

## RBF を応用した地震時水平力分散構造の最適耐震設計について

北海学園大学大学院 学生員 ○阿部 淳一

北海学園大学 正会員 杉本 博之

香川大学 正会員 荒川 雅夫

北武コンサルタント(株) 正会員 渡邊 忠朋

**1. 研究目的** 橋梁の耐震設計では一般的に動的解析による応答値の照査を基本としている。だが動的解析は 1 回の解析に多くの時間を必要とするため、繰り返し計算が必要な最適設計に直接時刻歴応答解析を組み込むことは非現実的である。そこで筆者らはこれまで、複雑な関数に適応可能とされている Radial Basis Function<sup>1)</sup> (以下, RBF) を応用した最適設計を試みた。RBF を用いた最適設計では、パラメータの検討, 1 層門型ラーメン橋脚の最適耐震設計はすでに発表しており<sup>2)</sup>, 比較的良好な結果が得られた。本論文ではこれらの検討結果を基に、地震時の挙動が複雑になると想定される地震時水平力分散構造への応用を試みたものである。

**2. RBF による応答曲面** 本研究は構造物の地震応答に関して, RBF を用い近似を試みた。一般的な近似は, 非線形スペクトル法<sup>3)</sup>のような応答値の近似となるが, 本研究では設計許容空間の境界曲面近似とした。これは設計解が許容解であるか, 非許容解であるかの判定を行う曲面であり, 複数の制約条件問題であっても 1 つの曲面で制約条件の判定を行うものである。このような許容領域の境界曲面近似は, 数個の設計の厳密解から得られる制約条件値の最大値を用いることにより作成される。つまり, RBF の学習データは 1 つの設計解  $\mathbf{x}$  に対して以下の式で与えられる。

$$y = \max(g_j) \quad (j=1 \sim m)$$

ここで,  $y$  は学習データ,  $g_j$  は  $j$  番目の制約条件値,  $m$  は制約条件の数である。

**3. 対象とする設計問題** 本研究が対象としたのは, 図-1 に示すようなゴム支承を有する道路橋対応の壁式 RC 橋脚である。部材の非線形性を考慮するのは, 橋脚基部, 及びゴム支承である。橋脚基部は道路橋示方書・同解説<sup>4)</sup> (以下, 道示) より, 完全弾塑性型の  $M-\theta$  関係とした。ゴム支承はせん断ばねモデルとし, バイリニア型とした。目的関数は直接工事費とし, コンクリート, 鉄筋, 及びゴム支承のトータルコストとする。以下に目的関数式を示す。

$$OBJ = \alpha_c \cdot V_c \cdot C_c + \alpha_s \cdot V_s \cdot C_s + K \cdot C_s \Rightarrow \min$$

ここで,  $\alpha_c$  はコンクリートの単価補正係数(=1.0),  $V_c$  はコンクリート量( $\text{m}^3$ ),  $C_c$  はコンクリート単位容積当りのコスト(=65.1unit/ $\text{m}^3$ ),  $\alpha_s$  は鉄筋の単価補正係数(=1.0),  $V_s$  : 鉄筋量( $\text{m}^3$ ),  $C_s$  は鉄筋単位重量当りのコスト(=9.1unit/ $\text{kN}$ ),  $G_s$  は鉄筋の単位重量(=77kN/ $\text{m}^3$ ),  $K$  は支承のばね定数(1 支承線当たり) (kN/m),  $C_s$  はばね定数当りのコスト(1 支承線当たり) (98unit/ $\text{kN/m}$ )である。

設計の対象とするのは, 橋脚柱断面, 及び支承のばね定数とする。柱断面は矩形断面とし, 断面幅  $B=12300\text{mm}$ , 及び断面高  $H=2800\text{mm}$  は固定とした。使用材料は, コンクリートは  $24\text{N/mm}^2$ , 鉄筋は SD345 とした。設計変数となる断面構成は, 軸方向鉄筋間隔  $S_A$ , 軸方向鉄筋径  $D_A$ , 軸方向鉄筋段数  $J$ , せん断補強鉄筋径  $D_w$ , せん断補強鉄筋径  $D_w$ , せん断補強鉄筋組数  $N_w$ , せん断補強鉄筋間隔  $S_v$ , ゴム支承のばね定数  $K$  の計 7 変数とした。また設計変数となるばね定数は, ゴム支承の 2 次剛性とし, 初期剛性  $K_1=362.5\text{kN/mm}$ , 降伏力  $Q_y=724.0\text{kN}$ , ゴム総圧  $\Sigma t=75.0\text{mm}$  に固定とした。各設計変数の候補値を表-1 に示す。

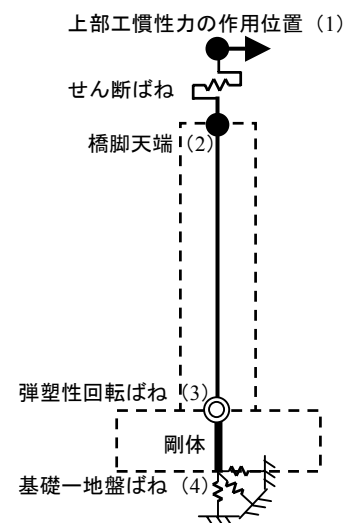


図-1 構造モデル

表-1 設計の候補値

|                  |                       |
|------------------|-----------------------|
| $S_A(\text{mm})$ | 125.0~200.0(25.0mm間隔) |
| $D_A(\text{mm})$ | 29 or 32              |
| $J(\text{段})$    | 1 or 2                |
| $D_w(\text{mm})$ | 16.0 or 19.0 or 22.0  |
| $N_w(\text{組})$  | 1~8(1組間隔)             |
| $S_v(\text{mm})$ | 100 or 150 or 200     |
| $K(\text{kN/m})$ | 100.0~170.0(10kN/m間隔) |

キーワード 最適耐震設計, RBF, 地震時水平力分散構造

連絡先 〒064-0926 札幌市中央区南 26 条西 11 丁目 TEL(011)841-1161 FAX(011)551-2951

制約条件は、回転角による曲げ耐力照査、せん断耐力照査、及び支承のせん断ひずみに対する照査とする。

**4. 最適設計解**<sup>2)</sup> 本研究では、道示に示される橋脚の安全係数を用い、目標とする耐震性能を設定し解析を試みた。ここでは、目標とする耐震性能を2とした場合の計算結果について示す。図-2に最大応答曲面更新回数を10回とした場合の目的関数推移を示す。図は横軸に曲面更新回数、縦軸に目的関数値とし、図中の●は最適設計解が時刻歴応答解析を満足した場合、▲は満足しなかった場合である。本システムでは、時刻歴応答解析を満足した中で目的関数が最小となった設計を最適設計解とする。最適設計解は曲面更新回数8、9回目で得られた。目的関数は119480unit、断面諸元は軸方向鉄筋間隔175.0mm、軸方向鉄筋径29.0mm、軸方向鉄筋段数1段、せん断補強鉄筋径16.0mm、せん断補強鉄筋組数6組、せん断補強鉄筋配置間隔100.0mm、ばね定数120.0kN/mとなった。最適設計解の各制約条件値を表-2に示す。制約条件値は橋軸方向、TYPE II地震動のせん断ひずみに対する照査で-0.007となり、アクティブな設計解の探索が可能となった。

本研究では、RBFを用いたことの有効性を確認するため、最適設計解の時刻歴応答値の詳細な検討を試みた。図-3に橋脚天端の最大水平変位発生時刻(6.91sec)、上部工慣性力の作用位置の最大水平変位発生時刻(6.63sec)、橋脚天端-上部工の最大相対変位発生時刻(6.64sec)、及び任意に抽出した3.00sec、9.99sec、23.01secの振動形態を示す。図は各時刻の最大水平変位を1として正規化している。また図中の( )は図-1の( )に対応する。各最大水平変位発生時の振動形態は、慣性力作用位置が最大変位となっているが、最大変位発生後の9.99sec、23.01secでは複雑な振動形態が確認できる。また、表-3に橋脚天端、上部工慣性力作用位置の最大水平変位、橋脚-上部工の最大相対変位、及び各最大値の発生時刻を示す。表中の相対変位はせん断歪みに対する照査に用いる値である。相対変位と各位置の最大水平変位の発生する時間を比較すると、時間的ずれが生じていることが確認できる。これまでの、構造物の振動を1質点系とした非線形スペクトル法の場合、橋脚天端や慣性力の作用位置で設計が決まり、時間的ずれが生じるせん断ひずみの照査を的確に判定することができない。それに比べ、本研究では全ての制約条件を含む近似曲面を作成することが可能であるため、より有効な最適耐震設計ができたと考えられる。

**5. まとめ** 地震時の挙動が複雑になると想定される構造に最適耐震設計を試みた。最適設計解の制約条件値の検討では、せん断歪みに対する照査がアクティブとなった。また、時刻歴応答値の検討を行った結果、相対変位の最大値と各点での最大値は異なる時間で発生しているため、従来型の近似方法では正確に耐震性能の照査を行うことができない設計解であることが証明された。

**参考文献** 1) 荒川・中山・石川：ラディアルベース関数ネットワークと領域適応型遺伝的アルゴリズムを用いた最適設計，機械学会論文集，2002。 2) 杉本・阿部・荒川・渡邊：RBFによる設計許容空間の近似と耐震設計への応用について，土木学会北海道支部論文報告集，2004。 3) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説－耐震設計，丸善，1999。 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，丸善株式会社，2002。

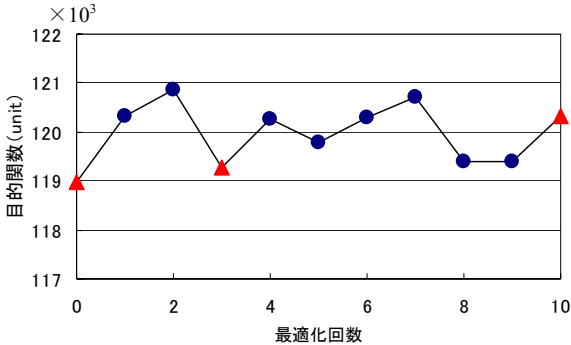


図-2 目的関数推移

表-2 制約条件値

| 方向   | 地震動<br>(TYPE) | 制約条件   |        |        |
|------|---------------|--------|--------|--------|
|      |               | 曲げ耐力   | せん断耐力  | せん断歪み  |
| 橋軸   | I             | -0.845 | -0.817 | -0.584 |
|      | II            | -0.770 | -0.571 | -0.007 |
| 橋軸直角 | I             | -0.525 | -0.485 | -0.747 |
|      | II            | -0.144 | -0.556 | -0.710 |

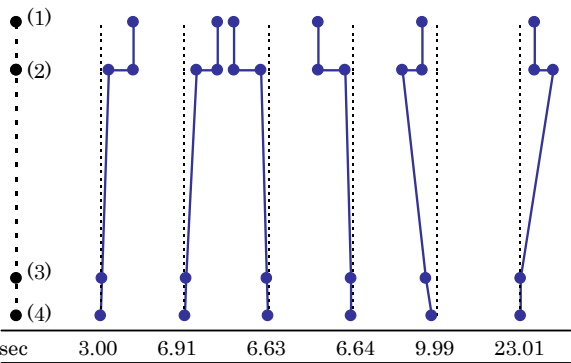


図-3 振動形態

表-3 時刻歴応答値

| 橋軸方向<br>タイプII | 橋脚天端  |        | 慣性力作用位置 |        | 相対変位<br>絶対値 |
|---------------|-------|--------|---------|--------|-------------|
|               | 正     | 負      | 正       | 負      |             |
| 最大変位(mm)      | 123.6 | -116.4 | 360.1   | -375.7 | 286.0       |
| 時刻(sec)       | 6.91  | 6.04   | 6.33    | 6.63   | 6.64        |