

オールフリー支持形式の多径間連続高架橋への実用化に関する基礎的な検討

Fundamental Study of Application of Movable-bearing-supported Bridges

友澤武昭*, 星谷勝**, 矢部正明***

Takeaki Tomosawa, Masaru Hosiya, Masaaki Yabe

*工修 (株)長大 本社 (〒103-0014 東京都中央区日本橋蛸殻町 1-20-4)

** Ph.D. 武蔵工業大学教授 工学部土木工学科 (〒158-8557 東京都世田谷区玉堤 1-28-1)

***博 (工) (株)長大 構造事業部 構造防災室 (〒305-0821 茨城県つくば市春日 3-22-6)

Seismic performance and cost performance of movable-bearing-supported bridges are studied. The bridges considered in this study are multi-span elevated highway bridges. Performance of the movable-bearing-supported bridge is compared to those of bridges supported by hinge bearings, rubber bearings and seismic isolators. The seismic performances are studied by means of nonlinear dynamic characteristics of the bridges and the cost performances are analyzed based on the material and construction costs of the bearings, pier columns and foundations. This study shows that the performance of the movable-bearing-supported bridges is not inferior compared to the other types of bridges.

Key Words: multi-support bridge, movable bearing, hinge bearing, rubber bearing, seismic isolator

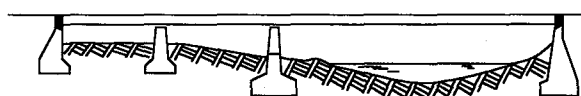
キーワード: 多径間連続高架橋, 可動支承, ヒンジ支承, ゴム支承, 免震支承

1. はじめに

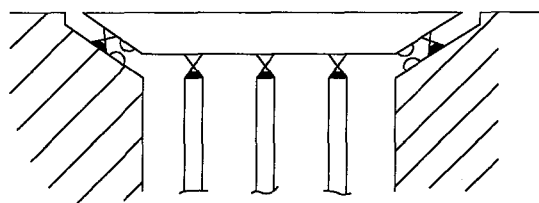
我が国の都市高速道路では, 施工の容易さから単純桁形式の高架橋や, 死荷重によって生じる曲げモーメントの分布に対して桁を経済的に設計できるという理由から3径間連続高架橋が多く採用されてきた. 単純桁橋や3径間連続高架橋では, 伸縮継手が多くなり, 車両の走行性が悪くなるだけでなく, 伸縮継手部から発生する騒音や振動が問題となる. また, 伸縮継手の破損は, 維持管理の面でも大きな問題となっている. このような状況を踏まえて, 1970年代後半から1980年代前半にかけて, 都市高速道路高架橋の構造形式として多径間連続高架橋に関する研究が盛んに行われるようになった¹⁾. しかし, 多径間連続高架橋では, 1つ以上の固定支承が存在するため, 橋脚には温度変化や乾燥収縮による応力等が生じその結果, 橋脚の断面寸法を大きくしなければならないことがある. さらに地震時には, 橋脚の振動が固定支承を介して桁に伝わり桁を大きく振動させ, これに抵抗するために橋脚の断面寸法を大きくしなければならない. 当然, 橋脚の断面寸法の増大は, 建設コストの増加を招いている. このような理由から, 多径間連続高架橋では連続化させることができる径間数に限度があり, 連続桁としての利点を最大限に利用できないことがある.

本論文の第一著者は, 多径間連続高架橋の端部橋脚

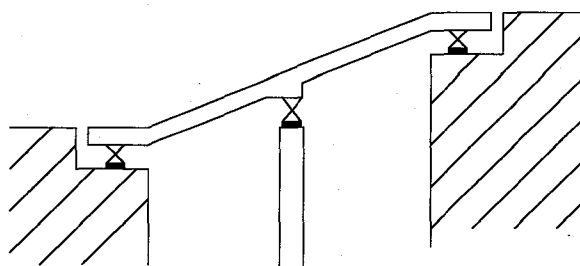
や橋台および中間橋脚上に可動支承を設け, 桁から橋脚や基礎に作用する上下方向と水平方向の荷重のうち, 上下方向からの荷重のみを拘束して温度変化や乾燥収縮による応力の発生を無くし, 地震等が発生しても橋脚や基礎に与える影響を軽減して橋梁としての安全性を向上させた全可動支承連続橋梁(以下, オールフリー構造とする)を提案した²⁾. 図-1は, オールフリー構造の適用例を示したものである. 適用例1は, 河川に架設された多径間連続高架橋である. 両端部の橋台と中間橋脚上には可動支承が設置され, 橋台と桁端部の間には熱応力等による桁の伸縮量を吸収する間隙と地震時に桁に生じる変位を吸収するための緩衝装置(ストッパー)が設置されている. 桁の上を車両等が走行した場合, 桁は下向きのたわみを生じ, このたわみによって桁の各部分が中央方向に移動しようとするが, 桁は可動支承のみで支持されているので桁の移動を拘束することがなく, 橋台や橋脚に生ずる水平力も可動支承の摩擦力によるものがほとんどであり, 無視できるほど小さい. 地震等によって橋脚が振動した場合, 橋脚と桁は可動支承によって相互に自由に移動することができるようになっているので, 地震による橋脚の振動は, 可動支承で吸収され桁にはほとんど伝達されない. また, 車両等の制動荷重によって桁が移動しようとするとき桁は, 固定支承で支持されていなくても連続径間数を多くするなど桁の重量を大きくすること



(1) 適用例 1



(2) 適用例 2



(3) 適用例 3

図-1 多径間連続高架橋へのオールフリー構造の適用例²⁾

により、これらの荷重に抵抗でき、橋台と桁端部の間に設けた緩衝装置によってもその変位を抑制することができる。適用例 2 は、両端部に傾斜面を形成し、この傾斜面と平行になるような傾斜端面を桁の端部に作成し、傾斜面と桁の傾斜端面との間に可動支承を介在させたものである。適用例 3 は、傾斜した道路を通すために、両端部の橋脚天端の角部に矩形状の切欠部を作成し、桁を右上がり傾斜させたものである。桁の両端部は、水平に折り曲げ、水平に延びる桁の両端部と切欠部との間に可動支承を介在させると共に、中間橋脚の天端とこの天端に対向させて桁の下面に作成した水平面部との間に可動支承を介在させている。このようにすれば、桁が一定の勾配を有していても、両端部に設けられた切欠部および桁の中間部下面に設けた水平面部により、可動支承は鉛直荷重を端部橋脚および中間橋脚に伝達することができる。

ここで対象とするオールフリー構造と同様に、すべり支承の摩擦を利用した支承にすべり方式免震支承等がある^{3), 4), 5), 6), 7), 8)}。これは、すべり支承と弾性ゴムを組合わせることにより、すべり現象に伴う履歴減衰効果や桁から橋脚に作用する慣性力の低減効果を期待するとともに、ゴムの復元力によって地震時のすべり変位や地震後の残留変位を小さくすることを狙ったものである。これに対して、本研究で対象とするのは、復元力を有しないすべり支承によって支持された多径

間連続高架橋である。

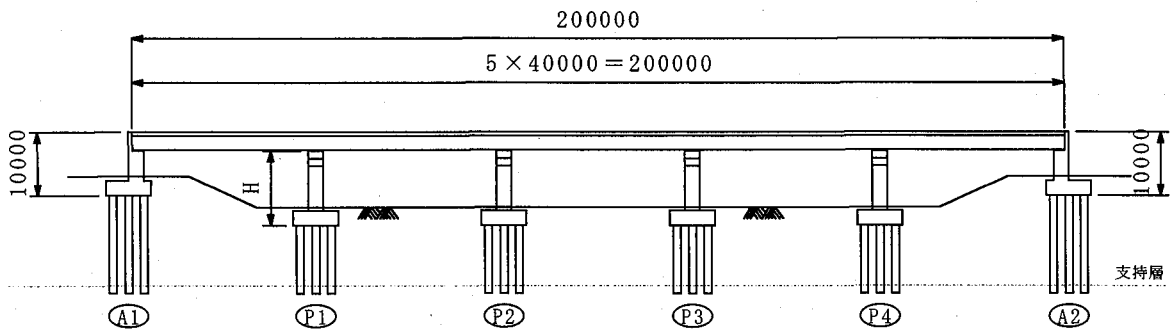
本研究は、オールフリー構造の多径間連続高架橋への実用化を目的に、その地震応答特性と経済性を解析的に検討したものである。ここでは、多径間連続高架橋の橋軸方向の支持形式として従来からよく用いられてきている多点固定構造（ヒンジ支承）、水平力分散構造（積層ゴム支承）および 1995.1.17 の兵庫県南部地震以後多く採用されるようになった免震支承構造（鉛プラグ入り積層ゴム支承）とオールフリー構造という 4 種類の構造形式の地震応答と建設コストを比較することにより、オールフリー構造の有用性とその問題点について報告するものである。

2. 解析対象橋梁

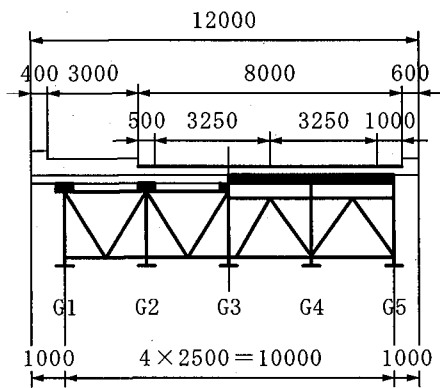
解析対象橋梁を地盤条件とともに図-2 に示す。上部構造は 5 径間連続鋼 I 桁橋であり、この上部構造を支持する支承を、固定支承（ヒンジ支承）、積層ゴム支承、鉛プラグ入り積層ゴム支承、可動支承と変化させて、支承、橋脚、杭基礎を平成 8 年道路橋示方書に基づき試設計した⁹⁾。ここでは、固定支承を用いた橋梁を多点固定構造、積層ゴム支承を用いた橋梁を水平力分散構造、鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた橋梁を免震支承構造、可動支承を用いた橋梁をオールフリー構造と呼ぶことにする。多点固定構造は、主たる塑性化を橋脚基部に生じさせエネルギー吸収を図る構造、水平力分散構造と免震支承構造は、支承に大きな変形を許容することにより、橋梁全体系としての固有周期を長周期化し橋梁に作用する地震力を低減するとともに、主たる塑性化を免震支承や橋脚基部に生じさせエネルギー吸収を図る構造である。これに対して、オールフリー構造は、上部構造から下部構造に作用する慣性力を支承に生じる摩擦力以上としないようにした構造であり、他の 3 種類の構造形式と異なりエネルギー吸収を期待しないで、耐震性を向上させた構造である。

地表面下 20m にある砂礫層上面を耐震設計上の基盤面とみなし、微小ひずみ時のせん断剛性を用いて表層地盤の固有周期を求めると 0.38 秒となり、道路橋示方書に規定される II 種地盤と判定される。

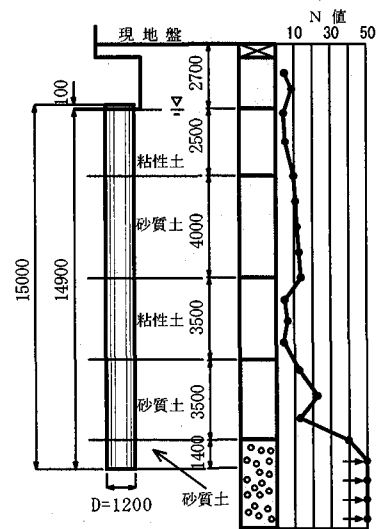
多点固定構造、水平力分散構造、免震支承構造は、支承、橋脚、杭基礎とも震度法と地震時保有水平耐力法によって耐震設計されている。オールフリー構造の可動支承は、スライディングプレートに PTFE 材（フッ素樹脂板）を用いた可動支承とし、支承が自由に滑ることができるように、変位を制限するサイドブロックが無い支承を想定する。オールフリー構造の橋脚は、地震時に死荷重反力と可動支承の摩擦係数の積によって表される水平力を受けることになるが、ここでは、死荷重反力に設計水平震度 0.25 を乗じた水平力を用いて震度法によって耐震設計した。設計では、スライ



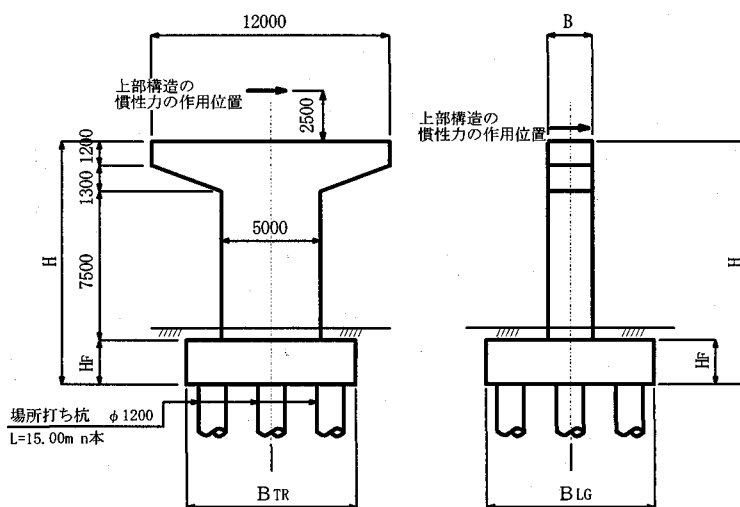
(1) 側面図



(2) 上部構造



(4) 杭基礎と地盤



(3) RC橋脚

図-2 解析対象橋梁と地盤条件

表-1 対象とした橋梁と構造諸元

橋梁	支承条件		橋 脚						フーチング			杭基礎	基本固有周期(sec)
	橋台	橋脚	橋軸方向幅B(m)	降伏水平耐力(MN)	軸方向鉄筋	軸方向鉄筋比(%)	コンクリート強度(Mpa)	鉄筋の降伏点強度(Mpa)	橋軸方向幅B _L (m)	直 角方向幅B _{TR} (m)	高さH _F (m)		
多点固定構造	可動支承	固定支承	2.2	6.45	D35×182本 1741cm ²	1.58	23.5	343	8.5	11.5	2.5	φ9m L=15m 11本	0.30
水平力分散構造	積層ゴム支承	積層ゴム支承	2.2	4.86	D32×182本 1446cm ²	1.31	20.6	294	8.5	8.5	2.2	φ9m L=15m 9本	1.17
免震支承構造	免震支承(LRB)	免震支承(LRB)	2.2	4.03	D32×144本 1144cm ²	1.04	20.6	294	8.5	8.5	2.0	φ9m L=15m 9本	0.80
オールフリー構造	可動支承	可動支承	2.0	3.03	D29×138本 887cm ²	0.89	20.6	294	8.5	8.5	2.2	φ9m L=15m 9本	1.50

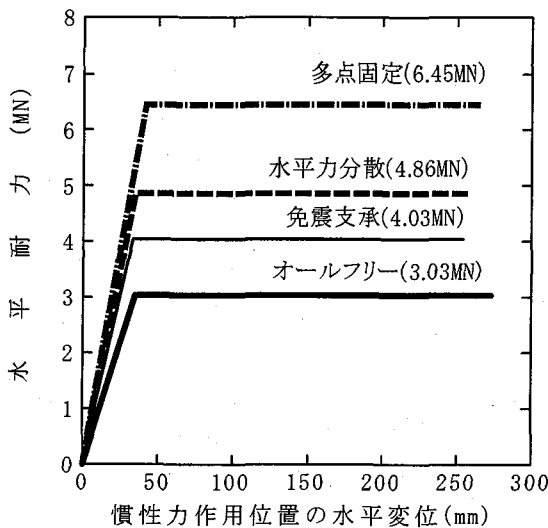


図-3 橋脚の水平力-水平変位関係

ディングプレートに PTFE 材を用いた可動支承の摩擦係数は 0.1 という値が用いられている¹⁰⁾が、オールフリー構造を多径間連続高架橋に適用した実績がまだないので、安全性を確保するという観点から、Ⅱ種地盤における設計水平震度に対応する水平力を用いて橋脚を設計した。

表-1 は、各構造形式毎の支承条件、橋脚の断面寸法と鉄筋量、フーチング、杭基礎の諸元を示したものである。多点固定構造では、橋脚の鉄筋量、フーチングの寸法、杭基礎の本数とも何れの構造よりも大きくなっている。橋脚の断面寸法と鉄筋量が最も少ないのは、オールフリー構造である。免震支承構造のフーチングの寸法が小さいのは、震度法に用いる設計水平震度が免震支承のエネルギー吸収効果によって低減されているからである。杭基礎は震度法の地震力によって杭に生じる押込み力や引抜き力によって杭径、杭本数、杭配置が決定されており、何れの杭基礎ともそれが支持する橋脚の降伏水平耐力の 1.1 倍に相当する地震力が作用した場合にも、杭基礎としての降伏には達してい

ない。

表中には、後述する解析モデルを用いた固有値解析より得られる橋軸方向の 1 次固有振動モードの固有周期を示してある。免震支承構造の基本固有周期が水平力分散構造よりも短いのは、免震支承の初期剛性が積層ゴム支承の水平方向剛性よりも大きいからである。実際には、免震支承の降伏水平力は小さいため、免震支承は早い段階で降伏に達し、表-1 に示した基本固有周期よりも長い周期で非線形応答することになる。オールフリー構造の基本固有周期は、可動支承の初期剛性を小さくして求めた値であり、対象とした構造系の中では最も長い基本固有周期となっている。

図-3 は橋脚の水平耐力と上部構造慣性力作用位置における水平変位の関係を示したものである。水平変位は、タイプⅡ地震動の終局変位までを示している。多点固定構造、水平力分散構造、免震支承構造、オールフリー構造の順に橋脚の降伏水平耐力が小さくなっている。各構造の終局水平変位がほぼ等しいのは、橋脚の躯体断面寸法が支承形式によってほとんど変化していないからである。

3. 解析モデル及び入力地震動

図-2 に示した桁-支承-橋脚-杭基礎系からなる橋梁全体系を図-4 に示すようにモデル化した。固定支承は剛なバネ、積層ゴム支承は線形せん断バネ、鉛入り積層ゴム支承はバイリニア型の非線形せん断バネ、可動支承は初期剛性を無限大とした剛塑性型の非線形せん断バネ¹¹⁾でモデル化した。剛塑性型の非線形せん断バネの剛性が初期剛性から変化する点は、せん断バネに生じる水平力が死荷重反力と動摩擦係数の積によって表される摩擦力に等しくなったときとする。ここでは、この摩擦力を可動支承の降伏水平力 Q_y とする。PTFE 材の摩擦係数に関しては、幾つかの実験的な研究が行われている^{4), 6), 7), 12), 13), 14), 15), 16), 17)}が、ここでは、橋梁の支承を対象とした文献^{4), 7), 16)}の結果を参考

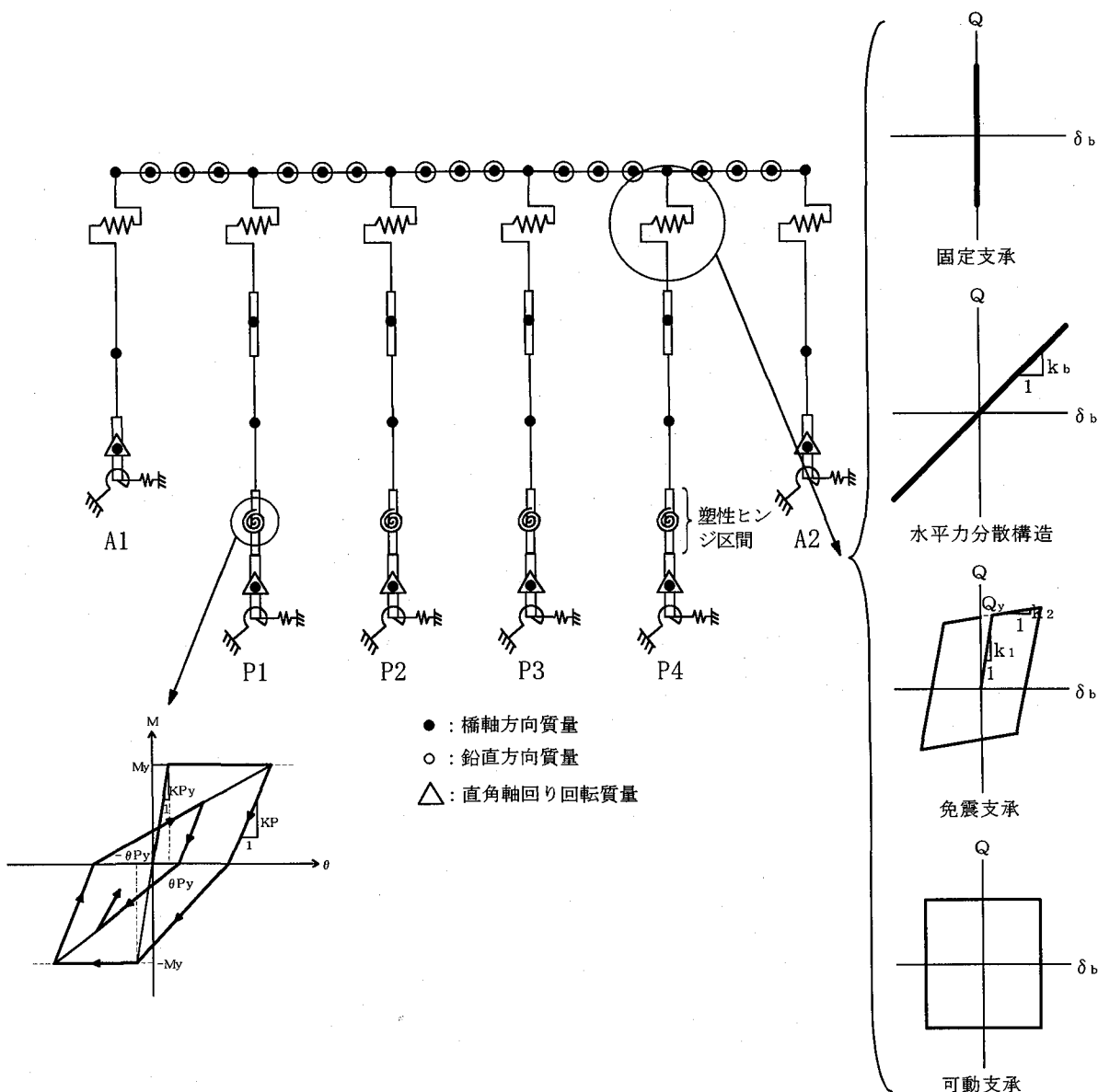


図-4 桁一支承一橋脚一基礎系の解析モデル

に動摩擦係数を 0.1 とした。既往の研究によれば、動摩擦係数は面圧の増加とともに直線的に緩やかに減少し^{6), 14)}、すべり速度が低い領域では速度の増加とともに曲線を描きながら大きくなり、すべり速度が 10~15cm/sec 以上になると一定値に収束する傾向にある^{4), 6), 7), 16)}ことが報告されている。文献 6) では、高速域では一定値に収束した動摩擦係数が直線的に緩やかに減少する傾向があることも報告されている。さらに、動摩擦係数は、すべり面の湿潤状態¹⁷⁾、温度^{12), 17)}によっても変化することが報告されている。このように、いろいろな条件によって複雑に変化する動摩擦係数であるが、本研究で対象としているのは、大規模地震時での多径間連続高架橋の挙動であり、地震時に桁に生じる応答速度は 15cm/sec 以上となるため、動摩擦係数の速度による変化は小さいと考えられることから、従

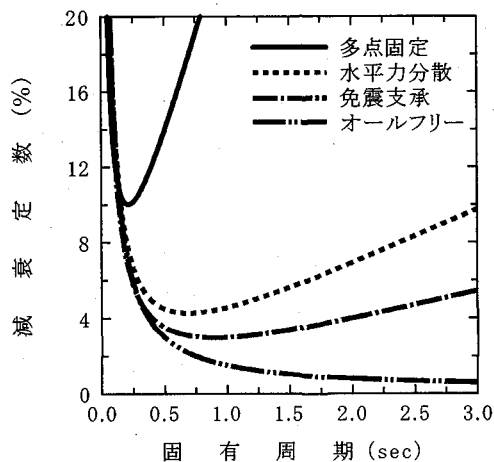
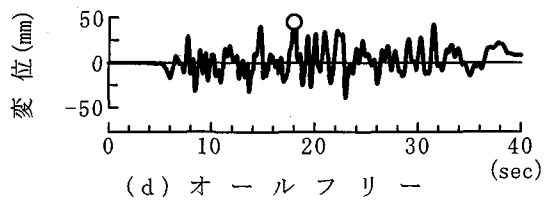
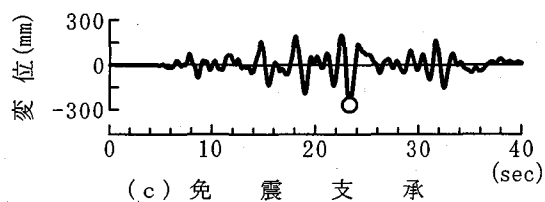
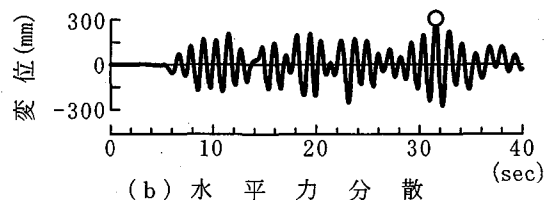
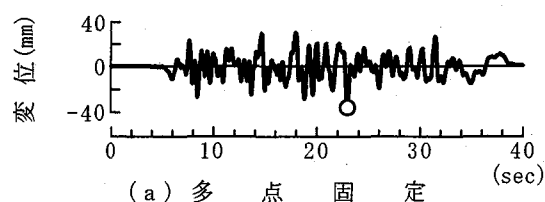
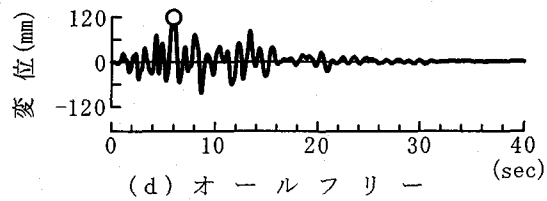
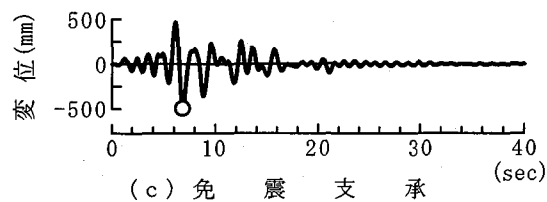
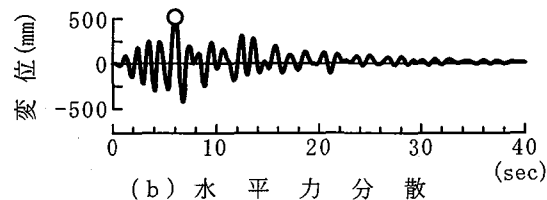
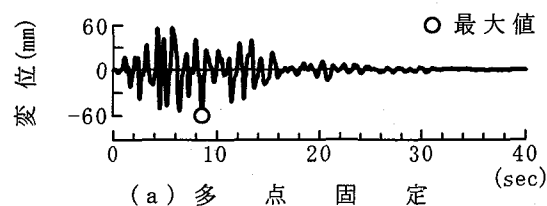


図-5 レイリー減衰による減衰定数



(1) タイプ I 地震動



(2) タイプ II 地震動

図-6 桁端 (A1 橋台側) に生じる変位

来から使用されている可動支承に生じる面圧を考慮して 0.1 という一定値を用いた。

橋脚躯体は、橋脚基部から塑性ヒンジ区間の間は曲げモーメントと回転角の関係を Takeda モデル¹⁸⁾で、これ以外の脚柱部は線形梁要素で、横梁部は剛体としてモデル化した。フーチングも剛体とし、橋軸方向の並進と橋軸直角軸回りの回転を有する 2 自由度系とした。杭基礎と周辺地盤は、杭頭バネによってモデル化した。

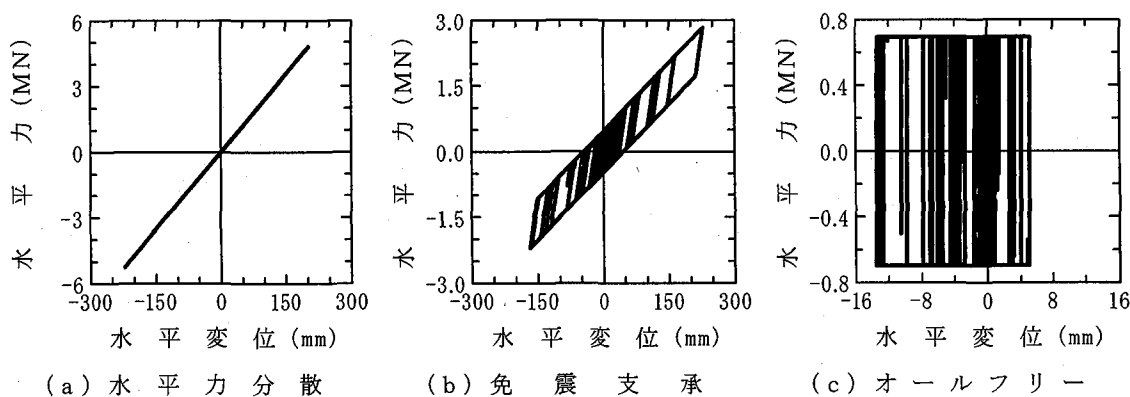
減衰定数は、桁で 2%，固定支承，免震支承，可動支承で 0%，積層ゴム支承で 4%，橋脚で 2%，基礎～地盤間バネは逸散減衰を見込んで 20%とした。橋脚の横梁部とフーチングは、剛体変形するとモデル化しているので、減衰定数を 0 とした。これらの減衰定数からひずみエネルギー比例減衰定数法によりモード減衰定数を求め、レイリー減衰により減衰力を与えた。レイリー減衰の 2 つの係数は、モード減衰定数とレイリー減衰の誤差が最も小さくなるように定めた¹⁹⁾。図-5 は、このようにして得られたレイリー減衰を示したものである。多点固定構造の減衰定数が大きいのは、橋軸方向の 1 次振動モードにおいて橋脚だけでなく基礎～地盤間バネも変形しているために、逸散減衰効果が他の構造形式に比較して大きいからである。

入力地震動は、道路橋示方書 V 耐震設計編のタイプ I 地震動、タイプ II 地震動の標準加速度応答スペクトルに 1 次共振特性を適合させた標準加速度波形⁹⁾を用いることとし、II 種地盤用の標準加速度波形 I-II-1、II-II-1 を作用させた。標準加速度波形 I-II-1 は、1968 年日向灘沖地震(M7.5)において板島橋周辺地盤上(LG 方向)で、標準加速度波形 II-II-1 は、1995 年兵庫県南部地震(M7.2)において JR 西日本鷹取駅構内地盤上(NS 方向)で観測された強震記録の振幅特性を調整したものである。

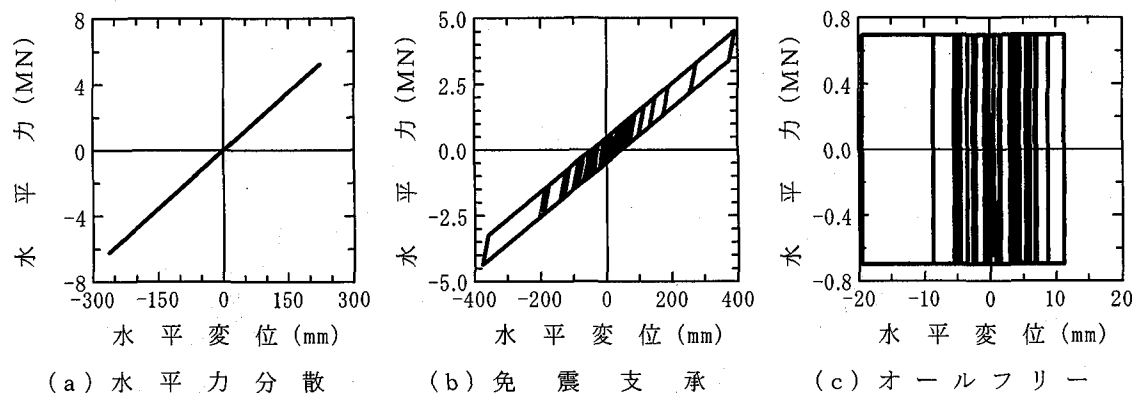
4. 桁-支承-橋脚-基礎系に生じる非線形応答

4.1 桁に生じる変位

図-6 は、桁端に生じる応答変位を各構造形式毎に示したものである。タイプ I 地震動では、多点固定構造で 36mm、水平力分散構造で 310mm、免震支承構造で 269mm、オールフリー構造で 45mm の最大応答変位が生じている。タイプ II 地震動では、多点固定構造で 61mm、水平力分散構造で 520mm、免震支承構造で 496mm、オールフリー構造で 119mm の最大応答変位が生じている。タイプ I 地震動によって桁に生じる変



(1) タイプ I 地震動



(2) タイプ II 地震動

図-7 P1 橋脚上の支承に生じる水平力-水平変位関係

位よりもタイプ II 地震動によって桁に生じる変位の方が大きいのは、対象とした橋梁の基本固有周期付近では、タイプ I 地震動よりもタイプ II 地震動の方が加速度応答スペクトルの値が大きいからである。このように、地震時に桁に生じる変位は、支承の形式によって大きく異なっている。その理由を以下に示す。

水平力分散構造や免震支承構造は支承が変形することにより長周期化やエネルギー吸収を図ることを目指した構造であり、当然、支承が大きく変形し、その結果桁端にも大きな変位が生じている。これに対して、桁の橋軸方向の動きに対して最も拘束度が弱いオールフリー構造の桁端に生じる変位が、最も拘束度が高い多点固定構造に次いで小さくなっている。これは、死荷重反力と動摩擦係数の積によって表される動摩擦力という小さな水平力を可動支承の降伏水平力 Q_y としているからである。このように降伏水平力 Q_y が小さく、2 次剛性が 0 となる可動支承はすべり易く、桁の慣性力の方向が変化すると可動支承がすべる方向もほぼ同時に変化するためである。

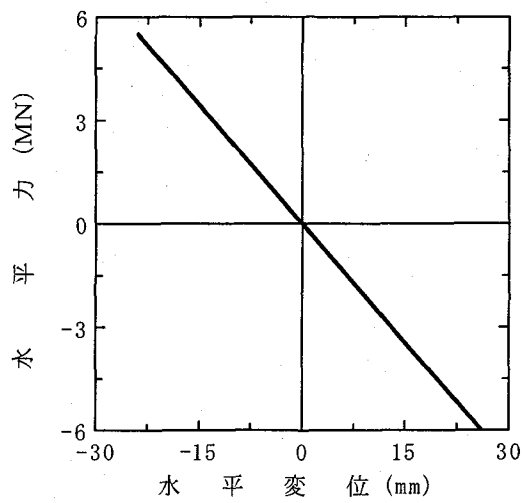
オールフリー構造における桁端変位は、タイプ II 地震動でも約 120mm と小さく、現状の伸縮継手でも十分追従できる変位量であり、オールフリー構造の実用

化にあたっては、伸縮継手に特別な配慮が必要とならないことがわかる。

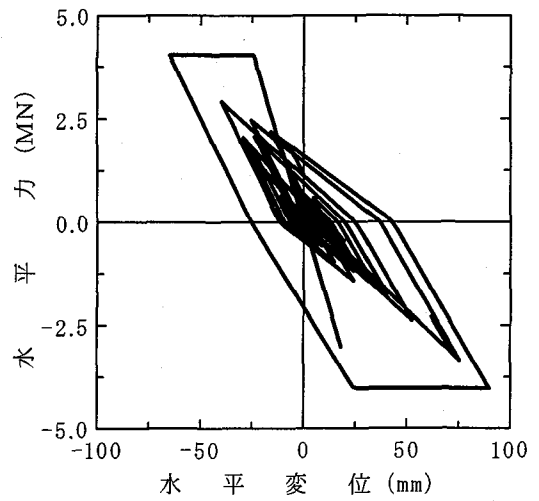
4.2 支承に生じる変形

図-7 は、水平力分散構造、免震支承構造、オールフリー構造の P1 橋脚上における支承の水平力と水平変位の関係を示したものである。タイプ I 地震動では、水平力分散構造で 222mm、免震支承構造で 229mm、オールフリー構造で 14mm の最大応答変形が生じている。タイプ II 地震動では、水平力分散構造で 263mm、免震支承構造で 392mm、オールフリー構造で 20mm の最大応答変形が生じている。桁に生じる変位と同様に、タイプ I 地震動によって支承に生じる変形よりもタイプ II 地震動によって支承に生じる変形の方が大きくなっている。しかし、支承に生じる水平力と水平変位の応答履歴の形は、タイプ I 地震動、タイプ II 地震動とも同じ形をしており、ここではタイプ II 地震動に対する応答履歴に着目することにする。

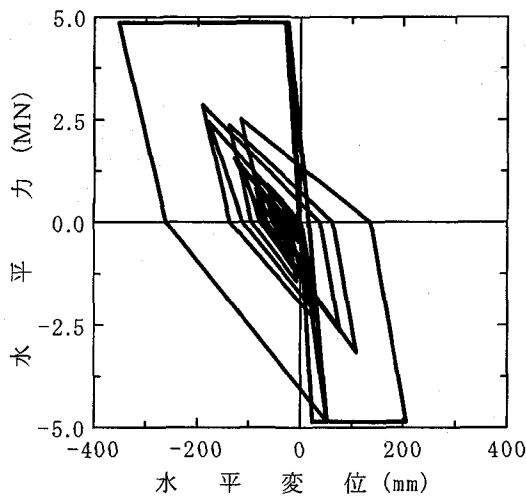
水平力分散構造や免震支承構造では、その応答履歴は原点を中心にはほぼ対称となっているのに対して、オールフリー構造では、負側にシフトしていることがわかる。これは、水平力分散構造や免震支承構造では支



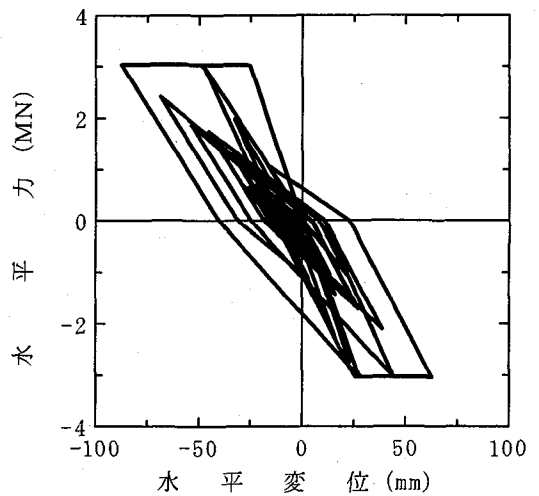
(1) 多 点 固 定



(3) 免 震 支 承



(2) 水 平 力 分 散



(4) オ ー ル フ リ ー

図-8 橋脚天端位置における水平力-水平変位の関係 (タイプII地震動)

承に復元力が存在するため、一方向に大きく変形しても復元力によって原点方向に戻ることができるのに対して、オールフリー構造では支承に復元力が無いために、一方向に大きく変形した後は、逆方向に大きな地震動振幅が作用しない限り原点方向に変形が戻ることができないからである。このように、オールフリー構造では支承に復元力が存在しないために、作用する地震動の性質によっては、支承に生じる変形が一方向に片寄ったり、地震後の残留変形が大きくなることもある。オールフリー構造の実用化にあたっては、地震時に支承に生じる変形が過度に一方向に片寄らないようにするために、桁の端部に緩衝装置等を設置する必要がある。

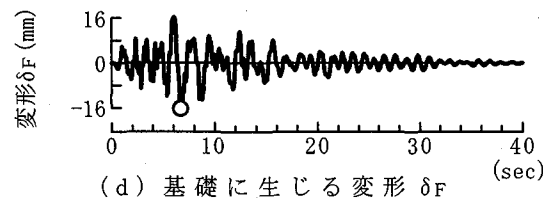
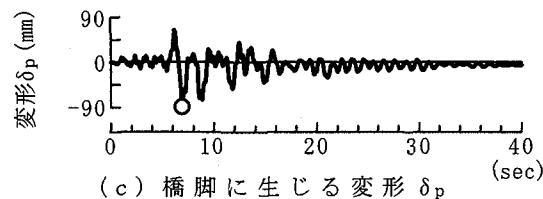
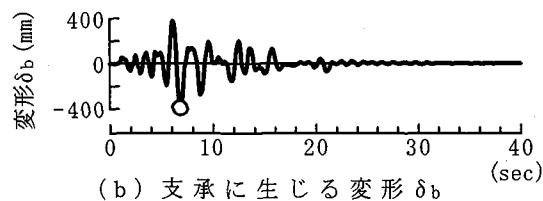
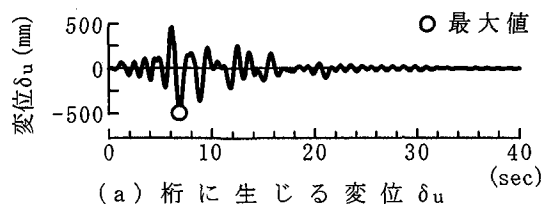
4.3 橋脚に生じる変形

図-8は、橋脚の塑性ヒンジ区間中央に生じる曲げモーメントを橋脚天端（上部構造慣性力作用位置）まで

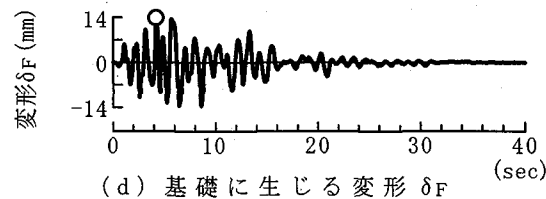
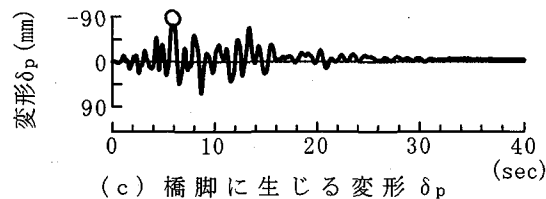
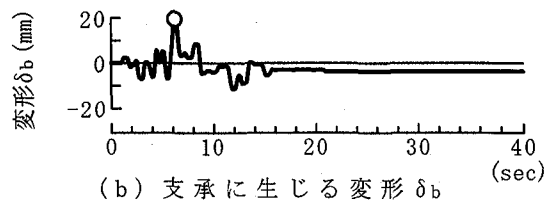
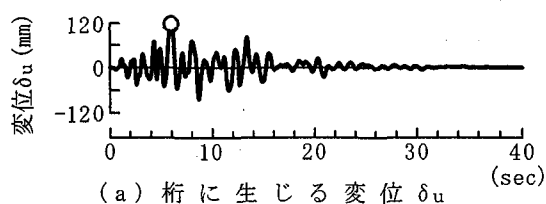
の距離で除して求めた橋脚天端における水平力と橋脚の水平変位 δ_p の応答履歴である。図には、タイプII地震動に対する結果を示してある。

多点固定構造の最大応答変位は 25.9mm であり、降伏変位 41.7mm の約 60% と小さい。これは、図-3 に示したように、地震時保有水平耐力法によって得られる多点固定構造の橋脚の降伏水平耐力が他の構造形式に比較して約 1.3~2.1 倍と大きいからである。また、図-5 に示したように、多点固定構造では基礎~地盤間の逸散減衰の影響が大きいため、橋梁全体系としての構造減衰が大きく評価されていることも影響している。

水平力分散構造の最大応答変位は 353mm であり、降伏変位は 34.9mm であるから、変位応答塑性率は 10.1 となり、橋脚に大きな塑性損傷が生じている。これは、橋脚が塑性化することによって桁に生じる変位に比較して、支承（積層ゴム支承）の変形によって桁に生じる変位が大きい場合には、橋脚系の許容塑性率を用い



(1) 免震支承構造



(2) オールフリー構造

図-9 桁-支承-橋脚-杭基礎に生じる非線形応答

て地震時保有水平耐力法により橋脚に作用する地震力を求めると、実際に橋脚に作用する地震力を過小評価するからである²⁰⁾。

免震支承構造の最大応答変位は 89.7mm であり、降伏変位は 33.3mm であるから、変位応答塑性率は 2.69 となる。オールフリー構造の最大応答変位は 87.5mm であり、降伏変位は 34.7mm であるから、変位応答塑性率は 2.52 となる。図-3 に示すように、免震支承構造の橋脚の降伏水平耐力は、オールフリー構造の橋脚の降伏水平耐力よりも約 1.3 倍も大きいにもかかわらず、両構造の橋脚に生じる変位応答塑性率がほぼ等しくなっている。これは、オールフリー構造では、上部構造から橋脚に作用する慣性力が、可動支承の動摩擦力とほぼ等しい値で上限値に達するために、大きな 2 次剛性を有する免震支承に比較して支承を介して橋脚に作用する水平力が小さいからである。このように、オールフリー構造では、桁から橋脚に作用する慣性力を小さくできること、またその慣性力の大きさは、作用する地震動の大きさにかかわらず一定であるため、橋脚に生じる損傷を制御することができる。

可動支承の降伏水平力 Q_y と可動支承が設置されている橋脚の降伏水平耐力 P_y の比 $\gamma_y = Q_y / P_y$ に着目す

ると、 $\gamma_y = 0.23$ となる。静的な釣り合いに基づけば、このように可動支承の降伏水平力 Q_y が橋脚の降伏水平耐力 P_y よりも小さければ橋脚に塑性化が生じないはずであるが、タイプ II 地震動ではオールフリー構造の橋脚にも塑性化が生じている。同様な結果は、すべり型免震支承を対象とした庄司らの研究においても指摘されている²¹⁾。オールフリー構造では、支承に生じる摩擦力以上の水平力が橋脚に作用しないはずである。しかし、非線形動的解析を行うとこれ以上の水平力が作用し、この原因が減衰力であることが既往の研究より報告されている²²⁾。非線形動的解析に用いる粘性減衰特性のモデル化は、本研究の目的とは異なる研究テーマであるが、耐震設計上重要な課題であり、今後詳細に検討していかなければならない。

4.4 桁-支承-橋脚-基礎に生じる変形

前節での検討結果から、免震支承構造とオールフリー構造の橋脚には、同程度の塑性損傷が生じることがわかった。ここでは、この 2 つの構造形式を対象に、タイプ II 地震動に対する桁-支承-橋脚-基礎系の非線形応答に着目する。図-9 は、免震支承構造とオールフリー構造の桁に生じる変位 δ_u 、支承に生じる変形

表-2 各橋梁形式の建設コストの比較

橋 梁	上部構造		支 承		下 部 構 造						橋 台 (杭基礎)		下部構造		橋 梁	
	費用 (万円)	比率	費用 (万円)	比率	費用 (万円)	比率	費用 (万円)	比率	費用 (万円)	比率	費用 (万円)	比率	費用 (万円)	比率	費用 (万円)	比率
多点固定 構 造	48,050	1.00	5900	1.48	3630	1.01	6940	1.45	5280	1.11	8030	1.00	15,850	1.21	77,830	1.06
水 平 力 分散構造	48,050	1.00	4000	1.00	3590	1.00	4770	1.00	4760	1.00	8030	1.00	13,120	1.00	73,200	1.00
免震支承 構 造	48,050	1.00	4900	1.23	3550	0.99	4400	0.92	4760	1.00	8030	1.00	12,710	0.97	73,690	1.01
オールフ リー構 造	48,050	1.00	3000	0.75	3320	0.92	4770	1.00	4760	1.00	8030	1.00	12,850	0.98	71,930	0.98

δ_b 、橋脚に生じる変形 δ_p 、基礎の並進と回転によって桁に生じる変位 δ_F を示したものである。免震支承構造は、6.85 秒に桁に $\delta_u=496\text{mm}$ 、免震支承に $\delta_b=392\text{mm}$ 、6.90 秒に橋脚に $\delta_p=89.7\text{mm}$ 、基礎の変形によって桁に生じる変位は 6.67 秒に $\delta_F=16\text{mm}$ という最大応答が生じている。オールフリー構造は、5.96 秒に桁に $\delta_u=118\text{mm}$ 、6.21 秒に可動支承に $\delta_b=20\text{mm}$ 、5.93 秒に橋脚に $\delta_p=87.5\text{mm}$ 、基礎の変形によって桁に生じる変位は 4.22 秒に $\delta_F=14\text{mm}$ という最大応答を生じている。

免震支承構造は、基礎に生じる変形が最大応答に達したあとの 0.18 秒後に、免震支承に最大応答変形が生じ、その 0.05 秒後に橋脚にも最大応答変形が生じている。桁に生じる変位に対する免震支承と橋脚の変形が基礎の変形よりも圧倒的に支配的であることから、実務的には、免震支承構造の地震応答は、免震支承と橋脚の変形によって表すことができ、両者の最大応答はほぼ同時に生じると考えることができる。このように、橋梁全体系の非線形応答に大きな影響を及ぼす各要素の変形が同時に最大応答に達するような系では、等価線形化法のような簡易的な方法によってその非線形応答を推定することができる。オールフリー構造は、基礎に生じる変形が最大応答に達してから 1.71 秒後に、橋脚に最大応答変形が生じ、その 0.28 秒後に可動支承に最大応答変形が生じている。免震支承構造と異なり、オールフリー構造の桁に生じる変位は可動支承、橋脚、基礎の変形の影響を全て受けており、また、各要素の変形が最大応答に達する時刻も異なるため、オールフリー構造の非線形応答を等価線形化法のような簡易的な方法によって推定することはできない。オールフリー構造を実用化するにあたっては、系を構成する各要素に生じる最大応答が異なる時刻に生じるような非線形系の非線形応答を簡便に推定する方法を開発する必要がある。

動的解析では、支承と橋脚に生じる残留変形を求めている。残留変形は、一方向に累積されるので、3 で述べた標準加速度波形の後ろに加速度が 0 のデータが 20 秒間続くものとして地震応答を計算し、支承や橋脚

に生じる変形が一定値に収まったときの値を残留変形としている²³⁾。図-9 に示す免震支承構造では、免震支承で $\delta_b^r=2.6\text{mm}$ 、橋脚で $\delta_p^r=7.34\text{mm}$ の残留変形が生じている。オールフリー構造では、可動支承で $\delta_b^r=3.7\text{mm}$ 、橋脚で $\delta_p^r=4.6\text{mm}$ の残留変形が生じている。道路橋示方書では、橋脚の残留変形を橋脚下端から上部構造慣性力作用位置までの高さの 1/100 以下とすることが規定されているが、両構造ともこの規定を満足している。支承に生じる残留変形は、降伏水平力 Q_y が小さく、2 次剛性が 0 となる可動支承の方が免震支承の約 1.4 倍と大きくなっている。このように、オールフリー構造では、支承に生じる残留変形が大きくなる傾向にあるので、耐震設計では十分な配慮が必要となる。例えば、図-2 に示した両橋台部のパラペットにゴムのような緩衝装置²⁴⁾を設置し、可動支承に生じる残留変形を桁の変位を抑制することによって小さくすることが考えられる。

5. 各構造形式の建設コストの比較

前章での検討結果から、オールフリー構造では支承に生じる変形が一方向に累積されることがあり、そのために桁の端部において支承に生じる変形が過度に一方向に片寄らないようにしたり、地震後の残留変形が大きくならないようにするための構造的な配慮が必要となることがわかる。しかし、オールフリー構造の桁に生じる変位や橋脚に生じる損傷度は小さく、多点固定構造、水平力分散構造、免震支承構造に比較してその耐震性能は、決して劣っていないことがわかる。ここでは、4 つの構造形式の建設コストを比較することにより、オールフリー構造の実用性を経済的な面から評価する。本来橋梁の建設コストは、材料費、加工費、建設費、維持管理費、周辺経済への波及効果というようにライフサイクルコストという観点から評価する必要がある。しかし、現状では、将来の損傷状況を考慮した維持管理費や周辺経済への波及効果等を高い精度で算出する方法はまだないので、ここでは、材料費と加工費を対象にした。建設費は、図-2 や表-1 に示すよ

うに、各構造形式の規模に大きな差が生じていないために、各構造形式とも同程度の額となることが予想されるので対象としなかった。また、我が国の橋梁の積算体系は、材料費と加工費は明確に分類されていないので、建設コスト＝材料費（加工費を含む）とした。

上部構造の建設コストは、橋長と幅員から橋面面積を求め、それに鋼材の単位重量を乗じて鋼重を算出し、それに諸経費等を含む単価を乗じて求めた。支承の建設コストは、反力が小さい橋台部は支承1基で0.98MNの反力を支持する支承、反力が大きい中間橋脚部は支承1基で2.45MNの反力を支持する支承を用い、支承の個数に各支承の単価を乗じて求めた。下部構造（橋脚、フーチング、杭基礎）の建設コストは、コンクリート、鉄筋、型枠、砕石、足場工、支保工、土工等から求めた。なお、砕石、足場工、支保工、土工はフーチングの建設コストに一括して含めた。橋台（杭基礎を含む）も、下部構造と同様に求めた。表-2はこうにして求めた、建設コストを各構造形式別に整理したものである。表中の比率は、現在、多径間連続高架橋の構造形式としての実績が最も多い水平力分散構造の建設コストに対する各構造の建設コストの比である。

前章での検討で、橋脚が弾性域に留まっている多点固定構造は、下部構造の建設コストが水平力分散構造の約1.2倍と高く、橋脚の降伏水平耐力よりも大きな降伏耐力が要求される固定支承は積層ゴム支承よりも約1.5倍も高くなっている。免震支承構造は、免震支承が積層ゴム支承よりも約1.2倍高くなっているが、2で述べたように免震支承のエネルギー吸収効果の結果フーチングの厚さが他の構造形式よりも薄くなったため、水平力分散構造よりも下部構造の建設コストが僅かに安くなっている。オールフリー構造は、可動支承が積層ゴム支承の約0.8倍、下部構造も水平力分散構造よりも僅かに安くなっている。上部構造、支承、下部構造、橋台の総和である橋梁としての建設コストは、多点固定構造が1.06倍、免震支承構造が1.01倍と水平力分散構造よりも高く、逆に、オールフリー構造は0.98倍と水平力分散構造よりも安くなっている。上部構造の建設コストが圧倒的に大きいために、支承や下部構造の建設コストが安いというオールフリー構造のメリットが際だっていない。多点固定構造、水平力分散構造、免震構造は、連続化する径間数を増すと温度変化の影響により下部構造の諸元が大きくなるのに対して、オールフリー構造の下部構造には支承に生じる摩擦力以上の水平力が作用しないので、温度変化の影響によって連続化できる径間数が制約を受けることはない。このような点を考慮して、オールフリー構造の径間数を10径間、15径間、20径間と増し、他の構造形式に関してはここで対象とした5径間連続橋を2連、3連、4連と建設する場合の建設コストを比較すると、10径間以上の連続橋では、オールフリー構造は、多点

固定構造の約90%、水平力分散構造と免震構造の約95%の建設コストで建設できることになる。

ここでは、落橋防止構造等の建設コストは対象としなかったが、桁端と橋台や端部橋脚の間に緩衝装置を設置しなければならないオールフリー構造は、他の構造形式に比較して落橋防止構造等の建設コストは高くなることが予想される。しかし、それによる建設コスト増も、径間数が多くなれば問題となくなるとなる。

6. 結論

多径間連続高架橋の全支点到可動支承（すべり支承）を用いたオールフリー構造の実用化を目的に、固定支承（ヒンジ支承）を用いた多点固定構造、積層ゴム支承を用いた水平力分散構造、鉛プラグ入り積層ゴム支承を用いた免震支承構造の非線形地震応答特性と建設コストを比較することにより、オールフリー構造の有用性と問題点について検討した。以下に本研究で得られた結論を示す。

- 1) 降伏水平力 Q_y が小さく、2次剛性が0となる可動支承（すべり支承）は、すべり易く、桁の慣性力の方向が変化すると可動支承がすべる方向もほぼ同時に変化するため、オールフリー構造の桁に生じる変位は、水平力分散構造、免震支承構造よりも小さくなる。また、オールフリー構造では、支承に生じる変形が一方に片寄りやすく、地震後の残留変形も大きくなりやすいので、桁の端部に緩衝装置等を設置する必要がある。
- 2) オールフリー構造と免震支承構造の橋脚に生じる変位応答塑性率 μ_p は、同程度であり、免震支承構造の橋脚の方がオールフリー構造の橋脚よりも降伏水平耐力 P_y が大きいことを考慮すると、オールフリー構造の方が免震支承構造よりも橋脚に与える損傷が小さいといえる。
- 3) オールフリー構造の桁に生じる変位は可動支承、橋脚、基礎の変形の影響を全て受けており、各要素の変形が最大応答に達する時刻も異なるため、オールフリー構造の非線形応答を等価線形化法のような簡易的な方法によって推定することはできない。オールフリー構造の実用化にあたっては、系を構成する各要素に生じる最大応答が異なる時刻に生じるような非線形系の非線形応答を簡便に推定する方法を開発する必要がある。
- 4) 橋梁としての建設コストは、上部構造の建設コストが圧倒的に大きいために、5径間連続橋では、支承や下部構造の建設コストが安いというオールフリー構造のメリットが際だっていないが、多径間連続高架橋の径間数を10径間以上にすると、オールフリー構造の経済的なメリットが現れてくる。

参考文献

- 1) 財高道路調査会：都市高速道路高架橋の新しい構造形式に関する調査研究委員会報告書<その3>，1980.
- 2) 日本国特許庁：全可動連続橋，特許公報（B2），pp.73-76，1990.
- 3) 岡本晋，深沢泰晴：すべり方式免震システムを有する橋梁の正弦波地動に対する応答特性，構造工学論文集，土木学会，Vol.40A，pp.1009-1017，1994.
- 4) 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的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.
- 5) 岡本晋，深沢泰晴，藤井俊二，尾崎大輔：すべり方式免震システムを有する橋梁の地震時挙動特性，土木学会論文集 No.513/I-31，pp.191-200，1995.
- 6) 大橋智樹，富島誠司，西山正三，澤田毅，松本史郎：複合支承方式による免震構造の設計法開発（その3. 実験データによる摩擦係数の依存性検証），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.583-584，1995.
- 7) 伊津野和行，袴田文雄，佐藤大輔，中村一平：橋梁の機能分離型免震すべり支承に関する実験的研究，第10回日本地震工学シンポジウム，pp.2783-2788，1998.
- 8) 伊津野和行，袴田文雄，佐藤大輔，松本巧，江頭慶三：機能分離型すべり支承による鋼橋の耐震補強設計法，第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，土木学会，pp.2783-2788，1998.
- 9) 財日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.
- 10) 大塚昭夫：道路橋支承便覧－材料と許容応力度および摩擦について－，橋梁と基礎 Vol.6，No.12，pp.1-6，1972.
- 11) 矢部正明，武村浩志，川島一彦：直橋および斜橋の桁間衝突とその影響，構造工学論文集，土木学会，Vol.43A，pp.781-791，1997.
- 12) D.G.Flom，N.T.Porile：Friction of Teflon Sliding on Teflon，*Journal of Applied Physics* Vol.26，No.9，pp.1088-1092，1955.
- 13) 坂口一彦，藤井輝彦：低速－高速荷重下での PTFE および充てん PTFE のすべり摩擦特性，潤滑，Vol.28，No.9，pp.57-62，1982.
- 14) R.G.Tyler：Dynamic Tests on PTFE Sliding Layers under Earthquake Conditions，*Bulletin of The New Zealand National Society for Earthquake Engineering*，Vol.10，No.3，pp.129-138，1977.
- 15) 山田隆夫，富田秀之，柴田耕一：すべり摩擦型免震に関する基礎的研究－摩擦材の組合せと動特性－，構造工学論文集，建築学会，Vol.37B，pp.165-172，1991.
- 16) G.Bondonet，A.Filiatrault：Frictional Response of PTFE Sliding Bearings at High Frequencies，*Journal of Bridge Engineering*，ASCE，Vol.2，No.4，pp.139-148，1997.
- 17) David J.Lee：Bridge Bearings and Expansion Joints Second edition，E&FN Spon，pp.89-99，1994.
- 18) Takeda,T.，Sozen,M.A. and Nielsen,N.M.：Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquake，*Journal of the Structural Division*，ASCE，Vol.96.，No.ST12，pp.2557-2573，1970.
- 19) 臺原直，大月哲，矢部正明：非線形動的解析に用いる Rayleigh 減衰のモデル化に関する考察，第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp.371-378，1998.
- 20) 板橋美保，川島一彦，庄司学：橋脚系塑性率と全体系塑性率の違いが設計地震力の算定に及ぼす影響，土木学会論文集 No.619/I-47，pp.131-144，1999.
- 21) 庄司学，川島一彦：免震支承－橋脚間の非線形相互作用の評価，第10回日本地震工学シンポジウム，pp.2817-2822，1998.
- 22) 滝澤春男，関弘義：塑性領域で異なる粘性減衰性が梁崩壊型靱性架構の激震応答挙動に及ぼす影響，構造工学論文集，日本建築学会，Vol.33B，pp.103-110，1987.
- 23) 川島一彦，Gregory A.MACRAE，星隈順一，長屋和広：残留変位応答スペクトルの提案とその適用，土木学会論文集 No.501/I-29，pp.183-192，1994.
- 24) 庄司学，川島一彦，Anat Ruangrassamee，運上茂樹，足立幸郎，長屋和宏：桁間衝突の影響に対するゴム製緩衝装置の有効性に関する実験的検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.45A，1999.
- 25) S.H.Crandall，S.S.Lee，J.H.Williams,Jr.：Accumulated Slip of a Friction-Controlled Mass Excited by Earthquake Motions，*Journal of Applied Mechanics*，ASME，Vol.41,No.4，pp.1094-1098，1974.
- 26) 後藤尚男，家村浩和，中田恒和，笠井隆司：滑り支承を有する単純桁橋の地震応答－入力位相遅れを考慮した非弾性応答解析－，第14回地震工学研究発表会講演概要，土木学会，pp.137-140，1976.
- 27) 藤野陽三，佐々木有三，伯野元彦：地震動による物体のすべりについて，地震研究所集報，Vol.53，pp.461-480，1978.
- 28) 丸井悦男，加藤仁：各種の摩擦力が作用する系の強制振動特性の一計算法と二，三の考察，日本機械学会論文集（C編），Vol.50，No.456，pp.1374-1380，1984.
- 29) 林亜紀夫：すべり支承の慣性力解放効果について（その3），第18回地震工学研究発表会講演概要，土木学会，pp.261-264，1985.
- 30) Masashi Iura，Kunihito Matsui，Iku Kosaka：Analytical Expressions for Three Different Modes in Harmonic Motion of Sliding Structures，*Earthquake Engineering and Structural Dynamics*，Vol.21，pp.757-769，1992.
- 31) 高野茂晴，西尾浩志，金子史義，川原睦人：摩擦固定橋梁の動的解析手法，土木学会第54回年次学術講演概要集V，pp.532-533，1999.

（1999年9月17日受付）