

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

Dynamic Analysis of 4-Span Rahmen Bridge with Sliding Type Seismic Isolation Foundation

横井 康人*, 清宮 理**, 安 同祥***, 近藤 岳史*

Yasuhito YOKOI, Osamu KIYOMIYA, Tongxiang ANN and Takeshi KONDO

*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)

**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)

*** 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)

In this study, the oscillation behavior and aseismicity of a 4-span rahmen bridge located on soft ground with sliding type seismic isolation foundation are investigated by dynamic analysis. The sliding type seismic isolation foundation is isolated the superstructure and substructures from its foundations and adopting sliding material such as PTFE (Teflon sheet) to dissipate the earthquake energy. The results show that sliding type seismic isolation foundation is not only able to rescue the bridge from the danger of resonance but enable to also reduce the responses of the bridge. Moreover, this system has aseismic effect more than the equal compared with the isolated bearings system.

Key Words: foundation seismic isolation system, isolated bearings, four span PC rahmen bridge, soft ground condition,

キーワード: 基礎免震構造, 支承免震, 4径間ラーメン橋, 軟弱地盤,

1. まえがき

免震構造は免震装置を用いて, 構造系の固有周期を長くさせると同時に, 大きな地震動のエネルギーを免震装置に集中, 逸散させ, 構造への被害を低減しようとするものである。橋梁構造において, これまでの免震構造は上部構造と下部構造の間に免震支承を設置する事により (ここで, このタイプの免震は支承免震と称する), 免震効果が得られており, 多数の施工実績を有している。しかし支承免震の場合は下部構造と基礎が一体となっており, 下部構造からの地震力は基礎構造に直接伝達される。特に, 橋梁が軟弱地盤上に設置された場合は, 橋梁基礎に大きな地盤変形が生じ, 免震支承は追従することが困難で, その結果基礎構造が大規模となり建設費が増大する傾向にある。さらに, 軟弱地盤において,

構造系の固有周期を延長させると, 地盤と共振が生じる恐れがあり免震支承は一般に適切でない¹⁾。そこで本研究では免震支承の適用が制限されるⅢ種地盤に計画されたラーメン橋にすべり型免震基礎を適用し, その免震効果について検討した。免震基礎は従来フーチングによって剛結された下部構造と基礎構造をフーチング部で分離し, その間にすべり材や緩衝材などからなる免震層を挿入し, 分離部の相対変位によって地震エネルギーを逸散させる構造である。基礎免震の目標耐震性能を以下のように設定した。

- ・レベル1地震動ではほとんど滑動しない。
 - ・レベル2地震動では免震層を積極的に滑らせるが他部位に重大な影響を与える変位量は出さない。
- 基礎免震の基本的な力学性状や有効性については単橋脚の模型実験²⁾³⁾や数値解析⁴⁾により既に確認し

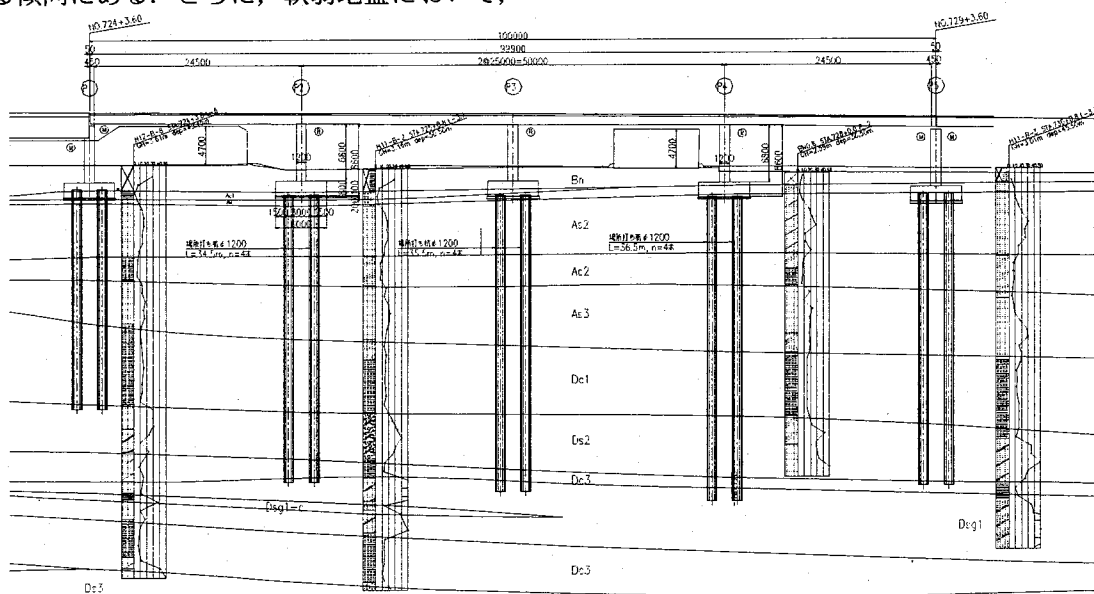


図-1 対象橋梁一般図 (単位: mm)

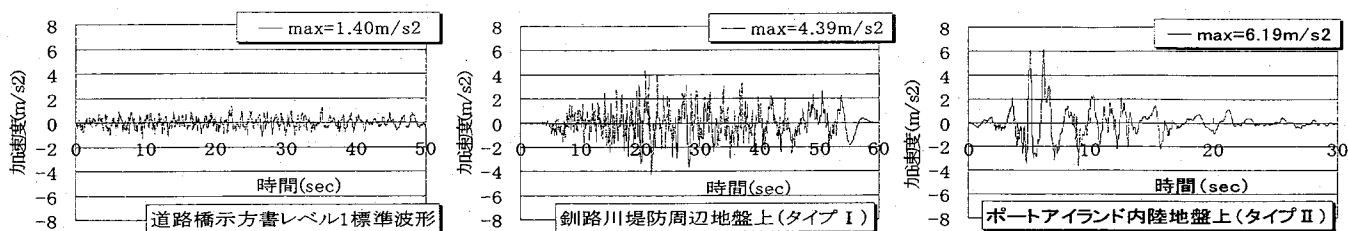


図-2 入力地震動

ており、更に清宮、近藤氏は免震基礎が3径間連続鋼桁橋へ適用した場合についてパラメータ解析を実施した⁵⁾。それによれば基礎免震は優れた免震効果があることが分かった。本文は免震基礎が杭基礎を有する4径間PCラーメン橋へ適用された場合、構造系の振動特性、耐震性及び免震装置の挙動について検討した。また、免震効果について支承免震とした場合の比較も実施した。

2. 対象橋梁

2.1 橋梁の諸元

今回対象とする橋梁はPCホローの上部構造を有する4径間ラーメン橋で橋長99m(支間割:24.5m+2@25m+24.5m)、基礎形式は場所打ち杭($\phi 1200$ mm, 4本, 杭長35m程度)であり、掛け違い部(P1, P5)には可動査となっている。下部構造の柱は1.2m(橋軸方向) $\times$ 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。図-1に橋梁の一般図と地盤条件の概要を示す。建設地点において耐震設計上の基礎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。地盤種別はⅢ種地盤である。

2.2 解析用波形及び解析手法

今回の解析に用いた入力波形は道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編に記されている。レベル1のⅢ種地盤波形、レベル2はタイプⅠ(海洋型)として1994年北海道東方沖地震の釧路川堤防周辺地盤上(以下釧路)を、タイプⅡ(内陸型)として1995年兵庫県南部地震のポートアイランド内地盤上(以下ポートアイランド)(いずれもⅢ種地盤波形)の3種類を使用した。図-2に各波形を示す。これらの波形を橋軸方向、直角方向にそれぞれ入力し、免震装置および柱の非線形性を考慮し、ニューマーク β 法によって時間刻み0.01secで直接積分にて動的応答解析を行った。また、減衰はひずみエネルギーレイリー減衰とした。

なお免震構造の固有値及び減衰解析では以下のように計算を行った。まず1回目の解析で得られた免震装置の最大変位量を後述する式(4)の δ に代入し、新しい k_H を求め、この数値を用いて固有値及び減衰解析を行い、免震装置が滑る時のレイリー減衰のパラメーター(振動数、減衰比により決まる α 及び β)を決定し2回目の解析を行う。この操作を繰

り返し、免震層の最大変位量が収束するまで計算を行った。

2.3 解析ケース

以上のような手法に基づいて今回は表-1に示すケースで解析を行った。ここで表中の非免震構造とは従来のラーメン構造(以下非免震)、すべり型基礎免震(復元力あり(A型)、復元力無し(B型))とは提案する免震構造(以下、それぞれ基礎免震(A型)、基礎免震(B型))、機能分離型支承免震とは現在一般に普及している免震支承を採用した構造(以下支承免震)である。

表-1 解析ケース

構造名	非免震構造 (ラーメン構造)	すべり型基礎免震		機能分離型 支承免震
		復元力有り(A型)	復元力無し(B型)	
レベル1			○	
レベル2	○		○	
タイプⅠ		○		
タイプⅡ	○	○	○	○

2.4 解析モデル

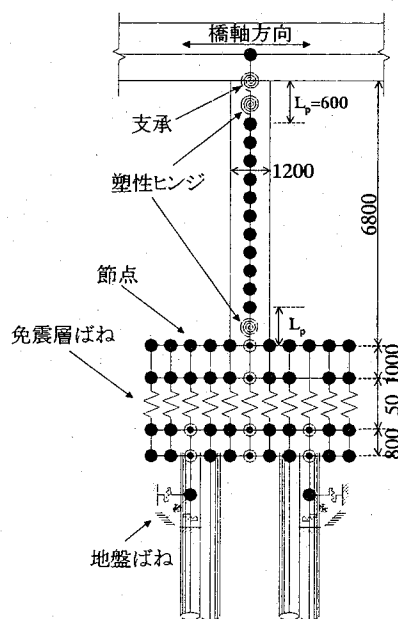


図-3 (a) 単橋脚モデル図 (単位: mm)

上部構造と橋脚の柱は3次元はり要素で置換した。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

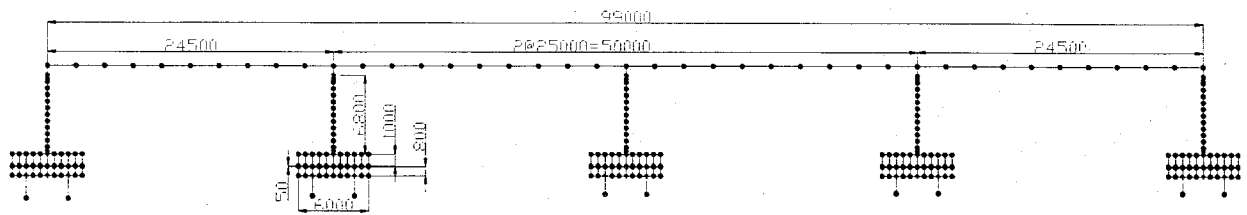


図-3(b) 全体系モデル図 (単位:mm)

の免震層を非線形ばねで置換した。免震層の詳細については後述する。杭及び地盤は連成ばねが“0”となる位置で線形集約ばねにてモデル化した。図-3 (a) に単橋脚モデル図を、図-3 (b) に全体系モデル図を示す。また、支承免震の機能分離支承はその履歴減衰を考慮するために、バイリニア特性を有する非線形ばねによって評価した。

2. 4. 1 免震基礎のモデル

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-4 参照)。フーチングの橋軸方向、直角方向 (X, Z 方向) をソリッド要素でそれぞれ 10 等分割し、121 個の節点を水平方向 (X, Z 方向) と鉛直方向 (Y 方向) のばねで繋ぎ、免震層とした。水平方向はバイリニアモデルでモデル化した。鉛直方向は浮き上がりを考慮した (図-4 参照)。

免震層より上にある構造系の運動方程式は式 (1) によって表される。

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

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。

$$u = \{X, Y, \theta\}^T \quad \dots \dots \dots (2a)$$

$$u_0 = \{X_0, Y_0, \theta_0\}^T \quad \dots \dots \dots (2b)$$

ここに X, Y, θ はそれぞれ水平変位、鉛直変位、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。

$$|M\ddot{X}_0| \leq \mu V + K_{H2} \Delta X \quad \dots \dots \dots (3)$$

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 次剛性によってコントロールできる。

また免震基礎を適用した場合は橋脚柱の降伏が想定しないため、ハイピアーでない 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

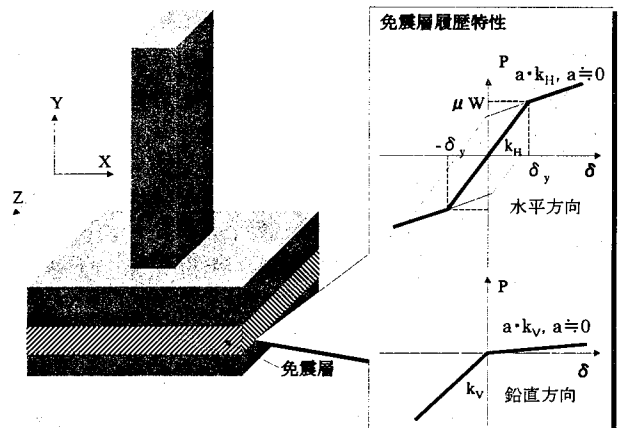


図-4 免震層モデル図及び履歴特性

の固有周期は式 (4) によって表せる。

$$T = 2\pi \sqrt{m/k_{H2}} \quad \dots \dots (4)$$

ここに T ; 構造系の滑っている状態での固有周期, m ; 免震層より上にある構造系の質量である。式(4)によれば、構造系の滑っている状態での固有周期は免震装置の降伏後の剛性によって支配される。本検討では、固有周期 T が 3 秒となるような復元力を持たせた構造 (基礎免震 (A 型)) と復元力 k_{H2} をほぼ 0 とした構造 (基礎免震 (B 型)) : 免震層降伏後の固有周期が ∞ となる) の 2 ケースについて調べた。ここで、固有周期を 3 秒としたのはⅢ種地盤のレベル 2 地震動の加速度応答スペクトルを考慮 (タイプⅡ地震動において、応答加速度スペクトルは 1.5 秒から固有周期に反比例して低下し始める、構造系の固有周期は 1.5 秒の 2 倍とした) して設定した。また、2 次剛性は免震材料により異なるので、振動実験による確認が必要だが、本研究では固有周期により定めた。

解析において、免震装置の水平ばねの 1 次剛性 (k_H) は式 (5) によって算出した。

$$k_H = \mu W / \delta_y \quad \dots \dots \dots (5)$$

ここに μ は免震層の摩擦係数, W は免震層に作用する鉛直荷重である。免震層の材料として PTFE 等の高分子材料を考えており、摩擦係数は 0.2 とした。また δ_y は免震層の降伏変位で、従来構造 (ラーメン構造) の固有周期と一致するように 3mm という値を用いた。また、水平対鉛直のばね定数の比を水平 (k_H) : 鉛直 (k_V) = 1 : 3 と設定した。支承条件を考慮し、以上のように決めた免震層を表-2 のように各基礎部に配置した。

表-2 支承条件と基礎免震構造配置状況

橋脚	P1	P2	P3	P4	P5
支承条件	可動	ラーメン	ラーメン	ラーメン	可動
免震層	軸方向	剛	免震	免震	剛
	直角方向	免震	免震	免震	免震

2. 4. 2 免震支承のモデル

今回の計算モデルはⅢ種地盤上のものであり、道路橋示方書では免震構造の適用は推奨されていないが基礎免震との比較のために仮に設定を行った。図-3に示す支承部分に機能分離型免震支承を設置した条件を統一するため(5)式によって免震層の水平ばねの1次剛性を、(4)式によって2次剛性を決定した。また T は3秒で、基礎免震(A型)との違いは免震層の位置(橋脚末端か基礎)と復元力の大きさである。表-3に免震支承の諸元を示す。

表-3 免震支承の諸元

(kN,m)	P1	P2	P3	P4	P5
鉛直反力	2100	4650	4950	4650	2100
1次剛性	140000	310000	330000	310000	140000
2次剛性	940	2100	2100	2100	940
剛性低下率	0.0067	0.0068	0.0064	0.0068	0.0067

3. 免震基礎のレベル1地震動による照査

3. 1 免震層のすべり変位

ここでは前述した基礎免震構造のレベル1地震動に対する目標耐震性能(レベル1地震動に対して免震層はほとんど滑動しない)について、検討する基礎免震構造2ケースのうちにより滑り易い基礎免震(B型)についての解析結果を検討する。図-5にレベル1各方向(橋軸方向、直角方向)入力時の免震層のすべり変位時刻歴の一例(いずれもP3橋脚部の場合)を示す。最大すべり量は1.5~1.7cm程度(フーチング幅に対して1/400程度)、残留変位は橋軸方

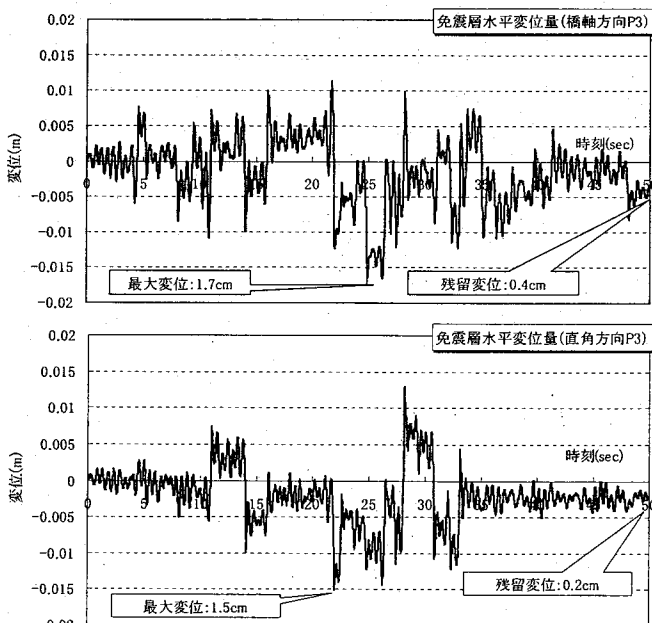


図-5 免震層すべり変位(基礎免震(B型)レベル1)

向で0.4cm、直角方向で0.2cm程度と非常に小さい値が計算された。また免震層の鉛直変位及びそれに伴って生じるフーチングの鉛直反力増加量も常時に対してごくわずかであり、レベル1地震動に対する耐震性能は目標を満足している。

4. 橋梁のレベル2地震動での振動特性

4. 1 上部工水平変位

ここでは非免震と基礎免震(B型)のレベル2地震動入力時の振動特性比較を行う。図-6に各構造、入力方向の上部工応答変位の一例を示す(P3上部工)。基礎免震を採用することによって上部工の最大応答変位は約5倍に増大し、また残留変位も生じた。この変位量の増加による橋梁他部位への影響については後述する。

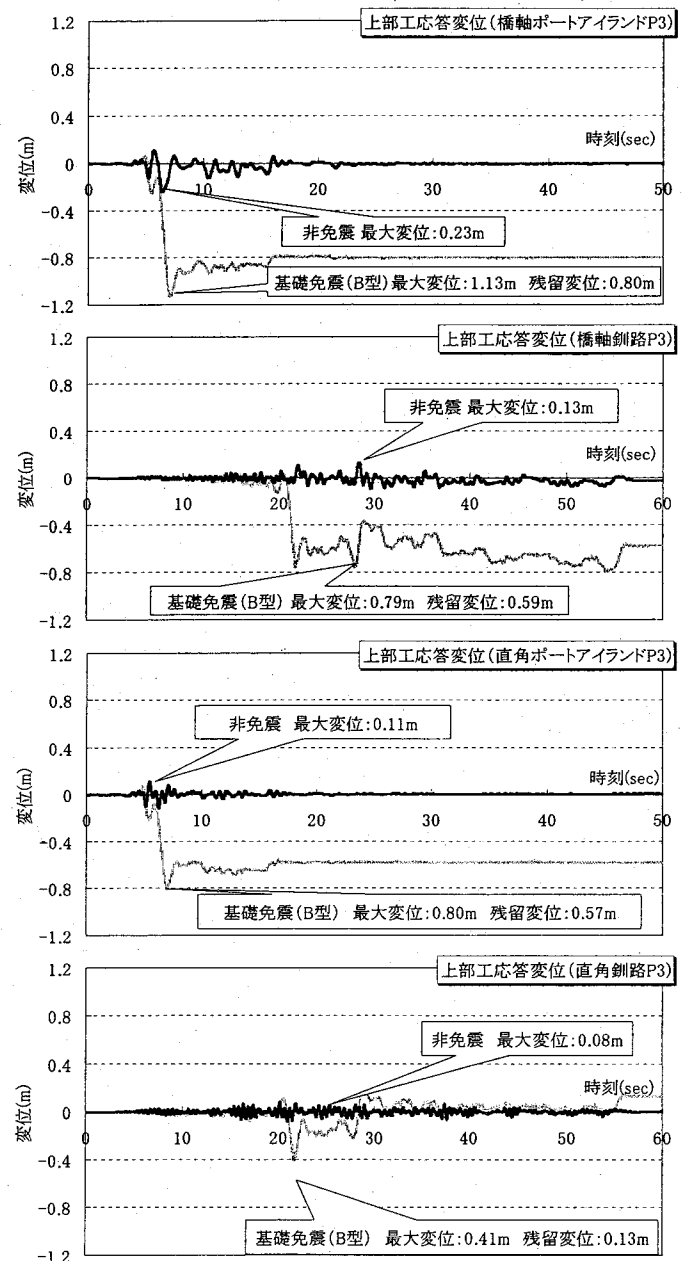


図-6 上部工応答変位
(非免震/基礎免震(B型)レベル2)

4. 2 上部工水平加速度

図-7及び8に上部工の応答加速度及びその振動特性（フーリエスペクトル）の一例（P3 上部工）と入力地震動の振動特性を示す。図-6から基礎免震構造を採用することで最大応答変位はおよそ5～8倍に増大したが、最大応答加速度は図-7に示す様に橋軸方向でおよそ0.5倍に直角方向でおよそ0.3倍に低減された。また図-8に示す様に基礎免震（B型）は免震層が滑り出すと上部工と下部工の縁が切れ、復元力を持たないため固有振動数がほぼ0となり、入力地震動とほぼ同じスペクトル特性を示しておりピークの振動数がほぼ一致している。また、入力地震動に対して、基礎免震（B型）構造の応答は殆ど増幅されていない。

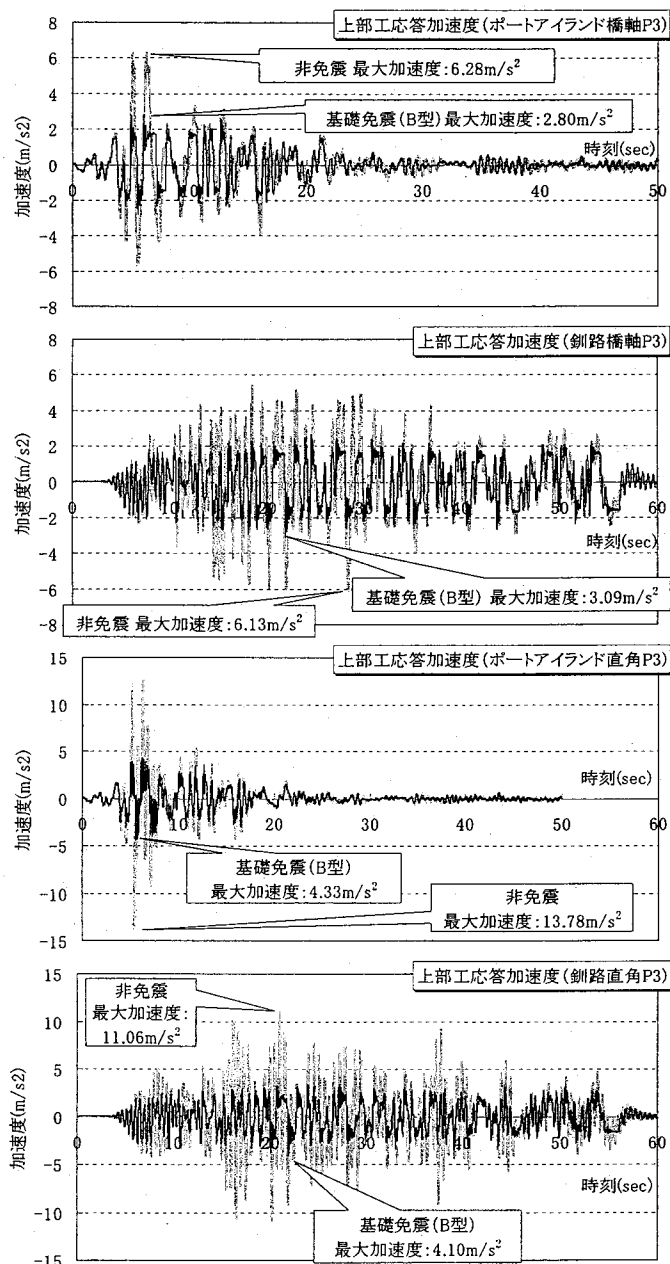


図-7 上部工応答加速度
(非免震/基礎免震（B型）レベル2)

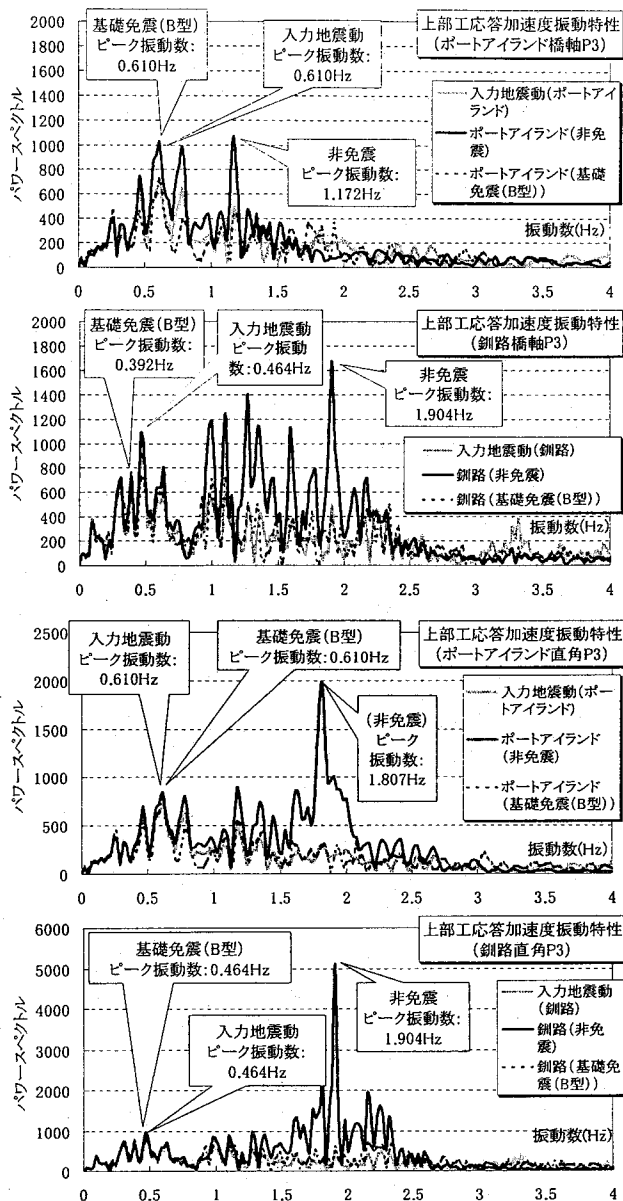


図-8 上部工応答加速度スペクトル
(非免震/基礎免震（B型）レベル2)

5. 免震基礎のレベル2地震動時の挙動

5. 1 免震層のすべり変位

ここではレベル2地震動入力時の基礎免震の挙動について述べる。なお取り上げる構造は基礎免震（B型）である。図-9にレベル2地震動各方向入力時の基礎免震（B型）の免震層摩擦力～すべり変位履歴特性の一例（P3）を示す。このグラフから各方向、入力地震動とも免震層の摩擦力はある上限値（(5)式の μW ）までしか働かず、上部工と下部工の縁が切れている事が分かる。またすべり変位はループを描きながら次第に増加していく様子も分かる。

免震構造は免震層がすべる、あるいはロッキングするなど変形する事によって地震動のエネルギーを吸収する。基礎免震（B型）は図-9や後述する図-11に示す様にフーチングが浮き上りを生じず（ロッキング振動は弾性範囲に留まっており）、すべりの方が

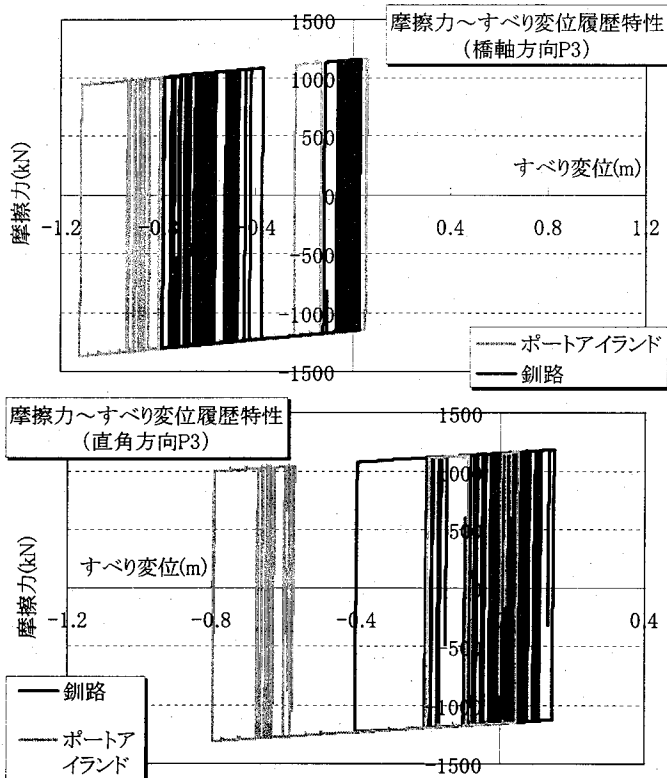


図-9 免震層摩擦力～すべり変位履歴
(基礎免震 (B 型) レベル 2)

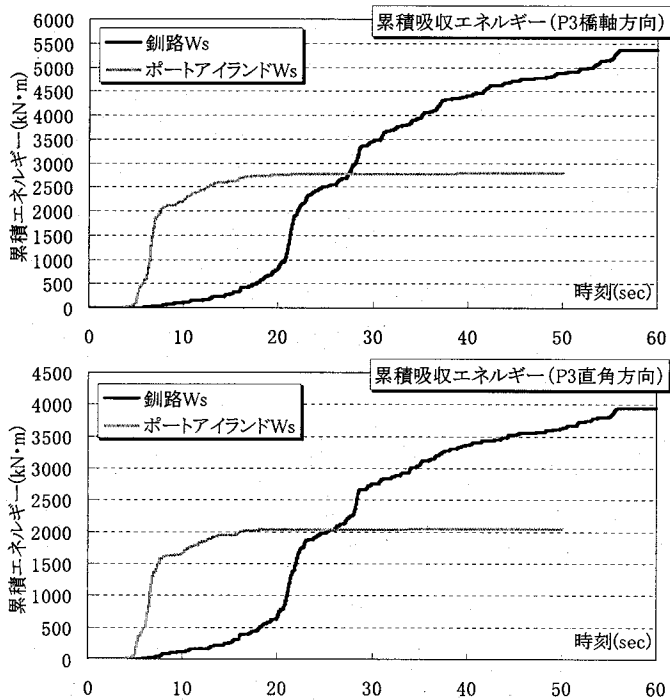


図-10 免震層及び塑性ヒンジ部による
累積エネルギー吸収量 (基礎免震 (B 型) レベル 2)

卓越する構造である。従って免震層の変形による地震動エネルギーの吸収はすべり変位によるもので、式 (6) によって評価できる。

$$W_s = \int_t P(t) \cdot ds(t) \quad \dots (6)$$

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, $P(t)$; 時刻 t における免震層摩擦力, $ds(t)$; 時刻 t における免震層のすべり変位量である。図-10に各方向レベル 2 地震動入力時の基礎免震 (B 型) の免震層のすべりによる累積エネルギー吸収量 W_s

(P3 橋脚部) を示す。ポートアイランドは短周期であるため始めに大部分の地震動エネルギーを吸収し終盤は横ばいになっているのに対し、釧路の方は長周期であるため少しずつではあるが終始地震動のエネルギーを吸収し、最終的にはポートアイランドよりも大きいエネルギーを吸収している。

5. 2 免震層の浮き上がり量

図-11 にレベル 2 地震動各方向入力時の基礎免震 (B 型) の免震層端部の鉛直変位を示す。レベル 1 地震動入力時と同様常時に対して大きな鉛直変位は生じておらずフーチングの浮き上がりは発生していない。このことからこの基礎免震構造 (B 型) はレベル 2 地震動の様な大きな変位量が生じる場合でもすべり変位の方が卓越し、ロッキング運動はほとんどないことが分かる。

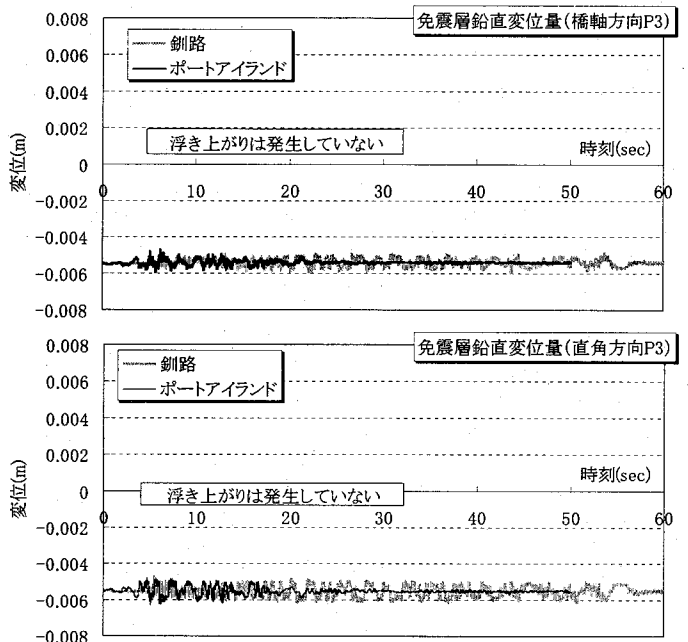


図-11 免震層端部鉛直変位
(基礎免震 (B 型) レベル 2)

5. 3 免震層の鉛直反力

図-12 にレベル 2 地震動各方向入力時の基礎免震 (B 型) のフーチングの最大鉛直反力図を示す。図-11 から分かる様に基礎免震 (B 型) は地震時に免震層のすべりが卓越する構造であるためフーチングの鉛直反力に大きな差異は生じない。これから基礎免震構造を採用することによるフーチングへの影響はレベル 2 地震動入力時においても小さいと言える。

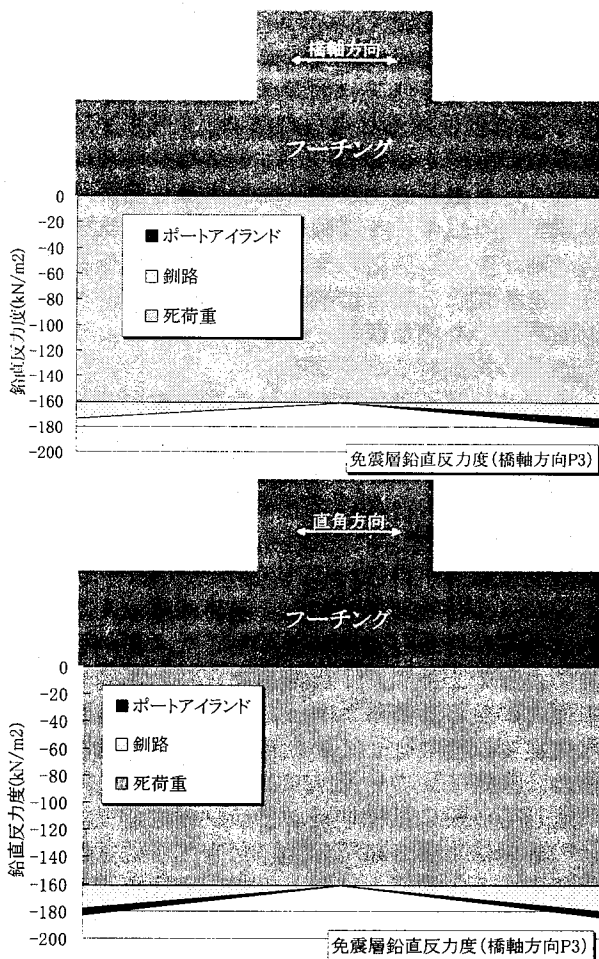


図-12 免震層最大鉛直反力度
(基礎免震(B型)レベル2)

6. 各構造の耐震性能

6. 1 塑性ヒンジの履歴特性

ここでは表-1に示した4つの構造系(非免震, 基礎免震(B型), 基礎免震(A型), 支承免震)についての耐震性能の比較を行う。表-1に両方向に最大入力加速度の大きいポर्टアイランド入力時における4構造系の各構造の上部工最大変位及び残留変位(P3)をP3橋脚柱下端塑性ヒンジのM~φ履歴の一例を図-13に示す。基礎免震を採用することによって復元力の有無によらず橋軸, 直角両方向共にひび割れ程度に留めることができた。また支承免震の橋軸方向では塑性ヒンジ(下端)が降伏した。これはラーメン構造と支承構造の構造系の違いによるものもあるが, 基礎免震が基礎部で縁が切れているため橋脚躯体には大きな曲げモーメントが生じないが, 支承免震では桁と橋脚の境目で縁が切れているため橋脚躯体部分の慣性力が曲げモーメントとして塑性ヒンジ部(下端)に作用したためとも考えられる。また表-4には各構造の上部工最大変位と残留変位(P3)を示す。基礎免震構造でも復元力を有することによって最大変位と残留変位がかなり抑えられる可能性がある。なおこの復元力の実際の適用については別途検討中である。

表-4 各構造の上部工最大変位及び残留変位 (P3)

(m)	非免震	基礎免震(A型)	基礎免震(B型)	支承免震
橋軸 最大変位	-0.237	-0.583	-1.130	-0.540
方向 残留変位	-0.007	0.025	-0.799	0.054
直角 最大変位	-0.114	-0.579	-0.807	-0.630
方向 残留変位	0.004	0.003	-0.576	-0.066

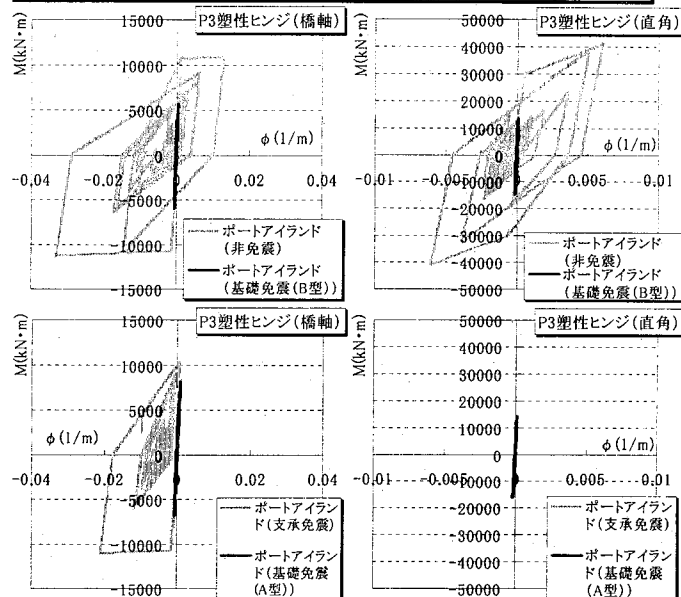


図-13 4構造のP3塑性ヒンジ(下端)部の
M~φ履歴比較(ポर्टアイランド)

6. 2 基礎の反力

表-5に各方向ポर्टアイランド入力時における各構造の基礎の最大反力(杭先端の反力, P2~P4)を示す。表中のRは鉛直反力, Hは水平反力, Mは回転反力である。全構造中で基礎免震(B型)の反力が最も小さく基礎免震構造を採用することによって杭に大きな応力が生じる可能性は低いと言え, 同時に目標耐震性能を満足できる。支承免震と基礎免震(A型)ではほぼ同等か基礎免震(A型)の方が小さく

表-5 各構造基礎の最大反力(ポर्टアイランド)

(kN, m)		非免震		支承免震		基礎免震(A型)		基礎免震(B型)	
		応答値a	a/d	応答値a	a/d	応答値a	a/d	応答値a	a/d
ポर्टアイランド	橋軸方向	Rmax	3172	-	2596	-	2632	-	2432
		Rmin	783	-	1214	-	1254	-	1427
		∠R	2389	2.38	1380	1.37	1378	1.37	1005
	直角方向	Hmax	1463	2.80	1011	1.93	732	1.40	523
		Mmax	1634	2.75	1145	1.93	890	1.50	593
		Rmax	3146	-	2481	-	2448	-	2305
ポर्टアイランド	橋軸方向	Rmin	681	-	1356	-	1378	-	1521
		∠R	2466	3.14	1125	1.43	1070	1.36	784
		Hmax	1804	3.29	1039	1.90	758	1.38	548
	直角方向	Mmax	1917	3.25	1010	1.71	818	1.39	590
		Rmax	2706	-	2406	-	2245	-	2068
		Rmin	783	-	1019	-	1195	-	1382
ポर्टアイランド	橋軸方向	∠R	1923	2.80	1388	2.02	1050	1.53	686
		Hmax	1568	3.13	1067	2.13	740	1.48	580
		Mmax	1705	2.92	1203	2.06	880	1.51	584
	直角方向	Rmax	2864	-	2272	-	2183	-	2073
		Rmin	623	-	1156	-	1304	-	1415
		∠R	2241	3.41	1116	1.70	879	1.34	657
ポर्टアイランド	橋軸方向	Hmax	1767	3.40	1087	2.09	698	1.34	519
		Mmax	1879	3.31	1054	1.86	755	1.33	567
		Rmax	2969	-	2546	-	2544	-	2381
	直角方向	Rmin	800	-	1325	-	1270	-	1445
		∠R	2169	2.32	1221	1.30	1275	1.36	936
		Hmax	1462	2.73	997	1.86	749	1.40	536
ポर्टアイランド	橋軸方向	Mmax	1610	2.73	1113	1.89	883	1.50	589
		Rmax	2997	-	2408	-	2387	-	2255
		Rmin	831	-	1429	-	1439	-	1571
	直角方向	∠R	2165	3.17	978	1.43	949	1.39	684
		Hmax	1776	3.19	1025	1.84	743	1.34	556
		Mmax	1860	3.18	976	1.67	793	1.36	585

6. 1と合わせて提案する基礎免震構造は従来の支承免震よりも今回の条件下では優れた耐震性能を有すると言える。また基礎免震構造では復元力を持たせる事によって6. 1で述べたように変位は抑える事ができるが反面基礎に生じる反力は大きくなる(基礎免震(A型)の方が基礎免震(B型)よりも反力が大きい)。

6. 3 上部構造の断面力

ここでは基礎免震構造を採用することによる上部構造への影響について検討する。図-14に非免震と基礎免震(B型)の各方向ポートアイランド入力時の上部構造の最大せん断力図と最大曲げモーメント図を、表-6にその値を示す。図-14の塗りつぶした部分は基礎免震(B型)の応答値、外側は非免震の応答値である。基礎免震構造を採用することによって非免震構造に比べ、橋軸方向橋脚部分では断面力は約0.5倍に低減されている。桁部分は免震、非免震の差は橋脚程ではないが、免震効果も見られる。一方直角方向では桁、橋脚部分共に約0.3倍に断面力を低減でき、大きな免震効果が認められた。

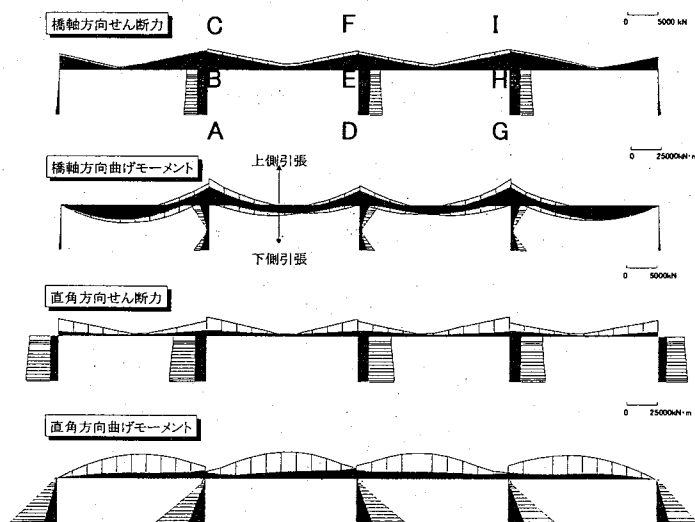


図-14 上部構造断面力図(ポートアイランド)

表-6 上部構造最大断面力
(非免震/基礎免震(B型)ポートアイランド)

部位	橋軸方向						直角方向					
	せん断力(kN)			曲げモーメント(kN・m)			せん断力(kN)			曲げモーメント(kN・m)		
	基礎免震(B型)a	非免震b	a/b	基礎免震(B型)a	非免震b	a/b	基礎免震(B型)a	非免震b	a/b	基礎免震(B型)a	非免震b	a/b
A	1709	3869	0.442	6927	12647	0.548	1949	6131	0.318	14185	43028	0.330
B	1733	3453	0.502	7585	14780	0.513	1928	5538	0.348	812	1604	0.506
C	3304	3472	0.952	15793	22606	0.699	1064	3271	0.325	7494	10585	0.708
D	1838	3981	0.462	6570	12715	0.517	1804	6060	0.298	13913	42980	0.324
E	1981	3572	0.554	8253	15816	0.522	1835	5503	0.333	778	817	0.952
F	2721	3246	0.838	12827	16919	0.758	1031	2941	0.351	9425	11453	0.823
G	1776	3924	0.453	7325	13191	0.555	1828	5956	0.307	14220	41578	0.342
H	1797	3469	0.518	8012	14715	0.544	1955	5433	0.360	697	1406	0.496
I	3177	3512	0.905	15859	22458	0.706	1052	3382	0.311	6414	11849	0.541

7. 結論

4径間PCラーメン橋に基礎免震構造を導入し、地震応答計算を実施した。本検討により、以下のよう
な事が判明した。

①すべり型基礎免震の摩擦係数が0.2とした場合、レベル1地震動に対して、免震装置のすべり変位が極わずかであり(フーチング加振方向幅の1/400程度)、残留変位は殆ど見られない、レベル1地震動の耐震性能目標を達せる。

②すべり型基礎免震構造はレベル2地震時に免震装置が滑り出す。免震構造の滑っている状態での固有周期がすべり装置の復元力によって支配され、復元力を与えない場合は構造系の応答スペクトルは入力地震動のものと概ね一致する。これによって橋梁と地盤の共振が小さくなる。

③すべり型基礎免震構造は免震装置が滑る事により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。

④基礎構造のみならず下部構造に対しても、支承免震構造と比較して、基礎免震構造はそれと同等以上の免震効果が得られる。

⑤レベル2地震動に対して基礎免震(B型)は大きな水平変位及び残留変位が生じた。しかしその変位によって上部工、下部構造ならびに基礎に大きな断面力が生じる事はなかった。また非免震構造や支承免震では塑性化していた橋脚部をひび割れ程度に留め、基礎の反力も低減する可能性を示した。

総じて一般に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、レベル2地震動に対して変位量は増加するが橋梁の構造系を地震時に健全に保つ事ができることを判明した。また免震装置に復元力構造を持たせる事によって変位量も抑制できる可能性を示した。

あとがき

基礎免震構造では、免震材料の特性が橋梁の応答や性能に大きな影響を及ぼすので、今後材料の選定についても検討していきたい。なお本研究は平成16年度(財)先端建設技術センター研究開発助成の支援を受けて実施した。

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) 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
- 3) 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
- 4) 渡辺勉，清宮理：免震基礎を有する橋梁の動的応答計算，第27回地震工学研究発表会，2003.12
- 5) 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

(2005年9月10日受付)