

鋼製支承の破損を考慮した連続免震高架橋の地震応答

Seismic Response of Continuous Bridges Supported by Seismic-Isolation Bearings
Taking Account of Steel Bearing Failure

岡崎 真*・津田久嗣**・堂垣正博***

Makoto OKAZAKI, Hisatsugu TSUDA, and Masahiro DOGAKI

* 修士(工学) 片山ストラテック(株) 技術本部橋梁設計部橋梁設計一課

(〒551-0021 大阪市大正区南恩加島 6-2-21)

** 工修 (株)栗本鐵工所 鉄構事業部橋梁エンジニアリング部 (〒590-0977 堺市大浜西町 2-2)

*** 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)

This paper concerns with a seismic response of existing continuous bridges supported by seismic-isolation bearings under earthquake ground motion. The finite element formulation has been done, based on an elastic-plastic large displacement theory, to analyze the behavior of existing viaducts sustained by thin-walled steel box piers. The numerical computation is carried out, to examine the influence of the exchange of existing steel bearings into the seismic-isolation bearings and the difference of characteristic of seismic-isolation bearings on the nonlinear response of continuous bridges with seismic-isolation bearings. The focus of this study is on the seismic reinforcement of existing continuous bridges in consideration of the failure of steel bearings.

Key Words: seismic response, seismic-isolation design, finite element simulation, collision between bridges, failure of steel bearings

キーワード: 地震応答, 免震設計, 有限要素解法, 桁間衝突, 鋼製支承の破損

1. まえがき

兵庫県南部地震以降, 鋼製支承の水平反力分散支承や免震支承への取り替えによる既設高架橋の耐震補強策が積極的に実施されている。既設高架橋の支承を取り替えると, 上部構造の応答によっては, 橋桁同士あるいは橋桁と橋台が衝突することが考えられる。都市内の高架橋の場合には, 建設地点の地盤が比較的軟弱なため, 鋼製橋脚を採用するケースが多い。このような橋梁を免震化すれば, 地震応答の長周期化を招く恐れがある。兵庫県南部地震では, 鋼製支承で支えられた高架橋に, 損傷した支承が予期せぬ被害を及ぼした事例が多く報告されている。そのため, 高架橋の耐震設計に際しては, 個々の構造要素が必要とする強度だけを満たすのではなく, 高架橋全体をシステムとして捉えた時の耐震性能も把握する必要がある。

ところで, 兵庫県南部地震後に改訂された道路橋示方書 V 耐震設計編¹⁾には免震設計の条項が設けられている。ただし, コンクリート無充填の鋼製橋脚に対する耐震設計規準は定かでない。今日まで, この種の高架橋に

免震支承や水平反力分散支承を適用した事例は少ない。それゆえ, 鋼製橋脚で支えられた既設高架橋の免震設計を考えた場合, 要素間の相互作用を考慮した橋梁系全体の挙動に加え, 隣り合う桁同士の衝突を勘案した耐震設計法の確立が望まれる。

今日まで, 鋼製支承の破損に伴う隣接桁との衝突に関する研究^{2),3)}, 緩衝装置による桁間衝突の低減効果に関する研究^{4)~7)}, 落橋防止構造の動的特性と有効性に関する研究^{8),9)}など, 桁同士の衝突や緩衝に関する研究が多岐にわたってなされてきた。しかし, 鋼製支承の水平反力分散支承や免震支承への取り替えによる高架橋の耐震補強に隣接桁間の衝突を勘案した研究は少ない。その上, 桁間衝突が危惧されるような高架橋の免震化に対し, 免震支承の設計変位や特性と地震応答との関係は定かでない。

以上のような背景から, 筆者¹⁰⁾は鋼製橋脚で支えられた既設高架橋を対象に, 鋼製支承を水平反力分散支承や免震支承に取り替えた場合の隣り合う桁同士の衝突を考慮した橋梁システムの地震応答を明らかにし, その耐震補強策を検討した。また, 免震支承の設計変位や特性

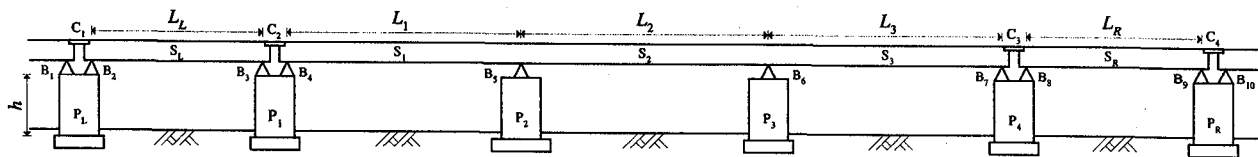


Fig.1 連続免震高架橋の解析モデル

Table 1 鋼製橋脚の構造諸元

	P ₂	P ₃	P _L , P _R	P ₁ , P ₄
鋼種	SM490Y		SS400	
b _f (m)	2.5	2.0		
b _f /b _w	1			
b _f /t _f , b _w /t _w	70	85	90	80
R _R	0.30	0.47	0.37	0.40
降伏点応力 (MPa)	353		235	
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			
n	4			

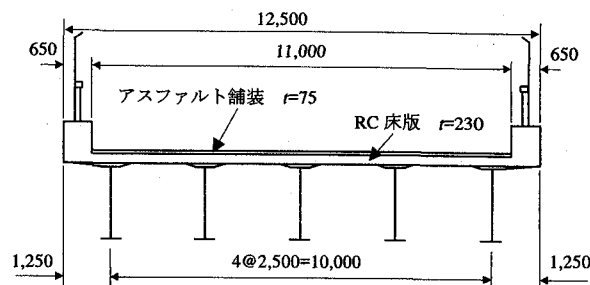


Fig.2 上部構造の断面図 (単位:mm)

が連続高架橋の地震応答に及ぼす影響も研究した。数値解析結果の中には、鋼製支承に作用する水平力がその設計荷重を越えるものもあったが、解析モデルに支承の損傷まではモデル化されていなかった。それゆえ、鋼製支承が破損すれば、設計時と異なる構造系に移行するため、より詳細な高架橋の耐震性能を把握する必要がある。さらに、隣接桁の衝突を考慮した高架橋の挙動に加えて、鋼製支承の破損を加味した構造系全体の耐震性能も把握しておく必要がある。

本研究では、鋼製橋脚で支えられた3径間連続桁橋とその両側に位置する単純桁橋からなる既設高架橋梁群を対象に、3径間連続桁を支える鋼製支承を水平反力分散支承や免震支承に取り替えた場合に対して、隣接桁との衝突と鋼製支承の破損を同時に勘案した橋梁システムの動的挙動を明らかにし、橋梁の耐震補強策を検討する。また、免震支承の特性が連続高架橋の地震応答に及ぼす影響を検討し、支承の取り替えによる耐震補強効果を調べる。

2. 連続免震高架橋のモデル化と入力地震動

2.1 解析モデル

既設高架橋を支える鋼製支承を反力分散支承や免震支承に取り替えると、上部構造の地震時における応答変位が増大し、隣接桁や橋台との衝突が危惧される。本研究では、連続高架橋の隣接桁との衝突を加味した動的挙動を明らかにするため、隣接の橋梁と固有周期が異なるFig.1に示す3径間連続桁橋とその両側に位置する単純桁橋からなる高架橋梁群を解析する。高架橋梁群は上部構造、落橋防止装置、支承、鋼製橋脚、基礎-地盤で構

成され、つぎのようにモデル化される。なお、説明の便宜上、左側から順に上部構造をS_L, S₁, ..., S₃, S_R, 落橋防止装置をC₁, ..., C₄, 支承をB₁, ..., B₁₀, 橋脚をP_L, P₁, ..., P₄, P_Rと名づける。

(1) 鋼製橋脚

橋脚は鋼種 SM490Y と SS400 の鋼材で製作されるものとし、その応力-ひずみ関係をひずみ硬化が考慮された bi-linear 型モデルとする。橋脚はすべて同じ高さすなわち h=10m とし、その断面は正方形 (b_f/b_w=1)、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 である。なお、鋼製橋脚は一般に補剛断面からなる。ここではそれを等価な無補剛断面にモデル化した¹¹⁾。その幅厚比パラメータ R_Rは、

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_{cr}}} \quad (1)$$

で与えられる。ここに、k_{cr}は弾性座屈係数 (k_{cr}=4n²)、nは縦補剛材で区切られるパネルの数、b, tはそれぞれフランジあるいは腹板の幅・板厚、σ_yは降伏点応力、Eはヤング率、νはポアソン比である。その諸元をTable 1に示す。

(2) 上部構造

上部構造は、Fig.2に示す5主桁からなる連続非合成鋼I桁と単純合成鋼I桁である。橋梁系の支間長、断面面積、断面2次モーメント、重量はそれぞれL, A_b, I_b, W_bである。また、支承B₁とB₁₀が支える上部構造はS₁とS₅のそれと同じとする。その諸元をTable 2に示す。ただし、RC床版の断面面積と断面2次モーメントを等価な鋼断面に換算した¹²⁾。

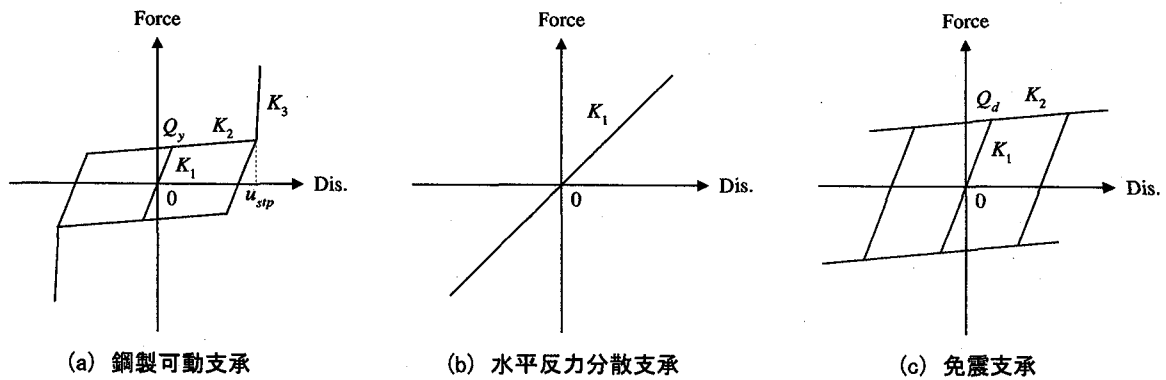


Fig.3 支承の復元力特性

Table 2 上部構造の構造諸元

	S_L, S_R	S_1, S_3	S_2
L (m)	30	40	
A_b (m ²)	2.91	3.12	3.10
I_b (m ⁴)	0.353	0.379	0.300
W_b (MN)	4.60	6.73	6.69

Table 3 鋼製支承の諸元

	$B_1, B_3, B_5, B_8, B_{10}$	B_2, B_9	B_4	B_6	B_7
K_1 (MN/m)	980×10^3	49.0			
K_2 (kN/m)	—	9.8			
K_3 (MN/m)	—	588.0			
Q_y (MN)	—	0.565	0.658	1.863	0.658
u_{stp} (m)	—	0.057	0.063	0.87	

(3) 支承

鋼製支承，水平反力分散支承ならびに免震支承を扱う。それぞれの支承を剛な鉛直バネと Fig.3 に示す履歴特性の水平バネからなるようにモデル化した。鋼製支承で支えられた高架橋を解析する場合，支承 $B_1, B_3, B_5, B_8, B_{10}$ を固定，残りを可動とする。一方，水平反力分散支承や免震支承で支えられた高架橋を解析する場合，支承 B_4, B_5, B_6, B_7 すなわち 3 径間連続橋部分の支承をそれらとみなし，両側径間の単純桁橋部分の支承を鋼製支承とする。支承の復元力特性は，以下のとおりである。

(a) 鋼製支承

固定支承には，剛な水平剛性を仮定する。Fig.3(a) から明らかなように，可動支承は，一定の水平力が作用するまでの間，摩擦で抵抗する（クーロン摩擦）。それ以降は可動し，変位が制限量に達すると，変位制限装置によって拘束される。ここに K_1, K_2, K_3 はそれぞれ 1 次，2 次，3 次の剛性で， K_1 と K_3 には無限大に相当する値を， K_2 にはゼロに近い値を仮定する¹³⁾。 Q_y は静止摩擦力， u_{stp} は変位制限装置までの遊間である。その諸元を Table 3 に示す。

(b) 水平反力分散支承

水平反力分散支承の履歴にゴムに適用できる線形履歴を仮定する。ここに， K_1 は積層ゴムの剛性である。その諸元を文献 14) に従って決定した。

(c) 免震支承

免震支承に鉛プラグ入り積層ゴム支承を採用する。これを bi-linear な履歴特性で表現される水平バネと剛な

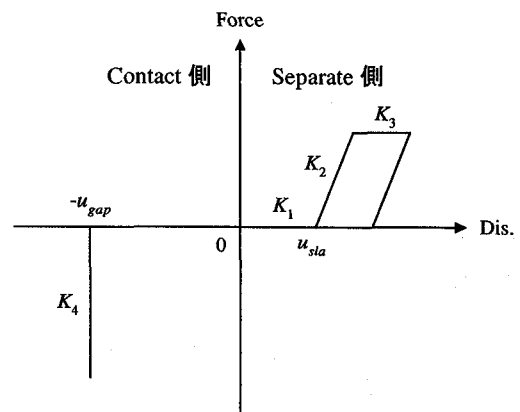


Fig.4 衝突バネの履歴曲線

鉛直バネでモデル化する。ここに K_1, K_2 はそれぞれ 1 次と 2 次の剛性， Q_d は降伏荷重である。その諸元を文献 15) に従って決定した。

(4) 落橋防止装置および桁間衝突

桁間連結ケーブルを桁間の落橋防止装置に採用した。桁同士の接触，離反，衝突力の伝播などの衝突現象を Fig.4 の履歴特性で表される衝突バネ¹⁶⁾で表現した。すなわち，桁間が地震前における桁遊間よりも狭くなる状態（Contact 側）では，衝突バネの変位が桁遊間 u_{gap} 以下になると，桁同士の衝突が生じ，橋桁の変位が拘束される。一方，桁間が広がる状態（Separate 側）では，衝突バネの変位が桁間連結ケーブルの遊び長 u_{sta} 以上になると，桁間連結ケーブルが作動し，橋桁の離反が防止され

る。ここに K_1, K_2, K_3, K_4 はそれぞれ 1 次, 2 次, 3 次, 4 次の剛性, u_{gap} は桁遊間, u_{sla} は桁間連結ケーブルの遊び長である。その諸元を Table 4 に示す。なお、桁間連結ケーブルの剛性 K_2 は Fig.5 に示す桁間連結ケーブルの履歴曲線の傾きから求められ、その履歴を bi-linear な関係にモデル化した。図中、点線と破線は実験で得られた桁間連結ケーブルの荷重-変位関係⁸⁾、実線は本解析に用いられる曲線で、解析に必要な引張強度を仮定した後、引張強さの異なる 2 本の実験曲線から補間によって求めた。

(5) 基礎-地盤系

対象とする高架橋の設置地盤にⅢ種地盤を想定する。基礎を 1 質点の剛体でモデル化し、地盤を水平・鉛直・回転の 3 自由度からなるバネで表現する。各橋脚における基礎の重量、回転慣性をそれぞれ W_f, I_f 、水平、鉛直、回転の剛性をそれぞれ K_H, K_V, K_R とし、文献 17) を参考に決定した。その諸元を Table 5 に示す。

2.2 入力地震動

入力地震動に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を採用し、橋軸方向に作用させた。その波形を Fig.6 に示す。なお、数値解析には 0.01(sec) の間隔で観測・収集された地震動データを 0.005(sec) の間隔で補間したデータに加工し、非線形応答が安定的に求められるよう配慮した。

3. 連続免震高架橋の地震応答解析に必要な運動方程式の定式化とその解法

3.1 解析上の仮定

- 橋梁系の運動方程式をつぎの仮定のもとに誘導する。
- ① 連続高架橋は橋軸方向に振動する。
 - ② 薄肉箱形断面からなる鋼製橋脚は局部座屈しない。
 - ③ 橋脚と橋桁はそれぞれ弾塑性有限変位と弾性微小変位の挙動を呈する。
 - ④ 橋梁の振動には、Rayleigh 減衰を適用する。

3.2 運動方程式の定式化

解析モデルの橋桁と橋脚を有限個のはり-柱要素に離散化する。その運動方程式を Hamilton の原理に基づいて、また支承と基礎-地盤系のそれを復元力と外力のつり合いから誘導する。橋脚と橋桁の有限要素には変形後の座標を基準とする Up-dated Lagrangian 手法を、支承と基礎-地盤系の要素には初期座標を基準とする Total Lagrangian 手法を適用する。

構造系の運動方程式を誘導すれば、

$$[M]\{\Delta\delta\} + [C]\{\Delta\dot{\delta}\} + [K]\{\Delta\delta\} = \{\Delta F\} + \{F_n\} - \{R_n\} \quad (2)$$

ここに $\{\Delta\delta\}$, $\{\Delta\dot{\delta}\}$, $\{\Delta\delta\}$, $\{\Delta F\}$ はそれぞれ平衡状態 $n+1$ (時刻 $t+\Delta t$) での構造系の増分加速度、増分速度、

Table 4 落橋防止装置の諸元

	C_1	C_2	C_3	C_4
K_1 (MN/m)	0.0			
K_2 (MN/m)	146.4	303.6		146.4
K_3/K_2	0.01			
K_4 (MN/m)	980×10^3			
Q_v (MN)	4.95	8.26		4.95
u_{gap} (m)	0.066	0.080	0.109	0.066
u_{sla} (m)	0.050			

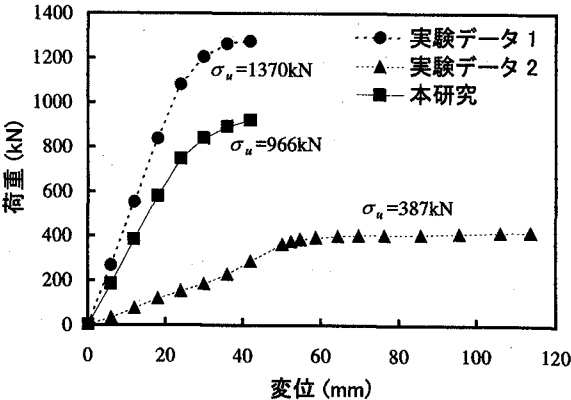


Fig.5 桁間連結ケーブルの荷重-変位曲線

Table 5 基礎-地盤系の諸元

	P_L, P_R	P_1, P_4	P_2, P_3
W_f (MN)	7.57	8.66	9.26
I_f (m ⁴)	62.6	71.6	96.7
K_H (GN/m)	0.36	0.41	0.49
K_V (GN/m)	980×10^3		
K_R (GNm/rad)	30.3	34.6	57.7

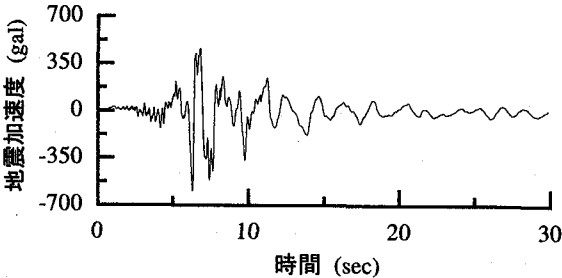


Fig.6 地震加速度波形

増分変位、増分節点力、 $(\{F_n\} - \{R_n\})$ は平衡状態 n (時刻 t) での不平衡節点力である。 $[M], [C], [K]$ はそれぞれ構造系の質量、減衰、剛性のマトリクスである。なお、 $[M]$ には集中質量マトリクスを用いた。

3.3 直接時間積分法

式(2)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

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

$$\{\Delta\ddot{\delta}\} = \frac{1}{\beta\Delta t^2}\{\Delta\delta\} - \frac{1}{\beta\Delta t}\{\dot{\delta}_n\} - \frac{1}{2\beta}\{\ddot{\delta}_n\} \quad (4)$$

で与えられる。ここに β , γ は固有な定数, Δt は時間間隔である。

式(3)と式(4)を式(2)に代入し整理すれば、増分変位 $\{\Delta\delta\}$ が未知数の多元連立非線形代数方程式を得る。

$$\begin{aligned} & \left[\frac{1}{\beta\Delta t^2}[M] + \frac{\gamma}{\beta\Delta t}[C] + [K] \right] \{\Delta\delta\} \\ &= \left[\frac{1}{\beta\Delta t}[M] + \frac{\gamma}{\beta}[C] \right] \{\dot{\delta}_n\} \\ &+ \left[\frac{1}{2\beta}[M] + \frac{\Delta t}{2\beta}(\gamma - 2\beta)[C] \right] \{\ddot{\delta}_n\} + \{\Delta F\} + (\{F_n\} - \{R_n\}) \quad (5) \end{aligned}$$

3.4 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(5)を反復法と Newton-Raphson 法を併用した混合法で解く。ただし、反復過程で、最新の増分変位 $\{\Delta\delta_i\}$ と累積のそれ $\sum_{k=1}^i \{\Delta\delta_k\}$ との比

$$\frac{\|\{\Delta\delta_i\}\|}{\|\sum_{k=1}^i \{\Delta\delta_k\}\|} \leq \varepsilon \quad (6)$$

が許容値 ε に収まれば、解は収束したものとみなす。

3.5 衝突荷重

2 質点の衝突を考える。いま、質量 m_1 , m_2 の物体が速度 v_1 , v_2 で完全弾性衝突し、それらがそれぞれ v'_1 , v'_2 に変化したとする。衝突によって物体から与えられる力積は運動量保存の法則から、

$$m_1v_1 + m_2v_2 = m_1v'_1 + m_2v'_2 \quad (7)$$

で表される。また、反発係数 e は

$$e = -\frac{v'_2 - v'_1}{v_2 - v_1} \quad (8)$$

である。質量 m_1 の運動量の変化は、衝突で質量 m_2 から与えられる力積 $F\Delta t$ に等しい。すなわち、

$$F\Delta t = m_1v'_1 - m_1v_1 \quad (9)$$

上式を式(7)と式(8)に代入すれば、衝突荷重 F が

$$F = \frac{m_1m_2(1+e)}{\Delta t(m_1+m_2)}(v_2 - v_1) \quad (10)$$

のように求められる⁸⁾。ここでは完全非弾性衝突を仮定し、 $e=0$ とした。

4. 数値解析結果とその考察

鋼製橋脚で支えられた 3 径間連続橋とそれに隣接する側径間の単純橋からなる既設高架橋梁群を対象に、3 径間連続橋を支える鋼製支承を水平反力分散支承や免震

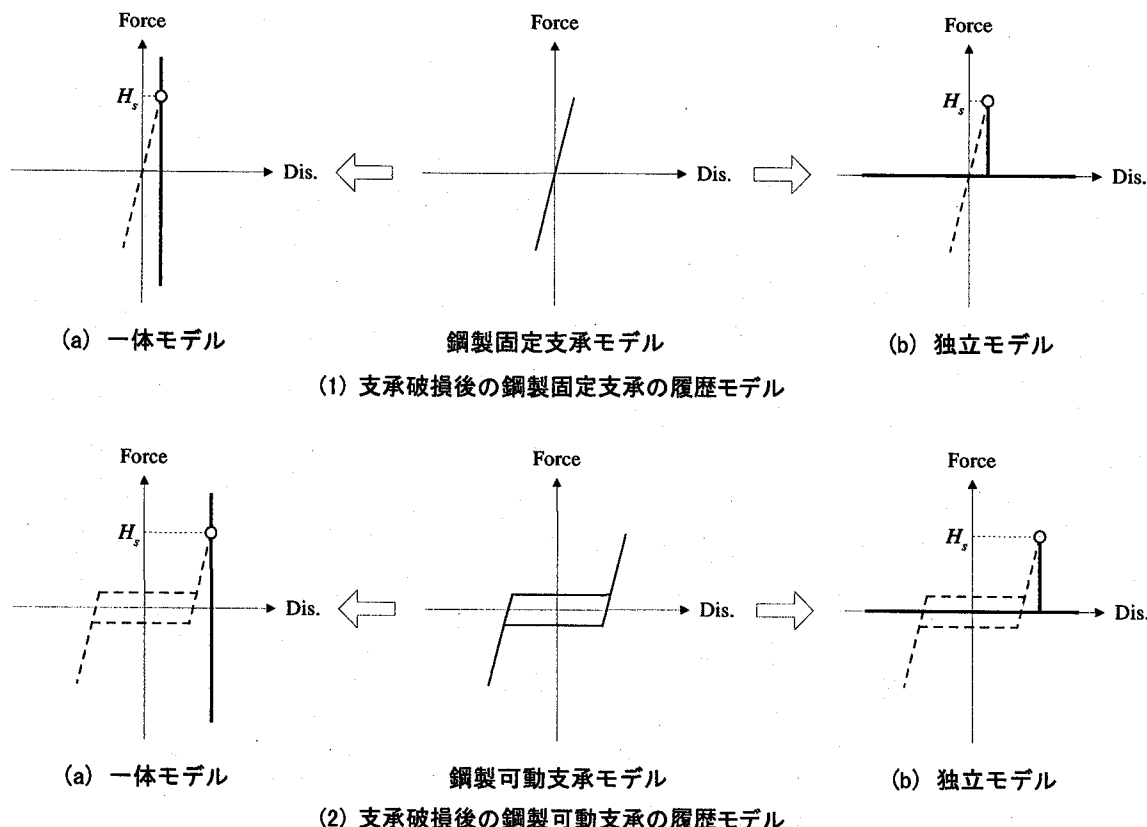


Fig.7 損傷を考慮した場合における鋼製支承の履歴特性

支承に取り替えた場合の、隣り合う桁同士の衝突と鋼製支承の破損を同時に勘案した橋梁系全体の動的挙動を明らかにし、その耐震補強策を検討する。また、免震支承の特性が連続高架橋の地震応答に及ぼす影響を調べ、支承の取り替えによる耐震補強策を提案する。

本研究における鋼製支承の破損とは、固定支承の場合には上部構造の固定度の欠損を、可動支承の場合には移動制限装置の破損を意味する。鋼製支承の破損後の現象に食い込みや滑りが考えられる。ここでは Fig.7 に示す 2 種類の履歴曲線でそれらの現象をモデル化する。その一つは、鋼製支承が破損した場合に上部構造と橋脚が一体となって運動するモデルである (Case 1: 以下、一体モデルと称する)。これは、支承の破損後、上部構造の慣性力がすべて橋脚に伝播されるモデルで、橋脚の挙動にとって最も厳しいモデルである。もう一つは、鋼製支承が破損した場合に上部構造と橋脚がそれぞれ独自に運動するモデルである (Case 2: 以下、独立モデルと称する)。これは、支承の破損後、上部構造の慣性力がすべて隣接の上部構造に伝播されるモデルで、隣接の上部構造と橋脚にとって最も厳しいモデルである。図中、 H_s は鋼製支承に作用する支承破損時の水平力で、道路橋示方書¹⁹⁾において移動制限装置の設計に用いられる水平力を参考に算定した。その諸元を Table 6 に示す。

高架橋梁群の地震応答を有限要素法で解析するため、橋脚に 25 要素、橋桁に 30 要素を用いた。また、塑性化する可能性がある橋脚において、箱形断面の一辺を 20 分割した。有限要素法によって求められる最大曲げモーメントの収束値に対して、上述の要素数を用いれば、相対誤差が約 0.25% の解が得られた。

4.1 支承の違いによる高架橋の地震応答の相異

支承の違いが高架橋の地震応答に及ぼす影響を明らかにするため、鋼製支承、水平反力分散支承、免震支承で支えられた高架橋を解析した。ただし、一方向の水平地震動のみを扱った。その結果、仮定した地震動レベルでは、鋼製支承が破損するすなわち設計規準で求められた水平力を上回るような力は支承に作用しなかった。それゆえ、兵庫県南部地震でみられたような鋼製支承の破損は生じなかった。

つぎに、鋼製支承が破損するような場合の高架橋の応答を検討する。これは、ある地震強度のもとに設計規準を満足するように設計された鋼製支承が設計規準以上の外力を受けた場合に起こる現象である。このような現象を再現しようと思えば、外力の周期特性、大きさなどを種々変化させて解析すればよいと思われる。しかし、かなりの計算ケースを考えねばならない。ここでは P_2 橋脚上における固定支承の破損時の水平力をわざと弱めて 1/2 で解析した。

免震支承と水平反力分散支承は、高架橋の地震応答の比較を念頭に、それらの設計変位をともに 35cm とした。

Table 6 鋼製支承に作用する支承破損時の水平力

	$B_1 \sim B_3, B_8 \sim B_{10}$	B_4, B_7	B_5, B_6
H_s (MN)	5.09	5.92	16.76

Table 7 免震支承および水平反力分散支承

(a) 免震支承 (設計変位 35cm)

	B_4	B_5	B_6	B_7
K_1 (MN/m)	50.4	172.1	72.9	50.4
Q_d (MN)	0.736	2.211	0.945	0.736

(b) 水平反力分散支承 (設計変位 35cm)

	B_4	B_5	B_6	B_7
K_1 (MN/m)	13.7	45.5	19.5	13.7

Table 8 橋脚天端の最大応答変位と残留変位

(a) 一体モデル (Case 3)

	P_L 橋脚	P_1 橋脚	P_2 橋脚	P_3 橋脚
鋼製支承	0.052 (0.019)	0.078 (0.024)	0.103 (0.027)	0.058 (0.001)
水平反力分散支承	0.224 (0.136)	0.280 (0.188)	0.039 (0.009)	0.048 (0.010)
免震支承	0.198 (0.126)	0.247 (0.171)	0.030 (0.002)	0.040 (0.002)

(b) 独立モデル (Case 4)

	P_L 橋脚	P_1 橋脚	P_2 橋脚	P_3 橋脚
鋼製支承	0.069 (0.025)	0.998 (0.055)	0.020 (0.020)	0.091 (0.091)
水平反力分散支承	0.033 (0.074)	2.741 (1.396)	3.101 (1.676)	3.049 (1.576)
免震支承	0.082 (0.049)	1.738 (0.198)	1.477 (0.500)	1.457 (0.499)

単位: m ()内は残留変位を表す

この値は、両側径間の単純橋 2 連を取り去った 3 径間連続橋のみの時刻歴応答において、免震橋に Fig.6 の地震波が作用しても橋脚が塑性化しない値である。また、支承の設置スペースを考え、その総厚が 30cm を越えないようにした。免震支承の 1 次と 2 次の剛性比は $K_1/K_2=6.5$ である¹⁵⁾。ここに、 K_1 は 1 次剛性、 Q_d は降伏荷重である。それらの諸元を Table 7 に示す。

3 種類の支承で支えられた高架橋を動的解析した結果、橋脚天端での最大応答変位と残留変位が一体モデル (Case 1) と独立モデル (Case 2) に対して Table 8 のように求められた。

鋼製支承の破損後、上部構造と橋脚が一体となって運動するモデルの場合 (Case 1), 表から明らかなように、 P_1 と P_2 橋脚上の固定支承が破損した後も固定支承の機能を保持するため、文献 10) とほぼ同様の結果を得た。

一方、鋼製支承の破損後、上部構造と橋脚が独立して運動するモデル (Case 2) の場合、表から明らかなように、すべての橋脚の応答変位は 10cm 以内に抑えられている。これは、 P_2 橋脚上における固定支承の破損時の水平力を小さく仮定したことで支承が破損し、 P_2 橋脚に作用する慣性力が橋脚に分散されたためと考えられる。

水平反力分散支承あるいは免震支承で支えられた高架橋の場合、 P_1 橋脚上で上部構造の衝突が生じるため、 P_1 橋脚上の固定支承と P_L 橋脚上の可動支承が破損した。その後、 P_L 橋脚上でも隣接の上部構造との衝突が生じ、 P_L 橋脚上の固定支承が破損する。このように上部構造の玉突き現象によって次々と支承が破損し、最終的には 3 径間連続橋の上部構造が自由に運動することになる。しかし、落橋防止装置によって隣接の上部構造と連結されているため、高架橋全体の上部構造の慣性力が水平反力分散支承あるいは免震支承を有する 3 径間連続橋の橋脚 $P_2 \sim P_4$ に作用し、それらは大きく変位する。

4.2 免震支承の設計変位と地震応答との関係

免震支承の設計変位が高架橋の地震応答に及ぼす影響を明らかにする。すなわち、4.1 で用いた設計変位から 5cm 刻みで異なる 5 種類の免震支承で支えられる高架橋を動的解析した。その諸元を Table 9(a)~(d) に示す。なお、4.1 の解析において、鋼製支承の破損後、上部構造と橋脚が一体で運動しない場合には (Case 1), 鋼製支承の破損を考慮しない場合¹⁰⁾ と同様の挙動を示した。したがって、ここでは鋼製支承の破損後、上部構造と橋脚が一体で運動しないモデル (Case 2) のみ解析する。

支承の設計変位が異なる高架橋において、 P_L 、 P_1 、 P_2 橋脚天端での最大応答変位を図示すれば、Fig.8 を得る。また、鋼製支承の損傷状況を Table 10 に示す。

図から明らかなように、設計変位が 35cm と 30cm の免震支承で支持された高架橋の場合、 P_L 橋脚に比べて P_1 、 P_2 の橋脚が大きく変位する。これは、すべての鋼製支承が破損し、落橋防止装置で連結された高架橋上部構造すべての慣性力が免震支承を有する 3 径間連続橋の橋脚 P_1 と P_2 に作用したためと考えられる。また、設計変位が 30cm の免震支承で支えられた高架橋の応答変位は、設計変位が 35cm の免震支承で支えられた高架橋の応答変位よりも大きい。これは、支承の設計変位が小さくなるに反して支承の剛性が大きくなるため、橋脚に作用する地震力が増加するものと考えられる。

設計変位が 25cm と 20cm の免震支承で支えられた高架橋の場合、設計変位が 35cm や 30cm の免震支承で支えられた高架橋とは逆に、 P_L 橋脚が大きく変位する。これは、 P_L 橋脚上の固定支承以外の鋼製支承がすべて

Table 9 免震支承の諸元

(a) 設計変位 15cm				
	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇
K_1 (MN/m)	97.8	286.0	143.8	97.8
Q_d (MN)	1.308	4.007	1.730	1.308

(b) 設計変位 20cm				
	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇
K_1 (MN/m)	78.0	235.7	113.6	78.0
Q_d (MN)	1.181	3.562	1.583	1.181

(c) 設計変位 25cm				
	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇
K_1 (MN/m)	65.1	204.8	90.6	65.1
Q_d (MN)	1.060	3.144	1.443	1.060

(d) 設計変位 30cm				
	B ₄	B ₅	B ₆	B ₇
K_1 (MN/m)	56.0	187.7	85.5	56.0
Q_d (MN)	0.945	2.751	1.308	0.945

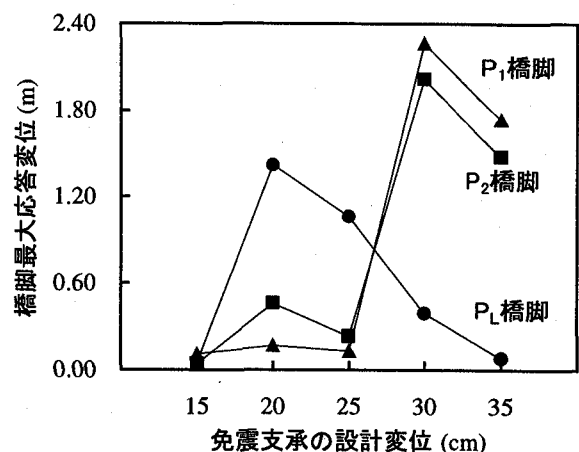


Fig.8 免震支承の各設計変位に対する橋脚の最大応答変位

Table 10 鋼製支承の損傷状況

支承	B ₁	B ₂	B ₃	B ₈	B ₉	B ₁₀
設計変位 15cm	○	○	○	○	○	○
設計変位 20cm	○	×	×	×	×	×
設計変位 25cm	○	×	×	×	×	×
設計変位 30cm	×	×	×	×	×	×
設計変位 35cm	×	×	×	×	×	×

○ : 正常, × : 破損

破損するため、免震支承よりも剛性の高い鋼製支承を有する P_L 橋脚に作用する上部構造の慣性力が増加したためと考えられる。また、設計変位が 25cm の免震支承で支えられた高架橋よりも橋脚の応答変位は増加する。これは、支承の設計変位が小さくなるに反して支承の剛性が大きくなるため、橋脚に作用する地震力が増加したものと考えられる。

設計変位が 15cm の免震支承で支えられた高架橋の場合、鋼製支承が破損しないため、文献 10) と同様の結果を得る。

4.3 落橋防止装置と地震応答との関係

4.1, 4.2 では、落橋防止装置の構造諸元を設計規準に則って Table 4 のように決定した。この場合、落橋防止装置は損傷しなかった。仮に、落橋防止装置の剛性が不足した場合いわゆる装置が損傷した場合の高架橋の応答がどのように変化するかを明らかにする。そのため、設計規準を満たす落橋防止装置から 1/10 の極端に小さい装置をあえて設定した。4.2 と同様、鋼製支承の破損後に上部構造と橋脚が一体で運動するモデル (Case 4) のみを解析した。

支承の設計変位が異なる高架橋において、 P_L , P_1 , P_2 橋脚天端での最大応答変位を図示すれば、Fig.9 を得る。また、鋼製支承の損傷状況を Table 11 に示す。

図から明らかなように、設計変位が 35cm と 30cm の免震支承で支えられた高架橋の場合、 P_1 と P_2 橋脚の応答変位が急激に小さくなる。これは、落橋防止装置の効果が低減されたため、支承破損後に作用していた両側径間の上部構造の慣性力が減少したものと考えられる。

設計変位が 25cm の免震支承で支えられた高架橋の場合、落橋防止装置の剛性が低下することによって衝突時の上部構造の衝撃力が増大し、すべての支承が破損している。そのため、破損しなかった鋼製支承を有する P_L 橋脚に上部構造の慣性力が作用する構造系から設計変位が 35cm や 30cm の免震支承で支えられた高架橋と同様の免震支承を有する 3 径間連続橋の橋脚 4 本に地震力が分散される構造系に移行することによって、橋脚の最大応答変位は増加する。また、設計変位が 35cm や 30cm の免震支承で支えられた高架橋よりも免震支承の剛性が大きい P_1 , P_2 橋脚はより大きく変位する。

設計変位が 20cm の免震支承で支えられた高架橋の場合、 P_L 橋脚上の鋼製支承は破損しないため、前述と同様の結果を得る。ただし、落橋防止装置の剛性を小さくしたことによって上部構造の衝撃力が増加し、 P_2 橋脚よりも P_1 橋脚の応答変位が大きくなる。

設計変位が 15cm の免震支承で支えられた高架橋の場合、落橋防止装置の剛性が減少したことによって 3 径間連続橋の上部構造の応答変位が増大し、隣接桁との衝突が生じる。ただし、鋼製支承の破損までには至らず、 P_1 , P_L , P_2 の順に橋脚の応答変位は大きい。

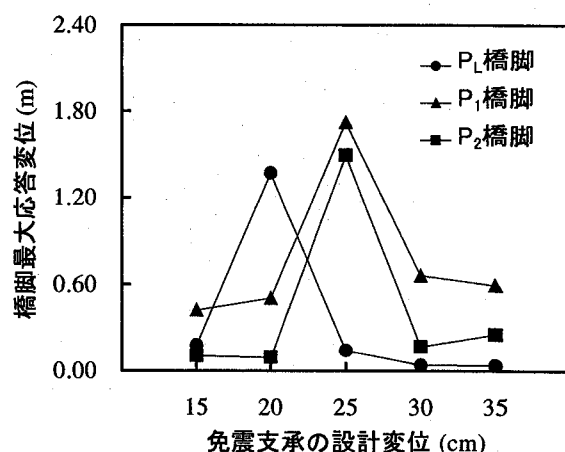


Fig.9 免震支承の各設計変位に対する橋脚の最大応答変位(落橋防止の剛性 1/10)

Table 11 鋼製支承の損傷状況
(落橋防止装置の剛性 1/10)

支承	B ₁	B ₂	B ₃	B ₈	B ₉	B ₁₀
設計変位 15cm	○	○	○	○	○	○
設計変位 20cm	○	×	×	×	×	×
設計変位 25cm	×	×	×	×	×	×
設計変位 30cm	×	×	×	×	×	×
設計変位 35cm	×	×	×	×	×	×

○ : 正常, × : 破損

4.4 支承の取り替えによる耐震補強策

本解析結果を参考に、隣接桁との衝突や隣接桁を支える鋼製支承の損傷を加味した支承取り替えによる耐震補強策を考えれば、つぎのようである。すなわち、

①隣接桁を支える鋼製支承が損傷しないようにする場合
には、免震支承の設計変位を可能な限り小さくして減衰機能を十分に発揮させたり、桁間に緩衝装置を用いたりして、隣接桁同士の衝突による上部構造の衝撃力を極力抑える方法がある。

②隣接桁を支える鋼製支承が破損してもよいとする場合には、その損傷を利用し、免震支承の塑性変形能を十分に発揮させることで高架橋の損傷を低減する方法がある。

なお、解析モデルの径間数に限りがあること、桁間緩衝材の効果が考慮されていない点など、未解明な部分を含んでいる。しかし、橋脚損傷の低減策を取り入れた耐震補強設計は有用であると考えられる。

5. あとがき

鋼製橋脚で支えられた既設高架橋を対象に、鋼製支承を水平反力分散支承や免震支承に取り替えた場合の鋼製支承の破損を考慮した高架橋の地震応答特性を明らかにした。また、免震支承の設計変位が連続免震高架橋の地震応答に及ぼす影響を検討した。数値解析の結果を要約すれば、つぎのとおりである。

①支承の破損後に上部構造と橋脚が独立して運動する場合、すべての支承が鋼製支承からなる高架橋では、連続橋を支える固定支承の破損後、その橋脚に作用していた水平力が他の橋脚にも分散され、橋脚の応答変位はいずれもかなり抑えられた。このように、鋼製支承で支えられた高架橋では、その固定支承を故意に損傷させることで水平力を減少させることが可能になり、橋桁や橋脚の損傷を軽減できる“支承ヒューズ論”的な考え方で高架橋の被害を低減できる可能性がある。

一方、水平反力分散支承や免震支承で支えられた高架橋の場合、隣接の上部構造が落橋防止装置によって連結されているため、上部構造全体の慣性力が連続橋の橋脚に作用し、その上部構造と橋脚は大きく変形するようになる。

②免震支承の設計変位が異なる高架橋の地震応答を比較すると、対象とした鋼製支承がすべて破損する高架橋の場合、①で述べたような現象が生じ、設計変位の大きい免震支承で支えられた高架橋ほど、連続橋の橋脚は大きく変位する。対象とした鋼製支承が破損しないような場合、鋼製支承を有する橋脚は大きく変位する。また、対象とした鋼製支承がすべて破損する高架橋では、落橋防止装置の剛性を小さくすることで支承破損後に作用していた両側径間の上部構造の慣性力が減少するため、3径間連続橋の応答変位も減少した。

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，1996-12.
- 2) 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，土木学会，Vol.44A，pp.659-666，1998-3.
- 3) 梶田幸秀・渡邊英一・杉浦邦征・丸山忠明・永田和寿：鋼製支承の損傷を考慮した連続高架橋の地震応答性状と落橋防止装置の有効性の検討，構造工学論文集，土木学会，Vol.45A，pp.903-914，1999-3.
- 4) 川島一彦・庄司 学：衝突緩衝用落橋防止システムによる桁間衝突の影響の低減効果，土木学会論文集，No.612/I-46，pp.129-142，1999-1.

- 5) 越峠雅博・運上茂樹・足立幸郎・長屋和宏：弾塑性型特性を有する円筒型ゴム製緩衝装置の衝撃緩衝効果に関する実験研究，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.99-112，2001-4.
- 6) 長島文雄・皆川 勝・島田泰至・寺尾圭史・佐藤豪：鋼製緩衝材の荷重変形特性に関する解析的検討，鋼構造年次論文報告集，日本鋼構造協会，第7巻，pp.15-22，1999-11.
- 7) 頭井 洋・中野将志・大谷 修・岡本安弘：単純鋼桁・橋脚系の鋼製ペローズを用いたエネルギー吸収型落橋防止構造の等価線形化法による設計法，鋼構造論文集，日本鋼構造協会，第7巻，第28号，pp.33-44，2000-12.
- 8) 前野裕文・木納利和・小畑 誠・後藤芳顯：PC ケーブルを用いた落橋防止装置の動的挙動に関する実験，第2回免震・制震コロキウム，土木学会，pp.179-186，2000-11.
- 9) 川島一彦・渡邊学歩：斜橋における落橋防止構造の有効性に関する研究，土木学会論文集，No.675/I-55，pp.141-159，2001-4.
- 10) 岡崎 真・津田久嗣・堂垣正博：桁同士の衝突を考えた連続免震高架橋の地震応答，構造工学論文集，土木学会，Vol.48A，pp.899-907，2002-3.
- 11) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 I 共通編・II 鋼橋編，丸善，1996-12.
- 12) 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，1992-2.
- 13) 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，日本鋼構造協会，Vol.4，pp.9-16，1996-11.
- 14) 日本道路協会編：道路橋支承便覧，丸善，1991-7.
- 15) 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），1992-12.
- 16) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察，土木学会論文報告集，No. 308，pp. 123-126，1981-3.
- 17) 日本鋼構造協会：橋梁システムの動的解析と耐震性，2000-4.
- 18) 武野志之歩・伊津野和行：長大橋と隣接中小橋の連結部における地震時の衝突が橋脚躯体に与える影響，構造工学論文集，土木学会，Vol.46A，pp.929-938，2000-3.
- 19) 日本道路協会編：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，丸善，1990-2.

(2002年9月13日受付)