

## GA を用いた地震時振動制御システムの橋梁への適用と制振評価

株式会社竹中土木 正会員 三宅 崇介

鳥取大学工学部

正会員

池内 智行

鳥取大学工学部

フェロー会員

上田 茂

## 1. はじめに

構造物の耐震性を高める方法の一つとして、振動制御装置の設置がある。外乱時に能動的にエネルギー供給を行うアクティブ振動制御は、パッシブ制御と比較して制御効率が高い制御法であるが、橋梁の耐震用としては実用化されていない。また、制御アルゴリズムは、振動抑制効果を左右する重要な要素の一つであり、最近のコンピュータの発達を考慮すると、振動制御分野以外で用いられている最適化手法を制御アルゴリズムとして新たに提案することも可能であると考えられる。そこで、GA を新たに制御アルゴリズムとして提案し、地震時橋梁に対するアクティブ振動制御の制振評価と適用性について検討を行う。

## 2. 制御対象としたモデル

制御の対象として、図-1 に示すような橋梁システムを図-2 のようにモデル化した。図に示すように、支承部分にバリアブルダンパー<sup>1)</sup>を設置し、橋脚と桁を接続する。このように、可変減衰型の制振構造とすることで、大きなエネルギーを必要としないモデルとした。モデルの諸元を表-1 に示す。これより、振動方程式をたてると以下ようになる。

$$[M] \begin{Bmatrix} \ddot{y}_a \\ \ddot{y}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 26.9+c & -(11.6+c) \\ -(11.6+c) & 48.3+c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{y}_a \\ \dot{y}_b \end{Bmatrix} + [K] \begin{Bmatrix} y_a \\ y_b \end{Bmatrix} = -[M] \ddot{\phi} \quad (1)$$

ここに、 $M$ ：質量マトリクス、 $K$ ：剛性マトリクス、 $\ddot{\phi}$ ：入力加速度である。なお、 $c$ ：バリアブルダンパーより付加する減衰係数であり、 $25000(\text{kgf}\cdot\text{sec}/\text{cm})$ を付加した。この減衰係数付加の有無を GA によりパターン化し、タイムステップごとに制御を行う。橋脚部においては、図-3 に示すようなバイリニア型復元力特性を有するものと仮定し、水平方向復元力が桁重量の 2 割に達した時点で降伏するものとした。

動的応答解析に使用した地震波は、道路橋示方書・同解説 耐震設計編<sup>2)</sup>より、タイプ の標準地震入力例を用いた。

## 3. GA を用いた振動制御

まず、制御パターンとなる染色体を設定する。本研究においては、橋脚および桁から応答加速度が観測可能であると仮定した。まず、橋脚と桁の加速度をパラメータとする 2 次元空間を考え、各パラメータについて区間分割を行い、それぞれの区間枠内に対して、減衰付加の有無を決定する制御パターンをあら

かじめ用意しておく。これより、各タイムステップにおける橋脚・桁の加速度の状態に対応して減衰付加の有無を決定する。GA では、この制御パターンを含む 2 次元空間を 1 つの個体とし、個体群（第 1 世代）を形成する。この個体群の世代交代を繰り返し、制振効果の高い個体を制御則として採用する。このとき、第 1 世代における制御パターンは乱数で与えた。ここで、次世代に残す個体を決定するために、各個体に対する制振評価が必要となる。それには、各個体を用いて動的応答解析を行い、応答計算結果から得られる最大応答変位を指標とした評価値  $E$  を算出することで、同一世代中の個体に順位付けを行った。評価式を以下に示す。

キーワード：GA（遺伝的アルゴリズム）、バリアブルダンパー、振動制御、最適 LQ 制御法

連絡先：(〒680-8552 鳥取市湖山町南 4 丁目 101、TEL：0857-31-5288、FAX：0857-28-7899)

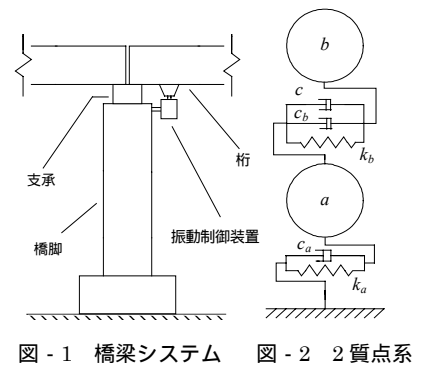


図-1 橋梁システム 図-2 2質点系

表-1 モデルの諸元

橋脚(a)の質量 ( $\text{kgf}\cdot\text{sec}^2/\text{cm}$ )	46.06
桁(b)の質量 ( $\text{kgf}\cdot\text{sec}^2/\text{cm}$ )	460.55
橋脚の水平バネ定数 $k_a$ ( $\text{kgf}/\text{cm}$ )	20000
支承の水平バネ定数 $k_b$ ( $\text{kgf}/\text{cm}$ )	20000
1次モードの固有周期 $T_1$ (sec)	1.37
2次モードの固有周期 $T_2$ (sec)	0.21
1次モードの減衰定数 $h_1$	0.01
2次モードの減衰定数 $h_2$	0.01

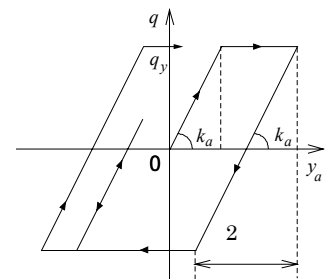


図-3 橋脚部の復元力特性

$$E = \frac{1}{n} \sum_{e=1}^n (y_{a\_max,e} + y_{b\_max,e}) \quad (2)$$

$n$  : 評価に用いた入力地震波の総数、 $y_{a\_max,e}$  : 橋脚部の最大応答変位、 $y_{b\_max,e}$  : 桁部の最大応答変位である。

#### 4. 比較の対象とした制御手法

ここでは、GA を用いた振動制御手法の優位性を確認するため、最適 LQ 制御法による振動制御結果との比較を行う。まず、式(1)を状態方程式の形で書き直すと、次式ようになる。

$$\dot{x} = Ax + Bu \quad (3)$$

ここで、 $A$  : 状態マトリクス、 $B$  : 係数マトリクス、 $u$  : 付加する制御力であり、 $x$  : モデルの状態量（応答変位・速度）である。制御力を付加する際には、モデルの応答と制御力がより小さいことが望ましいので、評価関数を 2 次形式の和として次式のようにおく。

$$j = \int_0^{\infty} \{x_a \quad \dot{x}_a \quad x_b \quad \dot{x}_b\} Q \{x_a \quad \dot{x}_a \quad x_b \quad \dot{x}_b\}^T + u^T r u dt \quad (4)$$

この  $j$  を最小にする制御入力を考える。ここに、 $Q$  : 状態ベクトルにかかる重み係数、 $r$  : 入力ベクトルにかかる重み係数である。それぞれ  $Q = [0 \ 1 \ 0 \ 1]^T [0 \ 1 \ 0 \ 1]$  ,  $r = 10^{-5}$  として制御力を求めると、以下のようになる。

$$u = -Fx = -r^{-1}B^T Px = [4043 \ 2379 \ 0.055 \ -6194]x \quad (5)$$

ここで、 $F$  : フィードバック係数、 $P$  : リカッチ方程式  $PBr^{-1}B^T P - PA - A^T P = Q$  より求まる正定唯一解である。これより、式(5)を式(3)に代入して動的応答解析を行った。

#### 5. 制振評価

本研究で行った GA による制御結果と、最適 LQ 制御法による制御結果を比較する。まず、モデルにタイプ 1 種地盤用の地震波を入力したときの橋脚・桁の変位応答時刻歴を図-4に示す。これを見ると、無制御時の橋脚・桁の応答変位に比較して GA による制御を行うと大幅に抑制されていることが分かる。また、橋脚部の塑性化を考慮しているにも関わらず、残留変位はほとんど見られなかった。一方で最適 LQ 制御法は、橋脚・桁の応答が無制御時よりも大きくなっている。これは最適 LQ 制御法が、線形応答を仮定して最適化された制御力をモデルに付加するため、非線形応答となった場合に、モデルを加振してしまったと考えられる。次に、GA 制御時の減衰付加と、LQ 制御時の制御力付加の状況を図-5に示す。これを見ると、GA 制御では地震波の主要動を中心に減衰付加の有/無の状態が頻繁に繰り返されていることが分かる。また、LQ 制御時では 10 秒付近で非常に大きな制御力が発生しており、制御装置の規模や必要なエネルギーを考慮すると現実的とは言い難い。

#### 6. 結論

本研究では、橋梁を対象とした GA による振動制御システムを提案した。また、GA による制御の優位性を確認するため、最適 LQ 制御法との比較を行った。橋脚・桁の最大応答変位に着目した結果、本研究で用いた橋梁モデルに対して、GA を用いた制御法は、地震時の振動抑制を行うことが可能であり、他の制御法に対する優位性が確認できた。

#### 参考文献

- 1) 佐藤忠信, 土岐憲三, 佐藤誠: 可変減衰装置の開発と減衰力の制御システムの構築, 土木学会論文集, No.570/I-40, pp.203-215, 1997.
- 2) 日本道路協会: 道路橋示方書(耐震設計編)・同解説, 丸善, 1997.4.

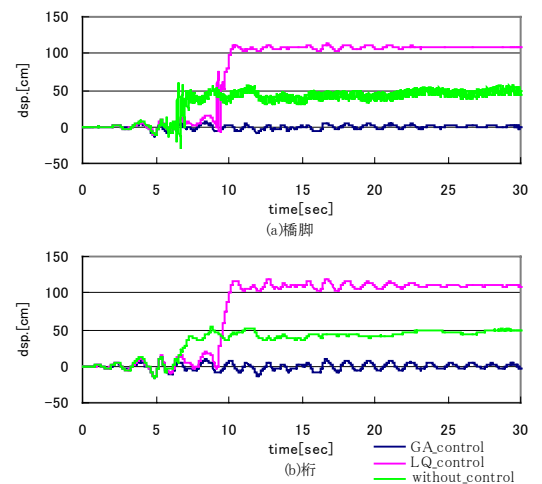


図-4 橋脚・桁の変位応答時刻歴

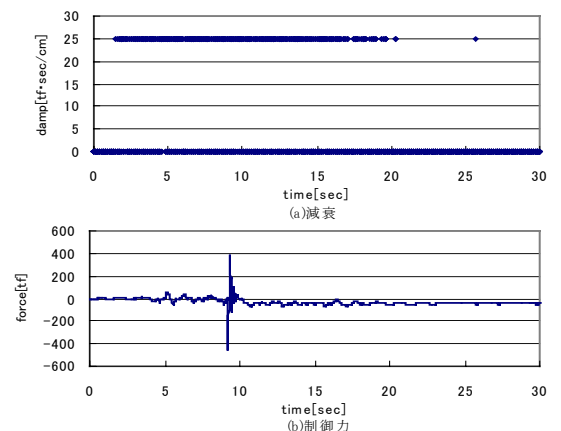


図-5 減衰および制御力付加の時刻歴