

免震支承を用いた橋梁の地震応答解析モデルに関する検討

岡田 慎哉¹・佐藤 京²・石川 博之²・原田 政彦³・田崎賢治⁴・吉岡 勉⁵

¹正会員 工修 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（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3-1-34）

²正会員 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（〒062-8602 札幌市豊平区平岸1条3-1-34）

³正会員 博(工) 大日本コンサルタント(株) 事業開発部 保全技術室（〒170-0003 東京都豊島区駒込3-23-1）

⁴正会員 博(工) 大日本コンサルタント(株) 構造事業部 保全事業推進室（〒550-0014 大阪市西区北堀江1-22-19）

⁵正会員 工修 大日本コンサルタント(株) 構造事業部 解析技術室（〒343-0851 埼玉県越谷市七左町5-1）

1. はじめに

平成8年度道路橋示方書改訂以降、免震支承を採用する橋梁が広く普及し、その耐震設計としては地震応答解析による動的照査法が用いられている。しかし、強震時の観測記録が得られる場合が少なく、実際の地震時における免震橋の挙動や性能を定量的にすることは重要である。

さらに、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証したものではなく、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、このような観点のもと、本検討では免震橋の耐震設計を合理的且つ精度良く行うための手法を明示することを目的に、1994年北海道東方沖地震（M8.1）において橋梁桁上で橋軸方向に最大354galの貴重な強震記録が得られている温根沼大橋を対象として、骨組みモデルによる地震応答解析の精度検証を行い、その精度向上のためのモデル化方法について検討したものである。

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

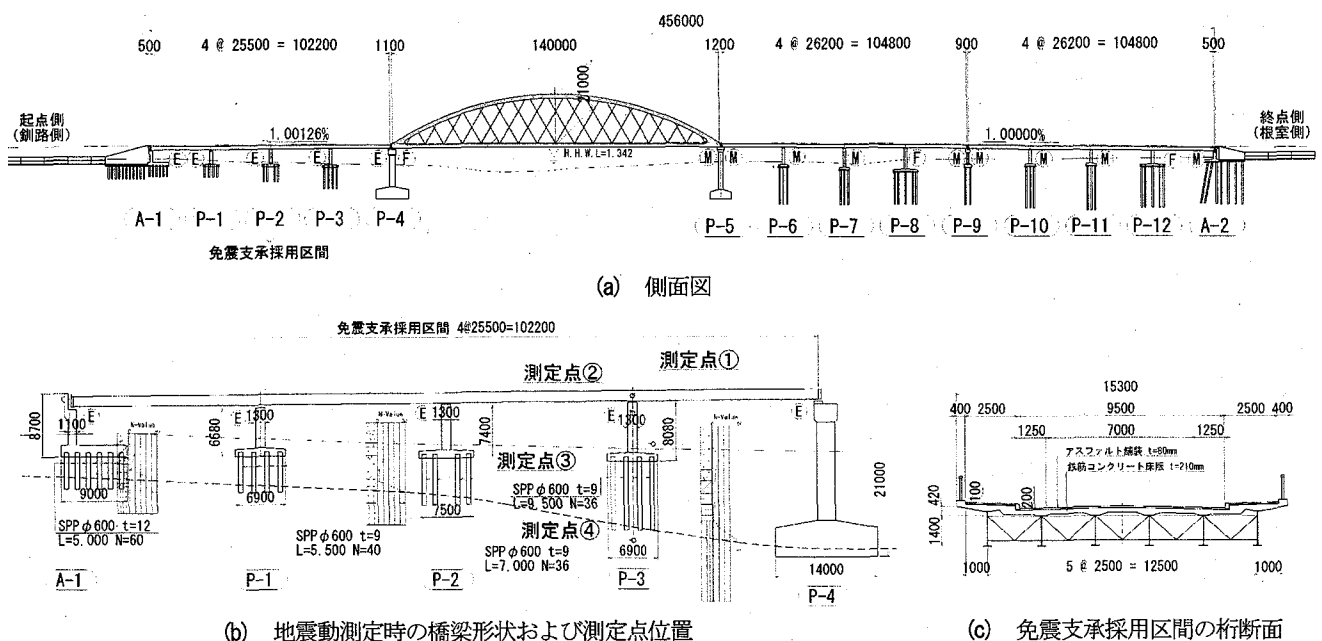


図-1 温根沼大橋一般図

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，要素別減衰行列）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方法について検討する。

従前の検討においては、橋梁各部の応答が実測値と合わない原因としてサイドブロックと免震支承との衝突の影響と推察しており、本報は、これに引き続き検討した内容について示す。

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、側径間部の支間 4@25.0m 連続鋼鈹桁橋から構成されている（図-1）。

P3 橋脚位置における上部構造、橋脚頂部、地盤-1.5m および地盤-17m の 4 点には強震計が設置されており、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が発生し、強震記録が得られている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、橋軸直角方向は片側 2mm のクリアランスでサイドブロックにより拘束されており、橋軸方向のみに免震の効果が働く構造である。

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ため、下部構造については、免震の効果を見込まない慣性力の値であっても、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。

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-17m 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⁾。

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

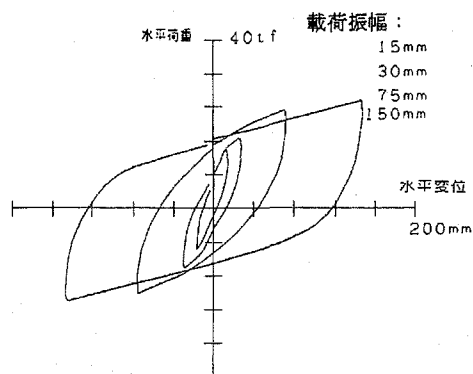


図-2 載荷試験による免震支承の履歴曲線

10 月 4 日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ているものとしている。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。

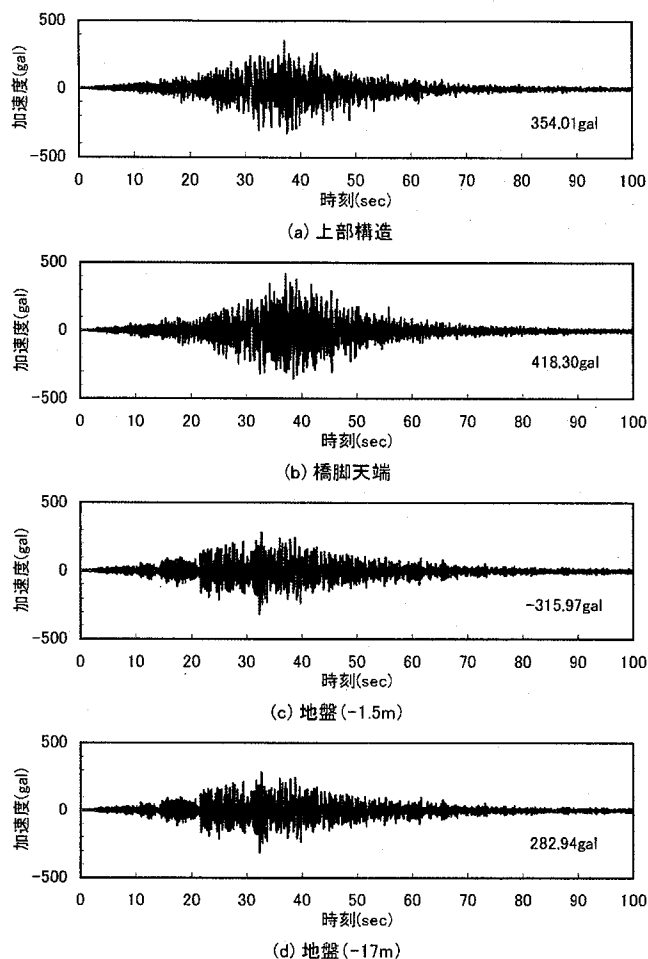


図-3 強震記録の加速度波形 (10月4日本震 橋軸方向)

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、従前の検討結果より、より精度よく解析できると考えられる動的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る方法でモデル化した。

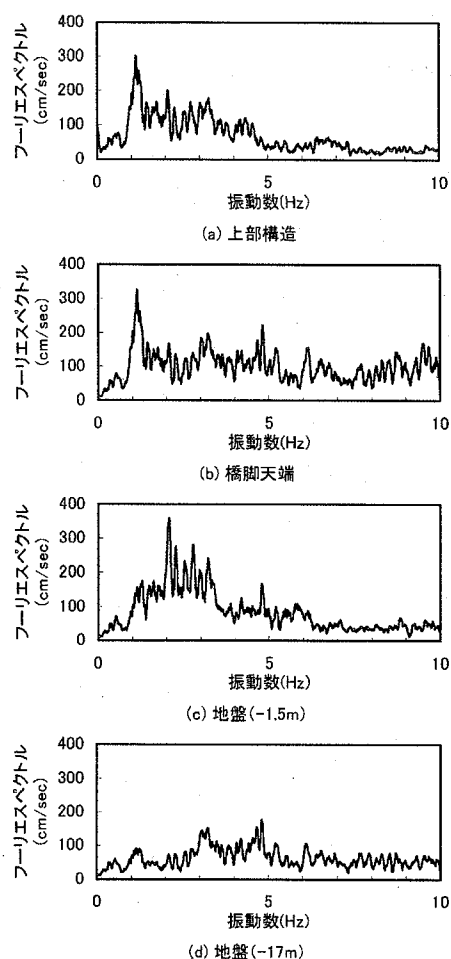


図-4 強震記録のフーリエスペクトル

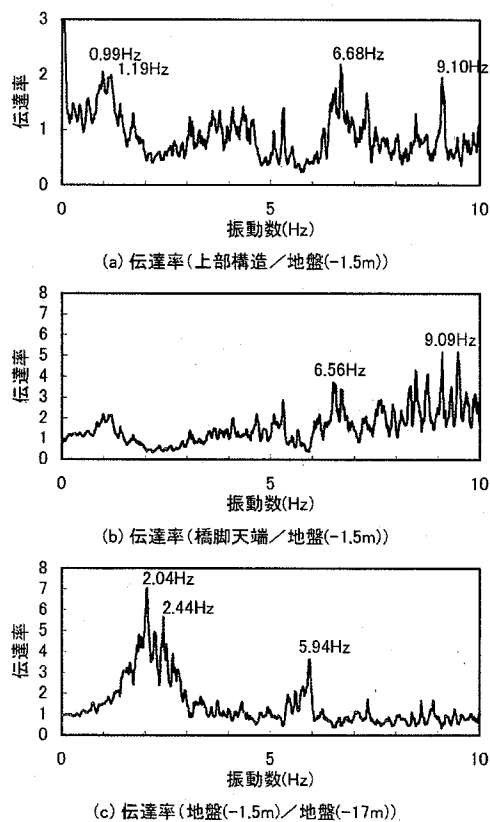


図-5 強震記録から求めた伝達率

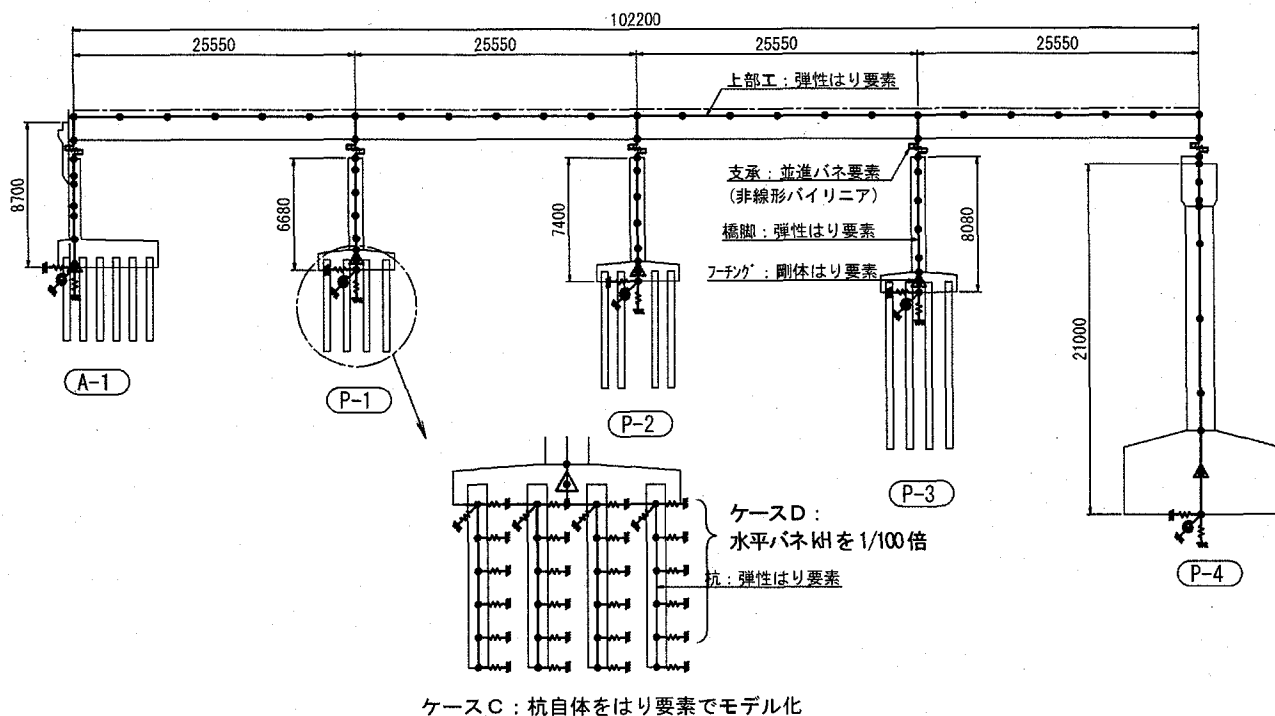


図-6 解析モデル

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。

入力地震波は、地盤-1.5m位置で記録された橋軸方向の加速度波形とした。粘性減衰としては Rayleigh 減衰を用い、固有振動解析で得られた各次のモード減衰から地震時卓越モードを包括するように設定した(図-4)。

免震支承は室内載荷試験で得られたバイリニア型の履歴特性を有する非線形バネ要素とした。このようなモデル化が従前検討した解析モデル、ケースBであり、本検討では表-2に示す2ケースを新たに追加した。ケースDは、杭自体を弾性はり要素でモデル化して各節点に地盤バネを与えるとともに、その水平バネ値を1/100にしたケースである。ここで、バネ値を1/100としたのは、従前の検討において橋脚天端の実記録での変形がケースBの解析に比べて著しく大きかったため、実際には地盤の応答が現状の評価よりも軟らかかったものと推察し、解析モデル上において地盤の評価を軟らかいものとし、基礎の変形を大きくしようとしたものである。ケースEは、ケースDに対して橋軸直角方向への自由度を与えて3次元化し、地盤-1.5m位置で記録された橋軸方向および橋軸直角方向の加速度波形を入力地震波とする2方向同時加振によりサイドブロックと免震支承の衝突の表現を試みたケースである。支承部には、図-8に示すようなサイドブロックへの衝突力と、それによって橋軸方向に作用する動摩擦力とが動摩擦係数0.10(仮定値)で相関する2方向の依存バネを新たに配置した。

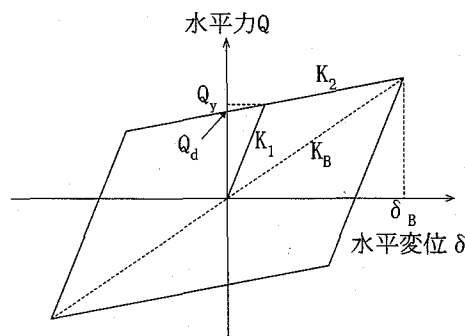


図-7 免震支承の復元力モデル

表-2 解析ケース

ケース	モデル化の相違点		解析条件
	サイドブロックとの衝突	地盤水平バネの低減	加振方向
ケースB	無視	低減なし	橋軸1方向
ケースD	〃	1/100倍	〃
ケースE	摩擦バネで考慮	〃	橋軸・橋直2方向

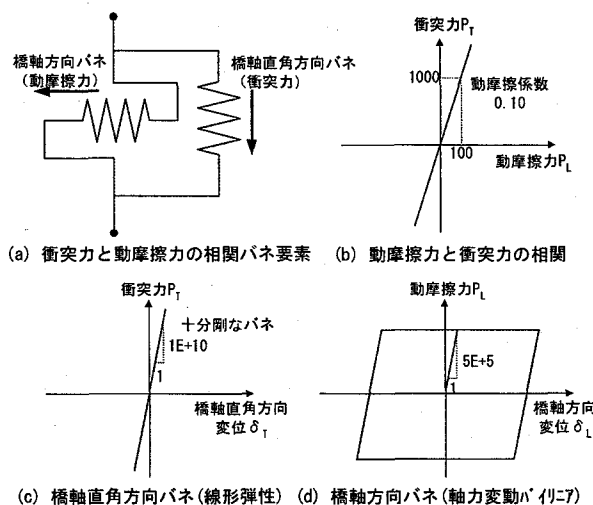


図-8 衝突力と動摩擦力の相関バネ

5. 地震応答解析による動的応答の精度検証

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-3に示す。

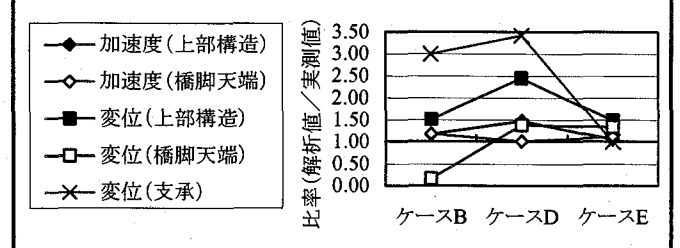
表より、ケースBでは上部構造の最大加速度および最大変位は実測値を上回る値を示し、上部構造が入力地震波に対して実測レベルで大きく応答していることがわかる。しかしながら、橋脚天端においては、最大加速度こそ実測を上回る値を示しているものの、その最大変位応答は実測値の20%以下となっており、橋脚が実測と比較して動いていないことがわかる。また支承部の変位量も実測の3倍と大きな値を示し、実測を再現できていないことがわかる。

これと比較し、地盤を軟らかくしたケースDでは、橋脚天端の最大変位がケースBより十分大きくなり、実測を上回るレベルの値となっている。しかしながら、上部構造の最大加速度、最大変位ともに実測を大きく上回り、上部構造の動きが再現されていない。また、支承部の最大変位量も改善が見られない。これは、ケースBに比較して橋脚が全体的に大きく挙動したため、上部構造も絶対的に大きく挙動したものと推察される。これらのことより、支承部の剛性がいまだ小さな評価となっていることが伺われる。

これらのケースに対して、地盤を軟らかく評価し、且つサイドブロックとの衝突の影響の考慮を試みたケースEでは、最大変位が若干の過大評価となっているものの、概ね全ての項目の最大応答値で実測と良い一致を示して

表-3 最大応答値の比較 (P3 橋脚)

着目項目			実測値	ケースB	ケースD	ケースE
加速度	上部構造	(gal)	354	414 (1.17)	525 (1.48)	374 (1.06)
	橋脚天端	(gal)	418	494 (1.18)	426 (1.02)	467 (1.12)
変位	上部構造	(cm)	3.3	5.0 (1.52)	8.1 (2.45)	4.9 (1.49)
	橋脚天端	(cm)	3.6	0.6 (0.17)	5.0 (1.39)	4.8 (1.34)
支承	水平変位	(cm)	1.5	4.5 (3.00)	5.1 (3.43)	1.5 (1.01)
	せん断ひずみ	(%)	7%	21%	24%	7%
	水平力	(kN)	---	1563	1750	693



※ ()内は実測値に対する比率を示す。

いるものと考えられる。

図-9には、ケースEの解析による動的応答と強震記録とを比較したものを示す。図より、本解析手法により、応答加速度波形、応答変位波形ともに比較的良好に実測波形を再現していることがわかる。また、加速度のスペクトルに着目すると、上部構造、橋脚天端ともにピーク周波数がおおよそ等しいことがわかる。

また、本解析において試みたサイドブロックとの衝突の影響についても、衝突力と動摩擦力との相関図より、解析上でサイドブロックの衝突を考慮して入力した動摩

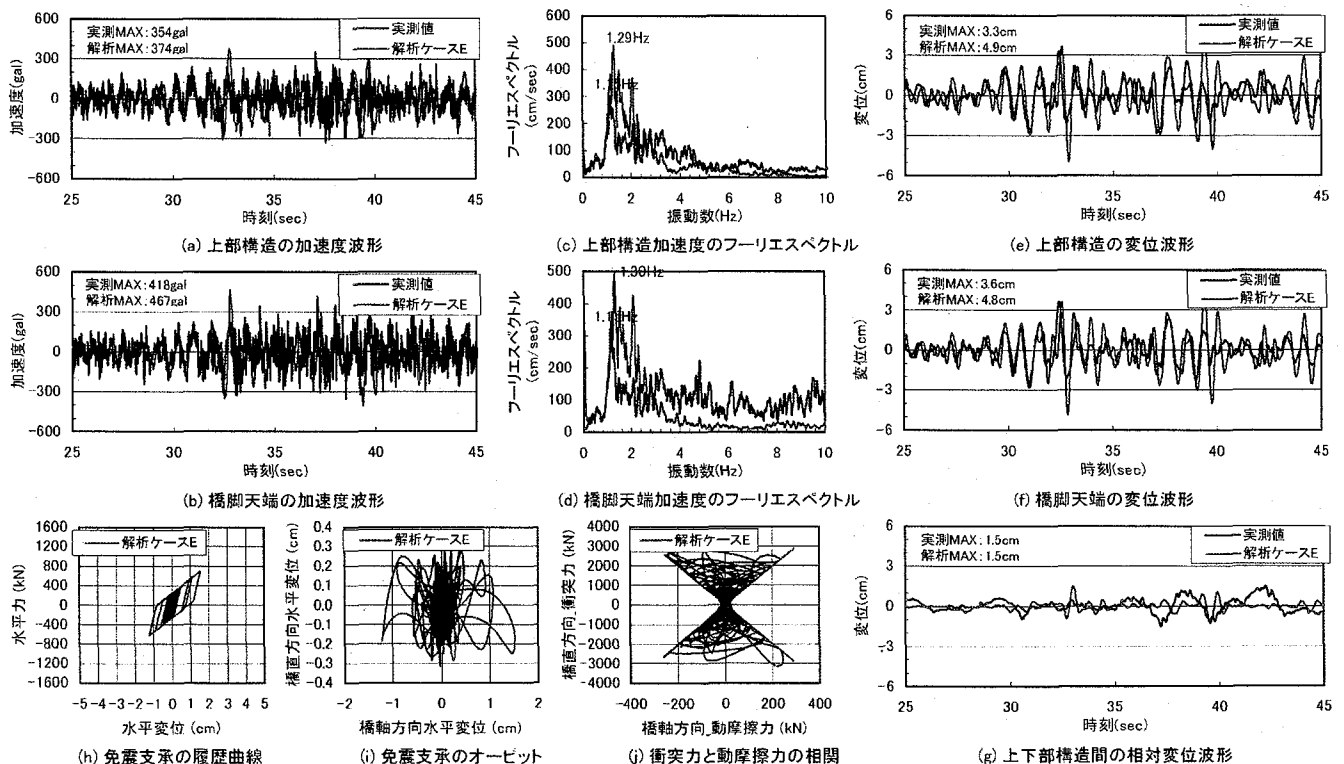


図-9 ケースEの解析結果と強震記録との応答波形および応答履歴の比較 (P3 橋脚)

擦が発生していることがわかる。これより、解析結果におけるケースDとケースEとの主要な差異は、サイドブロックとの衝突の影響により発生した摩擦力によるものと考えられ、免震橋を精度よく地震応答解析するためには、本検討で考慮したような各部の衝突による影響など、構造細部の影響を評価する必要がある可能性が示された。

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) 地震応答解析の結果、橋脚天端の最大変位は実測結果よりも大幅に小さい結果となった。これは、従前の地盤のモデル化手法では地盤の剛性を過大評価しているためと考えられる。
- (2) 地震応答解析の結果、支承の最大相対変位は実測結果を大きく上回った。これは、通常の免震沓のモデル化手法では支承剛性が過小評価となっていることに起因すると考えられる。
- (3) 上記の点を改善するため、基礎を軟らかく評価したモデルで解析した結果、橋脚天端の応答は実測に近づいた。しかしながら、上部構造の応答は過大評価となった。
- (4) 支承部のサイドブロックへの衝突の影響の考慮を試みた結果、サイドブロックへの衝突は実際にも発生していると考えられ、その影響は比較的大きいことが予測される。
- (5) 本解析手法によりサイドブロックと免震支承の衝突の影響を考慮することで、橋梁各部の実挙動をおおよそ再現することができた。

また、本検討では詳細は明らかとはならなかったが、レベル1地震動相当の地震では、免震支承の減衰効果が低下している可能性が示唆され、耐震性能を正しく評価する上での留意点と言える。また、地震時における杭と周辺地盤の動的相互作用において、当該地盤のように粘性が強い地盤条件では杭と地盤に間隙が生じ、剛性が低下する可能性が考えられる。

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, 下部構造編, 耐震設計編, 2002.3
- 6) 日本道路協会: 道路橋支承便覧, 2004.4
- 7) 吉岡, 岡田, 西, 佐藤, 原田: 強震記録を用いた免震橋の地震応答解析モデルに関する検討(その1), 土木学会第61回年次学術講演会, 2006.
- 8) 田崎, 岡田, 石川, 佐藤, 吉岡: 強震記録を用いた免震橋の地震応答解析モデルに関する検討(その2), 土木学会第61回年次学術講演会, 2006.