

## 鋼製ピン支承の履歴特性が橋梁全体系地震応答に 及ぼす影響に関する解析的検討

佐藤雄亮<sup>1</sup>・酒井理哉<sup>1</sup>・大友敬三<sup>2</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 (財)電力中央研究所 地球工学研究所 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646)

<sup>2</sup>正会員 博(工) (財)電力中央研究所 地球工学研究所 (〒270-1194 千葉県我孫子市我孫子1646)

### 1. 序論

1995年兵庫県南部地震に代表される既往地震での橋梁被災事例を見ると、上部構造の移動や脱落といった、支承部の損傷に起因する甚大な被災事例が数多く見られる<sup>1)</sup>。これらの被災経験を教訓に、高速道路等の重要度の高い道路橋梁においては、免震支承等への交換が進められた。しかし、一般道路橋梁においては、現在もなお、鋼製支承を継続的に使用している橋梁が数多く見られる。引き続き鋼製支承を使用している橋梁の耐震性を検討する場合、鋼製支承が上部構造の応答に与える影響を明らかにすることが重要との認識が高まってきている。

一方で、鋼製支承の数値解析モデル化手法の現状に目を向けてみると、上部構造と橋脚頂部の変位拘束による方法<sup>2)</sup>や、近年では、支承部に線形バネや損傷を考慮した荷重-変位関係<sup>3),4)</sup>を用いた検討も見られる。しかし、現在、鋼製支承の力学モデルが確立されるには到っていない。

これまで筆者らは、鋼製支承が橋梁全体系地震応答に及ぼす影響について検討するために、鋼製支承のうち、ピン支承を実験部としたリアルタイムハイブリッド実験を実施してきている<sup>5),6)</sup>。実験の結果、ピン支承の挙動が、橋軸方向、橋軸直角方向における上部構造の変位応答に影響するとの結果を得た。

そこで、今回、実験により得られたピン支承の荷重-変位履歴関係を数理モデル化し、橋梁全体系を対象とした有限要素モデルに摘要することで、より詳細な検討を実施した。

本論文では、まず、実験対象としたピン支承の概要および実験により得られた支承の履歴特性とその数理モデル化について述べる。続いて、動的解析の概要を述べ、解析結果およびその考察について記述

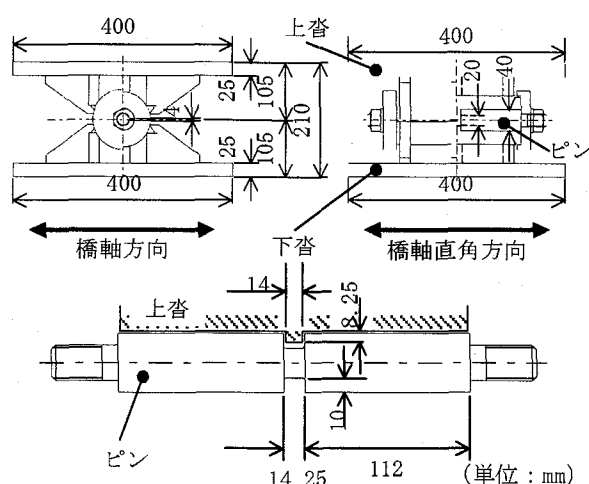


図-1 実験に用いたピン支承

する。最後に得られた結論をとりまとめる。

### 2. 実験対象ピン支承とその履歴モデル

#### (1) 実験対象ピン支承の概要

図-1に実験対象としたピン支承の寸法を示す。実験対象としたピン支承は、固定支承として一般的に用いられている支圧支持型のピン支承である。ピン支承は上沓と下沓の間にピンを配し、1方向のみ回転可能な構造になっている。なお、以下では上沓、下沓を総称して沓座と呼ぶ。

ピン支承は、橋軸方向では上下の沓座とピンのかみ合いにより力を伝達し、橋軸直角方向ではピンくびれ部における凹凸で力を伝達している。

模型設計時は、橋軸直角方向のピンくびれ部での引張破壊を終局状態として設計を行った。ピンくびれ部の直径は20mmで、引張破断強度は約160kNである。

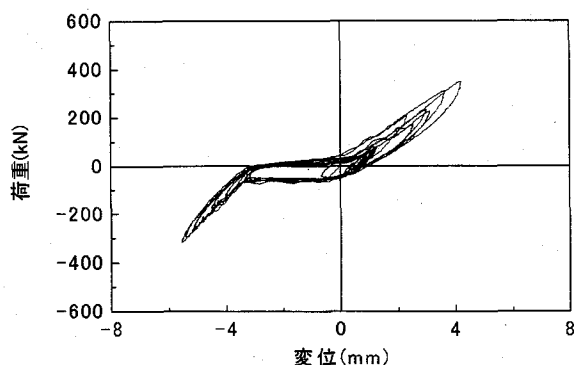


図-2 実験におけるピン支承の荷重-変位関係  
(橋軸方向)

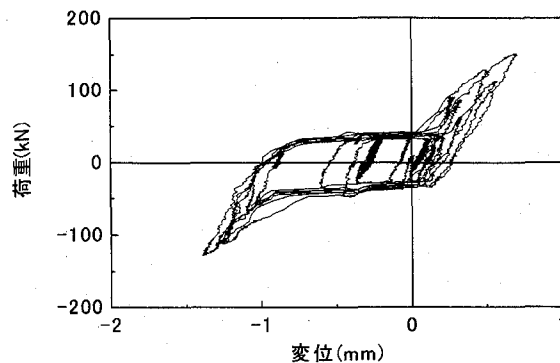
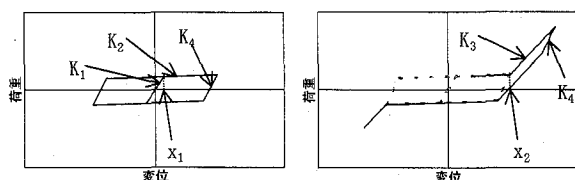
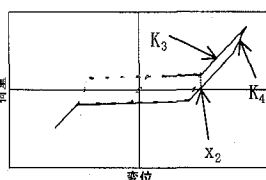


図-3 実験におけるピン支承の荷重-変位曲線  
(橋軸直角方向)



(a) スリップ時



(b) 沓座のかみ合い

$x_i$ :  $i$  番目の降伏点,  $K_i$ : 各折れ点間の剛性

図-4 ピン支承の履歴モデル (橋軸方向)

## (2) 荷重 - 変位履歴特性

実験で得られた橋軸方向、橋軸直角方向の荷重 - 変位履歴特性を図-2, 3にそれぞれ示す。同図に示した実験結果は、1995年兵庫県南部地震時のJR西日本鷹取駅における観測波のEW成分（以下、JR鷹取波と呼ぶ）の原波形を用いた加振実験結果である。なお、実験条件等の詳細については、文献5）、6）を参照されたい。

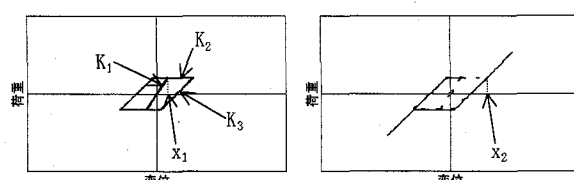
同図から、橋軸方向、橋軸直角方向ともにスリップの後に剛性回復を生じる履歴特性を有していることがわかる。また、橋軸直角方向では、ピンくびれ部が塑性化するで、スリップ長が増加する特徴も見られる。

## (3) ピン支承履歴モデル

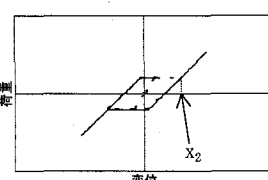
(2)に示した荷重 - 変位履歴関係の数理モデルについて、履歴モデルの作成に当たって考慮した特長と作成したモデルの履歴曲線を橋軸方向、橋軸直角方向とに分けて示す。なお、履歴曲線に示した点線は過去の履歴曲線を示している。

### a) 橋軸方向

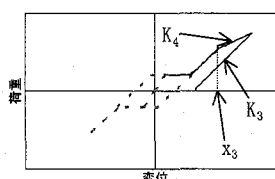
図-4に鋼製ピン支承の橋軸方向の荷重 - 変位履歴モデルを示す。同図における橋軸方向の荷重 - 変位履歴関係の特徴は、①摩擦によるスリップの発生、②一定距離をスリップの後、剛性が回復、③除荷時の経路、などの3点が挙げられる。



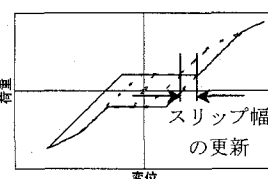
(a) スリップ時



(b) ピンくびれ部弾性域



(c) ピンくびれ部塑性化



(d) スリップ幅の更新

$x_i$ :  $i$  番目の降伏点,  $K_i$ : 各折れ点間の剛性

図-5 ピン支承の履歴モデル (橋軸直角方向)

### b) 橋軸直角方向

橋軸方向と同様に、図-5に橋軸直角方向のピン支承の履歴モデルを示す。橋軸直角方向の荷重 - 変位履歴関係の特徴は、①摩擦によるスリップが発生、②スリップの後、剛性が回復、③除荷時の経路、④スリップ長の増加、などの4点が挙げられる。

## 3. 地震応答解析概要

### (1) 橋梁全体数値解析モデル

検討対象とした橋梁を図-6に示す。対象橋梁は中間支点部の片側が固定支承により支持された3径間連続橋梁である。上部構造質量は3000t、橋脚は矩形のRC橋脚を想定した。検討対象とした橋梁形式では、地震時に固定支承部周辺と固定支承部橋脚に損傷が集中する。このため、鋼製支承が上部構造の応答に及ぼす影響を検討するのに適しているもの判断した。

対象橋梁を用いて動的解析を行うにあたり、3次元元骨組構造によるモデル化を行った。

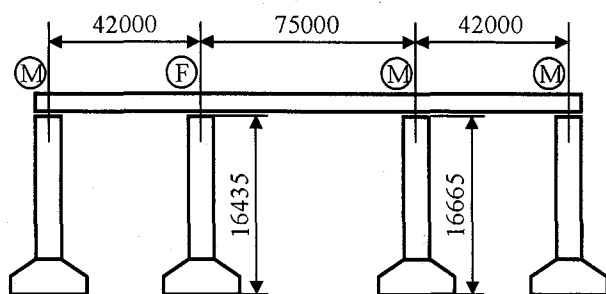


図-6 対象橋梁

単位: mm

表-1 上部構造の解析モデル諸元

|                           |        |                     |
|---------------------------|--------|---------------------|
| 単位長さ質量(t/m)               |        | 19.0                |
| 曲げ剛性(kN・m <sup>2</sup> )  | 鉛直軸周り  | $1.95 \times 10^7$  |
|                           | 橋軸直角周り | $1.95 \times 10^6$  |
| ねじり剛性(kN・m <sup>2</sup> ) |        | $7.739 \times 10^5$ |
| ポアソン比                     |        | 0.3                 |

表-2 各橋脚の解析モデル諸元

|        |         | 第1降伏点                           |                       | 第2降伏点                           |                       | 第3降伏点                           |                       |
|--------|---------|---------------------------------|-----------------------|---------------------------------|-----------------------|---------------------------------|-----------------------|
|        |         | $M_1(\text{kN} \cdot \text{m})$ | $\phi_1(1/\text{m})$  | $M_2(\text{kN} \cdot \text{m})$ | $\phi_2(1/\text{m})$  | $M_3(\text{kN} \cdot \text{m})$ | $\phi_3(1/\text{m})$  |
| 固定支承橋脚 | 橋軸      | $1.52 \times 10^4$              | $3.90 \times 10^{-5}$ | $1.34 \times 10^5$              | $6.55 \times 10^{-4}$ | $1.72 \times 10^5$              | $3.81 \times 10^{-3}$ |
|        | 橋軸直角    | $1.15 \times 10^4$              | $3.90 \times 10^{-5}$ | $1.01 \times 10^5$              | $6.55 \times 10^{-4}$ | $1.30 \times 10^5$              | $3.81 \times 10^{-3}$ |
| 可動支承橋脚 | 橋軸、橋軸直角 | $1.27 \times 10^4$              | $4.90 \times 10^{-5}$ | $7.06 \times 10^4$              | $7.56 \times 10^{-4}$ | $1.00 \times 10^5$              | $3.70 \times 10^{-3}$ |

上部構造は表-1に示す諸元を有する線形はり要素としてモデル化した。一方、固定支承橋脚、可動支承橋脚は、ともにトリリニア型のモーメント-曲率関係を与え、履歴則は武田モデルを用いた非線形はり要素でモデル化した。各橋脚の諸元を表-2にそれぞれ示す。なお、橋脚は、頂部に橋台、基部にはフーチングが存在する。これらの部分は橋脚のその他の部分に比べて剛性が著しく大きくなるため、解析上、断面積を大きくすることで剛体として処理をした。また、ねじり定数Jは、全断面有効と仮定し、固定支承部橋脚で $26.8\text{m}^4$ 、可動支承部橋脚で $23.2\text{m}^4$ とした。ポアソン比は上部構造と同様に0.3である。上部構造、橋脚のモデル化にあたっては、道路橋の耐震設計に関する資料<sup>7)</sup>、家村ら<sup>8)</sup>の研究を参考にした。

支承部のモデル化について、可動支承は道路橋示方書<sup>2)</sup>で示されている通り、上部構造と橋脚頂部の間で橋軸直角方向、鉛直方向、橋軸方向回りを変位拘束している。固定支承は橋軸方向、橋軸直角方向は(2)に示す履歴モデルを用いているが、鉛直方向、橋軸方向回りは可動支承と同様に変位拘束によりモデル化している。

地盤との境界は地盤ばねにより地盤からの影響を考慮し、各橋脚の基部に水平方向と回転方向の線形ばねを挿入している。地盤はⅡ種地盤で、平均せん断弾性波速度 $V_s=200\text{m/s}$ と仮定し、道路橋示方書<sup>2)</sup>の計算式により、地盤バネ定数を算出した。実際に用いた地盤ばね定数は表-3の通りである。また、地盤ばねの減衰は20%とした。

橋軸方向の解析では、3次元骨組構造モデルをそのまま用いた。しかし、橋軸直角方向の解析では、

表-3 地盤ばね諸元

|        |      |        |                                                  |
|--------|------|--------|--------------------------------------------------|
| 固定支承橋脚 | 水平ばね |        | $1.357 \times 10^7 \text{kN/m}$                  |
|        | 回転ばね | 橋軸方向   | $1.628 \times 10^8 \text{kN} \cdot \text{m/rad}$ |
|        |      | 橋軸直角方向 | $2.717 \times 10^8 \text{kN} \cdot \text{m/rad}$ |
| 可動支承橋脚 | 水平ばね |        | $1.051 \times 10^7 \text{kN/m}$                  |
|        | 回転ばね |        | $1.261 \times 10^8 \text{kN} \cdot \text{m/rad}$ |

道路橋示方書<sup>2)</sup>の振動単位の考え方をういた。つまり、3次元骨組構造モデルから固定支承橋脚のみを取り出し、橋脚頂部に上部構造質量分担だけの質量を与えたモデルを橋軸直角方向の解析用モデルとして用いた。これは、固定支承橋脚のみを取り出すことで、固定支承の履歴を考慮することによる影響のみを結果に反映させるためである。

## (2) 固定支承部のモデル化

固定支承部の橋軸方向、橋軸直角方向それぞれのモデル化では、以下の3種類を用いた。

- ① 上部構造と橋脚頂部を変位拘束する場合
- ② 線形ばねを用いた場合
- ③ 履歴モデルを用いた場合

1つ目の変位拘束を用いたモデル化は道路橋示方書に準じたものである。以下では、変位拘束モデルと呼ぶ。

2つ目の線形ばねを用いた場合は、実験結果より作成した履歴モデルから、スリップ後の剛性回復時の剛性を用いている。以下では、線形ばねモデルと呼ぶ。線形ばねモデルは支承部の変形を考慮しており、変位拘束モデルとの比較により、支承部の変形の影響を考察することができる。

表-4 支承部の多曲線モデル諸元

|        |       | 実験模型値                            | 実機換算値                            |
|--------|-------|----------------------------------|----------------------------------|
| 橋軸方向   | $K_1$ | $1.585 \times 10^5 \text{ kN/m}$ | $2.560 \times 10^6 \text{ kN/m}$ |
|        | $X_1$ | $2.477 \times 10^{-4} \text{ m}$ | $8.000 \times 10^{-4} \text{ m}$ |
|        | $K_2$ | $3.196 \times 10^3 \text{ kN/m}$ | $5.161 \times 10^4 \text{ kN/m}$ |
|        | $X_2$ | $1.783 \times 10^{-3} \text{ m}$ | $5.760 \times 10^{-3} \text{ m}$ |
|        | $K_3$ | $1.078 \times 10^5 \text{ kN/m}$ | $1.741 \times 10^6 \text{ kN/m}$ |
|        | $K_4$ | $2.080 \times 10^5 \text{ kN/m}$ | $3.360 \times 10^6 \text{ kN/m}$ |
| 橋軸直角方向 | $K_1$ | $4.000 \times 10^5 \text{ kN/m}$ | $6.460 \times 10^6 \text{ kN/m}$ |
|        | $X_1$ | $9.907 \times 10^{-5} \text{ m}$ | $3.200 \times 10^{-4} \text{ m}$ |
|        | $K_2$ | $4.000 \times 10^2 \text{ kN/m}$ | $6.460 \times 10^3 \text{ kN/m}$ |
|        | $X_2$ | $3.502 \times 10^{-4} \text{ m}$ | $1.131 \times 10^{-3} \text{ m}$ |
|        | $K_3$ | $2.543 \times 10^5 \text{ kN/m}$ | $4.107 \times 10^6 \text{ kN/m}$ |
|        | $X_3$ | $6.000 \times 10^{-4} \text{ m}$ | $1.938 \times 10^{-3} \text{ m}$ |
|        | $K_4$ | $1.200 \times 10^5 \text{ kN/m}$ | $1.938 \times 10^6 \text{ kN/m}$ |

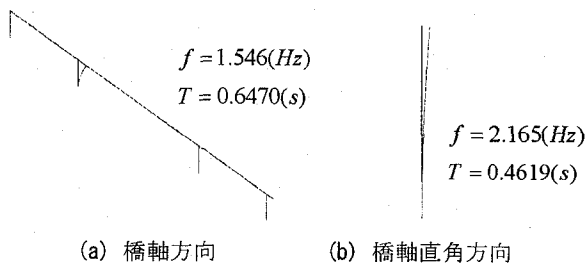


図-7 解析モデル固有モード

3つ目は3. (3)に示した、実験結果に基づいて筆者らが提案した履歴モデルを使用したものである。以下では、多曲線モデルと呼ぶ。多曲線モデルは実験で得られたスリップ等の履歴特性をすべて考慮している。このため、変位拘束モデルとの比較ではピン支承の挙動を考慮することによる影響を、線形ばねモデルとの比較では、スリップ等の履歴特性による影響を考察することが可能である。

なお、実験に用いたピン支承は実機との相似則や橋脚上の支承の個数を考慮した荷重分担を用いて、モデルを作成している。このため、解析で用いた支承ばねは相似則等を考慮し、実機相当に変換した値を解析に用いている。橋軸方向、橋軸直角方向における支承ばねの諸元を表-4に示す。なお、同表における $K_1$ などの値は、図-4、5に表示した剛性などに対応するものである。

### (3) 固有値解析結果

各ケースにおける固有値解析の結果を表-5に、固有振動モードのうち、変位拘束モデルの場合における橋軸方向、橋軸直角方向それぞれの1次のモー

表-5 固有値解析結果

|             |          |    | 固有振動数<br>(Hz) | 固有周期<br>(s) |
|-------------|----------|----|---------------|-------------|
| 変位拘束<br>モデル | 橋軸       | 1次 | 1.546         | 0.6470      |
|             |          | 2次 | 19.988        | 0.0500      |
|             | 橋軸<br>直角 | 1次 | 2.165         | 0.4619      |
|             |          | 2次 | 19.763        | 0.0506      |
| 線形ばね<br>モデル | 橋軸       | 1次 | 1.438         | 0.6955      |
|             |          | 2次 | 14.824        | 0.0675      |
|             | 橋軸<br>直角 | 1次 | 2.112         | 0.4734      |
|             |          | 2次 | 18.379        | 0.0544      |
| 多曲線<br>モデル  | 橋軸       | 1次 | 1.470         | 0.6803      |
|             |          | 2次 | 16.330        | 0.0612      |
|             | 橋軸<br>直角 | 1次 | 2.131         | 0.4692      |
|             |          | 2次 | 18.980        | 0.0527      |

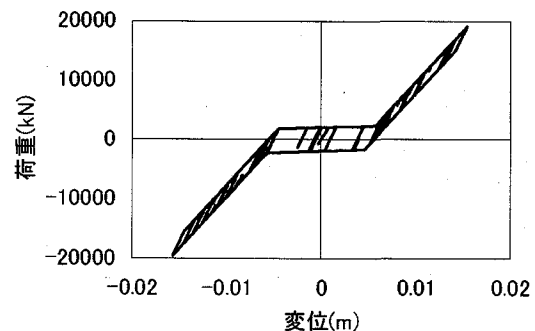


図-8 支承の荷重-変位関係（橋軸方向）

ドを図-7に示す。

### (4) 動的解析条件

動的解析においては、汎用有限要素法コードTDAPⅢを用いて、直接積分法による非線形動的解析を行った。積分法はNewmark- $\beta$ 法( $\beta=0.25$ )とし、時間刻みを0.0007812秒として解析を行った。入力地震波にはJR鷹取波を用いた。JR鷹取波の最大加速度は $6.66 \text{ m/s}^2$ である。解析は、橋軸方向と橋軸直角方向それぞれについてJR鷹取波を入力する動的解析を、3種類の固定支承モデルそれぞれについて、合計6ケース実施した。

減衰はRayleigh減衰型とし、橋軸方向、橋軸直角方向ともに、各振動方向における1次と2次の固有振動数を用い、各振動数におけるモード減衰比として2%を仮定した。

## 4. 地震応答解析結果とその考察

以下、地震応答解析により得られた結果を橋軸方向と橋軸直角方向とに分けて示し、それぞれ考察を加える。

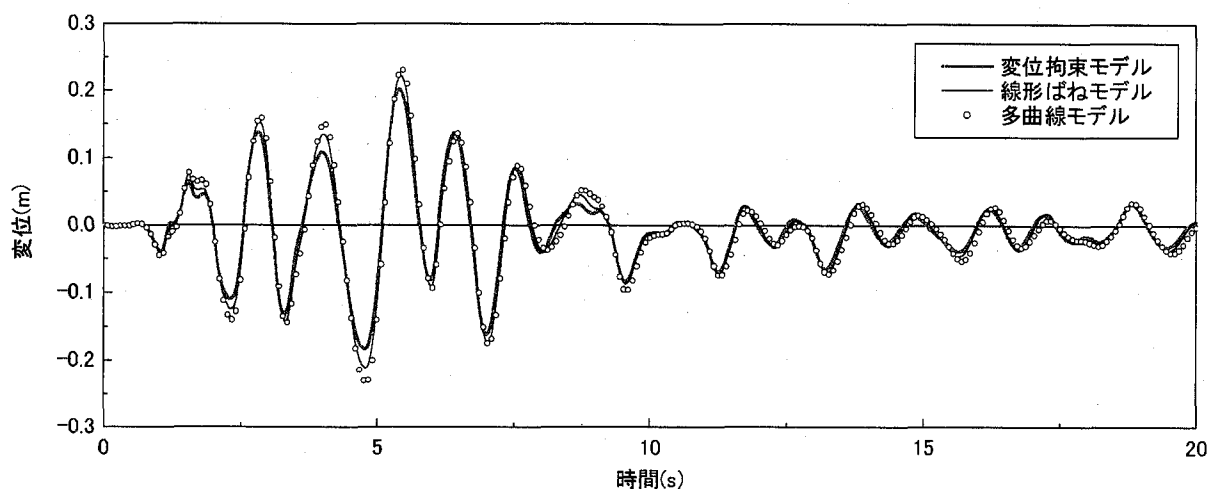


図-9 上部構造変位応答時刻歴（橋軸方向）

### (1) 橋軸方向

図-8に多曲線モデルを用いた解析で得られた支承部の荷重 - 変位関係を示す。図-2に示した実験結果を原点補正して考えた場合、実験時のピン支承の最大応答変位が約5mmとなる。実験模型と実機との相似比を3.2としているため、ピン支承の最大応答変位を実機換算すると約16mmとなり、図-8の結果から、実験と解析で同等の変位応答値が得られており、提案した履歴モデルの妥当性が確認できた。

図-9に解析により得られた上部構造応答時刻歴を示す。同図から、変位拘束モデル、線形ばねモデル、多曲線モデルの順に最大応答変位が大きくなっていることがわかる。その差は、変位拘束モデルと比較して、線形ばねモデルで20.0mm（変位拘束モデル最大応答変位の9.9%）、多曲線モデルでは30.6mm（変位拘束モデル最大応答変位の15.2%）大きな値となる。支承部の履歴を考慮することで、上部構造応答が増加しており、実験と同様の結果が得られた。また、線形ばねモデルと多曲線モデルを比較すると、その差は10.6mmとなり、スリップ等のピン支承の履歴特性を厳密に考慮することによる影響も大きいことがわかる。

また、図-9で変位応答周期を比較すると、わずかながら応答周期に差が生じている。しかし、その差は非常に小さく、支承部の挙動が上部構造変位応答の周期特性に与える影響は少ないことがわかる。

ただし、今回、多曲線モデル化の対象として用いた実験では、アンカーボルト等の抜け出しを考慮せず、鋼製ピン支承の損傷に着目するための理想化された状況下での実験となっている。このため、実際の地震応答を評価する際には、橋梁全体を構成する部材の相互作用下での現象となるため、これらの影響を適切に評価する必要がある。

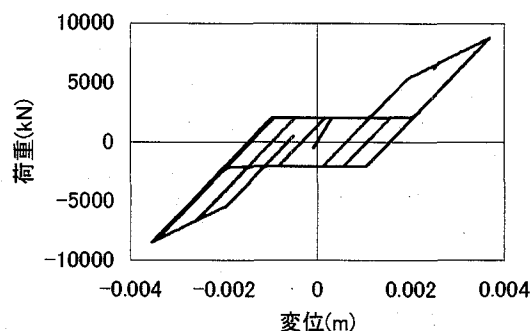


図-10 ピン支承の荷重 - 変位関係（橋軸直角方向）

### (2) 橋軸直角方向

多曲線モデルを用いた解析により得られたピン支承の荷重 - 変位関係を図-10に示す。図-3に示した実験結果からピン支承の最大応答変位が約1mmであり、実機換算で3.2mmとなる。橋軸方向と同様に、実験結果と解析結果がほぼ同等の値を示しており、提案モデルの妥当性が確認できた。

実験では、JR鷹取波の振幅を3倍とした入力で、ピンくびれ部での引張破断が生じた。このときの荷重は約200kNであり、実機換算で約10000kNである。図-10より、多曲線モデルによる解析でも破断荷重を超えておらず、実験結果を符合する結果となった。このことから、レベルⅡ地震での橋軸直角方向のピン支承本体の破壊では、延性破壊ではなく、疲労破壊が生じることが予想される。

解析により得られた上部構造応答時刻歴を図-11に示す。同図から、橋軸方向と同様に、変位拘束モデル、線形ばねモデル、多曲線モデルの順で最大応答変位が大きくなっていることがわかる。その差は、変位拘束モデルに比べて、線形ばねモデルで1.5mm（変位拘束モデル最大応答変位の1.7%）、多曲線モデルで3.2mm（変位拘束モデル最大応答変位の

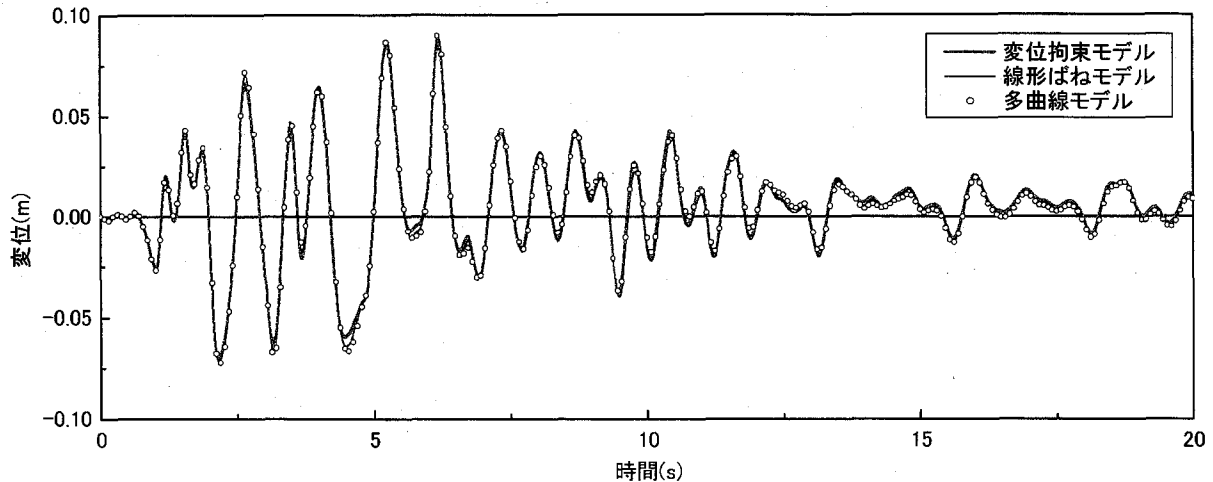


図-11 上部構造変位応答時刻歴（橋軸直角方向）

3.6%)である。実験と同様に、支承部の挙動を考慮することにより、上部構造応答が増加する結果が得られた。

また、線形ばねモデルと多曲線モデルとの比較すると、多曲線モデルの方が変位応答が大きくなっている。このことから、橋軸方向と同様に、支承部のスリップ等の履歴特性が上部構造変位応答へ与える影響も大きいことがわかる。

ただし、橋軸直角方向では橋軸方向に比べて、支承部の変形を考慮することによる上部構造応答の増加率が小さくなっている。これは、それぞれの方向で分担する上部構造重量に起因する。つまり、橋軸方向の方が上部構造重量分担が大きいため、橋軸方向の方が慣性力が大きくなり、支承部の履歴を考慮することによる差が大きくなったものと考えられる。

また、モデル間での上部構造変位応答周期の差はほとんど生じておらず、橋軸方向と同様に、全体系応答の周期特性に与える影響は小さい。

## 5. 結論

本論文では、実験によって得られた鋼製ピン支承の荷重－変位履歴関係を数値モデルとして組み込んだ動的解析モデルを用いて、鋼製ピン支承の挙動が橋梁全体系地震応答に及ぼす影響について検討した。得られた結論は以下の通りである。

- ① 支承部の挙動を考慮することにより、橋軸方向、橋軸直角方向ともに上部構造変位応答が増加し、実験と同様の傾向を解析により確認した。
- ② 3種類の固定支承モデルの比較により、橋軸方向、橋軸直角方向ともに、線形ばねによる支承部の簡易な変位の考慮だけではなく、スリップ等の履歴特性を考慮することも重要であること

が明らかとなった。

6. 謝辞：本研究で参考にしたハイブリッド実験は、（独）防災科学技術研究所が進める「実大三次元震動破壊実験施設（E-ディフェンス）を活用した国内外共同モデル研究」の橋梁耐震実験研究の援助にて実施しました。ここに記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 橋梁，pp. 59-68，1996。
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002。
- 3) 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，Vol.43A，pp. 781-791，1997。
- 4) Nagata, S. and Kawashima, K.: Seismic Performance of Bridge supported by C-bent Columns, 第9回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 345-352，2006。
- 5) 佐藤雄亮，酒井理哉，大友敬三：ピン支承の動的履歴特性に関する検討，第61回土木学会年次学術講演会講演概要集，pp. 89-90, I-045, 2006。
- 6) 佐藤雄亮，酒井理哉，大友敬三：金属支承の挙動が橋梁全体系地震応答に及ぼす影響に関する基礎検討，第12回日本地震工学シンポジウム論文集，pp. 898-901，2006。
- 7) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997。
- 8) 家村浩和，宮本文穂，高橋良和：鋼製支承の破損が橋梁の地震時損傷モードに与える影響，構造工学論文集，Vol.44A，pp. 659-666，1998。