

弾性拘束を必要とする長大斜張橋の橋軸方向ばね定数設定に関する一考察

川田工業(株) 正 員 米田昌弘

1. まえがき

斜張橋の長スパン化に伴い、現在では橋軸方向ばねを設置して遊動円木振動モードを調整し、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緩和を図る方法が定着しつつある。しかしながら、水平ばねの設置によって遊動円木振動が主桁の逆対称振動と接近した場合、遊動円木振動の有効質量比が大きく変化し、その結果、桁端部の水平移動量や塔基部曲げモーメントの応答特性も影響を受けるものと考えられる。本文では、中央支間長800mの長大斜張橋を対象とし、水平ばね定数を種々変化させた場合の固有振動解析および地震応答解析を行い、遊動円木振動が主桁の逆対称振動と接近した場合の影響について検討する。

2. 対象とした斜張橋

対象とした橋梁は、図-1に示すような中央支間長が800m（支間長比0.400）、ケーブル段数が14段のファン型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-1に示す。なお、対象橋梁では、オールフリーなる状態について次章に述べる手法で地震応答解析を行った結果、桁端部の水平移動量は3.310m、塔基部曲げモーメントは60970t・m/支柱となり、適切な水平ばねの設置が必要と考えられた。

3. 地震応答解析結果と考察

地震応答解析では、橋軸方向に対する有効質量比の合計が95%以上となるすべての固有振動モード（35次までの固有振動モード）について減衰定数を0.02（2%）と仮定し、また、本四公団の加速度応答スペクトル¹⁾を用いてCQC法なる手法で解析するものとした。

実務設計で最も起こり得ると考えられる、遊動円木振動（MODE-L）とMODE-ASYM1Aなる逆対称1次振動が接近した場合の影響を把握するため、水平ばね定数Kを6000t/m/Br.~16000t/m/Br.の範囲で変化させた場合の固有振動解析を実施した。ここに、水平ばねは檜石島橋や岩黒島橋などと同じく橋端部に設置するものとした。得られた固有振動数と有効

質量比の変化をそれぞれ図-2、-3に示す。これらの図からわかるように、K=8500t/m/Br.なる場合に遊動円木振動数と逆対称1次振動数がほぼ一致しており、図-4に示すような有効質量比の大きな2つのモードが出現している。なお、これらの図中には、有効質量比の大きい方をMO

DE-L、小さい方をMODE-ASYM1Aと記している。

地震応答解析結果を図-5に示す。図-5より、桁端部の水平移動量については、水平ばね定数の増加とともに減少する傾向を示すものの、MODE-LとMODE-ASYM1Aの固有振動数がほぼ一致するK=8500t/m/Br.なる付近で極小値となる応答特性を示していることがわかる。一方、塔基部曲げモーメントは、水平ばね定

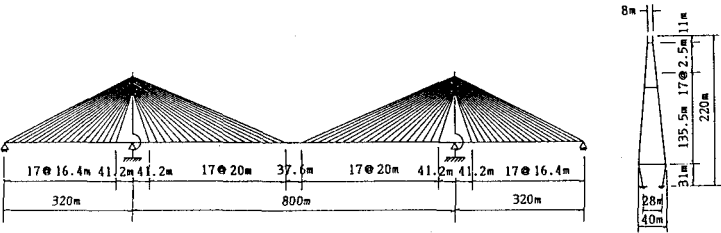


図-1 対象とした斜張橋モデル

表-1 対象とした斜張橋の構造諸元

	断面	断面2次モーメント		ねじれ定数	弾性係数	せん断弾性係数	重量	慣性モーメント
		(m^4)	(m^4)	(m^4)	(t/m^2)	(t/m^2)	($\text{t}\cdot\text{m}^2$)	($\text{t}\cdot\text{m}^4$)
橋	桁	1.50	2.50	100.0	8.00	2.1×10^4	0.81×10^3	25.0
	塔柱部	1.20	5.00	13.00	8.00	2.1×10^4	0.81×10^3	9.0
	水平材	1.20	13.00	5.00	8.00	2.1×10^4	0.81×10^3	-
ケーブル	1 段目	0.005	-	-	-	2.0×10^4	-	-
	2-18 段目	0.010	-	-	-	2.0×10^4	-	-
	1.2 段目	0.005	-	-	-	2.0×10^4	-	-
	3-15 段目	0.007	-	-	-	2.0×10^4	-	-
	16.17 段目	0.016	-	-	-	2.0×10^4	-	-
橋脚	18 段目	0.032	-	-	-	2.0×10^4	-	-

注) ケーブル段数は、下段側から上段側に向かって定義した。

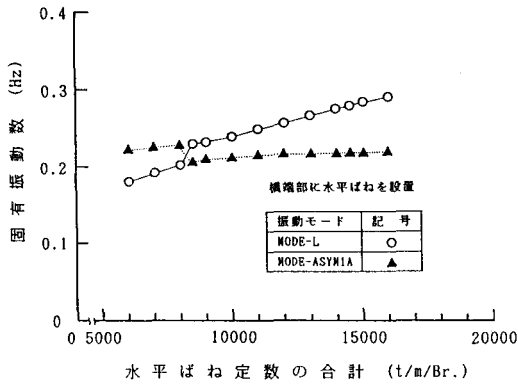


図-2 固有振動数の変化 (MODE-LとMODE-ASYM1Aが接近する場合)

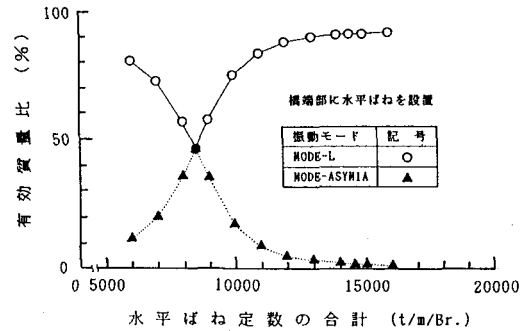


図-3 有効質量比の変化 (MODE-LとMODE-ASYM1Aが接近する場合)

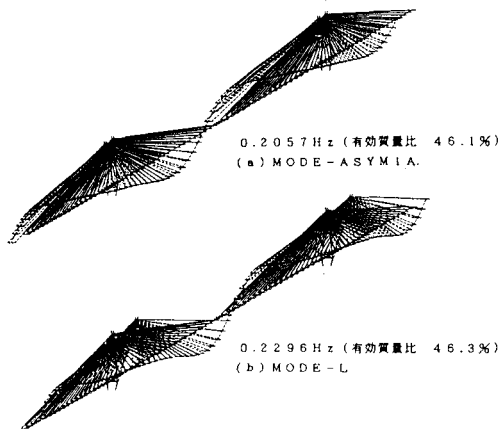


図-4 橋端部に8500t/m/Br.なる水平ばねを設置した場合の固有振動解析結果

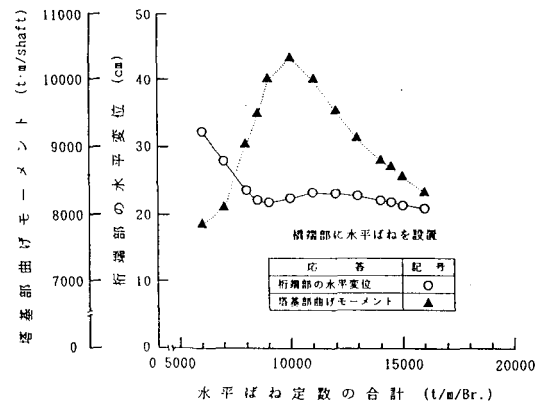


図-5 動的応答値の変化 (MODE-LとMODE-ASYM1Aが接近する場合)

数の増加とともに大きくなって $K=10000\text{t/m/Br.}$ で極大値(最大値)を示した後は緩やかに低下する応答特性を示している。このように、橋端部に水平ばねを設置した場合、塔基部曲げモーメントが特徴ある変化を示すのは以下の理由による。すなわち、遊動円木振動と接近しない通常の逆対称1次振動(MODE-ASYM1A)は、塔に大きな橋軸方向変位モードが生じているものの、橋軸方向の有効質量はほぼゼロに近い値であることから、動的応答に及ぼす寄与は遊動円木振動が支配的となり、MODE-ASYM1Aの寄与は非常に小さい。これに対し、遊動円木振動と接近した場合には有効質量比が大きくなって、遊動円木振動に起因した塔基部曲げモーメントに加え、MODE-ASYM1Aに生じている塔の橋軸方向変位に伴う曲げモーメントが新たに付加されたことによる。

現在までも長大斜張橋に対する種々の弾性拘束材が実用化されているが、ゴム支承を採用した場合にはばね定数の製作誤差や経年変化を考える必要がある。一方、固有振動解析結果と振動実験で得られる実測値には若干の差異が生じることも知られており、設計では想定していなかった遊動円木振動と逆対称振動の接近によって計算値より大きな塔基部曲げモーメントが生じる可能性もある。それゆえ、橋軸方向に弾性拘束を必要とする長大斜張橋の耐震設計にあたっては、遊動円木振動と逆対称振動との接近の可能性およびその応答特性の把握が極めて重要であると言えよう。

【参考文献】 1) 本州四国連絡橋公団：耐震設計基準・同解説，1977年3月。