

論文

[1112] PC斜張橋斜材定着部の振動対策（ダンパー）について

正会員 〇館石和雄 (J R 東日本東北工事事務所)
 正会員 石橋忠良 (J R 東日本東北工事事務所)
 正会員 斉藤俊樹 (J R 東日本東北工事事務所)
 正会員 竹内研一 (J R 東日本東北工事事務所)

1. はじめに

わが国においてもPC斜張橋の施工が増加しているが、風による斜材の振動が問題となり各種の対策がとられている例が多い。

今回施工予定の青森大橋（仮称）は斜材を現場製作とし、定着には通常のPC桁と同様のくさび定着を用いる計画である。つまり、PE管を架設しておきこれにストランドを1本1本挿入し、61あるいは73本にして1つの斜材とするものである。施工は通常のPC桁の鋼材挿入に類似しており、PC施工になれた人にはなじみやすい方法である。

定着具の弱点はくさび定着となるため、特に定着部の軸引張疲労は確認されているが、曲げに対しては十分な確認がなされていない。そのため、風による斜材振動などで定着部に曲げが生じることを避けるため、定着部付近に弾性支承（ダンパー）をいくつか設けることを検討した。これにより定着部には曲げを生じさせず、母材部にて曲げを受ける構造とするわけであるが、振幅が大きい場合は母材の曲げが大きくなるので、母材の曲げの大きさもこの弾性支承の数などで制限することを検討してみたものである。

図1に青森大橋の全体図を示す。青森大橋は中央径間240m、橋長498mの3径間連続PC斜張橋である。図2にダンパーの構造を示す。

2. 計算方法

例として2つの弾性支承（ダンパー）を設置したときの計算モデルを図3に示す。

ケーブルに張力Tが作用し、定着部から無限遠の位置においてケーブルが θ の角度で保持されているとすると、 θ を微小であると考えれば支配方程式は次頁のように表わされる。

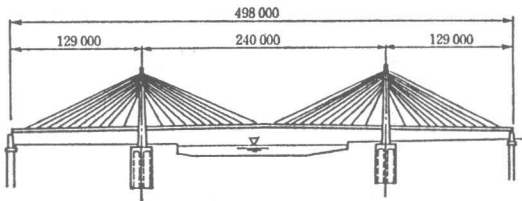


図1. 青森大橋（仮称）全体図

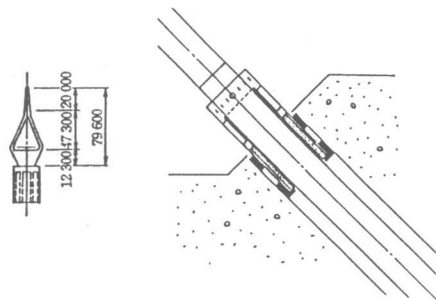


図2. ダンパーの構造

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M_0 + S_0 \times x + T \times y \quad \dots (0 < x \leq x_1)$$

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M_0 + S_0 \times x + T \times y - k_1 \times y_1 \quad \dots (x_1 < x \leq x_1 + x_2)$$

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M_0 + S_0 \times x + T \times y - k_1 \times y_1 - k_2 \times y_2 \quad \dots (x_1 + x_2 < x)$$

ただし、

k_1 : ダンパー 1 のばね定数

k_2 : ダンパー 2 のばね定数

この支配方程式を、

- 1) $x = 0$ における境界条件
- 2) x_1, x_2 におけるケーブルの連続条件
- 3) 無限遠における $dy/dx = 0$ の条件

を用いて解き、 M_0, S_0, y_1, y_2 を求めることにより、 M_1, M_2 は次のようにして求めることができる。

$$M_1 = M_0 + S_0 \times x_1 + T \times y_1$$

$$M_2 = M_0 + S_0 \times (x_1 + x_2) + T \times y_2 - k_1 \times y_1 \times x_2$$

ダンパーが 1 つの場合、3 つ以上の場合にも、同様にして各モーメントを求めることができる。

3. 計算条件

計算は最大張力が生じる最外側のケーブル (S1) の桁側定着部について行った。

張力は活荷重載荷時に同ケーブルに生じると予想される最大張力である $T = 743.2t$ を用いた。

θ は活荷重載荷によって生じると予想されるサグの変化量をとって $\theta = -0.00208$ とした。ただし、各モーメントと θ は比例関係にあることから、 θ のとりかたに大きな意味はない。

また、モーメントを算出するにあたって、ケーブルのグラウト材の剛性は無視している。

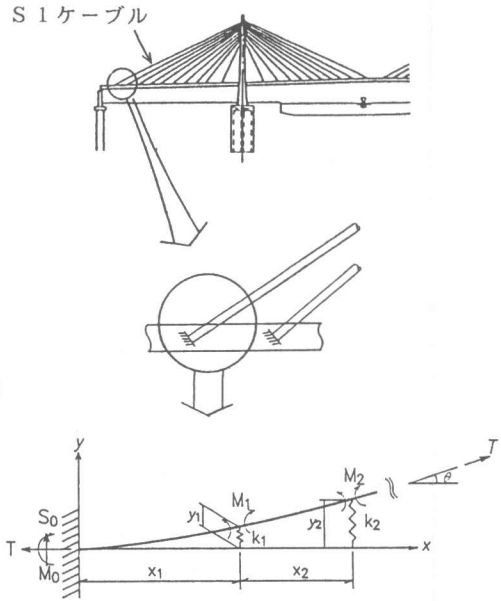


図 3. 計算モデル

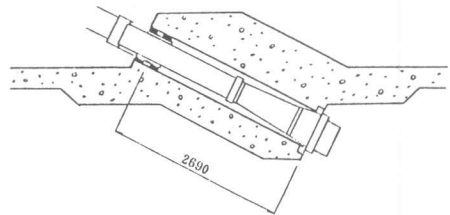


図 4. 定着部の構造

1つめのダンパーは図4に示すように、ケーブルが桁内を通過して橋面上に現れる出口付近に設置するものとした。S1ケーブルの場合、この位置と定着点との距離、すなわち x_1 (図3参照)は2.69(m)となっている。

4. 計算結果

4-1. ダンパーを1つ設置した場合

ダンパーを1つ設置することにより、くさび定着部での曲げモーメントを0にすることができ、すなわち、支配方程式を解いた結果に $M_0=0$ の条件を代入すると、 x_1 と y_1 について次の関係が求まる。

$$k_1 = \frac{K \cdot T \cdot \exp(K \cdot x_1)}{\sinh(K \cdot x_1) - K \cdot x_1}$$

ここに
$$K = \sqrt{\frac{T}{EI}}$$

(T:張力, EI:曲げ剛性)

$x_1=2.69$ (m)の場合 $k_1=2407$ (t/m)となる。これらの値を代入したときのモーメント分布は図5に示すようになる。定着部でのモーメントが0になり、その分がダンパー設置位置にシフトしている。また、最大モーメントの値は、ダンパーが無いときの52%に低減されている。

4-2. ダンパーを2つ設置した効果

M_0, M_1, M_2 の値は、T, θ , k_1, k_2, x_1, x_2 , ケーブルの曲げ剛性と、多くの要因によって変化する。

計算結果の例を図6に示す。図は k_1, k_2, x_1 を固定し、 x_2 をパラメータとして各モーメントを示したものである。図中にはダンパーがない場合、ダンパーを一つ設置した場合のモーメントもともに示した。

x_2 がある程度大きくなると M_1 は減少、 M_2 は増加し、両者はある点で等しくなる。ケーブル全体としての発生モーメントの最大値は、このときに最も低減されることができると考えることができる。

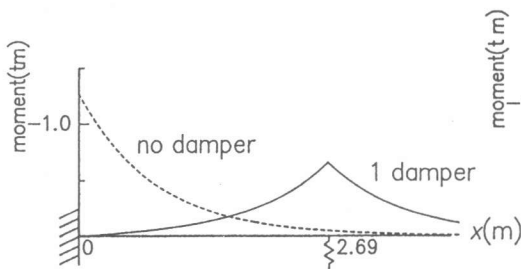


図5. ダンパー1つときのモーメント分布

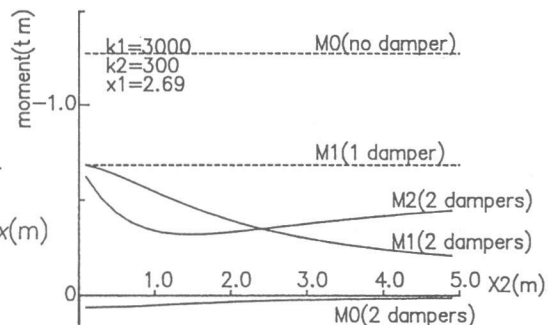


図6. ダンパー2つときのモーメントと x_2 の関係

ケーブル定着点におけるモーメントを極力小さくし、また、ケーブル全体でのモーメントを最小限に抑えるためには、 $M_0=0$ 、 $M_1=M_2$ となるように k_1 、 k_2 、 x_1 、 x_2 の組合せを定めればよい。これらの条件を支配方程式に入れて解いた結果を表1に示す。ただし、 $x_1=2.69(m)$ とした。

x_2 が大きく k_2 が小さいほど、すなわち弱いばねを遠くへ設置するほど $M_1 (=M_2)$ の値は小さくなるが、実際に施工可能な範囲を $x_2 < 2 m$ とし表中の※を記した組合せについてみると、モーメント分布は図7に示すようになる。最大モーメントはダンパーがない場合の28%、1つの場合の55%に低減されている。

このように、ダンパーの数を増すことにより、くさび定着部でのモーメントを0にするとともに、母材に生じる曲げモーメントを広く分散させてその最大値を小さくすることができる。

4-3. ダンパーを3つ設置した場合の効果

ダンパーを3つ設置した場合の計算結果の例を図8に示す。各ばね定数、 x_1 、 x_2 は図中のようにとり、 x_3 をパラメータとして示した。2ダンパーのときの値のさらに3/4程度に低減されるが、絶対値についてみればそれほど大きな低減効果ではない。

表1. $M_0=0$ 、 $M_1=M_2$ となるばね定数、配置の組合せ

x_1 (m)	x_2 (m)	k_1 (t/m)	k_2 (t/m)	ダンパーの個数		
				0	1	2
2.69	0.27	1400	947	$M_0=-1.274$	$M_0=-0.138$ $M_1=-0.595$	$M_0=0.000$ $M_1=-0.566$ $M_2=-0.566$
2.69	0.56	1600	745	$M_0=-1.274$	$M_0=-0.100$ $M_1=-0.613$	$M_0=0.000$ $M_1=-0.493$ $M_2=-0.493$
2.69	1.31	2000	457	$M_0=-1.274$	$M_0=-0.043$ $M_1=-0.641$	$M_0=0.000$ $M_1=-0.392$ $M_2=-0.392$
※	2.69	2200	337	$M_0=-1.274$	$M_0=-0.020$ $M_1=-0.652$	$M_0=0.000$ $M_1=-0.356$ $M_2=-0.356$
	2.69	2400	151	$M_0=-1.274$	$M_0=-0.001$ $M_1=-0.661$	$M_0=0.000$ $M_1=-0.326$ $M_2=-0.326$

(単位 t m)

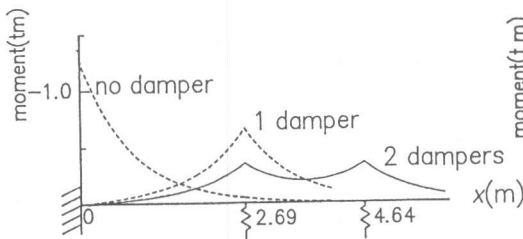


図7. ダンパー2つのときのモーメント分布

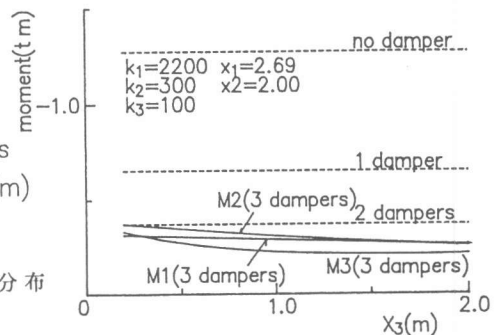


図8. ダンパー3つのときのモーメントと x_3 の関係

5. 実橋への適用

5-1. θ と振幅の関係

振動の大きさを表す指標としてこれまで θ を用いてきたが、実橋においては θ よりも振幅の方が実測しやすいことから、図9に示すモデルを仮定し、 θ と、ケーブル中央部での振幅 Δy との関係を求める。さきにも述べたように、各モーメントと θ は比例関係にあることから、 Δy と θ の関係を求めることにより、定着部のモーメントを Δy により推定することができる。

Δy と θ は次の関係で表される。

$$\Delta y = \frac{2 \cdot \cosh(K \cdot \theta) - K \cdot \theta \cdot \sinh(k \cdot \theta) - 2}{K \cdot \{-\sinh(K \cdot \theta) + 2 \cdot \sinh(K \cdot \theta / 2)\}} \times \theta$$

K : 既出

5-2. 応力の算出

モーメントを応力に換算するにあたってケーブルのグラウト材の剛性を考えるか無視するかによって断面二次モーメントが異なるが、ここでは両方のケースについて計算した。グラウト材の剛性を考慮する場合、グラウト材のヤング係数はストランドのヤング係数の10分の1として計算した。

図10にS1ケーブルの応力と振幅 Δy の関係を示す。

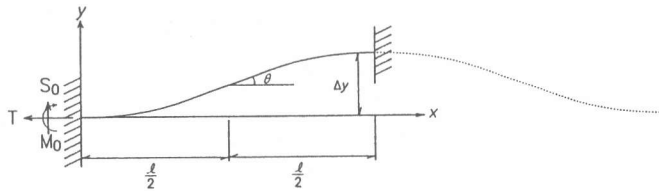
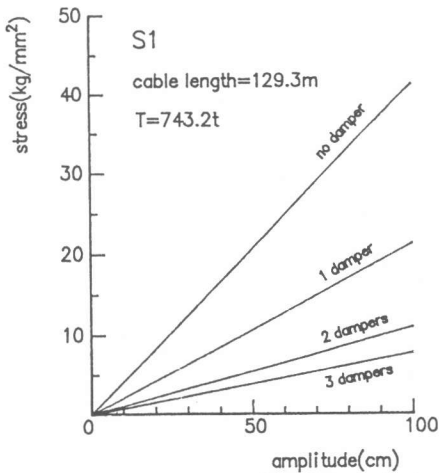
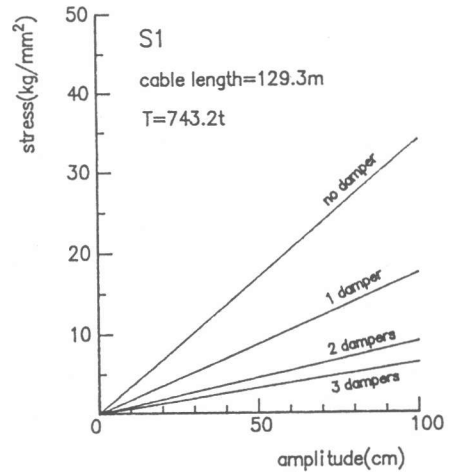


図9. 計算モデル



グラウト剛性無視



グラウト剛性考慮

図10. ケーブルの応力と振幅の関係

いま仮に、鋼線の疲労に対する許容値を 10 kg/mm^2 、 15 kg/mm^2 とすると、ケーブルの許容振幅は表 2 のようになる。

ケーブルの振幅の実測値が表に示す許容振幅以上になっている場合には、その程度に応じて適宜ダンパーの数を増やすことにより、母材の発生応力を一定のレベルに抑えることができる。

表 2. S 1 ケーブルの許容振幅
(単位 c m)

許容応力度 $15 \text{ (kg/mm}^2)$	ダンパーの個数			
	0	1	2	3
グラウト剛性無視	36.3	70.4	136.4	192.1
グラウト剛性考慮	44.2	85.7	166.1	234.0

許容応力度 $10 \text{ (kg/mm}^2)$	ダンパーの個数			
	0	1	2	3
グラウト剛性無視	24.2	46.9	90.9	128.0
グラウト剛性考慮	29.5	57.1	109.9	156.0

6. 結 論

斜材の定着部から 2～4 m の橋面付近あるいは塔の付近で斜材を弾性体で支持することにより、定着部への曲げをほぼなくすることができるとともに、弾性支承の数、配置、強さを適切に選ぶことにより斜材そのものの曲げ応力も制御できることがわかった。

斜材の振動性状は予測が難しく、また定着部の曲げ疲労耐力も不明であるが、ダンパーの配置により定着部の曲げをなくし、かつ斜材の断面力を一定値に抑えることが可能となったことから、本成果は斜材の疲労に対する対策に大いに役立つと思われる。

参考文献

- 1) 石橋忠良、高木芳光、大庭光商：青森大橋（PC斜張橋）の設計概要と斜材定着部実験、プレストレストコンクリート Vol.30, No.4, 1988,7
- 2) 石橋忠良、高木芳光：PC斜張橋青森大橋（仮称）の設計、橋梁1987,3～6
- 3) Alain Chauvin:Development in the Technology of Bridge Stays,TENTH INTERNATIONAL CONGRESS OF THE FIP,1986,pp.53～59
- 4) 山崎和夫、桜井順、森本千秋：斜張橋のケーブル緩衝装置に関する検討、土木学会第41回年次講演会、1986,11