータは数値解析上の取扱い、実橋での計測が容易であり、実務者にとっても分かりやすいものである。しかし、比江島・藤野はスパン振動を減少させるために主桁の減衰を大きくすると、かえって車両からの動的外力が大きくなり、結果として反力の減少には結びつかないことを指摘している^{7)・8)}。また、川谷によれば橋梁端部の不陸による桁応答への影響は、支間長と走行速度にもよるが、支間中央付近にはほとんど及ばないことが明らかになっている¹⁰⁾。本計測においては張出部のたわみによる車両の衝撃的外力の影響は、支間中央部の加速度あるいは下フランジのひずみでも顕著に現れており、反力においても同様である。しかし、伸縮装置部



図－8 反力変動の分析例

の不陸による影響は反力についてのみ顕著に現れている。このようなことから、上部構造に着目すれば、主桁の変位あるいは加速度はスパン振動やこれに起因する現象については有効なパラメータであるといえてよいが、桁端部の影響については有効なパラメータとはなり得ない。

5.2 評価パラメータとしての変動反力に対する考察

これに対して反力の変動は今回の実測だけでなく、文献6)においても主桁の振動とよく対応しており、当然のことながら計測点上の路面不陸の影響もはっきりと捉えている。この点から反力の変動成分は主桁の振動あるいは振動制御における評価のパラメータとして支間部のたわみや加速度よりも優れたものであるといえてよい。とりわけ、ノージョイント化・ジョイントレス化と呼ばれる桁端伸縮装置部の除去や改良に対しても有効な評価パラメータとなり、これまで種々研究・検討されてきた橋梁交通振動の統一的パラメータとなりえるものと考えられる。

5.3 支点反力と支点上腹板ひずみとの関係

5.1および5.2によって反力の変動成分が評価パラメータになり得ることが分かる。数値シミュレーションの場合は反力計算上それほど問題はないものの、現地計測では反力を直接計測することは非常に困難である。本計測においてはこの問題の対応の一例としてG1桁のロードセル直上の腹板にゲージを貼付し鉛直方向のひずみを計測し、この値を反力の計測値に代わるものとしての可能性を検討した。この値と反力の計測値の相関について考察する。

G1桁近傍を試験車が走行するケースについてそれぞれの実測波形とその変動部分の波形を図-9に示す。この図より反力波形と腹板の鉛直ひずみ波形とは試験車が支点直上付近を走行している時は似かよった波形となっているのが分かる。このことから、車両が伸縮装置部を含む支点直上近傍を走行する状態では、腹板のひずみ変動値は反力変動値の代替値となり得ると考えられる。しかし、それ以外の場合に違いが大きく、支承直上腹板の鉛直ひずみは反力と異なり、直上部荷重以外では反力ほど桁の挙動を反映しない。これは荷重の位置によって腹板の主応力の方向が異なるためであると考えられる。このため、支間中央部等での加速度等の補助的計測が必要であろう。

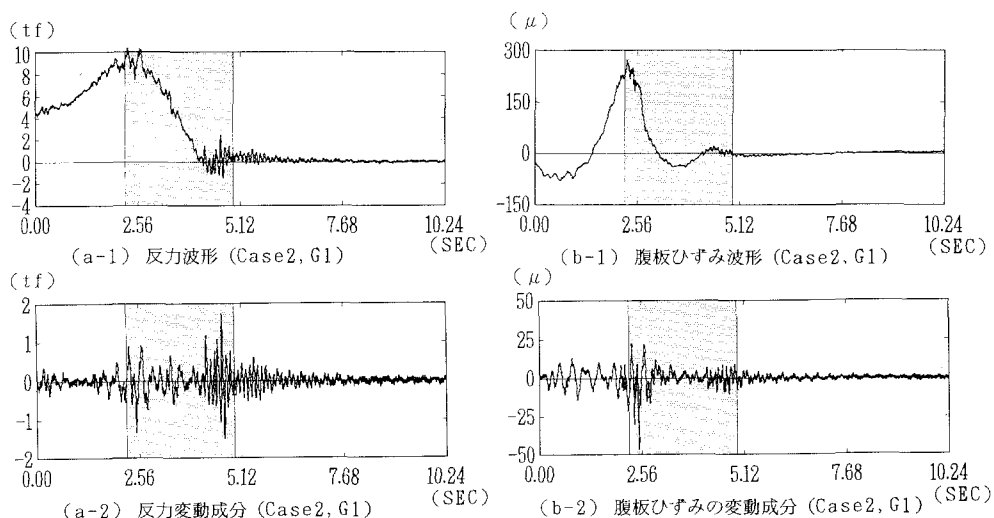


図-9 反力波形と腹板ひずみ波形の対比

6 結論

本研究によって得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 実橋における反力をはじめとする動的計測により、反力の挙動ならびに反力の動的成分が明らかとなり、これを支間中央部の主桁の挙動と比較すると、主桁のたわみ振動だけでなく車両の動的外力、床版の振動が反力変動に影響することが認められた。
- (2) 伸縮装置部の路面の不陸の影響は、桁の全体振動（スパン振動）には敏感に反映しないが、反力には顕著に反映する。
- (3) (1)、(2) より、反力の変動成分は主桁のたわみ振動、車両の動的外力および床版の振動の影響を反映しており、橋梁振動および振動制御の評価においてこれらの影響を統一的に評価できるパラメータとして有効であると考えられる。
- (4) 計測値によって評価を行う場合は、支点直上の腹板または補剛材の鉛直ひずみと支間部の変位あるいは加速度の計測値を併用することによって反力計測値に代替することができると思われる。

謝辞

本計測は建設省中国地方建設局岡山国道工事事務所管理二課ならびに玉島維持出張所の快いご承諾の下に行われた。Ormsbyのデジタルフィルタの使用については広島工業大学中山隆弘教授と藤原豪紀氏に多くのご教示を頂いた。ここに厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 例えば阪神高速道路公団：道路交通振動ノート，昭和57年1月。
- 2) 横山功一：道路交通振動予測手法，振動制御ハンドブック，フジ・テクノシステム，1992。
- 3) 阪神高速道路公団：高架橋から発生する交通振動の予測式，昭和61年3月。
- 4) 梶川康男・沖野 真・吉川 実・杵本正信：高架橋と周辺地盤の交通振動予測と制振効果，構造工学論文集，Vol.35A，pp.597-605，1989.3。
- 5) M.KAWATANI, S.NISHIYAMA and Y.YAMADA: Dynamic Response Analysis of Highway Girder Bridges under Moving Vehicles, TECHNOLOGY REPORTS OF OSAKA UNIVERSITY, Vol.43, No.2137, pp109-118, 1993.4。
- 6) 山田靖則・川谷充郎・西山誠治・下野正人・森淳彦：桁橋の走行荷重による動的応答に対するハイブリッド制振の模型実験，土木学会第48回年次学術講演会講演概要集，I-262，1993.9。
- 7) 比江島慎二・藤野陽三：桁端ダンパーによる橋梁の交通振動の軽減，土木学会論文集，No.465/I-23，pp.107-116，1993.4。
- 8) 比江島慎二・藤野陽三：粘性ダンパーによる橋梁の交通振動の軽減に関する2，3のシミュレーション，第2回振動制御コロキウム PART B 講演論文集，pp.159-166，1993.8。
- 9) 小松定夫・藤原豪紀・中山隆弘：コンプレックス・ディモデュレーション法による地震動の非定常スペクトル解析，土木学会論文集，No.368/I-5，pp.311-318，1986.4。
- 10) 難波宗行・川谷充郎・林 秀侃・中村一平・西星匡博：各種短支間道路橋における自動車走行実験，土木学会第45回年次学術講演会，I-375，1990.10。

(1993年9月16日受付)