

# (131) 地震観測に基づくPC斜張橋「青森ベイブリッジ」の地震応答特性の解析

運輸省港湾技術研究所 稲富 隆昌 風間 基樹

鹿島建設技術研究所 竹田 哲夫 ○山野辺慎一

## 1 はじめに

青森ベイブリッジは、中央径間 240mの我が国最大級のプレストレストコンクリート (PC) 斜張橋である。本橋では耐震設計法の妥当性をより具体的に検証するために地震観測を実施しており、これまでにいくつかの記録が得られている<sup>1)</sup>。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、設計における構造のモデル化の妥当性を確認した上で、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について報告する。

## II 地震観測の概要

図-1 に本橋の構造諸元と観測点の位置を示した。P9橋脚側を中心として、地盤(地中・地表)、連壁剛体基礎上下、橋脚頂部、塔頂、および主桁の 15か所に、合計31成分の地震計が設置されており、現在までに約20の記録が得られている。表-1 に最大振幅であった1993年 1月15日の釧路沖地震による各観測点の加速度記録の最大値を示した。図-2(a)~(c) に地盤(G3-X:深さ 1.5m)、塔頂(T1-X)、主桁(K4-Z:中央径間 1/4位置)の観測波形を示した。

なお、各位置の最大振幅は、耐震設計での計算値の 1/7程度であった。従って、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。

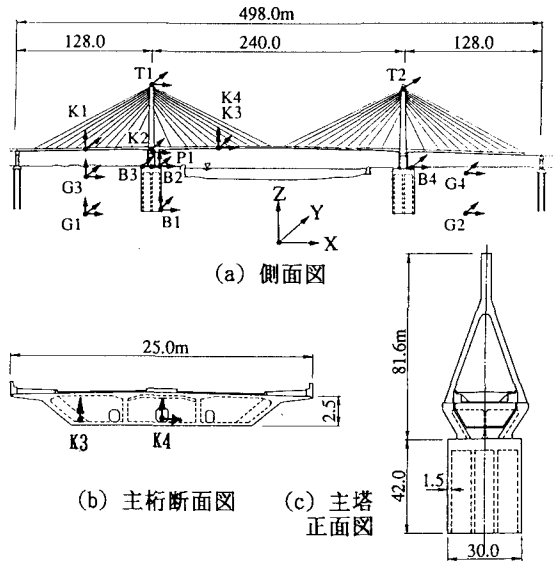


図-1 青森ベイブリッジ地震観測位置

表-1 釧路沖地震での最大加速度

位置	橋軸	直角	鉛直	位置	橋軸	直角	鉛直
G1	25	23	13	K1	-	79	104
G2	20	22	-	K2	-	38	-
G3	51	50	17	K3	-	-	98
G4	35	47	-	K4	-	78	95
B1	22	19	19	P1	47	-	-
B2	30	24	19	T1	127	119	-
B3	32	24	-	T2	-	136	-
B4	20	27	-				

単位 : Gal

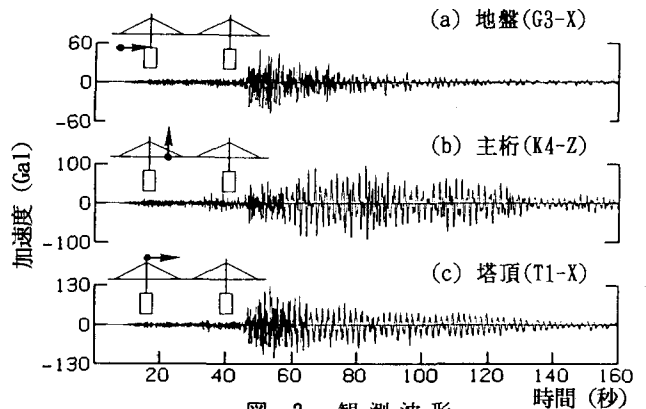


図-2 観測波形

## III 卓越振動数・振動モードの確認

### 1. 卓越振動数と振動モード

図-3 は、釧路沖地震の記録について、橋軸方向振動の加速度波形(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。上部構造の振動としては、0.59Hz、0.83Hz、1.02Hz、1.23Hz付近に卓越した成分があることがわかる。同様にして、橋軸直角方向の記録について調べた結果、0.56Hz、0.82Hz、1.45Hz、

2.97Hz付近に卓越した成分があった。これらの卓越振動数はウィンドウによるスムージングの程度により若干変化したが、他の地震との間の差は、橋軸方向

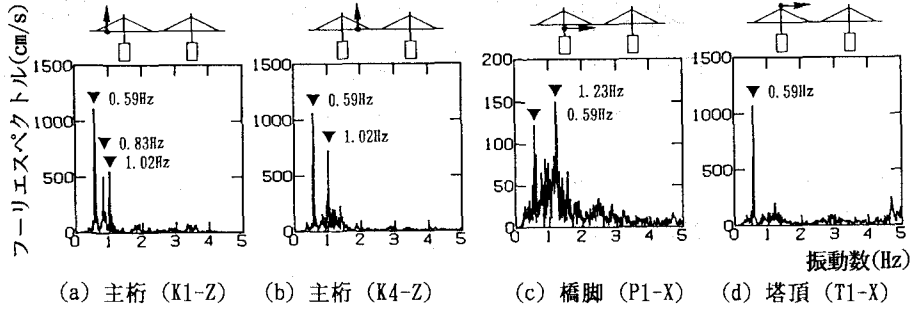


図-3 橋軸方向の加速度記録のフーリエスペクトル

で3%、橋軸直角方向で9%以下であった。従って、本橋の主要な固有振動モードは、上記の卓越振動数に対応したものであると考えられる。

釧路沖地震の記録について、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。フィルターのバンド幅は0.04Hz程度としたが、左右の塔などで振動数に差がある場合は、最大0.14Hzまでその差に応じて幅を広くした。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、上部構造は対称性を利用して橋全体の半橋部分を質点-フレーム系にモデル化し、また、周辺地盤は1次元せん断ばねにモデル化し、これと橋脚基礎を水平地盤反力係数相当のばねで結ぶことで周辺地盤の影響を考慮したものである<sup>2)</sup>。

図-5(a)に橋軸方向の振動モードを、(b)に橋軸直角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よく一致している。

橋軸方向の振動モードのうち、0.83Hzの振動は主桁の鉛直振動が卓越したモードで、解析の対称3次モード(0.80Hz)と対応している。このモードは鉛直地震動により励起されるものである。

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、斜張橋では鉛直地震動の影響が無視できないことが指摘されており<sup>3)</sup>、本橋の場合においても、図-3のフーリエスペクトルからわかるように、0.83Hzの鉛直振動モードの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、0.59Hzの水平地震動によるモードに、この鉛直振動モードが加わることになる。

従って、本橋のような長大支間の斜張橋においては、固有周期が長くなるので、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。

一方、1.02Hzの振動は、側径間と中央径間の主桁が同位相で上下に振動し、塔と基礎はほとんど動かない鉛直振動モードであり、解析の逆対称3次モード(0.93Hz)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、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。

従って観測波形にこの振動成分が存在するのは、2つの基礎からの鉛直地震動の入力位相差により、生じたものと考えられる。

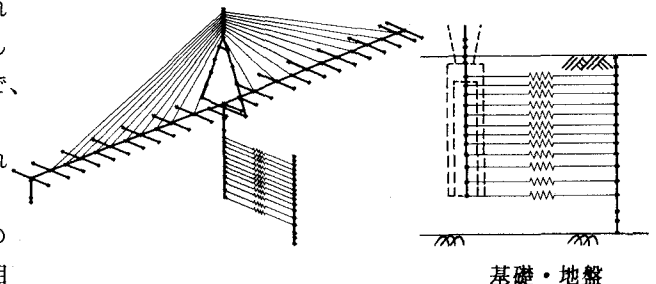


図-4 解析モデル

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くなく重要とは思われないが、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来たが、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。

## 2. 観測振動数と解析振動数の比較

図-6 に観測振動数と解析振動数を比較した。観測振動数は対応する解析振動数に比べ、2%から16% 高めの値となっているが、全体としては両者はよく一致している。

以上のように、振動数、モードとも観測値と解析値でよく一致していたことから、設計における構造のモデル化の妥当性が確かめられたと言える。

なお、観測振動数のうち、面内の1.23Hzおよび面外の1.45Hzが、解析振動数に比べそれぞれ12% および16% 高く、他のモードに比較して解析振動数との差が大きい。これらのモードは、両方とも基礎の回転が他のモードに比べ大きいモードである。基礎の回転を伴うモードで観測振動数が解析値に比べ高い理由としては、やはり地盤ばねの評価が実際のものとなっていたことが考えられる。これらについては、今後の検討課題である。

## IV 地震応答解析による減衰定数の推定

### 1. 解析方法

解析モデルは、設計で用いたモデルから周辺地盤のばねを取除いたものを用いた。なお、前述したように、設計でのモデルの固有振動数と観測波形での卓越振動数との差が数%あったので、ここでは橋軸方向の主要な振動成分である0.59Hzの振動成分について、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、構造モデルの剛性を一様に補正した。

入力地震波は、橋脚天端における橋軸方向の観測波形(P1-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2つの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、P9橋脚で観測した8成分の記録から、連壁剛体基礎を完全な剛体とみなして求めた。

減衰特性はRayleigh型減衰とした。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。従って、ここでの解析の減衰としては、各部材の

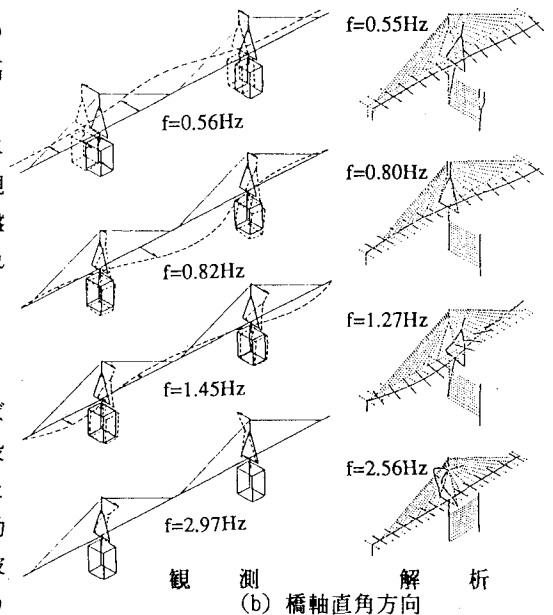
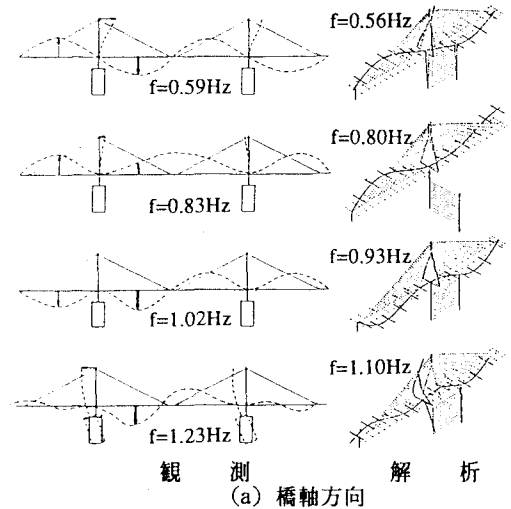


図-5 振動モードの比較

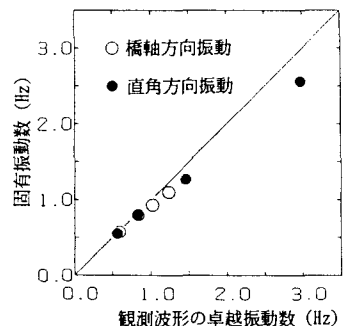


図-6 観測振動数と解析振動数の比較

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。1次と2次の固有周期での減衰定数を1%、2%、3%と変えて地震応答解析を行い、塔頂の橋軸方向(T1-X)、主桁側径間の鉛直方向(K1-Z)、主桁中央径間の鉛直方向(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、K1-ZとK4-Zには、Ⅲ.1で述べたように2つの橋脚からの鉛直入力位相差による1.02Hz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除外した波形を求め、これと解析結果を比較した。

## 2. 解析結果

図-7に計算結果を観測波形と比較して示した。一例として、(a)の塔頂(T1-X)の応答波形を見てみる。減衰定数  $h$  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よいことがわかる。主桁(K1-Z、K4-Z)についても、減衰定数  $h$  を2%とした場合が解析値と観測値の一致が最もよい。

従って、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の減衰定数としては、2%程度であったと言える。

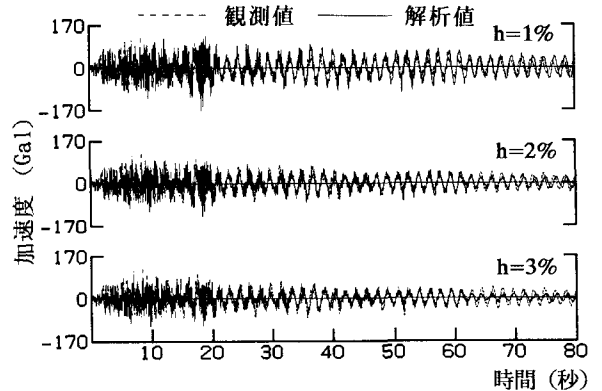
## V あとがき

基礎の地盤ばねの評価は、上部構造の応答を大きく左右するので、今後、定量的な評価を行う必要がある。また、上部構造の減衰定数についても、振幅依存性があると考えられるので、引き続き検討する予定である。

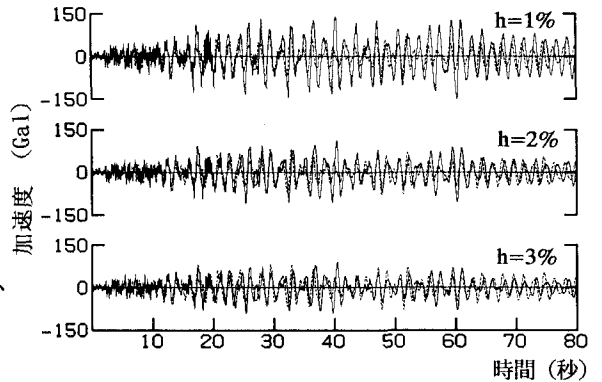
本地震観測に際しては、青森県港湾課、青森港管理事務所の多大なる協力を得ました。ここに、関係各位に感謝の意を表します。

## 参考文献

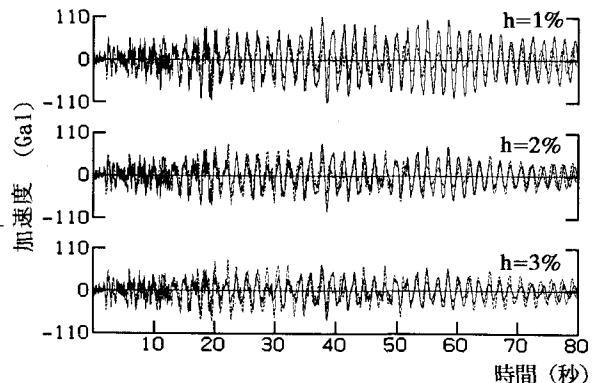
- 1) Inatomi et al; Analysis of Dynamic Characteristics of Prestressed Concrete Cable-stayed Bridge (Aomori Bay Bridge) using Strong Motion Observation Data, FIP symposium '93, Kyoto, Japan, 1993. 10
- 2) 石橋他; 軟弱地盤における長大PC斜張橋の耐震設計、橋梁と基礎、Vol. 25, No. 9, 1991. 9
- 3) 三村他; PC斜張橋の研究開発(その3: 地震応答における動的不静定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



(a) 塔頂 (T1-X)



(b) 主桁側径間 (K1-Z)



(c) 主桁中央径間 (K4-Z)

図-7 応答波形の計算結果と観測波形の比較