

伸縮継手付近の路面凹凸の影響を受けた大型車両とPC桁橋の振動特性

Vibration characteristics of the PC girder bridge and the vehicles generated by the road roughness nearby the expansion joint

室井智文*, 薄井王尚**, 樺山好幸***, 深田宰史****, 梶川康男*****, 幸田信則*****

Tomofumi Muroi, Kimihisa Usui, Yoshiyuki Momiyama, Saiji Fukada, Yasuo Kajikawa and Nobunori Kouda

*西日本高速道路エンジニアリング関西(〒532-0003 大阪市淀川区宮原 3-4-30)

**株式会社 フジエンジニアリング, 調査設計部(〒532-0002 大阪市淀川区東三国 5-5-28)

***博(工), 西日本高速道路エンジニアリング関西(〒532-0003 大阪市淀川区宮原 3-4-30)

****博(工), 金沢大学大学院准教授, 自然科学研究科(〒920-1192 金沢市角間町)

*****工博, 金沢大学大学院教授, 自然科学研究科(同上)

*****東エン株式会社, エンジニアリング本部(〒229-1132 相模原市橋本台 1-10-17)

The authors performed a research using test trucks for a three-lane prestressed concrete bridge with 37.47m span that vibrated greatly. As the results of the research, the bridge had the frequency of the 1st bending vibration (about 3.0Hz). And also, since the frequency and that of general vehicle's vibration (about 3.0Hz) is close, the bridge and vehicles had caused coupled vibration. Moreover it was clear that the bridge had vibrated greatly, only when the test truck had ran at the 2nd slow lane. Because vehicle's suspension spring vibration had been generated by the road roughness with long space period nearby the expansion joint of the 2nd slow lane. This paper describes the vibration characteristics of the prestressed concrete bridge coupled with the vehicle's vibration generated by the road roughness with long space period nearby the expansion joint. Besides, this study also examined the countermeasure to decrease the vibration by the dynamic response analysis due to running vehicle.

Key Words: PC girder bridge, coupled vibration, Road roughness, Dynamic increment factor

キーワード: PC 桁橋, 連成振動, 路面凹凸, 動的増幅率

1. まえがき

我が国の社会基盤を担う高速道路に架設されている橋梁は, 設計荷重の変更, 交通量の増大, 経時変化, 車両性能の向上に伴う高速化, さらには道路交通法違反の過積載車の増加により, 日々過酷な状況に曝されている。このような状況下において, 車両と橋梁との連成振動により, 大きな振動を生じている橋梁も存在している。

一般的に, 大型車両のサスペンションは, 板ばね(リーフ)またはエアの2種類である。特に, リーフサスペンションを有する大型車両の後輪ばね上振動数は3Hz付近に存在し¹⁾, その振動数領域にたわみ1次振動数を有する支間30~40mの橋梁では, 大型車両の後輪ばね上振動数との連成により大きな振動が生じている。

しかし, 大きな振動を生じる原因は, 大型車両の後輪ばね上振動数と橋梁の特定の卓越振動数による連成振動だけが要因とは限らない。車両は橋面上を走行しているため車両と橋面上の路面凹凸との関係を無視することができないためである。

一般的な車両の振動系は, ばね上振動系とばね下運動系に分けることができる。大型車両の場合, 先に述べたように後輪ばね上振動数は3Hz付近に存在し, ばね下振動数は10Hz~20Hzまで幅広く分布している。

路面凹凸の周期が短い路面凹凸や段差²⁾などの場合はばね下振動³⁾に, 周期が長い場合はばね上振動数⁴⁾に影響を及ぼす。過去の研究でも伸縮継手近傍において長周期(10m程度)の路面凹凸が大型車両の後輪ばね上振動を誘起し, 大きく加振された大型車両と橋梁との連成振動により橋梁が大きく振動している事例⁵⁾⁻⁶⁾を報告している。このように, 伸縮継手付近の路面凹凸の影響を受けた大型車両と橋梁が連成振動した場合, 橋梁はさらに大きく振動することになる。

本研究では, 伸縮継手付近の路面凹凸の影響を受けた大型車両と連成して大きな振動をしていた高速道路橋(支間長: 37.500m, PCポストテンション単純T桁橋)を対象とし, 既知重量の試験車両を用いて単独走行による試験車走行実験を行った。その結果をもとに対象橋梁

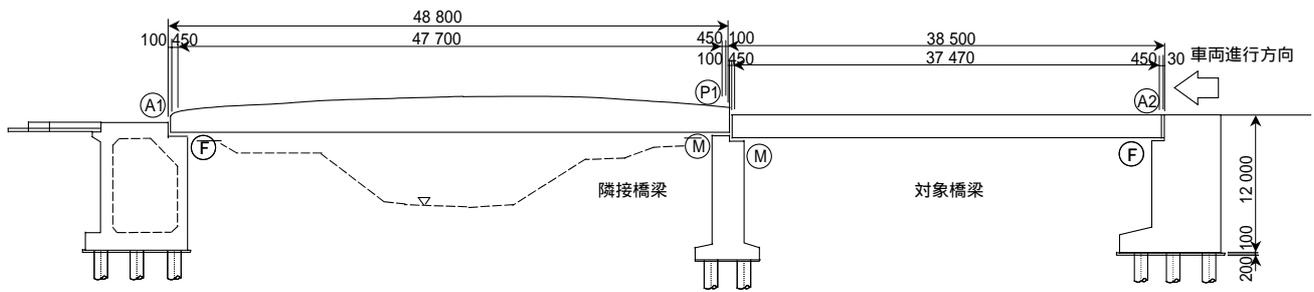
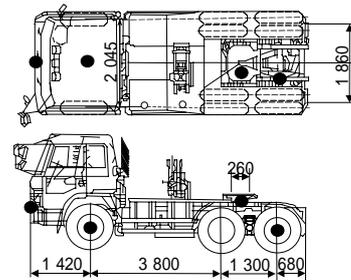


図-1 対象橋梁の一般図

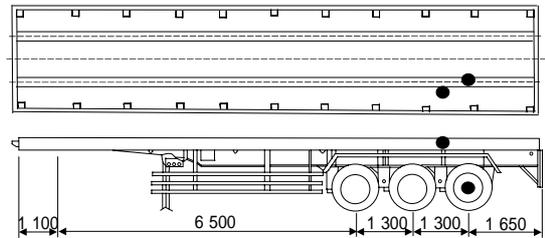
の振動特性やなぜ大きな振動を生じているのか、その要因を調べた。また、車両走行シミュレーションを用いて、伸縮継手付近における路面凹凸の周期の影響を調べるとともに、解析上で路面凹凸を平坦にした場合や制振装置を設置した場合に見込まれる振動低減について検討した。

2. 橋梁概要

本研究において対象とした橋梁は、日本初の高速道路として開通した区間(栗東 IC から 2km 付近)に位置する。平成 9 年に完成した 6 車線化改築事業の際に、交差する県道が地域の開発による拡幅で、カルバートボックスから橋梁構造に改造されたものである。しかし、6 車線拡幅が両側拡幅であったため、道路縦断線形を変えることができず、通常の桁高よりも低く 1.9m (スパン桁高比 1/19.7) となっている。諸元は、支間長 37.470m、有効幅員 14.500m、斜角 67° を有する PC ポストテンション単純 T 桁橋である。対象橋梁の一般図を図-1 に示す。



(b) 試験車 (セミトレーラ, トラクター部)



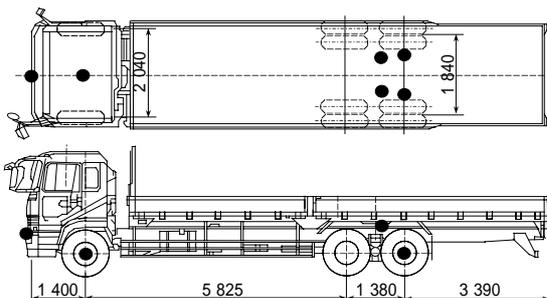
(c) 試験車 (セミトレーラ, トレーラ部)

図-2 車両の測点配置図 (加速度計: 図中の 印)

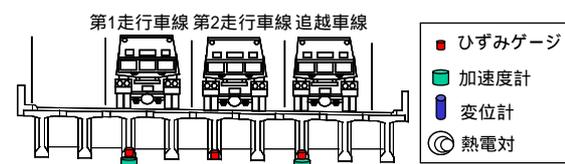
3. 試験車走行実験

既知重量の大型車両が単独で走行した場合の対象橋梁の動的応答を調べるために試験車を用いた試験車走行実験を行った。試験車として、総重量 245kN の 3 軸トラックと 421kN のセミトレーラを用いた (図-2 参照)。

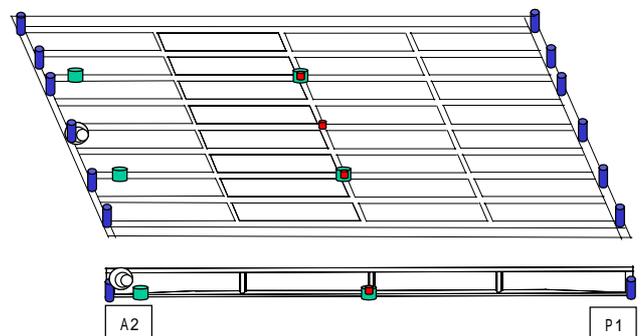
リーフサスペンションを有した 3 軸トラックを用いた理由は、後輪ばね上振動数が 3Hz 付近に卓越するためであり、セミトレーラを用いた理由は、トレーラ部のばね上振動数が 3Hz 付近に存在しないこと、さらに重量の大きな車両が走行した場合の動的増幅率が 3 軸トラックとどの程度異なるのか調べるためである。



(a) 試験車 (3 軸トラック)



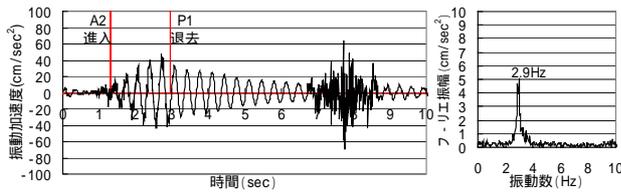
(a) 対象橋梁 (支間中央断面)



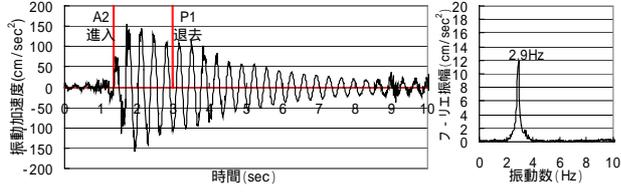
(b) 橋梁全体

図-3 橋梁の測点配置図

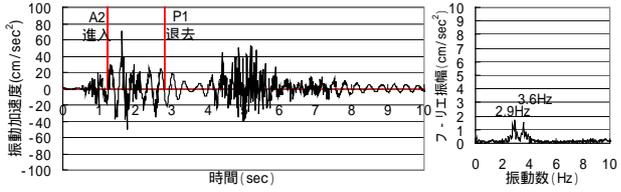
走行実験は、交通規制を行わず、かつ一般車が少ない時間帯 (23:00 ~ 4:00) を選んで実施し、試験車が単独で走行したデータを記録できるまで行った。試験車の走行



(a) 第1走行車線

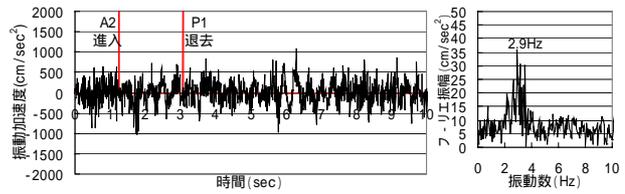


(b) 第2走行車線

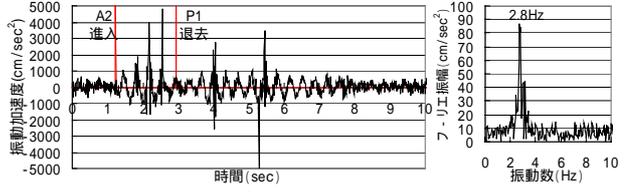


(c) 追越車線

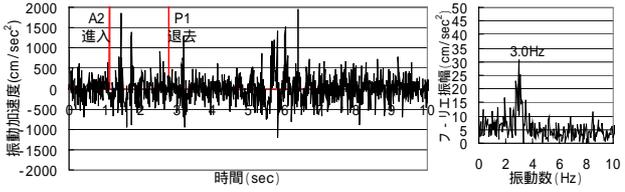
図-4 3軸トラック走行時の加速度（支間中央追越側）



(a) 第1走行車線

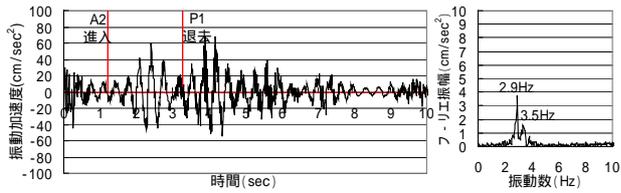


(b) 第2走行車線

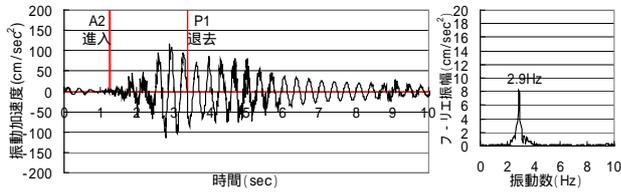


(c) 追越車線

図-5 3軸トラック走行時の加速度（後輪左ばね上）

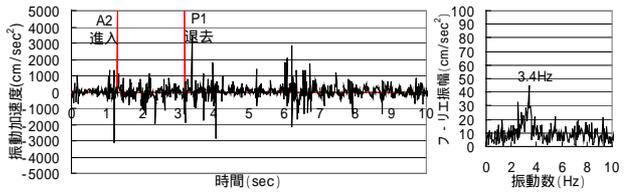


(a) 第1走行車線

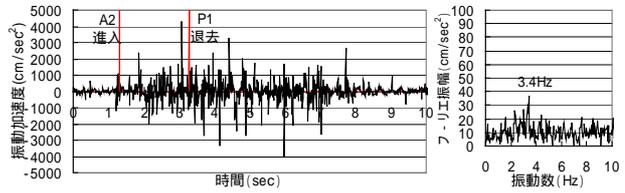


(b) 第2走行車線

図-6 セミトレーラ走行時の加速度（支間中央追越側）



(a) 第1走行車線



(b) 第2走行車線

図-7 セミトレーラ走行時の加速度（トレーラ左ばね上）

速度は80km/hとし、走行位置は245kNトラックの場合、第1走行車線、第2走行車線および追越車線（図-3(a)参照）を単独走行する3ケース、421kNセミトレーラの場合、走行可能な速度と交通流を考慮して、第1走行車線および第2走行車線を単独走行する2ケースとした。

本実験における調査項目は、主桁断面に着目したひずみの動的増幅率と動倍率、主桁の加速度振幅、支点部鉛直変位、橋梁の振動特性（卓越振動数、モード減衰定数）、試験車両の振動特性である。

本実験における各試験車両の測点配置図（図中の印）を図-2に示す。試験車両に加速度計を設置した理由は、車両走行シミュレーションに使用する解析車両モデルの構築に使用するためである。また、橋梁の測点配置図を図-3に示す。ひずみゲージを各車線下の主桁下フランジ下面（支間中央）に設置し、加速度計を第1走行車線と追越車線下の主桁下フランジに設置した。

なお、本文中では言及しないが、支点部の鉛直変位は、橋梁上に存在している荷重列の総重量を推定するために設置した。

4. 試験車走行実験の結果

4.1 応答波形

3軸トラック(245kN)の試験車両が、走行速度80km/hで第1走行車線、第2走行車線および追越車線を走行したときの橋梁の加速度波形とスペクトル（支間中央における追越車線下の測点、図-3(a)参照）をそれぞれ図-4に示す。また、そのときの3軸トラック側における右側後輪ばね上（図-2(a)参照）の加速度波形とスペクトルをそれぞれ図-5に示す。なお、2本のパルス波形は、車両が対象橋梁に進入(A2)および退去(P1)した時刻を示している。

同様に、セミトレーラ(421kN)の試験車両が、走行速

度 80km/h で第 1 走行車線および第 2 走行車線を走行したときの橋梁の加速度波形とスペクトル（支間中央における追越車線下の測点、図-3(a)参照）をそれぞれ図-6 に示す。また、そのときのセミトレーラにおけるトレーラ部の左側ばね上（図-2(c)参照）の加速度波形とスペクトルをそれぞれ図-7 に示す。

なお、第 2 走行車線の加速度波形とスペクトルにおける縦軸のスケールは、他の車線（第 1 走行車線、追越車線）を走行したときと異なっているので注意して頂きたい。

図-4(b)より、3 軸トラックが第 2 走行車線を走行したときの加速度振幅は、他の車線（第 1 走行車線、追越車線）を走行したときの加速度振幅よりはるかに大きく、支間中央での加速度振幅は最大で 150cm/sec² 程度あり、他の車線（第 1 走行車線、追越車線）を走行した場合の約 3~4 倍になっている。

橋梁の卓越振動数は、2.9-3.0Hz に大きな卓越が見られ、たわみ 1 次振動と確認した。追越車線走行時（図-4(c)参照）では、3.4-3.5Hz の卓越が見られ、支間中央の追越側と第 1 走行車線側の加速度計の位相を調べた結果、ねじり 1 次振動と確認された。

3 軸トラックのばね上振動数は 2.8-2.9Hz が卓越しており、第 2 走行車線を走行したときの加速度波形（図-5(b)参照）から、対象橋梁との連成により、振動振幅が徐々に大きくなっていることがわかる。

また、セミトレーラが走行した場合も同様に、第 1 走行車線に比べて第 2 走行車線のケース（図-6(b)参照）の方が、加速度振幅が大きく、最大で 100cm/sec² 程度であった。また、第 1 走行車線のケース（図-6(a)参照）では、ねじり振動の卓越も見られ、3 軸トラックが第 1 走行車線を走行したときと異なった傾向が見られた。

トレーラ部（図-3(c)参照）のばね上振動数は、3.4Hz（トラクター部（図-3(b)参照）後輪ばね上は 3.9-4.0Hz）が卓越しており、橋梁の卓越振動数と若干異なっているため、3 軸トラックほど大きな加速度振幅にならなかったが、第 2 走行車線を走行したときの加速度波形（図-7(b)参照）は、振動振幅が徐々に大きくなっている。

第 2 走行車線を走行したときのみ大きな振動振幅を記録したことから、以下の 2 つが考えられる。

第 1 走行車線や追越車線を走行したときは、曲げ加振に加えて、ねじり加振もする。このため、第 2 走行車線を走行したときほど純粋な曲げ加振をしないため、たわみ 1 次振動と連成する割合が小さく、振動振幅も大きくならない。

第 2 走行車線に、振動を増幅させる路面性状等の要因がある。また、加速度波形を見る限り、橋梁進入時の加速度振幅に衝撃的な波形が記録されていないこと、現場においても車両進入に伴う大きな衝撃音が観測されていないことから、車両のばね下振動を励起させる周期が短い路面凹凸や段差が影響していないと考えられる。

4.2 振動特性

前出した試験車走行実験で得られた加速度スペクトルから、たわみ 1 次振動(2.9-3.0Hz)とねじり 1 次振動(3.4-3.5Hz)が卓越していることがわかった。一般的な大型車両の卓越振動数は、3Hz 付近である。したがって、加振源となる大型車両と受振側となる対象橋梁のそれぞれの卓越振動数が近接し、車両と橋梁の連成振動が生じていることは明らかといえる。

単独走行ができた試験車走行実験（7 ケース分）により、支間中央における第 1 走行車線下と追越車線下の加速度計から算定した卓越振動数とモード減衰定数の結果を表-1 に示す。なお、モード減衰定数の算出には ERA⁷⁾ を用いて算出した。

主な卓越振動モードは、たわみ 1 次振動(2.9-3.0Hz 付近)、ねじり 1 次振動(3.4-3.6Hz 付近)であった。また、減衰定数においては、ばらつきが見られる。たわみ 1 次振動では 0.014~0.038、ねじり 1 次振動では 0.013~0.039 である。平均すると、減衰定数はたわみ 1 次振動で 0.024、ねじり 1 次振動で 0.023 であった。

表-1 振動特性

(a) たわみ 1 次振動

試験車走行ケース (試験車種類, 車線名)	支間中央(第1走行)		支間中央(追越)	
	振動数(Hz)	減衰定数	振動数(Hz)	減衰定数
3軸トラック, 第1走行	2.934	0.020	2.936	0.020
3軸トラック, 第1走行	2.962	0.026	2.931	0.027
3軸トラック, 第2走行	2.907	0.019	2.906	0.019
3軸トラック, 追越	2.885	0.016	2.846	0.036
セミトレーラ, 第1走行	2.907	0.024	2.876	0.023
セミトレーラ, 第2走行	2.953	0.014	2.939	0.017
セミトレーラ, 第2走行	2.983	0.038	2.955	0.038

(b) ねじり 1 次振動

試験車走行ケース (試験車種類, 車線名)	支間中央(第1走行)		支間中央(追越)	
	振動数(Hz)	減衰定数	振動数(Hz)	減衰定数
3軸トラック, 第1走行	3.491	0.006	3.450	0.029
3軸トラック, 第1走行	3.556	0.014	3.473	0.017
3軸トラック, 第2走行	3.436	0.039	3.422	0.014
3軸トラック, 追越	3.496	0.013	3.446	0.050
セミトレーラ, 第1走行	3.456	0.022	3.621	0.029
セミトレーラ, 第2走行	3.432	0.022	-	-
セミトレーラ, 第2走行	-	-	-	-

4.3 動的増幅率と動倍率

本実験では、上述した加速度以外に主桁の動的な応力を評価できるように主桁のひずみも計測した。以下では、その主桁下面のひずみ値から動的増幅率または動倍率⁸⁾を算出して動的な影響を検討した。動的増幅率または動倍率とは、車両走行による橋梁の応答の動的効果を表した指標であり、車両が静的に作用したときの応答値に対する動的に作用したときの応答値の割合で示されるものである。ここでは、動的増幅率を *DIF*、動倍率は *DAF* として表記する。表-2 に 3 軸トラック(245kN)とセミトレーラ(421kN)が 80km/h で各車線を単独走行したときの動的増幅率 (*DIF*) と動倍率(*DAF*)を示す。

表-2 動的増幅率 (DIF) および動倍率(DAF)

	第1走行					第2走行					追越				
	$\epsilon_{st,max}$	$\epsilon_{I,dy,max}$	$\epsilon_{dy,max}$	DIF-1	DAF-1	$\epsilon_{st,max}$	$\epsilon_{I,dy,max}$	$\epsilon_{dy,max}$	DIF-1	DAF-1	$\epsilon_{st,max}$	$\epsilon_{I,dy,max}$	$\epsilon_{dy,max}$	DIF-1	DAF-1
3軸, 第1	13.38	8.02	21.19	0.60	0.58	12.88	6.78	18.18	0.53	0.41	8.77	7.04	14.22	0.80	0.62
3軸, 第1	13.59	6.59	19.12	0.48	0.41	13.30	5.78	19.07	0.43	0.43	8.87	6.74	14.22	0.76	0.62
3軸, 第2	11.83	26.97	41.79	2.28	2.53	12.15	34.72	38.33	2.86	2.16	15.99	31.11	45.54	1.94	1.85
3軸, 追越	6.03	6.07	11.15	1.01	0.85	13.20	4.76	17.78	0.36	0.35	18.12	8.22	25.66	0.45	0.42
セミ, 第1	21.98	14.81	31.90	0.67	0.45	21.35	10.15	30.22	0.48	0.42	14.35	10.59	24.69	0.74	0.72
セミ, 第2	19.11	21.12	35.58	1.11	0.86	19.93	22.96	41.68	1.15	1.09	24.76	23.61	44.21	0.95	0.79
セミ, 第2	18.96	19.66	33.87	1.04	0.79	20.00	21.13	40.06	1.06	1.00	24.93	22.34	43.61	0.90	0.75

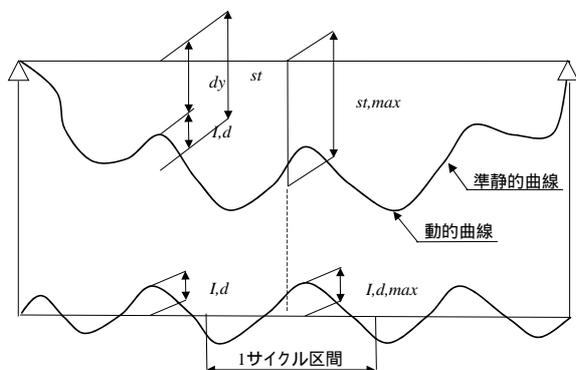


図-8 動的増幅率の概念

DIF および DAF をそれぞれ式(1)および式(2)に示す。

$$DIF-1 = \frac{I_{dy,max}}{st,max} \quad (1)$$

ここに, $I_{dy} = |dy - st|$

$$DAF = \frac{dy,max}{st,max} \quad (2)$$

ここで, st,max は準静的応答成分の最大値, $I_{dy,max}$ は図-8に示すような st,max を含む1サイクル中の動的波形と静的波形との差の絶対値の最大をとったものである。

ここでは, ひずみ波形により DIF および DAF を評価することにし, 準静的ひずみ値は, 動的ひずみ値のデータに対して, 1Hz のローパスフィルタ処理したものをを用いることにした。

3軸トラックが, 第2走行車線を走行したときの第1および第2車線下のひずみ波形から算出した DIF および DAF は, 2~3程度もあり, 他の車線を走行したとき(0.4~1.0程度)よりはるかに大きな値となっている。また, セミトレーラが第2走行車線を走行したときは, 3軸トラックの場合ほど動的増幅率が大きくないが, 第1走行車線を走行したときに比べても大きな値となっている。3軸トラックに比べて, セミトレーラの DIF および DAF が, 小さくなっている理由としては, 分母の st,max に直接関係する車両総重量が3軸トラックに比べて大きいこと, さらには, 3軸トラックほど橋梁と連成しなかったためと考えられる。

また, 動的増幅率(DIF)と動倍率(DAF)で比較してみると, 位相のずれにより多少の違いはあるが, 大きな差は見られなかった。

各試験車が各車線を走行した時の最大動的ひずみ値から, 主桁下面の応力を算出した。実験中で最も動的ひずみ振幅が大きかったケースは, 3軸トラックが第2走行車線を走行したときの追越車線下のひずみ値で 45.54 μ

であった。応力に換算して, 1.41N/mm²となった(設計基準強度 40 N/mm²)。道路橋示方書⁹⁾による主荷重及び主荷重に相当する特殊荷重の曲げ引張応力度の許容値を参考にすると 1.5N/mm²となっており, 健全性には問題ない範囲と考えられる。しかし, 第2走行車線を走行したときのみ大きな振動を生じ, しかも1台走行により許容値に近い応力状態となっているため, 対処法を検討する必要がある。

試験車走行実験の結果から, 第2走行車線を走行したときのみ大きな振動を生じていたことから, 単なる車両との連成以外に路面性状等に振動要因があると考え, 路面性状の計測を行うことにした。

5. 路面計測

路面計測は, 3m プロフィールメーターを用いて計測することが一般的であるが, これは, 普通車の車軸間隔を想定して3mとしたものであり, 大型車両の車軸間隔に対応していない。そこで, 近年では高速自動車道において 8m プロフィールメーターを用いた路面計測が数多く行われている。ここでは, 対象橋梁上の路面凹凸性状を把握するために, 8m プロフィールメーターおよび路面計測車¹⁰⁾(参照: 写真-1)を用いて路面凹凸を計測することにした。



写真-1 路面計測車

第2走行車線に対する路面計測においては, 交通規制による通行止めが困難であったことから, 第1走行車線と追越車線に対して 8m プロフィールメーターを用い, 第2走行車線に対しては路面計測車を用いて路面計測を行った。なお, 路面計測車による計測結果と 8m プロフィールメーターによる計測結果との相関性を調べるため第1走行車線と追越車線も計測している。

8m プロフィールメーターを用いた第1走行車線と追越車線においては, 左右車輪位置の2側線の路面凹凸を計測

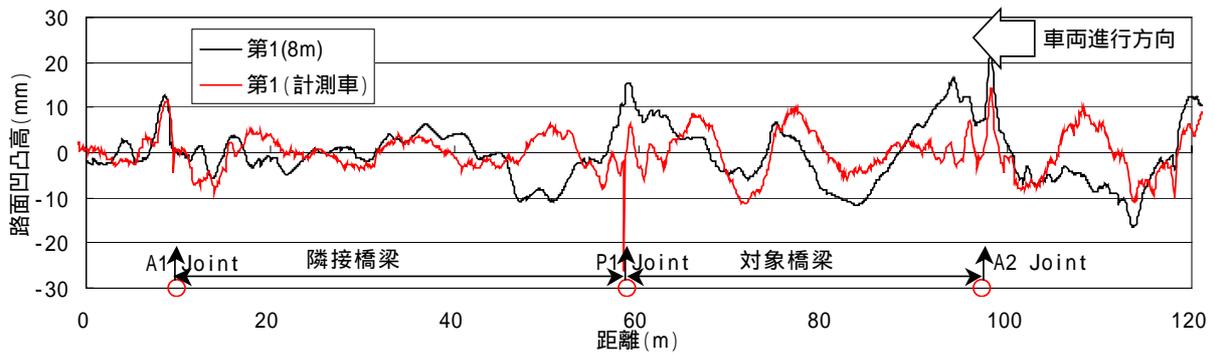


図-9 路面計測車と8mプロフィルメーターによる計測結果の違い

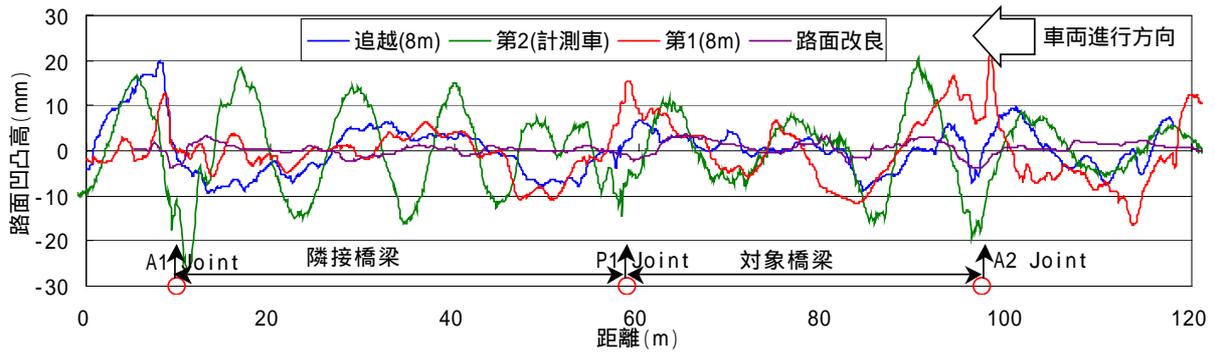


図-10 各車線における路面凹凸波形

し、路面計測車を用いた第2走行車線においては、左車輪位置近傍(路面計測車の方は8mプロフィルメーターより路肩側に0.2m計測位置がずれている)の1側線の路面凹凸を計測した。なお、路面凹凸の計測は、橋面上の交通規制との関係から、試験車走行実験と計測時期が10ヶ月程度異なっている。

計測した路面凹凸は、各基準梁(8mプロフィルメーター:8m,路面計測車:4.27m)で計測しているため、凹凸周期によっては実際の路面凹凸を現していない場合があるため、計測した路面凹凸を実際の路面に変換⁴⁾した。

路面計測車と8mプロフィルメーターによる計測結果について第1走行車線を例にして図-9に示す。路面計測車は、走行速度80km/hでレーザー変位計にて計測するため、接触式の8mプロフィルメーターほどの精度は期待できないと思われたが、概ね傾向が似ていると判断した。

各車線ごと左車輪側の路面凹凸波形を図-10にまとめた。この図より、各車線はそれぞれ独立した交通規制により舗装工事を行っているため、幅員方向の凹凸の相関性があまり見られない。

A2ジョイント手前から対象橋梁の区間において、3車線の中で追越車線が最も凹凸高が低くなっている。第1走行車線では、A2ジョイント上において3つの山に分かれ、凹凸高は最大で20mm程度と大きい。ジョイント近傍部において10m程度の路面の周期性は見られない。一方、第2走行車線においては、A2ジョイント上を谷とした大きな凹凸(片振幅20mm程度)が見られ、明らかに正弦波の形状を示した凹凸波形が確認できる。

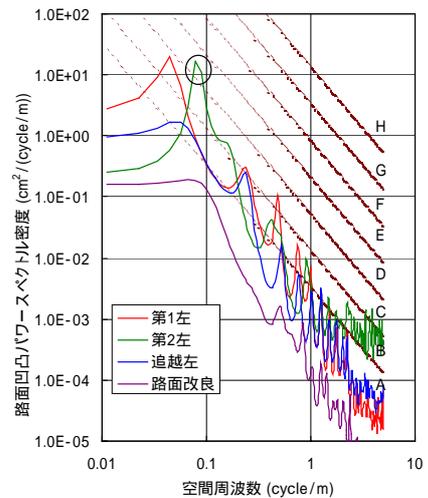


図-11 各車線における路面凹凸パワースペクトル密度

次に、図-10の波形(第1走行車線、追越車線:8mプロフィルメーター、第2走行車線:路面計測車)に対してMEM(最大エントロピー法)を用いた路面凹凸パワースペクトル密度を算出した。それらの結果をISOにおける基準¹¹⁾と比較して図-11に示す。なお、Cゾーンが従来¹²⁾の「普通(Average)」、Dゾーンが「悪(Poor)」路面に該当する範囲である。

この図より、第2走行車線の0.0785cycle/m(12.7m周期)、0.0897cycle/m(11.1m周期)においてDゾーン「悪(Poor)」路面に該当している(黒丸範囲)。

MEMでは図-10の範囲すべてを評価しているが、第2

走行車線の A2 ジョイント付近のみに着目すると、A2 ジョイント上を谷とした凹凸波形は、A2 ジョイント手前から 10~11m の長い周期性を有している上、その凹凸高は 40mm 程度（全振幅）の大きい凹凸となっている。

過去研究から、伸縮継手近傍において長周期（10m 程度）の路面凹凸が車両のばね上振動を誘起し、大きく加振された大型車両と橋梁との連成振動により橋梁が大きく振動している事例^{5)・6)}を報告している。

1 自由度系で換算する¹³⁾と 100km/h (27.77m/sec) で 10m 周期の凹凸を走行すると 2.7Hz、80km/h (22.22m/sec) では 2.2Hz の加振振動数となる。対象橋梁のたわみ 1 次振動数 2.9-3.0Hz で加振する走行速度は、104-108km/h (約 29-30m/sec) ということになる。これらは、大型車両のばね上振動数領域となっており、対象橋梁に進入する前に 2~3Hz の加振振動数で進入していることになる。

この伸縮継手近傍における長周期路面の橋梁振動に与える影響については、6.4 節にて検討した。

6. 車両走行シミュレーション

試験車走行実験において、対象橋梁が大きな振動をしていた要因が、路面凹凸性状によるものなのかを解析上で調べることにした。

対象橋梁を図-12 に示すように立体構造にモデル化した。床版をシェル要素、主桁と中間横桁のウェブをシェル要素、下フランジを梁要素とした。なお、各要素部材での中立軸のくい違いは、剛部材を用いて考慮した。地覆、壁高欄は、梁要素でモデル化して、剛性および質量を考慮した。また、舗装の剛性は無視し、質量のみ考慮した。支承条件は、一端可動、他端固定であるが、硬質のゴム支承を用いているため、橋軸方向のみ（P1 側）文献¹⁴⁾を基準に考え、 $2.94E5kN/m$ のばね定数を用いた。



図-12 橋梁モデル図

6.1 準静的解析による剛性の確認

解析モデルにおける剛性の妥当性を調べるために、車両荷重の載荷位置を順次移動して静的解析を行った。実験で得られたひずみ波形に対して 1Hz のローパスフィルタを施し、準静的波形として解析結果と比較して図-13 に示した。

3 軸トラックが、第 1 走行車線を走行した時の第 1 走行車線下と追越車線下のひずみ波形を実験と解析で比較した。高速走行したデータをフィルター処理しているため、実験値では解析のような車軸の応答が現われてい

いが、定量的な値は、解析できていると考えられる。

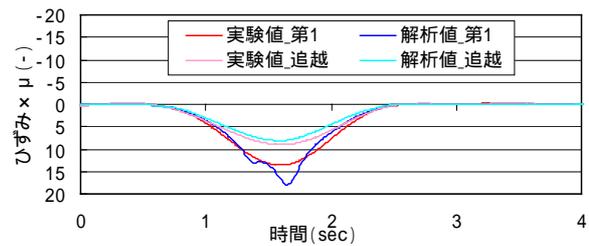
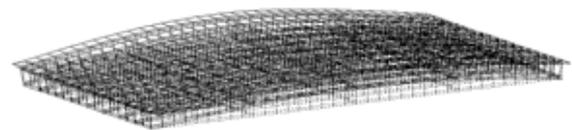


図-13 静的解析の結果

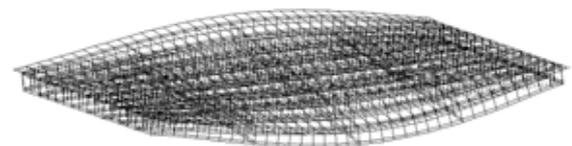
6.2 固有振動解析による振動特性の比較

解析モデルにおける固有振動特性の妥当性を調べるために、固有振動解析を行った。固有振動解析の結果から振動モード図を図-14 に示す。

実験からたわみ 1 次振動数は 2.9-3.0Hz、ねじり 1 次振動数は 3.4-3.6Hz に卓越しており、実験における卓越振動数に近い傾向を示していると考えられる。



(a) たわみ 1 次振動 2.91Hz



(b) ねじり 1 次振動 3.44Hz

図-14 振動モード

6.3 車両走行シミュレーション

車両走行による動的応答解析では、Newmark 法（時間間隔 0.01sec, $\gamma = 1/4$ ）による直接積分法を用いて各測点の応答値を算出した。また、動的応答解析に用いた車両モデルを図-15 に、諸元を表-3 に示す。車両モデルは、実測における左右車輪位置の路面凹凸を入力できるように立体車両とした。車両モデルの各諸元は、試験車両に設置した加速度波形から推定した。

減衰の扱いは、実験において得られたたわみ 1 次振動およびねじり 1 次振動の振動数とそれらのモード減衰定数（実験値からそれぞれ 2%）を用いて Rayleigh 減衰を仮定した。

実験値の再現性を確認するため、車両走行シミュレーションにより、実験値と同じように第 2 走行車線を走行したときのみ大きな振動を生じるのかを確かめた。実測された路面凹凸を入力データ（第 1 走行車線、追越車線：8m プロフィールメーター、第 2 走行車線：路面計測車）として、第 1 走行車線と第 2 走行車線を 80km/h で走行した

ときの第1走行車線下と追越車線下の加速度応答を実験値と比較した。図-16(a), 図-16(b)は, 第1走行車線を走行した場合, 図-16(c), 図-16(d)は, 第2走行車線を走行した場合の結果である。

なお, 波形中のパルス波形は, 対象橋梁への車両前輪, 後輪の進入 (A2), 退去 (P1) 時刻を示している。また, 実験における第1走行車線を走行したケースでは, 後続の車両が波形中に含まれている。

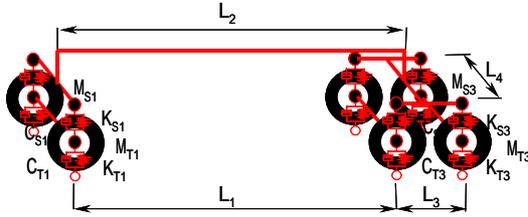
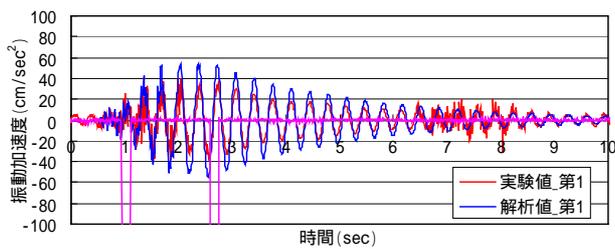


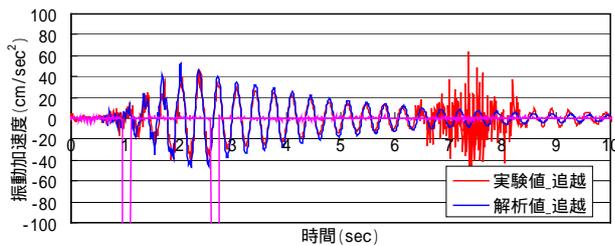
図-15 車両モデル

表-3 車両モデル (試験車両) の諸元

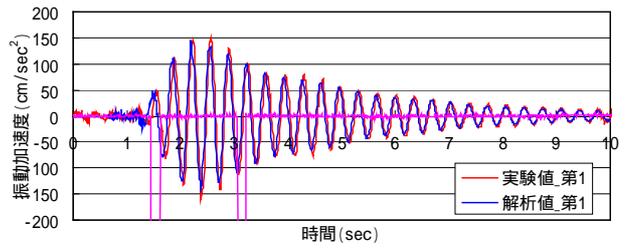
	項目	記号	単位	数値
全体	車両総重量		kN	248.92
	前輪-後輪前軸間	L1	m	5.83
	前輪-後輪中心間	L2	m	6.49
	後輪後軸間	L3	m	1.32
	左右車輪間	L4	m	1.94
前輪	ばね上質量	MS1	kN/(m/sec ²)	3.26
	ばね上ばね定数	KS1	kN/m	441.00
	ばね上減衰係数	CS1	kN/(m/sec)	2.94
	ばね上振動数		Hz	1.74
	ばね下質量	MT1	kN/(m/sec ²)	0.73
	ばね下ばね定数	KT1	kN/m	3430.00
	ばね下減衰係数	CT1	kN/(m/sec)	9.80
後輪	ばね上質量	MS1, MS3	kN/(m/sec ²)	3.41
	ばね上ばね定数	KS2, KS3	kN/m	1666.00
	ばね上減衰係数	CS2, CS3	kN/(m/sec)	7.84
	ばね上振動数		Hz	2.84
	ばね下質量	MT2, MT3	kN/(m/sec ²)	0.95
	ばね下ばね定数	KT2, KT3	kN/m	3430.00
	ばね下減衰係数	CT2, CT3	kN/(m/sec)	9.80
	ばね下振動数		Hz	11.85



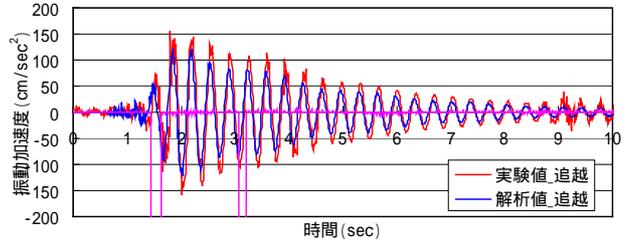
(a) 第1走行車線走行時の第1走行車線下の加速度波形



(b) 第1走行車線走行時の追越車線下の加速度波形



(c) 第2走行車線走行時の第1走行車線下の加速度波形



(d) 第2走行車線走行時の追越車線下の加速度波形
図-16 3軸トラック走行時の加速度波形 (支間中央)

これより, 実際の路面凹凸を解析に用いて, 車両走行シミュレーションを行ったところ, 解析上においても実験と同様に第2走行車線を走行した場合のみ大きな応答を示す結果となった。

6.4 伸縮継手近傍の路面凹凸周期の影響

伸縮継手近傍の路面凹凸周期が問題となっていたことから, 解析上で伸縮継手近傍における路面凹凸の周期を変化させて車両走行シミュレーションを行うことにした。路面凹凸のモデル化は, 図-17 に示すように実測の第2走行車線の路面凹凸波形をもとにして A2 ジョイントを中心にして伸縮継手近傍の図中赤線部分のみをモデル化した。なお, A2 ジョイント近傍の路面凹凸の周期性による影響を見るため, 図中赤線以外の前後の路面凹凸はモデル化していない。路面凹凸の周期は, 第2走行車線で実測された 10~12m を中心に 5~15m まで変化させた。路面凹凸の周期が 10m の場合を図-17 に示した。なお, 車両モデルの走行速度は 80km/h とした。

伸縮継手近傍の路面凹凸の周期を 5~15m まで変化させたときの支間中央部の最大加速度振幅 (追越車線下と第1走行車線下の平均) を図-18 に示す。

実測における第2走行車線の伸縮継手近傍における路面凹凸の周期は, 10~11m となっていた。解析から, 路面凹凸の周期が 10~11m では, 概ね 110~180cm/sec² になっていることから, 実測の 150cm/sec² に近い結果となった。また, 路面凹凸の周期が 8m のときに最も加速度振幅が大きく, 250cm/sec² を超える結果となった。

したがって, もしも現在の路面凹凸の周期が 8m であった場合, 現在よりはるかに大きな加速度振幅になっていたことが予想される。

なお, 路面凹凸の周期が 8m の場合に最大になった理由は, 1自由度系で換算する¹³⁾と 80km/h (22.22m/sec) で

8m 周期の路面凹凸を走行すると 2.78Hz の加振振動数となり、解析のため 1 次振動数 2.9Hz に近いのである。

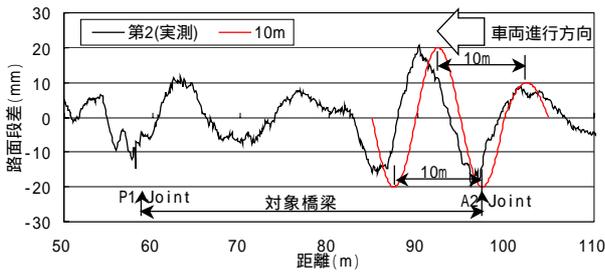


図-17 路面のモデル化（路面凹凸の周期 10m の場合）

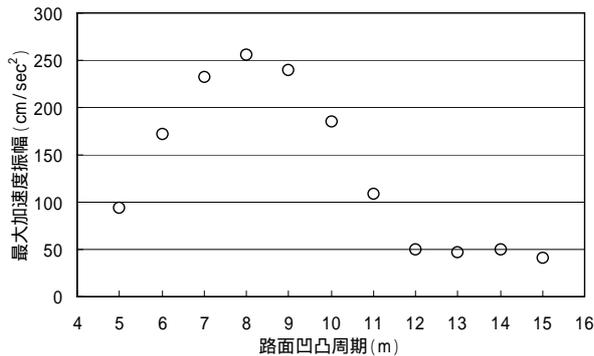


図-18 路面凹凸周期と橋梁の加速度振幅

6.5 橋梁振動の低減効果

上記の車両走行シミュレーションから実験値の再現性が確認されたことから、現橋のモデルを用いて、解析上で振動対策¹⁵⁾を検討した。

対策方法の一つ目として、減衰器である TMD¹⁶⁾を用いて大きな連成振動を緩和することを考えた。TMD は、質量比 1%、最適減衰定数 0.063 のものを幅員中央（第 2 走行車線下）に 1 つ設置することにした。TMD の諸元を表-4 に示す。

表-4 TMD の諸元

TMD重量(kN)	f (Hz)	K(kN/m)	C(kN・sec/m)
9.919E+01	2.881	3.313E+03	2.306E+01

3 軸トラックが第 2 走行車線を 80km/h で走行した場合の支間中央（第 1 走行車線側）における、現橋タイプと TMD を用いたタイプの結果を図-19 で比較した。TMD を用いた場合、当然のことではあるが、TMD はあくまで減衰器であるため、最大応答値は 18% 低減した程度であり、最大応答値を大きく低減させる効果を得ることはできなかったが、連成振動後の振動振幅を早く減衰させることができている。

二つ目の対策は、路面対策として路面凹凸を平坦に改良することを考えた。解析で用いた路面改良された路面凹凸波形を図-10 に示す。さらに、MEM により求めた路面

凹凸パワースペクトル密度を図-11 に示す。この路面凹凸波形は、他の橋梁において、水系を基準にして厳密な管理のもと舗装した実際の路面である。路面改良された路面凹凸の路面凹凸高は 4mm 程度であり、図-11 に示す路面凹凸パワースペクトル密度においても 0.1cycle/m 付近でも A ゾーン（従来表記では「極良 (very good)」の範囲である。

3 軸トラックが第 2 走行車線を 80km/h で走行した場合の支間中央（第 1 走行車線側）における、現橋と路面改良の結果を図-20 で比較した。

これより、最大応答値は 81% 低減して 30cm/sec² 程度に低減した。したがって、路面改良のみで大きな効果を得ることができると考えられる。また、路面改良のみで対象橋梁の大きな振動が低減されたことから、対象橋梁へ進入する際の路面凹凸の周期性が主要因であり、それが引き金となって車両と橋梁の連成振動により大きな振動が生じていたと考えられる。

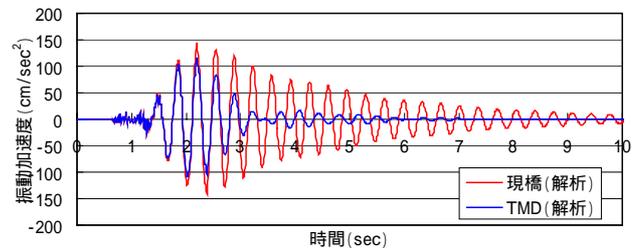


図-19 TMD による対策

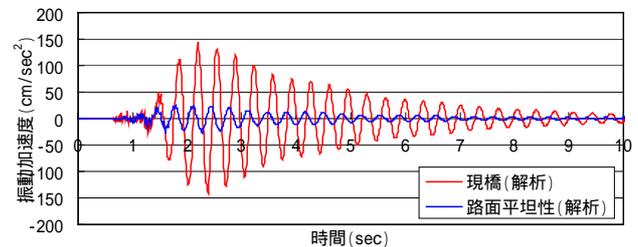


図-20 路面改良による対策

加振源となる路面凹凸を伸縮継手も含めて管理することは今後の高速道路の維持管理においても重要な項目と考えられる。8m プロフィールメータを用いた路面計測の実施のみならず、材料、施工精度の管理により、如何に路面の平坦性を長持ちさせることができるのか、また、どのようにすれば、路面の異常を早く感知することができるのか、今後の道路管理における課題と考えられる。

7. まとめ

本研究では、伸縮継手付近の路面凹凸の影響を受けた大型車両と連成して大きな振動をしていた高速道路の PC 桁橋を対象として、その振動特性やなぜ大きな振動を生じているのか、その要因を調べた。また、解析上において、路面凹凸を平坦にした場合や制振装置を設置した

場合に見込まれる振動低減効果について検討した。

以上、本研究により得られた知見は以下の通りである。

(1)対象橋梁の振動特性を調べた結果、たわみ1次振動数が2.9-3.0Hz、ねじり1次振動が3.4-3.6Hzであった。また、モード減衰定数においては、多少ばらつきが見られたが、平均すると、たわみ1次振動で0.024、ねじり1次振動で0.023であった。

(2)3軸トラックの試験車が、第2走行車線を走行した場合、橋梁の主桁に設置した加速度が150cm/sec²を記録し、他の車線(第1走行車線、追越車線)を走行した場合の3~4倍程度になっていた。セミトレーラの試験車が、第2走行車線を走行した場合にも、100cm/sec²を記録し、他の車線を走行した場合の2倍程度になっていた。

(3)3軸トラックの試験車が、第2走行車線を走行した場合、橋梁の主桁下フランジに設置したひずみから算出した動的増幅率が1.9~2.9であり、他の車線(第1走行車線、追越車線)を走行した場合より大きかった。

(4)3軸トラックの試験車1台が第2走行車線を走行したときの追越車線下のひずみ値が、実験中で最も大きなひずみ値であった。応力に換算した結果、健全性には問題ない範囲と考えられ、曲げ引張応力度の許容値に近い状態であった。

(5)路面凹凸を計測したところ、第2走行車線のみ伸縮継手付近の路面凹凸が、10~11mの長周期性を示しており、凹凸の全振幅が40mmとなっていた。この長周期路面の影響により、大型車両のばね上を大きく振動させて対象橋梁に進入しているものと考えられる。

(6)計測された路面凹凸を用いて、車両走行シミュレーションを行い、車両走行実験を再現したところ、実験値と同じように第2走行車線を走行したときのみ大きな応答を示していた。

(7)計測された第2走行車線の路面凹凸波形をもとにして伸縮継手近傍の路面凹凸のみをモデル化し、路面凹凸の周期を5~15mまで変化させて車両走行シミュレーションを行った。その結果、走行速度80km/hのときに周期8mの路面の場合が最も大きな加速度応答を示すことが明らかとなった。

(8)振動対策としてTMDを設置する方法と路面凹凸を平坦に改良する方法を検討した。その結果、TMDを用いた場合、最大応答値を大きく低減させる効果を得ることができないが、連成後の振幅を早く減衰させることができた。また、路面改良の場合、最大応答値は81%低減して30cm/sec²程度になったことから、路面改良のみをした方が大きな効果を得ることができると考えられる。また、路面改良のみで対象橋梁の大きな振動が低減されたことから、対象橋梁へ進入する際の路面凹凸の周期性が主要因であり、それが引き金となって車両と橋梁の連成振動により大きな振動が生じていたと考えられる。

参考文献

- 1) 梶川康男, 深田宰史, 林下貴彦, 山田健太郎, 小塩達也: サスペンション構造が異なった車両走行による高架橋の振動特性, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.413-420, 2004.
- 2) 本田秀行, 梶川康男, 小堀為雄: 道路橋の伸縮装置部の凹凸性状, 土木学会論文報告集, 第324号, pp.173-176, 1982.
- 3) 深田宰史, 梶川康男: 短スパンPC橋の環境振動特性, 橋梁振動コロキウム'01論文集, pp.167-174, 2001.
- 4) 讃岐康博, 梶川康男, 深田宰史, 枚本正信: プロファイルメータでの測定路面から実路面への近似法の提案, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.399-410, 2001.
- 5) 徳永法夫, 西村昂, 薄井王尚: 伸縮継手近傍の路面段差が地盤振動に与える影響とその改善対策の検討, 環境技術, Vol.27, No.7, pp.501-509, 1998.
- 6) 米田昌弘, 徳永法夫: 路面上の緩やかな段差によって誘起される橋梁交通振動に対する解析的考察, 鋼構造論文集, 第7巻, 第25号, pp.79-87, 2000.
- 7) Juang, J.N. and Pappa, R.S.: An Eigensystem Realization Algorithm for Modal Parameter Identification and Model Reduction, Journal of Guidance, Vol.8, No.5, pp.620-627, Sept.- Oct., 1985.
- 8) 土木学会: 構造工学シリーズ 10 橋梁振動モニタリングのガイドライン, pp.173-175, 2000.
- 9) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, コンクリート橋編, pp.120-126, 2002.
- 10) 幸田信則, 兼平信蔵, 佐藤正和: 路面性状測定車による平坦性測定とその活用法, 第24回日本道路会議論文集, pp.398-399, 2001.
- 11) ISO 8608: Mechanical vibration - Road surface profiles - Reporting of measured data, 1995.
- 12) 橋梁振動研究会 編: 橋梁振動の計測と解析, 技報堂出版, pp.173-174, 1993.
- 13) 深田宰史, 梶川康男, 北村洋太郎, 原田政彦, 清水英樹: 車両走行による二ルセンローゼ桁橋の振動使用性, 構造工学論文集, Vol.50A, pp.421-430, 2004.
- 14) 吉田純司, 阿部雅人, 藤野陽三: 高減衰積層ゴム支承の3次元有限要素解析法, 土木学会論文集, No.717/I-61, pp.37-52, 2002.
- 15) 枚本正信: 橋梁交通振動の加振源対策, 橋梁交通振動コロキウム論文集 PART A, pp.109-119, 1995.
- 16) 土木学会: 振動制御コロキウム PART A 建造物の振動制御, pp.36-60, 1992.

(2007.9.18 受付)