

ケーブルの弦振動に着目した斜張橋の自動車走行による動的応答

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
大阪大学工学部 学生員 大松正成 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 收

1. まえがき 斜張橋の長大化とマルチケーブル化により、ケーブルと全体構造との共振の可能性が増した。共振によるシステムダンピングの効果も期待できる一方、ケーブルやケーブル定着部の疲労強度に与える影響も大きいと考えられる。小松・川谷¹⁾の理論的研究により、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が明らかにされている。しかし、走行荷重下のケーブル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。そこで、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と比較するため、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を求め、特にケーブルの動的性状について考察する。

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城北大橋を対象橋梁とする。本橋は、自然環境保全と経済性とのバランスを重要視して、通常の斜張橋とは異なった構造形式を採用した。すなわち、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に、斜張橋の前後のPCラーメン橋を張り出し、桁端を支持させる構造となっており、斜張橋部とPC部はヒンジで結合されている。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なっている。橋梁の一般図を図-1に示す。

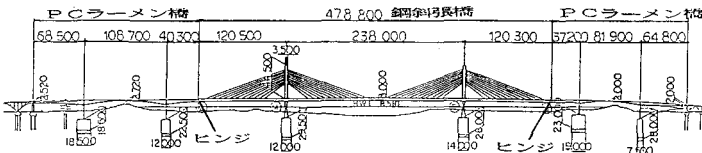


図-1 対象橋梁一般図

なわち、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に、斜張橋の前後のPCラーメン橋を張り出し、桁端を支持させる構造となっており、斜張橋部とPC部はヒンジで結合されている。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なっている。橋梁の一般図を図-1に示す。

3. 現地振動実験 (1) **自由振動実験** 中央支間のL/2点およびL/4点で起振機によりそれぞれ鉛直方向、橋軸直角水平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。この自由振動実験の結果、橋梁全体系の固有振動数fは、対称1次が0.393Hz、逆対称1次が0.603Hz、対称2次が0.923Hzであった。また、対数減衰率δは、以上の固有振動モード

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	
鉛直曲げ振動	対称1次	0.393	0.362	0.047
	逆対称1次	0.603	0.535	0.046
	対称2次	0.923	0.886	0.042
捻り振動	対称1次	1.173	—	0.056
	逆対称1次	2.058	—	0.113
水平曲げ振動	対称1次	0.838	—	0.064
	逆対称1次	2.014	—	0.227

に対して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、側径間の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ているが、他のケーブルにおいて有為な振動は生じていない。ねじり振動および水平曲げ振動における固有振動数と対数減衰率を含めて、自由振動実験結果を表-1に掲げる。

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

(2) **試験車走行実験** 車両走行実験では重量約20tのダンプトラックを最大4台走行させ、主桁下フランジのひずみ、タワー最上部の加速度および

Mitsuo KAWATANI, Muneyuki NAMBA, Masanari OHMATSU, Masahiro KAMEI and Osamu NAKADE

左岸側ケーブルの加速度と変位、左岸側径間側ケーブル軸力の測定を行なった。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、3m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。そのような路面上の走行ケースの他に、厚さ20mm、幅800mmのゴム板をPC部と斜張橋部間の伸縮継手部に設置するケース、および斜張橋の中央径間中央部に、厚さ20mm、幅200mmのゴム板を共振車頭間隔で2枚並べて設置するケースについて、それぞれ段差走行実験を行なった。試験車の動的特性を表-2に掲げる。試験車走行実験における走行速度および走行台数による動的増幅率DIFの変化を図-2に示す。走行速度が増すと、DIFが大きくなる傾向がみられた。ケーブル軸力のDIFは桁のひずみのDIFに比べ小さい値となっている。

4. 理論解析 (1) 解析モデル 図-3に示すように斜張橋部とその前後のPC橋部を節点数241の離散質量系に理想化したモデルを用いる。路面不整については、計測した路面凹凸のアナログ波形から10cm間隔で凹凸量を読み取り、3m毎の水準測量による縦断勾配の補正を行った路面凹凸を用いた。車両モデルは、図-4に示すような、実際のダンブトラックを適切にモデル化した前輪1軸および後輪2軸を有する2自由度振動系モデルを用いる。車両モデルの動的特性は試験車の動的特性より決定した。

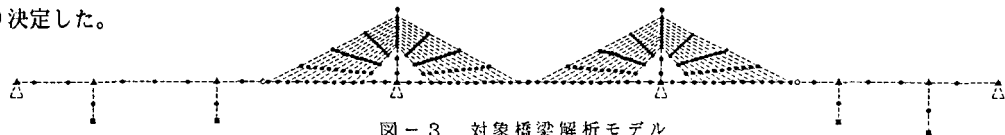


図-3 対象橋梁解析モデル

(2) 固有振動数 固有値解析の結果、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。一般に解析モデルは、その重量においては設計荷重を用いて安全側に重くモデル化されており、また実橋は高欄等の付属物によって設計値より剛性が高いため、固有振動数は解析値の方がやや小さくなるのが普通である。今回の値も、解析値としては妥当な範囲内であると思われる。

(3) 動的増幅率 本研究では試験車走行実験と同条件での動的応答解析を行った。解析により得られたDIF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良好一致を示している。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、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。

謝 辞 本研究の遂行に際して多くの助言をいただいた、大阪大学工学部 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：斜張橋の自動車走行による動的応答と衝撃係数に関する研究，土木学会論文報告集，第275号，pp.13-28，1978.7.

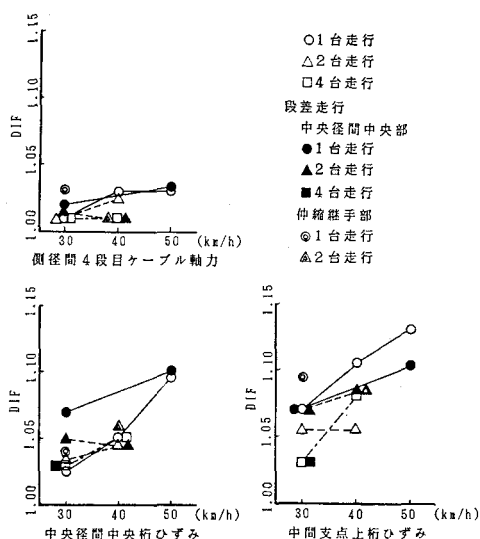


図-2 走行速度による動的増幅率の変化(実験値)

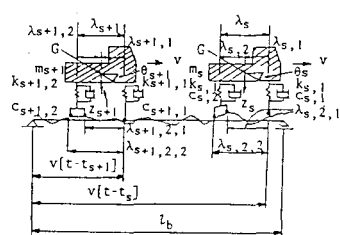


図-4 2自由度振動系車両モデル

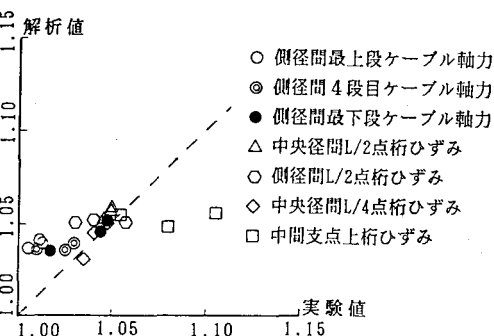


図-5 動的増幅率の実験値と解析値の比較