

I - B 457

弾性支承化の道路桁橋交通振動への影響

大阪大学工学部 正 員 川谷充郎 大阪大学大学院 正 員 小林義和
大阪大学大学院 学生員 〇川本秀昭 阪神高速道路公団 正 員 徳永法夫

1. まえがき 近年、道路橋交通振動の周辺環境への影響を軽減するために、既設の複数の単純桁を連結するとともに、支承を弾性支承に置換するノージョイント工法が行われている。これにより、振動の分散および干渉効果、また舗装を連続化することで伸縮継手部に起因する走行車両の衝撃作用と高次振動の減少を期待するものである¹⁾。ここにおいて、既設桁と連結化桁との接続部における段差に起因する振動が問題となることが予想され、調査も行われている²⁾。さらに、阪神・淡路大震災の後、免震構造が着目され、弾性支承化が進められる傾向がある。弾性支承化に伴う橋梁各部の動的応答の変化を検討をするため、三次元動的応答解析を行う。解析結果を都市高速道路における実験結果と比較検討する。

2. 実験結果 実験対象橋梁は都市高速道路の6径間連結化された $P_0 - P_6$ の内、 $P_2 - P_3$ の径間である。実験は①鋼支承時、②ゴム支承化後、③桁連結化後、④舗装打ち替え後、と4回に亘って行っている。以下に示すのはゴム支承化前後①、②の静的載荷実験結果である。

Table 1 に 走行車線載荷(G1-G2間)の場合の支承の挙動変位(P_3 直上G1)を、Table 2 に主桁たわみ(G2,G4)を示す。実験車走行実験も行われ³⁾、車両走行後の自由振動より得られた曲げ1次の固有振動数は支承の交換前、交換後どちらも約3.3Hzであり、ほとんど変化がない。

3. 解析手法と解析モデル 3.1 橋梁 Fig.1 に示すように、支間長34.4m、幅員15.4m(主桁5本)の単純桁($P_2 - P_3$ 間)を、1節点6自由度の有限要素を用いて三次元骨組構造にモデル化する。質量は節点集中質量として各節点に振り分ける。その際、中央分離帯を中央主桁に、高欄、検査路、遮音板を両端主桁に付加する。解析モデルにおける主桁部材、支承、橋脚梁部材の中立軸のくい違いをオフセット部材を用いて考慮する。支承の構造として二重節点を定義し、鋼製支承の場合はピン結合とし、両端とも変位を拘束し、回転のみ自由とする。ゴム支承の場合はその節点間に各方向、回転に対するばね定数を設定し解析を行う。ばね定数はゴムのせん断弾性係数から、X軸(橋軸)方向に347tf/m、Y軸(橋軸直角)方向に347tf/m、Z軸(鉛直)方向に62778tf/mとなり、回転に関しては0 tfm/radとする。実際の弾性支承においては、橋軸直角方向にストッパーが設けられていることより、その方向のばね定数を大きくするのが妥当であり、試算によりここではY方向のばね定数を100倍にする。

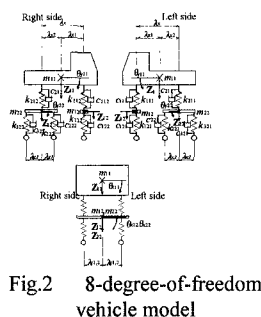


Fig.2 8-degree-of-freedom vehicle model

Table 1 Movement of bearing

	ゴム支承			鋼支承
	最大変位時の載荷位置	挙動	実測値	
橋軸方向	スパン中央	古い番側に動く	0.323mm	ほとんど動かない
橋軸直角	P_3 直上	G5桁側へ	0.142mm	
鉛直方向	P_3 直上	下方向へ	0.163mm	

Table 2 Deflection of main girder at span center

載荷位置	着目桁	交換前①	交換後②	②/①
G1-G2間	G2桁	3.6mm	3.4mm	0.94
	G4桁	0.8mm	1.1mm	1.38
G2-G3間	G2桁	3.5mm	2.7mm	0.77
	G4桁	0.9mm	1.4mm	1.56

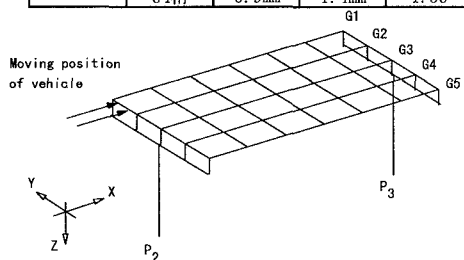


Fig.1 Analytical model of bridge

Table 3 Dynamic Properties of vehicle

総重量		19.87tf
軸重	前輪	5.09tf
	後輪	14.78tf
固有振動数	前輪	1.9Hz
	後輪	3.2Hz
対数減衰率	前輪	0.66
	後輪	0.33
左右輪距離	前輪	2.05m
	後輪	1.86m
軸距	前-後(前)	3.35m
	後(前)-後(後)	1.30m

キーワード：道路橋交通振動、三次元解析、ゴム支承

連絡先：〒565-0871 吹田市山田丘2-1, phone 06-879-7598, fax 06-879-7601

3.2 交通振動三次元解析 走行車両は後軸がタンデム軸のダンプトラックを Fig.2 のように8自由度系三次元システムとしてモデル化⁴⁾する。桁橋と走行荷重との連成振動の微分方程式をモード法により定式化し、Newmark's- β 法を用いて逐次積分して動的応答を求める。車両の諸元を Table 3 に、走行位置を Fig.1 に示す。車両走行速度は10m/s, 20m/s (36km/h, 72km/h) の2ケースとする。路面凹凸は対象橋梁での実測値を用い、減衰定数を $h_1 = h_2 = 0.0146$ とする。解析的に考慮する振動次数を20次 ($f_{20}=28.0\text{Hz}$, $T_{20}=0.0357\text{sec}$) までとする。

4. 解析結果 4.1 固有値解析結果

支承交換前(鋼)における固有値解析結果のモード図(1次の曲げ, ねじり)を Fig.3 に示す。1次の曲げモードは3.30Hzで実測に一致し、この支間長34.4mを考えると妥当な結果である。曲げ1次では交換前・後で3.30Hzから3.18Hzに、ねじれ1次では4.37Hzから4.17Hzへと、どちらも振動数が減少している。このように解析ではゴム支承化により振動数が変化しているが、実験においてそれらの変化は明確に捉えられていない。

4.2 走行車両による動的応答解析

車両走行速度10m/s (36km/h), 20m/s (72km/h) の場合の各方向主桁中央たわみを Fig.4 に示す。横軸は車両走行位置である。この図より、橋軸方向たわみは車両走行位置5m付近で最大値をとり、鉛直方向では、支間中央で最大値をとることが分かる。速度が上がると鋼支承, ゴム支承時のどちらの場合でもたわみの変動が大きくなる。主桁鉛直方向たわみの最大変動はG1桁でほぼ2.0~4.0mm, G5桁では0.0~2.0mmであり、Table 2 よりG2桁で交換前・後それぞれ3.6mm, 3.4mm, G4桁でそれぞれ0.8mm, 1.1mmであるので、この結果はほぼ妥当である。橋軸方向変位は、鋼支承に比べてゴム支承の場合に桁変動が大きく現れている。

Fig.5 にゴム支承の相対変位を各方向ごとに示す。この場合も主桁中央たわみと同様に、速度が上がると変動も大きくなることが分かる。P₃側G1上で橋軸方向、鉛直方向に最大それぞれ約0.7mm, 0.15mmの相対変位がある。Table 1 と比べ橋軸方向の相対変位が大きくなっている原因は、解析で隣接径間の影響を考慮していないためと考えられる。

【参考文献】

- 久保雅邦・陵城成樹・梶川康男・松浦康夫：弾性支承を用いた単純桁の連続化による橋梁振動軽減対策の検討，土木学会第43回年次学術講演会講演概要集，I-401，1988. 10.
- 薄井王尚・林 秀侃・吉川 実・梶川康男・深田幸史：桁連結高架橋の振動特性，橋梁交通振動に関する研究論文集，pp. 159-166，1997. 11.
- 薄井王尚・徳永法夫・川谷充郎・西村 昂：ゴム支承化による橋梁交通環境振動への影響に関する実験，土木学会第52回年次学術講演会講演概要集，VII-74，1997. 9.
- 川谷充郎・山田靖則・嶺下裕一：三次元車両モデルによる桁橋の動的応答解析，土木学会論文集，No. 584/I-42，pp. 79-86，1998. 1.

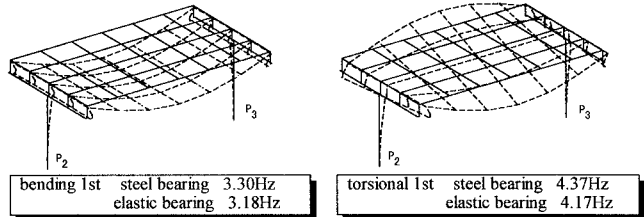


Fig.3 Natural modes and natural frequencies

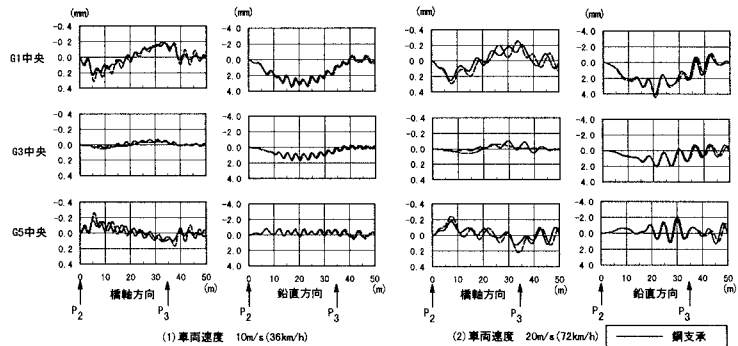


Fig.4 Deflection of main girder at span center

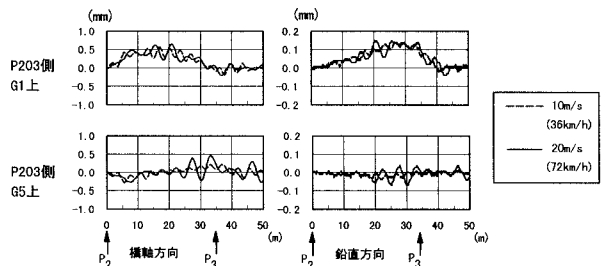


Fig.5 Relative displacement at elastic bearing