

小規模斜張橋の動的応答特性に関する一考察

宇部興産㈱

若林 敏夫

正員

金重 和義

正員

竹本 信司

正員

○和多田 康男

1. はじめに

近年、景観が重視される公園や市街地域では、斜張橋がモニュメントあるいはランドマークとしていわゆる経済支間以下の場合においても、美観的優位性から採用される傾向が増加している。

このような斜張橋の多くは、最大スパンが50～100 m程度の自歩道橋であり、これまでも景観にマッチした美しい橋が数多く建設されている〔1〕。また、構造的には製作・施工・メンテナンス上、桁の剛性を極端に小さくできない、支承構造等をあまり複雑にできないといった長大斜張橋とは異った制約を有する場合が多い。

ところで、歩道橋の重要な設計条件の一つにその橋梁の有する固有周期問題がある。歩道橋は主として歩行者が利用する橋梁であるため歩行者の歩調と一致したり歩行者が不快感を覚えたりするような固有周期(1.8～2.3Hz)は避けなければならない〔2〕。本発表は、昨年7月に竣工した橋長54.8mの2径間連続鋼斜張橋(北コース斜張橋)を例にとり、その設計プロセスにおいて支間割、ケーブル段数、支承条件および主桁・主塔剛性が、小規模斜張橋の動的応答特性(特に固有周期)に与える影響を検討した結果について述べるものである。

2. 北コース斜張橋の概要

北コース斜張橋の一般形状を図1に示す。支間割は21m+33m

(約2:3)の不等2径間で、ケーブルは3段・2面吊りの計12本である。支承条件は、短径間側のアップリフト等を考慮して、A1側から固定・可動・可動となっている。また、桁断面は、ねじり剛性、耐風安定性および美観を考慮し、逆台形一室箱桁が採用されている。

3. スパン割が固有周期に与える影響

全スパン長54mを①27m+27m(1:1)、②21m+33m(2:3)、③16.2m+37.8m(3:7)、④10.8m+43.2m(2:8)、⑤5.4m+48.6m(1:9)とした場合の1次モードから5次モードまでの固有振動数を示すと図2のようになる。各振動モードとも長径間側のスパン長に大きく影響されており、長径間側が長いほど固有振動数も小さい傾向にある(4次モードの振動数がほとんど一致しているのは塔の振動モードが発生しているためである)。1次モードが回避すべき振動数(1.8～2.3Hz)に入っているのは③のみであるが、地覆や高欄による主桁剛性の増加等を考慮した場合、④も1.8～2.3Hzに入る可能性が大きく、半波長が40m前後の振動モードを有する構造形状は避けるべきであろう。

このように、最長径間のスパン長を適切に設定することにより、固有振動数ある程度制御できるものと思われる。

4. ケーブル段数が固有周期に与える影響

ケーブル段数を①1段、②2段、③3段、④5段、⑤8段とした場合の各固有振動数をまとめると図3のようになる。簡単のため解析においてはケーブルの総断面積が等しくなるように各々のケーブル断面積を設定した。図3から明らかなように、ケーブル段数の違いによる

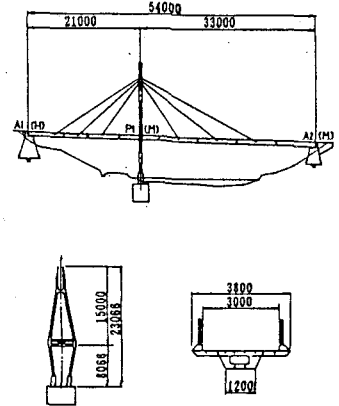


図1 北コース斜張橋の一般形状

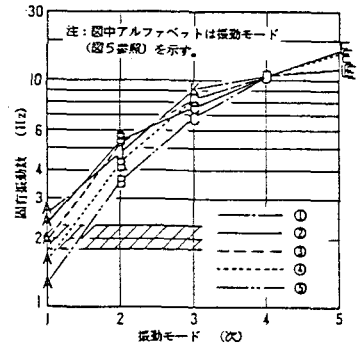


図2 スパン割と固有振動数

固有振動数および振動形状の差異はほとんど見られない。これは今回対象とした構造モデルが、主塔を直接下部工矩体から立ち上げ橋脚と一体構造としているため、構造系全体のフレキシビリティが増加し、ケーブル配置が低次モードの振動形状に対しほとんど影響を与えなかったことによるものと考えられる。

5. 支承条件が固有周期に与える影響

A1 側から順に①固定-可動-可動、②可動-固定-可動、③可動-剛結-可動、④固定-非接触(浮遊)-可動とした場合の固有振動数を表わすと図4のようになる。1次モードにおいて、各ケースともほぼ同じ振動形状を示しているが中央塔部を固定した②、③の固有振動数が①、④に比べ小さく、1.8 ~ 2.3Hz に入っている。2次モードにおいても、中央塔部を固定した場合、構造全体が橋軸方向に振動するモードが比較的低い振動数で現われ、支承条件の違いによる固有振動数のばらつきは非常に大きい。また、②および③を比較すると、すべてのモードに対して③の方が固有振動数が高いが、全体的にはほぼ同じ傾向を示している。①は5次モードを除きすべての場合に対して最も固有振動数が高く、端部の支承を固定することにより効果的に構造系の剛性が高められていることがわかる。このように支承条件は、固有周期に与える影響が大きく、アップリフトが生じる可能性のある短径間側の支承を固定とすることは支承構造としても望ましいため、地震等による荷重集中が問題とならない場合にはきわめて有効な制震方法であるものといえる。

6. 主桁・主塔の剛性が固有周期に与える影響

主桁および主塔の剛性を変化させた場合の固有振動数をまとめると表1のようになる。表1から明らかなように、主塔の剛性を大きく増加させても、構造全体の固有振動数はあまり変化していない。主桁本体の振動が問題となる歩道橋においては、桁の剛性を変化させることにより、固有周期の調整を行うほうが、効果的であることが確認された。

7. む す び

一般に、斜張橋は桁高が低く非常にスレンダーな景観を有しているが、その反面フレキシブルな構造となりやすい。このため長大橋では耐震上有利となり得るが、中小の斜張橋に適用する場合、今回述べたような固有周期問題がしばしば発生し、断面が応力制限により決定されず固有周期つまり使用制限により、決定される場合も十分考えられる。本発表で用いた橋梁は、橋長・塔形状等一つの特異な例にすぎないが、今後同種橋梁を設計するに当たっての参考となれば幸いである。

参考文献

- [1] 最近の例では 日種ほか：天神橋・自転車歩行者専用スロープの設計と施工、橋梁と基礎88-7
- [2] 日本道路協会：立体横断施設技術基準、P 35, 1979

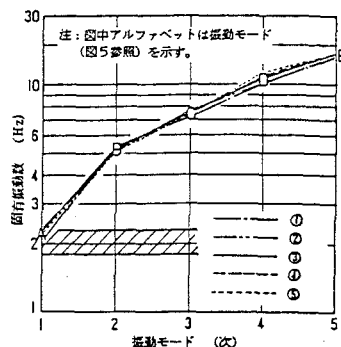


図3 ケーブル段数と固有振動数

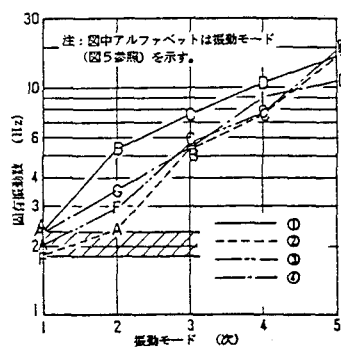


図4 支承条件と固有振動数

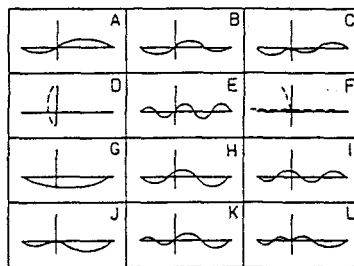


図5 振動モード

表1 主桁・主塔の剛性と固有振動数

主桁剛性 (m4)	主塔剛性 (m4)	固有振動数 (Hz)					全質量 (t)
		1次	2次	3次	4次	5次	
0.00717	0.00268	2.30 (A)	5.32 (B)	7.57 (C)	10.57 (D)	13.75 (E)	66.5
0.00772	0.00268	2.31 (A)	5.33 (B)	7.62 (C)	10.57 (D)	13.88 (E)	67.8
0.00825	0.00268	2.32 (A)	5.34 (B)	7.67 (C)	10.57 (D)	14.04 (E)	68.8
0.00717	0.00329	2.30 (A)	5.31 (B)	7.58 (C)	11.05 (D)	13.75 (E)	67.7
0.00717	0.00378	2.30 (A)	5.31 (B)	7.59 (C)	11.12 (D)	13.75 (E)	68.5
0.00717	0.00586	2.31 (A)	5.30 (B)	7.60 (C)	11.31 (D)	13.75 (E)	71.7

注：固有振動数の（ ）内は振動モードを表す（図5参照）

全質量は主桁・主塔・ケーブルその他の合計を示す。