多目的遺伝的アルゴリズムによる RC 造免震建物の最適設計

擬似立体モデルによる検討

MULTI-OBJECTIVE OPTIMAL DESIGN OF BASE-ISOLATED
REINFORCED CONCRETE BUILDING

Study by a pseudo three-dimensional analytical model

小林 浩一*, 土屋 駿介*, 田守 伸一郎**

Koichi KOBAYASHI, Shunsuke TSUCHIYA and Shinichiro TAMORI

This paper proposes a optimal design method of base-isolation device and frame member in a reinforced concrete building. The optimization method was used Strength Pareto Evolutionary Algorithm 2 (SPEA2) which is multi-objective optimization method. The optimization method takes into account a torsion of a building using a pseudo three-dimensional analytical model. Two buildings were selected and re-designed in order to examine the optimal design method. Finally, a comparison was made among design solutions. Consequently, the effectiveness of the optimal design method was demonstrated.

Keywords : *Seismic isolation, Reinforced concrete, Optimal design, Multi-Objective Genetic Algorithm*

免震, 鉄筋コンクリート, 最適設計, 多目的遺伝的アルゴリズム

1. 序論

免震構造物の設計では上部構造の骨組部材の設計に加え, 免震装置の配置により耐震性能が大きく変化する。また, 上部構造においては地震力に耐える十分な剛性を確保しつつ, 部材重量を抑えることでコストの低減を図ることも重要である。しかし, 部材の選定には多数の組み合わせが存在するため, 設計者は対象とする免震構造物の地震応答解析を何度も繰り返し, 部材の組合せを決定する必要がある。

著者らが実施してきた免震構造物の最適設計に関する一連の研究^{1)~6)}では, 設計目標を満足する免震構造物の最適な配置計画が得られるシステムを検討してきた。免震装置と鋼構造骨組部材の同時最適設計をおこなった研究⁵⁾では, 計算時間の短縮を図れるタブー探索³⁾を用い, 応答スペクトルによる応答解析と時刻歴応答解析を組み合わせた最適設計をおこなっている。多目的最適化手法の一つである SPEA2 (Strength Pareto Evolutionary Algorithm 2) を適用したシステム⁶⁾では, 複数の目的関数を設定することで性能の異なる設計解を同時に探索することが可能であり, 免震装置の最適配置に有効な手法であることが確認されている。また, 多目的最適化手法を用いたシステムは鋼構造骨組における部材配置の最適化の研究^{7), 8)}などに用いられている。一方, 鉄筋コンクリート造(以下, RC 造と表記)を対象とした最適化の研究⁹⁾はまだ少なく, RC 造免震建物の免震装置と骨組部材の同時最適設計をおこなった研究は例がない。

従来のシステム^{1)~6)}では応答スペクトルによる応答解析の際, 対象建物を多質点系モデルに置換して最適解を探索しているため, 建

物のねじれを考慮していない。しかし, 平面形状が L 字型, また, 立面形状がセットバックした不整形な構造物では重心位置と剛心位置の距離を示す偏心距離が大きくなり, ねじれが生じることがある。そこで本研究では最適化手法に SPEA2 を用い, 以下の 2 つの項目を目的として, RC 造免震建物における最適設計をおこなう。

- 1) 対象建物を擬似立体系にモデル化することで建物のねじれを考慮し, モーダルアナリシスによる応答値を用いて部材の設計をおこなうこと。
- 2) 設計変数として免震装置と骨組部材を取り上げ, 目的関数として上部構造の層間変形角と骨組重量の 2 つに着目し, 上部構造の層間変形角を小さくする設計解と骨組重量を小さくする設計解を含むパレート最適解集合を探索すること。

探索した設計解に対し時刻歴応答解析をおこない, 実施例の性能と比較することにより開発した多目的最適化システムの有効性について検証する。なお, 構造形式は RC 造純ラーメン構造を対象とし, 安全限界レベルの地震動に対して免震構造の骨組部材は許容応力度内に収めることが可能なため, 骨組部材の設計は許容応力度設計¹⁰⁾でおこなう。

2. 多目的最適化手法

多目的最適化手法の一つである SPEA2¹¹⁾は多目的最適化問題を解くための有効な解法であり, トレードオフ関係にある目的関数を複

* 信州大学大学院工学部 大学院生

** 信州大学工学部建築学科 准教授・工博

Graduate Student, Graduate School of Engineering, Shinshu Univ.

Assoc. Prof., Department of Architecture, Shinshu University, Dr. Eng.

数設定することでパレート最適解集合を探索することが可能である。多目的最適化手法である MOGA (Multi Objective Genetic Algorithm) は従来の遺伝的アルゴリズムの特徴を持ち、パレート最適解を求める有力な発見的解法であり、一度の探索で複数の条件を同時に考慮した複数の設計解を探索することができる。MOGA の中でも SPEA2 は多目的最適化に関する多くの研究に適用され、その有効性が証明されている。文献 6) では設計変数を免震装置の配置とし、上部構造の層間変形角を小さくする配置と免震層の最大水平変位を小さくする配置を同時に探索することに成功している。本研究で開発した最適化システムには、文献 6) を参考に作成した SPEA2 を導入した。

3. 設計解の評価方法

本研究では、擬似立体モデルにおける固有値解析と応答スペクトルを用いたモーダルアナリシスによる地震応答解析をおこない、これにより求まる応答値から設計解のパレート評価値を求める。

3. 1 評価概要

文献 6) を参考に、設計解に対して制約条件に対する評価(以下、制約評価と表記)とパレート最適解を求めるための評価(以下、パレート評価と表記)という 2 通りの評価をおこなう。制約評価では制約条件を満足した設計解を探索することのみを目的とし、パレート評価では上部構造の層間変形角や骨組重量が小さくなるような設計解を探索することを目的としている。

また、制約条件を満足する設計解においては、パレート評価により上部構造の層間変形角や骨組重量が小さくなるほど高評価となる。以下に制約評価とパレート評価について示す。

3. 2 制約評価

本研究の設計変数は、免震装置、骨組部材断面、主筋、せん断補強筋とし、地震応答解析結果より各部材の設計、評価をおこなっている。個々の制約条件の評価値を全て掛け合わせるにより制約評価の評価値を算出する。

制約条件として設定した 10 項目を以下に示す。

- ① 個々の免震装置が負担する長期軸力
- ② 個々の免震装置が負担する短期軸力
- ③ 免震層の偏心率
- ④ 免震層の最大せん断ひずみ
- ⑤ 上部構造の層間変形角
- ⑥ 上部構造の剛性率
- ⑦ 上部構造の偏心率
- ⑧ 柱部材の許容応力度と配筋
- ⑨ 梁部材の許容応力度と配筋
- ⑩ 柱梁接合部の許容応力度

なお、①～⑤の評価関数に関しては文献 6) と同様の評価方法とした。①の評価関数の値は 1.0～0.1 の範囲にし、②～⑩の評価関数に関しては各基準を満たせば評価値を 1.0 とし、満たさない場合は評価値を 0.1 とした。制約条件を満たさない場合は建物として成立しないので、解の評価値を 0.1 とし、解として残されないようにしている。これらの項目の評価値から、制約評価の評価値 $P(i)$ を式(1)

より求める。

$$P(i) = P_{NL}(i) \times P_{NS}(i) \times P_{Re}(i) \times P_{\gamma}(i) \times P_{\theta}(i) \times P_{Ri}(i) \times P_{bRe}(i) \times P_c(i) \times P_b(i) \times P_{Jo}(i) \quad (1)$$

ここで、 $P_{NL}(i)$: 免震装置が負担する長期軸力の評価値、 $P_{NS}(i)$: 免震装置が負担する短期軸力の評価値、 $P_{Re}(i)$: 免震層の偏心率の評価値、 $P_{\gamma}(i)$: 免震層の最大せん断ひずみの評価値、 $P_{\theta}(i)$: 上部構造の層間変形角の評価値、 $P_{Ri}(i)$: 上部構造の剛性率の評価値、 $P_{bRe}(i)$: 上部構造の偏心率の評価値、 $P_c(i)$: 柱部材の評価値、 $P_b(i)$: 梁部材の評価値、 $P_{Jo}(i)$: 柱梁接合部の評価値。

以下に①～⑩の評価項目の評価値の算出方法を示す。

(1) 免震装置が負担する長期軸力⁶⁾

設計解 i の各免震装置が負担する長期軸力が負担可能軸力範囲外の場合に評価値が下がるように、長期軸力に対する評価値 $P_{NL}(i)$ を式(2)より求める。

$$P_{NL}(i) = \prod_{k=1}^n P_{NL}(i, k) \quad (2)$$

$$N_L(k) < \frac{N_{\max}(i, k) + N_{\min}(i, k)}{2} \text{ のとき}$$

$$P_{NL}(i, k) = \frac{N_{\max}(i, k) - 3N_{\min}(i, k) + 2N_L(k)}{N_{\max}(i, k) - N_{\min}(i, k)}$$

$$N_L(k) \geq \frac{N_{\max}(i, k) + N_{\min}(i, k)}{2} \text{ のとき}$$

$$P_{NL}(i, k) = \frac{3N_{\max}(i, k) - N_{\min}(i, k) - 2N_L(k)}{N_{\max}(i, k) - N_{\min}(i, k)}$$

ただし、 $P_{NL}(i, k) > 1.0$ のとき $P_{NL}(i, k) = 1.0$ 、 $P_{NL}(i, k) < 0.1$ のとき $P_{NL}(i, k) = 0.1$ である。

ここで、 n : 免震装置の基数、 $N_L(k)$: k 番目の装置の負担する長期軸力、 $N_{\max}(i, k)$: 負担可能軸力の上限値、 $N_{\min}(i, k)$: 負担可能軸力の下限値、 $P_{NL}(i, k)$: k 番目の装置の長期軸力に対する評価値。

(2) 免震装置が負担する地震時の短期軸力⁶⁾

設計解 i において短期軸力とせん断ひずみが設計で用いる範囲外の場合に評価値が下がるように、短期軸力に対する評価値 $P_{NS}(i)$ を式(3)より求める。

$$P_{NS}(i) = \prod_{k=1}^n P_{NS}(i, k) \quad (3)$$

ここで、 $P_{NS}(i, k)$: k 番目の装置の短期軸力に対する評価値。なお、 $P_{NS}(i, k)$ は、各装置に対して式(4)または式(5)を満たす場合には 1.0 とし、満たさない場合は 0.1 とする。

$$\left(1 - \frac{2/3\sigma_0}{\sigma_c}\right) \times S_2(i, k) \leq \gamma(i, k) \leq \gamma_A(i, k) \text{ のとき}$$

$$0 \leq \sigma(i, k) \leq \frac{0.9\sigma_c - \sigma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} \gamma(i, k) + \sigma_2 - \frac{0.9\sigma_c - \sigma_2}{\gamma_1 - \gamma_2} \gamma_2 \quad (4)$$

$$0 \leq \gamma(i, k) \leq \left(1 - \frac{2/3\sigma_0}{\sigma_c}\right) \times S_2(i, k) \text{ のとき}$$

$$0 \leq \sigma(i, k) \leq \frac{2}{3}\sigma_0 \quad (5)$$

ここで、 $\gamma(i, k)$: k 番目の装置の免震装置のせん断ひずみ、 $\sigma(i, k)$: k 番目の装置が負担する面圧、 $S_2(i, k)$: k 番目の装置の二次形状係数、 $\gamma_A(i, k)$: k 番目の装置の設計限界変形に対応するせん断ひずみ。

また、 γ_1 、 γ_2 、 σ_c 、 σ_2 、 σ_0 は免震装置の特性により決まる値、 σ_0 は長期面圧 $\sigma_0/3$ がメーカーの示している基準面圧となるようにした。

(3) 免震層の偏心率⁶⁾

設計解 i の免震層の偏心率が基準値より大きくなると評価値が下がるように、偏心率に対する評価値 $P_{Re}(i)$ を式(6)より求める。

$$P_{Re}(i) = \prod_{j=1}^3 (P_{Re,x}(i,k) \times P_{Re,y}(i,k)) \quad (6)$$

$$R_{e,l}(i,k) \leq 0.03 \text{ の場合} \quad P_{Re,l}(i,k) = 1.0$$

$$R_{e,l}(i,k) > 0.03 \text{ の場合} \quad P_{Re,l}(i,k) = 0.1$$

ここで、 $R_{e,l}(i,k)$ ：水平変位レベル k のときの l 方向の偏心率、 $P_{Re,l}(i,k)$ ：水平変位レベル k のときの l 方向の偏心率に対する評価値。採用した変位レベルは積層ゴム支承のせん断ひずみが 10%, 100%, 200% の場合とし、これをそれぞれ水平変位レベル 1, 2, 3 とする。

(4) 免震層の最大せん断ひずみ⁶⁾

設計解 i の免震層の最大水平変位が、選択された免震装置のなかで最も小さい限界変形より大きくなると評価値が下がるように、免震層の最大せん断ひずみに対する評価値 $P_\gamma(i)$ を式(7)より求める。

$$P_\gamma(i) = \begin{cases} 1.0 & \gamma(i) \leq \gamma_{li,m}(i) \\ 0.1 & \gamma(i) > \gamma_{li,m}(i) \end{cases} \quad (7)$$

ここで、 $\gamma(i)$ ：免震装置のせん断ひずみ、 $\gamma_{limit}(i)$ ：限界変形が最も小さい装置の限界変形に対するせん断ひずみ。

(5) 上部構造の層間変形角⁶⁾

設計解 i の上部構造の層間変形角が基準値より大きくなると評価値が下がるように、上部構造の層間変形角の評価値 $P_\theta(i)$ を式(8)より求める。

$$P_\theta(i) = \frac{\sum_{s=1}^m (P_{\theta,s,X}(i) + P_{\theta,s,Y}(i))}{2m} \quad (8)$$

$$\theta_{s,l}(i) < 1/200 \text{ のとき} \quad P_{\theta,s,l}(i) = 1.0$$

$$\theta_{s,l}(i) \geq 1/200 \text{ のとき} \quad P_{\theta,s,l}(i) = 0.1$$

ここで、 $\theta_{s,l}(i)$ ： l 方向における s 層の層間変形角、 $P_{\theta,s,l}(i)$ ： l 方向における s 層の層間変形角の評価値、 l ：X, Y 方向、 m ：層数。

(6) 上部構造の剛性率

設計解 i の各方向で各層の剛性率が基準値より小さくなると評価値が下がるように、評価値 $P_{Rs}(i)$ を式(9)より求める。

$$P_{Rs}(i) = \prod_{k=1}^N (P_{Rs,X}(i,k) \times P_{Rs,Y}(i,k)) \quad (9)$$

$$R_{s,l}(i,k) \geq R_s \text{ の場合} \quad P_{Rs,l}(i,k) = 1.0$$

$$R_{s,l}(i,k) < R_s \text{ の場合} \quad P_{Rs,l}(i,k) = 0.1$$

ここで、 $R_{s,l}(i,k)$ ： l 方向 k 層の剛性率、 $P_{Rs,l}(i,k)$ ： l 方向 k 層の剛性率に対する評価値、 l ：X, Y 方向、 N ：建物階数、 R_s ：剛性率の基準値。

(7) 上部構造の偏心率

設計解 i の各方向で各層の偏心率が基準値より大きくなると評価値が下がるように、上部構造の偏心率の評価値 $P_{bRe}(i)$ を式(10)より求める。

$$P_{bRe}(i) = \prod_{k=1}^N (P_{bRe,X}(i,k) \times P_{bRe,Y}(i,k)) \quad (10)$$

$$R_{e,l}(i,k) \leq R_e \text{ の場合} \quad P_{bRe,l}(i,k) = 1.0$$

$$R_{e,l}(i,k) > R_e \text{ の場合} \quad P_{bRe,l}(i,k) = 0.1$$

ここで、 $R_{e,l}(i,k)$ ： l 方向 k 層の偏心率、 $P_{bRe,l}(i,k)$ ： l 方向 k 層の偏心率に対する評価値、 l ：X, Y 方向、 N ：建物階数、 R_e ：偏心率の基準値。

(8) 柱部材・梁部材・柱梁接合部

設計解 i の地震応答解析結果から許容応力度設計¹⁰⁾により部材の断面設計をおこなう。柱梁部材および柱梁接合部の評価項目と評価

値について表 1 に示す。許容応力度設計の規程に加え、二次設計の規程である梁のたわみ制限も設定した。各項目を満たすときはその項目の評価値を 1.0 とし、満たさない場合は評価値を 0.1 としている。

表 1 柱梁部材および柱梁接合部の評価項目と評価値

部位	評価項目	判定・評価値	
		○	×
柱	長期・短期許容圧縮力以下	1.0	0.1
柱・梁	あき・かぶり厚を考慮した主筋配筋が二段配筋 ^{※1} 以下		
柱・梁	せん断補強筋比が 1.2% 以下		
梁	必要付着長さが上限値 ^{※2} 以下		
梁	たわみが 1/250 以下		
柱梁接合部	短期許容せん断力以下		

※1 柱の二段筋は 2 本までとする

※2 通し筋はスパン長、カットオフ筋はスパン長の 1/2 とする

表 1 の各評価値から柱部材の評価値 $P_c(i)$ 、梁部材の評価値 $P_b(i)$ 、柱梁接合部の評価値 $P_{Jo}(i)$ をそれぞれ式(11)、式(12)、式(13)より求める。

$$P_c(i) = \prod_{k=1}^{N_c} (P_{fc}(i,k) \times P_{pt,c}(i,k) \times P_{pw,c}(i,k)) \quad (11)$$

$$P_b(i) = \prod_{k=1}^{N_b} (P_{pt,b}(i,k) \times P_{pw,b}(i,k) \times P_{fb}(i,k) \times P_\delta(i,k)) \quad (12)$$

$$P_{Jo}(i) = \prod_{k=1}^{N_{Jo}} (P_{Jo,X}(i,k) \times P_{Jo,Y}(i,k)) \quad (13)$$

ここで、 $P_{fc}(i,k)$ ：柱部材 k の許容圧縮応力度に対する評価値、 $P_{pt,c}(i,k)$ ：柱部材 k の主筋配筋に対する評価値、 $P_{pw,c}(i,k)$ ：柱部材 k のせん断補強筋量に対する評価値、 $P_{pt,b}(i,k)$ ：梁部材 k の主筋配筋に対する評価値、 $P_{pw,b}(i,k)$ ：梁部材 k のせん断補強筋量に対する評価値、 $P_{fb}(i,k)$ ：梁部材 k の付着長さに対する評価値、 $P_\delta(i,k)$ ：梁部材 k のたわみに対する評価値、 $P_{Jo,X}(i,k)$ ：柱梁接合部 k の X 方向に対する評価値、 $P_{Jo,Y}(i,k)$ ：柱梁接合部 k の Y 方向に対する評価値、 N_c ：柱部材数、 N_b ：梁部材数、 N_{Jo} ：柱梁接合部数。

3. 3 パレート評価

制約評価において制約条件を満足し、 $P(i)=1.0$ となる設計解の優劣は以下に示すパレート評価で決定する。

(1) 上部構造の層間変形角の評価

上部構造の層間変形角は以下の式(14)より評価する⁵⁾(図 1(a) 参照)。

$$f_\theta(i) = 0.1 + 0.9 \exp(-5(100\theta_{\max}(i))^2) \quad (14)$$

ここで、 $f_\theta(i)$ ：上部構造の層間変形角に対する評価値、 $\theta_{\max}(i)$ ：応答計算により求まる層間変形角の最大値。ただし、各層各方向(X, Y)において最大となる層、方向の層間変形角である。

(2) 骨組重量の評価

骨組重量は以下の式(15)より評価する(図 1(b) 参照)。

$$f_w(i) = W_{\min} / W(i) \quad (15)$$

ここで、 $f_w(i)$ ：骨組重量に対する評価値、 $W_{\min}$ ：柱梁部材の選択可能リスト内で最小断面の部材を使用した場合のコンクリートのみ骨組重量、 $W(i)$ ：設計解 i のコンクリートに加え主筋およびせん断補強筋を含めた骨組重量。

(3) 設計解のパレート評価

設計解 i のパレート評価値 $fit_\theta(i)$ (上部構造の層間変形角に対する値)、 $fit_w(i)$ (骨組重量に対する値)は式(1)により求まる制約評価の

評価値 $P(i)$ に $f_{\theta}(i)$ と $f_w(i)$ をそれぞれ掛け合わせた以下の式(16)、式(17)より求める。

$$fit_{\theta}(i) = f_{\theta}(i) \times P(i) \tag{16}$$

$$fit_w(i) = f_w(i) \times P(i) \tag{17}$$

制約条件を満足する設計解においては、パレート評価により上部構造の層間変形角や骨組重量が小さくなるほど高評価となる。

4. 最適化システム

開発した最適化システムのフローチャートを図2に示す。また、フローチャートの各項目の詳細については以下に示す。なお、本章の(1)～(7)の最適化の説明では設計解を個体と称する。

(1) 入力情報の読み込み

解析対象となる建物の骨組形状や重量、免震装置の設置箇所、選択可能とする免震装置や骨組部材などの情報を入力し、各個体を評価するための環境を設定する。

(2) 初期世代の生成

初期世代を形成する個体群をランダムに生成する。

(3) 対象建物のモデル化

本研究では個体の固有値解析、応答スペクトルによるモーダルアナリシスで応答値を算出する際に、床の面内変形を拘束した擬似立体モデル¹²⁾に置換して計算をおこなった。

使用した擬似立体モデルの定義を以下に示す。

- ① 各層の運動は重心位置における並進 2 方向と回転方向 (X, Y, θ) の 3 自由度として表わす
- ② 質量は各層の床面に集中するものとする
- ③ 床版の面内変形を拘束する
- ④ 柱の伸縮を無視し、床版は水平面内のみで動くものとする
- ⑤ 部材のねじれ剛性は考慮しない

(4) 応答スペクトルによるモーダルアナリシス

応答計算では、最大速度を 50cm/s に基準化した 1940 El Centro NS, 1952 Taft EW, 1968 Hachinohe NS の応答スペクトルと告示（安全限界）の応答スペクトルの最大包絡線を使用した。応答計算にあたっては X, Y それぞれの方向に対してこの最大包絡線の応答スペクトルを適用している。モーダルアナリシスにおける計算次数は X, Y, θ の三方向の自由度に建物階数と免震層数を足し合わせたものを乗じた数、すなわち $3 \times (\text{建物階数} + 1)$ とした。

(5) 骨組部材の断面設計

上部構造の応力解析をおこなうときは、柱梁接合部の剛域とスラブによる梁の剛性増大、免震装置の変形に伴う P- δ 効果による付加曲げモーメントを考慮する。骨組部材の断面設計は純ラーメン架構における柱と大梁を対象とし、小梁やスラブの設計はおこなっていない。なお、部材の設計は許容応力度設計¹⁰⁾でおこなう。

(6) 評価値の算出

個体 i の適応度を求めるための評価値 $fit_{\theta}(i)$, $fit_w(i)$ を 3 章の式(16)と式(17)より求める。

(7) 適応度評価・非劣解集合の更新・終了判定・最適化处理

解析に使用した探索パラメータを表2に示す。これらのパラメータと適応度評価は文献6)のシステムと同様の方法である。個体数、世代数は最適化の試行において、十分収束した解が求まることからこれらの数を採用した。なお後述する解析例において 600 世代目位

図1 パレート評価関数

図2 最適化システムのフローチャート

表2 探索パラメータ

最適化手法	SPEA2
1 世代の個体数	100
最大繰り返し世代数	1000
非劣解集合の個体数	100
選択・淘汰方法	ルーレット選択
交叉方法	二点交叉
交叉率	0.9
突然変異方法	同じ世代に遺伝子長の 1% の遺伝子が同じである個体が存在する場合、一方の個体の遺伝子の “0” と “1” を遺伝子長の 1% の数だけ逆転する

で解が収束しているのがわかる。本研究では、評価の高い個体を選択・淘汰部で利用しており、ルーレット選択により更新した非劣解集合(100 個体)の中から適応度の高い個体が選ばれやすいように半数の個体(50 個体)を選択し、次世代の親としている。

表 3 選択可能梁部材 解析例 1

特性番号	梁幅(cm)	梁せい(cm)
1	50	70
2	50	75
3	50	80
4	50	85
5	55	80
6	55	85
7	55	90
8	55	95
9	60	85
10	60	90
11	60	95
12	60	135
13	65	120
14	65	125
15	65	130
16	65	135

表 4 選択可能柱部材 解析例 1

特性番号	X方向幅(cm)	Y方向幅(cm)
1	50	50
2	55	55
3	60	60
4	65	65
5	70	70
6	75	75
7	80	80
8	85	85
9	90	90
10	95	95
11	100	100
12	105	105
13	110	110
14	115	115
15	120	120
16	125	125

表 5 選択可能梁部材 解析例 2

特性番号	梁幅(cm)	梁せい(cm)
1	40	60
2	40	65
3	40	70
4	40	75
5	50	65
6	50	70
7	50	75
8	50	80
9	60	65
10	60	75
11	60	85
12	60	120
13	70	90
14	70	100
15	70	110
16	70	120

表 6 選択可能柱部材 解析例 2

特性番号	X方向幅(cm)	Y方向幅(cm)
1	50	50
2	55	55
3	60	60
4	65	65
5	70	70
6	75	75
7	70	85
8	80	80
9	85	85
10	90	90
11	95	95
12	100	100
13	105	105
14	110	110
15	115	115
16	120	120

図 3 建物形状と免震装置配置 解析例 1

5. 開発したシステムによる最適設計

5. 1 解析概要

開発したシステムを用いて, 実際に設計された 2 棟の免震構造物を対象に柱梁部材と免震装置の多目的最適設計をおこなう。1 つの解析例に対し 10 回の試行をおこない, 得られたパレート最適解集合より各目的関数の評価値が最大となった設計解を性能の検証に用いた。ここで, 上部構造の層間変形角の評価値が最大(上部構造の層間変形角が最小)となる設計解を“ θ min”, 骨組重量の評価値が最大(骨組重量が最小)となる設計解を“Wmin”, “ θ min”と“Wmin”の中間の評価値となる設計解を“中間点”とした。

探索した設計解の性能を検証するために時刻歴応答解析をおこなう。時刻歴応答解析には FEM 解析ソフト¹³⁾を用い, 解析モデルは立体骨組モデルとした。時刻歴応答解析時の復元モデルは, 天然ゴム系積層ゴム支承¹⁴⁾(以下, RB と表記)を弾性モデル, 鉛プラグ入り積層ゴム支承¹⁴⁾(以下, LRB と表記)と弾性すべり支承¹⁴⁾(以下, SSR と表記)をバイリニアモデル, 上部構造を弾性モデルとした。その際,

※ 一段目: θ min, 二段目: 中間点, 三段目: Wmin, 四段目: 実施例を表わす
 ※ 英字は免震装置の種類, 数字は積層ゴム径 (cm) を表わす

図 4 建物形状と免震装置配置 解析例 2

個々の免震装置は水平 2 方向 (X, Y) ばねと鉛直 (Z) ばねに置換した。したがって積層ゴム支承に MSS モデルを採用していない。告示波を入力地震動とした場合は乱数位相(以下, 告示波(乱数)と表記)と, 1995 JMA KOBE NS 位相(以下, 告示波(KOBE)と表記)を採用している。

2 つの解析例の概要と最適化の際に設定した耐震性能を以下に示す。

表 7 制約条件

	解析例 1	解析例 2
免震層の軸力	設計で用いる範囲内 ¹⁴⁾	
免震層の最大せん断ひずみ	234~266%	248~306%
免震層の偏心率	3%以下	
上部構造の層間変形角	1/200 以下	
上部構造の剛性率	0.6 以上	
上部構造の偏心率	15%以下	40%以下

図 5 パレート最適解分布図 解析例 1

図 6 100 世代ごとのパレート解と制約評価を満たした解 解析例 1

(1) 解析例概要

① 解析例 1

解析例 1 は地上 6 階建 4×1 スパン、延べ床面積 1330.56 m²の建物¹⁵⁾であり、偏心がほとんどない基礎免震構造である。実施設計で使用されている免震装置は LRB10 基である。選択可能とした部材は実施例で使用されている部材の近辺から、免震装置 5 種類、柱梁断面それぞれ 16 種類、主筋 4 種類、せん断補強筋 6 種類とした。設定した梁部材を表 3 に、柱部材リストを表 4 に示す。また、図 3 に解析モデルを示す。図 3(b)には実施例と後述する最適解(“θ min”，“中間点”，“Wmin”)の免震装置配置をあわせて示す。

② 解析例 2

解析例 2 は地上 5 階建 4×6 スパン、延べ床面積 4470.7 m²の建物¹⁵⁾であり、上部構造が Y 方向にセットバックしているため、偏心の大きい基礎免震構造である。実施設計で使用されている免震装置は LRB10 基、RB6 基、SSR18 基である。選択可能とした部材は実施例で使用されている部材の近辺から、免震装置 14 種類、柱梁断面それぞれ 16 種類、主筋 4 種類、せん断補強筋 2 種類とした。設定した梁部材リストを表 5 に、柱部材リストを表 6 に示す。また、図 4 に解析モデルを示す。図 4(b)には実施例と後述する最適解(“θ min”，“中間点”，“Wmin”)の免震装置配置をあわせて示す。

(2) 制約条件

本研究では、最適化をおこなう際の制約条件を表 7 のように設定

図 7 選択した梁断面 解析例 1

図 8 選択した柱断面 解析例 1

した。解析例 2 では上部構造の偏心率が大きく、実施例で最大 36.9%となっているため、制約条件を 40%以下とした。この値を解析例 1 と同様に 15%以下とすると制約条件を満たす解が少なくなりすぎて最適化がうまく進まない。

5. 2 解析例 1 の解析結果

探索したパレート最適解集合の分布を図 5 に示す。10 回の探索範囲にはばらつきが見られるが、全てにおいて“実施例”よりも評価値の高いパレート曲線を探索していることがわかる。

10 回の試行における解のばらつきの程度を以下のように評価した。まず、初期世代では制約条件を満足する解がないため評価値は骨組重量、上部構造の層間変形角ともに $1.0 \cdot 10^{-10}$ 以下となっている。それが、世代を経るとともに評価値が上昇し、図 5 のパレート解となっている。つまり、解の評価値は骨組重量で 0 から 0.673、上部構造の層間変形角では 0 から 0.996 に分布している。一方、パレート解のばらつきは重量で 0.03 程度(0.64~0.67 に分布)、上部構造の層間変形角で 0.011 程度(0.984~0.995 に分布)となっている。したがってパレート解のばらつきの程度は重量で $0.03/0.673 \approx 0.045$ 、上部構造の層間変形角では $0.01/0.996 \approx 0.011$ 程度となっており、解が存在しうる空間に対しては、それほど大きなばらつきとはなっていない。

次に最適化のアルゴリズムが正しくおこなわれているかを確認するために世代ごとの設計解の推移を確認した。図 6 に 100 世代ごとのパレート解と制約評価を満たした解の個体群を示す。パレート解は濃いマークで、制約条件を満たした解は薄いマークで記してある。図 6 を見ると (a) 世代を経るごとに評価値が上昇していくこと、(b) 600 世代以降で設計解は収束していることがわかる。以上のことより最適化のアルゴリズムは正しくおこなわれていると判断した。解析例 2 でも同様の方法でアルゴリズムの確認をおこない最適化が正

表 8 地震応答解析時の免震層の特性と固有周期 解析例 1

	実施例		θ min		中間点		Wmin	
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
免震層最大水平変位(cm)	21.1	20.6	22.2	105%	23.4	113%	21.7	103%
最大変位時のひずみ(%)	105	103	111	117	109	117	105	106
最大変位時の減衰定数(%)	20.8	21.0	20.2	97%	19.4	92%	20.5	99%
降伏せん断力係数	0.053	0.053	0.048	91%	0.048	91%	0.050	94%
最大変位時固有周期(s)	1次	2.66(Y)		2.89(Y)		2.83(Y)		2.82(Y)
	2次	2.65(X)		2.82(X)		2.74(X)		2.78(X)
	3次	2.58(θ)		2.77(θ)		2.64(θ)		2.72(θ)

※ %表示は最適解/実施例の値を表わす

※ 固有周期の()内は, X: X方向, Y: Y方向, θ : 回転方向を表わす

表 9 上部構造の特性 解析例 1

層	階高(cm)	重量(kN)						X方向層剛性(kN/cm)						Y方向層剛性(kN/cm)					
		実施例	θ min	中間点	Wmin			実施例	θ min	中間点	Wmin			実施例	θ min	中間点	Wmin		
R		3720	3797	102%	3728	100%	3572	96%	7932	8291	105%	6301	79%	4871	61%	3690	3564	97%	2670
6	350	3836	4014	105%	3715	97%	3615	94%	10223	13201	129%	7383	72%	6581	64%	4660	5261	113%	3544
5	350	3939	4136	105%	3748	95%	3676	93%	12565	14443	115%	8385	67%	6518	52%	5393	5533	103%	3849
4	350	4055	4132	102%	3669	90%	3761	93%	14506	16837	116%	9159	63%	6939	48%	6253	6602	106%	5008
3	350	4113	4254	103%	3922	95%	3681	89%	15498	21859	141%	12129	78%	8142	53%	7050	7699	109%	6188
2	355	4200	4486	107%	4116	98%	3912	93%	21431	23587	110%	14372	67%	9687	45%	10573	9280	88%	7375
1	380	4850	4330	89%	4228	87%	3998	82%											
計		28712	29151	102%	27126	94%	26215	91%											

※ %表示は最適解/実施例の値を表わす

図 9 Y1 通りの平面骨組における断面分布図 解析例 1

しくおこなわれていると判断したがここでは記述を省略する。

図 5 の“実施例”，“ θ min”，“Wmin”と“中間点”の免震装置配置図を図 3(b)に示した。“ θ min”，“Wmin”と“中間点”では，実施例よりも小さい径から大きい径まで径の異なる免震装置が幅広く選択されている。

各設計解が選択した梁断面，柱断面をそれぞれ図 7, 図 8 に示す。“実施例”と“ θ min”は断面の大きい梁も多く選択しているのに対し，“Wmin”は小さい梁断面を多く選択していることがわかる。また，“中間点”は 16 種類中 7 種類の部材使用数が“Wmin”と“ θ min”の間をとっている。柱断面に関しては“実施例”が 1 種類の断面が使用されているのに対し“Wmin”，“中間点”，“ θ min”は多くの断面の柱が使用されている。また，梁断面同様に“ θ min”は断面の大きい柱も選択しているのに対し，“Wmin”は小さい柱断面を多く選択していることがわかる。“中間点”は 16 種類中 6 種類の部材使用数が“Wmin”と“ θ min”の間をとっている。このように最適解では実施例よりも多くの断面の種類を用いているが，現実的な設計のためには使用する断面の種類をしぼることも必要になってくる。

応答スペクトルによる地震応答解析時の免震層の特性と固有周期を表 8 に示す。“ θ min”の免震層ひずみは“実施例”の 105～113% となり，固有周期は各方向で 106～109% となった。“Wmin”の免震層ひずみは“実施例”の 100～103% となり，固有周期は各方向で 105

～106% となった。“中間点”の免震層ひずみは“実施例”の 103～113% となり，固有周期は各方向で 102～106% となった。また“ θ min”，“Wmin”，“中間点”の 3 つの最適解が“実施例”よりも大きな固有周期となっている。本研究では上部構造の層間変形角と重量をパレート評価にして多目的最適化をおこなっており，固有周期は評価項目に入っていない。よって実施例よりもこれら 3 つの最適解の方が大きい固有周期となることがある。

上部構造の特性を表 9 に示す。“ θ min”の建物重量は“実施例”の 102% と同程度となり，層剛性は“実施例”の 88～141% と特に X 方向で“実施例”よりも高い剛性の層が多かった。“Wmin”の建物重量は“実施例”の 91% に抑えることができ，層剛性は 45～82% と全ての層で“実施例”よりも小さくなった。中間点”の建物重量は“実施例”の 94% となり，“ θ min”と“Wmin”の間に収まっている。層剛性は 63～88% と“Wmin”と同様に全ての層で“実施例”よりも小さくなりこれも“ θ min”と“Wmin”の間に収まっている。このように“ θ min”と“Wmin”では X 方向の層剛性はかなり異なる。これは，“ θ min”ではより大きな断面の部材を選択し“Wmin”ではより小さな断面の部材を選択する傾向となるためである。設計者は重量(コスト)と層間変形角(建物の損傷)のどちらを重視するかでパレート解のどの設計解を選ぶか判断することになる。

Y1 通りの平面骨組における各設計解で選択された部材断面の比較を図 9 に示す。“ θ min”は 58 本中 25 本の部材が“実施例”よりも大きい断面を選択していた。“Wmin”が選択した“実施例”よりも大きい断面は 58 本中わずか 9 本であった。“Wmin”，“ θ min”，とも建物の選択部材断面配置は，対称性がくずれている。これは，選択可能部材からランダムに柱と梁を選択して配置しているためである。これを回避するためには部材を対象に配置することを条件に入れる必要がある。

各設計解の時刻歴応答解析結果より，応答値の大きかった E1 Centro NS 波と告示波(KOBE)の結果を図 10 に示す。“ θ min”の最大層せん断力係数は“実施例”より全層で小さく，上部構造の最大層間変形角は 4 つの設計解で最も小さくなった。“Wmin”の最大層せん

図 10 時刻歴応答解析結果 解析例 1

図 11 パレート最適解分布図 解析例 2

断力係数は“実施例”と同程度となり、上部構造の最大層間変形角は4つの設計解で最も大きくなった。“中間点”の最大層せん断力係数はX方向では“Wmin”と同程度、Y方向では1～3階が“Wmin”と同程度となった。“中間点”のX方向の層間変形角は“ θ min”と“Wmin”の間に収まっているがY方向では4階以上の層間変形角が4つの解のなかで最大となっている。これは、最適化システムでは応答スペクトルを用いたモーダルアナリシスによって応答解析をしているためである。時刻歴応答解析では、地震動の位相によってモーダルアナリシスとは層間変形角の大小関係は逆転することがある。この計算誤差を解消するには、最適化の最終的な段階で時刻歴応答解析を導入する方法⁵⁾が考えられるが、これは今後の課題としたい。

これらの結果から、解析例1に関しては開発したシステムを用いて最適設計をおこなうことで、上部構造の層間変形角を小さくする設計解と骨組重量を小さくする設計解を探索できたといえる。

5. 4 解析例2の解析結果

探索したパレート最適解集合の分布を図11に示す。解析例1と同様に10回の探索範囲にはばらつきが見られるが、全てにおいて“実施例”よりも評価値の高いパレート曲線を探索していることがわかる。

この場合も解析例1と同様に解のばらつきを評価する。図11からパレート解のばらつきは骨組重量で0.074程度(0.509～0.579に分布)、上部構造の層間変形角で0.002程度(0.993～0.995に分布)であ

図 12 選択した梁断面 解析例 2

図 13 選択した柱断面 解析例 2

ることがわかる。したがってパレート解のばらつきの程度は重量で0.127(=0.074/0.579)、上部構造の層間変形角では0.0020(=0.002/0.995)となっており、解析例1同様にそれほど大きなばらつきは生じていない。

図11の“実施例”、“ θ min”、“Wmin”と“中間点”の免震装置配置図を図4(b)に示した。“ θ min”、“Wmin”と“中間点”は“実施例”のような配置の規則性がなく、径や種類の異なる免震装置が幅広く選択されている。

各設計解が選択した梁断面、柱断面をそれぞれ図12、図13に示す。“ θ min”はリスト内の梁断面をほぼ均等に選択し、“Wmin”は小さい梁断面を多く選択していることがわかる。“中間点”は比較的小さい梁断面を多く選択しているが結果的に16種類中10種類の部材使用数が“Wmin”と“ θ min”の間をとっている。柱断面に関しては“実施例”が1種類の断面が使用されているのに対し“Wmin”、“中間点”、“ θ min”は多くの断面の柱が使用されている。また、“ θ min”は梁断面同様に断面の大きい柱も多く選択しているのに対し、“Wmin”は小さい柱断面を多く選択していることがわかる。“中間点”は16種類中5種類の部材使用数が“Wmin”と“ θ min”の間をとっている。解析例1と同様に最適解では実施例よりも多くの断面の種類を用いているが、現実的な設計のためには使用する断面の種類をしばることも必要になってくる。

応答スペクトルによる地震応答解析時の免震層の特性と固有周期を表10に示す。“ θ min”の免震層ひずみは“実施例”の96～97%となり、固有周期は各方向で87～98%となった。“Wmin”の免震層ひずみは“実施例”の97～100%となり、固有周期は各方向で87～95%となった。“中間点”の免震層ひずみは“実施例”の97～100%となり、固有周期は各方向で89～96%となった。解析例1と違い“ θ min”、“Wmin”、“中間点”の3つの最適解が“実施例”よりも小さ

表 10 地震応答解析時の免震層の特性と固有周期 解析例 2

	実施例		θ min				中間				Wmin			
	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
免震層最大水平変位(cm)	24.9	24.1	23.9	96%	23.5	97%	24.1	97%	24.1	100%	24.0	97%	24.1	100%
最大変位時のひずみ(%)	124	120	120		117		121		121		120		120	
最大変位時の減衰定数(%)	21.6	21.8	23.1	107%	23.6	108%	19.3	89%	19.3	88%	23.1	107%	23.0	105%
降伏せん断力係数	0.033	0.033	0.046	140%	0.046	140%	0.046	139%	0.046	139%	0.047	143%	0.047	143%
最大変位時固有周期(s)	1次	3.92(X)		3.54(X)		90%		3.58(X)		90%		3.51(X)		90%
	2次	3.73(Y)		3.24(Y)		87%		3.29(Y)		89%		3.25(Y)		87%
	3次	3.07(θ)		3.00(θ)		98%		3.00(θ)		96%		2.92(θ)		95%

※ %表示は最適解/実施例の値を表わす

※ 固有周期の()内は、X:X方向、Y:Y方向、 θ :回転方向を表わす

表 11 上部構造の特性 解析例 2

層	階高(cm)	重量(kN)								X方向層剛性(kN/cm)								Y方向層剛性(kN/cm)							
		実施例	θ min	中間点	Wmin	実施例	θ min	中間点	Wmin	実施例	θ min	中間点	Wmin	実施例	θ min	中間点	Wmin	実施例	θ min	中間点	Wmin	実施例	θ min	中間点	Wmin
R	350	9730	9525	98%	9403	97%	9250	95%		9300	9051	97%	7251	78%	6324	68%	13236	12296	93%	11487	87%	9730	74%		
5	350	11538	11356	98%	11192	97%	10934	95%		13380	15419	115%	12794	96%	11087	83%	17937	21367	119%	17934	100%	15483	86%		
4	350	14876	15257	103%	14625	98%	14298	96%		17163	21910	128%	21433	125%	15671	91%	22222	30808	139%	26217	118%	20339	92%		
3	350	17439	17807	102%	17752	102%	17183	99%		22103	31973	145%	29639	134%	21129	96%	26387	40374	153%	38229	145%	26551	101%		
2	350	17930	19247	107%	19061	106%	18033	101%		32578	41174	126%	35393	109%	27425	84%	36984	51719	140%	46077	125%	30276	82%		
1	380	23657	21667	92%	21061	89%	20634	87%																	
計		95169	94859	100%	93094	98%	90332	95%																	

※ %表示は最適解/実施例の値を表わす

図 14 X2 通りの平面骨組における断面分布図 解析例 2

な固有周期となっている。前述したとおり固有周期は評価項目に入っていないので実施例よりも 3 つの最適解のすべてが小さい固有周期となることもある。

上部構造の特性を表 11 に示す。“ θ min”の建物重量は“実施例”と同程度となり、層剛性は“実施例”の 93～153%と両方向で“実施例”よりも高い剛性の層が多かった。“Wmin”の建物重量は“実施例”の 95%に抑えることができ、層剛性は 68～101%とほとんどの層で“実施例”よりも小さくなった。“中間点”の建物重量は“実施例”の 98%となり“ θ min”と“Wmin”の間に収まっている。層剛性は 78～145%と“ θ min”と同様に“実施例”よりも大きな層が多く、これも“ θ min”と“Wmin”の間に収まっている。

X2 通りの平面骨組における各設計解で選択された部材断面の比較を図 14 に示す。“ θ min”は 59 本中 26 本の部材が“実施例”よりも大きい断面を選択していた。“Wmin”は 59 本中 19 本の部材が“実施例”よりも大きい断面を選択していた。

各設計解の時刻歴応答解析結果より、応答値の大きかった告示波(乱数)と告示波(KOBE)の結果を図 15 に示す。“ θ min”は最大層せん断力係数と上部構造の最大層間変形角ともに、4 つの設計解で最も

図 15 時刻歴応答解析結果 解析例 2

小さくなった。“Wmin”の最大層せん断力係数と上部構造の最大層間変形角は“実施例”と同程度となる傾向となった。“中間点”では最大層せん断力係数、最大層間変形角ともに両方向で“ θ min”と“Wmin”の間の値をとっている。

これらの結果から、解析例 2 に関しても開発したシステムを用いて最適設計をおこなうことで、上部構造の層間変形角を小さくする設計解と骨組重量を小さくする設計解を探索できたといえる。

6. 免震層のねじれに関する検討

6. 1 概要

上部構造の振動性状などによる影響により、免震層にどの程度のねじれが生じているか確認する。なお、検討は上部構造の偏心率が大きい解析例 2 の X 方向を対象とし、“実施例”および探索した“ θ min”、“Wmin”、“中間点”について検討する。

6. 2 検討方法

上部構造の振動性状などによる影響により、免震層にどの程度のねじれが生じているか、上部構造の偏心率が大きい解析例 2 の X 方

表 12 上部構造の偏心率※

層	実施例	θ min	中間点	Wmin
5	17.4	14.7	24.4	22.2
4	25.2	25.9	22.3	26.4
3	31.2	14.9	29.7	25.0
2	36.9	24.4	27.3	29.5
1	25.5	19.1	17.6	14.6

※ 解析例 2 の X 方向の値 (%)

表 13 免震層の偏心率※

	実施例	θ min	中間点	Wmin
100%変形時	0.68	2.83	1.61	1.23

※ 解析例 2 の X 方向の値 (%)

図 16 建物外周部の最大変形差 解析例 2

図 17 重心位置最大変位に対する最大変形差の割合 解析例 2

向を対象として確認した。4 つの設計解の上部構造と免震層の偏心率をそれぞれ表 12, 表 13 に示す。応答計算は立体骨組みモデルを使用し, X 方向入力による時刻歴応答解析でおこなっている。計算結果から, 建物外周部の 4 点(図 4(b)の(X1, Y1), (X5, Y1), (X2, Y7), (X5, Y7))の一階柱脚部で変位を確認した。

6. 3 検討結果

各入力地震動における建物外周部の最大変形差と, 重心位置最大変位に対する最大変形差の割合(以下, ねじれの割合と表記)をそれぞれ図 16 と図 17 に示す。最大変形差では“ θ min”が比較的大きい値を示し, 平均 3.36cm となった。“Wmin”は平均 2.32cm となり, “実施例”が平均 2.15cm となった。“中間点”が最も小さい平均 1.32cm となった。ねじれの割合では“ θ min”の平均が 13.5%と最も大きくなり, “Wmin”は 12.0%, “実施例”が 11.9%となり, “中間点”が最も小さい平均 9.3%となった。

これらの結果より, 3 つの設計解とも過度なねじれは生じていないことが確認できる。したがって開発したシステムによって得た設計解には設計上問題となるような過大なねじれは生じない免震装置の配置になっているといえる。

7. 結論

本研究では, RC 造免震建物の多目的最適設計をおこなった。その際, 対象建物を擬似立体系にモデル化することで建物のねじれを考慮し, モーダルアナリシスによる応答値を用いて部材の設計をおこなうこと, 制約条件を満足した上で上部構造の層間変形角を小さくする設計解と骨組重量を小さくする設計解を含むパレート最適解集合を探索することの 2 つを目的とした。また, 最適化により探索された設計解の性能を検証するために時刻歴応答解析をおこなった。対象とした建物は実際に設計された RC 造免震建物 2 棟とし, 解析例 1 は整形な建物, 解析例 2 はセットバックがあり偏心率の大きいねじれの生じやすい建物とした。その結果, 以下の結論を得た。

- 1) 2 つの解析例に対して, 開発したシステムの各 10 回の試行全においてパレート最適解集合が探索された。探索されたパレート最適集合の評価値には実施設計よりも評価値の高い解が多数存在した。
- 2) 開発したシステムを用いて最適化をおこなうことで, 制約条件を満足した上で上部構造の層間変形角を小さくする設計解や骨組重量を小さくする設計解を探索することができた。
- 3) 探索された最適解は免震層の設計上問題となるような過度なねじれが生じない免震装置の配置になった。

以上のことから, 本研究で開発したシステムは RC 造免震建物の多目的最適化に有効であると考えられる。

今後は, 耐力壁を有する RC 造免震建物の骨組部材と免震装置の最適配置システムへと機能を拡張し, 最適化の対象にできる建物を増やしていく予定である。

参考文献

- 1) 田守伸一郎, 松谷有祐, 林 善太郎: 多質点系構造物モデルにおける遺伝的アルゴリズムによる免震装置の最適選択計画 -その 1. 基礎免震の場合-, 日本建築学会構造系論文集, 第 588 号, pp63-70, 2005. 2
- 2) 田守伸一郎, 林 善太郎, 松谷有祐: 多質点系構造物モデルにおける遺伝的アルゴリズムによる免震装置の最適選択計画 -その 2. 中間層免震の場合-, 日本建築学会構造系論文集, 第 592 号, pp83-90, 2005. 6
- 3) 田守伸一郎, 松谷有祐, 平柳美弥子: ヒューリスティクスによる免震装置の最適配置計画 -遺伝的アルゴリズム, 焼きなまし法, タブー探索による配置計画の検討-, 構造工学論文集, Vol. 54B, pp599-608, 2008. 3
- 4) 安江昌晃, 田守伸一郎: 温度並列焼きなまし法による免震装置の最適配置計画 -従来の焼きなまし法との比較-, 日本建築学会構造系論文集, 第 643 号, pp1595-1602, 2009. 9
- 5) 平柳美弥子, 大槻大佑, 田守伸一郎: タブー探索による免震構造物の最適設計 -基礎免震・鋼構造三次元立体骨組モデルでの時刻歴応答解析を用いた検討-, 構造工学論文集, Vol. 55B, pp485-496, 2009. 3
- 6) 安江昌晃, 小林浩一, 田守伸一郎: 免震構造物における免震装置の多目的最適配置 -多目的遺伝的アルゴリズムによる解法-, 日本建築学会構造系論文集, 第 655 号, pp1645-1652, 2010. 9
- 7) 田村尚士, 大森博司: 多目的最適化法による鋼構造物の構造設計支援手法の提案 -その 1. 許容応力度等設計における最適設計法-, 日本建築学会構造系論文集, 第 628 号, pp. 891-897, 2008. 6
- 8) 田村尚士, 大森博司: 多目的最適化法による鋼構造物の構造設計支援手法の提案 -その 2. 保有耐力設計に基づく最適設計法-, 日本建築学会構造系論文集, 第 643 号, pp. 1671-1676, 2009. 9
- 9) 藤谷義信, 尾中敦義, 塩崎洋一, 藤井大地, 平田裕一, 山本憲司, 春日康博, 荒井宏: 鉄筋コンクリート建物の最適設計プログラムの開発, 日本建築学会技術報告集, 第 5 号, pp63-68, 1997. 12
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説(許容応力度設計法), 1999
- 11) E. Zitzler, M. Laumanns, and L. Thiele. SPEA2: Improving the StrengthPareto Evolutionary Algorithm. Technical report 103, ComputerEngineering and Networks Laboratory (TIK), ETH Zurich, Zurich, Switzerland, 2001.
- 12) 柴田明徳: 最新耐震構造解析(第 2 版), 森北出版株式会社, 2007
- 13) University of California, Berkeley: Open System for Earthquake Engineering Simulation (Open Sees), <http://opensees.berkeley.edu/> 2010. 6. 09 参照
- 14) 技術委員会・標準品リスト作成 WG: 免震部材標準品リスト-2005-, 社団法人日本免震構造協会, 2005. 1
- 15) 財団法人日本建築センター: ビルディングレター, 1996-2011

(2012年 3 月 5 日原稿受理, 2012年 8 月 17 日採用決定)