

# 隣接径間の影響を考慮した高架橋の2方向地震動下における弾塑性地震応答性状

工藤忠<sup>1</sup>・中島章典<sup>2</sup>・斉木功<sup>3</sup>・大植健<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 修(工) トービー建設工業(株) 東京支店コンストラクトグループ(〒170-0004 東京都豊島区北大塚 1-16-6)

<sup>2</sup>正会員 工博 宇都宮大学大学院工学研究科情報制御システム科学専攻・教授(〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

<sup>3</sup>正会員 博(工) 宇都宮大学工学部建設学科建設工学コース・助手(〒321-8585 宇都宮市陽東 7-1-2)

<sup>4</sup>正会員 修(工) 川田テクノシステム(株) 開発部開発二課(〒116-0014 東京都荒川区東日暮里 5-51-11)

本研究では、鋼製橋脚、支承、上部構造からなる高架橋が2方向地震動を受けた場合の弾塑性地震応答性状を検討している。まず、St. Venantねじりを考慮した3次元骨組要素を用い、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地震応答解析プログラムを構築した。次に、隣接径間の影響を考慮した高架橋が水平2方向地震動を受けた場合に、橋脚に生じる2軸曲げモーメントやねじり変形が高架橋の動的弾塑性挙動に与える影響を検討し、その結果と1方向地震動のみを受けた場合の結果とを比較した。さらに、対象高架橋と等価な単柱式橋脚モデルによる2方向地震動下の弾塑性地震応答性状の再現性を調べた。

**Key Words** : *bi-directional earthquake motions, viaduct system, adjacent structures, elasto-plastic dynamic response analysis*

## 1. はじめに

わが国の道路橋示方書・同解説(V耐震設計編)<sup>1)</sup>では、橋梁の耐震設計に際して、水平2方向の地震動による慣性力が同時に最大値を取る可能性は低いと考えられることから、水平2方向の慣性力をそれぞれ独立に考慮し、橋軸および橋軸直角方向別に耐震設計の検討を行うこととしている。

しかし、兵庫県南部地震時には高架橋においても、水平2方向の慣性力が同時に作用したために大きな被害を受けたと考えられる事例も見受けられ、橋梁に対する2方向地震動の作用に関する研究の必要性が指摘されてきている。

このような観点から、既に1本の単柱式橋脚やラーメン橋脚が2方向地震動を受けた場合の検討<sup>2)-4)</sup>が進められ、水平2方向に地震動を受ける橋脚の弾塑性地震応答性状はやはり1方向のみに地震動を受ける橋脚の弾塑性地震応答性状と異なることが明らかにされている。一方、橋脚に加えて、支承、上部構造を有する高架橋としての検討も、鋼製橋脚を有する高架橋<sup>5)-7)</sup>やRC橋脚を有する高架橋<sup>8),9)</sup>に関してなされてきているが、これらの検討では、幾何学的非線形性あるいは複合応力状態における材料非線形性の取り扱いにおいて不十分な面がある。

さらに、単純桁あるいは連続桁の上部構造が連なる高架橋では、ある1本の橋脚および支承の挙動は隣接

する橋脚および支承の挙動の影響を相互に受けることになる。したがって、高架橋に作用する2方向地震動の影響を検討する場合には、隣接径間からの影響も適切に考慮する必要があると考えられる<sup>9)</sup>。

そこで本研究では、鋼製橋脚、支承、上部構造からなる高架橋が2方向地震動を受けた場合の弾塑性地震応答性状を検討する。そのために、まず、St. Venantねじりを考慮した3次元骨組要素を用い、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地震応答解析プログラムを構築した。次に、隣接径間の影響を考慮した高架橋が水平2方向地震動を受けた場合に、橋脚に生じる2軸曲げモーメントやねじり変形が高架橋の動的弾塑性挙動に与える影響を検討した。また、その結果と1方向地震動のみを受けた場合の結果とを比較した。さらに、対象高架橋と等価な単柱式橋脚モデルによる2方向地震動下の弾塑性地震応答性状の再現性を調べた。

## 2. 高架橋の解析モデルと解析条件

### (1) 高架橋モデル

本研究では、図-1に示した単径間が連なる高架橋の中から、ある1径間分(図中破線部内)を取り出した高架橋に着目する。その解析モデルを座標系とともに図-2に示すが、鉛直方向に $x$ 軸、橋軸方向に $y$ 軸、橋軸直角方向に $z$ 軸となるように全体座標系を設定して

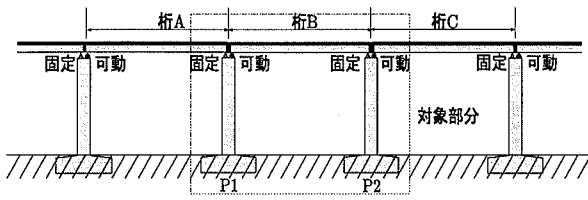


図-1 連続した単純桁の連なる高架橋システム

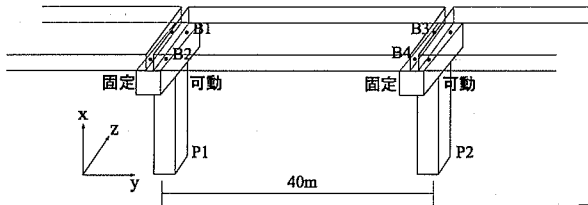


図-2 着目高架橋モデルの概要

いる。着目橋脚間および上部構造の支間とはともに40m、橋脚はT型鋼製橋脚を想定した。実際には、上部構造の支間とそれを支持する橋脚間の距離は異なるが、ここでは、隣接桁との衝突の影響は考慮しないため、両者間を同じ長さとした。P1, P2橋脚ともに橋脚高さは10m、橋脚断面は図-3中に示す無補剛箱型等断面とし、上部構造重量を設定した上で、軸力および水平地震力による曲げモーメントを受ける部材として照査を行い、現実的な諸元となるよう断面形状を決定した。

上部構造と橋脚間のヒンジ支点は図-2のように、P1, P2橋脚の橋脚水平はりにそれぞれ2点とし、P1橋脚上に橋軸方向を自由とした可動ヒンジ支点(B1, B2)、P2橋脚上に固定ヒンジ支点(B3, B4)を設置した。なお、橋軸直角方向はすべて固定ヒンジ支点とし、すべてのヒンジ支点のx, y, z軸回りの回転は自由とした。

以上の高架橋の骨組要素モデルを図-3に示す。主桁(5)は1本のはり部材でモデル化することから、横桁(4)の部材剛性は床版の橋軸直角方向剛性を簡易に考慮するオフセット部材の意味も含め、実剛度より大きい値としている。ただし、主桁断面にはコンクリート床版断面の影響も鋼換算して考慮している。また、各ヒンジ支点と横桁およびヒンジ支点と橋脚水平はり(2)の間に、それぞれ部材の高さを考慮してオフセット部材(3)を設置し、剛結としている。ヒンジ支点のモデル化に際しては、多重節点を設定し、それぞれ可動、固定の連続条件を満たすように数値解析上の処理を行っている。なお、ここでは、図-3中に示す橋脚(1)についてのみ断面分割を行い弾塑性を考慮し、他の部材は幾何学的非線形性を考慮した弾性はり部材としている。(2)から(5)の部材に用いた断面特性を表-1に示す。また、両橋脚の基礎は十分に剛なものと考え下端を固定とし

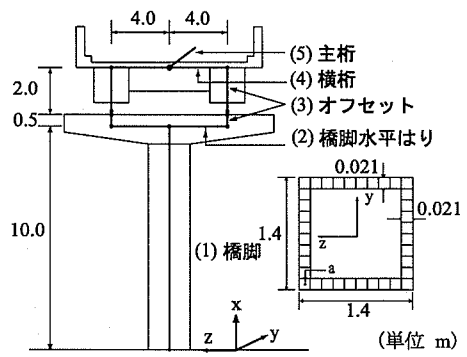


図-3 高架橋の骨組要素モデル

表-1 各構造部材の部材特性

No	断面積 ( $m^2$ )	断面2次モーメント ( $m^4$ )		ねじり定数 ( $m^4$ )
(2)	0.1268	$I_x = 0.0568$	$I_y = 0.2256$	0.0822
(3)	5.0	$I_y = 5.0$	$I_x = 5.0$	5.0
(4)	1.0	$I_x = 5.0$	$I_y = 1.0$	5.0
(5)	0.4	$I_x = 2.15$	$I_z = 0.24$	0.1

ている。ここでは、次節に示す2ケースの高架橋を対象に解析を行っているが、(2)から(5)の部材については両ケースで同一の断面特性を用いることとした。

## (2) 隣接径間の影響の取扱い

隣接径間からの地震力および橋脚に作用する死荷重反力や上部構造質量の影響を考慮するため、隣接径間の上部構造重量を変えて、以下に示す2ケースの高架橋に対し2方向地震動が作用する場合の弾塑性挙動を検討する。この場合、図-2に示すように高架橋の着目上部構造(桁B)の重量は3.92MNと仮定した。この着目径間に隣接する桁Aおよび桁Cの重量は、地震時にP1, P2橋脚がほぼ同じ振動特性となるよう検討した上で、ともに4.75MNとした。したがって、P1, P2橋脚には隣接する上部構造重量の影響も含め、4.34MNの軸力が作用する。この軸力とレベル1地震動による慣性力に対し耐震設計を行い橋脚断面を決定した。この解析モデルを同特性モデルと定義する。ここでは、1基の橋脚上に固定ヒンジ支点、可動ヒンジ支点の組み合わせが設置された場合を想定している。そこで、隣接径間の上部構造質量の影響を考慮する方法として、P1橋脚の橋軸方向に対しては桁Aのすべての質量を集中質量として設置し、橋軸直角方向に対しては桁Aの1/2の質量を集中質量として設置する。また、P2橋脚については、桁C左端が可動ヒンジ支点である条件から橋軸直角方向にのみ桁Cの1/2の集中質量を設置することで隣接径間からの地震力を考慮する。

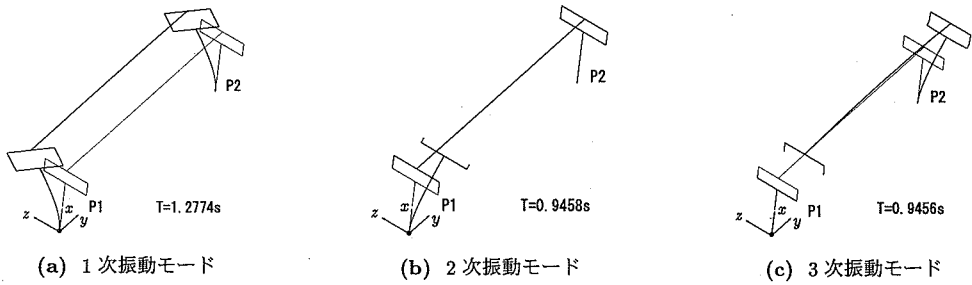


図-4 同特性モデルの固有振動モード

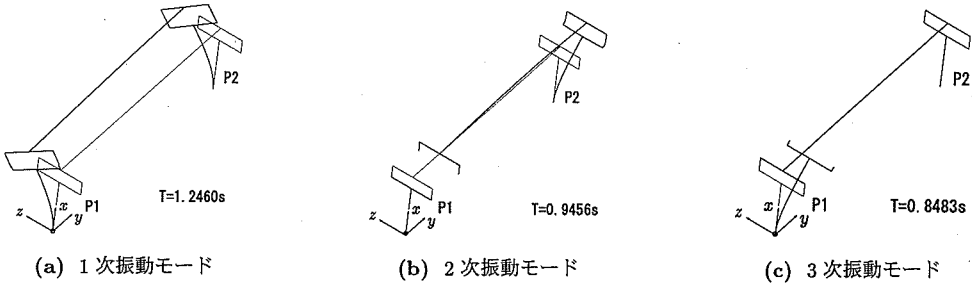


図-5 異特性モデルの固有振動モード

上記の解析モデルにおいて、桁 A の重量に変化を与えた場合の高架橋の地震時挙動も検討する。この場合、同特性モデルの桁 A に仮定した重量を 20% 減少させ 3.80MN と仮定することで、地震時における P1, P2 橋脚の振動特性に差異を与えた。この解析モデルを異特性モデルと定義する。なお、解析に用いた橋脚断面には P1, P2 橋脚ともに同特性モデルの場合と同様の断面諸元を使用することから、P1 橋脚に関しては幾分安全側の断面となる。

### 3. 2 方向地震動を受ける高架橋の弾塑性地震応答

#### (1) 解析方法

前章で説明した高架橋を、幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した 3 次元骨組要素でモデル化し、有限要素法に基づく動的複合非線形解析を行う。幾何学的非線形性は、有限変位・微小ひずみ問題を対象とし、剛体変位除去の手法<sup>10),11)</sup>を用いて考慮するものとしている。一般に弾塑性解析における塑性載荷状態では、降伏条件とつり合い式を満足するように各積分点の直応力とせん断応力の組合せを求める必要がある。その方法として、return mapping 法<sup>12),13)</sup>を用いている。なお、塑性領域での構成則として  $J_2$  関連流れ則と移動硬化則を仮定し、von Mises の降伏条件により降伏判定を行う。また、St. Venant ねじり変形に伴うせん断応力を考慮し、直応力とせん断応力を合成した相当応力で弾塑性の判定を行う。ただし、曲げせん断の影響は考慮していない。このような骨組要素の応力状態に對

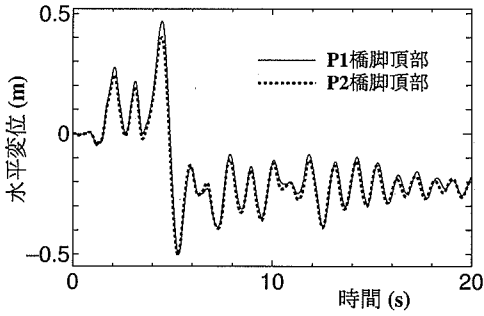
する return mapping 法の具体的な適用はなされていないので、付録 I にその詳細を示す。

高架橋モデルの要素分割については、高さ 10m の橋脚を 10 分割、長さ 40m とした上部構造を 12 分割とした。また、橋脚についてのみ直応力とせん断応力を合成した相当応力で弾塑性の判定を行うことから、1 要素に対し、橋脚断面を 36 分割、長手方向に 3 分割し合計 108 点の積分点を設定した。

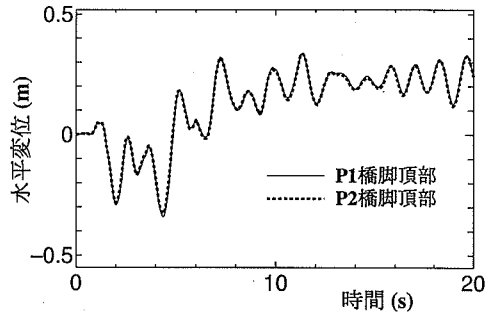
動的複合非線形解析における数値積分には、Newmark  $\beta$  法 ( $\beta=1/4$ ) を用い、時間刻みは数値積分上の誤差を少しでも低減するため入力地震動の 0.01 秒刻みのデジタルデータを直線補間する方法により 0.002 秒とした。鋼材の弾性係数を  $206\text{kN/mm}^2$ 、ポアソン比を 0.3、初期降伏応力を  $314\text{N/mm}^2$  とし、移動硬化係数として弾性係数の 1% を設定している。また、質量行列は集中質量法により作成し、減衰としては弾性状態の 1 次振動モードに対して減衰定数 1% の質量比例型減衰を仮定した。

本研究の地震応答解析に用いた 2 方向の入力地震動は下記の 6 種類であり、以下の本文中では、2 方向地震動の組合せに対し必要に応じてここに定義した表記を用いる。

- JRT1 : JR 鷹取駅記録 (橋軸: NS, 橋軸直角: EW)
- JRT2 : JR 鷹取駅記録 (橋軸: EW, 橋軸直角: NS)
- HKB1 : 東神戸大橋記録 (橋軸: LG, 橋軸直角: TR)
- HKB2 : 東神戸大橋記録 (橋軸: TR, 橋軸直角: LG)
- JMA1 : 神戸海洋気象台記録 (橋軸: NS, 橋軸直角: EW)
- JMA2 : 神戸海洋気象台記録 (橋軸: EW, 橋軸直角: NS)

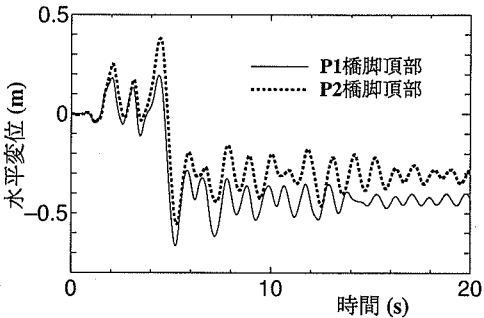


(a)  $y$  方向変位応答曲線

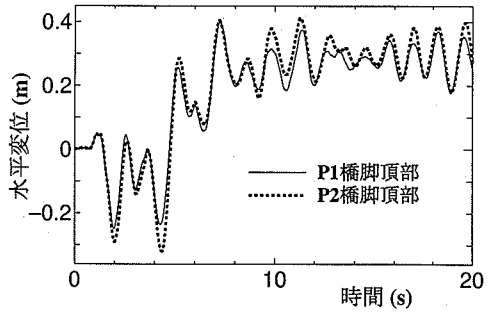


(b)  $z$  方向変位応答曲線

図-6 2方向地震動下の橋脚頂部の変位応答曲線 (同特性モデル)



(a)  $y$  方向変位応答曲線



(b)  $z$  方向変位応答曲線

図-7 2方向地震動下の橋脚頂部の変位応答曲線 (異特性モデル)

2方向地震動の影響を検討する場合には、同時に観測されたオリジナルの2方向地震動の組合せを用いることが好ましいので、ここでは、上記の兵庫県南部地震時に同時に観測された2方向地震動の組合せを用いた。

## (2) 固有値解析結果

動的複合非線形解析に先立ち、まず、対象とする高架橋の基本的な振動特性を把握するために、固有値解析を行った。同特性モデルおよび異特性モデルについて求められた1~3次の固有振動モードと対応する固有周期を図-4および図-5に示す。同特性モデルは、P1、P2橋脚が同一の振動特性を有するように、隣接径間の上部構造重量を設定した解析モデルである。このモデルでは、1次は橋軸直角方向振動モード、2次はP1橋脚の曲げ振動が卓越する橋軸方向振動モード、3次はP2橋脚の曲げ振動が卓越する橋軸方向振動モードとなっている。なお、2次と3次の固有周期は非常に接近しており、P1、P2橋脚は地震時にほぼ同様の挙動を示すと予想される。

一方、異特性モデルは、P1橋脚とP2橋脚の振動特性が異なるように同特性モデル高架橋の隣接径間桁Aの重量を20%減少させた解析モデルである。1次は同特性モデルと同様に高架橋全体の橋軸直角方向振動が卓越する振動モードであり、その1次固有周期は同特

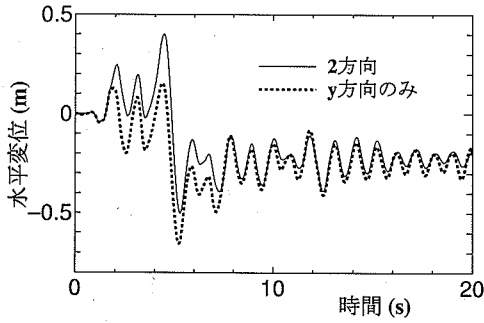
性モデルよりも2.5%程度短い。また、2次はP2橋脚の曲げ振動が卓越する橋軸方向振動モード、3次はP1橋脚の曲げ振動が卓越する橋軸方向振動モードとなっており、2次と3次の固有周期の間に10%程度の差が生じている。よって、地震時にはP1橋脚とP2橋脚は異なる挙動を示すと予想される。

## (3) 高架橋モデルの3次元地震応答性状の検討

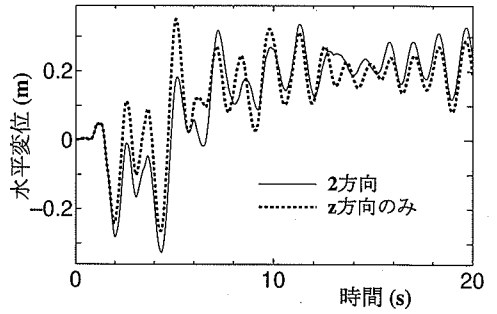
ここでは、上述の2つの高架橋モデルが水平2方向地震動を受けた場合の弾塑性地震応答性状を検討する。なお、本研究では、 $y$ 方向を橋軸方向、 $z$ 方向を橋軸直角方向としている。

### a) 変位応答の比較

2方向地震動を受ける同特性モデルおよび異特性モデルのP1、P2橋脚頂部の $y$ 方向、 $z$ 方向変位応答曲線の例を図-6、図-7に示す。縦軸は水平変位応答を、横軸は時間であり、JR 鷹取駅記録(JRT1)の2方向地震動を受けた場合の結果である。同特性モデルでは、P1、P2橋脚の振動特性がほぼ同じであることから、2方向地震動下においても、P1、P2橋脚頂部の2方向の変位応答はほとんど一致している。これに対して、異特性モデルでは、P1、P2橋脚の橋軸方向の振動特性が異なることから、 $y$ 方向の変位応答が異なり、そのために、 $z$ 方向の変位応答にも幾分差異が見られる結果となって

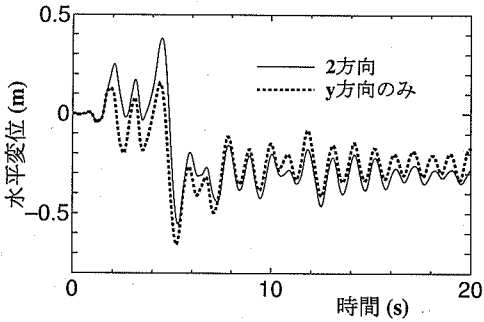


(a) y 方向変位応答曲線

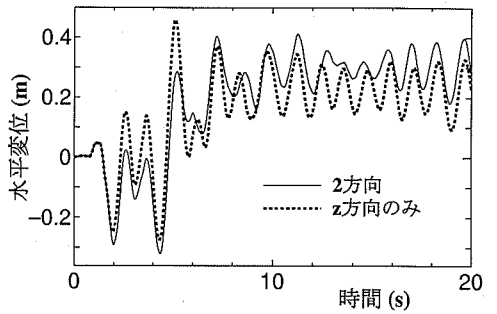


(b) z 方向変位応答曲線

図-8 2方向および1方向地震動下のP2橋脚頂部の変位応答の比較(同特性モデル)

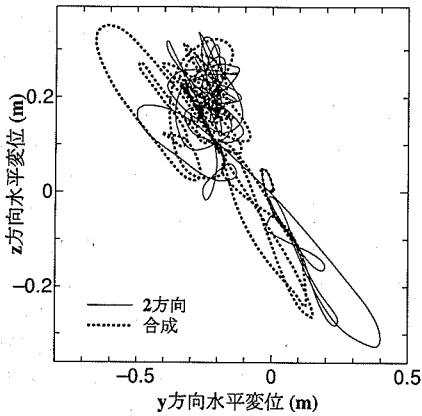


(a) y 方向変位応答曲線

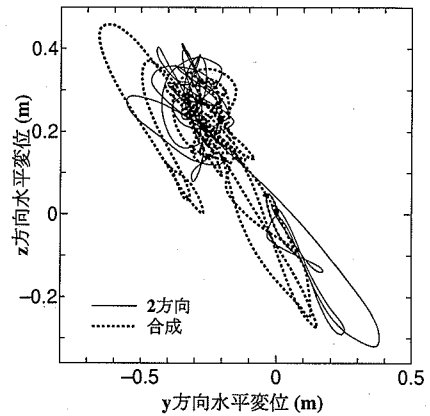


(b) z 方向変位応答曲線

図-9 2方向および1方向地震動下のP2橋脚頂部の変位応答の比較(異特性モデル)



(a) 同特性モデル



(b) 異特性モデル

図-10 2方向および1方向地震動下のP2橋脚頂部軌跡の比較

いる。

一方、1方向および2方向地震動下におけるP2橋脚頂部の変位応答曲線の比較を、同特性モデルおよび異特性モデルに対して示したのが図-8、図-9である。図中、「2方向」とは対象とした高架橋が2方向地震動を受けた場合、「y方向のみ」、「z方向のみ」とは、比較のためにy方向あるいはz方向のみに1方向地震動を受けた場合の結果である。これらの図から、1方向および2方向地震動下での変位応答波形の各ピーク位置は

ほぼ一致しているが、それぞれの波形の振幅は異なっていることがわかる。図-8の同特性モデルの場合および図-9の異特性モデルの場合の結果を、2方向変位応答の軌跡として描くと、図-10(a)および図-10(b)のようになる。実線が2方向地震動下の軌跡であり、点線で示す「合成」とは、y方向またはz方向の1方向地震動下の変位応答曲線の合成による軌跡である。これらの図から、やはり、高架橋が2方向地震動を受けた場合と1方向のみに地震動を受けた結果を合成した場合

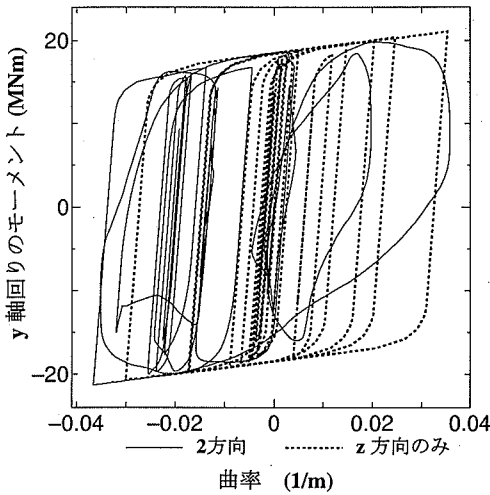


図-11 z 軸回りの曲げモーメント-曲率関係 (異特性モデル)

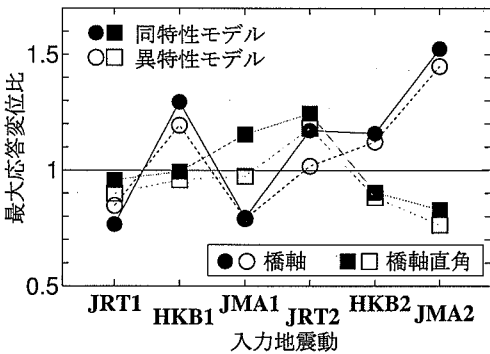


図-12 2方向および1方向地震動下の最大応答変位の比較

では、異特性モデルはもちろん同特性モデルにおいても、その軌跡は異なることがわかる。

また、これに対応して、2方向地震動入力時とy方向のみに地震動を入力した場合の曲げモーメント-曲率関係を異特性モデルの場合について図-11に示す。実線で示す2方向地震動を受けた場合、直交2方向の曲げモーメントが同時に変動することにより、それぞれの方向の全塑性曲げモーメントの大きさが変化する。そのため、曲率は増加するにも関わらず曲げモーメントが部分的に減少する挙動を示していることがわかる。これに対し、点線で示す1方向地震動のみを受けた場合では、曲率の増加に伴う曲げモーメントの減少の挙動は見られない。よって、2方向地震動を受けた場合と1方向からのみ地震動を受けた場合とでは、橋脚の弾塑性挙動は異なることがわかる。

兵庫県南部地震時に記録された他の2方向地震動を受けた場合についても同様の解析を行い得られた結果に基づいて、1方向地震動下と2方向地震動下にお

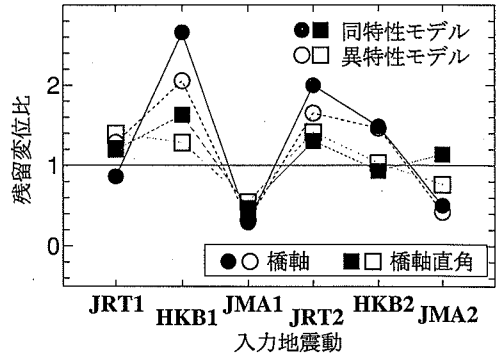


図-13 2方向および1方向地震動下の残留変位の比較

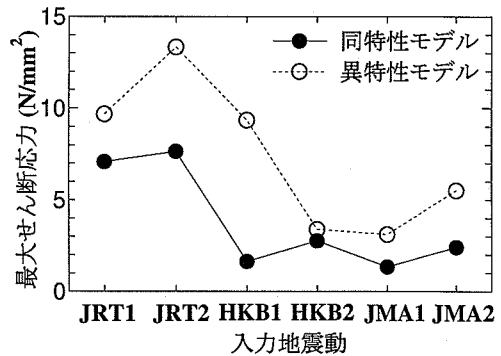


図-14 ねじりせん断応力の最大値の比較

る最大応答変位および残留変位の比較を図-12および図-13に示している。横軸の表記は地震動の種類を表し、最後の数字1, 2は2方向の地震動の入力方向が反対であることを意味している。縦軸は、1方向地震動下での値に対する2方向地震動下での値の比を示している。なおここでは、時刻歴変位応答曲線の最後の1周期における最大値と最小値の平均値を残留変位と定義している。最大応答変位では、一般的な傾向は認められないものの、1方向地震動下の値に対して20%程度の差異が認められる。一方、残留変位では、50%から100%程度の大きな差異が認められる。

以上の結果から、2方向地震動を受ける高架橋の地震応答解析の必要性が伺える。

#### b) 橋脚のねじりせん断応力の影響

本研究では、2方向地震動を受ける高架橋の弾塑性地震応答性状を検討するに際し、橋脚についてのみ断面分割を行い、ねじり変形によるせん断応力と直応力の合成応力で降伏判定を行っている。そこで、2タイプの高架橋に対し、水平2方向地震動の作用により生じた橋脚のねじり変形が動的弾塑性挙動に与える影響について検討した。

図-14は、同特性モデルと異特性モデルの高架橋に対し、2方向地震動を作用させた場合にP2橋脚基部断面(図-3中a点)で算出した最大せん断応力を示す。横軸に入力地震動の種類、縦軸に最大せん断応力を示している。この結果から、入力する地震動の種類により生じる最大せん断応力の値は異なるものの、同じ地震動を入力した場合、同特性モデルに比べ、異特性モデルの橋脚の方が大きなねじり変形を受けることがわかる。これは、図-6の時刻歴応答曲線の比較からもわかるように、同特性モデルでは、P1橋脚とP2橋脚がほぼ同じ振動特性を有することから、その応答性状もほぼ一致しており、ねじり変形があまり生じないためである。しかし、異特性モデルでは、図-7に示したように、P1橋脚とP2橋脚が異なる振動特性を有することから、2方向地震動作用下において両橋脚は異なった応答性状を示し、結果的にねじり変形が大きくなったものと考えられる。

ここで、用いた6種の地震動の中で、一例として、JRT2を受けた異特性モデルの橋脚に生じた最大せん断応力に着目し、ねじり変形が動的弾塑性挙動に与えた影響について検討する。この場合、P2橋脚基部断面に生じた最大せん断応力は、 $13.32\text{N/mm}^2$ であった。本研究で用いたMisesの降伏条件から、P2橋脚に対し、純ねじりモーメントのみを作用させた場合の初期降伏応力を算出すると、 $128.03\text{N/mm}^2$ となる。上述の最大せん断応力( $13.32\text{N/mm}^2$ )の初期降伏応力に対する比を取ると、最大でも10%程度である。したがって、ここで対象とした高架橋の橋脚に生じるねじり変形もたらずせん断応力は、橋脚の弾塑性挙動にあまり大きな影響を与えないと言える。

#### 4. 単柱式橋脚モデルによる推定

##### (1) 単柱式橋脚モデル

対象とする高架橋に水平2方向から地震動が作用した場合の橋脚の弾塑性地震応答性状を等価な単柱式橋脚モデルによって推定することを試みる。設定した単柱式橋脚モデルを図-15に示す。本研究では、図-1に示す単純桁の連なる高架橋を対象としていることから、橋軸方向に関しては、桁AとP1橋脚、桁BとP2橋脚をそれぞれ設計振動単位とみなすことができる。また、橋軸直角方向に関しては、桁Aおよび桁Bの1/2とP1橋脚を1つの設計振動単位とみなし、桁Bおよび桁Cの1/2とP2橋脚が設計振動単位となる。よって、以上の設計振動単位に対し、等価な単柱式橋脚モデルを適用する場合、図-15のように橋軸方向に関しては橋脚頂部節点の橋軸方向自由度に集中質量を配置した。また、橋軸直角方向に関しては上部構造の桁高の影響も考慮して、橋脚頂部に張り出し部を設け、そ

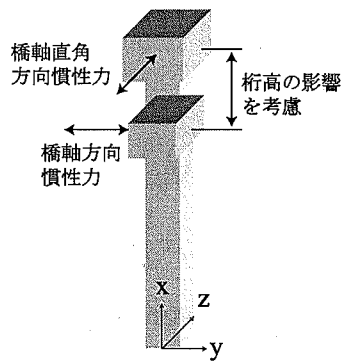


図-15 単柱式橋脚へのモデル化

の頂部節点の軸直角方向自由度に集中質量を配置した。なお、本研究では高架橋の1次および2次の固有周期に対し、その差が0.1%以内となるよう橋脚に配置する質量を調整することで、高架橋モデルとの等価性を考慮した。ただし、橋脚頂部に作用する死荷重反力は調整せず、対応する値を作用させている。

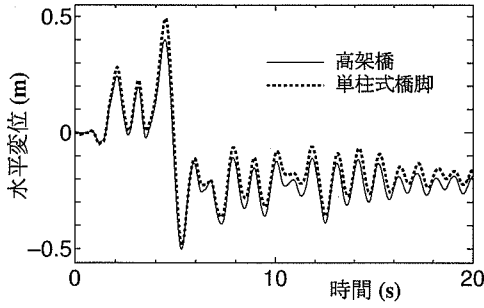
このようにモデル化した単柱式橋脚の弾塑性地震応答解析を実施し、その解析結果と高架橋の解析結果を比較することで、等価単柱式橋脚モデルの適用性について3次元弾塑性挙動の観点から検討する。なお、ここでは、P2橋脚に対し単柱式橋脚モデルを適用した場合についてのみ検討している。

##### (2) 弾塑性地震応答性状の比較

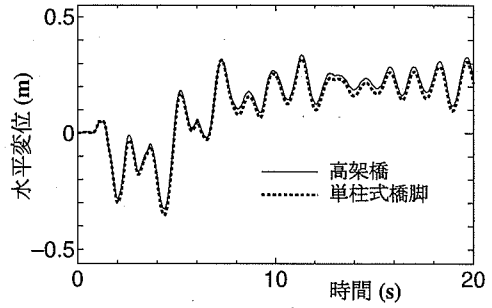
単柱式橋脚モデルの適用性に関して、P2の橋脚頂部の水平変位、残留変位などに着目し、高架橋による解析結果と比較検討する。単柱式橋脚モデルの固有周期は、図-4に示した同特性モデルの1次振動モードに対し1.2774秒、3次振動モードに対し0.9458秒と高架橋モデルの値に一致している。また、異特性モデルにおいても同様に、図-5に示した1次振動モードに対し1.246秒、2次振動モードに対し0.946秒とよく一致している。

まず、同特性モデルの高架橋と対応する単柱式橋脚モデルに対し、JRT1の2方向地震動を作用させた場合の橋脚頂部のy方向、z方向変位応答曲線の比較結果を図-16(a)、図-16(b)に示す。これらの比較結果から、橋軸方向および橋軸直角方向ともに、最大応答変位、残留変位は比較的良好に一致していることがわかる。

一方、異特性モデルの高架橋と対応する単柱式橋脚モデルに対し、同じ2方向地震動を作用させた場合の解析結果の比較を図-17(a)、図-17(b)に示す。これらの結果から、同特性モデルの場合に比べ、単柱式橋脚モデルによる、最大応答変位、残留変位の再現性はともに低下していることがわかる。P1橋脚とP2橋脚の振動特性が異なる高架橋では、2方向地震動下で生じる

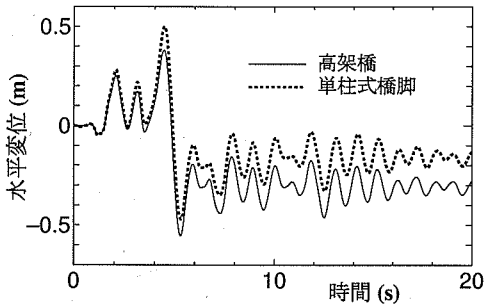


(a) y方向変位応答曲線

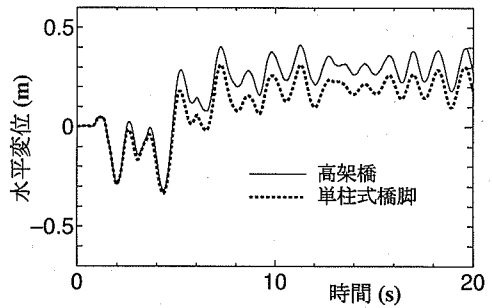


(b) z方向変位応答曲線

図-16 高架橋および単柱式橋脚のP2橋脚頂部の変位応答の比較（同特性モデル）



(a) y方向変位応答曲線



(b) z方向変位応答曲線

図-17 高架橋および単柱式橋脚のP2橋脚頂部の変位応答の比較（異特性モデル）

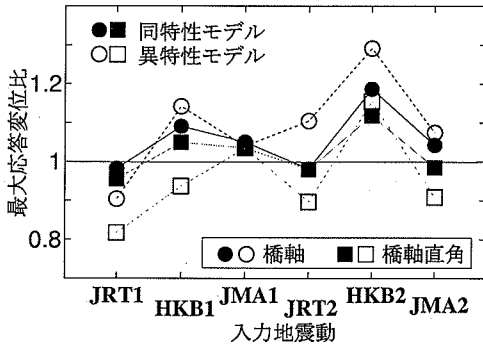


図-18 高架橋および単柱式橋脚の最大応答変位の比較

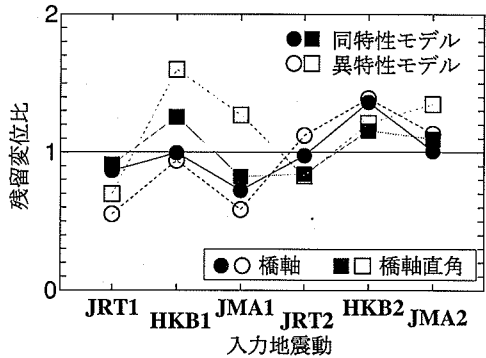


図-19 高架橋および単柱式橋脚の残留変位の比較

橋脚の2軸曲げ、ねじり変形に加えて、隣接径間からの地震力の作用など、複雑な動的相互作用の影響を大きく受ける。これに対して、これらの動的相互作用の影響を考慮できない単柱式橋脚モデルによる挙動の再現性が低下したものと考えられる。

本研究で設定した6種類の入力地震動を受ける場合について同様の解析を行い、橋脚頂部の最大応答変位、残留変位の比較結果を図-18、図-19に示す。図の縦軸は、単柱式橋脚モデルによる最大応答変位、残留変位を、それぞれ高架橋の解析による最大応答変位、残留変位で無次元化した値とし、横軸は解析に用いた入力

地震動の種類を表している。また、図中の黒塗りおよび白抜きの記号は、それぞれ同特性モデルおよび異特性モデルに対する結果である。同特性モデルの高架橋に対する単柱式橋脚モデルの最大応答変位の再現性は入力地震動の種類により変動しているが、全体的には約10%以内の差異であると言える。これに対して、異特性モデルの場合には、やはり単柱式橋脚モデルの再現性は低下しており、10~20%の差異が生じていることがわかる。

一方、残留変位に着目すると、やはり同特性モデルの高架橋に対する単柱式橋脚モデルの適用性の方が、異



特性モデルの場合よりも高い。しかし、前者では最大で40%程度、後者では最大で60%程度の差異が生じている。

以上のことから、本研究で対象とした異特性モデルの高架橋のように、振動特性の異なる設計振動単位から構成される高架橋の橋脚に対して単柱式橋脚モデルの適用性は低く、やはり隣接径間の影響をも考慮した高架橋を用いて2方向地震動下の挙動を調べる必要があると言える。

## 5. おわりに

本研究では、鋼製橋脚、支承、上部構造からなる高架橋が2方向地震動を受けた場合の弾塑性地震応答性状を検討した。まず、St. Venantねじりを考慮した3次元骨組要素を用い、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地震応答解析プログラムを構築した。次に、隣接径間の影響を考慮した高架橋が水平2方向地震動を受ける場合に、橋脚に生じる2軸曲げモーメントやねじり変形が高架橋の動的弾塑性挙動に与える影響を検討した。また、その結果と1方向地震動のみを受ける場合の結果とを比較した。さらに、対象高架橋と等価な単柱式橋脚モデルによる2方向地震動下の弾塑性地震応答性状の再現性を調べた。その結果、以下のような知見が得られた。

1. 2つの橋脚がほぼ同じ振動特性を有する同特性モデルでは、2方向地震動下においても両橋脚が同様の応答性状を示す。一方、2つの橋脚の振動特性が異なる異特性モデルでは、隣接径間からの複雑な動的相互作用のために、両橋脚が異なる応答性状を示す。
2. 1方向地震動入力時と2方向地震動入力時では、高架橋の応答性状は異なり、両者の最大応答変位には20%程度の差異がある。したがって、2方向地震動下の応答性状を検討する必要がある。
3. 2方向地震動作用下において、対象とした高架橋橋脚の挙動を再現する単柱式橋脚モデルを導入したが、単柱式橋脚モデルによる最大変位および残留変位の推定精度は必ずしもよくない。したがって、高架橋として検討することが好ましい。

謝辞：本研究の一部は、(社)日本鋼構造協会「鋼橋の性能照査型設計対応研究委員会鋼橋の耐震性部会(主査：名古屋大学 宇佐美勉 教授)」の活動の一環として行われたことを付記し、関係各位に謝意を表する。

## 付録 I 骨組要素の応力状態に対する return mapping 法の定式化

本論文では、St. Venantねじりを考慮した3次元骨組要素を用いているので、1つの軸方向直応力と軸直角面内の2つのせん断応力成分を考慮しなければならない。すなわち、軸方向を1、直交する他の2方向を2および3で表すとすれば、 $\sigma_{22}, \sigma_{33}, \sigma_{23}$ は常にゼロであり、 $\sigma_{11}, \sigma_{12}, \sigma_{13}$ のみを考えればよいことになる。安定な弾塑性計算を行うために有効である return mapping 法は、3次元、平面ひずみおよび平面の2次元問題など、よく用いられる応力状態については定式化がなされているが、上記のような骨組要素に特有の応力状態についての定式化はなされていない。そこで、本節では  $J_2$  塑性理論に基づき、骨組要素の応力状態に応じた return mapping 法の定式化を示す。

骨組要素の応力状態より、Misesの降伏条件に基づく降伏関数は

$$f := \sqrt{(\hat{\sigma})_i P_{ij}(\hat{\sigma})_j} - \sqrt{\frac{2}{3}} \sigma_Y \quad (I.1)$$

と表される。ここに、 $(\hat{\sigma})$ は、例えば $(\hat{\sigma}) = \{\sigma_{11}, \sigma_{12}, \sigma_{13}\}^T$ のように、かっこ内のテンソルのベクトル表記を表す。また、 $\sigma_Y$ は初期降伏応力、 $P_{ij}$ は

$$P_{ij} := \frac{1}{3} \begin{bmatrix} 2 & 0 & 0 \\ 0 & 6 & 0 \\ 0 & 0 & 6 \end{bmatrix} \quad (I.2)$$

により定義される任意の応力をその偏差応力に変換するマトリクスである。すると、弾性状態を仮定する時刻  $t_{n+1}$  における試行 (trial) 状態は、時刻  $t_n$  での応力、ひずみ、ひずみ増分により

$$(\hat{\sigma}_{n+1}^{\text{trial}})_i = (\hat{\sigma}_n)_i + C_{ij} \Delta(\varepsilon_n)_j = C_{ij} [(\hat{\varepsilon}_{n+1})_j - (\hat{\varepsilon}_n)_j] \\ (\hat{\varepsilon}_{n+1}^{\text{trial}})_i = (\hat{\varepsilon}_n)_i$$

$$f_{n+1}^{\text{trial}} = \sqrt{(\hat{\sigma}_{n+1}^{\text{trial}})_i P_{ij}(\hat{\sigma}_{n+1}^{\text{trial}})_j} - \sqrt{\frac{2}{3}} \sigma_Y \quad (I.3)$$

と表される。ここに、 $\varepsilon^p$ は塑性ひずみ、 $C$ はマトリクスで表された構成テンソルである。

試行状態において  $f_{n+1}^{\text{trial}} \leq 0$  であれば、試行状態は許容され、正解となる。この場合、時刻  $t_{n+1}$  での応力、ひずみは

$$(\hat{\sigma}_{n+1})_i = (\hat{\sigma}_{n+1}^{\text{trial}})_i, \quad (\hat{\varepsilon}_{n+1}^p)_i = (\hat{\varepsilon}_{n+1}^{\text{trial}})_i \quad (I.4)$$

と求められる。一方、 $f_{n+1}^{\text{trial}} > 0$  であれば、試行状態として仮定した応力、ひずみは時刻  $t_{n+1}$  の解とはなり得ない。この場合、時刻  $t_{n+1}$  での塑性ひずみ  $\varepsilon^p$  は関連流れ則に従い

$$(\hat{\varepsilon}_{n+1}^p)_i := (\hat{\varepsilon}_n^p)_i + \Delta\gamma P_{ij}(\hat{\sigma}_{n+1})_j \quad (I.5)$$

と修正される。ここに、 $\Delta\gamma$  は整合パラメタである。したがって、時刻  $t_{n+1}$  での応力  $\sigma_{n+1}$  は試行応力と整合パラメタにより

$$\begin{aligned} (\hat{\sigma}_{n+1})_i &= C_{ij} \{(\hat{\epsilon}_{n+1})_j - (\hat{\epsilon}_{n+1}^p)_j\} \\ &= C_{ij} \{(\hat{\epsilon}_{n+1})_j - (\hat{\epsilon}_n^p)_j\} - C_{ij} \{(\hat{\epsilon}_{n+1})_j - (\hat{\epsilon}_n^p)_j\} \\ &= \{\delta_{ij} + C_{ik} \Delta\gamma P_{kj}\}^{-1} (\hat{\sigma}_{n+1}^{\text{trial}})_j \end{aligned} \quad (\text{I.6})$$

と表される。ここに、 $\delta_{ij}$  は Kronecker のデルタである。なお、整合パラメタ  $\Delta\gamma$  は時刻  $t_{n+1}$  において降伏条件  $f = 0$  が満足されるように決定される。

#### 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），丸善，東京，2002.3.
- 2) 磯江暁，大南亮一，吉川孝男，岸田和人，石毛立也：くり返し載荷時の挙動を簡易化した鋼製箱型断面橋脚の解析手法の開発，土木学会論文集，No.584/I-42，pp.149-161，1998.1.
- 3) Li, X.S. and Goto, Y. : A three-dimensional nonlinear seismic analysis of frames considering panel zone deformation, *Journal of Structural Mech. and Earthquake Eng.*, JSCE, No.605/I-45, pp.1-13, 1998.10.
- 4) 生出佳，中島章典，齊木功：剛体ばねモデルを用いた橋脚の三次元弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No.654/I-52，pp.259-270，2000.7.
- 5) 渡邊英一，杉浦邦征，北根英雄：地震時における橋梁構造

物の3次元挙動，構造工学論文集，Vol.43A，pp.897-906，1997.3.

- 6) 林川俊郎，大嶽敦郎，中島章典，佐野雅章：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，構造工学論文集，Vol.45A，pp.849-858，1999.3.
- 7) Mohamed, W. A., Hayashikawa, T., Aly, G. A. and Hussien, M. H. : Study on seismic response of curved viaduct system with different isolation conditions under great earthquake ground motion, *Journal of Structural Engineering*, Vol.49A, pp.563-572, 2003.3.
- 8) 土屋智史，古家義信，金益賢，岡村甫：3次元非線形動的解析を用いたRC鉄道高架橋の耐震性能評価，土木学会論文集，No.662/V-49，pp.1-15，2000.10.
- 9) 中野友裕，田邊忠顕：RC橋脚の動的2軸曲げ挙動における解析モデルの影響，応用力学論文集，Vol.5，pp.509-518，2002.8.
- 10) Iwakuma, T., Hasegawa, A., Nishino, F. and Kuranishi, S. : Principle and numerical check of a stiffness equation for plane frames, *Proc. of JSCE*, No.380/I-7, pp.99-109, 1987.4.
- 11) 齊木功，後藤文彦，岩熊哲夫：有限回転を許容する棒部材の3次元動的数値解析の一手法，構造工学論文集，Vol.44A，pp.275-282，1998.3.
- 12) Simo, J.C. and Taylor, R.L.: A return mapping algorithm for plane stress elastoplasticity, *Int. J. Numer. Methods Eng.*, Vol.22, pp.649-670, 1986.
- 13) Simo, J.C. and Hughes, T.J.R.: *Computational Inelasticity*, Springer, 1998.

(2003.5.13 受付)

## INELASTIC BEHAVIOR OF VIADUCT SYSTEM WITH ADJACENT STRUCTURES UNDER BI-DIRECTIONAL EARTHQUAKE MOTIONS

Tadashi KUDO, Akinori NAKAJIMA, Isao SAIKI and Ken OOUÉ

In this paper, we investigate an inelastic behavior of viaduct systems, which consist of a superstructure, piers and bearings, under bi-directional earthquake motions. First, we construct a three-dimensional geometrical and material nonlinear dynamic analysis program. Next, when the viaduct system including adjacent structures is subjected to bi-directional earthquake motions, we investigate the effect of the bi-directional moments and torsional deformation on the dynamic inelastic behavior of the viaduct system. The resultant dynamic behavior is also compared with the one under the one directional earthquake motion. Furthermore, we investigate an applicability of the equivalent cantilever column model under bi-directional earthquake motions.