

3成分大地震動を受ける連続曲線高架橋の非線形応答解析

NONLINEAR DYNAMIC ANALYSIS OF CURVED VIADUCT SYSTEM
SUBJECTED TO THREE-DIMENSIONAL GREAT EARTHQUAKE GROUND MOTIONS

林川 俊郎*, 大嶽 敦郎**, 中島 章典***, 佐野 雅章****

Toshiro HAYASHIKAWA, Atsuo OTAKE, Akinori NAKAJIMA and Masaaki SANŌ

- * 工博 北海道大学大学院助教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)
 ** 工修 新日本製鐵株式会社 鉄構海洋事業部設計部 (〒229-1131 相模原市西橋本5-9-1)
 *** 工博 宇都宮大学助教授 工学部建設学科建設工学コース (〒321-8585 宇都宮市石井町2753)
 **** 工学士 北海道大学大学院 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒060-8628 札幌市北区北13条西8丁目)

In the recent Kobe Earthquake, many bridge structures were seriously damaged. As the earthquake ground motions have 2 horizontal directions and up-down direction, three-dimensional behavior of the weakness such as bearings has become a serious problem. It is necessary to know the precise three-dimensional nonlinear behavior of the viaduct as a structural system for improvement in the stability of earthquake-resistance. The objective of this study is to investigate an influence of various bearing conditions in curved viaduct bridges. As a result, the dynamic behavior of curved bridges is changed by the effect of bearing conditions and bearing positions. It is revealed that a movable bearing is subjected to an unexpected lateral earthquake force applied to the pier and the lateral force is decreased in the case of fixed steel bearings. On the other hand, in the case of lead rubber bearings, the lateral force applied to the piers is found to be decreased by its energy absorption.

Key Words : curved viaduct system, nonlinear dynamic analysis, bearing conditions

1. はじめに

先の兵庫県南部地震では、高速道路や新幹線、さらに地下鉄や港湾施設などの公共都市施設に非常に多くの被害が発生した^{1),2)}。特に、都市高速道路では数多くの高架橋が甚大な被害を受け、上部構造、橋脚、支承などに大きな損傷があったことは周知の通りである。鋼製支承を有する高架橋では支承自身の損傷に加えて、支承の損傷の有無が上部構造や橋脚の損傷に密接に関係したと考えられるケースが種々見受けられた。これに対して、「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様および復旧仕様の解説(案)」³⁾、「道路橋示方書」⁴⁾によれば、支承から上部構造が逸脱した場合の段差や衝撃が少ないゴム支承、あるいはそれに加えてエネルギー吸収能力も備えた免震支承の使用が強く推奨されている。

既設高架橋の支承条件の改善などを考えるためにも、支承タイプの差異が高架橋システム各部の耐震性や損傷に及ぼす影響を検討しておく必要がある。そのためには、上部構造、支承および橋脚までを1つの構造システムとして考えた高架橋全体系が大地震を受けた場合の動的挙動を調べなければならない。さらに、地震動は水平2方向および上下方向の3成分を有するため、支承部など弱

点となりやすい部分については、その3次元動的挙動を捉える必要がある。特に、連続曲線高架橋の耐震性能を向上させるためには、その立体的な非線形応答性状を明らかにする必要がある。

直線高架橋の動的非線形解析に関する研究は、兵庫県南部地震発生後、数多くの論文が発表されている。しかしながら、連続曲線高架橋の3次元非線形挙動に関する研究報告は少ない。その中で、水口ら⁵⁾は東海北陸自動車道清見JCT-Dランプ橋で計画された4径間連続曲線PCラーメン橋の非線形時刻歴応答解析を実施し、上部工の補強設計について報告している。また、伊津野ら⁶⁾は曲線ラーメン橋の3次元非線形解析を行い、簡易的な2次元平面モデル化への可能性について検討している。渡邊ら⁷⁾は上部構造が直橋、斜橋、曲線橋と構造系が異なる高架橋を3次元骨組構造にモデル化し、動的非線形解析を行っている。その結果、3次元動的な広がりを持つ高架橋の動的応答を評価するためには3次元動的非線形解析が不可欠であるとしている。

そこで本研究では、連続曲線高架橋を立体骨組構造にモデル化し、支承条件を考慮した高架橋が大きな地震動を受ける場合の動的挙動を、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した弾塑性有限変位動的応答解析を行

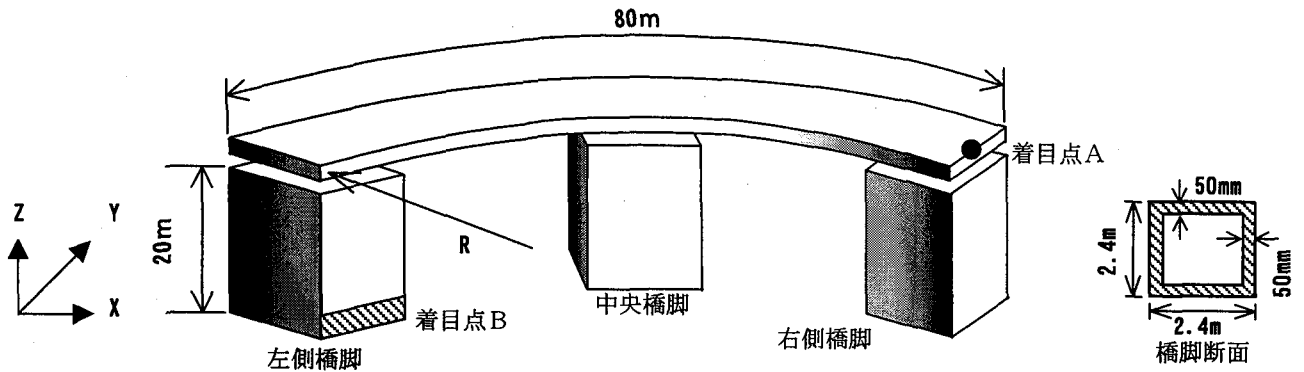


図1 2径間連続曲線高架橋

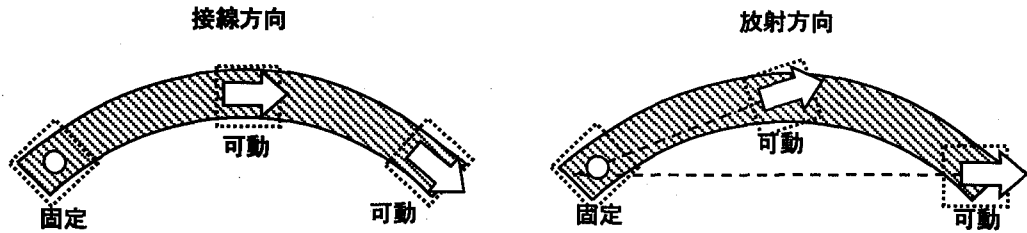


図2 支承の配置方向

うことによって立体的な観点から考察を行うものである。動的解析に際しては、鋼製橋脚を有する連続曲線高架橋を、上部構造、支承、橋脚からなる高架橋システムとして捉え、おもに支承部が動的応答に与える影響について比較を行う。ここでは曲率半径の異なる曲線橋を対象として、支承部には、①鋼製可動支承に落橋防止装置や摩擦の影響を考慮しない場合、②鋼製可動支承に落橋防止装置や摩擦の影響を考慮した場合、③免震支承を一方のみに用い、橋軸直角方向については固定とした場合、④二方向ともに免震支承とした場合の4通りについて検討する。このような支承条件や支承の配置方向の違いが連続曲線高架橋全体系の地震時動的非線形応答に与える影響について考察する。特に、上部構造の応答変位、支承部の水平力—水平変位関係、橋脚基部の曲げモーメント—曲率関係などに着目して、その動的非線形挙動について比較検討を行うものである。

2. 解析モデル

本研究は、高架橋全体構造の動的非線形挙動を明らかにすることを目的としているため、上部構造、支承および橋脚の相互作用を考慮できる最も基本的な解析モデルとして2径間連続曲線高架橋を対象とした。

2.1 上部構造・下部構造

曲線高架橋は構造的に3次元的な広がりを持ち、支承条件が高架橋全体系の挙動へ複雑に影響すると考えられる。ここでは図1に示すような2径間連続曲線高架橋を解析モデルとして用いることとする。上部構造は支間長40m、総重量約600tfの鋼箱型断面と設定した。解析に際してはこれを断面2次モーメントと総重量が等価な鋼

表1 支承の回転角

R	配置	左側橋脚	中央橋脚	右側橋脚
100m	接線	22.918°	0°	-22.918°
	放射	22.918°	11.459°	0°
200m	接線	11.459°	0°	-11.459°
	放射	11.459°	5.730°	0°

表2 橋脚の断面諸元

断面積(m ²)	0.4700
断面2次モーメント(m ⁴)	0.4328
ねじり定数(m ⁴)	0.6912
単位体積重量(tf/m ³)	7.85
ヤング係数(tf/m ²)	2.1×10 ⁷
降伏応力度(tf/m ²)	24000
ひずみ硬化	0.01

断面に換算し、そりねじりの影響を受けないものとしている。

曲率半径Rは100mと200mの場合について比較した。支承配置の影響を比較するため、鋼製支承の配置方向については、図2に示すように曲線桁の接線方向に可動支承を設置する場合と、温度変化に伴う曲線桁の伸び変形を放射方向に許すように可動支承を設置する場合の2通りを考える。また、鋼製橋脚の配置方向については中央、右側橋脚とも支承の設置スペースを考慮して、支承方向と同様とした。表1にその値を示す。

各橋脚は高さ20mの正方形箱形断面を有する等断面鋼製橋脚とする。鋼製支承を用いた場合、固定支承を有する左側橋脚に上部構造の地震力が集中するが、その場合に対して、震度法(設計水平震度0.2)と許容応力度法に基づき、十分安全となるよう橋脚断面を設計した。橋脚の断面諸元を表2に示す。また、橋脚断面は幅2.4m、板厚50mmとした。橋脚の基礎は十分剛である場合を考

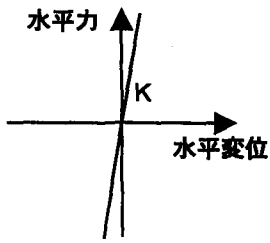


図3 基本モデル (固定)

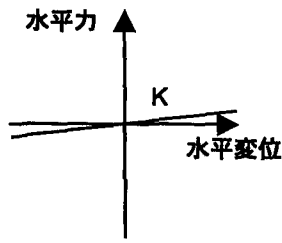


図4 基本モデル (可動)

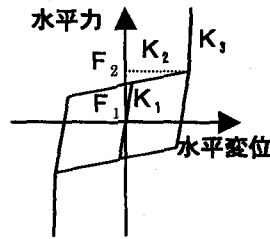


図5 鋼製可動支承モデル

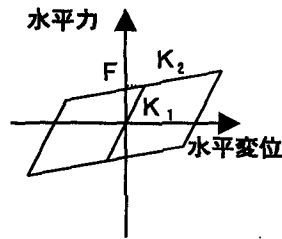


図7 免震支承モデル

え固定とした。橋脚の設計条件は、実際には支承条件によって異なるが、本研究では、支承条件の差違が高架橋全体系に及ぼす影響に着目するため、同じ断面諸元の橋脚を用いることとする。したがって、鋼製の可動支承を有する場合、ここで設定した橋脚断面は応力的にかなり余裕を有している。

2. 2 支承条件

高架橋全体系に挿入される支承は、水平2方向、鉛直方向、回転3方向のばね要素にモデル化する。水平2方向(橋軸、橋軸直角方向)には支承条件に応じて非線形のばね特性を導入した。これに対して、鉛直ばねは支承部の鉛直方向の剛な結合条件を表すために十分大きなばね定数($1.0 \times 10^6 \text{tf/m}$)を設定し、回転方向ばねにはヒンジの条件を満足するように小さなばね定数(1.0tf/m)を設定し、いずれも線形ばねとした。

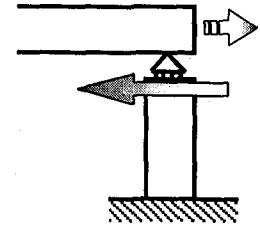
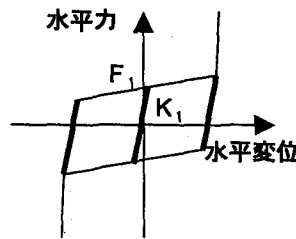
(1) 基本モデル

左側橋脚上を鋼製固定支承、中央、右側橋脚上を鋼製可動支承とした場合を基本モデルとする。この場合、可動支承は橋軸方向に上部構造による水平地震力を橋脚にほとんど伝達しないものとし、橋軸直角方向にはそれぞれ固定の条件を満たすように設定した。固定、可動支承を表すばねの水平力-水平変位関係は、図3、4のように設定し、ばね定数をそれぞれ $1.0 \times 10^6 \text{tf/m}$ 、 1.0tf/m と設定した。

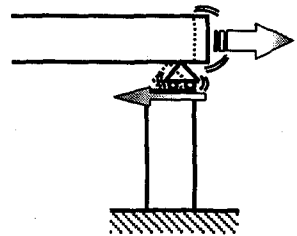
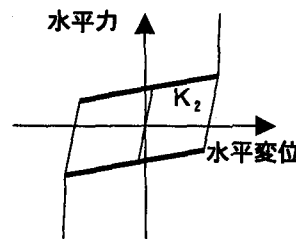
(2) 鋼製支承モデル

基本モデルの鋼製可動支承に対して、摩擦と移動制限装置の影響を考慮した場合を鋼製支承モデルと呼ぶ。この可動支承を表すばねの水平力-水平変位関係は、図5のように設定した。 K_1 は、支点反力による摩擦力が最大摩擦力以下の状態での剛性であり、 5000tf/m とした。 K_2 は、支承部に作用する水平力が最大摩擦力よりも大きくなって、支承が滑る状態を表す剛性であり、 1.0tf/

a) 摩擦力 > 水平地震力



b) 摩擦力 < 水平地震力



c) 支承変位 = 制限値

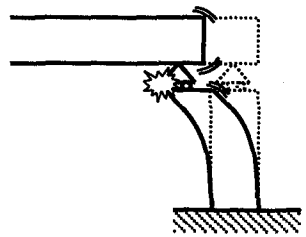
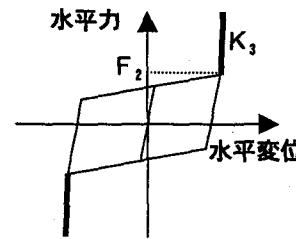


図6 鋼製可動支承イメージ

m を仮定した。 K_3 は、支承の変位が移動制限量に到達した後に、上部構造が橋脚と一体となって挙動することを表す剛性であり、比較的大きな値 ($1.0 \times 10^6 \text{tf/m}$) を仮定した。支承に作用する力が大きくなると、支承の構成部材は塑性化することも予想されるが、ここでは支承に作用する力の大きさに関わらず、支承の構成部材は弾性状態を保つものと考えた。以上述べた、摩擦と移動制限装置の影響を考慮した鋼製可動支承の挙動を図6に示す。

F_1 は支点反力に摩擦係数 0.05 を乗じた最大摩擦力 ($=11.5 \text{tf}$) である。また F_2 は、支承の水平変位が移動制限量に到達するときの水平力であり、仮定した移動制限量 10cm より算出した。なお、固定支承は図3のようにモデル化し、大きな値 ($1.0 \times 10^6 \text{tf/m}$) を仮定した。

(3) 免震支承モデル

すべての支承を鉛プラグ入り積層ゴムタイプの免震支承とし、水平ばねの水平力-水平変位関係を図7のようなバイリニア型に設定した場合を免震支承モデルとする。道路橋の免震設計法マニュアル(案)など^{8,9)}を参考に、震度法および地震時保有水平耐力レベルでの設計荷重と設計変位からそれぞれの特性値を決定した。中央橋脚および左側、右側橋脚の支承モデルに対して、 K_1 は 5723.4tf/m および 2165.2tf/m 、 K_2 は 1355.6 および 403.3tf/m 、 F は 44.1 および 30.3tf とした。また、橋軸直角方向にもこの特性を導入した場合を両方向免震支承モデルとして、橋軸方向を免震支承、橋軸直角方向を固定支承

表3 支承ばねの剛性

		基本モデル		鋼製支承モデル		免震支承モデル		免震支承モデル	
		左	中/右	左	中/右	左/右	中	左/右	中
橋軸	K ₁	100000	1.0	100000	5000	2165.2	5723.4	2165.2	5723.4
	K ₂				1.0	403.3	1355.6	403.3	1355.6
	K ₃				100000	-	-	-	-
	F ₁	-	-	-	11.5	30.3	44.1	30.3	44.1
	F ₂	-	-	-	11.6				
橋軸直角	K ₁	100000	100000	100000	100000	100000	100000	2165.2	5723.4
	K ₂	-	-	-	-	-	-	403.3	1355.6
	F	-	-	-	-	-	-	30.3	44.1

表4 固有周期の解析結果(sec)

曲率半径	配置	mode	鋼製	片免震	両免震
R=100m	接線	L1	1.056	1.251	1.254
		H1	0.640	0.652	1.240
		V1	0.370	0.370	0.374
	放射	L1	1.002	1.255	1.255
		H1	0.640	0.638	1.241
		V1	0.359	0.358	0.365
R=200m	接線	L1	1.020	1.252	1.252
		H1	0.646	0.644	1.244
		V1	0.365	0.365	0.366
	放射	L1	1.006	1.252	1.252
		H1	0.646	0.640	1.244
		V1	0.362	0.362	0.364

とした場合を片方向免震支承モデルと呼ぶことにする。両方向免震支承モデルは橋軸、橋軸直角方向ともに同じ特性値を設定している。

以上の各支承モデルのばね定数を表3にまとめて示す。

3. 解析方法

ここで採用した弾塑性有限変位時刻歴応答解析法は、鋼材の降伏および幾何学的非線形性の影響を考慮したはり柱要素の有限要素法とニューマークβ法(β=0.25)および修正ニュートンラフソン法を併用した、平面骨組のための有限変位動的応答解析法を立体骨組構造に拡張した方法である。ここでは部材の面内、面外曲げ変形それぞれについて材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮した接線剛性マトリックスを作成し、ねじり変形は線形であるとした立体骨組の時刻歴応答解析を行った^{10),11)}。

弾塑性有限変位解析に際しては鋼材の応力-ひずみ関係をバイリニヤ型に理想化し、降伏応力度を24000tf/m²、弾性係数2.1×10⁷tf/m²、塑性域のひずみ硬化を0.01としている。また、構造減衰としては質量比例型を仮定し、1次の固有振動モードに対する減衰定数h=5%を基準とした。解析に用いた骨組モデルは1要素当たりの節点数2のはり柱要素より構成され、橋脚の要素分割数は6、上部構造の分割数は16とした。また、動的解析に際しては、入力地震波は兵庫県南部地震J R鷹取駅記録の3成分を用い、これを橋脚基部の水平2方向、上下方向に作用させて高架橋全体の地震応答解析を行った。構造

物の動的応答性状は入力する地震波に依存するため、用いる入力地震波によって構造物の応答性状は種々変化すると考えられる。しかし、1つの地震波に対しての結果を比較することによって支承条件の差異が高架橋全体の動的応答性状に及ぼす影響の傾向を知ることができるので、以下では兵庫県南部地震J R鷹取駅記録の結果について考察を行う。

4. 数値計算結果

4.1 固有周期の解析結果

動的応答解析に先立って、支承モデルを導入した高架橋全体の固有振動解析を行った。鋼製支承モデルにおいては、地震時においても支承の滑る状態が支配的であると考えて支承ばねの剛性を1.0tf/mと設定した。免震支承モデルにおいては免震支承の顕著な挙動を把握するために、保有水平耐力レベルにおける等価剛性(中央橋脚1579.9tf/m、右側・左側橋脚551.6tf/m)を用いた。固有振動解析で求めた固有周期の値を表4に示す。なお、L1、H1、V1はそれぞれ橋軸方向1次、橋軸直角方向1次、鉛直方向1次の固有振動モードに対応している。橋軸方向および橋軸直角方向1次固有振動モードの固有周期の値は鋼製支承モデルよりも免震支承モデルの方が大きくなり、長周期化することが認められる。しかし、各支承モデルとも曲率半径および接線方向と放射方向の支承配置によらず、固有周期の値は比較的近いことがわかる。

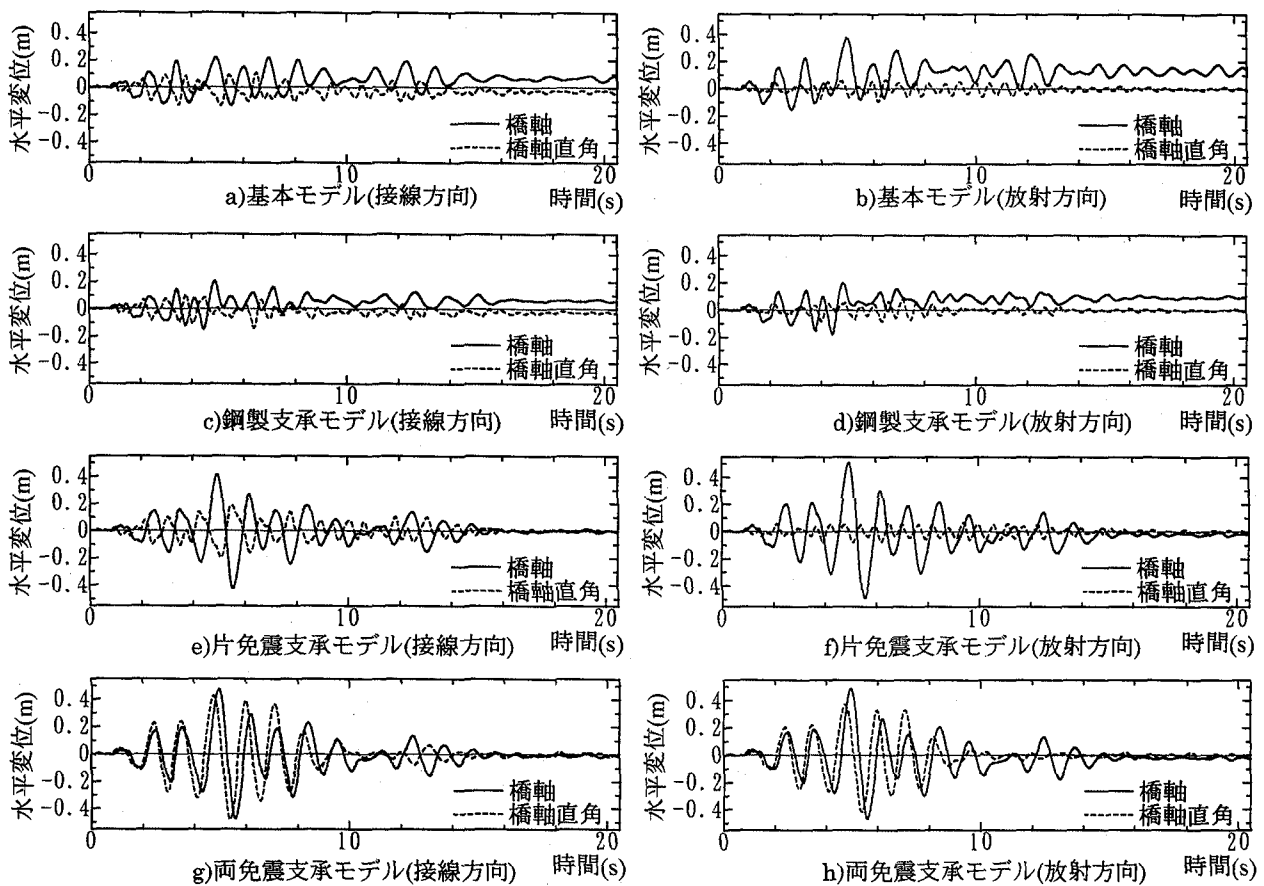


図8 上部構造右端の応答変位

4. 2 動的応答解析結果

以下には、異なる4種類の支承モデルを導入した高架橋全体系の動的応答解析結果を示す。

(1) 上部構造の時刻歴応答変位曲線

曲率半径100mの場合の上部構造時刻歴応答変位曲線を図8に示す。着目点は図1の上部構造右端であり、実線は橋軸方向変位、破線は橋軸直角方向変位を示している。また、左側は支承の配置方向を接線方向とした場合、右側は放射方向とした場合の時刻歴応答変位である。

基本モデルにおける接線方向の場合には、橋軸方向と橋軸直角方向との応答変位が連成していることがわかる。これに対し、放射方向の場合における橋軸方向の応答変位は比較的大きくなり、橋軸直角方向の応答変位は小さくなる傾向がある。つまり、放射方向に支承を配置した曲線高架橋の応答変位は直線高架橋に近い動的挙動を示すことがわかる。ここで、放射方向の場合には残留変位が15cm程生じ、左側固定支承橋脚基部の塑性化の影響がうかがえる。一方、接線方向の場合には上部構造による水平地震力が各橋脚に分散され、10cm程の残量変位が生じている。

鋼製支承モデルの接線方向の場合には、移動制限装置の影響によって、基本モデルよりも応答変位が小さくなる。連続曲線高架橋の3次元的な広がりから、橋軸直角方向の応答変位波形は橋軸方向に類似するものの、残留変位は接線方向の基本モデルと比較すると同程度かあるいは

わずかに小さな値を示している。これより移動制限装置は、上部構造の変位を抑えるものの、橋脚基部の塑性化が原因となる残留変位までは低減しない可能性があることがわかる。放射方向の応答変位は基本モデルと同様に直線橋に近い応答を示すが、残留変位が比較的大きいものと考えられる。

片免震支承モデルの接線方向の場合においては、免震機能によって橋軸方向の応答変位が大きくなり、橋軸直角方向は連成してその応答変位も大きくなる。放射方向の場合には、接線方向よりも橋軸方向変位がさらに大きくなり、橋軸直角方向には免震支承の影響があまり見られないことがわかる。

両免震支承モデルにおいては、免震機能を2方向に作用させたことにより、支承配置の影響がほぼなくなり、橋軸および橋軸直角方向とも応答変位に大きな差が見られない。また、橋軸方向の応答変位と橋軸直角方向の応答変位が類似することがわかる。応答変位の観点からは、両方向に機能する免震支承は、上部曲線桁の構造的な形状の影響を受けない条件であると考えられる。支承配置に影響を受けないことは、免震支承を用いる上で長所の一つと考えられるが、応答変位が大きくなることには十分注意しなければならない。特に橋軸直角方向に変位が大ききことは、伸縮装置と移動制限装置あるいは落橋防止装置の設計に大きく影響すると考えられる。接線方向と放射方向でわずかに応答変位が異なるのは曲率半径と

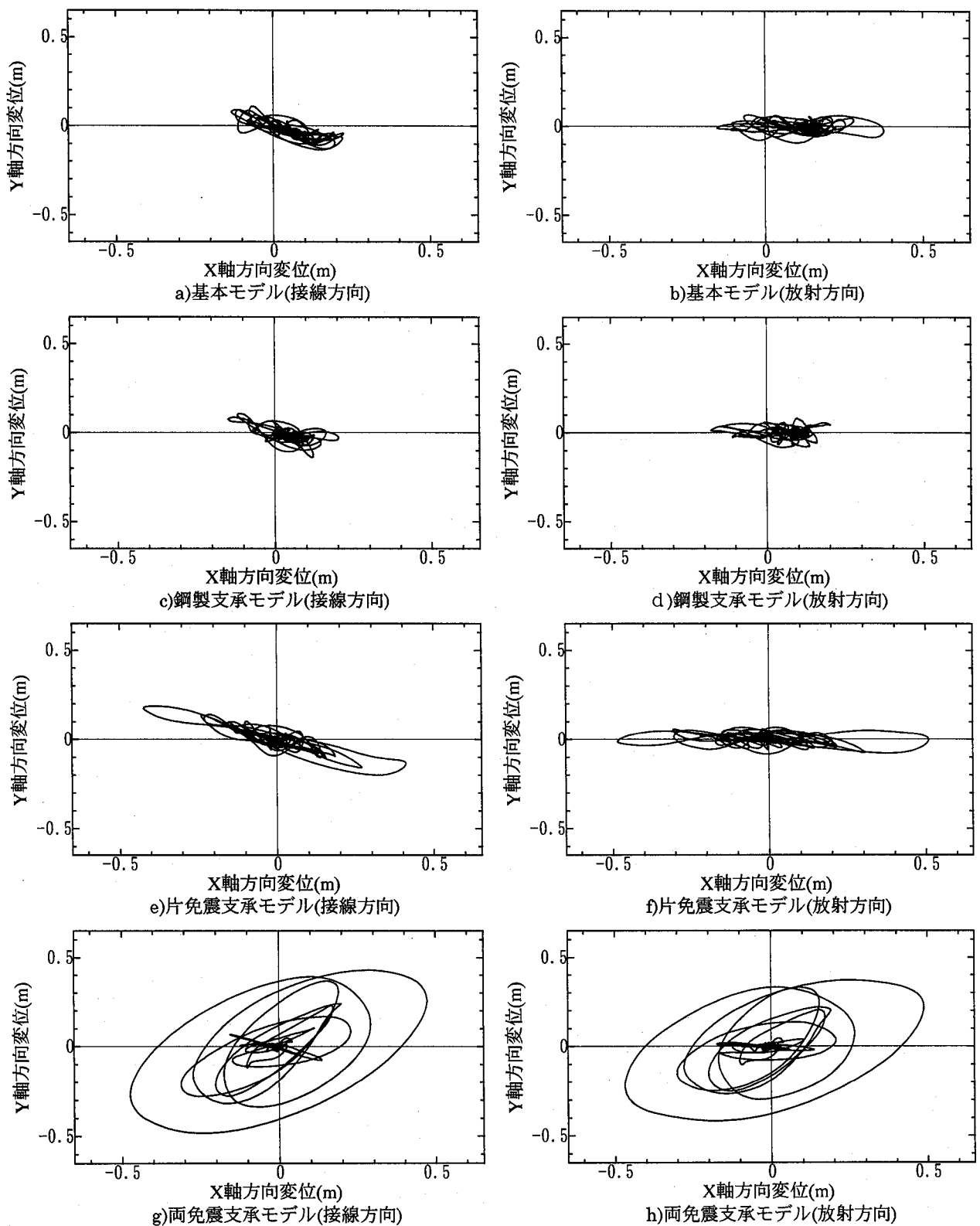


図9 上部構造右端応答変位の軌跡

橋脚の向きによるものと考えられる。片免震支承モデルと同様に、両免震支承モデルにおいても残留変位は生じず、橋脚の設計上の観点から免震支承は有用であると考えられる。

(2) 上部構造応答変位の軌跡

弾塑性有限変位時刻歴応答解析によって得られた曲線

高架橋モデル(R=100m)の上部構造右端における応答変位の軌跡を図9に示す。縦軸はY軸方向変位、横軸はX軸方向変位である。ただし、X-Y座標系は図1に示す矢印の方向を正とする。左側は支承の配置方向を接線方向とした場合、右側は放射方向とした場合の応答変位の軌跡である。

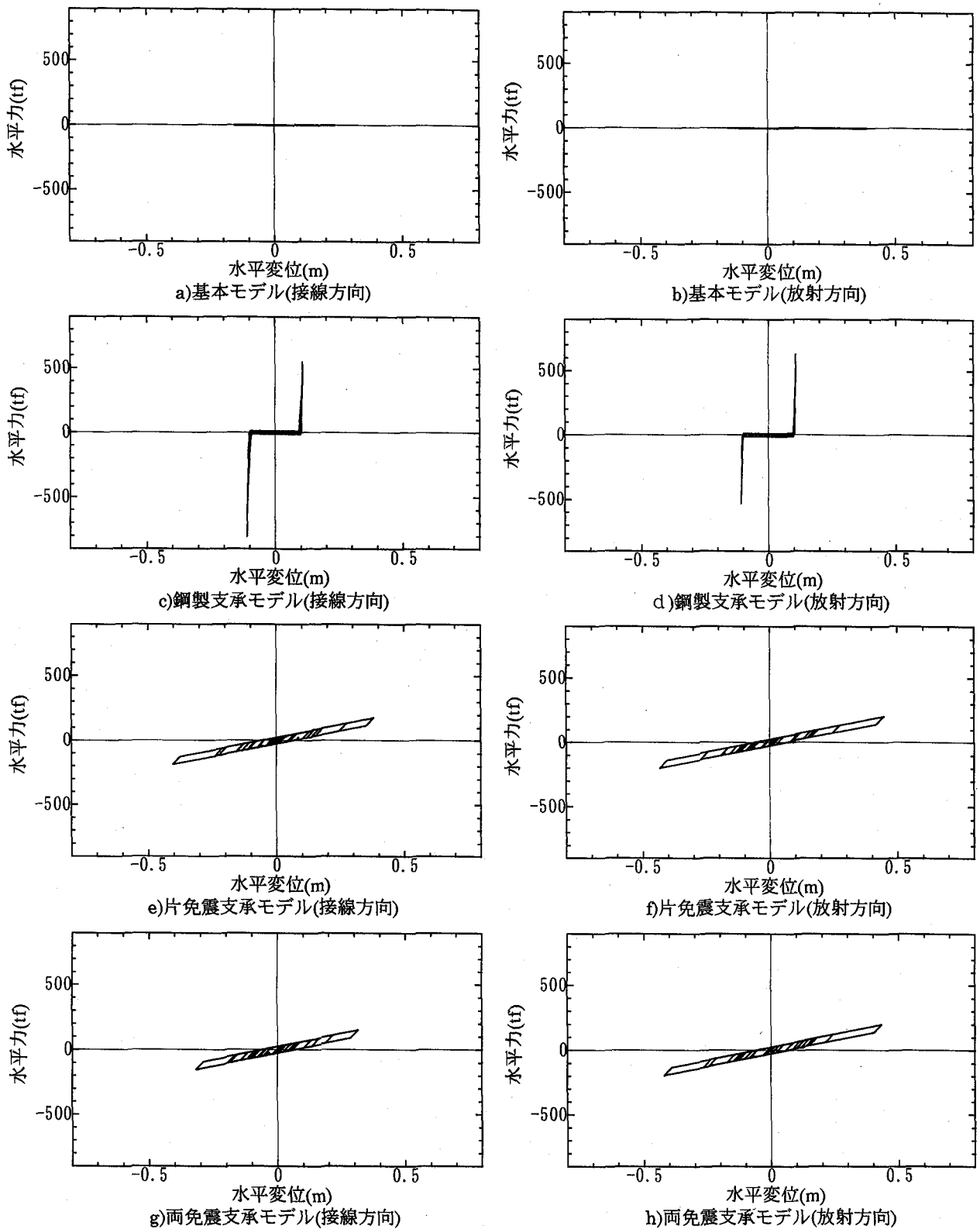


図 10 支承部の水平力-水平変位関係

基本モデルの応答は可動支承を設置した方向に大きな変位を生じ、設定した支承配置の影響がよく現れている。つまり、図 2 に示す可動支承の変位拘束のない支承配置方向に大きな応答変位が生じている。鋼製支承モデルの応答は、基本モデルの応答に比べて移動制限の影響によって応答変位の軌跡が小さくなっていることがわかる。

また、片免震支承モデルの応答は X 軸方向の変位が大きくなり、基本モデルと同様に支承配置の影響がよく現れている。

また、両方向免震支承モデルの応答は、X 軸方向変位とともに Y 軸方向変位も大きくなる。さらに、入力地震波の初期微動時における応答変位の軌跡は支承配置方向

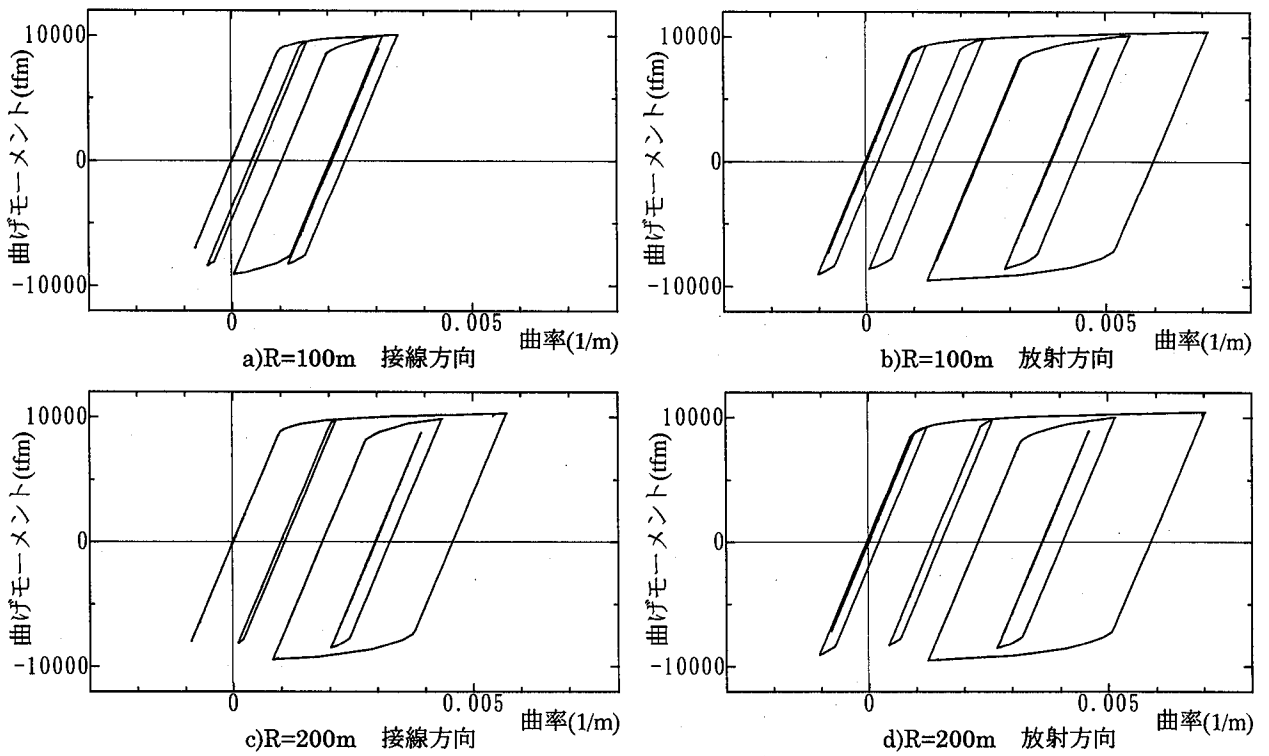


図 11 基本モデルの曲げモーメント-曲率関係

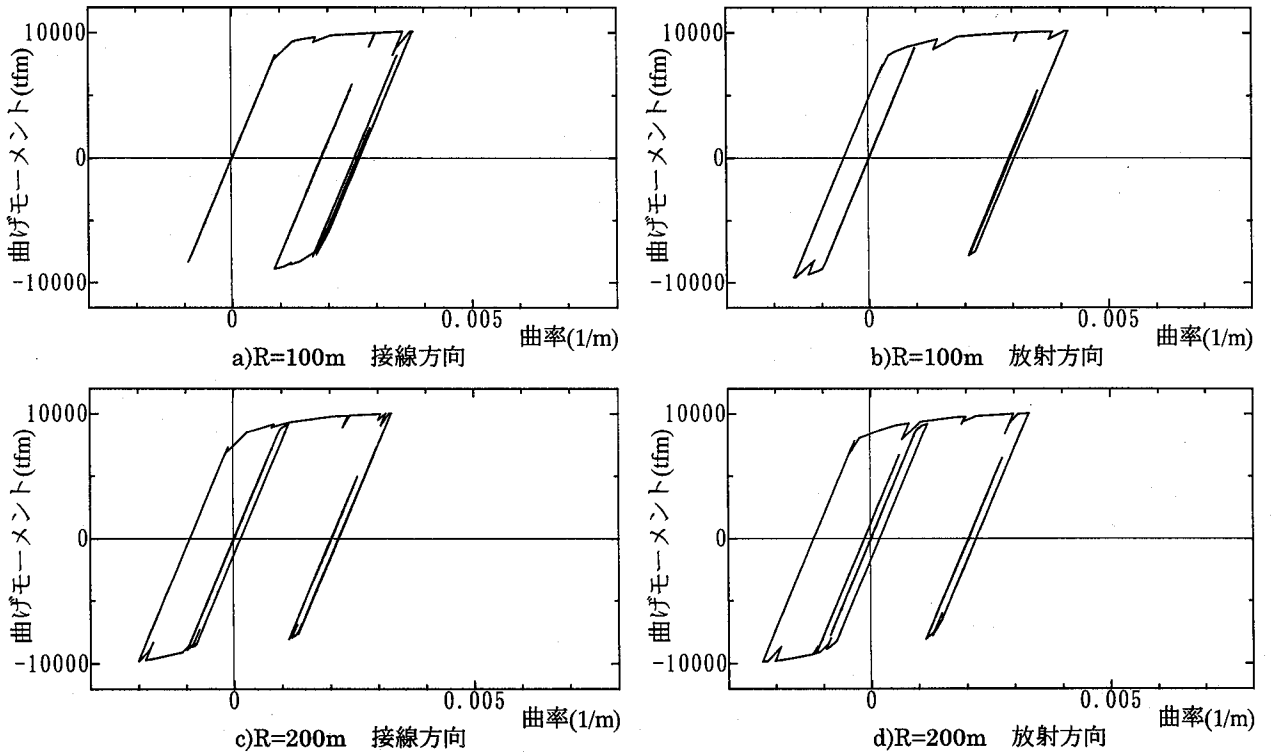


図 12 鋼製支承モデルの曲げモーメント-曲率関係

に大きな変位を生じ、地震波の主要動時には大きな入力加速度波の影響を受けて、上部構造の応答変位の最大値が地震波の主要動方向に変化していることがわかる。これより伸縮装置の破損などが懸念される。両方向免震支承モデルの場合を除き、それぞれの応答は支承配置の方向が支配的であり、変位の大きさに関しては接線方向よ

りも放射方向の方がやや大きく現れることがわかった。

(3) 右側橋脚上の支承の水平力-水平変位関係

曲線高架橋モデル($R=100\text{m}$)の右側橋脚上に設置される支承の水平力-水平変位関係を図10に示す。縦軸は支承に作用する水平力、横軸は支承の相対水平変位(支承部上端と下端の水平変位の差)である。左側は支承の配

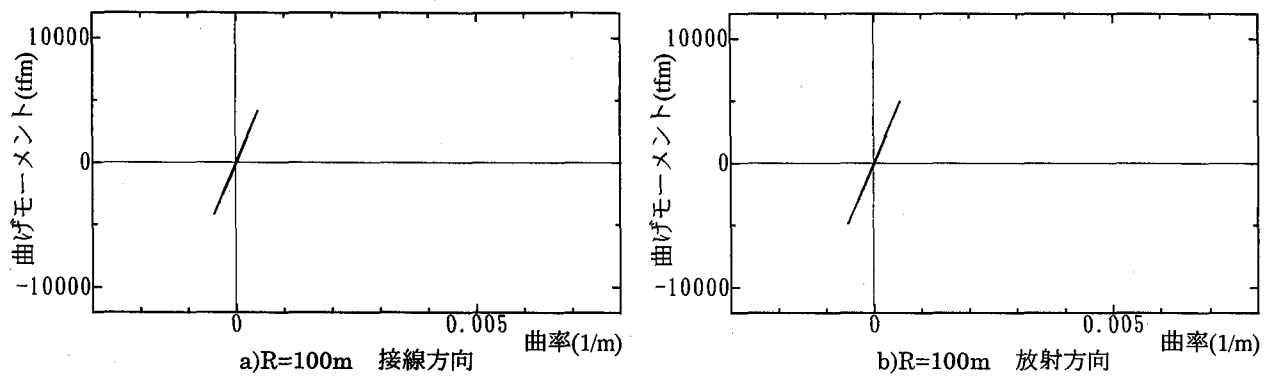


図 13 片免震支承モデルの曲げモーメント-曲率関係

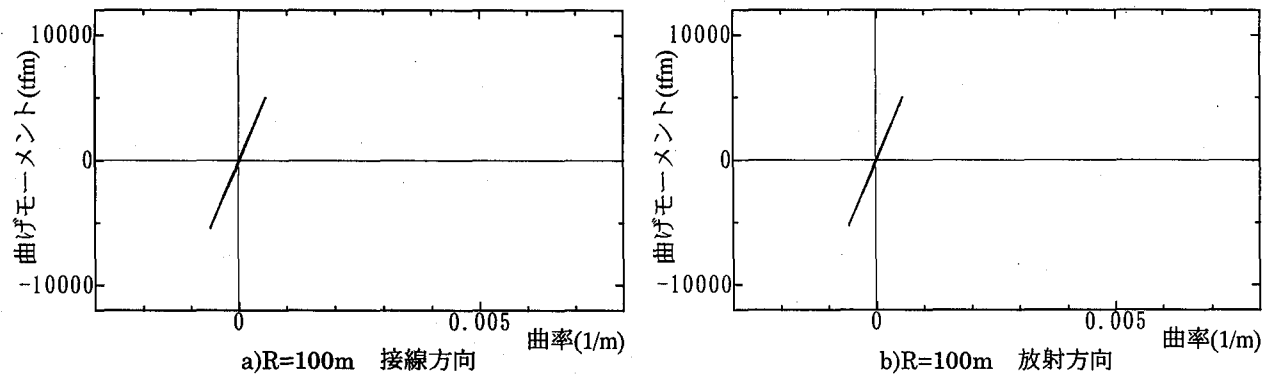


図 14 両免震支承モデルの曲げモーメント-曲率関係

置を接線方向とした場合、右側は放射方向とした場合のそれぞれの応答である。

いずれの場合も設定した復元力特性通りの応答を示しているが、基本モデルにおいては、支承配置を接線方向とした場合よりも放射方向とした場合に水平変位が大きくなることわかる。鋼製支承モデルは接線、放射方向ともに大きな水平力が作用し、移動制限装置の設計荷重を大きく上回ると考えられる。これは支承の移動制限量あるいは移動制限装置や落橋防止装置の設計荷重の設定に考慮が必要なことを示している。基本モデルとは対照的に支承配置を接線方向とした場合の方が大きな水平力を受けることがわかる。これに対し、片免震支承モデルおよび両免震支承モデルでは、支承配置を接線方向とした場合の支承部の水平変位は放射方向の場合よりも小さくなる傾向があり、曲線高架橋の支承配置の影響が現れている。免震支承は橋脚に作用する水平力を低減させ、エネルギー吸収効果と併せて橋脚の設計上有用であると考えられる。

(4) 左側橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係

動的応答解析によって得られた2径間連続曲線高架橋モデルの左側橋脚基部の曲げモーメント-曲率関係(橋軸方向)を、図11~14に示す。縦軸は曲げモーメント、横軸は曲率である。左側は支承の配置を接線方向とした場合、右側は放射方向とした場合の応答である。

図11に示す基本モデルの曲げモーメント-曲率関係は左側橋脚に地震力が集中するため、履歴ループが大きくなる傾向にある。R=100mの場合における接線方向の

履歴ループは放射方向の履歴ループに比較して小さい。この理由としては支承を接線方向に配置すると上部構造の水平地震力が各橋脚に分散されるためであると考えられる。これに対して曲率半径がR=200mとなると、接線方向の履歴ループはやや大きくなるが、放射方向の履歴ループの大きさがほとんど変わらず、放射方向の場合においては曲率半径の影響がほとんどないことがわかる。これは放射方向の場合には直線高架橋に近い動的挙動を示すことから、水平地震力が各橋脚に分散されないためであると考えられる。

図12に示す鋼製支承モデルの曲げモーメント-曲率関係は、摩擦や移動制限装置の影響で中央、右側橋脚に水平力が伝達されるため、左側橋脚に伝達される水平地震力がやや低減し、履歴ループが小さくなる。しかしながら、曲率半径や支承配置の方向による影響はほとんど見られない。特にR=100m、接線方向の場合においては中央、右側橋脚に水平力が伝達されているにもかかわらず、履歴ループの大きさはあまり変わらない。

図13に示す片免震支承モデルの曲げモーメント-曲率関係は、支承部の水平反力分散とエネルギー吸収効果によって橋脚に作用する水平地震力が低減され、弾性範囲内の応答を示している。

図14に示す両免震支承モデルも片免震支承モデルと同様に、橋脚に作用する水平地震力が低減され弾性範囲内の応答を示している。免震支承モデルの曲げモーメント-曲率関係は、支承配置方向での差がほとんど見られないことがわかる。

5. まとめ

本研究は2径間連続曲線高架橋を対象として、鋼製支承や免震支承を非線形ばねにモデル化し、その支承条件と支承の配置方向などが高架橋全体系の動的非線形挙動に与える影響について比較検討した。

その結果、曲線高架橋においては支承条件および支承配置方向の違いによって、連続曲線高架橋の地震時動的挙動が大きく変化することがわかった。鋼製可動支承に摩擦と移動制限装置の影響を考慮しない場合は、曲率半径、支承配置によって全体的な挙動が変化し、放射方向に可動支承を配置したときには、橋軸方向に大きな応答変位が現れ、残留変位も大きく生じることが認められた。つまり放射方向に可動支承を設置した場合は、曲率半径に関係なく直線高架橋に近い挙動を示すことがわかった。

また、鋼製可動支承に摩擦と移動制限装置の影響を考慮した場合は、支承部に予想外の水平力が作用し、全体的な挙動が変化することがわかった。しかし、可動支承を接線方向に配置した場合においては、固定支承を有する橋脚に作用する水平地震力が低減されない可能性もある。したがって、移動制限装置などの設計荷重を適切に設定する必要があるものと考えられる。

さらに、免震支承を用いた場合には連続曲線高架橋の基本固有周期の値が長周期化し、得られる応答変位が大きくなることがわかった。免震支承の機能を1方向に限定した場合では、放射方向に免震支承を配置したときの応答変位が接線方向よりも大きくなる傾向が見られた。免震機能を水平2方向とした場合は橋軸直角方向の応答変位も大きくなり、上部構造や支承の配置方向の影響をほとんど受けないことがわかった。特に橋軸直角方向の応答変位が大きくなることは、今後伸縮装置などの設計に十分注意する必要があるものと思われる。また、免震支承はエネルギー吸収能力を備えていることから橋脚の設計の観点からは最も有利であることがわかった。

以上のように、連続曲線高架橋は支承条件および支承の配置方向によって、3次元的に複雑な非線形挙動を示すことがわかった。連続曲線高架橋の動的挙動を正しく

評価するためには、本研究で用いた立体骨組構造の動的非線形応答解析が有用であると考えられる。

参考文献

- 1) 土木学会：阪神・淡路大震災調査報告書—土木構造物の被害，橋梁—，丸善，1996.12.
- 2) Japan Society of Civil Engineers：The 1995 Hyogoken-Nanbu Earthquake, Investigation into Damage to Civil Engineering Structures, 1996.6.
- 3) 日本道路協会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様および復旧仕様の解説(案)，1995.6.
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，V 耐震設計編，1996.12.
- 5) 水口和之・橋本昌朗・山花豊：平面曲線を有する連続ラーメン橋の耐震検討，第1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，pp.69-72，1998.1.
- 6) 伊津野和行・桑尚輔・中尾信裕・高橋章・廣瀬彰則・坂本眞徳：曲線ラーメン橋梁の簡易地震応答解析法，第24回地震工学研究発表会講演論文集，pp.1049-1052，1997.7.
- 7) 渡邊英一・杉浦邦征・北根安雄：地震時における橋梁構造物の3次元動的挙動，構造工学論文集，Vol.43A，pp.897-906，1997.3.
- 8) 土木研究センター：道路橋の免震設計マニュアル(案)，1992.10.
- 9) 中島章典・大嶽敦郎・安波博道：上部構造の支承条件を考慮した高架橋の大地震時挙動に関する研究，鋼構造年次論文報告集，第4巻，pp.9-16，1996.11.
- 10) 林川俊郎・大嶽敦郎・平沢秀之・佐藤浩一：3成分地震波入力による鋼製橋脚の非線形挙動，土木学会北海道支部論文報告集，第53号(A)，pp.102-105，1997.2.
- 11) 林川俊郎・大嶽敦郎・中島章典：レベル2地震動を受ける立体高架橋の非線形応答性状，土木学会北海道支部論文報告集，第54号(A)，pp.146-151，1998.2.

(1998年9月18日受付)