

中国自動車道宝塚高架橋の免震化 による耐震補強

紫桃孝一郎¹・中藺明広²・中尾信裕³・清水保明⁴
砂坂善雄⁵・榎本恵太⁶・伊東祐之⁷・三浦一彦⁸

¹日本道路公団大阪建設局大阪工事事務所 中国道復旧工事長（〒581大阪府八尾市佐堂町1-4-27）

²日本道路公団大阪建設局建設第二部 課長代理（〒550大阪市西区靱本町1-11-7）

³正会員 工修 日本道路公団大阪建設局建設第二部（同上）

⁴正会員 工修 鹿島建設土木設計本部設計技術部 次長（〒107東京都港区赤坂6-5-30）

⁵正会員 工修 鹿島建設土木設計本部設計技術部 課長代理（同上）

⁶正会員 工修 鹿島建設土木設計本部第二設計部（同上）

⁷正会員 工修 鹿島建設土木設計本部第二設計部（同上）

⁸正会員 工修 鹿島建設北陸支店上中越営業所（〒943新潟県上越市藤巻862-1）

兵庫県南部地震により被災した中国自動車道宝塚高架橋は、5径間連続RC中空床版橋であるが、復旧にあたっては中央4支承線の免震化を行った。復旧設計では、高架橋全体を3次元骨組みモデルとし、非線形フレーム解析手法による弾塑性応答解析を実施し、免震化の効果を確認した。本論文では、動的解析に用いた入力地震動、モデル化手法、解析手法、及び免震化した橋梁の応答の特徴などについて述べる。

Key Words : viaduct, isolation bearing, seismic retrofit, dynamic response analysis,
non-linear frame analysis

1. はじめに

兵庫県南部地震により被災した中国自動車道宝塚高架橋は全線に渡って復旧・補強工事が行われたが、最も被害の激しかった区間では免震支承が採用された。この区間の高架橋は、5径間連続RC中空床版橋であり、当初、上部工の水平力を中央の2橋脚（3柱式）に伝える2支承が固定化された構造であったものを、復旧にあたり両端を除いた中央4支承の免震化を行った。（図-1参照）

耐震補強設計は、「兵庫県南部地震災害 橋梁本復旧設計マニュアル（案）」¹⁾（以下、復旧設計マニュアル）の規定に従って行われ、動的解析により、補強後の本橋梁が兵庫県南部地震レベルの地震に余裕を持って耐えられる構造であることを確認した。

2. 免震支承

宝塚高架橋のうち広島側のA1～P5、P5～P10の5径間連続RC中空床版橋は、今回の地震で最も大きな損傷を受けた。本橋は橋脚高さが低く、

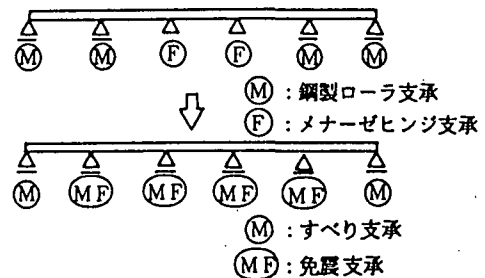


図-1 免震橋への構造変更

RC巻立て補強²⁾による橋脚の剛性増加も考慮すれば、復旧・補強後の橋の固有周期は短くなり、地震時の応答が大きくなるものと考えられた。そのため、この範囲の高架橋を免震構造に変更することとした。橋の固有周期を長くするとともに、減衰性能の増大をはかり地震時慣性力を低減させること、および慣性力を分散させることを目的に図-2のような免震装置を設置した。減衰支承は、積層ゴム系の免震支承を用いた。なお、端支点のかけ違い部の支承は、連続橋相互の地震時の動的挙動を複雑にさせないためにすべり支承を採用した。

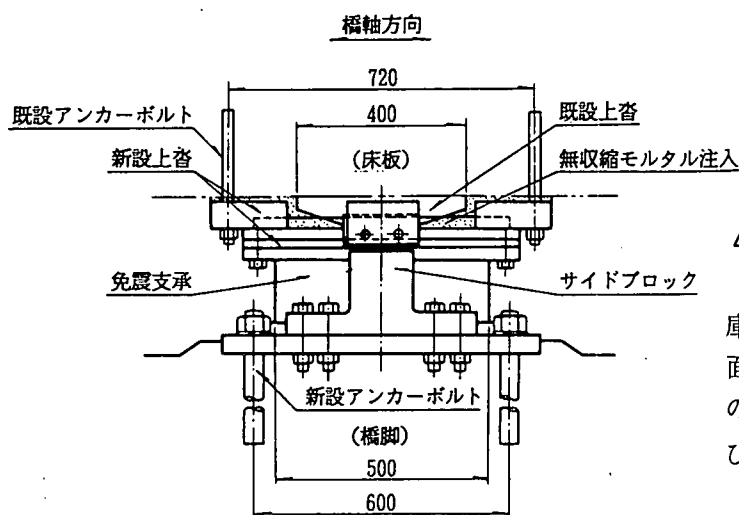


図-2 免震支承部構造概要

免震構造の設計は、「建設省 道路橋の免震設計法マニュアル（案）」³⁾に準じた。支承の配置スペースの制限により、長周期化を大きく見込める程の支承形状にはできなかったが、主に免震支承本体の減衰性能の効果によって、震度法レベルの慣性力は約10%、地震時保有水平耐力法レベルの慣性力は約20%の低減となった。

免震支承の取り付けは、最大限既設の支承部材を活かす方向で検討したが、橋脚側の既設アンカーボルトのせん断抵抗力が地震時保有耐力法レベルの地震時水平力に対して不十分であったため、橋脚上端部を撤去して新たにアンカーボルトを配置した。また、免震支承は地震時に大きくせん断変形することによって減衰機能を発揮するため、既設橋の細部の構造を見直した。その結果、今回の地震により桁端部の遊間が狭まった部分については、地震時に隣接する桁との衝突をさける目的で、桁端を5～10cmワイヤーソーにて切断し、設計変位程度の桁の移動を可能とするように遊間を確保した。

3. 解析モデル及び解析手法

本橋梁の解析にあたり、5径間連続RC中空床版橋を3次元骨組みモデルとした。図-3にP5～P10区間のモデル図を示す。ここで、主桁は線形部材、免震支承はP-δ関係をバイリニアで表した非線形バネモデル（図-4参照）、橋脚はM-φ関係を武藤ルールによりモデル化したトリリニア非線形モデル（図-5参照）とし、基礎及び地盤は質点と線形バネでモデル化した。隣接橋の影響については、橋軸直角方向の解析時のみ主桁重量を集中重量として考慮した。

減衰定数は、レイリー減衰を用い、レイリー減衰

の係数は、1次及び2次モードで5%となるように設定した。

弾塑性応答解析コードは、鹿島が開発した複合非線形フレーム解析システム（SLAP）⁴⁾を用いた。

4. 入力地震動

入力地震動は、復旧設計マニュアルに準じ兵庫県南部地震で観測された地震波のなかで地表面で最大の加速度を記録した神戸海洋気象台での観測波（NS成分）（図-6）とし、橋軸方向及び橋軸直角方向へ入力した。

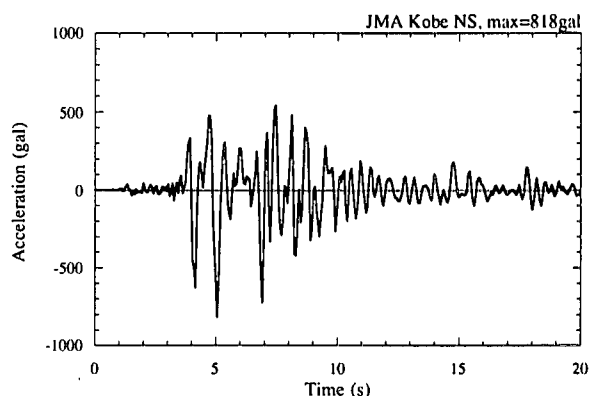


図-6 神戸海洋気象台観測波（NS成分）

5. 弾塑性応答解析に基づく橋脚の地震時安全性照査法

弾塑性応答解析により得られた応答値を用いた安全性照査法は今だ確立されていない。そこで、本解析では「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編⁵⁾」に示されている応答スペクトル法を用いた場合の安全性照査法を参考にして許容曲率 ϕ_a を以下のように設定し、最大応答曲率が許容曲率より小さいことを確認することとした。

$$\phi_a = \phi_y + \frac{(\phi_u - \phi_y)}{1.5}$$

ϕ_y ：降伏時曲率
 ϕ_u ：終局時曲率

また、免震支承は、これに生じる最大応答変位が設計応答変位（歪250%）程度に収まっていることを確認した。（表-1参照）

表-1 免震支承の諸物性

高さ (cm)	8.0
設計変位 (cm) 歪250%	20.0
破断変位 (cm) 歪400%	32.0

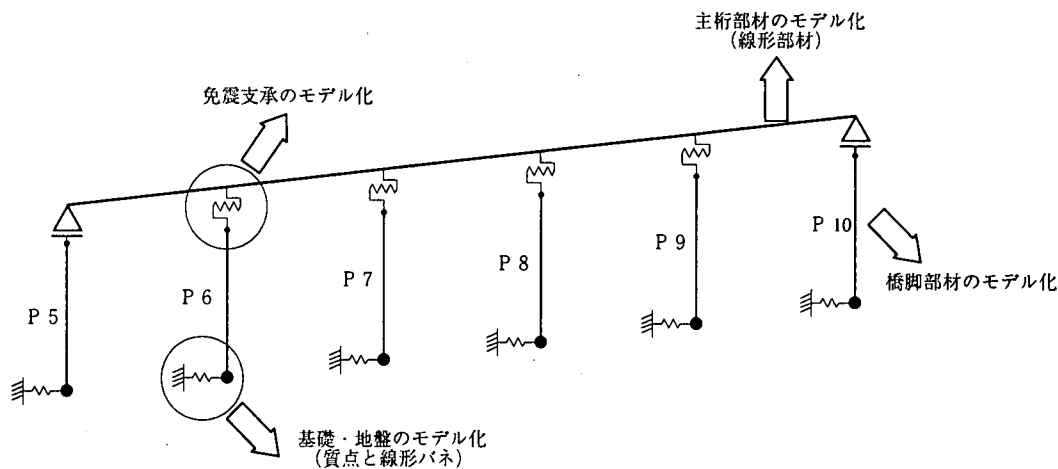


図-3 3次元骨組み構造モデル (橋軸方向)

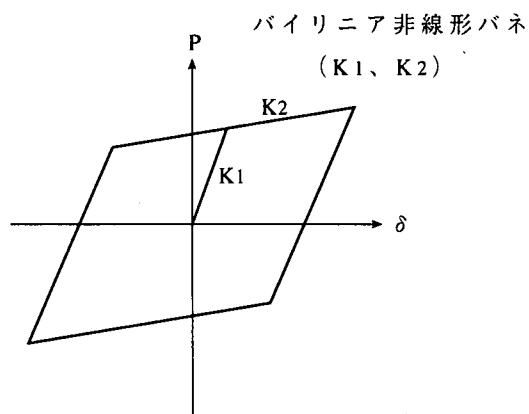


図-4 免震支承のモデル化
(バイリニア非線形バネ)

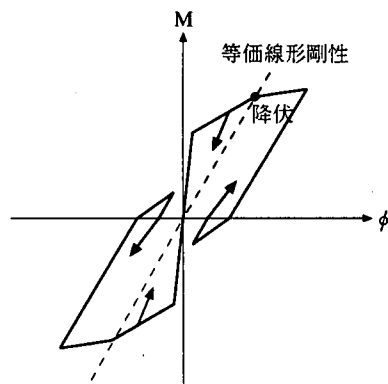


図-5 橋脚部材のモデル化
(武藤ルールによるトリリニア非線形モデル)

6. 解析結果

以下に橋軸方向での解析結果を示す。尚、橋軸直角方向については応答が橋軸方向に比べて小さいので本論分での報告は省略する。時刻歴応答解析により得られた橋脚下部の最大曲率を表-2に示す。いずれも許容値以下になっていることがわかる。

次に、P 9 橋脚下端の曲げモーメントの時刻歴を図-7に、曲げモーメントー曲率関係の履歴を図-8に示す。主要動第 3、4 波付近で正負の最大降伏モーメントを越え、これが最大応答となっているが、許容値以下であり安全であると判断される。

免震支承の変形最大値を表-3に示す。P 7、P 8 橋脚においては、道路橋の免震設計法マニュアル(案)における地震時保有水平耐力法レベルの設計変位20.0cm(せん断歪250%相当)を若干越えるが、一時的な現象であり、設計破断変位32.0cm(せん断歪400%相当)を大きく下回っているので問題はないと判断される。

参考のために、支承条件が4点固定の場合と免震支承の場合の本橋梁の固有周期と加速度応答スペクトル値を表-4に示す。免震化した場合、固有周期は長周期化され、加速度応答は低減されることがわか

表-2 各橋脚の変形特性と最大応答値

橋脚番号	降伏時		終局時		許容値		最大応答値	
	My (tfm)	ϕ_y (1/m)	Mu (tfm)	ϕ_u (1/m)	Ma (tfm)	ϕ_a (1/m)	Md (tfm)	ϕ_d (1/m)
P5	—	—	—	—	—	—	—	—
P6	2350	0.0014	3130	0.020	2870	0.014	2480	0.0046
P7	4140	0.0011	5440	0.016	5000	0.011	3870	0.0010
P8	4630	0.0012	6440	0.011	5840	0.008	3940	0.0009
P9	2350	0.0014	3130	0.020	2870	0.014	2490	0.0048
P10	—	—	—	—	—	—	—	—

表-3 免震支承の変形最大値

橋脚番号	変形最大値 (cm)
P6	18.0
P7	20.9
P8	21.5
P9	17.4

表-4 加速度応答スペクトル値

支承条件	入力方向	固有周期 (s)	応答スペクトル値 (gal)
4点固定	橋軸方向	0.54	1381
免震	橋軸方向	1.15	796

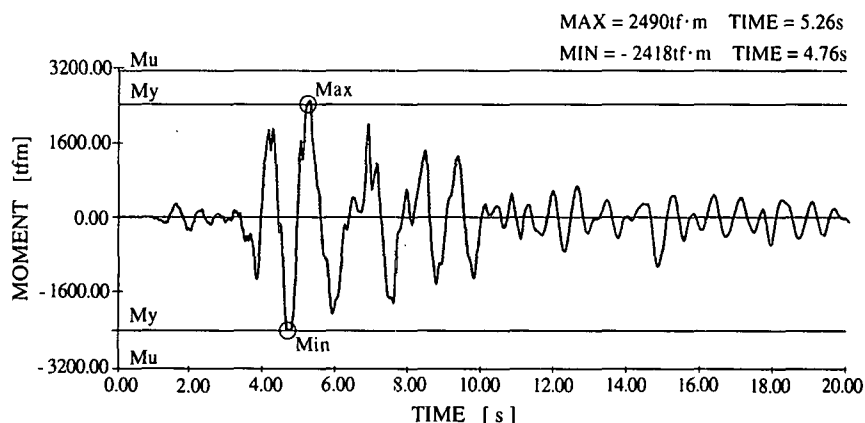


図-7 P 9 橋脚下端部材の曲げモーメント時刻歴

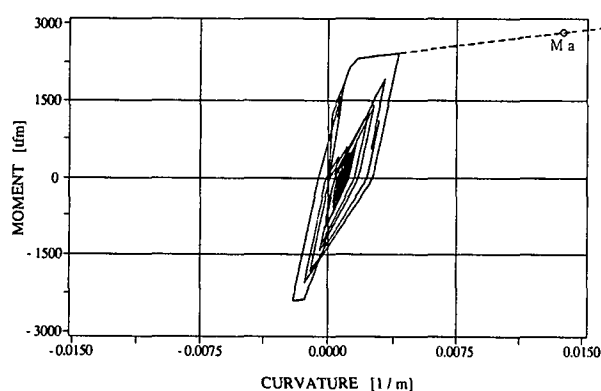


図-8 P 9 橋脚下端の曲げモーメントー曲率関係の履歴

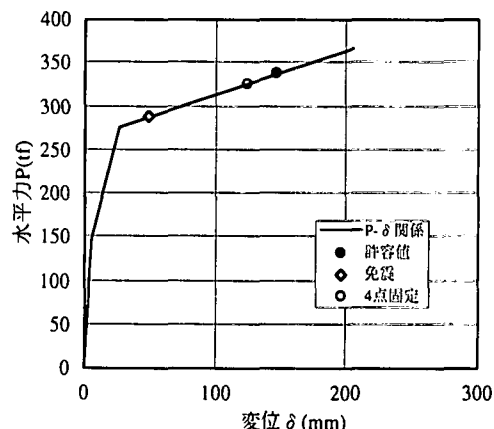


図-9 P 9 橋脚上端の弾塑性応答値（最大値）

る。また、P 9 橋脚上端の弾塑性応答値を図-9に示す。免震化された場合、弾塑性応答変位は低減され、橋梁の地震時安全性が高くなることがわかる。

7. おわりに

本検討により以下の点が確認された。

- ① 免震支承を採用することにより、兵庫県南部地震レベルの地震に対しても、今回検討した形式の橋梁が十分余裕を持って耐えられる構造を有する。
- ② 多点固定と比べ免震支承を採用した方が、橋梁全体系を長周期化することができ、橋梁の地震時安全性が高い。

今後、他の形式の橋梁についても動的解析の手法を適用し解析手法の適合性の検討や免震化の効果について研究を深めたい。

参考文献

- 1) 日本道路公団橋梁復旧検討班：名神・中国道 兵庫県南部地震災害 橋梁本復旧マニュアル（案），平成7年5月。
- 2) 紫桃孝一郎，中園明広他：中国自動車道宝塚高架橋震災復旧工事における耐震補強設計及び施工（その1），土木学会第51回年次学術講演会講演概要集第6部，pp.458-459，1996年9月。
- 3) 土木研究センター：道路橋の免震設計マニュアル（案），平成4年10月
- 4) 沖見芳秀，右近八郎：複合非線形フレーム解析システムの開発，土木学会誌，1995年1月。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，平成2年2月。

（1996.9.14受付）

SEISMIC RETROFIT OF THE TAKARAZUKA VIADUCTS ON THE CHUGOKU EXPRESSWAY USING ISOLATION BEARINGS

Koichiro SITO, Akihiro NAKAZONO, Nobuhiro NAKAO, Yasuaki SHIMIZU,
Yoshio SUNASAKA, Keita MASUMOTO, Yushi ITO, Kazuhiko MIURA

The Takarazuka viaducts, five-span continuous reinforced concrete slab bridges, were seriously damaged during the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake. Isolation bearings have been adopted to retrofit them, and non-linear dynamic response analyses have been conducted to verify their seismic safety. The seismic wave recorded at the JMA Kobe station during the 1995 Hyogoken-Nanbu earthquake was utilized for these analyses. The analytical results show that the seismic retrofit of the viaducts using isolation bearings makes the natural periods of vibration long and the responses small. It is concluded that the viaducts with isolation bearings are seismically safe.