

兵庫県南部地震における免震橋の挙動と解析事例

小林 寛¹・堀江佳平²・長沼敏彦³・佐々木伸幸⁴

¹正会員 阪神高速道路公団 工務部 (〒541 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

²正会員 工修 阪神高速道路公団 工務部 (〒541 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

³正会員 Dr. Eng. Sci. (財) 阪神高速道路管理技術センター 開発研究部 (〒541 大阪市中央区南本町 4-5-7)

⁴正会員 三菱重工業 (株) 広島研究所 (〒730 広島市中区江波沖町 5-1)

兵庫県南部地震の際、阪神高速道路 4 号湾岸線松の浜工区内の近接した同規模の 2 橋において強震観測記録を得た。この 2 橋は、支承形式が異なっており、それぞれ免震支承および反力分散ゴム支承である。

本報では、まず 2 橋の観測データから作用地震力などを抽出し、強震下における実橋の免震効果を定量的に確認した。次に、免震支承橋梁について観測に対応したシミュレーション解析を行った。解析結果と観測結果を比較することにより、解析法の精度などを検証した。また、さらに大きな地震動を想定し、免震支承橋梁の橋脚非線形特性を考慮した解析を行い、橋脚の安全性確認および大地震下における免震橋のエネルギー吸収特性などを検討した。

Key Word : *menshin bridge, Hyogo-ken Nanbu earthquake, seismic record, Matsunohama viaduct, seismic force, isolation effectiveness, numerical simulation, non-linear, pier*

1. まえがき

平成 6 年春に供用を開始した阪神高速道路 4 号湾岸線における松の浜工区 (図-1) の 4 径間連続鋼箱桁橋では、地震荷重の分散化を図りさらに地震応答の低減を可能とする免震支承 (減衰付き弾性支承) を採用している。

このような免震支承は、阪神高速道路公団としても初の新設橋梁への施工であったことから、供用前の実橋振動実験、地震応答解析など種々の検討を行っている。¹⁾

さらに、供用後も長期地震観測を継続していたところ、先の兵庫県南部地震 (M7.2) の際、良好な強震記録が観測され、設計地震力レベルの貴重な振動データが採取できた。

松の浜工区における地震観測は、上記の免震支承橋梁に加え、比較のため、支承形式の異なる近接した同規模の橋梁においても行っている。近接橋梁の支承は、従前から用いられている、減衰のない反力分散型ゴム支承である。以後本文では、この 2 橋を区別するため、免震支承を採用した橋梁を「免震

橋」、また反力分散型ゴム支承の橋梁を「反力分散橋」と称する。

本検討では、まず 2 橋の観測データを分析、比較することにより、免震支承の実際の強震時における免震効果を検討した。次に、観測に対応したシミュレーションとして、免震橋の地震応答解析を行い、実測結果と対比し、解析法の精度などを検討した。最後に、本橋によりレベルの大きい地震が作用した場合を想定し、神戸地区での強震記録を免震橋に入力し、橋脚の非線形特性を考慮した地震応答解析を行い、大地震時の応答特性を検討した。

なお、これら検討の一部については既発表²⁾であるが、本報ではその後の詳細検討結果も併せて報告する。

2. 地震観測の概要

(1) 橋梁の概要

松の浜工区は図-1 に示すように、兵庫県南部地震の震央から東南東約 35km に位置している。また、地震観測を行っている 2 橋は、図-2 に示す

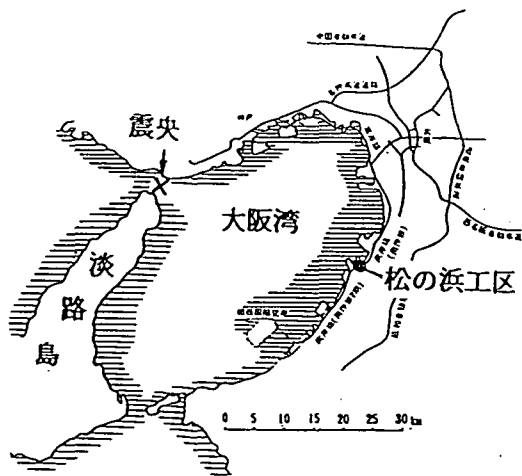


図-1 松の浜工区位置図

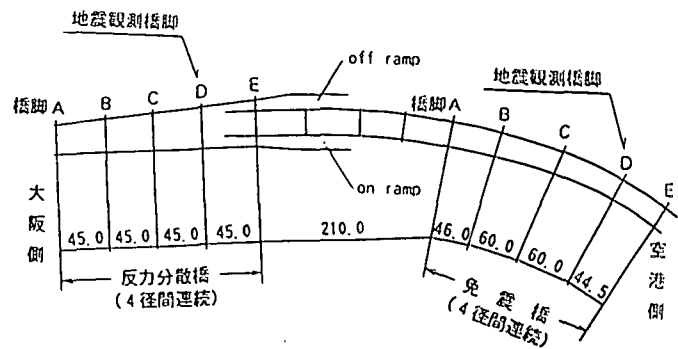


図-2 松の浜工区の地震観測橋梁

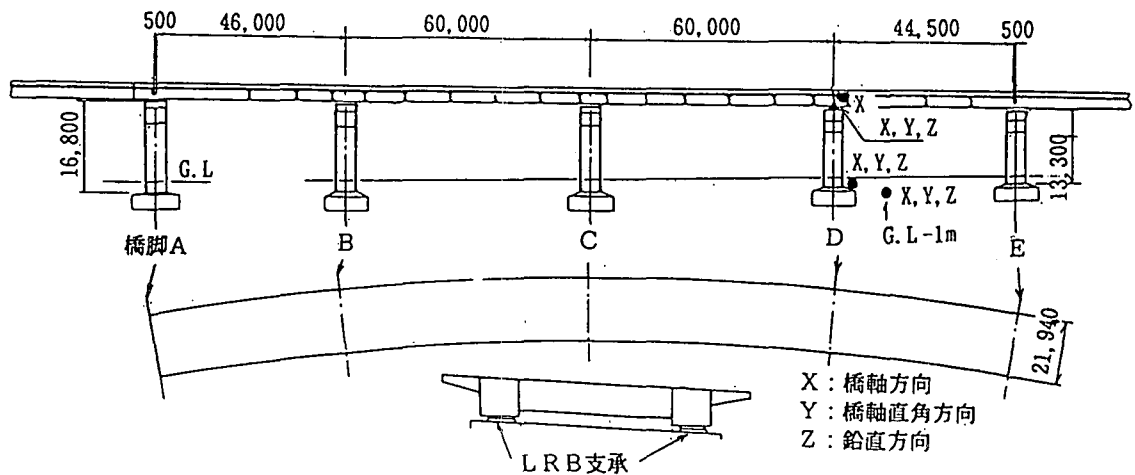


図-3 橋梁および地震観測概要

ように免震橋から約 200m 大阪側に隔たった位置に反力分散橋が近接している。

免震橋の構造は、図-3 に示すように全長 211.5m、幅員 21.94m の 4 径間連続非合成鋼箱桁橋である。下部工は、コンクリート製 T 型橋脚、基礎は杭基礎である。支承形式は、中央の 3 橋脚 (橋脚 B、C、D) が免震支承 (鉛プラグ入り積層ゴム支承、LRB) であり、両端支点 (橋脚 A、E) が通常のピボットローラー支承である。なお、免震支承の作動方向は橋軸方向のみとし、橋軸直角方向には支承の外側にクリアランス (片側約 5mm づつ、両側で 10mm) を介してストッパーを設置している。なお、本橋の構造および免震支承の詳細は文献 1) を参照されたい。

次に、反力分散橋は全長約 180m、幅員 25.5~36.6m の 4 径間連続非合成鋼 I 桁橋である。下部工はコンクリート製ラーメン橋脚、基礎は杭基礎であ

る。3 本の中間橋脚の支承は、減衰のない通常の反力分散型ゴム支承であり、両端橋脚は BPA 支承である。このゴム支承についても作動方向は橋軸方向のみであり、橋軸直角方向には上記免震支承と同じクリアランスでストッパーを設置している。

(2) 観測概要

両橋の地震観測は同じ計器配置であり、図-3 に示すように D 橋脚を中心に地盤 (3 成分)、フーチング (水平 3 成分)、橋脚天端 (水平 3 成分) および鋼桁 (橋軸方向 1 成分) にそれぞれサーボ型加速度計が合計 4 台 (10 成分) づつ設置している。

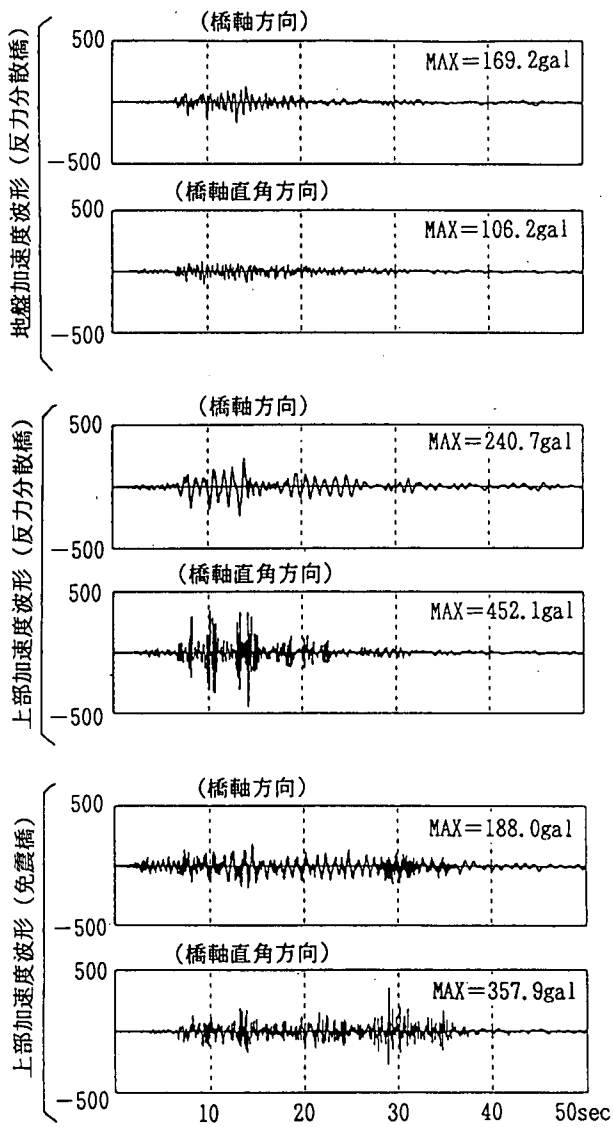


図-4 応答加速度波形

3. 観測結果および検討

(1) 観測結果

今回の地震の際、当該2橋に損傷はなかったが、両橋ともかなりのレベルの加速度が作用し、全観測点において良好な記録が得られた。

加速度波形の代表例を図-4に、また水平方向の最大加速度分布を図-5に示す。G.Lレベル水平方向の最大加速度は100~140galの範囲にある。上部(橋桁および橋脚天端)の応答加速度は、橋軸方向が190~240galで約2倍程度の増幅であるのに対し、橋軸直角方向には350~450galと3~4倍に大きく増大している。橋軸直角方向の加速度が大きくなったのは図-5の橋軸直角方向加速度波形に見られるようにスパイク状の鋭いピーク波が発生しているため、これは橋軸直角方向に設置したストッパー(設計クリアランス±5mm)が接触したことによるものと推

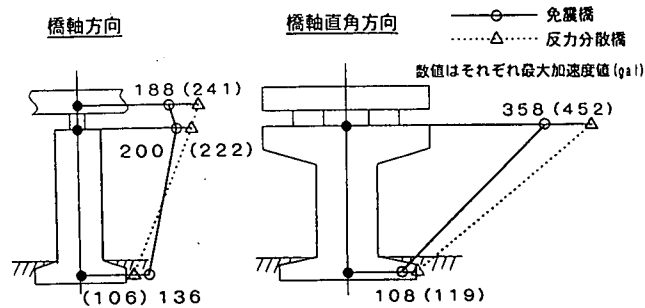


図-5 最大加速度分布

定される。

(2) 免震効果の検討

a) 加速度応答からの推定

支承の作動方向であり、免震効果が明確に現れる橋軸方向について、2橋の観測データを分析、比較し、免震効果を検討する。

まず、観測された加速度原波形のフーリエスペクトル分析結果を図-6に示す。

上部工への地震入力波である橋脚下端フーチングのスペクトルを見ると、両橋とも3Hz以下程度の低周波成分が主体であり、高周波になる程スペクトルは低減し、10Hz以上の高周波成分はほとんど含まれていない。また、両橋のスペクトルを比較すると全体的には似通っているが、少し差異も見られる。

上部工の桁のスペクトルには、両橋とも1.0Hz付近の1次振動成分が大きく卓越している。また、桁のスペクトル中には10Hz以上の高周波成分も含まれているが、フーチングおよび橋脚天端のスペクトルには10Hz以上の高周波成分が見られないことから、これはストッパーとの接触などにより、桁で観測されたノイズ的な成分が大きいと考えられる。

橋脚天端のスペクトルには、1次振動成分も見られるが、それより高い2~7Hzの成分を優勢に含んでおり、橋脚主体の振動がこの周波数範囲にあると推定される。

次に、上部工の固有振動数を明確にするため、桁および橋脚天端のスペクトルをフーチングのスペクトルに対する比率で整理した結果を図-7に示す。上部工の1次振動数は免震橋が1.16Hz、反力分散橋が0.94Hzであり、また橋脚主体の振動数は、それぞれ6.34Hz及び3.65Hzであることが判る。

以上のスペクトル特性から、両橋の免震効果を比較するに当たって、桁の加速度を直接比較する方法には問題があり、次にあげる点の考慮が必要と考えられた。

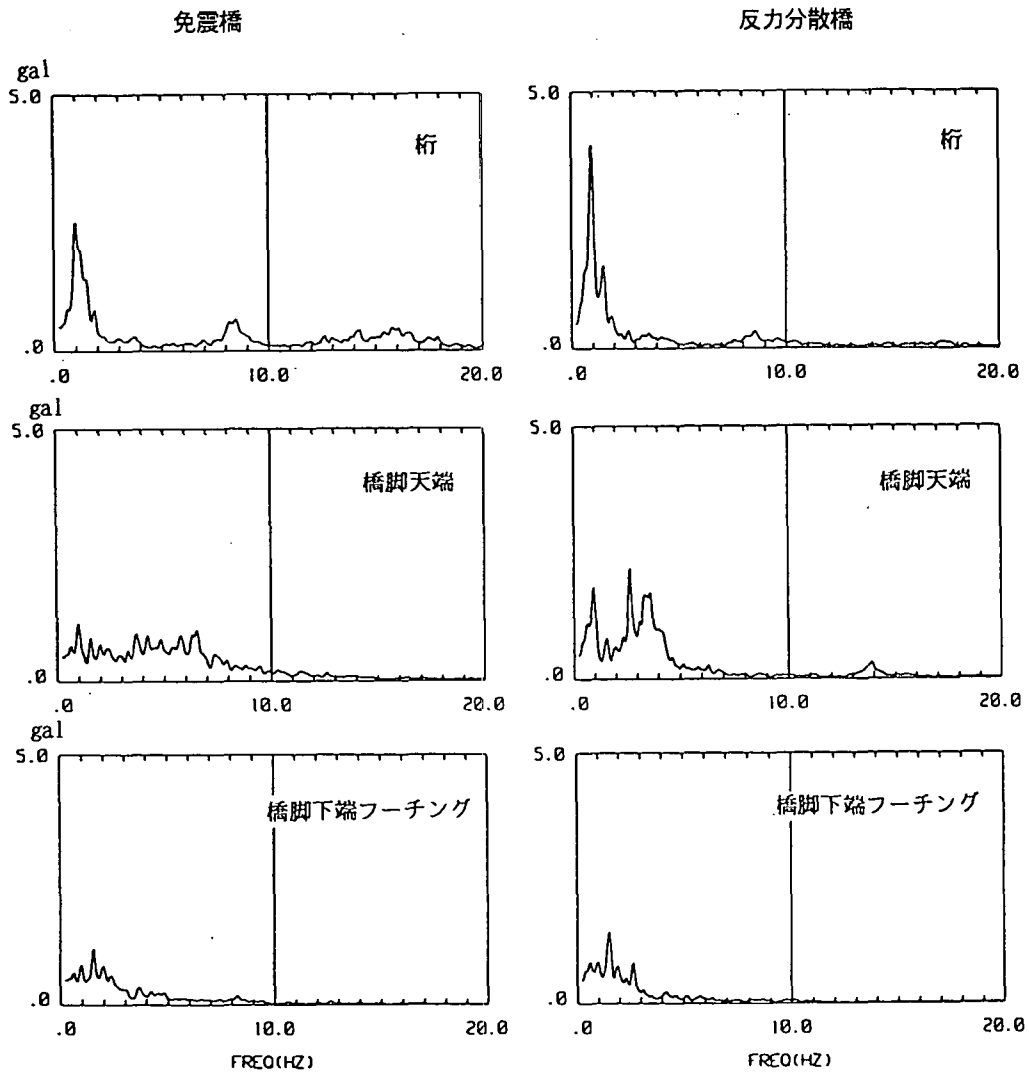


図-6 加速度波形のフーリエスペクトル(橋軸方向)

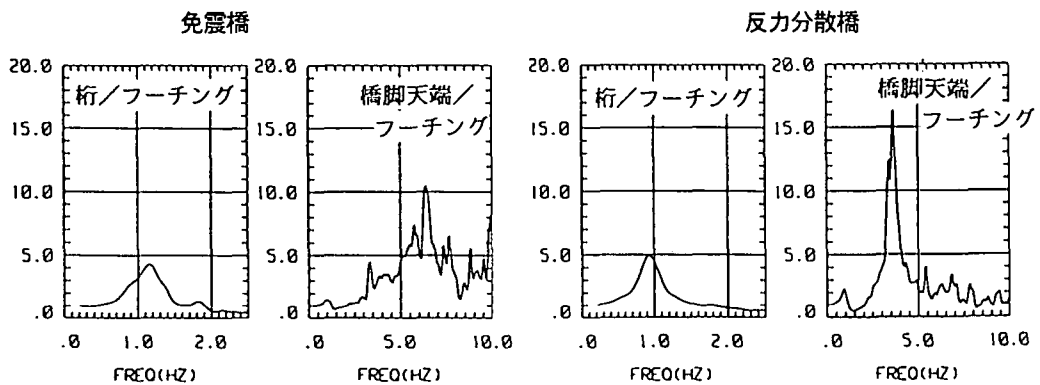
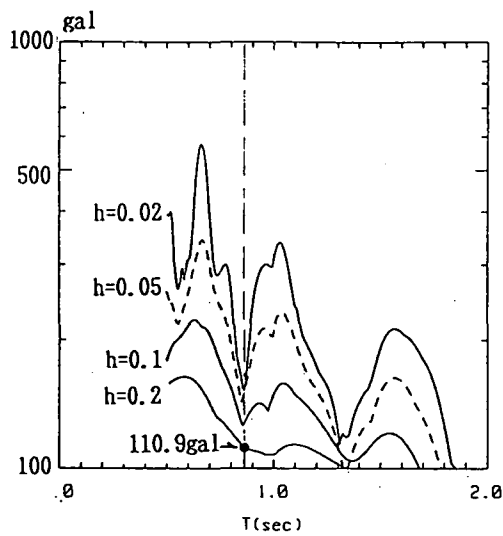


図-7 フーリエスペクトル比率

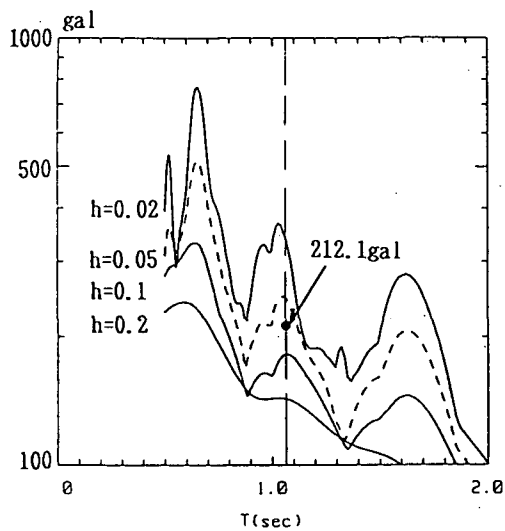
- ① 2橋に作用した地震入力波形が必ずしも同じでない。
- ② 2橋の固有周期が異なっており、固有周期の違いによる地震入力の差異も生じている。
- ③ 桁の加速度波形中にはノイズ的な高周波成分を少なからず含んでいる。

これらの点をふまえ、ここでは、両橋の桁応答の主成分である上部工の1次振動成分のみに着目し、免震効果を次のように評価することとした。

まず、両橋の桁の加速度波形を2.5Hzのローパスフィルター処理し、2.5Hz以下の加速度波形を求め、これが桁に作用した地震力に相当する有効加速度で



免震橋



反力分散橋

図-8 フーチング波形の加速度応答スペクトル

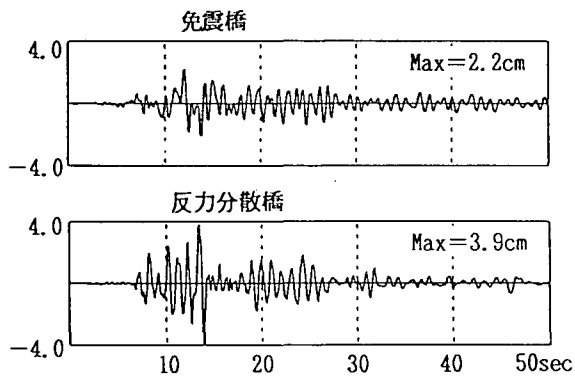


図-9 変位応答波形

表-1 フィルター処理による加速度値の変化

	免震橋		反力分散橋	
	桁	フーチング	桁	フーチング
加速度原波形 最大値(gal)	188.0	105.1	240.7	138.4
2.5Hzローパス フィルター処理 波形最大値(gal)	110.9	89.1	212.1	121.5

表-2 支承変形からの作用震度の推定

	免震橋	反力分散橋
支承相対変位(cm)	2.2	3.9
発生水平力(tf)	732	1,164
桁重量(tf)	5,800	6,500
作用震度	0.126	0.179

あると考えた。有効加速度の最大値は、表-1に示すように免震橋で110.9gal、反力分散橋で212.1galである。

なお、フィルター処理により免震橋の加速度値が著しく低下しているが、これは免震橋の平面線形が少しカーブしているため、ストッパーとの接触などによるノイズを多く含んだものと考えられる。

次に、フーチングの加速度波形を同じ2.5Hzのローパスフィルター処理し、これを地震入力波形として1質点系の固有周期、減衰定数をパラメーターとした加速度応答解析、すなわち加速度応答スペクトルを求めた。そして、両橋の加速度応答スペクトルにおいて、それぞれの固有周期位置に前記の桁の有効加速度の最大値をプロットした。結果を図-8に示す。図から桁の有効加速度は、免震橋では $h=20\%$ 、反力分散橋では $h=7\sim 8\%$ の応答値に対応していることが判る。免震橋の減衰定数値は、後の図-12から妥当な値であることが、また反力分散橋の減衰定数値はゴム支承および基礎地盤系の減衰を考慮する

と妥当な値と考えられる。

以上のように、今回地震における両橋の減衰定数の差異は明確であり、免震効果が確認できたと言える。

b) 支承変位応答からの推定

次に、両橋の免震効果の比較の別の方法として、支承部の変位応答に基づく検討を行った。

支承部の変位応答は、桁の加速度から橋脚天端の加速度を差し引いた波形を積分し、図-9に示す支承部の相対変位波形を求めた。相対変位の最大値は免震橋で2.2cm、反力分散橋で3.9cmである。

この支承変位に対応する支承の水平力を個々の支承単体の工場試験データから求め、これを全支承について合計し、橋梁全体の作用水平力とした。この作用水平力を桁の総重量で割って、作用震度を推定

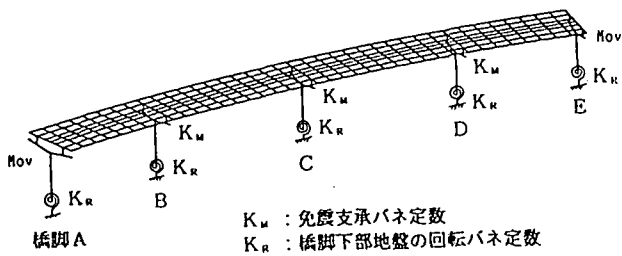


図-10 立体解析モデル

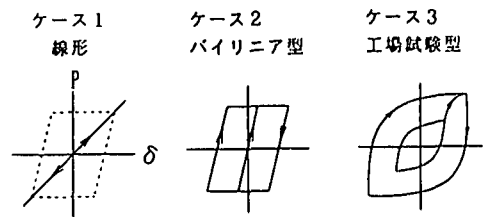


図-11 免震支承のせん断ばねモデル

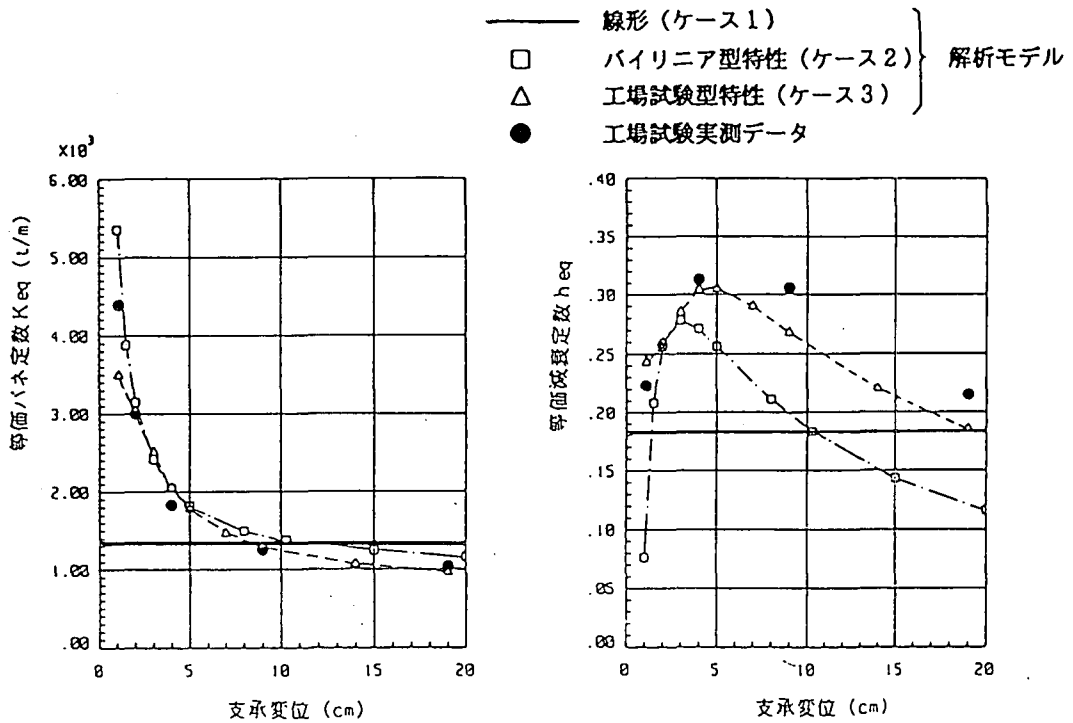


図-12 各モデルの免震装置等価ばね定数および等価減衰定数

した。推定結果は表-2に示すように、免震橋が0.13、反力分散橋が0.18である。この震度は、前項で推定した桁の有効加速度値に対し10~20%差異があるが、この震度を図-8の応答スペクトルにプロットしても前述の免震効果の評価に大きな違いはない。

4. シミュレーション解析

(1) 解析概要

観測データに対応する解析として免震橋について、観測されたフーチングの加速度波形を入力し、地震応答解析を行った。橋梁モデルは、図-10に示す4径間橋梁全体系の立体骨組モデルである。免震支承のせん断ばね定数は図-11に示すような以下の3通りの方法でモデル化し、解析結果を比較した。ケース1は設計変位(10cm)に対応する等価剛性、等価

減衰定数で置換した線形ばね、ケース2は設計バイリニア特性を用いた非線形ばね、さらにケース3は免震装置の工場試験結果を近似するような数式化した非線形ばねである。このうち、ケース1、2は免震支承の通常的设计に用いられている方法であるが、ケース3のモデルは、免震支承の特徴としてその変形が小さい範囲で特に複雑な特性を示すことから採用したものである。

ここに、上記3ケースにおける免震装置の等価ばね定数 Keq および等価減衰定数 heq を支承変位との関係で比較した結果を図-12に示す。同図には免震装置の工場試験実測データの荷重・変形図から直接求めた Keq および heq をも同時にプロットしている。

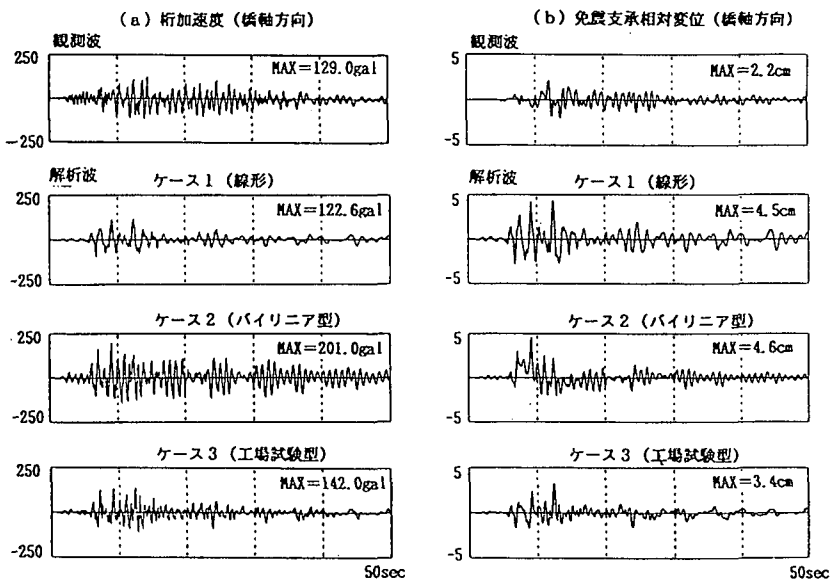


図-13 地震応答解析波形の比較

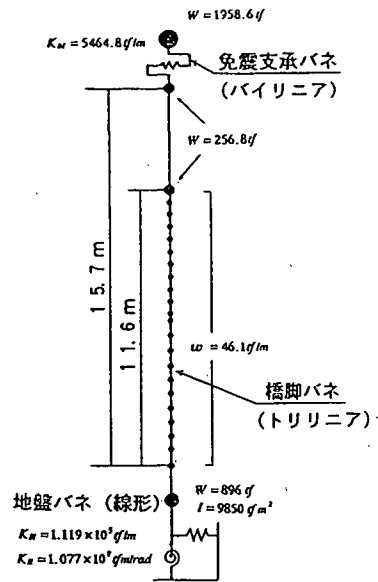


図-15 単橋脚モデル

(2) 解析結果と考察

解析結果の代表例を観測結果と比較して図-13に示す。なお、桁観測加速度波形は3.(2)で述べた理由により10Hz以上をノイズとみなしカットした。解析結果は、免震支承のモデル化の違いによりかなり異なった応答を示しており、観測波に対し応答波形形状、応答最大値ともケース3の結果が最もよく対応している。このように、免震支承のモデル化の違いが顕著に表れた理由は、今回の地震における免震支承の変位応答量が設計変位に比較し小さかったためと考えられる。

また、ケース3の解析結果の桁および橋脚天端の加速度波形の入力波に対するフーリエスペクトル比率を求めた結果を図-14に示す。図-7の観測結果と良く対応しており解析の妥当性が認められる。

5. 大地震に対する地震応答解析

前節までの検討の結果、今回の地震における松の浜工区の橋梁に作用した地震動の大きさは、設計震度レベル程度であり、橋脚応答も弾性範囲内にとどまっている。ここでは、参考までに松の浜工区の免震橋がよりレベルの高い地震を受けた場合を想定し、橋脚の非線形特性を含む地震応答解析を行い、その地震応答特性を検討した。

解析モデルは図-15に示す橋軸方向の単橋脚モデル

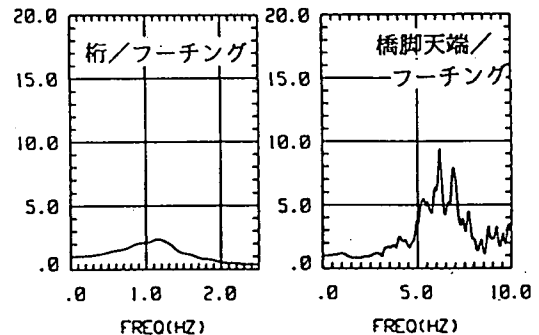


図-14 解析応答波形のスペクトル比率

である。橋脚の非線形特性は武田モデル³⁾を採用し、また免震支承のばね特性は4.(1)で用いたバイリニア特性とした。地震入力は、神戸地区で記録された波形のうち、免震橋に大きな応答が生じると考えられるJR鷹取NS波形⁴⁾を用いた。

解析結果の時刻歴波形として、各部の応答および各種エネルギーを図-16に示す。

各部の最大応答値を見ると、桁の加速度が828gal、変位が69cmである。また、免震支承の変形は38cmであり、せん断歪は約300%である。

橋脚基部のモーメント19,549tf・mは、許容モーメント20,735tf・m(橋脚の塑性率が8に相当するモーメント)以下であり安全な範囲にとどまっている。

以上の結果から、このような大きなレベルの地震

に対しても橋梁全体系における免震効果、すなわち免震支承および橋脚のエネルギー吸収効果により、基本的な応答量は安全な範囲にあると言える。なお、本解析は大地震時における本橋の全体的な挙動を検討したものであり、各部の詳細な安全性照査は行っていない。

次に、各種エネルギーの解析結果を見ると、入力エネルギー2,941tf・mに対し、各部の履歴吸収エネルギーは免震支承が871tf・m、橋脚が1,061tf・mであり、残り1,000tf・mは系の減衰により消費されたエネルギーである。

このことから、大地震下において、橋脚が大きく非線形性を示す領域に至っても免震支承のエネルギー吸収量は橋脚とほぼ同程度の値であり、系全体の免震効果に占める割合が大きいことが判る。

6. まとめ

本文の検討結果から次のことがいえる。

- 1) 免震橋および反力分散橋について、観測波形から有効加速度と応答スペクトルを用いて、地震時の減衰定数を推定した結果、それぞれの支承形式に対応した減衰定数が得られ免震効果が確認できた。
- 2) 観測データに対応するシミュレーション解析結果から、免震支承の変位の小さい領域での免震支承のモデル化は、通常的设计で用いられる線形モデル、バイリニアモデルよりも工場試験結果からのモデルが有効であることが認められた。
- 3) 大地震時の橋脚非線形を考慮した解析の結果、脚が大きく非線形挙動を示す領域においても、免震支承のエネルギー吸収量は橋脚の塑性化による吸収エネルギー量と同程度であり、全体系における免震支承の効果が大きいことが認められた。

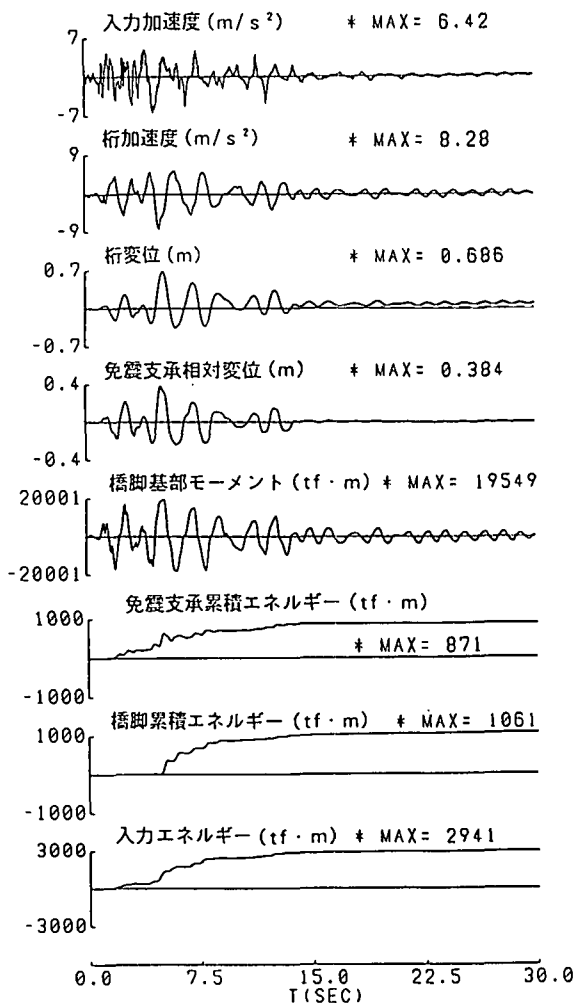


図-16 橋脚非線形モデルの時刻歴応答波形

参考文献

- 1) 堀松、他：免震支承を用いた松の浜工区鋼桁の振動実験および動的応答解析、橋梁と基礎、1994年4月
- 2) 堀江、他：阪神大震災における免震橋の地震応答、第21回日本道路会議一般論文集、1995年
- 3) Takeda, Sozen and Nielsen : Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Jour., Structural Division, ASCE, Vol.96, No.ST 12, pp.2557-2573, 1970.
- 4) JR 地震情報 No.23c, 財団法人鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部, 1995年2月15日

Seismic Response of the Menshin Bridge During the Hyogo-ken Nanbu Earthquake and Its Analysis

Strong seismic responses were recorded on two neighboring same scale viaducts during Hyogo-ken Nanbu earthquake. These viaducts are located on Matsunohama segment of Hanshin Expressway Route 4, and used different type bearings. One is the lead rubber bearings and the other is the rubber bearings. In this study, at first, seismic forces are analyzed on these records and the isolation effectiveness of actual bridge are confirmed under strong ground motion. Next, the response of one viaduct is numerically simulated and compared with the records to verify the accuracy of simulation method. Lastly, considering even stronger ground motion, numerical simulations using non-linear characteristics of piers are carried out, thus the safety of piers is confirmed under strong ground motion.