

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

Large model vibration test for seismic isolation of bridge foundation

高野真一*, 大島貴充*, 田村 保*, 黒崎信博**, 清宮 理***

Msakazu Takano, Takamitsu Ooshima, Tamotsu Tamura, Nobuhiro Kurosaki, Osamu Kiyomiya

*五洋建設(株)本社土木設計部 (〒112-8576 東京都文京区後楽 2-2-8)

** (株)オリエンタルコンサルタンツ東京事業本部 (〒213-0011 神奈川県川崎市高津区久本 3-5-7)

*** 工博, 早稲田大学教授, 建設工学専攻 (〒169-8555 東京都新宿区大久保 3-4-1)

In case of construction bridge foundation in soft ground, construction cost is very high to enhance seismic performance. We proposed a seismic isolation system that can reduce sectional forces during earthquake. The method is that bridge pier is separated from foundation and a space is filled with the layer for seismic isolation. When bridge receives a large earthquake for example Level-2, the layer can absorb and disperse energy of the earthquake, and can reduce construction costs. We carried out vibration tests to study response of bridge with seismic isolation and seismic performances. It is confirmed that the seismic isolation reduces response acceleration and response strain of foundation piles.

Key Words: Bridge foundation, Seismic isolation, Earthquake

キーワード: 橋梁基礎, 免震, 地震動

1. はじめに

軟弱地盤に橋梁基礎を建設する場合、耐震性能を高めるために大規模な基礎が必要となりコストが高くなる。このような場合、免震構造を採用することで、上部構造の応答を低減し基礎構造のスリム化を図ることができると、その効果は大きいことが期待される。一般に、橋梁の免震構造としては支承部に積層ゴムを用いるものが多く、施工実績も多い。橋梁に適用可能と考えられるその他の免震構造としては、橋脚部に積層ゴムを用いる構造や、下部構造と基礎構造の間をピンとする構造、滑動を許容する半固定結合の構造が提案されている。しかし、それらの免震構造は装置の構造上の制約から大変形に対応するには限界があり、軟弱地盤における地震時のような地表面での変位量が大きくなる場合については採用が困難である。また、軟弱地盤上に建設される橋梁の振動特性は一般の橋梁に比べ長周期となる傾向があるので、従来の免震構造のように構造系を長周期化させることで効果を期待する構造の採用は困難となることが考えられる。

そこで、従来一体となっている橋脚下部と基礎を分離し、その間にすべり材で形成される免震層を設け、レベル2地震動のような強い地震力を受けたとき、橋梁下部構造と基礎構造間に滑動を許容する構造を提案した。免震層において滑動を許容することで、免震層での摩擦減衰が期待でき、地震動によるエネルギーを吸収・逸散させて被害が軽減できる。本構造は免震工法に位置づけられているが、滑動を許容

することで過大な地震力を橋脚や基礎構造に作用させないという効果を期待する構造であるため、軟弱地盤上に建設される長周期橋梁への適用も可能である。そして、橋脚下部の基礎構造への応答低減も期待できることから基礎構造の簡素化を図ることができる。さらに、安価な免震材を用いることができれば、全体的には大幅なコスト低減にもつながることが期待できる。

ただし、本構造は免震層における滑動を許容する構造であるため、地震時には滑動が発生して地震後に変位が残留する。そのため、残留変位量がすみやかに復旧作業を行える程度、もしくは構造系にとって有害とならないことが必要となる。また、フーチングと基礎構造とが免震層により分離されているため地震時には免震層で滑動とロッキングによる変位が発生することが予想される。したがって、活荷重作用時等の常時における安定性が保てることや、滑動を許容しない程度の地震時における安定性が保てる必要がある。また、大地震時には滑動やロッキングによる上部構造の変位が有害にならない程度とすることが必要となる。本構造の適用にあたっては、それらの課題点に対する免震層の材料・構造の検討が重要となる。

本提案構造については、これまでも解析的・実験的な手法等から免震性能の検証が進められている¹⁾²⁾。実験による検証では実物スケールに近い規模で行うことが望ましいが、これまでは小型模型での実験結果に基づいた検証に留まっている。そこで本論文では、1/10 スケールの模型を用いて大型模型振動実験を実施し、橋脚基礎に免震層を有

する構造の振動特性および耐震性能を明らかにする。

2. 実験概要

2.1 模型概要

実験対象は文献³⁾に例示されている一般的な杭基礎橋脚としたが、過度なロッキングを防止するためフーチング寸法を12m×12mに変更した。また、実験の都合上、橋梁上部構造の支持形式をラーメン橋のような上部構造と下部構造が一体である形式に変更した。また、基礎地盤面は滑動を阻害しないように免震層下の底版下端とした。構造図を図-1に示す。

実験で適用した相似則⁴⁾を表-1に示す。縮尺は $\lambda=1/10$ とした。模型材料は、杭基礎については、アルミニウム製パイプ($\phi=50\text{mm}$, $t=3.0\text{mm}$)を使用し、橋脚については、実物同様鉄筋コンクリート製とした。上部構造は鉄板を使用して重量を調整した。対象橋梁と実験模型における各諸

元の比較表を表-2に示す。また、杭の上端にアルミニウム製の底版を固定し、フーチングとの間の部分を免震層とした。免震層の流出防止用に底版にはアルミニウム製の囲いが設置されているが、後述の実験全ケースにおいてフーチングとの衝突は起きていない。

地盤については、振動台上に2.0m×4.0m×1.5mの鋼製枠を設置し模型実験用の土槽とした。地盤材料には相馬珪砂5号を使用し、段階加振によって地盤が締固まらないように目標相対密度を70%に設定した。実験前は平均相対密度67%であり、実験中に地盤の沈下が見られたため砂を適宜補充しながら段階加振を行い、実験後は平均相対密度72%であった。なお、加振方向は橋軸方向とした。図-2に実験模型寸法および各種計測器の設置位置を示す。計測器は、橋脚および地盤の応答加速度を計測するために加速度計を、橋脚のすべり量やロッキング量を計測するためにレーザー変位計を、杭のひずみを計測するためにひずみ計をそれぞれ設置した。図-3に実験模型全景を示す。

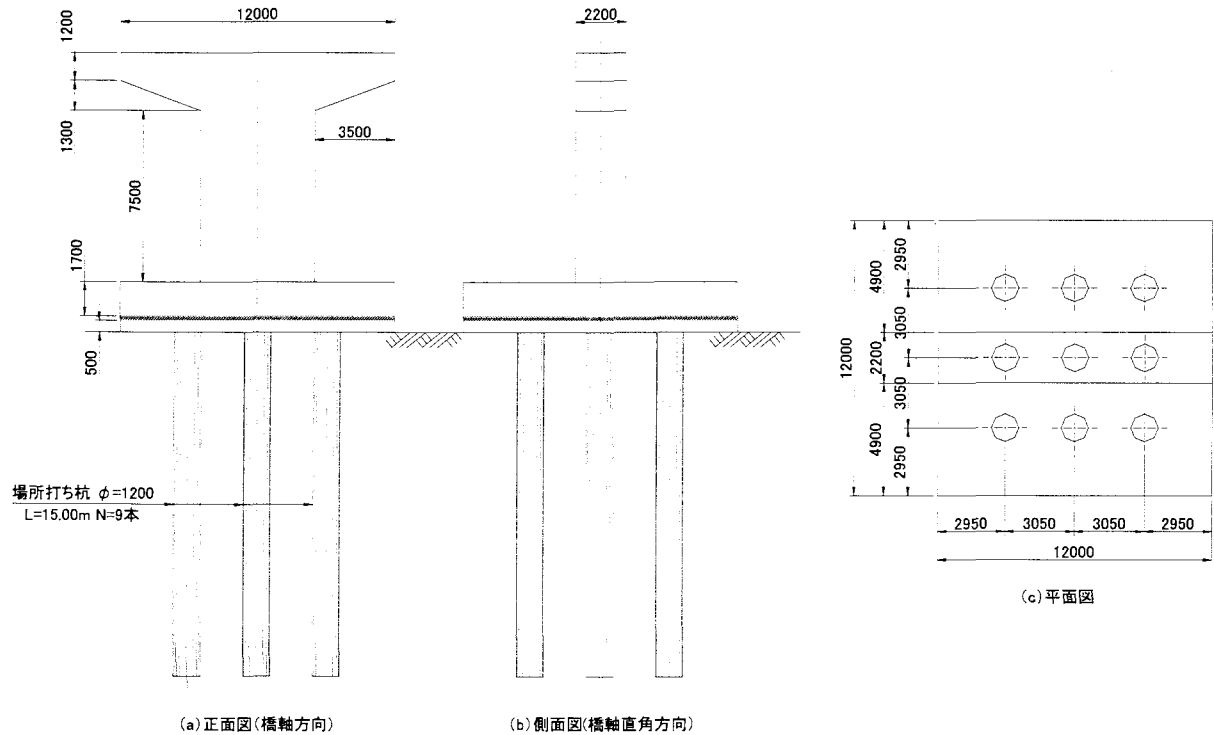


図-1 対象橋梁構造図

表-2 諸元比較表

表-1 適用相似則			
項目	単位	縮尺	
形状寸法	m	λ	10
密度	t/m ³	1	1
時間	s	$\lambda^{1/2}$	3.162
応力	kN/m ²	λ	10
変位	m	λ	10
速度	m/s	$\lambda^{1/2}$	0.3162
加速度	m/s ²	1	1

	項目	単位	尺度	対象橋梁		実験模型
				実寸スケール	実験スケール (目標値)	
上部構造	質量	t	λ^3	643	0.643	0.652
橋脚・ フーチング	密度	t/m ³	1	2.35	2.35	2.35
	ヤング係数	kN/m ²	λ	2.35E+07	2.35E+06	2.35E+07
杭基礎	ヤング係数	kN/m ²	λ	2.50E+07	2.50E+06	7.17E+07
	断面積	m ²	λ^2	1.13E+00	1.13E-02	4.43E-04
	断面2次モーメント	m ⁴	λ^4	1.02E-01	1.02E-05	1.23E-07
	EA	kN	λ^3	2.83E+07	2.83E+04	3.18E+04
	EI	kNm ²	λ^5	2.55E+06	2.55E+01	8.82E+00

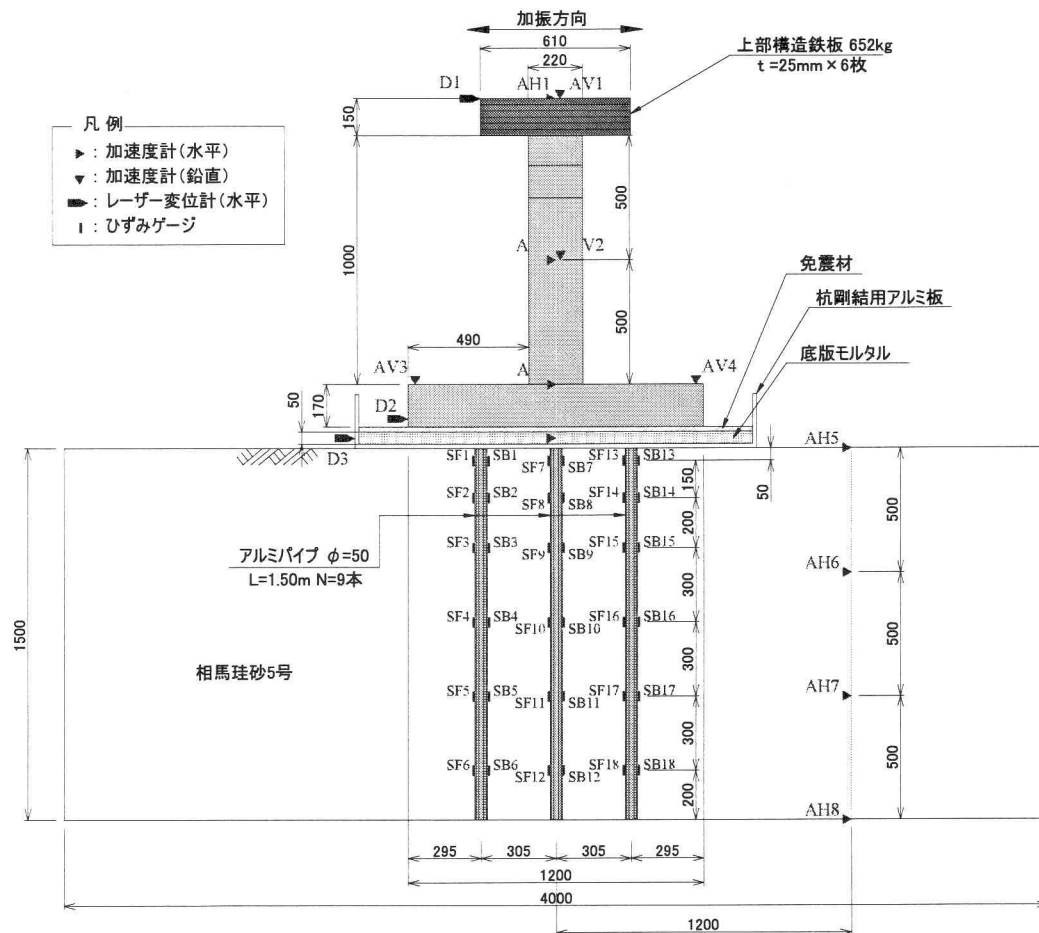


図-2 実験模型寸法及び計測位置

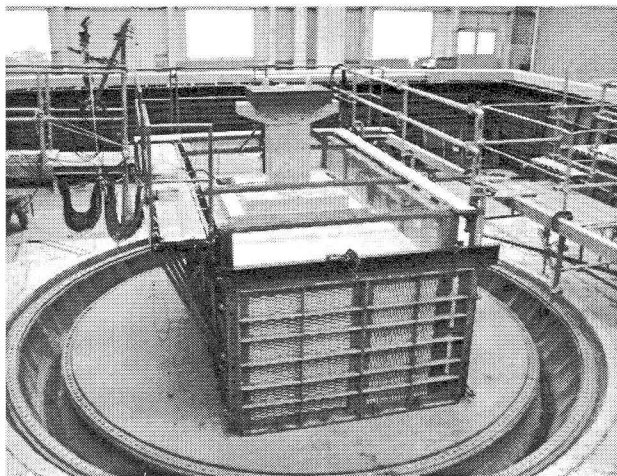
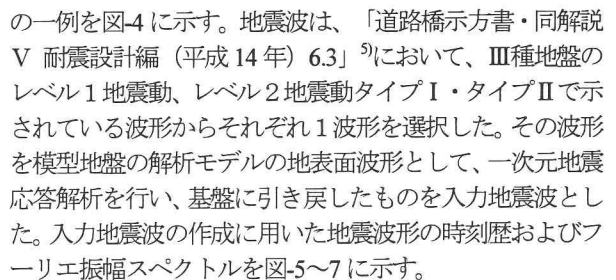


図-3 実験模型全景

2.2 入力加振波形

入力加振波形には、正弦波と地震波を用いた。正弦波は、最大加速度 100gal、200gal、300gal の 3 ケースとし、加振振動数を 1Hz～30Hz まで変化させた。波数は 10 波とし、前後に漸増漸減波を 1 波ずつ加えた。入力正弦波の時刻歴



また、加振ケース毎の地盤の入れ替えは行わず段階加振を行った。

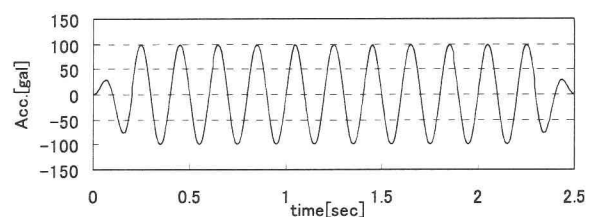


図4 入力波形の時刻歴【正弦波 100gal、10 波、5Hz】

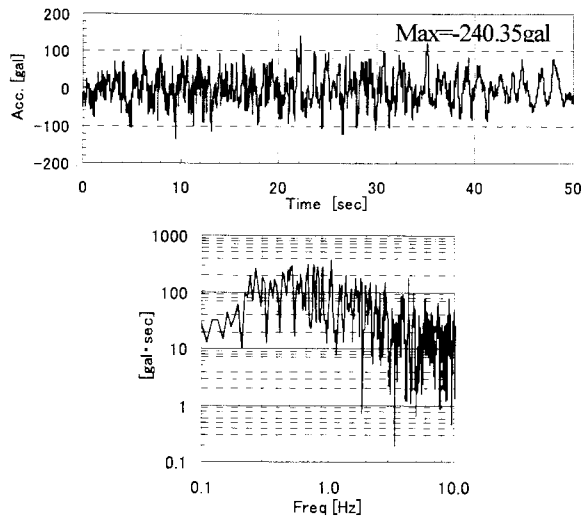


図-5 時刻歴・フーリエ振幅スペクトル
【レベル1地震動】

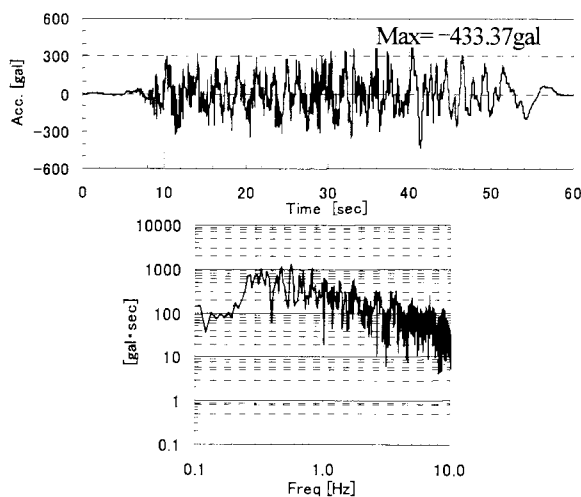


図-6 時刻歴・フーリエ振幅スペクトル
【レベル2地震動タイプⅠ】

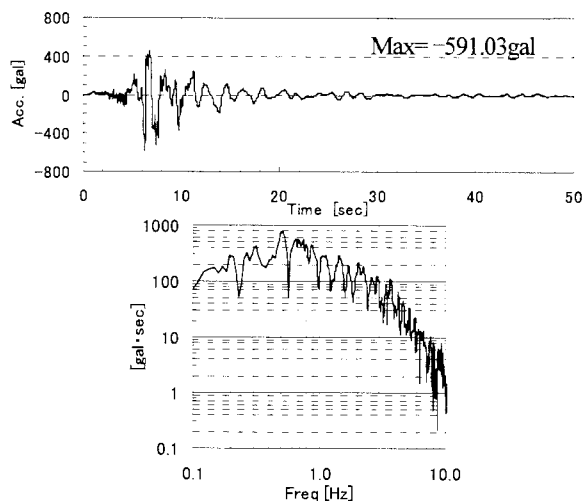


図-7 波形の時刻歴・フーリエ振幅スペクトル
【レベル2地震動タイプⅡ】

2.3 免震層材料

免震層の材料には、テフロンと相馬珪砂5号の2種類を用いた。免震層の製作は、免震層にテフロンを用いる場合は（以降、テフロン免震と記す）、杭基礎に固定されたアルミ製の底版上に $t=3\text{mm}$ のテフロンシートを全面に貼付け、その上に橋脚の模型を設置した。また、免震層に相馬珪砂5号を用いる場合（以降、砂層免震と記す）は、アルミ製の底版の上に層厚 3cm で相馬珪砂5号を全面敷き詰め、その上に橋脚のモデルを設置した。なお、砂層の層厚が変化すると免震層の鉛直ばね定数が変化して全体系の振動が変化する。しかし、本実験での着目点が免震層とフーチング下端での滑動であるため、層厚は実験中変化しないものと仮定した。層厚に対する検討は今後の検討課題である。

免震層の摩擦係数については静止摩擦係数と動摩擦係数を算出する必要があるが、面圧・速度・温度・履歴回数等に依存性があることが一般に知られている。そのため、それらの係数を一義的に定義することは困難である。特にテフロンは、摩擦係数が速度依存性を有しており、動的に作用する荷重に対する摩擦係数が 0.2 程度であるのに対し、静的に作用するような荷重に対しての摩擦係数は 0.05 程度となり、小さな荷重で滑動することが知られている。

本論文では、取り扱いが煩雑となることを避けるため、実験モデルの自重が作用している状態の面圧における最大静止摩擦係数を摩擦係数の代表値として取り扱うこととする。最大静止摩擦係数はテフロン及び相馬珪砂5号について実験前に滑動試験により調べた。滑動試験はフーチング部分を直接水平に引張り、ロードセルにより引張り荷重を、変位計によりフーチングの変位を計測することで免震層における最大静止摩擦係数を求めた。滑動試験は各ケース3回ずつ行い、3回の実験結果の平均値を最大静止摩擦係数とした。試験結果を表-3.4に示す。

また、免震効果を検討するため、アルミ製底版とフーチングをボルトで剛結することにより従来型の一体構造としたケース（以下非免震と記す）についても同様の加振実験を行った。

また、非免震・テフロン免震・砂層免震のケース毎に加振終了後スweep波加振を行い、地盤条件や地盤と基礎構造との相関関係を含めた全体系の固有振動数を算定した。非免震のケースでは1次の固有振動数 6.90Hz であり、実構造物スケールでは 2.18Hz となる。固有振動数算定結果を表-5に示す。

表-3 テフロン最大静止摩擦係数

	荷重 F (N)	重量 M (N)	静止摩擦係数 μ
1回目	2041.01	15033.2	0.136
2回目	2290.31	15033.2	0.152
3回目	2194.89	15033.2	0.146
平均値			0.145

表-4 相馬珪砂5号最大静止摩擦係数

	荷重 F (N)	重量 M (N)	静止摩擦係数 μ
1回目	8884.79	15033.2	0.591
2回目	8481.10	15033.2	0.564
3回目	8606.56	15033.2	0.573
平均値			0.576

表-5 固有振動数算定結果一覧表

	1次	2次
	振動数 (Hz)	振動数 (Hz)
非免震	6.90	19.26
砂層免震	4.72	13.75
テフロン免震	7.61	19.21

3. 実験結果

3.1 正弦波加振結果

実験結果として、入力最大加速度に対する上部構造天端応答最大加速度の比・杭頭最大曲げひずみ・免震層での最大すべり量・橋脚の最大ロッキング角度について、加振振動数に対する各応答値の関係を共振曲線として整理し、図-8～19に示した。砂層免震の場合の300gal・3Hzのケースについては、上部構造天端変位がレーザー変位計の計測限度を超えたため、計測可能であった時間範囲内の最大値を白丸・点線にて表記している。

図-8～10に示す最大加速度比（上部構造天端／入力）の共振曲線は各ケース（100,200,300gal）とも同様の傾向を示しており、免震層を採用する場合、非免震の場合と比較して最大応答値が1/3～3/4程度に低減した。特に、テフロン免震の場合は、20Hz程度の2次成分のピークは残っているものの、非免震と砂層免震のケースでは顕著に現れている5Hz程度の明確なピークが見られなくなり、非免震構造の1次固有振動数近くで上部構造応答加速度に大きな低減効果が見られた。一方、砂層免震の場合は、最大応答値が低減するとともに卓越振動数も非免震の場合に比べ小さくなる傾向が見られた。非免震・砂層免震の両ケースにおいて入力最大加速度が大きくなるに従って卓越振動数は小さくなる傾向となった。これは、非免震のケースでも小さくなっていること、非免震のケースに比べ砂層免震の場合においては小さくなる比率が大きいことを考慮すると、上部構造の応答値が大きくなることで、杭周りの地盤が塑性して剛性低下したこと、免震層である砂層に局所的な応力が発生して非線形領域に達していることが大きな要因であると考えられる。

また、図11～13に示す最大杭頭曲げひずみについても、前述の最大加速度比の振動特性と同じく、テフロン免震の場合明瞭なピーク振動数が見られないこと、最大応答値が非免震の場合と比較して低減していること、入力加速度が大きくなるに従い卓越振動数が小さくなることが見られた。

図14～16に示す免震層での最大すべり量は、テフロン免震の場合、100galのケースでは、上部構造天端応答加速度比が卓越する振動数（5Hz）近くですべりが発生してい

るが、5mm程度とわずかであった。また、200及び300galのケースでは、5Hzより小さい振動数で滑動が発生した。砂層免震の場合では、100galのケースではすべりが発生せず、200及び300galのケースでは卓越振動数近くでのみすべりが発生した。本実験においては加振振動数ごとに入力エネルギーが異なるため、ここではすべり量の絶対値についての比較は行わず、地震波加振結果にて検討を行う。

図17～19に示すロッキングは、橋梁の上部とフーチングの変位計測結果からロッキング成分を求めたものである。非免震の場合でもロッキング成分が見られるが、これは杭基礎の変形によるものである。砂層免震の場合は非免震の場合よりも大きなロッキング角度が発生したが、杭に発生しているひずみは小さいことから、杭基礎の変形によるロッキング成分は小さいものと考えられ、増加分については免震層の変形による影響が主たる要因であると考えられる。また、砂層免震の場合のロッキングの卓越振動数は、非免震の場合と比べ低振動数方向へ広がる傾向が見られた。また、入力最大加速度が大きくなるにしたがって、ロッキングの卓越する振動数は小さくなった。テフロン免震の場合には有害なロッキングは発生していない。

以上、正弦波加振による結果をまとめると、テフロン免震は免震層で滑動が起きて免震効果を発揮した。砂層免震の場合にも卓越振動数付近で免震層の滑動が発生して免震効果を発揮したが、テフロン免震と比較して上部構造応答加速度の低減が少なく、免震層の変形によるものと思われるロッキングの影響が少なからず出た。

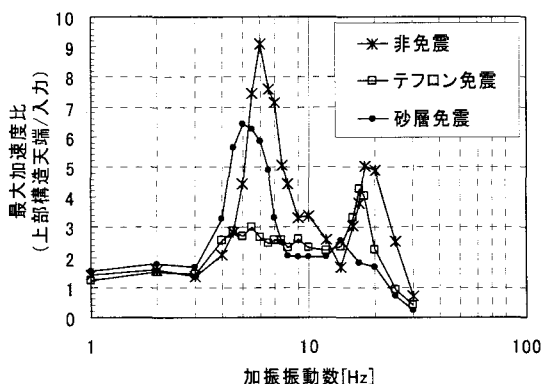


図-8 共振曲線（最大加速度比・100gal）

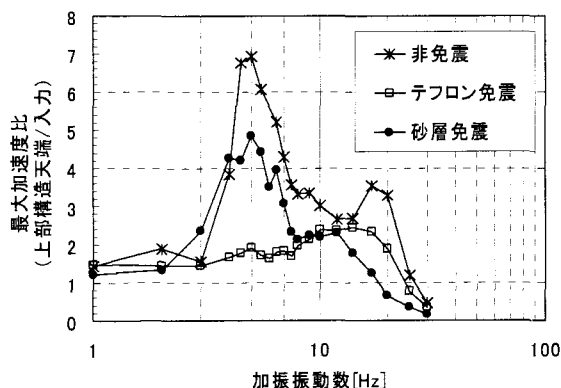


図-9 共振曲線（最大加速度比・200gal）

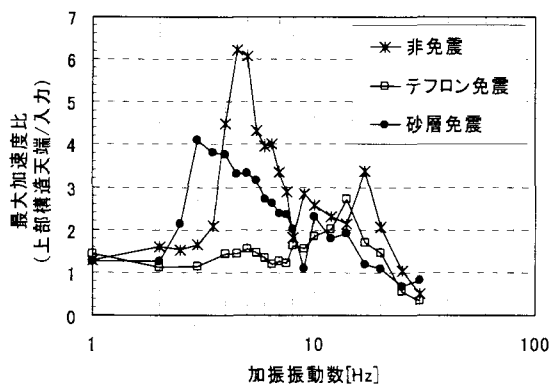


図-10 共振曲線 (最大加速度比・300gal)

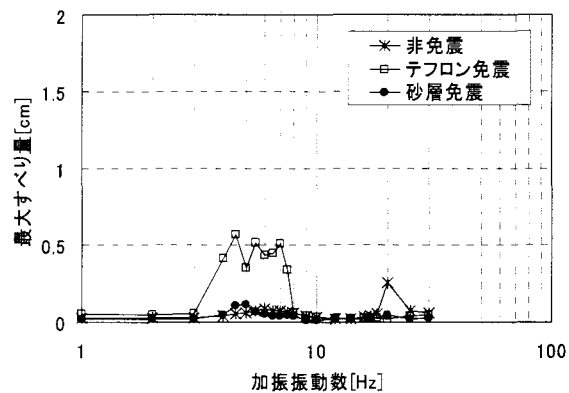


図-14 共振曲線 (すべり量・100gal)

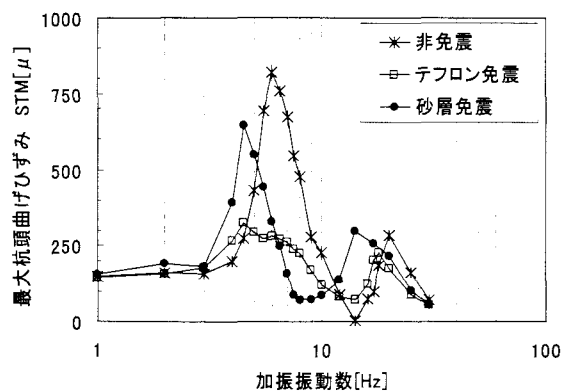


図-11 共振曲線 (最大杭頭曲げひずみ・100gal)

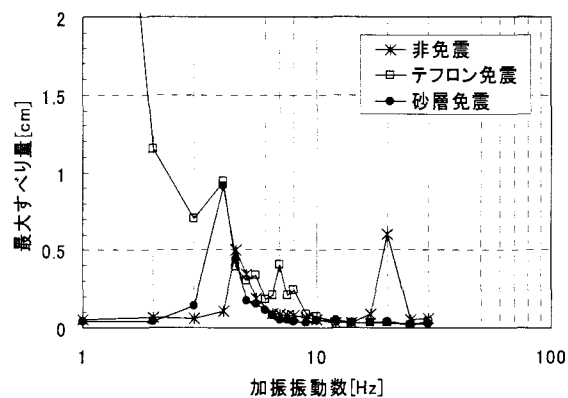


図-15 共振曲線 (すべり量・200gal)

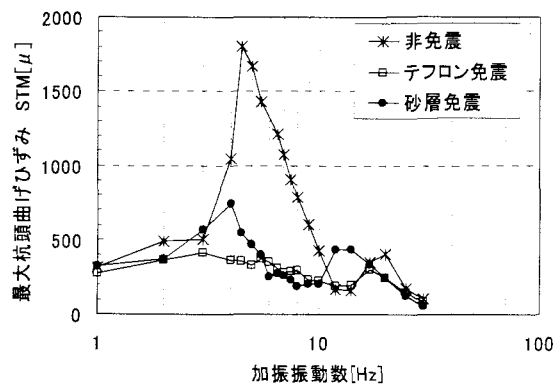


図-12 共振曲線 (最大杭頭曲げひずみ・200gal)

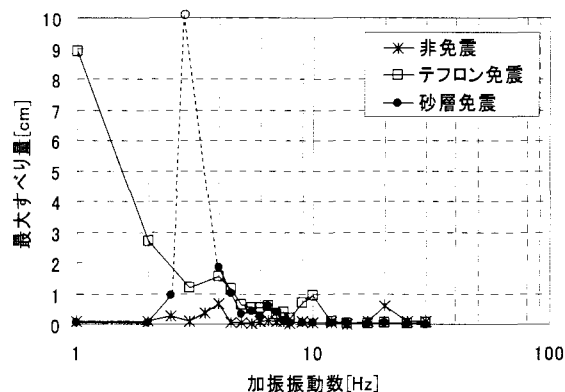


図-16 共振曲線 (すべり量・300gal)

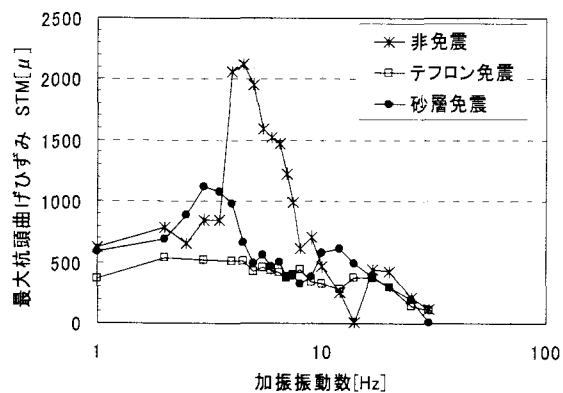


図-13 共振曲線 (最大杭頭曲げひずみ・300gal)

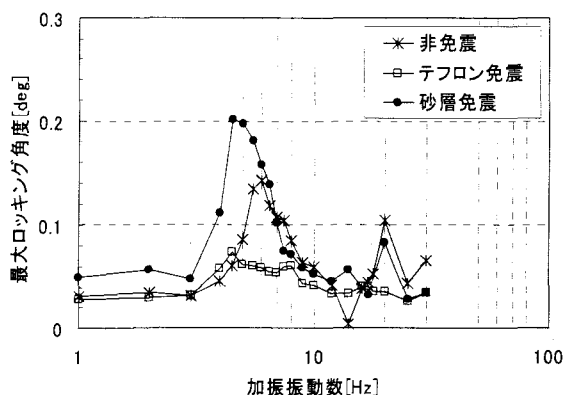


図-17 共振曲線 (ロッキング角度・100gal)

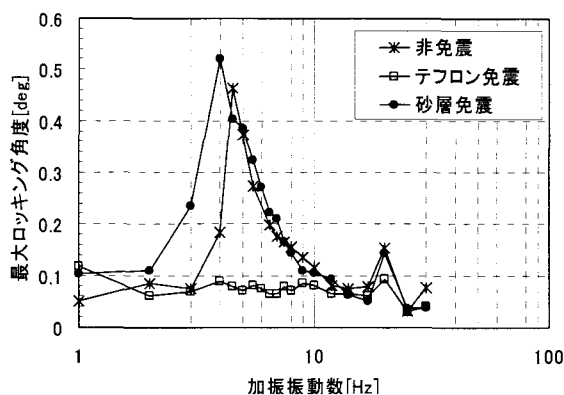


図-18 共振曲線（ロッキング角度・200gal）

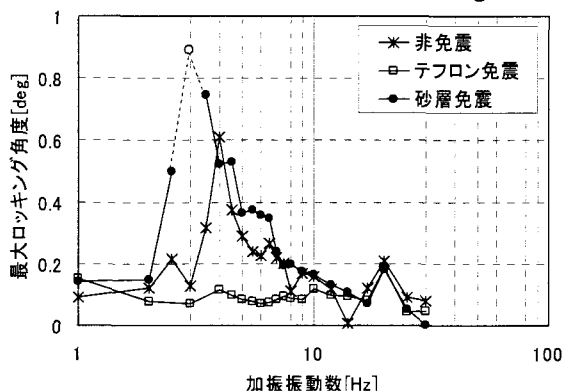


図-19 共振曲線（ロッキング角度・300gal）

3.2 地震波加振結果

実験結果として、非免震、テフロン免震、砂層免震のそれぞれのケースにおける、上部構造天端最大応答加速度・免震層での最大すべり量・橋脚の最大ロッキング角度・杭頭最大曲げひずみの一覧を入力地震波ごとに表 6～8 に示す。

表-6 はレベル 1 地震動の結果を示しているが、非免震・テフロン免震・砂層免震、いずれの場合も顕著な滑動は発生していない。砂層免震のケースでは、非免震の場合と比較して上部構造天端応答加速度が増加している。これは非免震・テフロン免震と比較して、砂層免震の場合には免震層を有することで固有振動数が変動した影響であると考えられる。しかし、非免震とテフロン免震・砂層免震いずれのケースとも杭のひずみはほぼ同程度の値を示していることから杭基礎部に関しては、ほぼ同様の挙動を示したと考えられる。

次に、表-7,8 に示すレベル 2 地震動タイプ I・タイプ II の加振結果によると、テフロン免震のケースでは、レベル 2 地震動の場合、タイプ I・II とともに、免震層での滑動が発生することで上部構造天端加速度と杭に発生した最大曲げひずみについては、非免震のケースと比較して大きく低減した。その結果、免震層でのすべり量・残留変位が大きく発生した。特にタイプ II の場合の残留変位は 99.4mm となっている。これは、実構造物スケールに換算すると、99.4cm の残留変位が発生したこととなる。これはまえがきで述べたように、本提案構造は残留変位が発生すること

を前提とした構造としており、この残留変形に適応できる復旧戦略・構造上の事前検討が必要であるということを示している。

また、レベル 2 地震動においては、砂層免震の場合でも免震層での滑動が発生し、上部構造天端加速度が低減した。また、ロッキング現象がわずかであるが発生し、最終的に橋脚に傾斜が発生した。一方、杭に発生した最大曲げひずみについては、非免震と比較して大きな変化が見られなかった。

次に、免震効果について照査するため、上部構造天端応答加速度比において最も大きな低減効果があったレベル 2 地震動タイプ II のケースにおける上部構造天端応答加速度・すべり量・ロッキング角度について計測結果の時刻歴を、非免震の場合を図-20 に、テフロン免震の場合を図-21、砂層免震の場合を図-22 に示す。これらの時刻歴を比較することで、テフロン免震・砂層免震を採用した場合はいずれも滑動が発生することで、非免震のケースと比較して応答が低減していることが確認できる。また、図-23 はテフロン免震のレベル 2 地震動タイプ II のケースにおける上部構造天端応答加速度（図-21）の 4～7sec の区間を取り出して拡大したものであるが、4 回（図-23 中①～④）の滑動が観測されている。例えば、図-23 中②の滑動が発生している時刻に着目すると、非免震のケースにおける上部構造応答加速度のピークは 1133gal（図-20）となっているが、テフロン免震の場合には 428gal と、滑動することによる応答低減効果が確認される。

滑動が発生している間の上部構造応答加速度波形を詳しく見ると、図-23 中の破線の値を中心とした短周期の微振動となり、徐々に減衰している様子が観測されている。この破線で示される値（150gal 程度）によって免震層より上の構造に作用する慣性力は、免震層における最大静止摩擦力とほぼ等しくなっている。また、この滑動している間に発生している微振動は、免震層より上の構造が自由振動しているものと考えられる。

表-6 地震波加振結果（レベル 1 地震動）

	非免震	テフロン	砂層
最大天端加速度 AH1 (gal)	255.9	223.4	310.4
残留水平変位 D1 (mm)	0.0	0.0	0.0
最大すべり量 D2-D3 (mm)	0.3	0.6	0.4
最大ロッキング角 (deg)	0.04	0.06	0.09
杭頭曲げひずみ STM1 (μ)	231.7	217.8	199.2
杭頭曲げひずみ STM7 (μ)	216.4	179.3	177.3

表-7 地震波加振結果（レベル 2 地震動タイプ I）

	非免震	テフロン	砂層
最大天端加速度 AH1 (gal)	868.2	549.3	774.9
残留水平変位 D1 (mm)	0.0	80.7	6.7
最大すべり量 D2-D3 (mm)	0.4	87.8	7.9
最大ロッキング角 (deg)	0.17	0.17	0.39
杭頭曲げひずみ STM1 (μ)	908.9	734.6	928.1
杭頭曲げひずみ STM7 (μ)	625.0	547.2	630.4

表-8 地震波加振結果 (レベル2地震動タイプⅡ)

	非免震	テフロン	砂層
最大天端加速度 AH1 (gal)	1133.8	428.4	769.9
残留水平変位 D1 (mm)	1.1	99.4	16.3
最大すべり量 D2-D3 (mm)	0.3	97.6	16.2
最大ロッキング角(deg)	0.24	0.22	0.53
杭頭曲げひずみ STM1(μ)	1149.2	693.1	1111.1
杭頭曲げひずみ STM7(μ)	1054.3	508.8	829.9

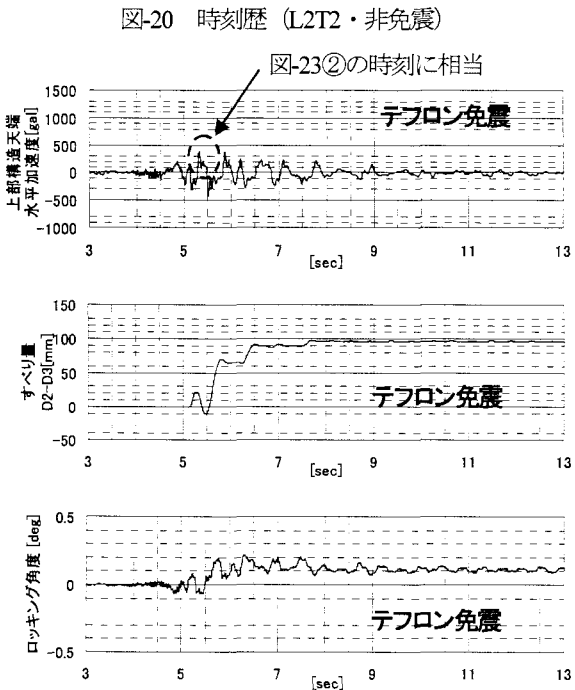
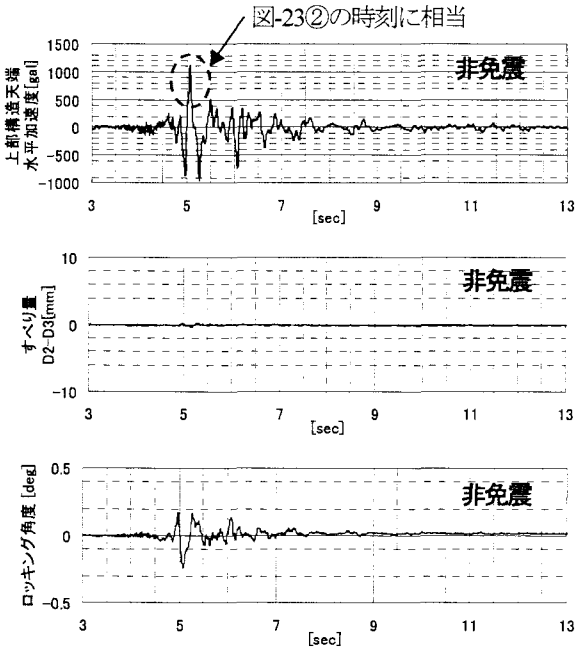


図-21 時刻歴 (L2T2・テフロン免震)

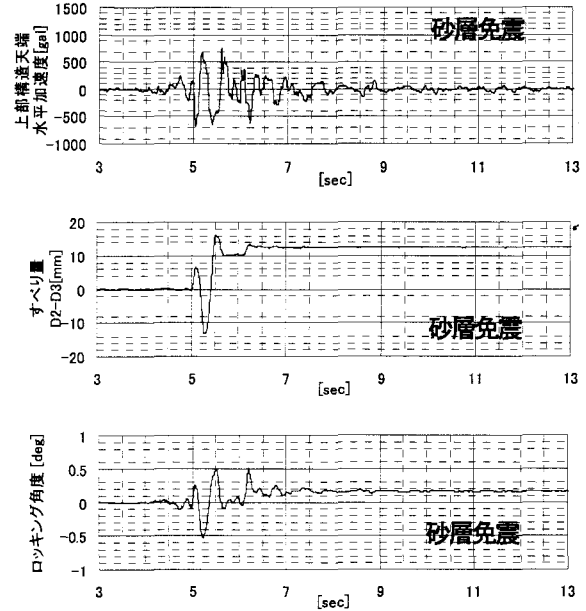


図-22 時刻歴 (L2T2・砂層免震)

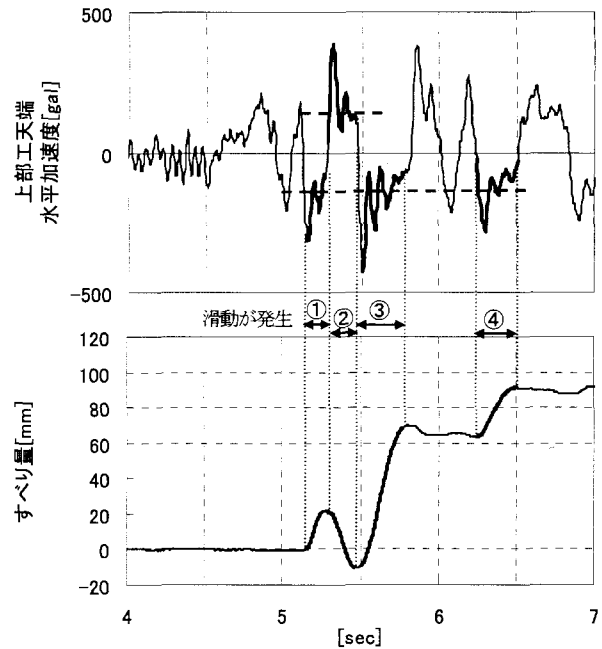


図-23 時刻歴【4s～7s】(L2T2・テフロン免震)

4 再現シミュレーション結果

4.1 解析モデル

橋梁基礎部に免震層を設ける本構造においては、適切な免震層材料の選定が構造実現のためにも重要となる。免震層材料の選定にあたっては、材料の基本的な要素試験から得られる材料特性を元に、免震層としての免震特性を評価し、全体としての免震性能を評価するプロセスが必要である。免震性能の評価にあたっては、個々の材料について今回実施したような大型模型実験による検証を実施するのは効率が悪い。適切な解析モデルに基づいたシミュレーション

による予測計算が可能であることが望ましい。そこで、本実験の再現シミュレーションを動的解析により行い解析モデルの検討を行った。動的解析を行うにあたり、「道路橋示方書・同解説V耐震設計編」⁹⁾・「同IV下部構造編」⁹⁾を参考に実験ケースについてモデル化を行った。上部構造は集中質量とし、橋脚・フーチング部は梁要素、杭基礎部はばね要素とした。また、上部構造・橋脚・フーチング・基礎部は弾性体として取り扱った。解析モデルを図-24に示す。

実験時の杭の周辺地盤強度を直接的に計測することは難しく、そのため、本解析モデルにおける基礎部分のばね剛性の評価も確定的に与えることができない。ここでは非免震のケースにおける上部構造天端応答加速度波形が実験値と解析値とで一致するように地盤の定数を決定して基礎部分のばね剛性を算出し、同じ定数をテフロン免震・砂層免震の両ケースにも用いた。アルミ製底板直下の地盤は杭基礎の突出長を $h=100\text{mm}$ と仮定した。これはモデル作成の都合上締め固め作業ができなかったこと、実験後にアルミ製底板直下に空洞が確認されたことによる。これらの条件により逆算した地盤物性は $V_s=50\text{m/s}$ 程度（実験スケール）であった。非免震の場合における上部構造天端応答加速度の時刻歴の解析値と実験値との比較を図-25に示す。

免震層については、バイリニア非線形せん断ばね要素にて滑動を考慮した。テフロン・砂層の両ケースとも滑動が発生していないときは、フーチングとアルミ製底板とは一体となって動くものと仮定し、バイリニア非線形ばねの初期剛性は十分大きい値とした。動摩擦における摩擦力の低減は考慮せず最大静止摩擦係数と同一とした。そして、免震層での橋脚のロッキングを考慮するため、免震層部分に回転ばねを設置した。強い地震を受けたとき、橋脚のロッキングについては浮上りなどの非線形的挙動を示すことが明らかとなっている⁷⁾。しかし、材料特性及び、ロッキングに関わる部材の構造のモデル化を直接定義することが困難であるため、ここでは線形回転ばねでモデル化し、等価剛性をパラメータとして、上部構造天端応答加速度波形が実験値とフィッティングするように決定した。

また、免震層で滑動が起きている状態では、滑動による減衰効果は摩擦による減衰効果のみを考慮し、減衰マトリックスは免震層の滑動以外において剛性比例減衰を直接定義した。免震層の回転ばねにおける減衰比については、レベル1地震動ではほぼ弾性的な挙動を示すものとし減衰比を0.05、レベル2地震動では非線形的な挙動による履歴減衰の効果を見込んで0.10と仮定する。定数一覧表を表-9に示す。

動的解析はニューマークβ法による直接積分を行い、応答を求める。直接積分の時間ステップは $1.58 \times 10^{-5}(\text{s})$ とした。解析ケースは、レベル1地震動と上部構造天端応答加速度比において低減効果が大きかったレベル2タイプII地震動を選定し、解析結果と実験値の比較を行った。

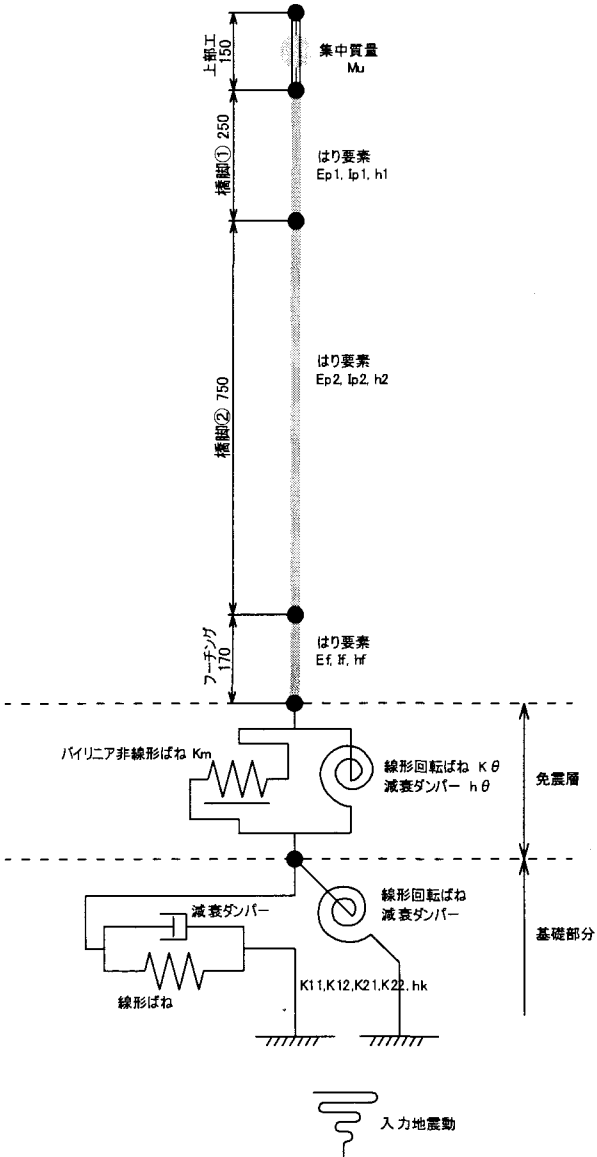


図-24 解析モデル

表-9 使用定数一覧表

適用	項目	記号	単位	ケース毎 諸元			
				テフロン免震		砂層免震	
				レベル1	レベル2	レベル1	レベル2
上部工	重量	M1	t	0.643			
橋脚 フーチング	ヤング係数	Ec	kN/m ²	2.35E+07			
	減衰比	h1, h2, hf	-	0.05			
	全重量	M2	t	0.891			
免震層	初期剛性	k1	kN/m	1.0E+08			
	剛性低下率	sh	-	1.0E-12			
	静止摩擦係数	μ	-	0.145		0.576	
	回転ばね定数	k θ	kNm/rad	1.0E+08	3000	3000	
	減衰比 (sway)	-	-	-		-	
	〃 (rock)	h2	-	0.05	0.10	0.05	0.10
	せん断波速度	Vs	m/s	50.00			
基礎部	線形ばね	K11	kN/m	4.39E+03			
	〃	K22	kNm/rad	6.94E+02			
	〃	K12	kN/rad	6.94E+02			
	〃	K21	kNm/m	1.19E+04			
	減衰比	h3	-	0.10			

4.2 解析結果

テフロン免震・砂層免震の場合におけるレベル1地震動の上部構造天端応答加速度の時刻歴の実験値と解析値の比較を図26,27に示す。テフロン免震・砂層免震の場合におけるレベル2地震動タイプⅡの上部構造天端応答加速度・すべり量・ロッキング角度の時刻歴の実験値と解析値の比較を図28～30に、同じく砂層免震の場合について図31～33に示す。

テフロン免震の場合、レベル1及びレベル2地震動とも上部構造応答加速度については位相など精度良く再現できており、免震層のパラメータを適切に設定することで本解析モデルにより、本構造全体の挙動を再現できたとと言える。また、実験結果の波形に見られた、滑動が起きている間に上部構造天端加速度が頭打ちとなり、上部構造の自由振動減衰波形となっている現象についても、図28に示す程度に再現することができた。なお、免震層の回転ばね定数は前述のような仮定のもと決定しており、レベル1地震動のケースで剛性を剛なものとして仮定したのに対し、レベル2地震動のケースでは小さな値(3000 kNm/rad)と異なる回転ばね定数を用いている。このことから、レベル1地震動の場合にはほぼ弾性的な挙動を示しているのに対し、レベル2地震動タイプⅡの場合には入力加速度の増大とともに免震層での橋脚基部に浮き上がり等の非線形的な挙動を示していたものと考えられる。また、ロッキングは振幅・波形が実験値と解析値とでほぼ同様の傾向を示しているのに対し、免震層でのすべり量・残留変位量については解析値が実験値よりも小さい値を示している。

砂層免震の場合、レベル1地震動については上部構造天

端応答加速度の解析値が実験値を良く再現しており、本解析モデルにより免震層の挙動が再現できたとと言える。また、レベル2地震動タイプⅡについてはパラメータを変化させても上部構造応答加速度の再現性がテフロン免震の場合と比べて良くなかった。これは、2sec付近から生じた免震層におけるすべり量の波形が実験値と解析値とで異なることから、免震層で滑動が起きている間における構造系の動的挙動が本モデルでは再現できていないためと考えられる。すなわち、橋脚のロッキング・滑動により砂層に局所的な塑性化が生じる現象や、重心の鉛直方向の変位による摩擦力の低下など、線形モデルでは再現しきれない現象が起きていると考えられる。

本構造では、摩擦係数が大きくなるほど、鉛直ばね定数が小さくなるほど、ロッキング成分が大きく発生するため振動系は複雑となる。全体振動系の精度よい再現のためには、砂層の非線形履歴特性の把握が重要である。そのため、免震層材料についての要素試験を詳細に行い、その結果をモデル化に取り入れる必要がある。

また、本解析においてテフロン免震・砂層免震の両ケースですべり量が実験値よりも小さい値となっている。これは、滑動の停止条件や免震層より上の構造の鉛直変位などの影響も考えられるが、動摩擦係数を最大静止摩擦係数で仮定していることで滑動が発生している間の摩擦を過大評価していることによる影響が大きいと考えられる。摩擦係数は面圧・速度・温度・履歴回数等に依存性があり、それらについての詳細な要素実験を行う必要がある。免震層の鉛直ばね係数や摩擦係数は免震層の材料選定における重要な選定条件となるため、今後の課題である。

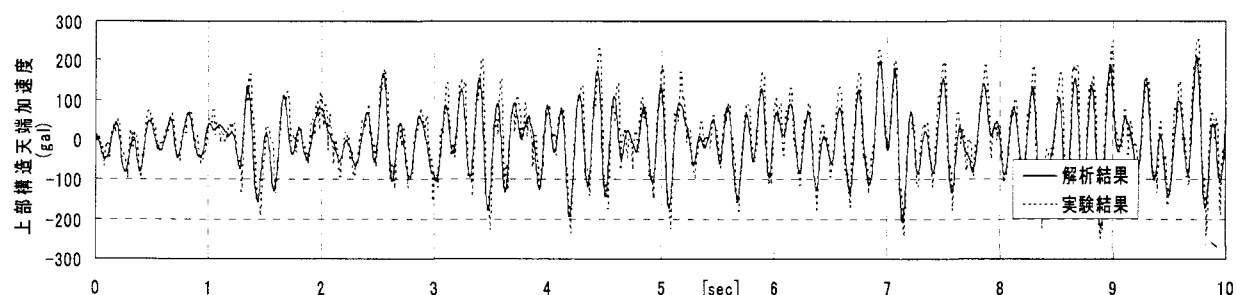


図-25 上部構造天端応答加速度（非免震・L1）

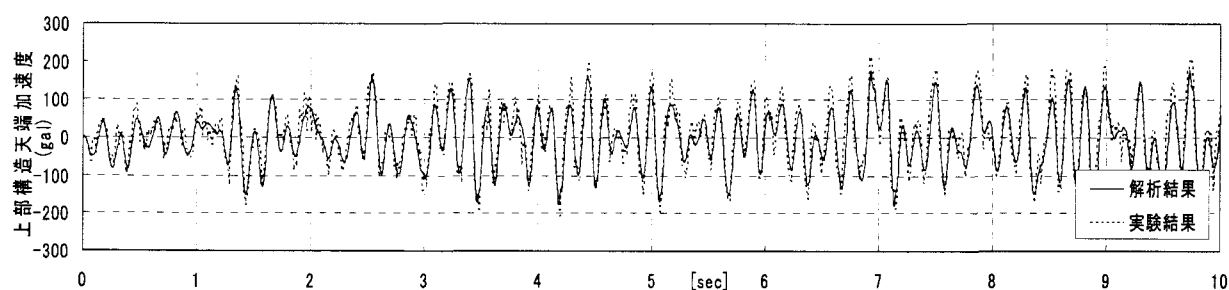


図-26 上部構造天端応答加速度（テフロン免震・L1）

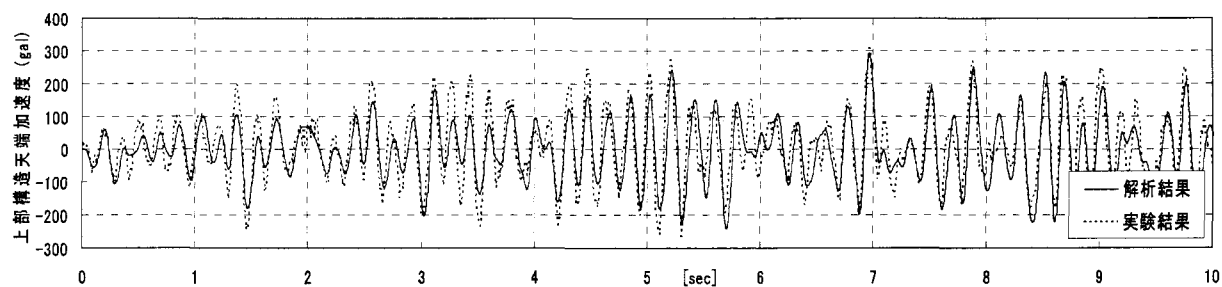


図-27 上部構造天端応答加速度 (砂層免震・L1)

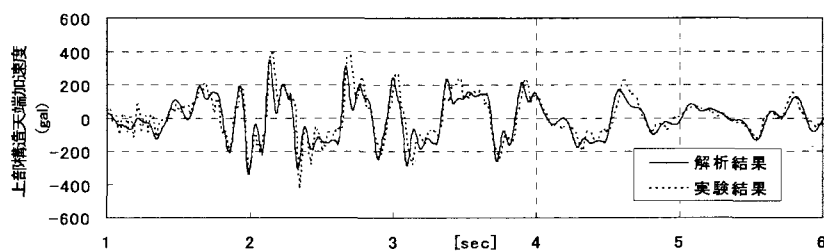


図-28 上部構造天端応答加速度 (テフロン免震・L2TII)

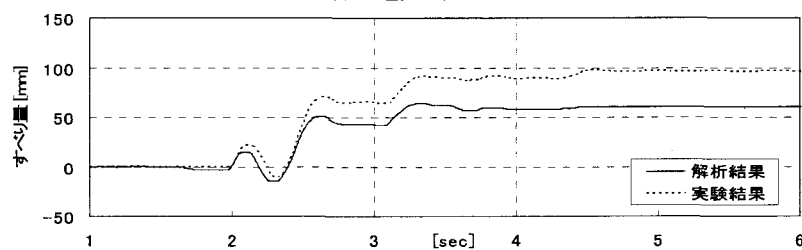


図-29 すべり量 (テフロン免震・L2TII)

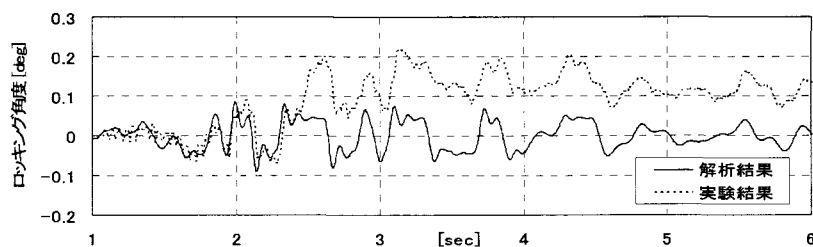


図-30 ロッキング角度 (テフロン免震・L2TII)

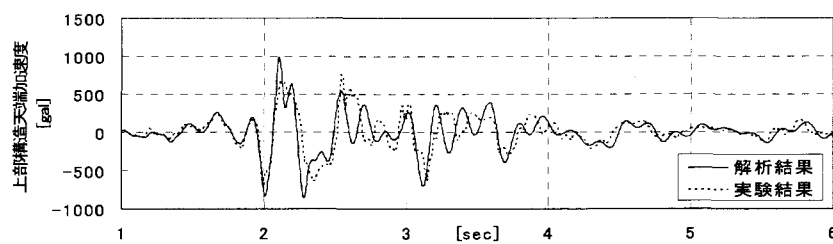


図-31 上部構造天端応答加速度 (砂層免震・L2TII)

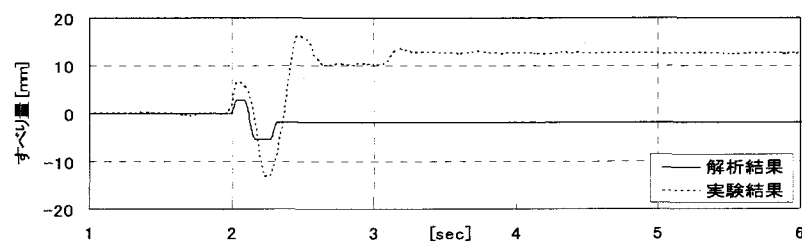


図-32 すべり量 (砂層免震・L2TII)

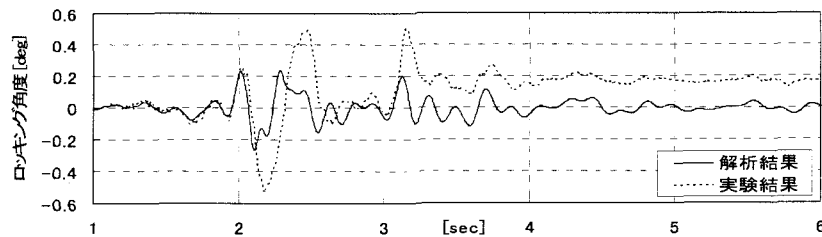


図-33 ロッキング角度 (砂層免震・L2TII)

5 まとめ

基礎とフーチングの間に免震層を持つ橋梁免震基礎構造の免震層の振動特性と耐震性能を調べるため、免震層の材料としてテフロンと相馬珪砂5号を選定し、大型模型振動実験を実施した。本実験で得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 免震層材料としてテフロン・相馬珪砂5号を用いた場合の最大静止摩擦係数を求め、それぞれ 0.145 と 0.576 の値を得た。
- 2) テフロン免震の場合、レベル2地震動のケースでは、免震層で滑動が発生し、上部構造天端応答加速度・杭頭曲げひずみにおいて従来構造と比較して大きな低減効果が確認された。しかし、残留変位が大きくなった。
- 3) 砂層免震の場合も、レベル2地震動では免震層で滑動が発生し、上部構造天端応答加速度において従来構造と比較して低減効果が確認された。免震層でのすべり量はテフロン免震の場合よりも少なくなったが、ロッキングが発生した。杭頭曲げひずみは正弦波加振では卓越振動数近くで低減したもののレベル2地震動のケースではほとんど低減効果が見られなかった。
- 4) 実験の再現シミュレーションを行い、テフロン免震の場合は免震層の定数を適切に設定することで上部構造天端応答加速度を的確に再現できた。また、砂層免震の場合は各応答とも波形が一致しなかったが、免震層の材料特性のモデル化で線形回転ばねを仮定していることが主要な原因と考えられる。

本提案の橋梁免震基礎構造では、免震層での滑動を許容することで耐震性能の大幅な向上に寄与することが示されたが、砂層免震のケースで見られたような過大なロッキングの発生は避ける必要がある。このロッキングの発生には、免震層として用いる材料の力学特性や、フーチング底面との摩擦係数などが影響すると考えられる。これらの把握が、今後本構造の実現性を検討していく上で重要な課題となる。

なお、本研究は、五洋建設(株)、早稲田大学、(株)オリエンタルコンサルタンツと共同で実施している。

参考文献

- 1) 清宮理・渡辺勉・安同祥：免震基礎を有する橋梁の動的応答計算，土木学会地震工学論文集 Vol27, 2003
- 2) 安同祥・渡辺勉・近藤岳史・清宮理：橋梁の免震基礎に関する模型振動実験，土木学会地震工学論文集 Vol.27, 2003
- 3) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料 pp.2-4, 1997
- 4) 中原知洋・上部達生・三藤正明：水の制震効果を付与した直杭式栈橋に関する研究，港湾技術研究所報告 Vol38, No4, 1999
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説(耐震設計編) 参考資料5.動的解析に関する資料
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説(下部構造編) 12.6 杭のばね定数
- 7) 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応答に及ぼす影響，土木学会論文集 No.703/I-59, pp.97-111, 2002.4

(2004年9月17日受付)