

水平変形に注目した鉄骨骨組の部材断面変更法

STEEL STRUCTURE IMPROVEMENT METHOD FOCUSING ON LATERAL DRIFT

内村 均*, 佐藤和英*, 和田 章**, 黒正清治***
Hitoshi UCHIMURA, Kazuhide SATO, Akira WADA
and Seiji KOKUSHO

Steel structure improvement method focusing on lateral drift using unit load method is presented. The concept of displacement participation factor which should be distinguished from sensitivity analysis is obtained from unit load method. Using the factor, the presented algorithm minimize the frame weight being satisfied with the deflection constrain and stress constrain simultaneously. With the method, this paper shows some example for high rise building, and the analysis result mention that the algorithm can be very useful for structural scheme.

Keywords : *structural design, steel structure, optimization, elastic design, plane frame*
構造設計, 鉄骨造, 最適化, 弾性解析, 平面骨組

1. はじめに

建築骨組が、鉄筋コンクリートや鉄骨鉄筋コンクリートで設計される場合は、変形の制限値が設計の制約になることは少ないが、鉄骨の場合は厳しい制約になる場合が多い。最近では、新素材として、60キロ級 ($6t/cm^2$) の高張力鋼の研究開発が進んでいるが¹⁾、今後、引張強度の高い素材の普及を考えると、応力の制限値よりも、建物に適切な剛性を確保するという変形の制限値の方が、ますます重要な課題となる。しかし、変形で決まる場合、応力とは違って個々の部材の全体の変形に対する寄与量が不明であるので、断面変更を行う場合、試行錯誤的に行わなければならないのが現状である。本報では、単位荷重法を用いて、変形に対する各部材断面の寄与量を陽な形で表現し、建物の層間変位を制約条件とした最小重量設計法を、弾性平面骨組解析の中で提案する。さらに応力制約条件と併用させた、最小重量設計法に向けての、ある一つの方法を示す。

この種の最適化問題を解く方法として、感度解析が用

いられる場合がある。すなわち、剛性マトリックスを設計変数パラメータで偏微分し、変形に対する寄与量を陽な形で表現して、最適化手法にもちこむ方法である。ただし、この方法においては設計変数パラメータが接線微分方向に変更されるため、モデルの初期状態や制約条件が多い場合においては、解が求まりにくいことがある²⁾。

文献3)によれば、感度解析を用いず、単位荷重法によって得られた変位に対する各部材断面の寄与量を変位寄与量 (displacement participation factor) と呼んでいる。本報では、この変位寄与量を用いて、最適化問題について論じる。

ところで、本解析法において注意すべき点は、断面を変更する際において、部材間の剛比の変数項を無視しているところにある。よって、構造物が静定構造物であれば、1回の骨組計算で解が求まる。もし不静定構造物であれば、変更された部材断面を用いて、再び骨組計算を行い、この手順を数回繰返すことによって解を求める²⁾。

感度解析よりも、本解析法が収束性が良いかどうかは、

* 佐藤工業(株)中央技術研究所 工修

** 東京工業大学工業材料研究所 教授・工博

*** 東京工業大学名誉教授

足利工業大学工学部建築学科 教授・工博

Engineering Research Center Sato Kogyo Co., Ltd., M. Eng.

Prof., Research Lab. of Eng. Materials, Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Em. Prof., Tokyo Institute of Technology,

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Ashikaga Institute of Technology, Dr. Eng.

解析モデルに依存するものと考えられ、両方の解析方法を併用することで解析モデルの対象範囲が広がるものと考えられる。

既往の研究で、変位寄与量を用いて、弾性構造物に対して、変形制約を受ける場合の、最小重量設計について論じたものに、Charney³⁾ Berke⁴⁾、Baker⁵⁾、和田⁶⁾、Chan⁷⁾、などの研究があり、部材の材端歪制御から変形制約を論じたものに、中村・小坂⁸⁾の研究がある。

2. 基礎理論

2.1 断面積と断面性能

鉄骨部材を用いて、高層建築物の構造設計を行う場合、施工性や意匠上のディテールを考え、部材の柱せい・梁せいを統一し、板厚のみで断面を調整する方法がある。この場合、H型鋼やBOX型鋼の断面2次モーメントは、おおむね、断面積に比例することとなる。せん断断面積も断面積に比例するとすると、断面特性がすべて断面積のパラメータで統一できる。文献9)によれば、このような断面を、理想化サンドイッチ断面と呼んでいる。本報では、この断面特性を利用する。

2.2 応力制約

応力制約における、部材断面の最小化は、文献2)に述べられている方法を用いる。 σ_i を部材応力、 σ_a を許容応力とすると、部材断面変更係数 α_i は、(1)式として与えられる。但し、 m は部材要素総数である。

$$\alpha_i = \frac{\sigma_i}{\sigma_a} \quad (i=1,2,\dots,m) \quad \dots\dots(1)$$

この方法は、応力比例法とよばれる。求めた α_i を設計変数(ここでは部材断面)に乗じて、新たな設計変数を求める。但し、この方法は、不静定構造物でも断面変更に伴う応力状態は、大きく変わらないという、仮定に基づくので、断面変更後再び骨組解析を行い、目的関数(ここでは部材断面の総重量)がある一定値に落ちつくまで、断面変更と骨組解析の計算を繰り返す行う。

2.3 変位制約

骨組のある節点変位に対する、各部材の変位寄与量の算出方法は、次に示す単位荷重法という方法を用いる。これは、変位量を求めようとする節点の部分に、求めようとするベクトル方向に単位荷重を与え、設計荷重によって生じた応力と組み合わせ(2)式より求める。

$$d_{ki} = \int_{l_i} \frac{N U_{ki} N L_i}{E_i A_i} dx + \int_{l_i} \frac{M U_{ki} M L_i}{E_i I_i} dx + \int_{l_i} \frac{\kappa Q U_{ki} Q L_i}{G_i A_i} dx \quad \left[\begin{matrix} k=1,2,\dots,n \\ i=1,2,\dots,m \end{matrix} \right] \quad \dots\dots(2)$$

但し、N、M、Qはそれぞれ軸力、モーメント、せん断力、を示す。添字のUは単位荷重による、Lは設計荷重による応力を示し、 k は変位量を求めようとする節点を

表す番号を、 i は部材要素番号を、 n は変位量を求めようとする節点の総数を、 m は部材要素総数を l_i は要素部材の長さ方向の積分を意味する。 i 部材の節点 k に対する変位寄与量が d_{ki} なので、節点 k の変位量 $D_{node, k}$ は(3)式のように陽な形で表現できる。

$$D_{node, k} = \sum_{i=1}^m d_{ki} \quad (k=1,2,\dots,n) \quad \dots\dots(3)$$

ところで、部材要素群を、変形以外で決まる部材要素群(応力やディテール等で決まる部材群)と、変形で決まる部材要素群とに分離できたとする。前者をここでは受動要素とし、部材グループ番号($i=1,2,\dots,t$)で対応させ、後者を能動要素とし、部材グループ番号($i=t+1, t+2,\dots,m$)で対応させる。ところで、建物の総鉄骨量は(4)式で示される。但し、 w_i は各部材要素の鉄骨重量とする。

$$W_{total} = \sum_{i=1}^t w_i + \sum_{i=t+1}^m w_i \quad \dots\dots(4)$$

能動要素のみ断面変更をしたとすると、断面積に乗じる変更係数 α_i を用いて、(5)式で示される。

$$W'_{total} = \sum_{i=1}^t w_i + \sum_{i=t+1}^m \alpha_i w_i \quad \dots\dots(5)$$

制約をしたい節点変位が、断面変更後設計制約を満たしているとして、(6)式が得られる。

$$D_{node, design, k} = \sum_{i=1}^t d_{ki} + \sum_{i=t+1}^m \frac{d_{ki}}{\alpha_i} \quad (k=1,2,\dots,n) \quad \dots\dots(6)$$

(6)式の右辺の第2項は、断面積(鉄骨重量)が α_i 倍されれば、理想化サンドイッチ断面の場合、(2)式より変位寄与量 d_{ki} は $1/\alpha_i$ になることが説明できる。

但し、この方法は、応力比例法と同じく、不静定構造物でも、断面変更に伴う応力状態は、大きく変わらないという仮定が必要となる。ここで(6)式を満足しながら、(5)式の W'_{total} を最小にすることを考える。そこでラグランジュ乗数 λ を用いて(5)式に(6)式の制約条件を導入すると、

$$F(\alpha, \lambda) = \sum_{i=1}^t w_i + \sum_{i=t+1}^m \alpha_i w_i + \sum_{k=1}^n \lambda_k \left(\sum_{i=1}^t d_{ki} + \sum_{i=t+1}^m \frac{d_{ki}}{\alpha_i} - D_{node, design, k} \right) \quad \dots\dots(7)$$

(6)式が満たされている条件下の、関数(5)式の極値を与える α は次式を満足させる。

$$\frac{\partial F(\alpha, \lambda)}{\partial \alpha_i} = w_i - \frac{1}{\alpha_i^2} \sum_{k=1}^n \lambda_k d_{ki} = 0 \quad (i=t+1, t+2, \dots, m) \quad \dots\dots(8)$$

よって α は次式で示される。

$$\alpha_i = \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n \lambda_k d_{ki}}{w_i}} \quad (i=t+1, t+2, \dots, m) \quad \dots (9)$$

(9)式を(6)式に代入すると α が消去でき、(10)式のような λ の関数となる。

$$f_j(\lambda) = \sum_{i=1}^t d_{ji} + \sum_{i=t+1}^m d_{ji} \sqrt{\frac{w_i}{\sum_{k=1}^n \lambda_k d_{ki}}} \quad \dots (10)$$

$$- D_{node\ design\ j} = 0 \quad (j=1, 2, \dots, n) \quad \dots (10)$$

(10)式は n 元の λ に関する連立非線形方程式である。この方程式を解く1つの方法として、ニュートン法を用いる。ところで、ニュートン法による反復公式は、

$$\lambda^{(P+1)} = \lambda^{(P)} - \omega J^{-1}(\lambda^{(P)}) f(\lambda^{(P)}) \quad \dots (11)$$

で与えられる。但し、(P)および(P+1)は繰返しに関する表示とする。ここに $J^{-1}(\lambda^{(P)})$ はヤコビ行列の逆行列で、ヤコビ行列 $J(\lambda^{(P)})$ は下式で示される。

$$J(\lambda^{(P)}) = \begin{pmatrix} \frac{\partial f_1(\lambda^{(P)})}{\partial \lambda_1} & \dots & \frac{\partial f_1(\lambda^{(P)})}{\partial \lambda_n} \\ \vdots & & \vdots \\ \frac{\partial f_n(\lambda^{(P)})}{\partial \lambda_1} & \dots & \frac{\partial f_n(\lambda^{(P)})}{\partial \lambda_n} \end{pmatrix} \quad \dots (12)$$

ところで、ヤコビ行列の中の各項は下式で与えられる。

$$\frac{\partial f_j(\lambda)}{\partial \lambda_k} = - \frac{1}{2} \sum_{i=t+1}^m \frac{d_{ji} d_{ki} \sqrt{w_i}}{\left[\sum_{r=1}^n \lambda_r d_{ri} \right]^{3/2}} \quad (j, k=1, 2, \dots, n) \quad \dots (13)$$

(11)式の中の ω は、収束を加速・減速させるための係数で、(14)式の右辺(ノルム値)を最小とするような値として、決定される。この方法は、逐次過剰緩和法(SOR法)¹⁰⁾と呼ばれており、収束計算を速くするだけでなく、解が発散するのを防止する効果がある。本解析法では、 ω の値を0~2まで変化させて、ノルムの最小値を与えるものを採用している。

(11)式より反復計算を行い、 λ を求める。収束条件は、次式のノルムが十分小さな値 ϵ_B をもって収束とする。

$$S(\lambda) = \sum_{j=1}^n f_j(\lambda)^2 \quad \dots (14)$$

λ が求めれば、(9)式より α が求まる。

以上の手順で断面変更を行うが、不静定構造物の場合に必要な骨組解析の繰返し計算回数を u 回とすると、断面変更係数 α は次式となる。

$$\alpha_i = \prod_{s=1}^u \alpha_{si} \quad (i=t+1, t+2, \dots, m) \quad \dots (15)$$

なお繰返しにおける収束は、次式に示す総部材重量の偏差が十分小さな値 ϵ_A をもって収束とする。

$$\Delta W = W^{(S+1)} - W^{(S)} \quad \dots (16)$$

但し、(S)および(S+1)は繰返しに関する表示とする。以上述べた解析のフローチャートを図1に示す。

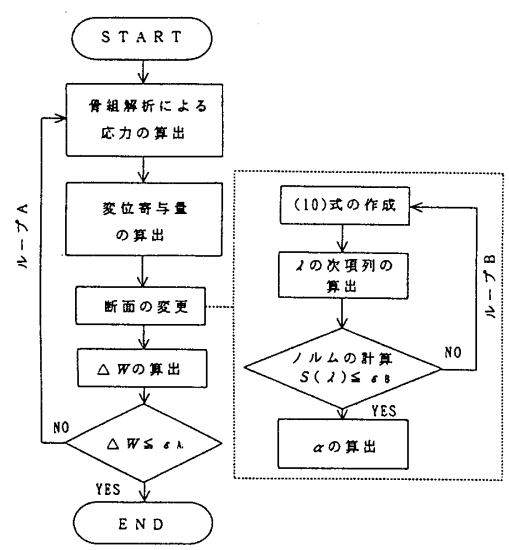


図1 解析フローチャート

本報で用いた解析方法は、ラグランジュ乗数を用い、それらを数式展開して非線形連立方程式に帰着し、ニュートン法を用いて方程式を解いている。計算過程の中で、ヤコビ行列の逆行列を求めなければならないが、本報の場合は、(制約条件数)×(制約条件数)のヤコビ行列の逆行列を求めればよい。これは、解析時間が、建物骨組の部材要素数よりも制約条件数に大きく依存することを意味する。制約条件付最適化問題の解法として広く知られている方法の一つに、罰金関数を用いた方法が上げられる。これは、制約条件式に罰金変数を乗じ、制約なしの多変数関数に置換し、その関数の最小値を求めるという方法である。その場合、多変数関数の変数となるものは、各部材の設計パラメータである。よって、関数の最小値を求める方法で、ニュートン法を用いる場合、(部材要素数)×(部材要素数)のヘッセ行列の逆行列を求めなければならない。解析時間の短縮を図るため、準ニュートン法(DFP法やBFGS法)が提案されてはいる¹¹⁾ものの、超高層や超々高層といった建築フレームに適用する場合、部材要素総数が解析時間に与える影響が大きい。よって本報では、あえてこれらの方法は用いず、上述したアルゴリズムで計算することにした。

ところで、(10)式の非線形連立方程式の解が複数存在するかどうかの検討は、今回は行っていない。ラグランジュ乗数を用いた方法は、設計空間での局所的な最適解を求める場合の必要条件であり、今回はこの必要条件のみで論じているので、ラグランジュ乗数の解が複数存在する場合が可能性としてあり、厳密にはどの解が最適

であるかを検討する必要があると思われる。しかし、求めた解の結果を工学的に判断して、より経済設計が可能となる方向に向かって進んでいると判断できる場合は、得られた結果が、今後の構造計画を考える上で参考資料になるものと思われる。

2. 4 変位解析における注意事項

(3)式に示した d_{ij} は、各要素部材をグループ化した断面リストに対応させてもよい。但し、部材断面のグループ単位の断面変更を行う場合において、以下の場合には、本解析法の解は収束しない。

(能動要素部材のグループ数) < (節点変位制約条件数)

この理由は、制約条件数と能動要素部材グループ数が等しい場合においては、(6)式が次のようになり、

$$\begin{bmatrix} d_{1+1} & d_{1+2} & \dots & d_{1m} \\ d_{2+1} & d_{2+2} & \dots & d_{2m} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ d_{n+1} & d_{n+2} & \dots & d_{nm} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} 1/\alpha_{1+1} \\ 1/\alpha_{1+2} \\ \dots \\ 1/\alpha_m \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{\text{node design } 1} - \sum_{i=1}^t d_{1i} \\ D_{\text{node design } 2} - \sum_{i=1}^t d_{2i} \\ \dots \\ D_{\text{node design } n} - \sum_{i=1}^t d_{ni} \end{bmatrix} \dots (17) \quad (n = m - t)$$

$1/\alpha_i$ が一義的に求まるからである。

この対処方法として、制約条件を減らすことや、能動要素部材グループ数を多くすることが考えられる。また、(6)式を不等式制約条件とし、「指定する変形以下におさまっていればよい」といった自由性をもたせて、Kuhn-Tucker の必要条件より解を求める方法を用いれば、上述した問題点は解決するものと思われるが、「設計者が好ましいと思われる、指定した変形状態になるように骨組を決める」という主旨からは若干はずれるので、この方法は用いなかった。

3 解析例

3. 1 解析モデル(その1)

解析に用いたモデルは、図2に示すように、23層 5スパンの純ラーメン構造とし、このモデルを、model-1とする。解析条件は以下の通りとする。

1. 制約条件は、骨組が層間変形角1/200となるよう指定する。
2. 水平荷重は、A i 分布に準じて仮定する。
3. 梁は合成梁とし、曲げ剛性増大率は1.6とする。
4. 剛床仮定とする。

以上の条件により、総鉄骨量を最小にすることを考える。初期断面は、表1に示した各グループに対応した断面と

するが、断面変更は、各要素部材ごとに行う。

表1 部材リスト表 (SM490)

| List No. | | List No. | |
|----------|--------------|----------|-----------------|
| 1 | □-450x450x28 | 5 | H-700x300x16x28 |
| 2 | □-450x450x25 | 6 | H-700x300x16x25 |
| 3 | □-450x450x22 | 7 | H-700x300x16x22 |
| 4 | □-450x450x19 | 8 | H-700x300x16x19 |

Lateral Load(t)

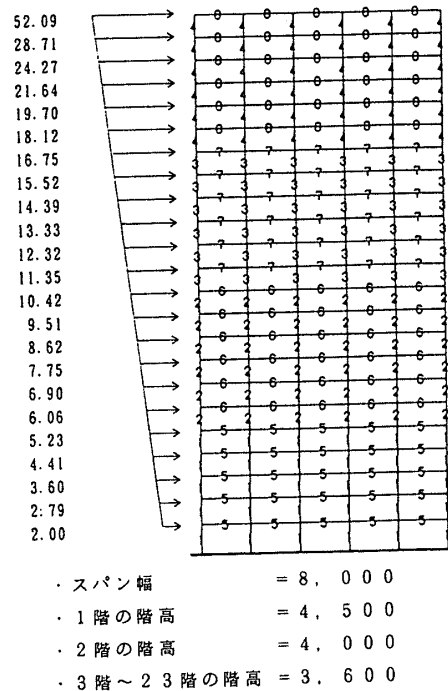


図2 解析モデル(model-1)

3. 2 解析結果

解析結果は、図3~図7に示す。図3には、図1に示したループAにおける、層間変形角の収束状況を示している。

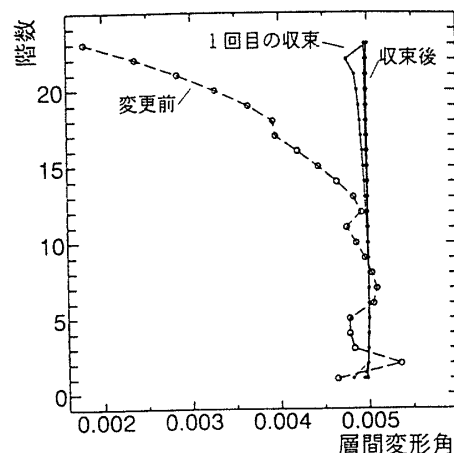


図3 層間変形角の収束

これを見ると断面変更前(初期値)のものは、上層部で層間の剛性が大きいのが、断面変更後は急激に制約条件の値(1/200 = 0.005)に、収束していることが分かる。

なお、実際に収束した値と、制約条件値との誤差は、1%未満であった。図4にはループAの最初の計算時における、ノルム $S(\lambda)$ のループBにおける収束状況を示している。数回の繰り返し計算の後、0に近づいていることが分かる。 ϵ_B の値として、ここでは 1×10^{-5} を用いた。図5には目的関数である総鉄骨量の、ループAにおける各繰り返し計算時の収束状況を示している。このグラフより、1回のループで急激に鉄骨量が減少し、その後なだらかに収束している様子が分かる。

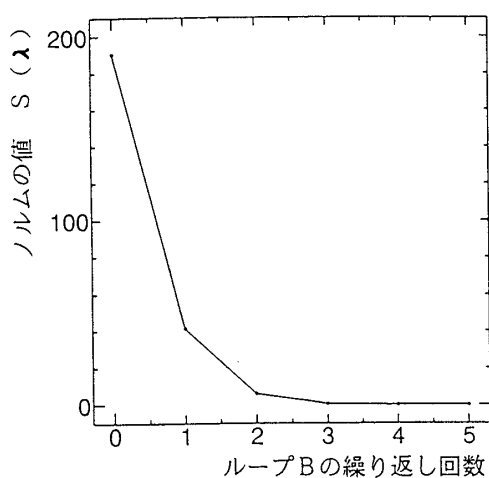


図4 ノルムの収束

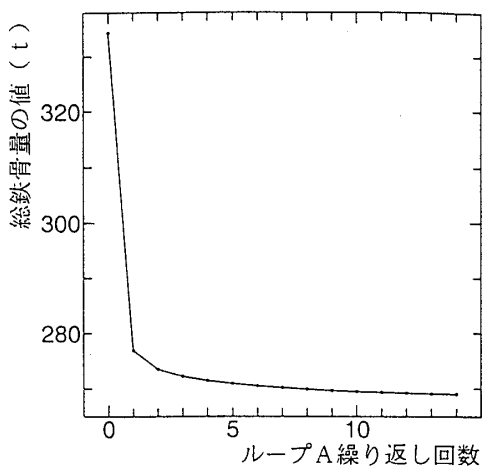


図5 総鉄骨量の収束

図6にはループAにおける各繰り返し計算時の建物全体の変形図を示した。

図7には、断面変更前後におけるフレーム図を示す。線の太さは、鉄骨の断面積Aに比例するように表示してある。(線の太さと断面積の割合は、表1の部材リストを参照)これを見ると、柱・梁共に低層部においては外

側に、高層部においては中央部分に鉄骨が集まり、全体的に釣鐘状に配分されている。

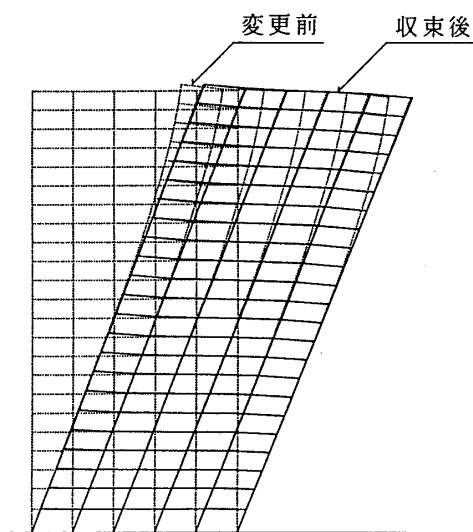


図6 変形図

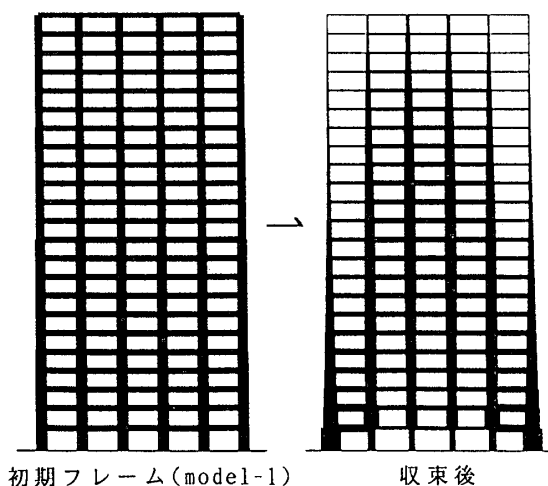


図7 断面変更前後のフレーム図

3. 3 解析例モデル(その2)

図7に示した断面変更後のフレーム図を用いて、ここではある一つの考察を行う。

例えば、model-1の建物のフレームのどこかに、吹き抜けの空間を作らなければならないという、設計計画上の要求があったとする。そこでまず、図8に示すように、最下層の中央部の梁要素を取り除いたモデルを model-2、中間層の中央部分の梁要素を取り除いたモデルを model-3とする。そしてどちらのモデルが、変形という制約条件に対して経済的なのかを考える。

この建物は、1階および2階部分の階高が高く(図2参照)、かつ低層部分は層せん断力が大きいので、低層部分に吹き抜け空間を作ることは、不経済な設計になると考えがちである。ところが、図7の変更後の図が示すところによれば、低層部分の中央部の梁よりも中間層の中央

部の梁の方が鉄骨量が多く、部材要素の重要度が高いことが分かる。このことにより、model-3よりも、低層の梁を取り除いた model-2の方が経済性が良いのではないかと予想される。

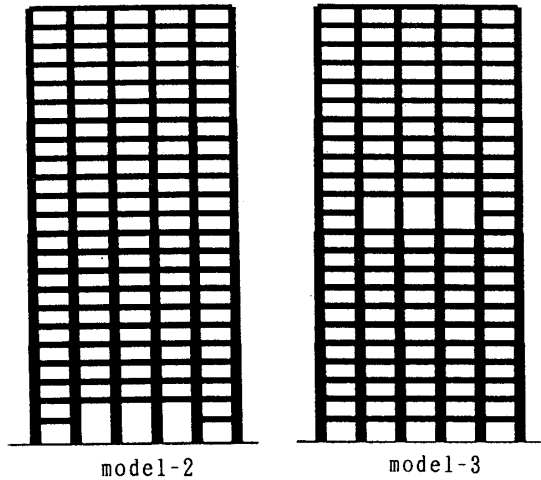


図8 比較対象解析モデル

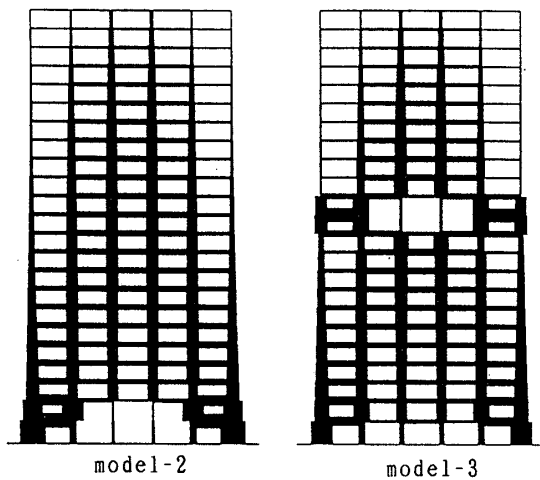


図9 比較対象解析結果のフレーム図

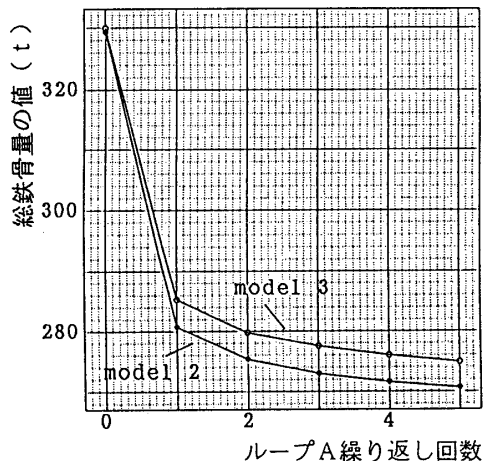


図10 各モデルの総鉄骨量の収束

そこで、実際にこの2つのモデルに対して、3.1節で述べた設計条件のもとで、荷重条件を変えずに解析を行ってみた。その結果、図9に示す結果となった。model-2は図7の変更図と同じような形状を示しているのに対し、model-3は全く別の形状を示していることが分かる。図10は、収束した各modelの総鉄骨量の値をグラフ化したものである。この図より若干ではあるがmodel-2の方が経済性が良いことが分かる。

このように、変形の制約条件が厳しいと思われる骨組で、柱や梁を取り除きたい場合、図7のように、部材の制約条件に対する重要度が一目で分かれば、構造計画が迅速に行われるものと思われる。

4. 応力および変形併用制約

4.1 解析アルゴリズム

ここでは、基礎理論を応用して、応力および変形併用制約条件下のアルゴリズムを考える。このアルゴリズムの基礎となっている部分は、応力で決まる部材を、2.3節で示した、受動要素とすることである。

アルゴリズムは、以下に示すSTEPで行う。

STEP0. 骨組解析を行い、各部材の d_{ki} を求める。

STEP1. 応力制約により、2.2節で示した方法を用いて部材断面を最小化する。

STEP2. STEP1で変更した断面を用いて、骨組の変形を求める。求める方法は、STEP1で得た α_i を用い、 $\sum d_{ki} / \alpha_i$ より変形を算出する。(1)式および(6)式を参照)

STEP3. STEP1の応力制約を用いて、部材断面を最小化した際のフレームの層間変形を考慮しつつ、設計者が好ましいと判断される変形状態を、適当な約束事によって定める。ここでは、応力制約で変更された骨組の層間変形角と、層間変形角1/200とを比較し、小さい方を変形制約として採用する。

STEP4. STEP3で求めた制約条件のもとに、2.2節で示したアルゴリズムを用いて、部材断面を変更する。

STEP5. STEP4で求めた変位制約によって最小化された部材断面が、STEP1で求めた応力制約によって最小化された断面よりも小さい場合は、応力で決まる部材断面として変更し、変位制約条件から取り外す(部材を受動要素とする)。取り外したとき、骨組の各層の層間変形が、制約層間変形にほぼ収まっている場合(数%の余裕率を与える)、STEP6に進む。そうでなければ、STEP4にジャンプする。

STEP6. 変更された骨組の総鉄骨量と、変更直前の総鉄骨量との偏差が十分小さい場合は、最後にもう一度骨組解析を行い、解析を終了する。そうでなければ、全部材を能動要素とし(STEP5で決定した受動要素を取り消す)、STEP0にジャンプする。

このアルゴリズムは、STEP1～STEP5までは、断面変更を行っても応力状態は大きく変化しないという仮定条件で行っており、それを改善するために、STEP6で骨組解析を繰り返す判断を行っている。また、STEP5で数%の余裕率を与えたのは、収束性を良くするためである。

ところで、制約条件の数が増えるほど、解が収束しにくくなり、初期モデルの設定によっては、解の収束値が変化したり、また収束しない場合が考えられる。一方、初期モデルは、解を収束しやすくするために設定する場合もあるが、設計者が、応力や変形といった制約条件以外の様々な制約条件を満足するような、あるいは構造計画上好ましいと思われる仮定断面をもって設定する方法もある。この理由は、初期モデルから局所最適解の収束に至るまでの経過を、設計者が確認することで、解析が設計者の意図する最適化の方向に進んでいるかを確認できる点で、利点があるからである。今回は、このような理由により、適当に初期モデルを定めたが、解が収束しないケースの場合、

1. 実際に解が存在しない場合
2. 解は存在するがアルゴリズムに問題がある場合
3. 解は存在しアルゴリズムにも問題ないが、初期値の設定に問題がある場合

が考えられる。この問題は、今後の検討課題としたい。

4. 2 解析モデル（その3）

解析に用いたモデルは、前回用いた図2の23層5スパンの純ラーメン構造とする。解析条件は、その1の場合と同じであるが、応力制約条件として、長期・短期許容応力を考え、応力制約で算出した部材応力は、軸力・曲げモーメントの組合せにより求める。なお、座屈やねじりに対する検討は今回行わない。以上の条件より、許容応力制約、層間変形制約、許容応力かつ変形制約の3種類の制約解析を行い、総鉄骨部材重量を、最小にした場合の、比較検討を行う。

4. 3 解析結果および考察

図11に初期モデルフレーム、図12に応力制約、図13に層間変形制約、図14に応力かつ変形制約で断面変更を行った場合を示す。図に示す線の太さは、前回同様、鉄骨量を示し、図12～図14においては、波線が応力制約で断面が決定された部材を示し、実線が変形制約で断面が決定された部材を示す。なおこの応力制約で決まった部材は、今回の場合すべて短期許容応力で決まったものである。

図12を見ると、柱梁共に低層階ほど鉄骨が多く配分され、上層にいくほど断面が絞られている様子が分かる。そして、上層階の部材断面が、下層階の断面よりも大きくなっているという現象は、ほとんど見られない。

図13のフレーム図はその1で示したのと同じであるが、応力制約の場合とほぼ似たような形状を示してい

る。但し、1階の中央部分の柱が2階の柱より小さな断面となっており、梁断面も、2階の床梁が3階～中層階の梁断面よりも小さくなっている。この理由としては、

- (1) 変形制約では、地震時荷重のみで検討を行い、長期鉛直荷重の影響を考えなかった。
- (2) 1階の柱脚を固定として解析したため、弾性固定である2階以上の柱脚よりも、同じ層間変形制約に対して有利に働いた。

ことが考えられる。

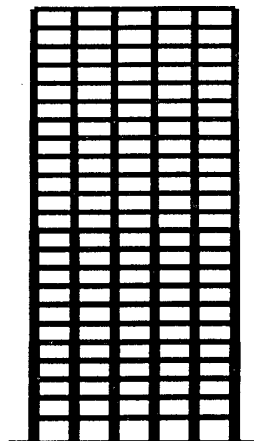


図11 初期モデル

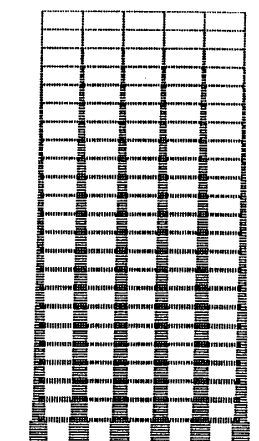


図12 応力制約モデル

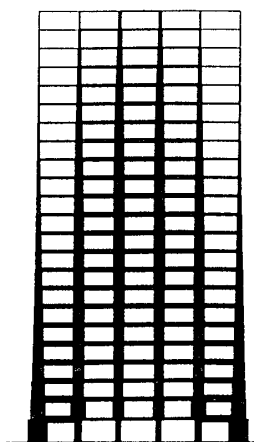


図13 変形制約

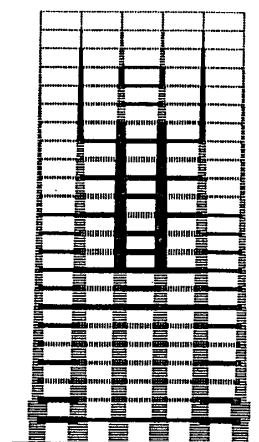
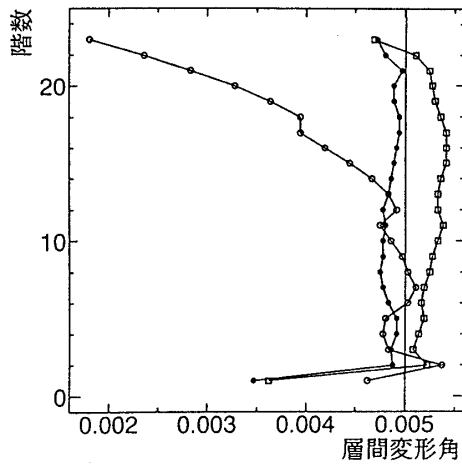


図14 応力かつ変形制約

図14のフレーム図を見ると、図12および図13の両方のフレーム図を重ね合わせたような形状をしている。純S造の建物では、地震荷重に対して、特に中層階の変形が収まりにくい場合が多いが、図14の解析結果を見ると、中層階の柱・梁が変形制約で決まっている部材が多い。このことは、図15の各階の層間変形角の結果からも説明できる。白四角が、応力制約のみで収束させた場合の層間変形角であるが、この結果をみると特に中層階の層間変形角が1/200に収まっていない。つまりこの部分はより変形を押さえるために、鉄骨が必要となってくる。図14の解析結果に、そのことが反映されていると考えられる。図12～図14の上層部で部材断面がか

なり小さくなっており、現実的な断面にはなっていないが、与えた制約条件に対する部材断面の重要度が小さいという意味で、設計者にとって参考資料になると思われる。

図15黒丸は、応力かつ変形制約下の解析結果であるが、すべての層間変形角が、制約条件に収まっている。1階および最上階の層間変形角が、応力制約の場合とほぼ等しくなっているのは、4.1節の解析アルゴリズムで解説したように、応力制約で決まった骨組の層間変形角が、1/200以下であったため、その層間変形角を制約条件として採用したためである。



- : 初期モデルの層間変形
- : 応力制約のモデル
- : 応力かつ変形制約のモデル

図15 各モデルの各階の層間変形

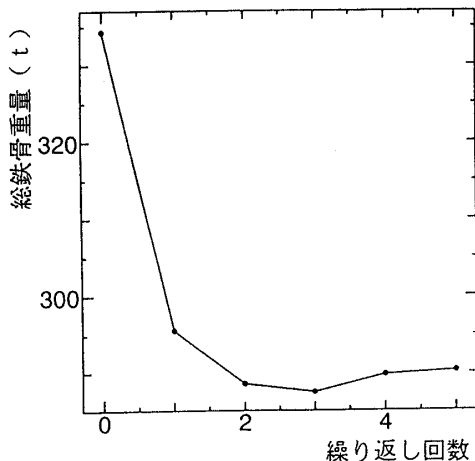


図16 繰返し回数による総鉄骨重量の収束

図16には、繰返し計算回数と、総鉄骨部材重量との、収束状況を示した。これを見ると、約2回程度である一定量に収束していることが分かる。これより1構面では約45tの経済効果が確認される。繰返し回数が4回目で総鉄骨量が若干増加しているが、これは制約変形に対する

余裕率を数%与えたため、収束誤差の範囲と考えられる。以上より、応力の制約条件と変形の制約条件に対する部材の重要度が、図12～図14より把握できるので、部材断面変更を行う場合、設計者は、各部材要素の構造特性を理解した上で構造計画を行うことができるものと思われる。なお、上述したmodelの、各制約条件下解析に要した時間は、Super SPARC(60MZ),35.3MFLOPSのCPUを用いて、許容応力制約が約1分、層間変形制約が約5分、応力かつ変形制約が約40分となった。

5. まとめ

- (1) 平面フレーム弾性解析において、理想化サンドイッチ断面を用いた場合の、層間変形制約条件および層間変形かつ応力制約条件を満たす、最小重量設計法に向けてのある一つの部材断面変更法を示した。
- (2) 鉄骨造の純ラーメン高層建築に対する層間変形制約条件および層間変形かつ応力制約条件の解析を行った。その結果、それらの制約条件に対する部材断面の重要度が分かり、それを制約条件別に、各要素の部材断面積の大きさに対応する形で表現した。

参考文献

- 1) 山崎徹也, 山内泰之, 福田俊文, 山本昇, 沢村一巳, 武生博文: 金属系新素材・新材料の利用技術の開発(建設省総合プロジェクト・新素材) その16「60キロ級高性能鋼の力学的素材性能」日本建築学会大会学術講演梗概集 pp.1321~1322, 1991.9
- 2) R. A. Gellatly and L. Berke, 「最適性を規準とする設計計算法」, 最適構造設計 基礎と応用 川井忠彦・戸川隼人監訳 培風館, OPTIMUM STRUCTURAL DESIGN Theory and Applications edited by R. H. Gallagher and O. C. Zienkiewicz, 1973, pp.31-45
- 3) F. A. Charney, "Sources of Elastic Deformation in Laterally Loaded Steel Frame and Tube Structures", Tall Buildings :200 and Beyond, 1990.11, Hong Kong pp.893-915
- 4) L. Berke and N. S. Khot, "Performance Characteristics of Optimality Criteria Methods", Structural Optimization edited by G. I. N. Rozrany and B. L. Karihaloo, 1988, pp.39-46
- 5) W. F. Baker, "Sizing Techniques for Lateral Bracing", Proceedings Related to Steel Structures, ASCE, Structural Congress 1989.5 pp.298-307
- 6) A. Wada, "How to Reduce Drift of Buildings", Fourth U.S.-Japan Workshop on the Improvement of Building Structural Design Practices (日本建築学会近畿支部 構造力学部会 構造力学講義録 13号 設計力学と建造物の応答制御問題 1992年 11月 pp.44-60 に掲載)
- 7) D. E. Grierson and C. M. Chan, "Design Optimization of Tall Steel Buildings", Optimization of Structural Systems and Industrial Applications, 1991.7, pp.541-551
- 8) 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, 1986.5, pp.1-11
- 9) 中村恒善 「建築骨組の最適設計」丸善株式会社
- 10) 戸川隼人 コンピュータ実務技法講座「数値計算技法」pp.211-213 オーム社
- 11) 大野豊, 磯田和男(監修) 数値計算ハンドブック オーム社

(1995年7月10日原稿受理, 1996年2月8日採用決定)