

# 地震力を受ける鉄骨フレームの最適設計(その1)

—SLPによる弾性フレームの最小重量設計—

安 楽 秀 嶽

## Optimum Design of Earthquake-Resistant Steel Frames (Part 1)

—Minimum Weight Design of Elastic Frames by Means of SLP—

Hidetake Anraku

### Abstract

Many studies have been carried out on the optimum design of structures from the desire to establish more rational procedures for structural design. However, most of these optimizations have been studied under static load conditions rather than dynamic. Herein, an approach for automated optimum design of elastic steel frames subjected to earthquakes is presented. The standard response spectrum is considered as an external disturbance and the provisions of the steel structure design code of the Architectural Institute of Japan are applied as design criteria. A non-linear programming technique, the sequential application of linear programming (SLP), is successfully applied to obtain the minimum weight designs of several examples.

### 概 要

電子計算機を用いた構造物の設計をより合理的なものにしたいという欲求を背景に、最適設計に関する多くの研究がなされてきた。しかしその大部分は静的荷重を受ける構造物を対象にしたものである。ここでは我国の構造物の設計を大きく左右する地震荷重を受ける鉄骨弾性フレームを対象にその最適設計を行う為の一方法が示されている。地震外乱としては標準スペクトルを想定し、設計規準としては日本建築学会の鋼構造設計基準が、目的関数としては構造体の重量が考えられている。線形近似した制約条件と目的関数に対し線形計画法を繰り返し適用して最適解を得る SLP の手法を用いていくつかの例題の解析を試み、解法の妥当性が一応確認された。

### 1. 序

構造設計の分野における電子計算機の利用は、作業の省力化や計算時間の短縮化と共にその解析技術にも大きな発展をもたらした。複雑な構造物の応力や変形により正確な把握が可能になり、その結果設計精度にも大きな向上が期待出来る様になった。ところで設計に際しては、正確な解析により構造物の安全性を確保する事は必要不可欠な条件であるが、それと共に構造体の無駄なぜい肉を省き、全体として釣り合いの取れた合理的な設計を行う事もまた重要である。そこでそれ等の成果を取入れて数学的手法を用いて安全で経済的な合理的設計を行おうという最適設計の試みがな

れるに到った。いくつかの設計を比較検討してその中から最良のものを選び出す従来の試行錯誤的な設計法に対し、数理計画法に基づいた最適設計では価値判断の基準になる目的関数や制約条件式を用いて数学的定式化が行われ、設計変更が行われるたびにそれは目的関数にそってより良いものへと改良されて行く。これまで静的な設計問題に関しては最適設計が種々試みられてその有効性が示されてきた。ところで世界有数の地震国である我国では耐震問題を抜きにして設計を論じる事は出来ない。一般に地震荷重を動的に取り扱う様な設計問題においてはその解析を電子計算機によらなければならない場合が多いが、人間の手で設計変更を行う場合機械との間に多くのデータの受け渡しが

必要となり、不経済な面が少くない。

またこれを自動設計的に行おうとしても、設計変更にもなる剛性分布の変化により応答外力は変動するので繰り返し計算の各段階で各部材の適正な修正量を把握する事は難しく、その為適正な設計が得られない可能性も少くない。本報告はこの様な事実を考慮し、数理計画法による最適設計の手法を用い地震力を受ける弾性骨組の最小重量設計を試みたものである。

## 2. 解析の前提

以下の解析を進めるにあたって前提となる条件を次に列記する。

- (1) 解析の対象はH型鋼よりなる矩形フレーム。
- (2) 地震外乱は次の標準スペクトルで与える<sup>1)</sup>。

$$S_A = \begin{cases} 3500 k & (T < 0.5) \\ 1750 k T^{-1} & (T \geq 0.5) \end{cases} \quad (1)$$

但し、 $S_A$  : 加速度スペクトル (cm/sec<sup>2</sup>),  $T$  : 固有周期,  $k$  : 1gを単位とした地動最大加速度,

地震応答はこの外乱を用い、Modal Analysis の Root Mean Square Method により求める。

- (3) 設計は日本建築学会鋼構造設計基準による。
- (4) 設計変数としてはH型鋼の断面2次モーメントを考え、これを連続変数として取り扱う。日本建築学会の鋼構造設計基準に基づく設計に必要な断面の諸性能としては断面2次モーメント( $I$ ), 断面係数( $Z$ ), 断面積( $A$ ), フランジ面積( $A_f$ ), H型鋼のせい ( $d$ ), その他が考えられるが、いまそのうちの $I$ と $Z$ の関係を両対数の方眼紙にプロットすれば図2-1の様になり、柱および梁に対して各々  $Z = 0.58I^{3/4}$ ,  $Z = 0.82I^{3/4}$ なる関係が見出される。同様に $A$ ,  $A_f$ ,  $d$ 等も $I$ の関数として表わされ、従って $I$ のみを連続の設計変数と考えて設計が行われうる。

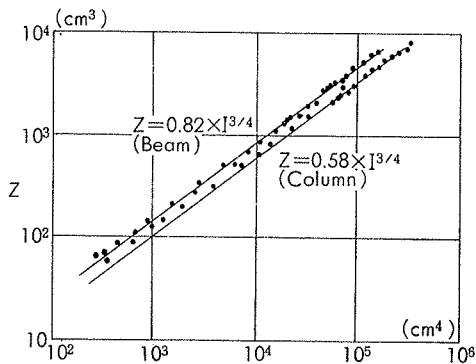


図2-1 ZとIの関係

## 3. フレームの応力解析

### 3.1. 構造解析

構造解析はマトリックス変位法による。いま図3-1の様に全体的な $X-Y$ 座標系を水平および鉛直方向に定め、これと $\theta$ の角度をなす部材の局所座標系を $\bar{X}-\bar{Y}$ 座標系とする。ここで $\bar{f}_x, \bar{f}_y, \bar{f}_z$ および $\bar{u}_x, \bar{u}_y, \bar{u}_z$ を局所座標系における $\bar{X}, \bar{Y}$ , 回転方向の節点力および節点変位成分とする。これを用いて局所座標の節点力ベクトル $\bar{F}$ と節点変位ベクトル $\bar{U}$ は次の様にあらわされる。

$$\bar{F} = \begin{Bmatrix} \bar{f}_x \\ \bar{f}_y \\ \bar{f}_z \end{Bmatrix}, \quad \bar{U} = \begin{Bmatrix} \bar{u}_x \\ \bar{u}_y \\ \bar{u}_z \end{Bmatrix}$$

図3-1 座標系

2節点A, B間の $\bar{F}$ と $\bar{U}$ は剛性行列 $\bar{K}$ を介して次の関係で結ばれている。

$$\begin{Bmatrix} \bar{F}_A \\ \bar{F}_B \end{Bmatrix} = \bar{K} \begin{Bmatrix} \bar{U}_A \\ \bar{U}_B \end{Bmatrix} \quad (2)$$

又全体座標系における節点力ベクトルおよび節点変位ベクトルをそれぞれ $F, U$ であらわすと、 $F, U$ と $\bar{F}, \bar{U}$ の間には座標変換マトリックス $T$ を介して次の関係式が成り立つ。

$$\begin{Bmatrix} F \\ U \end{Bmatrix} = T \cdot \begin{Bmatrix} \bar{F} \\ \bar{U} \end{Bmatrix} \quad (3)$$

(2), (3)式より次の $F$ と $U$ の関係式が得られる。

$$\begin{Bmatrix} F_A \\ F_B \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} T & 0 \\ 0 & T \end{bmatrix}^{-1} \bar{K} \begin{bmatrix} T & 0 \\ 0 & T \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_A \\ U_B \end{Bmatrix} \quad (4)$$

さらに(4)式で与えられる個材の剛性マトリックスを構造系全体に関して重ね合せれば、系全体の各節点に働く外力ベクトル $P$ と節点変位ベクトル $U$ を結びつける剛性マトリックス $K$ が得られ、これを用いて次の関係式を得る。

$$P = K \cdot U \quad (5)$$

$$\text{又は} \quad U = K^{-1} \cdot P \quad (6)$$

$P$ の水平成分は振動解析の結果得られる最大層せん断力に対応する横力を各層に分布させ、それを各節点に分割して求められる。鉛直および回転成分は鉛直荷重の作用を等価節点力に置き換えて求められる。

これを用いて(6)式から $U$ が得られ、(2), (3)式から部材の節点力が求められる。

### 3.2. 振動解析

外力ベクトル $P$ の水平荷重項は振動解析により求め

られる。振動方程式における剛性マトリックスは次の手順で求めた。まず任意の  $i$  層の各節点にその鉛直軸力に比例し、その和が1となる様な水平力を与える。(6)式により求まる  $i$  層の各節点に生じる水平変位の平均値を  $\rho_{ij}$  とし、この様にして求めた  $\rho_{ij}$  を要素とするマトリックス  $S$  を振動系の影響マトリックスと考える。振動系の剛性マトリックス  $K$  は次式から与えられる。

$$K = S^{-1} \quad (7)$$

### 3.3. 応力解析

3.1. 節で述べられた方法で部材に働く節点力が求まると、これに対応して各部材の材端モーメント、せん断力、軸力が定まる。この値を用い、全ての部材に対して日本建築学会の鋼構造設計基準による応力のチェックが行われ、一番危険な断面およびそのときの応力がそれぞれ記憶される。

## 4. SLPによる最適問題の定式化

本章ではフレームの最小重量設計を求める為の定式化を行う。非線形の制約条件式および目的関数を線形近似し、それに対して線形計画法 (Linear Programming) を適用する事をくり返して最適解を求める、いわゆる SLP (Sequential Linear Programming) の手法で最適化を試みる。

### 4.1. 目的関数および制約条件

柱および梁の全重量を目的関数  $f$  とすればそれは次の様に表わされる。

$$f = \sum_{C1}^{N_C} \rho A_{C1} L_{C1} + \sum_{B1}^{N_B} \rho A_{B1} L_{B1} \quad (8)$$

ここで  $N$  は部材数、 $\rho$  は密度、 $L$  は部材長をあらわし、 $C$  および  $B$  は各々柱および梁に対応する。ここで第2章の解析の前提のところ得られた断面2次モーメント  $I$  と断面積  $A$  の関係を用いれば(8)式は

$$f = \sum_{C1}^{N_C} 0.9 \rho I_{C1}^{1/3} L_{C1} + \sum_{B1}^{N_B} 0.52 \rho I_{B1}^{1/3} L_{B1} \quad (9)$$

又3.3.節で求められた各部材の最大応力を一般に  $\sigma$  とおけば、制約条件式は次の様に与えられる。

$$\sigma_i \leq 1 \quad (\text{全ての部材に対し}) \quad (10)$$

従って最適化の問題は(10)式で与えられる制約条件のもとで(9)式で与えられる目的関数  $f$  を最小にする部材の組合せを与える様な断面2次モーメント  $I$  の組合せを求める非線形計画法の問題となる。

### 4.2. 線形計画法の適用

設計変数  $I$  が  $I \rightarrow I + \Delta I$  と変化したとすれば目的関数および制約条件式も次の様に变化する。

$$f \rightarrow f', \quad \sigma_i < 1 \rightarrow \sigma_i' < 1$$

これを Taylor 展開し、2次以下の微小項を無視すれば、おのおの次の様に書ける。

$$f' = f + \sum_{j=1}^n \frac{\partial f}{\partial I_j} \Delta I_j$$

$$\sigma_i' = \sigma_i + \sum_{j=1}^n \frac{\partial \sigma_i}{\partial I_j} \Delta I_j < 1$$

従って現段階における設計からより望ましいものを選ぶには

$$\Delta f = \sum_{j=1}^n \frac{\partial f}{\partial I_j} \Delta I_j \quad (11)$$

を最小にし、かつ全ての部材に対して

$$\sum_{j=1}^n \frac{\partial \sigma_i}{\partial I_j} \Delta I_j \leq 1 - \sigma_i \quad (12)$$

なる制約条件を満たす様な断面修正量  $\Delta I_j$  の組合せを線形計画法によって求めればよく、修正された  $I$  を新たな初期値として上述の計算を繰り返す事によって最適解に到達する。ところで部材数の大きい構造物では個々の部材の断面2次モーメント  $I$ 、従って  $\Delta I$  の間にも大きな差が生じ、線形計画法の問題を解く段階で数値計算上の誤差が生じ安い。そこで現段階における設計変数  $I_j$  で  $\Delta I_j$  を除した  $\Delta I_j / I_j$  を変数とする線形計画法の問題に変換して解析する。ところで(11)、(12)式はあくまで本来非線形の目的関数と制約条件式を線形近似したものであり、設計の初期の段階で設計変数が制約条件式上から大きく離れている場合にはその誤差も大きい。そしてこれ等の式のみ用いた解析を行うと収束が悪かったり、断面が負の値をとったり不都合が生じ安い。そこで一回当りの設計変数の修正量を変動制限 (Move Limit)  $\Delta_1$  により次の制限する。

$$-\Delta_1 \leq \frac{\Delta I}{I} \leq \Delta_1 \quad (13)$$

本報告では  $\Delta_1$  の初期値を0.4~0.6にとり、LP計算の繰り返し回数  $k$  に従って次の様に減少させる。

$$\Delta_1 = (0.4 \sim 0.6) e^{-k/10} \quad (14)$$

ところで線形計画法の問題を本報告の様に Simplex 法で解くときその変数が正および負の値をとる様な問題は電子計算機の記憶容量および演算時間の上から不利である。(13)式で与えられる様に変数の下限が分かっているので変数に変換を行い、次の様に必ず正の値を取る変数を考える。

$$\frac{\Delta I_j'}{I_j} = \frac{\Delta I_j}{I_j} + \Delta_1 \quad (15)$$

従って(11)式の目的関数の代わりに

$$\Delta f' = \sum \frac{\partial f}{\partial I_j} I_j \left( \frac{\Delta I_j'}{I_j} \right) \quad (11')$$

を目的関数とし、(12), (13)式の制約条件式の代りに、次の式を制約条件とする最適化問題を解き正の変数  $\Delta I_j / I_j$  を求めればよい。

$$\sum_j \frac{\partial \sigma_1}{\partial I_j} I_j \left( \frac{\Delta I_j}{I_j} \right) \leq 1 - \sigma_1 - \sum_j \frac{\partial \sigma_1}{\partial I_j} I_j \Delta_1 \quad (12')$$

$$0 \leq \frac{\Delta I_j}{I_j} \leq 2\Delta_1 \quad (13')$$

### 4.3. 感度解析

前述の最適化問題を解くには(11)', (12)'式に現われる微分(感度係数)の値が必要になる。

#### 4.3.1. 目的関数の感度係数

$$\frac{\partial f}{\partial I} = 0.45 \rho \frac{L_C}{I_C^{1/2}} \text{又は} 0.26 \rho \frac{L_B}{I_B^{1/2}}$$

4.3.2. 制約条件式の感度係数 制約条件式の感度係数は3.3節で求められる最大応力 $\sigma$ の微分として求められる。 $\sigma$ は具体的には日本建築学会の鋼構造設計基準の形をとっており、その微分は許容応力度の微分と存在応力度の微分が分れば知る事が出来る。ところで許容応力度は断面性能の諸定数の関数である。

従って第2章で述べた様にそれは断面2次モーメントの関数として表わす事が出来、その微分は容易に求められる。また存在応力 $\sigma_0$ の感度係数は一般に

$$\frac{\partial \sigma_0}{\partial I} = \frac{1}{A} \frac{\partial N}{\partial I} - \frac{N}{A^2} \frac{\partial A}{\partial I}, \quad \frac{\partial \sigma_0}{\partial I} = \frac{1}{Z} \frac{\partial M}{\partial I} - \frac{M}{Z^2} \frac{\partial Z}{\partial I}$$

等と表わされ、A, Zの微分は容易に求まるので、部材力の微分を与えれば存在応力の微分が定まる。

4.3.3. 部材力の感度係数 (2)式で見られる様に、部材iでの節点力ベクトル $F_i$ と節点変位ベクトル $U_i$ の間には剛性マトリックス $K_i$ を介し次の関係がある。

$$F_i = K_i \cdot U_i$$

これを設計変数 $I_j$ により微分して次式を得る。

$$\frac{\partial F_i}{\partial I_j} = \frac{\partial K_i}{\partial I_j} U_i + K_i \frac{\partial U_i}{\partial I_j} \quad (14)$$

ここで剛性マトリックス $K_i$ の微分は $i=j$ のときは対応する行列の要素を $I_j$ で微分する事により与えられ $i \neq j$ では0となる。一方 $U_i$ の微分は構造系全体の変位ベクトル $U$ の部分ベクトルとして与えられる。

(6)式を用いるとそれは次式の様になる。

$$\frac{\partial U}{\partial I_j} = \frac{\partial}{\partial I_j} K^{-1} \cdot P + K^{-1} \frac{\partial P}{\partial I_j} \quad (15)$$

上式を決めるには影響マトリックス $K^{-1}$ および荷重ベクトル $P$ の微分を知らなければならない。

4.3.4. 影響マトリックスの感度係数 いま設計変更により系の剛性マトリックスおよび影響マトリックスがおのおの $K \rightarrow K + \Delta K$ ,  $K^{-1} \rightarrow K^{-1} + \Delta K^{-1}$ と変化したとすれば新たに次の関係式が成り立つ。

$$(K + \Delta K)(K^{-1} + \Delta K^{-1}) = I$$

上式で2次の微小項を無視し、 $K \cdot K^{-1} = I$ なる関係式を用いると次式が導かれる。

$$\Delta K^{-1} = -K^{-1} \cdot \Delta K \cdot K^{-1}$$

従って影響マトリックスの微分は次の様になる。

$$\frac{\partial K^{-1}}{\partial I_j} = -K^{-1} \cdot \frac{\partial K}{\partial I_j} \cdot K^{-1} \quad (16)$$

### 4.4. 地震荷重の感度解析

部材の断面2次モーメント $I_j$ の変動に応じて変化する荷重成分は地震による水平荷重のみなので(15)式の $P$ の微分は地震荷重の感度係数として与えられる。ところで応答層せん断力の最大値は、次のRoot Mean Square Methodにより与えられる。

$$Q_i = \left[ \sum_{r=1}^n \left( \sum_{k=1}^n \beta_r u_{rk} S_A m_k \right)^2 \right]^{1/2} \quad (17)$$

ここで  $u$ : 固有モード  $\beta$ : 刺激係数  $g$ : 重力加速度  $S_A$ : (1)式の加速度スペクトル

(17)式の微分は次の様になる。

$$\frac{\partial Q_i}{\partial I_j} = \frac{1}{Q_i} \sum_{r=1}^n \left\{ \beta_r u_{rk} S_A m_k \left( \sum_{k=1}^n \beta_r u_{rk} m_k \frac{\partial}{\partial I_j} S_A + \sum_{k=1}^n \beta_r S_A m_k \frac{\partial u_{rk}}{\partial I_j} + \sum_{k=1}^n u_{rk} m_k S_A \frac{\partial \beta_r}{\partial I_j} \right) \right\} \quad (18)$$

従って $Q_i$ の感度係数を知らねばならぬ、 $S_A$ ,  $u_{rk}$ および $\beta_r$ の微分を知らなければならない。(1)式より $S_A$ の微分は次の様に与えられる。

$$\frac{\partial}{\partial I_j} S_A = 0 \quad (T < 0.5)$$

$$= 1750kT^{-2} \frac{\partial}{\partial I_j} T \quad (T \geq 0.5)$$

又刺激係数の微分は

$$\frac{\partial}{\partial I_j} \beta_r = \frac{\beta_r}{\sum m_k u_{rk}^2} \frac{\partial}{\partial I_j} u_{rk} + \frac{1}{\sum m_k u_{rk}^2} \sum m_k \frac{\partial}{\partial I_j} u_{rk}$$

従って $S_A$ と $\beta_r$ の微分は固有周期とモードベクトルの微分を次の手順で求める事により得る事が出来る。

振動系の固有値 $\lambda$ とモードベクトル $U$ は次の固有方程式から与えられる。

$$\lambda M U = K U \quad (18)$$

ここで  $M$ : 質量行列  $K$ : 剛性行列

設計変更により任意の層の部材剛性が変わったとすればそれに従い剛性行列は $K \rightarrow K + \Delta K$ と変化し、それに従って $\lambda$ と $U$ も $\lambda \rightarrow \lambda + \Delta \lambda$ ,  $U \rightarrow U + \Delta U$ と変わり、新しく次の固有方程式が成り立つ。

$$(\lambda + \Delta \lambda) M (U + \Delta U) = (K + \Delta K) (U + \Delta U)$$

上式で2次の微小項を無視すれば次式が導かれる。

$$[\lambda M - K] \Delta U + \Delta \lambda M U = \Delta K U \quad (19)$$

ここでモードベクトルの第一要素を常に一定値に固

定するものとし、ベクトル  $\Delta U$  と正方行列  $[\lambda M - K]$  を次の形に分解する。

$$\Delta U = \begin{Bmatrix} 0 \\ \Delta U_2 \end{Bmatrix}, [\lambda M - K] = [S_1 : S_2]$$

但し  $S_1$  は行列  $[\lambda M - K]$  の第1列目の要素よりなるベクトルである。この式を用いると(19)式から次の関係式が導かれる。

$$\begin{Bmatrix} \Delta \lambda \\ \dots \\ \Delta U_2 \end{Bmatrix} = [MU : S_2]^{-1} \Delta K \cdot U$$

従って固有値とモードベクトルの微分は

$$\frac{\partial}{\partial I_j} \begin{Bmatrix} \lambda \\ \dots \\ U_2 \end{Bmatrix} = [MU : S_2]^{-1} \frac{\partial}{\partial I_j} K \cdot U \quad (20)$$

上式で剛性行列  $K$  の微分は構造物の特性に応じ、静力学より求められる。 $\lambda = 4\pi^2/T^2$  なる関係から固有周期の微分が求められる。

### 5. 全体の計算の流れ

これまで述べてきた SLP によるとフレームの最適化の計算の流れをまとめると次の様に言える。まず与えられたデータに基づき振動解析を行い水平力を決める。これを用いマトリックス変位法による応力解析を行い各部材の最大応力を決める。さらに地震荷重の感度解析を行い、これを用い応力の感度係数を得る。これ等の準備計算をもとにLP問題を設計する。これを Simplex 法で解けば現段階における断面2次モーメントの最適修正量が求まる。これにより断面を修正し、得られた断面を新たな初期値として計算をくり返す。以上の計算の Macro Flow Chart を図5-1に示す。

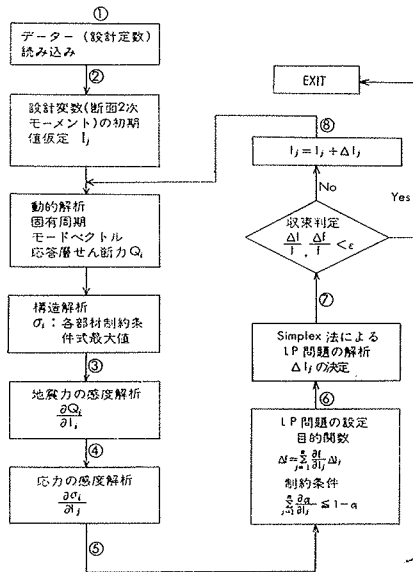


図5-1 SLPによる最適化の手順

### 6. 計算例

例1 図6-1に示す様な梁上に等分布荷重  $w$  を受ける10層1スパンラーメンの最適化を試みた。諸定数は、階高  $H=3m$ 、スパン  $L=6m$ 、 $W=0.05 t/cm$ 、震度  $k=0.2$  とした。フレームの対称性を考え、柱は同一部材を使用する10のグループに分けて考える。図6-2には繰り返し計算における各部材の最大応力の変動が、又図6-3には繰り返し計算の進行につれて部材の重量、系の1次固有周期およびベースシヤ係数の変化の様が示される。数回の計算でほぼ終局解に収束し、Fully Constrained Design が最適解と一致する。計算は大林組の NEAC 2200-500 によったが、図5-1の流れ図中に示されている数字に到達するまでに要した計算時間は①を出発点とし、CPU Time で②1、③49、④53、⑤403、⑥410、⑦422、⑧422秒程度であった。④から⑤のステップ、応力の感度分析に計算時間の約83%が使われており、全体の計算時間の短縮化の為にはこの部分の計算時間を短くする工夫が有効であると思われる。

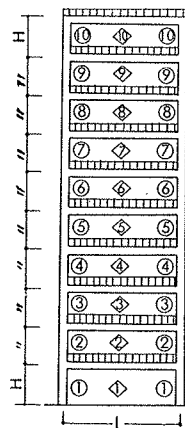


図6-1 解析モデル

	0.316	
0.053		0.262
0.459		
0.300		0.502
0.582		
0.172		0.438
0.656		
0.227		0.489
0.722		
0.180		0.446
0.776		
0.204		0.497
0.829		
0.170		0.468
0.869		
0.193		0.521
0.873		
0.203		0.545
0.747		
0.356		0.672

図6-2 (1) 第1段階応力

	0.563	
0.130		0.467
0.786		
0.444		0.814
0.949		
0.221		0.708
1.044		
0.335		0.759
0.991		
0.292		0.701
0.885		
0.332		0.764
0.829		
0.284		0.716
0.798		
0.320		0.781
0.802		
0.312		0.802
1.033		
0.535		0.958

図6-2 (2) 第2段階応力

	0.989	
0.319		0.986
0.982		
0.382		0.983
0.985		
0.380		0.988
0.987		
0.383		0.989
0.988		
0.400		0.996
0.989		
0.402		0.990
0.991		
0.399		0.990
1.00		
0.397		0.986
1.01		
0.394		1.010
1.00		
0.556		0.991

図6-2 (3) 最終段階応力

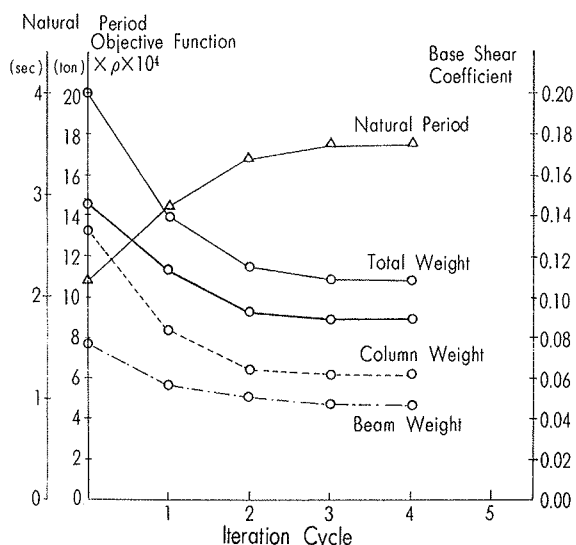


図6-3 最適化の過程における設計の変動

例2 図6-4の様な梁上に分布荷重  $W$  を受ける5層4スパンフレームの最適化を試みた。諸定数は階高  $H=3m$ , スパン  $L=6m$ ,  $W=0.05t/cm$ , 震度  $k=0.2$  とした。図に数字で示される様に柱と梁は同一部材を使用する15および10のグループに分けて考えた。図6-4には設計の初期段階および終局段階における各部材の最大応力が、図6-5には繰り返し計算の各ステップにおける部材重量, 系の1次固有周期およびベースシヤ係数の変動の様子が示される。計算は5回の繰り返しで打切られたが, 柱4はその終局状態でも制約条件ぎりぎりにはなっておらず, これは Fully Constrained Design と最適設計は必ずしも同じでない事を示す1例と言える。

この計算では図5-1の流れ図中の数字①から⑧の段階までに要する計算時間は前述の NEAC 2200-500 で CPU Time 752 秒, そのうち④から⑤のステップの感度解析で約95%の時間が費されており, 構造物の節点数が増える程モデル化や解析上の工夫の必要性が

増えてくるのが分る。

### 7. 結

地震力を受ける鉄骨弾性フレームを, 日本建築学会の鋼構造設計基準を制約条件に, 構造重量を目的関数にして最適化する事が試みられた。SLP による定式化が行われ, 例題の解析を通して手法の妥当性が示された。例題に見られる通り, 演算時間の多くの部分が部材応力の感度解析に費やされている。これは⑩式等で行われる部材の影響マトリックスや剛性マトリックスの感度係数を求める為のマトリックス演算に多くの時間を要する為であり, 今後より大規模な構造物を対象に解析を行おうとするとき, この点を考慮に入れて, 解析やモデル化上の工夫が必要であると思われる。

### 参考文献

- 1) 梅村 魁: ラーメン部材の強震時の変形に関する研究, 構造工学研究 東大出版会, 1968年
- 2) Kato B, Nakamura Y, and Anraku H.: Optimum Earthquake Design of Shear Buildings. Proc. ASCE, Jour. Mech. Div., Vol. 98, No. EM 4. Aug.

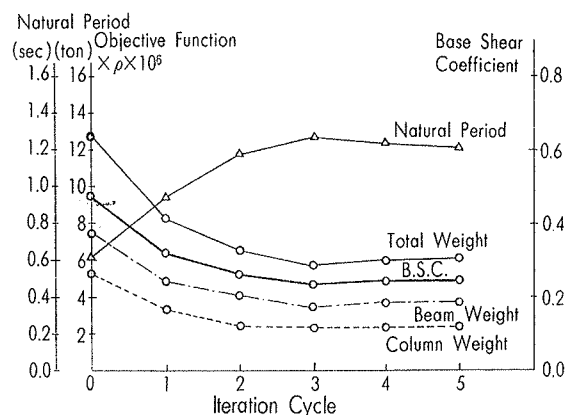


図6-6 最適化の過程における設計の変動

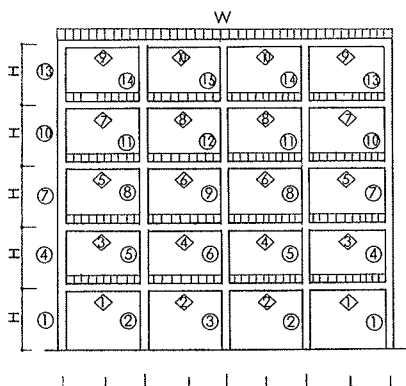


図6-4 解析モデル

	0.307	0.293	0.294	0.282	
0.115	0.403	0.387	0.381	0.344	
0.479	0.478	0.472	0.506		
0.202	0.488	0.486	0.495	0.368	
0.633	0.623	0.618	0.672		
0.266	0.628	0.621	0.627	0.645	
0.734	0.716	0.712	0.773		
0.200	0.607	0.587	0.594	0.447	
0.716	0.679	0.672	0.733		
0.087	0.778	0.775	0.771	0.717	

図6-5 (1) 初期段階応力

	1.01	0.927	1.01	0.852	
0.253	1.03	0.977	0.899	1.02	
1.03	1.00	1.02	0.986		
0.453	1.03	1.03	0.101	1.00	
1.04	1.02	1.04	0.947		
0.477	1.03	0.996	0.995	1.03	
1.02	0.998	1.02	0.989		
0.472	1.03	1.03	0.966	0.920	
1.05	1.05	1.08	1.01		
0.631	1.02	0.989	0.988	0.970	

図6-5 (2) 最終段階応力