

桁型式斜張橋の衝撃係数について

大阪大学工学部 正 員 小松定夫
 大阪大学工学部 正 員 川谷充郎
 大阪大学大学院 学生員 坂手貴志

1 概要 我々は、斜張橋の衝撃係数の合理的な値を提案することを目的として、斜張橋の構造型式および構造諸元、ならびに走行荷重に関するパラメーターが、斜張橋各部の動的増幅率 (DIF) に及ぼす影響について調べてきた。ここでは、それらの研究成果の上に立ち、3径間連続桁を基本系とする斜張橋について、その主径間長ならびにケーブル段数の変化による DIF への影響について考察する。

2 解析法 斜張橋を平面構造系の *Lamped-Mass-System* と仮定し、微小変形理論に基づく線形たわみ振動解析をマトリックス変形法を用いて行なう。ここで、1台の走行荷重を1自由度振動系 (バネ下質量無視) として、走行荷重列と斜張橋との連成振動方程式を *Modal-Analysis* を用いて導き、これを *Newmark-β* 法により逐次積分して斜張橋の動的応答を求め、これより斜張橋各部のたわみ及び応力度の DIF を算出する。

3 斜張橋モデルと荷重列モデル 本研究の対象とする斜張橋モデルを図-1に示す。また、構造特性に影響を及ぼすと考えられる構造パラメーターを既設斜張橋の調査により決定し、各部材の構造諸元を一定として算定した各主径間長における構造パラメーターの値を表-1に示す。ここで、パラメーター K_E は、山田-大宮司-新家によって与えられた斜張橋最適基準設計のためのパラメーターである。

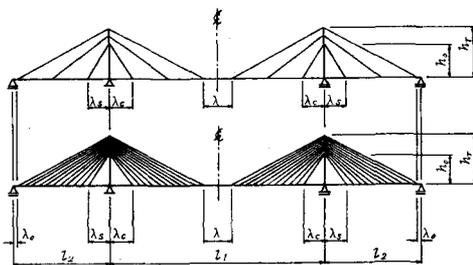


図-1 斜張橋解析モデルの形状

表-1 解析モデルの構造パラメーター

主径間長 l (m)	150.	200.	250.	300.	350.	400.
車道幅員 b (m)	14.5					
l_2/l_1	0.378	0.383	0.388	0.394	0.399	0.404
h_T/l_1	0.162	0.163	0.163	0.164	0.164	0.165
h_0/l_1	0.0152	0.0142	0.0132	0.0122	0.0111	0.0101
d_T/h_T	0.0670	0.0639	0.0608	0.0577	0.0545	0.0514
$I_G/h_0 b^2 l_1^2 (\times 10^{-7})$	5.94	4.37	3.44	2.81	2.36	2.03
$A_G^3/l_0 b^3 (\times 10^{-4})$	8.85	8.26	7.68	7.10	6.52	5.94
f_G (1/sec)	0.134	0.0934	0.0690	0.0527	0.0411	0.0324
w_T/w_G	0.238	0.315	0.361	0.391	0.413	0.430
f_T (1/sec)	2.87	2.63	2.38	2.13	1.89	1.64
$A_T^3/l_T b^3 (\times 10^{-9})$	5.50	2.13	1.20	0.871	0.729	0.660
$K =$	0.677	0.329	0.290	0.246	0.223	0.210
(3段ケーブル)						
λ/l_1	0.202					
λ_c/l_1	0.133					
λ_s/l_2	0.320					
λ_o/l_2	0.040					
h_0/h_T	0.700					
(11段ケーブル)						
λ/l_1	0.140					
λ_c/l_1	0.110					
λ_s/l_2	0.260					
λ_o/l_2	0.040					
h_0/h_T	0.670					

表-1 に使用した記号の意味を以下に記す。

h_G : 桁高, I_G : 主桁断面 2次モーメント,
 A_G : 主桁断面積, w_G : 主桁の単位長重量,
 d_T : 塔の橋軸方向の幅, I_T : 塔断面 2次モーメント, A_T : 塔断面積, w_T : 塔の単位長重量,
 $l_1, l_2, \lambda, \lambda_c, \lambda_s, \lambda_o, h_T, h_0$ は、図-1 に示すとおりである。

ここで $f_G = \frac{1}{l_1} \sqrt{\frac{g E_G I_G}{w_G}}, f_T = \frac{1}{h_T} \sqrt{\frac{g E_T I_T}{w_T}}, K_E = E_G I_G / E_C \Sigma A_C h_G^2$

荷重列は、L-20活荷重と同等の強度をもつように作成する(L-20相当活荷重列)。ただし、車頭間隔は、橋の衝撃に支配的影響を及ぼす対称1次および逆対称1次の固有周期に対応させる。また、重量車の連行を想定して、車両走行速度は60 km/hrとし、各車両の固有振動数を3.0 Hz、対数減衰率を0.3と仮定した。以上のようにして決定した車頭間隔(l_0)、荷重強度(P_1, P_2)を表-2に示す。ただし、荷重強度は実際の走行車両を考慮して、60 tonを上限としている。

表-2 活荷重列の車頭間隔および荷重強度

(1) 3段ケーブル

l_1 (m)	150.	200.	250.	300.	350.	400.
l_0 (m)	25.4	29.0	33.6	39.1	45.0	52.3
P_1 (ton)	34.7	37.7	41.5	46.0	50.9	56.9
P_2 (ton)	20.9	23.9	27.7	32.3	37.1	43.1

(2) 11段ケーブル

l_1 (m)	150.	200.	250.	300.	350.	400.
l_0 (m)	26.5	31.4	37.2	44.0	51.8	61.1
P_1 (ton)	35.6	39.6	44.4	50.1	56.5	60.0
P_2 (ton)	21.9	25.9	30.7	36.3	42.7	50.4

4) パラメータ解析結果 各主径間長におけるDIF計算結果の一部を図-2(1)(2)に示す。パラメータ解析結果より以下のことがわかった。

- a). 動的増幅率は、道路橋示方書に定める衝撃係数算定公式のように、径間長の増大につれて減小するとは言いえない。
- b). 全体的に、11段ケーブルの場合のDIFが3段ケーブルの場合より大きい。その差は、主桁中間支点部および塔基部の縁応力度のDIF、ならびにケーブル張力のDIFに関しては微小である。
- c). ケーブル張力のDIFは、上段・中段・下段の順に小さくなる。

5) 実橋におけるDIFとの比較 かもめ大橋、安治川斜張橋設計案、大和川橋梁、六甲大橋、岩黒島橋設計案について、DIFを計算し、その結果を図-2(1)(2)に併記している。このうち、六甲大橋および岩黒島橋設計案はトラス型式斜張橋であり、桁型式斜張橋を対象として行なったパラメータ解析結果と比較して、DIFは一般的に小さいことが注目される。

【参考文献】

- (1). Komatsu, S and M. Kawatani : Technology Reports of the Osaka-University, Vol.26, 1976.3
- (2). 小松, 川谷, 根岸 : 土木学会第30回年次学術講演概要 I-238, 1975.10
- (3). 山田, 大宮司, 新冢 : 昭和52年度土木学会関西支部年次学術講演概要 I-20, 1977.4

---○--- : 3段ケーブル解析モデル
 ---●--- : 11段ケーブル解析モデル

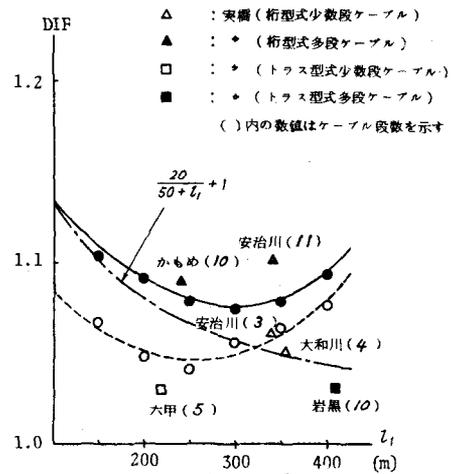


図-2(1) 主桁中央径間中央部縁応力度のDIF

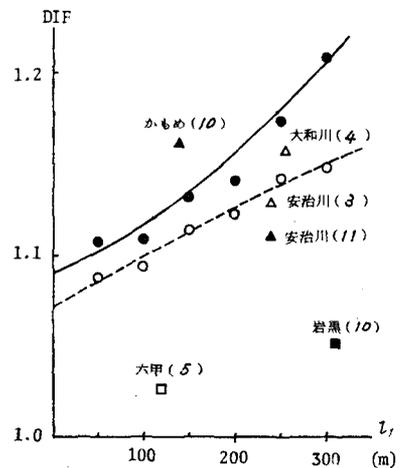


図-2(2) 側径間上段ケーブル張力のDIF