

開発コンサルタント(株) 正会員 山下幹夫  
 開発コンサルタント(株) 正会員 謝 嬋娟  
 開発コンサルタント(株) 正会員 白鳥愛介

1 まえがき

長大スパンの斜張橋では、主塔と主橋脚の地震時に発生する断面力を低減させることが、耐震安定性を確保する上で重要なファクターの一つである。本研究では、橋長500m(250m+250m)の2径間連続PC斜張橋(ファン型斜材配置)の支点到ダンパーを設置したタイプを対象に動的解析を実施し、ダンパーの剛性の変化に従って主桁変位と主塔・主橋脚の断面力の変動、構造系に対するダンパーの限界値及び最適剛性値について検討を行った。

2 解析モデル及び解析手法

図-1に示すような2次元の梁モデルで、端部及び主橋脚天端の3ヶ所にダンパーを設け、その応答を計算した(端橋脚のダンパーの剛性を主橋脚の0.5とした)。ダンパーはバイリニア型を仮定し( $u_y=1\text{cm}$ ,  $k_2=k_1/10$ )、等価線形法による等価剛性にて計算した。解析手法としては、表-1 K1に関するパラメータスタディーの解析結果

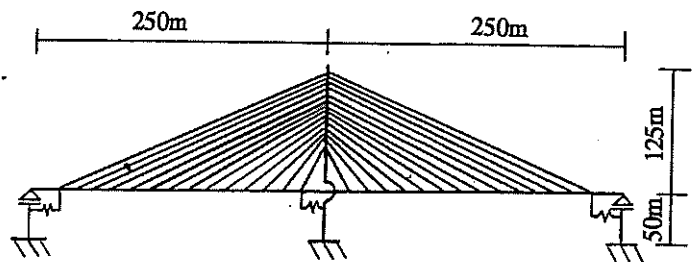


図-1 解析用モデル

2次元の梁モデルとして橋軸方向加振のスペクトル応答解析にて行った。

3 解析結果と考察

表-1に1次~10次及び最大応答値の10%以上を有する水平振動モードの応答特性値を、図-2にはダンパー・形式における主塔及び主橋脚基部の曲げモーメントの最大応答値分布とダンパーの1次剛性( $k_1$ )の関係を示し、図-3と表-2には中間支点をフローティング・形式とした場合に対する各ケースの最大応答減少率と $k_1$ の関係を示す。

3-1 主桁の最大変位

表-1からわかるとおり、 $k_1$ が小さい場合( $k_1=100\text{tf/cm}$ )は、最低次モードが支配的であるが、 $k_1$ が大きくなればなるほどより高次モードが支配的になる。また、各ケースには支配的となるモードが1もしくはその近接の2個に集中する傾向があることがわかった。主桁の最大変位は $k_1$

	フローティング形式	ダンパー・形式		ヒンジ・形式	
		K1=100tf/cm	K1=2000tf/cm		
主桁変位 (cm)	1次	-54.2 99%	-16.7 85%	0.0 0%	-0.4 12%
	2次	-7.2 13%	-9.1 46%	0.0 0%	-0.8 24%
	4次	-0.3 1%	-0.4 2%	5次 -4.7 99%	-2.4 73%
	6次	0.1 0%	0.1 0%	-0.1 2%	-1.8 55%
	9次	0.0 0%	0.0 0%	0.0 0%	8次 -0.1 3%
					10次 -0.2 6%
主塔基部 M (tf.m)	最大値	54.7	19.6	4.7	3.3
	1次	-86193.1 71%	-13033.7 15%	-24843.6 80%	-32346.3 57%
	2次	-81195.8 67%	-81376.7 94%	3次 -12190.4 39%	-24652.1 44%
	4次	-19516.3 16%	-19638.3 23%	5次 -8590.0 28%	-185.8 0%
	6次	-5789.8 5%	-5719.5 7%	3175.4 10%	33663.5 66%
	9次	-2523.4 2%	-2501.0 3%	-870.5 3%	8次 6002.5 11%
				10次 -1190.2 2%	
主橋脚基部 M (tf.m)	最大値	120887.1	86670.1	31210.9	56011.8
	1次	-123487.8 57%	-28189.8 15%	-30389.9 13%	-42973.4 9%
	2次	-142689.1 66%	-148833.9 80%	3次 -25924.3 11%	3次 -93393.5 20%
	4次	-60615.2 28%	-60814.0 33%	5次 -220674.7 92%	-332593.2 71%
	6次	-22745.5 11%	-22228.2 12%	2560.7 1%	-275305.0 59%
	9次	-14453.4 7%	-14150.7 8%	-2357.0 1%	8次 -16721.7 4%
M (tf.m)	11次	-51021.7 24%	12次 -49364.4 27%	-31193.7 13%	10次 -28972.3 6%
	20次	-41828.2 20%	-41398.3 22%	19次 -28249.1 12%	
			27次 -18150.6 10%		
1次固有周期 T (sec.)	最大値	215969.9	185457.5	241142.4	465257.3
		11.43	7.01	4.44	4.41

の増大にしたがって54.7cm(フローチング・形式の主桁最大変位量)から3.3cm(ヒンジ・形式の主桁最大変位量)へ単調減少する。その変化は、図-3と表-2に示すとおり  $k_1$  が 0から500tf/cmまでは急激に変化するが、500tf/cmを超えるとゆるやかな変化を示す。

### 3-2 最大応答断面力

主桁の最大水平変位と比較して、卓越している応答値を有するモードの範囲が広い。例えば、 $k_1=2000\text{tf/cm}$ の場合、最大断面力について考慮すべきモードは1次から5次と12, 19次である。

図-2からわかるように、 $k_1$ が増大するにしたがって主塔、橋脚の曲げモーメント分布がフローチング・形式の分布からヒンジ・形式の分布へ向かって変化していく傾向にあり、その中でも主塔、主橋脚基部の曲げモーメントが最小となる $k_1=500\text{tf/cm}$ 程度が本モデル橋にダンパーを考えた場合の最適値であると考えられる。

### 3-3 等価減衰定数

表-2に等価減衰定数と $k_1$ の関係を示す。この表から、ダンパーの減衰性能には限界があることがわかる。本モデル橋にダンパーを考えた場合は、減衰の限界が33%である。これはダンパーの剛性が一定値を超えるとダンパーの相対変位が小さくなり、ダンパー自身が持つエネルギーを吸収する性能を発揮できなくなるためと考えられる。いわゆるこの33%の値が本モデル橋をダンパー・形式とした場合の減衰性能の限界値であると考えられる。

### 4 あとがき

今回の解析検討によって、斜張橋の支点到にダンパーを設置した場合は、フローチング・形式とヒンジ・形式の中間的な位置づけになり、ダンパーの減衰には最適値が存在し、その最適値を有するダンパーを用いることによって主桁変位、主塔基部Mと主橋脚基部Mの値はフローチング・形式に対してそれぞれ80%、60%及び30%程度に下がることが判明した。今後、実斜張橋の最適免震設計の適用のため、斜張橋の剛性、質量と固有周期のような構造基本条件に基づく最適ダンパー量の計算式を提案することが必要と考える。

なお、本報告は建設省土木研究所と民間19社との官民連帯共同研究「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発」の一環として行われたものである。

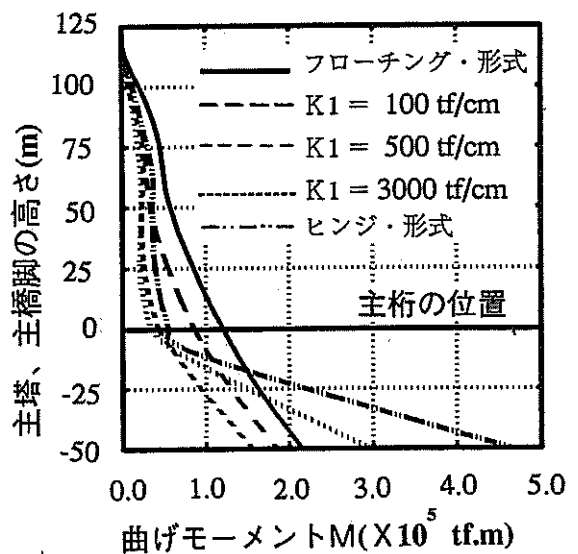


図-2 主塔、主橋脚Mの分布とK1の関係

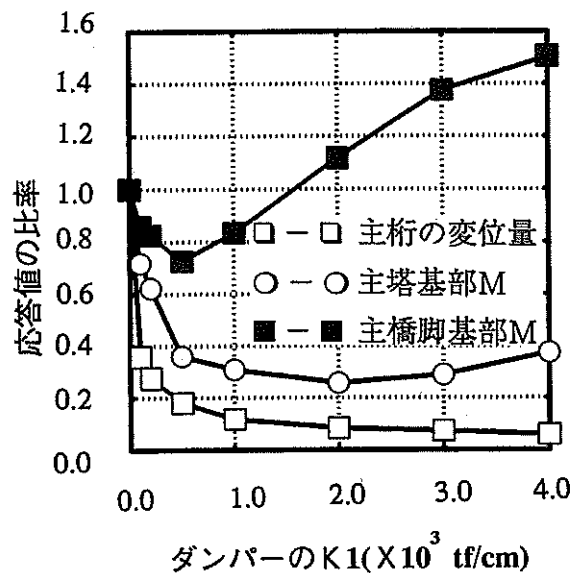


図-3 応答値の比率とK1の関係

表-2 応答値の比率とK1の関係

K1(tf/cm)	主桁の変位	主塔基部M	主橋脚基部M	等価剛性(tf/cm)	等価減衰定数
フローチング	1.0	1.0	1.0		
100	0.358	0.717	0.859	17.223	25%
200	0.276	0.623	0.825	39.176	28%
500	0.181	0.360	0.726	125.276	32%
1000	0.120	0.308	0.833	350.871	33%
2000	0.086	0.258	1.117	1057.140	28%
3000	0.075	0.288	1.375	1996.940	21%
4000	0.060	0.373	1.506	3805.870	3%
ヒンジ	0.060	0.463	2.154		