

すべり方式免震基礎を有する4径間ラーメン橋の模型振動実験

Experimental Study on 4-span Rahmen-bridge with Sliding Type Seismic Isolation Foundation

安 同祥*, 清宮 理**, 近藤 岳史***, 横井 康人***

Tongxiang AN, Osamu KIYOMIYA, Takeshi KONDO and Yasuhito YOKOI

* 工修 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)

In this study, the oscillation behavior and aseismicity of 4-span rahmen-bridge with sliding type seismic isolation foundation are investigated by model vibration experiment and numerical simulation. The bridge built on Type III ground is scaled down by 1/10, and the sliding type foundation is made by dividing the footing in horizontal direction in which the substructure and foundation structure are rigidly linked together conventionally and inserting Teflon (PTFE) as sliding material between the separation parts. As a result, the sliding type seismic isolation foundation has excellent aseismicity.

Key Words: sliding type isolation foundation, Rahmen-bridge, model vibration experiment

キーワード: すべり方式免震基礎, ラーメン橋, 模型振動実験

1. まえがき

橋梁は道路および鉄道網の重要な構成要素の役割を担っており、橋梁の地震による被害は震災の救済および復旧に直接影響を与える。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、1999年の台湾集集地震、2001年のイラン南部地震、2004年の中越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、構造物の耐震についての研究が一層活発化し、耐震技術は大きく進歩した。橋梁分野においては、構造物の固有周期を適当に伸ばせると同時に、ダンパーなどを利用して地震エネルギーを発散できる免震構造は積極的に採用されている。近年、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)などゴム系の免震支承が広く使われており、ゴムの代わりに、岡本氏はすべり支承+ラバーデバイスから構成される免震支承を研究した¹⁾。アメリカなどは安価的なFPS (Friction Pendulum System) 免震支承を開発し採用されている²⁾。現在、橋梁界において、上部構造の桁と橋脚の天端との間に挿入した減衰履歴を持つダンパーとバッファ機能を有する積層ゴム支承からなる支承免震装置が広く利用されている。しかし橋梁が軟弱地盤上に設置され、橋梁基礎に大きな地盤変形を受ける場合には免震支承は地盤変位に追従できず、しかも、地盤との共振を引起す危

険があるため、一般に適切でなく³⁾、免震装置の設置できず、結果的に基礎構造が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、免震支承を用いる場合に比べて、RCのような重い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。(独) 土木研究所、(財) 土木研究センター、(株) 大林組、(株) オリエンタルコンサルタンツなどが共同で橋梁の基礎免震について研究を行われた。彼らは高減衰特性のあるゴムなどを用いて斜張橋などの長大橋基礎への適用性などについて研究した⁴⁾。フーチングの下ではないが、柱の下端に免震装置を導入した例がある^{5) 6)}。最近、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て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⁷⁾。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^{8) 9)}。Mostaghel and Tanbakuchi¹⁰⁾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。清宮ら¹¹⁾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

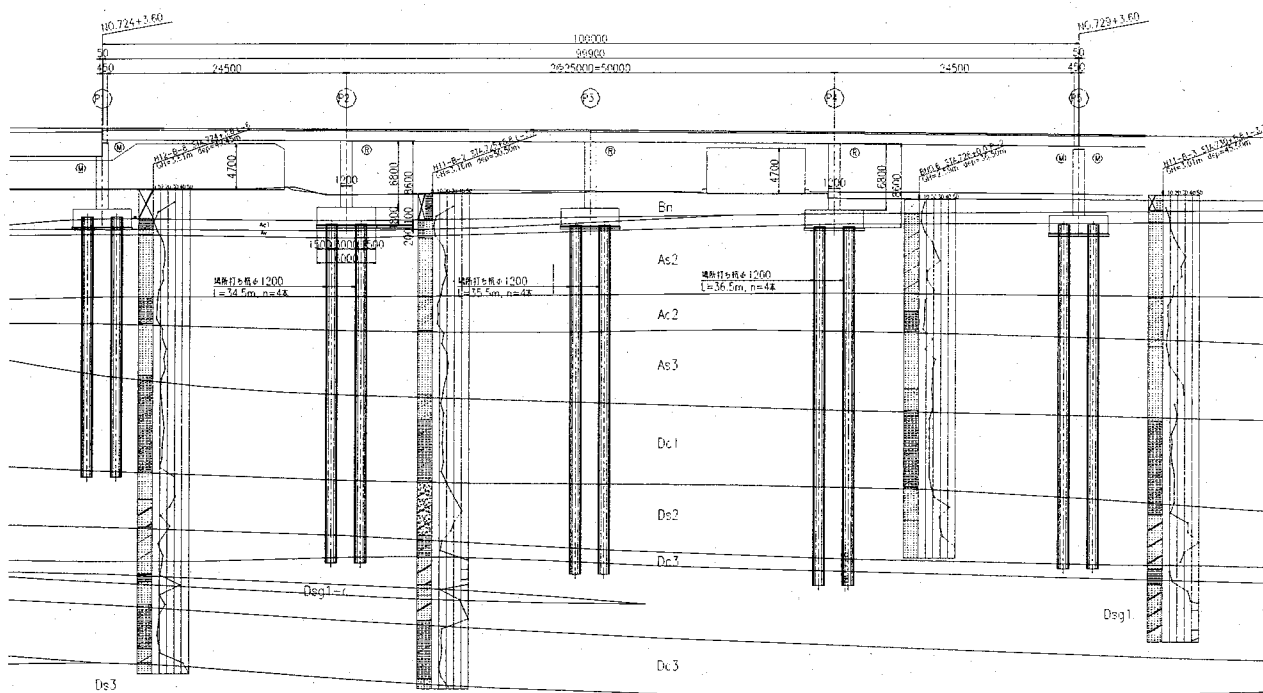


図-1 対象橋梁概要 (単位 mm)

震を採用した時の橋梁の耐震性能を整理した。さらに、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では、主塔の基部と鋼管杭で補強された地盤との間に砂礫を敷いて、主塔基部のロッキングとスライディングを利用して地震荷重の低減を図っている¹²⁾。

橋脚のフーチング部で下部構造と基礎構造を分離し、その間にすべり層としてテフロンを挿入した場合、構造の基本的な力学性状や耐震性については単橋脚の模型振動実験^{13) 14)}により既に確認されており；そこで、本研究ではテフロンを4径間ラーメン橋のフーチングと基礎の間に挿入した場合構造系の振動特性および耐震性を模型振動実験によって調べた。模型は“道路橋示方書 耐震編”(H.14.3) (以下は“道示 V”と称する) に示される III 種地盤に設計された場所打ち杭基礎を有する4径間PCラーメン橋を対象とした。

2. 実験概要

2.1 実験模型概要

実験用模型は杭径φ1200mm、杭長35.0m程度の場所打ち杭基礎を有する橋長100.0m (4@25.0m) の4径間PCラーメン橋を対象橋梁として設計した。対象橋梁上部構造の橋軸方向の支承条件はM+R+R+R+M (M: moveable, R: rigid) である。地盤は砂と粘土の互層からなり、耐震設計上の基盤面は50.0m以深で、地盤種別はIII種である。図-1に対象橋梁の概要を示す。模型は端部の掛け違い橋脚を除いて、中間のラーメン部分のみを考慮した。

模型の相似比は1/10とし、密度および加速度は1:1とする。主な相似比は表-1に示す。模型の諸元はすべて相似比

表-1 相似比

物理量	単位	相似則	相似比
長さ	m	L	λ 10^{-1}
質量	kg	M	λ^3 10^{-3}
時間	s	T	$\lambda^{0.5}$ $10^{-0.5}$
密度	kg/m ³	M・L ⁻³	λ^0 1
加速度	m/s ²	L・T ⁻²	λ^0 1
力	N	M・L・T ⁻²	λ^3 10^{-3}
モーメント	N・m	M・L ² ・T ⁻²	λ^4 10^{-4}
変位	m	L	λ 10^{-1}
回転角	rad		λ^0 1
ひずみ			λ^0 1
応力度	N/m ²	M・L ⁻¹ ・T ⁻²	λ 10^{-1}

に満足させるのは困難なので、ここでは構造系の振動特性に着目して従来の一体系に対して①上部構造・橋脚の質量 ②橋梁全体系の卓越する一次固有振動数 ③上部構造橋軸直角方向の曲げ剛性 ④最大応答加速度・変位 が満足するように模型の諸元を設定した。

模型の上部構造の剛性はH鋼(250×125×6×9mm)によって与え、質量は鉄板を載せる事で調整した。また、支間長は相似則に沿ったものの、桁の張出し長は死荷重時桁のモーメント分布状況を考慮して設定した。橋脚およびフーチングは鉄筋コンクリートで作成し、その寸法は相似則によって決定した。但し、フーチングの幅はレベル1地震時に対して鉛直反力の重心位置がその1/3以内に入るように式-1によって設定した¹⁵⁾。杭基礎はその剛性のみに着目して、アルミ棒の断面、本数、長さおよび配置によって相似した。模型の概要は図-2、一次固有振動数に関する相似比は表-2に示す。

$$B_i \geq 3 \times k_h \times W_i \times h_i / V_i \quad (1)$$

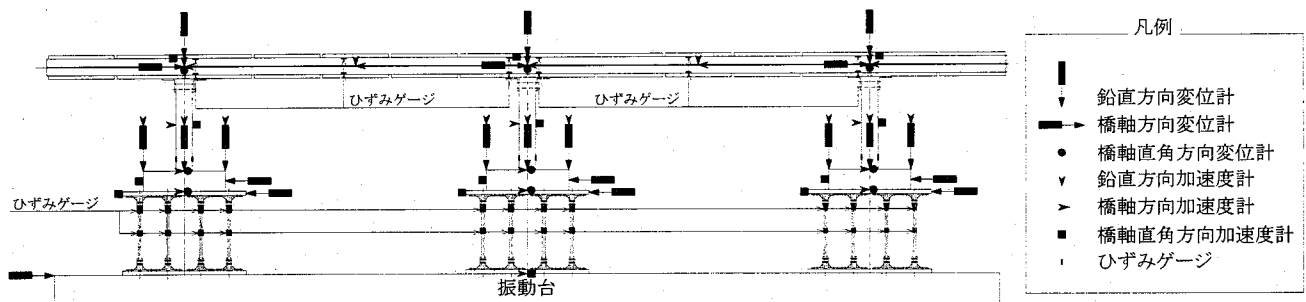


図-4 計測計配置図

受台に加振方向に光学式変位計を取り付け、ロッキングを計測するために各フーチングの両端に鉛直方向の変位計を取り付けた。構造系の振動挙動を把握するために加速度計を受台、フーチング、柱の重心位置及び上部構造に取り付けた。また、ひずみゲージをアルミ棒(杭)、柱の鉄筋及び上部構造となるH鋼に取り付けた。計測計の配置箇所は図-3に示す。

2.4 実験用波形及び実験ケース

実験用波形は“道示 V”に示すⅢ種地盤のレベル2地震動のタイプⅡ(内陸直下型)の中から最大加速度が最も大きい方、1995年兵庫県南部地震時ポートアイランド内地盤上において得た記録とした。図-4に実験に用いた波形を示す。また、入力波形の時刻刻みは相似則によって調整し、入力振幅と構造系の振動性状、すべり出す時点などの関係を把握するために、振幅を最大値までに100Galピッチで段階的に増加させて実験を実施した。

実験は基礎フーチング部の構造を大きく分けて次の2ケースとした。① 一体構造(従来型) ② すべり材を導入した構造(免震構造)

実験の加振方向は橋軸方向と橋軸直角方向とした。また、従来の一体構造について、模型耐力の制約から入力波の振幅は400Gal程度までとした。

3. 実験結果および考察

3.1 橋梁の応答特性

橋梁の振動特性は橋軸方向と橋軸直角方向において上部構造の応答変位と応答加速度などに着目して考察した。

3.1.1 橋軸方向の応答特性

図-6に橋軸方向に加振時P2橋脚近辺の上部構造応答値の一例(従来構造の入力加速度の最大値は392Gal、免震構造の方は619Galの場合)を示す。従来構造の最大変位は0.8cmに対して、基礎免震構造の最大変位は7.5cm(すべり変位は6.0cm)に達しており(図-6(1)参照)、従来構造のおよそ10倍弱大きくなる。これは殆ど免震装置のすべりによるもので、免震装置はこのすべり変位を利用して地震エネルギーを発散するのである。また、免震装置に復元力を与えてないため、免震構造の振動は往復振動を呈しておらず、振動後上部構造はフーチング加振方向幅(60cm)の1/20程度の3.19cmの水平変位が残ることになる。なお、フーチングの分離によって、分離部にすべりのみならず、

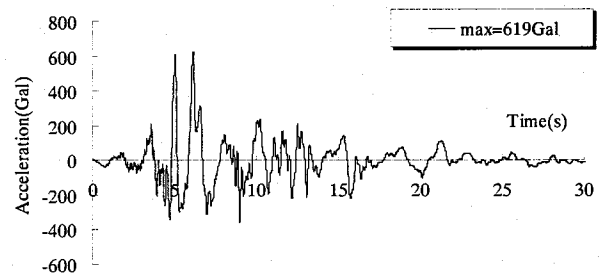


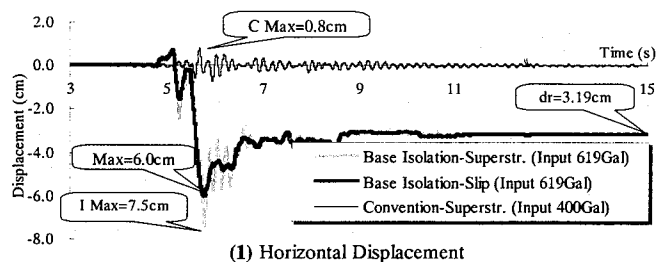
図-5 実験用地震波形(ポートアイランド波)

ロッキングも生じる。図-6(2)によれば免震構造のフーチングの回転角は従来構造より大きくなった。上部構造の水平加速度について(図-6(3)参照)、基礎免震装置の導入により、入力加速度の最大値が従来構造の1.58倍に増加したにもかかわらず、水平加速度の最大応答値は従来構造の0.43倍までに低減し、非常に大きな免震効果が期待できる。上部構造の鉛直加速度はロッキング振動によるものと考え、図-6(4)によれば、構造のロッキング振動は高周波数で、且つ基礎免震装置は上部構造の鉛直加速度に対してあまり影響を及ぼさない。これは実験に用いた免震装置はすべり型で、構造系の振動は主としてすべり振動である事と考えられる。上部構造水平加速度のフーリエスペクトルを図-6(5)に示す。従来構造の振動はその一次固有振動数($f=5.9\text{Hz}$)付近に卓越しているが、基礎免震構造は入力振動の特性に合わせて振動しているだけで、かつ入力振動を殆ど増幅しない。この点から見れば、すべり型免震構造は入力地震動と共振を起こす危険性が低いといえる。

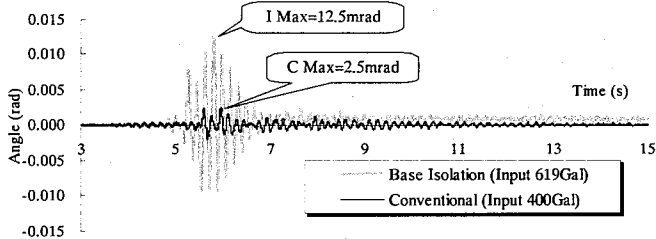
3.1.2 橋軸直角方向の応答特性

橋軸直角方向に加振時P2橋脚近辺の上部構造応答値の一例(従来構造の入力加速度の最大値は423Gal、免震構造の方は659Galの場合)を図-7に示す。水平変位において、従来構造の最大変位は0.6cmに対して、基礎免震構造の最大変位は4.2cmに達しており、その内すべりによる変位は3.9cmである。(図-7(1)参照)。また、橋軸方向と同様に、免震装置に復元力を与えてないため、免震構造の振動は往復振動を呈しておらず、振動後上部構造は1.4cmの水平変位を残ることになる。フーチング部のロッキング角は図-7(2)に示す。ロッキング振動の性状について、免震構造は従来構造とほぼ同じである。

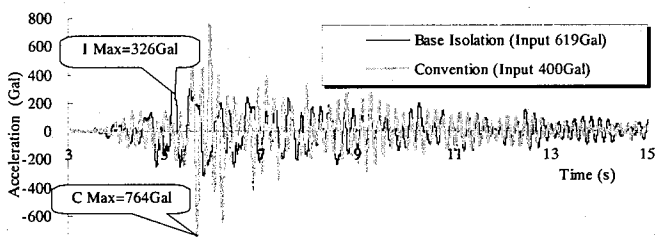
橋軸直角方向の加振に対して、両端橋脚の位相に差が生じ、それによって構造は平面内にねじり振動を起



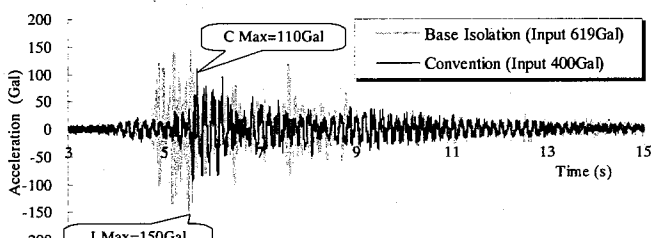
(1) Horizontal Displacement



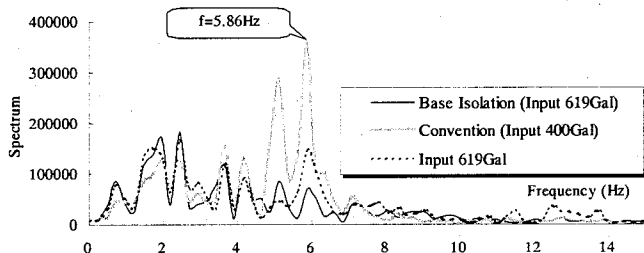
(2) Rotation Angle



(3) Horizontal Acceleration

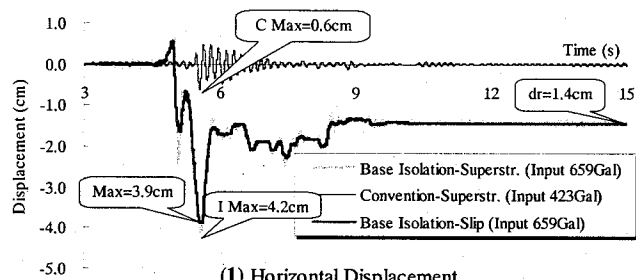


(4) Vertical Acceleration

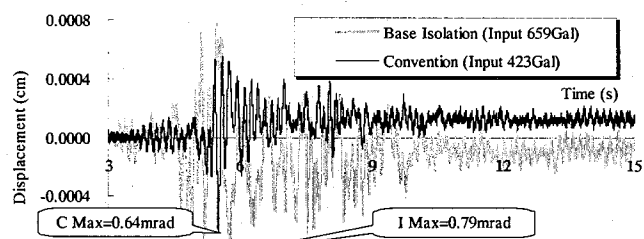


(5) Fourier Spectrum of Horizontal Acc.

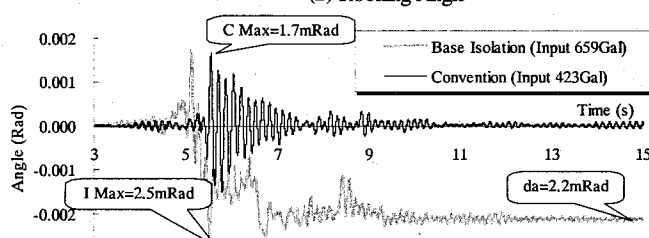
図-6 橋軸方向の応答特性



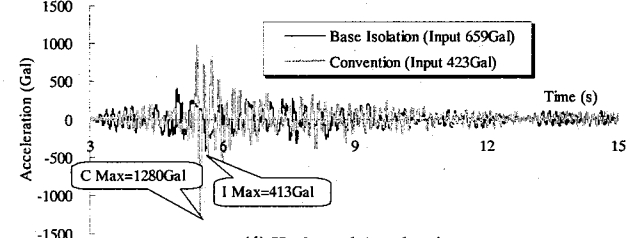
(1) Horizontal Displacement



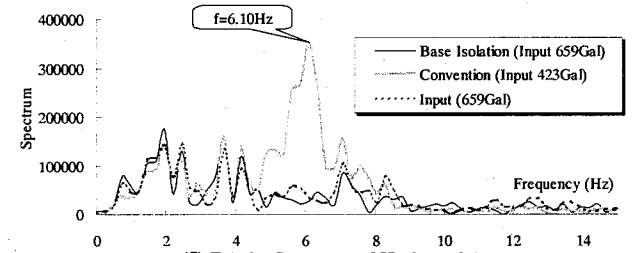
(2) Rocking Angle



(3) Plane Rotation Angle



(4) Horizontal Acceleration



(5) Fourier Spectrum of Horizontal Acc.

図-7 橋軸直角方向の応答特性

し、ねじり振動回転角の時刻歴は図-6 (3)に示す。最大回転角について、免震構造と従来構造との差はあまり見られないが、振動性状は異なっており、従来構造が往復振動に対して、免震構造が滑った後元の位置に戻らず、残留角が生じた。なお、ねじり角は式-4によって求めた。免震構造の最大ロッキング角は0.0025radで、橋長100mの橋梁に対して、最大25cmの振幅になり；また、残留角が0.0022radで、桁両端の残留変位は22cmずれる。

$$\alpha = (\delta_1 - \delta_3) / L \quad (4)$$

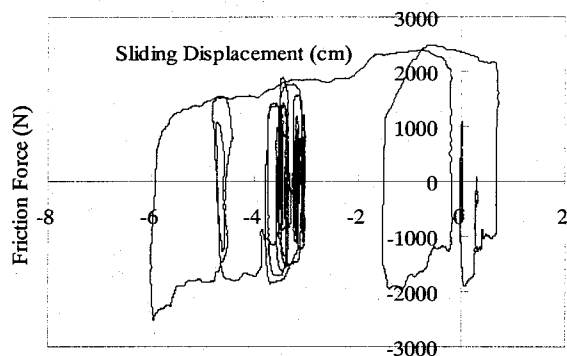
ここに、 α ：構造の平面内でのロッキング角

$\delta_{1(3)}$ ：P1(3)橋脚あたり上部構造の水平変位

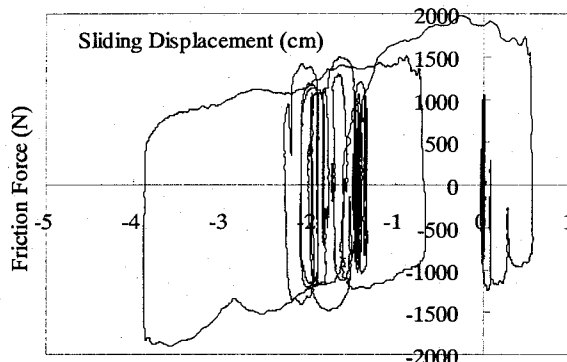
L ：P1橋脚とP3橋脚の距離

図-7 (4)に上部構造の水平加速度を示す。基礎免震装置の導入により、入力加速度の最大値が従来構造の1.56倍に増加したにもかかわらず、水平加速度の最大応答値は従来構造の0.32倍までに低減した。

上部構造水平加速度のフーリエスペクトルを図-7 (5)に示す。従来構造の振動はその一次固有振動数($f=6.1\text{Hz}$)付近に卓越しているが、基礎免震構造は入力振動の特性に合わせて振動しているだけで、固有振動特性は現れおらず、かつ入力振動を殆ど増幅しない。この点から見れば、橋軸直角方向に対しても、すべり型免震構造は入力地震動と共振を起こす危険性が低いと思われる。



(1) Longitudinal Direction



(2) Transversal Direction

図-8 摩擦力～すべり変位履歴曲線

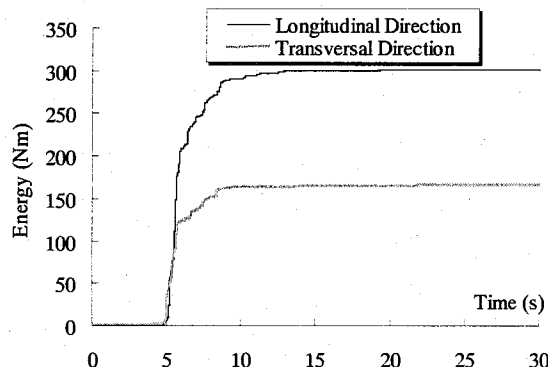


図-9 地震エネルギー吸収累積時刻歴

3.2 免震システムの挙動

免震システムの挙動は免震システムの履歴特性と減衰性能について調べた。

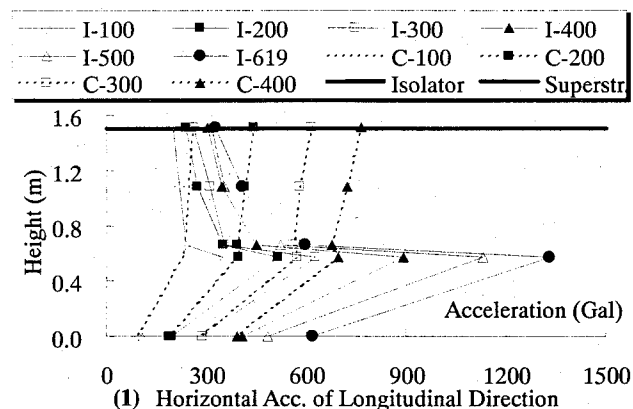
図-8 にすべり型免震システムの摩擦力～すべり変位履歴ループの一例（入力振幅が最大となるケースのP2橋脚）を示す。図-8 (1), 図-8 (2)はそれぞれ橋軸方向と橋軸直角方向のものである。ここで、摩擦力は式-5によって算出した。摩擦力～すべり変位曲線は安定した履歴特性を示しており、図-9に示すように、地震エネルギーの吸収能力は最大限まで発揮できると考えられる。

$$F_i = -(m_{ui} \times a_{ui} + m_{pi} \times a_{pi} + m_{fi} \times a_{fi}) \quad (5)$$

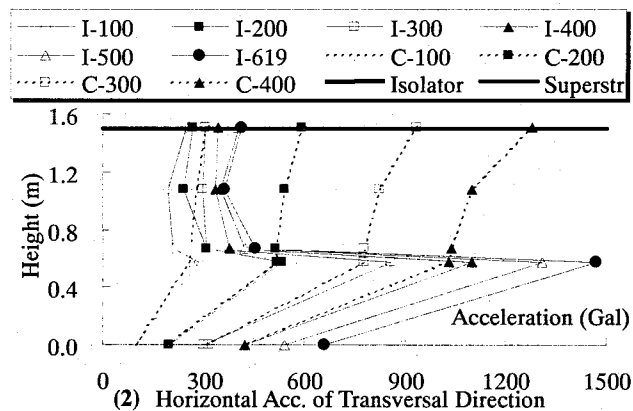
ここに、 F_i : i 番目橋脚の免震装置の摩擦力

m_{ui} : i 番目橋脚が支持している上部構造質量

m_{pi} , m_{fi} : それぞれ i 番目橋脚の柱、フーチングの質量



(1) Horizontal Acc. of Longitudinal Direction



(2) Horizontal Acc. of Transversal Direction

図-10 橋梁各部の最大加速度

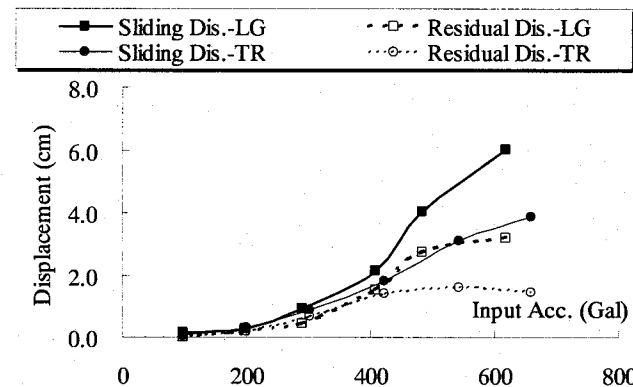


図-11 免震装置の最大すべり変位及び残留変位

a_{ui}, a_{pi}, a_{fi} : それぞれ i 番目橋脚あたりの上部構造、柱重心、フーチング重心位置での水平加速度

図-9 の吸収エネルギー累積は式-6 によって計算した。橋軸方向の吸収エネルギー累積は橋軸直角方向の方より遥かに上回った。これは構造系の橋軸方向の上部構造質量は橋軸直角方向の方より大きいだけでなく、橋軸直角方向のすべり変位よりも橋軸方向の方が大きいからと思われる。

$$W_s = \int F(t) \cdot ds(t) \quad (6)$$

ここに、 W_s : すべり変位によって吸収したエネルギーの累積

$F(t)$: 時刻 t における免震装置の摩擦力

$s(t)$: 時刻 t における免震装置のすべり変位量

3.3 すべり型免震基礎の免震効果

橋梁各部の応答加速度、残留変位および各部材の断面力、応力度に着目して基礎免震構造の耐震性能を検討した。

3.3.1 橋梁各部の最大加速度

振幅の段階増加入力による橋梁各部の最大応答水平加速度は図-10に示す。橋軸方向の実験結果(図-10(1))によれば、加振加速度の振幅が100Gal程度の場合は、免震構造の応答値は従来構造の方と大差はなく、入力振幅の増加につれて、従来構造の応答値はほぼ線形増加する事に対して、免震構造は免震装置を境にして、それより下にある基礎部分の応答値が顕著に増加するが、それより上にある橋脚および上部構造の方があまり増加していない。従来構造はすべての入力振動に対して増幅したが、免震構造の場合は入力振幅が300Galの時に、免震装置から上にある部分の最大応答値が入力振幅と殆ど同じとなり、300Gal以下の時に増幅するが、300Gal以上になると、応答振幅がほぼ変化せず入力振幅より減少した。これらは免震装置のすべり状況(図-10参照)から説明できる。入力振幅が100Gal程度の場合は免震装置が殆どすべっていないため、免震構造の振動性状は従来構造の方と同じとなった。入力振幅が200Gal程度の場合は、免震装置の最大すべり量は僅か3mmで、すべりによるエネルギーの吸収はあまりないので、免震効果が殆どない。入力振幅が300Gal程度に達すると、免震装置の最大すべり変位が9mmとなり、摩擦減衰の効果がある。橋軸直角方向の最大応答加速度は橋軸方向の方と同様な傾向を示している(図10-(2)参照)。

3.3.2 残留変位

図-11に免震装置の最大すべり変位と加振後上部構造の残留変位を示す。入力振幅が300Gal以下の場合、免震装置のすべり量が小さく、すべり量の大部分が残留変位として残る。入力振幅が400Galを超えると、すべり変位が急に増加していくが、残留変位とすべり変位との比が減少する傾向を呈しており、入力振幅が500Gal以上になると、すべり変位は増大するが、残留変位はあまり変化しなくなり、最大入力振幅時、残留変位がすべり変位の半分以下(橋軸方向は43%で、橋軸直角方向は33%である)となる。

3.3.3 橋梁各部材の断面力および応力度

図-12に橋梁各部材の断面力及び応力度の一例(P2橋脚あたりの上部構造及びP2橋脚の各部材)を示す。杭の軸力(図-12(1)参照)について、入力振幅が100Gal程度の場合は、免震装置が殆どすべっていないため、免震構造の応答値が従来構造とほぼ同じとなり、入力振幅の増加につれて、免震装置が機能することによって、従来構造に比べ、免震構造の杭の軸力は大幅減少した。入力振幅が400Gal程度の場合、従来構造の杭の最大軸力が3,876N(橋軸方向)、4,436N(橋軸直角方向)に対して、免震構造は入力振幅が619Gal程度にもかかわらず杭の最大軸力が1,799N(橋軸方向)、1,838N(橋軸直角方向)までに減少した。また、免震構造の杭の軸力は入力振幅の増加に対して、ほぼ平

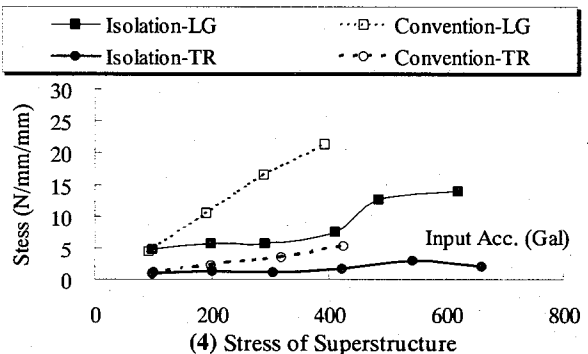
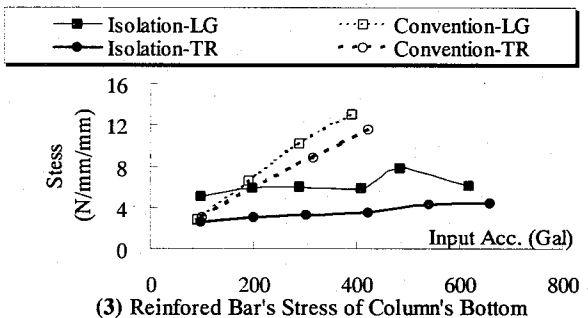
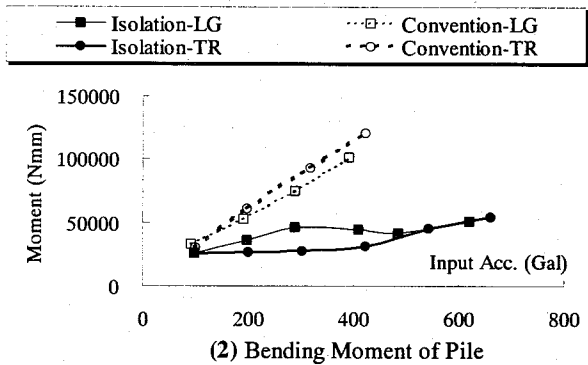
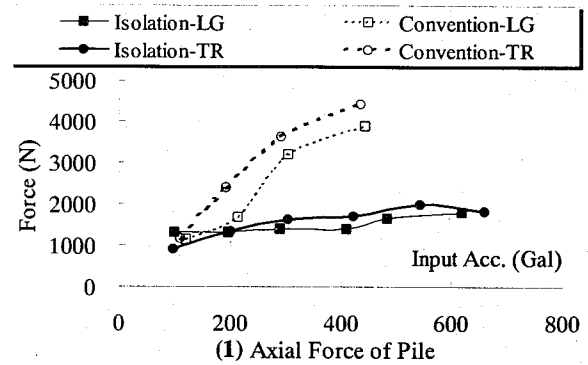


図-12 上部構造及び下部構造の断面力

であり増加しない傾向を呈しており、杭体の最大曲げモーメントは杭の軸力と同じの性状を示している(図-12(2)参照)。これによって免震基礎が大地震からの荷重を遮断することができ、基礎の耐震性を大きく向上した事と言える。また、杭の断面力は次式にて求めた。

$$\begin{cases} N = 1/2 \times EA(\varepsilon_1 + \varepsilon_2) \\ M = 1/2 \times EZ(\varepsilon_1 - \varepsilon_2) \end{cases} \quad (7)$$

ここに、N (M)：杭の軸力(曲げモーメント)

A (Z)：杭の断面積(断面係数)

ε_1 (ε_2)：杭前面(背面)のひずみ

E：杭材のヤング率

P2 橋脚柱基部主鉄筋の最大応力度は図-12 (3)に示す。入力振幅の増加につれて、従来構造主鉄筋の応力度は線形的に増えていく、一方免震構造の方はほぼレベルで変化しない。従来構造の鉄筋の最大応力度は 13.0N/mm^2 (橋軸方向), 11.6N/mm^2 (橋軸直角方向) に対して、免震構造の方はその半以下の 6.1N/mm^2 (橋軸方向), 4.5N/mm^2 (橋軸直角方向) しか発生していなかった。

図-12 (4)に P2 橋脚あたりの上部構造の応力度を示す。上部構造応力度の変動傾向は基礎杭と同様で、入力振幅の増加につれて、従来構造の方は線形的に増加するが、免震構造の方はあまり変動していなかった。

このように本免震装置の設置することにより基礎構造、下部構造及び上部構造の各部材の断面力が低下することが分かった。

4. 結論

III 種地盤に設計された場所打ち杭基礎を有する 4 径間 PC ラーメン橋を 1/10 で縮小し、実験模型を作成した。PTFE (テフロン) からなる滑り型免震装置を分離したフーチング部に挿入し、上部構造と下部構造を基礎構造から隔離した。この模型について振動実験を実施した。本検討により、以下の事が判明した。

①本免震構造は大地震に免震装置が滑ることにより、構造系の応答スペクトルは入力地震動と概ね一致おり、構造系の振動数の調整ができ、これによって橋梁と地盤との共振する危険性が小さくなる。

②本免震装置は安定する摩擦力～すべり変位履歴の確保ができ、地震動のエネルギーを有効に吸収し、大きな減衰効果を期待できる。

③本免震装置は基礎構造のみならず下部構造、上部構造に対しても、大きな免震効果が得られる。

④フーチングの分離によって、免震装置より上にある構造のロッキング振動が大きくなる傾向があるが、構造の耐震性能に対しての影響があまり見られなかった。また、橋軸直角方向加振時、両端橋脚の位相差により橋梁の平面内でのねじり振動がみられた、この振動によって、免震構造の両端橋脚の残留変位が異なった。

III 種地盤などの軟弱地盤では免震構造の適用は推奨されていないが、すべり型基礎免震構造によって、構造と地盤との共振を免れることができる。レベル 2 地震動に対して変位量は増加するが、適切な伸縮装置を設置し、桁端衝突の防止ができ、橋梁の健全を保つ事ができる。本検討によって、基礎免震のラーメン橋梁に対しての有効性が確認できた。ラーメン構造は上部構造の桁と下部構造の柱が一体化することによって、支承が不要となると同時に、上部構造のモーメントが下部構造にも一部負担され、上部構造の桁高が小さくでき、橋軸方向の水平荷重によるモーメントに対して橋脚の上、下端で抵抗するため、橋脚はスレンダーにすることができる。また不静定構造であるため、構造系全体の靱性が期待できる。免震基礎の導入する事によって(免震装置の摩擦係数が小さい場合は常時・風などの荷重に対してせん断キーを設置する必要がある)、ラーメン構造の長所と免震構造の長所を取り

込んだ構造系の実現が可能になり、より合理的な設計ができると考えられる。

5. あとがき

本研究は(財)先端建設技術センター助成金の支援を受け遂行したもので、今本免震構造の入力地震波形の特性(海洋型地震)、基礎地盤の状況(傾斜地盤、谷型地盤)などによる影響を調べるために、模型実験及び動的応答解析を行っている、別の機会に報告したいと思っております。

参考文献

- 1) 岡本晋, 藤井俊二, 尾崎大輔, M.C.Constantinou, P.C.Tsopelas: すべり方式免震システムを有する橋梁の動特性に関する実験的研究, 土木学会論文集 No.507/I-30, pp.167-177,1995.
- 2) Skinner RI, Robinson WH, McVerry GH: An Introduction to Seismic Isolation. Wiley: U.K., 1993.
- 3) 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
- 4) 建設省土木研究所, (財)土木研究センター, (株)大林組, (株)オリエンタルコンサルタンツなど: 高減衰材料を用いた長大橋の免震技術の開発に関する共同研究報告書, 1998
- 5) Cormack, L.G.: The Design and Construction of the Major Bridge on the Mangaweka Rail Deviation, Transactions, Institution of Professional Engineer, New Zealand, 15, I/CE pp.16-23, 1988
- 6) 林秀侃, 川北司郎: 阪神高速 3 号神戸線弁天工区の復旧事例, 橋梁と基礎 No.6 pp.48-52, 1996
- 7) 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.
- 8) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Galvi, G. M.: Seismic design and retrofit of bridges” 516-533, 1996
- 9) 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.
- 10) N. Mostaghel and J. Tanbakuchi: Response of Sliding Structures to Earthquake Support Motion, Earthquake Engineering and Structure Dynamics, Vol.11, pp.355-366, 1983.
- 11) 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, pp.657-668, 2005.3
- 12) 川島一彦: リオン・アンティリオン橋の耐震設計, 橋梁と基礎 No.3 pp.33-36
- 13) 安同祥, 渡辺勉, 近藤岳史, 清宮理: 橋梁基礎にテフロンを用いた免震構造の地震時挙動, 土木学会第 59 回年次学術講演会, 2004, 9
- 14) 高野真一, 大島貴充, 田村保, 黒崎信博, 清宮理: 軟弱地盤における橋梁の免震基礎に関する大型模型振動実験, 構造工学論文集 Vol.51A, pp.677-688, 2005.3
- 15) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造設計編, pp.266, 2002.3

(2005 年 9 月 10 日受付)