

土木研究所資料

免震橋梁の地震時振動特性に関する研究



平成6年8月

建設省土木研究所
地震防災部耐震研究室

Copyright © (1994) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

免震橋梁の地震時振動特性に関する研究

Study on Seismic Response Characteristics of A Menshin Bridge

土木研究所 企画部 地下開発研究官 川 島 一 彦^{*1)}

地震防災部耐震研究室 室 長 大 塚 久 哲

主任研究員 運 上 茂 樹

関東地方建設局横浜国道工事事務所 飯 田 寛 之^{*2)}

地震防災部耐震研究室 佐 藤 貴 志

^{*1)} 前耐震研究室室長

^{*2)} 前耐震研究室研究員

要 旨

丸木橋大橋(一般国道340号)は我が国初のPC免震橋梁として平成4年8月に竣工した。丸木橋大橋では竣工後地震観測が行われており、平成5年1月15日の釧路沖地震により地震記録が得られた。本資料は、地震記録の解析を行い、これから見た丸木橋大橋の地震時振動特性を検討した結果をまとめたものである。

キーワード：免震橋梁，丸木橋大橋，地震観測，地震時振動特性，釧路沖地震，強震記録

目 次

まえがき	1
1.丸木橋大橋の概要	2
1.1 丸木橋大橋の概要	2
1.2 地震観測	8
2.強震記録からみた免震効果	10
2.1 釧路沖地震	10
2.2 強震記録からみた免震効果	11
3.動的解析による振動特性の検討	17
3.1 解析モデル及び解析条件	17
3.2 動的解析結果	18
4.まとめ	22
謝 辞	23
参考文献	24
参考資料	
I. 動的解析モデルデータ	25
II. 固有値解析結果	29

まえがき

丸木橋大橋は、一般国道340号岩手県九戸村管波工区の一部として、二級河川瀬月内川及び村道に架かる、橋長92.8mの3径間連続のPCポストテンション箱桁橋である¹⁾。本橋は、建設省が今後の免震設計の採用と本格的な施工に備えるために試験的に建設を進めている免震橋のひとつであり、PC橋梁としては我が国で最初の免震橋梁である。平成4年8月に竣工し、現在供用されている。

免震橋の動的特性については種々検討されているが、我が国ではその建設の歴史が浅いこともあり、実橋梁の地震時の振動特性については、まだ十分には明らかにされていない。地震記録が得られた免震橋としては、我が国初の免震橋として平成3年3月に完成した静岡県の宮川橋²⁾ などがあり、規模の小さい地震によるものではあるが、地震時の橋桁の振動を低減する免震効果が明らかにされてきている^{3)、4)}。

丸木橋大橋では、免震橋梁の動的特性を検討するために、平成4年9月から地震観測が行われており、平成5年1月の釧路沖地震により地震記録が得られた。本資料は、この記録を解析し、地震記録から見た免震橋梁の地震時振動特性を検討した結果をまとめたものである。

1.丸木橋大橋と地震観測

1.1 丸木橋大橋の概要

丸木橋大橋は、図-1.1に示すように岩手県の北部に位置する九戸村において一般国道340号が二級河川瀬月内川を渡河する位置に架かる橋梁である。一般国道340号は、岩手県を南北に縦断し、県中央部の北上山地の市町村を結び青森県八戸市に至る路線である。

図-1.2及び写真-1.1は、丸木橋大橋の一般図を示したものである。表-1.1は、丸木橋大橋の設計諸元を示したものである。本橋は、橋長92.8m、有効幅員11mの3径間連続PC箱桁橋であり、曲線半径250mを有する曲線免震橋である。免震支承としては、図-1.3に示すような鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)が採用されており、各橋台及び橋脚に対して鉛プラグ入り積層ゴム支承が2基ずつ設置されている(写真-1.2)。下部構造としては、A1橋台は箱式、A2橋台は逆T式、橋脚はいずれも小判型張出式である。地盤種別はⅠ種であり、基礎はいずれも直接基礎である。

本橋の免震方向としては、曲線橋であることを考慮して橋軸及び橋軸直角方向の2方向(全方向)となっており、写真-1.2に示したように支承には、移動を拘束するものは設置していない。ただし、橋台部においては、図-1.4及び写真-1.3に示すようにPC鋼棒で桁と下部構造を結ぶ落橋防止装置が設置されている。直径23mmのPC鋼棒が、1橋台当たり4本設置され、PC鋼棒の両端部にはそれぞれ10cm及び20cmの伸縮スポンジ(緩衝材)が設置されている。なお、伸縮変位量は、地震時保有水平耐力レベルの変位を拘束しないように緩衝材の厚さが決定されている。また、橋軸直角方向の落橋防止装置としては、橋台部側部にコンクリートブロックを立ち上げて橋軸直角方向の変位を拘束する構造が使われている。

免震支承及び下部構造は、震度法と地震時保有水平耐力法の2つの方法で設計されている。橋の固有周期は、震度法レベルでは0.75秒、地震時保有水平耐力法レベルでは1.02秒である。免震装置の減衰特性を考慮した場合には、橋の減衰定数は震度法レベルでは26%、地震時保有水平耐力法レベルでは11%となる。ただし、本橋の設計では、減衰性能の向上により地震応答を低減させる免震効果は考慮せず、設計地震力は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編⁶⁾に規定される値から低減していない。道路橋の免震設計法マニュアル(案)⁶⁾によれば、橋の減衰定数として10%以上が確保できれば、震度法レベルに対しては設計水平震度を10%低減できることが提案されているが、免震橋の建設の歴史が浅いこと等を考慮して、本橋では免震効果は耐震性の向上に振り向けられてる。

表-1.1 丸木橋大橋の設計諸元

項 目	諸 元
橋 種	プレストレストコンクリート道路橋
型 式	PCポストテンション3径間連続箱桁
道路規格	第3種第3級
橋 格	1等橋(TL-20)
橋 長	92.8m(3@30.5m)
有効幅員	11.0m
平面線形	250 $\sim\infty$
縦断勾配	4.0%
斜 角	64°30'~83°08'
地盤種別	I 種地盤
橋台型式	A1: 箱式直接基礎 A2: 逆T式直接基礎
橋脚型式	P1、P2: 小判型張出し式直接基礎
設計震度	0.2(震度法)
免震方向	2方向(全方向)

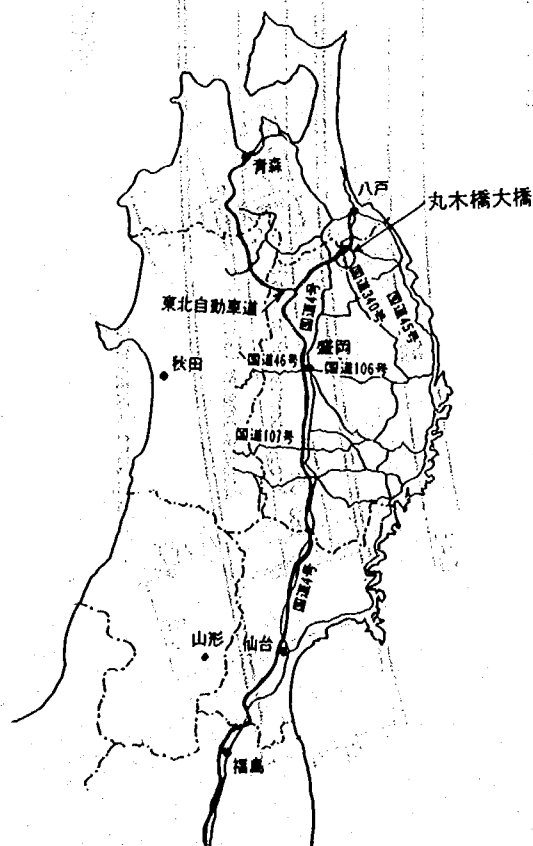
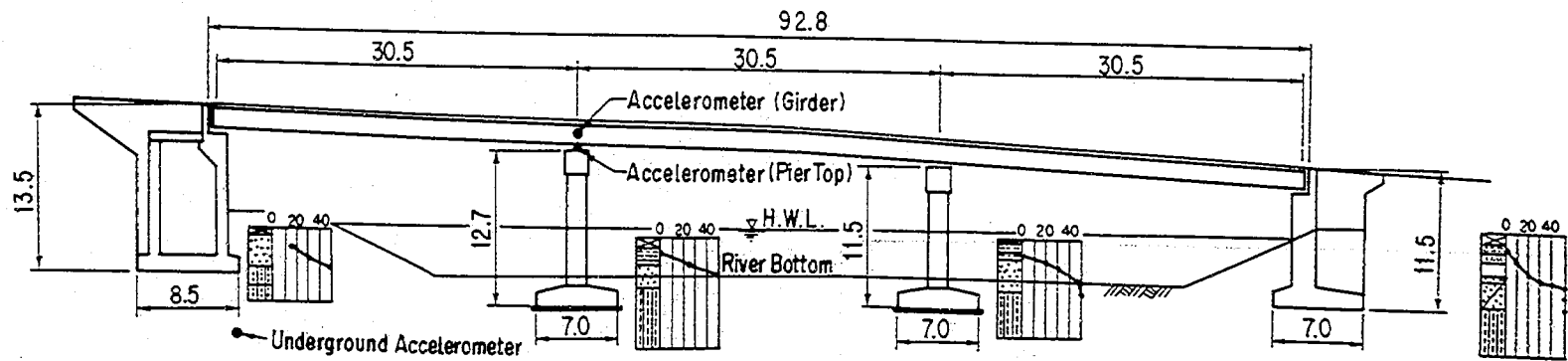
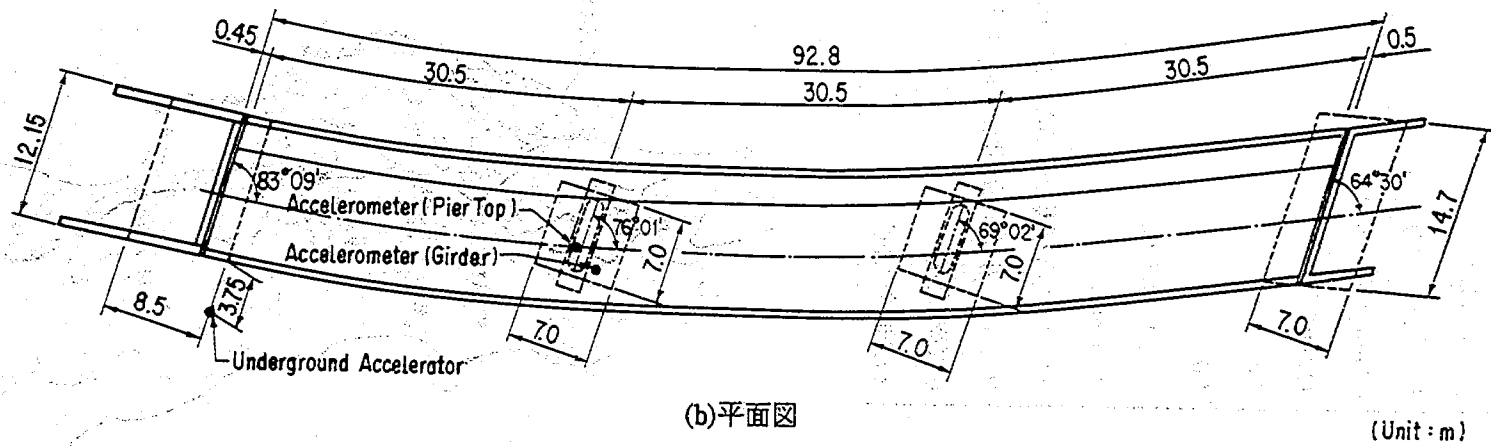


図-1.1 丸木橋大橋の位置図

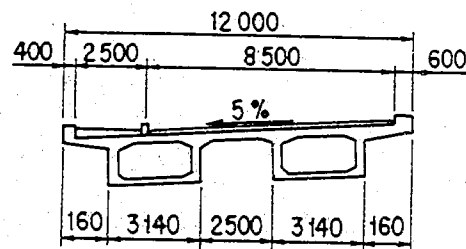


(a)側面図



(b)平面図

(Unit : m)



(c)主桁断面図

図-1.2 丸木橋大橋の一般図

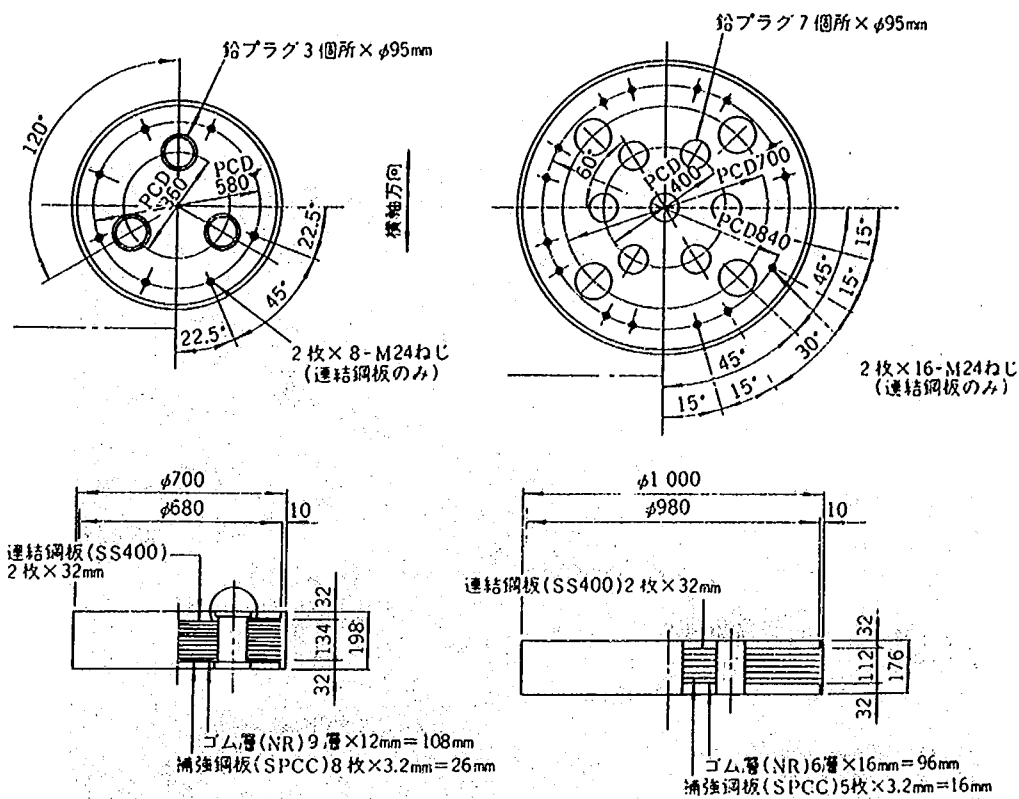


図-1.3 丸木橋大橋で用いられた免震支承(鉛プラグ入り積層ゴム支承)

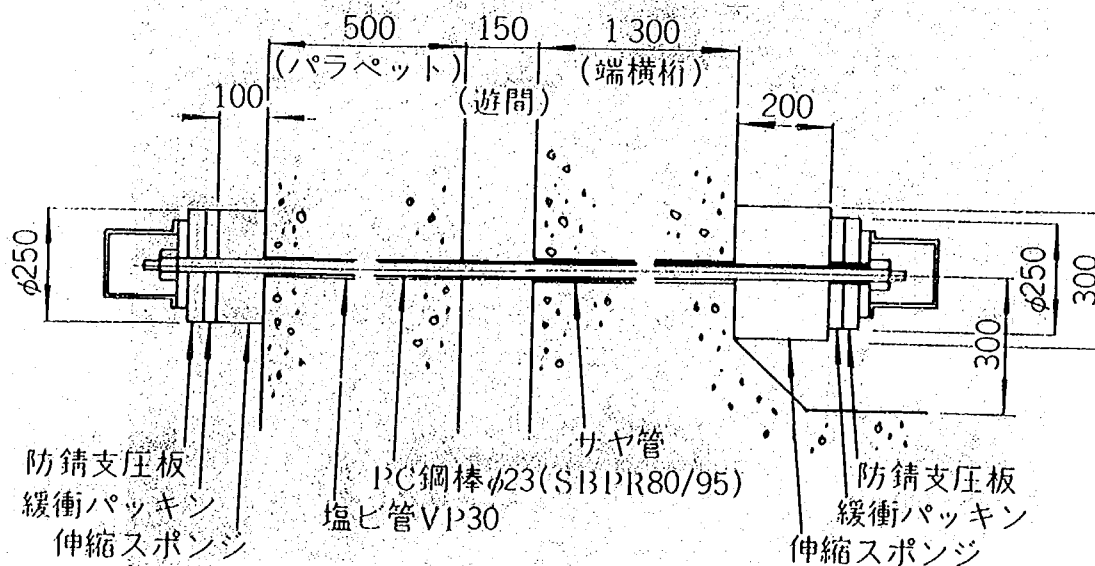


図-1.4 PC鋼棒による落橋防止構造

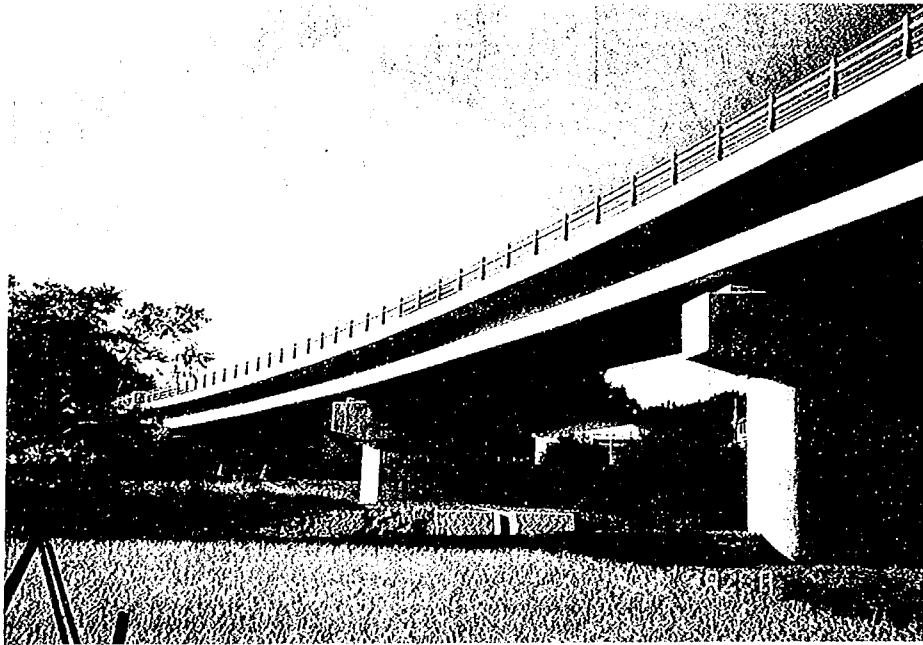


写真-1.1 丸木橋大橋

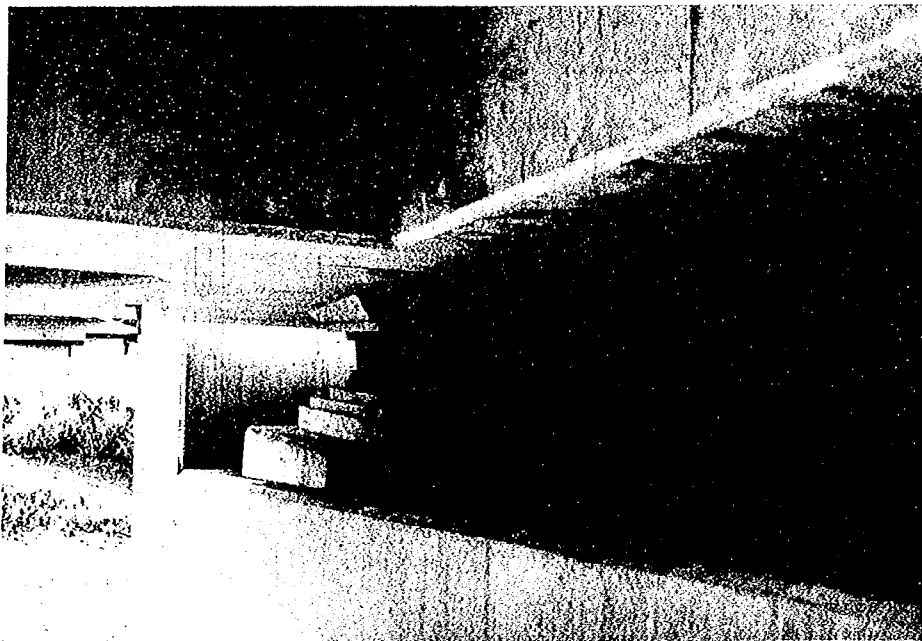


写真-1.2 丸木橋大橋の免震支承の設置状況

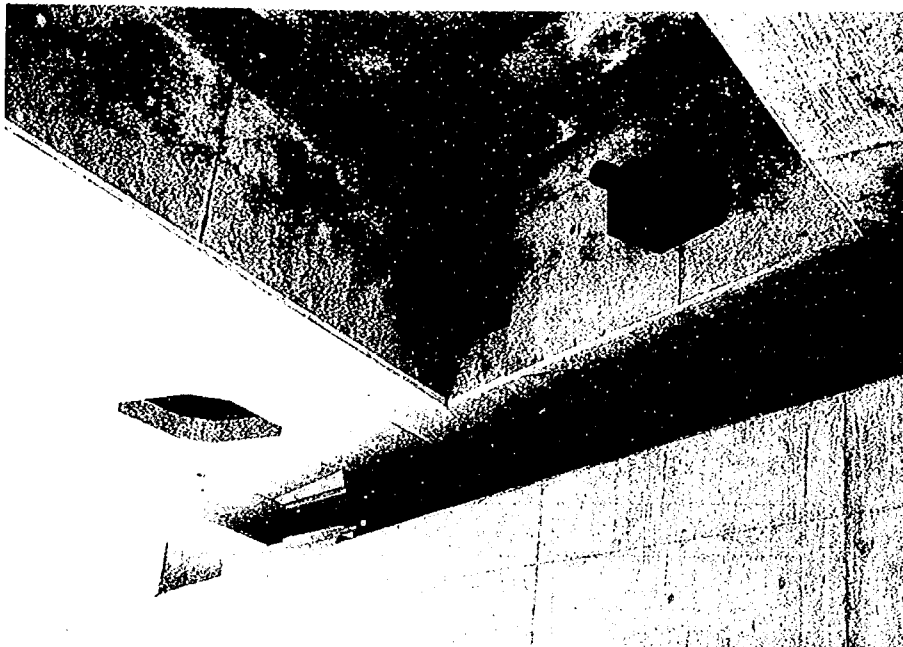


写真-1.3 PC鋼棒による落橋防止構造

1.2 地震観測

丸木橋大橋では、免震橋梁の動的特性を検討するために、平成4年9月から地震観測を行っている。強震計は、図-1.2に示すようにP1橋脚上において、桁と橋脚天端に各1個所、A1橋台の周辺の地盤(地下6m)に1個所、合計3個所に設置されている。各観測位置では、橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向の3成分を観測している。なお、本橋は曲線橋であることから、P1橋脚の断面の長辺に直角な方向を橋軸方向としている。

地震観測には、デジタル式強震計SM-12(リオン株式会社製)が用いられている。表-1.2は、強震観測装置の概要を示したものである。写真-1.4は、橋台近傍に設けられた観測小屋であり、ここに地中地震計が設置されている。また、写真-1.5は、観測小屋内の記録装置を示したものである。

表-1.2 強震観測装置の概要

項 目		諸 元
型 式		デジタル強震計SM-12
記録範囲		最大2G
サンプリング周期		10m秒
遅延時間		10秒
合計ch数		換振器3台、各3ch
起動チャンネル		地中地震計(3成分)
起動加速度		1gal
換振器	地 中	PV-22E(地中)
	地 表	PV-21C(橋脚天端及び桁内)
観測記録の電送		NTT公衆回線
通信速度		2,400bps

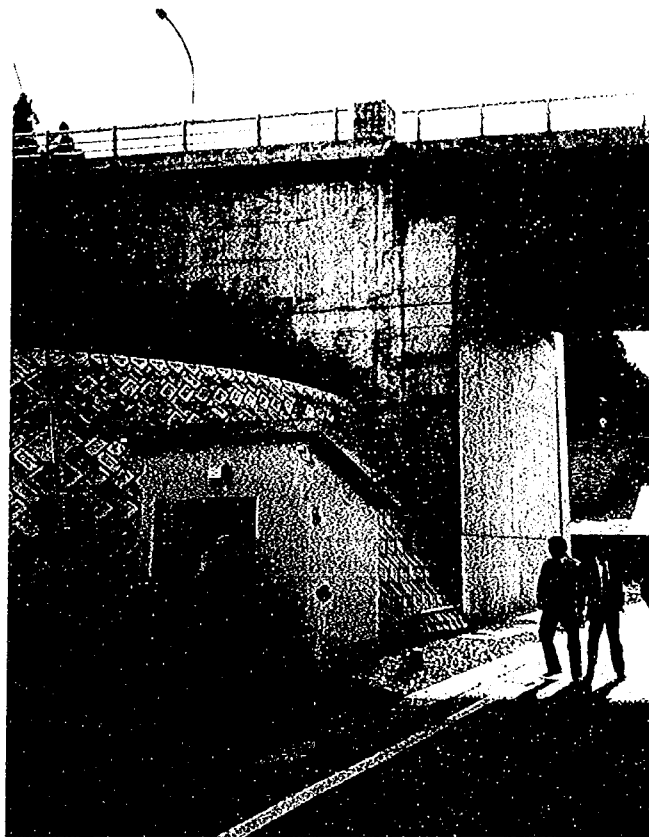


写真-1.4 橋台付近の観測小屋

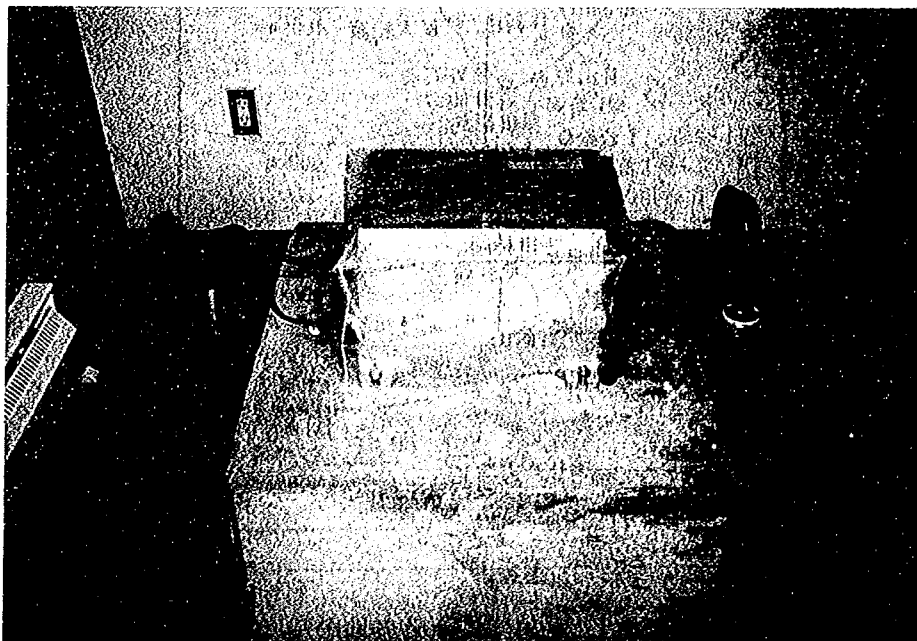


写真-1.5 強震観測装置

2. 強震記録からみた免震効果

2.1 釧路沖地震

丸木橋大橋の地震記録は、平成5年1月15日に起こった釧路沖地震により得られた。釧路沖地震波、釧路市から10数km沖合いの深さ107kmを震源とするマグニチュード7.8の地震である⁷⁾。気象庁による各地の震度階は、図-2.1に示す通りである。釧路で震度Ⅵの烈震、八戸、浦河、帯広、広尾で震度Ⅴの強震、根室、苫小牧等の12地点で震度Ⅳの中震、東京、横浜を含む15地点で震度Ⅲの弱震が観測されるなど、北海道から東北、関東甲信越地方のほぼ全域で有感となった。

これによれば、丸木橋大橋付近における震度はⅣと推定される。なお、丸木橋大橋の震央距離は379kmである。

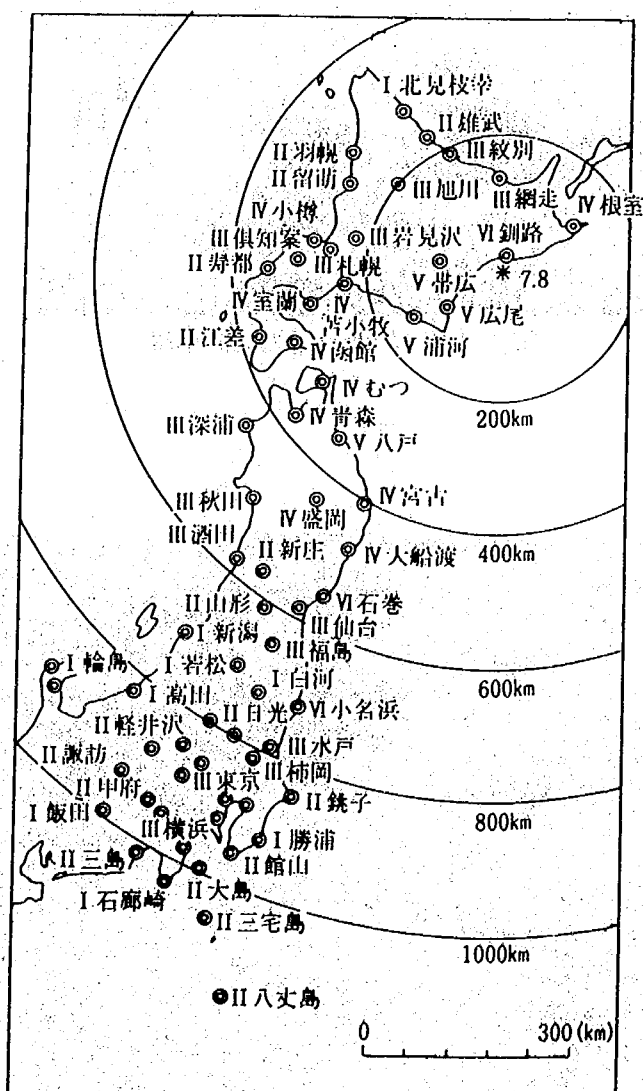


図-2.1 気象庁による各地の震度

2.2 強震記録からみた免震効果

図-2.2は、桁、橋脚天端、地中の3個所で観測された加速度記録を示したものである。記録の初期部分、主要動部分、後半部分と全体が記録されている。最大加速度は、表-2.1に示す通りである。地下6mでは、橋軸方向に 16.9cm/s^2 、橋軸直角方向には 24.9cm/s^2 であったが、橋脚天端では、それぞれ、 36.6cm/s^2 及び 56.3cm/s^2 と約2.2倍に増幅されている。丸木橋大橋規模の橋梁では、地盤から橋脚天端への増幅率は一般に2.5倍程度の場合が多い。本橋では、地表面付近では地下6mよりも大きいと考えられるため、地盤から橋脚天端への振動の増幅率は、ほぼ一般橋規模と考えられる。一方、これが桁になると橋軸方向には 40.1cm/s^2 、橋軸直角方向には 63.4cm/s^2 であり、橋脚天端よりも10%程度大きい。

以上のことがどのような周期特性によって生じているかを、減衰定数5%の加速度応答スペクトルによって示したのが、図-2.3である。地表面下6mでは0.1~0.5秒の範囲で特に卓越する周期はないが、桁、橋脚天端においては、0.2秒付近の振動成分が卓越している。細かく見てみると、橋軸方向については約0.24秒、橋軸直角方向については約0.18秒、上下方向については0.18秒が卓越周期となっている。

地下6mから桁にどのような周期成分が伝えられたか、また、橋脚天端から桁にどのような周期特性が伝えられたかを図-2.3に示した加速度応答スペクトルの比によって表した結果が図-2.4である。まず、地下6mから桁の間の増幅をみると、橋軸方向では0.24秒付近で、橋軸直角方向では0.18秒付近でスペクトル比は5.5程度と大きくなっており、この周期が、丸木橋大橋の1次固有周期に相当するものと考えられる。設計時に設定した丸木橋大橋の固有周期は、橋軸及び橋軸直角方向ともに0.75秒程度(震度法レベル)であるが、今回の地震から得られた結果によれば、この約1/4と短い。これについては詳しくは後述するが、鉛プラグ入り積層ゴム支承の履歴特性によるものであり、今回の地震では、免震支承が非線形領域までせん断変形していないために設計で用いた震度法レベルの剛性よりも免震支承の初期剛性が大きかったことによると考えられる。

一方、橋脚天端から桁への増幅をみると、橋軸方向では、どの固有周期においてもスペクトル比は1.0程度となっており、橋脚天端から桁へそのまま振動が伝わっていることがわかる。なお、橋軸直角方向では0.2秒付近ではスペクトル比が1.8程度になっており、橋脚天端よりも桁の振動が増幅されている。

以上のように、今回の地震においては、丸木橋大橋では、地盤(地表面下6m)の振動に比較して、桁の振動が大きくなっており、いわゆる“免震効果”はみられない。これは、明らかに鉛プラグ入り積層ゴム支承の履歴特性によるものであり、今回の地震では免震効果が発揮できるほど免震支承に変形が生じなかったためである。

50gal程度の振動の際に丸木橋大橋において“免震効果”がはっきり見られなかった理由についてもう少し詳しくみえる。表-2.2は、P1橋脚及びP2橋脚と橋脚上の免震支承の剛性を比較したものである。免震支承は、一般にバイリニア型にモデル化できるため、ここでは、設計時に用いた1次及び2次剛性について示している。表-2.2には、参考のために地震記録から免震効果が確認された静岡県宮川橋の場合も示している²⁾。免震支承の1次剛性と橋脚の剛性比を見てみると、免震支承の変形が1次剛性の範囲内では、丸木橋大橋の場合には0.9~1.2倍となり、免震支承の剛性は橋脚とほぼ同じかこれ以上である。一方、宮川橋の場合は、免震支承の1次剛性は橋脚の0.2倍程度と小さい。

丸木橋大橋の免震支承は、今回の振動程度ではほぼ1次剛性の範囲内であったとともに、免震支承の1次剛性が橋脚の剛性とほぼ同程度であったため、“免震効果”が明確には表れなかったものである。ただし、さらに大きな振動が生じ、免震支承が降伏して2次剛性の範囲に入るようになれば、設計通りの免震効果が期待できる。

なお、釧路沖地震の際に、丸木橋大橋の免震支承にどの程度の変位が生じたかを計算してみると図-2.5の通りとなる。図-2.5に示す変位は、橋脚天端及び桁内で得られた加速度記録を周波数領域で積分し、計算された変位の差を時刻歴で求めたものである。なお、積分に際しては、振動数0.25Hz～13Hzの範囲で矩形状のバンドパスフィルターを用いた。これによれば、免震支承には、橋軸方向には最大で約0.3mm、橋軸直角方向には約0.45mmしか変位が生じていなかったことがわかる。なお、免震支承に挿入されている鉛プラグ入り積層ゴム支承の鉛プラグの降伏変位(設計値)は、橋台上の支承については0.45cm、橋脚上の支承については0.43cmであり、この程度の振動ではいずれの支承も鉛プラグの降伏に至っていないことがわかる。

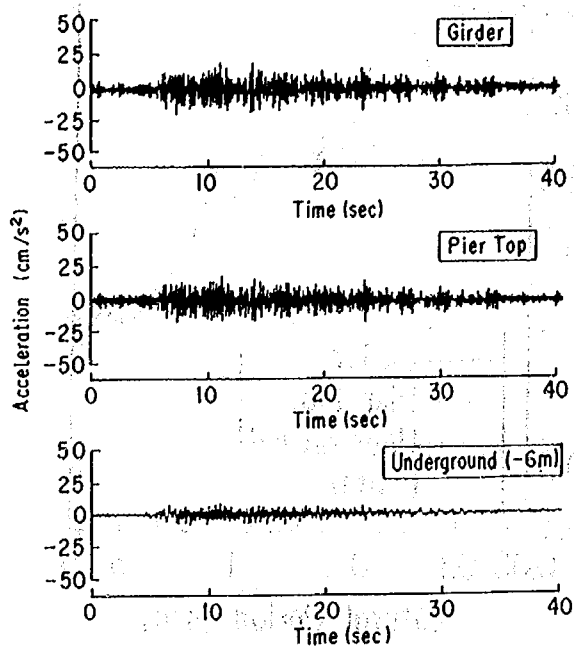
表-2.1 最大加速度(単位: cm/s^2)

計測箇所	橋軸方向	橋軸直角方向	上下方向
P1橋脚上の桁	40.1	63.4	26.2
P1橋脚天端	36.6	56.3	17.5
地表面下6m位置	16.9	24.9	15.7

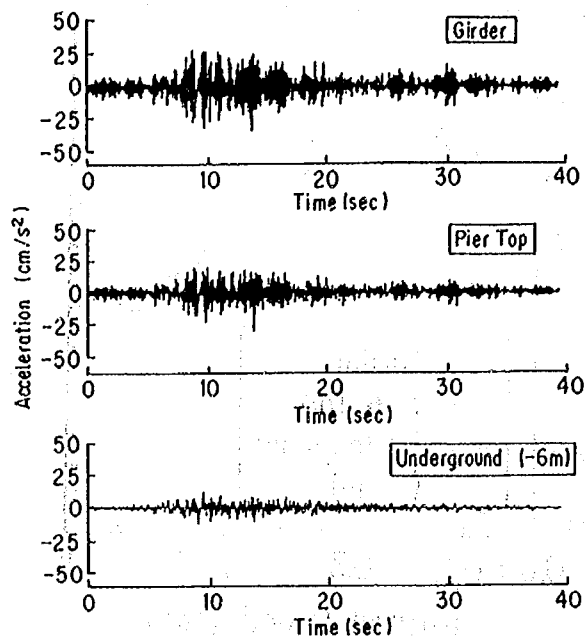
表-2.2 免震装置と橋脚の剛性(設計値)

構造部分	特性値	丸木橋大橋		宮川橋	
		P1橋脚	P2橋脚	P1橋脚	P2橋脚
免震装置 (tf/m^2)	1次剛性	18,032	18,032	2,463	2,463
	2次剛性	2,774	2,774	379	379
橋脚 (tf/m^2)		15,000	20,000	14,090	11,180
免震装置(1次剛性)/橋脚		1.20	0.90	0.17	0.22
免震装置(2次剛性)/橋脚		0.18	0.14	0.03	0.03

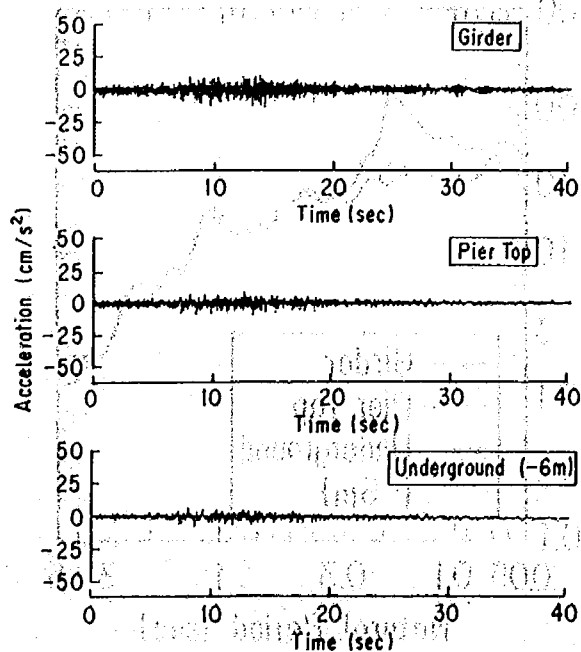
注)免震装置の剛性は、1橋脚あたりの値



(a)橋軸方向

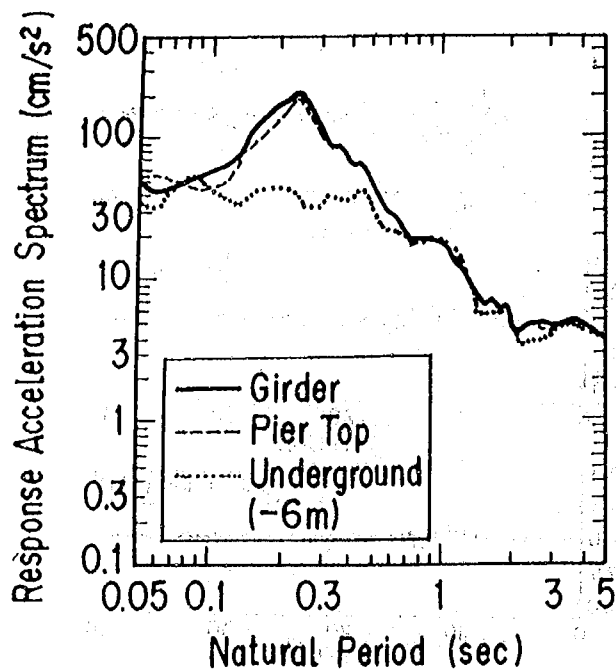


(b)橋軸直角方向

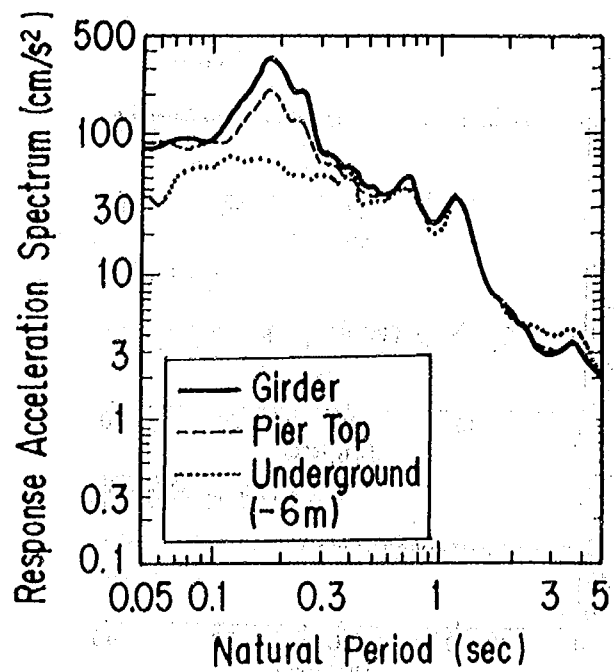


(c)上下方向

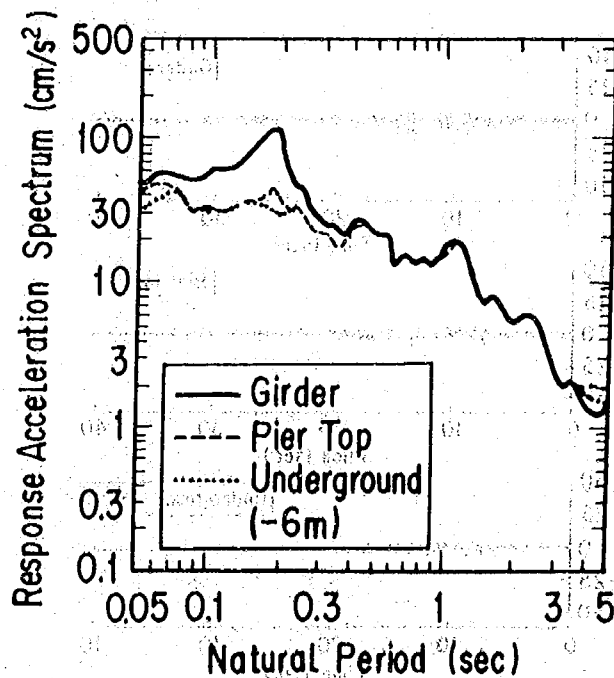
図-2.2 丸木橋大橋で観測された加速度記録



(a)橋軸方向

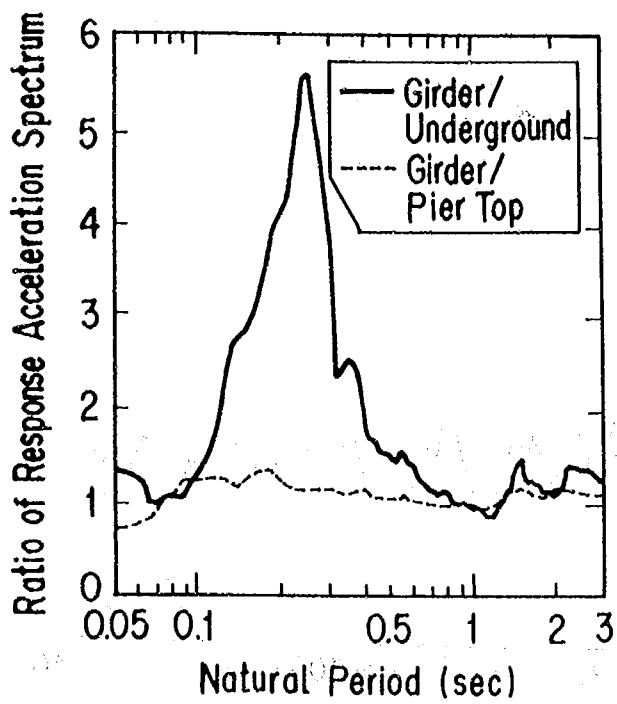


(b)橋軸直角方向

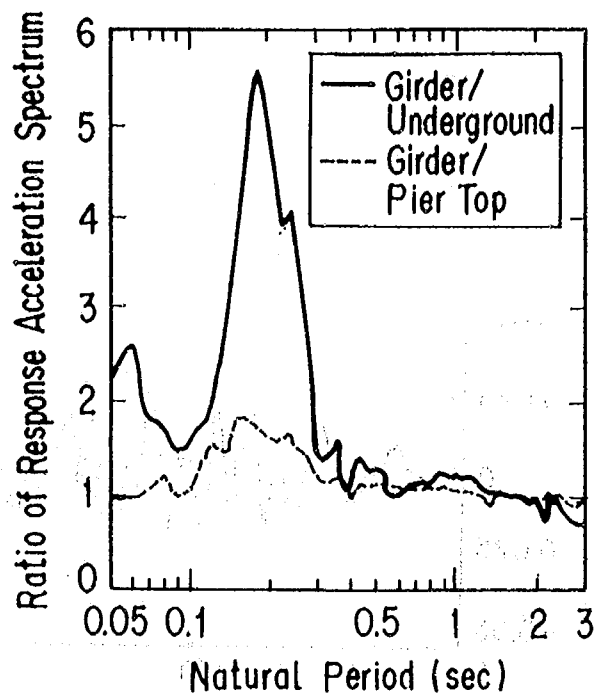


(c)上下方向

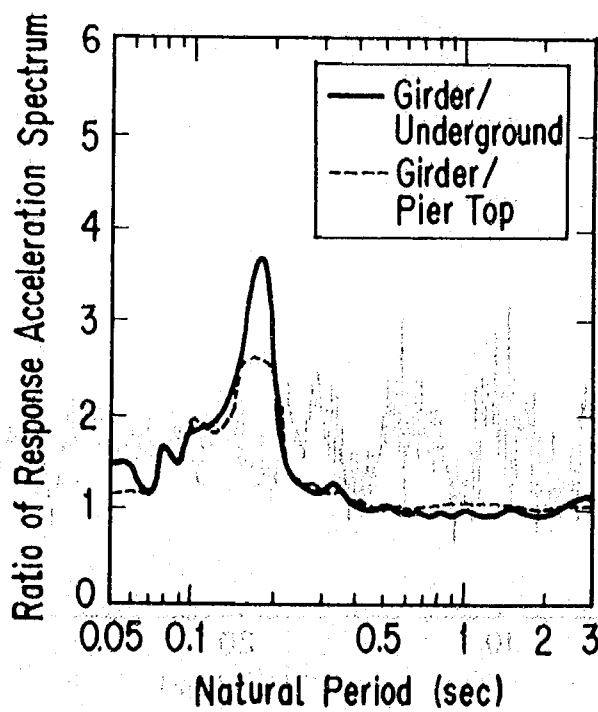
図-2.3 実測記録の加速度応答スペクトル(減衰定数5%)



(a) 橋軸方向

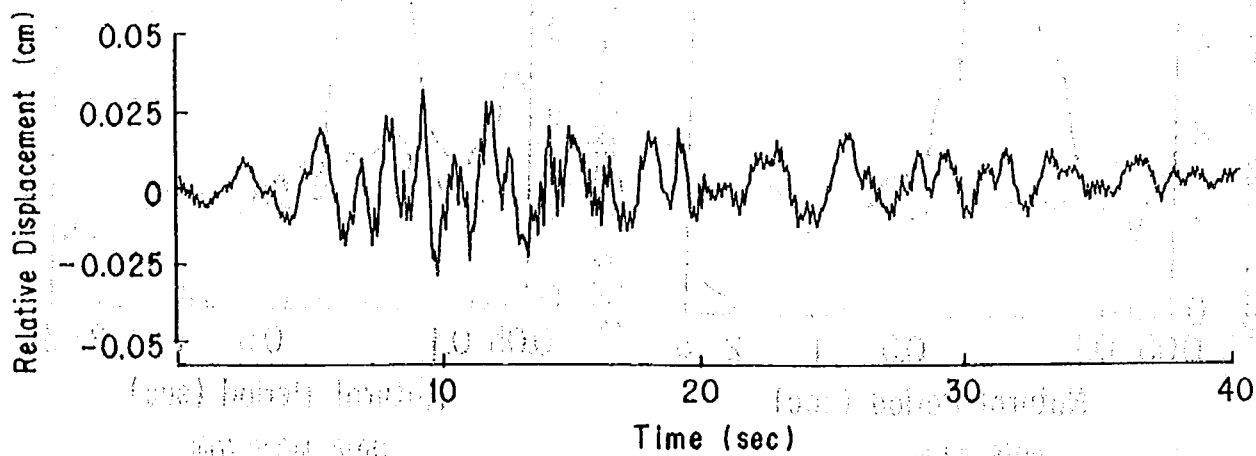


(b) 橋軸直角方向

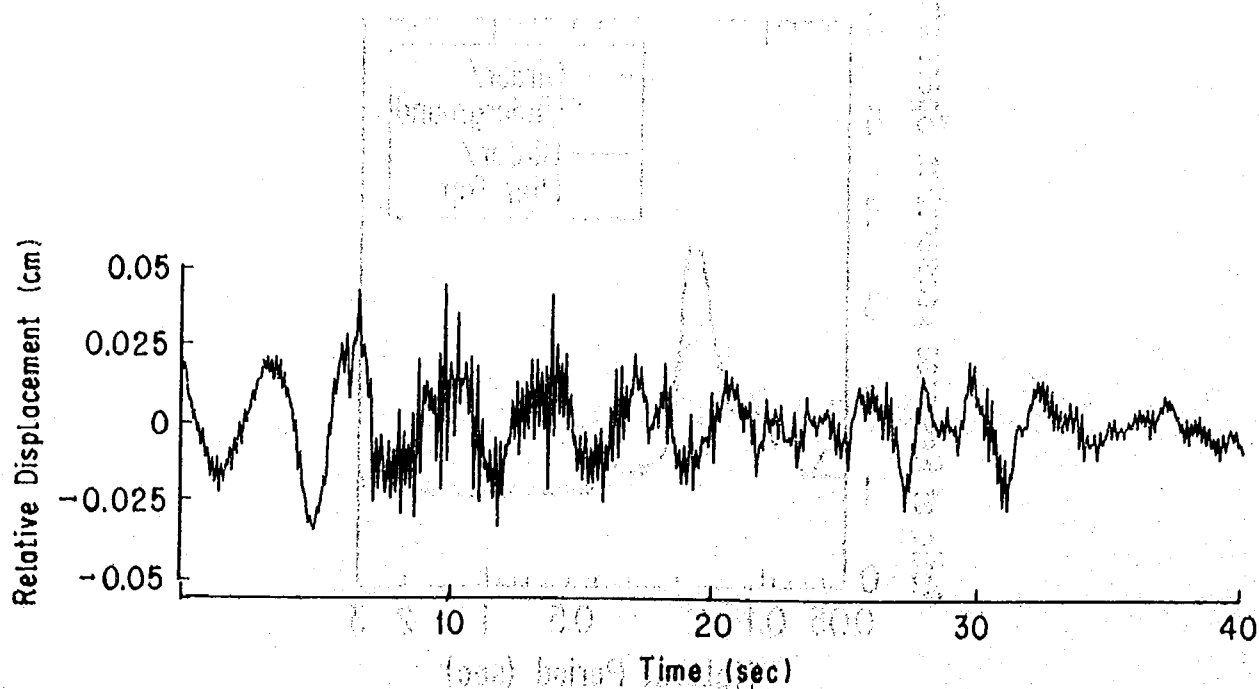


(c) 上下方向

図-2.4 加速度応答スペクトル比によって表した増幅率



(a)橋軸方向



(b)橋軸直角方向

図-2.5 免震支承に生じた相対変位

3.動的解析による振動特性の検討

3.1 解析モデル及び解析条件

丸木橋大橋では、設計段階で動的解析による照査が実施されており¹⁾、これと同じモデルを用いて今回の記録を解析してみた。解析に際しては、設計段階と同じモデルを用い、地表面下6mで観測された記録を橋脚及び橋台の底面に入力地震動として作用させることとした。図-3.1は、設計時に用いられた動的解析モデルを示したものである。曲線橋であるため、3次元骨組モデルとした。また、橋脚は、それぞれ、梁部材でモデル化されたが、橋台は橋脚に比較して剛であることから、免震支承のみをばね部材でモデル化している。基礎は、その底面がN値50以上の地盤で支持されているので、完全固定条件とした。なお、設計時の動的解析では、震度法レベルの変位に相当する免震支承の等価剛性を用いた解析を行っており、この時の基本固有周期は、橋軸方向(X軸)については0.75秒、橋軸直角方向(Y軸)については0.78秒である。解析モデルの詳細は、参考資料に添付する。

免震支承は、鉛プラグ入り積層ゴム支承の1次剛性を有する線形ばねによってモデル化した。前述のように、免震支承に生じた相対変位は約0.3~0.45mmであった。このため、解析に用いた免震装置の1次剛性としては、図-3.2に示す橋台の免震装置の載荷実験から求められた履歴曲線に基づき、相対変位0.3mmに相当する剛性を用いた。剛性は、表-3.1に示すように、変位0.3mmに相当する荷重をこの変位で除した等価剛性とした。なお、図-3.2からわかるように変位0.3mmは、実験から見ると非常に小さい変位の範囲であり、その計測精度は必ずしも十分ではないが、ここでは変位0.3mmに相当する等価剛性をそのまま用いた。橋脚上の免震装置については、載荷実験が行われていないため、橋脚上の免震装置の剛性としては、橋台上的免震装置の実測値と設計値の比率を乗じた値とした。このようにすると、橋の1次固有周期は橋軸方向については0.29秒、橋軸直角方向については0.20秒となり、実測から求められた卓越周期とほぼ同じとなる。

一方、免震支承の等価減衰定数は、図-3.3に示す関係を有するが、今回の地震では0.3~0.45mm程度しか変位が生じていなかったことから減衰定数としては、表-3.2に示すように0に設定した。

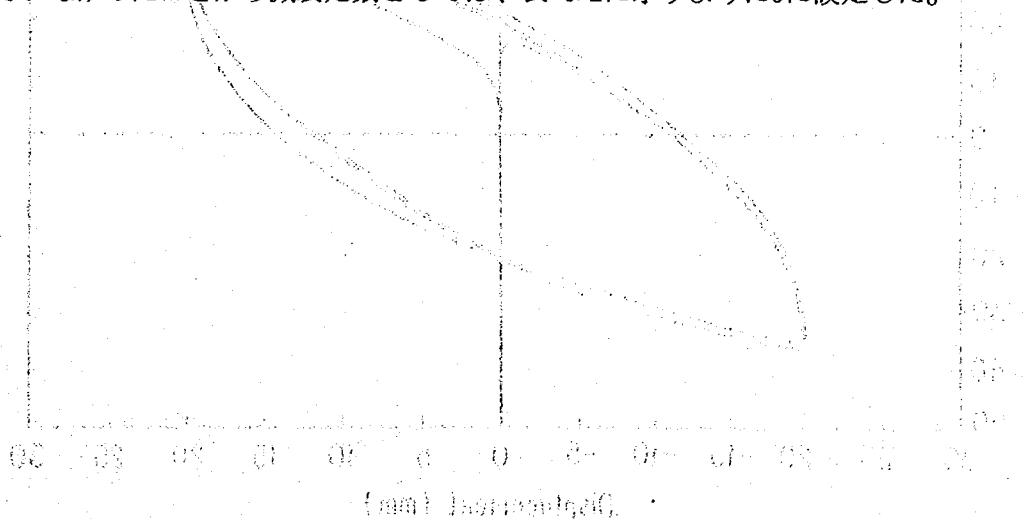


図-3.2 橋台の免震装置の載荷実験結果（履歴曲線）

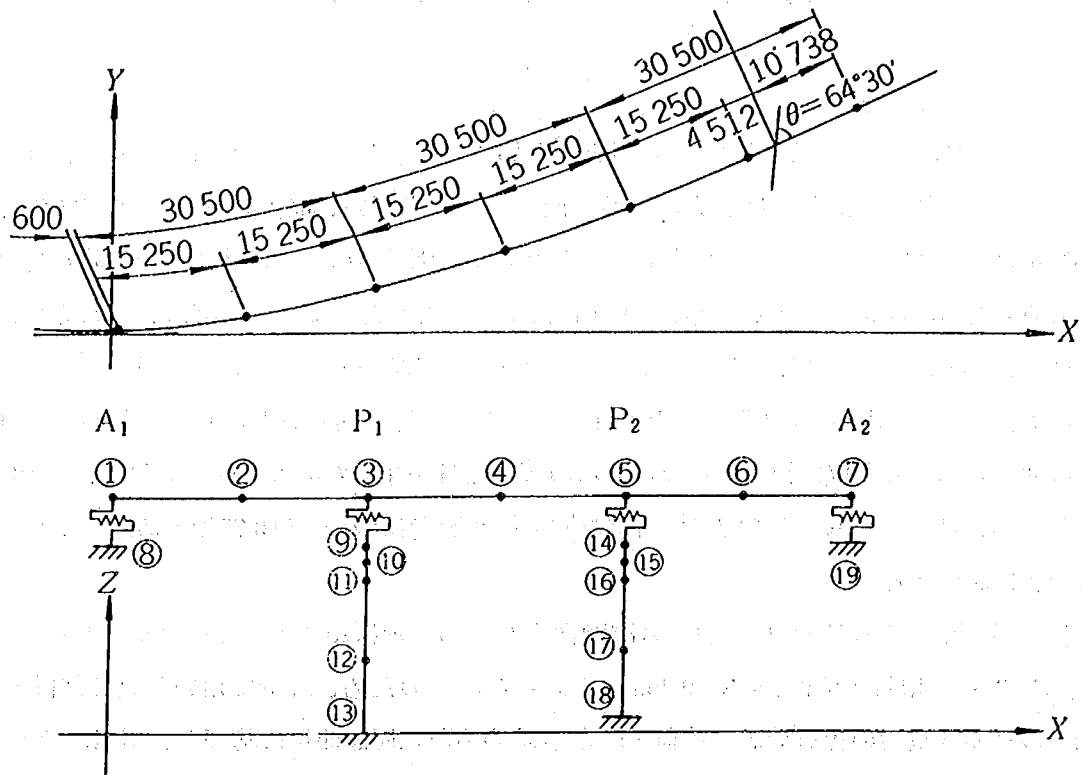


図-3.1 動的解析モデル

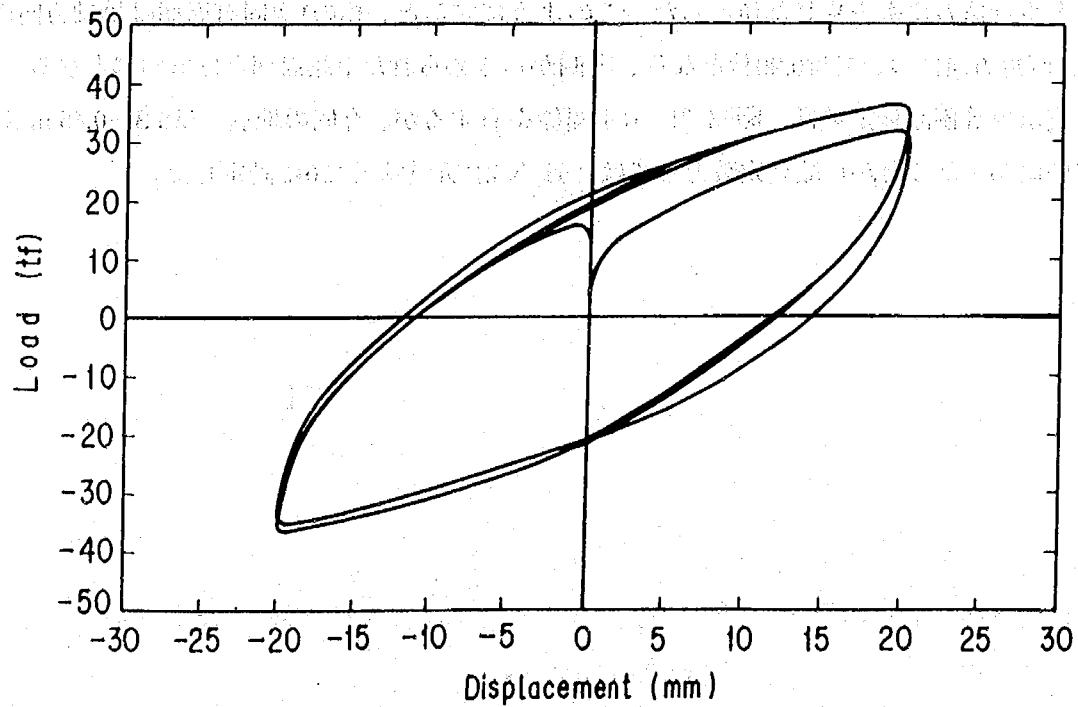


図-3.2 橋台用免震支承の正負交番載荷実験から求められた荷重～変位の履歴曲線

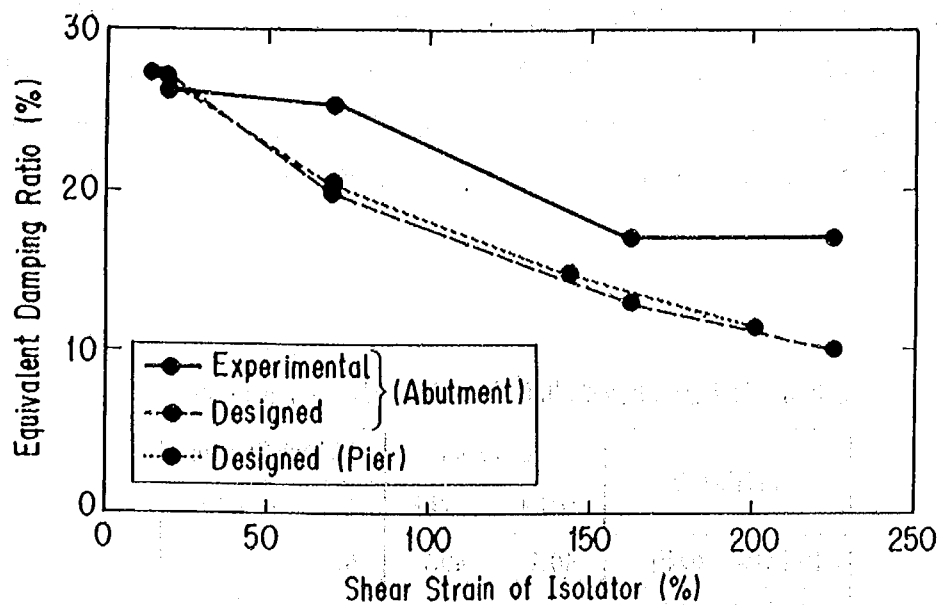


図-3.3 実大の免震支承の正負交番載荷実験から求められた等価減衰定数

表-3.1 解析に用いた免震装置の等価剛性

免震装置	免震装置2基あたりの剛性(tf/m)
橋台上	37,970
橋脚上	91,927

表-3.2 丸木橋大橋の設計に用いた各構造要素の減衰定数

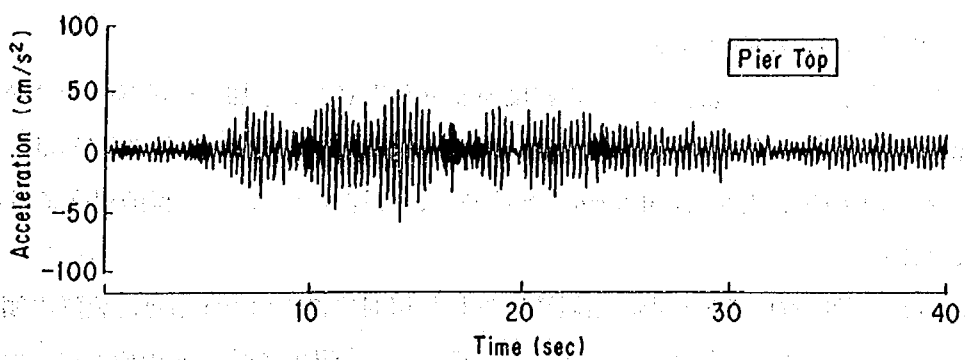
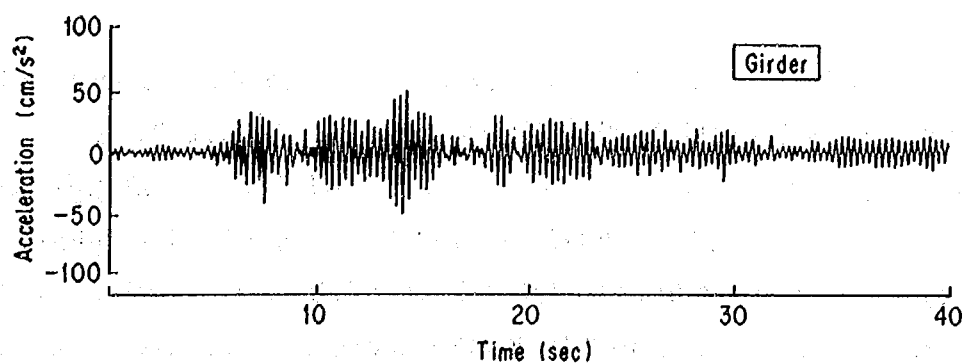
解 析 構造要素		設計に用いた減衰定数		今回の解析に 用いた減衰定数
		震度法	地震時保有 水平耐力法	
上部構造		0.05	0.05	0.05
橋脚・橋台		0.05	0.05	0.05
基礎		0.1	0.1	0.1
免震支承	A1橋台	0	0.109	0
	P1橋脚	0	0.137	0
	P2橋脚	0	0.129	0
	A2橋台	0	0.109	0

3.2 動的解析結果

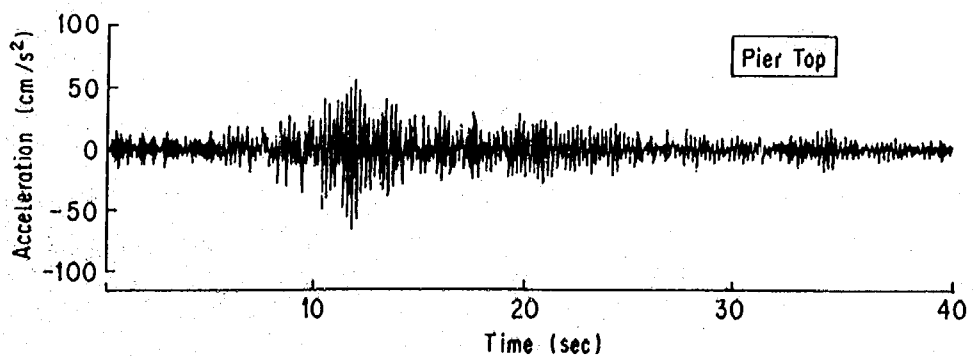
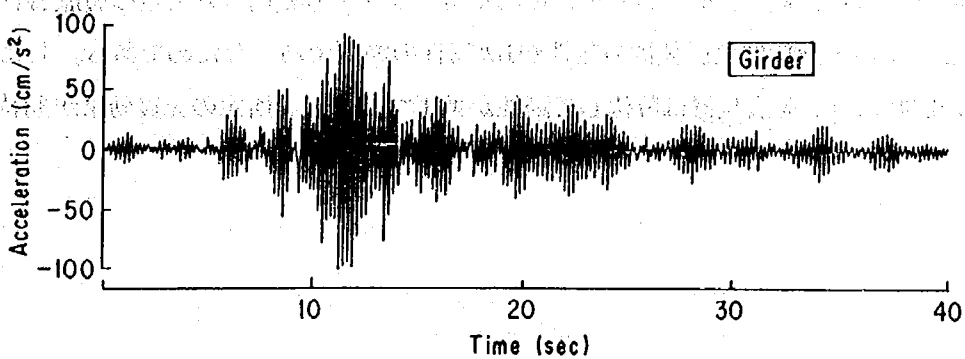
このようにして計算した橋脚天端及び桁の振動が、図-3.4である。表-3.3は、最大加速度を比較したものである。図-2.2に示した実測記録と比較すると、橋軸方向については波形形状及び最大値ともにほぼよい一致が得られた。橋軸直角方向については、桁の加速度応答は解析の方が大きい、波形形状はほぼ実測値と近い結果が得られた。解析値の方が大きいのは、解析では免震装置の減衰定数として0%を仮定し、また、基礎を完全固定条件としているために地盤の減衰定数が0となるためである。

表-3.3 最大加速度の解析値と実験値の比較(単位: cm/s^2)

計測箇所	橋軸方向		橋軸直角方向	
	実測	解析	実測	解析
P1橋脚上の桁	40.1	49.7	63.4	97.2
P1橋脚天端	36.6	57.5	56.3	65.1



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-3.4 地下6mの記録を入力して動的解析によって計算した橋脚天端及び桁の加速度

4.まとめ

PC橋梁としては我が国最初の免震橋である丸木橋大橋において、平成5年1月の釧路沖地震により得られた記録の解析により、免震効果を検討した。本検討結果をまとめると、以下の通りになる。

1) 釧路沖地震により、丸木橋大橋の桁位置で $40\sim 60\text{cm/s}^2$ の応答加速度が生じた。地盤から橋脚天端への増幅率は約2.2であり、桁では橋脚天端よりも10%程度大きかった。加速度応答の増幅率を周期毎に見てみると、橋軸方向では約0.24秒、橋軸直角方向では0.18秒で卓越しており、これが丸木橋大橋の1次固有周期に相当すると推定される。これは、設計時の固有周期0.75秒に比較して約1/4に小さいが、これは用いられた鉛プラグ入り積層ゴム支承の履歴特性によるものであり、この程度の振動では鉛プラグ入り積層ゴム支承の剛性が1次剛性の範囲であったためである。

2) 釧路沖地震の際に丸木橋大橋の免震支承にどの程度の変位が生じたかを加速度記録の積分値から算出すると、橋軸方向には約0.3mm、橋軸直角方向には約0.45mmであった。鉛の降伏変位(設計値)は、橋台上の免震支承では0.45cm、橋脚上の免震支承では0.43cmであるので、釧路沖地震による振動程度ではいずれの支承も降伏に至っていない。

3) 設計段階で用いられた動的解析モデルと、地震時に生じた相対変位に相当する免震装置の剛性を用いて桁の振動をシミュレーション解析した結果、最大応答値に関しては解析値が大きめの値となったが、波形形状についてはほぼよい一致が見られた。

4) 今回の釧路沖地震では丸木橋大橋では桁の振動が低減されるという“免震効果”が見られなかった。ただし、この理由は明確であり、免震支承として用いられた鉛プラグ入り積層ゴム支承の履歴特性によるものであり、釧路沖地震による振動では免震装置の剛性が1次剛性の範囲であったためである。したがって、設計で想定している地震時には、免震装置は降伏して剛性が低下するため、所定の免震効果が期待できる。

謝 辞

丸木橋の諸元及び強震観測データは、岩手県土木部道路建設課から提供いただいた。ここに記して厚く御礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1)河田周,佐藤照美,田中隆:丸木橋大橋の設計-我が国初のPC免震橋梁-,橋梁と基礎,92-9,pp.9-14
- 2)松尾芳郎,大石昭雄,原広司,山下幹夫:宮川橋の設計と施工-我が国発の免震橋梁-,橋梁と基礎,91-2,pp.15-22
- 3)川島一彦,長島博之,増本博之,原広司:強震記録から見た宮川橋(免震橋)の振動特性,橋梁と基礎,92-11,pp.34-36
- 4)Kawashima, K., Nagashima, H., Masumoto, S. and Hara, K. :Response Analysis of Miyagawa Bridge Based on A Measured Acceleration Record, Proceedings of the Second U.S-Japan Workshop on Earthquake Protective Systems for Bridges, Technical Memorandum of PWRI, No.3196, pp.467-476
- 5)(社)日本道路協会:道路橋示方書Ⅴ耐震設計編,平成2年2月
- 6)建設省土木研究所:道路橋の免震設計法マニュアル(案),土木研究所彙報第60号,平成4年10月
- 7)建設省土木研究所:平成5年(1993年)釧路沖地震災害調査報告,土木研究所報告第193号,平成6年1月

参 考 資 料

丸木橋大橋動的解析モデルデータ

及び固有値解析結果

I.動的解析モデルデータ

1.節点データ

節点番号	座標値(m)			固定条件					
				並 進			回 転		
	X	Y	Z	X	Y	Z	X	Y	Z
1	0.596	11.350	-0.072						
2	15.666	11.350	-2.389						
3	30.568	11.350	-5.620						
4	45.244	11.350	-9.753						
5	59.642	11.350	-14.773						
6	73.706	11.350	-20.662						
7	88.120	11.350	-27.492						
8	0.596	11.350	-0.072	1	1	1	1	1	1
9	30.568	11.350	-5.620						
10	30.568	10.236	-5.620						
11	30.568	9.200	-5.620						
12	30.568	4.600	-5.620						
13	30.568	0.0	-5.620	1	1	1	1	1	1
14	59.642	11.350	-14.772						
15	59.642	10.236	-14.772						
16	59.642	9.200	-14.772						
17	59.642	5.200	-14.772						
18	59.642	1.200	-14.772	1	1	1	1	1	1
19	88.120	11.350	-27.492	1	1	1	1	1	1
20	0.596	12.000	-0.072						
21	88.120	12.000	-27.492						

注1)固定条件は次の通りである。(1: 固定、ブランク: 自由)

2)節点20及び節点21は、ばね部材のX方向を指定するための節点であり、構造物の部材ではない。

2.節点質量データ

節点番号	慣性質量(tf·s ² /m)		
	X	Y	Z
1	16.837	16.837	16.837
2	33.673	33.673	33.673
3	33.673	33.673	33.673
4	33.673	33.673	33.673
5	33.673	33.673	33.673
6	33.673	33.673	33.673
7	16.837	16.837	16.837
8	0.0	0.0	0.0
9	0.0	0.0	0.0
10	8.801	8.801	8.801
11	0.0	0.0	0.0
12	23.716	23.716	23.716
13	0.0	0.0	0.0
14	0.0	0.0	0.0
15	9.069	9.069	9.069
16	0.0	0.0	0.0
17	20.622	20.622	20.622
18	0.0	0.0	0.0
19	0.0	0.0	0.0

3.部材データ

部 材 番 号	要 素 タ イ プ	部材端節点		X方 向	材 質 番 号	減 ク ル ー プ 番 号
		I 端	J 端			
1	梁要素	1	2	0	1	1
2	梁要素	2	3	0	1	1
3	梁要素	3	4	0	1	1
4	梁要素	4	5	0	1	1
5	梁要素	5	6	0	1	1
6	梁要素	6	7	0	1	1
7	梁要素	9	10	0	3	2
8	梁要素	10	11	0	3	2
9	梁要素	11	12	0	2	2
10	梁要素	12	13	0	2	2
11	梁要素	14	15	0	3	2
12	梁要素	15	16	0	3	2
13	梁要素	16	17	0	2	2
14	梁要素	17	18	0	2	2
15	ばね要素	1	8	20	1	3
16	ばね要素	3	9	10	2	4
17	ばね要素	5	14	15	2	5
18	ばね要素	7	19	21	1	6

4.梁部材材質データ

材 質 番 号	構造部材	弾性係数E (tf/m ²)	せん断弾性 係数G (tf/m ²)	断面積A (m ²)	断面2次モーメント(m ⁴)		
					I _x	I _y	I _z
1	上部構造	3.25 × 10 ⁶	1.25 × 10 ⁶	5.851	3.380	62.566	1.891
2	下部構造	2.6 × 10 ⁶	1.0 × 10 ⁶	10.105	8.711	27.304	2.556
3	仮想剛部材	2.6 × 10 ⁶	1.0 × 10 ⁶	999.0	999.0	999.0	999.0

5.ばね部材材質データ

材番	質号	水平ばね係数(tf/m)
1		3.7970×10^4
2		9.1927×10^4

6.減衰定数データ

減衰グループ番	衰フ号	減衰定数
1		0.05
2		0.05
3		0.0
4		0.0
5		0.0
6		0.0

※単位は、SI単位系とする。

(a) 質量・慣性モーメント			ばね定数		減衰定数		減衰グループ番
質量	慣性モーメント	質量	ばね定数	減衰定数	ばね定数	減衰定数	
1000	0.001	0.001	1000	0.001	0.001	0.001	1
1000	0.001	0.001	1000	0.001	0.001	0.001	2
1000	0.001	0.001	1000	0.001	0.001	0.001	3

Ⅱ.固有値解析結果

1.主要な固有周期特性

振動 次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (秒)	刺激係数			有効質量比(%)		
			X	Y	Z	X	Y	Z
1	2.836	0.353	-0.001	3.424	0.038	0.000	4.437	0.000
2	3.450	0.290	15.288	0.005	0.274	88.442	0.000	0.028
3	3.525	0.284	-0.185	0.136	0.191	0.013	0.007	0.014
4	4.858	0.206	-0.080	9.369	3.096	0.002	33.219	3.628
5	4.883	0.205	-0.345	-2.035	14.314	0.045	1.567	77.532
6	5.404	0.185	0.381	-0.005	1.675	0.055	0.000	1.062
7	8.632	0.116	-0.649	-0.007	-0.562	0.160	0.000	0.120
8	15.378	0.065	-0.540	-0.001	-0.009	0.110	0.000	0.000
9	16.439	0.061	-0.465	0.002	0.114	0.082	0.000	0.005
10	17.655	0.057	3.228	-0.000	0.009	3.942	0.000	0.000

注) 88.442は、卓越周期を示す。

2.ひずみエネルギー配分法による各モードの減衰定数

振動 次数	固有周期 (秒)	減衰定数
1	0.353	0.0500
2	0.290	0.0144
3	0.284	0.0500
4	0.206	0.0483
5	0.205	0.0146
6	0.185	0.0115
7	0.116	0.0316
8	0.065	0.0369
9	0.061	0.0408
10	0.057	0.0221

免震橋梁の地震時振動特性に
関する研究

I S S N 0386-5878
土 研 資 料 第3299号
平成6年8月 (1994)

川島 一彦, 大塚 久哲, 運上 茂樹
飯田 寛之, 佐藤 貴志

要 旨 丸木橋大橋(一般国道340号)は我が国初のP C免震橋梁として平成4年8月に竣工した。丸木橋大橋では竣工後地震観測が行われており、平成5年1月15日の釧路沖地震により地震記録が得られた。本資料は、地震記録の解析を行い、これから見た丸木橋大橋の地震時振動特性を検討した結果をまとめたものである。

キーワード：免震橋梁, 丸木橋大橋, 地震観測, 地震時振動特性, 釧路沖地震, 強震記録

郵便はがき

郵便切手を
はって下さ
い

3 0 5 - □ □

建設省土木研究所

地震防災部耐震研究室
行

茨城県つくば市大字旭一番地

No. 002

No. 002

配布先氏名

配布先住所

土木研究所資料第3299号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印