

実測データに基づく PC 斜張橋の減衰特性について

竹田 哲夫¹・山野辺慎一²・新原 雄二³

¹正会員 鹿島技術研究所 第一研究部部長 (〒182-0036 調布市飛田給 2-19-1)
²正会員 工修 鹿島技術研究所 第一研究部主任研究員 (〒182-0036 調布市飛田給 2-19-1)
³正会員 工修 鹿島技術研究所 第一研究部研究員 (〒182-0036 調布市飛田給 2-19-1)

斜張橋の動的設計においては、構造物の減衰の評価が重要であるが、その理論的、解析的な評価は難しく、実橋振動実験から測定するのが一般的である。これまでに鋼斜張橋を中心に数多くの振動実験が実施されているが、PC 斜張橋は比較的新しい橋梁形式であることから、十分なデータが蓄積されておらず、その減衰特性が明らかになっているとはいえない。本研究は PC 斜張橋の減衰に関して、減衰の種類や測定方法、耐震設計における扱いなどを整理した上で、伊唐大橋、十勝大橋、新猪名川大橋、呼子大橋、青森ベイブリッジなどの最近の PC 斜張橋における振動実験等のデータを整理し、減衰定数と固有振動数の関係、減衰定数の鋼斜張橋との対比、張出し架設時等の特殊な構造系における減衰定数について、考察を加えたものである。

Key Words : prestressed concrete cable-stayed bridge, damping ratio, aseismic design, vibration test

1. はじめに

コンクリートを主材料とした PC 斜張橋は、長大橋梁の一形式として、近年、施工件数が飛躍的に増えつつある。国内最長の中央支間 260m を誇る伊唐大橋や、2 径間ながら最大支間が 199m にも及ぶ新猪名川大橋などが相次いで建設されており、従来、鋼斜張橋の領域といわれた支間長にまで達しつつある。

このような PC 斜張橋の長大化に伴い、耐震・耐風安全性の確保がますます重要となってきた。表-1 は国内の長大 PC 斜張橋における耐震設計の例を示したものである。PC 斜張橋は、地震時の挙動が複雑であるなどの理由により、以前から動的解析が適用されていたが、兵庫県南部地震とその後の道路橋示方書 V 耐震設計編の改訂以降、動的解析による耐震設計がより明確に位置付けられ、PC 斜張橋においては動的解析の役割がさらに重要となっている。

このような動的設計においては、構造物の減衰の評価が重要であることはいままでもない。減衰特性は構造部材ごとに異なるが、一般に、動的設計や実橋振動実験においては、モード減衰という形で評価される。山口らの研究に見られるように、モード減

衰を解析的に評価することも試みられているが¹⁾、モード減衰の理論的、解析的な評価は難しく、実橋振動実験から測定するのが一般的である。数多くの斜張橋で振動実験が実施され、データが蓄積されつつあるが、それらは単発で報告されることが多く、統計的に整理された研究例としては、川島ら²⁾、山口ら³⁾、Davenport ら⁴⁾の研究があるのみである。これらの研究は、PC 斜張橋のデータも含まれているものの、鋼斜張橋のデータを中心としたものである。これら以降にも PC 斜張橋の減衰の測定例は増えつつあるが、PC 斜張橋は比較的新しい橋梁形式であることから、その減衰特性が明らかとなっているとはいえない。世界有数の地震国である我が国においては、今後の PC 斜張橋の長大化を目指す上で、耐震安全性に対する検討はますます重要になると考えられることから、その減衰特性を明らかにしていくことは極めて意義が大きいと言える。

そこで、本研究では、PC 斜張橋の減衰特性に関して既往の振動実験等のデータを整理し、鋼斜張橋と対比させながら考察を加える。まず始めに、減衰の種類や測定方法、耐震設計における扱いなどについて簡単にまとめる。次に、筆者らが振動実験等に携わった伊唐大橋、十勝大橋、新猪名川大橋、呼子

表-1 国内の長大PC斜張橋の耐震設計の例

橋梁(完成年)	耐震設計法
伊唐大橋 (1996)	震度法 応答スペクトル法
十勝大橋 (1995)	2段階設計, 地震時保有水平耐力法レベルの検討で は材料非線形を考慮
新猪名川大橋 (1998)	2段階設計, 兵庫県南部地震の観測波による検討で は軸力変動を考慮した非線形解析
呼子大橋 (1989)	震度法 応答スペクトル法
青森ベイブリ ッジ (1992)	震度法 時刻歴解析法と応答スペクトル法

大橋、青森ベイブリッジの各PC斜張橋で測定された減衰特性について報告する。次に、振動実験が行われたPC斜張橋を調査し、その減衰特性について統計的に整理し、振動モードや振動数との関係などについて考察を加える。本研究で調査することのできた斜張橋は、PCでは16橋、鋼では20橋である。また、複合斜張橋の測定例もあるが、本研究ではこれを除外する。

なお、減衰を表すパラメータとして、減衰定数と対数減衰率がある。通常、耐震設計においては減衰定数 h が、また、耐風設計においては対数減衰率 δ が用いられることが多い。橋梁構造物の減衰は非常に小さく、このような場合には、減衰定数 h と対数減衰率 δ には式(1)のような関係がある。

$$\delta \approx 2\pi h \quad (1)$$

本文では、減衰を減衰定数 h で表すものとする。

2. 減衰の測定方法

(1) 減衰の種類と耐震設計上の扱い

構造物の減衰は、表-2に示すように減衰の発生原因別に、材料自身の減衰によるもの、構造系内でのエネルギー消費によるもの、および構造系外へのエネルギーの消散によるものに分けられ、それぞれ内部減衰(または履歴減衰)、構造減衰、逸散減衰と呼ばれている⁵⁾。このうち、内部減衰には、塑性化に伴い応力ひずみ関係が履歴ループを描きそれによりエネルギーが消費されることによる履歴減衰と、弾性範囲でも材料自身が持っている粘性減衰との両方が含まれているが、コンクリートの応力ひずみ関係は微小な応力振幅から履歴ループを描くことが知られており、コンクリート構造物の特に耐震の面においては、内部減衰の多くはコンクリートの履歴減

表-2 構造物の振動減衰の種類

減衰の種類		概要・特性
材料自身の減衰	内部減衰	非弾性的性質によるエネルギー損失で、塑性化に伴う減衰の場合は履歴減衰と呼ぶ。振幅に依存し、振動数にはほぼ無関係。
	(材料自身によるエネルギーの損失)	
構造系の減衰	構造減衰	継手部や支承部の摩擦によるエネルギーの消費。振幅に依存し、振動数にはほぼ無関係。
	(構造系内でのエネルギー消費)	
逸散減衰	逸散減衰	橋脚基礎を通して基礎地盤へ逸散するエネルギーや空気抵抗によるもの。振動数に依存し、基礎地盤の相互作用と関連する。
	(構造系外へのエネルギーの消散)	

表-3 道路橋示方書V耐震設計編における減衰定数

構造部材	弾性域にある場合		非弾性域に入る場合	
	鋼構造	コンクリート構造	鋼構造	コンクリート構造
上部構造	0.02~ 0.03	0.03~ 0.05	0.02~ 0.03	0.03~ 0.05
ゴム支承	0.02		0.02	
免震支承	等価減衰定数		等価減衰定数	
下部構造	0.03~ 0.05	0.05~ 0.1	0.1~ 0.2	0.12~ 0.2
基礎構造	0.1~0.3		0.2~0.4	

衰によるものとするのが一般的である。また、これ以外にも、風を受ける構造物が風によって付加される空力減衰などがあり、さらに斜張橋においては、桁-ケーブル相互間でエネルギーをやりとりすることによるシステムダンピングもある。振動実験で測定される減衰は、これらが組合わされた形でモード減衰として評価されるため、これを要因別に分離して評価することは難しい。そのため、耐震設計においては、以下のように減衰を取り扱っている。

道路橋の耐震設計では、道路橋示方書V耐震設計編⁶⁾において、部材ごとに表-3のような減衰定数を与え、ひずみエネルギー比例型減衰によりモード減衰を算出するものとしている。コンクリート橋の上部構造(PC斜張橋では主桁と主塔に相当)は減衰定数 $h=0.03$ として設計されることが多いため、ひずみエネルギー比例減衰により求めた上部構造の振動が卓越する振動モードの減衰定数は、0.03程度の値になることが多い。なお、表-3のゴム支承の減衰定数は、弾性支承として機能するゴム支承の等価減衰定数であり、可動支承における摩擦による減衰は、一般の設計では陽な形で考慮されていない。

これに対し、PC斜張橋の振動実験で測定される

表-4 橋梁構造物における減衰の測定方法

人為的に橋梁を振動させる方法	強制振動法	起振機を用いて加振し、共振曲線を求め、ハーフパワー法、モード円法などで減衰を算出。
	自由振動法	起振機の急停止
		人力による加振
		車両走行の利用
		クレーンによる重錘の上下 急速解放ジャッキの利用
外乱による振動を利用する方法	地震・風などの外乱による振動	システム同定手法, Random Decrement 法など
	常時微動法	フーリエスペクトルから求める。

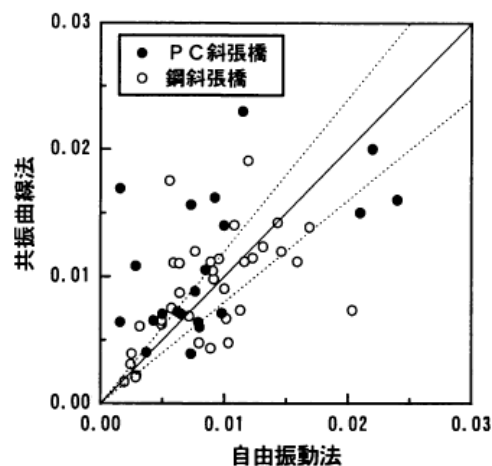
上部構造の振動が卓越した振動モードの減衰定数は、耐震設計における減衰定数よりも小さな値になることが多いが、地震時には振幅が大きいことから、部材の内部減衰や支承部の摩擦によって減衰が付加され、結果的に0.03程度になると考えられている。

(2) 減衰の測定方法

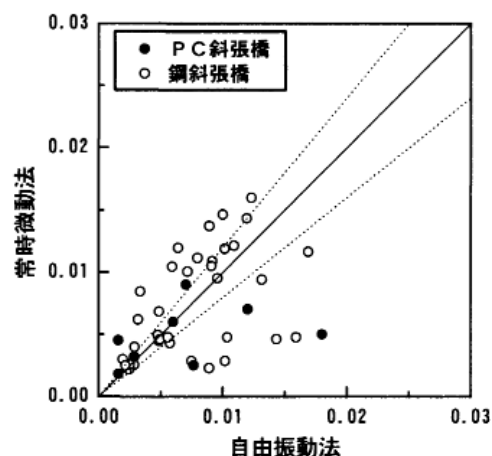
橋梁構造物の減衰を測定する方法は様々なものがあるが、今回調査した中で、よく用いられている方法を表-4に示す。大別すると、何らかの機械を用いて橋梁を振動させる方法と、地震や風などの外乱による振動や常時微動から求める方法がある。後者の場合、データの処理方法によって結果が影響を受けるので、常時微動では測定時間を長く設定し多数回の測定結果を平均するなどの配慮が必要である。精度的には前者の方法が優れており、この方法は、さらに強制振動法と自由振動法に分けられる。

強制振動法は起振機を用いて加振振動数を変えながら構造物の応答を測定し、その共振曲線からハーフパワー法で求める方法や、モード円法を用いて求める方法などがある。長大PC斜張橋においては、重量が大きいために大きな起振力を与えることが望ましく、また、減衰が小さいために共振曲線のピークが鋭く立つことから、この方法で減衰を求める場合、細かい振動数刻みによる加振が必要とされる。しかしながら、PC斜張橋の振動実験に用いられた起振機の最小振動数刻みは、ほとんどが0.01Hzであり、この場合、ハーフパワー法を適用するのに十分な測定点をピーク前後に得ることは困難である。

一方、自由振動法は、何らかの方法を用いて構造物に初期変位を与え、その後の自由振動波形から減衰を求めるものである。初期変位の与え方としては、起振機の急停止を利用した方法、人力や車両走行による方法、クレーンで重錘を上下する方法、急速解



(a) 自由振動法と共振曲線法の比較



(b) 自由振動法と常時微動法の比較

図-1 実験方法の違いによる減衰定数

放を用いた方法などが使われることが多いようである。この方法は、十分大きな初期変位を与えることができ、うなりがないきれいな減衰波形が得られれば、減衰定数を直接読取ることができるため、精度は良いと考えられる。

今回調査した橋梁の中には、同じ橋でいくつかの実験方法で減衰を測定したものもあった。このような橋において、異なった実験方法により測定される減衰定数の間に、どの程度差異が生じるかを調べたのが図-1である。横軸には自由振動法により得られた減衰、縦軸は共振曲線から求めた減衰と常時微動から求めた減衰をプロットしており、点線は両者の誤差が20%以内の範囲を表している。この図から明らかなように、PC斜張橋、鋼斜張橋とも、実験方法によりかなりのばらつきがあることがわかる。また、減衰定数には振幅依存性があると言われているが、図-1(b)の常時微動法と自由減衰法の比較からは、自由振動法の方が大きな減衰を示す傾向は見られなかった。このことは、多くの斜張橋の振動実験データから減衰特性を評価する場合には、データ

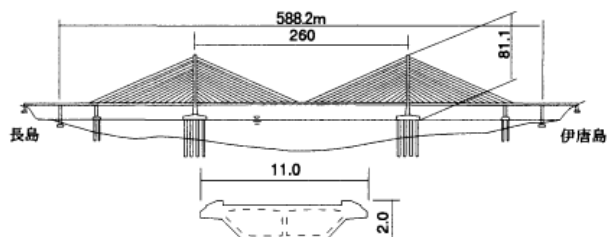


図-2 伊唐大橋

表-5 伊唐大橋の完成系振動実験による減衰定数

振動モード	共振曲線	常時微動
面外対称 1 次 (0.36Hz)	0.0134	0.0094
面内対称 1 次 (0.37Hz)	0.0119	0.0060
面内逆対称 1 次 (0.48Hz)	0.0067	—
面内対称 2 次 (0.72Hz)	0.0063	0.0069
面内逆対称 2 次 (0.89Hz)	0.0050	0.0027

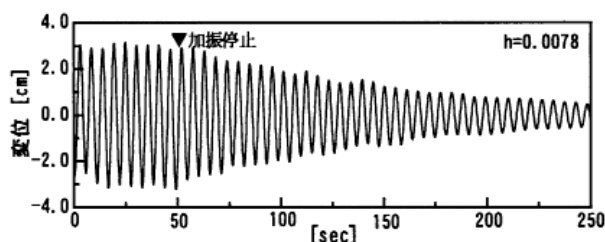


図-3 伊唐大橋の張出し架設時の振動実験による自由振動波形

の均質性、精度に注意を払わなければならないことを示している。

3. 長大 PC 斜張橋の減衰測定例

ここでは、伊唐大橋、十勝大橋、新猪名川大橋、呼子大橋、青森ペイブリッジの各長大 PC 斜張橋において測定された減衰特性について述べる。

(1) 伊唐大橋

伊唐大橋（図-2）は中央支間 260m の 5 径間連続 PC 斜張橋である。本橋では、中央径間併合後に起振機による振動実験と常時微動測定が行われた⁷⁾。振動実験による共振曲線と常時微動の伝達関数から求めた減衰定数を表-5 に示す。ほとんどのモードにおいて、振動実験の共振曲線からハーフパワー法で求めた減衰定数の方が、常時微動から求めた減衰よりも若干大きめの値となった。

また、本橋は張出し架設工法で建設されたが、張出し架設時の PC 斜張橋は、自然風の乱れによるガスト応答が発生しやすく、ヤジロベエのように橋全体が振動する 1 次モードが卓越した振動が発生する。

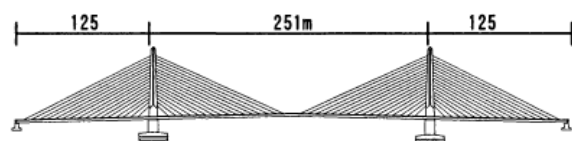


図-4 十勝大橋

表-6 十勝大橋の減衰定数

振動モード	減衰定数
面内逆対称 1 次 (0.69Hz)	0.0042~0.0048
面内対称 2 次 (0.88Hz)	0.0050
面内逆対称 2 次 (0.97Hz)	0.0040
主塔面外 1 次 (0.77Hz)	0.0055~0.0059

そこで、張出し架設状態における主桁のガスト応答を制振する目的で、アクティブマスダンパー方式の制振装置が開発され、その制振効果の確認が行われた⁸⁾。その際、この制振装置を主桁先端付近に設置して上下に加振し、自由振動波形から減衰定数を測定する実験も実施された。橋の 1 次モードの固有振動数で重錘を駆動して加振し、一定振幅となった後に加振を止めて自由振動させた時の波形を図-3 に示す。得られた減衰定数は 0.0076~0.0078 であった。

(2) 十勝大橋

十勝大橋（図-4）は中央支間 251m の 3 径間連続 PC 斜張橋である。主桁幅員が 32m と広く、主塔は独立一本柱形式である。地震の多発地帯である北海道東部に建設されること、主塔が独立一本柱形式であるため橋軸直角方向の地震力に対して厳しいことなどから、耐震設計では 2 段階設計が行われている。本橋では、張出し架設時と主桁閉合後にそれぞれ振動実験が行われた^{9),10)}。ここでは、主桁閉合後にを行った振動実験のうち、車両を用いた衝撃加振による減衰測定実験と、人力加振による独立一本柱主塔の面外振動の減衰測定実験について述べる。

衝撃加振による減衰測定実験は、橋面上に設けた段差をトラックが走行する際の衝撃で発生する自由振動波形を測定するものである。この場合、複数の振動モードが励起されるため、振動波形にバンドパスフィルターをかけて、振動モードの波形を抽出した。一方、独立一本柱主塔の減衰定数は、数人による塔頂での人力加振から求めた。これらの実験により得られた減衰定数を表-6 に示す。減衰定数は、主桁の加振実験で 0.0040~0.0050、主塔では 0.0055~0.0059 であった。

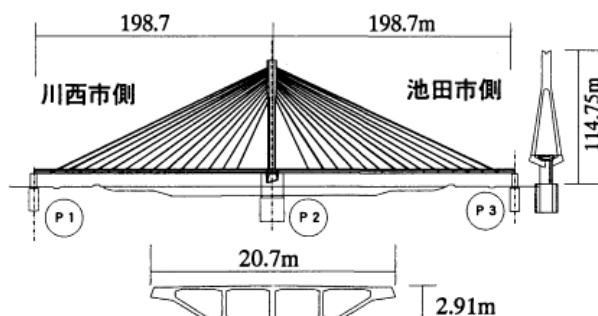


図-5 新猪名川大橋

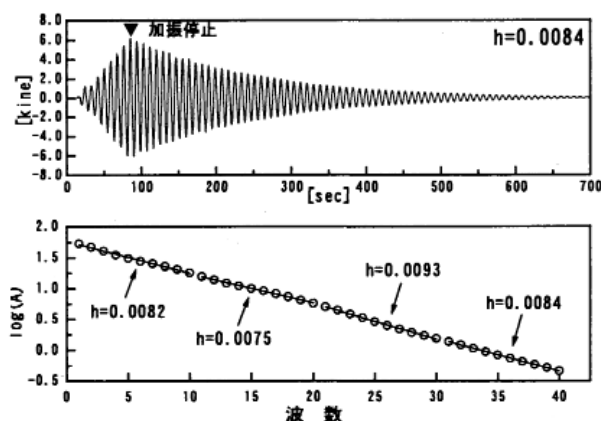


図-6 新猪名川大橋の張出し架設時の自由振動波形

(3) 新猪名川大橋

新猪名川大橋（図-5）は最大支間 198.7m の 2 径間連続 PC 斜張橋である。主桁閉合後の振動実験は行われていないが、最大張出し時において、重錘をクレーンで上下させる加振実験が行われた¹¹⁾。実験方法は、主桁の先端に 4tf (39kN) の重錘を載せ、アプローチ部の橋桁上に設置したクレーンで、この重錘を 1 次モードの固有振動数に合わせて持ち上げたり、降ろしたりすることで、振動を励起するものである。得られた主桁振動の速度波形を図-6 に示す。この加振において、主桁先端で倍振幅約 28cm の振動を発生させることができ、減衰定数は 0.0084 であった。

一般に、減衰定数には振幅依存性があると言われている。本橋の波形は比較的大振幅できれいな波形が得られたことから、振幅依存性を見るために減衰定数を 4 つの区間で算出しているが、波形に極めてわずかなうねりがあるために有意な傾向は見られなかった。張出し架設時の減衰定数には支承部の摩擦による減衰はなく、ほとんどがコンクリートの履歴減衰と基礎からのエネルギー逸散減衰であると考えられるが、この程度の振幅では減衰定数に振幅依存性はないものと言える。

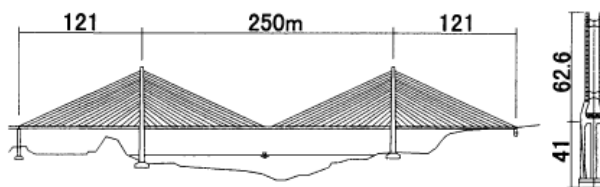


図-7 呼子大橋

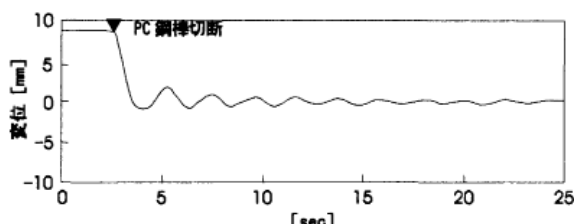


図-8 呼子大橋の主桁の橋軸方向の自由振動波形

(4) 呼子大橋

呼子大橋（図-7）は中央支間 250m の 3 径間連続 PC 斜張橋である。この橋では、主桁閉合後に起振機による振動実験が行われた¹²⁾。起振機実験の共振曲線からハーフパワー法で求めた減衰は、1 次モードで 0.008、2 次以上のモードで 0.0048～0.0064 であった。

呼子大橋は、主桁の橋軸方向の支持条件がフリーとなる、いわゆるフローティングタイプである。したがって、地震時には、端橋脚部の支承の摩擦が切れて、主桁が橋軸方向に遊動円木振動を起こすと考えられている。しかしながら、通常の起振機を用いた振動実験では、低振動数域での起振力が不足するため、遊動円木振動を起こすことはできない。そこで、呼子大橋では、主桁端部に仮定着した PC 鋼棒を、アバット側から緊張して主桁に橋軸方向変位を強制的に与え、この PC 鋼棒を切断することで、主桁の遊動円木振動を発生させる自由振動実験が行われた。

自由振動波形を図-8 に示す。解放直後の振動数は支承を可動としたモデルの振動数に、それ以降は支承の滑りを固定したモデルの振動数に近似していた。耐震設計においては、支承部の摩擦減衰は考慮されていないが、波形を見てもわかるように、減衰が非常に大きく、特に解放直後の減衰が大きい。この実験では、遊動円木振動の減衰定数は算出されていないが、支承の摩擦によって大きな減衰が生じていることを示しており、起振機を用いた振動実験から得られる減衰定数よりも大きな減衰が地震時には得られる可能性があることを示している。

(5) 青森ベイブリッジ

青森ベイブリッジ（図-9）は中央支間 240m の 3

径間連続 PC 斜張橋である。この斜張橋では振動実験は行われなかったが、完成後に地震観測が行われている。そこで、1993 年の釧路沖地震の際の観測波形から減衰定数の推定が行われている¹³⁾。

橋脚において観測された地震波を解析モデルに入力して時刻歴解析を行い、上部構造の応答波形の解析結果と、実際に観測された上部構造の波形が比較された。その際、Rayleigh 型減衰を仮定し、上部構造の減衰定数を変化させて、観測結果に最も近い解析結果が得られる減衰定数が推定された。図-10 がその解析結果である。解析の結果、橋軸方向に対しては、逆対称 1 次モード(振動数 0.59Hz)と対称 1 次モード(振動数 0.83Hz)に対し減衰定数を 0.02 とした場合が、最も解析値と観測結果が近いものとなった。この値はひびわれの発生の影響を含まない上部構造の減衰であり、地盤への逸散減衰は含まれていない。振動実験から得られる PC 斜張橋の減衰は小さい値を示すことが多いが、応答が数十～百 Gal に達するような地震レベルにおいては、耐震設計で仮定している減衰に近い値になっていることがわかる。

振動実験においては、起振機の実力の制約から、一般に可動支承を滑らすだけの起振力を得ることが不可能である。実際、伊唐大橋や呼子大橋では、共振振動数は、支承が滑らないと仮定した固有値解析結果に近いことから、支承の摩擦による減衰はほとんど発生していないと考えられる。一方、設計レベルの地震時においては、支承が滑り、摩擦減衰が寄与している。設計レベルの地震時の減衰定数が、振動実験に比較して大きくなる原因としては、支承の摩擦の寄与が大きいと言える。

4. PC 斜張橋の減衰特性

ここでは、前章で述べた PC 斜張橋以外にも、振動実験などにより減衰特性について検討が行われた PC 斜張橋を文献で調査し、それらを統計的に整理した結果について述べる。調査の結果、減衰特性に関する検討が行われた PC 斜張橋は表-7 の 16 橋である。このうち、地震観測から減衰を推定した青森ベイブリッジを除く 15 橋のデータを使用した。

これらのデータには、共振曲線からハーフパワー法で求める方法と、自由振動波形から求める方法の両方で減衰定数を求めたものがあつたが、前述のように、後者の方が精度が良いと考えられるので、ここでは自由振動波形から求めた減衰定数を優先し、自由振動実験が行われていない橋梁については、共振曲線や常時微動などから求めた値を使用した。ま

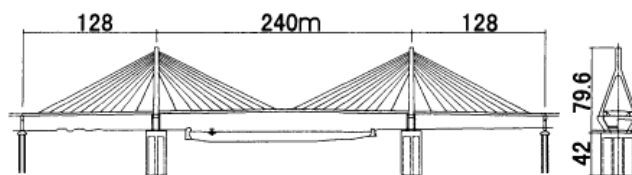


図-9 青森ベイブリッジ

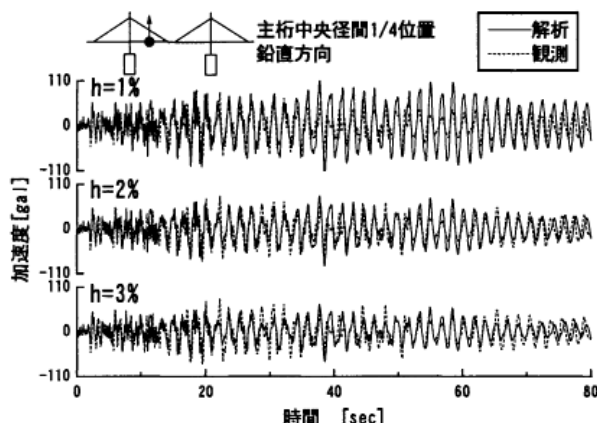


図-10 減衰定数に着目した解析結果と観測記録の比較
(青森ベイブリッジ)

た、橋梁によっては、減衰定数をある範囲で表記しているものも見られたが、このような場合には中央値を採用した。

以下に、PC 斜張橋の減衰特性について考察する。まず、(1)において、最大支間長をパラメータとして、全体的な傾向について考察した後、(2)および(3)において、データ数が多い鉛直曲げモードに基づいて詳細に検討する。次に、(4)では鋼斜張橋との比較を行う。また、特殊な構造系として、張出し架設時の減衰について(5)で述べる。

(1) 減衰定数と最大支間長との関係

今回調査した PC 斜張橋は 5 径間橋から 1 径間橋まで様々であるが、その多くは 3 径間橋と 2 径間橋である。3 径間橋および 2 径間橋における低次の鉛直曲げ振動モードの形状を示したのが図-11 である。3 径間橋で主桁が橋軸方向に可動となっている場合、主桁が橋軸方向に遊動円木のように振動するモードが最低次に現れる。しかしながら、振動実験では低振動数域での起振力が小さいために、この遊動円木振動を励起することはできず、今回調査した PC 斜張橋の中にも、遊動円木振動モードの減衰定数を測定したものはなかった。

PC 斜張橋の減衰定数を最大支間長との関係で整理した結果を図-12 に示す。ここでは、各橋ごとの平均化は行わず、得られている全ての完成系の振動モードの減衰をプロットしている。図-12 から、PC

表-7 振動実験が行われたPC斜張橋

橋梁名(所在地)	形式	支間長/桁幅員(m)	ケーブル形式・段数/桁の形式	振動実験方法
伊唐大橋 (鹿児島県)	5径間 連続	44+120+260+120+44 11.0	セミハープ型・2面16段 逆台形2室箱桁	起振機による共振曲線の測定, 常時微動測定, AMDを利用した張出し施工時の自由振動実験
十勝大橋 (北海道)	3径間 連続	125+251+125 32.8	セミハープ型・2面16段 逆台形4室箱桁	起振機による共振曲線の測定, 常時微動測定, 人力加振, トラック走行による自由振動実験
呼子大橋 (佐賀県)		121+250+121 10.9	セミハープ型・2面17段 逆台形2室箱桁	起振機による共振曲線の測定, 強制変位の急速解放 を利用した橋軸方向自由振動実験
青森ベイブリッジ (青森県)		128+240+128 25.0	ファン型・2面10段 逆台形3室箱桁	地震観測波形を利用した地震時の減衰定数の推定
唄げんか橋 (大分県)		61.05+170+61.05 14.9	ファン型・2面12段 セバレート型2室箱桁	起振機による共振曲線の測定, 起振機急停止を利用 した自由振動実験, 架設時の常時微動測定
ツインハープ橋 (北海道)		69.4+140+69.4 27.0	ハープ型・1面9段 3室箱桁	起振機による共振曲線の測定, 起振機急停止を利用 した自由振動実験
新綾部大橋 (京都府)		51.5+110+77.5 10.75	ファン型・2面5段 逆台形1室箱桁	起振機による共振曲線の測定, 起振機急停止を利用 した自由振動実験, 常時微動測定
小本川橋梁(岩手県)		46.65+85+46.65/7.0	ハープ型・2面2段/1室箱桁	起振機による共振曲線の測定
新猪名川大橋 (大阪府)	2径間 連続	198.7+198.7 20.7	ファン型・2面14段 逆台形3室箱桁	重錘加振による張出し施工時の自由振動実験
志摩丸山橋 (三重県)		113.4+113.4 11.5	セミハープ型・2面9段 逆台形1室箱桁	起振機による共振曲線の測定, 起振機急停止を利用 した自由振動実験
吹上浜サンセット橋 (鹿児島県)		94.3+94.3 6.8	セミファン型・2面10段 逆台形1室箱桁	起振機による共振曲線の測定, 起振機急停止を利用 した自由振動実験
甕大明神橋 (鹿児島県)		84.4+84.4	セミファン型・2面7段	車両走行を利用した自由振動実験
清雲橋 (北海道)		53.5+53.5 5.4	ハープ型・2面4段 2主桁	起振機による共振曲線の測定, 砂袋落下法による衝 撃加振実験, 常時微動測定, 人力加振実験
豊後橋(福岡県)		37.45+37.45/16.8	ハープ型・2面3段/PC中空床板	起振機による共振曲線の測定, 常時微動測定
松ヶ山橋(神奈川県)	片側 1径間	96.6/4.2	ファン型・2面4段/PC桁	起振機による共振曲線の測定
やすらぎ橋(富山県)		63.9/3.8	ファン型・2面4段/PC桁	車両走行を利用した自由振動実験

斜張橋の減衰定数 h を最大支間長 L の近似式で表わすと次式ようになる。

$$h = 0.0757L^{-0.482} \quad (\text{全データ}) \quad (2)$$

$$h = 0.0484L^{-0.388} \quad (\text{鉛直曲げ振動}) \quad (3)$$

$$h = 1.248L^{-0.968} \quad (\text{橋軸直角方向振動}) \quad (4)$$

$$h = 0.223L^{-0.824} \quad (\text{ねじれ振動}) \quad (5)$$

最大支間が長くなるにしたがい、全ての振動モードにおいて減衰定数が小さくなる傾向が見られ、3つの振動モードの中では、ねじれ振動モードが他の2つに比べて減衰が小さいことがわかる。

また、川島ら²⁾が13橋のデータ(鋼:10, PC:3)から求めた減衰定数(式(6)~(9))も、図中に点線で示した。

$$h = 0.649L^{-0.822} \quad (\text{全データ}) \quad (6)$$

$$h = 0.237L^{-0.645} \quad (\text{鉛直曲げ振動}) \quad (7)$$

$$h = 1.751L^{-0.990} \quad (\text{橋軸直角方向振動}) \quad (8)$$

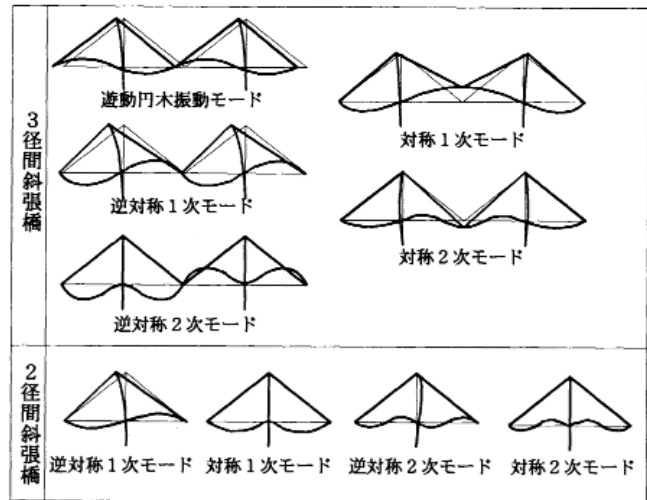


図-11 斜張橋の振動モード

$$h = 0.190L^{-0.638} \quad (\text{ねじれ振動}) \quad (9)$$

式(2)~(5)は、いずれも川島らが求めた式(6)~(9)よりも小さい。川島らの式は、鋼斜張橋の減衰データを中心としたものであり、この中には(4)で述べるように、減衰定数の非常に大きい鋼トラス桁斜張橋のデータも含まれている。

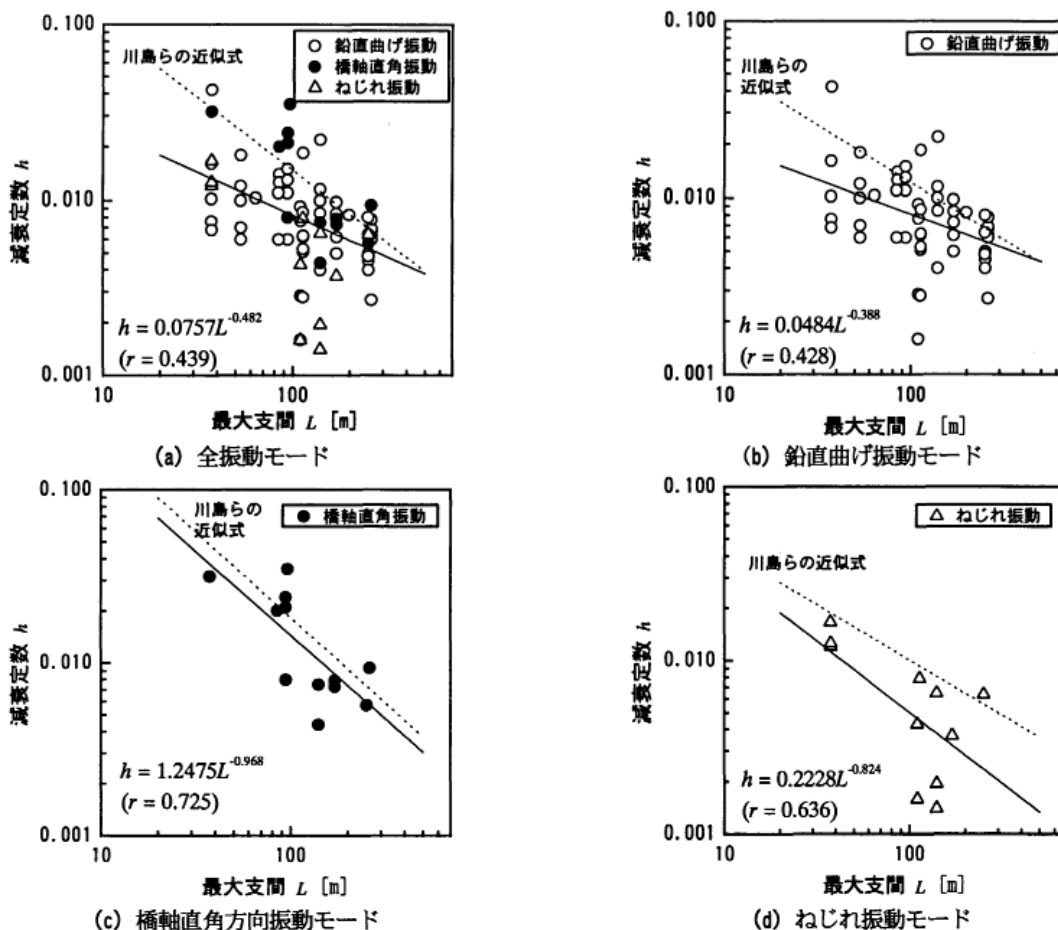


図-12 PC斜張橋の最大支間長と減衰定数の関係

(2) 鉛直曲げモードの減衰特性

橋軸直角方向モードとねじれモードについては、データ数が少なく、これらのデータは構造形式が様々であり、これ以上の分析は困難と判断した。一方、鉛直曲げモードについては、橋軸直角方向とねじれモードに比較しデータ数も多いので、さらに検討することとした。

そこで、1径間は除き、2径間と3径間のPC斜張橋について、図-11に示した設計上重要な低次の振動モードに限定して検討することとした。

減衰定数に影響する主な要因としては、以下に示すものが挙げられる。

(a) 構造形式

支間構成(2径間, 3径間)

斜材の吊り形式(1面吊り, 2面吊り)

(ファンタイプ, ハーブタイプ)

主桁の支持形式(フローティング, 連続桁, 剛結)

(b) 振動モード・振動数

鉛直曲げモード(対称モード, 逆対称モード)

橋軸直角方向モード(対称モード, 逆対称モード)

ねじれ(対称モード, 逆対称モード)

振動数(振動次数)

(c) 実験方法・測定方法

共振曲線法

自由振動法

(d) 加振振幅

起振機の最大起振力の大小による振幅の違い

(e) 実験条件

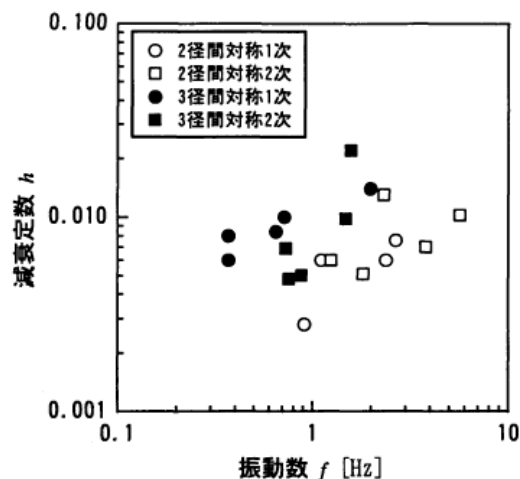
実験時の風の有無

実験時の外気温(斜材張力の変動により支点反力に影響する)

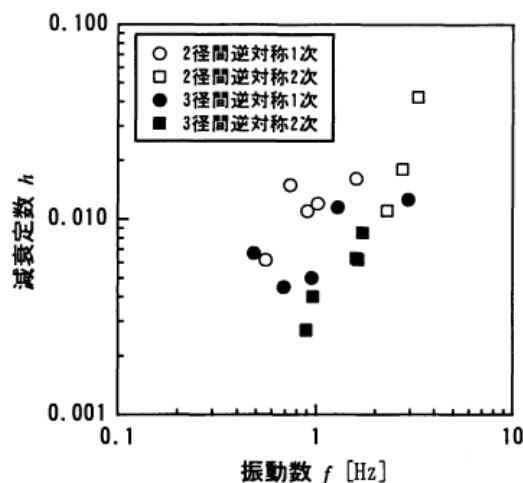
このうち、(c)、(d)、(e)はデータのばらつきの要因となるものであり、(a)、(b)の要因で分析すれば設計的に有用な知見が得られると考えた。

斜材の吊り形式に関しては、鉛直曲げモードについてはほとんど関係しないと考えられるので、これを除外した。なお、1面吊り形式のデータは少なく、2面吊りに比較し特徴的な差は見られなかった。

また、主桁の支持形式で、剛結となっているものはすべて2径間の斜張橋であるので、まず2径間と3径間に分けてデータを整理してみる。なお、伊唐大橋は5径間橋であるが主塔が2本であるので3径



(a) 鉛直曲げ対称モード



(b) 鉛直曲げ逆対称モード

図-13 鉛直曲げモードの減衰定数の2径間と3径間の比較

間として、同様に、新綾部大橋は3径間橋であるが主塔が1本であるので2径間として整理した。また、2径間と3径間を同時に整理する場合、振動モードとの関係性を評価するには、最大支間長よりも固有振動数で整理した方が適切であるので、以下ではすべて振動数で整理した。これは、基礎から地盤への逸散減衰は、高次振動ほど大きくなる振動数依存性を有しており、斜張橋の減衰には逸散減衰が少なからず寄与していること、また、動的解析においては、一般に Rayleigh 型減衰や剛性比例型減衰などの振動数に依存した減衰を仮定しており、今後こうしたことに反映できると考えられるからである。

鉛直曲げ対称と鉛直曲げ逆対称モードに分けて整理した結果を図-13 に示す。ここで、支間長の構成から対称モード、非対称モードに分類できないものについては除外した。いずれのモードも、振動数が大きくなると減衰定数は大きくなる傾向がある。対称モードについては2径間と3径間では明らかに3径間の方が大きい。一方、逆対称モードでは3径間の逆対称2次の方が一番小さい。

鉛直曲げモードの振動形状を考えると、主塔の曲げ変形のない振動モード(2径間の対称1次、2次モード、および3径間の逆対称2次モード)と主塔の曲げ変形のある振動モード(2径間の逆対称1次、2次モード、3径間の対称1次、2次モード、および3径間の逆対称1次モード)に分けられる。ただし、3径間の支間長の構成は、通常、側径間と中央径間で完全な1:2にはなっていないので、主塔の曲げが完全に無いわけではない。

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分けて整理した結果を図-14 に示す。同図より、振動数に対する傾向はよく似て

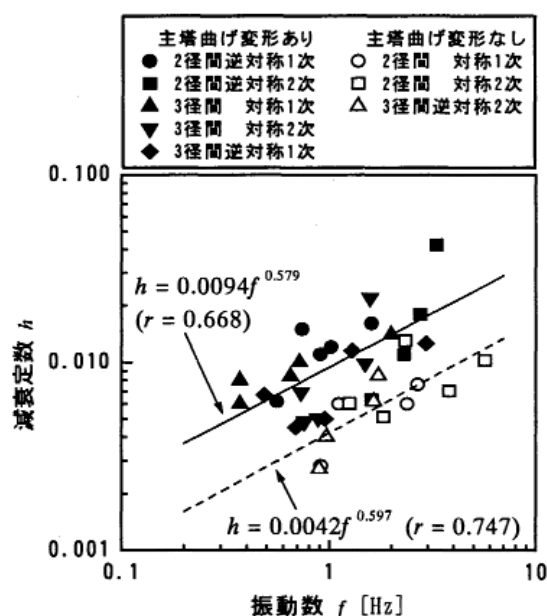


図-14 主塔の曲げ変形に着目した鉛直曲げモードの減衰定数の比較

いるものの、主塔の曲げ変形がある場合の減衰定数はないものよりも明らかに大きいことが分かる。主塔の曲げ変形のない振動モードにおける減衰定数と振動数の関係は、以下の近似式で表わされる。

$$h = 0.0042f^{0.597} \quad (10)$$

同様に、主塔の曲げがある場合は、以下の近似式で表される。主塔の曲げのあるモード減衰定数は、ないモードのほぼ2倍の値である。

$$h = 0.0094f^{0.579} \quad (11)$$

なお、既往の研究³⁾では、PC 斜張橋については一定の傾向が得られていないのに対し、本研究では

振動数が高いと減衰定数が大きくなる傾向が明確に認められた。これは、既往の研究には PC 斜張橋のデータは鉛直曲げモード 18 データ、ねじれ 3 データしかないのに対し、本研究は鉛直曲げモードが 13 橋 55 データ、ねじれ 6 橋 11 データと多く、データ数が多いことにより、より明確な傾向が得られたものと考えられる。

主塔の曲げ変形のあるモードの減衰定数が主塔の曲げ変形のないモードに比較して大きくなる理由としては、以下のことが考えられる。

PC 斜張橋においては、主塔は RC 構造であり、PC 構造の主桁と部材の構造形式が異なる。しかし、一般に、主塔には数十 kgf/cm^2 (数 MPa) の軸圧縮応力度が作用しており、完成直後に振動実験が行われることから、主塔にはひび割れが発生しないので、PC 主桁に比較し主塔の減衰性状が大きいとは考えにくい。また、後述するように、鋼斜張橋においても、主塔の曲げ変形があると減衰定数が大きくなる傾向が認められることから、主塔の構造要素としての減衰が大きいために、主塔の曲げ変形のあるモードの減衰定数が大きくなるとは考えられない。

一方、主塔の曲げ変形のあるモードは、基礎の回転変位（ロッキング）を伴うモードである。基礎からのエネルギー逸散減衰については、特に回転変位の影響が大きいことが指摘されており¹⁴⁾、主塔の曲げ変形のあるモードにおいては、主桁、斜材、主塔でのエネルギー消費に基礎の回転変位によるエネルギー逸散が加わり、減衰定数が大きくなっているものと考えられる。

また、主塔の曲げ変形のあるモードは、いずれの支承においても回転変形と同時に滑り変位が生じるモードでもある。支承の摩擦は減衰定数に大きな影響を与えることが指摘されている^{15), 16), 17)}。今回調査した PC 斜張橋の振動実験データは、支承の変位が不明確なものがほとんどであったが、振動実験で得られる減衰定数には、支承の摩擦が少なからず関与していると考えられる。

現時点では、基礎からのエネルギー逸散減衰と支承の摩擦のどちらの要因が大きいかはいえないが、いずれの要因も減衰定数を大きくする方向に寄与するものであり、主塔の曲げ変形のあるモードの減衰定数が主塔の曲げ変形のないモードに比較して大きくなる理由として、理解できる。また、式(5)で示したねじれ振動モードの減衰定数が他のモードより小さいことも、ねじれ振動モードは主桁と斜材が主体となった振動であり、主塔の曲げ変形が無いことを考慮すると理解できる。

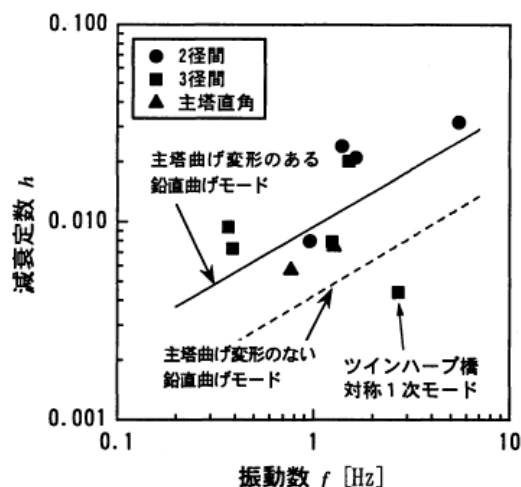


図-15 橋軸直角方向モードの減衰定数

(3) 橋軸直角方向の振動モードの減衰定数

以上の考察結果を踏まえた上で、橋軸直角方向のデータについて検討してみる。

まず、橋軸直角方向のデータを主塔の曲げ変形の有無を考慮した鉛直曲げモードの減衰定数の推定式と比較して図-15 に示す。橋軸直角方向の減衰定数は、ばらつきが大きいですが、全体としては、振動数が大きくなると減衰定数も大きくなる傾向があり、主塔の曲げ変形のあるモードの減衰定数に近い値になっている。ただし、ツインハーブ橋の橋軸直角対称 1 次モードの減衰定数が他に比較してかなり小さい。ツインハーブ橋の橋軸直角対称 1 次モードは、中央径間の主桁だけが振動するモードで、主塔はほとんど変形していないことが報告されており¹⁸⁾、基礎の回転変位がないことから他のデータに比較し減衰定数が小さくなっているものと理解できる。

次に、独立一本柱主塔の面外方向の減衰定数について見てみる。独立一本柱主塔は、面外方向に対しては減衰が付加される部分が少ないため、特に面外方向の耐震性の確保が重要であり、その検討を行う上では減衰の評価が重要なポイントとなる。今回、調査した中で、独立一本柱主塔を持つ PC 斜張橋は十勝大橋とツインハーブ橋の 2 橋である。

十勝大橋では人力加振が行われ、減衰定数は 0.0057 であった。また、ツインハーブ橋では、共振曲線から減衰定数が求められており、その値は 0.0075 であったが、共振曲線から求めた減衰定数は若干大きめに出ている可能性があることが示唆されている¹⁸⁾。以上のことから判断して、独立一本柱主塔の面外方向の減衰定数としては、0.006~0.007 程度と考えられる。

これらのデータを、主塔の曲げ変形のあるモードの減衰定数として、前述の振動数と減衰定数の関係

式(11)と比較すると、若干小さい。これは、独立一本柱主塔の面外方向の振動モードが、主桁の変形をほとんど伴っていないことによるものと理解できる。

以上のように、橋軸直角方向のデータをモード形状における主塔の曲げ変形の有無の面から見てみると、その傾向を概ね説明できることが分かる。

(4) PC 斜張橋と鋼斜張橋の減衰特性の比較

鋼斜張橋の減衰に関しては、20 橋のデータを文献から調査した。

まず、全体的な傾向について PC 斜張橋と鋼斜張橋を比較する。鋼斜張橋の鉛直曲げ振動、橋軸直角方向振動、ねじれ振動の減衰定数を最大支間長 L に対してプロットしたものを図-16 に示す。ばらつきが大きいので、1つの式で近似することには多少無理があるが、図中の近似式による鋼斜張橋の減衰は、PC 斜張橋に対して求めた式(2)よりも明らかに大きい。そこで、鋼斜張橋の鉛直曲げ振動の減衰について、鋼箱桁と鋼トラス桁に分類し、かつ、鶴見つばさ橋の減衰だけを別にプロットしたのが図-17 である。鋼トラス桁の減衰が鋼箱桁より大きいことは、山口らの研究³⁾ですでに指摘されているが、この図からもその傾向がわかる。また、鶴見つばさ橋は箱桁形式であるが、山口ら¹⁹⁾が指摘しているように、摩擦支承やケーブルダンパーの影響で、他の鋼箱桁斜張橋と比べて大きい。これらのデータは、最大支間が長い上に減衰が大きいので、鋼斜張橋の近似式による減衰が大きくなる原因となっている。そこで、PC 斜張橋と鋼斜張橋の減衰を比較するにあたり、鋼トラス桁を除く鋼箱桁斜張橋のデータのみを抽出することとした。ただし、鶴見つばさ橋については、除外していない。

このようにして得られた PC 斜張橋と鋼斜張橋の減衰定数を比較したのが図-18 である。PC 斜張橋のデータが得られている最大支間長は鋼斜張橋よりも短い領域であるため直接の比較は難しいが、全体的には、コンクリートを主材料とする PC 斜張橋が鋼箱桁斜張橋よりも減衰が大きいとは断言できず、鉛直曲げ振動や橋軸直角方向振動では同程度、ねじれ振動においては、むしろ PC 斜張橋の方が小さいと言える。

次に、PC 斜張橋と同様に、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分けて整理した結果を図-19 に示す。振動実験の行われた鋼斜張橋では支間構成が左右対称の2区間連続橋がなく、主塔の曲げ変形のない振動モードのデータが少ないが、同図より、鋼斜張橋においても、主塔の曲げ変形のある場合の減衰定数は、主塔の曲

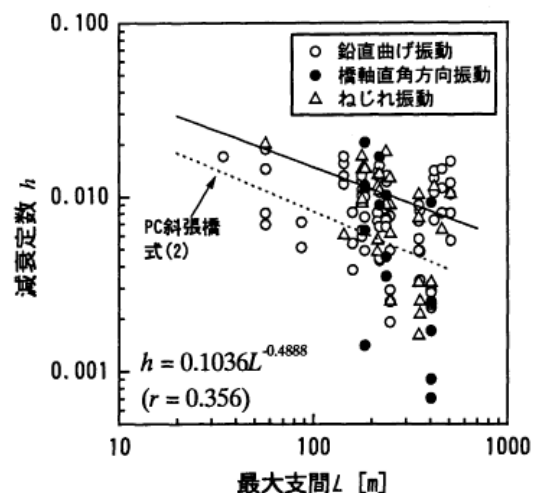


図-16 鋼斜張橋のスパン長と減衰定数

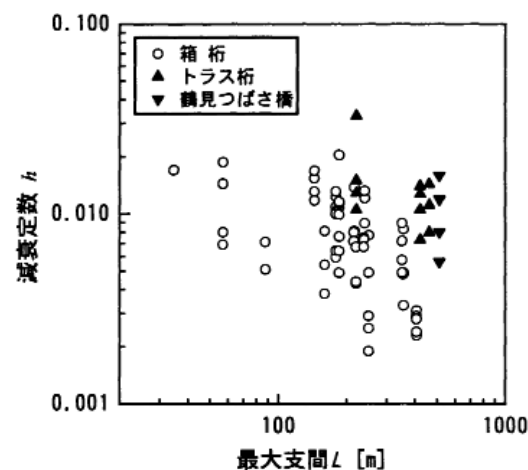
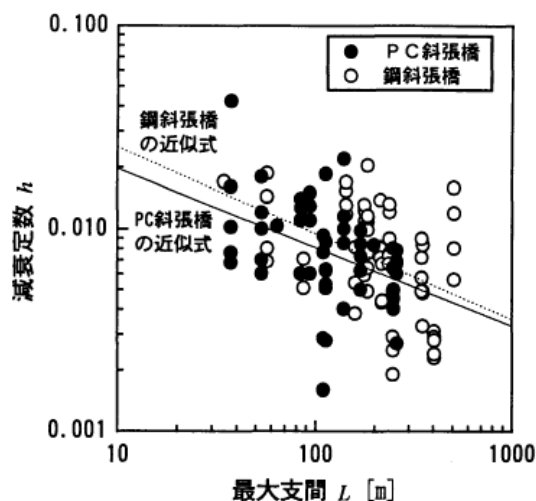


図-17 鋼斜張橋の鉛直曲げ振動モードの減衰定数

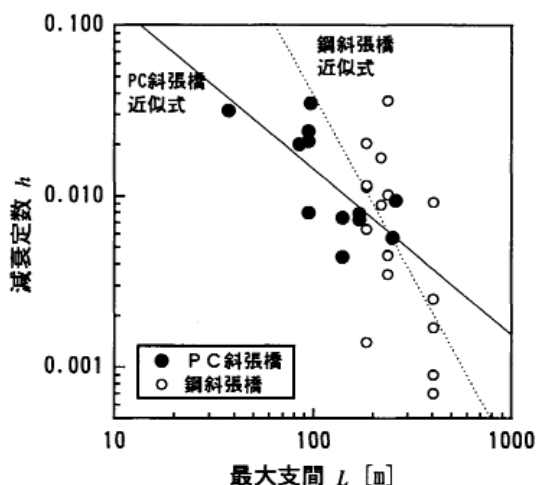
げ変形のない場合の減衰定数よりも大きいことが分かる。また、図中には PC 斜張橋における主塔の曲げ変形のある振動モードとない振動モードの減衰定数の近似式(10)、(11)式を示した。これらの近似式と鋼斜張橋のデータはよく対応していると言える。

コンクリートを主材料とした PC 斜張橋の減衰が鋼箱桁斜張橋よりも大きくならない原因としては、以下の二つのことが考えられる。

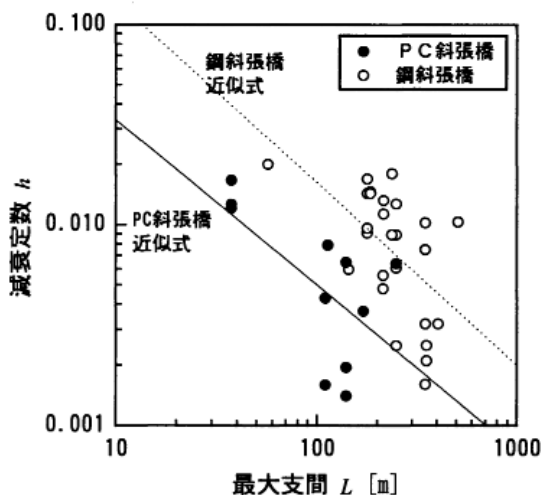
ひとつは、前述のように、減衰定数が基礎からのエネルギー逸散減衰と支承の摩擦に支配されているために、材料の違いが関係する履歴減衰の差が影響しないことである。もう一つは、重量の大きい PC 斜張橋では大振幅の振動実験が難しいのに対して、鋼斜張橋では鶴見つばさ橋のように、摩擦支承の減衰が得られるほど大きな振幅の加振が行われたものもあり、加振振幅の違い、すなわち、鋼斜張橋では支承の摩擦の寄与が PC 斜張橋に比較して大きくなっていることが影響しているとも推測される。



(a) 鉛直曲げ振動モード



(b) 橋軸直角方向振動モード



(c) ねじれ振動モード

図-18 PC斜張橋と鋼箱桁斜張橋の減衰定数の比較

いずれにせよ、現時点で得られている振動実験データからは、PC斜張橋の減衰が鋼箱桁斜張橋に比べて大きいとは言えないようである。

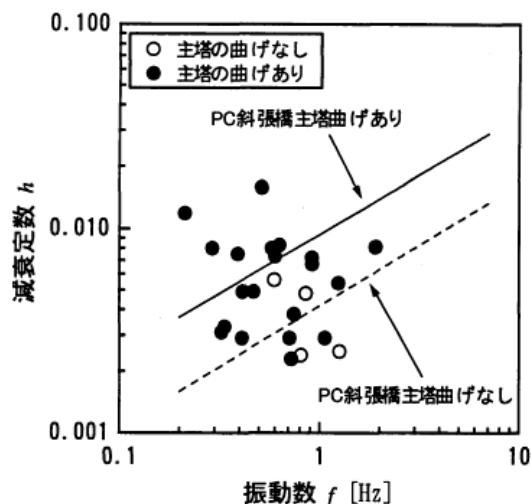


図-19 主塔の曲げ変形の有無で整理した鋼箱桁斜張橋の鉛直曲げモード減衰定数

表-8 張出し架設時の振動数と減衰定数

橋梁名称	振動数 (Hz)	減衰定数
伊唐大橋	0.130	0.0076~0.0078
新猪名川大橋	0.116	0.0084

(5) 張出し架設時のPC斜張橋の減衰特性

張出し架設時は、PC斜張橋が構造的に不安定となる。施工時の耐震性については完成後に比べ期間が短いことから、一般には検討されることが少ないが、PC斜張橋が今後さらに長大化し施工期間が長くなってくると、施工時の耐震性の検討も必要になってくると考えられる。また、自然風の乱れによるガスト応答も発生しやすいため、耐風性の確保も必要になってくる。

張出し架設時の鉛直曲げ振動モードの減衰定数は、前述したように伊唐大橋と新猪名川大橋で測定されている。どちらもある程度大きな振幅で加振されていることから、実験値としての信頼性は高い。これらの測定結果を表-8に示す。データ数が少なく今後のデータの蓄積が必要であるが、概ね、以下のようなことが言える。

張出し架設時のPC斜張橋では、支承部の摩擦による減衰などがなく、伊唐大橋と新猪名川大橋で得られた減衰定数はコンクリート部材の履歴減衰と基礎からのエネルギー逸散減衰によるものが支配的であると考えられる。両橋の測定結果から判断して、張出し架設時の減衰定数としては0.008程度が妥当ではないかと考えられる。この値は完成系の減衰定数と比較すると有意な差はないと言える。ただし、完成系の設計レベルの地震時には、振幅が大きくなり支承の摩擦などにより減衰定数が大きくなる可能性があるのに対し、張出し架設系においては、3径

間のように主塔部に支承を有する斜張橋においても主桁と橋脚頭部を仮固定するので、そのような要因のないことに注意する必要がある。

張出し架設時のデータを、主塔の曲げ変形のあるモードの減衰定数として、前述の振動数と減衰定数の関係式(11)と比較すると、減衰定数は振動数の割に高い。これは、基礎の回転変位が完成系に比較し相対的に大きいことと、仮設材、特に主塔の仮設材による減衰の増加に起因するものと思われる。

5. まとめ

PC 斜張橋の減衰特性を明らかにするために、既往の 16 橋での振動実験データについて、モード減衰定数を振動モードや振動数との関係で整理し、減衰特性について考察した。その結果、PC 斜張橋の減衰特性について、以下の新たな知見が得られた。

- ①PC 斜張橋の減衰定数は、最大支間が長くなるにしたがい小さくなる傾向があり、各振動モードごとに減衰定数の近似式を表わした。ねじれ振動の減衰は、鉛直曲げ振動や橋軸直角方向振動の減衰に比べて小さい傾向が見られた。
- ②鉛直曲げ振動モードについて、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分けて整理し、減衰定数と振動数の近似式を表した。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 倍であった。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と、支承の滑り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。
- ③橋軸直角方向の減衰定数については、データ数が少なくばつぎが大きいため、特徴的な傾向は得られないが、全体としては振動数が大きくなると減衰定数も大きくなる傾向があり、主塔の曲げ変形のある鉛直曲げ振動モードの減衰定数に近い値になっていた。
- ④地震時において、橋軸直角方向の応答が特に問題となる独立一本柱主塔の 1 次モードの減衰は、測定データは少ないが、0.006~0.007 程度と考えられる。
- ⑤PC 斜張橋は、コンクリートを主材料としているというものの、鋼箱桁斜張橋と比べて減衰が大きいとは言えない。減衰定数は、基礎からのエネルギー逸散減衰と支承の摩擦の寄与が大きいこと、および、重量の大きい PC 斜張橋では鋼斜張橋に比べて大振幅の加振が難しいため、加振レベルの違いが、その原因と推測される。

⑥張出し架設時については、伊唐大橋と新猪名川大橋の二つの測定結果しかないが、どちらもある程度の振幅で加振しており信頼性は高く、減衰定数は 0.008 程度と考えられる。この値は完成系の減衰定数に比べ有意な差はないが、完成系と異なり、振幅が大きくなっても支承の摩擦などにより減衰定数が大きくなる可能性がないことに注意する必要がある。

⑦振動実験から得られた減衰定数は耐震設計で用いられる値よりも小さいが、青森ベイブリッジの地震観測で見られたように、地震時の減衰定数は 0.02 程度になっていた。この違いは、呼子大橋の振動実験で見られたように、地震時には支承部の摩擦による減衰などが付加されるためと考えられる。

本研究では、PC 斜張橋の減衰特性について、振動実験結果をもとに検討を加えたが、減衰定数はばらつきが大きい上に、測定方法によっても影響を受けることから、今後とも精度のよい振動実験等を通してデータを蓄積していく必要があると考える。

また、減衰定数の評価においては、基礎からのエネルギー逸散減衰と支承の摩擦の寄与が大きいことから、これを解析的に検討することが今後の課題であると考えられるので、筆者らは、引き続き減衰定数の評価を目標とした解析的研究を行っている。

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伊唐大橋（鹿児島県）、十勝大橋（北海道開発局）、新猪名川大橋（阪神高速道路公団）、呼子大橋（佐賀県）、青森ベイブリッジ（青森県）の減衰測定結果について報告した。この場を借りて、関係各位に謝意を表します。また、本研究に際して、貴重なご助言をいただいた東京工業大学三木教授に感謝の意を表します。

付録 振動実験が行われた鋼斜張橋

4. (4)で示した鋼斜張橋の減衰定数は、表-9 に示す 20 橋について測定されたものである。

参考文献

- 1) 山口宏樹、高野晴夫、小笠原政文、下里哲弘、加藤真志、加藤久人：斜張橋振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 年 7 月。
- 2) 川島一彦、運上茂樹、吾田洋一：斜張橋の耐震性に関する研究（その 1）振動実験から見た斜張橋の振動特性、土木研究所資料、No.2388, 1986 年 6 月。

表-9 振動実験が行われた鋼斜張橋

橋梁名(所在地)	形式	径間長/桁幅員(m)	ケーブル形式・段数/桁の形式	振動実験方法
尾道大橋 (広島県)	3径間 連続	85+215+85 10.2	放射型・2面2段 I形2本主桁	起振機による共振曲線の測定, 起振機急停止を利用した自由振動実験
豊里大橋 (大阪府)		80.5+216+80.5	ファン型・1面2段 鋼床版箱桁	起振機による共振曲線の測定, トラック走行による自由振動実験
荒川大橋 (東京都)		60.3+160+60.3 17.9	ハープ型・1面2段 2I桁と1箱桁	起振機による共振曲線の測定, 起振機急停止を利用した自由振動実験
かもめ大橋 (大阪府)		100+240+100 20.1	マルチ型・1面10段 鋼床版逆台形箱桁	トラック走行による自由振動実験 車両を用いた衝撃加振実験
末広大橋 (徳島県)		110+250+110 18.5	ファン型・1面2段 逆台形1室箱桁	起振機による共振曲線の測定, 起振機急停止を利用した自由振動実験
鶴見つばさ橋 (神奈川県)		255+510+250 38.0	マルチファン型・1面17段 扁平箱桁	起振機による共振曲線の測定, 起振機急停止を利用した自由振動実験
菅原城北大橋 (大阪府)		119+238+119 26.5	ファン型・1面11段 鋼床版逆台形箱桁	起振機による共振曲線の測定, 起振機急停止を利用した自由振動実験
大和川橋梁 (大阪府)		149+355+149 30.0	ハープ型・1面4段 箱桁	クレーンによる強制加振実験 トラック走行による自由振動実験
名港西大橋 (愛知県)		175+405+175 16	ファン型・2面12段 扁平六角形箱桁	起振機による共振曲線の測定, 起振機急停止を利用した自由振動実験
かつしかハープ橋 (東京都)		40.5+134+220 +60.5 25.7	マルチファン型・1面17+7段 逆台形3室箱桁	起振機による共振曲線の測定, クレーンによる強制加振実験
天保山大橋 (大阪府)		170+350+120 39.25	ファン型・2面9段 扁平六角形箱桁	起振機による共振曲線の測定, 車両走行による自由振動実験
六甲大橋 (兵庫県)		89.35+220+89.35 24.1	ファン型・2面5段 トラス(合成鋼床版ダブルデッキ)	起振機による共振曲線の測定, 起振機急停止による 自由振動実験, 車両を用いた衝撃加振実験
榎石島橋 (香川県)		185+420+185 27.5	マルチファン型・2面11段 トラス(合成鋼床版ダブルデッキ)	起振機による共振曲線の測定 起振機急停止を利用した自由振動実験
横浜ベイブリッジ (神奈川県)		200+460+200 40.2	ファン型・2面11段 トラス(合成鋼床版ダブルデッキ)	起振機による共振曲線の測定 起振機急停止を利用した自由振動実験
水郷大橋 (千葉県)	2径間 連続	178.85+111.6 20.5	ハープ型・1面3段 鋼床版逆台形箱桁	起振機による共振曲線の測定 起振機急停止を利用した自由振動実験
荒津大橋 (福岡県)		185+115+45 21	ファン型・1面13段 逆台形鋼床版箱桁	起振機による共振曲線の測定, 常時微動測定
雪吊橋 (石川県)		44.4+57 3.5	ファン型・2面5段 扁平六角形箱桁	重錘落下による衝撃加振実験 人力加振実験
川崎橋 (大阪府)		87.5+40.65 3	ファン型・2面6+4段 扁平六角形箱桁	人力加振実験
新陽カントリー倶楽部 歩道橋(岐阜県)		11+34.6 2.5	放射型・2面1+2段 3室箱桁	人力加振実験
合掌大橋 (富山県)	2径間 非連続	144+46+144 10.5	ファン型・2面3段 鋼床版2箱桁	起振機による共振曲線の測定, 車両走行を利用した自由振動実験

注) かつしかハープ橋は4径間の斜張橋であるが、主塔が2本であるので3径間として整理した
荒津大橋は3径間の斜張橋であるが、主塔が1本であるので2径間として整理した

- 3) 山口宏樹, 伊藤 学, 坂本邦宏, R. アディカリ:
斜張橋の振動減衰に関するデータベース構築と性状
分析, 鋼構造年次論文報告集, 第1巻, 1993年7月.
- 4) Davenport, A. and Larose, G.: The Structural Damping of
Long Span Bridges. An Interpretation of Observations,
Canada-Japan Workshop on Bridge Aerodynamics, Ottawa,
pp.111-118, September, 1989.
- 5) 土木学会; コンクリート標準示方書(平成3年)改
訂資料およびコンクリート技術の動向, コンクリー
トライブラリー 70, pp.157-159, 1991年.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編,
1996年12月.
- 7) 折田秀三, 福田博文, 前田 勉, 竹田哲夫: 伊唐大
橋の架設系風応答観測と完成系振動実験, 農業土木

学会誌, Vol.64, No.9, 1996年9月.

- 8) 新原雄二, 竹田哲夫, 大塩 真, 中野龍児: 主桁制
振装置による張出し施工中のPC斜張橋の制振, 第5
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.75-78, 1995年10月.
- 9) 佐藤昌志, 南雲広幸, 大保直人, 井上雅弘: 十勝大
橋(PC斜張橋)振動実験, 第5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.53-58, 1995年10月.
- 10) 佐藤昌志, 神山 繁, 竹田哲夫, 山村正人: 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年10月.
- 11) 榎本清治, 奥田英晶, 新原雄二, 山内丈樹: 風観測

- に基づく新猪名川大橋張出し施工時の動的諸特性について、第8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、1998年10月。
- 12) 久我尚弘, 徳山清治, 竹田哲夫, 日紫喜剛啓: 呼子大橋の動的諸実験, 橋梁と基礎, 89-9, pp.31-36, 1989年9月。
 - 13) 稲富隆昌, 竹田哲夫, 大保直人, 山野辺慎一: 地震観測に基づくPC斜張橋「青森ベイブリッジ」の地震応答特性について, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.967-978, 1994年3月。
 - 14) 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。
 - 15) 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, April, 1989。
 - 16) 永井康平, 江草拓, 佐々木伸幸: 長大箱桁橋の減衰特性の一考察, 土木構造・材料論文集, 第3号, pp.79-87, 1988年1月。
 - 17) 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6月。
 - 18) 迎 邦博, 藤田 学, 本間秀世, 近藤真一: 一面吊りPC斜張橋の振動実験について, 住友建設技術研究所報, pp.71-79, 1992年。
 - 19) 山口宏樹, 高野晴夫, 小笠原政文, 下里哲弘, 加藤真志, 岡田 淳: 鶴見つばさ橋の振動実験による動的特性の同定, 土木学会論文集, No.543/I-36, pp.247-248, 1996年7月。

(1998.9.18 受付)

DAMPING PROPERTY OF PRESTRESSED CONCRETE CABLE-STAYED BRIDGES BASED ON MEASURED DATA

Tetsuo TAKEDA, Shinichi YAMANOBE and Yuji NIIHARA

In dynamic design of cable-stayed bridges, evaluation of damping of structure is important. However, because it is difficult to evaluate damping ratio theoretically, it is general to measure it through vibration tests. Many vibration tests were performed mainly on steel cable-stayed bridges in the past. But enough data is not accumulated on prestressed concrete cable-stayed bridges because they are relatively new bridge type.

In this study, measured damping ratio in 16 cable-stayed bridges were analyzed to study the relationship between damping ratio and natural frequency, comparison with steel cable-stayed bridges, and damping ratio in a construction stage under cantilever erection method.