

I-B 81

遊歩道斜張橋のモード減衰解析について

北海道大学工学部 正 員 林川 俊郎
 (株) 鹿島建設 正 員 桑原 泰之
 北海道大学工学部 正 員 小幡 卓司
 北海道大学工学部 正 員 佐藤 浩一

1. まえがき

斜張橋は補剛桁、ケーブル、塔から構成されており、吊橋と同様に比較的剛性の低い橋梁構造物である。したがって、風による振動の影響を受けやすい構造形式であるため、耐風安定性の照査が重要となる。この耐風安定性の照査に当たっては、縮尺模型を用いた風洞実験を実施し、その安全性を確認するのが一般的である。しかし、動的安定性を照査するために必要なモード減衰定数は設計段階において経験的に仮定されているのが現状である。

最近、大型起振機を用いた完成系における実橋の振動実験がいくつか実施されその固有振動特性および減衰特性を確認し、実橋における測定データも蓄積されつつある。また、ひずみエネルギーに基づくモード減衰の理論的推定の可能性についても研究が行われているが¹⁾、まだ十分に減衰特性を評価しているとは言えず、数値計算例も少ない。そこで、本研究の目的は比較的構造形式が明瞭な遊歩道斜張橋における振動減衰の理論的評価方法の可能性を探るとともに、実験結果との比較よりモード減衰の推定を試みるものである。

なお本研究では札幌市豊平区の清田南公園内に架設された、支間 2@53.5m の2径間連続PC斜張橋形式(遊歩道橋)である青雲橋を対象に解析を行った。

2. 解析方法

一般に、構造物の振動減衰の要因は複雑であり、確定論的に算出するのは困難である。本研究においては図-1のようにモデル化した斜張橋に対し図-2に示すような手順で固有振動解析を行った後、以下のように、各固有振動モードに対応したモード減衰定数の算出を試みる。ここでは、構造物の多種多様な減衰性状を、各固有振動モードに対して等価な粘性減衰で評価することを考える。特に斜張橋は補剛桁、ケーブル、塔より構成されているため、それぞれ構成部材が持っている特有の減衰特性が斜張橋のモード減衰に寄与しているものと考えられる。そこで、補剛桁、ケーブル、塔の構成部材の減衰特性をロスファクター η で与えられるものとすれば、斜張橋のモード減衰定数は次式で与えられる。

$$h_i = \eta_g \frac{U_{ig}}{U_i} + \eta_c \frac{U_{ic}}{U_i} + \eta_t \frac{U_{it}}{U_i} \quad (1)$$

ここで、 h_i は i 次固有振動モードにおけるモード減衰定数、 U_i はそのときの構造物全体のひずみエネルギーであり、 U_{ig} 、 U_{ic} 、 U_{it} および η_g 、 η_c 、 η_t はそれぞれ補剛桁、ケーブル、塔におけるひずみエネルギーとロスファクターである。

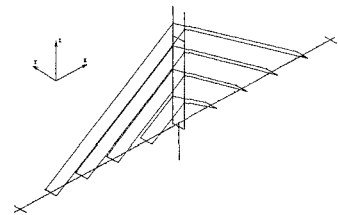


図-1 解析モデル

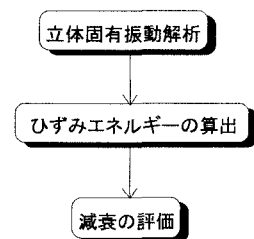


図-2 解析手順

3. 固有振動モード

表-1は青雲橋の現地振動実験²⁾によって得られた固有周期と固有振動解析によって得られた固有周期を比較したものである。表中における振動形状

の VAS、VS はそれぞれ鉛直逆対称振動モードおよび鉛直対称振動モードを表し、算用数字は振動モード次数を示している。VAS2を除き全体的に解析値の方が実験値よりも若干大きめに計算されているが両者ともに比較的良好一致しており、図-1に示した3次元骨組モデルと固有振動解析の結果は妥当なものであると考えられる。

図-3は固有振動解析により得られた VAS1と VS1の振動モードである。青雲橋の橋梁形式は2径間連続斜張橋であるため逆対称振動モードでは補剛桁の振動に伴いタワーの面内振動が連成し、対称振動モードではタワーはほとんど振動していないことがわかる。

表-1 鉛直振動の固有周期 (sec)

Mode Order	振動形状	実験値	解析値
1st.	VAS1	0.9783	1.0149
3rd.	VS1	0.4189	0.4849
4th.	VAS2	0.3628	0.3341
5th.	VS2	0.2626	0.2866
10th.	VAS3	0.1650	0.1710
11th.	VS3	0.1592	0.1660

4. ひずみエネルギー

補剛桁の各部材に蓄えられたひずみエネルギーの分布状態をVSA1について図化したものを図-4(a)、補剛桁の鉛直たわみ変形が(b)に示されている。(b)に示す補剛桁の鉛直たわみ変形の曲率が大きくなる部分では、ひずみエネルギーは大きくなり、逆に曲率の小さい付近ではひずみエネルギーは小さくなる傾向が見られる。

図-5は斜張橋全体のひずみエネルギー U_i に対する、補剛桁、ケーブル、塔の各構成部材に蓄えられるひずみエネルギー U_{ig} 、 U_{ic} 、 U_{it} の割合を各固有振動モードごとに示したものである。鉛直逆対称固有振動モードVAS1、VAS2、VAS3は、補剛桁、ケーブル、塔の連成振動に伴い、それぞれひずみエネルギーを分担している。

全体的に、高次モードになるに従い、補剛桁におけるひずみエネルギー比が増加し、逆にケーブルや塔のひずみエネルギー比が減少する傾向が見られる。一方、鉛直対称固有振動モードVS1、VS2、VS3では補剛桁とケーブルのひずみエネルギーが支配的であり、高次モードになるに従い、補剛桁のひずみエネルギーの割合が大きくなっている。また2径間連続斜張橋の鉛直対称固有振動モードでは、補剛桁の鉛直曲げ振動による塔の変形が現れないため、塔のひずみエネルギーの分担率はほとんどないことが理解できる。

5. 減衰の評価

図-6に各構成部材についてロスファクターを推定した結果を示す。この推定値は、式(1)で示したモード減衰の算定式に、振動実験により得られた鉛直1次振動から6次振動までのモード減衰定数(VAS1:0.012、VS1:0.006、VAS2:0.014、VS2:0.008、VAS3:0.007、VS3:0.005)と、図-5において計算された各構成部材のひずみエネルギー比を代入することにより得られる6本の式の内3本を連立させることによって計算されたものである。図-6の横軸は、用いた式の20通りの組み合わせを表しており、それぞれの場合において補剛桁、ケーブル、塔のロスファクターが算出されている。

ロスファクターの推定値は全体的にばらつきが見られるが、ケーブル部材のロスファクターはある程度一定の値を得ている。また、ケース2、4、9、の組み合わせおよび、ケース11、13、18の組み合わせではロスファクターはそれぞれほぼ同一の結果を得ている。

多くのケースにおいて補剛桁やケーブルに比べ、塔のロスファクターが大きく出ていることは、塔が連成振動する逆対称モードの減衰定数が大きいという実験結果に対応しているものであると考えられる。

6. あとがき

本研究ではモード減衰解析の理論的評価方法の1つとしてひずみエネルギーに基づき、ロスファクターを推定する方法を試みた。推定結果にばらつきはあるものの、青雲橋における塔の振動が減衰特性に寄与していることはある程度確認できたと思われる。今後、減衰評価式で表されていない支承部の摩擦による減衰や、その他の逸散エネルギーを明らかにする必要がある。さらに、他の斜張橋に対しても同様の解析を行うことによりデータを蓄積することで斜張橋のモード減衰解析の精度は上がるものと考えられる。

参考文献

- 1) 山口宏樹他:斜張橋のモード特性とそれに基づく減衰解析、土木学会年次講演会, pp.1132-1133, 1994.
- 2) Obata T., et al.: Vibration Experiments and Natural Vibration Analysis of Prestressed Concrete Cable-Stayed Pedestrian Bridge, 1st Sino-Japan Workshop on Cable-Stayed Bridges, Sapporo, pp.71-76, 1992.

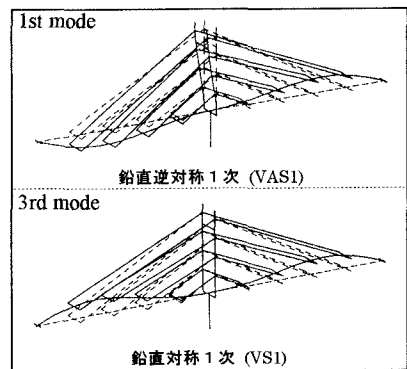


図-3 振動モード図

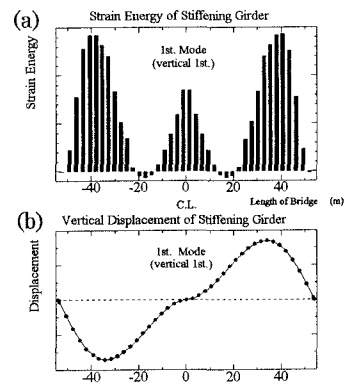


図-4 ひずみエネルギー分布

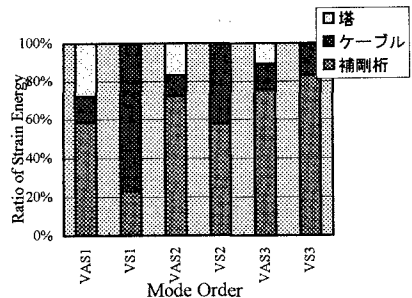


図-5 ひずみエネルギー比

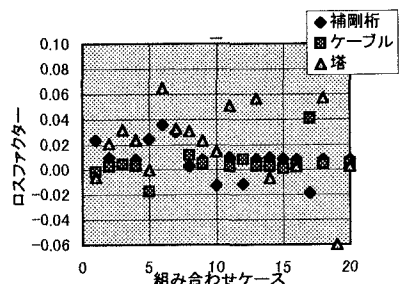


図-6 ロスファクターの推定値