

主桁支持方式の異なる長大斜張橋の 走行車両による動的増幅率特性

DYNAMIC INCREMENT FACTOR OF LONG SPAN CABLE-STAYED BRIDGES WITH VARIOUS
TYPES OF ANCHORAGES UNDER MOVING VEHICLES

内谷 保* 彦坂 熙** 大塚 久哲***

By T. UCHITANI, H. HIKOSAKA, H. OHTSUKA

With cable-stayed bridges, it is reported that the partially anchored systems are more suitable for long spans than the self and fully anchored systems. Since the partially anchored systems have the expansion joints in the side spans, their structural behavior is expected to be different from those of other anchored systems.

This paper investigates the stationary random response of the cable-stayed bridges with the random surface roughness of the roadway, assumed to be a stationary random process, under a series of moving vehicles. Numerical examples are presented to compare the response among these three systems of anchorages.

1. まえがき

斜張橋の主桁支持方式には、自己定着式（自定式）、塔の真下で主桁を切断し3個の単純梁に置き換えた構造の完全定着式（完定式）および軸力を伝達しない伸縮継手を側径間に挿入した部分定着式（部定式）の3方式が考えられるが¹⁾、既設の斜張橋のほとんどは自定式である。この自定式斜張橋の静的・動的特性については多くの研究がなされており、走行車両による動的応答特性に関する系統的な理論的・実験的研究もすでに行われている²⁾。しかし、長大斜張橋にとって経済性の面から最も有利な主桁支持方式は部定式であるとの報告もなされており^{3), 4), 5)}、支間の長大化をめざしている現在、自定式のみでなく他の主桁支持方式による斜張橋の動的応答特性を把握・検討することは意味のあることと思われる。

本研究は、実橋諸元を有する主桁支持方式の異なる長大斜張橋を対象として、路面の不規則凹凸（以下橋面凹凸という）も考慮した連行車両による走行荷重応答解析を行い、設計衝撃係数に相当する動的増幅率の比較検討を行ったものである。解析に際して、斜張橋を2次元の離散質量系にモデル化し、各種の非線形性は無視した。

橋面凹凸を定常ランダム過程とし、走行車両をsprung-mass列にモデル化すれば、連行車両-橋梁系の運動は非定常ランダム振動となる。その解法としてはシミュレーション法が一般的であるが、その場合にはか

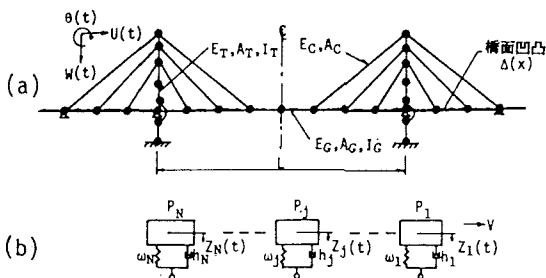
＊	工修 鹿児島高専助教授	土木工学科	(〒899-51 始良郡隼人町真孝 1480-1)
＊＊	工博 九州大学教授	工学部土木工学科	(〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)
***	工博 九州大学助教授	工学部土木工学科	(〒812 福岡市東区箱崎 6-10-1)

なり多くの橋面凹凸のサンプル波形に対して連立微分方程式を時間領域で逐次積分する必要があり、本研究で対象とする長大斜張橋では莫大な計算時間を要することになる。したがって、動的増幅率の算定のみを目的とする限りにおいては、非定常ランダム振動としての取り扱いが得策でないと考えよう。そこで、本研究では走行車両を橋梁部材に最大活荷重応力の生じる位置に固定して、定常ランダム振動の問題として取り扱う。（この解法の妥当性は文献6）において単純桁橋の動的増幅率に対して確かめられている。）

2. 解析手法

(1) 連行車両－橋梁系の運動方程式

図－1(a)に示すような橋面凹凸 $\Delta(x)$ （平均値零の定常ランダム過程）を有する2次元の離散質量系にモデル化された斜張橋上を、図－1(b)に示すような1自由度系のsprung-massにモデル化されたN台の連行車両（重量 P_j ，減衰定数 h_j ，固有円振動数 ω_j ， $j=1, 2, \dots, N$ ）が一定速度 v で走行する場合(b)を考える。このとき、各車両の載荷位置を固定すれば、斜張橋の各質点の応答変位は静的変位を平均値とする定常ランダム過程となり、その動的成分（動的増加変位）および各車両の鉛直変位は平均値零の定常ランダム過程となる。いま、各質点の動的増加変位ベクトルを $\{D_a(t)\}$ ，各車両の鉛直変位を $z_j(t)$ ($j=1, 2, \dots, N$)とすれば連行車両－橋梁系の運動方程式は次式で与えられる。



図－1 斜張橋および連行車両の解析モデル

$$\left. \begin{aligned} [M]\{\ddot{D}_a(t)\} + [C]\{\dot{D}_a(t)\} + [K]\{D_a(t)\} &= - \sum_{j=1}^N P_j \ddot{z}_j(t) \{\Psi_j(t)\} / g \\ \ddot{z}_j(t) + 2h_j \omega_j \dot{z}_j(t) + \omega_j^2 z_j(t) - \omega_j^2 \{ \Psi_j(t) \}^T \{D_a(t)\} &= \Delta[v(t-t_j)] = 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

($j=1, 2, \dots, N$)

ここに、 $[M]$ ， $[C]$ ， $[K]$ は橋梁の質量，減衰，剛性マトリックスであり， $\omega_{oj}(t)$ ， $\Delta[v(t-t_j)]$ は車両 j の載荷点における主桁の鉛直変位および橋面凹凸である。 $\{\Psi_j(t)\}$ は任意の質点間にある車両 j による動的接地力を両質点に作用する力に比例配分する係数ベクトルを示し， t_j は車両 j が橋梁に進入する時刻（ $t_s=0$ とする）を示す。また， g は重力の加速度であり， $2h_j \omega_j (\dot{z}_j(t) - \dot{\Delta}[v(t-t_j)])$ の項が橋梁の応答に及ぼす効果はきわめて小さいので無視している。なお， $\omega_{oj}(t)$ は要素の両端質点の鉛直変位で線形補間されるとして， $\omega_{oj}(t) = \{\Psi_j(t)\}^T \{D_a(t)\}$ で表わされるものとする。

いま、斜張橋のモーダルマトリックスを $[\Phi]$ ，基準座標 $q_m(t)$ を成分とするベクトルを $\{q_m(t)\}$ とすれば、各質点の動的増加変位ベクトル $\{D_a(t)\}$ は次式で表わされる。

$$\{D_a(t)\} = [\Phi] \{q_m(t)\} \quad (2)$$

上式において， $q_m(t)$ は平均値零の定常ランダム過程である。式(2)を(1)に代入し，減衰マトリックス $[C]$ はモーダルマトリックス $[\Phi]$ を用いて対角化できると仮定して整理すると，連行車両－橋梁系の運動方程式は結局次に示すような $\{q_m(t)\}$ と $z_j(t)$ に関する連立微分方程式で与えられることになる。

$$\left. \begin{aligned} \{\ddot{q}_m(t)\} + 2\{h_m\} \omega_m \{\dot{q}_m(t)\} + \omega_m^2 \{q_m(t)\} &= - \sum_{j=1}^N P_j \{\lambda_{mj}(t)\} \ddot{z}_j(t) \\ \ddot{z}_j(t) + 2h_j \omega_j \dot{z}_j(t) + \omega_j^2 z_j(t) - \omega_j^2 \{\Psi_j(t)\}^T [\Phi] \{q_m(t)\} &= \omega_j^2 \Delta[v(t-t_j)] \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

($j=1, 2, \dots, N$)

ここに， $\{h_m\}$ ， ω_m は斜張橋の減衰定数 h_m および固有円振動数 ω_m を対角成分とする対角マトリックスであ

り、 $\{\lambda_{mj}(t)\}=[M_0]^{-1}[\Phi]^T\{\Psi_j(t)\}/g$ (ただし、 $[M_0]=[M][\Phi]$) である。

(2) 定常ランダム応答の計算と動的増幅率

定常ランダム応答の計算については文献6) で詳細に述べられているので、ここではその基本的な考え方および必要な式のみを上げる。いま、定常ランダムな橋面凹凸 $\Delta(x)$ のパワースペクトル密度は路面周波数 Ω (cycle/m) の関数で表わされ、車両が速度 v で走行すれば橋面凹凸 $\Delta(vt)$ は円振動数 $\omega=2\pi v\Omega$ の鉛直加振源となる。この $\Delta(vt)$ を定常ランダム入力として $\Delta(vt)=\exp(i\omega t)$ とおけば、式(3)中の $\{q_m(t)\}$ 、 $z_j(t)$ および $\Delta[v(t-t_j)]$ は次のように表わされる。

$$\{q_m(t)\}=\{Hq_m(i\omega)\}\exp(i\omega t), \quad z_j(t)=Hz_j(i\omega)\exp(i\omega t), \quad \Delta[v(t-t_j)]=\exp[i\omega(t-t_j)] \quad (4)$$

ただし、 $\{Hq_m(i\omega)\}$ および $H z_j(i\omega)$ は入力 $\Delta(vt)$ に対する応答 $\{q_m(t)\}$ および $z_j(t)$ の周波数応答関数であり、 i は虚数単位を示す。いま、式(4)を(3)に代入すれば $\{Hq_m(i\omega)\}$ および $H z_j(i\omega)$ ($j=1,2,\dots,N$)に関する連立一次方程式が得られ、これを解いて $\{Hq_m(i\omega)\}$ が求められる。また、定常不規則振動論によれば共分散マトリックス $E[\{q_m(t)\}\{q_m(t)\}^T]$ の m 行 n 列成分 $E[q_m(t)q_n(t)]$ が $Hq_m(i\omega)$ および $Hq_n(i\omega)$ を用いて次式で与えられる。

$$E[q_m(t)q_n(t)]=\int_0^\infty \{Hq_m(i\omega)Hq_n^*(i\omega)+Hq_n(i\omega)Hq_m^*(i\omega)\}S_\Delta(\omega)d\omega \quad (5)$$

ここに、 $S_\Delta(\omega)$ は橋面凹凸 $\Delta(vt)$ のパワースペクトル密度関数で、 $*$ 印は共役複素数を示す。

連行車両による斜張橋の動的応答の標準偏差は共分散マトリックス $E[\{q_m(t)\}\{q_m(t)\}^T]$ を用いて求められるが、動的応答としては主桁のたわみ、主桁および塔の曲げモーメントと縁応力、ケーブル張力などの力学的諸量を対象とする。いま、これら力学的諸量を R で表わすとき、動的増幅率(以下DIFと呼ぶ)は次式で定義されるものとする。

$$DIF=\sigma_R/R_{st,max} \quad (6)$$

ここに、 $R_{st,max}$ は連行車両を逐次移動させて R の静的応答値の絶対値を求めたときの最大値であり、 σ_R は $R_{st,max}$ の生ずる載荷状態に対する R の標準偏差値である。

3. 数値計算結果と考察

数値計算では主径間長が $L=250,500,750,1000m$ の3径間斜張橋を対象とする。かもめ大橋や安治川橋梁等を参考にして定めた各主径間長に対する断面諸元を表-1に示し、図-2に斜張橋モデルの一般図を示す。図-2中のSSR(Span Sag Ratio)は主径間長と桁上塔高の比、 α は最下段ケーブル定着点桁上高と桁上塔高の比をそれぞれ示す。一般に3径間の斜張橋では今までの実績からSSRは4~7の間にあり⁷⁾、ここではSSR=5を代表値として用いる。また、 α はケーブルの側面形状(以下ケーブル形状という)に関係し、ここではセミハープ型に対応する $\alpha=0.5$ を代表値として用いるが、 $\alpha=0.1$ (ハープ型)および $\alpha=0.9$ (ファン型)との比較検討も行う。部定式の伸縮継手は両側径間とも5本目と6本目のケーブル定着点間に挿入し、モーメントを完全に伝達する伸縮継手($K=\infty$)と全く伝達しない伸縮継手($K=0$)の2種類を考慮する¹⁾。よって、主桁支持方式としては自定式、完定式、 $K=\infty$ の部定式お

表-1 断面諸元

主径間長 (m)	250	500	750	1000
主桁				
断面積 (m ²)	0.2855	0.497	0.35	0.5
断面2次モーメント (m ⁴)	0.4707	1.45	6.0	10.0
総距離 (m)	1.55	1.6	3.5	5.0
単位長当りの重量 (t/m)	3.49	5.5	7.5	8.925
塔				
断面積 (m ²)	0.221	0.484	0.65	0.75
頂部	0.2435	0.696	0.85	1.0
断面2次モーメント (m ⁴)	0.176	0.759	2.15	3.5
頂部	0.272	1.142	3.1	5.0
基部	1.5	2.0	3.5	5.0
ケーブル				
断面積 (m ²)				
上段 (1~4本目)	0.0053	0.023	0.0415	0.06
中段 (5~8本目)	0.0036	0.019	0.0345	0.05
下段 (9~10本目)	0.0023	0.015	0.0275	0.04

ケーブル張力のDIFを対象とする。着目点は主桁では、静的応力が最大となる中央径間中点および伸縮継手挿入位置近傍の側径間中段ケーブル定着点とし、塔では塔基部とする。また、着目ケーブルは側径間側と中央径間側の中段ケーブルとする。

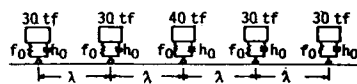


図-4 連行車両の解析モデル

走行車両は、最近の重車両の増大化傾向および文献2)などを考慮して総重量40tf車両一台と総重量30tf車両がその前後にある間隔で並んだ大型自動車荷重列を考え、図-4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。ただし、40tf車両は連行車両の先頭から中央までの間にあって、着目点の静的応答値を最大にするような位置にあるものとする。各車両の固有振動数 f_0 および減衰定数 h_0 は一定とし、重車両の平均的値である $f_0=3.0\text{Hz}$ 、 $h_0=0.03$ を用いる。走行速度 v は重車両列を考慮して60 km/hとする。車両間隔 λ には斜張橋の対称1次固有周期 T_1 と走行速度 v の積で与えられる共振車両間隔 λ^* を用いる。表-3に各斜張橋モデルに対する車両間隔の値を示す。なお、モーダル解析における使用モード次数は40次までを考慮する。

表-3 車両間隔 (単位 m)

SSR=5.0, $\alpha=0.5$	250m	500m	750m	1000m
自定式	29.98	58.03	82.63	118.12
完定式	29.71	57.45	80.59	116.06
部定式 ($k=\infty$)	29.74	57.63	85.82	116.31
部定式 ($k=0$)	37.97	63.69	96.06	127.62

橋面凹凸 $\Delta(x)$ のパワースペクトル密度関数は $S_{\Delta}(\omega)=2\pi v a/(\omega^2+\zeta^2)$ とする。ここに、 a は橋面凹凸の良否を表す定数で、文献8)の実測結果を参考にしてアスファルト舗装の比較的良好な路面状態を想定し $a=0.005\text{ cm}^2/\text{m}$ とする。また、 $\zeta=2\pi v \beta$ (β は $\omega \rightarrow 0$ で $S_{\Delta}(\omega)$ が無限大に発散しないために導入する小さな定数)で、 $\beta=0.005\text{ cycle/m}$ とする。なお、式(5)では ω に関する無限積分を必要とするが、波長1m以下の橋面凹凸が橋梁の応答に及ぼす効果は小さいので、 $0 \leq \omega \leq 2\pi v$ なる ω の有限区間の数値積分を行う。

橋面凹凸 $\Delta(x)$ のパワースペクトル密度関数は $S_{\Delta}(\omega)=2\pi v a/(\omega^2+\zeta^2)$ とする。ここに、 a は橋面凹凸の良否を表す定数で、文献8)の実測結果を参考にしてアスファルト舗装の比較的良好な路面状態を想定し $a=0.005\text{ cm}^2/\text{m}$ とする。また、 $\zeta=2\pi v \beta$ (β は $\omega \rightarrow 0$ で $S_{\Delta}(\omega)$ が無限大に発散しないために導入する小さな定数)で、 $\beta=0.005\text{ cycle/m}$ とする。なお、式(5)では ω に関する無限積分を必要とするが、波長1m以下の橋面凹凸が橋梁の応答に及ぼす効果は小さいので、 $0 \leq \omega \leq 2\pi v$ なる ω の有限区間の数値積分を行う。

(a) 車両台数NによるDIFの変化

図-5は主径間長 $L=500\text{m}$ の各主桁支持方式について、連行車両の台数 N を変化させたときのDIFの値をプロットしたものである。なお、たわみや縁応力およびケーブル張力の影響線形状は着目点や着目ケーブルによって当然異なるが、表-3に示した共振車両間隔を有する連行車両では5台までは影響線の同符号の範囲に載るようである。

主桁のたわみのDIFに注目すると、縁応力やケーブル張力のDIFに比べて各主桁支持方式ともかなり小さくなっている。また、 $k=\infty$ の部定式の側径間中段ケーブル定着点における5台連行の場合を除いて、各主桁支持方式とも車両台数の増加に伴うDIFの変化および値に大きな差異は見られない。

主桁の縁応力のDIFは、側径間中段ケーブル定着点では完定式と $k=0$ の部定式は車両台数と共に漸増の傾向を示し、自定式と $k=\infty$ の部定式は漸減の傾向をそれぞれ示す。そして、5台以上連行になると $k=0$ の部定式、完定式、 $k=\infty$ の部定式、自定式の順に小さくなる。中央径間中点では自定式および2つの部定式は車両台数の増加につれて増大するが、完定式はほとんど一定値を示し車両台数の増加にともない主桁支持方式による差が大きくなる。これは完定式が3つの単純桁を並べた構造であり、車両台数が

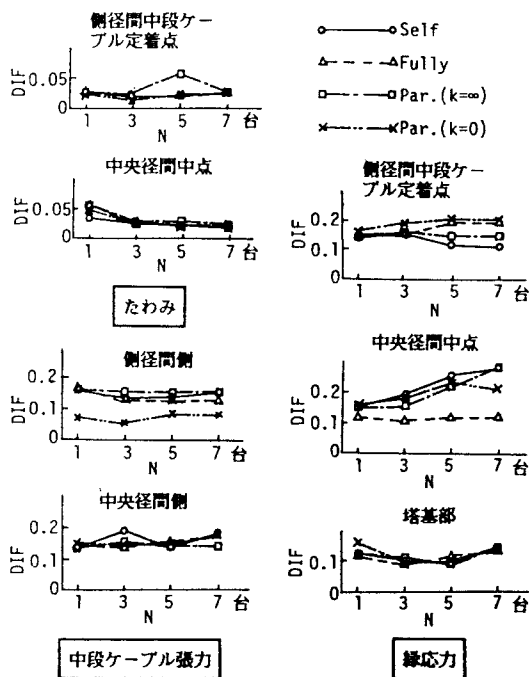


図-5 車両台数NによるDIFの変化 ($L=500\text{ m}$, SSR=5.0, $\alpha=0.5$, $\lambda=\lambda^*$)

増加すると中央径間中点の静的縁応力が他の主桁支持方式に比べてかなり大きくなるためと考えられる。

塔基部の縁応力および中段ケーブル張力のDIFは、各主桁支持方式とも車両台数の増加に伴う変化は小さい。また、DIFの値についても塔基部の縁応力および中央径間側の中段ケーブル張力では各主桁支持方式間に大差は見られないが、側径間側の中段ケーブル張力では $k=0$ の部定式が他の主桁支持方式に比べてかなり小さくなっている。これは $k=0$ の部定式の伸縮継手がモーメントを全く伝達しない構造になっており、この位置で主桁に折れ曲がりが生じ、その近傍にある中段ケーブルの静的張力が大きくなるためと思われる。

(b) SSRによるDIFの変化

図-6は主径間長 $L=500\text{m}$ の各主桁支持方式について、SSRを変化させたとき、すなわち桁上塔高を変化させたときのDIFの値をプロットしたものである。主桁の縁応力のDIFについて、側径間中段ケーブル定着点ではSSRの変化に対する傾向は2つの部定式と自定式および完定式とで異なっており、部定式は桁上塔高の影響をほとんど受けないのに対して自定式および完定式は桁上塔高が主径間長の $1/6$ ($SSR=6$) になるとかなり小さくなる。中央径間中点では自定式および2つの部定式とも桁上塔高が低くなるにつれて一様に減少し、その値も大差ない。これに対して、完定式は桁上塔高の影響をほとんど受けず、桁上塔高に関係なく他の主桁支持方式に比べてDIFの値がかなり小さい。また、塔基部の縁応力のDIFに及ぼす桁上塔高の影響には各主桁支持方式間の差は見られず、値もほぼ同じである。

中段ケーブル張力のDIFについて、側径間側では自定式、完定式および $k=\infty$ の部定式と $k=0$ の部定式とでは桁上塔高の及ぼす影響が大きく異なり、前者が桁上塔高の影響をほとんど受けないのに対して後者は桁上塔高が低くなる (SSR が大きくなる) につれて漸減する。中央径間側では、 $k=0$ の部定式が桁上塔高が主径間長の $1/4$ ($SSR=4$) のとき他の主桁支持方式に比べて極端に大きくなっている以外は各主桁支持方式間に大差はなく、桁上塔高の影響をほとんど受けない。また、DIFの値も側径間側の $k=0$ の部定式および前述の極端な場合を除けば各主桁支持方式とも桁上塔高に関係なくほとんど一致している。

(c) α によるDIFの変化

図-7は主径間長 $L=500\text{m}$ の各主桁支持方式について、 α を変化させたとき、すなわちケーブル形状を変化させたときのDIFの値をプロットしたものである。主桁の縁応力のDIFに及ぼすケーブル形状の影響に注目すると、側径間中段ケーブル定着点では $k=0$ の部定式が、中央径間中点では完定式が他の主桁支持方式とは大きく異なっている。すなわち、側径間中段ケーブル定着点では $k=0$ の部定式以外の主桁支持方式のDIFはケーブル形状がファン型になる (α が大きくなる) につれて急増するが、 $k=0$ の部定式のDIFはケーブル形状の影響をほとんど受けない。

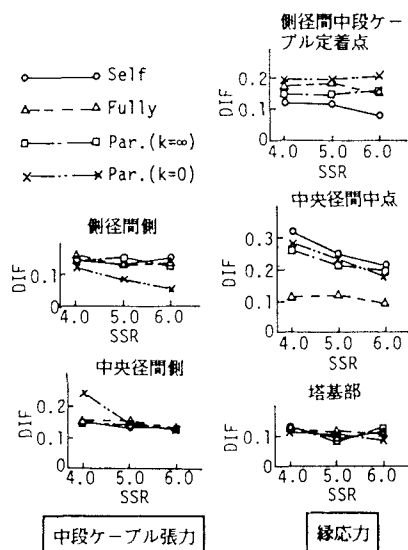


図-6 SSRによるDIFの変化 ($L=500\text{ m}$, $\alpha=0.5$, $N=5$ 台)

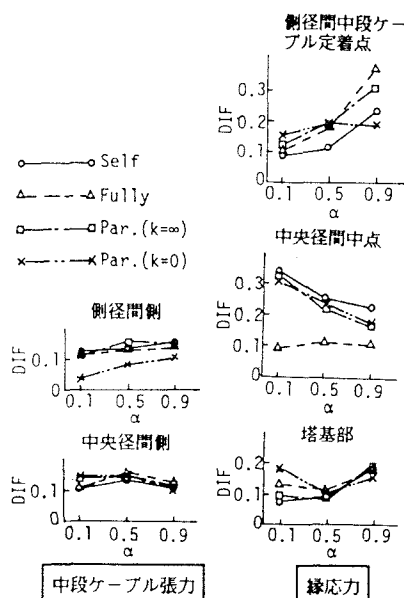


図-7 α によるDIFの変化 ($L=500\text{ m}$, $SSR=5.0$, $N=5$ 台)

これは、 $k=0$ の部定式においてはその構造から側径間中段ケーブル定着点での曲げモーメントが他の主桁支持方式に比べて小さく、DIFの値のほとんどは軸力によるものであり、軸力があまりケーブル形状の影響を受けないためと考えられる。中央径間中点では完定式のDIFがケーブル形状の影響をほとんど受けないのに対して他の主桁支持方式のDIFはケーブル形状がファン型になるにつれて急激に減少している。また、完定式のDIFの値はケーブル形状に関係なく他の主桁支持方式よりも小さく、ハープ型(α が小さい)程その差が大きい。

塔基部の縁応力のDIFは自定式、完定式および $k=\infty$ の部定式ともケーブル形状がハープ型およびセミハープ型の場合はほとんど一定値をとるが、ファン型の場合には急増している。これに対して $k=0$ の部定式はセミハープ型の場合に最も小さくなるようである。

中段ケーブル張力のDIFについて各主桁支持方式ともケーブル形状の及ぼす影響に大差はなく、側径間側ではファン型になる程大きくなり、中央径間側ではほとんど影響を受けない。また、側径間側での $k=0$ の部定式を除いて、ケーブル形状に関係なく各主桁支持方式におけるDIFの値はほとんど等しい。そして、側径間側での $k=0$ の部定式におけるDIFの値もケーブル形状に関係なく他の主桁支持方式よりも常に小さい。

(d) 主径間長LによるDIFの変化

図-8は各主桁支持方式について、主径間長Lを変化させたときのDIFの値をプロットしたものである。主桁のたわみのDIFに注目すると、側径間中段ケーブル定着点では各主桁支持方式とも主径間長と共に減少する傾向を示すが、その傾向は $k=\infty$ の部定式が特に強い。中央径間中点では各主桁支持方式とも主径間長に関係なくほぼ一定となる。ただし、側径間中段ケーブル定着点では自定式は主径間長が250mから500mになると急激に減少する。

主桁の縁応力のDIFに注目すると、 $k=0$ の部定式を除いて各主桁支持方式とも主径間長による変動はそれほど大きくはない。側径間中段ケーブル定着点では主径間長に関係なく自定式が最も小さく、部定式が最も大きい。中央径間中点では逆に自定式が他の主桁支持方式より常に大きく、完定式が常に小さくなっている。また、塔基部の縁応力のDIFは各主桁支持方式とも主径間長による変動が小さく、主桁支持方式間のDIFの値にもほとんど差は見られない。

中段ケーブル張力のDIFの値について、各主桁支持方式とも主径間長による変動はそれほど顕著ではない。中央径間側では主桁支持方式および主径間長に関係なくDIFの値はほぼ等しくなっている。側径間側では自定式、完定式および $k=\infty$ の部定式のDIFは主径間長に関係なくほぼ等しくなっているが、 $k=0$ の部定式のDIFはこれらより常に小さくなっている。

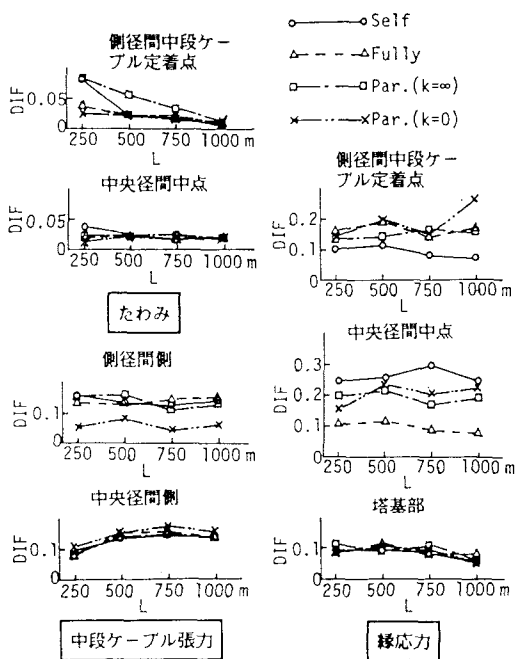


図-8 主径間長LによるDIFの変化
(SSR=5.0, $\alpha=0.5$, N=5台)

4. あとがき

本論文は、実橋諸元を有する主桁支持方式の異なる4種類の長大斜張橋を対象として大型連行車両による定常ランダム応答解析を行い、動的増幅率の比較検討を行ったものである。得られた知見を要約すれば以下

のことが言えよう。

(1) 自定式、完定式および $k=\infty$ の部定式の固有振動数の間には大きな差異は見られないが、 $k=0$ の部定式の固有振動数はこれらに比べて一般に小さくなる。この傾向は主径間長によらず同じであるが、低次であるほどかつ主径間長が短いほどその差が顕著となる。また、桁上塔高およびケーブル形状の変化に伴う固有振動数の推移は各主桁支持方式共同様の傾向を示す。そして、桁上塔高の影響はそれ程顕著ではないが、ケーブル形状の影響は顕著で、ファン型になる程固有振動数の値は大きくなるようである。固有振動モードに関しては、各主桁支持方式とも対称・逆対称の現われ方に違いは見られず、主径間長1000mを除いて奇数次が対称モード、偶数次が逆対称モードとなっている。

(2) 車両台数、桁上塔高、ケーブル形状および主径間長などを変化させ、主桁のたわみ、主桁・塔の縁応力およびケーブル張力の動的増幅率を各主桁支持方式間で比較検討した。その結果、まず、主桁たわみの動的増幅率の値は各主桁支持方式とも縁応力やケーブル張力の動的増幅率に比べてかなり小さいことがわかった。また、主桁支持方式の違いによる動的増幅率の差異は、塔基部の縁応力および中央径間側の中段ケーブル張力では小さく、主桁の縁応力および側径間側の中段ケーブル張力では大きいことがわかった。特に、側径間側の中段ケーブル張力の動的増幅率は $k=0$ の部定式が他の主桁支持方式よりも常に小さくなり、中央径間中点の主桁縁応力の動的増幅率は完定式が最も小さく、自定式が最も大きくなった。

(3) 長大斜張橋にとって経済性の面から最も有利な主桁支持方式であるとの報告がなされている部定式の動的増幅率に注目すると、他の主桁支持方式の動的増幅率より大きな値を与える場合もあるが極端に大きな値ではなく、動的増幅率に関して特に部定式が不利になるようなことはないと言えよう。また、現行道路橋示方書における設計衝撃係数の規定値は支間長の逓減関数で与えられているが、本結果を見る限りにおいては各主桁支持方式とも支間長に関係なくほぼ一定値をとるようである。

今後は、斜張橋の非線形性を考慮するとともに斜張橋および車両の各種諸元をパラメータとしたパラメトリック解析を行い、動的増幅率の具体的な数値に関するより詳細な考察を行う必要がある。

参考文献

- 1) 大塚久哲・吉田武・太田俊昭・今井富士夫：主桁支持方式の異なる長大斜張橋の力学特性比較，構造工学論文集，Vol.31A，pp.351～360，1985。
- 2) 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.13～28，1979。
- 3) Gimsing, N.J.: Cable Systems for Bridges, Proc. of 11th Congress of the IABSE, pp.727～732, Aug.31-Sep.5, Vienna, Austria, 1980。
- 4) Gilsanz, R.E. and Biggs, J.M.: Cable-Stayed Bridges: Degrees of Anchoring, Proc. of ASCE, Journal of Structural Engineering, Vol.109, No.1, PP.200～220, 1983。
- 5) Ohtsuka, H., Ohta, T. and Imai, F.: Optimum Anchoring for Long Span Cable-Stayed Bridges, Proc. of JSCE, No.350/1-2, pp.201s～209s, Oct. 1984。
- 6) 内谷保：車両間連成を考慮した定常ランダム応答解析に基づく道路橋の衝撃係数，土木学会論文報告集，第320号，pp.169～172，1982。
- 7) 星埜正明：斜張橋の構造系と設計一般，橋梁と基礎，Vol.19, No.8, pp19～34，1985。
- 8) 本田秀行・城戸隆良・榎川康男・小堀為雄：道路橋の路面凹凸パワースペクトル密度に関する調査，土木学会論文報告集，第315号，pp.149～155，1981。

(1986年10月17日受付)