

I-368

ケーブルの弦振動を考慮した斜張橋の走行荷重による動的応答特性

北九州市正員 大松正成 大阪大学工学部 正員 川谷充郎
大阪大学大学院 学生員 難波宗行 大阪市建設局 正員 亀井正博
日立・松尾・三菱・横河JV 正員 中出 収

1. まえがき 斜張橋の長大化とマルチケーブル化により、ケーブルの振動が大きな問題として注目されている。小松・川谷¹⁾は3段ケーブルの場合について、ケーブルの局所的な横振動およびプレストレスが走行荷重下の全体構造系の動的応答に及ぼす影響は小さいことを明らかにした。しかし、マルチケーブルの場合に走行荷重下の動的応答に及ぼすケーブル振動の影響およびケーブル自身の動的挙動に関しては未だ明らかにされていないことも多い。今回、大阪市が建設した菅原城北大橋の完成時に、起振機による自由振動実験ならびに試験車走行による動的応答実験を行い、桁および塔の応答に加えて、ケーブルの振動を測定した。本研究ではそれらの実験結果を基に、ケーブルの振動を考慮した斜張橋の固有値解析および走行車両による動的応答解析を行い、桁、塔およびケーブルの動的応答特性について考察する。

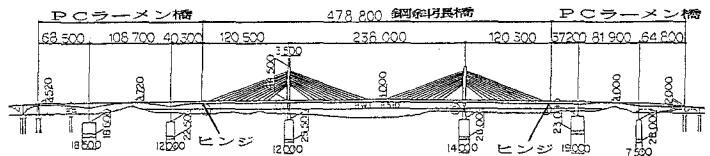


図-1 対象橋梁一般図

2. 対象橋梁 大阪市

が淀川兩岸の旭区と東淀川区の間に建設した菅原



図-2 対象橋梁解析モデル

城北大橋を対象橋梁とする。本橋は、3径間連続鋼斜張橋（11段マルチケーブル）の桁端部の下に位置するワンドやヨシ原を保護するため、斜張橋の前後のPCラーメン橋を張り出し、桁端をヒンジで支持させるという、新しい構造形式を採用した。ケーブルは中央1面タイプであるが、塔にスリットを設けてケーブルを2列に配し、さらに桁が2室箱形で中央に腹板があるため、ケーブルをその両側に定着する構造とした。橋梁の一般図を図-1に示す。解析モデルは図-2に示すように、斜張橋とその前後のPC橋を節点数241の離散質量系に理想化したモデルを用いる。

表-1 対象橋梁の自由振動性状

振動モード		固有振動数(Hz)		対数減衰率
		実験値	解析値	
鉛直	対称1次	0.393	0.362	0.047
曲げ	逆対称1次	0.603	0.535	0.046
振動	対称2次	0.923	0.886	0.042
捻り	対称1次	1.173	—	0.056
振動	逆対称1次	2.058	—	0.113

表-2 試験車の動的特性

	重量 (ton)	固有振動数 (Hz)	対数減衰率	ばね定数 (t/m)	減衰係数 (t·sec/m)
前輪	5.23	—	—	122.2	17.44
後輪	12.91	—	—	639.9	32.57
合計	18.14	3.43	0.36	762.1	20.01

3. 自由振動性状 (1) **起振機実験** 中央支間L/2点およびL/4点で起振機により鉛直方向の加振を行ない、主桁、タワーの加速度、ケーブルの変位を測定した。固有振動数と対数減衰率を表-1に掲げる。曲げ振動時の対数減衰率は、0.042~0.047であり、振動モードの違いによる減衰率の変化はほとんどなかった。対称1次モードでの振動時、側径間最上段ケーブルの変位に、全体系の1次固有振動数を有する振動が測定されたが、他のケーブルにおいて有為な振動は生じていない。

(2) **固有値解析** 図-2に示す解析モデルを用いた本解析の結果、表-1に示すように固有振動数の解析値は実験値よりやや小さい値となっているが、これまでの他の橋梁における場合と比較して妥当な範囲内であると思われる。

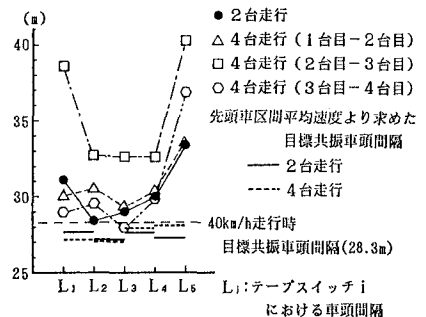


図-3 実測車頭間隔

4. 動的応答特性 (1) 試験車走行実験 車両走行実験では重量約18 tのダンプトラックを最大4台連行させ、主桁下フランジのひずみ、左岸側ケーブルの変位、左岸側径間側ケーブル軸力の測定を行なった。試験車の動的特性を表-2に掲げる。2台あるいは4台連行の場合の車頭間隔の測定値を、目標とした共振車頭間隔^{1), 2)}と共に図-3に示す。路面凹凸が試験車走行による動的応答に及ぼす影響を調べるため、3 mプロフィールメータを用い、舗装完工直後の斜張橋部の路面凹凸を計測した。さらに3 m毎の水準測量により長波長の補正を行った。縦断勾配を除いた路面凹凸波形のパワースペクトル密度を図-4に示す。

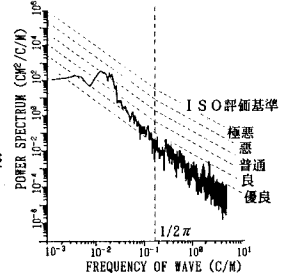


図-4 実測路面凹凸パワースペクトル密度

(2) 動的応答解析 解析において、走行車両を理想化した1自由度振動系あるいは前・後輪を考慮した2自由度振動系にモデル化した。

a) 試験車走行実験と比較するため、走行車両として2自由度系振動モデルを用い、路面凹凸を考慮し、実測の走行速度と車頭間隔を保持して動的応答解析を行った。動的増幅率DIFの解析値を実験値と比較して図-5に示す。支点上の桁ひずみのDIFは実験値の方が解析値より大きな値を示しているが、他の桁のひずみは実験値と解析値が比較的よい一致を示している。ケーブル軸力のDIFは解析値の方が大きな値となっている。これは、

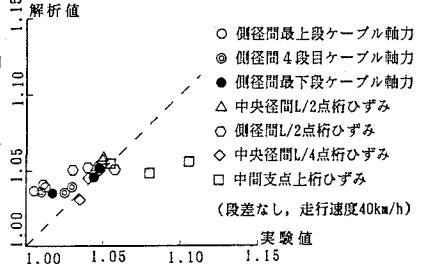


図-5 動的増幅率の実験値と解析値の比較

実橋においてはケーブルのサグが振動を吸収するためであると考えられる。b) 1台走行の場合について、車両のモデル化や路面凹凸がDIFに与える影響を調べた。図-6に示すように2自由度系にモデル化すると1自由度系の場合より若干小さくなり、さらに路面凹凸を考慮することによってDIFは大きくなっている。路面凹凸の影響は桁・塔の曲げモーメントにおいて顕著である。

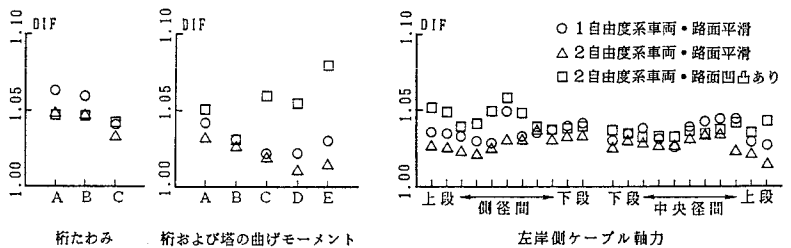


図-6 車両モデル・路面凹凸によるDIFの変化

c) 4台連行の場合、図-3に示すように実際の車頭間隔は目標とした共振車頭間隔より大きくなっている。このような車頭間隔の差異が動的増幅率に及ぼす影響を図-7に示す。共振車頭間隔を用いた解析のDIFは、実測車頭間隔による解析のDIFに比べ

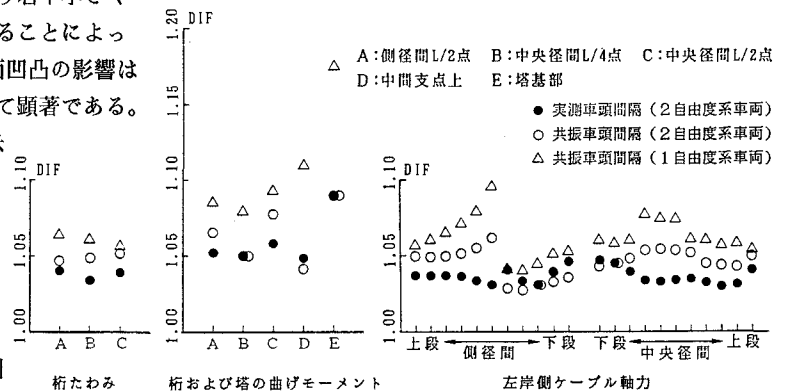


図-7 車頭間隔・車両モデルによるDIFの変化

大きくなっている。さらに1自由度振動系車両モデルを用いた場合、DIFはかなり大きな値となっている。以上の解析結果により、斜張橋の走行荷重下の動的応答に対して、路面凹凸、車両のモデル化および車頭間隔も大きな影響を及ぼすことが分かる。

謝 辞 本研究の遂行に際して多くの助言を頂いた、大阪大学 福本湧士教授に感謝申し上げます。

<参考文献> 1) 小松定夫・川谷充郎，土木学会論文報告集，第275号， pp.13-28，1978.7.

2) 川谷充郎・本田義人，構造工学論文集，Vol.36A， pp.697-704，1990.3.