

長大PC斜張橋の減衰特性に関する考察

Evaluation of Damping Property of Long-Span Prestressed Concrete Cable-stayed Bridges

山野辺 慎 一 新 原 雄 二
南 浩 郎¹⁾ 河 野 哲 也

要 約

PC 斜張橋の耐震設計における動的設計では減衰の評価が重要であるが、減衰特性の理論的・解析的な評価は難しいために、減衰定数をどう設定するかに関しては、十分検討されていないのが現状である。本研究では、既往の長大 PC 斜張橋の解析モデルを用い、長大 PC 斜張橋の減衰に与える要因を明らかにするために、各部材のひずみエネルギーの占める割合について調査し、各部材の等価減衰定数、可動支承における摩擦の影響、及び基礎からの逸散減衰の影響について検討し、既往の振動実験結果との対応について検討した。

目 次

- I. はじめに
- II. 振動実験データに基づく減衰特性
- III. ひずみエネルギー分布とモード減衰定数に対する寄与
- IV. 基礎からの逸散減衰の影響
- V. 可動支承における摩擦による影響
- VI. まとめ

I. はじめに

プレストレストコンクリート(以下 PC)斜張橋は、地震時の挙動が複雑であることなどの理由により、その耐震設計において動的解析が必要とされる。

このような動的解析においては、構造物の減衰の評価が重要である。動的解析モデルの構築において、各部材の剛性や質量の振動特性に対する影響は、個々の部材ごとに評価してそれらを重ね合わせて評価しているが、構造物の減衰は、内部減衰、構造減衰、逸散減衰などの複数の要因があるために非常に複雑で未解明の部分が多く、各要因の影響を分離して評価することは困難である。このため、動的解析において、各要因の影響を重ね合わせて構造系の減衰を評価することは不可能であり、一般に、各要因の影響を包括した減衰定数としてその影響を評価しているが、その設定根拠は曖昧である。

鋼斜張橋における減衰のメカニズムに着目した研究としてはいくつかある¹⁾が、PC 斜張橋の耐震設計への反映を目的として検討された例は十分ではない。一方、PC 斜張橋については既往の振動実験による減衰定数が整理されている²⁾が、振動実験レベルの振動振幅についての検討結果を耐震設計に反映させるには、さらに検討を加える必要がある。また、振動実験では励起できない振動モードについては、別途、解析的に検討する必要があると考えられる。

そこで、本研究では、長大 PC 斜張橋の耐震設計での動的解析における減衰定数の設定に資することを目的とし、振動実験などが行

われた最大支間長 200m級の長大 PC 斜張橋を検討対象にして、各々の解析モデルを用い、耐震設計上重要な低次モードの減衰に及ぼす各要因の影響について考察した。まず始めに、長大 PC 斜張橋の減衰に与える要因として、各部材のひずみエネルギーの割合について調査し各部材の等価減衰定数を既往の振動実験結果との対応から求めた。つぎに、可動支承における摩擦による減衰の影響、及び、基礎からの逸散減衰の影響について検討した。

II. 振動実験データに基づく減衰特性

筆者らは、既往の 15 橋の PC 斜張橋の振動実験データを整理し、減衰定数と固有振動数の関係をモード毎に検討した²⁾。鉛直曲げモードについて得られた結果を、Fig.1 に示す。また、主塔の曲げ変形のない振動モードと主塔の曲げ変形のあるモードについて、減衰定数と振動数の関係として、それぞれ以下の近似式が得られている。

$$h = 0.0042 f^{0.597} \quad : \text{主塔の曲げ変形なし} \quad \cdots \cdots (1)$$

$$h = 0.0094 f^{0.579} \quad : \text{主塔の曲げ変形あり} \quad \cdots \cdots (2)$$

両式から分かるように、PC 斜張橋の振動実験における減衰定数としては、①振動数が高いと減衰定数が大きくなる傾向があり、また、②鉛直曲げ振動モードの減衰定数は、主塔の曲げ変形のない振動モードと主塔の曲げ変形のある振動モードで振動数に対する傾向はよく似ているものの、主塔の曲げ変形のある場合の減衰定数はないもののほぼ 2 倍である。

振動数が高いと減衰定数が大きくなる理由としては、以下のことが考えられる。多数の下部構造の振動実験結果を整理した結果³⁾を見ると、下部構造の減衰定数は固有振動数がいほど大きくなっている。橋脚の減衰は、橋脚躯体の内部減衰、周辺地盤の履歴減衰、及び基礎からの逸散減衰からなるが、特に高さの低い橋脚の基本振動モードは周辺地盤の変形により基礎が並進・回転するものである

1) 土木設計本部第二設計部

キーワード: PC 斜張橋, 耐震設計, 減衰定数, 振動実験, 支承, 摩擦, 逸散減衰

から、躯体の内部減衰の占める割合は小さく、減衰の大半は地盤によるものと考えられる。地盤によるもののうち、逸散減衰については振動数が高いほど大きくなり、PC 斜張橋においても、基礎からの逸散減衰が寄与していることが、減衰定数の振動数依存の原因と考えられる。また、斜材や照明柱・高欄などの橋梁付属物の固有振動数は橋の低次モードの振動数よりも高いが、振動数が高くなると斜材や付属物の振動が生じやすくなり、そこでのエネルギー吸収やシステムダンピング⁴⁾が発生することも原因の一つと思われる。

一方、主塔の曲げ変形のあるモードの減衰定数がないものより大きい原因としては、主塔の曲げ変形のあるモードは、基礎からのエネルギー逸散が大きいこと、及び、支承や伸縮装置の変位による摩擦が関与していることが原因と考えられる。

Ⅲ. ひずみエネルギー分布とモード減衰定数に対する寄与

1. 検討方法

ひずみエネルギー比例型減衰によるモード減衰定数 h_i は、各部材のひずみエネルギー $\phi_i^T K_j \phi_{ij}$ の等価減衰定数 h_j に対する重み付き平均として、下式で求められる。

$$h_i = \frac{\sum h_j \phi_{ij}^T K_j \phi_{ij}}{\phi_i^T K \phi_i} \quad \dots\dots(3)$$

ここに

h_i : i 次モードの減衰定数

h_j : 要素 j の等価減衰定数

ϕ_{ij} : i 次モードの要素 j のモードベクトル

K_j : 要素 j の剛性マトリックス

K : 構造全体の剛性マトリックス

ϕ_i : i 次モードの構造全体のモードベクトル

上式を用い、各橋の解析モデルについて、橋全体のひずみエネルギーに対する主桁、斜材、主塔、橋脚、地盤ばねの各部材のひずみエネルギーの割合をモード毎に求めた。また、参考までに、モード減衰定数に対する各部材の減衰の寄与を算出した。後者では、各構造要素の等価減衰定数を主桁 0.03、斜材 0.02、主塔 0.03、橋脚 0.05、地盤ばね 0.10 とした⁵⁾。なお、地盤ばねの等価減衰定数は、周辺地盤の履歴減衰と逸散減衰の両者を含んだものである。

Fig.2 に各橋の概要と解析モデルを示す。対象とした橋梁は、呼子大橋、伊唐大橋、及び十勝大橋の3橋であり、橋軸方向を検討対象とした。各モデルは、各橋の振動実験の考察などにおいて、妥当性が確認されているものである。可動支承は、ここでは可動方向に自由な境界条件としてモデル化している。

2. 検討結果

呼子大橋のひずみエネルギーの割合を Fig.3(a) に棒グラフで示す。これを見ると、逆対称 1 次モードを除くと、主桁と斜材によるひずみエネルギーがほとんどを占めており、遊動円木モードでは主桁と斜材で 90% 近くを、逆対称 2 次モードでは 99% を占めている。逆対称 1 次モードでは、主塔、橋脚、及び地盤ばねによる分が約 50% を占めており、このほとんどが橋脚によるものであり、このモードでは橋脚の等価減衰定数の設定が重要であると言える。なお、地盤ばねについては各構造要素の中で最も大きな等価減衰定数を与えているが、その寄与は基礎の変位の比較的大きい逆対称 1 次モードでも 7% 程度であり、その他のモードではさらに微小でありほとんど

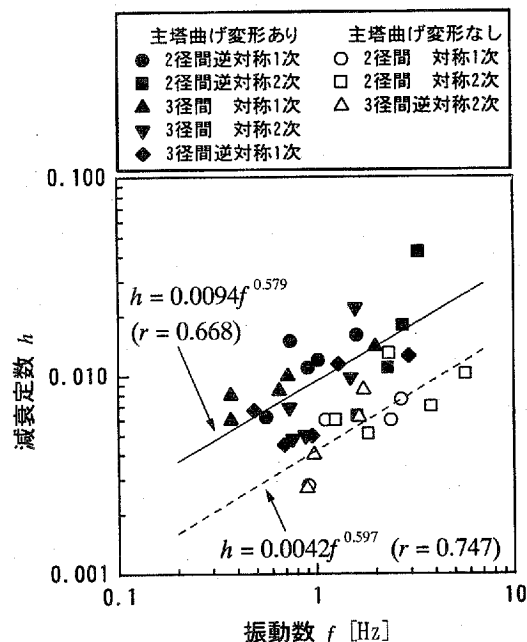


Fig.1 Damping Ratio in Vertical Bending Mode of PC Cable-stayed Bridges

寄与しないことが分かる。

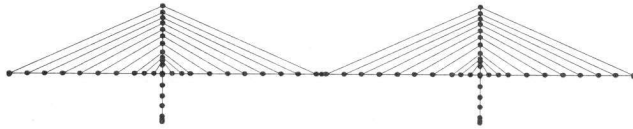
同様に Fig.3(b) の伊唐大橋の場合を見てみる。伊唐大橋の場合、主塔はフーチングから立ち上がっていて、橋脚として扱っているのは Fig.2 に示す端橋脚と中間橋脚であり、これらの橋脚での主桁の支持条件は可動であるから、ひずみエネルギーはほとんどない。これを考慮して主桁、斜材、主塔のひずみエネルギー分布を見ると、いずれのモードも、呼子大橋とよく似ている。

一方、Fig.3(c) の十勝大橋のひずみエネルギー分布は、上述の3橋とは、かなり異なっている。主桁と斜材によるひずみエネルギーの占める割合が大きいのは同様であるが、主塔、橋脚、地盤ばねの寄与分を見ると、逆対称 2 次モードを除けば、各モードとも地盤ばねの寄与が特に大きくなっており、主塔と橋脚の寄与がほとんどない。本橋において地盤ばねの寄与が大きく主塔と橋脚の寄与が小さいのは、独立 1 本柱形式であるため橋軸直角方向の耐力や座屈に対する安全性を確保する結果、橋軸方向に対しても他橋に比べ主塔の剛性が大きくなったこと、橋脚高さが低いこと(呼子 27.0~36.0m、伊唐 13.33m に対し十勝 11.5~14.0m)、さらに、呼子大橋と伊唐大橋がⅠ種地盤であるのに対し十勝はⅡ種地盤であることなどが関係していると考えられる。逆対称 1 次モードでは、モード減衰定数に対する地盤ばねの寄与が 63% に及び、この結果モード減衰定数は 0.050 に達している。モード形状からも基礎のロッキングが他橋に比べ大きくその原因が伺えるが、本橋の振動実験では逆対称 1 次について 0.0045 のモード減衰定数が得られており¹⁾、0.050 のモード減衰は、振動実験結果からはおよそ考えられない高い値である。

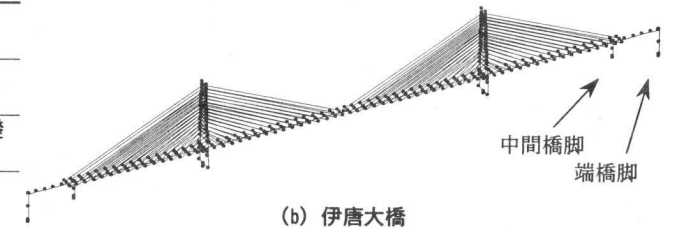
以上のことから、完成時については、①逆対称 1 次モードでは主塔、橋脚、地盤ばねによるひずみエネルギーが半分程度を占める、②その他のモードでは主桁と斜材によるひずみエネルギーがほとんどを占めている、また、③地盤ばねの影響は、十勝大橋のように橋脚高さが低く地盤が軟らかい場合には大きくなるが、Ⅰ種地盤では支配的ではないことが分かった。

解析対象橋梁の諸元

橋 梁 (完成年)	支間構成 主桁の支持形式	主塔形式 橋脚形式	基礎形式 地盤種別
呼子大橋 (1989)	121+250+121m フローティング形式	門形 中空壁式	直接基礎 I 種地盤
十勝大橋 (1995)	125+251+125m 連続桁形式	独立 1 本柱形式 壁式	直接基礎 II 種地盤
伊唐大橋 (1996)	44+120+260+120+44m フローティング形式	準 H 形 (主塔から連続)	多柱式基礎 I 種地盤



(a) 呼子大橋

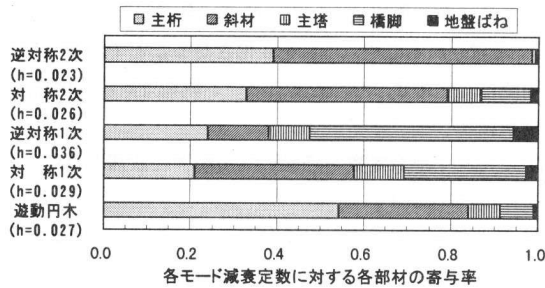


(b) 伊唐大橋

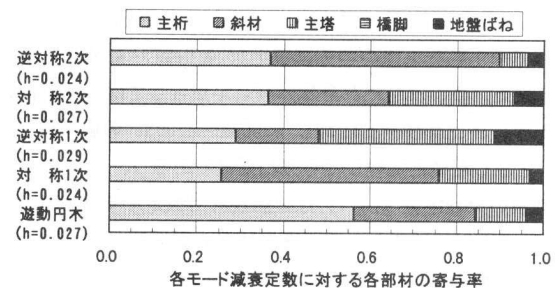


(c) 十勝大橋

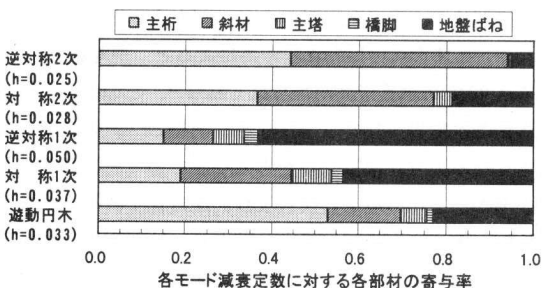
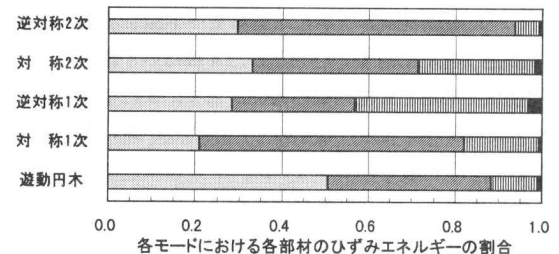
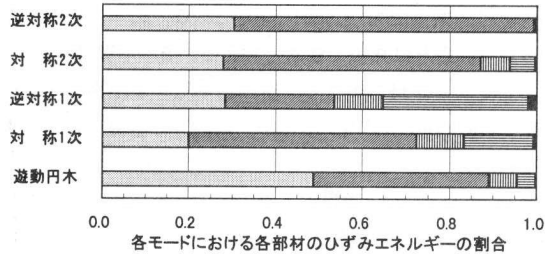
Fig.2 Analytical Models



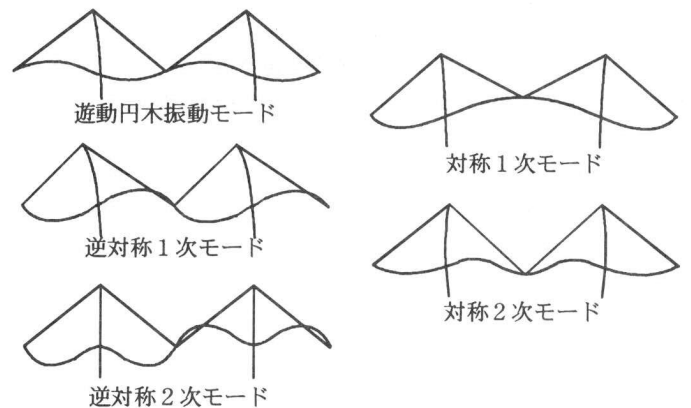
(a) 呼子大橋



(b) 伊唐大橋



(c) 十勝大橋



振動モード

注: 棒グラフ左の()内は, 各構造要素の等価減衰定数を主桁 0.03, 斜材 0.02, 主塔 0.03, 橋脚 0.05, 地盤ばね 0.10 とした場合のモード減衰定数を示す。

Fig.3 Modal Strain Energy of Each Member and Their Contribution to Modal Damping

3. 振動実験結果との比較による等価減衰定数

ここでは、モード減衰定数がひずみエネルギー型減衰で求められると仮定し、PC 斜張橋の振動実験データに基づくモード減衰定数の近似式(1)、(2)に一致するような各部材の等価減衰定数を求めてみた。前述の呼子大橋、伊唐大橋、十勝大橋に青森ベイブリッジ(3径間連続PC斜張橋、連続桁形式、最大支間長240m)を加えた4橋の解析モデルを用い、主塔の曲げ変形があるモードとないモードの両方を含むの4つのモード(対称1次、対称2次、逆対称1次、逆対称2次)の合計16モードの減衰定数が、近似式(1)、(2)に対して最適となるような構造要素の等価減衰定数を、最小二乗法により求めた。

得られた等価減衰定数は、主桁0.0069、斜材0.0044、主塔0.0075、橋脚0.0085、地盤ばね0.0141であった。なお、遊動円木モードについては、振動実験では遊動円木モードを励起できないために近似式を求めたデータに含まれていないので、ここでは考慮していない。

等価減衰定数のうち、コンクリート部材である主桁、主塔、橋脚は0.0069~0.0085である。これは、角本らにより単径間のPC吊床版橋について導かれた床版の等価減衰定数0.0101⁶⁾に概ね近い値と言える。また、コンクリート自体の減衰定数としては、Jordanにより材齢1年のコンクリートに対し0.0034~0.0087の値が得られており⁷⁾、こうした値と比較しても概ね妥当であろう。

一方、地盤の減衰定数0.0141は耐震設計で仮定する値よりも一桁小さいが、これは後述するように逸散減衰の寄与が小さいことと、振動実験では地盤のひずみが微小であることによるものと思われる。

ここで得られた等価減衰定数から求まるモード減衰定数と近似式(1)、(2)の比較をFig.4に示す。対象とした4橋はいずれも最大支間長が240~260mであるため振動数の範囲が狭く、またひずみエネルギー比例減衰は振動数に依存しないので、振動数が高いと減衰定数が大きくなる傾向は表現できていないが、計算値は近似式と比較的一致している。ただし、減衰定数が振動数に主塔の曲げ変形がある三つのモード(対称1次、対称2次、逆対称1次)は主塔の曲げ変形のないモード(逆対称2次)よりも若干大きめの減衰定数を与えるが、式(2)と(3)の差ほどの違いは得られていない。

以上のことから、ここで対象としたような最大支間長200m級の3径間PC斜張橋については、上記の等価減衰定数を用いれば、振動実験レベルの振動の減衰定数がある程度予測可能である。ただし、主塔の曲げ変形があるモードの方が主塔の曲げ変形のないモードよりも減衰定数大きいという性質は、ひずみエネルギー比例型減衰では十分には説明できないことが分かった。そこで、次章以降で、基礎からの逸散減衰と可動支承における摩擦の影響について検討することとする。

IV. 基礎からの逸散減衰の影響

1. 検討方法

呼子大橋と十勝大橋の2橋について、基礎からの逸散減衰の影響を解析的に検討した。両橋の基礎は直接基礎である。Fig.5に各橋の基礎の構造と周辺地盤の土質柱状図を示した。

半無限地盤に剛な円盤が接している時の、地盤に対する並進と回転振動に関する地盤ばねと基礎からの逸散減衰を表す粘性係数は、山原⁸⁾により求められている。ここでは、各橋の構造モデルにこの

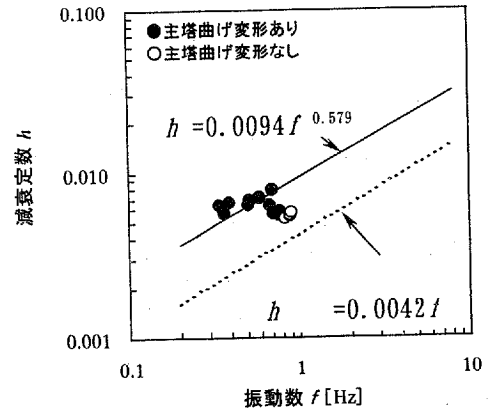


Fig.4 Calculated Modal Damping vs. Regression Lines

地盤ばねと粘性係数を付け、複素固有値解析によりモード減衰定数を求めた⁹⁾。他の部材の減衰は一切考慮していない。円盤の半径は、実際の基礎と地盤の接触面積が等価となるように設定した。地盤ばねと粘性係数の算出において、地盤の物性はせん断弾性波速度 V_s として考慮されるので、 V_s を変化させることで地盤ばねと粘性係数を同時に変化させ、これによるモード減衰定数の変化を求めた。

2. 解析結果

得られたモード減衰定数を地盤のせん断弾性波速度 V_s との関係で整理し、Fig.5に示す。

呼子大橋の結果を見ると、いずれのモードも V_s の低下と共にモード減衰定数が上昇しているが、 V_s の設計値1300m/s付近でのモード減衰定数は、最大でも0.0001程度であり、モード減衰定数に対する逸散減衰の寄与は無視できると言える。モード間で比較すると、逆対称1次モードが最も大きく、遊動円木モードが最も小さく、この傾向は、Fig.3(a)のひずみエネルギーにおける基礎の占める割合と近似している。

十勝大橋についても、逆対称1次モードが最も大きく、遊動円木モードが最も小さい。Ps検層による接地地盤の V_s の実測値は340m/s程度であり、この値での逆対称1次モードの減衰定数は0.008程度であり、呼子大橋に比べ1桁大きい。この違いは、すでに述べたように、地盤が軟らかいことと基礎の変形が大きいことによるものと考えられる。十勝大橋の振動実験結果によると、逆対称1次モードについて0.0045の減衰定数が得られており¹⁾、この値は、地盤からの逸散減衰だけで得られることになる。地盤の V_s 値は深くなるに従い大きくなるので、逸散減衰を考えるとときの V_s はさらに大きく見込む必要があるが、以上の検討より、逆対称1次モードは他のモードに比較し大きな逸散減衰を有しており、軟弱地盤で橋脚高さが低い場合などモードが基礎の回転を伴う場合には、逸散の影響が大きいことに注意する必要があると言える。

V. 可動支承における摩擦による影響

1. 検討方法

可動支承における摩擦による構造系の減衰は、以下の等価粘性係数 C により表現できることが確かめられている¹⁰⁾。

$$C = \frac{4F}{\pi\omega a} \quad \dots\dots (4)$$

ここに、 F は摩擦力、 ω は対象とするモードの固有円振動数、 a は

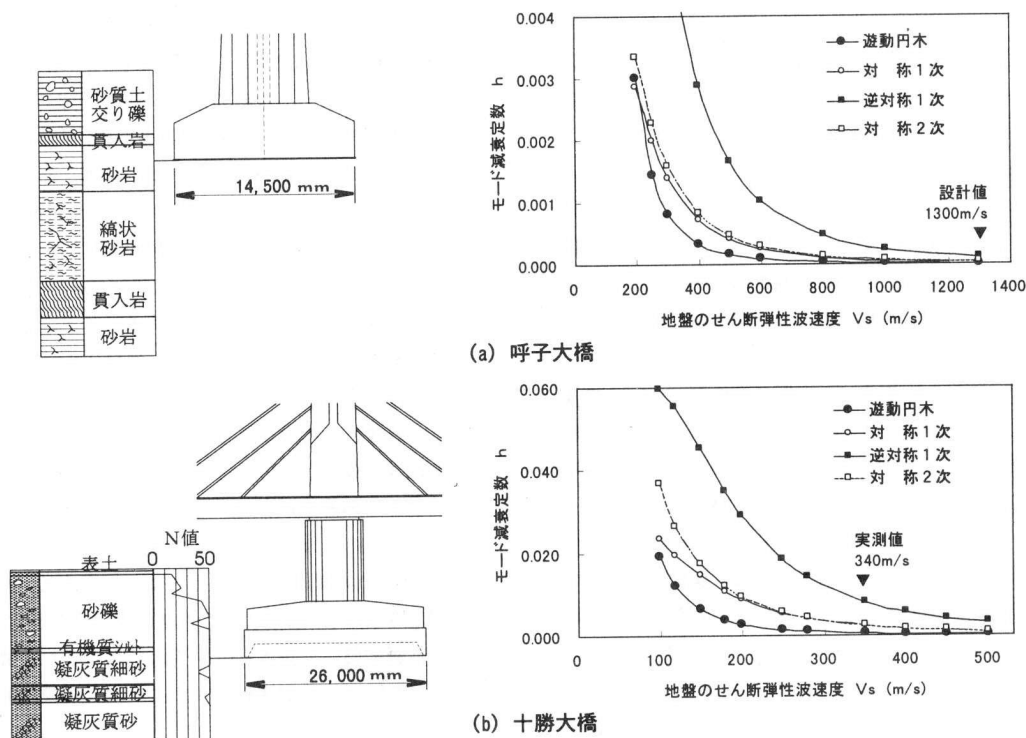


Fig.5 Relationship between Elastic Shear Wave Velocity and Modal Damping Ratio

支承の相対変位振幅である。式(4)より、等価粘性係数は支承の相対変位振幅に反比例しており、微小な振幅であるほど、摩擦による粘性係数は大きくなる性質がある。

ここでは、呼子大橋と十勝大橋の2橋に、上記の方法を適用し、可動支承における摩擦の影響について解析的に検討した。各橋のフレームモデルの支承位置に粘性係数 C を持つダンパを取り付けた解析モデルについて、 C を種々変化させて複素固有値解析を行い、粘性係数 C とモード減衰定数の関係を求めた。フローチング形式である呼子大橋では端支点にのみ、また、連続桁形式である十勝大橋では端支点と柱頭部の両方に、粘性係数を与えた。その際、摩擦力 F は死荷重時支承反力と摩擦係数から求め、摩擦係数は 0.01 とした。

支承に与えた粘性係数とモード減衰定数の関係の解析結果を Fig.6 に示す。

2. 遊動円木モード

まず、両橋の遊動円木モードについて見てみる。両橋とも粘性係数と共にモード減衰定数が大きくなり、呼子大橋では、 $29\text{MN}\cdot\text{s/m}$

で過減衰となる。この粘性係数は、支承相対変位 2.4mm に相当するので、支承変位が小さくなるにつれてモード減衰が大きくなり、支承変位が 2.4mm 以下では遊動円木モードが消滅することになる。同様に、十勝大橋では $69\text{MN}\cdot\text{s/m}$ で過減衰となり、この粘性係数は支承相対変位 38mm に相当する。したがって、遊動円木モードは、微小地震では相当大きな減衰定数となり、振動実験レベルの振幅では過減衰となることが分かる。

この性質を、耐震設計で考慮するような地震について考える。

呼子大橋については、震度法レベルの地震では主桁の最大変位は 100mm に及んでいる⁸⁾。100mm の相対変位では遊動円木モードに対する支承の粘性係数は $C=0.71\text{MN}\cdot\text{s/m}$ であり、グラフより遊動円木モードの減衰定数は 0.01 である。最大変位以下では C は $C=0.71\text{MN}\cdot\text{s/m}$ より大きくなるから、遊動円木モードの減衰定数はもっと大きくなる。なお、呼子大橋の設計では、各モード一律に 0.02 のモード減衰定数を仮定していた。遊動円木については、0.02 のモード減衰定数の内 0.01 は支承摩擦だけで発生するということにな

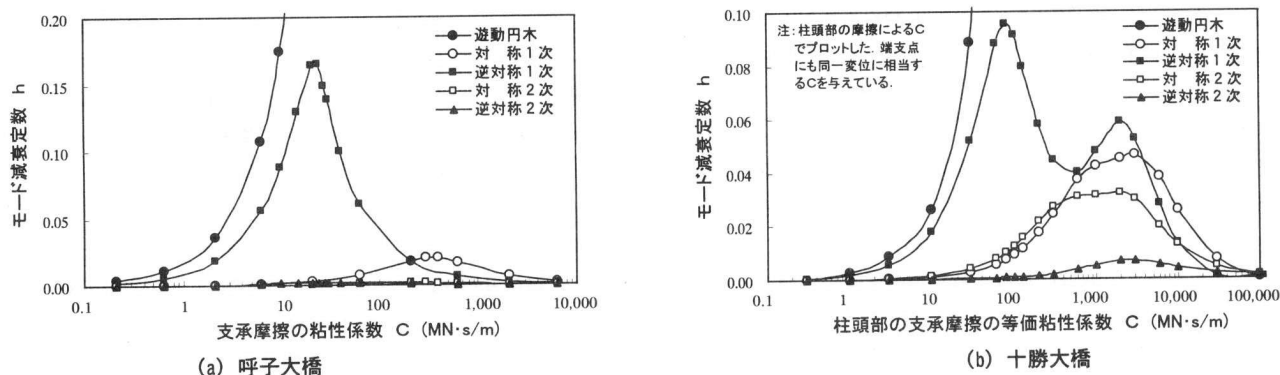


Fig.6 Relationship between Frictional Damping at Movable Supports and Modal Damping Ratio

る。

十勝大橋の震度法レベルの地震では主桁の最大変位は 207mm である¹⁾。これ以下の変位では 0.04 以上のモード減衰定数となるので、設計で想定していたモード減衰定数 0.032 以上の減衰定数が、設計で無視していた支承の摩擦により生じることになる。

呼子大橋では保耐法レベルの検討は行われていないが、主桁の最大変位は数 100mm に及ぶものと考えられる。たとえば相対変位 300mm で $C=0.24\text{MN}\cdot\text{s/m}$ であり、その時の遊動円木モードの減衰定数は 0.004 と小さいので、保耐法レベルでは支承摩擦の影響は小さいと言える。

十勝大橋の保耐法レベルの地震時は、主桁の変位は 41.5cm に及んでいる¹⁾。40cm 以下の相対変位では柱頭部の支承の粘性係数は $C=7.4\text{MN}\cdot\text{s/m}$ 以上であり、グラフより遊動円木モードの減衰定数は 0.03 程度以上である。一方、支承摩擦を無視し、ひずみエネルギー比例型減衰を仮定している設計での遊動円木モードの減衰定数は、0.033 であったから、連続桁形式の PC 斜張橋では、保耐法レベルのように支承の変位が大きな場合でも可動支承の摩擦の寄与が大きいと言える。

3. 逆対称 1 次モード

呼子大橋の逆対称 1 次モードの減衰定数は、 $C=24\text{MN}\cdot\text{s/m}$ で最大値となる。この粘性係数は、支承相対変位 1.6mm に相当する。震度法レベルの 100mm 程度の相対変位では支承の粘性係数は $C=0.37\text{MN}\cdot\text{s/m}$ であり、グラフより同モードの減衰定数は 0.01 以下である。また、保耐法レベルでは、支承の摩擦は全く寄与しないと言える。

十勝大橋で、粘性係数の変化に対しピークが二つ存在するのは、端支点と柱頭部の両方に粘性減衰を与えているためであると考えられる。このモードでは、支承摩擦によるモード減衰定数の最大は 0.095 であるが、震度法レベル（支承相対変位が 207mm）では 0.01 以下、保耐法レベル(400mm)では 0.005 程度であり、設計上は小さいと言える。

なお、ここでは支承が完全に滑ると仮定して解析したが、振動実験では支承の変位は微小であり、支承の構造を考えると、支承が滑り始めるような振幅（たとえば $\pm 0.5\text{mm}$ ）を励起できないので、支承の摩擦は寄与していないとも考えられる。ただし、ここでは支承の摩擦のみを考慮したが、支承以外にも伸縮装置のように摩擦が生じる要因がある。主塔の曲げ変形は支承と同様に伸縮装置の変位を伴うので、伸縮装置の摩擦もモード減衰を大きくする要因となる。また、支承や伸縮装置が変位すれば、隣接橋に振動エネルギーが逸散することも、主塔の曲げがあるとモード減衰定数が大きくなることの要因として挙げられる。こうした検討は、今後の課題である。

VI. ま と め

長大 PC 斜張橋の耐震設計での動的解析における減衰定数の設定への反映を目的とし、振動実験などが行われた最大支間長 200m 級の PC 斜張橋を検討対象にし、各々の解析モデルを用い、耐震設計上重要な低次モードの減衰に及ぼす各要因の影響について考察し、振動実験結果と対比した。

- a. モード減衰定数がひずみエネルギー型減衰で求められると仮定し、遊動円木を除く低次モードの実験データに一致するよう

な各部材の等価減衰定数を求めた。等価減衰定数は、主桁 0.0069、斜材 0.0044、主塔 0.0075、橋脚 0.0085、地盤ばね 0.0141 であった。コンクリート部材の値は、他の研究で得られた値と比較して概ね妥当であり、振動実験レベルの振動におけるモード減衰定数は、この等価減衰定数を用いれば、ある程度予測可能である。しかし、主塔の曲げ変形があるモードの方が主塔の曲げ変形のないモードよりも減衰定数が大きいという性質は、ひずみエネルギー比例型減衰では十分に説明できない。

- b. 可動支承の摩擦減衰は、遊動円木モードと逆対称 1 次モードに対し有意な影響がある。特に、連続桁形式では、遊動円木モードの減衰定数は、振動実験レベルの振幅では過減衰に達する。また、震度法で考慮するような地震に対しては、支承摩擦を考慮すれば、設計をさらに合理化できる可能性がある。
- c. 基礎からの逸散減衰は、逆対称 1 次モードの場合が最も大きい。部材の減衰に比べると小さく、堅固な地盤に架けられる PC 斜張橋の実設計では無視してよいと言える。ただし、地盤が軟弱になるほど、基礎からの逸散減衰は大きくなる傾向があり、今後軟弱地盤にも長大 PC 斜張橋が建設される機会が増えると思われるので、保耐法レベルのような大規模地震での取り扱いが重要になる。

最後に、伊唐大橋（鹿児島県）、十勝大橋（北海道開発局）、呼子大橋（佐賀県）、青森ベイブリッジ（青森県）の関係各位に、謝意を表します。

参考文献

- 1) 川島一彦, 運上茂樹, 角本周; 基礎からのエネルギー逸散による斜張橋の減衰特性, 土木技術資料, Vol.32 No.9, pp.33-39, 1990 年。
- 2) 竹田哲夫, 山野辺慎一, 新原雄二; 実測データに基づく PC 斜張橋の減衰特性について, 土木学会論文集, (掲載許可済)。
- 3) 土木学会編; 動的解析と耐震設計 第 4 巻 ライフライン施設, 技報堂出版, pp.56-58, 1989 年。
- 4) 前田研一, 前田幸雄, 米田昌弘; 斜張橋のシステムダンピングの実態とその応用, 橋梁と基礎, pp.27-35, 1988 年。
- 5) 日本道路協会; 道路橋示方書 V 耐震設計編, 1996 年。
- 6) 角本周, 梶川康男; PC 吊床版橋の減衰定数の評価と振動使用性照査における影響, 土木学会論文集, No.612, I-46, pp.337-348, 1999 年。
- 7) Jordan, R. W.; The effect of stress frequency curing mix and age upon the damping of concrete, Magazine of Concrete Research, Vol.32, No.113, 1980。
- 8) 柴田明徳; 最新耐震構造解析, 森北出版, pp.238-247, 1981 年。
- 9) 川島一彦, 運上茂樹, 角本周; 基礎からのエネルギー逸散による斜張橋の減衰特性, 土木技術資料, Vol.32 No.9, pp.33-39, 1990 年。
- 10) 米田昌弘; 橋梁の可動支承部における摩擦力に起因した構造減衰特性に関する 2, 3 の考察, 土木学会論文集, 第 492 号/VI-23, pp.137-145, 1994 年。
- 11) 帯広開発建設部; 十勝大橋設計・施工検討委員会第 2 回委員会資料(1)耐震設計, pp.84, 1991 年。