

地盤の特性を考慮した免震高架橋の地震応答

津田久嗣¹・岡崎 真²・平 幸蔵³・堂垣正博⁴

¹正会員 工修 (株) 栗本鐵工所 大阪臨海工場 (〒590-0977 堺市大浜西町 2-2)

²学生会員 関西大学大学院 工学研究科土木工学専攻 (〒564-8680 吹田市山手町 3-3-35)

³正会員 修士 (工学) (株) 総合技術コンサルタント (〒533-0033 大阪市東淀川区東中島 3-5-9)

⁴正会員 工博 関西大学教授 工学部土木工学科 (〒564-8680 吹田市山手町 3-3-35)

兵庫県南部地震において、地盤の特性が高架橋の損傷に大いに影響したことは、周知の事実である。それゆえ、構造物と地盤との動的相互作用を研究し、橋梁の地震応答と地盤特性との関係を明らかにすることは、極めて重要である。本研究では、鋼製橋脚で支えられた連続免震高架橋の地震応答を弾塑性有限変位場に基づいて定式化した有限要素法によって検討した。橋脚間での地震動のタイムラグや地盤の非線形な特性が連続高架橋の変位応答や橋脚基部での曲げモーメントと曲率の関係に及ぼす影響を考察し、既設高架橋の鋼製支承を免震支承に取り替えた場合の問題点を明らかにした。

Keywords: *continuous bridge, seismic response, seismic-isolation, finite element method, elasto-plastic large displacement theory, steel pier*

1. まえがき

既設高架橋の耐震性を向上させる方策として、桁端の連結、鋼製橋脚へのコンクリートの充填、反力の分散化、免震化など、さまざまな方法が考案されている。兵庫県南部地震以降、既設高架橋の耐震性向上のために鋼製支承を反力分散支承や免震支承へ取り替えるなどの補修工事が、積極的になされている。橋梁を免震化すれば、その振動特性を過度に長周期化させる恐れもある。とくに、軟弱な地盤上の橋梁であれば、この傾向はさらに顕著で、支承を取り替える際には、慎重な検討が必要である。このような理由から、軟弱な地盤上に建設され、鋼製橋脚で支えられた高架橋の免震化は、比較的少ないように思われる。しかし、わが国では、都市高速道路の高架橋に鋼製橋脚が多用されている。都市内での橋梁が巨大地震によって損傷被害を再び被らないためにも、鋼製橋脚で支えられた既設高架橋の耐震補強策として、鋼製支承の免震支承への置き替えは一考に値するように思われる。

さきの改訂で“道路橋示方書 V. 耐震設計編”¹⁾に初めて免震設計の条項が設けられたが、コンクリートが充填されていない鋼製橋脚に対する免震設計は規定されていない。建設省や公団・公社においても設計方針が統一されておらず、免震支承を適用しながらも

分散設計にとどまるといった不正確で、かつ不経済な設計が行われている場合もある。それゆえ、既設高架橋に対して経済的で優れた耐震補強策を確立することは急務で、そのためにもさまざまな因子が関係しあう免震橋梁の動的応答特性を明らかにする必要がある。

兵庫県南部地震において、地盤の特性が構造物の損傷に大いに関係したことは、周知の事実である。現在、免震橋に関する研究が種々行われているが、地盤の特性に着目したものは少なく、構造物の耐震設計を考える上で、地盤と構造物との動的相互作用の究明は、極めて重要である。この種の研究が進展すれば、橋梁の耐震設計はさらに充実するであろう。

本研究では、鋼製橋脚で支えられた既設高架橋を免震支承に置き替えた場合に対し、橋脚間での地震動のタイムラグや地盤の非線形特性がその地震応答に及ぼす影響を動的解析によって明らかにする。

2. 連続免震高架橋のモデル化と入力地震動

(1) 解析モデル

本研究では、図-1に示す支間長が40mの3径間連続免震高架橋を対象とする。なお、説明の便宜上、左側の橋脚から順に P_1, \dots, P_4 と名づける。解析の対象は上部工、免震支承、鋼製橋脚、基礎-地盤系から

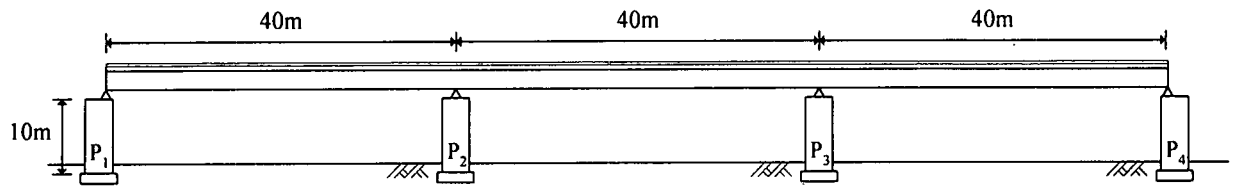


図-1 3径間連続高架橋のモデル

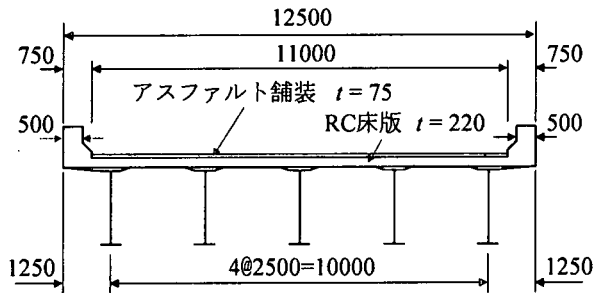


図-2 上部工の断面図 (単位: mm)

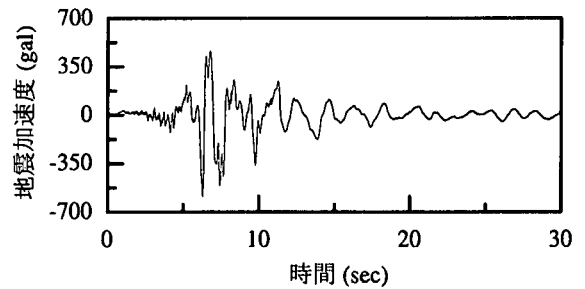


図-3 地震加速度波形

表-1 橋脚の断面諸元

P ₁ , P ₃ , P ₄ 橋脚		P ₂ 橋脚	
b_f (m)	2	b_f (m)	2
b_f/b_w	1	b_f/b_w	1
$b_f/t_f, b_w/t_w$	80	$b_f/t_f, b_w/t_w$	60
R_R	0.34	R_R	0.26

表-3 基礎-地盤系の諸元

重量 (MN)	4.2
回転慣性 (MNm ²)	4.4
水平剛性 (GN/m)	0.76
鉛直剛性 (GN/m)	9.80
回転剛性 (GNm)	14.8

表-2 材料特性

降伏点応力 (MPa)	353
ヤング率 (GPa)	206
ひずみ硬化率	0.01
単位体積重量 (KN/m ³)	77.1

なり、つぎのようにモデル化する。

a) 上部工

上部工は図-2に示す5主桁からなる連続非合成鋼I桁橋である。3支間からなる上部工を対象とし、各支間での支間長、断面積、断面2次モーメント、重量などは、すべて同一寸法である。なお、RC床版の断面積と断面2次モーメントは、鋼と等価な断面に換算した²⁾。

b) 免震支承

免震支承を鉛プラグ入り積層ゴム支承を想定した水平方向と上下方向のバネでモデル化する。すなわち、水平および鉛直のバネはbi-linearな履歴特性で表現されるバネと剛なバネである。文献3)に従って、その形状を決定した。

c) 鋼製橋脚

4本の橋脚はすべて10mの高さで、その断面はフ

ランジの幅と厚さが b_f, t_f 、腹板の幅と厚さが b_w, t_w の正方形($b_f/b_w=1$)からなる。フランジと腹板の幅厚比 $b_f/t_f=b_w/t_w$ はP₂橋脚では60、残りのP₁, P₃, P₄橋脚では80である。それらの諸元を表-1に示す。また、鋼製橋脚の鋼種をSM490Yとし、その応力-ひずみ関係をひずみ硬化を考慮したbi-linear型とした。その材料特性を表-2に示す。

なお、鋼製橋脚は一般に補剛断面からなるが、ここではそれを等価な無補剛断面にモデル化した。

d) 基礎-地盤系

3径間連続免震高架橋を支持する地盤種にⅢ種地盤を想定した。基礎を1質点の剛体でモデル化し、地盤の影響を水平・鉛直・回転の3自由度からなるバネで与える。その諸元を、文献4)を参考に、表-3のように設定した。

(2) 入力地震動

入力地震動には兵庫県南部地震時に東神戸大橋周辺地盤上で観測された地震加速度波形のN-S成分を仮定し、それを解析モデルの橋軸方向に作用させた。その波形を図-3に示す。なお、データの時間間隔は0.01secである。

3. 運動方程式の定式化とその解法

(1) 解析上の仮定

多径間連続高架橋の運動方程式を誘導するにあたり、つぎのような仮定を設ける。すなわち、

- ① 解析対象の多径間連続高架橋は、橋軸と鉛直軸からなる一構面内で振動する。
- ② 薄肉箱形断面からなる鋼製橋脚の局部座屈は考慮しない。
- ③ 橋脚は弾塑性有限変位理論に、橋桁は弾性微小変位理論に従うように変形するものとする。
- ④ 橋脚と橋桁では、平面保持の仮定が成り立つ。
- ⑤ 橋脚、橋桁、基礎-地盤系の減衰は Rayleigh 減衰で表される。

(2) 運動方程式の定式化

解析対象の橋脚と橋桁を有限個のはり-柱要素に離散化し、その運動方程式を Hamilton の原理に基づいて誘導する。また、支承と基礎-地盤系の運動方程式は復元力と外力のつり合いによって誘導する。なお、橋脚と橋桁の有限要素には変形後の更新座標を基準とする Up-dated Lagrangian 手法を、支承と基礎-地盤系には初期の座標系を基準とする Total Lagrangian 手法を適用する。

構造系の運動方程式を誘導すれば、

$$[M]\{\Delta\ddot{\delta}\} + [C]\{\Delta\dot{\delta}\} + [K]\{\Delta\delta\} = \{\Delta F\} + (\{F_n\} - \{R_n\}) \quad (1)$$

を得る。ここに、 $\{\Delta\dot{\delta}\}$ 、 $\{\Delta\ddot{\delta}\}$ 、 $\{\Delta\delta\}$ 、 $\{\Delta F\}$ 、 $(\{F_n\} - \{R_n\})$ はそれぞれ平衡状態 n における構造系の増分加速度、速度、変位、節点力、不平衡節点力、 $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ はそれぞれ構造系の質量マトリックス、減衰マトリックス、剛性マトリックスである。ただし、質量マトリックスには集中マトリックスを用いる。

(3) 直接時間積分法

式(1)を解くため、Newmark の β 法を適用する。この方法によれば、増分の速度 $\{\Delta\dot{\delta}\}$ と加速度 $\{\Delta\ddot{\delta}\}$ が

$$\{\Delta\dot{\delta}\} = \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \{\Delta\delta\} - \frac{\gamma}{\beta} \{\dot{\delta}_n\} - \frac{\Delta t}{2\beta} (\gamma - 2\beta) \{\ddot{\delta}_n\} \quad (2)$$

$$\{\Delta\ddot{\delta}\} = \frac{1}{\beta\Delta t^2} \{\Delta\delta\} - \frac{1}{\beta\Delta t} \{\dot{\delta}_n\} - \frac{1}{2\beta} \{\ddot{\delta}_n\} \quad (3)$$

のように与えられる。

式(2)と式(3)を運動方程式(1)に代入し整理すれば、

$$\left[\frac{1}{\beta\Delta t^2} [M] + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} [C] + [K] \right] \{\Delta\delta\}$$

$$= \left[\frac{1}{\beta\Delta t} [M] + \frac{\gamma}{\beta} [C] \right] \{\dot{\delta}_n\}$$

$$+ \left[\frac{1}{2\beta} [M] + \frac{\Delta t}{2\beta} (\gamma - 2\beta) [C] \right] \{\ddot{\delta}_n\} + \{\Delta F\} + (\{F_n\} - \{R_n\}) \quad (4)$$

を得る。ここに、 β と γ は Newmark の β 法における定数、 Δt は時間間隔である。

上述のように、運動方程式が増分変位 $\{\Delta\delta\}$ を未知数とする多元連立の非線形代数方程式へ変換された。

(4) 多元連立非線形代数方程式の解法

多元連立の非線形代数方程式(4)を反復法と Newton-Raphson 法を併用した混合法で解く。反復計算は、反復過程における最新の増分変位 $\{\Delta\delta_i\}$ が増分変位の累積 $\sum_{k=1}^i \{\Delta\delta_k\}$ に比較してある値以内に収まれば、解が収束したものとみなして終了する。すなわち、

$$\frac{|\{\Delta\delta_i\}|}{\left| \sum_{k=1}^i \{\Delta\delta_k\} \right|} \leq \varepsilon \quad (5)$$

ここに、 ε は許容誤差で、解の精度と計算時間を勘案して定める。

4. 数値解析結果とその考察

(1) 入力地震動の位相差が応答に及ぼす影響

多径間連続高架橋が地震動を受けると、橋脚間で地震動にタイムラグの生じる可能性がある。ここでは入力地震動の橋脚間での位相差を考え、連続免震高架橋の動的応答を明らかにする。地震動の位相差をそれぞれの橋脚に到達する地震動のタイムラグとしてとらえる^{5), 6)}。また、地震動の位相速度は支持地盤に依存するため、高架橋の立地地点や地盤特性を勘案し、位相速度を 100m/sec, 200m/sec とした。

a) 支承の特性値と地震応答との関係

入力地震動の位相差が勘案された高架橋の地震応答と支承の特性値との関係を明らかにするため、剛性と降伏時の荷重強度が異なる 3 種類の免震支承で支持された高架橋を動的解析した。3 種類の支承はいずれも正方形断面で、その設計変位を 20cm に制限した。また、いずれの橋脚も塑性化しないように、支承の寸法を設計した。ここでは支承の特性が異なる 3 種類の橋梁を、表-4 に示すように、支承の剛性の小さい順に model 1, model 2, model 3 と称する。

model 2 の P₁ 橋脚における上部工と橋脚天端での応答変位を図示すれば、図-4 を得る。図から明らかのように、位相速度が減少するすなわち橋脚間での地震

表-4 支承の諸元

(a) model 1

橋脚	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄
設計寸法 (cm)	75.0	90.0	80.0	75.0
ゴム総厚 (cm)	21.6	22.0	22.0	21.6
K ₁ (MN/m)	79	119	94	79
K ₁ /K ₂	6.5			
Q _d (MN)	1.181	1.583	1.443	1.181

(b) model 2

橋脚	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄
設計寸法 (cm)	75.0	90.0	80.0	75.0
ゴム総厚 (cm)	18.0	18.0	18.0	18.0
K ₁ (MN/m)	89	134	104	89
K ₁ /K ₂	6.5			
Q _d (MN)	1.060	1.443	1.308	1.060

(c) model 3

橋脚	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄
設計寸法 (cm)	75.0	90.0	80.0	75.0
ゴム総厚 (cm)	14.4	14.0	14.0	14.4
K ₁ (MN/m)	109	162	127	109
K ₁ /K ₂	6.5			
Q _d (MN)	0.837	1.308	1.060	0.837

表-5 上部工における最大変位の減少率 (model 2)

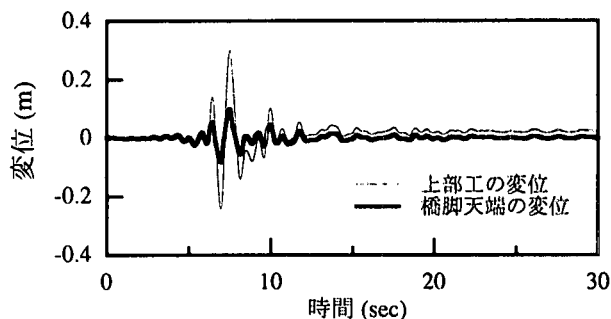
	100m/sec	200m/sec
P ₁ 橋脚	34.2	16.3
P ₂ 橋脚	34.2	16.3
P ₃ 橋脚	34.2	16.3

動のタイムラグが大きくなるほど、上部工と橋脚天端のいずれの箇所でも地震時の最大変位が減少するようになる。すなわち、タイムラグがなければ、すべての橋脚が同一方向に同一周期で運動するため、高架橋は大きく変位する。一方、橋脚間で作用地震力にタイムラグが発生すれば、同時載荷時に比べて地震力の上部工への影響が弱められるため、変位は減少する。

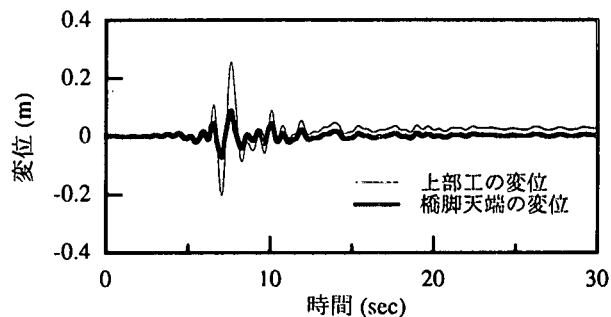
model 2 に対して、上部工における最大変位と位相速度との関係を求めると、表-5 を得る。ここに、表中の数値は、

$$\alpha = \frac{\delta_s - \delta_d}{\delta_s} \times 100 \quad (\%) \quad (6)$$

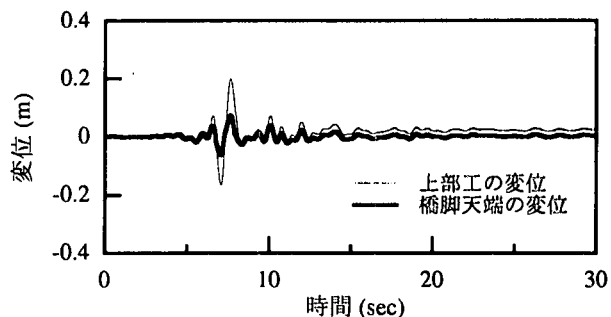
によって求めたもので、地震動の位相差を考慮した場合の上部工の最大変位 (δ_d) が同位相で解析した場合のそれ (δ_s) に比べてどの程度減少したかを示すパラメータである。



(a) 同位相の場合



(b) 位相速度が200m/sの場合



(c) 位相速度が100m/sの場合

図-4 model 2 の変位応答曲線 (P₁ 橋脚)

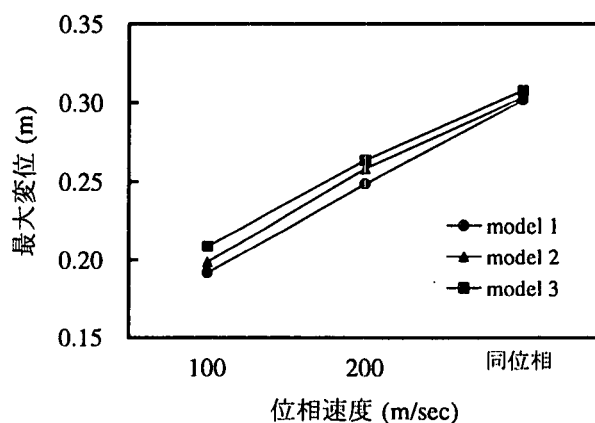


図-5 上部工における最大変位図 (P₁ 橋脚)

表から明らかなように、位相速度が変化してもいずれの橋脚の最大変位もほとんど変わらない。

P₁ 橋脚における上部工の最大変位と位相速度との関係を 3 種類の免震高架橋に対して求めれば、図-5 を得る。図から明らかなように、いずれの model と

表-6 上部工における最大変位の減少率 (P₁ 橋脚)

	100m/sec	200m/sec
model 1	36.7	18.0
model 2	34.0	16.8
model 3	32.1	14.3

表-7 支承の諸元

(a) model 4

橋脚	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄
設計寸法 (cm)	80	100	90	80
ゴム総厚 (cm)	17.1	20.7	19.8	17.1
K ₁ (MN/m)	116	171	142	116
K ₁ /K ₂	6.5			
Q _d (MN)	1.060	1.583	1.308	1.060

(b) model 5

橋脚	P ₁	P ₂	P ₃	P ₄
設計寸法 (cm)	80	95	85	80
ゴム総厚 (cm)	18.0	19.8	22.0	18.0
K ₁ (MN/m)	137	213	168	137
K ₁ /K ₂	6.5			
Q _d (MN)	1.308	1.884	1.583	1.308

位相速度の減少とともに変位が少なくなる。また、設計変位が同じになるように支承を設計したが、橋脚間で入力地震動にタイムラグが生ずれば、最大変位が異なる。model 1 と model 3 の最大変位を比較すれば、位相速度を 200m/sec と仮定した場合にはその差は 2.9cm、位相速度を 100m/sec と仮定した場合にはその差は 3.5cm になる。

model 1, model 2, model 3 での上部工における最大変位の減少率 α を位相速度によって比較すれば、表-6 を得る。表から明らかなように、いずれの位相速度の場合でも、支承の剛性が小さく、降伏時の荷重強度が大きい高架橋の順に上部工における最大変位の減少率も増大している。したがって、支承の設計変位が等しくても、剛性が小さく、降伏荷重が大きい支承で支えられる高架橋（たとえば model 1）が地震動の位相差の影響をより受けやすい。

b) 支承の設計変位と地震応答との関係

支承の設計変位が免震高架橋の地震応答に及ぼす影響を調べた。上述 a) の免震支承とは設計変位の異なる 2 種類の支承をさらに考え、それらで支持された高架橋の動的解析を行った。支承の断面はいずれも正方形で、それらの設計変位を上述 a) の支承よりも 5cm と 10cm だけ少なくした 15cm と 10cm に設定した。

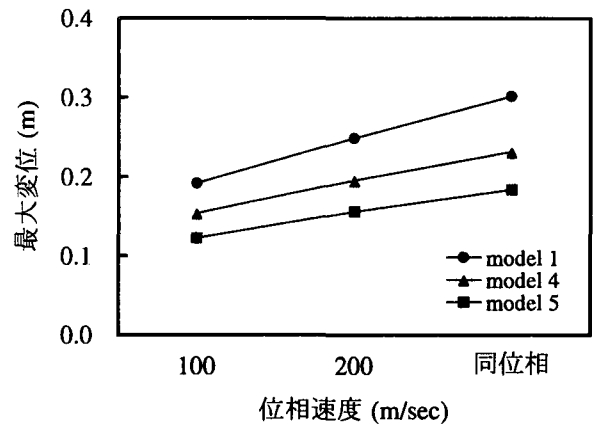


図-6 最大変位と降伏変位の関係 (P₁ 橋脚)

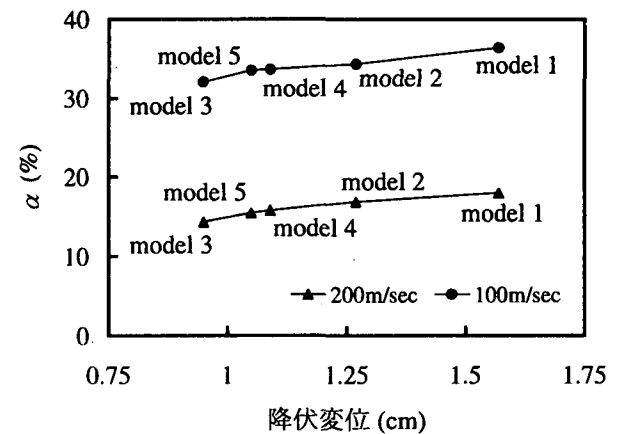


図-7 上部工における最大変位の減少率と降伏変位の関係 (P₁ 橋脚)

さきと同様、いずれの橋脚も塑性化しないように、支承の寸法を決定した。以後、これら的高架橋を model 4, model 5 と呼ぶ。それらの諸元を表-7 に示す。

支承の設計変位が異なる高架橋に対して、位相速度と最大変位との関係を求めれば、図-6 を得る。図から明らかなように、支承の設計変位にかかわらず、位相速度が減少すれば、上部工の最大変位は減少する。また、model によって曲線の傾きが異なる。支承の設計変位によって、地震動の位相差が高架橋の地震応答に及ぼす影響は微妙に異なる。

c) 支承の降伏変位と地震応答との関係

上述 b) において、model 1 と model 4 では支承の降伏荷重が等しいにもかかわらず、地震応答が相異した。ここでは、支承の降伏変位に注目し、それが高架橋の地震応答に及ぼす影響を明らかにする。上述 a) と b) における model 1 から model 5 のすべての高架橋に対し、P₁ 橋脚での上部工における最大変位の減少率と降伏変位との関係を求めると、図-7 を得る。図から明らかなように、いずれの位相速度の場合でも、支承の降伏変位を緩和すれば、最大変位の減少率は増大す

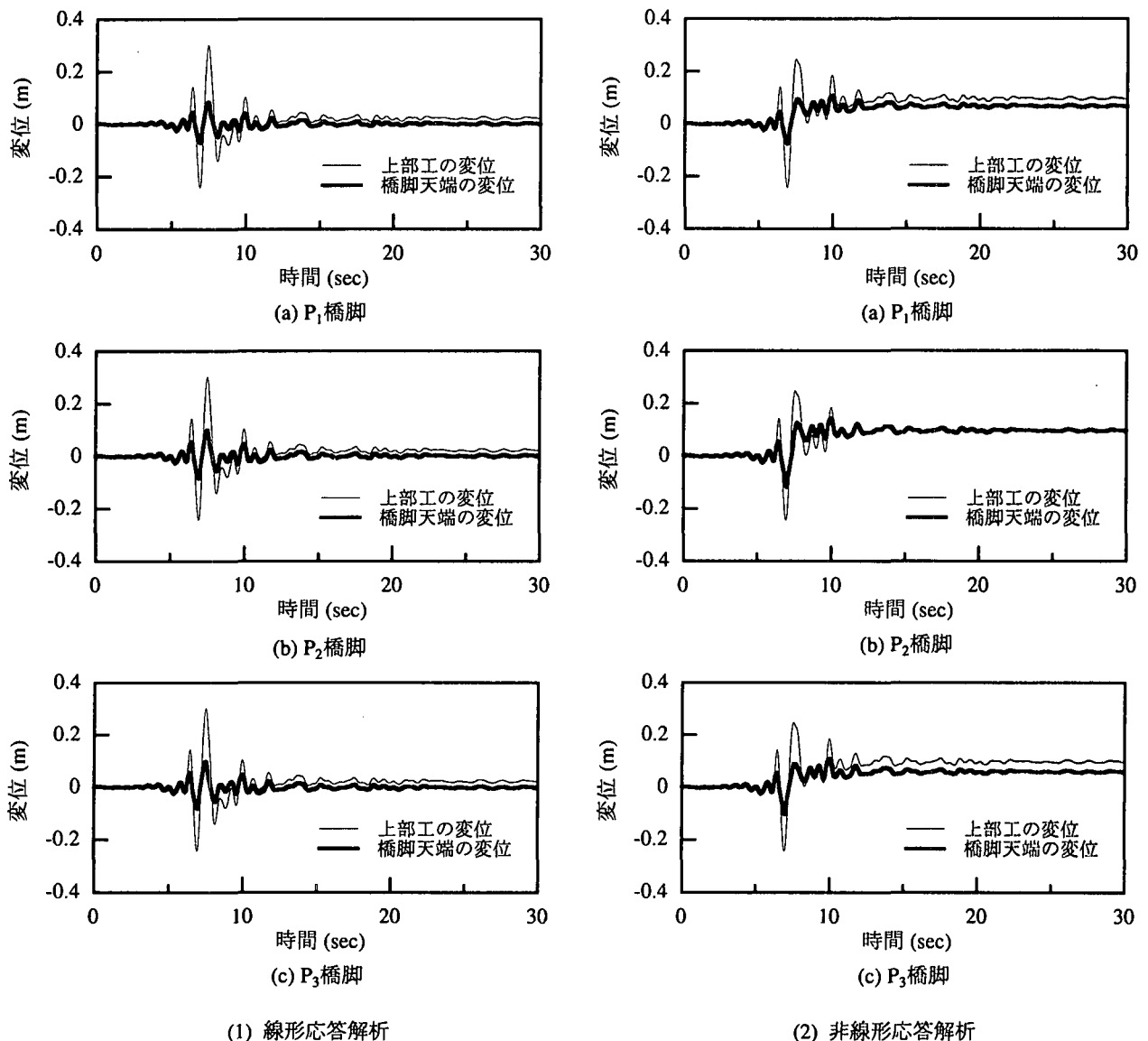


図-8 model 2 における変位応答曲線

るようになる。また、支承の降伏変位が大きい高架橋ほど地震動の位相差の影響を受けやすい。

(2) 地盤の特性値が地震応答に及ぼす影響

上述までの解析例は、地盤の特性を線形バネに置換したモデルに対する結果である。しかし、地盤は地震時に非線形な応答を呈することがある。橋梁と地盤との動的相互作用を明らかにするには、その効果を考慮する必要がある。そこで、水平方向の基礎-地盤系バネに非線形性を考慮し、地盤の非線形な特性が高架橋の地震応答に及ぼす影響を明らかにする。ここでは、水平方向の基礎-地盤系バネに bi-linear 型の履歴カーブを仮定し⁷⁾、2次剛性を1次剛性の1/100とした。

a) 基礎-地盤系の非線形特性と地震応答の関係

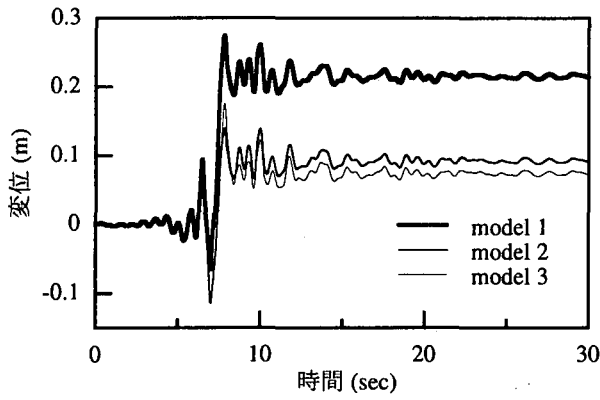
基礎の非線形な特性が高架橋の地震応答に及ぼす影響を明らかにするため、model 2 を非線形応答解析した。ただし、bi-linear な履歴カーブで与えられた基礎

の復元力特性を表す降伏水平耐力を線形応答解析で求められる最大水平耐力の60%とした⁴⁾。

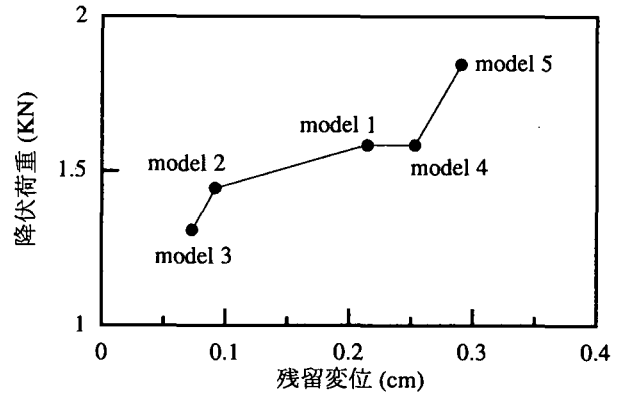
基礎を線形あるいは非線形なバネに置き替えたときの橋脚天端と上部工での水平変位の時刻歴応答を図示すれば、図-8 のようになる。図-8 (1)に示す線形応答の場合、それぞれの橋脚で変位応答に顕著な違いは認められない。一方、非線形応答の場合(図-8(2))、それぞれの橋脚で変位応答が異なる。両解析の変位応答を比較すれば、いずれの橋脚においても上部工での最大変位はあまり変わらない。一方、橋脚の変位は若干増加し、残留変位が生じた。この場合、 P_1 、 P_2 、 P_3 橋脚における曲げモーメントと曲率の関係を調べたところ、いずれの橋脚も弾性的な挙動を呈していた。このことより、基礎-地盤系バネが塑性化し、基礎が移動したものと推測される。

b) 基礎の降伏水平耐力と地震応答との関係

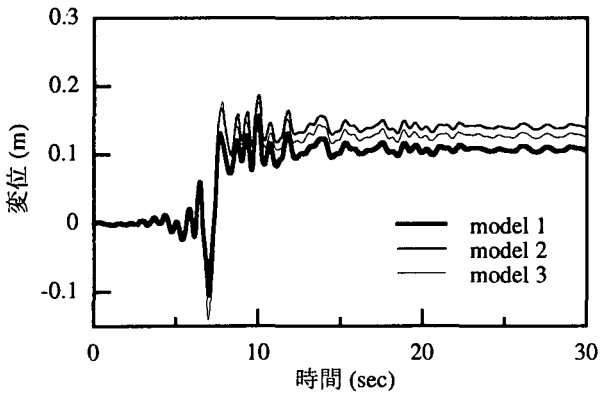
基礎の降伏水平耐力が免震高架橋の地震応答、とく



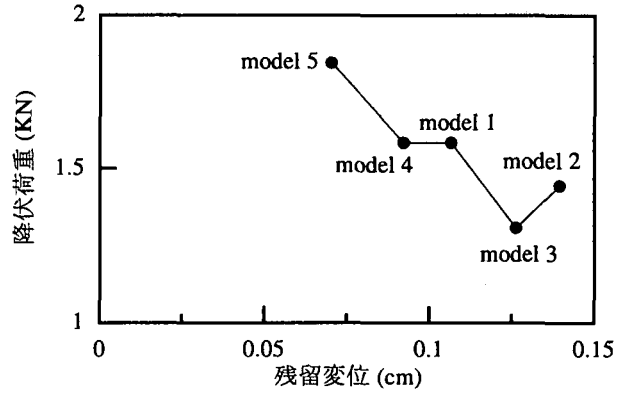
(a) 40%の降伏水平耐力



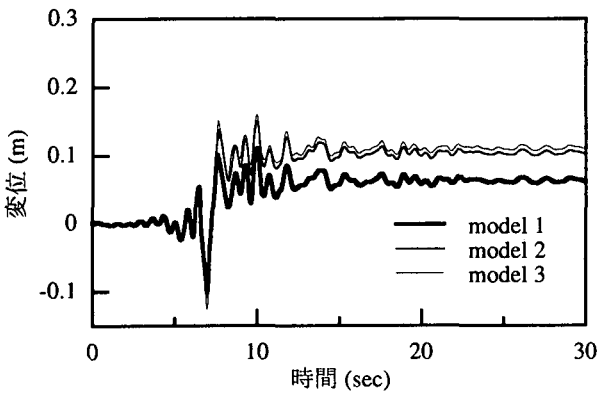
(a) 40%の降伏水平耐力



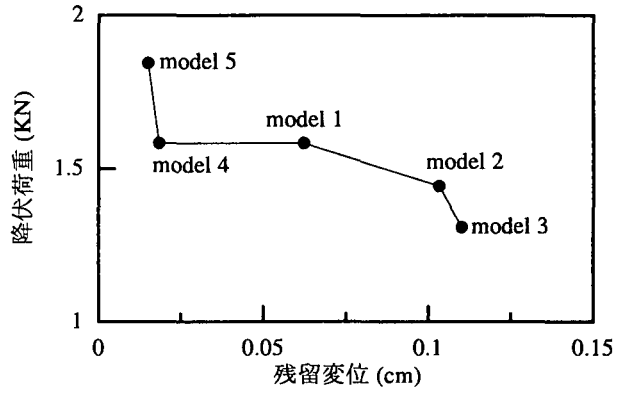
(b) 50%の降伏水平耐力



(b) 50%の降伏水平耐力



(c) 60%の降伏水平耐力



(c) 60%の降伏水平耐力

図-9 3種類のmodelに対する変位応答図 (P₂橋脚)

図-10 降伏荷重と残留変位の関係 (P₂橋脚)

に、P₂橋脚の変位応答に及ぼす影響を明らかにする。ここに、基礎-地盤系における復元力特性を表す降伏水平耐力は、基礎の水平反力が線形応答時に最大であった model 5 の値を基準にその 40%、50%、60%とした。

降伏水平耐力が 40%、50%、60%の場合に対し、model 1、model 2、model 3 における橋脚での変位応答を図示すれば、図-9 を得る。図から明らかなように、これらの支承は設計変位が等しく設計されているにもかかわらず、図-9(a)の 40%耐力の場合、model 3 における橋脚の残留変位が最小となる。降伏水平耐力の増加とともに model 1 と model 2 では橋脚の残留変位

が減少する。この場合、免震支承によって地震エネルギーが吸収されるよりも、地盤の降伏によって地震エネルギーが消費された。それゆえ、地震力が基礎へ及ぼす影響が顕著であった。

一方、図-9(c)の 60%耐力の場合、model 3 での橋脚の残留変位が最大となる。この場合には、地盤よりも支承によって地震エネルギーが吸収されるため、支承が基礎への作用地震力を緩和することになる。

以上のことから、基礎-地盤系の降伏水平耐力が最大水平耐力の 40%以下である地盤上の高架橋では支承の 1 次剛性を、50%以上の場合には支承の降伏荷重を大きくすることが耐震上重要である。

5 種類の免震高架橋に対し、 P_2 橋脚での支承の降伏荷重と橋脚の残留変位との関係を示すと、図-10 のようになる。図から明らかなように、支承の設計変位が異なる場合も、等しい場合と同様、基礎の降伏水平耐力によって橋脚の残留変位が異なる。また、変化の割合は model 5 が最大で、支承の降伏荷重の減少とともに変化する割合は減少する。したがって、支承の設計変位が異なる場合、基礎の降伏水平耐力が高架橋の地震応答に及ぼす影響の度合は、支承の降伏荷重にも関連する。また、model 1 と model 4 のように支承の降伏荷重が等しくても、支承の設計変位が大きい高架橋 (model 4) の場合ほど、地震力の基礎-地盤系に及ぼす影響は著しい。

5. まとめ

鋼製橋脚で支えられた連続免震高架橋の時刻歴応答を有限要素法によって明らかにした。とくに、鋼製支承を免震支承に置き替えた既設高架橋に注目し、地震動の位相や地盤の非線形特性がその地震応答に及ぼす影響を明らかにした。得られた数値解析結果を要約すれば、つぎのとおりである。

- (1) 橋脚に入力する地震動のタイムラグが免震高架橋の地震応答に及ぼす影響を明らかにした。支承の特性値にかかわらず、高架橋の最大応答変位は地震動のタイムラグが大きくなるほど減少する傾向にある。
- (2) 支承の特性値と地震動の位相差との関係を調べた。支承の設計変位が同じ高架橋の場合、支承の 1 次剛性が低くて、降伏荷重の大きい高架橋ほど地震動のタイムラグの影響を受けやすい。一方、設計変位が異なる高架橋の場合には、支承の降伏変位が大きい高架橋ほど地震動のタイムラグの影響を受けやすい。

- (3) 支持地盤の特性が免震高架橋の地震応答に及ぼす影響を明らかにした。支持地盤が弾性応答として求められた水平耐力の 40%以下で降伏するような場合には支承の 1 次剛性が、50%以上で降伏するような場合には支承の降伏荷重が大いに関係する。これらを可能な限り大きくすれば、地震力が基礎へ及ぼす影響を緩和することができる。
- (4) 支承の設計変位が免震高架橋の地震応答に及ぼす影響を明らかにした。支承の降伏荷重が大きい高架橋ほど地盤の特性の影響を強く受ける。また、支承の降伏荷重が等しければ、支承の設計変位が大きい高架橋ほど地盤の特性の影響を強く受ける。

参考文献

- 1) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，1996。
- 2) 川島一彦，大志万和也，長谷川金二，運上茂樹，桶田憲一，前原康夫：道路橋の耐震設計計算例，山海堂，1992。
- 3) 土木研究センター編：建設省道路橋の免震設計マニュアル (案)，1992。
- 4) 永田和寿，渡邊英一，杉浦邦征：基礎-構造物系の非線形動的相互作用に関する研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.42A，pp.593-602，1996。
- 5) 田中六郎，的場頭人，宮川欣也，北川勝也：超多径間連続桁の設計検討，日立造船技報，第 58 巻，第 4 号，pp.22-26，1998。
- 6) 大住道生，運上茂樹，横山功一：超多径間連続免震高架橋の地震応答特性と耐震設計法，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，pp.719-724，1998。
- 7) 鈴木基行，浅井聡史，砂金伸治，武田篤史，藤原 稔：RC ラーメン高架橋の地震応答に及ぼす地盤特性の影響，構造工学論文集，土木学会，Vol.42A，pp.603-614，1996。

(2000. 9. 22 受付)

DYNAMIC RESPONSE OF SEISMIC-ISOLATION BRIDGES CONSIDERED CHARACTERISTICS OF GROUNDS

Hisatsugu TSUDA, Makoto OKAZAKI, Kozo TAIRA and Masahiro DOGAKI

This paper concerns with a dynamic response of three-span continuous bridges supported by seismic-isolation under earthquake ground motion. The finite element is formulated, based upon an elastic-plastic large displacement theory, to analyze the transient behavior of continuous girder bridges sustained by thin-walled steel box piers. The numerical computation is carried out, to examine the influences of the initial phase of earthquake ground motion and ground condition on the dynamic characteristics of existing continuous bridges with seismic-isolation.