すべり型免震基礎を有する4径間ラーメン橋における水平2方向地震入力および 鉛直方向地震入力の影響

Effects of bilateral excitation and vertical excitation on a 4-span Rahmen-bridge with sliding type seismic isolation foundation

安同祥*, 清宮理**, 横井康人*** Tongxiang An, Osamu Kiyomiya and Yasuhito Yokoi

*工博 研究員, 早稲田大学理工総合研究所 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1) ** 工博 早稲田大学教授, 理工学術院社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1) *** 大学院学生, 早稲田大学大学院理工学研究科建設工学専攻 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

It is verified that a bridge with seismic isolation foundations has a significant positive effect in decreasing responses during earthquakes by model experiments and dynamic analyses. In this study, the effects of bilateral excitation and vertical excitation on a 4-span Rahmen-bridge with sliding type seismic isolation foundations are investagted by nonlinear dynamic analysis. As a result, bilateral excitation and vertical excitation of the isolator and increase the response of the bridge.

Key Words: sliding type isolation foundation, Rahmen-bridge, bilateral excitation, vertical excitation, dynamic analysis

キーワード: すべり型免震基礎, ラーメン橋, 水平2方向地震入力, 鉛直方向地震入力, 動的解析

1. まえがき

近年発生した地震,特に1994年のノースリッジ地震,1995 年の兵庫県南部地震では耐震設計された橋梁構造物を含め多く のライフライン施設に甚大な被災をもたらした. これらの被災 を機にして、免震構造は積極的に採用されるようになってきた. 橋梁分野において、主として減衰履歴を持つダンパーとバッフ ア機能が有する積層ゴム支承からなる支承免震装置を上部構造 の桁と下部構造の天端との間に挿入して免震効果を得ている. バッファの剛性を調整することによって、上部構造の水平慣性 力を各下部構造間に分散すると同時に、構造系の振動周期を適 切に延し、構造物の固有振動数を地震の卓越振動数から外れる ことを図っている.また、免震支承の導入によって、構造系の 大地震による変形を免震支承に集中させ、支承の履歴減衰を利 用して地震エネルギーを発散している.近年,免震支承として は鉛入りゴム支承(LRB)、高減衰ゴム支承(HDRB)、機能分 離支承(すべり支承+ゴム支承)などが広く使われている.支 承免震装置はラーメン構造へ適用できず、また、橋梁が軟弱地 盤上に設置された場合、免震支承は地震時の大きな地盤変位に 追随できず、しかも、地盤との共振を引起す危険がある 1. そ のため、免震装置の設置ができず、結果的に基礎構造は大規模 となり建設費が増大する傾向にある.

基礎免震は構造物の基礎から地震荷重を低減しようとする免 震構造で、支承免震を用いる場合に比べて、鉄筋コンクリート 製のような重量のある下部構造を有する橋梁に対して効果的と 思われる. 基礎免震は建築界に広く使われる工法で、橋梁分野 においても最近研究されている. 杭基礎について, 杭とフーチ ングの結合方法に着目して、半固定構造、ヒンジ構造、ピスト ル構造などの結合工法を採用し杭頭の変位を利用して地震エネ ルギーの発散を図る免震工法が研究されている²⁾. 橋梁の直接 基礎で、地震時ロッキングによって基礎に浮き上がりが生じ、 その結果として地震エネルギーが減衰されることがある 3,4). Mostaghel and Tanbakuchi⁵によれば、構造が摩擦力の低いすべり 装置に支持される場合はその地震応答加速度は地震入力の周波 成分に影響されないため、すべり型免震装置は地盤種別に関係 なく適用される. 2004 年に竣工したギリシャのリオン-アン ティリオン斜張橋は、架橋地点が強震多発、大水深海域(最大 水深60m以上) 且つ軟弱な海底地盤(支持層は海底から800m 以深にある) に位置し、断層変位及び地震による荷重を低減す るために、主塔基部と鋼管杭で補強された海底地盤との間に砂 礫を敷いて、主塔基部の滑動が許されている。

基礎免震装置の導入によって、橋梁の地震による変形は免震 装置に集中させている.免震装置のタイプは上部構造の水平変 位が主たるすべりによるものか、ロッキングによるものか或い はすべり・ロッキングによるものかによってすべり型免震装置、 ロッキング型免震装置或いはすべり・ロッキング型免震装置に 分類することができる.免震基礎を有する構造の基本的な力学 性状や耐震性については理論分析、単体橋脚の模型振動実験お よび動的解析により既に確認されている⁷⁾.清宮ら⁸⁾によれば、 基礎免震構造は従来の免震ゴム支承と比較して同程度以上の免 震効果があることを示し、また基礎免震を採用した時の橋梁の 耐震性能を整理した. すべり型免震基礎を有するラーメン橋に 対して水平1方向に地震入力した場合構造系の振動特性および 耐震性能は模型振動実験⁹,動的解析¹⁰によって確認されてい る. 従来型(下部構造と基礎構造一体型)の橋梁において、水 平2軸の連成および水平と鉛直の連成の影響が小さく、設計の 便宜を図るため橋梁の耐震設計において直交する2方向(一般 的に橋軸方向と橋軸直角方向)に別々に慣性力を作用させて設 計している. 然し、すべり型免震基礎を有する場合回転2軸の 連成ならびに鉛直入力による構造振動特性などへの影響がまだ 不明のため、本文ではすべり型免震基礎を有するラーメン橋に おいて,水平2方向地震動入力および鉛直地震動入力による構 浩系の振動特性及び耐震性能への影響を動的数値解析によって 調べた.

2. すべり型免震基礎

橋梁のすべり型基礎免震は橋脚のフーチング部で下部構造と 基礎構造を分離し、その間にすべり材としてPTFE(テフロン)、 砂礫などを導入することによって構成する.免震層の挿入によって、橋梁は免震層より上にある構造と下にある構造に分けられる.式(1)は免震層より上にある構造系の運動を表す.

ここに、*M*,*C*,*K* はそれぞれ免震層より上にある構造系の 質量マトリックス、減衰マトリックスおよび剛性マトリックス である.また*u* は免震層より上の部分の免震層に対する相対変 位ベクトルで式 (2) によって定義できる.*u*₀ は免震層の絶対 変位ベクトルである.

 $u = \{X, Y, Z, \theta\}^T \cdots \cdots \cdots (2a)$ $u_a = \{X_a, Y_a, Z, \theta_a\}^T \cdots \cdots (2b)$

ここに、 X, Y, Z, θ はそれぞれ橋軸方向の水平変位,鉛直変 位,橋軸直角方向の変位,回転変位である.なおこの構造系の 加振入力は、式 (3)を満足する.

 $\left| M\ddot{X}_{0} \right| \leq \mu V + K_{H2} \Delta X \cdots \cdots \cdots \cdots (3)$

ここに、 $V, \mu, K_{H2}, \Delta X$ はそれぞれ免震装置に作用する鉛

直力ベクトル,免震層の摩擦係数,免震層の2次剛性マトリッ クスおよび免震層の相対水平変位ベクトルである.式(3)によ れば,免震基礎より上にある構造から基礎へ伝達する水平荷重 はすべり型免震基礎の摩擦係数及び2次剛性に依存している.

また,免震基礎を適用した場合は橋脚柱の降伏を想定しないため,背の高くない RC 橋脚に対して免震層の水平方向ばね降伏後(すべり状態)構造系の滑っている状態での一次固有振動数は式(4)によって表せる.

ここに、f は構造系のすべり状態での一次固有振動数である. 構造系の滑っている状態での一次固有振動数は免震システム の2次剛性によってコントロールできる.極端なケースで、復 元力を与えない場合は、構造系の固有振動数が"0"になり、地 盤条件に関係なく任意周波数の地震入力に対して免震効果が 得られる.

3. 対象橋梁

3.1 橋梁の概要

解析対象とする橋梁を図-1 に示す「道路橋示方書・同解説」 に基づいて設計された PC ホローの上部構造を有する4径間ラ ーメン橋である.橋長は100m(支間割:24.5m+2@25m+24.5m) で,基礎形式は場所打ち杭(φ1200mm,4本,杭長35m程度) である.掛け違い部(P1,P5)橋軸方向の支持条件は可動であ る.橋脚の柱は1.2m(橋軸方向)×4.5m(橋軸直角方向)の矩 形断面を有し,高さは6.8mで,断面主鉄筋はD32@125で,拘 束筋はD19@150である.建設地点において耐震設計上の基盤 面は現地盤面より深さ50m程度のボーリングで確認できなかった.耐震設計上の地盤種別はIII種地盤である.

3.2 解析手法と解析モデル

解析は直接積分法による構造要素の非線形履歴モデルを直接 取り込んだ非線形動的解析法とした.積分はニューマークβ法 によって時間刻み 0.01sec とした.構造の固有値解析では免震装 置がすべっている状態に着目し、免震装置のばねの剛性として 最大すべりが計算されたときの等価剛性(摩擦力 μ V と最大す べり変位 δ max の比: μ V/ δ max)を用いた.また、減衰はレ イリー型減衰とした.減衰係数は振動を支配する二つ振動モー ドのモード減衰定数によって評価した.

また,動的解析する際,最初に免震装置の最大すべり変位量 を仮定し,免震装置の等価剛性を求め,固有値解析を実施する. 計算した固有値解析からの減衰係数を用いて動的解析を行い, 免震装置の最大すべり変位量を計算する.求めた最大すべり変 位量と等価剛性計算用最大すべり変位量とが10%以内に収束す るまで繰り返し計算を行った.

各部材のモデル化について、上部構造の桁と橋脚の柱は3次 元はり要素でモデル化した.また、柱の非線形性を考慮するた めに、各橋脚柱の両端部に塑性ヒンジ(塑性ヒンジ長は「道路 橋示方書・同解説 V 耐震編」に基づいて算出した)を設け、 塑性ヒンジの特性は武田モデルによって評価した.すべり型免 震装置の導入によって、構造の振動はすべりモードに影響を受 け、橋脚柱軸力の変動が小さくなる.このことから、軸力変動 による柱塑性ヒンジへの影響は考慮していない.また免震構造 の柱塑性ヒンジがひび割れ状態(図-12,図-16参照)に留まっ ているため、構造振動特性の塑性ヒンジ2軸相関による影響が 少ないと判断、塑性ヒンジの2軸相関性については考慮してい ない.フーチング部分はソリッド要素で置換し、下面の免震層 を非線形ばねで置換した.基礎について、橋軸方向回りの回転 と橋軸直角方向回りの回転の連成およびねじりを考慮するため



図-2(b) 解析モデル図(下部構造詳細)(単位:mm)

に、杭基礎を個々の杭をはり要素でモデル化した.また杭及び 地盤は水平方向と回転方向の連成ばねが'0"となる位置に取り 付けた線形集約ばねにて評価した.図-2(a)に全体系モデルを, 図-2(b)に単橋脚モデルの詳細を示す.

免震層は幅 6000×奥行 6500×高さ 1800mm のフーチングの下端から 800mm の位置に層厚 50mm で挿入した(図-2(b)参照). 解析上免震装置のロッキング(浮き上がり),橋軸方向回りの回転と橋軸直角方向回りの回転の連成およびねじりを表現するために、一基の免震装置を橋軸方向、直角方向(X,Z 方向)に それぞれ 10 等分割し, 121 個の水平方向(X, Z 方向)と鉛直 方向(Y 方向)のばねによってモデル化した.免震装置のすべ りは水平方向ばねをバイリニアモデル化することによって評価 し,浮き上がりは鉛直方向ばねの非線形によって考慮した(図 -3 参照).すべり型免震装置の導入によって一基の下部構造に 着目すれば鉛直反力の合力と水平ばねでの降伏力の合計の変動 幅が小さく,更に図-3 で鉛直方向ばねでは、構造自重の影響に よって引張力(免震装置の浮き上がり)が今回計算されなかっ た(図-11,図-15 参照),フーチングの浮き上がりによる水平方 向ばねの切離れと鉛直方向の連成は結果的に今回の計算では考 慮されていない.また,鉛直ばねは地盤反力係数を参考に平ば ねの3倍とした.なお,免震装置の降伏水平変位は式(5)によ って算出することができる.



3.3 解析用入力地震動および解析ケース

解析に用いた水平入力地震動は「道路橋示方書・同解説」(V 耐 震設計編)に記されているレベル2のタイプII(内陸型,III種地 盤)地震動とし、1995年兵庫県南部地震のポートアイランド内地 盤上の記録に基づいて調整した標準波形とした.また、鉛直入力 地震動については「道路橋示方書・同解説」(V 耐震設計編)で は鉛直方向の標準波形が提示されていないことから、今回調整波 を独自に作成せず 1995年兵庫県南部地震時のポートアイランド 内地盤上の強震観測記録を用いた.図4に解析用波形を示す.水 平2方向加振する場合は、記録のEW成分を橋軸方向に、NSを 橋軸直角方向に入力した.鉛直入力の影響を調べる時には、記録 のEW成分を橋軸方向に、UD成分を上下方向に入力した.解析 は地震入力の方向および構造の形式に着目して7ケースについて 実施した.解析ケースは表-1に示す.地震応答を比べるために、 1方向地震入力および非免震構造についても解析を行った.また、 ケース2とケース6の解析結果は参考文献10)によるものである.

4. 水平2方向地震入力した場合の解析結果

水平2方向地震入力の影響は応答水平変位,応答加速度,免 震装置の挙動および各部断面力の応答値に着目して考察した. また,考察はP3橋脚およびP3橋脚近傍の上部構造を代表して 行った.

4.1 応答水平変位

上部構造の応答水平変位および免震装置のすべり変位を図-5 に示す.基礎免震構造の橋軸方向において、1方向入力した場 合上部構造の最大応答水平変位は 1.130mに対して、 2 方向入 力した場合の橋軸方向の応答値は0.413m で、1 方向入力の37% になった、残留変位について、1 方向の応答値は0.798m(最大応 答変位の 70%)で、2 方向入力の方は 0.246m(最大応答変位の 60%)であり、1 方向入力の 31% 程度になった. 橋軸直角方向に おいて、1方向入力の上部構造の最大応答変位は0.256mで、2 方向入力の方は0.237m であり、1方向入力の方より若干小さ くなった. 残留変位について1方向入力の場合は0.141mで2 方向入力の方は0.125m であり、1 方向入力の方より 13%程度 小さくなった.一方,非免震構造において,上部構造の最大水 平変位はほぼ同じ(2方向入力の応答値は0.220m, 1方向入力の 方は 0.237m)で, 残留変位については 2 方向入力の応答値 (0.018m)は1方向の方(0.004m)より4倍以上大きくなった.また, 図-5(1)から分かるように基礎免震構造において、入力に関係な く上部構造の水平変位は免震装置のすべり変位と殆ど同じで あり、免震装置は構造系の地震による変位を免震層に集中し、 構造部材の変形を抑えたと言える.

図-6は基礎免震構造の上部構造水平変位図を示す.水平2方

解析ケース	構造形式	地震入力			按西	
		NS成分	EW成分	UD成分	摘安	
ケース1	基礎免震 構造	0	0		2 方向入力	
ケース2			0		橋軸方向入力	
ケース3		0			橋軸直角方向入力	
ケース4			0	0	橋軸+鉛直方向入力	
ケース5	非免震構造	0	0		2 方向入力	
ケース6			0		橋軸方向入力	
ケース7			0	0	橋軸+鉛直方向入力	

表-1 解析ケース



向に同時地震入力した場合は2方向別々入力して合成した場合 に比べ、振動性状は相似しているが、2方向同時に入力した場 合上部構造の応答変位は大きく抑えられた.

水平2方向同時入力はすべり型基礎免震構造の応答水平変位, 特に残留変位と橋軸方向の応答変位に大きく影響を与えた.こ



れは水平2方向入力によって橋軸方向の回転と橋軸直角方向の 回転が連成し、構造のロッキング振動性状が変化することによ り応答値が減少したと考えられる.また、橋軸方向の方が橋軸 直角方向より水平2方向入力の影響が大きい理由として、橋軸 直角方向では構造の回転重心が高く、ロッキングによる影響が 大きく免震層のすべりの影響が橋軸方向より相対的に小さいか らだと考えている.一方、橋軸方向では構造の回転重心が低く、 ロッキング現象がほとんど生じず免震層でのすべりの影響が顕 著になるからだと考える.

4.2 上部構造の応答加速度

上部構造水平加速度の時刻歴を図-7 に示す.基礎免震1方向入力した場合、上部構造水平加速度の最大応答値は 2.807 m/s²で、2方向入力した場合は 3.922m/s²であり、1方向入力した場合より 40%程度増加した.これは2方向入力した場合免震装置



のすべり変位が1方向入力した場合より小さくなって、地震エネルギーの吸収が少なくなった(4.3 免震装置の挙動参照)とこと考えられる. 橋軸直角方向では、1 方向入力した場合の応答値は4.703 m/s²で、2 方向入力した場合は4.750 m/s²であり1方向入力の方とほぼ同じであった. 非免震構造についても2 方向入力した場合の応答値(6.749 m/s²)は1方向入力した場合の方(6.283 m/s²)より7%程度大きくなった.

図-8 には上部構造水平加速度のフーリエスペクトルを示す. 2 方向入力した場合のスペクトル値(特に橋軸方向)は1 方向 の方より多少大きくなっているが,構造系水平方向の振動性状 については良く類似していて入力地震動とほぼ同じ振動性状を 示した.

2 方向入力はすべり型基礎免震構造の最大応答加速度を増大 させたが、構造系水平方向の振動性状にあまり影響を与えなか った.



図-11 免震装置端部の鉛直変位

4.3 免震装置の挙動

免震装置の水平力~水平変位曲線を図-9に示す.免震装置に 作用する最大水平力Hは次式によって表せる.

ここに、 $V, \mu, K_{H2}, \Delta X$ はそれぞれ免震装置に作用する鉛直 力、免震層の摩擦係数、免震層の2次剛性および免震層の相対 水平変位である。解析上免震層の2次剛性お小さい (10^{5} kNm) と仮定したため、免震層に作用する最大水平力は殆ど摩擦力と なる.2 方向入力はすべり型免震装置の鉛直変形に影響する(図 -11 参照)が、鉛直変形(鉛直荷重)の変動幅に対しての影響 が小さく、免震装置水平力の2方向入力による影響があまりな かった.ただし、2 方向入力は免震装置の応答変位に影響(4.1 応 答水平変位参照)を与えるため、免震装置の水平力~水平変位 曲線にも影響を与えることになる(特に橋軸方向の場合).



図-10 は免震装置によって吸収した地震エネルギーの累積を示す.2 方向入力の場合免震装置の水平変位が小さくなったため,免震装置の吸収したエネルギーは1方向入力の場合より減少した.

水平2方向地震入力した場合と橋軸方向1方向入力した場合 の免震装端部(図-3の"A")の鉛直変位を図-11に示す.1方向 入力した場合の最小応答値は-5.5mmに対して2方向の方は -5.8mmであって、1方向の方に比べ最小応答値は5%程度しか 変わってないが、鉛直変位のスペクトル(図-11(2))では、水平 2方向入力した場合免震装置鉛直方向の振動性状が大きく変化 した、これは2方向入力によって橋軸方向回りの回転と橋軸直 角方向回りの回転が連成した結果によるもので、これによって 免震装置のすべり性状に影響すると考えられる.また、図-11(1) に示すように鉛直変位は地震作用時に圧縮領域にあり免震装置 の浮き上がりは生じていないことが分かる.

1 方向に比べ,水平2 方向入力は免震装置の鉛直振動(ロッ キング振動)性状に影響を与え,免震装置の水平変位が減少し, エネルギー吸収の能力が低下した.

4.4 柱塑性ヒンジ部応答値

図-12にP3橋脚下端塑性ヒンジ部の曲げモーメント〜回転角 (M~θ)曲線を示す.基礎免震構造の橋軸方向において、1 方向入力した場合の最大回転角は0.57×10³radで、2 方向入力 の場合は0.71×10³radであり、1 方向入力の場合より25%程度 増加した.橋軸直角方向において、1 方向入力の最大応答値は

表-2 上部構造と杭の断面力:2方向入力 2方向入力 A 1方向入力 B A/B 曲げモーメント(kNm 13900 13600 102% 橋軸 F 方向 せん断力(kN) 2840 2850 100% 部 橋軸 構 7350 曲げモーメント(kNm) 7240 102% 造 直角 せん断力(kN) 1120 1090 103% 方向 水平反力(kN) 833 614 136% 橋軸 方向 曲げモーメント(kNm) 860 138% 622 杭 橋軸 水平反力(kN) 692 673 103% 直角 曲げモーメント(kNm) 724 686 106% 方向



0.153×10³rad で、2 方向の方は 0.158×10³rad であり 1 方向の 方より 3%増えた.一方,非免震構造の場合は 2 方向入力の最 大応答回転角 (30.54×10³rad)が 1 方向入力の方 (33.14×10³rad)



図-16 塑性ヒンジ部の M~θ

より9%程度減少した.柱の塑性ヒンジにおいて,免震構造の 橋軸方向も水平2方向入力から大きな影響を受けた.これは橋 軸方向において免震装置のエネルギー吸収能力が水平2方向入 力によって大きく低下したからだと考えられる.また,図-12(1) によれば,基礎免震構造の塑性ヒンジ部では応答値によるとひ び害れ状態に留まっていることが分かる.

4.5 上部構造と杭の断面力

表-2に上部構造と杭の断面力の最大応答値を示す.上部構造 の曲げモーメントは橋脚柱との結合部の応答値で,橋軸方向の 曲げモーメントは上側引張のものである.また,杭の曲げモーメ ントは杭頭部の応答値である.2方向入力の応答値と1方向入 力の応答値との比(AB)によれば、2方向入力は上部構造の断 面力を若干増加させるが,大きな影響は与えなかった.ただし, 杭の断面力について、1方向入力に比べ2方向の応答値が顕著

表-3 上部構造と杭の断面力:鉛直方向入力

		H+V入力 A	H入力 B	A/B
上部構造	曲げモーメント(kNm)	15900	13600	117%
	せん断力(kN)	3310	2850	116%
杭	水平反力(kN)	775	614	126%
	曲げモーメント(kNm)	806	622	130%

に大きくなった、特に橋軸方向において曲げモーメントは38% 増加した. 橋軸方向の方が橋軸直角方向より水平2方向入力の 影響が大きい理由として、免震装置のエネルギー吸収能力が2 方向入力によって橋軸方向の方の低下は橋軸直角方向の方と比 べ大きかったからだと考えられる.

5. 水平1方向+鉛直方向地震入力した場合の解析結果

鉛直方向入力の影響は橋軸方向の解析結果を中心に説明する. 図-13 に応答水平変位を示す. 基礎免震構造において, 鉛直方 向の入力では上部構造の最大水平変位は1.130mから0.467mに, 免震装置の水平変位は1.121mから0.460mに大幅に減少した. 残留変位も0.798mから0.285mまでに小さくなった. これは, 鉛直入力によって免震構造のロッキング振動性状が変化するこ とによるものと考えられる. 一方非免震構造の場合最大応答変 位の変動はあまりないが, 残留変位は0.004mから0.0294mま でに増大した.

上部構造の水平加速度の解析結果を図-14 に示す.鉛直入力 は水平方向の振動性状にあまり影響を与えていない(図-14(2) 参照)が、水平加速度の最大応答値は30%以上増大した(橋軸 方向水平のみ入力した場合の応答値は2.807m/s²に対して鉛直 方向と同時に入力した場合は3.668m/s²になった).

図-15 は免震装置の挙動を示す.鉛直方向入力は2方向入力 と同様免震装置回転の振動(ロッキング)性状に影響する(図 -15(3)参照)ため,免震装置の水平変位は小さくなり,鉛直方向 入力によって免震装置の水平力~水平変位曲線が大きく変わっ た.免震装置の吸収するエネルギーも鉛直方向入力によって大 幅減少した(図-15(2)参照).免震装置の鉛直変位について,橋 軸方向のみ入力した場合の最小応答値は-5.5mmに対して鉛直 方向も入力した場合は-6.7mmに大きくなった.但し,これらの 場合今回の計算の範囲では免震装置の浮き上がり(鉛直方向の 引張による剥離)は生じていなかった.

P3 橋期柱下端塑性ヒンジの応答特性を図-16 に示す. 橋軸方 向水平のみ入力した場合の最大回転角は0.57×10³rad で、鉛直 方向も同時に入力した方は0.70×10³rad であり、水平方向のみ 入力の方より 23%程度増加した.これは、鉛直入力することに よって免震装置のエネルギー吸収能力が低下したによるもので ある.但し、塑性ヒンジ部はひひ害れ状態に留まっている.

表-3 に上部構造 (P3 橋脚との結合部) と杭の断面力を示す. 鉛直方向の入力によって,上部構造の曲げモーメントは 17%, せん断力は 16% 増えた. 杭の断面力も 26~30% 増大した. 鉛直 入力により杭基礎への影響が大きいことが分かった. ただ杭の 曲げ降伏モーメントは 1902kN・m なので影響は有るが降伏まで 達しておらず設計的には今回問題が少ない.

鉛直入力によって回転振動の性状が変化し、それによって構 造水平方向の振動特性が変化し、免震装置のエネルギー吸収能 力が低下し、構造の水平加速度および断面力の応答値が増加し たと考えられる.

6. 結論

すべり型免震基礎を有する4径間ラーメン橋に水平2方向地 震入力した場合と橋軸方向+鉛直方向地震入力した場合につい て非線形動的解析を行い、構造系の振動特性、耐震性などの2 方向入力および鉛直方向入力による影響を調べた、本研究から 以下の事項を明らかにした。

① 水平 2 方向入力によって免震装置の浮き上がりは生じていないが、橋軸方向回りの回転と橋軸直角方向回りの回転の連成によって鉛直方向の振動(ロッキング)に影響を与え、水平1 方向入力より免震装置の水平変位(すべり変位)が小さくなった。

② 水平 2 方向入力によって上部構造水平方向の応答性状は あまり変わっていないが、免震装置水平変位の減少によって地 震エネルギーの吸収能力が低下し、水平1方向入力より柱塑性 ヒンジおよび基礎構造の応答値が増加した。特に橋軸方向応答 値の増加は顕著だった。

③ 鉛直方向入力によって今回の計算では免震装置の浮き上 がりは生じていないが、水平2方向入力と同様、鉛直入力は構 造の回転振動(ロッキング)に影響を与え、水平1方向入力よ り免震装置の水平変位が小さくなり、免震装置の地震エネルギ 一吸収能力が低下し橋脚と杭基礎の断面力が増加する結果とな った.

④ 基礎免震構造において,柱塑性ヒンジ,基礎構造の応答値のみならず上部構造の断面力も鉛直方向入力によって増加した. 桁橋軸方向の断面力は鉛直入力によって水平1方向入力より2 割弱増加した.

基礎免震構造では水平2方向入力も鉛直方向入力も免震装置 の振動性状に影響し、部材断面力が増加した、特に橋軸方向の 挙動に大きく影響したので注意が必要である.このことから基 礎免震構造に関して詳細に水平2方向入力と鉛直入力のさらな る検討が必要だと言える.また、鉛直方向の面圧による免震装 置水平方向の履歴特性への影響なども十分現象が解明されてお らず今後さらに検討する必要がある.

参考文献

1) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.305,2002.3

2) 田中浩一,伊藤浩二,松田隆:IST ダンパーを用いたロッキング 基礎の数値実験 土木学会地震工学論文集,Vol.27,2003

 Priestley, M. J. N., Seible, F. and Galvi, G. M.: Seismic design and retrofit of bridges" 516-533, 1996

 4)川島一彦,細入圭介:直接基礎のロッキング振動が橋脚の非線形地震動応答に及ぼす影響,土木学会論文集 No.703/ I-59,pp.97-111,2002

5) N. Mostaghel and J. Tanbakuchi : Response of Sliding Structures to Earthquake Support Motion, Earthquake Engineering and Structure Dynamics, Vol.11, pp.355-366, 1983

 6)川島一彦:リオン・アンテイリオン橋の耐震設計,橋梁と基礎 No.3 pp.33-36

7) T. X. An and O. Kiyomiya: Dynamic Response Analyses and Model Vibration Tests on Seismic Isolating Foundation of Bridge Pier, Vol.62, No.3, pp. 623-642, JSCE, 2006

8) 清宮理,近藤岳史,安同祥,渡辺勉:3 径間箱桁橋梁への基礎免震 構造の適用性に関する検討,構造工学論文集 Vol.51A, pp657-668,2005.3

9) 安同祥,清宮理,近藤岳史,横井康人:すべり型免震基礎を有する4径間ラーメン橋の模型振動実験,構造工学論文集 Vol.52A, pp565-572, 2006.3

10) 横井康人,清宮理,安同祥,近藤岳史:すべり型免震基礎の4径 間ラーメン橋への適用性についての検討,構造工学論文集 Vol.52A, pp357-364, 2006.3

(2006年9月11日受付)