

マルチケーブルタイプ斜張橋の衝撃係数に関する一考察

鹿児島高専 学○原口 純二

鹿児島高専 江夏 哲郎

鹿児島高専 正 内谷 保

1. まえがき

近年、美観上優れた橋梁形式である斜張橋が数多く架設されるようになり、その支間も長大化の傾向にある。このような斜張橋の断面決定において、活荷重の占める割合は死荷重のそれに比べてかなり小さいものとなるため、活荷重の移動に伴う動的効果を表す衝撃係数も小さくなり、これを無視して差し支えない場合もあると思われる。しかし、現行の設計において衝撃係数は常に考慮されており、道路橋示方書にもその算定法が規定されている。この規定は、これまでの斜張橋の実績や他形式橋梁の衝撃係数などを参考にして定められたものであると思われるが、実状は個別の斜張橋ごとに設計者の判断に任されているようである。特に、支間長の大きい斜張橋に用いられるマルチケーブルタイプの場合は過去の架設実績も少なく、検討の余地を残している。

本報告は、橋梁路面の不規則凹凸（以下、橋面凹凸と呼ぶ）を考慮した連行車両による橋梁の定常ランダム応答解析に基づく衝撃係数の算定法¹⁾を用いて、かかるマルチケーブルタイプ斜張橋の主桁およびケーブルの衝撃係数の検討を行ったものである。

2. 解析モデルおよび衝撃係数の定義式

斜張橋は主桁を塔から斜めに張ったケーブルで吊った構造形式の橋梁であり、各構成部材の力学的諸量 R （主桁の縁応力、ケーブル張力など）が容易に求められるように、斜張橋を2次元の集中質量系にモデル化して取り扱う。また、斜張橋はその構造上種々の形式が考えられるが、ここでは図-1に示すような2つのタイプを対象とする。連行車両は、最近の重車両の増大傾向および現行道路橋示方書のL-20活荷重などを参考にして、総重量40tfの車両1台と総重量30tfの車両がその前後に一定間隔 λ で並んだ大型自動車荷重列を想定し、図-2に示すような1自由度系のsprung-mass列にモデル化して取り扱う。橋面凹凸は平均値零の定常ランダム過程とする。

衝撃係数 i は、連行車両を主桁およびケーブルの力学的諸量 R の静的値が最大となる載荷状態に固定して、定常ランダム応答解析¹⁾により求められる動的応答の標準偏差 S_R と静的最大値 $R_{ST,MAX}$ を用いて次式で定義する。

$$i = S_R / R_{ST,MAX} \quad (1)$$

3. 数値計算結果

数値計算では、表-1に示すような諸元を有する中央径間長が240, 340および405mの既設の斜張橋を対象とする。主桁の衝撃係数は縁応力応答に基づいて算定し、ケーブルについては張力応答に基づいて行う。振動モードは40次までを考慮し、各種の非線形性は無視する。主桁の着目点は、側径間中点近傍および中央径間中点とし、着目ケーブルは側径間および中央径間とも中段ケーブルとする。連行車両の固有振動数 f_0 、減衰定数 h_0 および走行速度 v は一定とし、 $f_0=3.0\text{Hz}$ 、 $h_0=0.03$ 、 $v=10\text{m/sec}$ を標準値とする。斜張橋の減衰定数 h_n は振動次数に関係なく一定とし、 $h_n=0.02$ とする。また、橋面凹凸のパワースペクトルにおいて、平滑度パラメータは段差などのない通常の路面舗装状態を想定して、一般国道に架かる道路橋を対象

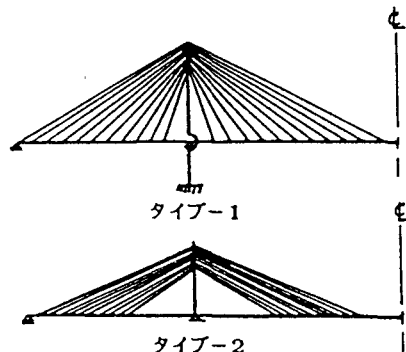


図-1 マルチケーブルタイプ斜張橋モデル

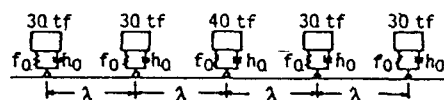


図-2 連行車両の解析モデル

とした実測結果²⁾に基づくアスファルト舗装の良好と普通に対応する平均的な値 $0.005\text{cm}^2/\text{m}/\text{cycle}$ を用い、パワーの分布を示す指数は2.0とする。

図-3はC-橋を対象として、連行車両の車両間隔 λ を14, 28および42mと変化させて求めた、主桁縁応力の静的最大値 $\sigma_{ST,MAX}$ と衝撃係数 i との関係を示したものである。車間距離 λ が大きくなれば連行車両の載荷台数が少なくなるため静的最大値 $\sigma_{ST,MAX}$ は一般に小さくなるが、この図より静的最大値が小さくなれば衝撃係数 i の値は大きくなる傾向にあることがわかる。しかし、 $(1+i)\sigma_{ST,MAX}$ を求めてみると、車間距離 λ が小さいほどその値は大きい。よって、以下の計算では現行道路橋示方書に規定された $\lambda=20$ 活荷重に対応させて、連行車両の車両間隔は $\lambda=14\text{m}$ を用いるものとする。

表-2は、連行車両の固有振動数 f_0 、減衰定数 h_0 および走行速度 v などを変化させて、式(1)より求めた主桁およびケーブルの衝撃係数の平均値と現行道路橋示方書に規定されている衝撃係数の算定式 $i=20/(50+L)$ を用いて求めた値(以下、道示規定値と呼ぶ)を各橋に対して示したものである。なお、道示規定値に用いた L の値は主桁およびケーブルとも、表中に示した側径間では側径間長 L_s 、中央径間では中央径間長 L_n である。本法に基づく主桁の衝撃係数は側径間および中央径間ともほぼ等しい値が得られており、側径間では道示規定値に比べてかなり小さな値となっているが、中央径間ではその径間長が大きくなる程両者の差は小さくなり、 $L_n=405\text{m}$ (C-橋)程度でその差がほとんど無くなっている。これに対して、本法に基づく中段ケーブルの衝撃係数の値は側径間側および中央径間側とも道示規定値に比べてかなり小さくなっている。

以上本計算結果を見る限りにおいては次のような事が言えよう。主桁の衝撃係数は、側径間では側径間長を用いて現行道路橋示方書の算定式で求めても差し支えないと思われるが、中央径間では長径間になる程中央径間長を用いた場合過小評価気味となる傾向にあるため注意を要する。ケーブルの衝撃係数は、現行道路橋示方書ではケーブル定着点を支点とした連続桁橋の支点の衝撃係数に準じて求めることになっているが、本計算結果は側径間長および中央径間長を用いて求めた値よりもかなり小さな値を示しており、マルチケーブルタイプ斜張橋のケーブルの衝撃係数を現行道路橋示方書の規定に従って求めれば、極めて過大な値を与えるようである。

〔参考文献〕 1) 内容：土木学会論文報告集，No.320，pp.169～172，1982-4
2) 本田 他：土木学会論文報告集，No.315，pp.149～155，1981-11

表-1 斜張橋の断面諸元

		A-橋	B-橋	C-橋
タイプ	中央径間長 (m)	240	340	405
ケーブル段数 (段)		10	11	12
主桁	断面面積 (m ²)	0.571	1.214	0.633
	断面2次モーメント (m ⁴)	0.9414	2.98	0.801
	単位長当りの重量 (tf/m)	14.243	21.6	12.75
	縁距 (m)	1.83	1.60	1.115
塔	断面面積			
	基部 (m ²)	0.487	1.392	1.595
	頂部 (m ²)	0.442	0.968	0.515
	断面2次モーメント			
	基部 (m ⁴)	0.544	2.284	6.255
	頂部 (m ⁴)	0.352	1.518	1.290
ケーブルの断面面積 (m ²)		0.0045	0.0128	0.0032
		0.0106	0.0192	0.0074

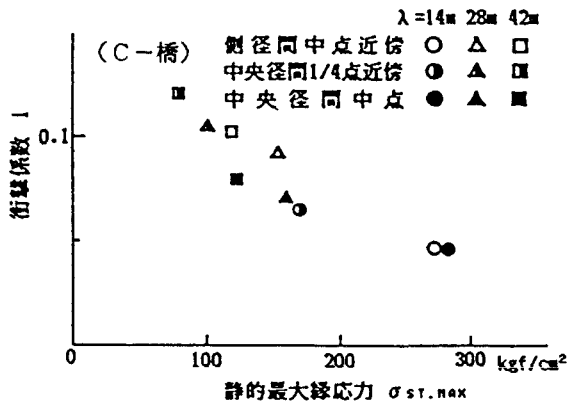


図-3 主桁縁応力の静的最大値と衝撃係数の関係

表-2 主桁およびケーブルの衝撃係数

表-2 主桁およびケーブルの 衝撃係数			本 法 $i = \sigma_R / R_{ST, MAX}$	道示規定値 $i = 20 / (50 + L)$
主 桁	側径間中点近傍	A-橋 ($L_S=100\text{m}$)	0.061	0.133
		B-橋 ($L_S=140\text{m}$)	0.053	0.105
		C-橋 ($L_S=175\text{m}$)	0.049	0.089
	中央径間中点	A-橋 ($L_n=240\text{m}$)	0.047	0.069
		B-橋 ($L_n=340\text{m}$)	0.038	0.051
		C-橋 ($L_n=405\text{m}$)	0.045	0.044
ケ ー ブ ル	側 径 間 中 段 ケ ー ブ ル	A-橋 ($L_S=100\text{m}$)	0.033	0.133
		B-橋 ($L_S=140\text{m}$)	0.027	0.105
		C-橋 ($L_S=175\text{m}$)	0.011	0.089
	中央径間中 段 ケ ー ブ ル	A-橋 ($L_n=240\text{m}$)	0.021	0.069
		B-橋 ($L_n=340\text{m}$)	0.015	0.051
		C-橋 ($L_n=405\text{m}$)	0.008	0.044

L_S : 側径間長 L_n : 中央径間長

L_s : 側径間長 L_n : 中央径間長