

## 弁天高架橋の設計施工

保全施設部付 林 秀 侃  
計画部 特定計画調整室 川 北 司 郎  
保全施設部 保全技術課 林 田 充 弘

### 要 約

弁天高架橋は、3号神戸線復旧工事における連続再構築区間であり、十分な耐震性を与えるべく、橋脚基部に免震支承を有する19径間連続鋼床版I桁立体ラーメン構造で再構築された高架橋である。本構造は道路橋としては世界初の試みであることから、種々の検討を行って設計を実施した。また、架設においても治具などに工夫をこらし、十分な精度で施工できた。さらに、実橋において振動試験を行い、支承の水平ばね剛性は設計値に合致し、上部工の振動は基部には伝達されないことを確認している。

キーワード：免震構造，構造検討，立体モデル，免震支承，載荷実験，兵庫県南部地震

### まえがき

阪神高速道路3号神戸線弁天地区は、神戸市中央区波止場町～弁天町間（図-1）に位置する。ここは、2本の独立したRC単柱上のBP支承を介して支持された、RC床版3径間連続非合成I桁橋6連、同単純合成I桁橋2連から構成されていた区間であったが、兵庫県南部地震により橋脚がせん断破壊されたため、このうち3連が落橋、5連の桁に座屈などが生じる大被害を被った。当該地区は、国道2号上空を占用する構造であったことから、被災直後より一般交通路確保のため、地上部分の構造物は平成7年1月20日から同2月5日の期間にすべて撤去された。

復旧に当たっては、早期復旧はもとより、耐震性に優れた構造とするため、橋脚下端に免震支承を有する19径間連続鋼床版立体ラーメン構造を採用した（図-2）。このような免震構造形式は道路橋としては世界初の試みである。そこで、震災復旧に関する技術的諸問題を審議するため設置した「阪神高速道路震災復旧対策技術委員会（委員長：山田善一中部大学教授）」の中に「弁天工区

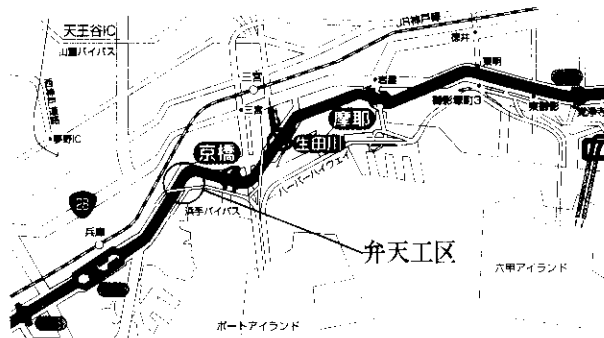


図-1 位置図

構造検討小委員会（委員長：福本喙士大阪大学教授（当時）」を設け、設計上の技術的示唆を仰ぎながら、実施設計を進めた。

本稿は、当該橋梁の設計施工から得られた知見と考察を紹介するものである。

### 1. 概略設計

#### 1-1 設計方針

本橋の再構築設計に当たっては、今回地震の教訓を活かして以下の基本方針を設定し、最終的な

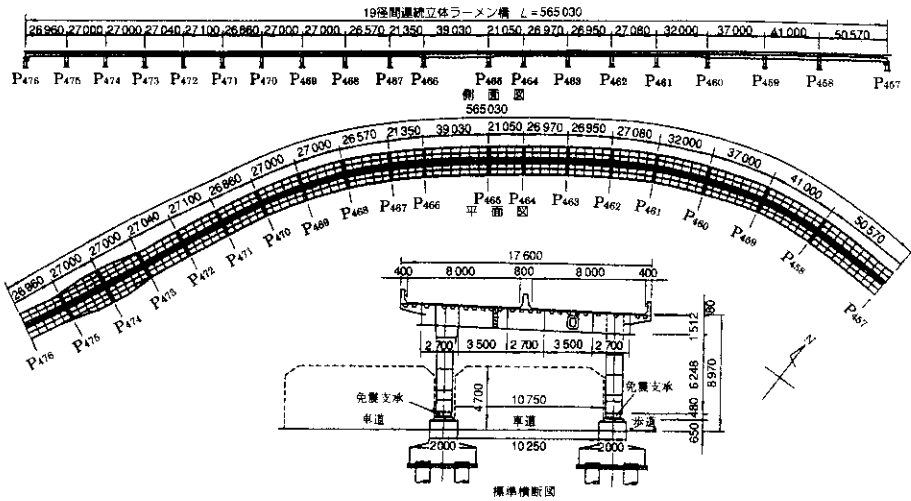


図-2 弁天地区一般図

構造の選定に当たった。

- ① 工期短縮のため、既設基礎は原則として再利用する。
- ② 鋼床版化により、上部工の慣性を軽減すると同時に、免震支承を採用することにより地震力の低減を図る<sup>1)</sup>。
- ③ 落橋防止のため、連続桁形式を採用するとともに、単柱橋脚と横梁を剛結する。

また、当該地区の路下建築限界および隣接する既設桁の構造条件より、復旧縦断線形および桁高は基本的に原形復旧とした。

### 1-2 構造形式の選定

上記方針により、橋脚柱と横梁を剛結した門型構造のフレームモデル（面内）について、基部構造の比較検討を行った結果を表-1に示す。剛結構造に比べてヒンジ構造では橋脚基部に発生する水平力とモーメントを大きく低減できるが、杭反力は210tf/本であり、許容支持力をオーバーする

ことから増し杭が必要となる。当該地区においては、既設基礎の補強工事は非常に困難であると考えられたため、免震構造により地震による慣性を低減させたケースを検討した。この結果、杭反力は175tf/本となり、既設の基礎が再利用できると考えられた。なお、杭反力の比較における荷重ケースはいずれの構造も地震時で決まっていた。

次に、連続径間数について検討した結果、路下の建築限界から架け違い部を設けることができないと判断され、単柱支持構造であった20径間の区間をすべて桁と橋脚を剛結する連続構造とすることにした。この場合、橋軸方向の温度伸縮により桁端部の隅角部において大きなモーメントが発生するおそれがあったが、緩速載荷時の水平ばねが通常のゴムよりも柔らかい免震支承とすることにより、隅角部の断面が合理的に設計できると判断した。また、神P-457,458橋脚付近は高速道路の平面線形が路下の国道2号の線形に被ってくる

表-1 構造比較検討結果<sup>2)</sup>

柱下端	断面力 (tf)	◎剛結構造			◎ヒンジ構造			◎免震構造		
		V (tf)	H (tf)	M (tfm)	V (tf)	H (tf)	M (tfm)	V (tf)	H (tf)	M (tfm)
死荷重		227.4	120.4	277.3	227.4	76.9	0.0	227.4	29.3	60.7
温度		227.4	140.1	386.0	227.4	79.6	0.0	227.4	30.6	58.7
地震時		241.2	177.2	531.1	267.9	133.8	0.0	260.1	100.6	10.9
杭反力照査 (tf/本)		280 ≧ 184 (増し杭必要)			210 ≧ 184 (増し杭必要)			175 ≦ 184 (現状OK)		

部分であり、高架構造が大きく偏心していたため、神P-456~459橋脚の3径間を2径間で割付け(神P-458を欠番)、20径間の区間を19径間で再構築した。さらに、東西端には2径間連続鋼床版箱桁橋を配置して既設の構造物との取合い部における構造物の振動特性が、極端に異ならないよう配慮した。

## 2. 詳細設計

### 2-1 立体モデルによる静的解析

静的解析に用いた立体モデルを図-3(a)に示す。震度法設計における水平震度は、 $K_h=0.23$ (免震効果:  $0.25 \times 0.9$ )とし、また主桁・横桁・横梁・橋脚・支承・橋軸方向落橋防止ストッパーについて、保有水平耐力照査(水平震度:  $K_h=0.68$ (免震効果:  $0.85 \times 0.8$ ))を行い、橋軸方向落橋防止ストッパーについては、保有水平耐力照査レベルにおいて断面を決定した。

立体モデルにおける静的解析において、死荷重を考慮した場合、各橋脚ともアップリフトは生じないことが判明し、ゴム支承の適用に問題はないと考えられた。これは本橋が鋼床版I桁であることから、比較的低い橋脚柱と横梁からなる門構部分と比べてねじり剛性が低く、曲線橋による影響が出にくいとめと考えられる。

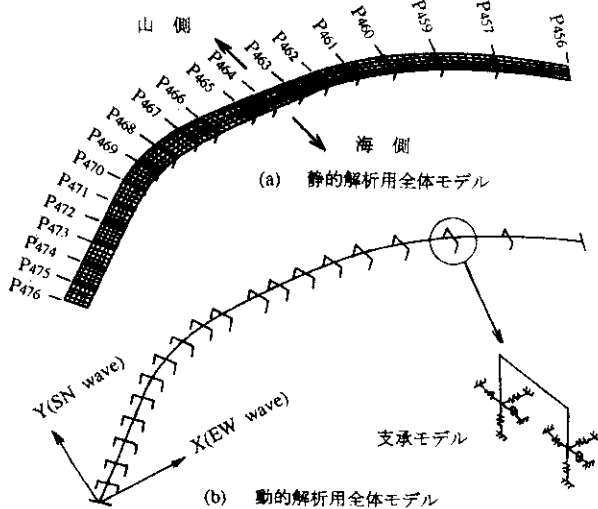


図-3 全体解析モデル

免震支承の性能としては、保有水平耐力照査レベルの震度においても橋脚柱が過度に塑性化することなく、免震支承の変位や減衰率を効果的に設定できるように、林らの免震特性値に係るパラメトリックスタディー<sup>3)</sup>によって最適特性値を検討した。そこで、概略値として設計変位40cm以下・減衰定数10%以上・設計水平震度0.64以下と条件の仮定を行い、橋の固有周期=1.40秒、降伏荷重比=12.6%と想定した。これを用いて、静的設計にて各構造部位の断面決定を行うとともに、免震支承のばね定数を定めて動的解析時に初期値として用い、モデル、変位量について検討を加え最終的な支承設計用のばね定数を設定するに至った。

### 2-2 部分平面モデルによる動的解析<sup>4)</sup>

本橋の地震応答解析を実施するに当たり、解析の労力と時間を考慮して、モデルの簡素化を図った。そこで図-4に示す2種類の平面モデルを用いて、以下の項目について比較を行い、簡易モデルの妥当性を検証した。

- ① 立体モデルにおいて、主桁を1本梁に置換したモデルの妥当性
- ② 免震支承の非線形性や鋼製橋脚の材料特性が応答結果に与える影響の度合い

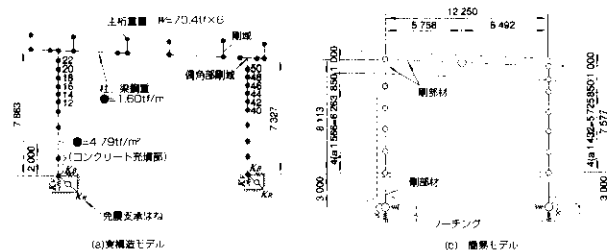


図-4 動的解析平面モデル

また、入力地震波は、当該地域が第II種地盤(洪積層地盤または軟弱でない沖積層地盤)であることから、JR鷹取駅で記録された地震波を用いた。

解析結果を、支承・橋脚とも線形として扱った場合と、実構造モデルの結果とを比較して表-2に示す。これからわかるように、橋脚を弾塑性部材として扱った場合においても塑性域は橋脚と横

表-2 実構造モデルと簡素化モデルの比較

	実構造モデル	簡素化モデル	比率
主桁位置、加速度 (Gal)	1280	1313	1.03
主桁位置、水平変位(cm)	66.0	70.1	1.06
免震支承変位、左側(cm)	59.6	67.0	1.12
免震支承変位、右側(cm)	60.5	67.2	1.11

梁の隅角部から50cm～1mの部分に留まり、支承の非線形性の影響も小さい。また、簡易モデルでは実構造モデルの結果に対して安全側に10%程度大きな結果が得られた。

これらのことから、横梁部や基礎部のモデル化の違いはあるものの、簡易立体モデルで動的解析を進めても問題ないと判断した。

### 2-3 立体モデルによる動的解析<sup>4)</sup>

動的解析は、図-3 (b) に示す立体モデルに、平面モデルと同様にJR鷹取駅での地震波を入力し

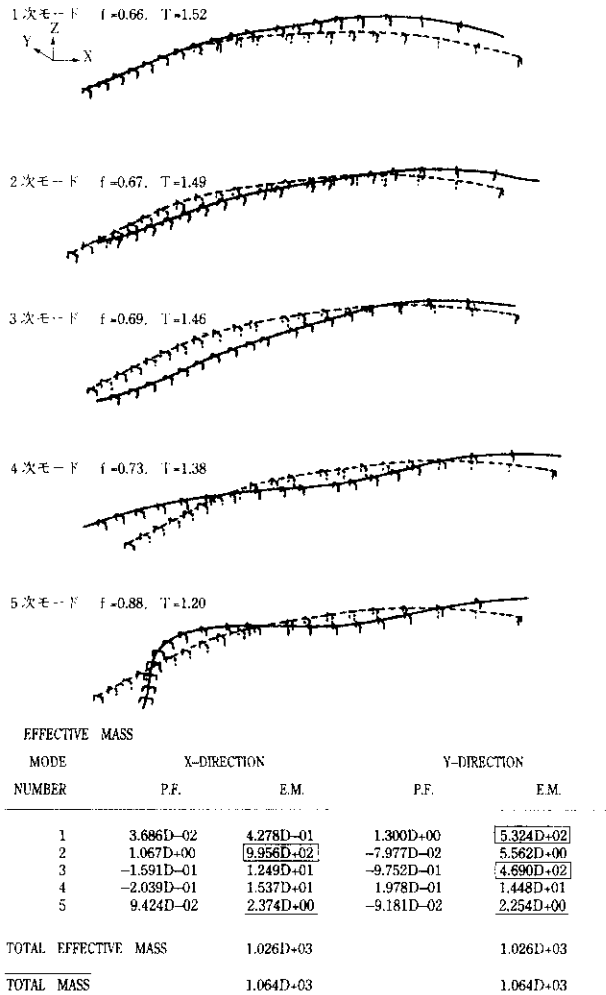


図-5 固有振動解析の結果

て実施した。入力方法は、橋梁の起終点を結ぶ方向にEW波、その法線方向にSN波を同時入力した。

固有振動解析の結果を図-5に示す。5次モードまでがすべて平面方向のモードであり、有効質量から判断すると3次までの低次モードが卓越することがわかる。これは、剛性の高いコンクリート基部と鋼製立体ラーメン部との間に、比較的剛性の低い免震支承を設置することにより、全体構造物の変位が支承の水平変位に支配されているためと考えられる。

神P-470橋脚（海側）における免震支承の水平変位の応答と横梁直下の柱付け根部での曲げモーメントの時刻歴応答を、解析結果の一例として図-6に示す。支承の水平変位から、地震開始約6秒後に、橋軸方向（EW方向）に428mm、橋軸直角方向（NS方向）に568mmの最大変位が表れている。また、橋脚と横梁との隅角部の曲げモー

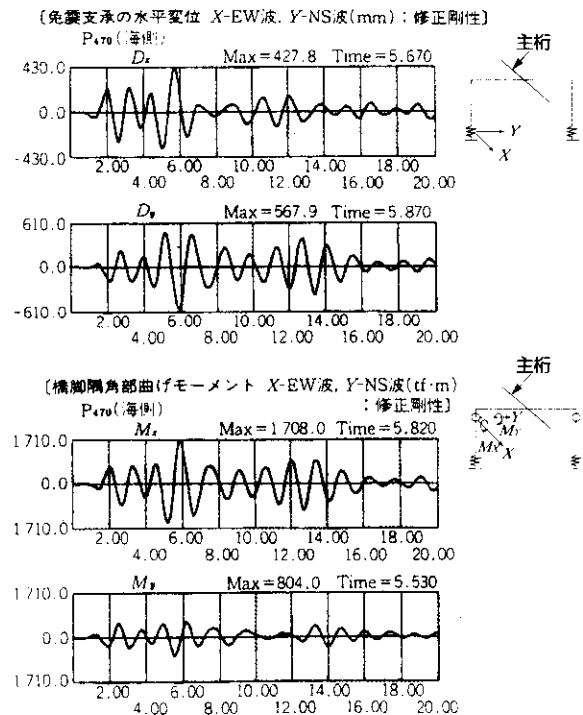


図-6 時刻歴応答解析の結果例

メントは、脚面外方向よりも面内方向の方が大きく、支承の水平変位と同様に地震開始約6秒後に最大値を示している。免震支承の回転変位、脚柱軸力についても同様に時刻歴応答で確認している。

なお、隅角部については、最大応答値を用いて、軸力と2方向曲げを同時に受ける部材として終局状態における照査を行い、断面を決定した。

#### 2-4 免震支承の設計

免震支承の形式には、鉛プラグ入り積層ゴム支承(LRB)と高減衰ゴム支承(HDR)の2種類が考えられるが、本橋は不静定次数が高いことから、温度変化の様な緩速載荷に柔らかに地震時に強度のあるLRBを採用した。

また、支点反力の違いにかかわらず支承の変形特性を同じくするため、支承高(ゴム総厚)をすべて等しくし、かつ前述の動的解析結果により設定された免震支承のばね定数を満たすべく、道路橋の免震設計法マニュアル(案)<sup>5)</sup>に従い設計を行った。その結果、各設計レベルにおける局部せん断ひずみが、支承の許容値(温度設計レベル時:70%、保有水平耐力照査レベル時:250%、動的解析レベル時:400%)に対し、温度設計レベル時に約7割、保有水平耐力照査レベル時に約8割、動的解析レベル時に約9割に収まった。

免震支承を立体ラーメン橋の柱基部に設置した場合、鋼製柱のロッキングおよび軸力変動により、支承には水平変形に加え従来考慮されていなかった鉛直方向の変動軸力や曲げが生じる。この影響を確認するため、解析で得られた時刻歴応答に対するこれらの3成分を実物と相似(縮尺1/3)な免震支承に強制変位として与える実験を行った<sup>6)</sup>。これより、変動軸力あるいは回転変形がある場合でも十分な免震効果があることが確認された。

#### 2-5 落橋防止装置の設計

本橋は基本的には免震機能を発揮することにより落橋防止機能をあわせ持つと考えられ、連続桁であること、また橋脚柱と横梁を剛結していることで、落橋することのない構造である。しかし、落橋防止装置は複数の対策を講じることが望ましく<sup>7)</sup>、通常の橋脚梁上の架け違い構造である桁端部において、落橋防止装置を設けることとした。

橋軸方向については桁間連結装置が標準的に用いられるが、本橋は大地震時の移動量が隣接桁に比べて極端に大きいため、連結は行わず橋脚梁上

にストッパーを設けた。ストッパーは保有水平耐力照査レベル時の変位について効き始めるように遊間を設定し、支承反力を水平方向に作用させて許容応力度法にて部材設計を行った。

一方、橋軸直角方向については一般的な手法として、免震支承に移動制限装置を設けた。これは免震支承が常時に橋軸直角方向に変位することで伸縮装置が壊れるのを防止するものである。そこで移動制限装置は橋軸直角方向変位5mmより効き始め、震度法設計レベル時の荷重で部材設計しており、支承が免震機能を発揮すべき大地震時には移動制限装置と伸縮装置を壊す設計とした。したがって、伸縮装置の移動量も震度法設計レベル時の移動量を用いた設計を行った。

### 3. 施工

#### 3-1 下部工事

下部工事に先だって、コーン貫入試験(CPT)により既設杭の支持力を確認した。これから得られた一軸圧縮強度(qd)はおよそ300~600tf/m<sup>2</sup>であった。一部でqdが150tf/m<sup>2</sup>程度の部分がみられた橋脚について、詳細設計(静的設計)時の杭反力と許容支持力を比較したところ、当該地区の基礎の約3割に当たる14基について、増し杭が必要と判定された。

これらの増し杭工事については、国道2号の上下6車線のうち、昼夜とも上下4車線を交通解放しながら山側・海側を2分割して施工した。杭の打設は、周辺民家に対する影響を極力少なくすべくアースドリル工法により、またフーチング補強に伴う土留めは、油圧圧入工法により行った。

フーチング補強の概念図を図-7に示す。フーチング下面の貫通筋はコアドリルにて穿孔し、D41鉄筋をエンクローズ溶接にて順次繋ぎながら挿入した。グラウトには高流動モルタルを用いた。

#### 3-2 上部工事

本橋は19径間連続構造であるため、10℃の温度差で両端が±28mm伸縮する。そこで、橋脚柱と横梁からなる門構を立ち上げ、主桁架設時に1径

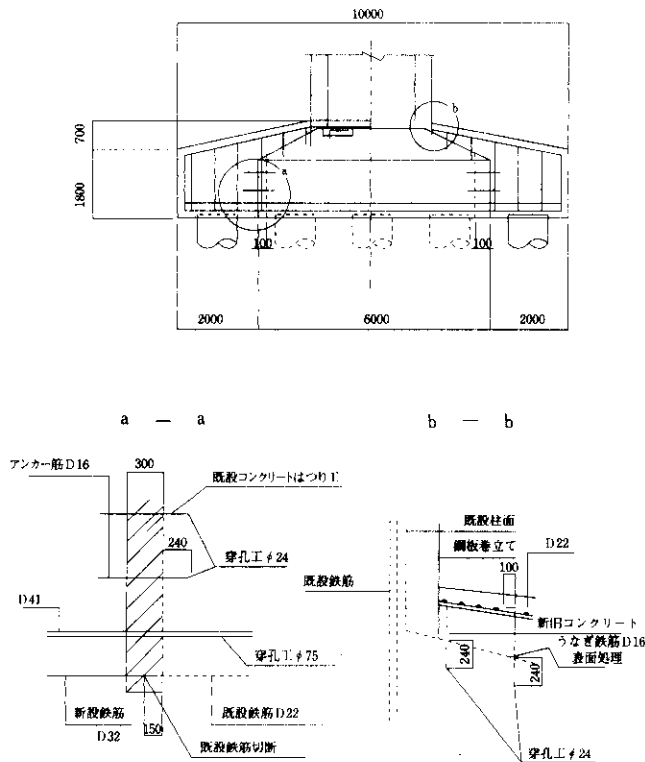


図-7 フーチング補強概念図

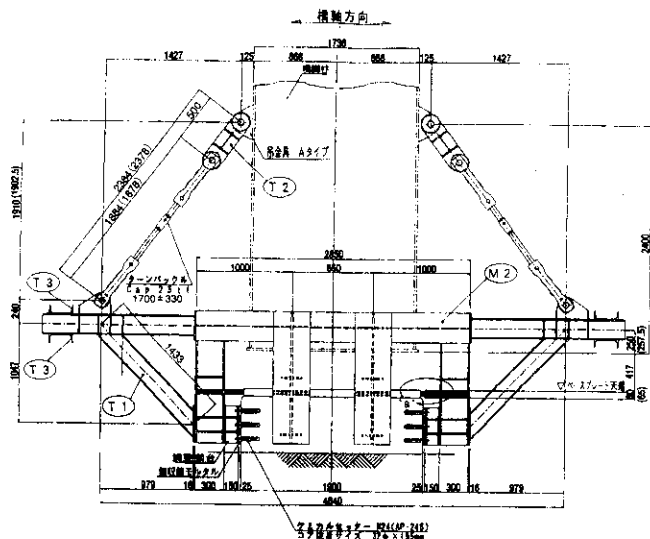


図-8 転倒防止金具

間ずつ支間誤差を吸収した。また、支承溶接によるベースプレートの変形を抑えるため、ベースプレートとコンクリート基部柱との間の無収縮モルタルは支承溶接後に打設した。これにより、支承据付けにおける最大誤差は5mm程度に抑えることができた。

なお、死荷重キャンバーによる橋脚柱下端の水

平変位量は、門構の部分モデルにより算出したところ、3.2mm～4.7mmであったが、実際には高欄や舗装の剛性により門構の剛性が部分モデルよりも高く、キャンバーへの影響が少なくなることを、設計上の支承移動量は許容せん断ひずみに対して余裕をもっていることを考え、施工の簡便のため無視した。

実施工では橋脚柱を柔らかい免震支承の上に架設することから、柱が独立状態においても転倒せず、かつ施工精度を確保すべく据付け誤差の微調整が可能な構造として、図-8に示す転倒防止金具で橋脚柱を支持しつつ架設した。また転倒防止金具は、橋脚柱と横梁の架設が完了した状態で、水平震度0.15に耐えられるよう設計した。

## 4. 振動実験

### 4-1 実験の計画

本橋は、その構造の特殊性から設計段階で動的解析を行い振動特性を解析したが、設計上仮定した諸定数を振動実験により検証することとした<sup>4)</sup>。

実験方法の事前検討を行ったところ、一定周期で加振する起振機による振動実験では応答が小さく有為な結果を得ることが困難であることがわかった。そこでまず、急速解放機構付きジャッキ(日本道路公団試験研究所所有：最大反力180tf、ストローク150mm)を用いて、静的載荷試験を行った。次に、構造物に大変形を与えた状態から荷重を急速解放し、その自由減衰振動を測定することとした。さらに、主桁の振動性状および免震支承による振動の伝達性状の把握を目的として、本線上で車両走行を行い橋脚や基部における応答を測定した。

載荷位置および載荷方法としては図-9に示すように、ジャッキ6台を配置し、最大の振幅が得られるよう、また路下の規制内で配置が可能なように配慮した。ジャッキ反力は支承のベースプレートに溶接した架台から取ることにした。また、試験車走行実験では47tfの4軸レッカー車を最大4台使用して、上部工に振動を与えた。

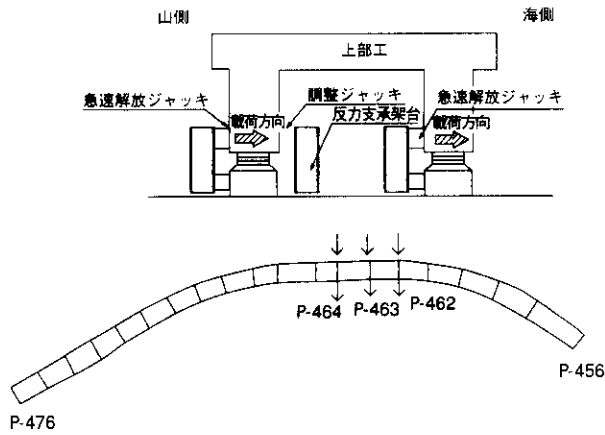


図-9 荷重位置および荷重方法

## 4-2 試験結果

### (1) 静的荷重実験

180tf荷重時のP-463橋脚の変形状態を図-10(a)(b)に示す。この図よりわかるように、橋脚基部の局部荷重に対して、主桁や高欄などの上部工の拘束が影響し、橋脚や隅角部において部分的な変形が発生していた。

実物の支承を用いた性能確認試験の結果とともに、各変位量時における支承の水平ばね剛性を図-11に示す。本実験では免震支承の一次剛性域における変位量しか与えることができなかったが、履歴曲線は設計上の等価剛性とほぼ一致した。山側だけの荷重時には若干差異はあるものの、海山両側荷重の場合では、ほぼ設計値と同等の水平ばね剛性を示していることがわかる。

### (2) 急速解放実験

ジャッキの急速解放時の変位量と加速度の時刻歴応答の一例として、P-463(山側)橋脚のデータを図-12に示す。橋脚基部の変位は解放と同時に現位置付近まで戻り、数波で振動成分が減衰する。その後、緩やかに変位が減少し、解放後数分で完全に現位置に復帰し、残留変位はなかった。また免震支承の回転変位を計測したところ、解放直後に水平振動は減衰しており、以降は支承部を中心としたロッキング振動を呈していることが明らかとなった。実験ではその周波数は2Hz付近に見られ、橋脚基部をヒンジとした場合の平面モデルによる固有値解析結果とおおむね一致する。

今回の実験より算出した減衰定数は設計値より

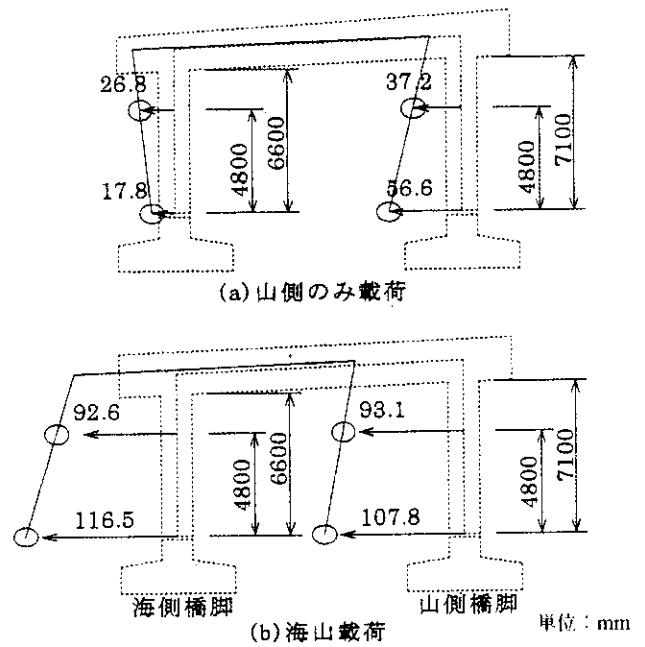


図-10 P-463橋脚の変形状態

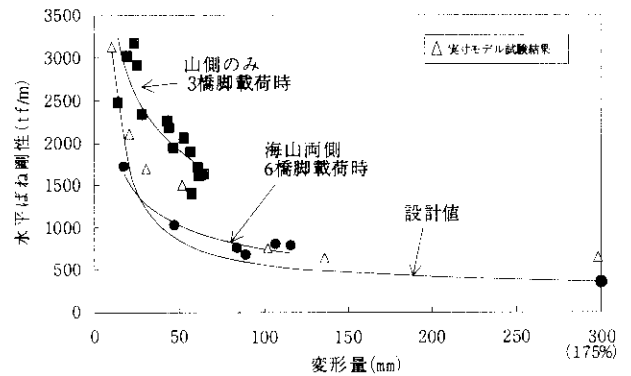


図-11 支承の変形量と水平ばね剛性

おおむね大きかったが、免震支承の減衰としては第1波目しか得られておらず、精度上再確認されることが望ましい結果となった。

### (3) 試験車走行実験

試験車走行はさまざまなパターンにより実施したが、いずれの場合においても振動特性としては、6Hz前後のねじれ振動と10Hz前後のたわみ振動が主桁に、2~3Hzの周波数帯の振動が橋脚上下端に発生していた。また、各部の時刻歴応答波形から、橋脚上から基部に向かって振幅が6~8galから1gal以下へと構造内部で減衰していることが確認できた。

## あとがき

弁天高架橋は、道路橋としては世界初の構造であり、設計・施工にはさまざまな工夫をこらすことにより現地条件をクリアし、平成8年7月17日に交通解放（供用）することができた。この試みが今後の構造物形式の可能性を上げ、設計の一助となれば幸いである。また、震災よりわずか1年半という短時間の中で復旧を達成しえたことは、ひとえに本橋の設計・施工に携わった関係者各位の努力の賜物であることを実感し、この場を借りて感謝の意を表します。また、ご多忙中、熱心な審議ならびに貴重な助言をいただいた「阪神高速道路震災復旧対策技術委員会」、中でも「弁天工区構造検討小委員会」の委員各位に深謝します。

## 参考文献

- 1) (財) 国土開発技術研究センター：免震装置を有する道路橋の耐震設計研究報告書，1987.3.
- 2) 林田，林，川北：連続立体免震橋の設計概要，土木学会第51回年次学術講演会論文集，1996.9.
- 3) 林亜紀夫，北川常夫，成田信之，前田健一：橋梁用免震装置の特性値探索手法，第9回日本地震工学シンポジウム.
- 4) 林，川北：阪神高速3号神戸線弁天工区の復旧事例，橋梁と基礎，1996.8.
- 5) (財) 土木研究センター：道路橋の免震設計法マニュアル（案）1992.12.
- 6) 家村，五十嵐，陳，中島：曲げ・変動軸力載荷条件下における免震支承の復元力特性，土木学会第1回免震・制震コロキウム講演会講演論文集，1996.11.
- 7) 阪神高速道路公団：3号神戸線復旧設計要領，1995.5.
- 8) 林秀侃，川北司郎，中東剛彦，真田健司，浜博和：19径間連続立体免震橋の振動実験，土木学会第1回免震・制震コロキウム講演会講演論文集，1996.11.

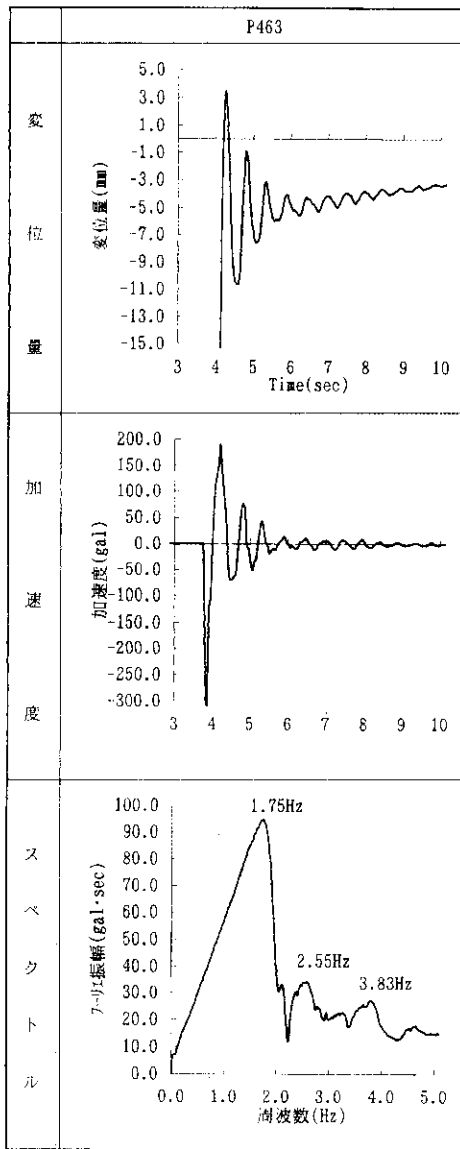


図-12 急速解放時の振動波形例

### 4-3 まとめ

(1) 静的載荷試験からは、免震支承の水平ばね剛性は設計で用いたものとほぼ同等であることが確認できた。

(2) 急速解放実験からは、免震支承および構造物の減衰定数を把握することができたが、免震支承では過減衰の傾向がみられた。

(3) 試験車走行実験では、基部に免震支承を用いることにより、地盤振動を低減できる可能性を示した。