段階的手順による鋼構造高層フレームの弾塑性設計法

AN ELASTIC AND PLASTIC DESIGN METHOD OF MULTI-STORY PLANAR STEEL FRAMES ON THE STEP-BY-STEP PROCEDURE

中村雄治 — *1
大上元一 — *2
松尾 彰 — *3

Yuji NAKAMURA
Genichi DAJYOU
Akira MATSUO

In this paper, an elastic and plastic design method of multi-story planar frames on the step-by-step procedure is presented. It contains the optimum plastic design method based on the lower bound theorem and using the linear programming. After the plastic design method is completed, the design proceeds to the elastic analysis for the structure designed by the plastic design method and the member sizes are modified if necessary. And lastly, the deflection control design is taken into consideration, using the Lagrange multiplier approach as the optimum design technique.

キーワード：
鋼構造, 高層平面フレーム, 弾塑性設計法, 剛性設計法

Keywords:
Steel structure, Multi-story planar frames, Elastic and plastic design method, Deflection control design method

1 はじめに

構造設計者が中高層建築物の構造計画を行う際、いろいろな試行錯誤の過程を繰り返しながら計画を具現化していくが、その際、最適化手法を用いた設計アルゴリズムを用いることは構造設計者にとって有効な手段となる。現行の建築基準法のルート3に準拠して設計する場合には、一次設計（許容応力度設計）と二次設計（保有耐力設計）の両方を同時に満足する必要があるが、対象構造物が高層になる程計算時間の面で非効率になる。そこで、高層フレームの設計を塑性設計、弾性応力設計、剛性設計の3段階に分けて逐次的に行う方法が実用的と考えられ、それを用いることによりパラメトリックスタディを容易に行うことができ、基本設計段階で設計対象の建築構造物の特性をいろいろ検討することができる。例えば、設計クライテリアにある程度の余力を持たせることにより鋼材全重量がどの程度増加するのだろうかとか、最適な柱間隔はいくらかとか、柱はり各々の最適な使用鋼種は何かといった基本設計段階で必要な設計のチェックを容易に行うことができる。そのように基本設計段階で構造設計者の有用なツールとなる設計法として、本報では次のような段階的手順による弾塑性設計法を提案する。まず、二次設計用の荷重に対する保有耐力設計に対して、下界定理に基づいた塑性設計法に線形計画法を適用して部材断面を求める。そして、それらの部材断面を用いて、一次設計レベルの荷重に対する弾性解析を行って、部材応力度が許

容応力度以内に保持されていることを確認し、越えていれば断面を修正し、次に剛性設計の検討として各層の弾性層間変位を調べる。ここで、この剛性設計としてラグランジェ乗数法を適用して各柱、はりの剛性付加量を求めて部材断面を修正する。そして最後にここで提案した段階的手順に基づく弾塑性設計法と弾塑性制約条件を同時に考慮した最適弾塑性設計法による設計解の鋼材重量と比較し、両者の間にそれほど差のないことを示す。

図1 設計対象

*1 広島大学工学部 教授 Ph. D.
(〒739 東広島市鏡山 1-4-1)
*2 三井建設 工修
*3 広島大学工学部 助教授・工博

*1 Professor, Hiroshima Univ., Ph. D.
(1-4-1, Kagamiyama, Higashihiroshima-shi)
*2 Mitsui Construction Co., M. Eng.
*3 Associate Professor, Hiroshima Univ., Dr. Eng.

1.1 設計対象

本報で取り扱う設計対象は図1に示す柱脚固定でブレースのない m 層 n スパンの鋼構造高層平面フレームである。柱部材は、市販の角形鋼管か広幅H形鋼、はり部材は、市販の細幅H形鋼とする。それらの形鋼の断面性能間の関係、すなわち、断面積と弾・塑性断面係数および断面二次モーメントは、マクロ的に見て線形関係にある⁸⁾。また、設計クライテリアは建築基準法に準拠するものとする。したがって、あらかじめ D_s 値は構造設計者の設計方針に基づいて設定し、地震層せん断力分布は A_i 分布を用いて各層の必要保有水平耐力を求める。

2 線形計画法(LP)を用いた最適塑性設計^{3), 4)}

ここでは、極限解析理論の下界定理を用いて平面骨組構造物の最適塑性設計問題を線形計画問題の形で定式化する。

2.1 釣合条件及び降伏条件⁸⁾

平面骨組構造物の釣合条件と降伏条件は、それぞれ次式(2.1), (2.2)で表せる。

$$\{P_0\} = [H]\{r\} \quad \dots\dots\dots(2.1)$$

$$\{r^L\} \leq \{r\} \leq \{r^U\} \quad \dots\dots\dots(2.2)$$

$$\{r\} = \begin{Bmatrix} M_{1(1)} \\ M_{2(1)} \\ M_{1(2)} \\ M_{2(2)} \\ \vdots \\ M_{1(Nm)} \\ M_{2(Nm)} \end{Bmatrix}, \quad \{r^L\} = \begin{Bmatrix} -M_{P(1)} \\ -M_{P(1)} \\ -M_{P(2)} \\ -M_{P(2)} \\ \vdots \\ -M_{P(Nm)} \\ -M_{P(Nm)} \end{Bmatrix}, \quad \{r^U\} = \begin{Bmatrix} M_{P(1)} \\ M_{P(1)} \\ M_{P(2)} \\ M_{P(2)} \\ \vdots \\ M_{P(Nm)} \\ M_{P(Nm)} \end{Bmatrix} \quad \dots\dots\dots(2.3)$$

$\{P_0\}$: 柱梁節点における荷重ベクトル

$\{r\}$: 各部材の部材力ベクトル

$[H]$: 荷重ベクトル $\{P_0\}$ と部材力 $\{r\}$ の釣り合いマトリックス

$M_{1(i)}, M_{2(i)}$: 部材 i の材端曲げモーメント

$M_{P(i)}$: 部材 i の全塑性モーメント

N_m : 部材総数

2.2 その他の制約条件

以上で示した一般的な制約条件に加えて設計解として実用的な部材断面分布を得るために以下に示す条件を制約条件として付加する。

柱の部材断面に対し

$$M_{P(i+1, j)} \geq M_{P(i, j)} \quad \dots\dots\dots(2.4)$$

$$(i=1, 2, \dots, m-1)$$

ただし、最上層を第1層、最下層を第 m 層とし、第 i 層の左から j 本目の柱の全塑性モーメントを $M_{P(i, j)}$ とする。

2.3 目的関数

全塑性モーメントと部材重量の間に線形関係が成立すると仮定すると、最適塑性設計問題における目的関数 f は式(2.4)で定義できる。

$$f = \sum_{i=1}^{N_m} L_{(i)} M_{P(i)} \quad \dots\dots\dots(2.5)$$

$L_{(i)}$: 部材 i の部材長

2.4 最適設計問題の定式化

最適塑性設計問題は、以下に示す形で定式化できる。

「制約条件(2.1), (2.2), (2.4)式をすべて満足し、目的関数 f を最小にする変数 $M_{1(i)}, M_{2(i)}, M_{P(i)}$ ($i=1, 2, \dots, N_m$)を求めよ。」

制約条件式(2.1), (2.2), (2.4)及び目的関数(2.5)は、変数 $M_{1(i)}, M_{2(i)}, M_{P(i)}$ を未知変数とする線形な方程式、不等式あるいは関数である。従って、最適化手法として線形計画法が適用できる。

2.5 軸力・曲げ相関降伏条件を考慮した部材断面の選択

2.4で定式化された最適塑性設計問題を線形計画法を用いて解くことにより、指定した荷重に対して釣合条件を満足し、かつ目的関数 f を最小にする材端モーメントが得られる。得られた材端モーメント及びそれに釣り合う軸力を用いて、(2.6a~d)式の軸力・曲げ相関降伏条件¹⁰⁾を満足し、かつ断面積が最小となる部材断面を断面性能表より選択する。

$$\frac{N_{(i)}}{N_y} \leq \frac{A_w}{2A} \text{ の場合}$$

$$M_{1(i)} \leq M_{PC}, \quad M_{2(i)} \leq M_{PC} \quad \dots\dots\dots(2.6a, b)$$

$$\frac{N_{(i)}}{N_y} > \frac{A_w}{2A} \text{ の場合}$$

$$M_{1(i)} \leq \frac{2A}{A + 2A_F} \left(1 - \frac{N_{(i)}}{N_y} \right) M_{PC}$$

$$M_{2(i)} \leq \frac{2A}{A + 2A_F} \left(1 - \frac{N_{(i)}}{N_y} \right) M_{PC} \quad \dots\dots\dots(2.6c, d)$$

$M_{1(i)}, M_{2(i)}$: 部材 i の材端曲げモーメント(2.4の設計問題の解)

$N_{(i)}$: $M_{1(i)}, M_{2(i)}$ に釣り合う部材 i の軸力

N_y : 選択する部材断面の降伏軸力

M_{PC} : 選択する部材断面の全塑性モーメント

A : 選択する部材断面の断面積

A_w : 選択する部材断面のウェブ断面積

A_F : 選択する部材断面のフランジ断面積

図2 軸力と曲げの相関関係

3 ラグランジェ乗数法を用いた剛性設計法^{1), 2)}

一般に高層フレームの水平変位は骨組のせん断変形による水平変位と柱の軸伸縮による曲げ変形などによる水平変位の総和として表される。本報では、骨組のせん断変形による層間変位 δ_f が全層間変位 δ に占める割合が大きいことに着目し、それにラグランジェ乗数法を適用することにより、各層の必要剛性付加量を求めることとした。ただし、ここでは一次設計の荷重に対する弾性たわみを対象としている。

3.1 変位解析

たわみ角法の基本公式を用いて骨組のせん断変形による水平変位 δ_f を近似的に求める。そのため各階の梁部材の曲げ剛性については最上層の上梁を除いて、図3に示すように各層の上下梁の曲げ剛性を上下梁に均等に分割して考える。なお、 $I_{B(i, j)}$ は、第 i 層 j スパンの梁部材の断面二次モーメントを表し、 $I_{B'}(i, j)$ は、 $I_{B(i, j)}/2$ を表す。

図3 サブフレームの定義

3.1.1 せん断変形による水平変位

図3に示すサブフレームにおいてたわみ角法を適用すると各部材の曲げ変形のみによって生じる骨組のせん断変形による水平変位 δ_f は式(3.1)、式(3.2)で定義される。ただし、ヤング係数を E とする。

(A) 一般階における定式化

$$\delta_{f(i)} = \frac{Q_{(i)} \{h_{(i)}\}^2}{12E} \left[\frac{1}{\sum_{k=1}^{i+1} \sum_{j=1}^n K_{B'}(k, j)} + \frac{1}{\sum_{j=1}^{n+1} K_{C(i, j)}} \right] \quad \dots\dots\dots(3.1)$$

(B) 最下階における定式化

$$\delta_{f(m)} = \frac{Q_{(m)} \{h_{(m)}\}^2}{12E} \left[\frac{1}{\sum_{j=1}^{n+1} K_{C(m, j)}} + \frac{3}{\sum_{j=1}^{n+1} K_{C(m, j)} + 12 \sum_{j=1}^n K_{B'}(m, j)} \right] \quad \dots\dots\dots(3.2)$$

ただし、 $K_{B(k, j)} = I_{B'}(k, j) / L_{(j)}$, $K_C = I_{C(k, j)} / h_{(i)}$ で、部材の剛度を表す。

以上の式を用いて階高3m、スパン間隔6m等スパン15層3スパンフレーム(表3, 4に部材を示す。)について計算した結果を表1に示す。表中 δ は剛性マトリックス法によって得られた計算値を表している。 δ_f には、柱やはりのせん断変形、接合部の変形などは考慮されていないが、表1より δ_f がフレーム全体の水平変位の主要な要因になっていることが確認できる。

表1 水平変位(cm) (15層3スパンフレーム)

層数	δ_f	δ_o	δ
1	1.63	1.22	2.85
2	2.47	1.20	3.67
3	3.18	1.22	4.40
4	3.82	1.22	5.04
5	4.38	1.21	5.59
6	4.89	1.19	6.08
7	5.35	1.16	6.51
8	5.77	1.11	6.88
9	6.13	1.04	7.17
10	6.45	0.96	7.41
11	6.73	0.85	7.58
12	6.97	0.73	7.70
13	7.17	0.52	7.69
14	7.27	0.05	7.32
15	3.90	0.54	4.44

δ_f : 骨組のせん断変形による層間変位(cm)

δ : 剛性マトリックス法によって得られた層間変位(cm)

δ_o : δ_f 以外の影響による層間変位($\delta_o = \delta - \delta_f$)(cm)

層数: 最上層より数えたレベルを表す。

3.1.2 フレーム全体の水平変位

多層フレームに対する水平変位は骨組のせん断変形による水平変位や柱の軸伸縮による変位など様々な影響による水平変位の総和として表される。

第 i 層に対して $\delta_{(i)} = \delta_{f(i)} + \delta_{o(i)} \dots\dots\dots(3.3)$

$\delta_{(i)}$: 剛性マトリックス法によって得られた層間変位(cm)

$\delta_{f(i)}$: 骨組のせん断変形による層間変位(cm)

$\delta_{o(i)}$: δ_f 以外の影響による層間変位(cm)

3.2 ラグランジェ乗数法による剛性設計解の定式化^{1), 2)}

3.2.1 剛性設計問題の定式化

弾性応答に対する層間変位の制約条件は許容変位を $\delta_{P(i)}$ として式(3.4)で表される。

$$\delta_{f(i)} + \delta_{o(i)} = \delta_{(i)} \leq \delta_{P(i)} \quad \dots\dots\dots(3.4)$$

式(3.4)を制約条件として、剛性設計問題は以下の最適設計問題として定式化される。「制約条件式(3.5)、または式(3.6)を満足し、かつ式(3.7)の目的関数 f を最小にする設計変数 $I_{B'}$ 、 I_C を決定する。」

〈制約条件式〉

(一般階)

$$\phi_{(i)} = \frac{Q_{(i)} \{h_{(i)}\}^2}{12E} \left[\frac{1}{\sum_{k=1}^{i+1} \sum_{j=1}^n K_{B'}(k, j)} + \frac{1}{\sum_{j=1}^{n+1} K_{C(i, j)}} \right] + \delta_{e(i)} - \delta_{p(i)} \leq 0 \quad \dots\dots\dots(3.5)$$

(最下階)

$$\phi_{(m)} = \frac{Q_{(m)} \{h_{(m)}\}^2}{12E} \left[\frac{1}{\sum_{j=1}^{n+1} K_{C(m, j)}} + \frac{\sum_{j=1}^{n+1} K_{C(m, j)} + 12 \sum_{j=1}^n K_{B'}(m, j)}{3} \right] + \delta_{e(m)} - \delta_{f(m)} \leq 0 \quad \dots\dots\dots(3.6)$$

〈目的関数〉

$$f_{(i)} = U \rho C_B \sum_{k=1}^{i+1} \sum_{j=1}^n I_{B'}(k, j) L_{(j)} + U \rho C_C \sum_{j=1}^{n+1} I_{C(i, j)} h_{(i)} + C \quad \dots\dots\dots(3.7)$$

ρ : 鋼の比重, U : 単位重量当たりの鉄骨価格, $h_{(i)}$: i 層の階高
 C, C_B, C_C : 部材断面の断面積と断面二次モーメントの線形関係に示す定数⁸⁾

$I_{B(i, j)}$: i 層 j スパンの梁の断面二次モーメント

$I_{C(i, j)}$: i 層 j 列目の柱の断面二次モーメント

3.2.2 ラグランジェ乗数法の適用

弾性応答の層間変位が制限一杯となるのは、式(3.5)、式(3.6)において等式の場合である。よって、最適化手法としてラグランジェ乗数法が適用でき、各層ごとに以下の剛性設計解を得る。

〈一般階についての定式化〉

$$\sum_{j=1}^{n+1} K_{C(i, j)} = \frac{Q_{(i)} \{h_{(i)}\}^2}{12E \{ \delta_{P(i)} - \delta_{e(i)} \}} \left[1 + \sqrt{\frac{C_B}{C_C}} \frac{L_{(j)}}{h_{(i)}} \right] \quad \dots\dots\dots(3.8)$$

$$\sum_{k=1}^{i+1} \sum_{j=1}^n K_{B'}(k, j) = \frac{Q_{(i)} \{h_{(i)}\}^2}{12E \{ \delta_{P(i)} - \delta_{e(i)} \}} \left[1 + \sqrt{\frac{C_C}{C_B}} \frac{h_{(i)}}{L_{(j)}} \right] \quad \dots\dots\dots(3.9)$$

〈最下階についての定式化〉

$$\sum_{j=1}^{n+1} K_{C(m, j)} = \frac{Q_{(m)} \{h_{(m)}\}^2}{12E \{ \delta_{P(m)} - \delta_{e(m)} \}} \frac{4 + 12C_d}{1 + 12C_d} \quad \dots\dots\dots(3.10)$$

$$\sum_{j=1}^n K_{B'}(m, j) = \frac{Q_{(m)} \{h_{(m)}\}^2}{12E \{ \delta_{P(m)} - \delta_{e(m)} \}} \frac{C_d(4 + 12C_d)}{1 + 12C_d} \quad \dots\dots\dots(3.11)$$

ただし、

$$C_d = \left[\sqrt{\frac{36 C_C \{h_{(m)}\}^2}{C_B \{L_{(j)}\}^2} - 3} - 1 \right] / 2 \quad \dots\dots\dots(3.12)$$

3.3 設計解の合成

層間変位の制限に対する剛性設計解は式(3.8)～式(3.12)で表される。一方、塑性設計解は剛性設計解とは独立に求められている。従って、これらの結果をどのように合成して部材の剛性付加量を決定するかが問題となる。この問題を明確にするために、図4、5に各設計解の許容領域を図示する。式(3.5)及び式(3.6)で表される ϕ は双曲線を表し、剛性設計解Dは ϕ 上に存在するため、剛性設計の許容領域は図4で表せる。また、塑性設計の許容領域は図5で表せる。最適点Mは2つの許容領域を満足する領域に存在し、塑性設計点(点P)と剛性設計点(点D)の位置関係によって起こりうる状態は以下の4 caseに限定される。

図4 剛性設計解の許容領域

図5 塑性設計解の許容領域

(Case 1) 柱、梁剛性付加 (図6)

ΣK_C 、 ΣK_B に対してともに剛性設計解が塑性設計解を上回っている場合、最適点Mは剛性設計解の点Dで与えられる。この場合、柱梁の両方を剛性付加しなければならず、図6に示す ΔK_B 、 ΔK_C が必要とされる剛性付加量となる。

(Case 2) 梁のみ剛性付加 (図7)

柱部材の剛度 ΣK_C は剛性設計解より塑性設計解の方が大きく、梁部材の剛度 ΣK_B は塑性設計解より剛性設計解の方が大きい場合に相当する。この場合には柱部材には、剛性付加の必要はないが梁部材は剛性付加が必要となり、その剛性付加量は図7に示す ΔK_B に等しい。また、最適点Mにおける梁部材の剛度 ΣK_{BM} は式(3.5)または式(3.6)で表される ϕ に塑性設計で得られた柱部材の剛度 ΣK_{CP} を代入することにより与えられる。

(Case 3) 柱のみ剛性付加 (図8)

梁部材の剛度 ΣK_B は剛性設計解より塑性設計解の方が大きく、柱部材の剛度 ΣK_C は塑性設計解より剛性設計解の方が大きい場合に相当する。この場合には梁部材は剛性付加の必要はないが柱部材は剛性付加が必要となり、その剛性付加量は図8に示す ΔK_C に等しい。また、最適点Mにおける柱部材の剛度 ΣK_{CM} は式(3.5)または式(3.6)で表される ϕ に塑性設計で得られた梁部材の剛度 ΣK_{BP} を代入することにより与えられる。

(Case 4) 剛性付加の必要なし (図9)

ΣK_c 、 ΣK_b に対してともに塑性設計解が剛性設計解を上回っている場合、最適点Mは塑性設計解の点Pで与えられる。この場合、剛性付加する必要は無く、塑性設計解が最終設計解となる。

図6 Case 1 柱はり剛性付加 図7 Case 2 はりのみ剛性付加

図8 Case 3 柱のみ剛性付加 図9 Case 4 剛性付加なし

3.4 剛性設計法のフローチャート

図10 剛性設計法のフローチャート

剛性設計法は以下の手順に従って行うものとする。剛性設計法のフローチャートを図10に示す。(A)塑性設計法で得られた部材断面を用いて剛性マトリックス法により各層の層間変位を求める。(B)全層($i=1, \dots, m$)の層間変位について許容層間変位 δ_p を越えていないかを検討する。許容層間変位 δ_p を越えている層については(C)~(E)のプロセスを行う。(C)各層のせん断変形による層間変位 δ_f を求め、さらに δ_e を計算する。(D)3.3に示した方法により、

各層の柱、はり各々の補剛量 ΔK_c 、 ΔK_b を求める。(E)各層の柱、はりを補剛して新たな部材断面を求める。(F)新たな部材断面を用いて、再び剛性マトリックス法により層間変位を求める。(G)すべての層で許容変位を満足していれば、剛性設計を完了する。満足していない層に対しては、(C)~(F)を繰り返す。

4 断面算定例と他法との比較

線形計画法を用いた最適塑性設計法を行い、得られた設計解に対して、剛性マトリックス法を用いて弾性解析を行う。すべての部材について許容応力度の検討を行い、必要ならば部材断面の修正を行う。ラグランジュ乗数法を用いた剛性設計法により各層の柱はりの剛性付加量を求め、部材断面を修正し、最終的な部材断面を得る。設計のブロックチャートを図11に示す。

4.1 断面算定例

本報で提案した弾塑性設計法の設計適用例を示す。設計対象は15階建(ただし、5階建、10階建については紙面の都合上鋼材総重量と計算時間のみ示した。)、階高はすべて3m、柱間隔はすべて6m、設計用床荷重を表2、同一断面の指定については図12、図13に示す。柱部材には角形鋼管、梁部材には細幅H形鋼を使用する。適用結果として設計解を表3、表4に示す。設計解より計算された鋼材総重量を表5、演算時間(CPU TIME, 広島大学情報処理センター計算サーバ、CONVEX C3240)を表6に示す。

4.2 弾性応答と塑性耐力を同時に考慮した最適弾塑性設計法(S設計法)との比較

弾性応答と塑性耐力を同時に考慮した最適弾塑性設計法^{5), 6)}(S設計法)を用いて断面算定を行った。ただし、設計条件については式(2.4)で定義される条件及び離散解を求めている以外は同じとする。表5より鋼材総重量を比較すると本設計法でも十分経済的な総重量を得ているものと考えられる。さらに、表5より層数が増加するにつれ演算時間が急激に増加するS設計法に比し、本設計法は短い演算時間で設計を終えていることが確認される。

5 まとめ

現行の建築基準法のルート3に準拠した鋼構造高層フレームの部材断面の算定に対し、本報では、線形計画法を用いた最適塑性設計法と剛性マトリックス法による弾性解析を基にした弾性設計法とさらにラグランジュ乗数法を用いた最適化手法による剛性設計法を段階的に適用することにより、効率よく部材断面の算定ができることを示した。そして、本報による断面算定結果と弾性応答と塑性耐力を同時に考慮した最適弾性・塑性設計法⁶⁾による結果を比較し、全鋼材重量について実用的に許容できる範囲内に入っていることを示した。

謝辞

本研究を行うにあたり、広島大学工学部助手の澤田樹一郎氏に協力を得ました。ここに厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) Y.Nakamura, 'Plastic Design Method of Multi-story Planar Frames with Deflection Constraints,' Doctoral Thesis in partial fulfillment of the requirements for the Doctor of Philosophy Degree in Dept. of C.E. at M.I.T., R68-12, 1968
- 2) 田中尚, 中村雄治, 「建築構造物の自動設計と最適設計」, 培風館, pp. 139~170, 1973
- 3) 土木学会, 「構造システムの最適化〜理論と応用〜」, pp. 196~206, 1988年
- 4) R. H. Gallagher, O. C. Zienkiewicz 共編, 川井忠彦, 戸川隼人監訳, 「最適構造設計 基礎と応用」, pp. 247~262, 培風館
- 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
- 6) 沢田樹一郎, 中村雄治, 松尾彰: 平面ラーメンの最適弾性・塑性設計に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)C-1, pp. 149~150, 1995年
- 7) 大上元一, 中村雄治, 松尾彰, 「水平耐力配分法を用いた高層平面フレームの弾性・塑性設計法」, 日本建築学会大会梗概集

(北海道)C-1, pp. 151~152, 1995年

- 8) 大上元一, 中村雄治, 松尾彰, 「高層平面フレームの弾塑性設計法に関する研究」, 日本建築学会中国・九州支部研究報告第10号, pp. 593~596, 1996年3月
- 9) 青山博之, 上村智彦, 「マトリックス法による構造解析」, 培風館, pp. 283~314, 1988年
- 10) 日本建築学会, 「鋼構造設計規準」, 1973年
- 11) 日本建築学会, 「鋼構造塑性設計指針」, 1975年

[1996年6月17日原稿受理 1996年9月10日採用決定]

表2 設計用床荷重

	設計用床荷重(kg/m ²)	
一般階	鉛直荷重	700
	水平荷重	700
最上階	鉛直荷重	800
	水平荷重	800

図11 弾塑性設計法のブロックチャート

1	2	2	1
3	4	4	3
5	6	6	5
7	8	8	7
9	10	10	9
11	12	12	11
13	14	14	13
15	16	16	15
17	18	18	17
19	20	20	19
21	22	22	21
23	24	24	23
25	26	26	25
27	28	28	27
29	30	30	29

図12 柱部材の部材番号

1	1	1
2	2	2
3	3	3
4	4	4
5	5	5
6	6	6
7	7	7
8	8	8
9	9	9
10	10	10
11	11	11
12	12	12
13	13	13
14	14	14
15	15	15

図13 梁部材の部材番号

表3 梁部材の設計解

部材	設計解
1	H-500x200x9x12
2	H-550x200x9x16
3	H-500x200x9x16
4	H-550x250x9x16
5	H-600x200x11x17
6	H-650x200x12x16
7	H-650x200x12x19
8	H-650x200x12x22
9	H-750x200x12x19
10	H-750x250x12x16
11	H-750x200x12x22
12	H-750x200x12x22
13	H-750x250x12x16
14	H-750x200x12x19
15	H-750x250x12x16

表4 柱部材の設計解

部材	設計解	部材	設計解
1	BOX-300x300x9	16	BOX-500x500x19
2	BOX-300x300x9	17	BOX-550x550x19
3	BOX-350x350x12	18	BOX-550x550x19
4	BOX-350x350x12	19	BOX-550x550x19
5	BOX-400x400x16	20	BOX-550x550x19
6	BOX-400x400x16	21	BOX-600x600x19
7	BOX-400x400x16	22	BOX-600x600x19
8	BOX-400x400x16	23	BOX-600x600x19
9	BOX-450x450x16	24	BOX-600x600x19
10	BOX-450x450x16	25	BOX-600x600x19
11	BOX-450x450x16	26	BOX-600x600x19
12	BOX-450x450x16	27	BOX-600x600x22
13	BOX-500x500x19	28	BOX-600x600x22
14	BOX-500x500x16	29	BOX-650x650x22
15	BOX-500x500x19	30	BOX-700x700x22

表5 鋼材総重量(t)

	本設計法	S設計法
層数	総重量	総重量
5	15.7	15.5
10	46.8	45.2
15	79.1	77.1

表6 計算時間(CPU TIME) (SEC)

	本設計法	S設計法
層数	計算時間	計算時間
5	2.31	1.63
10	3.53	11.4
15	4.74	80.9