

地震記録を用いた免震支承を有する橋梁の地震応答解析モデルに関する検討

Study of Earthquake Response Analysis Model of Bridge with Seismic Isolation Bearings that Uses Earthquake Record.

岡田 慎哉* 石川 博之** 佐藤 京***

Shinya OKADA, Hiroyuki ISHIKAWA, and Takashi SATO

要旨：

現在，道路橋の耐震設計では，動的応答解析による動的照査法を用いることが主流となっているが，これらの解析精度を検証した事例は少ない．そこで，本検討では免震支承を有する橋梁を対象として，骨組みモデルによる地震応答解析の精度検証を行い，精度向上のためのモデル化方法について検討をおこなった．結果，現状の動的解析手法の精度が示された。

《キーワード：橋梁耐震設計；地震応答解析；免震支承》

Abstract：

It is a main current in seismic design of the road bridge to use the dynamic verify method by the dynamic response analysis. However, the case where these analytical accuracy is verified is few. Then, the accuracy of the seismic response analysis by the frame analysis model was verified in this examination for the bridge with seismic isolation bearings, and the modeling method for the accuracy improvement was examined. As a result of this examination, the accuracy of a current dynamic, analytical technique was shown.

《Keywords：Bridge Seismic Design；Earthquake Response Analysis；Seismic Isolation Bearings》

1. はじめに

近年、道路橋の耐震設計では、材料非線形を考慮した時刻歴応答解析による動的照査法を用いることが主流となっている。これは、RC 橋脚や免震支承等の地震時履歴特性が載荷試験の蓄積から概ね明らかにされ、解析に用いる復元力モデルが提案されてきたことが一つの要因である。しかし、これら各部材のモデル化は橋梁全体系での解析精度を保證したものではなく、実際の強震記録から解析精度を検証した事例は比較的少ない。

そこで、本検討では1994年北海道東方沖地震（M8.1）において橋梁各部と地盤で強震記録が得られている温根沼大橋を対象に、骨組みモデルによる地震応答解析の精度検証を行い、精度向上のためのモデル化方法について検討する。

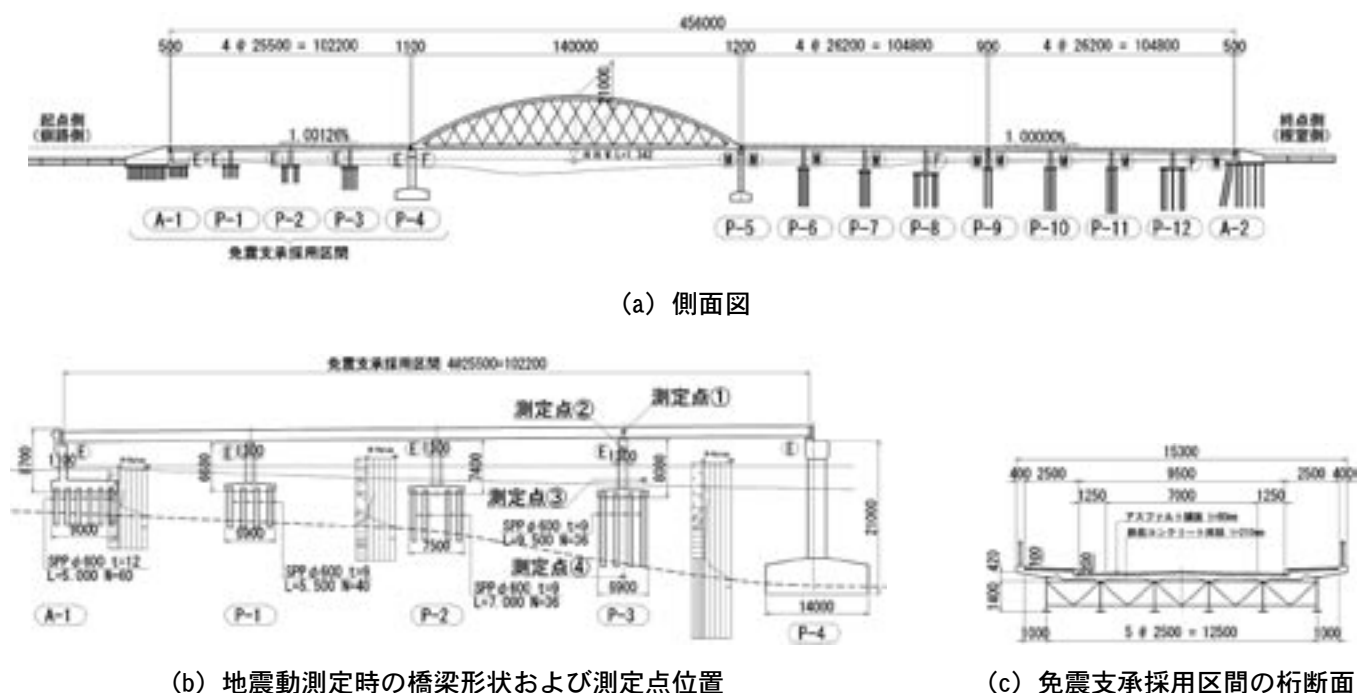
具体的には、まず、橋梁各部と地盤で得られた強震記録のスペクトル解析により、温根沼大橋の卓越振動数や伝達関数を分析する。次に、免震支承の復元力特性および杭基礎～地盤系のモデル化が異なる3種類の骨組みモデルを作成し、固有値解析から求めた固有振動数と強震記録からの卓越振動数との比較検証を行う。最後に、減衰の設定方法（Rayleigh 減衰、要素別減衰マトリクス）を解析パラメータとした地震応答解析を行い、橋梁各部の強震記録に最も整合するモデル化手法について検討する。

2. 温根沼大橋の概要

本検討で対象とした温根沼大橋は、橋長456.0m の橋梁で、主径間部の支間140.0m ニールセン系ローゼ桁橋と、4 径間連続鋼鈑桁橋から構成されている（図－1）。

本橋の側径間部分の支承には、免震支承である鉛プラグ入りゴム支承が北海道内で初めて採用されている。ゴム支承の寸法・材質を表－1 に示す。ゴム支承は橋軸方向にのみ動く構造とされ、橋軸直角方向の動きは、サイドブロックによって拘束されており、橋軸方向のみに免震の効果が働く構造である。本橋の設計当時は、免震支承の適用事例が全国的に見ても未だ少なく、免震支承のエネルギー吸収を考慮した設計法が確立されていなかった。このため、下部構造については、免震の効果を見込まないものとした場合の慣性力が、震度法による設計計算および地震時保有水平耐力法による照査を満足するように設計されている。また、免震支承の復元力特性を確認する目的で室内試験が行われており¹⁾、載荷試験により得られた履歴曲線の例を図－2 に示す。

地盤は、表層地盤厚さが緩やかに変化する土層構成となっており、A1橋台付近が第Ⅰ種地盤、P1～P4橋脚が第Ⅱ種地盤である。



図－1 温根沼大橋一般図

3. 1994年北海道東方沖地震で得られた強震記録

図－1 (b) に示す側径間部の P3橋脚位置には、測定点①上部構造、測定点②橋脚頂部、測定点③地盤 -1.5m、測定点④地盤 -17.0m に強震計が設置されており、橋軸方向、橋軸直角方向および鉛直方向の加速度を測定している。

1994年10月4日には、図－1 (b) に示すように、主径間が架設されないで免震支承採用区間のみが竣工した状態で北海道東方沖地震 (M8.1、震央から橋梁架設地点までの距離約100km) が発生し、橋梁各部と地盤で強震記録が得られている²⁾。

10月4日本震で得られた橋軸方向の加速度時刻歴波形を図－3に示す。上部構造の最大加速度は橋脚天端の値よりも小さく、同波形のスペクトル解析により地震時挙動を詳細に分析した既往の研究^{3)、4)}では、免震支承による慣性力低減の効果がある程度発揮されたものとしている。また、地盤 -1.5m の強震記録による加速度応答スペクトルと道路橋示方書・V耐震設計編⁵⁾に示されているレベル1地震動の標準加速度応答スペクトルとの比較により、1994年北海道東方沖地震による本橋架設地点の地震動が本橋に与える影響は、レベル1地震動相当と推定されている^{3)、4)}。

橋梁各部と地盤で得られた加速度時刻歴波形のフーリエスペクトルを図－4に示す。フーリエスペクトルは、周波数特性を明確にするため、15プロットごとに平滑化したものを示している。また、地盤 -17m から上部構造までのフーリエスペクトルの比を求めて伝達率としたものを図－5に示す。図－5は増幅の程度と振動数の関係を示しており、図上のピークは、上部構造、橋脚および表層地盤の固有振動数に相当すると考えられる。この図から、上部構造の固有振動数は0.99～1.19Hz程度、P3橋脚の固有振動数は6.56Hzや9.08Hz程度、表層地盤の固有振動数は2.04～2.44Hz程度と推定される。

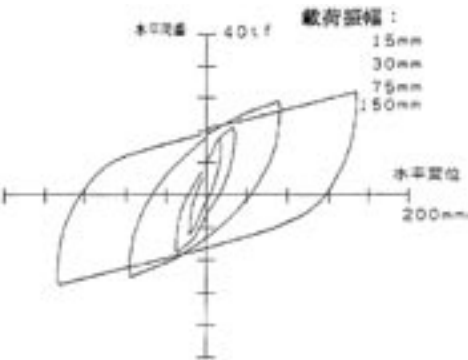
4. 解析モデルと固有振動数の検討

(1) 解析モデル

検討に用いる解析モデルは、対象橋梁が直橋であること、免震支承が橋軸方向にのみ動く構造であることから橋軸方向に対する2次元モデルとし、使用する要素種類としては、シェル要素やソリッド要素といった高次要素の使用を避け、耐震設計の実務で一般的に用いられているはり～バネ～質点系の2次元骨組みモデ

表－1 ゴム支承の寸法・材質諸元

橋台・橋脚		A1橋台 P4橋脚	P1～ P3橋脚
支承の種類		ゴム支承	鉛プラグ入り ゴム支承
ゴム支承 部分	せん断弾性係数G (N/mm ²)	0.8	0.8
	平面寸法 (mm)	300×300	450×450
	ゴム1層の厚さ (mm)	9	12
	ゴムの層数 (層)	13	18
	ゴムの総厚 (mm)	117	216
補強鋼板	平面寸法 (mm)	280×280	430×430
	厚さ (mm)	3.2	3.2
鉛プラグ	直径(mm)×本数	---	145×1

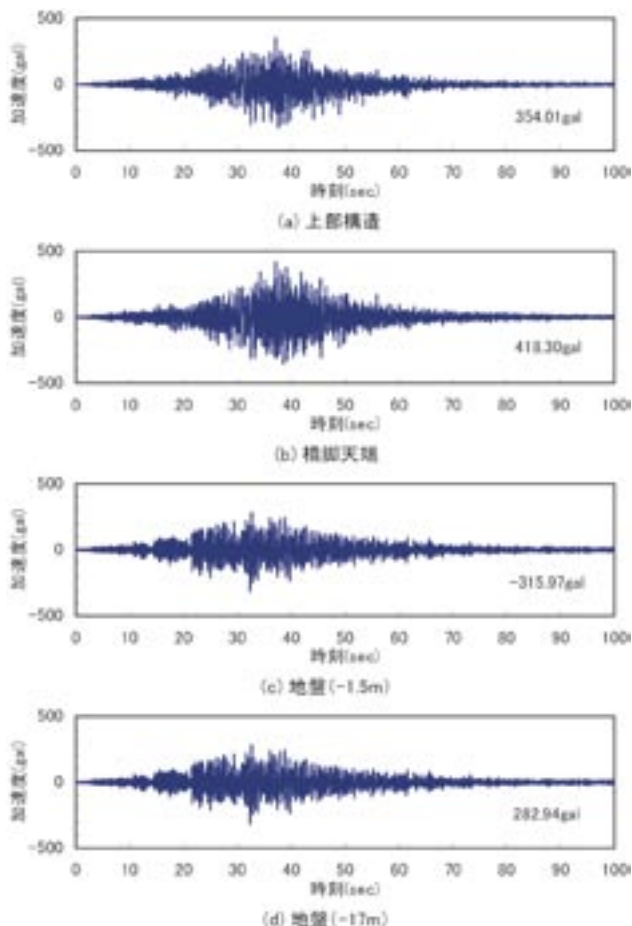


図－2 載荷試験による免震支承の履歴曲線

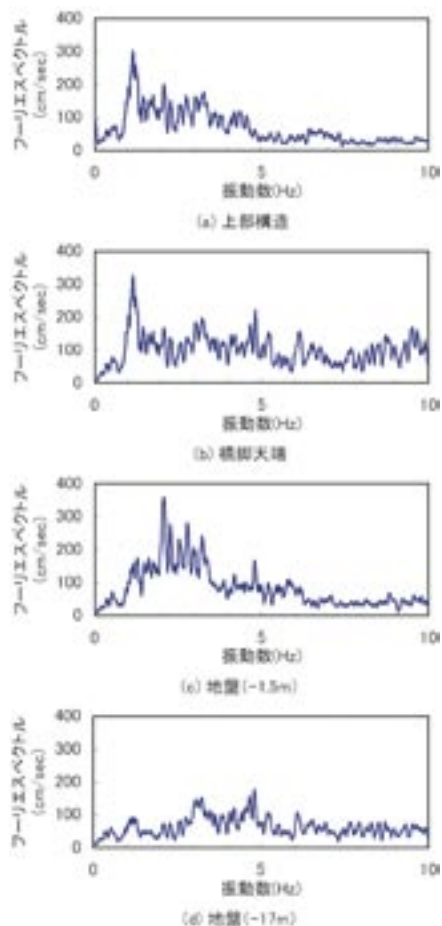
ルとした (図－6)。

上部構造は、RC床版を含めた合成桁としての中立軸位置において弾性はり要素でモデル化し、各支間を6等分割して質点を配置した。支承は、A1橋台およびP4橋脚上の地震時水平力分散型ゴム支承を線形バネ要素で、P1～P3橋脚上の免震支承を図－7に示すバイリニア型の復元力特性を有する非線形バネ要素としてモデル化した。下部構造は、北海道東方沖地震によって損傷を受けなかったことを考慮して、全断面有効の弾性はり要素としてモデル化し、脚高の5分割程度に質点を配置した。基礎構造は、フーチングを剛体はり要素でモデル化し、その下端の杭基礎～地盤系を動的S－Rバネとして集約して与えた。動的S－Rバネは、道路橋示方書⁵⁾で示される方法によって算出しており、これは、杭軸直角方向バネを弾性床上のはり理論に基づき算出する際に、地盤の影響範囲を杭の特性値の逆数である1/βの範囲内と仮定して求めたものである。

このようなモデル化を基本として、支承の復元力特性および杭基礎～地盤系のモデル化を換えた表－2に示す3種類のモデルを作成し、検討に用いた。モデルAは、免震支承の復元力特性として、道路橋支承便



図－３ 強震記録の加速度波形 (10月4日本震 橋軸方向)



図－４ 強震記録のフーリエスペクトル

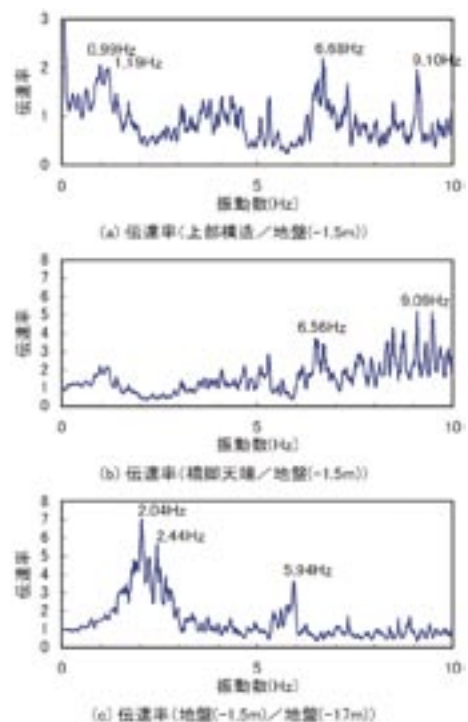
覧⁶⁾ (以下、便覧) に示される式により算出した値を用いた場合である。モデル B は、免震支承の復元力特性として、載荷試験で得られた履歴曲線 (載荷振幅 3 cm) を基に設定した値を用いた場合である。モデル A、B で用いた免震支承の復元力特性の値を比較したものを表－3 に示す。一次剛性、二次剛性ともに載荷試験から設定した値の方が便覧による値よりも 4 倍程度大きくなっている。

モデル C は、杭基礎～地盤系のモデル化として、動的 S－R バネを用いず、杭自体を弾性はり要素でモデル化して、地盤の水平方向・鉛直方向反力度から求めたバネを各節点に与えたモデルである。

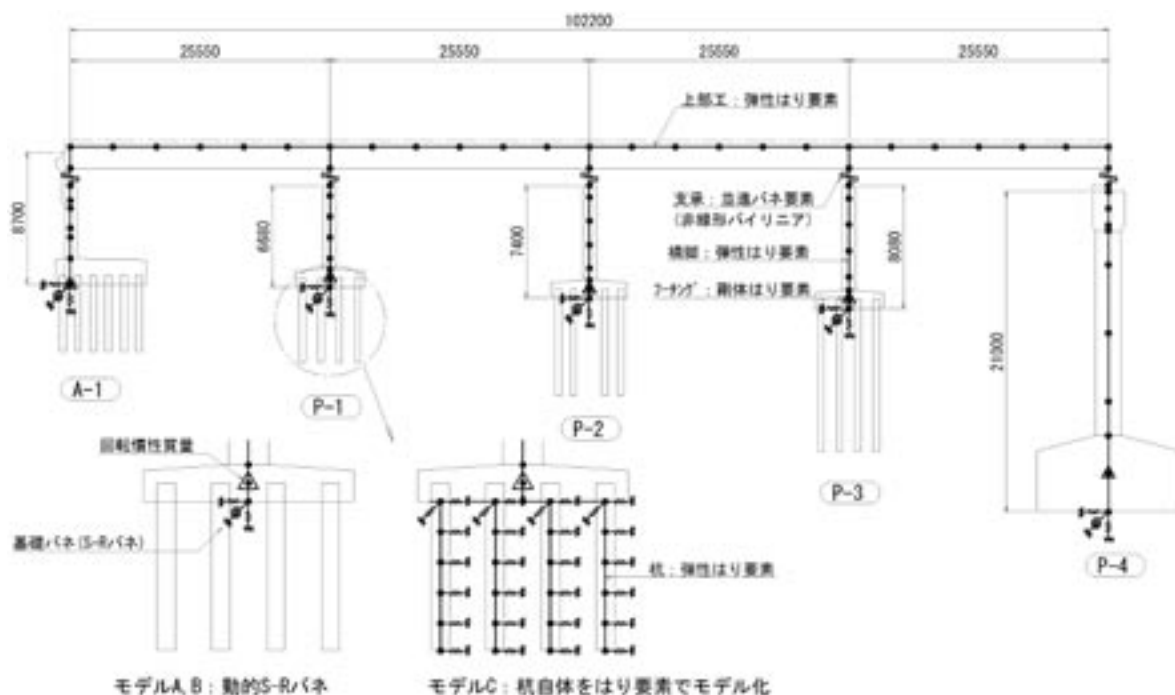
(2) 固有値解析による固有振動数の比較

地震応答解析に先立ち、前述した 3 種類の解析モデルを用いて固有値解析を行い、主要モードの固有振動数の比較を行った。なお、固有値解析における免震支承の剛性には、地震応答解析とのトライアルにより算出した等価剛性の値を用いた。

表－4 に各解析モデルにおける主要モードの固有振



図－５ 強震記録から求めた伝達率



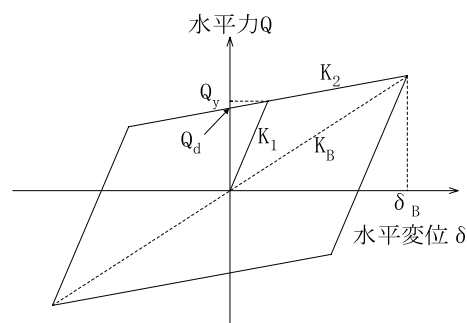
図－6 解析モデル

動数およびモード形状の比較結果を示す。免震支承の等価剛性を便覧の値（モデル A）から載荷試験での値（モデル B）にすることで、桁の遊動円木モードの固有振動数が1.051Hzから1.384Hzへと32%増加する。また、杭自体を弾性はり要素でモデル化したモデル C では、動的 S－R バネを用いているモデル B と比べて P3 橋脚のモードが 1～2% 変化する程度であり、その影響は小さい。したがって、主要モードに対する杭基礎～地盤系の影響範囲は杭の特性値の逆数である $1/\beta$ の範囲内であると考えられる。

なお、解析で求めた桁の遊動円木モードの固有振動数 1.051～1.386Hz は、図－5 で示した強震記録の伝達率から推定した上部構造の固有振動数 0.99～1.19Hz に概ね合っている。また、解析で求めた P3 橋脚の橋軸 1 次モードの固有振動数 6.292～6.591Hz も、伝達率から推定した P3 橋脚の固有振動数 6.56Hz に良く合っている。

表－2 解析モデルケース

解析モデル名	モデル化の相違点	
	支承の復元力特性	基礎～地盤系のモデル化
モデル A	支承便覧式より設定	動的 S-R モデルによる集約バネ
モデル B	載荷試験（振幅 30mm）より設定	〃
モデル C	〃	杭自体をはり要素でモデル化



図－7 免震支承の復元力モデル

5. 地震応答解析による動的応答の精度検証

(1) 解析ケース

4. で示した各解析モデルに対し、非線形動的解析を実施し、橋梁各部で得られている強震記録との比較を通して、解析精度の検証を行う。非線形動的解析では減衰の設定方法を解析パラメータとして考え、解析モデルの違いも含めて表－5 に示す 5 ケースで行っ

表－3 免震支承の復元力特性

支 承 6 個 分			便 覧 値	試 験 値	比 率 (試 / 便)
応 答 変 位	δB	cm	4.0	3.0	
等 価 剛 性	KB	kN/m	17365	33320	1.92
1 次 剛 性	K1	kN/m	41853	160132	3.83
2 次 剛 性	K2	kN/m	6439	29106	4.52
2 次 剛 性 倍 率	K2/K1		0.1538	0.1818	1.18
降 伏 変 位	δ y	cm	0.8640	0.1925	0.22

表－４ 固有振動数およびモード形状の比較

モード形状	モデルA	モデルB	モデルC
桁の 遊動円木	1.051Hz 	1.384Hz (1.32) 	1.386Hz (1.32)
P3橋脚の 橋軸1次	6.292Hz 	6.444Hz (1.02) 	6.591Hz (1.05)
P3橋脚の 基礎	13.786Hz 	13.791Hz (1.00) 	14.047Hz (1.02)

※ ()内はモデルAに対する比率を示す。

た。

減衰の設定方法は、式 (1) ～ (3) に示す Rayleigh 減衰において地震時卓越モードの下限を捉えるように設定した場合と、2つの低次モードから Rayleigh 減衰を大きめに設定した場合、式 (4)、(5) に示す要素別剛性比例減衰マトリクスを用いた場合の3ケースとした。入力地震動としては、図－3 に示した地盤 -1.5m の加速度波形を用いた。

① Rayleigh 減衰

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

$$\alpha = 4\pi f_2(h_2 - \pi f_2\beta) \quad (2)$$

$$\beta = \frac{h_1 f_1 - h_2 f_2}{\pi(f_1^2 - f_2^2)} \quad (3)$$

ここで、 $[C]$ ：減衰マトリクス、 $[M]$ ：質量マトリクス、 $[K]$ ：剛性マトリクス、 f_1 、 f_2 ：2つの固有モードにおける振動数、 h_1 、 h_2 ：2つの固有モードにおける減衰定数

②要素別剛性比例減衰マトリクス

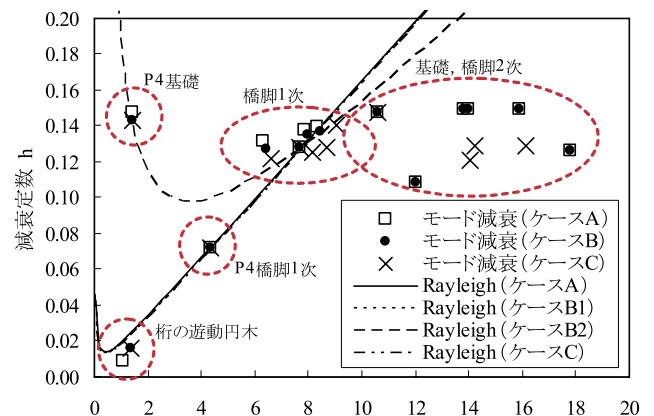
$$[C_e] = \alpha[K_e] \quad (4)$$

$$\alpha_e = \frac{h_e}{\pi f_0} \quad (5)$$

ここで、 $[C_e]$ ：要素剛性マトリクスに比例する減衰マトリクス、 $[K_e]$ ：要素剛性マトリクス、 f_0 ：基準振動数、 h_e ：要素減衰定数

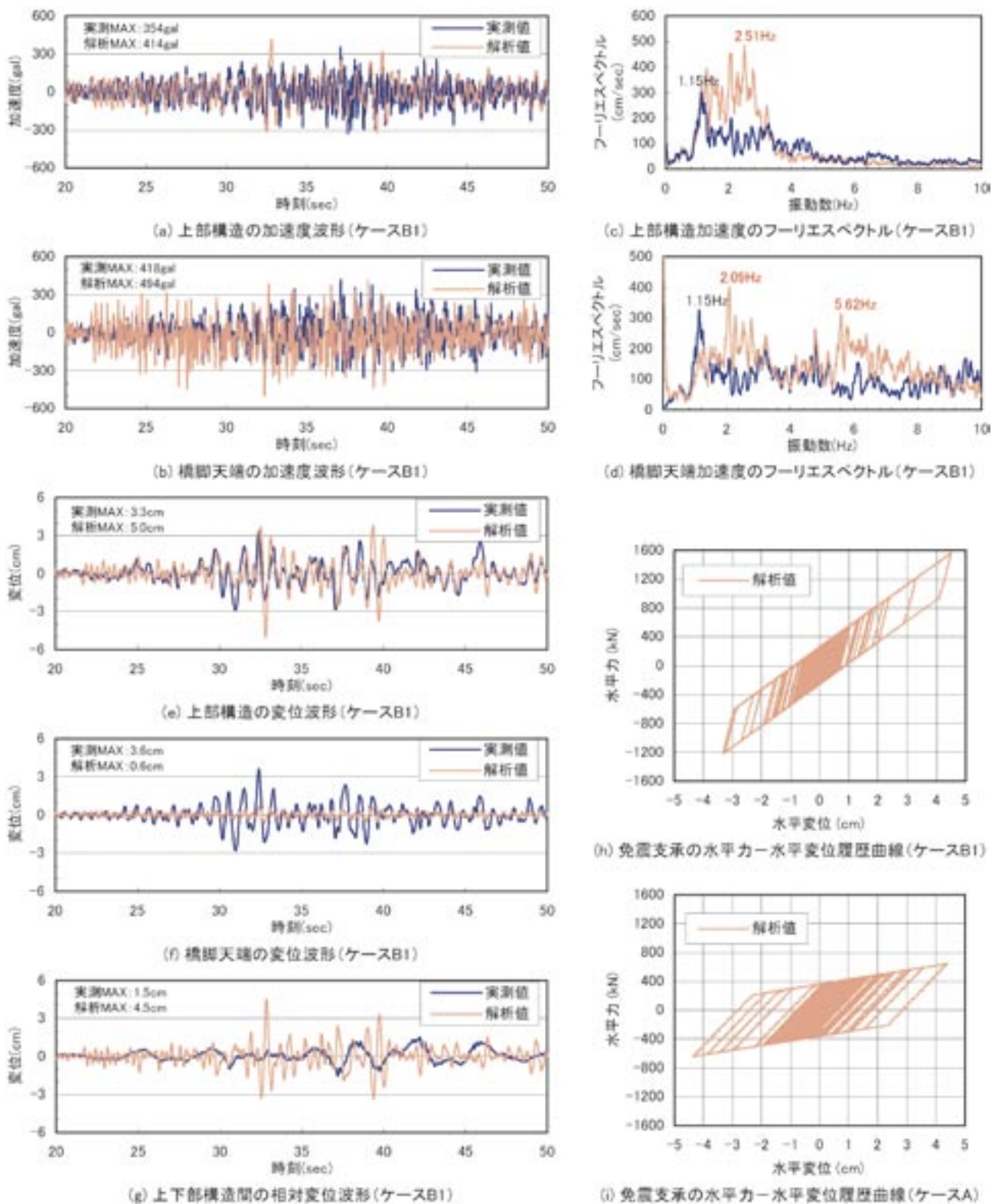
表－５ 解析ケース

解析 ケース名	解析 モデル名	動解時の解析パラメータ	
		入力地震波	減衰の設定方法
ケースA	モデルA	地盤-1.5mの観測波	Rayleigh減衰 (卓越モードから設定)
ケースB1	モデルB	〃	〃
ケースB2	〃	〃	Rayleigh減衰 (大きめに設定)
ケースB3	〃	〃	要素別剛性比例 減衰マトリクス
ケースC	モデルC	〃	Rayleigh減衰 (卓越モードから設定)



図－8 各解析ケースで用いた Rayleigh 減衰の比較

各解析ケースで用いた Rayleigh 減衰を比較したものを図－8 に示す。Rayleigh 減衰の基となる各次のモード減衰の算出においては、いずれの解析ケースでも構造要素の等価減衰定数として、上部構造2%、橋脚柱5%、基礎15%、地震時水平力分散型ゴム支承4%を用いた。免震支承は時刻歴挙動における履歴減衰のみを有効とし、等価減衰定数は0%とした。



図－9 代表的な解析ケースにおける地震応答解析結果と強震記録との比較（P3橋脚）

なお、非線形動的解析における数値積分には、Newmark β 法（ $\beta = 1/4$ ）を用い、積分時間間隔 Δt は0.001秒とした。解析ソフトは、TDAPⅢを用いた。

(2) 解析結果と強震記録との比較

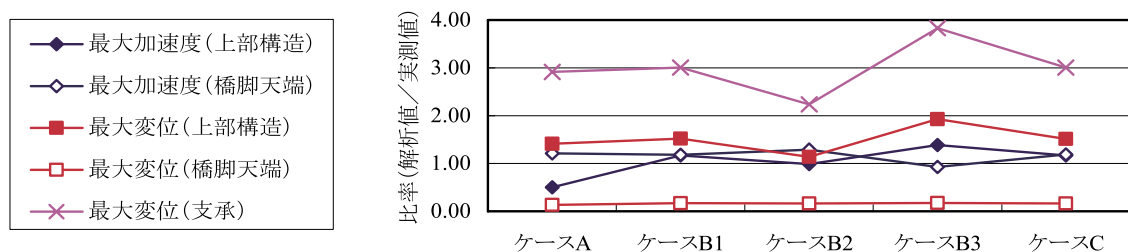
代表的な解析ケースでの地震応答解析結果と強震記録とを比較したものを図－9に示す。図－9(a)～(d)は、上部構造と橋脚天端での応答加速度波形とフーリ

表－6 最大応答値の比較（P3橋脚）

解析パラメータ				ケースA	ケースB1	ケースB2	ケースB3	ケースC
支承復元力特性 基礎モデル化 動解時の減衰 入力地震波				便覧値	載荷試験値			
				動的S-Rバネ				杭はり要素
				Reyleigh		Reyleigh大	減衰行列	Reyleigh
				地盤-1.5m				
着目項目			実測値	ケースA	ケースB1	ケースB2	ケースB3	ケースC
加速度	上部構造	(gal)	354	177 (0.50)	414 (1.17)	351 (0.99)	492 (1.39)	413 (1.17)
	橋脚天端	(gal)	418	507 (1.21)	494 (1.18)	539 (1.29)	387 (0.92)	498 (1.19)
変位	上部構造	(cm)	3.3	4.7 (1.41)	5.0 (1.52)	3.8 (1.14)	6.4 (1.93)	5.0 (1.52)
	橋脚天端	(cm)	3.6	0.5 (0.13)	0.6 (0.17)	0.6 (0.17)	0.6 (0.18)	0.6 (0.17)
支承	水平変位	(cm)	1.5	4.4 (2.92)	4.5 (3.00)	3.4 (2.24)	5.7 (3.83)	4.5 (3.01)
	水平力	(kN)	---	643	1563	1229	1923	1564

※1: 実測値の変位は、加速度の時刻歴波形を2回積分することにより算出した値。

※2: ()内は実測値に対する比率を示す。



図－10 最大応答値の実測値に対する比率の比較（P3橋脚）

エスペクトルである。図－9 (e) ～ (g) は、上部構造と橋脚天端での応答変位波形である。図－9 (h) ～ (i) は、免震支承の水平力－水平変位履歴曲線であり、(h) はケース B1、(i) はケース A での解析結果である。なお、変位波形の実測値は、0.2Hz 以下の成分をフィルター処理により取り除いた加速度波形を2回積分して求めたものであり、さらに上部構造および橋脚天端の変位は、地盤-17m 地点での変位分を控除して相対変位にしたものである。また、応答加速度のフーリエスペクトルは、周波数特性を明確にするため、解析値、実測値ともに15プロットごとに平滑化したものを示している。

図－9 (a) ～ (b) より、ケース B1の解析では、免震支承の効果により上部構造の最大応答加速度(実測: 354gal、解析: 414gal)は橋脚天端(実測: 418gal、解析: 494gal)よりも小さくなるという実測の傾向を概ね捉えられている。図－9 (c) ～ (d) より、上部構造加速度の周波数特性は1～3Hzの低周波領域が卓越するという大まかな傾向は合うものの、実測では桁の遊動円木モードと考えられる1.15Hzが顕著に卓越している。橋脚天端加速度の周波数特性は、実測では

上部構造と同様に1.15Hzが顕著に卓越しているが、解析では2.09Hzや5.62Hzなど比較的高周波領域が卓越しており、両者の傾向が合っているとは言えない。

図－9 (e) ～ (g) より、上部構造の応答変位は、ケース B1の解析と実測で最大応答変位が実測の3.3cmに対して解析が5.0cmと比較的近い値を示しており、波形形状も概ね合っている。しかし、橋脚天端の最大応答変位では、上部構造の値に近い実測の3.6cmに対して解析では0.6cmと非常に小さい値になっており、この影響で上下部構造間の相対変位(免震支承の水平変位)も、両者で大きく異なっている。これは、橋脚天端の最大応答加速度が実測と解析で同程度であっても、実測は上部構造と同じ1.15Hzで卓越しているため、変位と振動数の反比例の関係より解析結果の変位が小さく見積もられたためである。したがって、実際の挙動は上部構造の変位に橋脚がある程度引っ張られて挙動していると考えられ、解析に用いた支承剛性よりも実際には高い値となっている可能性が示唆される。実際、免震支承の橋軸直角方向の動きを拘束するために設けられているサイドブロックには約1cmの擦過痕跡が残っていたとの報告があり、橋軸方向に対してもサ

イドブロックとゴム支承本体との摩擦力に起因する剛性の付加が考えられる。

(3) 各解析ケースでの結果比較

各解析ケースでの地震応答解析結果から最大応答値を比較したものを表－6に、最大応答値の実測に対する比率を比較したものを図－10にそれぞれ示す。

a) 免震支承の復元力特性の違いによる影響

表－6 および図－10のケース A とケース B1との比較から、上部構造の最大応答加速度は、免震支承の復元力特性として便覧値を用いたケース A (177gal) の方が載荷試験値を用いたケース B1 (414gal) より小さく、実測値 (354gal) に対してはケース B1の方が良く合っている。したがって、本検討で用いた北海道東方沖地震の強震記録のようなレベル1地震動相当の地震では、レベル2地震動相当を想定して定式化している支承便覧からの値を用いても実挙動を再現できない可能性が考えられる。

b) 減衰の設定方法の違いによる影響

ケース B1とケース B2の比較から、上部構造加速度は低周波領域の Rayleigh 減衰を大きくしたケース B2の方がケース B1より小さくなるが、高周波領域の Rayleigh 減衰はケース B2の方がケース B1より小さく設定しているため、橋脚天端加速度は逆にケース B2の方が大きくなっている。

要素別剛性比例減衰マトリクスを用いたケース B3では、上部構造加速度が橋脚天端加速度を超え、支承の相対変位は解析ケース中最も大きくなる。これは、橋脚の剛性が免震支承の剛性より大きいことより、剛性比例型の減衰マトリクスでは橋脚の減衰が大きめに見積もられたためと考えられる。

ケース B1～B3の比較を通して、減衰の設定方法が地震応答解析の最大応答値に与える影響は非常に大きいと言える。また、今回の検討では、卓越モードである桁の遊動円木モードのモード減衰を無視して、低周波領域の Rayleigh 減衰を大きくしたケース B2が、加速度、変位ともに最も実測値に近づく結果となった。

c) 杭基礎～地盤系のモデル化の違いによる影響

ケース B1とケース C の比較から、杭自体を弾性はり要素でモデル化したケース C の応答は、動的 S－R バネを用いたケース B1の応答に非常に近い値を示している。したがって、対象橋梁における杭基礎～地盤系の地震による変形は、杭の特性値の逆数である $1/\beta$ の範囲内が卓越していると考えられる。

6. まとめ

本検討では、1994年北海道東方沖地震において橋梁各部と地盤で強震記録が得られている温根沼大橋を対象に、骨組みモデルによる地震応答解析の精度検証を行い、精度向上のためのモデル化方法について検討を行った。

本検討で得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 免震支承の復元力特性および杭基礎～地盤系のモデル化方法を換えた3種類の解析モデルにより固有値解析を行った結果、杭自体を弾性はり要素でモデル化しても、主要モードの固有振動数は動的 S－R バネを用いた場合とほとんど同値であった。
- (2) 地震応答解析の結果、免震支承の復元力特性は載荷試験値、減衰は Rayleigh 減衰を用いた解析ケースが、実測で得られた上部構造および橋脚天端の最大応答加速度に比較的良く合った。しかし、橋脚天端加速度の周波数特性の相違が原因で、橋脚天端の変位および支承の相対変位は実測値に合わなかった。免震橋のレベル1地震時挙動を解析で正確に再現するためには、小振幅域での免震支承の復元力特性、ならびにサイドブロックとの摩擦の影響等を適切に表現できるモデル化が必要と考えられる。
- (3) 5ケースの解析結果の比較から、レベル1地震動相当の地震では、免震支承の復元力特性として支承便覧の式から求めた値を用いても実挙動を再現できない可能性が示唆された。また、減衰の設定方法が地震応答解析の最大応答値に与える影響は非常に大きいことが確認され、今回の検討では低周波領域の Rayleigh 減衰を大きめに設定した場合が最も実挙動に合う結果となった。

参考文献

- 1) 小山田欣裕, 佐藤昌志, 谷本俊充, 林亜紀夫: 低温域における橋梁免震装置の実験的研究, 構造工学論文集, vol.42A- II, pp.707-714, 1996.3
- 2) 北海道開発局開発土木研究所: 平成6年北海道東方沖地震速報, 1994.11
- 3) 小山田欣裕, 谷本俊充, 佐藤昌志, 林亜紀夫: 免震橋の地震時挙動について温根沼大橋における事例, 免震・制震コロキウム講演論文集, 第1巻, pp.39-46, 1996.11
- 4) 小山田欣裕, 谷本俊充, 佐藤昌志, 林亜紀夫: 免

震橋の地震時挙動に関する観測事例と考察, 土木
学会論文集, 第595巻 VI-39号, pp.27-37, 1998.6

5) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, IV下部構

造編, V耐震設計編, 2002.3

6) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 2004.4



岡田 慎哉
Shinya OKADA

寒地土木研究所
寒地基礎技術研究グループ
寒地構造チーム
研究員



石川 博之
Hiroyuki ISHIKAWA

寒地土木研究所
寒地基礎技術研究グループ
寒地構造チーム
上席研究員
技術士(建設・総合)



佐藤 京
Takashi SATO

寒地土木研究所
寒地基礎技術研究グループ
寒地構造チーム
研究員