

I-457

P C斜張橋施工時の制震に対する可変剛性方式の適用性について

(株) 大林組技術研究所 正会員 ○樋口俊一
同 上 正会員 後藤洋三

まえがき 中長支間のP C斜張橋の施工には、その構造形式を有効に利用した片持ち張り出し架設工法が採用されることが多い。桁の張り出し架設にともない橋の振動特性が複雑に変化するとともに、1本の橋脚のみに支えられた構造であるため、地震時の安定性を確保するための制震方法が求められている。一方P C斜張橋の支間の長大化にともなう、耐風・耐震性の向上を念頭に高減衰技術の導入が検討されており、そのひとつとして主塔橋脚と主桁をダンパー等の減衰装置で結合する方式が挙げられる。本編は施工時におけるこれら減衰装置を有効に利用するとともに、主桁に作用する地震力を能動的に免震するような制震方法について検討したものである。

施工時の主桁免震 一般にフローティングタイプの斜張橋であっても、主桁の片持ち張り出し架設時には主桁と主塔橋脚を仮支承を用いて固定している。図1に示すモデル橋¹⁾について、最大張り出し時を例にP C斜張橋の施工時の耐震性を検討する。表1にモデル橋の固有値解析結果を示したが、最大張り出し時には3次モードが卓越し、50%近いモード質量比を示す。3次の固有周期はおよそ1.3秒であり、図2に示すような加速度応答スペクトルを仮定すると、かなり大きな地震力を受けることになる。そこで、主桁を橋軸方向に弾性的に拘束することにより、主桁の慣性力を免震する方式を検討する。拘束条件を橋軸方向のばねでモデル化し、固有値解析を行った結果を図3に示す。拘束が弱くなる（ばね値 k が小さくなる）に従い各固有周期が長くなるが、1次周期は $k=10^4 \sim 10^2 \text{ tf/m}$ の範囲で、2次周期は $k=10^5 \sim 10^3 \text{ tf/m}$ の範囲でそれぞれ大きく変化している。また $k=10^3 \text{ tf/m}$ より小さい範囲では1次モードが、 $k=10^4 \sim 10^2 \text{ tf/m}$ では2次モードが、 $k=10^5 \text{ tf/m}$ 以上では3次モードがそれぞれ卓越している（表2）。このことから、主桁の拘束が小さくなると単に構造系の長周期化による免震効果のみならず、卓越振動モードが低次に移行しより地震力の低減が見込まれることになる。図4は、ばね値 k をパラメータに、地震時の断面力を時刻歴応答解析により計算し比較したものである。入力地震動は図

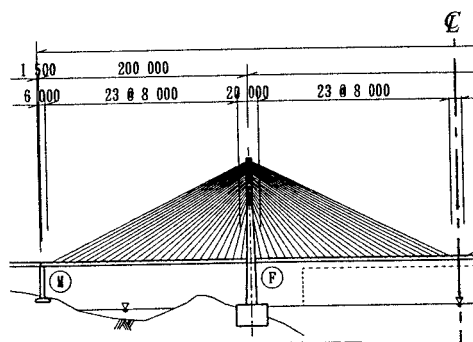


図1 モデル橋概要図

表1 固有値解析結果

Mode	T(sec)	M (%)
1	8.08	6.0
2	1.51	14.7
3	1.29	44.5

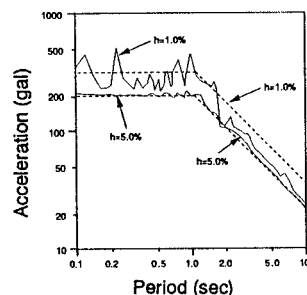


図2 地震動の応答スペクトル

表2 固有周期と有効質量率の変化

No.	$k=10^2(\text{tf/m})$		$k=10^3(\text{tf/m})$		$k=10^4(\text{tf/m})$	
	T(sec)	M(%)	T(sec)	M(%)	T(sec)	M(%)
1	28.0	21.4	14.1	15.7	8.67	1.3
2	5.27	36.5	4.81	39.7	2.71	44.9
3	1.51	10.0	1.51	10.0	1.51	9.4

T: Natural Period, M: Effective Mass Ratio

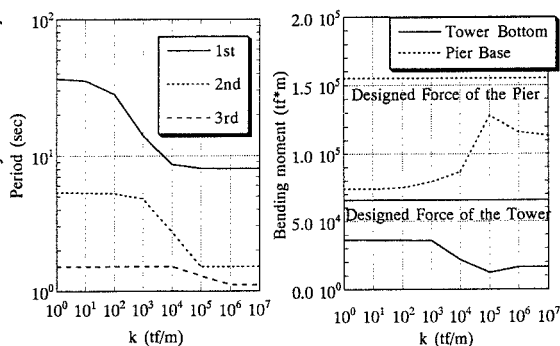


図3 固有周期の変化

5に示すような波形を用いた。その結果、ばね値 k を適当に調整すれば、断面力の配分バランスを改善することができることがわかった。

減衰性能の向上 完成時の減衰性能向上を目的に配置される減衰装置の施工時の利用を考える。減衰装置の減衰を粘性減衰と仮定し、容量を $c = 2000 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ とする。断面力の配分バランスが良好な $k = 10^3 \sim 10^4 \text{ tf/m}$ の場合について、卓越振動モードである2次モードのモード減衰を複素固有値解析により算定したところ、 $h_2 = 0.20$ 程度になった。**可変剛性型制震方式** 可変剛性型制震システム(AVS)¹⁾は、時々刻々変化する地震動の性質に応じて構造物の剛性を変化させて非共振化を図り、構造物に入力する地震動の入力エネルギーを小さくする制震方法である。本項では主桁の拘束条件の設定にAVSの導入を試みる。リアルタイムに構造物の応答を評価し適切な剛性を選択するために、以下のような評価値 $E_i(t)$ を設定した。

$$E_i(t) = \sqrt{\frac{\sum N_i (A_{mp,i}(t - \Delta t \times N_i + \Delta t))^2}{N_i}} \quad (1)$$

ここに、

$A_{mp,i}$: 剛性タイプ i のフィルターの時刻 t での出力

Δt : 制御時間間隔

N_i : 剛性タイプ i のフィルターの周期の半分の時間

内の出力サンプリング個数 ($= T_i / 2\Delta t$)

T_i : 剛性タイプ i のフィルターの周期

評価値 $E_i(t)$ の最も小さい剛性タイプが選択されるべき剛性タイプである。フィルター出力 $A_{mp,i}$ は、各剛性タイプが選択された場合の構造物の卓越振動モードをダンパーによる減衰も含めた1自由度系モデルで模擬した加速度応答値である。即ち評価値 $E_i(t)$ は、各剛性タイプモデルのリアルタイムの加速度応答スペクトルを卓越振動モードの半周期分で平均したものになっている。

応答解析結果 上で設定したような可変剛性型制震システムを導入したモデル橋の時刻歴応答解析を行い、その効果を検討する。可変剛性装置は主塔橋脚と主桁間に設置する。選択される剛性タイプとそのフィルター特性を表3に示す。図6に断面力の時刻歴を示す。非制震時（主桁固定）と比較して橋脚基部の断面力が大幅に低減されていると共に、余裕のあった主塔基部に断面力が適当に分配されて、全体として断面が有効に働いている。表4に各応答値の最大値を比較した。応答加速度が減少するととも

に、長周期化により懸念される変位の増大も抑制されていることがわかる。

本研究は官民共同研究「高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発」の一環として実施したものである。

参考文献

- 1) 小堀鐸二：制震構造，鹿島出版会，1993.9

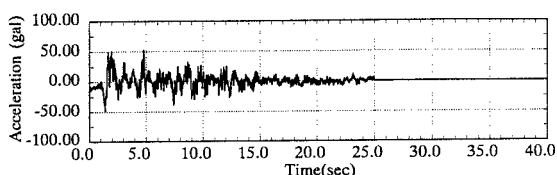
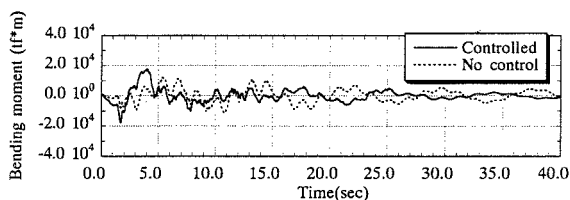


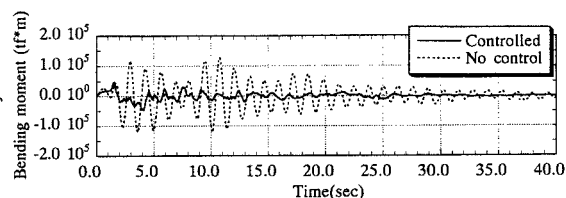
図5 入力地震動

表3 剛性選択フィルター特性

Type I		Type II		Type III	
T (sec)	h (%)	T (sec)	h (%)	T (sec)	h (%)
1.29	5	2.71	20	4.81	20



(a) 主塔基部曲げモーメント



(b) 橋脚基部曲げモーメント

図6 断面力の時刻歴応答

表4 断面の最大応答値の比較

断面応答値	非制震	制震
主桁端部X方向加速度 (gal)	106	44
主桁端部Y方向加速度 (gal)	170	94
主桁端部X方向変位 (cm)	4.5	7.8
主桁端部Y方向変位 (cm)	16.3	17.7
主塔基部曲げモーメント(tf*m)	1.22×10^4	1.80×10^4
橋脚基部曲げモーメント(tf*m)	12.8×10^4	4.74×10^4