

地震観測に基づくPC斜張橋の振動特性の解析

稲富 隆昌*₁・竹田 哲夫*₂・大保 直人*₃・山野辺 慎一*₄

1. はじめに

プレストレストコンクリート(PC)斜張橋は長大橋に適した構造形式として、古くから世界的に注目されてきた。国内においても、支間 250 m の呼子大橋が建設されて以来、数多くの長大 PC 斜張橋が計画・建設されてきた。また、最近では、従来に比べ軟弱な地盤においても建設されることが増えている。

我が国は世界でも第一級の地震国であり、長大 PC 斜張橋の設計においても、部材断面の設計が地震荷重によって決まることがしばしばある。本格的に長大 PC 斜張橋が建設されてから日が浅いために地震経験が少ないことを考慮すると、その設計においては耐震性の確保が重要な課題であると言える。

長大斜張橋のように、耐震設計において動的解析が必要となる場合の解析結果の信頼性を左右する項目としては、入力地震動の設定を除けば、一般に地盤を含めた構造物のモデル化と減衰定数の設定の 2 つが挙げられる。

斜張橋の動的解析を行う場合、通常、構造物は多質点一フレーム系に、周辺地盤はばねでモデル化される。これまでの起振機による振動実験では、こうした解析による構造物の振動数やモード形状は、実験結果と良く一致することが確かめられている。しかしながら、従来の斜張橋の振動実験は鋼橋を対象としたものが大半を占め、かつ、耐風設計に主眼が置かれていた。そのため、主桁の鉛直振動やねじり振動に関する検討は多いものの、耐

震設計に反映できる橋軸方向や橋軸直角方向の入力地震動に対応する振動特性を、PC 斜張橋を対象にして研究した例は少ない¹⁾。また、起振機による振動実験では基礎までを十分な振幅で振動させるだけの起振力を得ることは難しく、基礎と周辺地盤のモデル化の妥当性について確認された例も少ない。

一方、構造物の減衰特性は、表-1 に示したように減衰の発生原因によって、材料自身の減衰、構造系内でのエネルギー消費、および構造系外へのエネルギー消散に分けられ、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²⁾。構造物全体の減衰としては、これらのすべてが影響する。動的解析において、剛性や質量の影響については個々の部材ごとに評価し、それらを重ね合せて構造物としての特性を評価することができるのに対し、構造物の減衰は 3 つの要因が関係しているため非常に複雑であり、各要因の影響を分離して評価することは、一般に困難である。

構造物としての減衰定数の測定方法としては、起振機などによる振動実験を行う方法と、構造物に地震計を設置し地震時の応答を観測する地震観測などがある。前者は、自由振動波形や共振曲線から減衰定数を求めるものであり、これまでに多くの測定結果が報告されている。しかし、こうした方法で得られた減衰定数には逸散減衰が含まれており、構造系としての減衰定数を直接求めることはできない。後者は実際の構造物において地震観測を行って地震時の減衰定数を評価するもので、構造物の

表-1 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 (材料自身によるエネルギー損失)	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。
	構 造 減 衰 (構造系内でのエネルギー消費)	継手部や支承部の摩擦によるエネルギー消費。振幅に依存し、振動数にはほぼ無関係。
構造系の減衰	逸 散 減 衰 (構造系外へのエネルギー消散)	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。

*¹ Takamasa INATOMI : 運輸省港湾技術研究所 構造部 構造振動研究室長, 工博*² Tetsuo TAKEDA : 鹿島建設(株)技術研究所 第一研究部 第2研究室長*³ Naoto OHBO : 鹿島建設(株)技術研究所 第一研究部 主任研究員, 工博*⁴ Shinichi YAMANOBE : 鹿島建設(株)技術研究所 第一研究部 主任研究員

◇研究報告◇

基礎の振動に対する構造物の応答から、逸散減衰を含まない、内部減衰と構造減衰による構造物としての減衰定数を求めることができる。橋梁に限らず、新しい構造形式の構造物などにおいては、耐震設計の妥当性の確認や同種形式の設計への反映などを目的とした地震観測を行い、固有振動数とともに減衰定数が測定されることがある³⁾。近年、斜張橋においても地震観測が行われることが多くなってきた⁴⁾が、PC斜張橋での観測結果は、国内ではまだ報告されていない。

そこで、我々は青森ベイブリッジにおいて耐震設計法の妥当性の検証を目的とした地震観測を実施し、これまでに幾つかの記録を得てきた⁵⁾。本文では、1993年1月15日の釧路沖地震での観測記録を分析し、設計における構造物のモデル化の妥当性を確認したうえで、地震応答のシミュレーション解析により上部構造の減衰定数について検討した結果を報告する。

2. 構造概要

青森ベイブリッジは橋長 498 m、中央径間 240 m、側径間 128 m の我が国最大級の 3 径間連続 PC 斜張橋である。図-1 に構造諸元を示す。主桁は、幅員 25.0 m、桁高 3.5~2.5 m で PC 構造の 3 室箱桁断面である。全高 81.6 m の主塔部は、鉄筋コンクリート構造の逆台形橋脚と逆 Y 形主塔からなっている。主塔部基礎は 6 室箱形断面 (30 m×20.5 m) を有する深さ 42 m の地中連続壁剛体基礎であり、この種の基礎としては我が国最大である。

上部工の支持形式としては、断面の制約が厳しい主桁と主塔下端での地震応答が他の支持形式に比べ小さいこ

とから、連続桁形式が採用されている。本橋の場合、4 つの橋脚の支点には可動のゴム支承が用いられており、温度変化などによる桁の移動が可能である。ただし、主塔部橋脚上の支点にはダンパーストッパーが配置されている。これは、温度変化やクリープによる緩慢な主桁の移動には抵抗しないが、地震に対しては、主桁と主塔部橋脚がピン結合となる構造として設計されている。

本橋の建設地点は、地表面下数十 m にわたって耐震基盤となる強固な支持層が存在しないという、我が国の臨海地域によく見られる沖積性軟弱地盤である。このような地盤では、一般に、地震動が増幅されるので、地盤の観点からも、本橋においては耐震性の確保が特に重要な課題であると言える。

連続桁形式として耐震上特に問題となったのは、橋軸直角方向地震時における主桁のねじりと曲げの連成振動であった。すなわち、多数のケーブルで弾性支持された主桁には、重心と支持点のずれに起因するねじり振動が励起される。これが主桁の面外曲げ振動と連成すると、通常の鋼材補強量では対処できないような応答レベルに達することがあるからである。このため、設計では二つの振動の固有周期が極力分離するよう配慮されている⁶⁾。

3. 地震観測の概要

P 9 橋脚側を中心として、地盤 (地中: G 1, G 2, 地表: G 3, G 4), 連続壁基礎上下 (B 1~B 4), 主塔部橋脚頂部 (P 1), 塔頂 (T 1, T 2), および主桁の 4 箇所 (K 1~K 4) に、合計 31 成分の地震計が設置されている。図-1 に各観測点の位置を示した。地震計はいずれも

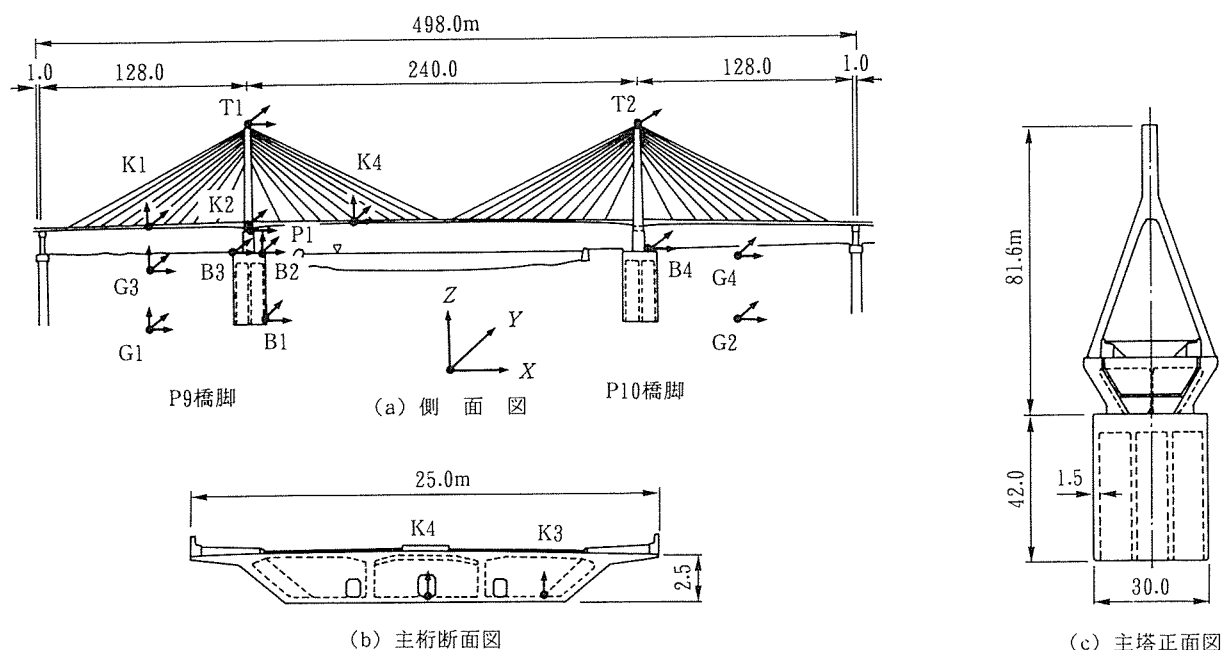


図-1 青森ベイブリッジ構造諸元、地震観測位置

サーボ型加速度計である。測定値をデジタル収録装置により 1/100 秒間隔の加速度記録として収録しており、21 分間のデータを記憶することができる。

地震観測は 1991 年 12 月より開始し、現在までに約 20 の記録が得られている。ここでは、青森での震度がⅣであった 1993 年 1 月 15 日の釧路沖地震による記録を対象として、解析することとした。

表-2 に各観測点の加速度記録の最大値を、図-2 (a)～(d) に地盤 (G 1-X: 深さ 43.5 m および G 3-X: 深さ 1.5 m)、主桁 (K 4-Z: 中央径間 1/4 位置)、塔頂部 (T 1-X) の観測波形を示した。

なお、最大加速度振幅は、耐震設計での計算値の 1/7 程度であった。したがって、いずれの地震においても構造物に入力された地震動の大きさとしては非常に小さく、コンクリートにはひびわれが発生していないものと考えられる。実際、地震後に可能な範囲のコンクリート表面を目視により調査した限りでは、ひびわれは認められなかった。

4. 基礎を含めたモデル化の妥当性の確認

4.1 卓越振動数と振動モード

図-3 (a) は、面内方向振動 (鉛直方向振動を含む橋軸方向の振動) の加速度波形 (主要な部分の 82 秒) のフーリエスペクトルを示したものである。上部構造の振

表-2 釧路沖地震での最大加速度記録

位置	橋軸	直角	鉛直	位置	橋軸	直角	鉛直
G 1	25	23	13	K 1	—	79	104
G 2	20	22	—	K 2	—	38	—
G 3	51	50	17	K 3	—	—	98
G 4	35	47	—	K 4	—	78	95
B 1	22	19	19	P 1	47	—	—
B 2	30	24	19	T 1	127	119	—
B 3	32	24	—	T 2	—	136	—
B 4	20	27	—				

単位: Gal

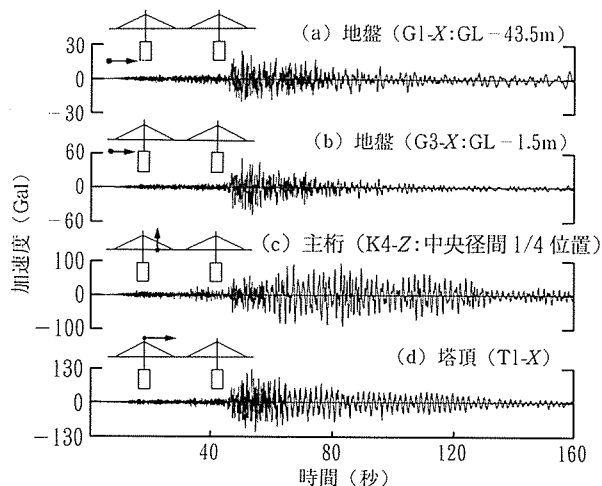


図-2 観測波形

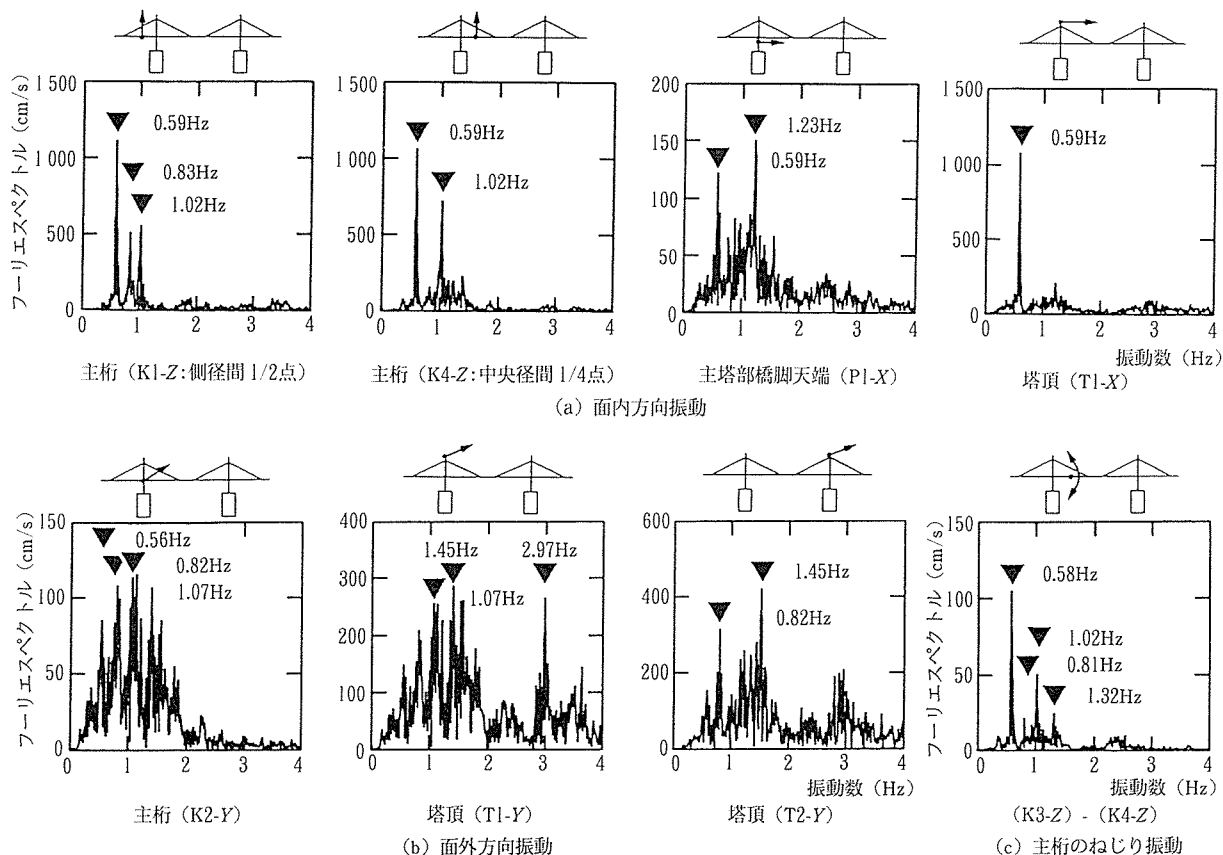


図-3 加速度波形のフーリエスペクトル

◇研究報告◇

動としては、0.59 Hz, 0.83 Hz, 1.02 Hz, 1.23 Hz 付近に卓越した成分があることがわかる。同図 (b) は、面外方向振動（橋軸直角方向の振動）のフーリエスペクトルである。面内方向に比べるとそれほど明確ではないが、0.56 Hz, 0.82 Hz, 1.07 Hz, 1.45 Hz, 2.97 Hz 付近に卓越した成分があることがわかる。また、同図 (C) は、中央径間 1/4 位置での 2 つの鉛直成分 (K 3, K 4) の差から主桁のねじり振動を求め、そのフーリエスペクトルを示したものであり、0.58 Hz, 0.81 Hz, 1.02 Hz, 1.32 Hz 付近に卓越した成分があることがわかる。これらの卓越振動数は他の地震でもほぼ同じ値が得られており、本橋の主要な固有振動モードは、上記の卓越振動数

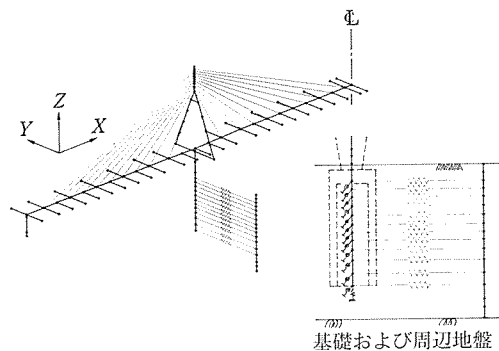


図-4 設計での解析モデル

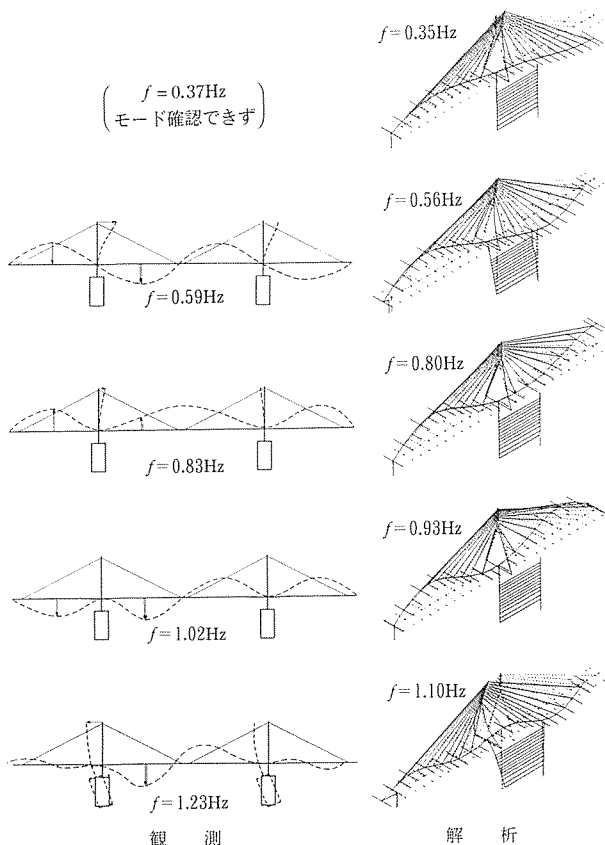


図-5 面内方向の振動モード

に対応したものであると考えられる。

各観測点の加速度記録をフーリエスペクトルでの卓越振動数においてバンドパスフィルターで処理し、各観測成分の振動振幅を図化することで振動モードを確認し、これを解析による振動モードと比較した。

解析モデルは設計検討で用いられたものであり、図-4に示すように、対称性を利用して橋全体の P 9 橋脚側（左側）の半橋部分を多質点一フレーム系にモデル化したものである。支間中央での境界条件を変えることにより、左右の半橋部分が支間中央に対して逆対称になるモード（逆対称モード）と対称になるモード（対称モード）とに分けて解析している。地盤については、周辺地盤を 1 次元多質点一せん断ばね系モデルで表わし、これと橋脚基礎を水平地盤反力係数相当分のばねで結ぶことで周辺地盤の影響を考慮している⁴⁾。

図-5に面内方向の振動モードを、図-6に面外方向の振動モードを、対応する解析モードと比較して示した。いずれの振動モード形状も解析と観測で良く一致している。以下に、面内方向振動、面外方向振動、主桁のねじり振動に分けて述べる。

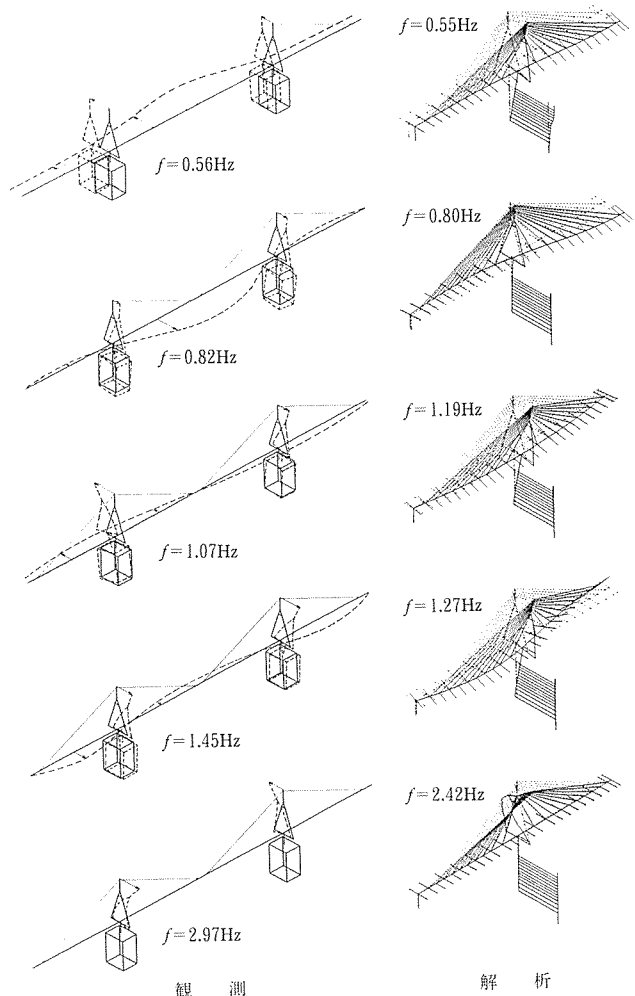


図-6 面外方向の振動モード

(1) 面内方向振動

1) 0.59 Hz の振動は、面内方向の中では振幅が一番大きく、そのモードは桁が上下振動し、それに伴って塔が曲げ振動するもので、解析での 0.56 Hz の逆対称モードに対応している。

2) 0.83 Hz の振動は主桁の鉛直振動が卓越したモードで、解析での 0.80 Hz の対称モードに対応している。このモードは鉛直地震動により励起されるものである。

3) 1.02 Hz の振動は、塔と基礎はほとんど動かずに側径間と中央径間の主桁が同位相で上下に振動するモードであり、解析での 0.93 Hz の逆対称モードに対応しているものと思われる。この振動モードは中央径間の中央を挟んで左右の桁が逆位相で上下に振動するものである。

4) 1.23 Hz の振動は、主桁の並進運動と上下振動、さらに塔の曲げ振動と基礎の回転振動（ロッキング）が同時に生じていたモードである。これは解析での 1.10 Hz の逆対称モードに対応している。

5) なお、解析のモードには主桁全体が鉛直方向に振動する 0.35 Hz の対称モードが存在し、図-3 (a) のフーリエスペクトルにもこれに対応すると思われる 0.37 Hz の位置に微小なピークが認められるが、振幅が小さいためにモードの確認までには至らなかった。

(2) 面外方向振動

1) 0.56 Hz の振動は橋全体がほぼ一様に橋軸直角方向に平行移動しながら、主桁にねじり振動が加わったモードである。これは解析での 0.55 Hz の対称モードに対応している。

2) 0.82 Hz の振動成分は、左右の塔で振動数に 0.036 Hz の差があったことからバンド幅を広くした。そのためこの成分を取り出した波形にはうねりがあったが、おおむね左右の塔が同位相で主桁の中央径間が橋軸直角方向に振動するモードと思われた。左右の塔で振動数に差があったのは、P 10 側の側径間に平面曲線がついていることと、二つの主塔部基礎周辺の地盤条件に差があったためと思われる。このモードは、解析での 0.80 Hz の対称モードに対応している。

3) 1.07 Hz の振動は、K 2-Y と T 1-X にはピークが明確であるが T 2-Y ではピークが小さく、左右の塔で必ずしも同じように振動しているとは考えられないが、そのモードはおおむね左右の塔が逆位相で振動するものであった。これは解析での 1.19 Hz の逆対称モードに対応している。

4) 1.45 Hz の振動の振幅は面外方向振動の中では一番大きく、左右の塔が同位相で基礎の橋軸方向回りの回転を伴って振動するモードであった。これは、解析での

1.27 Hz の対称モードに対応している。

5) 2.97 Hz の振動は、塔だけが左右で逆位相で振動しているモードであった。これは、解析での 2.42 Hz の逆対称モードに対応している。

(3) 主桁のねじり振動

図-3 (C) に示した中央径間 1/4 点でのフーリエスペクトルにおける 0.58 Hz, 0.81 Hz, 1.02 Hz のピークは、それぞれ面外方向の振動の卓越成分と対応しており、また、振動モードからも主桁の面外方向の振動に伴うねじり振動であることがわかった。一方、1.32 Hz の振動は、面内方向、面外方向には該当するようなピークが認められず、主桁のねじり振動だけが卓越するもので、解析での 1.13 Hz の対称モードに対応していると考えられた。

4.2 観測振動数と解析振動数の比較

図-7 に観測振動数と解析振動数を比較して示した。ほとんどのモードにおいて、観測振動数は対応する解析振動数に比べ、最大 22 % 高めの値となっているが、全体としては、両者は良く一致していると言える。

	凡 例	
	基礎の回転	
	小	大
面内方向	○	□
面外方向	●	■
主桁ねじり	▲	

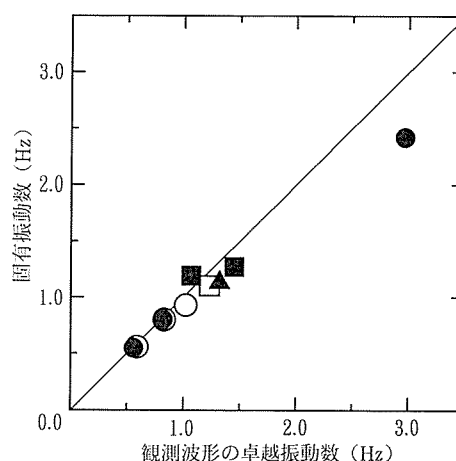


図-7 観測振動数と解析振動数の比較

以上のように、振動数、モードとも観測値と解析値で良く一致していたことから、設計における構造物のモデル化の妥当性が確かめられた。また、耐震設計上特に問題となった橋軸直角方向地震に対する主桁の曲げ振動 (0.80 Hz) とねじり振動 (1.13 Hz) の連成についても、それぞれが観測モードに良く一致していることから、両者が設計どおり分離されていることが確認できた。

5. 振動モードからみた耐震設計上の課題

4.1 および 4.2 において振動モードおよび振動数を設計値と比較したが、耐震設計上の課題として、以下のことが挙げられる。

1) 面内方向の 0.83 Hz の振動は主桁の鉛直振動が卓越し、鉛直地震動により励起されるモードである。

一般に、鉛直地震動の最大値と水平地震動の最大値が同時刻には生じないことと、桁橋などの構造形式では鉛直地震動が支配的な荷重とはならないことなどから、耐震設計においては、通常、鉛直地震動は考慮されていない。しかし、図-3 のフーリエスペクトルからわかるように、この鉛直振動モードの振動成分は決して無視できない大きさを持っており、主桁の曲げ変形は、0.59 Hz の水平地震動によるモードに、この鉛直地震動による振動モードが加わることになる。

PC 斜張橋では、鉛直地震動の影響が重要であることが指摘されている⁷⁾。特に、本橋のような長大支間の場合においては、その影響が大きくなるので、鉛直地震動の最大値と水平地震動の最大値が同時刻には生じなくとも、鉛直地震動を考慮する必要があると考えられる。

2) 面内方向の 1.02 Hz の振動は、塔と基礎はほとんど動かずに側径間と中央径間の主桁が同位相で上下に振動し、かつ中央径間の中央を挟んで左右の桁が逆位相で上下に振動するモードである。これは、橋の構造が中央径間の中央に対して完全に対称であれば、橋軸方向入力地震によっては若干生じるが、一様な鉛直方向入力地震に対しては励起されないものである。

本橋の構造は、P 10 橋脚側の側径間に若干の平面曲率があるものの、橋軸方向の振動に関してはほぼ対称であるとみなせることから、観測波形にこの振動成分が存在するのは、地盤条件の差により 2 つの基礎からの鉛直地震の入力が異なっていたために生じたものと考えられる。

この振動成分による応答は、全体の応答に占める割合はそれほど大きいとは思われないが、3 径間連続の斜張橋においては、こうした一様入力では生じない振動モードの影響も無視することはできないことがわかった。従来、長大支間の橋梁における入力位相差や不整形地盤での多点入力の影響については水平地震動について議論されてきたが、今後、鉛直地震動についても検討する必要があると言える。

3) 観測振動数と解析振動数は全体としては良く一致していた。しかし、観測振動数で面内の 1.23 Hz および面外の 1.45 Hz は解析振動数に比べそれぞれ 12 % および 14 % 高く、また、面外の 1.07 Hz は解析に比べ 11 % 低くなっており、他のモードに比較してこれらの

モードでの振動数の差が大きい。図-5, 6 の解析モードからわかるように、これらのモードは、いずれも基礎の回転が他に比べ大きいものである。

基礎の回転を伴うモードにおいて、観測と解析で振動数の差が大きい理由としては、やはり地盤ばねの評価が実際のものと異なっていたことが考えられる。基礎の地盤ばねの評価は上部構造の地震応答を大きく左右するものであり、今後、定量的な評価を行う必要がある。

6. 地震応答解析による上部構造の減衰定数の推定

耐震設計に直接反映するには十分な振幅の地震記録ではないが、釧路沖地震での観測波形を用いて、面内方向の地震応答解析を行い、解析による応答と観測結果を比較することにより、上部構造の減衰定数について検討した。

6.1 解析方法

解析モデルには、設計で用いたモデルから周辺地盤のばねを取り除き、基礎と上部構造の要素を半橋から全橋に拡張したものをを用いた。解析モデルを図-8 に示した。なお、前述したように、設計モデルの固有振動数と観測波形の卓越振動数との差が数%あったので、上部構造のヤング率を調整することにより、解析での応答波形の卓越振動数が観測波形の卓越振動数と一致するように、解析モデルの剛性を補正した。

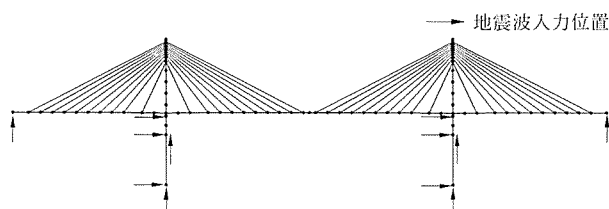


図-8 地震応答のシミュレーション解析モデル

入力地震波は、橋脚天端における橋軸方向の観測波形 (P 1-X)、および基礎上下端での橋軸方向と鉛直方向の波形を用い、これらを二つの主橋脚に同位相で直接入力した。基礎上下端での入力波形を用いたのは、基礎の鉛直振動および回転振動を考慮するためである。基礎上下端での波形は、P 9 橋脚側で観測した 8 成分の記録から、連壁剛体基礎を剛体とみなして求めた。

減衰特性は次式に示す Rayleigh 型減衰とした。

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \dots\dots\dots (1)$$

ここで、

$[C]$: 減衰マトリックス

$[M]$: 質量マトリックス

$[K]$: 剛性マトリックス

α, β : 定数

$$h_n : n \text{ 次のモード減衰定数} \quad h_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2}$$

$$\omega_n : n \text{ 次の固有円振動数}$$

地震波を基礎に直接入力する場合、構造物の減衰としては、基礎からのエネルギー逸散減衰は含まず上部構造の履歴減衰と構造減衰だけを考慮することになる。したがって、ここでの解析の減衰としては、各部材のひびわれ発生の影響を含まない履歴減衰、主桁支承部の摩擦やダンパーストッパーによるエネルギー消費などによる構造減衰、および斜材と主桁間のエネルギーのやり取りによるシステムダンピングなどを考慮することになる。

面内方向振動の1次と2次の固有周期での減衰定数を1%きざみで変えて地震応答解析を行い、塔頂の橋軸方向(T1-X)、主桁側径間1/2位置の鉛直方向(K1-Z)、主桁中央径間1/4位置の鉛直方向(K4-Z)の3成分について、解析結果と観測値を比較した。

なお、4.1(1)で述べたように、K1-ZとK4-Zには二つの主塔部橋脚からの鉛直入力地震動の違いによる1.02 Hzの振動モードが含まれていたが、解析では一様入力としているので、観測波形と解析結果の比較においては、観測波形からバンドパスフィルターによりこの成分を取り除いた波形を求め、これと解析結果を比較した。

6.2 解析結果と考察

(1) 地震応答の解析結果

図-9に計算結果を示した。塔頂(T1-X)の応答波形を見てみると、減衰定数を1%とした場合では、解析値は全時間において観測値を上回り、3%とした場合では、解析値は60秒以降に観測値をかなり下回っている。減衰定数を2%とした場合が、解析値と観測値の一致が最も良いことがわかる。桁(K1-Z、K4-Z)についても、減衰定数を2%とした場合が解析値と観測値の一致が最も良い。

したがって、釧路沖地震による振動の程度では、基礎からのエネルギー逸散減衰とコンクリートのひびわれ発生の影響を含まない上部構造だけの減衰定数は、2%程度であったと言える。

道路橋示方書には、コンクリート構造の上部構造の弾性域における減衰定数の参考値として、0.03~0.05の値が示されているが⁸⁾、ここでの解析結果はこれを若干下回っていた。

(2) 鉛直地震入力の影響

入力地震動の内の鉛直地震動の影響を見るために、減衰定数を2%とし、入力地震波から鉛直成分を取り除き、水平成分だけを入力した場合の応答を解析した。

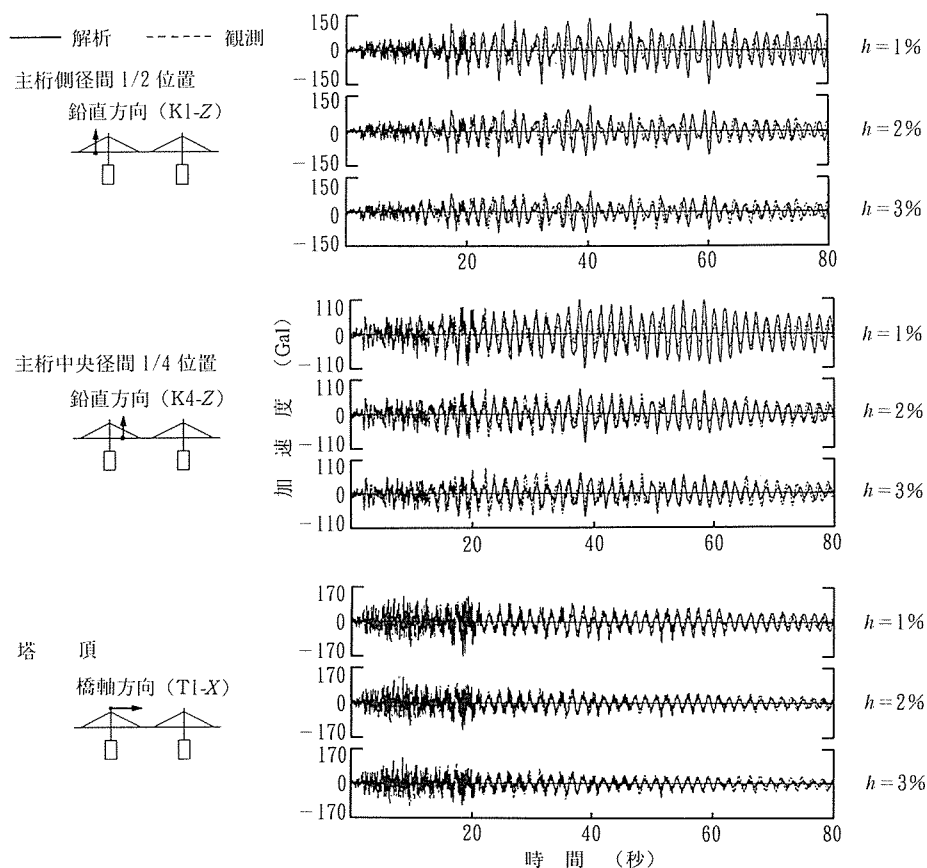


図-9 加速度波形の計算結果

◇研究報告◇

最大応答値を(1)の鉛直成分と水平成分の両方を考慮した結果と比較すると、主桁側径間の鉛直方向(K1-Z)については23%,主桁中央径間の鉛直方向(K4-Z)については15%,それぞれ減少していた。塔頂(T1-X)についてはほとんど変化がなかった。

一つの事例ではあるが、主桁については、鉛直入力地震動を考慮すると、加速度応答は、20%程度大きくなることがわかった。塔で変化がないのは、鉛直成分により励起される主要なモードが、図-5の0.83 Hzのモードであり、このモードでは塔はほとんど振動しないためである。

7. ま と め

青森ベイブリッジでの地震観測結果に基づき、設計における構造のモデル化の妥当性を確認し、上部構造の減衰定数について検討した。結果をまとめると、以下のようである。

- 1) 観測結果による卓越振動モードは、設計での解析モデルのモードと良く一致しており、設計における地盤・構造物のモデル化の妥当性が示された。
- 2) 橋梁の耐震設計においては、通常、鉛直地震動は考慮されていないが、観測結果では鉛直地震動により励起される主桁の鉛直振動は、無視できない大きさであった。長大PC斜張橋においては、鉛直地震動も考慮する必要があると考えられた。
- 3) 一様な鉛直方向入力地震に対しては励起されない振動成分が、基礎からの鉛直入力地震動の違いにより生じていた。従来、入力位相差や多点入力の影響については主に水平地震動について議論されてきたが、鉛直地震動についても検討する必要があると思われる。
- 4) 基礎の回転を伴う振動モードでは、他のモードに比べ、観測振動数と解析振動数の差が大きい傾向があり、基礎の地盤ばねの評価が影響しているものと考えられた。基礎の地盤ばねの評価は、上部構造の地震応答を大きく左右するものであり、今後も地震観測に基づき、定量的な評価を行う必要がある。
- 5) 観測波形を用いて応答計算をした結果、釧路沖地

震(地表の最大加速度が51 Gal)においては、基礎からのエネルギー逸散減衰とコンクリートのひびわれ発生の影響を含まない上部構造だけの減衰定数は、2%程度であった。

あ と が き

本地震観測では、1993年7月12日の北海道南西沖地震による振動(地表で最大84 Gal)も収録されており、現在解析を進めている。

謝 辞

本地震観測は、運輸省港湾技術研究所と鹿島建設技術研究所の共同で実施しているものである。観測に際しては、青森県土木部港湾空港課、青森港管理事務所の多大なる協力を得ました。また、東日本旅客鉄道(株)建設工事部海野担当部長、東京工事事務所石橋室長から貴重な助言を頂きました。ここに、関係各位に感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所地震防災部耐震研究室：斜張橋の耐震性に関する研究，土木研究所資料第2388号，1986. 6.
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書(平成3年版)改定資料およびコンクリート技術の今後の動向，コンクリートライブラリー70，pp. 157-159，1991. 9
- 3) 文献調査委員会：文献調査 コンクリート構造物の振動減衰に関する研究，コンクリート工学，Vol. 32，1994(投稿中)
- 4) 川島他：強震記録に基づく斜張橋の減衰特性の解析，橋梁と基礎，Vol. 23，No. 11，1989. 11.
- 5) Inatomi et al. : Analysis of Dynamic Characteristics of Prestressed Concrete Cable-stayed Bridge (Aomori Bay Bridge) using Strong Motion Observation Data, FIP Symposium '93, Kyoto, Japan, 1993. 10
- 6) 石橋他：軟弱地盤における長大PC斜張橋の耐震設計，橋梁と基礎，Vol. 25，No. 9，1991. 9.
- 7) 三村他：PC斜張橋の研究開発(その3)-地震応答における動的不静定力効果および地震動上下成分の影響-，鹿島建設技研年報，Vol. 26，1978. 6.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書耐震設計編，1990. 2

【1994年3月30日受付】