

# すべり型免震基礎を有する橋梁の長周期地震動 入力の影響

## 安 同祥1・清宮 理2

<sup>1</sup>早稲田大学研究員 理工総合研究所 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1) E-mail:antongxiang@ybb.ne.jp <sup>2</sup>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) E-mail: k9036@waseda.jp

免震装置は構造系の減衰を増加し地震エネルギーを発散すると同時に、構造系の固有周期を伸ばし構造 固有周期を強震の卓越振動領域から離す目的で設置する.一方、免震装置の採用で構造系振動周期の伸び によって構造が長周期地震波入力と共振を起こす恐れがある.本文では長周期成分をもつ地震動入力によ るすべり型免震基礎を適用した4径間ラーメン橋の耐震性および構造振動特性などへの影響について動的 解析法にて調べた.検討結果によれば、長周期成分が卓越する入力波形はすべり型免震基礎構造に殆ど影 響を与えない事が判明した.

#### *Key Words* : -long periodic wave, Sliding type seismic isolation foundation, 4-span rahmen-bridge, Dynamic analysis

## 1. はじめに

橋梁は道路,鉄道網の重要構成部分で,地震後におけ る避難路や救助・救急・医療・消火活動および被災地へ の緊急物資の輸送として非常に重要な役割を担っている. 地震から橋梁を守るために,近年免震構造は積極的に採 用されるようになってきた.免震装置は主として減衰履 歴を持つダンパーとバッファ機能が有する積層ゴム支承 からなる免震支承で,それ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.

従来一体になっている橋脚の下部構造と基礎構造をフ ーチング部で分離し、その間に緩衝材或はすべり材など で形成する免震層を設置した場合、大地震に対して下部 構造と基礎構造との相対変位(ロッキング・すべり)に よって構造系の振動周期を伸ばせると同時に、地震エネ ルギーも有効に吸収する事がでる.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<sup>D</sup>.清宮ら<sup>D</sup>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.

震源が浅く震央距離の長い大規模地震では長周期成分 を持つ地表面波が殆ど減衰しないで伝わり堆積地域で大 きく増幅される性質がある. 震源域から離れた地域では 長周期を有する構造物が大きな揺れに襲われる可能性が あり,超高層ビル,石油タンク,長大橋などで問題を指 摘されている. 2003 年 9 月 23 日十勝沖地震では,石 狩・勇払の両平野において長周期地震動が卓越し,苫小 牧市や石狩市の石油タンクでスロッシングにより損傷や 火災などの被害が生じた. 免震装置の採用で構造系の振 動周期が伸びた免震構造物はやや長周期地震波入力と共 振を起こす恐れがある. 2004 年 9 月 5 日に発生した紀伊 半島南東沖地震(M7.4)では、京都大学構内にある固有 周期が約2秒の免震構造物の地震観測によれば地震の短 周期成分が低減されているが、2秒から6秒あたりでは 逆に大きく増幅している.そこで、本文はやや長周期波 地震入力によるすべり型免震基礎を有するラーメン橋の 耐震性および振動特性への影響について動的数値解析法 にて検討した.

## 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ることができ、免震層 より上にある構造系の運動は式(1)で表す.

 $M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = M\ddot{u}_0 \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (1)$ 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.

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.

$$f = \sqrt{K_{H2}/M} / (2\pi) \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot (4)$$

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

#### (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( 4 1200mm,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.地盤の特性値は 1.2s 以上である.

#### (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 $\mu$ V と最大すべり変位δ max の 比: $\mu$ 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.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、個々の杭をはり要素でモデル化し、水平方向と回 転方向の連成ばねが"0"となる位置に線形集約ばねを取 り付けることによって評価した.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). 解析上免震装置のすべり・ロッキング (浮き上がり)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



図-2(b)解析モデル図(下部構造詳細)(単位:mm)

ばねによってモデル化した.免震装置の浮き上がりは鉛 直方向ばねの非線形によって考慮し,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た (図-3 参照).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.

は免農装置の初期水平はねである。初期バネ値は免農装置を導入する前後の構造振動特性が同等なるように設定した.また,鉛直ばねは地盤反力係数を参考に水平ばねの3倍とした.

## (3) 解析用入力地震動および解析ケース

解析に用いる入力地震動は図4に示す3波形とした. 図4(a)は2003年9月23日十勝沖地震時苫小牧市しらか ば記録したNS成分(TomaKoMai Wave)で,継続時刻は 120s最大加速度は1.25m/s<sup>2</sup>で,卓越振動領域は0.2s~8.0s (図-7(b)参照)である.この地震によって石油タンクは スロッシング生じ火災が起きた.図-4(b)は南海・東南海



 0.001
 0.010
 0.100
 Frictional Coefficient

 0.001
 0.000
 1.000

 図-5 構造系の卓越等価周期

 地震で大阪地区の合成波(Yumeshima)で、継続時刻は

 320s 最大加速度は 0.89m/s<sup>2</sup>で、卓越振動領域は 1.0s~5.0s

 (図-7(c)参照)である.
 図-4(c)は「道路橋示方書・同解

 説」(V 耐震設計編)に記されている 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(EW 成分)

 に基づいて調整した標準波形(PortIsland Wave)で、継

 続時刻は 50s 最大加速度は 6.19m/s<sup>2</sup>で、卓越振動領域は

 0.2s~8.0s(図-7(d)参照)である.

1 1 1 1

解析は橋軸方向においてすべりやすい低摩擦係数に着 目し表-1に示す9ケースにについて行った.

## 4. 解析結果および考察

Period (

8

4

0

長周期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橋脚柱塑性ヒンジの応答値に着目 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.

#### (1)構造系の卓越振動数

図-5に構造系各解析ケースの卓越等価周期(すべっている場合構造系の周期)を示す.免震装置導入せず従来構造の卓越振動周期は0.505sであって,免震装置の導入によって摩擦係数の減少に伴って構造系の卓越周期は増加していく.苫小牧および南海・東南海入力において免震装置のすべりによって構造系の卓越等価周期は1.0s(μ=0.10)から10.0s(μ=0.01)に増加した.ポートアイランド入力の場合構造系の等価周期は6.0sから18.0sまでに増加した.いずれのケースにおいても構造系の等







価振動周期は解析用地震入力の卓越振動領域に入っていて、入力地震動の長周期成分卓越振動数とほぼ一致している.

## (2)上部構造応答変位

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-6に示す.図-6(a)は苫小牧波による結果で、摩擦係 数µ=0.10,005に対して上部構造の最大変位は僅か0.035m,

0.061mであって,免震装置は殆どすべっていないと考え られる.一方,摩擦係数µ=0.01の場合上部構造の最大変 位は0.191mに達した.南海・東南海波形入力による応答 値は苫小牧の結果と同じ傾向を示している(図-6(b)参 照).摩擦係数がµ=0.10,0.05の時に上部構造の変位は 小さく(0.027m,0.066m),µ=0.01の場合は0.204mまで に大きくなった.ただし,摩擦係数µ=0.10,0.05,0.01に 対してポートアイランド波形入力の最大応答値はそれぞ



れ0.748m, 0.676m, 0.694m (図-6(c)参照) となり, 摩擦 係数による影響はあまり大きくない結果を得た. それは 上部構造の応答変位は入力地震動の周期特性よりも入力 地震動の振幅からの影響が大きいと思われる. 免震装置 より上にある構造の変形が無視すれば, 免震装置のすべ り条件は $a \ge \mu \cdot g$  (ここに, aは入力加速度,  $\mu$ は摩 擦係数, gは重力加速度である)によって表せる. 図4 によれば苫小牧波と南海・東南海波の0.50 m/s<sup>2</sup>を超える 成分が少ないため, 摩擦係数が $\mu$ =0.05より大きいケース について免震装置は殆どすべらなく(図-6(d)参照),上 部構造の変位が小さい. 一方, ポートアイランド波の5s ~23sの区間の振幅が殆ど0.50 m/s<sup>2</sup>を超えているので,免 震装置のすべりによって上部構造の変位は大きくなった.

#### (3)上部構造応答加速度

上部構造の応答加速度は摩擦係数 µ =0.01のケースを 例として説明する.上部構造の応答加速度を図-6に示す. 図-7 (a) は水平加速度の時刻歴を示す.苫小牧波形の 最大値の1.25m/s<sup>2</sup>に対して上部構造の最大応答値は 0.25m/s<sup>2</sup>であって,応答倍率は0.20であった.南海・東南 海地震による上部構造の最大応答値は0.28m/s<sup>2</sup>であって, 入力最大値(0.89m/s<sup>2</sup>)の1/3以下であった.ポートアイ ランド波入力について,最大応答値(0.66m/s<sup>2</sup>)は入力 最大値(6.19 m/s<sup>2</sup>)の15%程度しかなかった.長周期地 震入力に対しても免震基礎構造は免震装置のすべりによ って大きな免震効果が得られることが分かった.

図-7 (b) によれば苫小牧入力に対して0.2s以上の振動 領域において上部構造の応答値は入力値を下回っている. 南海・東南海地震に対して3.0s以上の振動領域において 上部構造の応答値は入力値を若干上回っているが, 0.2s ~3.0sの区間において上部構造の応答値は入力値とほぼ 同じとなっている(図-7(c)参照).図-7 (d) はポートア イランド波入力による上部構造加速度のフーリエスペク トルを示す.ほぼ全振動領域において応答値が入力値を 下回っている.また全ての入力に対して橋梁は概ね入力 波形の振動周期に沿って振動している. 長周期地震入力は免震基礎構造の応答値に対して殆ど 増幅させなく,共振を引起す可能性は低い.

#### (3)免震装置の挙動

図-8に免震装置の応答値を示す.図-8(a), (b), (c)は免 震装置バネ1本当たりの摩擦力~すべり変位履歴図であ る. これらの図よりいずれの入力に対しても免震装置で は安定した摩擦力~すべり変位履歴であった. 苫小牧入 力(図-8(a)参照)について、摩擦係数がµ=0.01,0.05, 0.10の時に免震装置の最大すべり変位はそれぞれ0.035m, 0.060m, 0.191mであって、上部構造の最大応答変位と 殆ど同じなり、上部構造の応答変位は殆ど免震装置のす べりによるものであった. 上部構造・下部構造などの部 材はあまり変形しておらず、免震装置より上にある構造 の地震による振動はほぼ剛体運動となっていた. 南海・ 東南海地震入力の応答およびポートアイランド地震入力 の応答も苫小牧入力の方と同じ傾向を示している(図-7(b), (c)参照). また, 図-7(d)は摩擦係数が µ=0.10の時 に免震装置コナー"A"部(図-3参照)の鉛直変位を示す. いずれの入力に対しても鉛直変位は負となっているので, 免震装置に浮き上がりは生じていない.

#### (4) 柱下端塑性ヒンジ部の応答

柱下端塑性ヒンジ部の応答特性は苫小牧入力の結果 (摩擦係数 $\mu$ =0.01, 0.10)を例として説明する.図-8に は柱下端のM~ $\theta$ を示す.摩擦係数 $\mu$ =0.01のケースにお いて最大曲げモーメントはMmax=575kNm,最大回転角 は $\theta$ max=1.9×10<sup>5</sup>rad< $\theta$ c=1.1×10<sup>4</sup>radであって,柱はひ び割れ生じず弾性状態に留まっている.摩擦係数 $\mu$ =0.10のケースにおいて最大曲げモーメントはMmax =3356kNm,最大回転角は $\theta$ max=1.3×10<sup>4</sup>rad> $\theta$ c=1.1× 10<sup>4</sup>radであって,柱は若干ひび割れ状態に入っているも のの降伏( $\theta$ y=1.4×10<sup>3</sup>rad)まではかなり安全率を有す る.

#### 5. 結論

長周期地震動入力を用いて低摩擦係数すべり型免震基礎を有する4径間ラーメン橋の耐震性および振動特性について調べた.この検討により次のことを判明した.

①同一摩擦係数において入力波形の周期特性よりも振幅の方は免震装置の最大すべり変位を大きく影響する. 長周期波入力に対して加速度振幅が小さければ免震装置が殆どすべることがない.

②やや長周期地震入力に対して構造は概ね入力波形の 振動周期に沿って振動するが、構造の応答値を大きく増 幅させることはない. 共振を引起す可能性は低い.

③やや長周期地震入力は免震装置に浮き上りを生じさ せず,免震装置は安定してすべっている.また,柱など の部材が大きな変形せず,免震装置から上にある構造は ほぼ剛体運動を示している.

やや長周期地震動入力に対しても低摩擦すべり型免震 基礎を有するラーメン橋は共振を起こさず優れた耐震性 を有することが解析検討から分かったが、今後より詳細 な検討方法によって照査する必要があると思われる.

#### 参考文献

- 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
- 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

(2007.06.29 受付)

# EFFECTS OF LONG PERIOD EARTHQUAKE INPUT ON A 4-SPAN RAHMEN-BRIDGE WITH SLIDING TYPE SEISMIC ISOLATION FOUNDATION

## Tongxiang AN and Osamu KIYOMIYA, WASEDA UNIVERSUTY

Seismic isolation system is applied to increase the damping capacity of a structures to absorb earthquake energy, at the same extend the natural period to separate the structure natural frequency from the primary vibration domain of a severe earthquake. On the other hand, there is a danger that structure may resonanate by long period earthquake input due to the growth of the structure natural period with adoption of a seismic isolation device. It is investigated that the effects of long period earthquake input on a 4-span rahmen-bridge with sliding type seismic isolation foundation by the dynamic analyzing method. As a result, it became clear that the long period earthquake input hardly affected the vibration behavior and the aseismicity of a bridge with sliding type seismic isolation.