

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

川田工業 正 員 米田昌弘

1. まえがき

著者は、斜張橋の遊動円木振動数特性に及ぼす各種設計要因の影響を把握し、比較設計や基本詳細設計に反映できる遊動円木振動数の算定式¹⁾をすでに提案している。本文では、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を、先の論文¹⁾で導入した等価ばね定数と等価質量を有する1自由度系モデルに置換し、修正震度法を適用することにより概略の検討段階では実用上十分な精度で斜張橋の橋軸方向地震時における水平変位量を推定するための実用算定法を提示する。

2. 地震時水平変位量の簡易算定法

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における遊動円木振動は1自由度系にはほぼ置換できることを考慮すれば、斜張橋の橋軸方向地震時における桁部の水平変位量 x_L は次式で推定できることになる。

$$x_L = F/K \dots\dots\dots (1)$$

ここに、Fは橋軸方向地震による慣性力、Kはばね定数の合計である。ばね定数の合計は、文献1)の記号を用いれば、

$$K = \sum 3EI/(\alpha h)^3 + \beta \times \sum T/1 + \gamma \times \sum k_{Ri} \dots\dots\dots (2)$$

で表される。一方、橋軸方向地震による慣性力Fは、遊動円木振動モードに対応する等価質量 M_e に設計水平震度 k_h を乗すればほぼ算出できるものと考えられる。しかしながら、より厳密には、慣性力Fは着目した遊動円木振動モードの有効質量比 m_{Ri} によっても変化することから、ここでは有効質量比 m_{Ri} を100で除した値を補正係数とし、次式で慣性力Fを計算できるものと仮定した。

$$F = M_e \times k_h \times \frac{m_{Ri}}{100} \dots\dots\dots (5)$$

なお、中央支間長400mの斜張橋モデルを対象として有効質量比 m_{Ri} を算出した結果、式(5)中における m_{Ri} としておおよそ表-1に示す値を用いれば良いことが判った。

表-1 橋軸方向地震による慣性力を計算するための有効質量比 m_{Ri}

		$P_{T\alpha}$ の範囲	有効質量比 m_{Ri} (%)
ファン型 斜張橋	中間支点なし	$0.15P_{T\alpha} \leq 1.7$	100
		$1.7 < P_{T\alpha} \leq 100$	$m_{Ri} = -10.169 \times \log_{10} P_{T\alpha} + 102.339$
	中間支点数1以上	$0.15P_{T\alpha} \leq 100$	100
ハープ型 斜張橋	中間支点数2以下	$0.15P_{T\alpha} \leq 1.7$	100
		$1.7 < P_{T\alpha} \leq 100$	$m_{Ri} = -10.169 \times \log_{10} P_{T\alpha} + 102.339$
	中間支点数3以上	$0.15P_{T\alpha} \leq 100$	100

3. 数値計算例

対象とした橋梁は、図-1に示すようなMODEL-L800(ファン型)とMODEL-H800(ハープ型)であり、中央支間長が800m(支間長比0.400)、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。仮定した基本構造諸元を表-2に示す。対象とした検討ケースは、タワー剛性の寄与のみを考慮するCASE-T、タ

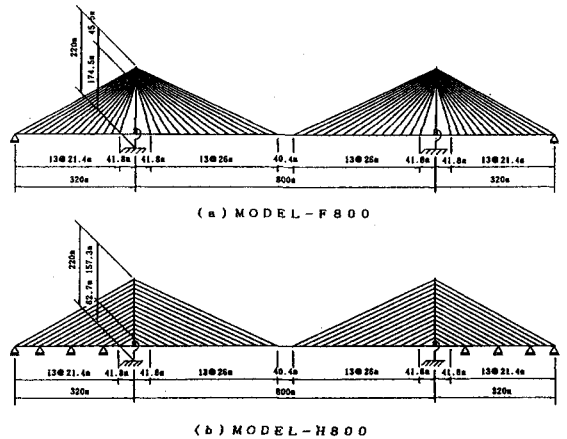


図-1 数値計算例で対象とした斜張橋モデル (MODEL-F800とMODEL-H800)

表-2 MODEL-F800とMODEL-H800の基本構造諸元

	断面	断面積	断面2次モーメント	弾性係数	重量	初期張力
		(m ²)	(m ⁴)	(t/m ²)	(t/m)	(t)
桁	側径間	1.5	2.5	2.1×10 ⁷	22.0	-
	中央径間	1.5	2.5	2.1×10 ⁷	22.0	-
	タワー	1.3	8.0	2.1×10 ⁷	12.0	-
	ケーブル	0.025	-	2.0×10 ⁷	-	1000
	タワーリンク	10.0	-	2.1×10 ⁷	-	1000

注1) タワーリンク長は5mとした。

注2) MODEL-H800では側径間にそれぞれ3ケの中間支点を有する。

表-3 MODEL-F800の水平震度と有効質量比

	MODEL-F800					
	解析値			推定値		
	固有周期	水平震度	有効質量比	固有周期	水平震度	有効質量比
CASE-T	33.234 sec	0.026	92.4 %	34.965 sec	0.026	88.4 %
CASE-TL	17.015 sec	0.026	92.9 %	18.519 sec	0.026	88.4 %
CASE-TLS1	7.443 sec	0.035	91.7 %	7.699 sec	0.033	88.4 %
CASE-TLS2	5.581 sec	0.046	84.6 %	5.695 sec	0.045	88.4 %
CASE-TLS3	4.033 sec	0.064	94.8 %	4.126 sec	0.062	88.4 %
CASE-TLS4	3.359 sec	0.077	95.4 %	3.397 sec	0.076	88.4 %
CASE-TLS5	2.463 sec	0.104	94.9 %	2.422 sec	0.106	88.4 %
CASE-TLS6	1.823 sec	0.141	74.2 %	1.720 sec	0.149	88.4 %

表-4 MODEL-H800の水平震度と有効質量比

	MODEL-H800					
	解析値			推定値		
	固有周期	水平震度	有効質量比	固有周期	水平震度	有効質量比
CASE-T	5.383 sec	0.048	96.5 %	4.643 sec	0.055	100.0 %
CASE-TL	5.318 sec	0.048	96.5 %	4.601 sec	0.056	100.0 %
CASE-TLS1	4.522 sec	0.057	95.8 %	4.080 sec	0.063	100.0 %
CASE-TLS2	4.010 sec	0.064	93.5 %	3.702 sec	0.069	100.0 %
CASE-TLS3	3.318 sec	0.078	85.9 %	3.184 sec	0.081	100.0 %
CASE-TLS4	2.932 sec	0.088	94.8 %	2.835 sec	0.091	100.0 %
CASE-TLS5	2.238 sec	0.115	66.8 %	2.228 sec	0.115	100.0 %
CASE-TLS6	1.725 sec	0.149	85.4 %	1.676 sec	0.153	100.0 %

表-5 地震応答解析結果と推定値の比較

	桁端での横軸方向変位 (m)					
	MODEL-F800			MODEL-H800		
	解析値	推定値	誤差	解析値	推定値	誤差
CASE-T	7.0797	6.8807	-2.8 %	0.3397	0.2962	-12.8 %
CASE-TL	1.8607	1.9345	+4.0 %	0.3356	0.2937	-12.5 %
CASE-TLS1	0.4698	0.4346	-7.5 %	0.2823	0.2603	-7.8 %
CASE-TLS2	0.3271	0.3219	-1.6 %	0.2437	0.2363	-3.0 %
CASE-TLS3	0.2519	0.2329	-7.5 %	0.1844	0.2032	+10.2 %
CASE-TLS4	0.2086	0.1918	-8.1 %	0.1772	0.1810	+2.1 %
CASE-TLS5	0.1433	0.1365	-4.7 %	0.1022	0.1422	+39.1 %
CASE-TLS6	0.0814	0.0971	+19.3 %	0.0881	0.1070	+21.5 %

ワー剛性とタワーリンクの寄与を考慮するCASE-TL, タワー剛性とタワーリンク剛性および側径間の全可動支承部 (MODEL-L800では計2ケ所, MODEL-H800では計8ケ所) で水平ばねを設置したCASE-TLS1-CAS-TLS6である。ここに, 仮定した水平ばね定数の合計は2000t/m/Br., 4000t/m/Br., 8000t/m/Br., 12000t/m/Br., 24000t/m/Br., 48000t/m/Br.であり, それぞれCASE-TLS1, CASE-TLS2, CASE-TLS3, CASE-TLS4, CASE-TLS5, CASE-TLS6なる検討ケースに対応する。

固有振動解析結果および遊動円木振動の固有周期から, 本四公団の減衰定数が0.02なる場合の加速度応答スペクトル値を用いて算出した水平震度をそれぞれの推定値と比較して表-3, -4に示す。また, 動的応答解析 (RMS法) で得られた桁端部の地震時水平変位量を式(1)で計算した推定値と比較して表-5に示す。表-5より, MODEL-F800のCASE-TLS6とMODEL-H800のCASE-TLS5で幾分誤差が大きくなり安全側すぎる結果を与えているものの, 両者は概ね良く一致しており, 本文で提案した地震時水平変位量を推定するための実用算定法が, 初期の概略設計時においてはほぼ妥当であるものと言えよう。なお, MODEL-F800のCASE-TLS6とMODEL-H800のCASE-TLS5における誤差は, 遊動円木振動数が鉛直たわみ逆対称2次振動数に接近し, 仮定値に比べ遊動円木振動モードの有効質量比が低下したことが主たる要因である。

【参考文献】1) 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。