ニューラルネットワークを利用した鉄骨造弾性立体骨組の 性能指定最小重量設計法

MINIMUM WEIGHT DESIGN METHOD CONTROLLED BY STRUCTURAL PERFORMANCES FOR 3-D ELASTIC STEEL FRAME USING NEURAL NETWORK

堤 和敏*

Kazutoshi TSUTSUMI

This report proposes a practical minimum weight design method controlled by the structural performances which the structural engineer specified, and estimation method of other structural performances, for elastic 3-D steel frame. This method is based on Nakamura-Kosaka's strain controlling theory and uses neural network training and non-linear planning method. This method will be effective tool for structural engineer in structural planning stage, because this method can grasp on the structural cost and structural performance easily. This report shows that neural network is an effective tool for the inverse design problem which is difficult to expand theoretically, using the examples.

Keywords : neural network, minimum weight design, performance design method, 3-D frame

ニューラルネットワーク、最小重量設計、性能設計法、立体骨組

1. はじめに

建築設計において、消費者ニーズの多様化や海外製品の市場参入、および阪神淡路大震災を契機にした安全性の確保というような面から従来の仕様設計法から性能設計法へと大きな転換が計られようとしている¹⁾。本論では、鉄骨造建築物の構造計画段階において目標とする性能をどう実現するかという問題を対象とする。

この問題に対しては、最適設計法と逆問題型設計法の二つの大きな流れがある。

最適設計法^{2) 3) 4) 5)}の研究では、最初に仮部材断面を設定し構造解析を数回繰り返さなければならず、構造計画段階で利用するには実用的ではなく、また平面骨組が対象である。

一方、逆問題型設計法として中村・小坂^{6) 7)}は、柱・梁の材端歪み制約設計法を平面・立体骨組に対して展開している。この理論では、直接的に部材断面が求められるので魅力的ではあるが、柱の軸伸縮(全体曲げ変形)が考慮できないことや、材端歪みを与えることが設計者に馴染みにくいという課題があった。また、最小重量問題は対象とされていない。そこで著者は、鉄骨造弾性平面骨組に対して中村・小坂の理論⁶⁾をベースに、柱の軸伸縮を考慮した層間変形角と中村・小坂の定義している材端歪みとの関係をニューラルネットワークを利用して学習することにより1次設計時の層間変形角・部材応力度余裕率を指定条件とし、最小重量となる実用的な部材断面推定法⁸⁾の提案を行っている。

本報は、既報⁸⁾の平面骨組に対する推定手法を発展させ、平面骨組の

集合体として立体骨組を捉え、立体骨組としての最小重量剛性解を導くことにより、偏心やセットバックのない立体骨組に対して1次設計時の層間変形角・部材応力度余裕率を満足する最小重量設計法の提案・検証を行い、逆問題型の実用的な性能設計法への展開を試みたものである。

2. 問題設定

本報では、図-1に示すモデルに対して下記の仮定を設ける。

- 1) X, Y 方向とも均等パソとする。説明を簡単にするために均等パソとしたが、不均等パソでも偏心が生じなければ式が複雑になるだけで理論展開上何ら問題はない。
- 2) セットバックはなく、偏心も生じないものとする。

図-1 モデル図(伏図)

* ㈱フジタエンジニアリング設計部 博士(工学)

Engineering Design Division, Fujita Corporation, Dr. Eng.

- 3) 柱グループは C1～C4 の 4 種類とし、柱成はすべて同じとする。
- 4) 梁グループは X 方向 G1、G2 の 2 種類、Y 方向 G3、G4 の 2 種類、計 4 種類とする。
- 5) 内柱・大梁の断面形状は、図-2 に示す断面形状比を満足する。
- 6) 外周柱・隅柱の柱断面積・剛性は、既報⁹⁾の各柱の部材応力度余裕率を同程度にするという仮定の下で、内柱の柱断面積・剛性で表現できる。C1～C4 の j 層の柱断面積を $Ac_{j,1-4}$ 、剛性を $J_{j,1-4}$ とし、それぞれの柱の長期軸力を ${}_L N_{j,1-4}$ 、X、Y 方向別の地震時軸力を ${}_{Ex} N_{j,1-4}$ 、 ${}_{Ey} N_{j,1-4}$ とすると、C2～C4 の柱断面積・剛性は C1 の柱断面積・剛性によって下記のように表現できる。
- 右添字 g は、グループ番号を示す。

$$Ac_{j,g} = ca_{j,g} \cdot Ac_{j,1} \quad J_{j,g} = ca_{j,g} \cdot J_{j,1} \quad (g = 1 \sim 4) \quad (1)$$

$$\text{ここで、} ca_{j,1} = 1.0 \quad (2)$$

$$ca_{j,2} = 0.7 \sqrt{\frac{({}_L N_{j,2} + {}_{Ey} N_{j,2})}{{}_L N_{j,1}}} \quad (3)$$

$$ca_{j,3} = 0.7 \sqrt{\frac{({}_L N_{j,3} + {}_{Ex} N_{j,3})}{{}_L N_{j,1}}} \quad (4)$$

$$ca_{j,4} = 0.7 \cdot \text{MAX} \left\{ \sqrt{\frac{({}_L N_{j,4} + {}_{Ex} N_{j,4})}{{}_L N_{j,1}}}, \sqrt{\frac{({}_L N_{j,4} + {}_{Ey} N_{j,4})}{{}_L N_{j,1}}} \right\} \quad (5)$$

- 7) 各柱の負担軸力比は負担面積比とする。
- 8) 対象とする骨組みは、X 方向内フレーム(図-1 の Y1、Y2 フレーム)、外周フレーム(同 Y0、Y3)、Y 方向内フレーム(同 X1～X3)、外周フレーム(同 X0、X4) の計 4 種類のフレームとする。
- 9) 外周フレームのせん断力負担割合は内フレームの S 倍(本論では $=0.6$)倍とする。したがって、各フレームは、下記に示す直行スパン長を持つ平面骨組と考えることが出来る。X・Y 方向スパン数を N_{sx}, N_{sy} 、X・Y 方向スパン長を L_x, L_y とすると直行スパン長は下記のように表される。左添字はフレーム番号を示す。

- ・X 方向内フレーム(1 フレームとする)の直行スパン長： ${}_1 L_r$

$${}_1 L_r = \frac{N_{sy} \cdot L_y}{N_{sy} - 1 + 2S} \quad (6)$$

- ・X 方向外周フレーム(2 フレームとする)の直行スパン長： ${}_2 L_r$

$${}_2 L_r = S \cdot {}_1 L_r \quad (7)$$

- ・Y 方向内フレーム(3 フレームとする)の直行スパン長： ${}_3 L_r$

$${}_3 L_r = \frac{N_{sx} \cdot L_x}{N_{sx} - 1 + 2S} \quad (8)$$

- ・Y 方向外周フレーム(4 フレームとする)の直行スパン長： ${}_4 L_r$

$${}_4 L_r = S \cdot {}_3 L_r \quad (9)$$

図-2 断面形状係数

3. ニューラルネットワークによる性能指定最小重量設計法

既報⁹⁾では、図-3 に示す平面骨組に対する一次設計時の層間変形角を指定条件とする最小重量設計法を提案し、中村・小坂の材端ひずみ制御設計法⁹⁾より導き出される 1 次設計時の柱軸伸縮を無視した層間変形角 (R_s) と本来の指定性能である軸伸縮を考慮した層間変形角 (R_m) との関係性を求めれば、目標 R_m に対して直接的に部材断面が求められることを明らかにした。本論では、立体骨組を平面骨組に分割して理論展開を行う。したがって、目標 R_m に対して、各平面 (i) フレーム毎の ${}_i R_s$ が必要となる。平面毎の R_m 、 R_s の関係性は、既報の学習データを使用する。

既報での学習の手順(図-4 参照)は下記の通りである。

- (1) 任意の平面骨組モデルに対して最初に R_s を指定。
- (2) R_s に対して部材応力度余裕率を満足しかつ最小重量となる部材断面を既報⁹⁾の手順に従って算定。
- (3) その断面で応力解析を行い実際の軸伸縮を考慮した R_m' (以降、 R_m' は解析により得られた値を示す) を求める。
- (4) (1)～(3)を繰り返し学習データを蓄積する。
- (5) R_m' と R_s との関係をニューラルネットワークにより学習。

一方、学習後の部材断面の推定手順(図-5 参照)は下記の通りである。

- (1) 対象建物、指定目標性能 R_m に対して、 R_s をニューラルネットワークにより推定する。
- (2) R_s に対して部材応力度余裕率を満足しかつ最小重量となる部材断面を既報⁹⁾の手順に従って算定。

図-3 平面骨組モデル図

図-4 ニューラルネットワークによる学習

図-4 部材断面推定手順

3.1 立体骨組の性能指定最小重量設計法

基本的な考え方は平面骨組と同じであるが、立体骨組では、梁は各フレーム独立で考えることが出来るが、柱はX・Y方向共通しているために工夫が必要である。その概要を下記に示す。

目標とする柱の軸伸縮（全体曲げ変形）・部材のせん断変形を考慮したX・Y方向の層間変形角 Rmx, Rmy に対して、ニューラルネットワークの学習結果を利用して推定した柱の軸伸縮・部材のせん断変形を無視したX・Y方向の層間変形角を Rsx, Rsy とする。 Rsx, Rsy が推定されれば中村・小坂の材端ひずみ制御設計理論をベースに、層間変形角指定条件、部材応力度余裕率を満足し、かつ最小重量となる部材断面は、既報⁹⁾を参考に下記の手順により直接求めることができる。

●層間変形角指定条件の定式化

$$\frac{a_{1j}}{K_j} + \frac{a_{2j}}{J_{j,in}} = a_3 \quad (10)$$

$$a_{1j} = L(H_j \cdot Q_{j,a} + H_{j+1} \cdot Q_{j+1,a}) / 8 \quad (11)$$

$$a_{2j} = H_j^2 \cdot Q_{j,a} / 4 \quad (12)$$

$$a_3 = 3 \cdot R_s \quad (13)$$

ここで、 K_j : i フレーム j 階の梁剛性(= $K_{j,g}$)、梁の場合 $i = g$

$J_{j,in}$: i フレーム j 層の内柱剛性

$$1J_{j,in} = J_{j,1} \quad (14)$$

$$2J_{j,in} = J_{j,2} = ca_{j,2} \cdot J_{j,1} \quad (15)$$

$$3J_{j,in} = J_{j,1} \quad (16)$$

$$4J_{j,in} = J_{j,2} = ca_{j,3} \cdot J_{j,1} \quad (17)$$

$Q_{j,a}$: i フレーム j 層の箱形断面としての平均せん断力

$$1Q_{j,a} = Q_j / \{(N_{sy} - 1 + 2S) \cdot N_{sx}\} \quad (18)$$

$$2Q_{j,a} = S_1 Q_{j,a} \quad (19)$$

$$3Q_{j,a} = Q_j / \{(N_{sx} - 1 + 2S) \cdot N_{sy}\} \quad (20)$$

$$4Q_{j,a} = S_3 Q_{j,a} \quad (21)$$

Q_j : j 層のせん断力 (A_i 分布による)

H_j : j 層の階高

L : i フレームのλ⁹⁰長 ($1L = 2L = L_x$, $3L = 4L = L_y$)

R_s : i フレームの推定された柱軸伸縮無視の層間変形角

$$1Rs = 2Rs = Rsx, \quad 3Rs = 4Rs = Rsy \quad (22)$$

●梁の応力度制約条件の定式化

$$\min_i K_j = \left[\frac{iL M_B \cdot L + 2\mu_B \cdot a_{1j}}{2g_1^{0.25} \cdot \varepsilon_y \cdot L} \right]^{4/3} \quad (23)$$

$$g_1 = \frac{12}{E} [rg_1 - (rg_1 - rg_2 \cdot rg_3)(1 - 2rg_2)^3] \quad (24)$$

$$\max_i J_{j,in} = \frac{i a_{2j}}{a_3 - i a_{1j} / \min_i K_j} \quad (25)$$

ここで、 $\min_i K_j$: i フレームの梁応力度制約条件を満足す

るために必要な梁の最小剛性

$iL M_B$: i フレームの梁長期曲げモーメント

μ_B : 指定された梁最小応力度余裕率 (本論は 1.0 と仮定)

ε_y : 地震時の許容材端ひずみ, E : ヤング率

rg_1, rg_2, rg_3 : 梁の断面形状係数 (図-2 参照)

$\max_i J_{j,in}$: 梁の応力度制約条件を満足するための

i フレームの内柱剛性の最大制限値

(25)式に(14)~(17)式を代入し、1~4 フレームについて解くと、各フレームに対する C1 柱の剛性の最大値が求まる。それぞれのフレームに対する C1 柱の最大剛性の最小値を $\max J_{j,1}$ とする。

●内柱の応力度制約条件の定式化

$$4E \cdot c_2 \cdot \varepsilon_y \cdot iJ_{j,in} - 4(iL N_{j,in} + \mu_c \cdot iE N_{j,in}) \sqrt{c_1 \cdot iJ_{j,in}} - \mu_c \cdot E \cdot c_2 \cdot H_j \cdot Q_{j,a} \sqrt{iJ_{j,in} / c_1} \geq 0 \quad (26)$$

ここで、 $iL N_{j,in}$: i フレーム j 層内柱の長期軸力

$iE N_{j,in}$: i フレーム j 層内柱の地震時軸力

$$1L N_{j,in} = L N_{j,1}, \quad 1E N_{j,in} = 0 \quad (27)$$

$$2L N_{j,in} = L N_{j,2}, \quad 2E N_{j,in} = 0 \quad (28)$$

$$3L N_{j,in} = L N_{j,1}, \quad 3E N_{j,in} = 0 \quad (29)$$

$$4L N_{j,in} = L N_{j,3}, \quad 4E N_{j,in} = 0 \quad (30)$$

μ_c : 指定された柱最小応力度余裕率 (本論では 1.5 と仮定)

$$c_1 = E / 12 \cdot [1 - (1 - 2rc_1)^4] \quad (31)$$

$$c_2 = 1 - (1 - 2rc_1)^2 \quad (32)$$

rc_1 : 柱の断面形状係数 (図-2) 参照)

(26)式に(14)~(17)式を代入すると 1~4 フレームとも $J_{j,1}$ で表されこれらの式を満足する解の最小値を $\min J_{j,1}$ とする。

●外柱の応力度制約条件の定式化

$$8E \cdot c_2 \cdot \varepsilon_y \cdot iJ_{j,\alpha} - 8(iL N_{j,\alpha} + \mu_c \cdot iE N_{j,\alpha}) \sqrt{c_1 \cdot iJ_{j,\alpha}} - \mu_c \cdot E \cdot c_2 \cdot H_j \cdot Q_{j,a} \sqrt{iJ_{j,\alpha} / c_1} \geq 0 \quad (33)$$

ここで、 $iL N_{j,\alpha}$: j 層外柱の長期軸力

$iE N_{j,\alpha}$: j 層外柱の地震時軸力

$$1L N_{j,\alpha} = L N_{j,3}, \quad 1E N_{j,\alpha} = E_x N_{j,3} \quad (34)$$

$$2L N_{j,\alpha} = L N_{j,4}, \quad 2E N_{j,\alpha} = E_x N_{j,4} \quad (35)$$

$$3L N_{j,\alpha} = L N_{j,2}, \quad 3E N_{j,\alpha} = E_y N_{j,2} \quad (36)$$

$$4L N_{j,\alpha} = L N_{j,4}, \quad 4E N_{j,\alpha} = E_y N_{j,4} \quad (37)$$

$iJ_{j,\alpha}$: i フレーム j 層の外柱剛性

$$1J_{j,\alpha} = J_{j,3} = ca_{j,3} \cdot J_{j,1} \quad (38)$$

$$2J_{j,\alpha} = J_{j,4} = ca_{j,4} \cdot J_{j,1} \quad (39)$$

$$3J_{j,\alpha} = J_{j,2} = ca_{j,2} \cdot J_{j,1} \quad (40)$$

$$4J_{j,\alpha} = J_{j,4} = ca_{j,4} \cdot J_{j,1} \quad (41)$$

(33)式に(14)~(17), (38)~(41)式を代入すると 1~4 フレームとも $J_{j,1}$ で表されこれらの式を満足する解の最小値を $\alpha J_{j,1}$ とする。

いま、 $\min J_{j,1}$ と $\alpha J_{j,1}$ の大きい方を $\min J_{j,1}$ とすると、梁・柱の応力

度制約条件を満足する C1 柱の剛性範囲は、下式となる。

$$\min J_{j,1} \leq J_{j,1} \leq \max J_{j,1} \quad (42)$$

●層の鉄骨重量の定式化

$$W_j = \sum_{i=1,4} a_i \sqrt{K_j} + a_{5j} \sqrt{J_{j,1}} \quad (43)$$

$$1a_4 = ws \cdot \frac{g_2}{\sqrt{g_1}} (Nsy - 1) \cdot Nsx \cdot Lx \quad (44)$$

$$2a_4 = 2ws \cdot \frac{g_2}{\sqrt{g_1}} \cdot Nsx \cdot Lx \quad (45)$$

$$3a_4 = ws \cdot \frac{g_2}{\sqrt{g_1}} (Nsx - 1) \cdot Nsy \cdot Ly \quad (46)$$

$$4a_4 = 2ws \cdot \frac{g_2}{\sqrt{g_1}} \cdot Nsy \cdot Ly \quad (47)$$

$$a_{5j} = ws \cdot H_j \{ (Nsx - 1)(Nsy - 1) + 2(Nsx - 1) \cdot ca_{j,2} + 2(Nsy - 1) \cdot ca_{j,3} + 4ca_{j,4} \} \cdot c_2 / \sqrt{c_1} \quad (48)$$

ここで、 ws : 鉄骨比重

$$g_2 = rg_1 - (rg_1 - rg_2 \cdot rg_3) \cdot (1 - 2rg_2) \quad (49)$$

●最小重量剛性解の定式化

層間変形角指定条件(10)式を K_j について解く。

$$K_j = a_{1j} \cdot J_{j,1} / (a_{3j} \cdot J_{j,1} - a_{2j}) \quad (50)$$

この式に、(14)～(17)式を代入し、C1 柱の剛性で表すと、層間変形角指定条件を満足する骨組の層の重量は下式のように C1 柱の剛性 $J_{j,1}$ で表現される。

$$W_j = a_4 \sqrt{\frac{1a_{1j} \cdot J_{j,1}}{a_3 \cdot J_{j,1} - a_{2j}}} + a_4 \sqrt{\frac{2a_{1j} \cdot ca_{j,2} \cdot J_{j,1}}{2a_3 \cdot ca_{j,2} \cdot J_{j,1} - 2a_{2j}}} + a_4 \sqrt{\frac{3a_{1j} \cdot J_{j,1}}{3a_3 \cdot J_{j,1} - 3a_{2j}}} + a_4 \sqrt{\frac{4a_{1j} \cdot ca_{j,3} \cdot J_{j,1}}{4a_3 \cdot ca_{j,3} \cdot J_{j,1} - 4a_{2j}}} + a_{5j} \sqrt{J_{j,1}} \quad (51)$$

W_j を $J_{j,1}$ で微分する。

$$\frac{dW_j}{dJ_{j,1}} = \frac{1a_4 \cdot a_{2j} \sqrt{1a_{1j}}}{2\sqrt{J_{j,1}} (a_3 \cdot J_{j,1} - a_{2j})^3} - \frac{2a_4 \cdot a_{2j} \sqrt{2a_{1j}}}{2\sqrt{ca_{j,2} \cdot J_{j,1}} (2a_3 \cdot ca_{j,2} \cdot J_{j,1} - 2a_{2j})^3} - \frac{3a_4 \cdot a_{2j} \sqrt{3a_{1j}}}{2\sqrt{J_{j,1}} (3a_3 \cdot J_{j,1} - 3a_{2j})^3} - \frac{4a_4 \cdot a_{2j} \sqrt{4a_{1j}}}{2\sqrt{ca_{j,3} \cdot J_{j,1}} (4a_3 \cdot ca_{j,3} \cdot J_{j,1} - 4a_{2j})^3} + \frac{a_{5j}}{\sqrt{J_{j,1}}} \quad (52)$$

$dW_j/dJ_{j,1} = 0$ となる $J_{j,1}$ の値を ${}_{\text{opt}}J_{j,1}$ とすると、 W_j が最小となる $J_{j,1}$ は、下記のように場合分けして求められる。

$$\begin{aligned} \min J_{j,1} \leq {}_{\text{opt}}J_{j,1} \leq \max J_{j,1} & \text{ の時 } J_{j,1} = {}_{\text{opt}}J_{j,1} \\ {}_{\text{opt}}J_{j,1} < \min J_{j,1} & \text{ の時 } J_{j,1} = \min J_{j,1} \\ \max J_{j,1} < {}_{\text{opt}}J_{j,1} & \text{ の時 } J_{j,1} = \max J_{j,1} \end{aligned} \quad (53)$$

ここで、 ${}_{\text{opt}}J_{j,1}$ は、定式化は出来ないが、ニュートン・ラプソン法や二分法使って近似解を求めることが出来る。

また、C2～C4 柱の部材剛性は、(1)式より C1 柱の剛性 $J_{j,1}$ で求め

られる。一方、梁の剛性は、(50)式と(14)～(17)式を使って求めることが出来る。

ただし、 $\min J_{j,1} > \max J_{j,1}$ の時は、指定層間変形角の(10)式は

成り立たず、C1 柱の剛性、各梁の剛性は下式とする。

$$J_{j,1} = \min J_{j,1} \quad (54)$$

$$K_j = \min K_j \quad (55)$$

この時、層間変形角は指定値よりも小さく、設計的には問題はない。

●最小重量部材断面の算定式

最小重量となる部材剛性が求めれば各グループ(添字 g)の梁断面は、下式で求められる。

$$D_{Bj,g} = \sqrt[3]{K_{j,g} / g_1} \quad (56)$$

$$bf_{j,g} = rg_1 \cdot D_{Bj,g} \quad (57)$$

$$tf_{j,g} = \frac{2 \cdot K_{j,g} / E}{bf_{j,g} \cdot D_{Bj,g}^2 (1 - rg_2)^2 + rg_3 \cdot D_{Bj,g}^3 (1 - 2rg_2)^3 / 6} \quad (58)$$

$$tw_{j,g} = rg_3 \cdot tf_{j,g} \quad (59)$$

また、柱グループ(添字 g)の断面は下式で求められる。

$$D_{cj} = \sqrt[3]{J_{j,1} / c_1} \quad (60)$$

$$tf_{j,g} = 0.5D_{cj} - 0.5(D_{cj}^4 - 12J_{j,g} / E)^{0.25} \quad (61)$$

3.2 平面骨組学習データとニューラルネットワークの構成

学習データは、既報の平面骨組に対する学習結果をそのまま使用している。既報の平面骨組に対する学習概要を以下に示す。

学習データとしては、表-1に示す6個のパラメータに対して、想定される骨組形状の中から骨組形状が偏らないように大,中,小各3ケースの組み合わせ、3⁶=729例を使用した。本学習データにおける骨組形状比は、25.0～0.125の範囲にありほぼ十分な学習データであると思われる。建物重量は床面積あたり0.8tf/m²、また外力分布はAi分布と仮定した。使用鋼材はSM490級である。ニューラルネットワークでの入力パラメータは、骨組形状比が柱の軸伸縮について重要な要素となることを考慮して、1)骨組形状比(IN_1)、2)層数(IN_2)、3)スパン数(IN_3)、4)スパン長(IN_4)、5)階高(IN_5)、6)直交スパン長(IN_6)、7)解析結果の最大層間変形角(IN_7)の7ユニットとした。各パラメータは、今後推定対象となる骨組集合に対して、平均値がほぼ0.0、対象骨組の70%程度はその絶対値が1.0以下となるように標準化している。

一方教師信号 Rs は、ニューラルネットワークの制約上[0.0, 1.0]の範囲内に納めなければならない。0.0や1.0の近傍は収束が悪くなる恐れがあるので[0.1, 0.9]の範囲にはいるように標準化している。

また、ニューラルネットワークの構成は、中間層1層、中間ユニット数は入力パラメータの約2.5倍の18として図-6に示す階層型ニュー

表-1 学習データの組み合わせ

層	スパン数	スパン長	階高	直交スパン長	Rs
5	1	6m	3m	4m	1/200
15	5	9m	4m	8m	1/333
30	10	12m	5m	12m	1/1000

ニューラルネットワークを採用する。学習は、誤差逆伝搬法にて行い、重みの修正法は逐次修正法、重み更新係数は、 $\eta=0.10$ 、 $\alpha=0.1$ を採用した。学習回数は20000回としその時の推定値と教師信号との差を学習データ数(729例)について足し合わせ、その値を学習データ数で除した平均誤差は0.000188であった。学習結果による再現性の検証結果を図-7に示す。ニューラルネットワークにより求めた R_s の推定値と実際値との誤差の最大値は0.00023と非常に精度であった。

図-6 ニューラルネットワークの構成図（中間層1層の場合）

図-7 学習結果の検討（再現性）

4. 検証

検証モデルとして、層数が30層～3層、また建物形状比が0.15～4.05の範囲にある12例の検証モデル(X,Y方向別で24例)を作成した。検証は、指定層間変形角に対して本システムにより最小重量となる部材断面を推定する。推定した断面が最小重量となっているかどうかの検証は、あらゆる断面の組み合わせに対して検討せねばならず現実的ではないので、最小重量設計手法で求めた断面に対して応力解析を行い、目標とした性能を満足しているかどうかを検討する。解析で得られた性能結果を表-2に示す。考察を以下に示す。

1)目標層間変形角に対する実際の層間変形角との比は、0.89～1.02と非常に精度であった。誤差が多少大きいモデルは、低層のH/Bが小さいモデルであった。立体の場合、柱が両方向に共有され、応力度制約条件も両方向考慮しなければならないため、片方向の層間変形角は目標層間変形角より小さくなる傾向がある。従って、層間変形角が小さくなる方へ推定値がシフトしているのは立体効果が十分反映されていると考えられる。

表-2 検証モデルに対する結果($1/R_m = 200, \mu_B = 1.0, \mu_C = 1.5$)

層数	30	27	25	22	20	18	15	13	10	7	5	3
Nsx	8	4	6	3	7	4	5	6	5	9	3	10
Lx	10.0	7.0	8.5	9.0	6.0	6.0	9.5	5.0	7.5	8.0	12.0	11.0
H/B	1.50	4.05	1.72	3.01	2.14	3.60	0.95	1.39	1.01	0.45	0.69	0.15
1/Rm'	206	201	209	211	200	197	215	201	204	207	225	212
Rm'/Rm	0.97	1.00	0.96	0.95	1.00	1.02	0.93	1.00	0.98	0.97	0.89	0.94
μ_B	1.00	1.25	1.00	1.26	1.15	1.56	1.00	1.03	1.29	1.42	1.43	1.00
μ_C	1.58	1.53	1.54	1.53	1.52	1.50	1.54	1.54	1.51	1.74	2.15	2.12
Nsy	6	4	5	7	3	5	4	3	8	6	9	4
Ly	8.0	11.0	9.0	6.0	10.0	6.0	7.5	12.0	8.5	7.0	5.0	15.0
H/B	2.50	2.58	1.94	1.94	3.00	2.88	1.50	1.16	0.55	0.77	0.56	0.28
1/Rm'	204	211	210	210	203	203	209	218	205	208	208	218
Rm'/Rm	0.98	0.95	0.95	0.95	0.99	0.99	0.96	0.92	0.98	0.96	0.96	0.92
μ_B	1.09	1.00	1.00	1.10	1.44	1.49	1.00	1.13	1.35	1.34	1.04	1.00
μ_C	1.53	1.60	1.53	1.54	1.52	1.52	1.52	1.52	1.54	1.72	2.26	2.05
Rm'-X/Y	0.99	1.05	1.00	1.00	1.01	1.03	0.97	1.08	1.00	1.00	0.92	1.03

と考慮される。

2)ニューラルネットワークの学習誤差は、約±5%であり、立体効果によるシフト分を補正すると本論の誤差は約±7%である。従って、立体系への展開に用いた仮定による誤差は、本検証例の範囲では約±2%程度となり、本仮定は工学的に妥当であると思われる。

3)X,Y方向での層間変形角の比も0.92～1.08と建物形状比の違いと比較してバランスよい結果となっている。誤差が多少大きいモデルは、建物形状比に差がなくてもスパン長に差があるモデルであった。

4)1次設計時の部材応力度余裕率は、すべてのモデルで梁の最小値1.0、柱の最小値1.50と目標値を満足している。

5)検証モデルは、層数やスパン長で部分的に学習範囲を超えていたが、それほど大きな誤差は生じていない。H/Bが学習範囲に入っていたためと思われる。

6)以上の結果より、本設計手法は構造計画段階で有効であると思われる。

5. 結論

本論文では、鉄骨弾性立体骨組モデルを対象として性能指定最小重量設計法の理論展開を行い、以下の成果を得た。

1)1次設計時の層間変形角・部材応力度余裕率を満足する実用的な最小重量設計手法を明らかにした。本手法は、逆問題型の設計手法でありニューラルネットワークの学習結果を利用すれば、複雑な構造解析をする必要はなく、また、直接的に断面が求まるため市販の表計算ソフトでシステム化することができる。

2)例証を通して、建物形状比（建物高さ／建物幅）が4.0程度以下のセットバックで偏心がない立体骨組に対して本手法が構造計画段階で十分実用可能であることを示した。

今後、弾塑性性能設計手法へと本論を発展させる予定である。

【参考文献】

- 1)建築審議会建築行政部会基本問題分科会：二十一世紀を展望し、経済社会の変化に対応した新たな建築行政の在り方について、1996年8月
- 2)和田章：水平力を受ける高層建築骨組の変形設計、日本建築学会近畿支部構造力学講義録第13号「設計力学と構造物の応答制御問題」、1992年11月、pp.37-60.
- 3)内村均、佐藤和秀、和田章、黒正清治：水平変形に注目した鉄骨骨組の部材断面変更法、日本建築学会構造系論文報告集第485号、1996年7月、pp.73-80.
- 4)布山弘之、細辻順子、山本俊司、中島正愛、辻文三、藤田勝久：筋かい付き骨組の最適構造設計手法とその支援システムの構築（その1～その3）、日本建築学会大会学術講演梗概集（東海）A、1994年9月、pp.1687-1692.
- 5)澤田樹一郎、中村雄治、松尾彰：反復線形計画法を用いた平面ラーメンの最適弾性・塑性設計法、日本建築学会構造系論文報告集第485号、1996年7月、pp.117-126.
- 6)中村恒善、小坂都夫：水平力を受ける弾性平面建築骨組のひずみ制御設計、日本建築学会構造系論文報告集第363号、1986年5月、pp.1-11.
- 7)中村恒善、小坂都夫：水平力を受ける弾性立体建築骨組のひずみ制御設計、日本建築学会構造系論文報告集第388号、1988年6月、pp.45-58.
- 8)堤和敏：ニューラルネットワークを利用した鉄骨弾性平面骨組の性能指定最小重量設計法、日本建築学会構造系論文報告集第489号、1996年11月、pp.147-153.

(1996年10月9日原稿受理、1997年1月30日採用決定)