

# 変位制御ダンパーを有する多径間連続高架橋の 最適耐震設計

## OPTIMUM SEISMIC DESIGN OF HIGH ELEVATED MULTI-SPAN CONTINUOUS GIRDER BRIDGE WITH DISPLACEMENT CONTROL DAMPER

古川 浩平\*・竹宮 宏和\*\*・山田 善一\*\*\*  
By Kohei FURUKAWA, Hirokazu TAKEMIYA  
and Yoshikazu YAMADA

### 1. 緒 言

最近の高架橋の建設にあたっては、耐震的見地から連続桁とし、すべての橋脚で橋桁にかかる地震力を負担する、いわゆる分散支持方式とされることが多い。また、場合によっては、橋桁と橋脚を固定としたラーメン形式とすることもある。たとえば、本州四国連絡橋の児島一坂出ルート内の与島高架橋<sup>1)</sup>に採用されている。同橋は道路および鉄道のPC併用橋で、2段桁構造であるが、上段の道路桁が分散固定方式となっている。そのうえ、7径間高架部は平均橋脚高さが70m余で、トップヘビー構造となり、地震時の橋軸方向の過大な振れが心配される。その対策として、図-1に示したように、橋桁と橋台の間に外部的な変位制御装置(オイル・ダンパー)の設置がいわゆる桁尻ダンパー形式で計画されている。

著者の一人はすでに、変位制御ダンパーの制振効果を局部的非線形構造物として直接積分法から調べ、長周期系の高架橋については、その制振効果はかなりの程度期待できることを明らかにしている<sup>2)</sup>。動力学的にみると、桁尻ダンパー形式では、その制振効果は高架部の卓越基

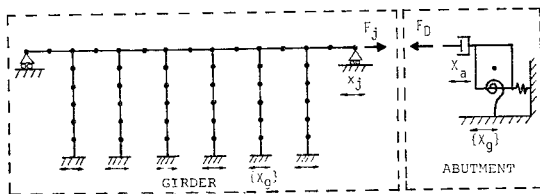


図-1 解析モデル

本固有振動モードに支配的に発揮される。ただし、現実のダンパー容量は基本固有振動数を大幅に変化させるほどのものではなく、その振動モード形状は保存される範囲である。

そこで本研究では、このような変位制御ダンパーを有する分散固定方式多径間連続高架橋の耐震設計という観点から、変位制御ダンパーの制振効果を定量的に評価し、現行の応答スペクトル法に基づく動的耐震設計法へ導入する方法を検討する。定式化として、上に述べた理由から高架部自体の固有モード系を採用し、等価モード減衰定数で変位制御ダンパーの制振効果を評価する。

以前の多径間連続高架橋の設計では、桁の地震力を特定橋脚に負担させていたが、最近の分散固定方式の多径間連続高架橋の耐震設計では、等支間の場合は各橋脚断面をほぼ均等にすることが多い。本研究で対象としたような分散固定方式の多径間連続高架橋では一般に長周期系となり、耐震設計上の問題として、各断面での応力規制もさることながら、橋軸方向の最大変位も重要となる。当該構造物の耐震設計に関しては、橋桁の変位制約を設けた検討を、著者が開発した動的最適性規準に基づく最適手法<sup>3),4)</sup>を適用して、各橋脚間の最適な剛比配分と、上記の変位制御ダンパーによる橋脚の重量減少効果について、検討を行っている。

### 2. 変位制御ダンパーの制振効果

#### (1) 定式化

高架部と橋台の変位制御ダンパーによる連成系を定式化するにあたって、ここでは、変位制御ダンパーの影響のない高架部のみ固有振動モードを採用する。

\* 正会員 工博 山口大学助教授 工学部建設工学科  
\*\* 正会員 工博 岡山大学助教授 工学部土木工学科  
\*\*\* 正会員 工博 京都大学教授 工学部土木工学科

高架部を 図-1 に示すはり要素による有限要素法で離散化すると、次のような運動方程式が得られる。

$$[M]_G \{\ddot{u}\}_G + [C]_G \{\dot{u}\}_G + [K]_G \{u\}_G = -\{m\}_G \ddot{x}_g + \{F\}_G \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $\{u\}_G$  は地盤変位  $x_g$  に対する高架部の相対変位ベクトル、 $[M]_G, [C]_G, [K]_G$  はそれぞれ高架部の質量、減衰および剛性マトリックス、 $\{m\}_G$  は地盤加速度  $\ddot{x}_g$  による慣性力ベクトル、 $\{F\}_G$  は変位制御ダンパー力を含む外力ベクトルである。式 (1) において、非減衰時の固有振動モード分解を施せば、固有振動モードマトリックス  $[\phi]$  が求まり、変位を

$$\{u\}_G = [\phi] \{q\} \dots\dots\dots (2)$$

と一般化座標  $\{q\}$  に展開できる。そして、比例減衰マトリックスを仮定すれば、 $[\phi]$  は次の正規直交性を満足する。

$$\left. \begin{aligned} [\phi]^T [M]_G [\phi] &= [I] \\ [\phi]^T [C]_G [\phi] &= [2 \xi_l \omega_l] \\ [\phi]^T [K]_G [\phi] &= [\omega_l^2] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $[I]$  は単位マトリックス、 $\omega_l, \xi_l$  はそれぞれ  $l$  次の固有円振動数、減衰定数、 $[\cdot]$  は対角マトリックスを表わす。したがって、運動方程式 (1) を一般化座標で表わせば次式となる。

$$[I] \{\ddot{q}\} + [2 \xi_l \omega_l] \{\dot{q}\} + [\omega_l^2] \{q\} = -[\phi]^T \{m\}_G \ddot{x}_g + [\phi^j]^T \{F_j\} \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 $[\phi^j]$  は高架部の変位制御ダンパー取付点での固有振動モードベクトル、 $\{F_j\}$  はダンパー反力である。

ところで、変位制御ダンパー力は、その取付部両端 (図-1 参照) の相対速度 ( $\dot{x}_a, \dot{x}_j$ ) に依存した力  $F_D$  を発揮する。このダンパー力は実際には 図-2 に破線で示すような非線形性を示すが、本研究では等価線形化された特性を使用する。つまり、

$$F_D = C_D (\dot{x}_a - \dot{x}_j) \dots\dots\dots (5)$$

と仮定する。ここに、 $C_D$  は等価粘性減衰係数である。一方、橋台は剛体と仮定し、その重心に関する並進と回転の 2 自由度系としての運動方程式は次式で表わされる。

$$[M]_A \{\ddot{u}\}_A + [C]_A \{\dot{u}\}_A + [K]_A \{u\}_A = \begin{Bmatrix} 1 \\ e \end{Bmatrix} F_D - [M]_A \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{x}_g \dots\dots\dots (6)$$

ここに、 $\{u\}_A$  は橋台の相対変位ベクトル、 $[M]_A, [C]_A,$

$[K]_A$  はそれぞれ橋台の質量、減衰および剛性マトリックスである。 $[M]_A$  は質量と質量回転慣性モーメントを対角要素とし、 $[C]_A$  は剛体の振動モードに応じた地盤減衰係数を要素とするマトリックス  $[C^S]_A$  に、変位制御ダンパーによるものが付加され、

$$[C]_A = [C^S]_A + C_D \begin{bmatrix} 1 & e \\ e & e^2 \end{bmatrix} \dots\dots\dots (7)$$

となっている。ここに、 $e$  は橋台重心から変位制御ダンパーの取付位置までの鉛直距離である。そして、 $[K]_A$  は地盤ばねより構成される。

高架部と橋台との連成系の運動方程式は、式 (4) と式 (6) を、式 (5) を考慮して連立させればよい。したがって、次式が得られる。

$$\begin{bmatrix} [I] & 0 \\ 0 & [M]_A \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{q\} \\ \{\ddot{u}\}_A \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [(2 \xi_l \omega_l)] + C_D [\phi^j]^T [\phi^j] - C_D [\phi^j]^T \{1 \ e\} \\ -C_D \begin{Bmatrix} 1 \\ e \end{Bmatrix} [\phi^j] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{q\} \\ \{\ddot{u}\}_A \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} [\omega_l^2] & 0 \\ 0 & [K]_A \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{q\} \\ \{\ddot{u}\}_A \end{Bmatrix} = - \begin{Bmatrix} [\phi]^T \{m\} \\ [M]_A \begin{Bmatrix} 1 \\ e \end{Bmatrix} \end{Bmatrix} \ddot{x}_g \dots\dots\dots (8)$$

本研究における解析対象系のように橋台が非常にマッシュプである場合、高架部との動的連成効果は無視できるほど小さいと判断できる。したがって、橋台と高架部は独立に解析でき、高架部の解析において変位制御ダンパーの減衰力を、その固有振動モード減衰として評価することとする。そのために、式 (8) から単位調和入力に対する振動数応答をまず厳密に求める。ついで、変位制御ダンパーの  $l$  次の等価固有振動モード減衰定数  $\xi_l^D$  を使用した応答を計算し、その結果を比較する。なお  $\xi_l^D$  は

$$C_D [\phi^j]^T [\phi^j] \approx [2 \xi_l^D \omega_l] \dots\dots\dots (9)$$

として算定する。

(2) 解析結果

解析対象系として、与島高架橋設計 (案) の 7 径間高架部および橋台 (BB 1 A) の諸元を使用した。7 径間高架部の橋軸方向の挙動は、図-3 に示すように、その基本固有周期は長く、応答奇与率 (p.f.) からも基本固有振動モードが卓越することが理解できる。

次に、変位制御ダンパーの高架部の制振効果について検討する。これまでの著者の一人の研究成果<sup>5)</sup>を参考にして、等価粘性係数  $C_D$  を 図-2 の実線に示すように、150, 200, 250 t·s/m (1 470, 1 960, 2 450 kN·s/m) と変化させて線形応答解析を実施した。対象構造物には、複数のダンパーを桁尻形式で橋台との間に配置するわけで

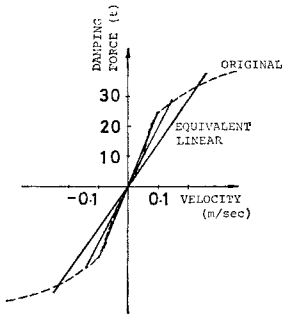


図-2 変位制御ダンパー特性と等価粘性係数  $C_D$

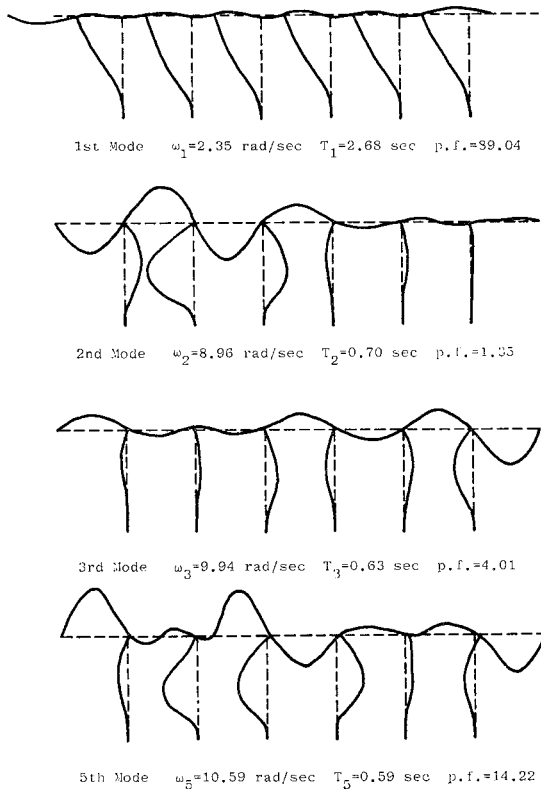


図-3 固有振動モード

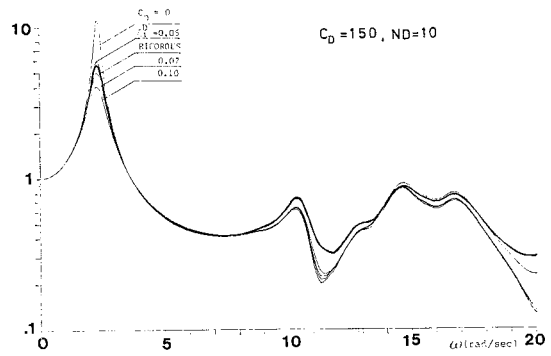
あるが、桁断面の大きさから、現実問題として設置本数  $N_D$  は 10 本前後が妥当と思われるので、これを基準にして、設置本数もパラメーターとして導入している。

式 (9) では各固有モード間の連成は無視できるものとしたが、その効果も含めて検討するために、対象系の振動数応答および固有振動モード減衰定数を調べた。

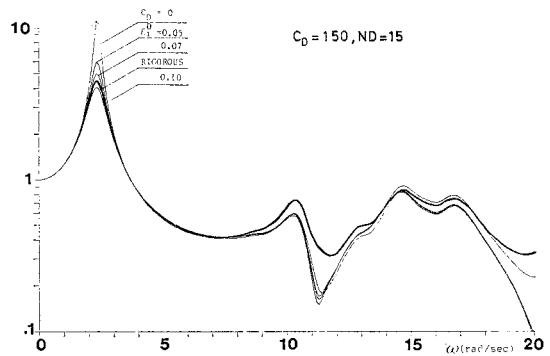
表-1 に固有振動モードに展開したときの式(91)に示す減衰マトリックスの対角要素（等価固有振動モード減衰定数）の値を示す。この結果から  $\xi_l^D$  のみが卓越し、 $\xi_l^D (l \neq 1)$  は無視できるほど小さい値であることがわかる。次に 図-4(a)~(d) は、単位調和入力による橋桁

表-1 等価固有振動モード減衰定数

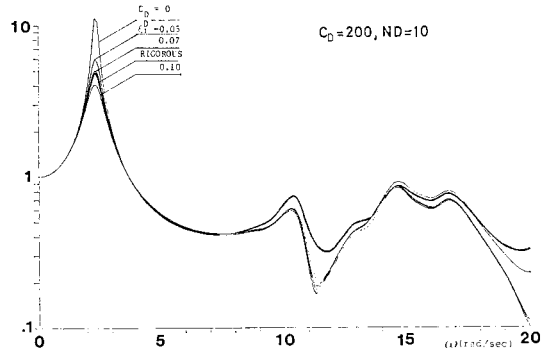
$\xi_l^D$	$C_D$		$200(t \cdot s/m)$	
	$150(t \cdot s/m)$		10 (本)	15 (本)
1次	$5.601 \times 10^{-2}$	$8.401 \times 10^{-2}$	$7.468 \times 10^{-2}$	$1.120 \times 10^{-1}$
2次	$1.597 \times 10^{-4}$	$2.395 \times 10^{-4}$	$2.129 \times 10^{-4}$	$3.193 \times 10^{-4}$
3次	$9.233 \times 10^{-5}$	$1.385 \times 10^{-4}$	$1.231 \times 10^{-4}$	$1.847 \times 10^{-4}$
4次	$3.255 \times 10^{-5}$	$4.883 \times 10^{-5}$	$4.396 \times 10^{-5}$	$6.511 \times 10^{-5}$
5次	$9.412 \times 10^{-4}$	$1.412 \times 10^{-3}$	$1.255 \times 10^{-3}$	$1.882 \times 10^{-3}$
6次	$5.389 \times 10^{-4}$	$8.084 \times 10^{-4}$	$7.185 \times 10^{-4}$	$1.078 \times 10^{-3}$
7次	$5.980 \times 10^{-5}$	$8.970 \times 10^{-5}$	$7.973 \times 10^{-5}$	$1.196 \times 10^{-4}$
8次	$1.557 \times 10^{-3}$	$2.335 \times 10^{-3}$	$2.076 \times 10^{-3}$	$3.114 \times 10^{-3}$
9次	$3.534 \times 10^{-4}$	$5.302 \times 10^{-4}$	$4.713 \times 10^{-4}$	$7.069 \times 10^{-4}$
10次	$3.067 \times 10^{-4}$	$4.600 \times 10^{-4}$	$4.089 \times 10^{-4}$	$6.133 \times 10^{-4}$



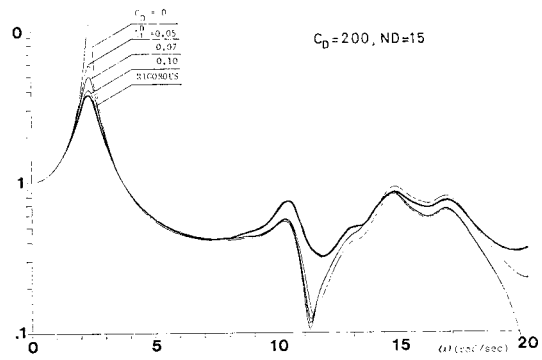
(a)



(b)



(c)



(d)

図-4 振動数応答関数

表-2 基本固有振動数におけるピーク値

Dampers Property	$N_D=5$		$N_D=10$		$N_D=15$	
	$C_D=0$		$C_D=0$		$C_D=0$	
$C_D=150$ (t·s/m)	RIGOROUS	11.14	RIGOROUS	11.14	RIGOROUS	11.14
	$\xi_1^D=0.05$	7.49	$\xi_1^D=0.05$	5.92	$\xi_1^D=0.05$	5.95
	$\xi_1^D=0.07$	5.94	RIGOROUS	5.62	$\xi_1^D=0.07$	5.01
	$\xi_1^D=0.10$	5.01	$\xi_1^D=0.07$	5.01	RIGOROUS	4.51
$C_D=200$ (t·s/m)	$\xi_1^D=0.10$	4.07	$\xi_1^D=0.10$	4.07	$\xi_1^D=0.10$	4.07
	$C_D=0$	11.14	$C_D=0$	11.14	$C_D=0$	11.14
	RIGOROUS	6.74	$\xi_1^D=0.05$	5.95	$\xi_1^D=0.05$	5.95
	$\xi_1^D=0.05$	5.94	$\xi_1^D=0.07$	5.01	$\xi_1^D=0.07$	5.02
$C_D=250$ (t·s/m)	$\xi_1^D=0.07$	5.01	RIGOROUS	4.83	$\xi_1^D=0.10$	4.08
	$\xi_1^D=0.10$	4.07	$\xi_1^D=0.10$	4.07	RIGOROUS	3.79
	$C_D=0$	11.14	$C_D=0$	11.14	$C_D=0$	11.14
	RIGOROUS	6.13	$\xi_1^D=0.05$	5.95	$\xi_1^D=0.05$	5.95
$C_D=250$ (t·s/m)	$\xi_1^D=0.05$	5.95	$\xi_1^D=0.07$	5.01	$\xi_1^D=0.07$	5.02
	$\xi_1^D=0.07$	5.01	RIGOROUS	4.24	$\xi_1^D=0.10$	4.08
	$\xi_1^D=0.10$	4.07	$\xi_1^D=0.10$	4.07	RIGOROUS	3.28
	RIGOROUS					

部の水平変位に関する振動数応答を代表的なパラメータに対して描いたものである。なお、すべての橋桁部の質点はほとんど同じ応答を示すので、図-4には橋桁中央質点の応答を示す。図-4では変位制御ダンパー効果を式(8)で厳密に評価した結果と、基本固有振動モードの減衰定数を元来の構造減衰の上に適当に上乘せ量として変化させた結果とを比較している。この結果より、固有モード間の連成は、対象系の重要な応答振動数領域においてはその影響は小さく、基本固有モード減衰定数のみに考慮を払えばよいことがわかる。高振動数領域では高架部と橋台部との連成効果のため、上の高架部単独での評価法には誤差が生じるが、応答に与える影響はわずかである。このことは文献(2)、(5)の拘束モード法の結果からも明らかである。以上より変位制御ダンパーの減衰力は、基本固有振動モードの減衰として評価できることがわかる。

表-2は、基本固有振動数でのピーク値を、上記の上乗せ減衰定数  $\xi_1^D$  に対して厳密解と比較したものである。表-2と図-4から変位制御ダンパーの等価粘性係数  $C_D$  とその本数  $N_D$  の仮定に対して、 $\xi_1^D$  が概略値として算定でき、またその近似度も評価できる。このことは、次節で行う最適設計における動的応答解析法として、応答スペクトル法が利用できることを示している。最適設計では繰り返し構造解析を必要とし、動的応答解析法として応答スペクトル法を用いるのが最も適している。

そこで、次節の最適設計のために次のように考える。変位制御ダンパーの特性として、等価粘性係数  $C_D=150\sim 200$  t·s/m (1470~1960 kN·s/m) 程度の応答を想定し、またその設置本数  $N_D=10$  本として、等価基本固有振動モード減衰定数  $\xi_1^D=0.05$  を採用する。この値は、図-4、表-2をみてわかるように、一応安全側の決定である。

### 3. 最適設計

#### (1) 定式化

本研究の最適化で用いる7径間連続高架橋の橋軸方向の解析モデルを図-5に示す。図-5において、タイプAは本州四国連絡橋児島一坂出ルートとの与島高架橋の形状データをもとに作成しており、各橋脚ごとに高さが異なるモデルである。これに対しタイプBは、タイプAの橋脚高さの平均を用いた等橋脚橋モデルである。以下の解析のためには各橋脚は6要素に、各橋桁は2要素に分割している。

高架橋の最適化にあたっては、設計変数として橋脚断面のみを考え、橋桁部の断面はあらかじめ与える。なぜなら、対象とする高架橋は道路・鉄道併用橋であり、橋桁部は耐震設計とは別の観点で断面設計がなされるからである。図-5の解析モデルでは橋桁部の節点数は橋脚部に比べ少ないが、橋桁部の節点数を多くとった場合と比較して、このモデルで十分精度のよい解が得られることを確認したうえで用いている。この理由は、橋桁部の節点をできるだけ少なくすることによって、1回の構造解析にかかる計算時間を節約し、最適化に要する全計算時間を減少させるためである。

最適設計で用いる橋脚断面を図-6に示す。橋脚の断面積を  $A_p$  とすると、 $A_p \leq 40$  m<sup>2</sup> では図-6(A)の断面を、 $40$  m<sup>2</sup> <  $A_p \leq 60$  m<sup>2</sup> では(B)の断面を、 $64$  m<sup>2</sup> <  $A_p$  では(C)の断面を用いる。これらの断面は与島高架橋の各実断面<sup>1)</sup>から、最適化を行いやすいように

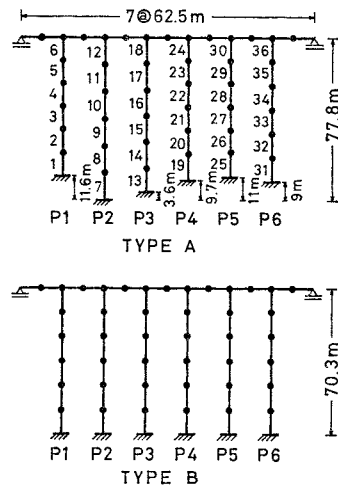


図-5 最適化で用いる橋軸方向の解析モデル

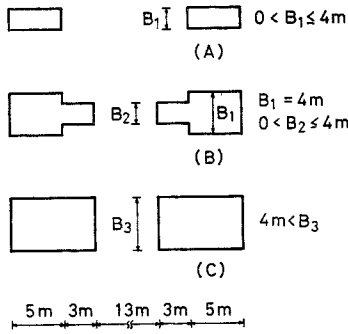


図-6 橋脚断面の設計モデル

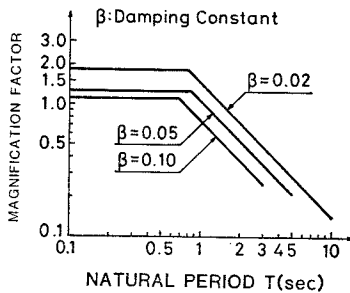


図-7 応答加速度スペクトル曲線

モデル化したものである。

本研究では橋脚のみを最適化の対象としているため、橋脚の総重量を目的関数とする。制約条件として以下の3制約を考える。

- i) 地震時における橋桁の水平許容変位,  $x_{ha}$
- ii) 地震時における橋脚の許容縁応力,  $\sigma_a$
- iii) 橋脚の最小断面積,  $A_{min}$

本研究においては、一例として次のような許容値をとる。i) の  $x_{ha}$  は、対象橋が道路・鉄道併用橋であることを考え、交通走行に支障がなく、かつ、変位制御ダンパーの許容変位量などの大きさをも考慮に入れ、 $x_{ha} = 0.15 \text{ m}$  とする。ii) の  $\sigma_a$  は、道路橋設計示方書<sup>9)</sup>に準拠して  $\sigma_a = 3000 \text{ t/m}^2$  ( $29400 \text{ kN/m}^2$ ) を、iii) の  $A_{min}$  として、 $A_{min} = 15 \text{ m}^2$  を用いる。

前節の計算結果から、変位制御ダンパーの制振効果は、基本固有振動モードに対して約5%の減衰増加を考えればよいことがわかっている。本橋はPC橋であるため、ダンパーがない状態でも5%前後の構造減衰があるものと考えられる。したがって、最適化にあたっては、変位制御ダンパーがない場合には全固有振動モードに対して5%、変位制御ダンパーがある場合には基本固有振動モードに対して10%、他の固有振動モードに対しては5%の構造減衰のみとする。動的応答解析はモード解析による自乗和平方根法を用い、地震外力として図-7に示す本州四国連絡橋の動的解析に用いている応答加速度スペクトル曲線を応答倍率で正規化したものを

採用し、各次固有振動モードに対して上述した減衰に相当する曲線を用いる。また外力の最大加速度は150ガルとする。

以上に基ついて定式化を行うと、制約条件は非線形で、かつ、微分することが難しい形となるうえ、設計変数は1断面1変数で36個にもなる。このような大規模な最適耐震設計問題に対しては、著者らが開発した動的最適性規準を用いた最適化手法<sup>3),4)</sup>が最も適している。この手法は次式で定義される動的最適性規準  $\nu_i$  を全要素で等しくさせる方法である。

$$\nu_i = \frac{2\{x\}^t [K_i] \{x\} - \lambda \{x\}^t [M_i] \{x\}}{A_i l_i \rho_i \{x\}^t [M] \{x\}} \dots\dots (10)$$

ここに、 $[M]$  は質量マトリックス、 $[M_i]$ 、 $[K_i]$  はそれぞれ質量マトリックス  $[M]$  および剛性マトリックス  $[K]$  の  $i$  要素に 関係する部分のみに値が入り、他の要素に 関係した部分は零要素とするマトリックス、 $\{x\}$  は動的応答変位、 $A_i$ 、 $l_i$ 、 $\rho_i$  はそれぞれ  $i$  要素の断面積、要素長、比体積重量、 $\lambda$  は固有値であり、レイリー商により次式で表わされる。

$$\lambda = \frac{\{x\}^t [K] \{x\}}{\{x\}^t [M] \{x\}} \dots\dots (11)$$

$\nu_i$  を全要素で等しくし、変位、応力、最小断面積制約を満たす最小重量構造物は、次のような各制約に対する断面変化量  $\Delta A_i$  を求め

変位制約による最小重量化

$$\Delta A_i \geq \frac{\left(\frac{x_i^n}{x_a} - 1\right) \lambda^n}{\sum l_i \rho_i \nu_i} + |\alpha| \cdot (\nu_i - \bar{\nu}) \dots\dots (12)$$

応力制約による最小重量化

$$\Delta A_i \geq \left(\frac{|\sigma_i^n|}{\sigma_a} - 1\right) A_i^n \dots\dots (13)$$

最小断面積制約による最小重量化

$$\Delta A_i \geq A_{min} - A_i^n \dots\dots (14)$$

上記の式(12)~(14)の等号成立時の最大の  $\Delta A_i$  を用いて、設計変数  $A_i$  を次式から求める。

$$A_i^{n+1} = A_i^n + C \cdot \Delta A_i \dots\dots (15)$$

これを収束するまで繰り返す手法である<sup>4)</sup>。ここに、 $n$  は反復回数、 $x_i$  は着目点変位、 $\alpha$ 、 $\bar{\nu}$ 、 $C$  は定数、 $\sigma_i$  は  $i$  要素の応力である。

(2) 計算結果および考察

表-3に最適化を行った結果を示す。ケース1は異なった橋脚高さのタイプAのモデルで変位制御ダンパーがない場合、ケース2はタイプAのモデルでダンパーがある場合、ケース3は等橋脚高さのタイプBのモデルでダンパーがない場合の結果である。

ケース1, 2, 3ともにわずか15~17回の反復回数で最適解に収束している。この問題は36変数問題である

表-3 最適設計結果

ケース	1	2	3
タイプ	A	A	B
変位制御ダンパーの有無	無	有	無
収束回数	15	17	15
水平変位 (m)	0.150 0	0.150 0	0.150 0
総重量 (t)	26 813	20 335	28 857

橋脚番号	要素番号	断面積 (m <sup>2</sup> )	断面積 (m <sup>2</sup> )	断面積 (m <sup>2</sup> )
P 1	1	49.69	30.18	17.10
	2	35.80	24.31	15.00
	3	26.16	17.38	15.00
	4	15.00	15.00	15.00
	5	20.91	15.00	15.00
	6	29.21	20.02	15.00
P 2	7	15.00	15.00	54.84
	8	15.00	15.00	36.55
	9	15.00	15.00	26.30
	10	15.00	15.00	15.00
	11	15.00	15.00	22.13
	12	15.00	15.00	30.48
P 3	13	16.11	15.00	64.25
	14	15.00	15.00	43.31
	15	15.00	15.00	30.10
	16	15.00	15.00	15.00
	17	15.00	15.00	26.26
	18	15.00	15.00	36.11
P 4	19	54.05	15.62	64.18
	20	37.56	15.00	43.29
	21	26.96	15.00	30.12
	22	15.00	15.00	15.00
	23	23.92	15.00	25.98
	24	32.55	15.00	36.08
P 5	25	65.15	63.90	54.72
	26	45.79	43.77	36.49
	27	31.39	31.13	26.30
	28	16.01	16.17	15.00
	29	27.96	26.92	22.10
	30	38.11	37.63	30.31
P 6	31	40.42	15.00	17.08
	32	32.70	15.00	15.00
	33	23.45	15.00	15.00
	34	15.00	15.00	15.00
	35	19.62	15.00	15.00
	36	27.23	15.00	15.00

ことを考えると、本研究で用いた動的最適性規準に基づく最適化手法は、非常に有効で収束性のよいことがわかる。

ケース 1 の場合、水平変位は許容値である 0.15 m に収束し、最適解での総重量は 26 813 t である。このケース 1 だけでなく他のケースにおいても、橋脚各断面の動的応力はいずれも許容応力である 3 000 t/m<sup>2</sup> (29 400 kN/m<sup>2</sup>) に達せず、支配的な制約とはならないため、表-3 には記入していない。各橋脚の最適断面積 (剛比配分) より以下の考察が行える。

P 2, P 3 橋脚は最小断面積に収束している。P 2, P 3 橋脚とも図-5 からわかるように、橋脚高さの高い橋脚

である。逆に、P 1, P 4, P 5 橋脚の断面は大きくなっているが、これらはいずれも橋脚高さの低い橋脚である。この結果から、橋脚高さの低い橋脚の断面を大きくし剛性を集中させた方が、全体の剛性を効果的に高めてより少ない重量で変位を減少させるのに有利であることがわかる。

橋脚高さの低い橋脚の剛性を大きくした構造物が最適であるということは、具体的には次のように説明できる。同じ断面ならば橋脚高さの低い橋脚の方が剛性が大きく、また、橋脚全体で一定の重量増加を図るならば、橋脚高さの低い橋脚の断面を増加した方がより大きな断面が得られ、この両者の理由が相まって上記のような結果が得られたものと理解される。

以上の考察に対し、例外的な場合がある。P 1 橋脚は最も橋脚高さが低いが、その断面は最大ではない。このことに関してはケース 3 の結果で考察を加えるが、P 1 橋脚は端の橋脚であり、中間部の橋脚でないためと推察される。

ケース 2 は変位制御ダンパーのある場合であるが、このときはダンパーの制振効果により動的応答が減少するため、断面は小さくてすむ。最適解における総重量をケース 1 と比べると約 25% 減少している。このように、変位制御ダンパーの効果は大きく、ダンパーを設置することによって、構造物重量をかなり軽減できることを示している。最適な断面分布はケース 1 よりさらに極端になり、橋脚高さの低い P 1, P 5 橋脚以外はすべて最小断面積となっている。P 1 橋脚が最も橋脚高さが低いが、それにもかかわらず P 5 橋脚の断面の方が大きいのは、P 5 橋脚が中間部の橋脚であるのに対し、P 1 橋脚は端の橋脚であるせいであろう。結局、変位制御ダンパーの制振効果により構造物重量をかなり軽減できると、橋脚高さが低く、中間部にある橋脚に剛性を集中させた構造物が最適であることがわかる。

ケース 3 は上記の結果と比較するために考えたタイプ B のモデルによる結果である。ケース 1, 2 は各橋脚ごとにその橋脚高さが異なっていた。そのため橋脚高さの低い橋脚に剛性を集中することによって、より少ない重量増加で効果的に全体の剛性を高めることが可能であったが、等橋脚高さの場合はそのようなことはできない。ケース 3 は変位制御ダンパーのない場合であるが、このときの各橋脚間の最適剛比配分は次のようになる。

P 1 橋脚はほぼ最小断面積に収束しているのに対し、P 2, P 3 橋脚と順に断面が大きくなり、P 4 橋脚以後は対称構造に収束している。これらの橋脚高さはすべて等しいため、等橋脚高さのモデルにおける最適剛比配分は、中央の橋脚断面を大きく、端の断面を小さくすればよいということがわかる。ケース 1, 2 で P 1 橋脚は

橋脚高さが最も低かったにもかかわらず断面が最大にならなかったのは、端の橋脚であったからであることが理由づけられる。最適解における総重量は 28 857 t とケース 1 に比べると約 7.6% 増加している。等橋脚高さのモデルより橋脚高さの異なったモデルの方が、橋脚高さの低い中間部の橋脚に剛性を集中させることによって、より少ない重量で効果的に全体の剛性を高め得ることを示唆している。

端の橋脚より中間部の橋脚の剛性を大きくした方が最適であるというのは、次のように説明することができる。本橋の場合、橋脚の剛性増加の影響は橋桁を通して他橋脚に伝達されるが、その橋桁の剛性は橋脚の剛性に比べて小さく、かつ、そのスパン長が 62.5 m と長いいため、端の橋脚の剛性を大きくしても全体の剛性の増加にはあまり寄与しないためであろう。それに対して中間部の橋脚の剛性増加は、全体の剛性増加に寄与する率が高く、上のような結果が得られたものと考えられる。

各橋脚の高さ方向の断面分布は、どのケースにおいても同じで、最下端の要素の断面が最も大きく、橋脚に向かって最初断面が小さくなり、橋脚中央部の 4 番目の要素断面が最も小さく、そして 5, 6 番目の要素の断面は逆に順に大きくなる。本研究の 3 ケースの全要素で応力制約は支配的ではないが、この最適断面分布は、各橋脚の高さ方向の最大曲げモーメント分布と相似な形となっている。

#### 4. 結 論

本研究ではまず、変位制御ダンパーを有する多径間連続高架橋の耐震解析を同ダンパーの制振効果に注目して行い、その制振効果を応答スペクトル法に基づく現行耐震設計法へ定量的に導入する方法について検討を行った。次に、その結果を用いて、最小重量設計の観点から変位制御ダンパー設置による橋脚の重量減少効果や、各橋脚の最適剛性配分について考察を試みた。以上の解析結果は次のようにまとめられる。

(1) 桁尻形式の変位制御ダンパーの制振効果は、基

本固有振動モード減衰定数で表わすことができる。本解析で対象とした変位制御ダンパーの特性とその本数においては、等価基本固有振動モード減衰定数は、5% 程度の評価となっている。応答解析のためには、この減衰定数を構造減衰に上乘せすればよい。

(2) 変位制御ダンパーの制振効果が橋脚部の最適耐震設計に及ぼす影響は大きく、総重量をかなり減少させることができる。本研究で一例として用いた許容値による 7 径間連続高架橋の最適設計例では、約 25% の重量減少が可能であった。

(3) 多径間連続高架橋の耐震設計における各橋脚ごとの最適な橋脚剛性の配分は、橋脚高さの低い中間部の橋脚に剛性を集中させ、橋脚高さが高いかあるいは端の橋脚の断面を小さくしたものである。

(4) 本研究で用いた制約条件下での各橋脚の高さ方向の最適な断面分布は、最大曲げモーメント分布と相似な形、すなわち、橋脚下端と上端が大きく、中央部で最小となる。

本研究の一部は文部省科学研究費の補助を受けて行ったものであり、計算は京都大学大型計算機センターの M 382 により行ったことを付記し、謝意を表す。

#### 参 考 文 献

- 1) 本州四国連絡橋公団：与島高架橋下部工実設計報告書，昭和 54 年 6 月。
- 2) 竹宮宏和・檀山健二・西陽 稔：変位制御用ダンパーを有する高架橋の地震応答解析—動的サブ・ストラクチャー法の適用—，第 16 回地震工学研究発表会講演概要，pp. 301~304，1981 年 7 月。
- 3) 山田善一・古川浩平・横田健一：動的荷重下における変位を制約とする最適性規準法に関する研究，土木学会論文報告集，第 324 号，pp. 51~60，1982 年 8 月。
- 4) 古川浩平・山田善一・吉村洋司：動的最適性規準を用いた簡易最適耐震設計法に関する研究，土木学会論文報告集，第 334 号，pp. 63~70，1983 年 6 月。
- 5) 竹宮宏和・魚谷広太郎：局所的非線形要素を有する多径間連続高架橋の地震応答解析—動的サブストラクチャー法の適用—，橋梁と基礎，Vol. 17, No. 6, pp. 44~50，1983 年 6 月。
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編，pp. 66~68，昭和 53 年 1 月。

(1982.12.14・受付)