

# 長大鋼斜張橋の橋軸方向地震応答に対する 簡易照査法

米田昌弘<sup>1</sup>・西澤 毅<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 近畿大学助教授 理工学部土木工学科 (〒577-8502 東大阪市小若江 3-4-1)

<sup>2</sup>正会員 工修 日建技術コンサルタント (〒164-0012 東京都中野区本町 3-31-11)

本研究では、橋軸方向にオールフリーまたは弾性拘束された長大鋼斜張橋を対象として、遊動円木振動数の簡易推定法を提示するとともに、橋軸方向地震時における桁端部の水平移動量と主塔基部曲げモーメントを推定できる実用算定法を提案した。数値計算例より、提案した手法は、長大鋼斜張橋の耐震性についての比較検討や基本構造の選定、さらには構造諸元がほぼ確定した段階における地震応答解析結果を概略照査する際に、ほぼ十分な精度で適用できることを示した。

*Key Words : simplified method, longitudinal seismic response, cable-stayed bridge*

## 1. まえがき

PC 斜張橋では、大地震時におけるコンクリート部材の材料非線形を適切に評価するため、兵庫県南部地震が発生する以前から、弾塑性地震応答解析をしばしば実施してきた<sup>1), 2)</sup>。これに対し、鋼斜張橋では弾塑性地震応答解析をほとんど実施していなかったが、兵庫県南部地震を契機として、平成8年12月には道路橋示方書の耐震設計編も大幅に改定され、最近では、鋼斜張橋の非線形(弾塑性)地震応答解析結果も幾つか報告されはじめている<sup>3), 4)</sup>。

鋼斜張橋の非線形地震応答解析にあたっては、主桁や主塔を構成する部材に対し、軸力変動も含めた適切な非線形復元力特性を与えなければならない。また、事前に死荷重解析と呼ばれる解析を実施して死荷重時における応力状態を算定するとともに、より厳密には、ケーブルを非抗圧部材として処理する必要がある。このように、非線形地震応答解析では、線形の地震応答解析に比べ、きわめて煩雑なインプットデータの作成が要求される。したがって、実際の非線形地震応答解析では汎用プログラムを使用する場合が多く、耐震設計に関する十分な知識は必要であるものの、構造諸元や降伏が予想される部材の非線形復元力特性が与えられれば、従来よりも比較的容易に解析を実施できる環境が整備されつつある。しかしながら、構造諸元が確定しない概略の設計段

階から、非線形地震応答解析を実施するのは容易でないのも事実で、実際、今までに報告されている鋼斜張橋の非線形地震応答解析は、既存橋梁の照査として実施されている場合が多い。

ところで、比較的長大な鋼斜張橋では、遊動円木振動モードの固有周期を数秒程度に調整して、橋軸方向の地震力を緩和する方法が定着している<sup>5), 6)</sup>。このような比較的長大な鋼斜張橋では、橋軸方向地震時における桁端部の水平移動量や塔基部曲げモーメントの把握がきわめて重要な検討項目となっているが、逆にこれらの地震応答量が事前に比較的精度良く推定できれば、後に続く線形ならびに非線形地震応答解析の労力が軽減されるとともに、地震応答解析結果の照査という観点からもきわめて有用であると考えられる。

そこで、本研究では、橋軸方向にオールフリーまたは弾性拘束された長大鋼斜張橋を対象として、橋軸方向地震時における桁端部の水平移動量と主塔基部曲げモーメントを推定できる実用算定法について検討することとした。提案した実用算定法は、長大鋼斜張橋の耐震性についての比較検討や基本構造の選定、さらには構造諸元がほぼ確定した段階における地震応答解析結果を概略照査する際にきわめて有用と考えられ、ここにその具体的な手法を提示する。

なお、著者の一人は、すでに、斜張橋の遊動円木振動数を推定する手法とその結果を用いて橋軸方向

地震時における水平移動量を算定する手法をそれぞれ報告している<sup>7), 8)</sup>。しかしながら、斜張橋の遊動円木振動数を推定する手法を述べた文献<sup>7)</sup>では、一種類のファン型斜張橋（ケーブル段数が4段で、ケーブルの取付け範囲 $h_c$ とタワー高さ $H$ の比 $h_c/H$ が0.3の一種類）のみを対象としていたことから、 $h_c/H$ やケーブル段数が大きく相違したファン型斜張橋に適用した場合、幾分大きな誤差が生じることもあった。また、文献<sup>8)</sup>では、橋軸方向地震時における水平変位量を算定する手法については論じているが、塔基部曲げモーメントの算定法については言及していなかった。それゆえ、本文は、兵庫県南部地震を契機としてますます重要性が増加した橋梁構造物の耐震設計を合理的に実施できるよう、長大鋼斜張橋の遊動円木振動数をより精度良く推定できる手法を提示するとともに、塔基部曲げモーメントの算定法などの新たな知見も加味して再構成された論文であることをはじめに述べておく。ただし、本研究では斜張橋の塔基部を固定とするモデル化を行っている。したがって、本文で示す研究成果は、上部工の遊動円木振動と地盤や下部工の固有周期が十分に離れている場合に適用できるものであることも併せて述べておく。

## 2. 遊動円木振動数の実用算定法

### (1) 遊動円木振動数の推定法

文献<sup>7)</sup>で検討したように、斜張橋において、タワー剛性、リンク剛性、水平ばね剛性をそれぞれ考慮した場合、その遊動円木振動数 $f_L$ は次式で推定できる。

$$f_L = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum_i 3E_T I_T (ah)^3 + \beta \times \sum_j T/\ell + \gamma \times \sum_k k_H}{M_e}} \quad (1)$$

ここに、 $E_T I_T$ はタワーの曲げ剛性、 $h$ はタワー下端から最下段ケーブルまでの高さ、 $T$ はリンク張力、 $\ell$ はリンク長、 $k_H$ は1ヶ所あたりの水平ばね定数、 $\alpha$ 、 $\beta$ 、 $\gamma$ はそれぞれタワー剛性、リンク剛性、水平ばねの寄与を表すための補正係数、 $\sum_i$ 、 $\sum_j$ 、 $\sum_k$ はそれぞれタワー、リンク、水平ばねに関する総和記号である。また、 $M_e$ は斜張橋の遊動円木振動モードに対応する等価質量であり、 $M_G$ を主桁部の全質量、 $w_T$ をタワーの単位長さ当たりの重量、 $H$ をタワー高さ、 $g$ を重力加速度とすれば

$$M_e = M_G + \sum \left\{ (H - ah) \times w_T / g + 0.243ah \times w_T / g \right\} \quad (2)$$

で評価できるものと仮定する。なお、式(2)中の $0.243ah \times w_T / g$ は、 $ah$ より下方のタワー質量の寄与を表し、等分布質量 $w_T / g$ を有する片持ちばりの振動数算定式と自由端に質量を集中させた片持ちばりの振動数算定式を等値すれば算出できる。

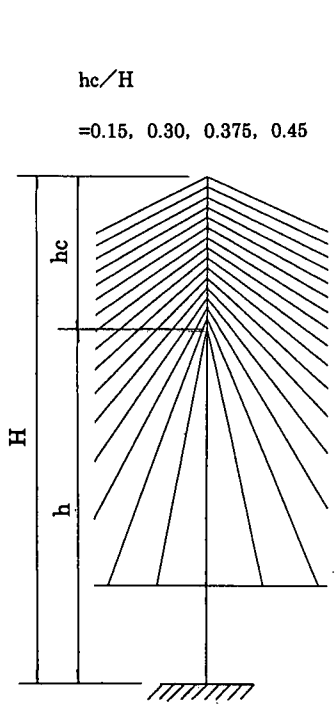
次節以降に、補正係数 $\alpha$ 、 $\beta$ 、 $\gamma$ の算出方法とその算定結果を具体的に提示するが、各補正係数算定式の相関係数 $R$ は、0.9以上の値を有することをはじめに述べておく。

### (2) 補正係数 $\alpha$

式(1)において、 $ah$ はタワー剛性の寄与を表すための等価長さを意味するもので、文献<sup>7)</sup>では中央支間長が400m（支間長比0.4）の4段ケーブルを有する斜張橋モデル（ケーブルの取付け範囲とタワー高さの比は0.3）を対象として数値実験から補正係数 $\alpha$ を算定していた。しかしながら、その後の検討で、補正係数 $\alpha$ はケーブルの取付け範囲などによっても微妙に変化することが判明した。そこで、本研究では、ケーブル段数が16段のマルチケーブル形式斜張橋を対象として、図-1に示すようにケーブルの取付け範囲とタワー高さの比 $h_c/H$ を0.15、0.3、0.375、0.45と変化させ、新たに補正係数 $\alpha$ を算出することとした。本研究で対象とした斜張橋モデルを図-2に示す。なお、図-2中に記した斜張橋のモデル名MODEL-150、MODEL-300、MODEL-375、MODEL-450は、ケーブルの取付け範囲 $h_c$ がタワー頂部から、それぞれ15.0m、30.0m、37.5m、45.0mであることを表している。

MODEL-300を対象として、タワーの断面2次モーメント $I_T$ が $I_T = 5.556m^4$ /塔で、主桁の断面2次モーメント $I_G$ をそれぞれ $I_G = 26.677m^4$ （後述する無次元パラメーター $P_{TG}$ が $P_{TG} = 10$ の場合）と $I_G = 0.889m^4$ （ $P_{TG} = 300$ ）に設定した場合の固有振動解析を実施した。その結果を比較して図-3に示す。なお、この解析では、主桁の単位長さ当たりの重量を20.0tf/m(196.12kN/m)、ケーブル断面積を0.02m<sup>2</sup>/本、ケーブル張力を300tf/本(2942kN/本)に設定している。図-3から、その他の構造諸元が同じであれば、主桁の断面2次モーメント（主桁の剛性）が小さくなれば、遊動円木振動モードには大きな鉛直振動成分（中央径間に着目すれば、鉛直逆対称1次モード）が連成していることがわかる。

そこで、今、支間長 $L_c$ の中央径間部分を鉛直方向の振動モードを考慮して長さ $L_c/2$ の両端単純支持ばりに、また、主塔を長さ $H$ の片持ちばりに、それぞれ置換できると仮定する。この場合、構造力学の初等理論を適用すれば、図-4に示すように、長さ $L_c/2$ の両端単純支持ばりでは、 $48E_G I_G / (L_c/2)^3$ の



hc/H  
=0.15, 0.30, 0.375, 0.45

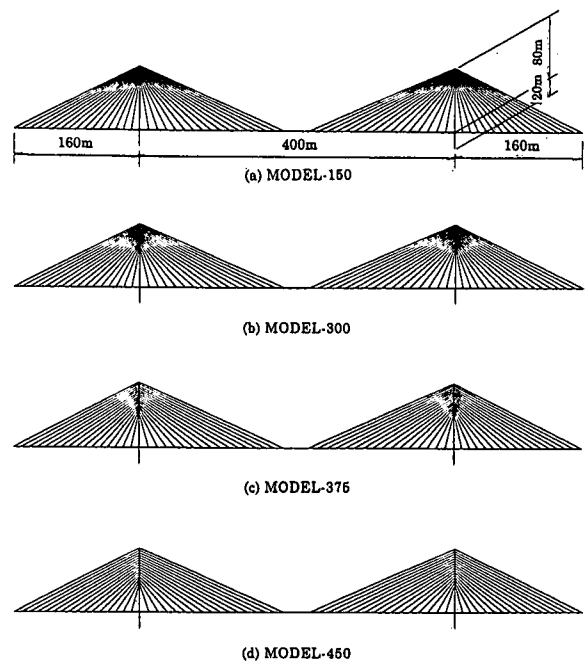


図-1 ケーブルの取付け範囲  $h_c$  とタワー高さ  $H$

図-2 検討対象とした斜張橋モデル

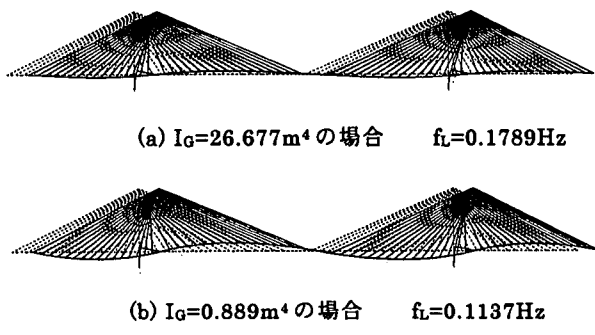


図-3 MODEL-300 の固有振動解析結果  
( $I_T=5.556\text{m}^4$ ,  $w_G=20.0\text{tf/m}$ )

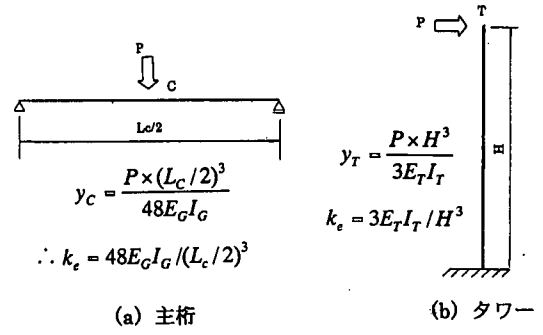


図-4 主桁とタワーの等価ばね定数

等価ばね定数が得られる。また、長さが  $H$  の片持ちばりでは、等価ばね定数は  $3E_T I_T / H^3$  となる。したがって、遊動円木振動数に及ぼす主桁剛性の影響は、文献 7) と異なる以下の無次元パラメーター  $P_{TG}$  を新たに定義すればより厳密に評価できると考えられる。

$$P_{TG} = \frac{\sum_i 3E_T I_T / H^3}{E_G I_G / (L_C / 2)^3} \propto \frac{\sum_i 3E_T I_T / H^3}{48E_G I_G / (L_C / 2)^3} \quad (3)$$

それゆえ、水平ばねやリンクを設置しない MODEL-150, MODEL-300, MODEL-375, MODEL-450 のそれぞれについて、主塔や主桁の曲

げ剛性(無次元パラメーター  $P_{TG}$ )を変化させた固有振動解析を実施して遊動円木振動数を計算し、その結果を次式に代入すれば補正係数  $\alpha$  を算定できる。

$$f_L = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum_i 3E_T I_T / (ch)^3}{M_e}} \quad (4)$$

図-2の各斜張橋モデルに対して算定した補正係数  $\alpha$  と無次元パラメーター  $P_{TG}$  の関係を表-1にまとめる。ただし、無次元パラメーター  $P_{TG}$  が同じであっても、式(3)の分子に対応する  $\sum_i 3E_T I_T / H^3$  が相違

表-1 補正係数  $\alpha$  の算定式

ケーブルの範囲 $h_c/H$	$\sum_i 3E_T I_T / H^3$ (tf/m)	補正係数 $\alpha$ ( $10 \leq P_{TC} \leq 900$ )
0.15	100	$\alpha = 0.062 \log_{10} P_{TC} + 0.991$
	1500	$\alpha = 0.078 \log_{10} P_{TC} + 1.006$
0.30	100	$\alpha = 0.180 \log_{10} P_{TC} + 0.824$
	400	$\alpha = 0.211 \log_{10} P_{TC} + 0.830$
	1000	$\alpha = 0.217 \log_{10} P_{TC} + 0.854$
	1500	$\alpha = 0.219 \log_{10} P_{TC} + 0.867$
0.375	100	$\alpha = 0.243 \log_{10} P_{TC} + 0.727$
	400	$\alpha = 0.302 \log_{10} P_{TC} + 0.706$
	700	$\alpha = 0.312 \log_{10} P_{TC} + 0.717$
	1000	$\alpha = 0.316 \log_{10} P_{TC} + 0.729$
	1500	$\alpha = 0.318 \log_{10} P_{TC} + 0.747$
0.45	100	$\alpha = 0.312 \log_{10} P_{TC} + 0.616$
	400	$\alpha = 0.401 \log_{10} P_{TC} + 0.564$
	700	$\alpha = 0.419 \log_{10} P_{TC} + 0.571$
	1000	$\alpha = 0.427 \log_{10} P_{TC} + 0.582$
	1500	$\alpha = 0.434 \log_{10} P_{TC} + 0.600$

表-3 支間長比と補正係数  $\alpha$  の関係

(MODEL-450 で  $\sum_i 3E_T I_T / H^3 = 700$  tf/m の場合)

$P_{TC}$	補正係数 $\alpha$	
	支間長比 0.40	支間長比 0.45
10.0	1.027	1.029
50.0	1.264	1.278
100.0	1.412	1.429
400.0	1.680	1.699
800.0	1.773	1.791

した場合には、補正係数  $\alpha$  も幾分変化したことから、表-1 では補正係数  $\alpha$  を算出した  $\sum_i 3E_T I_T / H^3$  の値も明記している。一方、固有振動解析で得られた有効質量比  $m_{ef}$  と無次元パラメータ  $P_{TC}$  の関係を表-2 に示す。なお、遊動円木振動モードの有効質量比はタワー重量によって変化するが、ここでは有効質量比が幾分大きくなるように考えて（遊動円木振動以外の振動モードの寄与を考えて）タワー重量を無視した場合の結果を記している。

本研究では最も一般的な支間長比である 0.4 の斜張橋モデルを検討対象としたが、支間長比が幾分変化した場合の影響を把握しておくことも重要と考えられる。そこで、支間長比 0.45 のモデル（側支間長が 180m、中央支間長が 400m）について補正係数  $\alpha$  を算出し、支間長比 0.4 のモデル（MODEL-450）の補正係数  $\alpha$  と対比することとした。一例として、

表-2 有効質量比  $m_{ef}$  の算定式（タワー剛性のみを考慮）

ケーブルの範囲 $h_c/H$	$\sum_i 3E_T I_T / H^3$ (tf/m)	補正係数 $m_{ef}$ (%) ( $10 \leq P_{TC} \leq 900$ )
0.15	100~1500	$m_{ef} = 99.0$
	100	$m_{ef} = -1.392 \log_{10} P_{TC} + 98.7$
0.30	400~1500	$m_{ef} = -2.882 \log_{10} P_{TC} + 100.9$
	100	$m_{ef} = -2.580 \log_{10} P_{TC} + 98.8$
0.375	400~1500	$m_{ef} = -4.443 \log_{10} P_{TC} + 101.3$
	100	$m_{ef} = -4.762 \log_{10} P_{TC} + 100.0$
0.45	400~1500	$m_{ef} = -6.836 \log_{10} P_{TC} + 102.0$

表-4 補正係数  $\alpha$  の算定式（中間支点がある場合）

ケーブルの範囲 $h_c/H$	$\sum_i 3E_T I_T / H^3$ (tf/m)	補正係数 $\alpha$ ( $10 \leq P_{TC} \leq 900$ )
0.15	100	$\alpha = 0.057 \log_{10} P_{TC} + 0.821$
	1500	$\alpha = 0.033 \log_{10} P_{TC} + 1.023$
0.30	100	$\alpha = 0.072 \log_{10} P_{TC} + 0.768$
	400	$\alpha = 0.099 \log_{10} P_{TC} + 0.819$
	1000	$\alpha = 0.099 \log_{10} P_{TC} + 0.900$
	1500	$\alpha = 0.094 \log_{10} P_{TC} + 0.945$
0.375	100	$\alpha = 0.083 \log_{10} P_{TC} + 0.768$
	400	$\alpha = 0.122 \log_{10} P_{TC} + 0.789$
	700	$\alpha = 0.130 \log_{10} P_{TC} + 0.822$
	1000	$\alpha = 0.132 \log_{10} P_{TC} + 0.854$
	1500	$\alpha = 0.129 \log_{10} P_{TC} + 0.900$
0.45	100	$\alpha = 0.083 \log_{10} P_{TC} + 0.768$
	400	$\alpha = 0.122 \log_{10} P_{TC} + 0.789$
	700	$\alpha = 0.130 \log_{10} P_{TC} + 0.822$
	1000	$\alpha = 0.132 \log_{10} P_{TC} + 0.854$
	1500	$\alpha = 0.129 \log_{10} P_{TC} + 0.900$

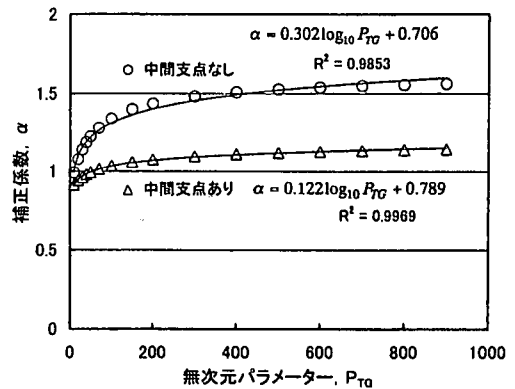


図-5 中間支点がある場合とない場合の補正係数  $\alpha$   
( $h_c/H = 0.375$ ,  $\sum_i 3E_T I_T / H^3 = 400$  tf/m の場合)

$\sum_i 3E_T I_T / H^3 = 700 \text{ tf/m}$  (6864kN/m) とした場合の結果を表-3に示す。表-3からわかるように、支間長比0.45の補正係数 $\alpha$ は、支間長比0.4の値とほぼ同じ結果を与えている。それゆえ、支間長比が0.45程度の斜張橋に対しても、表-1の補正係数 $\alpha$ を用いて遊動円木振動数を推定できると言える。

以上は中間支点のない斜張橋モデルに対する検討であったが、側径間側に中間支点が存在する場合の影響についても補足的に把握することとした。側径間に中間支点を設置（設置位置は側径間の中央点）した、MODEL-150, MODEL-300, MODEL-375, MODEL-450から算定した補正係数 $\alpha$ を表-4にまとめる。図-5は、表-4と表-1に示した補正係数 $\alpha$ を、同一の $h_c/H = 0.375$ と $\sum_i 3E_T I_T / H^3 = 400 \text{ tf/m}$

(3922kN/m)のもとで比較した一例である。この図からもわかるように、ケーブルの取付け範囲 $h_c/H$ や $\sum_i 3E_T I_T / H^3$ ならびに無次元パラメーター $P_{TG}$ が同じ場合、中間支点を設置した場合の補正係数 $\alpha$ は、中間支点のない結果と比べ、かなり小さくなっていると言える。このことは、中間支点を設置することによって、遊動円木振動に対するタワー剛性の寄与が大幅に増加することを意味する。一方、有効質量比 $m_{ef}$ については、ケーブルの取付け範囲 $h_c/H$ や $\sum_i 3E_T I_T / H^3$ ならびに無次元パラメーター $P_{TG}$ の大きさにほとんど依存せず、概略の耐震設計時には $m_{ef} = 95\%$ を仮定すれば良いとの結果が得られた。

なお、補正係数 $\beta$ と補正係数 $\gamma$ については、中間支点を設置したことによる影響は比較的小さかったことから、次節以降では中間支点のない場合の結果を示すこととする。

### (3) 補正係数 $\beta$

$\beta$ は片持ちばりモデルに置換した場合のリンク寄与を補正するための係数であり、MODEL-150, MODEL-300, MODEL-375, MODEL-450のそれぞれについて、主塔や主桁の曲げ剛性（無次元パラメーター $P_{TG}$ ）を変化させた固有振動解析を実施して遊動円木振動数を計算し、その結果を上述の検討で既知となった $\alpha$ などの値とともに次式に代入すれば算定できる。

$$f_L = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum_i 3E_T I_T / (oh)^3 + \beta \times \sum T/\ell}{M_e}} \quad (5)$$

ただし、近年の長大鋼斜張橋では、従来にも増し

表-5 補正係数 $\beta$ の算定式

ケーブルの範囲 $h_c/H$	$\sum_i 3E_T I_T / H^3$ (tf/m)	補正係数 $\beta$ ( $10 \leq P_{TG} \leq 900$ )
0.15	100~1500	$\beta = 0.81$
0.30	100~1500	$\beta = 0.77$
0.375	100~1500	$\beta = 0.73$
0.45	100~1500	$\beta = 0.68$

表-6 補正係数 $\gamma$ の算定式

ケーブルの範囲 $h_c/H$	$\sum_i 3E_T I_T / H^3$ (tf/m)	補正係数 $\gamma$ ( $10 \leq P_{TG} \leq 900$ )
0.15	100~1500	$\gamma = -0.017 \log_{10} P_{TG} + 1.009$
0.30	100~1500	$\gamma = -0.048 \log_{10} P_{TG} + 1.028$
0.375	100~1500	$\gamma = -0.074 \log_{10} P_{TG} + 1.043$
0.45	100~1500	$\gamma = -0.107 \log_{10} P_{TG} + 1.059$

表-7 有効質量比 $m_{ef}$ の算定式

(タワー剛性と水平ばねを考慮)

ケーブルの範囲 $h_c/H$	$\sum_i 3E_T I_T / H^3$ (tf/m)	補正係数 $m_{ef}$ (%) ( $10 \leq P_{TG} \leq 900$ )
0.15	100~1500	$m_{ef} = -1.641 \log_{10} P_{TG} + 101.2$
	100	$m_{ef} = -7.612 \log_{10} P_{TG} + 105.1$
0.30	400~1500	$m_{ef} = -5.817 \log_{10} P_{TG} + 104.4$
	100	$m_{ef} = -13.55 \log_{10} P_{TG} + 109.5$
0.375	400~1500	$m_{ef} = -9.045 \log_{10} P_{TG} + 106.4$
	100	$m_{ef} = -19.90 \log_{10} P_{TG} + 112.2$
0.45	400~1500	$m_{ef} = -12.77 \log_{10} P_{TG} + 108.3$

てマルチケーブル化が著しく、その結果、タワー一部において、主桁は支承（橋軸方向に移動可能な支承）で支持される場合が非常に多くなっている。すなわち、最近ではタワーリンクを採用する形式は非常に少なくなっているのが実状である。また、タワーリンクの剛性 $T/\ell$ は、タワーリンク長を極端に短くしない限り、タワー剛性や水平ばね剛性と比べ、遊動円木振動に及ぼす寄与が非常に小さい。そこで、ここでは、図-2の各斜張橋モデルに対してタワーリンクの剛性 $T/\ell$ を2種類（ $T/\ell = 100 \text{ tf/m/基} = 981 \text{ kN/m/基}$ と $T/\ell = 200 \text{ tf/m/基} = 1961 \text{ kN/m/基}$ ）に設定し、補正係数 $\beta$ を算定するものとした。その結果、タワーリンクの剛性をいずれに設定しても、補正係数 $\beta$ は小数点以下2桁まで完全に一致した。それゆえ、補正係数 $\beta$ はタワーリンクの剛性にほとんど依存しないと言える。補正係数 $\beta$ と無次元パラメーター $P_{TG}$ の関係を表-5にまとめる。なお、上述したように、タワーリンクの剛性寄与はさほど大き

くないことから、この場合の有効質量比  $m_{ef}$  は先に示した表-2を用いて算定できる。

(4) 補正係数  $\gamma$

$\gamma$  は水平ばね剛性の寄与を補正するための係数である。側径間の端部に水平ばねのみを設置した場合には、MODEL-150, MODEL-300, MODEL-375, MODEL-450 のそれぞれについて、主塔や主桁の曲げ剛性（無次元パラメーター  $P_{TG}$ ）を変化させた固有振動解析を実施して遊動円木振動数を計算し、その結果を上述の検討で既知となった  $\alpha$  などの値とともに次式に代入すれば補正係数  $\gamma$  を算定できる。

$$f_L = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{\sum I 3E_T I_T / (ah)^3 + \gamma \times \sum k_H}{M_e}} \quad (6)$$

図-2の各斜張橋モデルを対象として、側径間の端部に  $2 \times 1000 \text{ tf/m/Br.}$  ( $2 \times 9806 \text{ kN/m/Br.}$ ) の水平ばねを設置した場合に算定した補正係数  $\gamma$  と無次元パラメーター  $P_{TG}$  の関係を表-6にまとめる。また、固有振動解析で得られた有効質量比  $m_{ef}$  (タワー重量を無視した場合の有効質量比) と無次元パラメーター  $P_{TG}$  の関係を表-7に示す。なお、厳密に言えば、補正係数  $\gamma$  と有効質量比  $m_{ef}$  は水平ばね定数の大きさによって微妙に変化する。したがって、水平ばね定数をパラメーターとした整理も考えられるが、この場合には補正式が大幅に増加して取り扱いが煩雑となり、簡易手法の有用性が低下することとなる。それゆえ、ここでは、通常的设计で検討されるばね定数の範囲であれば、表-6と表-7を適用できるものと仮定し、その妥当性を5章の数値計算例2で検証することとした。

これに対し、タワー一部に水平ばねを設置する方式では、当然のことながら、側径間の端部に水平ばねを設置する方式と比べ、補正係数  $\gamma$  は若干低減する。この低減効果は、主桁部の水平変位と塔頂部における水平変位が概ね等しいと仮定すれば、水平ばねを設置した位置でのタワーの水平変位  $x_k$  と塔頂部における水平変位  $x_T$  の比から、次のように評価できると考えられる。すなわち、

$$\gamma_1 = (1.0 - x_k/x_T) \times \gamma \quad (7)$$

ここに、 $x_k/x_T$  は、 $h_k$  をタワー下端から水平ばね位置までの高さとするれば、片持ちばりのたわみ算定式を用いて、

$$\frac{x_k}{x_T} = 0.5 \times \frac{h_k^2}{H^2} (3.0 - \frac{h_k}{H}) \quad (8)$$

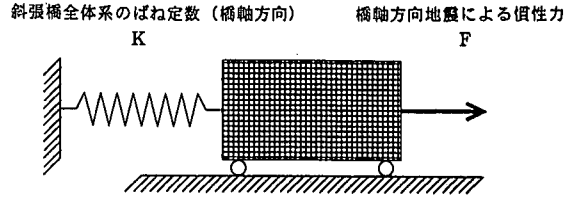


図-6 水平移動量を算定するための概念図

となる。したがって、式(7)と式(8)から求まる  $\gamma_1$  を式(6)中の  $\gamma$  に代入すれば、タワーと主桁間に水平ばねを設置した場合の遊動円木振動数を推定できることになる。

3. 動的応答特性の簡易算定法

(1) 水平変位量

橋軸方向にオールフリーまたは弾性拘束された連続形式斜張橋の遊動円木振動は、1自由度系にほぼ置換できる。それゆえ、図-6に示すような1自由度系モデルを考えれば、橋軸方向地震時における主桁部の水平変位量  $x_L$  は次式で推定できることになる。

$$x_L = \frac{F}{K} \quad (9)$$

ここに、 $K$  は斜張橋全体系のばね定数（橋軸方向）で、式(1)からわかるように

$$K = \sum I 3E_T I_T / (ah)^3 + \beta \times \sum T / \ell + \gamma \times \sum k_H \quad (10)$$

で表される。また、 $F$  は橋軸方向地震による慣性力で、本研究では有効質量比  $m_{ef}$  (%で表示) を導入し、次式で表されるものとする。

$$F = M_e \times S \times \frac{m_{ef}}{100} \quad (11)$$

ここに、 $S$  は加速度応答スペクトルである。なお、有効質量比  $m_{ef}$  は、式(2)に示した斜張橋全体系の等価質量の中で、遊動円木振動が地震応答にどの程度寄与しているかを表している。

(2) 塔基部曲げモーメント

オールフリーとした連続形式斜張橋では、図-7に示すように、タワーの下端部から  $ah$  の高さに主桁部とタワー部の合計した慣性力  $F_G + F_T$  が作用する

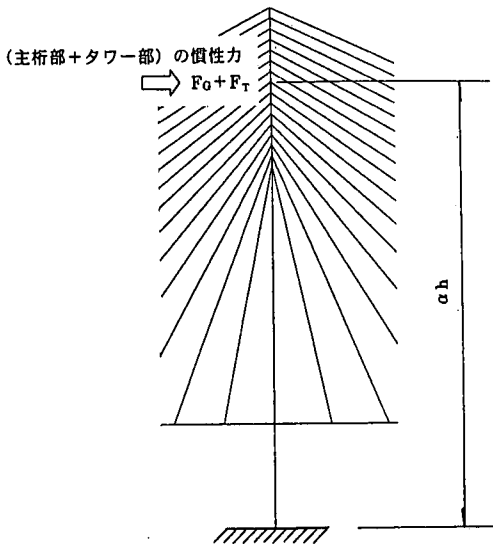


図-7 塔基部曲げモーメントを算定する概念図

ものとすれば、オールフリーとした連続形式斜張橋の塔基部曲げモーメント  $M_z$  は、次式で計算できることになる。

$$M_z = \frac{(F_G + F_T) \times ch}{N_s} = \frac{(M_G + M_T) \times ch \times S \times m_{ef}}{100N_s} \quad (12)$$

ここに、 $M_T$  は式(2)の右辺第 2 項で計算されるタワー部の全質量、 $N_s$  は塔柱の本数で、一般的な A 型タワーを有する 3 径間連続斜張橋では  $N_s = 4$  となる。したがって、式(12)で計算される塔基部曲げモーメント  $M_z$  は、塔柱 1 本あたりの値を表している。

一方、水平ばねを設置して遊動円木振動モードの固有周期を数秒程度に調整する手法では、水平ばねの設置位置によって塔基部曲げモーメントが変化する。すなわち、側径間の端部に水平ばねを設置する方式では、水平ばねの反力が主塔に作用しないことから、塔基部の曲げモーメントは、主桁部の水平変位量が低減した分だけ小さく考えれば良い。それゆえ、式(9)～式(11)から、オールフリーとした場合の水平変位  $x_{L,F}$  と側径間の端部に水平ばねを設置した場合の水平変位量  $x_{L,KS}$  を、式(12)からオールフリーとした場合の塔基部曲げモーメント  $M_{z,F}$  をそれぞれ算出すれば、側径間の端部に水平ばねを設置した場合の塔基部曲げモーメント  $M_{z,KS}$  は、次式で計算できることになる。

$$M_{z,KS} = M_{z,F} \times \frac{x_{L,KS}}{x_{L,F}} \quad (13)$$

これに対し、タワーと主桁間に水平ばねを設置する方式では、水平ばねの反力が主塔に作用することになる。したがって、この場合の塔基部曲げモーメント  $M_{z,KT}$  は、水平ばねの反力を考慮した次式を適用する必要がある。

$$M_{z,KT} = M_{z,F} \times \frac{x_{L,KT}}{x_{L,F}} + \frac{h_k \times \gamma_1 \times \sum_i k_H \times x_{L,KT}}{N_s} \quad (14)$$

ただし、式(14)中の  $h_k$  はタワー下端から水平ばね位置までの高さ、 $x_{L,KT}$  はタワーと主桁間に水平ばねを設置した場合の水平変位、 $\gamma_1$  は式(7)で定義される補正係数である。

#### 4. 数値計算例 1 (中央支間長が 600m の斜張橋)

##### (1) 対象とした斜張橋と検討ケース

数値計算例 1 で対象とした橋梁は、文献 9) から引用した、中央支間長が 600m (支間長比 280m/600m=0.467)、タワーの高さが 144m (桁上高さは 120m)、ケーブル段数が 14 段のマルチケーブル形式斜張橋である。一般図を図-8 に、構造諸元を表-8 に示す。

近年の長大鋼斜張橋では、従来にも増してマルチケーブル化が著しい。その結果、タワー部において、主桁はタワーリンクよりも支承(橋軸方向に移動可能な支承)で支持される方式が非常に多く採用されるようになってきている。それゆえ、ここでも、オールフリーの CASE-AL、橋端部(全 2 ケ所)に  $2 \times 1250 \text{ tf/m/Br.}$  ( $2 \times 12258 \text{ kN/m/Br.}$ ) の水平ばねを設置した CASE-KS、タワーと主桁間(全 2 ケ所)に  $2 \times 1250 \text{ tf/m/Br.}$  ( $2 \times 12258 \text{ kN/m/Br.}$ ) の水平ばねを設置した CASE-KT を、それぞれ基本検討ケースに選定することとした。また、それぞれのケースにおいて、側径間に中間支点(2 箇所)を設置した CASE-ALS2、CASE-KSS2、CASE-KTS2 についても簡易推定法の適用性を検討することとした。

##### (2) 遊動円木振動数

対象とした斜張橋について、補正係数  $\alpha$  の算定に必要な  $h_c/H$  と  $\sum_i 3E_T I_T / H^3$  および無次元パラメータ  $-P_{T0}$  を計算すれば、

$$h_c/H = 52/144 = 0.361 \quad (15)$$

$$\begin{aligned} \sum_i 3E_T I_T / H^3 &= 4 \times 3 \times 2.1 \times 10^7 \times 7.187 / 144^3 \\ &= 606.5 \text{ tf/m} \quad (5947 \text{ kN/m}) \end{aligned} \quad (16)$$

表-8 数値計算例1で対象とした斜張橋の構造諸元

	断面積 (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント(m <sup>4</sup> )		重量 (tf/m)
		面内	面外	
主桁	1.025	1.969	37.917	20.000 (196.12 kN/m)
主塔	0.960	4.333	7.187	10.550 (103.45kN/m)
ケーブル	0.0045~0.021	-	-	0.038~0.173 (0.373~1.696kN/m)

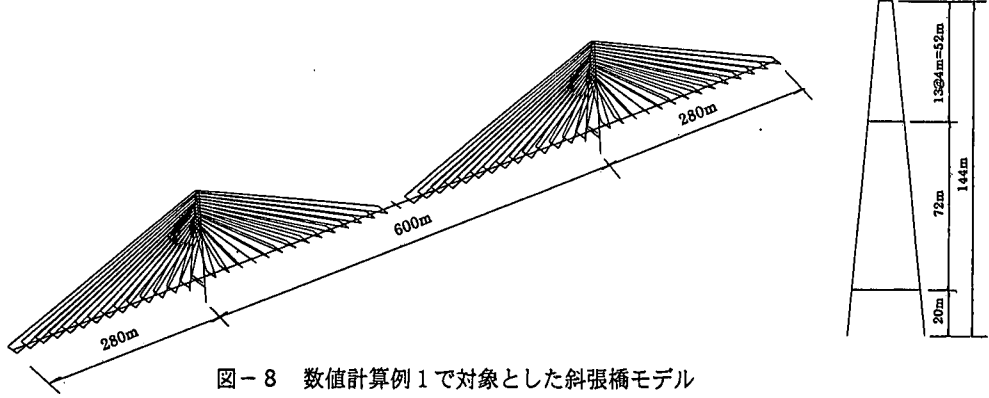


図-8 数値計算例1で対象とした斜張橋モデル

$$P_{TC} = \frac{\sum 3E_T I_T / H^3}{E_G I_G / (L_C / 2)^3} = \frac{606.5}{2.1 \times 10^7 \times 1.969 / 300^3} = 396.0 \quad (17)$$

となる。

対象橋梁の支間長比は 0.467 となっているが、2章で検討したように、支間長比が 0.45 程度であっても表-1 に示した補正係数  $\alpha$  の算定式を適用できる。そこで、 $h_c/H = 0.30$  の  $\sum 3E_T I_T / H^3 = 400$  tf/m (3922kN/m) と 1000 tf/m (9806kN/m) および  $h_c/H = 0.375$  の  $\sum 3E_T I_T / H^3 = 400$  tf/m (3922kN/m) と 700 tf/m (6864kN/m) の算定式に  $P_{TC} = 396$  を代入してそれぞれの補正係数  $\alpha$  を計算した後、線形補間すれば、対象とした斜張橋 ( $h_c/H = 0.361$ ,  $\sum 3E_T I_T / H^3 = 606.5$  tf/m = 5947 kN/m) の補正係数  $\alpha$  として  $\alpha = 1.494$  ( $\alpha h = 1.494 \times 92 = 137.45$  m) が得られる。また、斜張橋の遊動円木振動モードに対応する等価質量  $M_e$  は、式(2)から、

$M_e = 2367.3 + 172.0 = 2539.3$  tf·sec<sup>2</sup>/m (2539.3 ton) となる。したがって、与えられた諸元を式(1)に代入すれば、オールフリーとした形式 ( $\beta = 0, \gamma = 0$ ) の遊動円木振動数  $f_L$  は

$$f_L = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{4 \times 3 \times 2.1 \times 10^7 \times 7.187 / 137.45^3}{2539.3}} = 0.083 \text{ (Hz)} \quad (18)$$

と推定できる。

一方、CASE-KS (橋端部に  $2 \times 1250$  tf/m/Br. =  $2 \times 12258$  kN/m/Br. の水平ばねを設置したケース) と CASE-KT (タワーと主桁間に  $2 \times 1250$  tf/m/Br. =  $2 \times 12258$  kN/m/Br. の水平ばねを設置したケース) の補正係数  $\gamma, \gamma_1$  は、表-6 中の算定式と式(7)および式(8)を適用すれば  $\gamma = 0.861, \gamma_1 = 0.835$  と算定される。したがって、CASE-KS と CASE-KT の固有振動数も上述した同様の手順で計算できることになる。さらに、中間支点を設置した CASE-ALS2, CASE-KSS2, CASE-KTS2 についても、表-4 を適用して補正係数  $\alpha$  を算定するとともに、補正係数  $\gamma, \gamma_1$  としてそれぞれ  $\gamma = 0.861, \gamma_1 = 0.835$  を採用すれば、同様の手順で固有振動数を推定できる。CASE-AL, CASE-KS, CASE-KT および CASE-ALS2, CASE-KSS2, CASE-KTS2 の推定値と固有振動解析結果を比較して表-9 に示す。この表からわかるように、本文で提案した手法を適用すれば、中間支点のない CASE-AL, CASE-KS, CASE-KT では +2.5% 以内の誤差で、また、中間支点を有する CASE-ALS2, CASE-KSS2, CASE-KTS2 でも -4.5% 以内の誤差で、斜張橋の遊動円木振動数を推定できることがわかる。

(3) 地震時の水平変位量と塔基部曲げモーメント  
地震応答量の算定にあたっては、道路橋示方書・同解説<sup>10)</sup> に示されたタイプ I の標準加速度応答スペクトル  $S_{j0}$  (地盤種別 II 種) を適用し、遊動円木



表-9 遊動円木振動数の推定値と解析値の比較  
(数値計算例1)

検討 ケース	遊動円木振動数		
	推定値	解析値	誤差
CASE-AL	0.083 Hz	0.081 Hz	+2.5%
CASE-KS	0.169 Hz	0.167 Hz	+1.2%
CASE-KT	0.167 Hz	0.164 Hz	+1.8%
CASE-ALS2	0.123 Hz	0.125 Hz	-1.6%
CASE-KSS2	0.189 Hz	0.198 Hz	-4.5%
CASE-KTS2	0.188 Hz	0.193 Hz	-2.6%

表-10 水平変位量の推定値と解析値の比較  
(数値計算例1)

検討 ケース	水平変位量		
	推定値	解析値	誤差
CASE-AL	4.95 m	5.24 m	-5.5%
CASE-KS	2.30 m	2.32 m	-0.9%
CASE-KT	2.32 m	2.45 m	-5.3%
CASE-ALS2	3.53 m	3.73 m	-5.4%
CASE-KSS2	2.31 m	2.33 m	-0.9%
CASE-KTS2	2.33 m	2.43 m	-4.1%

表-11 塔基部曲げモーメントの推定値と解析値の比較  
(数値計算例1)

検討 ケース	塔基部曲げモーメント		
	推定値	解析値	誤差
CASE-AL	118,622 tf・m (1162.5 MN・m)	117,000 tf・m (1147.3 MN・m)	+1.3%
CASE-KS	55,117 tf・m (540.5 MN・m)	54,000 tf・m (529.5 MN・m)	+2.1%
CASE-KT	79,332 tf・m (777.9 MN・m)	76,700 tf・m (752.1 MN・m)	+3.4%
CASE-ALS2	146,695 tf・m (1438.5 MN・m)	132,000 tf・m (1294.4 MN・m)	+11.1%
CASE-KSS2	95,725 tf・m (938.7 MN・m)	84,300 tf・m (826.6 MN・m)	+13.6%
CASE-KTS2	119,662 tf・m (1173.4 MN・m)	109,000 tf・m (1068.9 MN・m)	+9.8%

SM490Y 材

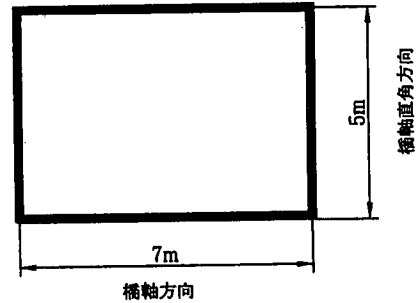


図-9 数値計算例1の主塔断面

振動の固有周期  $T$  が  $T \geq 5$  秒の場合には

$$S_{r0} = \frac{1360}{T} \text{ (gal)} \quad (19)$$

から計算される値を用いるものとした。ここに、タイプIの地震動を選定したのは、タイプIIの地震動と比べ、タイプIでは長周期領域の加速度応答スペクトルが大きく、長大鋼斜張橋ではより大きな地震応答量が生じるためである。

したがって、遊動円木振動の減衰定数  $h$  を  $h = 0.02$ 、地域別補正係数  $c_z$  を  $c_z = 1.0$  とすれば、オールフリーとした CASE-AL に対する地震入力の加速度応答スペクトル  $S$  は

$$S = \frac{13.60}{T} \times 1.333 = \frac{13.60}{12.05} \times 1.333 = 1.504 \text{ (m/s}^2\text{)} \quad (20)$$

で与えられる。また、CASE-AL の有効質量比  $m_f$  を表-2 から求めれば  $m_f = 90.4\%$  となり、慣性力  $F$  は式(11)から

$$F = 2539 \times 1.504 \times \frac{90.4}{100} = 3452 \text{ tf (33850 kN)} \quad (21)$$

と計算される。それゆえ、橋軸方向の変位  $x_{L,F}$  と塔基部曲げモーメント  $M_{z,F}$  は、それぞれ

$$x_{L,F} = \frac{3452}{697.5} = 4.95 \text{ (m)} \quad (22)$$

$$M_{z,F} = \frac{(2367+172) \times 137.45 \times 1.504 \times 90.4}{100 \times 4} = 118,622 \text{ tf} \cdot \text{m (1163.2 MN} \cdot \text{m)} \quad (23)$$

と推定できる。

CASE-KS と CASE-KT の有効質量比  $m_f$  を、表-7 中の算定式を用いて計算すれば  $m_f = 84.1\%$  となる。また、中間支点を有する CASE-ALS2、CASE-KSS2、CASE-KTS2 については有効質量比として  $m_{eq} = 95\%$  を用いれば、これらの検討ケースに対しても同様の手順で表-10、表-11 に示すように橋軸方向変位と塔基部曲げモーメントを計算できる。なお、表中に示した解析値は完全2次結合法(CQC法)を適用し、有効質量の合計(橋軸方向)が95%以上となるすべてのモードを用いて算出したものである。これらの表から、本文で提案した手法を適用すれば、対象橋梁(CASE-AL、CASE-KS、CASE-KT)の地震時における橋軸方向変位は-5.5%

表-12 数値計算例2で対象とした斜張橋の構造諸元

	断面積 (m <sup>2</sup> )	断面2次モーメント (m <sup>4</sup> )		重量 (tf/m)
		面内	面外	
主桁	0.750	1.300	30.000	15.000 (147.09 kN/m)
主塔	0.684	1.925	2.692	5.369 (52.65 kN/m)
ケーブル	0.0045~0.021	-	-	0.038~0.173 (0.373~1.696kN/m)

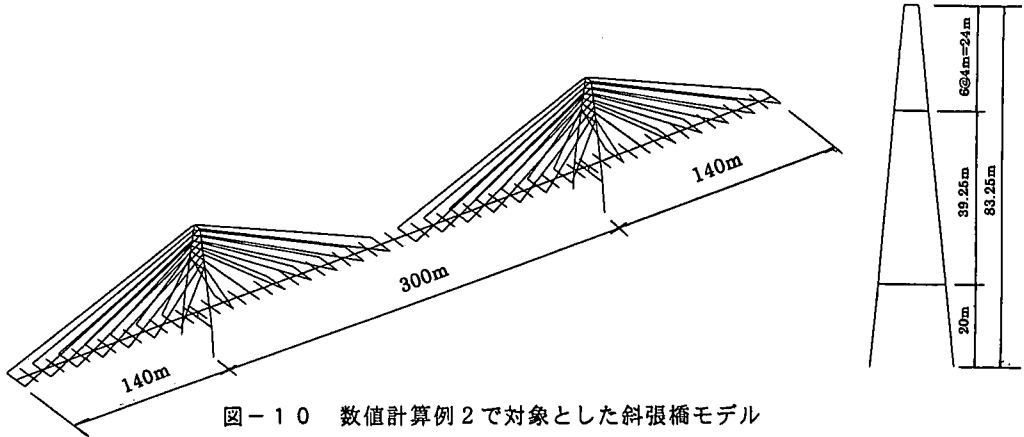


図-10 数値計算例2で対象とした斜張橋モデル

以内、塔基部曲げモーメントは+3.4%以内の誤差で、それぞれ比較的精度よく推定できることがわかる。また、中間支点を設置した CASE-ALS2, CASE-KSS2, CASE-KTS2 についても、橋軸方向変位で+5.4%以内、塔基部曲げモーメントで+13.6%以内の誤差で推定できることがわかる。

本研究で対象とした中央支間長 600m の斜張橋では、塔柱を図-9に示すように 7m (橋軸方向) × 5m (橋軸直角方向) と仮定している。したがって、使用鋼材を SM490Y 材 (降伏応力は 36kgf/mm<sup>2</sup>=353MPa) とすれば、塔基部の降伏曲げモーメントは 73,923tf・m/shaft (724.9MN・m/shaft) となる。この降伏曲げモーメント 73,923tf・m/shaft (724.9MN・m/shaft) と表-11中の推定値を比較すればわかるように、CASE-AL や CASE-KT ならびに中間支点を設置したすべてのケース (CASE-ALS2, CASE-KSS2, CASE-KTS2) では塔基部が降伏すると予想される。長大鋼斜張橋の耐震設計にあたり、塔基部の降伏を許容するかどうかについては今後の議論を待たなければならないが、もし塔基部の降伏を許容するような設計を行う場合には、CASE-AL や CASE-KT ならびに中間支点を設置した CASE-ALS2, CASE-KSS2, CASE-KTS2 について改めて詳細な非線形地震応答解析を実施する必要があると言える。一方、塔基部を降伏させないような設計では、CASE-KS が有力な支持方式となり、その他のケース (CASE-AL,

CASE-KT, CASE-ALS2, CASE-KSS2, CASE-KTS2) では主塔断面や水平ばね定数を変更させた検討が必要となる。このように、提案した実用算定法は、長大鋼斜張橋の耐震性についての比較検討や基本構造の選定に際してきわめて有用と考えられる。

## 5. 数値計算例2 (中央支間長が 300m の斜張橋)

### (1) 対象とした斜張橋と検討ケース

4章では中央支間長 600m の長大鋼斜張橋について数値計算例を示したが、ここでは簡易照査法の適用性をさらに検証するため、中央支間長が 300m (支間長比 140m/300m=0.467)、タワー高さが 83.25m (桁上高さは 63.25m) の斜張橋についても数値計算例を提示する。本計算例では、ケーブル段数が比較的少ない場合の推定精度を確認できるように、ケーブル段数を 7 段に設定した。解析モデルを図-10に、構造諸元を表-12に示す。

兵庫県南部地震が発生する以前、中央支間長が 300m 程度の斜張橋では、1点固定橋脚方式やフレキシブルタワー形式を採用している事例が多い<sup>11)</sup>。しかしながら、兵庫県南部地震を経験した現在、中央支間長が 300m 程度の斜張橋でも、今後の研究によっては橋軸方向に弾性拘束させた手法が採用されることも十分に予想される。そこで、ここでは以下

表-13 遊動円木振動数の推定値と解析値の比較  
(数値計算例2)

検討 ケース	遊動円木振動数		
	推定値	解析値	誤差
CASE-AL	0.196 Hz	0.193 Hz	+1.6%
CASE-500KS	0.226 Hz	0.223 Hz	+1.3%
CASE-1000KS	0.252 Hz	0.249 Hz	+1.2%
CASE-1500KS	0.276 Hz	0.272 Hz	+1.5%
CASE-2000KS	0.297 Hz	0.293 Hz	+1.4%
CASE-500KT	0.224 Hz	0.218 Hz	+2.8%
CASE-1000KT	0.248 Hz	0.240 Hz	+3.3%
CASE-1500KT	0.270 Hz	0.261 Hz	+3.4%
CASE-2000KT	0.291 Hz	0.279 Hz	+4.3%

表-14 水平変位量の推定値と解析値の比較  
(数値計算例2)

検討 ケース	水平変位量		
	推定値	解析値	誤差
CASE-AL	2.22 m	2.28 m	-2.6%
CASE-500KS	1.88 m	1.96 m	-4.1%
CASE-1000KS	1.68 m	1.74 m	-3.4%
CASE-1500KS	1.54 m	1.58 m	-2.5%
CASE-2000KS	1.42 m	1.46 m	-2.7%
CASE-500KT	1.90 m	2.01 m	-5.5%
CASE-1000KT	1.71 m	1.82 m	-6.0%
CASE-1500KT	1.57 m	1.68 m	-6.5%
CASE-2000KT	1.46 m	1.57 m	-7.0%

表-15 塔基部曲げモーメントの推定値と解析値の比較  
(数値計算例2)

検討 ケース	塔基部曲げモーメント		
	推定値	解析値	誤差
CASE-AL	61,940 tf・m (607.4 MN・m)	58,100 tf・m (569.7 MN・m)	+6.6%
CASE-500KS	52,454 tf・m (514.4 MN・m)	49,900 tf・m (489.3 MN・m)	+5.1%
CASE-1000KS	46,873 tf・m (459.6 MN・m)	44,300 tf・m (434.4 MN・m)	+5.8%
CASE-1500KS	42,967 tf・m (421.3 MN・m)	40,100 tf・m (393.2 MN・m)	+7.1%
CASE-2000KS	39,979 tf・m (392.0 MN・m)	36,900 tf・m (361.8 MN・m)	+8.3%
CASE-500KT	57,550 tf・m (564.3 MN・m)	54,200 tf・m (531.5 MN・m)	+6.2%
CASE-1000KT	55,446 tf・m (543.7 MN・m)	51,700 tf・m (507.0 MN・m)	+7.2%
CASE-1500KT	54,258 tf・m (532.1 MN・m)	50,000 tf・m (490.3 MN・m)	+8.5%
CASE-2000KT	53,574 tf・m (525.3 MN・m)	48,800 tf・m (478.5 MN・m)	+9.8%

SM490Y 材

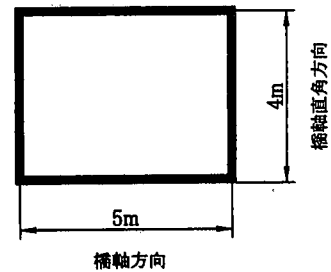


図-11 数値計算例2の主塔断面

のケースについて検討を実施するものとした。すなわち、前章では水平ばね定数を一種類に限定していたが、ここでは水平ばね定数を変化させた場合も考慮するものとし、オールフリーの CASE-AL、橋端部(全2ヶ所)に  $2 \times 250 \text{ tf/m/Br.}$  ( $2 \times 2451.5 \text{ kN/m/Br.}$ )、 $2 \times 500 \text{ tf/m/Br.}$  ( $2 \times 4903 \text{ kN/m/Br.}$ )、 $2 \times 750 \text{ tf/m/Br.}$  ( $2 \times 7354.5 \text{ kN/m/Br.}$ )、 $2 \times 1000 \text{ tf/m/Br.}$  ( $2 \times 9806 \text{ kN/m/Br.}$ ) の水平ばねを設置した CASE-500KS、CASE-1000KS、CASE-1500KS、CASE-2000KS、タワーと主桁間(全2ヶ所)に  $2 \times 250 \text{ tf/m/Br.}$  ( $2 \times 2451.5 \text{ kN/m/Br.}$ )、 $2 \times 500 \text{ tf/m/Br.}$  ( $2 \times 4903 \text{ kN/m/Br.}$ )、 $2 \times 750 \text{ tf/m/Br.}$  ( $2 \times 7354.5 \text{ kN/m/Br.}$ )、 $2 \times 1000 \text{ tf/m/Br.}$  ( $2 \times 9806$

$\text{kN/m/Br.}$ )の水平ばねを設置した CASE-500KT、CASE-1000KT、CASE-1500KT、CASE-2000KT を、それぞれ基本検討ケースに選定した。

なお、前章の数値計算例1において簡易手順の順序を詳述したことから、本章の次節以降では動的応答解析との比較結果のみを提示し、考察を加えることとする。

(2) 遊動円木振動数

CASE-AL (オールフリーとしたケース)、CASE-500KS~CASE-2000KS (橋端部に水平ばねを設置したケース)、CASE-500KT~CASE-2000KT (タワーと主桁間に水平ばねを設置したケース)の推定値と固有振動解析結果を比較して表-13に示す。この表からわかるように、本文で提案した手法を適用すれば、中央支間長が300mの斜張橋に対しても、遊動円木振動数を+4.3%以内の誤差で精度よく推定できることがわかる。

(3) 地震時の水平変位量と塔基部曲げモーメント  
地震応答量の算定にあたっては、前章と同じく、

式(19)に示した、タイプ I の標準加速度応答スペクトル  $S_{10}$  (地盤種別 II 種) を適用するものとした。したがって、遊動円木振動の減衰定数  $h$  を  $h=0.02$ 、地域別補正係数  $c_2$  を  $c_2=1.0$  とすれば、表-14、表-15 に示すように橋軸方向変位と塔基部曲げモーメントを計算できる。なお、表中に示した解析値は完全 2 次結合法 (CQC 法) を適用し、有効質量の合計 (橋軸方向) が 95% 以上となるすべてのモードを用いて算出したものである。これらの表から、本文で提案した実用算定法を中央支間長が 300m の斜張橋モデル (CASE-AL, CASE-500KS ~ CASE-2000KS, CASE-500KT ~ CASE-2000KT) に適用した場合、推定誤差は水平ばね定数の大きさによって幾分変化しているが、最大でも、地震時における橋軸方向変位で -7.0%、塔基部曲げモーメントで +9.8% と、初期の設計段階では概ね十分な精度を有することがわかる。なお、数値計算例 1 と比べ、数値計算例 2 の推定誤差はやや大きくなっているが、この理由としては、ケーブル段数の差異による影響、水平ばね定数によらず有効質量比を等しく設定した影響などが関係しているものと思われる。また、数値計算例 1 と同様、水平変位量の推定値はいずれも解析値より小さく、設計にとって危険側となっているが、これは  $ah$  より上部におけるタワーの曲げ変形が影響したためと考えられる。しかしながら、その影響は比較的小さいことから、5% ~ 10% 程度の割増し率を仮定すれば、設計にとって安全側の水平変位量を推定できるものと考えられる。

本研究で対象とした中央支間長 300m の斜張橋では、塔柱を図-11 に示すように 5m (橋軸方向)  $\times$  4m (橋軸直角方向) と仮定している。使用鋼材を SM490Y 材 (降伏応力は  $36\text{kgf/mm}^2=353\text{MPa}$ ) とすれば、塔基部の降伏曲げモーメントは  $38,765\text{tf}\cdot\text{m/shaft}$  ( $379.9\text{MN}\cdot\text{m/shaft}$ ) となる。この降伏曲げモーメント  $38,765\text{tf}\cdot\text{m/shaft}$  ( $379.9\text{MN}\cdot\text{m/shaft}$ ) と表-15 中の推定値を比較すればわかるように、数値計算例 2 ではすべての検討ケースで塔基部が降伏すると予想される。それゆえ、塔基部を降伏させないような設計では、主塔断面の変更や橋端部の水平ばね定数を  $2 \times 1,250\text{tf/m}$  ( $2 \times 12257.5\text{kN/m/Br}$ ) 程度に高めた CASE-2500KS などについての検討が必要であると推察できる。ただし、表-15 からわかるように、CASE-2000KS の解析で得られた塔基部曲げモーメントは  $36,900\text{tf}\cdot\text{m/shaft}$  ( $361.8\text{MN}\cdot\text{m/shaft}$ ) となっており、結果として塔の降伏曲げモーメント  $38,765\text{tf}\cdot\text{m/shaft}$  ( $379.9\text{MN}\cdot\text{m/shaft}$ ) を下回っている。それゆえ、当然のことながら、本実用算定式を適用して主塔の断面寸法や鋼種、水平ばね定数の大きさとその設置位置を仮

定した後は詳細な地震応答解析を実施し、より正確な諸元を決定しなければならないことを付記しておく。

## 6. まとめ

本論文は、橋軸方向にオールフリーまたは弾性拘束された長大鋼斜張橋を対象として、橋軸方向地震時における桁端部の水平移動量と主塔基部曲げモーメントを推定できる実用算定法について検討したものである。得られた主要な結果を以下にまとめる。

(1) 斜張橋の遊動円木振動数をより精度良く推定できる簡易式を新たに提示した。本簡易式を適用した結果、遊動円木振動数の推定誤差は、中央支間長 600m の斜張橋で -4.5% ~ +2.5%、中央支間長 300m の斜張橋で +1.2% ~ +4.3% であった。

(2) 橋軸方向地震時における桁端部の水平移動量と主塔基部曲げモーメントを推定できる実用算定法を提案した。本実用算定法を中央支間長が 600m の斜張橋モデル (中間支点のない場合) に適用した結果、地震時における橋軸方向変位は -5.5% 以内、塔基部曲げモーメントは +3.4% 以内の誤差で、それぞれ精度よく推定できることがわかった。また、中間支点を有する場合、最大誤差は橋軸方向変位で -5.4%、塔基部曲げモーメントで +13.6% とやや大きくなったが、初期の概略設計段階では概ね十分な精度を有するものと考えられた。

(3) 一方、中央支間長が 300m の斜張橋モデルに適用した結果、実用算定法の推定誤差は水平ばね定数の大きさによって幾分変化した。最大でも、地震時における橋軸方向変位で -7.0%、塔基部曲げモーメントで +9.8% と、概ね十分な精度を有するものであった。

従来、長大鋼斜張橋の設計では、耐震設計よりも耐風設計の方がより重要な検討項目となっていた。しかしながら、兵庫県南部地震を契機に耐震設計の重要性が再認識され、最近では鋼斜張橋の非線形 (弾塑性) 地震応答解析結果も幾つか報告されはじめている。非線形地震応答解析では工学的な見通しを持って実施することが重要であるが、本文で提案した、遊動円木振動数の簡易推定式や橋軸方向地震時における桁端部の水平移動量と主塔基部曲げモーメントを推定できる実用算定法は、長大鋼斜張橋の耐震性についての比較検討や基本構造の選定、さらには構造諸元がほぼ確定した段階における地震応答解析結果を概略照査する際にきわめて有用と考えられる。本文が長大鋼斜張橋の耐震設計を担当する実務技術者にとって有用な技術資料となれば幸いである。

謝辞：本研究の一部は、(社)鋼材倶楽部の平成 10 年度土木鋼構造助成を受けて実施したものである。ここに記して謝意を表する。

#### 参考文献

- 1) 角谷 務, 横山正義：東名足柄斜張橋の弾塑性地震応答解析, 橋梁, pp.49~64, 1990年8月.
- 2) 水取和幸, 大塚久哲, 山花 豊：部定式・自定式 PC 斜張橋の弾塑性地震応答特性, 構造工学論文集, Vol.37A, pp.1283~1291, 1991年3月.
- 3) 大塚久哲, 堂上幸男, 山平喜一郎, 加藤一郎, 藤野明義：鋼斜張橋(荒津大橋)の非線形地震応答解析とモデル化の検討, 第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.155~162, 1998年12月.
- 4) 吉澤 努, 川神雅秀：大規模地震動に対する鋼斜張橋全体系の非線形動的解析(その2), 第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.163~168, 1998年12月.
- 5) 加藤信夫, 飯岡 豊, 川入達男：名港西大橋(上部工)の設計, 橋梁と基礎, Vol.17, No.12, pp.18~26, 1983年12月.
- 6) 小村 敏, 和田克哉, 恵谷舜吾, 高野晴夫, 富田昇, 小泉幹男：横浜港横断橋上部工の設計, 橋梁と基礎, Vol.22, No.12, pp.2~11, 1988年12月.
- 7) 米田昌弘：斜張橋の遊動円木振動数特性とその実用算定法に関する研究, 土木学会論文集, 第422号/I-14, pp.285~294, 1990年10月.
- 8) 米田昌弘：橋軸方向にオールフリーまたは弾性拘束された連続形式斜張橋の地震時水平変位量の簡易推定法, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.729~741, 1992年3月.
- 9) 謝 旭, 山口宏樹, 長井正嗣：弾塑性分枝挙動を考慮した長大斜張橋の座屈特性に関する一考察, 鋼構造年次論文報告集, 第6巻, pp.285~291, 1998年11月.
- 10) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 1996年12月.
- 11) 河井章好, 塚原悌二, 北沢正彦, 吉田 聰：基本構造系をオールフリーとする長大斜張橋の設計基本検討(上), 橋梁と基礎, Vol.19, No.6, pp.35~41, 1985年6月.

(1999.10.18 受付)

## A SIMPLIFIED METHOD FOR ESTIMATING LONGITUDINAL SEISMIC RESPONSES OF LONG SPAN STEEL CABLE-STAYED BRIDGES WITH LONGITUDINALLY FREE OR ELASTIC SUPPORT CONDITIONS

Masahiro YONEDA and Tsuyoshi NISHIZAWA

It is well known that the longitudinal motion of girder plays an important role in the seismic response behavior of long span cable-stayed bridges with longitudinally free or elastic support conditions. Therefore, it is needed to know the dynamic responses to seismic loads of this type of cable-stayed bridges from the initial stage of design. In this paper, a simplified method for estimating longitudinal seismic responses of long span steel cable-stayed bridges is presented from the practical standpoint. Numerical examples are also worked out to demonstrate the efficiency of the proposed method.