

長大 PC 斜張橋の減衰特性に関する考察

山野辺慎一¹・南 浩郎¹・竹田 哲夫²

¹正会員 工修 鹿島建設株式会社 土木設計本部 (〒107-8502 東京都港区赤坂 6-5-30)

²正会員 鹿島建設株式会社 技術研究所 (〒182-0036 東京都調布市飛田給 2-19-1)

1. 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。動的解析においては、構造物の減衰の評価が重要であることはいうまでもない。

動的解析モデルの構築において、各部材の剛性や質量の影響は、個々の部材毎に評価してそれらを重ね合せて評価している。これに対し、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い。このため、各要因の影響を分離して評価することは困難であり、動的解析においても、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、一般には不可能である。設計においては、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。

橋梁における減衰のメカニズムに着目した研究としては、斜張橋の模型実験により各部材の吸収エネルギーからモード減衰定数を推定した研究¹⁾、鋼斜張橋モデルの解析から可動支承の摩擦と基礎からの逸散減衰の影響を検討した研究^{2), 3)}、鋼斜張橋を対象とし各減衰要因からエネルギー的に減衰定数を評価し実橋振動実験に適用した研究⁴⁾などがあるが、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。また、既往の振動実験データに基づき PC 斜張橋の減衰定数について整理した研究⁵⁾もあるが、振動モードの中には振動実験では励起できないものもあり、こうしたものは、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 200 m 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、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た。つぎに、可動支承における摩擦による減衰の影響、および、基礎からの逸散減衰の影響について検討した。さらに、地震時保有水平耐力法に代わって行われる非線形動的解析における減衰定数の設定の影響について検討した。

2. 耐震設計における減衰の取り扱い

耐震設計において行われている動的解析では比例減衰を仮定し、Rayleigh 型減衰を適用するのが一般的である。この場合、減衰マトリックスは質量マトリックスと剛性マトリックスの線形結合として求められる。これは減衰の各要因とはまったく関係なく、定式化自体には理論的根拠がない。また、構造系の一部の要素の減衰が他に比べて極端に大きい場合には、この仮定を用いることができない。しかしながら、比例減衰の仮定によれば、減衰を容易に定量化できること、比較的小さい減衰が構造系内にほぼ一様に分布している場合には実際の減衰特性を実用上十分な精度で表現できること、振動性状をモードに分解できること、などの利点を有している。このため、実際の減衰機構がどうであれ、耐震設計における動的解析としては、結局はこの比例減衰として減衰の影響を評価せざるを得ないのが現状である。

また、動的解析を適用する際の減衰定数の設定方法としては、モード減衰定数を一律に与えるか、ひずみエネルギー比例型でモード毎に与えるかのどちらかがほとんどである。ひずみエネルギー比例型減衰を適用する際の各部材の等価減衰定数は、ほとんどの設計において、道路橋示方書⁶⁾に示される参考値の範囲の最低値を設定しており、不明確なゆえに安全側に設定していることが伺える。

以上のように、震度法の照査として行われる線形動的解析(以下、「震度法レベル」の解析と呼ぶ)、

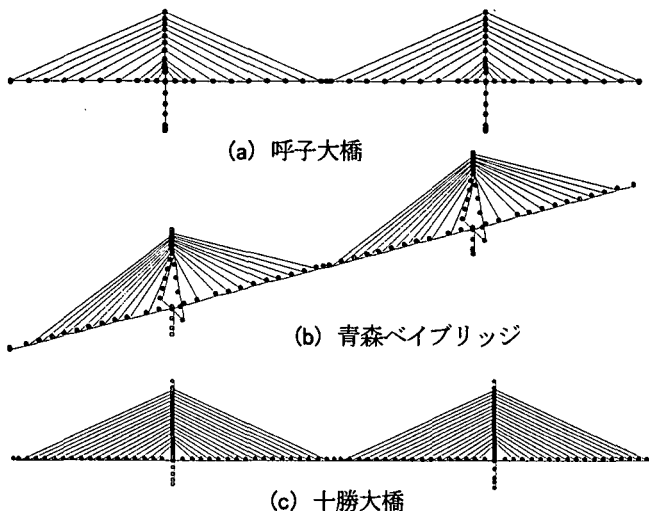


図-1 各橋の解析モデル

および地震時保有水平耐力法に代わって行われる非線形動的解析(以下、「保耐法レベル」の解析と呼ぶ)のそれぞれにおいて、減衰定数をどう設定するかに関しては、必ずしも充分には検討されていないのが現状である。

4. ひずみエネルギー分布とモード減衰定数に対する各部材の寄与

(1) 検討方法

ひずみエネルギー比例型減衰では、モード減衰定数は下式で求められる。

$$h_i = \frac{\sum h_j \phi_{ij}^T K_j \phi_{ij}}{\phi_i^T K \phi_i} \quad (1)$$

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

上式は、モード減衰定数が、各要素の等価減衰定数を重みとしたひずみエネルギーの平均で得られることを表している。ここでは、表-1 に示した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求めた。また、これに要素の等価減衰定数を考慮し、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、表-1 に示した橋の設計を参考にして、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。なお、地盤ばね

表-1 検討の対象とした長大 PC 斜張橋の諸元

橋 梁 (完成年)	支間構成/主桁の支持形式
呼子大橋 ⁷⁾ (1989)	121+250+121m フローティング形式
青森ベイブリッジ ⁸⁾ (1992)	128+240+128m 連続桁形式(ピン支持)
十勝大橋 ⁹⁾ (1995)	125+251+125m 連続桁形式

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。

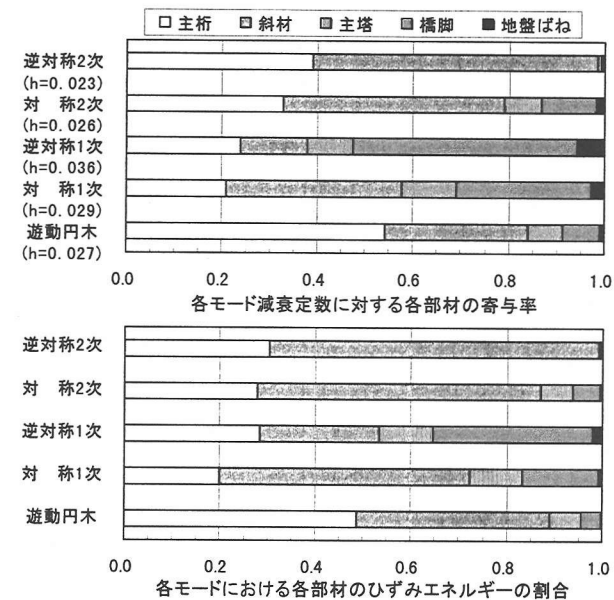
図-1 に各橋の解析モデルを示す。対象とした橋梁は、呼子大橋、青森ベイブリッジ、および十勝大橋の 3 橋であり、橋軸方向を検討対象とした。各モデルは、各橋の振動実験の考察などにおいて、妥当性が確認されているものである。可動支承は、ここでは可動方向に自由な境界条件としてモデル化した。

(2) 検討結果

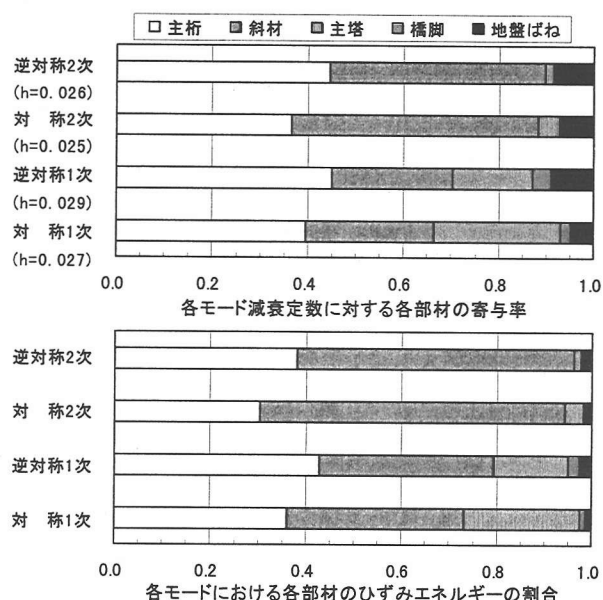
呼子大橋のひずみエネルギーの割合を図-2(a) に棒グラフで示す。これを見ると、逆対称 1 次モードを除くと、主桁と斜材によるひずみエネルギーがほとんどを占めており、遊動円木モードでは主桁と斜材で 90% 近くを、逆対称 2 次モードでは 99% を占めている。逆対称 1 次モードでは、主塔、橋脚、および地盤ばねによる分が約 50% を占めており、このほとんどが橋脚によるものであり、このモードでは橋脚の等価減衰定数の設定が重要であると言える。なお、地盤ばねについては各構造要素の中で最も大きな等価減衰定数を与えているが、その寄与は基礎の変位の比較的大きい逆対称 1 次モードでも 7% 程度であり、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

青森ベイブリッジは連続桁形式で、粘性ストッパにより主塔部での主桁の橋軸方向並進変位が固定(ピン支持)されるため、遊動円木モードは存在しない。図-2(b)の各モードは、主塔・橋脚による寄与が呼子大橋に比べ小さいが、概ね似ていると言える。

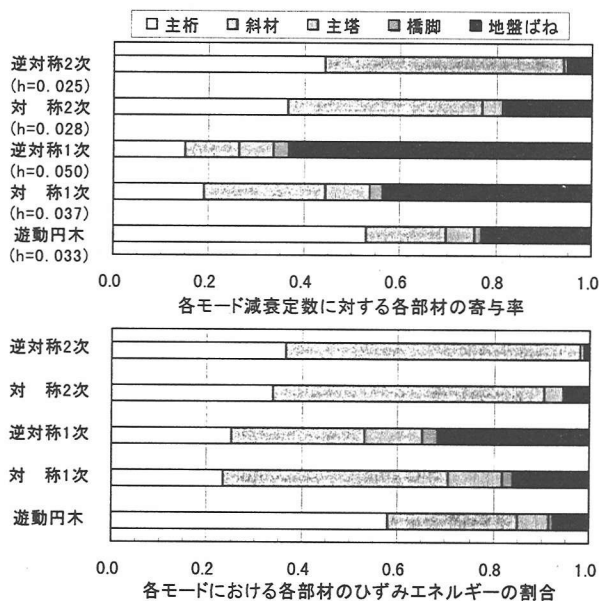
一方、図-2(c)の十勝大橋のひずみエネルギー分布は、上述の 2 橋とは、かなり異なっている。主桁と斜材によるひずみエネルギーの占める割合が大きいのは同様であるが、主塔、橋脚、地盤ばねの寄与分を見ると、逆対称 2 次モードを除けば、各モードとも地盤ばねの寄与が特に大きくなっており、主塔と橋脚の寄与がほとんどない。十勝大橋において地盤ばねの寄与が大きく主塔と橋脚の寄与が小さいのは、独立 1 本柱形式であるため橋軸直角方向の耐力や座屈に対する安全性を確保する結果、橋軸方向に対しても他橋に比べ主塔の剛性が大きくなったこと、



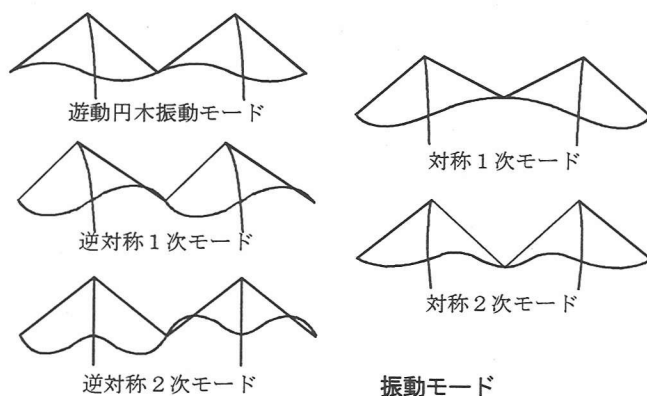
(a) 呼子大橋



(b) 青森ベイブリッジ



(c) 十勝大橋



()内はモード減衰定数

図-2 各部材のひずみエネルギーとモード減衰の関係

橋脚高さが低いこと(呼子 27.0~36.0m, 青森 15.3m, に対し十勝 11.5~14.0m), さらに, 呼子大橋が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, 十勝大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¹⁵⁾, 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, 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, ③遊動円木, 対称1次, 逆対称1次, 対称2次, 逆対称2次とモード次数が上がるにつれ, 一定の傾向は見られない, また, ④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。

5. 基礎からの逸散減衰の影響

(1) 検討方法

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, 既往の諸研究¹¹⁾に

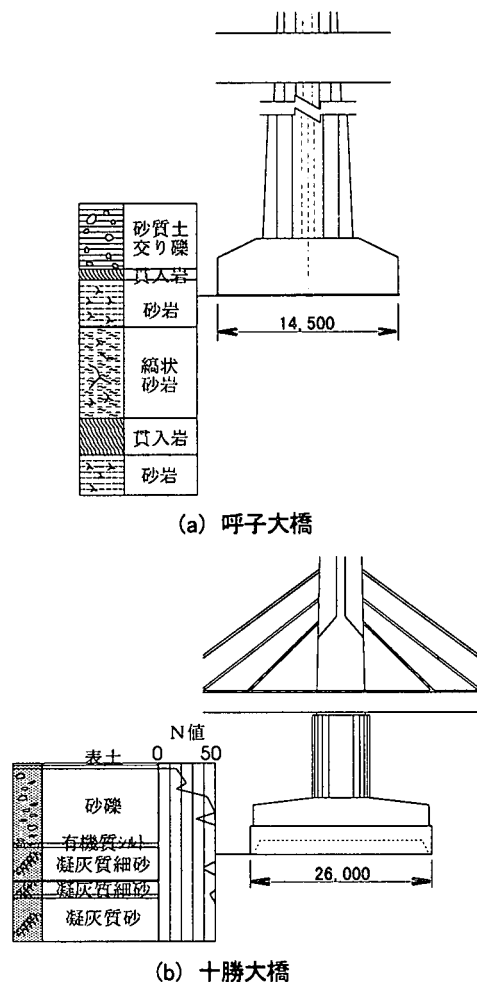


図-3 基礎の構造と土質柱状図

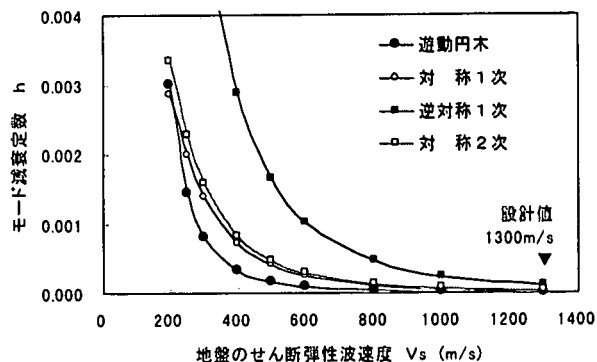
より求められている。そこで、橋の構造モデルにこの地盤ばねと粘性係数を付け、複素固有値解析によりモード減衰定数を求めることで、基礎からの逸散減衰の影響を解析的に検討した。

対象としたのは、呼子大橋と十勝大橋の2橋である。両橋とも基礎は直接基礎である。図-3に各橋の基礎の構造と周辺地盤の土質柱状図を示した。解析では、逸散減衰以外の減衰は一切考慮していない。円盤の半径は、簡単のため、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、粘性係数だけを変化させるよりは地盤ばねを同時に変化させる方が現実的と考えられる。そこで、逸散減衰の影響は、地盤のせん断弾性波速度 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。

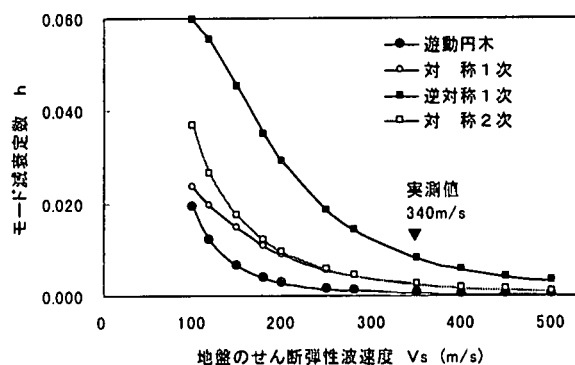
(2) 解析結果

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、図-4に示す。

呼子大橋の結果を見ると、いずれのモードも V_s



(a) 呼子大橋



(b) 十勝大橋

図-4 地盤のせん断弾性波速度とモード減衰定数の関係

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 1300 m/s 付近でのモード減衰定数は、最大でも 0.0001 程度であり、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、図-2(a)のひずみエネルギーの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 340 m/s 程度で、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では、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¹²⁾、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 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。

なお、Rayleigh 型減衰は、二つの振動数においてのみ減衰定数を規定するので、モード毎の減衰特

性を必ずしも十分に表現できない。PC 斜張橋の地震応答には複数のモードが寄与するので、上記のような逸散減衰による減衰特性がモード毎に大きく異なる性質を解析で表現するには、Rayleigh 型の比例減衰を仮定するよりは、ここで行ったように基礎の逸散を表す粘性係数を組み込む方が合理的であると言える。

6. 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により表現できることが確かめられている¹³⁾。

$$C = \frac{4F}{\pi\omega a} \quad (2)$$

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 は支承の相対変位振幅である。式(2)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 を持つダンパ要素を取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。呼子大橋(フローチング形式)では端橋脚のみに摩擦を考慮し、十勝大橋(連続桁形式)では端支点と主塔部支点の両方にそれぞれの死荷重に対応する摩擦を考慮した。

(2) 支承の相対変位と摩擦による減衰定数の関係

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、および、式(2)による粘性係数と支承の相対変位の関係を図-5 に示す。

a) 遊動円木モードの減衰定数

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、 $3000 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ で過減衰となる。この粘性係数は、支承相対変位 2.4 mm に相当するから、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 2.4 mm 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 $7000 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ で過減衰となり、この粘性係数は支承相対変位 38 mm に相当する。従って、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時について考えてみる。

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 100 mm に及んでいる⁷⁾。 100 mm 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 $C=72 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ 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 $C=72 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ 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 207 mm である¹⁴⁾。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 100 mm に及ぶものと考えられる。たとえば相対変位 300 mm で $C=24 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ 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 41.5 cm に及んでいる¹⁴⁾。 40 cm 以下の相対変位では柱頭部の支承の粘性係数は $C=750 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ 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。

b) 逆対称 1 次モードの減衰定数

呼子大橋の逆対称 1 次モードは、 $C=2400 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ で最大値となる。この粘性係数は、支承相対変位 1.6 mm に相当する。震度法レベルの 100 mm 程度の相対変位では支承の粘性係数は $C=38 \text{ tf} \cdot \text{s/m}$ 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2つ存在するのは、桁端部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 207 mm)では 0.01 以下、保耐法レベル(400 mm)では 0.005 程

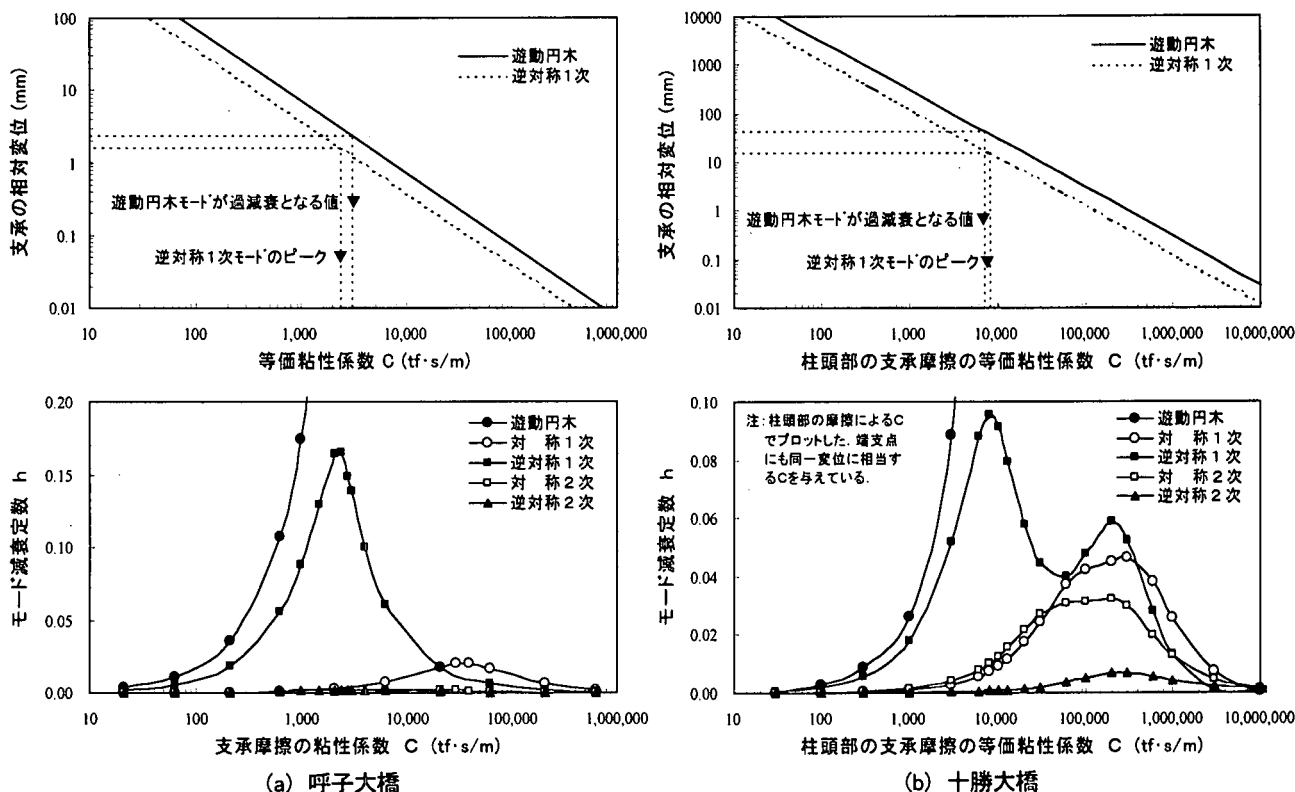


図-5 支承摩擦の粘性係数とモード減衰定数の関係

度であり、設計上は小さいと言える。

c) その他のモードの減衰定数

対称1次，対称2次，逆対称2次モードでは，支承の摩擦の影響は小さく，特に地震時に生じるような数十mm以上の変位では無視できる程度である。

7. 耐震設計での動的解析における減衰定数の影響

ここでは，設計地震レベルでの減衰定数が，振動実験時の値に相当する初期減衰とコンクリートのひび割れや鉄筋の降伏に伴う履歴減衰の増分の和であると考え，3径間のPC斜張橋の解析モデルについて，初期減衰定数をパラメータとした解析を行い，初期減衰定数の設定が弾塑性地震応答に及ぼす影響について検討した。

(1) 検討方法

解析対象は，青森ベイブリッジのモデルである。減衰定数はRayleigh型減衰で与え，0.001，0.01，0.03，0.05の4ケースとし，基準となる振動数 f_1 ， f_2 は，固有値解析により求めた橋軸方向の主要な二つのモードの固有振動数とした。各部材の曲げモーメントと曲率の関係(M- ϕ 関係)は，現行の設計に倣い，主桁は履歴特性を持たずM- ϕ 関係が骨格曲線上を移動するもの，主塔・橋脚は剛性低下型の履歴モデルである武田モデル，斜材と地盤ばねは線形とした。

入力地震動は，道路橋示方書に規定されるⅢ種地盤用の地震時保有水平耐力法による耐震設計の照査に用いる地震入力⁶⁾とし，同規定のタイプⅠ地震動，タイプⅡ地震動の加速度応答スペクトルに近い特性を持つそれぞれ3波を用いた。

(2) 解析結果

解析の結果，主桁は降伏に至らず，塑性化は主塔の一部と橋脚基部に生じ，主要な塑性化位置は橋脚基部であった。3波の最大応答値の平均値を，減衰定数0.05に対する値で基準化して図-6に示す。

同図には，弾性解析の結果と道路橋示方書に規定される減衰定数別補正係数 c_D もプロットした。 c_D は多数の地震波の加速度応答スペクトルから求められた近似式であり¹⁵⁾，減衰定数だけの関数であり固有周期に依存しないから，弾性解析の減衰定数の設定による差は， c_D に近似するはずである。実際，図-6を見ても，弾性解析の結果は減衰定数0.01以下では差が大きくなるが，それよりも大きい範囲では，概ね c_D と一致している。

弾塑性解析の結果をしてみる。図-6(c)に示すように，橋脚基部の曲げモーメントの最大応答は，M- ϕ 関係の鉄筋降伏以降から終局点までの曲げモーメントの増加が小さいために，減衰の大きさによる最大応答値の差としては小さい。これを，曲率で見ると減衰定数が0.05から0.01に低下すると応答値は大きく増加し，減衰定数0.05の応答値に対する

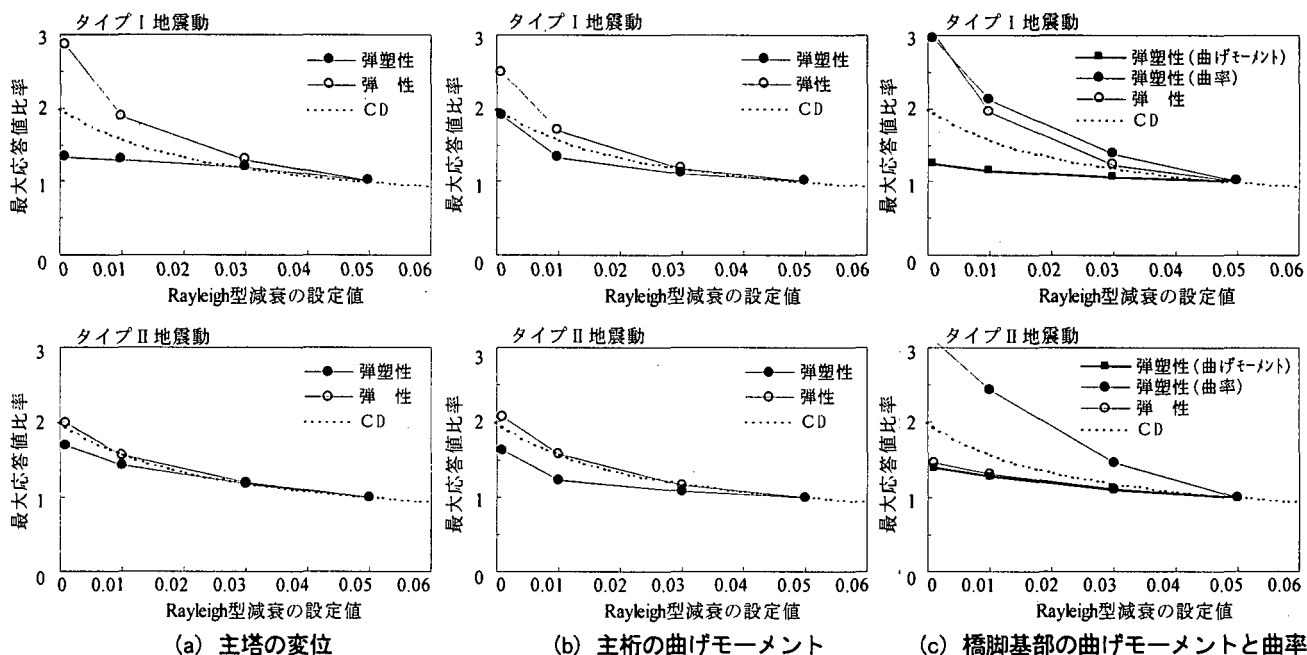


図-6 Rayleigh 減衰の設定値と応答値の関係

減衰定数 0.01 の応答値は、タイプ I 地震動で約 2.1 倍、タイプ II 地震動で約 2.4 倍になっていた。

一方、その他の応答値は、減衰定数が低下すると応答値は増加するが、その割合は c_D とほぼ同じかそれ以下であった。減衰定数による差が小さいのは、対象構造物が長周期構造物であり、変位一定則の性質があることによるものと思われる。

以上のことから、PC 斜張橋においては、保耐法レベルの地震応答、特に塑性化が発生する部材での曲率に対しては、Rayleigh 型減衰の初期設定値は有意な影響を及ぼすことが分かる。

(3) 保耐法レベルの地震応答におけるモード減衰定数

ここでは、保耐法レベルの地震応答から各部材の等価剛性および等価減衰定数を算出し、これを用いて固有値解析によりモード減衰定数を求め、部材の塑性化によってどの程度の減衰が構造物に付加されているのかを考察した。

まず、(2)と同じモデルの時刻歴応答解析を実施した。構造要素の等価減衰定数は設計を参考にして、主桁 0.02、斜材 0.02、主塔 0.02、橋脚 0.02、地盤ばね 0.10 とした。次に、 $M-\phi$ 関係に履歴ループを有する武田モデルを用いた主塔・橋脚については、最大および最小応答値を用いて部材毎に等価剛性・等価減衰定数を算出し、 $M-\phi$ 関係に履歴ループを持たない主桁については、等価剛性のみを算出した。最後に、主塔・橋脚の各部材の剛性・等価減衰定数および主桁の各部材の剛性を、初期の値から応答解析で得られた値に変更して固有値解析を行い、各モ

ードのモード減衰定数を算出した。

時刻歴応答解析による最大・最小応答値を用いて算出した主塔・橋脚の等価剛性・等価減衰定数を図-7 に示す。主塔や特に橋脚基部において塑性化により等価剛性が低下し、それに伴い等価減衰定数が増加している。いずれの地震動においても主塔の減衰定数は概ね 0.13 程度、橋脚基部では 0.20 を超えている。

一方、表-2 は、応答解析から得られた等価剛性・等価減衰定数を用いた固有値解析結果と、初期状態での固有値解析結果を比較したものである。等価剛性の低下により同じ各振動モードは 1.1~1.3 倍に長周期化している。逆対称 3 次モードは、主塔と橋脚が基礎の変位を伴って橋軸方向に変形するもので、有効質量の最も大きいモードであるが、モード減衰は、初期で約 0.04 であったものが、塑性化後は 0.08 程度になっている。主塔と橋脚の等価減衰定数が上述のように大きな値であるが、主桁や斜材の等価減衰定数が 0.02 であるので、モード減衰定数としては 0.08 になったものと解釈できる。応答値にはその他のモードも寄与するが、逆対称 1 次および 2 次のモード減衰定数は、同 3 次モードほど大きくないので、一部の部材が大きく塑性化しても、その部材の減衰定数によって応答が大きく低減することはないものと言える。

構造物が弾塑性応答を示す場合の減衰は、一般に、履歴減衰が支配的であると考えられている。しかし、以上のことから、PC 斜張橋においては、保耐法レベルの地震応答、特に塑性化が発生する部材での曲率に対しては、Rayleigh 型減衰の大きさは有意な

影響を及ぼすことが分かり、耐震設計における減衰定数の設定が重要であると言える。

8. 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、最大支間長 200 級の PC 斜張橋を検討対象にし、各々の解析モデルを用い、減衰に及ぼす各要因の影響について考察した。その結果、以下のことが分かった。

- ①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、連続桁形式の PC 斜張橋では、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。
- ②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できる。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。
- ③設計地震レベルでの減衰定数を、振動実験時の値に相当する初期減衰とコンクリートのひび割れや鉄筋の降伏に伴う履歴減衰の増分の和であると考え、初期減衰の値は保耐法レベルの地震応答に対しても有意な影響があり、初期減衰の設定が重要であることが確認できた。今後も振動実験や地震観測等によるデータを蓄積し、減衰特性について研究する必要がある。

謝辞：本研究では、鹿島技術研究所が振動実験等に携わった十勝大橋(北海道開発局)、呼子大橋(佐賀県)、青森ベイブリッジ(青森県)のモデルを使用しました。この場を借りて関係各位に謝意を表します。

参考文献

1) 川島,角本,運上:耐震設計に用いる斜張橋の減衰定数の推定法,橋梁と基礎, pp.35-40, 1990.5.
2) Kawashima,K. and Unjoh,S.: Damping Characteristics of Cable-stayed Bridges Associated with Energy Dissipation at Movable Supports, Proc. of JSCE, No.404/I-11, pp.145-152, 1989.4.
3) 川島,運上,角本: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.
4) 山口, 高野, 小笠原, 下里, 加藤, 加藤: 斜張橋振

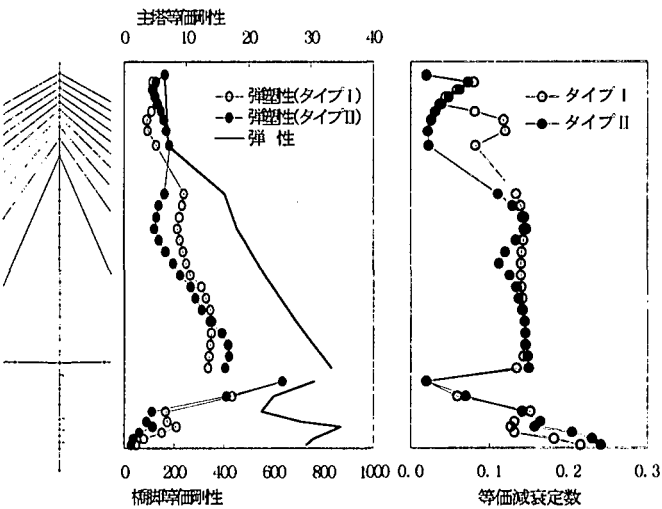


図-7 等価剛性・等価減衰定数

表-2 固有値解析結果

	Freq. (Hz)	T(sec)	モード'減衰定数	有効質量
逆対称 1 次モード (tf・s ² /m)				
初期状態	0.5172	1.934	0.0138(1.000)	245.5
弾塑性タイプ I	0.4008	2.495	0.0361(2.616)	251.5
弾塑性タイプ II	0.4088	2.446	0.0349(2.529)	371.8
逆対称 2 次モード				
初期状態	0.9215	1.085	0.0095(1.000)	35.4
弾塑性タイプ I	0.8161	1.225	0.0116(1.221)	126.0
弾塑性タイプ II	0.8141	1.228	0.0415(4.368)	1552.0
逆対称 3 次モード				
初期状態	1.1325	0.883	0.0417(1.000)	5842.0
弾塑性タイプ I	0.9399	1.064	0.0815(1.954)	4969.0
弾塑性タイプ II	0.8614	1.161	0.0793(1.902)	3507.0

動減衰のエネルギー的評価法と鶴見つばさ橋への適用, 土木学会論文集, No.543/I -36, pp.217-227, 1996.7.
5) 竹田,山野辺,新原: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 No.626, I-48,pp.147-161,1999.7
6) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.12.
7) 片淵,久我,森本,曾川,渡辺:呼子大橋(PC 斜張橋)の地震応答解析, 橋梁, pp.38-51, 1987.1.
8) 石橋,高木,内藤,伊東:青森大橋(仮称)の設計, 橋梁, pp.12-23, 1987 年 4 月.
9) 関根,川口,中村,花田,井上:十勝大橋の耐震設計について,土木学会北海道支部 論文報告集, pp.243-248, 1991.
11) 柴田明徳:最新耐震構造解析, 森北出版, pp.238-247, 1981.
12) 佐藤, 神山, 竹田, 山村:十勝大橋施工時の動的特性と地震観測について, 第 4 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, pp.57-62, 1994.10.
13) 米田: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, 1994.6.
14) 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, 1991.3.
15) 川島, 相沢:減衰定数に対する地震応答スペクトル補正法,土木学会論文集, 第 344 号/I -1, pp.351-355, 1984.4.