

上路式鋼アーチ橋のモデル化と2次元弾塑性地震応答性状

Two-dimensional elasto-plastic dynamic behavior of deck type steel arch bridge and its modeling

柳智子*・中島章典**・斉木功***

Tomoko YANAGI, Akinori NAKAJIMA and Isao SAIKI

*学生会員 宇都宮大学大学院 工学研究科建設学専攻 (〒321-8585 宇都宮市陽東7-1-2)

**正会員 工博 宇都宮大学教授 工学部建設学科建設工学コース (〒321-8585 宇都宮市陽東7-1-2)

***正会員 博(工) 宇都宮大学助手 工学部建設学科建設工学コース (〒321-8585 宇都宮市陽東7-1-2)

In this paper, the planar dynamic behavior of deck type steel arch bridges with the practical proportion is studied by paying attention to the modeling of the stiffening girder with the concrete slab, the connecting condition of the post ends and the modeling of the central post at the arch crown. Timoshenko beam element is employed to investigate the effect of shear stress on yielding of the steel material. The natural vibrational properties and the inelastic dynamic responses are investigated by taking into account the above factors that affect the dynamic behavior of the model. Consequently, it can be seen that the shear stress contribution to yielding of the steel material and the end condition of the post member have significantly influence on the dynamic behavior of the arch bridge.

Key Words : steel arch bridge, modeling, geometrical and material nonlinear analysis, characteristics, Timoshenko beam

キーワード：鋼アーチ橋，モデル化，複合非線形解析，固有振動特性，Timoshenko 梁

1. はじめに

上路式鋼アーチ橋はアーチ部材の軸圧縮力によって構造系全体を支持する形式であり、地盤条件が良好な山岳地において採用されることが多い。また、これまで我が国では上路式鋼アーチ橋の大規模な震災事例はほとんどない。しかし、兵庫県南部地震における各種橋梁の被災状況を踏まえると、兵庫県南部地震に相当する規模の地震動に対する上路式鋼アーチ橋の耐震性を検討しておく必要があると言える。

上路式鋼アーチ橋の耐震性を検討したものとしては、倉西、中島の研究¹⁾をはじめ、兵庫県南部地震以降に次第に研究が進められている^{2),3),4)}。

その中で、榊原²⁾は、非線形の $M-\phi$ モデルを用いて、上路式鋼アーチ橋の弾塑性地震応答解析を実施し、基本的な応答性状を検討している。しかし、この研究では、補剛桁の塑性化の影響が無視され、また、幾何学的非線形性やアーチリブの軸力変動の影響が考慮されていない。大江³⁾は、簡易に軸力変動を考慮できる $M-\phi$ モデルを用いて、上路式鋼アーチ橋および中路式鋼アーチ橋の3次元弾塑性挙動を検討している。しかし、 $M-\phi$ モデルを用いる場合の軸力変動など、複雑な負荷に対しての精度については検討の余地があると考えられる。これに対して、奥村⁴⁾は、上路式鋼アーチ橋の耐震性に及ぼす幾何学的非線形性、鋼材の材料構成則、コンクリート床版剛性などの影響を検討している。そして、上路式鋼アーチ橋の耐震性に及ぼす幾何学的非線形性およ

び補剛桁の塑性化の影響が大きいことを指摘している。しかし、この研究ではコンクリート床版の材料非線形性や梁部材のせん断変形の影響は考慮されていない。

以上のような背景から、上路式鋼アーチ橋の動的弾塑性挙動を精度良く求めるために検討すべき事項として、2次元の平面解析の範囲では、アーチ橋を構成する部材のせん断変形およびせん断応力が鋼材の降伏に及ぼす影響、床版コンクリートの材料非線形性およびコンクリート床版のモデル化が考えられる。前者については、特に、上路式鋼アーチ橋のアーチクラウン部のポストにおいて影響が大きいと予想される。一方、後者については、コンクリートの材料非線形性が動的弾塑性挙動に及ぼす影響を調べる必要がある。また、コンクリート床版と補剛桁を別々の部材にモデル化した場合、両者の間の伝達せん断力を算定することも可能になる。

本研究では、一般的な諸元の上路式鋼アーチ橋の面内挙動に着目し、コンクリート床版を含む補剛桁のモデル化、せん断変形、鋼材の降伏へのせん断応力の寄与およびポスト両端の境界条件が動的弾塑性挙動に及ぼす影響を検討した。構造物の弾塑性挙動に及ぼすモデル化の影響を検討する場合には、まず、その固有振動特性を確認しておく必要がある。そこで、弾塑性地震応答解析に先立って、まず、各解析モデルの固有振動特性を相互に比較検討した。

表-1 検討項目別モデルタイプ

タイプ	梁要素のタイプ	ポスト両端の境界条件	床版剛性の考慮法
T-ms	Timoshenko 梁	剛結	補剛桁断面と一体
B-ms	Bernoulli-Euler 梁	剛結	補剛桁断面と一体
T-mhs	Timoshenko 梁	ヒンジ	補剛桁断面と一体
T-m	Timoshenko 梁	剛結	無視
T-ms2	Timoshenko 梁	剛結	独立に考慮

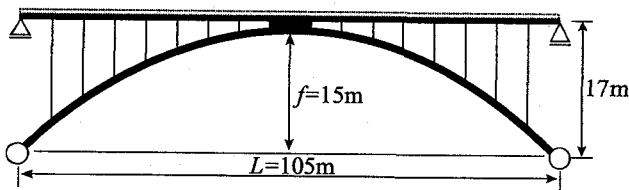


図-1-a ポスト両端剛結モデル

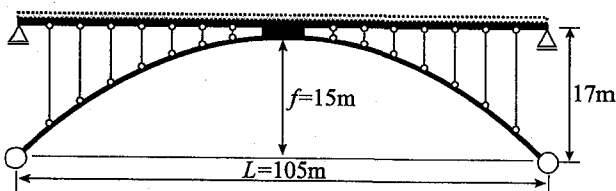


図-1-b ポスト両端ヒンジモデル

図-1 解析モデルの全体図

2. 解析モデルと解析条件

本研究では、奥村ら⁴⁾が用いたモデルを参考にして、図-1に示すような橋長 $L=105\text{m}$ 、アーチライズ $f=15\text{m}$ の補剛桁の両端が可動支承となっている2ヒンジ上路式鋼アーチ橋を解析対象とする。

図-2、図-3に示すように、補剛桁はI型断面、アーチリブおよびポスト断面は無補剛の箱型断面とした。ただし、アーチクラウン部のポスト（以下、センターポストと記す）には、一般に剛な部材が設けられていることを考慮して、他のポストの約36倍の断面2次モーメントを有する断面とした。また、この部材の両端には剛域を設けて、可能な限り実橋に対応させている。

2.1 有限要素モデル

対象とした上路式鋼アーチ橋を解析するにあたり、いくつかのFEM平面骨組にモデル化する。ここでは、各タイプの共通事項について示す。

図-4は要素分割状況の一例であり、端部に示した数字は有限要素解析における要素番号で、×が各節点を表している。まず、アーチリブおよび補剛桁の要素分割

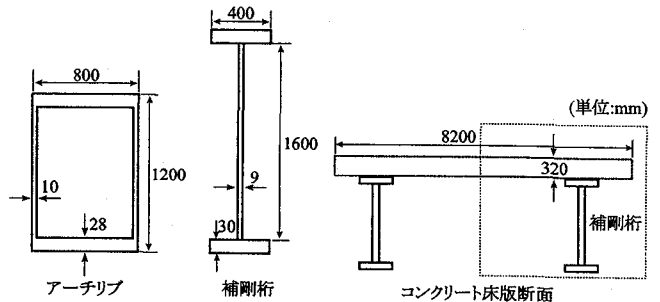


図-2 アーチリブおよび補剛桁の断面形状

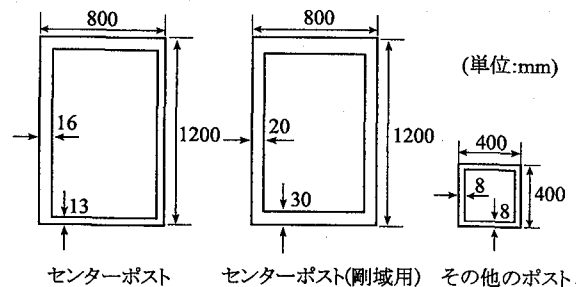


図-3 ポストの断面形状

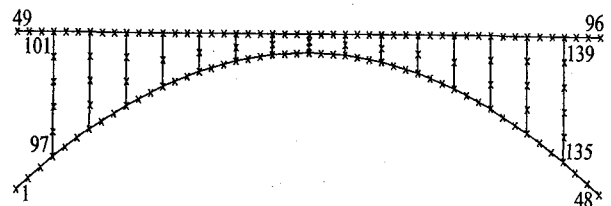


図-4 解析モデル要素分割状況

数は1ポスト間3要素とし、全体で49節点48要素とした。このとき、アーチリブ1要素間間は直線部材としている。また、ポストおよびセンターポストは、各部材の長さに応じて2要素から5要素に分割した。以上の各部材の要素分割数から、全体系モデルを126節点、139要素に分割した。図-1-bのようにセンターポストを除く各ポストの両端をヒンジとする解析モデルでは、いわゆる多重節点を用いるので、全体の節点数は154節点となった。また、図-1-aのモデルにおいて、コンクリート床

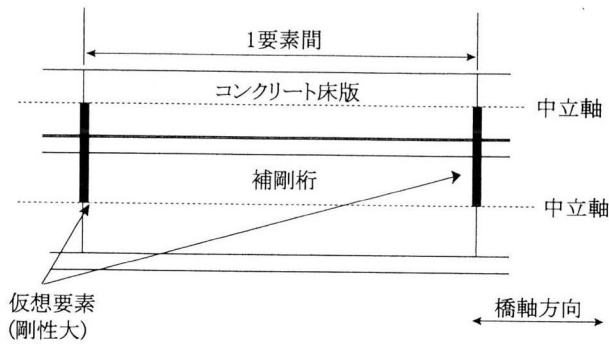


図-5 コンクリート床版と補剛桁のモデル化

版と補剛桁部材を別々に 49 節点 48 要素ずつに分割し、全体系を 203 節点 236 要素に分割したモデルも用いた。

次に、断面の分割数はアーチリブ、補剛桁、ポストとも、ウェブは断面の高さ方向に 20 分割し、フランジは分割していない。また、コンクリート床版では断面の高さ方向に 20 分割とした。

以上のような有限要素モデルにおいて、梁要素のタイプ、ポスト両端の境界条件、コンクリート床版のモデル化を変化させた表-1 に示す 5 タイプの解析モデルを設定した。なお、梁要素のタイプを Timoshenko 梁要素^{5),6)}とすることによって、せん断変形およびせん断応力の降伏への影響を考慮している。

(1) コンクリート床版を含む補剛桁のモデル化

コンクリート床版を含む補剛桁のモデル化には幾つか考えられる。本研究では、まず、コンクリート床版と補剛桁は完全に合成されて、平面保持が成り立ち、断面変形が無視できると考えたモデルを基本モデル (T-ms) として設定した。このモデル化では、コンクリート床版と補剛桁は 1 つの部材として扱われる。なお、断面を鋼換算断面として扱い中立軸を求めている。

しかし、実際には、コンクリート床版と補剛桁はスタッドやスラブ止めによって結合されている。そこで、タイプ T-ms2 では、コンクリート床版と補剛桁を別々の梁部材にモデル化した。そして、コンクリート床版と補剛桁を剛性の大きい仮要素によって結合し、両者が 1 つの部材でモデル化されている T-ms にできるだけ近い状態を再現するとともに、スラブ止めなどの伝達力が算出できるモデルを用いた。具体的には、図-5 のようにコンクリート床版と補剛桁を別の部材としてモデル化し、コンクリート床版の中立軸と補剛桁の中立軸の間を、剛な仮要素で結合する。なお、その質量は無視し、また、仮部材での降伏は生じないものとする。

(2) クラウン部のセンターポストのモデル化

上路式鋼アーチ橋のクラウン部は、補剛桁の橋軸方向の慣性力をアーチリブに確実に伝達させる役割を担う。したがって、センターポストには、補剛桁から大きなせん断力および曲げモーメントが作用する。しかし、本研究のように骨組モデルで解析を行うと、センターポスト

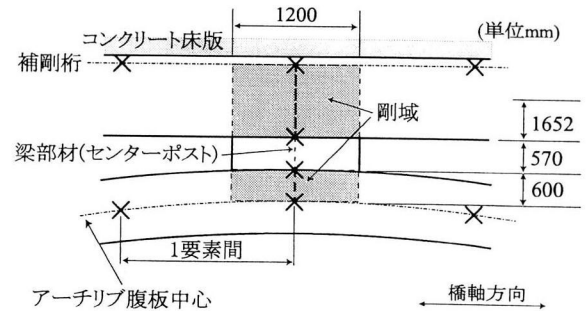


図-6 アーチクラウン部のモデル化

の長さを実橋よりも長く評価し、結果的に細長比が大きくなってしまふ。このことにより、センターポストのせん断変形が実際よりも小さく見積もられてしまう可能性がある。また、補剛桁の中立軸より下側部分とアーチリブの中立軸より上側部分の断面はセンターポストの断面よりも剛であると考えられる。

そこで、図-6 の濃い陰影部で示すように、コンクリート床版を含む補剛桁の中立軸より下側の長さに対応する部分とアーチリブの中立軸より上側の長さに対応する部分に剛域を設置する。なお、剛域も FEM 平面骨組要素でモデル化し、図中の×はそれぞれの要素の節点を表している。この剛域に用いた部材の長さ (T-ms, B-ms, T-mhs の場合) を図-6 に、断面の大きさを図-3 に示している。また、この部材の断面 2 次モーメントは、センターポストの約 2 倍とし、この断面での降伏は生じないものとする。

2.2 解析条件

本研究では、幾何学的非線形性および鋼材、コンクリートの材料非線形性を考慮した複合非線形解析を実施している。鋼材の応力-ひずみ関係は移動硬化バイリニア型とし、2 次勾配をヤング係数の 0.01 倍⁷⁾とした。一方、コンクリートの応力-ひずみ関係には、コンクリート標準示方書⁸⁾においてモデル化された応力-ひずみ関係を用いている。

鋼材のヤング係数は 205.8 kN/mm^2 、せん断弾性係数は 78.4 kN/mm^2 とし、補剛桁、ポスト、アーチリブの降伏応力はともに 313.6 N/mm^2 とした。一方、コンクリート床版は、平面解析での対称性を考慮して図-2 の破線で囲まれた半分の断面諸元を用いた。また、コンクリートの応力-ひずみ関係の初期接線勾配および除荷勾配は 25 kN/mm^2 、圧縮強度は 23.5 N/mm^2 とした。なお、本研究では、鋼材の応力-ひずみ関係において、塑性載荷状態では降伏関数とつり合い式を満足するように各断面分割点での直応力とせん断応力の組合せを合理的に算出することができる Return-Mapping 法⁹⁾により求めた。また、コンクリートについても直ひずみに対応し、非線形の応力-ひずみ関係を満足する直応力を、

表-2 固有周期 (s) および基本タイプ (T-ms) に対する比

振動モード\タイプ	T-ms	B-ms/(比率)	T-mhs/(比率)	T-m/(比率)	T-ms2/(比率)
1次モード	1.081	1.060/(0.981)	1.177/(1.089)	1.437/(1.247)	1.030/(0.953)
2次モード	0.512	0.495/(0.967)	0.541/(1.057)	0.652/(1.273)	0.492/(0.961)
3次モード	0.371	0.368/(0.992)	0.377/(1.016)	0.388/(1.046)	0.369/(0.995)
4次モード	0.278	0.266/(0.957)	0.302/(1.086)	0.356/(1.281)	0.283/(1.018)
5次モード	0.210	0.199/(0.948)	0.216/(1.029)	0.243/(1.157)	0.211/(1.005)
6次モード	0.177	0.163/(0.921)	0.182/(1.028)	0.231/(1.305)	0.170/(0.960)

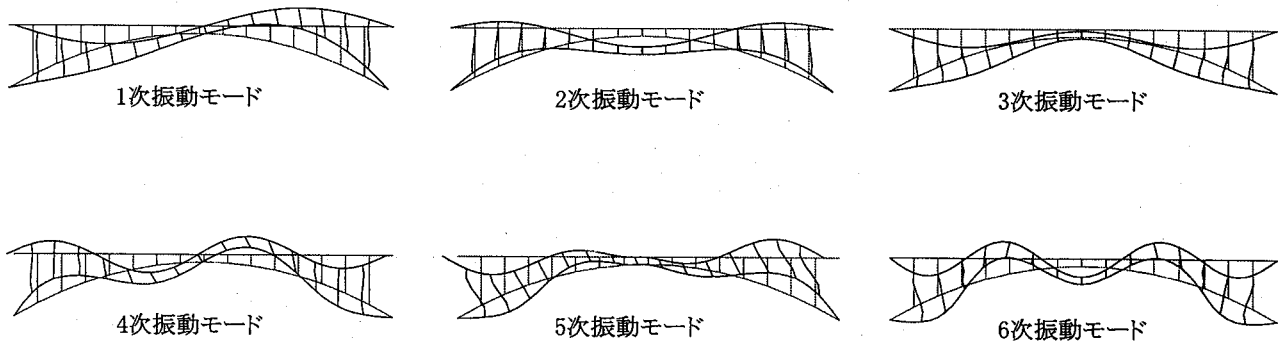


図-7 振動モード (T-ms)

Return-Mapping 法を適用して算定している。ただし、弾塑性の判定にせん断応力の影響は考慮していない。

時刻歴応答解析の数値積分には、Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) を適用した。本解析では、入力する地震波データは JR 鷹取駅記録の地震波を 2 倍に拡大して使用した。なお、減衰については弾性状態の 1 次固有振動モードに対して減衰定数 1%⁷⁾ の質量比例型とした。また死荷重の大きさとしては、コンクリート床版、補剛桁、アーチリブなどの重量を考慮して全長で 4.14MN とする。弾塑性地震応答解析においては、コンクリート床版も含めた補剛桁断面およびアーチリブに等価な単位体積質量を設定すると共に、死荷重を静的に載荷した後、地震波を入力し解析を行っている。

3. 固有値解析結果および考察

3.1 解析結果

前節において、表-1 のように設定した 5 タイプの解析モデルに対して固有値解析を行った。ここでは、死荷重載荷時の各部材の軸力の影響は考慮し、床版コンクリートは全断面有効とし、コンクリートの応力-ひずみ関係の初期接線勾配を弾性係数として用いた。その結果、得られた固有周期を表-2 に示す。また、一例として解析モデル T-ms の 1 次から 6 次の固有振動モード

を図-7 に示す。1 次、4 次、5 次モードは逆対称振動モードであり、2 次、3 次、6 次の固有振動モードは対称振動モードとなっている。なお、他のタイプのモデルにおいても同じ次数に同じ振動モードが見られた。

Timoshenko 梁要素を用いてせん断変形を考慮し、ポスト両端を剛結とし、補剛桁とコンクリート床版を 1 部材として考慮したタイプ T-ms を基準とし、以下ではこの基本タイプと各タイプの固有振動特性を比較して考察する。

3.2 せん断変形の影響

上記の基本タイプ T-ms に対して、タイプ B-ms は Bernoulli-Euler 梁要素を用い、せん断変形の影響を無視したタイプである。なお、せん断変形の影響を考慮する場合には、各鋼断面のウェブのみをせん断有効面積として考慮する。そこで、せん断補正係数 K_T は、 $K_T = A_W/A$ (A : 全断面積, A_W : ウェブ断面積) から算出し、結果的に補剛桁断面で 0.375、アーチリブ断面で 0.338、センターポスト断面で 0.644 としている。

この 2 タイプを比較すると、基本タイプに対してタイプ B-ms の方が 1 次振動モードから 6 次振動モードまでのすべてにおいて、固有周期が短くなっており、1 次モードにおいて約 2%、それ以上の高次モードにおいては約 1~8% の差異が生じていることがわかる。

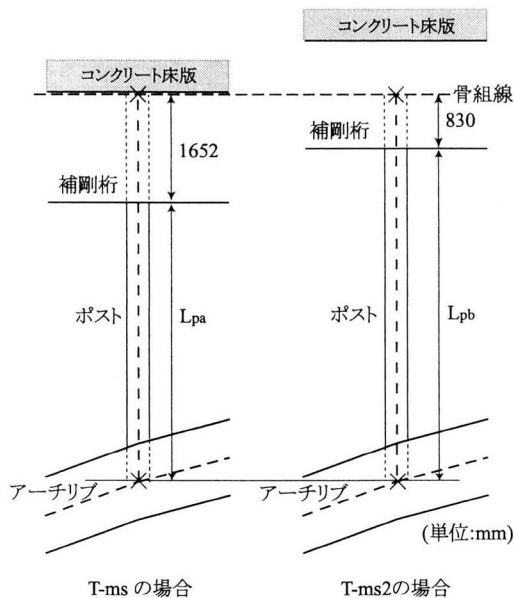


図-8 コンクリート床版のモデル化の影響

このことは、断面高さの大きい補剛桁およびアーチリブ、特に細長比の小さなセンターポストなどから構成されている鋼アーチ橋では、せん断変形の影響を考慮することが望ましいことを示している。

3.3 ポスト両端の境界条件の影響

タイプ T-mhs は、基本タイプに対して、ポストの両端を剛結ではなくヒンジにさせたタイプである。ポスト両端をヒンジとした場合には、全体的な剛性は低下すると考えられる。実際に、表-2 の結果から、タイプ T-mhs の固有周期は基本タイプに対して 1 次振動モードで約 9% 長くなっていることがわかる。このことより、ポスト両端の境界条件は動的解析結果にも大きな影響を与えると予想される。

3.4 コンクリート床版のモデル化の影響

タイプ T-m は、基本タイプに対してコンクリート床版の剛性を無視したタイプである。この固有周期を基本タイプと比べると、1 次から 6 次振動モードのすべてにおいて全く周期が異なっており、最大で約 30% もの差異が生じている。したがって、完成系の鋼アーチ橋では、コンクリート床版の剛性を考慮することは必須である。

一方、タイプ T-ms2 は、図-5 のようにコンクリート床版と補剛桁の間に仮要素を配置して、別々の部材にモデル化したモデルである。このタイプと、基本タイプの固有周期を比較すると、各振動モードの周期に多少の違いが見られる。この理由は、図-8 に示すように、T-ms2 のようなコンクリート床版と補剛桁を別々の部材にモデル化した場合の骨組線（中立軸）の位置と、T-ms

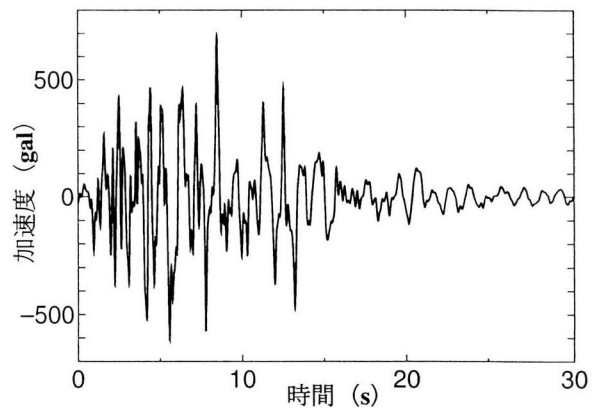


図-9 JR 鷹取駅記録 NS 成分

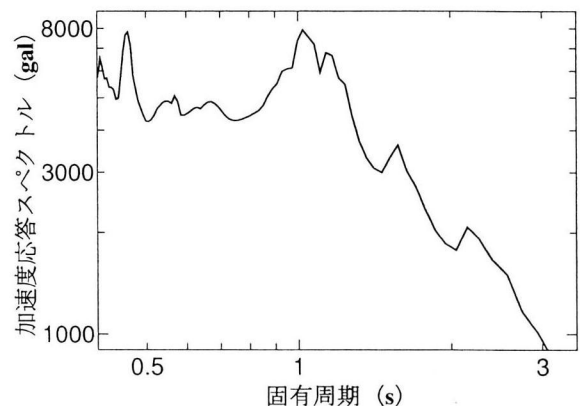


図-10 加速度応答スペクトル（減衰定数 1%）

のような両者を 1 つの部材としたモデルの骨組線（中立軸）の位置は異なる（図-8 において $L_{pb} > L_{pa}$ ）。したがって、FEM でモデル化を行うと補剛桁の骨組線に接続されるポストやセンターポストの長さは両者で異なるので、固有周期に違いが生じたと考えられる。ただし、コンクリート床版に対しては、なるべくせん断変形の影響が小さくなるように、せん断弾性係数の値を大きくした。

4. 弾塑性地震応答解析

4.1 入力地震波

本研究の弾塑性地震応答解析の入力地震波には、図-9 に示す JR 鷹取駅記録の NS 成分を用いた。この地震波の大まかな特徴は、初期微動がほとんどなく、主要動が他の地震波に比べて長く続くところにあり、最大加速度が約 600gal を超える強震記録である。

この地震波データは 0.01s 刻みであるが、コンクリートの応力-ひずみ履歴の収束性を確保するために、このデータを直線近似によってさらに分割し、時間刻みを 0.0005s として用いた。また、各解析モデルの顕著な弾塑性応答を比較する目的から、入力地震波は通常地震波データを 2 倍に拡大して用いた。参考のために減衰定

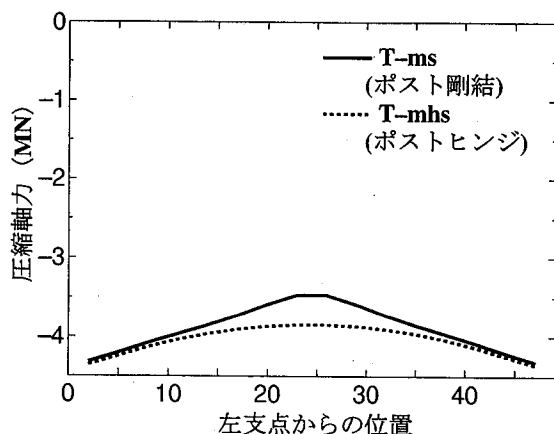


図-11 死荷重載荷時アーチリブ軸力分布

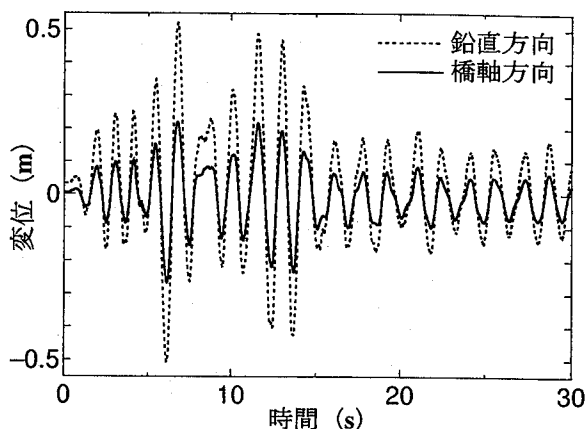


図-12 アーチリブ $L/4$ 点の変位応答曲線 (T-ms)

数1%のときの加速度応答スペクトルを図-10に示す。

4.2 解析結果と考察

(1) 死荷重載荷時の挙動

まず、死荷重載荷時の T-ms と T-mhs のアーチリブの軸力分布を図-11に示す。縦軸は圧縮軸力を、横軸は左支点からの位置である。この図より、センターポスト以外のポスト両端がヒンジの場合 (T-mhs)、アーチリブの軸力分布はアーチリブの軸線に対応した放物線分布となっていることがわかる。これに対して、ポスト両端を剛結とした T-ms では、アーチリブの軸力分布の形状が変化している。この理由は、ポストによる端部拘束モーメントがアーチリブの軸線を変化させるためであると考えられる。両者の軸力差はセンターポスト付近で最大となり、その差は約10%であった。なお、ポスト両端を剛結としている他のモデルタイプの軸力分布もほぼ T-ms の軸力分布に類似している。

(2) アーチリブの変位応答、軸力応答およびポストのせん断力応答

解析モデルの各タイプの応答を比較する前に、時刻歴曲線の一例として、T-ms のアーチリブ $L/4$ 点の変位応答曲線および軸力応答曲線を図-12および図-13に示す。図-12より、橋軸方向変位は最大で約30cmであるのに対して、鉛直方向変位は最大で約50cmであり、橋軸方向変位よりも鉛直変位の方が大きいことがわかる。一方、図-13より、アーチリブ $L/4$ 点の軸力変動は、最大で死荷重載荷時軸力 (時間0sの軸力)の3倍程度であり、引張軸力も作用している。また、圧縮軸力は最大で約9MNとなっており、ここで用いたアーチリブ断面の降伏軸力21.2MNに対して、約42%で、鋼製橋脚などに作用する軸力に比べて非常に大きい軸力が作用していることがわかる。

図-14は、以上のような時刻歴応答を、各タイプごとに比較するために、各タイプごとのアーチリブ $L/4$ 点の橋軸方向および鉛直方向変位の最大値と最小値を示し

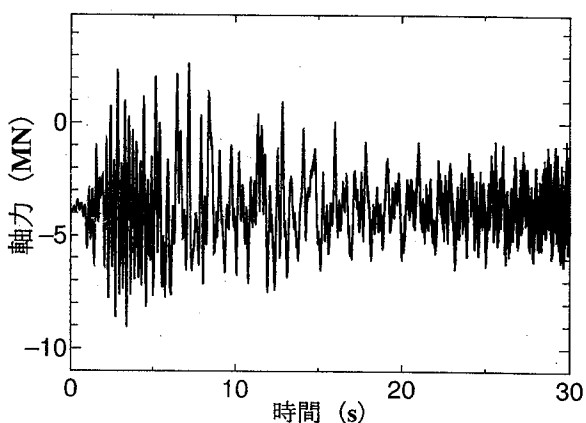


図-13 アーチリブ $L/4$ 点の軸力応答曲線 (T-ms)

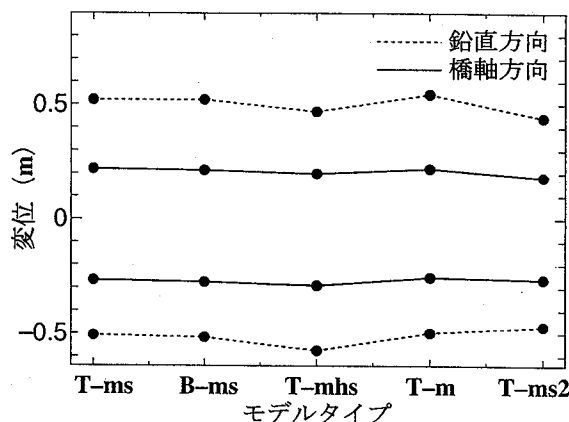


図-14 アーチリブ $L/4$ 点の最大・最小変位の比較

ている。縦軸は変位の最大値あるいは最小値を、横軸は解析モデルのタイプを表し、破線が鉛直方向変位を、実線が橋軸方向変位である。この図より、T-ms2において、鉛直変位の値は幾分小さいが、橋軸方向変位および鉛直方向変位とも、タイプによる影響は顕著には見られない。ここで、T-mにおいても最大変位が他のタイプと同程度になっているのは、他のタイプに比較して長周期であるための変位増大と、図-10からわかるように長周期化に伴う加速度応答スペクトル値の減少による、変

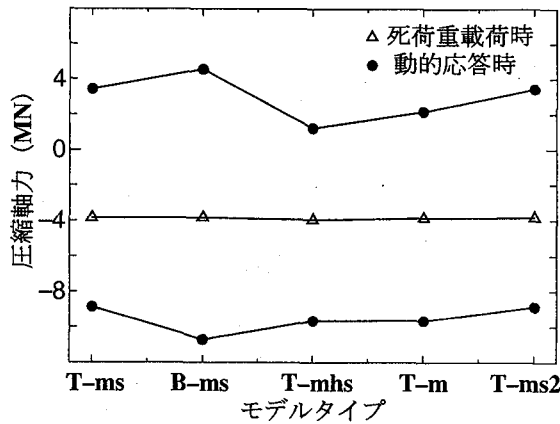


図-15 アーチリブ $L/4$ 点の軸力の比較

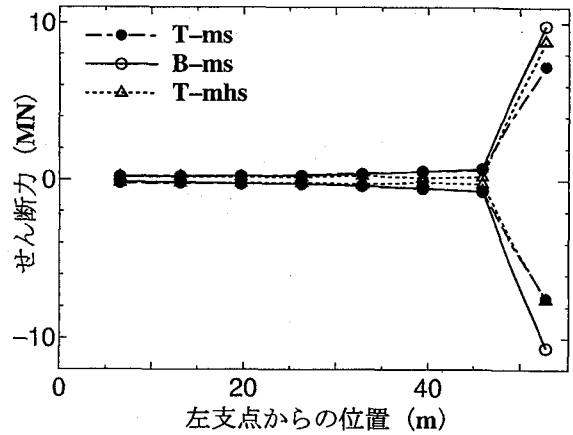


図-16 ポストの最大・最小せん断力分布

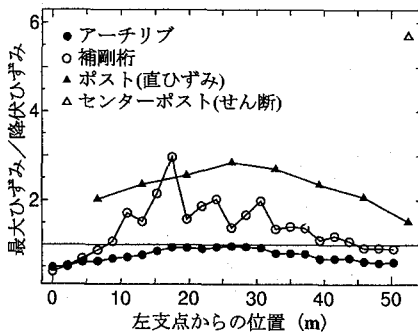


図-17-a T-ms の最大ひずみ分布

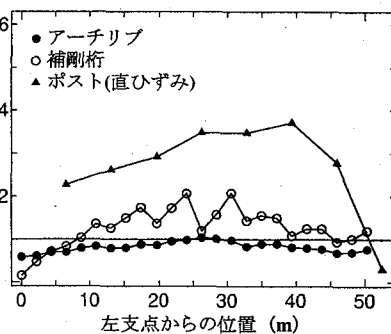


図-17-b B-ms の最大ひずみ分布

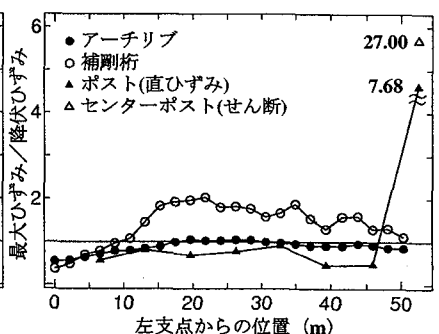


図-17-c T-mhs の最大ひずみ分布

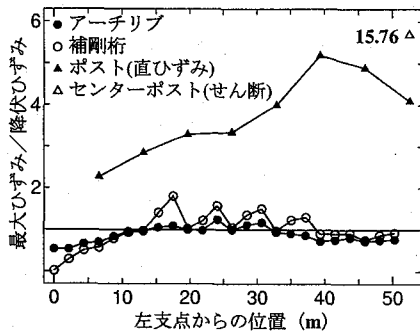


図-17-d T-m の最大ひずみ分布

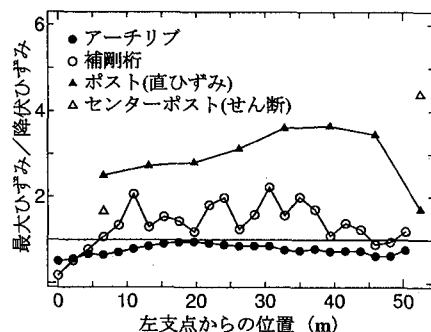


図-17-e T-ms2 の最大ひずみ分布

図-17 各部材の最大ひずみ分布

位減少が相殺されるからであると考えられる。

一方、図-15 は、アーチリブ $L/4$ 点の死荷重載荷時軸力および動的応答解析時の軸力応答の最大値、最小値を示している。△が死荷重載荷時の圧縮軸力を、●が動的応答解析時の最大値および最小値を示している。この図より、死荷重載荷時のアーチリブ $L/4$ 点の軸力の大きさはタイプによらずほぼ一定であることがわかる。しかし、動的応答解析時の最大値および最小値はタイプによって幾分変化し、軸力変動は B-ms で大きく、T-mhs、T-m で小さい。これは、ポストおよびセンターポストを介して伝達されるせん断力、各部材の塑性化の程度、アーチリブの変位によって複雑に影響を受けるた

めであると考えられる。

なお、図-16 はポストおよびセンターポストの最大・最小せん断力分布をタイプ T-ms、B-ms および T-mhs について示す。縦軸はポストおよびセンターポストのせん断力を、横軸は左支点からの位置を示す。この図より、センターポストにはいずれの場合も大きなせん断力が作用しているが、B-ms で最も大きいせん断力が作用している。この理由は、B-ms ではせん断応力が降伏に及ぼす影響を考慮していないためであると考えられる。

(3) 各部材の最大ひずみ分布

次に、図-17 は、各タイプごとのアーチリブ、補剛桁およびポスト断面の左支点から中央までの最大ひずみ

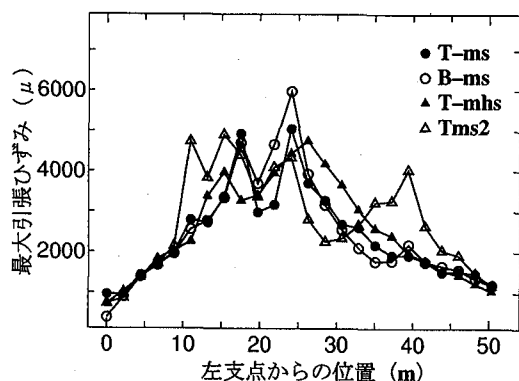


図-18 コンクリートの引張ひずみ分布

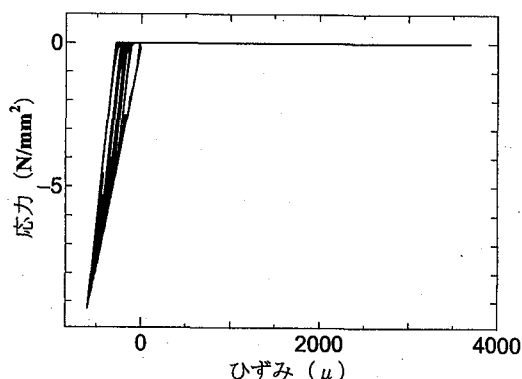


図-19 コンクリートの応力-ひずみ関係

分布を示している。縦軸は、最大ひずみを降伏ひずみで無次元化して示している。●はアーチリブ上フランジ、○は補剛桁下フランジ、▲はセンターポストおよびポストのアーチリブ側端部左フランジでの直ひずみの最大値を示している。なお、参考までに、△はセンターポストのウェブ最外縁でのせん断ひずみの最大値をせん断降伏ひずみで無次元化して示している。また、図に記載した数字は、最大ひずみを降伏ひずみで無次元化した値が大きく縦軸のスケールを超えてしまうため、その数値を示している。これらの図より、全体的にポストおよび補剛桁での塑性化の程度が大きいことがわかる。ポスト両端をヒンジとしたT-mhs以外では、ポストによる端部拘束モーメントの影響を受けるため、補剛桁の最大ひずみ分布はポスト位置で小さく、ポスト以外の位置では大きくなっている。また、アーチリブでは塑性化しないか、塑性化してもその程度は小さい。B-ms以外のせん断応力による塑性化の影響を考慮しているタイプでは、センターポストに塑性化が集中しており、中でもせん断応力による塑性化の程度が大きい。特に、T-mhsでは、センターポスト以外のポスト両端がヒンジであり、エネルギー吸収がないためセンターポストのみが塑性化し、その程度が非常に大きくなったものと考えられる。逆に、せん断応力による塑性化の影響を考慮していないB-msでは、直ひずみのみではセンターポストが塑性化せず、その分他のポストのエネルギー吸収が大きくなった

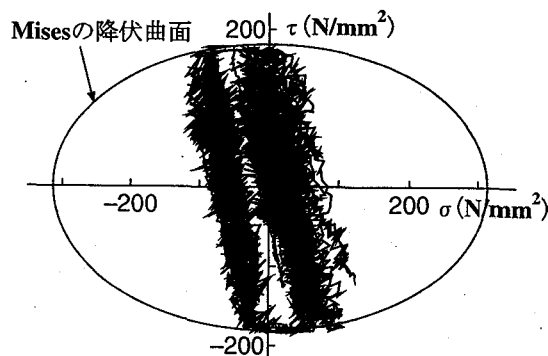


図-20 T-msの直応力とせん断応力の履歴

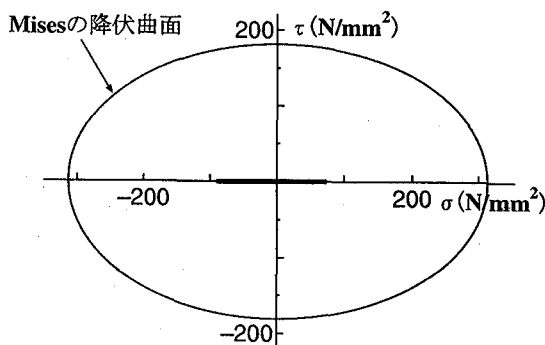


図-21 B-msの直応力とせん断応力の履歴

め、他のタイプに比べポストの塑性化の程度が大きいと考えられる。なお、コンクリート床版のモデル化を変えたT-msとT-ms2では、各部材の最大ひずみ分布は近似している。

このようにポスト両端の境界条件も各部材の塑性化に大きく影響を与えることがわかった。よって、対象とする鋼アーチ橋のポスト両端の結合条件は、実橋の結合条件に対応させてモデル化する必要があると言える。

次に、図-18は、コンクリート床版の上縁における左支点から中央までの最大ひずみ分布（引張ひずみ分布）の比較を示している。この図より、各タイプ間の差異は顕著ではないが、コンクリート床版の最大引張ひずみはすべてのタイプにおいて約5000μ以上になっており、大きくひび割れることが予想される。なお、一例として、T-msにおけるL/4点でのコンクリート床版上縁の応力-ひずみ関係の履歴を図-19に示す。履歴曲線は除荷勾配は初期接線勾配に等しく、引張応力は負担できないと仮定している。この図から、仮定したとおりの履歴曲線を描いており、やはり、引張ひずみは大きいことがわかる。ただし、本研究では、JR 鷹取駅記録を2倍に拡大した地震波を作用させている。

(4) 鋼材の降伏に及ぼすせん断応力の影響

まず、T-msおよびB-msにおけるセンターポストのウェブ断面最外縁位置の直応力とせん断応力の履歴を図-20および図-21に示す。縦軸にはせん断応力を、横

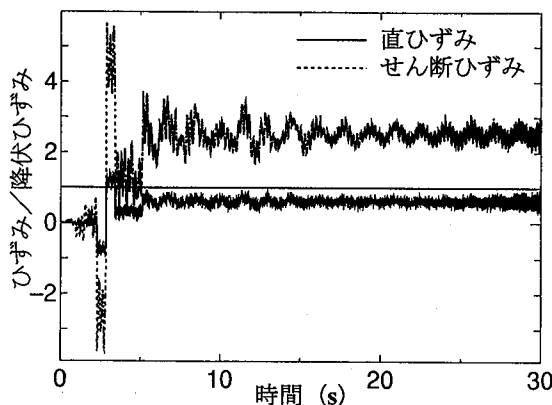


図-22 センターポストのひずみの時刻歴応答

軸には直応力を示す。せん断応力が降伏に及ぼす影響を考慮した T-ms では、直応力が小さい範囲で初期降伏曲面に達しており、鋼材の降伏に及ぼすせん断応力の影響が大きいことがわかる。一方、せん断応力が降伏に及ぼす影響を考慮していない B-ms では、降伏の判定は直応力のみで行っているが、直応力の最大値は降伏応力の 1/3 程度であり塑性化していないことがわかる。このことから、細長比の小さいセンターポストにおいては直応力のみでは塑性化せず、せん断応力の影響が非常に大きいという結果が得られた。また、図-20 において直応力とせん断応力の履歴曲線が Mises の初期降伏曲面のせん断応力軸正側ではわずかに内側を通り、負側では外側を通るのは、鋼材の応力-ひずみ関係に移動硬化バイリニア型を適用しているからである。

なお、T-ms のセンターポストウェブ断面最外縁位置の直ひずみとせん断ひずみの時刻歴応答曲線を図-22 に示す。縦軸はそれぞれのひずみを対応する降伏ひずみで無次元化して示している。この結果からも、直ひずみ、せん断ひずみ共に降伏ひずみを超え塑性化していることがわかる。図-20 および図-21 から、せん断応力による降伏の影響を考慮していない B-ms のセンターポストは、直応力のみでは塑性化しないことがわかった。しかし、せん断応力による降伏の影響を考慮すると、図-22 からわかるように直ひずみも降伏ひずみを超えていることがわかる。なお、センターポストの隣のポストでは、最大降伏応力は降伏応力 σ_Y の約 25% であった。

以上のことから、センターポストおよびセンターポスト付近の長さが短いポストのモデル化を行う際には、せん断応力が降伏に及ぼす影響を考慮することが望ましいと考えられ、本研究において Timoshenko 梁を用いてせん断変形およびせん断応力が鋼材の降伏に及ぼす影響を考慮した効果が得られたと言える。

(5) ずれ止めの伝達せん断力

タイプ T-ms2 のモデルにおいて、コンクリート床版と補剛桁の間に配置した仮要素のせん断力応答を調べることによって、スラブ止めの伝達せん断力を概算する

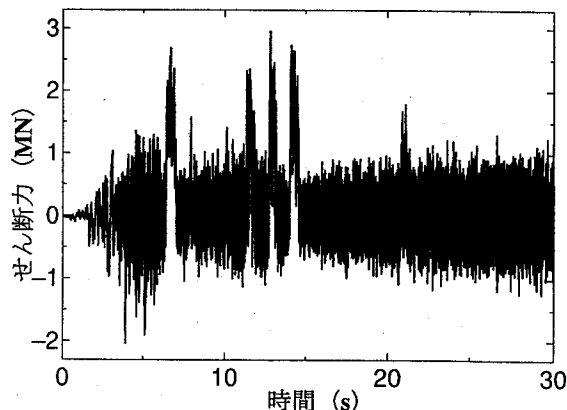


図-23 仮要素（スラブ止め）のせん断力応答

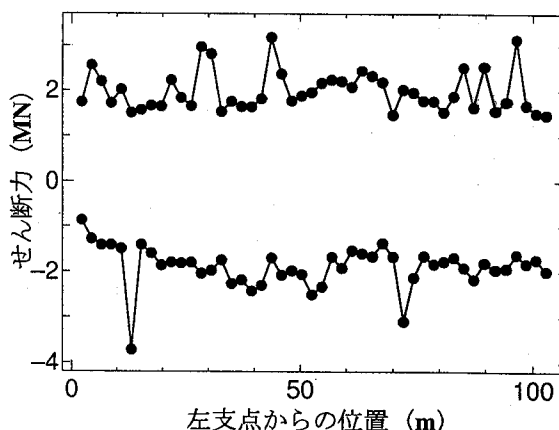


図-24 仮要素の最大・最小せん断力分布

ことができる。

一例として、 $L/4$ 点での仮要素のせん断力応答を図-23 に示す。縦軸は、仮要素 1 本のせん断力を示している。この図より、仮要素のせん断力応答には高次振動の影響が強く見られるが、せん断力の最大値は 3.0MN 程度と非常に大きいことがわかる。このようなせん断力応答に基づいて算定した仮要素のせん断力の最大値と最小値の橋軸方向分布を図-24 に示す。この図より、各仮要素の最大せん断力は 2.0MN 程度であり、一部ではその最大値は約 3.8MN にも達している。ここで、仮要素は 2.2m 間隔で配置されており、その間に一般的な寸法のスラブ止めが 10 本程度配置されているとすると、1 本のスラブ止めには約 380kN のせん断力が作用することになる。この値は既往の研究¹⁰⁾で求められている一般的な寸法のスラブ止めの耐荷力 (約 170kN) を超えている。ただし、本研究では、JR 鷹取駅記録を 2 倍に拡大した地震波を作用させているので、スラブ止めに作用するせん断力を定量的に議論することはできないが、大地震時には、上陸式鋼アーチ橋のスラブ止めにかかなり大きなせん断力が作用すると言える。

5. まとめ

本研究では、一般的な諸元の上路式鋼アーチ橋の面内挙動に着目し、コンクリート床版を含む補剛桁のモデル化、せん断変形、鋼材の降伏へのせん断応力の寄与およびポスト両端の境界条件などが固有振動特性および動的弾塑性挙動に及ぼす影響を検討した。ただし、本研究では解析モデルの顕著な弾塑性地震応答を比較する目的から、入力地震波としてJR 鷹取駅記録のNS成分を2倍に拡大して用いた。

以上の検討から、得られた結果をまとめると以下のようになる。

1. 上路式鋼アーチ橋においては、鋼部材のせん断変形、ポスト両端の境界条件、コンクリート床版のモデル化が鋼アーチ橋の固有振動特性に有意な影響を与え、結果的に、その動的弾塑性挙動にも顕著な影響を与える。
2. 上路式鋼アーチ橋では、アーチクラウン部に配置されたセンターポストが、地震時に大きなせん断力を受ける。したがって、せん断力によるセンターポストの降伏が無視できない場合には、せん断応力が鋼材の降伏に及ぼす影響を考慮することが望ましく、その考慮の有無が鋼アーチ橋の動的弾塑性挙動に大きく影響する。
3. 上路式鋼アーチ橋では、コンクリート床版の剛性を考慮することが必須である。また、コンクリート床版は、大地震時に大きくひび割れることが予想される。
4. 上路式鋼アーチ橋の補剛桁に配置されるずれ止めを簡易に考慮したモデルを用いて、大地震時にずれ止めに作用するせん断力応答を概算し、その値がかなり大きいことを示した。

謝辞： 本研究の一部は、日本鋼構造協会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。また、同部会の委員の皆様より種々の貴重なご助言を頂いたことを付記し、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) Kuranishi, S. and Nakajima, A.: Strength characteristics of steel arch bridges subjected to longitudinal acceleration, *Proc. of JSCE*, No.374/I-6, pp.287-295, 1986.10.
- 2) 榊原泰造, 川島一彦, 庄司学: 動的解析に基づく上路式2ヒンジ鋼製アーチ橋の耐震性に関する検討, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.761-767, 1998.3.
- 3) 大江豊, 大塚久哲, 水田洋司, 劉貴位, 飯塚智博: 鋼アーチ橋における主部材の断面特性と弾塑性動的解析, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.821-830, 2000.3.
- 4) 奥村徹, 後藤芳顕, 小澤一誠: 上路式鋼製補剛アーチ橋の地震時面内終局挙動に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1331-1342, 2000.3.
- 5) 奥村徹, 後藤芳顕, 鈴木昌哉: 非線形はりモデルを用いた鋼製橋脚の耐震解析における幾何学的非線形性とせん断変形の影響, 土木学会論文集, No.696/I-58, pp.157-172, 2002.1.
- 6) 中島章典, 福田淳, 斉木功, 岩熊哲夫: 橋脚の弾塑性地震応答性状に及ぼす複合非線形性の影響に関する2, 3の検討, 第4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, pp.83-90, 2002.1.
- 7) 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 日本道路協会, 丸善, 1997.6.
- 8) コンクリート標準示方書・構造性能照査編, (社) 土木学会, 丸善, 2002.3.
- 9) Simo, J.C. and Taylor, R.L.: A Return Mapping Algorithm for Plane Stress Elastoplasticity, *Int. J. Numer. Methods Engrg.*, Vol. 22, pp. 649-670, 1986.
- 10) 中島章典, 池川真也, 森内大介, 西園広之, 大江浩一, 阿部英彦: 非合成桁橋スラブ止めの水平せん断ずれ性状と疲労強度について, 第3回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.197-201, 1995.11.

(2002年9月13日受付)